T2R2 東京科学大学 リサーチリポジトリ
Science Tokyo Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	強度が深さと共に変化する粘性土地盤の支持力並びに変形特性に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	竹村次朗
Author(English)	JIRO TAKEMURA
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第2167号, 授与年月日:1991年2月28日, 学位の種別:論文博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor of Engineering, Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第2167号, Conferred date:1991/2/28, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

Powered by T2R2 (Science Tokyo Research Repository)

強度が深さと共に変化する粘性土地盤の支持力
並びに変形特性に関する研究

平成２年

東京工業大学工学部土木工学科

竹村次朗

目　次

（記　号）

第１章　序論

１－１　研究の目的と背景　1

１－２　粘性土地盤の支持力・変形問題　4
１－２－１粘性土の力学特性　4
（１）粘性土の強度・変形特性における異方性　4
（２）時間効果；歪速度依存性　6
（３）その他の要因　8
１－２－２強度が直線的に増加する地盤（ＮＣ地盤）の支持力・変形特性　9
（１）支持力算定法に関する解析的研究　9
（２）粘性土地盤の支持力に関する実験的研究　12
１－２－３クラスト地盤の支持力・変形特性　14
（１）クラスト部の粘土の力学特性　15
（２）クラスト地盤の支持力　15
１－２－４軟弱地盤上の盛土の安定性に関する研究　17
（１）実物大盛土実験　17
（２）地盤の変形挙動と破壊予測　18
１－２－５実挙動の予測精度の現状　21

１－３　遠心模型実験　23
１－３－１遠心模型のモデル化　23
１－３－２相似則　25
（１）相似率の誘導　25
（２）遠心模型の相似則　27
１－３－３遠心模型実験実施上の留意点　29

第２章　粘性土の物理的・力学的特性

２－１　はじめに　31

２－２　試料の作成と物理的特性　31
２－２－１試料の作成　31
２－２－２試料の物理的特性　32

２－３　試料の圧密特性　33
２－３－１標準圧密試験より求まる特性　33
（１）圧縮特性　33
（２）時間～圧縮関係　33
２－３－２載荷除荷による間隙比の減少　33

２－４　試料の非排水せん断断特性　34
２－４－１強度異方性　34
２－４－２過圧密粘性土のせん断特性　34
２－４－３非排水せん断特性に及ぼすひずみ速度の影響　36

２－５　非排水せん断特性に影響する要因とその補正　38

第３章　模型粘性土地盤の作成

３－１　はじめに　40

３－２　強度が直線的に増加する地盤（ＮＣ地盤）の作成　40
３－２－１地盤条件　40
３－２－２作成方法　41
（１）遠心模型実験装置　41
（２）模型地盤の作成手順及び試料　42
３－２－３ＮＣ地盤の作成　43
（１）圧密過程　43
（２）地盤内強度分布　47

３－３　クラスト地盤の作成　49
３－３－１作成方法　49
３－３－２地盤条件　52
３－３－３クラスト地盤内の強度　53
（１）地盤内含水比分布　53
（２）地盤内強度分布　55
（３）強度分布の理想化　57

３－４　まとめ　58

第４章　２次元帯荷重による支持力・変形

Ⅰ　強度が直線的に増加する地盤（ＮＣ地盤）

４Ⅰ－１　はじめに　59

４Ⅰ－２　支持力計算　59
４Ⅰ－２－１滑り線解析　60
（１）kötter式の誘導　60
（２）支持力計算方法　63
（３）計算結果　64
４Ⅰ－２－２上界値計算　65
（１）底面が滑な剛性基礎の支持力　67
（２）底面が粗な剛性基礎の支持力　68
（３）計算結果　71

４Ⅰ－３　遠心模型実験　73

４Ｉ－３－１実験方法及び実験条件　73
（１）実験条件　73
（２）実験方法　74
４Ｉ－３－２実験結果、考察　75
（１）支持力特性　75
１）荷重沈下挙動　75
２）極限支持力及び沈下量　76
３）底面反力分布　78
（２）一様強度地盤（重力場模型）の変形特性　79
（３）ＮＣ地盤（遠心模型）の変形特性　80
１）表面強度及び強度増加率が異なる地盤　80
２）基礎幅及び底面の粗・滑が異なる基礎　81
（４）間隙水圧挙動　83

４Ｉ－４　まとめ　84

Ⅱ　クラスト地盤

４Ⅱ－１　はじめに　86

４Ⅱ－２　クラスト地盤の支持力計算　86
４Ⅱ－２－１剛性基礎の支持力上界値計算　87
（１）MechanismⅠ：ブロックタイプ　87
（２）MechanismⅡ：Prandtlタイプ　90
（３）計算結果、支持力図表　95

４Ⅱ－３　遠心模型実験　99
４Ⅱ－３－１実験方法、実験条件　99
（１）実験条件　99
（２）実験方法　99
４Ⅱ－３－２実験結果及び考察　100
（１）支持力特性　100
１）荷重沈下挙動　100
２）極限支持力　102
（２）変形特性　103
（３）間隙水圧挙動　105

４Ⅱ－４　まとめ　106

第５章　盛土荷重による支持力・変形

５－１　はじめに　108

５－２　盛土の安定性に関する上界値計算　108
５－２－１ＮＣ地盤上の盛土　108
（１）MechanismⅠ：Hillタイプ　109

（２）MechanismII：円弧滑りタイプ　111
（３）計算結果　114
５－２－２クラスト地盤上の盛土　116
（１）MechanismＩ：Prandtlタイプ　116
（２）MechanismII：円弧滑りタイプ　117
（３）計算結果、安定図表　120

５－３　遠心模型実験　124
５－３－１実験方法、実験条件　124
（１）実験方法　124
（２）実験条件　127
５－３－２遠心模型実験に対するＦＥＭ計算　128
（１）有限要素解析プログラム及び解析条件　129
（２）入力パラメータ　130
５－３－３実験結果及び考察　131
（１）変形挙動　131
１）クィック載荷試験　131
２）ステップ載荷試験　132
（２）間隙水圧挙動　135
（３）臨界盛土高さ　137
（４）変形挙動に着目した破壊予測　140

５－４　マレーシアにおける現場盛土破壊実験　142
５－４－１盛土試験の概要　142
（１）試験現場　142
（２）盛土試験　143
５－４－２現場盛土試験の挙動予測　143
（１）破壊盛土高さ及び崩壊面　143
（２）間隙水圧、変形　147

５－５　まとめ　149

第６章　結論　152

欧文参考文献　158

和文参考文献　166

謝辞

表、図、写真

（記　号）

b（ ）	：$\dot{\varepsilon}$を10倍することによる括弧内の諸量の増加量
B	：基礎幅
c	：粘着力
c 0	：ＮＣ地盤の地表面強度
c 1	：クラスト表面強度
c 2	：クラスト下縁強度
c u	：非排水せん断強度
c u/σ v'	：非排水強度増加率
c u/σ vc'	：非排水強度増加率
c uc	：圧縮試験より得られた非排水強度
c ue	：伸張試験より得られた非排水強度
c unc	：正規圧密供試体の非排水せん断強度
c uoc	：過圧密供試体の非排水せん断強度
c utc	：三軸非排水圧縮強度
Cc, Cr	：圧縮指数、膨潤指数
D	：ダイレタンシー係数
e 0	：初期間隙比
e 0	：先行圧密圧力時の間隙比
E 50	：50％強度割線弾性係数
E 50nc	：正規圧密供試体の50％強度割線弾性係数
E 50oc	：過圧密供試体の50％強度割線弾性係数
E i	：初期弾性係数
Δ E	：全外部仕事率
F r	：ＮＣ地盤、クラスト地盤の支持力図表に用いる補正係数
g	：地球上での重力加速度（9.81m/sec2）
G s	：土粒子の比重
h	：クラスト厚さ
h c	：破壊時盛土高さ、臨界盛土高さ
Δ h	：クラスト層作成時の各予備圧密圧力を作用させる層厚（=h /4）
H	：地盤層厚
I p	：塑性指数
k	：深さ方向の強度増加率
k	：透水係数
k 1	：深さ方向の圧密圧力の増加率
k x, k y	：水平方向、鉛直方向透水係数
K 0	：静止土圧係数
K i	：地盤の静止土圧係数
K s	：圧縮強度に対する伸張強度の比

L　　：盛土ノリ面幅
m　　：k／(c2/h)
mv　　：体積圧縮係数
M　　：限界状態線の傾き
n　　：実物に対する模型の幾何的な縮尺比、
n　　：遠心加速度
na, nr, np　：異方性、歪速度、平面歪条件に関する強度補正係数
Nc　　：支持力係数（=qu/c0）
Nc1　　：クラスト地盤の支持力係数（=qu/c1）
Nc2　　：クラスト地盤の支持力係数（=qu/c2）
Nsub　　：模型内のある諸量（sub）の原型に対する相似率（模型の諸量／原型の諸量）
OCR　　：過圧密比（=σvc'/σv'）
p0　　：サーチャージ圧
pc　　：最大先行圧密圧力
Δp　　：各盛土ステップでの地盤内鉛直土圧増分
q　　：偏差応力（せん断試験）
q　　：荷重強度（模型載荷試験）
qu　　：破壊荷重強度、極限支持力
Δq　　：盛土載荷圧増分
s　　：滑り線方向
Smax　　：最大沈下量
u　　：間隙水圧
Δu　　：過剰間隙水圧増分
v　　：体積歪
$\dot{v}$　　：体積歪速度
$\dot{v}_0$　　：初期体積歪速度
w　　：含水比
wL, wP　　：液性限界、塑性限界
ΔW　　：全内部消散率
z　　：深さ
α　　：二次圧縮係数
α, β, γ, ω　：支持力上界値計算において破壊のメカニズムを表すパラメータ
α, β', ω, B　：盛土の安定性に関する上界値計算において破壊メカニズムを表す
　t, n　　パラメータ
β　　：盛土ノリ面角度
γ　　：単位体積重量
γmax　　：最大せん断歪
γw　　：水の単位体積重量
γ'　　：土試料の有効単位体積重量
δ　　：水平変位

δ max　　：最大水平変位
$\dot{\varepsilon}$　　：三軸試験における軸歪速度（%/min）
ε f　　：破壊歪
$\dot{\varepsilon}$ r　　：実地盤における三軸供試体の軸歪速度に対応する歪速度
ζ　　：無次元化された深さ
ζ　　：滑り線が水平方向に対して反時計回りになす角度
κ　　：過圧密試料のｅ～lnｐ曲線の傾き
λ　　：正規圧密試料のｅ～lnｐ曲線の傾き
λ　　：最大主応力方向が水平線に対して反時計回りになす角度
λ　　：クラスト部の強度減少率
Λ　　：Irreversibility Ratio（$=1-\kappa/\lambda$）
ν'　　：ポアソン比
ρ　　：土の単位体積質量
σ，τ　　：鉛直応力、せん断応力
σ m　　：（$\sigma 1+\sigma 3$）/2
σ v'　　：鉛直圧密圧力
σ vc'　　：先行圧密圧力
ϕ　　：せん断抵抗角
ω　　：角速度

第１章　序論

１－１本研究の背景と目的

近年、都市域への人口集中、土地不足等の問題が深刻化し、新たな都市空間の開発を沖合いを含めた臨海部へ求める傾向が一段と高まってきている。日本や東南アジアの人口集中地域の多くは大河の河口に発達した平野に位置し、この臨海部には軟弱な海成沖積粘土層が広く分布している。また、良質な埋立材料の不足や、浚渫土の処分が難しいこと等の理由により、羽田空港沖合展開工事のように埋立てを超軟弱な浚渫粘土（ヘドロ）上に行ったり、埋立て土として浚渫粘土を用いたりする場合もある。このような地盤は、堆積年代が非常に新しいため、その堆積、圧密過程において現在の土被り圧以上の荷重を受けておらず、長期の圧密による二次圧密やセメンテーションの効果もあまり受けていない、いわゆる若い正規圧密粘土地盤（Bjerrum,1973）である。

海成粘土のような海底堆積土は、陸上堆積土に比べて非常に均質であり、層状の地層を構成することなく、かなりの厚さで均一な層を成し、地盤内の土被り圧は深さ方向にほぼ直線的に増加する。土被り圧が最大先行圧密圧力と等しく、しかも堆積間もない上述の若い正規圧密粘土の場合、地盤は理想的には地表面でゼロ、深さ方向に直線的に増加する強度分布を持つことになる。しかしながら現実に存在する実際の正規圧密地盤は、表面強度がゼロということは極めて稀で、過圧密粘土地盤に比べるとその値は非常に小さいが、地下水位の変動、波による繰り返し載荷、（程度は小さいが）二次圧密やセメンテーション等により若干の表面強度を有しているのが普通である。この様な正規圧密粘土地盤は非常に軟弱であり、低強度、高圧縮性等の問題を有し、構造物の基礎地盤をなす工学材料としては劣悪なものである。しかしながら、前述のごとく現在開発が進められている臨海地域の地盤の多くは、この種の正規圧密粘性土地盤であり、実務の面からこの劣悪な材料を避けて通ることはできない。

過圧密地盤と比べ正規圧密粘性土地盤の最も大きな特徴として、強度や変形定数の深さ方向の変化の大きさを挙げることができる。すなわち正規圧密地盤の場合、地表面強度が極めて小さいので、深さ方向の強度増加の割合が非常に大きくなる。また応力履歴上は正規圧密地盤でも風化や乾燥の作用により表層部に大きな強度を持つ、いわゆるクラスト地盤を形成することがある。このような場合、強度が深さ方向に直線的に増加する典型的な正規圧密粘土地盤に比べ強度分布は複雑なものとなる。これらの地盤が上部構造物からの荷重を受けた場合の支持力・変形特性は、深さ方向に強度が一様な粘土地盤とは大きく異なるものと考えられる。従って、この種の地盤の支持力やその上に築造される盛土の安定

性の評価のためには、この種の地盤の強度・変形特性を詳細に調べると共に、境界値問題としてその外荷重に対する応答を正しく導き出す手法の確率が不可欠である。

土質力学に関連するすべての実現象を一種の境界値問題と見なした場合、その解法即ち実挙動を評価する手段として以下の２つを挙げることができる。即ち、

①数学モデルを用い解析的に現象のシミュレーションを行う方法。

②物理モデル即ち模型実験により現象のシミュレーションを行う方法。

①は土の力学挙動を表わす構成式に代表されるような数学モデルを種々の解析法に適用し、対象とする問題を解く方法である。②は、現象を支配する条件の理想化、単純化を行うことにより、対象とする現象を実物模型中に再現し、その挙動を観測することにより実物の挙動を捉えようとする方法である。

近年、土の構成関係に関する研究が進み、比較的単純な弾塑性モデルから複雑な粘弾塑性モデルまで多くのモデルが提案され、有限要素法に代表される数値解析手法の発展と合まって、土質工学の分野においても数値シミュレーションが頻繁に行われるようになってきている。しかしながらその予測の精度は例えば構造力学といった他の分野と比べると、まだかなり劣るというのが現状である。土の材料としての特性の複雑さゆえに、力学挙動を正確に表現できるモデルが未だ確立されていないことがその主たる原因である。土の力学挙動に影響を及ぼす種々の要因を数多く取り入れたモデルも提案されているが、モデルが複雑になればなるほど必要となるパラメータの数が増し、そのパラメータの精度が計算結果に大きく影響し、かえって予測精度を下げるという結果になっている。

土質工学に関する境界値問題を解くために、②の方法即ち模型実験を用いた実現象のシミュレーションが行われることも多い。②の手法による実現象の観測、解釈がない限り、①の手法の精度の向上も望めない。本研究で対象とするような強度が深さ方向に変化する複雑な地盤の場合には尚更であり、その実挙動の正確な評価なくしては合理的な解析法の確立はあり得ないといっても良い。しかしながら、この種の地盤に関して過去行われた研究の多くは解析的なものであり、実験的な研究は極めて少なく、その支持力・変形挙動について未解明の点が多く残されている。土質工学の分野で一般的に行われる重力場における小型縮尺模型では、応力に関する相似性を満足することができないため、深さ方向に強度が直線的に増加する模型粘土地盤を作成することは極めて難しく、これが実験的研究を遅らせてきた原因となっている。

外荷重に対する地盤の安定性を評価するために、最も重要なものは地盤を構成する土の強度である。土の力学挙動が有効応力によって表現できることは周知の事実である。この意味で強度の評価には有効応力規準を用いることが望ましいわけであるが、そのためには間隙水圧の正しい評価を必要とする。しかしその正確な予測は非常に困難であり、部分排

水や非排水載荷の場合、有効応力解析の精度を上げることはかなり難しい。そこで、粘性土でしかも載荷速度が比較的速い場合、土は非排水状態即ち間隙比一定のままで変形するとし、載荷前の地盤の非排水強度を土の強度として用いる全応力解析が一般的に行われている。

有効応力規準の優位性から判断すると、全応力解析は信頼性に欠ける手法と考えられ易いが、飽和粘土の非排水強度は間隙比によって決まること及び有効応力規準を用いる場合と異なり、その強度の評価の精度が高いことを考えれば、現状では、非排水強度を用いた全応力計算（$\phi u = 0$ 法）が粘性土の安定性を評価する最も簡単でしかも有効な手法であると考えて良い。

本論文は、深さ方向に強度が直線的に増加する正規圧密粘性土地盤及び表層付近に大きな強度を有するクラスト地盤の力学挙動を調べることを目的としている。特にその安定性のうち最も基本的問題である非排水安定問題を取り上げ、土に係わる物理モデルに関する最も重要な応力に関する相似性を満足し得る遠心模型実験装置によって、正規圧密粘性土地盤，クラスト地盤を作成し、これに対し種々の条件の下で載荷実験を行い、その挙動を詳細に調べることを試みた。また実験より得られた挙動を基に、深さ方向の強度の変化、載荷条件を考慮して上界値計算による極限解析を行った。これらを通して、この種の地盤の非排水安定性に及ぼす種々の要因について検討した結果、地盤の安定性を支配する無次元数を用いた支持力図表，安定図表を作成し、支持力や臨界盛土高さの簡便な評価を可能にした。

１－２　粘性土地盤の支持力・変形問題

１－２－１ 粘性土の力学特性

地盤の安定性についての議論を行う場合、地盤を構成する土質材料の強度・力学特性、即ち解析に用いるインプット・データの評価が極めて重要である。Parry (1971)は、軟弱粘性土地盤上の低盛土の６つの破壊例を詳細に調べ、$\phi u = 0$解析法では安全率を過大評価する可能性が大きいことを示し、解析結果に影響を及ぼす多くの要因について検討している。Parryの挙げた６つの要因の中には土の強度に直接関係する乱れ、構造異方性、歪速度、応力異方性等が含まれている。またLambe(1973)はそのRankine Lectureの中で、土構造物の安定解析手法と解析に必要となるパラメータは極めて深く関わっており、複雑な解析手法を用いて予測手法の精度だけ上げても、それと同程度にパラメータ即ちインプット・データの精度を上げなければ、逆に予測の精度が下がると結論している。

以上の２例は、実際問題への解析法の適用についての議論であるが、模型実験を用いた研究における結果の解釈に際しても、模型内の土の材料特性の正確な評価が必要不可欠であることは言うまでもない。模型実験では、載荷条件、地盤の幾何形状、地盤の応力履歴等の諸条件を明確にすることが可能であり、挙動の解釈を行う上での不確定要素は実地盤を対象とした載荷試験に比べると少ない。この点が模型実験の大きな利点でもあるが、土の強度・変形特性等の力学挙動は実地盤と同様に Parryの挙げたような種々の要因の影響を受ける。従って単純に一般的な要素試験のみから地盤の材料特性を決定するのではなく、模型実験における種々の条件を採り入れた試験を行って力学特性を決定しなくてはならない。

本研究で対象としている粘性土の非排水問題で最も重要なものは、非排水強度(ｃu)であり、やはりこれも種々の要因の影響を受ける。その主なものが、（１）異方性，（２）歪速度，（３）サンプリング時の乱れ等であり、現在までにこれらについては膨大な研究がなされている。本節では、粘性土地盤の非排水挙動を議論する上で無視することができないこれらの要因について、本研究で行う模型実験の諸条件と関連づけながら既往の研究を概観する。

（１）粘性土の強度・変形特性における異方性

粘性土の強度や変形特性は、堆積方向に対する主応力やせん断面の向きによって変化する、いわゆる異方性を有する。これまでに多くの研究者によって、粘性土の非排水安定性とこの異方性の関連について研究がなされ、対象とする問題に適したせん断試験方法を用

いて非排水強度を評価すべきであることが指摘されている。（Table 1-2-1-1 参照）

粘性土の非排水強度に関する異方性には、①初期構造異方性（inherent anisotroy）と②応力異方性（stress induced anisotropy）とがある。

①は粘土粒子の形が板状であることに起因するもので、堆積過程において構成される粒子の配向性によって圧縮性や強度に異方性が現れる。粘土粒子の骨格構造を電子顕微鏡などで調べることにより、土粒子は堆積初期はランダムな棉毛構造を持つが、荷重の増加と共に最大主応力の作用面と垂直方向、即ち通常の一次元圧密状態の堆積であれば水平方向を向くようになることが明らかとなっている（Mitchell,1956; Rosenqvist,1959;Martin,1962）。またこの配向性は湖沼粘土の場合に著しく、海成粘土のように塩分濃度の高い土は綿毛構造を残すことが知られている。一方②に関する異方性は、通常の一次元圧密状態が鉛直有効応力と水平有効応力が異なる異方圧密状態であるために起きる、主応力の回転や中間主応力の変化等によるものである。

強度異方性、即ちすべり面方向の変化に伴う強度の変化を実験的に調べる最も簡単な方法は、堆積方向に対して種々の角度でトリミングした供試体に対して一軸圧縮試験を行う方法である。この方法ではせん断の初期に供試体は異方応力状態とはなっておらず地盤中の土要素の応力状態を正確に再現していないが、土が異方性を有するか否か、あるいは通常の鉛直方向のトリミングサンプルから求めた強度が正しいか否かをチェックすることはできる。一軸試験，三軸せん断試験（ＵＵ，ＣＵ），一面せん断試験等を用いた実験的研究が多くの研究者（例えば Bishop,1948;Jacobson,1955;Ward et al.,1959;Hvorslev,1960;Lo,1965;Bjerrum,1973;三笠ら,1984）によってなされ、粘土の強度異方性は、先行荷重や土の種類によって異なることが明らかにされている。

強度異方性を安定問題に取り入れるためには、異方性を定式化した表示式が必要である。最初に異方性に関する経験式を提案したのは Casagrande & Carillo (1941)であろう。Fig.1-2-1-1 には Lo(1965) が Welland Clayに対して実施した一軸試験結果をこのCasagrande式と共に示してある。一方、Hansen & Gibson(1948)はSkemptonのλ-theory(1948a)を用いて、強度定数（φe, ce）自体には異方性の無いＫo圧密状態の土の強度異方性を表わす式を導き、後にDuncan & Seed(1966a,1966b)らによってその有効性が確かめられている。Davis & Christian(1971) は、Hill(1950)が提案した金属材料に対する楕円型の異方性を考慮した破壊規準（これは構造異方性のみが原因となる時に対応する）を、鉛直強度と垂直強度が異なるという過去の実験事実に適応するように修正した破壊規準を提案した。またCasagrande & Carilloの表示式をより一般化したBishop(1966)の式と彼らの提案式が既往の実験結果と良く対応することを示した。Ohta et al.(1985) は、異方圧密粘土の構成則である関口・太田モデルを用い、Ｋ0圧密粘土の非排水強度を最大主応力の方向の関数

として導き、種々のせん断試験における非排水強度式を求めた。

この他、応力異方性も含んだ強度異方性を調べる目的で、三軸圧縮，伸張試験（例えばParry & Nadarajha (1974), Nakase & Kamei(1983)）、平面歪圧縮、伸長試験（例えばHeakel & Wade,1966; Campanella & Vaid,1973）、上記二種に更に単純せん断試験(DSS)を加えたもの（Ladd & Foott,1974）や、field vane(Aas,1967)等の現場試験が行われている。またLadd et al.(1977)は 東京会議の State of the Art Reportにおいて、正規圧密粘性土の非排水強度に関して、単純せん断試験より得られた非排水強度増加率の例(Table 1-2-1-1)並びに三軸試験及び平面歪試験における圧縮強度に対する伸長強度の比Ｋｓ（強度異方性を表わす）と塑性指数の関係（Fig.1-2-1-2）を示し、三軸試験におけるＫｓは平面歪試験のものより５～１５％小さくなると報告している。Fig.1-2-1-2 には日本で行われた２例（Mitachi & Kitagou,1980; Kimura et al.,1981）を併記しているが同様の結果となっている。

以上示した他にも数限りない異方性に関する研究がなされているが、本論文で対象とする正規圧密された若い海成粘土に関する非排水強度異方性についてその特徴をまとめると以下のごとくになる。即ち、圧縮強度は伸長強度より大きく、両者がほぼ最大，最小値となる。これは正規圧密粘土のように比較的圧密圧力が小さく、棉毛構造がまだ残っている状態では、大きな先行圧密荷重を受けている過圧粘土と異なり、構造異方性に比べ応力異方性の影響が大きいことを示している（Ladd et al.,1977）。従って強度の変化も比較的単調で Cassgrande & Carilloの表示式によってかなりの精度で異方性の影響を表現することができるということになる。

（２）時間効果；歪速度依存性

粘性土の非排水強度・変形特性に関する時間効果の例として、クリープ，並びに非排水強度の歪速度依存性を挙げることができる。この２つは粘性土地盤の非排水安定性を評価する上で非常に重要な因子であり、通常の室内試験や現場試験では現場におけるよりかなり大きな速度で載荷を行うため、破壊時に地盤内で発揮される強度を過大評価している。従って、クリープ破壊や、せん断強度の歪速度依存性を考慮した設計が必要となり、Bjerrum(1972) に代表されるようないくつかの補正法が提案されている。この時間効果は小型模型の挙動を解釈する上でも無視し得ないものである。例えば、小型模型の場合排水に関する相似性を満足するためには、実物の２オーダーから４オーダーも大きな速さで載荷せねばならず、模型地盤内で発生する歪速度は通常の要素試験（三軸ｃu試験等）の数オーダー以上大きなものとなる。従って地盤内で発揮される強度も通常の要素試験から得られたものとは異なったものとなり、正しく結果を解釈するためには歪速度に応じた強度を

用いる必要がある。Graig(1982) は実物と模型の相似性における歪速度の影響に関して種々の観点から検討を加えている。

粘性土の時間効果に関する最初の系統的な研究は、Casagrande & Wilson (1951)のものであろう。彼らは、種々の不攪乱試料に対し、１０オーダーにも及ぶ範囲で歪速度を変えた三軸圧縮試験や一軸圧縮試験を実施し、急速載荷においては強度を過大評価する可能性のあること、通常の室内試験で求まる強度よりかなり小さな荷重でもクリープ破壊が起こることを示した。この実験結果を受けて、弾粘性モデルを用いた解析的研究（例えば Maruyama & Shibata,1961）や要素試験による実験的研究（例えば Saito & Uezawa,1961; Bishop & Lovenbary,1969; Finn & Shead,1973）が数多く行われた。Singh & Mitchell (1968)は、多くの既往の研究結果を解析し、１）歪速度（$\dot{\varepsilon}$）の対数は時間の対数に比例して減少する、２）歪速度の対数は荷重強度に比例し、これらは互いに独立しているとして、次式を導いた。

$$\dot{\varepsilon}(t,D) = A\exp(\alpha D)\cdot\left(\frac{t_1}{t}\right)^m \qquad \cdots\cdots(1\text{-}2\text{-}1)$$

ここでt_1 は単位時間，Dは偏差応力，Aは$\dot{\varepsilon}(t_1,D=0)$，$\alpha$，mはD,tに関する定数である。これによればクリープ挙動の評価はA，α，m の三変数でできることになる。彼らはこの関数により工学的に重要となる偏差応力（即ち荷重）の範囲のクリープ挙動を十分精度よく表現できるとし、またm によってクリープポテンシャルやクリープ破壊の可能性を評価できることを示した（Singh & Mitchell(1969)）。

Mitchell(1976)は、“時間依存型のせん断や体積歪は土構造の粘性抵抗によって決まる速度で発達し、非排水、排水どちらの条件でも起こる”と定義している。従って排水クリープは体積，偏差歪成分が、一定の有効応力の下で発生することになる。Sekiguchi & Toriihara(1976)は、一定有効応力の下でクリープ挙動を示す粘土の一次元圧密過程に関する応力－歪－時間関係を導いた。Sekiguchi(1977),Sekiguchi & Ohta(1977)は、上述の研究成果を更に発展させた正規圧密粘性土の粘・弾塑性構成関係いわゆる関口・太田モデルを導き、クリープ挙動や非排水せん断挙動の歪速度依存性に対する彼らのモデルの適用性について検討している。この他、非排水載荷中の間隙水圧挙動に着目した研究が、Richardson & Whitman(1963),Kimura & Saitoh(1983),O'reilly et al.(1989)らによって行われている。この他にも粘性土の時間依存性に関して数限りない研究が行われているが、非排水強度の歪速度依存性に関する研究成果（Casagrande & Wilson,1951;Richardson & Whitman,1963;Bjerrum,1969,1973;Berre & Bjerrum,1973; Vaid & Campanella,1977; Graham et al.,1983）から、粘性土の非排水強度は歪み速度の範囲を限定するならば、そ

の対数に比例して増加することを結論として挙げることができる。Fig 1-2-1-3 に既往の成果の例（Casagrande& Wilson,1951;Graham et al.,1983）を示す。

（３）その他の要因

時間効果や応力異方性の他に軟弱粘土地盤の安定性評価の上で考慮すべき要因として、不攪乱試料の強度・変形特性に与える乱れ、進行性破壊、地盤の不均一性等が挙げられる。乱れの原因としては、応力の開放によるものや、サンプラーの押込み引き抜き、供試体のトリミング時の機械的な攪乱等がある。これらによる乱れ発生のメカニズムに関する研究が奥村(1974)や Kimura & Saitoh(1982)等によって行われ、また乱れに関する統計的な研究（正垣,1988）や実験的研究を基にした乱れに関する強度の補正法(Nakase et al.,1985)が提案されている。この他乱れに関する研究は数多くあるが今だにその影響を正確に評価する方法は確立されていないと言ってよい。奥村(1974)は特に機械的乱れを受けた場合、攪乱比によってその挙動を評価できると報告しているが、攪乱比の評価すなわち残留間隙水圧の推定が困難なため必ずしも実用的な評価法を提案するまでには至っていない。本研究のように、応力履歴が明確な小型模型実験の場合、試料は殆ど乱れを受けることなく所定の地盤強度を持つに至るとも考えられるが、それでも模型地盤の作成の過程で地盤表面の成形や予備圧密圧力の載荷、除荷の繰り返し等を避けることができず、現実には模型地盤はある程度の乱れの影響を受けることになると考えた方が良い。Kimura& Saitoh(1983)は、除荷を受けた試料の再圧密後の力学挙動を詳細に調べ、先行圧密圧力の２～４倍の圧力で再圧密すると強度や変形係数に乱れの影響がなくなると報告している。

Parry(1971) は、粘土地盤の安定性を過大評価する原因の一つとして進行性破壊を挙げ、特に鋭敏な土や著しく過圧密な土についてはそれを考慮する必要性があると述べている。Dascal & Tournier(1975)も、非常に鋭敏で極端な歪軟化特性を示す粘土地盤上の試験盛土の結果から安定性の評価には進行性破壊を考慮すべきであることを示し、Bjerrum(1972)のベーン強度の補正係数を修正した鋭敏粘土に対する新たな補正係数を提案した。また Lefebvre & La Rochelle(1974)はセメンテーションを受けたChamplain粘土斜面で起きた地滑りについて検討し、安定計算において強度としてピーク強度ではなく残留強度を用いることの合理性を示した。進行性破壊は、土要素の歪軟化特性が原因で滑り面上でピーク強度が同時に発揮されないために起こるものであり、ピーク強度に達した後、ほぼ一定強度を保つ正規圧密粘土や軽く過圧密された粘土ではあまり問題とはならない。特に練り返した試料に対し２週間程度の圧密を行うことにより作成した本研究における模型地盤では、進行性破壊の影響はほとんど無視し得るものと考えられる。

１－２－２ 強度が直線的に増加する地盤（ＮＣ地盤）の支持力・特性

最大先行圧密圧力ｐｃ'と有効土被り圧σｖ'がほぼ等しい正規圧密粘性土地盤の非排水強度は、Fig.1-2-2-1 の典型例が示すように深さ方向にほぼ直接的に増加する。この正規圧密粘性土地盤の深さ方向の強度分布に最初に注目したのは 恐らくSkempton(1948b)であろう。彼は Gosportの矢板壁の破壊現場の地盤を詳細に調べ、それが典型的な正規圧密地盤であることを突きとめ、この種の地盤の安定計算において地盤強度を一定と仮定することの問題を指摘した。Nakase(1967)は日本で発生した粘性土地盤の破壊例について調べ、非排水強度の深さ方向の変化を考慮すればφ＝０法により破壊を合理的に説明できると報告している。Gibson & Morgenstern(1962),Kenney(1963) は、表面強度ゼロで深さ方向に直線的に強度が増加する地盤の掘削斜面の安定数を円弧滑り法で求めている。またHunter & Schuster(1968) は表面強度が零でない強度増加地盤の掘削斜面の安定問題を円弧滑り法を用いて取扱い、軟弱層の厚さと斜面高さの比が安定数に大きく影響することを示した。この他典型的な強度増加正規圧密粘土地盤の安定問題を扱った研究は数多く、取り上げられた問題もいくつもあるが、その中でも最も多く扱われているのが本研究の主要部を成す支持力問題であろう。本節では粘性土地盤の支持力に関する既往の研究について、特に強度増加地盤に対するものについて概観する。

（１）支持力算定法に関する解析的研究

支持力問題に代表される土の安定問題は、地盤が大変形（非拘束流れ）を起こす状態、即ち破壊を取り扱う。通常、土を弾・完全塑性材料と見なし、大変形領域全域に亘り土の強度が発揮されると仮定して、塑性論を用いて土の安定解析を行う。一般に用いられる解析手法は　１）極限解析（ＬＡ）、２）滑り線解析（ＳＬ）、３）極限平衡法（ＬＥ）の３種である。

Chen(1975)は、塑性変形する材料の解法において要求される３つの基本条件として、応力の釣合条件，応力－歪関係，歪もしくは変位に関する適合条件を挙げ、上記３つの解析法の基本条件の満足度について解説している。ＬＡを上界値計算（ＵＢ）と下界値計算（ＬＢ）に分けて評価すると、これら４つの解析手法は適用の容易さ、解の正確さ等においてそれぞれ長所と短所を有しており、解の正確さではＳＬ，ＵＢとＬＢの組合せ、適用の容易さ，実績ではＬＥ，ＵＢが優れている。Table 1-2-2-1 は上記４方法による粘性土地盤の支持力に関する研究例をまとめたものである。いずれも粘土の摩擦角φはゼロとした非排水条件の下での計算例であり、表中exact と記してあるものは上界値、下界値が等値即ち正解であることが示された例である。

強度増加地盤の支持力を最初に解析的に取り扱ったのは、中瀬(1966), Raymond(1967)である。中瀬は、下式で表されるような深さ方向に強度が直線的に増加する地盤、即ち Fig. 1-2-2-1に示す強度分布を持つ地盤上の矩形基礎の支持力を円筒滑り面を用いたＬＥによって計算し、安定図表を作成している。

$$c(z)=c0+k\cdot z \qquad \cdots\cdots(1\text{-}2\text{-}2)$$

ここでc(z)は深さｚの地点の強度, ｃ0は地表面強度, ｋは深さ方向の強度増加率である。Raymondは基礎幅が大きくなると、深さ方向の強度増加を考慮しなくてはならないとして、円弧滑り法を用い、中瀬の場合と同様な地盤の帯基礎の支持力問題を取り扱っているが、円弧滑り面に対する支持力の最小値を求めるには至らなかった。２つの解析例では、いずれも載荷重はフーチング下で均等に分布するものと仮定し、フーチング底面の粗度の影響は考慮していない。

Davis & Booker(1973a)は、式(1-2-2)の強度分布を持つ地盤の２次元支持力問題に対する滑り線解析を行っている。彼らはこの種の地盤のϕ=0問題に関するKötter式を求めると共に、特性曲線上の速度変化を与える関係式を導いた。これにより滑り線解析で得られる解が、静的力学的な可容条件（可容応力場）を満足すると同時に運動学的にも可容（可容速度場）であり、正解となることを示した。得られた支持力値ｑを Fig 1-2-2-2に示す無次元パラメータｋＢ/ｃ0（ここでＢは基礎幅）にのみ依存する補正係数Ｆｒを用いて、次式のように表わした。即ち、

$$q=Fr\,[(2+\pi)c0+kB/4] \qquad \cdots\cdots(1\text{-}2\text{-}3)$$

これにより、強度増加地盤では強度が一様な地盤では見られない基礎底面の粗滑による支持力値の差が現われることを示している。またｋＢ/ｃ0が大きくなると、Fig 1-2-2-3 に示すように、簡便な滑り円法は塑性解に比べ支持力値をかなり過大に評価することを明らかにし、強度増加地盤に対して簡便法を適用することは問題であることを指摘している。この後中瀬(1981)は、この Davis & Booker(1973a)の結果に基づいて、円弧滑り計算結果を補正し、矩形基礎に対する実用的な支持力値を求める方法を提案した。

Salencon(1974a) は、極限解析を用い、表面で強度が零なｃ(z)=ｋｚなる理想的な正規圧密粘土地盤の支持力計算を行い、上界値と下界値が一致する正解を求めることに成功している。Salenconの下界計算結果によると、フーチング端部からｘの位置の接地圧ｑ(x)は次式となる。即ち、

$$q(x)=kx \qquad \cdots(1\text{-}2\text{-}4)$$

これと同様の関係式を Davis & Booker(1973a)も示しているが、Salenconの示した可容応力場と Davisらのものとが異なるため、Salencon(1974b)はDavisらの可容応力場に疑問を投げかけた。

Table 1-2-2-1 に示す既往の研究の多くが上界値計算である。下界値計算では正解に近い可容応力場を見い出すことが困難であるため、既往の研究において下界値計算を行った例は少ない。上界値計算では、数種の変数で表わされるある程度合理的な破壊のメカニズム（可容速度場）を仮定すれば、それに関する最小値は比較的容易に求めることができるが、下界値計算では地盤条件や載荷条件が複雑な場合、支持力下界値の最大値を求めるための定式化は容易ではない(Chen,1975)。Lysmer(1970) はＦＥＭ計算における離散化手法と線形計画法による最適化手法を用いて、二次元問題に関する下界値計算手法を提案し、支持力や土圧に関してかなり精度の良い解を得ている。また Arai & Tagyo(1985) は、Lysmer法の欠点として離散化手法が複雑である点とMohr-Coulomb規準を線形化している点を挙げ、これらを克服するため非線形計画法を用いている。この手法は下界値計算において確かに有力な手法であるが、計算に膨大な時間を要する等の問題があり、この手法を用いて支持力図表や安定図表を得るまでには至っていない。

１－２－１でも示した通り、支持力値に影響を及ぼす要因の一つとして強度異方性があるが、Chen(1975)やReddy & Rao(1981)、鵜飼(1986)は、この点に着目し異方性地盤の支持力上界値計算を行っている。この内 Chen とReddy は Cassagrande-Carrillo型の異方性に関する表示式を用いている。一方鵜飼は種々の異方性に関する表示式について検討しており、三笠ら(1984)が示した異方性の表示式とCassagrande-Carillo の表示式より得られる支持力値は 1%以内の誤差で一致することを示した。またこれらの場合、異方性を取り入れた支持力値は圧縮強度と伸張強度の平均強度を持つ等方性地盤の支持力値とほぼ同じであった。

鵜飼(1985)は、強度増加地盤上の矩形基礎の支持力値を上・下界計算により求め、長方形基礎の形状係数はｋＢ/ｃ0の増加と共に減少し、２～３以上で長方形基礎の支持力が帯基礎の支持力を下回ること、またｋＢ/ｃ0無限大(ｃ0=0) の場合は、上界値，下界値が一致する正解となり、正方形基礎の支持力は帯基礎の２／３となることを示した。Kusakabe et al.(1986)は円形基礎の支持力を上界値計算より求め、ｋＢ/ｃ0が１以上では、Hill型の破壊モードとなることを示すとともに、支持力に関する形状係数λkがｋＢ/ｃ0の増加と共に減少するため、強度増加地盤の場合、通常設計で用いられている形状係数λk=1.2を見直す必要があることを指摘している。

上述の支持力解析は、地盤の破壊領域が基礎下全域に亘る非拘束流れ状態に着目して支持力値を求める手法である。これらは載荷初期から非拘束流れの発生に至る間の弾性変形

状態，部分的に塑性流動が発生する拘束流れ状態を考慮しておらず、載荷に伴う地盤の変形を評価することはできない。この変形問題を扱う最も有効な手段が有限要素解析（ＦＥＭ）であり、最近では実務の面でも一般的に用いられるようになってきている。ＦＥＭでは、極限支持力は計算の結果得られた荷重一沈下曲線より求められるが、一般的な弾塑性構成関係（例えば Cam-clay model(Schofield & Wroth,1968)、関口・太田モデル(Sekiguchi & Ohta(1977)）を用いた場合でも得られる支持力値は、塑性論によるものより大きくなるのが普通であり、またその値はエレメントの寸法やメッシュの形状によって大きく変化する。この様な理由により支持力値のような極限問題に対するＦＥＭの適用がやや手控えられていたが、ＦＥＭによる極限解析（Tamura,et al.,1984）や適応有限要素法のような合理的なメッシュの自動分割手法を用いることにより、塑性論による正解値とほぼ等しい支持力値が得られるようになってきている（小林,1990）。 また Asaoka & Ohtsuka (1986) は、関口・太田モデルによる弾塑性ＦＥＭ計算において、新たな地盤の剛性係数を導入し、これを用いて等分布荷重を受ける粘土地盤の破壊を定義し、合わせて強度異方性を考慮した有限要素極限解析を行った。この結果、非排水条件ならば両解析法より得られる支持力値はほぼ一致することを示し、排水条件で行った弾塑性ＦＥＭ解析結果より、通常の盛土の載荷速度では排水の効果は最大でも30% であることを結論している。

（２）粘性土地盤の支持力に関する実験的研究

粘性土地盤の支持力に関する実験は、砂地盤のそれに比べるとさほど数多く行われていない。特に小型模型によっても力学的相似性を満足できるため、近年その有効性がかなり認識されてきている遠心模型実験はほとんど行われていない。de Mello(1969)はメキシコ会議の General Report の中でTable1-2-2-2に示すように過去の実験例をまとめ、軟弱粘土の実測のＮcは１桁の正確さに欠けるのに対し、支持力解析で論じているのは２桁目の値であるという矛盾を取り挙げ、強度定数の決定法などの問題点を指摘している。しかし同表に示した例は、実験値が解析値に比べ大きくなる傾向を示しており、理論や強度決定法の問題ばかりではなく、実験方法に関しても壁面摩擦等の重大な問題があるように思われる。

メキシコ会議以降もいくつかの支持力実験が実施されている。Kinner & Ladd(1973) は、プレッシャーバックを備えた土槽を用いて作成した正規圧密粘土地盤に対し、矩形基礎による載荷試験を行っている。得られた実験結果を、各種セン断試験で得られた強度を持つ一様地盤（Ｎc= 5.14）の支持力値、及び異方性を考慮したＮcと平面歪試験の主動及び受働強度の平均値より求めた支持力値と比較し、異方性を考慮した場合の計算値が実測値と良く一致することを示した。ここでKinnerらの求めた異方性を考慮したＮc値は4.85であっ

たが、一様等方性地盤のＮc=5.14と平均強度より求めた支持力値の方がより実測値に近くなっていることに注意したい。この結果及び 1-2-1(a),1-2-2(a) で述べたごとく、正規圧密地盤の場合、圧縮強度と伸長強度あるいは主働強度と受働強度の平均値を持つ等方性地盤として取り扱うことにより、支持力計算に及ぼす強度異方性の影響を十分正確に取り込むことができると考えて良いようである。Das & Gangopadhyay(1978)は応力解放をすることなく載荷試験できる土槽を用い、正規圧密したカオリン粘土地盤に対し、たわみ性及び剛な円形基礎による支持力実験を行った。その結果、基礎の剛性は荷重沈下挙動にあまり影響しないこと、バイ・リニアの弾・塑性応力－歪関係を適用したＦＥＭ解析では、地盤内応力や荷重・沈下挙動を正確には予測できないと結論している。

Sibata & Sekiguchi(1981)は、カオリン粘土の正規圧密模型地盤に対して、たわみ性帯基礎による載荷試験を４種の載荷速度の下で行ない、速度の減少と共に排水効果が大きくなり支持力値が増大する結果を得ている。また柴田、関口(1979,1980) が提案した測方流動係数⊿ｑ/⊿δ（δ：のり先部の水平変位，ｑ：盛土荷重）及びｑの関係により、載荷後半で破壊荷重をある程度予測し得ることを示した。北詰(1981)，中ノ堂(1981)は、川崎粘土の正規圧密模型地盤に対し、たわみ性帯基礎による支持力試験を急速（非排水）及び段階載荷条件の下で行い弾塑性ＦＥＭ計算結果との比較を試みた。その結果 1)地盤中央部のせん断歪は地盤全体が破壊に近づくと急増し、明確な滑り域を形成する 2)安全率が1.1～1.45 以上ではＦＥＭ計算により測方変位をある程度予測できるが、破壊付近では予測値と計算値に差が現われ、最大変位発生位置は実測の方が浅くなる 3)安全率が1.5～2以上では地盤は弾性的な挙動を示し、1.4～1.5で測方流動が発生し、1.1～1.2でクリープ的な大きな側方流動が生じる。4)急速載荷の場合（△δmax/B)／(△Smax/H) は約0.6（ここで Bは幅，Hは粘土層厚，δmaxは地中最大水平変位，Smaxは最大沈下量）であること等の結論を得ている。

伊藤ら(1966,1967) は、測方流動の特性を調べることを目的に、模型土槽に投入した粘土スラリーに対する剛性荷重及びたわみ性荷重による載荷試験の結果を比較した。これより両者とも載荷重の増大につれて流動域が増大し、限界荷重を越えても流動域の範囲が広がって一定とはならないこと、たわみ性荷重の方が平均荷重に対する流動域が深いこと、剛性荷重は一定荷重の下で流動域は拡大するが、その増加割合は急減すること等の結果を得た。

以上示した実験的研究は、実構造物の築造に伴う載荷試験以外は地盤内の強度はほぼ一定と見なし得る小型模型実験によるものであり、本研究で対象とする強度増加粘性土地盤の支持力に関する実験的研究はこれまでのところほとんど行われていない。これは、土の自重圧密によって形成される強度増加地盤を重力場の小型模型内に作成することが極めて

難しいためである。透水圧密のテクニック（Imai,1979） を用いれば強度増加地盤を作成することはできるが、この方法では圧密終了から載荷に至るまでの過程で応力を解放せざるを得ず、応力履歴をほぼ正しく把握した形での実験を行うことは難しい。現在強度増加地盤に対し、応力履歴を明確にした状態で載荷実験を行い得る手法は、恐らく本研究で用いる遠心模型実験のみであろう。

１－２－３　クラスト地盤の支持力・変形特性

正規圧密状態の粘性土地盤では、非排水せん断強度ｃuが深さと共に直線的に増加する。しかし、大陸棚付近の海成粘土地盤の中には地下水位の変動により、また熱帯地方や寒冷地の地盤では乾燥、凍結、リーチング、酸化等により、地盤表層部が強度が大きなクラスト層となっていることが多い。この様なクラスト粘土は表層から下部の正規圧密層まで徐々にその性質が変化しており、Bjerrum(1973)は寒冷地におけるクラスト層をFig.1-2-3-1のような３つの部分に分けて、その成因、特性等について以下のように説明している。
1)最上部の Frost-affected zoneは冬期に凍結する領域で、この部分の粘土は非常に堅く、乾燥して含水比は塑性限界程度となっているが多くの亀裂を有している。2)中間のdried-out clay層では含水比は塑性限界より若干高くなり、亀裂の数は上層に比べ少なくなる。3)下部のWeathered clay層では酸素を多く含んだ表層水により酸化作用を受け、強度は増加し、圧縮性は減少する。

クラスト層厚は、気象条件、地下水の位置、粘土の透水性などに依存し、低塑性の透水性のよい粘性土では６～８ｍを超えるものもあるが、多くの場合４ｍ以下である。Fig.1-2-3-2に、この種の地盤の例としてカナダのChamplain Sea Clay(La Rochelle et al., 1974)とマレーシアのMuar Clay(Brand & Premchitt,1989) の深さ方向の強度分布、含水比分布を示す。いずれも地盤表面下約2mまで、ｃuが深さと共に急激に減少しており、地盤表層部の強度分布は、典型的な正規圧密地盤と比べ大きく異なっている。

1990年台北市にて開催された第１０回東南アジア土質基礎工学会議の個人発表においてBalasubramaniam(1990) は、バンコック粘土地盤において、周辺をいくつかの工法を用いて改良した後行われたオープンカット掘削現場試験の結果を報告した。現場の平面概要はFig.1-2-3-3 に示す通りであり、図中○の中に示した数字は掘削斜面の崩壊した順番であり、最も危険と考えられる無処理の勾配1:4 の斜面が崩壊せずに、無処理の1:6,ＳＣＰ改良の1:4,石灰処理の1:3 の順に崩壊している。Balasubramaniam はこれにより、表層のクラストが斜面安定に大きく寄与し、改良を施すことにより逆にクラスト部の強度が低下する可能性があることを示した。この報告は、表層クラストは地盤の安定性に大きく寄与す

るが、その寄与分を正しく評価するためにはクラスト部の強度を正しく見積る必要のあることを示唆している。

（１）クラスト部の粘土の力学特性

クラスト地盤に対してベーン試験を行うと、得られる非排水強度が非常に大きくなることが多い。このようなクラスト地盤上の載荷盛土試験結果に対してベーン試験強度を用いて安定計算を行うと、破壊時の安全率が１を大きく上回る。La Rochelle et al.(1974)は、カナダの Saint-Albanの鋭敏なChamplain Clay粘土地盤上で行った盛土の破壊試験について、Fig.1-2-3-4 に示す種々の強度分布を用いて安定計算を行った。その結果、クラスト部の強度としてベーン強度(full strength) を用いることは非常に危険であり、またクラストを無視しクラスト直下の強度(min.strength)を用いると安全率を過小評価するとして、UU試験で得られる残留強度を基に表面から直線的に減少する強度分布(residual strength :①)を用いるのが最も合理的であると結論している。Lefebvre et al.(1987)は、クラスト粘土に対し、現場平板試験や大型セン断箱試験，室内三軸圧縮，伸長試験を実施し、合せてカナダのMatagamiにおける盛土試験結果を逆解析し、以下のようにクラスト強度に対して考察を行っている。即ち1)現場の応力条件の下でのクラスト部の強度は、クラスト直下の正規圧密部のベーン強度に等しくなる。2)盛土下においては盛土からの拘束を受け、表面部で盛土荷重の 1/4の強度となり、それが深さ方向に直線的に減少する。3)したがって平均強度として Fig.1-2-3-5に示すような分布を用いる。この他、クラスト材は三軸圧縮試験で著しいダイレーションを示し、これがベーン強度が過大となる原因ではないかと推察している。Bauer et al.(1973)は、カナダ，Ottawaのクラスト地盤の変形特性（ここでは主に地盤反力係数）を調べることを目的として、三軸試験、現場平板載荷試験ならびに大型フーチング載荷試験を実施し、変形係数はクラスト上部で最も小さく、下部になると大きくなることを示した。加えて、三軸試験では地盤の変形係数を過小に評価し、また実際のクラスト部の応力・変形挙動はBoussinesqの仮定とは合わないと結論している。

クラスト部の強度変形特性は、その成因等によっても変化するため上述の方法で強度が必ずしもすべて規定できるわけではないが、深さ方向の強度分布の形状としては、クラスト部では表面から直線的にクラスト下面まで減少し、それ以深は通常の正規圧密粘土地盤と同様に直線的に増加する Fig.1-2-3-6に示す形状をその第一次近似とすることができる。

（２）クラスト地盤の支持力

クラストを有する地盤の支持力問題についての研究は、これ迄これを二層地盤問題の一つと見なし実行されてきた。Button(1953)は、円弧すべり法により上層強度ｃ1、下層強度

ｃ2を持つ地盤の支持力を求めている。Reddy & Srinivasan(1967) は、Buttonと同様の計算を異方性を考慮して行っている。またPurushothamaraj et al.(1974)は、Prandtl-Terzaghiメカニズム(Terzaghi,1948)を修正した破壊形式に対して上界値計算を行い、c,ϕ,γをパラメータとした二層地盤の支持力図表を示している。Desai & Reese(1970) は、二層地盤上の円形基礎の支持力問題に、三軸試験より得られる応力－歪関係を適用した非線形ＦＥＭ解析を適用し、合わせて実施した模型実験の結果と比較し、ＦＥＭ解析により二層地盤の支持力問題をきわめて精度良く解くことができると報告している。実験的な研究として、Brown & Meyerhof(1969)は、重力場においてｃuの異なる二層地盤に対する一連の支持力実験を行った結果、Buttonの解析値やクラスト層のパンチング破壊を仮定して求まる支持力値は過大であるとし、この種の地盤破壊の特徴として進行性破壊を取り上げた。以上に挙げた研究ではいずれも、支持力に影響するパラメータとしてＢ/ｈ，ｃ1/ｃ2を考えている。また、表層下の地盤の強度は深さ方向に一定であるとしており、Fig.1-2-3-6に示したクラスト地盤の強度分布の特徴の１つである、クラスト以深の強度増加は考慮されておらず、深さ方向の強度増加率ｋと支持力の関係についての検討はなされていない。

深さ方向の強度を考慮した解析的な研究として、クラスト部の強度分布を楕円及び直線で近似し、円弧すべり法により支持力値を求めたGraham(1979)による研究がある。彼は、支持力値は 1) 強度分布図のクラスト部の面積， 2) 深さ方向の強度増加率及び 3) クラスト下部の強度と関係するパラメータＲによって決まることを示した。しかしながら1)でいう面積と表面部強度ｃ1が独立でないため支持力係数を求めることができず支持力図表を作成するまでには至っていない。

クラスト地盤に対する実験的研究としては、１－２－４で述べる現場盛土載荷試験がほとんどである。Fig.1-2-3-6 に示すような強度を模型内で作成することは大変難しく、同図に示す支持力に影響するパラメータについて検討した模型実験はほとんど行われていない。

Fig.1-2-3-6 に示すような強度を持つクラスト地盤に対してこれまでに行われた模型実験としては、ケンブリッジ大学における遠心模型実験が挙げられる。Davis(1981),Davis & Parry(1985),Almeida et al.(1985)は、表層部に過圧密な層を有する正規圧密地盤を遠心力載荷装置を用いて作成し、盛土の安定性についての実験を行っている。彼らの採用した地盤の作成方法は、以下の通りである。即ち、1)まずカオリン粘土の上にGault Clayを置き54kPaで重力場において予備圧密を行う。表面に、Gault clayを用いたのは、カオリン粘土に比べ高いサクションを保て、より大きな強度が得やすいためである。2)この圧密終了後、上端のみからの排水を許し150kPaで約２時間部分圧密を行い、表層付近のみアイソクローンに見合った大きな先行圧密圧力分布を持つ地盤を作る。3)その後遠心力場内で模

型を圧密することにより、クラスト以深で深さ方向に強度が増加する地盤を作成する。この方法によって得られたクラスト部の強度分布は、表層の過圧密部分の強度(ｃ1) と表層直下(ｃ2) の強度の比が 1.5倍以内であり(Almeida & Parry,1984)、実地盤で遭遇するような強度分布に比べｃ1/ｃ2 が非常に小さいものであった。

１－２－４　軟弱地盤上の盛土の安定性に関する研究

本研究で対象とする深さ方向に直線的に強度が増加する典型的正規圧密粘性土地盤並びに、表層にクラストを有する正規圧密粘性土地盤の強度は非常に小さく、これらの地盤に直接に建設されるものは殆どの場合盛土である。またこの種の地盤に限らず一般的な未改良軟弱地盤で問題となるのは盛土であり、そのため、その安定性を調べるための実物大の現場盛土試験を含め、これまでに数多くの研究がなされている。

（１）実物大盛土実験

Lambe(1965) は米国Duke大学で開かれた「基礎の支持力と沈下」に関するシンポジウムの講演において、粘性土地盤の支持力に関する現状の知識の進歩のためには、実験的研究により多くを学ばねばならないことを主張した。中でも実構造物が非排水破壊を起こしたケースにおいて、破壊面付近で間隙水圧等のデータがほとんど採られた例のない状況に鑑み、十分なデータ採取を行いながらの実物大現場試験の必要性を特に強調した。この後、世界各地で試験盛土が盛んに行われ、1972年に米国,Purdue大で開催された「Performance of earth and earth-surported structures」 の会議において数多くの試験盛土結果や盛土の破壊事例の報告がなされた。

この会議で報告された現場試験盛土からの成果の多くは、地盤の強度の評価法に関するものであり、Pilot(1972) は、５つの軟弱地盤上の盛土の破壊例を調べ、安定解析におけるベーン強度の補正を塑性指数，液性限界どちらによっても行えることを示した。Ladd (1972)は、含水比が液性限界を上まわる非常に鋭敏な粘土層の非排水強度を評価するために盛土破壊試験を実施し、一軸強度は現場強度を著しく過小に評価し、現場ベーン強度も破壊時安全率を 0.1ほど小さく見積るとし、SHANSEP法(Ladd & Foott,1974) を用いた強度評価が破壊を最も良く説明できると結論している。Dascal et al.(1972) は、カナダのケベック州のMatagamiで行った鋭敏粘土地盤上の実物大盛土試験結果より、安定性の評価に際しては進行性破壊の影響を考慮しなくてはならないと説いた。Lefebvre(1974a) は、Matagamiにおいて10m の高盛土試験を行い、荷重が先行圧密圧力を超えると破壊するという結果を得た。また現場試験と合わせ現場採取土に対する室内CU試験より、セメンテーシ

ョンを有する粘土は大きな圧密変形に伴い強度減少を引き起こすことを示し、これがｐｃを超えた後の破壊の一因となると推察している。

上述の研究では安定性の評価法として主に非排水強度を用いたϕ=0法による円弧滑り計算が用いられており、いずれもその根拠として破壊面が円弧で近似できることを挙げている。

土の力学挙動は有効応力に従うことは周知の事実であり、安定解析も有効応力解析によるものが合理的であると考えられる。Margason & Simons(1969) は、３つの道路盛土の安定解析を例に取り上げ、もし現地で間隙水圧が正確に計測されるならば、有効応力解析法に基づく間隙水の消散と安全率の関係を示す安定表を用いて、盛土の合理的な施工管理が行えると結論している。Parry(1971) は、既往の過圧密地盤の破壊例に対し全応力解析と有効応力解析を行い、c'=0とした有効応力解析が優れていることを示した。Tavenas & Leroueil(1977),Tavenas et al.(1978) は段階載荷の盛土の場合、築造中に圧密が進行するため、盛土築造前の非排水強度(Bjerrumの補正を行ったもの) を用いた全応力解析では著しく安全側の計算結果となるとし、現場で観測された間隙水圧を用いた有効応力解析が実挙動に対応した安全率を与えると述べている。しかし Tavenas et al.(1980a),Tavenas & Leroueil(1986)は、既往の有効応力解析例を取り上げ、現状である程度精度の高い結果が得られるケースは、前述のMargason & Simons の場合と同様、実際に正確な間隙水圧が測定されたものに限ると述べている。また、もし間隙水圧が測定できたとしても、滑り面上の全鉛直応力が、その土被り圧にほぼ等しくなるような現在の解析における仮定では、実際の有効応力を正確には評価できないこと、並びに間隙比や過圧密比が複雑に強度に影響する等種々の問題があるため、現状では有効応力法は全応力法に劣ると結論している。

（２）地盤の変形挙動と破壊予測

前項でも示した通り安定計算において安全率が1.0を上回っていたにもかかわらず、施工途中で破壊を生じたケースは少なくない。このような問題に対処するため、主として2つの方向からのアプローチがなされている。その１つは、１－２－１や前項で示したように安定解析に必要な地盤強度をより正確に評価しようとするものであり、他の１つは施工中の盛土や地盤の挙動を計測し、その結果から破壊の兆候を早期に捉え適切な対策を講じようとする方法である。後者はTerzaghi & Peck(1967) が唱えたObservational Methodの踏襲であり、盛土が破壊に近づくと、地盤変形や間隙水圧などになんらかの前兆現象が現われるので、その現象を用いて破壊予測手法を構築しようとする試みである。当然のことながら手法の構築には、載荷初期から破壊に至るまでの詳細な変形挙動の照査、検討が必要である。

現場の挙動から破壊を予測しようという手法は、地盤の沈下、側方変位、変位速度あるいは間隙水圧の現場計測結果をいかに利用するかという問題に帰着する。ここで、盛土破壊の定性的な兆候をまとめると、次のようである。①盛土天端やノリ部でクラックが発生する、②盛土中央部の沈下が急増する、③盛土ノリ先での水平変位が盛土外側に向かって急増する、④盛土ノリ先部が隆起する、⑤盛土作業の休止中にも間隙水圧が上昇する。これらのうち、①は破壊の直前に起こることが多く、対策工を施すための時間的余裕がないので、盛土の管理には利用できない。また、残りの②～⑤についても、それのみよってどの程度破壊が接近しているか、すなわち破壊までの余裕時間や余裕盛土高等を推定することは困難である。そこでこれらの破壊予測因子の有効性を定量的に吟味する必要が生じ、この点に関して従来から多くの研究がなされている。

Hoeg et al.(1969) は、ノルウェーのクイッククレー地盤上で、円形の試験盛土を行い、地盤内に発生する間隙水圧pwの挙動を観測した結果、Fig.1-2-4-1のように盛土高さhがある限界値hy を越えるとdpw/dhの値が急増することを見いだした。 D'Appolonia et al.(1971)もまた、道路盛土に対し同様なpw～h関係を報告している。その中でhyに対応する安全率Fsの値が1.65と判断されているが、実際に破壊を生ずるまで盛土施工がなされていないので、この値の妥当性には結論を下すことは出来ない。またDascal et al.(1972)も、カナダに分布している鋭敏な湖成粘性土地盤上に試験盛土を行い、地盤が破壊に至るまでの挙動を計測し、上に述べたと同様なpw～h関係が観測されたと報告している。 ところが一方では、盛土破壊の事例を検討しても、pw～h関係には破壊についての前兆は現われないとする報告もある（Ladd,1972;Marsland & Powell,1977)。

Marche & Chapuis(1974)は、軟弱地盤上の盛土施工例8ケースについて、盛土ノリ先の地表における側方変位量δと安全率の関係を調べ、安全率が1.4を下回るとδが急増する（側方流動の卓越）ことを見いだしている。Tavenas et al.(1979)は軟弱粘性土地盤上に施工された21箇所の盛土について、Fig.1-2-4-2に示すような盛土沈下量sと最大側方変位ymaxの関係を調べ、載荷初期において地盤がまだ過圧密状態の内は、Δsに対するΔymaxの比は平均で0.16 と小さいが、載荷が進み地盤が正規圧密状態になるとΔymaxが急増しΔsとほぼ同じになると報告している。

側方流動は載荷が終了した後も長時間に亘り継続することがある。Dascal et al.(1973)は高圧縮性の湖成粘土層における試験盛土の結果、載荷後10ヶ月に亘り水平変位が継続的に生じていることを示し(Fig.1-2-4-3)、 これに対し弾塑性有限要素解析や間隙水圧測定結果に基づく圧密状態の推定を行い、10ヶ月間に生じた沈下量の内、疑似過圧密によるものが70%、塑性変形によるものが22%、クリープ的側方変位が6%であり、その時点では一次圧密はほとんど生じていないと結論している。

現在までに提案されている破壊予測に関する施工管理手法の多くは、管理項目として側方変位を用いている。富永ら(1974)は盛土ノリ先の地中最大側方変位δと、盛土中央部の地表沈下量ρを合わせて計測し、Fig.1-2-4-4に示すようなdδ/dp 値の急増点をもって盛土破壊の前兆とする施工管理法を提案している（富永・橋本法）。また松尾、川村(1975), Matsuo & Kawamura(1977) は、我国における軟弱地盤上の盛土の破壊事例を調べ、その結果から破壊時の沈下量ρと地表側方変位δの比δ/ρとの関係が、Fig.1-2-4-5のごとくほぼ一義的に決まることを見いだした。彼らはこの曲線を破壊基準線と称し、盛土施工中の変位過程をρ～δ/ρ図上にプロットした場合、その軌跡が破壊基準線に近づくか遠ざかるかをもって破壊もしくは安定の予測ができるとしている（松尾・川村法）。　柴田・関口(1979,1980)は、粘土の弾塑性的性質とクリープの時間依存性を同時に説明できる弾・粘塑性モデルを適用したＦＥＭ解析を行い、破壊の兆候として盛土ノリ先部表面の水平変位が盛土外方へ急増するという事実に着目し、水平変位量増分（⊿δ）に対する荷重増分（⊿ｐ）の比で示される側方変形係数と盛土荷重（ｑ）との関係による破壊基準（Fig.1-2-4-6)を示している（柴田・関口法）。鈴木（1987)は盛土幅が軟弱粘土層厚の1.5倍から数十倍の盛土下の地盤の側方流動の現位置観測、及び室内模型実験から得られた地中側方流動に関する諸性質を用いて、側方流動の簡易予測法を提案している。

柴田ら(1982)は仮想地盤について関口・太田モデルを用いたＦＥＭ解析を行い、既存の破壊予測法の妥当性を検討した。その結果、富永・橋本法はほぼ妥当であると結論している。また、試験盛土データとの比較により柴田・関口法の妥当性も示している。また柴田、関口（1987)は既往の試験盛土において観測された側方流動について系統的に調べ、Fig.1-2-4-7 に示すように盛土荷重に伴う側方変形の起こり易さ（側方流動ポテンシャル）には地域性が認められることを報告している。加えて極限支持力が８tf/m² 以下の軟弱地盤では、載荷に伴う地盤剛性の劣化が著しいのに対し、支持力が10tf/m²以上の比較的硬い地盤（この中にクラスト地盤も含まれている）では、載荷に伴う剛性の低下が小さいとして、後者の地盤に対しては側方変位に基づく安定管理手法の適用が難しいとしている。

破壊予測の他に純粋に変形予測を目的とした研究も数多くなされている。Fig.1-2-4-8はPoulos(1972)がいくつかの現場実測について行った解析例であり、沈下に比べ水平変位は予測精度が大きく劣っている。この原因としてPoulosは、1)ポアソン比の決定精度、2)地盤の異方性、3)土の非線形な応力－歪関係、4)地盤の不均一性、5)盛土や基礎の剛性の影響、その他の重要なファクターの見落としを挙げている。Tavenas et al.(1979)も同様に実測と計算値の比較を行い、水平変位の予測精度の低さを指摘している。

Poulosの挙げた原因の解消を目指し、土の力学特性をできる限り合理的に表現し得る土の構成則に関する研究が進み、Cam-clayモデル(Schofield & Wroth,1968)に代表される弾

塑性構成式、異方性や時間効果も取り入れた関口・太田モデル(Sekiguchi & Ohta, 1977b)のような弾・粘塑性モデルが提案され、これらを適用した有限要素解析がかなり一般的に行われるようになってきている。太田・飯塚(1984)は、圧密に伴う過剰間隙水圧の消散モデルとして赤井・田村法を用いた関口・太田モデルによるＦＥＭ解析を行い、弾塑性解析よりも弾・粘塑性解析の方が試験盛土の実測結果とよい対応を示すと結論している。関口ら(1984)は試験盛土と弾・粘塑性解析の結果を比較し、両者の沈下量は比較的よく一致するのに対し、解析結果はやや過大な側方変位値を与えると述べている。

このように粘・弾塑性モデルによるＦＥＭ解析等により、地盤の変形挙動予測の精度が向上したのは確かであるが、柴田、関口(1982)は側方変位と密接な関係を持つポアソン比の決定等には依然問題を残していると報告している。また構成則が複雑になると、多くのパラメータが必要となり、ポアソン比のみならずこれらの決定法がその予測精度を決めてしまうことになる。太田ら(1986)は試験盛土等からの実測値と解析値を合わせるように解析に用いる定数を決めれば、似たような土質構成の地点での解析に応用することができると述べている。また太田ら(1987)は有限要素解析に用いる諸定数を、試料の塑性指数Ipから求める方法も示している。これらは多くのパラメータが簡便な手法で求められる利点を有するが、手法の精度に比べデータの精度が低いことは否定できない。

１－２－５実挙動の予測精度の現状

前節までに述べてきた研究は軟弱粘性土地盤に関する既往の研究のほんの一部であり、この他にも数限りない研究が行われている。これらはすべてLambe(1973)の言うPrediction A（設計時点での予測）、あるいはPrediction B（建設途中での予測）の精度を向上させることを目的としている。予測手法の精度のチェックとして通常Prediction C（建設完了後再計算）が行われるが、Lambeの言うように真の確認は Prediction Aと実挙動の比較で行うべきであろう。安全率が1.5 程度までの予測であれば、部分載荷を受ける軟弱地盤の実挙動とPredictionAの比較を行うことは可能であり、通常の設計で行われる変形解析と実挙動の比較で予測精度の検討が可能である。しかし実構造物が破壊することはほとんど無く、何等かの事故により破壊したとしても有益なデータが収録されていることは稀であるため、破壊という極限に至るまでの予測におけるPrediction Aとその精度の確認はいままでほとんど行われていない。これを唯一行うことができる機会は、実物大の破壊試験である。

実物大の破壊試験に対し研究者を含めた多くの専門家による予測が事前に行われた数少ない例が、ＭＩＴ(1974)での試験盛土の変形破壊コンテストである。詳細な土質試験デー

タをもとに当時世界的に最先端の技術者によって行われた予測結果は、Table1-2-5-1に示すように大きくばらつき、複雑な計算が必ずしも良い結果を与えていない。また、1989年マレーシアのクアラルンプールにおいて、軟弱なMuar clay地盤上で盛土破壊試験が行われた（Brand & Premchitt,1989)。試験に先立ち世界的な権威者がpredictorとして招待され、詳細なデータに基づいて破壊変形予測を行い、また一般参加者の簡単なデータによる破壊予測も行われた。Fig.1-2-5-1 は水平変位に関する予測値と実測との比較であり、Table 1-2-5-2は一般参加者によるものも含めた破壊盛土厚及び破壊面位置の予測値である。
ＭＩＴの試験から１５年後の現在も軟弱地盤の変形・破壊挙動の正確な予測は難しく、予測値に著しい個人差が現われることがはっきり読み取れる。

１－３　遠心模型実験

遠心模型実験は重力加速度より大きな遠心加速度場において行われる小型縮尺模型実験のことであり、この実験を可能にする装置が遠心模型実験装置である。Ko(1988)によると、1869年フランス人技術者 Phillips が英仏海峡横断橋の設計のために遠心力を利用した実験のアイディアを出したのが、遠心模型実験の歴史のはじまりであるという。これにより彼は小型縮尺模型内に構造物自身の物体力の効果の再現を目指したが、実際の遠心模型実験の実施は1930年代の米国における支保工の実験やソ連における斜面の安定問題に関する実験まで待たねばならなかった。その後、ソ連においては第１回土質工学会議における Pokrovsky (1948)の論文に見られるように、土質工学上の問題に対し遠心模型の利用が継続的になされたが、米国では遠心模型実験の研究は途絶えてしまった。1960年代の後半に入ると、大阪市立大学，Cambridge 大でそれぞれ自重圧密（Mikasa,1965）や水位降下時の粘土斜面の安定問題（Avgherinos & Schofield,1969）といった、土の自重効果が支配的となる現象の解明を目的に小型遠心模型実験装置が作成され始めた。

1970年代には、日本では大阪市立大学，東京工業大学が、英国では Cambridge大，Manchester大がパイオニア的存在となって遠心模型実験による研究を進めた。1981年に国際土質基礎工学会に「遠心模型実験に関する技術委員会」が発足し、この委員会の主催によって遠心模型実験に関するシンポジウム（Kimura,1984a;Craig,1984;Cheny,1984）が次々と開かれた。加えて1980年代には遠心模型実験装置に搭載可能な地震波発生装置が開発され、遠心模型実験装置によって静的問題ばかりでなく動的問題をも取り扱うことが可能となったため、大学、国立の研究機関のみならず、多くの民間の研究所の注目するところとなった。現在我国において１０以上の装置が稼働しており、新たに多くの装置の建設計画が進められている。

世界各国における遠心模型実験の歴史や活動等に関しては、「Centrifuge in Soil Mechanics」(Craig et al.,1988) に詳しい。

１－３－１　遠心模型実験のモデル化

遠心模型実験は小型模型実験の１つであり、木村・日下部(1987)は小型模型実験を行う理由として、ｲ)現象発生過程の詳細な観察が可能であること、ﾛ)現象を支配する要因を変化させた実験を行うことによって、各要因の影響程度を調査することが可能であること、ﾊ)現実にまだ発生していない事実の予測ができること、ﾆ)地震による破壊など実際に稀にしか発生しない現象あるいは危険な現象が観察できること、ﾎ)実験に伴う費用が少なくてすむこと等

を挙げている。また Bassett & Horner(1979) は、以下のような小型模型の利点を挙げている。即ち、1)問題のすべての局面をコントロールできる、2)境界条件が既知である、3)材料定数などの物性を実験者が任意に選択することができる、4)単一条件の実験を繰り返すことができる、5)単一の制御された変化を次々に導入できる。

模型実験とは、ある実物の挙動を観測，解釈，解析するための物理モデルであり、時にはある現象に関する微分方程式を複雑な境界条件の下で解く計算機の役をこなすこともある。このような多くの利点を持つ物理モデルが有効なものとなるためには、モデル化された小型模型が実物との幾何的相似性を保つとともに、力学的にも相似性を有するものでなければならない。ここで力学的相似性とは、原型（prototype）と模型（model）とにおいて起こる二つの物理的または力学的現象が、その現象に関する共通の方程式を満足することである。従って模型の作成に当たっては、模型の諸量に対する縮尺（相似率）を調節して、力学的相似性を満足させなければならない。

自重効果を無視できる線形弾性材料の場合、実物と同一材料を用いた重力場での縮尺模型で力学的相似性は満足される(Rocha,1957)。しかし、土質材料は複雑な応力－歪関係を持つうえ、その力学挙動は異方性，間隙比，応力レベル，応力パス，歪履歴，歪速度などに依存する。また土中水の存在，間隙水圧の発生，諸量の時間依存性等が土の問題を更に複雑にしている。従って1/n の小型縮尺模型によって力学的相似性を完全に満足することができないことは言うまでもない。

Fuglsang & Ovesen(1988) は、モデル化にあたり次の３つの基本事項を常に念頭におかねばならないとしている。即ち、1)現象に重大な影響を与える要因に関しては、相似性を満足するような模型としなくてはならない。2)相似性を満足することができない要因に対しては、実験によって影響の度合が二次的であることを証明しなくてはならない。3)未知の要因については、実験結果よりそれがあまり重要でないことを明らかとしなくてはならない。これらは、前述の土質材料に対するモデル化の制約を踏まえた上で、模型実験を意味あるものにするための基本事項である。1)に関して、土質材料の力学特性に最も影響する要因として土の自重効果を挙げることができる。Rocha(1957) は、土質力学上の問題解決のための小型縮尺模型の利用の可能性に関する論文の中で、自重を考慮しなくてはならない場合、実物と同一の材料を用いるならば、変形、破壊といった土質力学上の問題の相似則を満足したモデル化は不可能であることを示している。言い換えれば、土中の応力の主要な成分である土の自重効果を模型内に再現できれば、1/n 模型の相似関係における複雑さはかなり解消される。この自重効果を模型内に再現する実験が遠心模型実験であり、実物と同一材料を用いた1/n模型にngの遠心加速度を作用させることによりFig.1-2-5-1のようにモデル内の自重応力状態を実物と同一のものにできるのである。この様な状態が実現できればモデルの境界に実物と

同じ応力を加えることにより、対応する点に実物と同じ応力・間隙水圧（応力パス）を発生することが可能となるのである。このように遠心模型から得られる結果は実物の挙動を正しく反映したものとなり、模型自体物理モデルとして有効となるのである。

１－３－２相似則

（１）相似率の誘導

縮尺模型と実物の力学的相似関係を極力満足させ、実験結果を正しいものとするためには、模型の諸量の実物に対する縮尺即ち相似則を求めなければならない。この相似則により、実物と対応する入力条件（例えば載荷速度）を決定し、得られた結果の実物への変換を行う。通常この相似率は以下の手法によって求める。即ち、

１）ある現象に影響する独立なパラメータをすべてリストアップし、バッキンガムのπ定理により関係する無次元量を求め、一つ一つの無次元量が模型と原型で共通な値を持つように相似率（関係）を決定する（本間、春日屋、1956）。

２）現象を表現する微分方程式を、模型と実物で共通に満足するように相似率を決定する。次元解析に関するパラメータの選定には、着目している物理現象に対する経験や洞察力が要求され、すべての重要な要因を含んでいるという実験的な検証が必要である。また非常に複雑な構成則のチェックを目的とした種々の境界条件の下での模型実験を行う場合、相似則は対象とする問題に関して最も確からしい理論における方程式より直接求めるか、またより不偏的な理論に対して求めれば良く、これにより、模型実験結果には理論の精度が反映されることになる。

ここで、１）２）の方法による相似関係の誘導について、Fuglsang&Ovesen(1988)が示した以下の例を用いて説明する。

１）次元解析；本研究と関係のある$\phi=0$材の支持力問題

ここで破壊応力（極限支持力）ｑｕに影響するパラメータとして、基礎幅Ｂ、土の密度ρ、重力加速度ｇ、非排水強度ｃｕが挙げられ、破壊条件式は

$$f(qu, B, \rho, g, cu)=0 \qquad \cdots\cdots(1.3.1)$$

で表すことができる。これを無次元量を用いて書き換えると

$$f^*\left(\frac{qu}{\rho g B}, \frac{cu}{\rho g B}\right)=0 \qquad \cdots\cdots(1.3.2)$$

ここで相似率Nは

$$N = \frac{\text{模型の諸量}}{\text{原型の諸量}} \qquad \cdots\cdots(1.3.3)$$

で定義されるので、(1.3.2)式の無次元量を模型と原型で等しくするためには次の関係を満足しなければならない。

$$\left.\begin{aligned} N_{qu} &= N_{\rho} \cdot N_{g} \cdot N_{B} \\ N_{cu} &= N_{\rho} \cdot N_{g} \cdot N_{B} \end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots(1.3.4)$$

ここでN_{qu}、N_{cu}、N_{ρ}、N_{g}、N_{B}はqf、cu、ρ、g、Bに関する相似率である。N_{B}は1/n模型であることから1/n、同一材料を用いるとするとN_{ρ}は1となることから(1.3.4)式は以下のごとくなる。

$$N_{qu} = N_{cu} = N_{g} / n \qquad \cdots\cdots(1.3.5)$$

これより重力場であれば$N_{g} = 1$であり

$$N_{qu} = N_{cu} = 1/n \qquad \cdots\cdots(1.3.6)$$

となり、実物の1/n の強度、荷重条件の下での実験となる。一方重力加速度のn倍の遠心力場であれば、

$N_{g} = n$ であるので

$$N_{qu} = N_{cu} = 1 \qquad \cdots\cdots(1.3.7)$$

となり、実物と同様の強度、荷重条件の下で実験を行えば良いことになる。

2）微分方程式からの相似則の誘導

ここでは以下の動的な釣合式からの相似関係の誘導について示す。

$$\left.\begin{aligned} &\text{x方向} \quad \frac{\partial \sigma x}{\partial x} + \frac{\partial \tau xy}{\partial y} + \frac{\partial \tau xz}{\partial z} + \rho g x = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \\ &\text{y方向} \quad \frac{\partial \sigma y}{\partial y} + \frac{\partial \tau yz}{\partial z} + \frac{\partial \tau yx}{\partial x} + \rho g y = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \\ &\text{z方向} \quad \frac{\partial \sigma z}{\partial z} + \frac{\partial \tau zx}{\partial x} + \frac{\partial \tau zy}{\partial y} + \rho g z = \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots(1.3.8)$$

ρgx、ρgy、ρgz；x、y，z方向物体力、u、v，w；x、y，z方向の変位。

サフィックスpはprototype（原型）を、mはmodel（模型）を表すものとすると、

$$\left.\begin{array}{l} N_p = \dfrac{\sigma m}{\sigma p} = \dfrac{\tau m}{\tau p} \quad 、\quad N_l = \dfrac{x m}{x p} = \dfrac{y m}{y p} = \cdots = \dfrac{v m}{v p} = \dfrac{w m}{w p} \\ N_T = \dfrac{t m}{t p} \quad 、\quad N_\rho = \dfrac{\rho m}{\rho p} \quad 、\quad N_g = \dfrac{g m}{g p} \end{array}\right\} \cdots\cdots (1.3.9)$$

(1.3.8)式を原型に対するものとして、x方向の方程式を模型の縮尺で表すと、

$$\frac{N_l}{N_p}\left(\frac{\partial \sigma xm}{\partial xm} + \cdots\cdots\right) + \frac{\rho m \cdot g m}{N_g \cdot N_\rho} = \frac{\rho m}{N_\rho} \cdot \frac{N_T^2}{N_l} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t m^2} \qquad \cdots\cdots (1.3.10)$$

$$\left(\frac{\partial \sigma xm}{\partial xm} + \cdots\cdots\right) + \frac{\rho m \cdot g m \cdot N_p}{N_g \cdot N_\rho \cdot N_l} = \frac{N_p \cdot N_T^2}{N_\rho \cdot N_l^2} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t m^2} \rho m \qquad \cdots\cdots (1.3.11)$$

(1.3.8)式と(1.3.11)が同一になるための条件、即ち相似関係は次式となる。

$$\frac{N_p}{N_g \cdot N_\rho \cdot N_l} = 1 \qquad \cdots\cdots (1.3.12)$$

$$\frac{N_p \cdot N_T^2}{N_\rho \cdot N_l^2} = 1 \qquad \cdots\cdots (1.3.13)$$

(1.3.5)式と同様に$N_\rho = 1$、$N_l = 1/n$を上式に代入すると、

$$N_p = N_g / n \qquad \cdots\cdots (1.3.15)$$

$$N_T = 1/(n \cdot N_p^{1/2}) \qquad \cdots\cdots (1.3.16)$$

これより重力場、遠心力場のN_p、N_Tは以下の通りになる。

重力場； $N_p = 1/n$、 $N_T = n^{-1/2}$ $\cdots\cdots (1.3.17)$

遠心力場；$N_p = 1$、 $N_T = 1/n$ $\cdots\cdots (1.3.18)$

Table1－3－1－1には、Fuglsang&Ovesen(1988)が実際と同じ材料を用いた場合について次元解析より求めた遠心模型の相似率に若干の修正を加えたもの、及び重力場模型についての相似率をまとめている。なお括弧内には実物の1/nの粒径の材料を用いた場合の相似率を示している。

（2）遠心模型の相似則

Table1－3－1－1より遠心模型の場合、応力に関する相似率が全て1であることがわかる。これは、釣合式、破壊基準式（Mohr-coulomb）と応力境界条件より山口（1969）が求めた(1.3.19)式に示す実物と模型の間の力学的相似条件を、実物と同様の境界応力を受ける

実物と同一の材料（c、ϕ）で作成した縮尺模型内で満足するための十分条件である。即ち、

$$\left(\frac{\partial l}{q}\right)_p=\left(\frac{\partial l}{q}\right)_m \quad 、\quad \phi'_p=\phi'_m \quad 、\left(\frac{\phi'}{q}\right)_p=\left(\frac{\phi'}{q}\right)_m \quad 、\quad \left(\frac{f}{q}\right)_p=\left(\frac{f}{q}\right)_m \qquad \cdots\cdots(1.3.19)$$

ここで l，q は長さと応力の基準値で、$\phi'=c'\cot\phi'$、f は境界面に作用する表面圧力成分である。(1.3.19)式は、ϕ' が模型と実物で同一と考えられるならば、c、q 及び f を全て実物の 1/n にすれば満足される。しかしながら c を実際の値の数十分の 1 にすることは実験上非常に難しく、たとえ c を 0 と仮定できるような砂の場合でも、通常 ϕ は低応力下において著しい応力依存性を示すため、小型重力場模型では $\phi'_p=\phi'_m$ と仮定することもできなくなる。従って土に関する小型模型において、遠心力場での実験は力学的相似性を満足させるために必要不可欠な条件とも言える。また小型重力場模型実験とは異なり、遠心模型実験では長さのディメンジョンを持つ毛管水上昇高さの相似率が模型の縮尺と等しくなる。これより、遠心模型は毛管水上昇域を有する地盤内の相似性を満足することもできることがわかる。

一方、この表からもわかる通り時間に対する相似則が対象とする現象毎に異なる。この点は遠心模型の限界の 1 つ（Kimura、1987）である。従って地震時の排水のように時間に関する相似則が異なる現象を同時にモデル化する場合、Fuglsang&Ovesen,(1988) が模型作成上の心構えとして挙げたように、二つの現象の内最も支配的なものに合わせてモデル化を行い、他の影響が少ないことを実験で確認する手法を採らねばならない。しかし透水性が比較的大きな砂地盤の液状化のように二つの現象がどちらも結果に大きく影響する場合は、間隙流体に粘性の高い流体を使用するなどして透水に関する時間則を変える手法が採られる（Schofield,1981）。またクリープに関する時間則は排水に関するものと全く異なり、事実上この二つの現象の相似則を小型模型内で満足することはできず、遠心模型では実物のクリープ挙動を再現することは不可能となる。但し、遠心模型実験自体も条件が明白な一種の原型とみなすことができ、現象の解釈や種々の理論の現象表現能力の確認といった目的の実験としては十分価値があることになる。このクリープ挙動に関連して注意しなくてはならないものに、粘性土の強度変形特性の歪速度依存性がある。特に本研究のように粘性土の非排水問題を扱う場合、非排水条件を満足するために透水に関する時間則に従うと、非常に大きな速度で載荷をしなくてはならないため、粘性土は著しく大きな歪速度を受けることになる。これにより発揮される強度は、1－2－2（2）に示したごとく通常のセン断試験で求まる強度とはかなり異ったものとなり、実験結果の解釈、解析を行う際にはこのことを考慮しなくてはならない。

この他、砂地盤の支持力問題において最近特に取り上げられることの多い粒子の寸法効果（龍岡ら,1989）、ダム内の透水や表面流（Goodings,1982）、粒子の沈降（Tan & Scott, 1985）に関する相似則等、粒子寸法の非相似性により相似則を満足できない現象もある。このような問題に関しては実験的研究によって有効性を確認するしか方法がなく、そのために多くのmodelling of modelsを意図した実験（例えばMikasa&Takada,1973、Ovesen,1975）が行われる。しかし変化させ得る遠心加速度のレベル（模型のサイズ）に限りがあり、より確かな検証のためには、実物大模型での比較即ちmodelling of prototypeが必要であり、その意味では前述の龍岡ら（1989）の研究は非常に興味深い。しかしながらmodelling of prototype も模型容器が実物大重力場実験と遠心模型実験とで異なるため、境界条件、幾何条件等が異なるなど多くの不確定要因を含んでいる。この種の問題を解決するためには、単独の研究機関での実証ではなく、一つの大型実験を複数の研究機関で再現する努力が必要であり、LCPC、Cambridge大、DIA（Corte et al.,1988；Bagge et al.,1989）によって実施されたごとき国際協力実験が今後数多く実施されることが望まれる。Craig（1988b）も遠心模型が研究的利用のみならず実務においても利用されるようになるには、遠心模型の不確定要因の影響をより正確に評価せねばならず、そのためにはmodelling of prototype が必要であることを強調している。以上取り上げた通り、遠心模型実験は小型模型内に自重効果を再現できるため多くの利点を有するが、小型縮尺模型であるがために相似則を完全には満足することができず、そのためいくつかの不確定要因を残しており、このことに十分留意して模型実験を行う必要がある。

１－３－３　遠心模型実験実施上の留意点

前項で取り上げた相似則に関する問題点の他、遠心模型は以下のようないくつかの問題点を有している（Schofield,1980）。即ち、

１）遠心加速度の不均一性

模型内の遠心加速度は、遠心半径（ある地点と回転軸中心との距離）に比例して増加するので、実物の均一な加速度での応力状態との誤差が生じる。当然のことながら、この誤差は試料高さと遠心半径の比が小さいほど小さくなる。

２）コリオリ力の影響

回転角速度ωで回るアームの回転平面内で、物体が速度ｖで相対運動すると、物体には２ｖωの大きさの見かけの加速度即ちコリオリ力が作用する。従ってこの誤差は以下のごとくなる。即ち、

$$\frac{\text{コリオリの加速度}}{\text{遠心加速度}} = \frac{2v\omega}{R\omega^2} = \frac{2\times\text{容器内の速度}}{\text{回転中の容器の速度}}$$

容器内でのモデルの移動速度が小さい場合にはそれほど問題とはならないが、容器内で物体が自由落下するような場合には、その影響を無視し得なくなる。

3）重力加速度の影響

模型には遠心加速度の他に重力加速度も作用しているので、トーションバーにより底着盤にスイングプラットホームを固定させ、容器を水平にさせる Cambridge大や東工大のような遠心模型実験装置では、合加速度の向きは水平方向から若干ずれる。このずれは遠心加速度が小さいほど大きくなる。逆に底着盤を持たない装置の場合、重力場で模型を釣り下げた状態で模型の重心と支持点の位置がずれると、遠心力が模型の水平方向に作用しなくなってしまうという問題も生じる。

以上は遠心模型実験装置特有の問題点である。遠心模型は所詮は小型模型であるため、地盤条件が複雑になると、それを模型内に再現することはほとんど不可能となり、地盤のモデル化に当たっては、実験目的から外れない範囲で模型の単純化を行うことが必要となる。

第２章　粘性土の物理的・力学的特性

２－１はじめに

応力－歪関係、強度、変形定数といった粘性土の力学特性は、１－２－１で概観したように非常に複雑であり、種々の要因の影響を受ける。土構造物の合理的な設計のためには、この粘性土の複雑な力学特性の正確な評価が必要であることは言うまでもないが、実際の粘土を用いる模型実験でもその特性の評価は同じく非常に重要である。即ち、模型地盤を構成する粘性土の強度や剛性も地盤の作成方法、載荷方法等によって変化するため、力学特性に影響する要因とそれに関連する実験条件を踏まえて、実際に模型地盤内で発揮されている強度等を評価しなくてはならない。この様にして得られた正確な力学特性に基づいて実験結果を解釈、解析して始めて、正しい結論を導くことができるのである。言い替えれば、小型模型という物理モデルを用いる模型実験でも、数値モデル同様、入力パラメータの精度が実験の正否を決めるのである。

以上述べた通り、遠心模型実験が研究の主要部をなす本研究においては、実験に用いる試料の力学特性を正確に知ることが、実験即ち研究自体の精度を上げ、その結果を有効にするために必要である。例えば、１－３－２で述べたように重力場模型に比べ力学挙動に関する相似則をかなり広い範囲に亘って満足することができる遠心模型実験と言えども、小型模型であるがために歪速度等に関して相似性を満足できないなどの問題を抱えている。歪速度の他にも、粘性土のせん断や圧密挙動に影響を及ぼす要因として異方性や応力履歴等が挙げられる。本章では、実験に用いる試料の一般的な材料特性に関する試験結果を示すと共に、本研究における遠心模型実験で特に重要である粘性土の非排水せん断特性に対する異方性、過圧密比や歪速度の影響、並びに圧密挙動に対する載荷・除荷の繰返しの影響について調べた。

２－２試料の作成と物理的特性

２－２－１試料の作成

本研究で取り扱っている模型実験は、昭和５７年から平成元年にかけて行われたものであり、用いた試料も実験を行った年度によって多少異なっている。しかし、いずれの試料も川崎沖より採取した海成粘土、もしくはそれに調整砂を混合して作成した混合土であり、粘性土に分類される。基本粘土としては塑性指数約３０および６０の２種の川崎粘土を用い、このうち塑性指数３０のものはそのまま実験にも使用している。混合土は塑性指数が

約２０であり、この２種の川崎粘土に豊浦標準砂とその砕砂を２：１の割合で混合した調整砂を混ぜて作成したものである。以後、その塑性指数に基ずいて塑性指数３０，６０の川崎粘土をM-30,M-60、またこれらより作成した混合土をM-20,M-20'と称する。ここで地盤用試料としてM-60を用いず、塑性指数が小さな試料を用いた理由は、正規圧密地盤を作成するための遠心圧密に要する時間を極力短縮するためである。４章で示す支持力実験で必要な１５cmの層厚の地盤を圧密して作成するためには、M-60で２日以上の時間が必要となり遠心装置の許容連続運転時間を大きく上回ってしまう。そのため圧密係数が大きい塑性指数の比較的小さな試料を用いて地盤を作成し、遠心圧密時間の短縮を計った。ここで塑性指数２０の試料を選んだのは、この程度の塑性指数までは三軸試験より得られる力学挙動から判断して粘性土と見なすことができるからである（Nakase & Kamei,1983)。

調整砂の混合量は、倉田、藤下(1961)の見いだした調整砂と混合土の乾燥重量の比βと塑性指数との直線関係を予め求め、これを基に塑性指数が２０となるように決定した。それぞれの混合率はM-30の場合は約20%，M-60は60%である。尚、基本試料は浚渫土から貝殻等を除去し、高含水比で練りまぜて作成する。この際試料のバラツキを極力抑えるためにできるかぎり大量に作成する。本研究では主に基本試料としてM-30を用いており、昭和５７年～平成元年までかなり長期に亘り研究を継続したため、何回かに分けて基本試料の作成を行っている。同じ場所から浚渫した土でも、基本試料作成毎に特性が若干異なることが予想されるため試料作成毎に圧密、三軸せん断試験を実施した。

２－２－２試料の物理的特性

実験に用いた３つの試料及びM-60の粒径加積曲線、物理特性をそれぞれFig.2-2-2-1、Table 2-2-2-1 に示す。またFig.2-2-2-2 の塑性図に、４つの試料の液性限界ＬＬ，塑性指数Ｉｐの関係をプロットした。基本試料である M-30,M-60は海成粘土であり、日本統一分類法(土質工学会,1990) によると塑性図からの分類はＣであり、三角座標からの分類も細粒土（Ｆ）となる。一方、混合土の場合M-30から作成したM-20はそれぞれの分類法でＣＬ，Ｆとなるが、M-60からのM-20' は前者では他のものと同じＣＬになるが、後者では砂質土（ＳＦ）に分類される。M-20'は M-20より砂分含有量が23%程度多いが粘土分含有量は同じであり、両者とも川崎沖の同種の海成粘土から作られたものであることから同系統の粘土鉱物を有しているものと考えられ、これより塑性指数は粘土分含有量とかなり密接に関係していることが分かる。

２－３　試料の圧密特性

２－３－１　標準圧密試験より求まる特性

（１）圧縮特性

Fig.2-3-1-1 に試料のｅ～ logｐ関係を示す。図には試料作成毎に行った試験結果を示してあるが、試料作成毎の差はほとんど見られない。またM-20,M-20'を比べると基本試料が異なるにもかかわらず、両者に大きな差はなく圧縮特性はほぼ等しい。Fig.2-3-1-2 に示す平均圧密圧力と体積圧縮係数ｍｖ の関係からも同様のことが伺える。M-30, M-20を比較すると体積圧縮係数に関しては両試料の差はあまりないことが分かる。また圧密試験より得られた結果をTable 2-3-1-1 にまとめて示す。二次圧縮係数αについては、表に示すように圧密試験より得られるαは大きくばらついたものとなった。

（２）時間～圧縮関係

Fig.2-3-1-2 にはｍｖ の他に圧密係数ｃｖ も示してある。M-30,M-20 のｃｖ には作成試料毎の差はほとんどないがM-20,M-20'を比較すると後者のｃｖ が前者の２～３倍大きく、同様の塑性指数でしかもｍｖ がほぼ同じでも粒度によってｃｖ すなわち透水係数ｋが大きく異なることが分かる。Fig.2-3-1-3 は３試料の透水係数と平均圧密圧力の関係を示しているが、M-20,M-30のｋはほぼ同じであり、M-20'のｋは前述した通り他より２～３倍大きくなっている。

２－３－２載荷除荷による間隙比の減少

正規圧密域に比べ過圧密領域のｍｖ は非常に小さく、後者の挙動は前者に比べ弾性的である。従って、通常過圧密領域の体積変化は可逆的と見なして圧密沈下計算や構成関係の誘導が行われる。しかし、一次元圧密条件の下で先行荷重を越えない範囲でも、載荷・除荷の繰返し荷重を受けることにより間隙比の減少が起こる。従って厳密に言えば過圧密領域においても粘土の体積変化挙動は可逆的とはならない。この間隙比の減少により、粘土の強度は上昇する可能性がある。

本研究では４章Ⅱ，５章で取り扱うクラスト地盤の模型の作成過程でこの載荷・除荷の問題が発生する。このクラスト部の強度を応力履歴から求める場合も、過圧密領域における粘土の間隙比の変化は可逆的であると仮定するが、実際の間隙比はこの仮定より求めたものより小さくなることが予想される。従ってクラスト地盤模型内の強度の評価を行うためにはこの過圧密領域における体積変化特性を調べておく必要がある。Fig.2-3-2-1 は３

－３－１で後述するクラスト地盤作成過程において、最上部の粘土が受ける応力履歴を標準圧密試験器内のM-20試料に与えることにより生じた間隙比の変化を示している。載荷・除荷により間隙比が減少するが、この繰返し荷重による間隙比の変化は回数と共に減少しある値に収束する。ここに示した例では、可逆的挙動を仮定した場合（×印）より0.016程減少している。この間隙比の変化は等価圧密圧力を、約83KPaから99KPaへと変化させ、非排水強度が２割程度増加させる。

２－４試料の非排水せん断特性

本節では試料の非排水せん断特性に影響を及ぼす種々の要因について検討する。

２－４－１　強度異方性

Table 2-4-1-1は各試料について行った標準的な三軸Ｋ0圧密非排水せん断試験結果をまとめたものである。このせん断試験はいずれも歪速度約 0.08%/minで行われており、実験方法の詳細はKamei(1985), 大槻(1988) 等に詳しい。この表によりいずれの試料もほぼ同様のせん断特性を有していることが分かる。若干異なる点として、塑性指数が小さい方が剛性が大きく破壊歪が小さくなり、同じ塑性指数でも、砂分の多い M-20'の方がその傾向が著しいことが挙げられる。また伸張強度と圧縮強度の比即ち強度異方性について見ると、M-30,M-20,M-20' の順で若干小さくなる傾向はあるが、これもほぼ一定と見なすことができる。３試料に対する三軸CU試験より得られた応力－歪，応力パスをFig 2-4-1-1,2 に示す。これらの結果からも用いた３試料の応力－歪関係には大きな差はなく、ほぼ同様のせん断特性を持つ正規圧密粘性土と見なすことができる。

１－２－１（１）で述べた通り正規圧密でしかも圧密時間が短い場合、圧縮強度，伸張強度がそれぞれ最大，最小強度となりCassagrande-Carillo型の表示式でほぼ異方性を表わすことができ、支持力のような表面載荷問題の場合、圧縮強度と伸張強度の平均の強度を持つ等方性地盤として取り扱えば、この種の強度異方性の影響はある程度正確に計算に取り込むことができる。

従って本研究の試料の場合、軸対象問題であれば圧縮強度の80%～77%の強度を使用すればよいことになる。

２－４－２　過圧密粘性土の非排水せん断特性

本研究では、表層に大きな強度を有するクラスト地盤の非排水力学特性についても取り扱っており、４章(Ⅱ)で述べているようにこれに関する遠心模型実験を行っている。この

実験におけるクラスト地盤の作成にあたっては表層部を過圧密とする方法を用いており、クラスト部強度を評価するためには、過圧密粘性土の非排水せん断特性を明確にしておく必要がある。本項ではクラスト地盤作成に用いたM-20,M-20'の過圧密試料に対して行った三軸試験結果について示す。尚M-20については３種の先行圧密圧力（σvc'）に対して過圧密比（OCR）を1～10程度まで変化させて圧縮，伸張試験を行い、M-20'についてはσvc'=392kPaの圧縮試験をOCR=1～8で行った。Fig.4-2-2-1 はM-20について行ったσvc'=392,588KPaの試験で得られた応力－歪関係を示している。図中縦軸は軸差応力ｑを先行圧密圧力σvc'で除したものであるが、圧縮，伸張試験とも過圧密比の増加に伴い、強度、剛性が低下することが分かる。またσvc'が392kPa,588kPaでOCRの増加に伴う挙動が類似しており、強度や変形挙動はσvc'とOCRで予測できるとように思われる。Fig.2-4-2-2 は過圧密供試体の膨張後の鉛直圧σv'と非排水圧縮強度の関係を示している。やはりM-20ではσvc′によらず強度の減少傾向はほぼ同様なものとなっており、除荷量が少ない内はあまり大きな強度低下を示さず、OCR ４程度から著しい低下を示している。これに対し M-20'では一つのσvc′即ち392KPaのみの試験であるので、正規化の可能性の可否ははっきりしないが、この低下傾向はM-20とは異なり、除荷圧力にほぼ比例して強度が減少するものとなっており、その減少割合は σvc'の 0.127である。M-20' の正規圧密試験の非排水強度増加率ｃu/σv′は0.39であるので過圧密試料の非排水圧縮強度ｃuは次式で表わすことができる。

$$c_u = 0.39\sigma vc' - 0.127(\sigma vc' - \sigma' v) \qquad \cdots\cdots(2\text{-}4\text{-}1)$$

Fig 2-4-2-2 からも分かるように(2-4-1) 式をM-20に適用することは、強度を過小評価することになる。この他、Fig.2-4-2-3に示すM-20に対する伸張試験結果を見ると、伸張強度も圧縮強度と同様の低下傾向を示している。

Fig 2-4-2-4 には過圧密試験の非排水強度ｃuoc を同一の先行荷重の正規圧密試料の強度ｃunc で除したものをOCR の対数に対してプロットしてある。この図よりM-20の場合、若干のバラツキはあるものの除荷，膨潤に伴う強度の低下はOCR の対数に比例し、その傾きは圧縮，伸張強度及び先行圧密圧力に関係なく0.23となる。従ってM-20の過圧試料の非排水強度は次式で表わせる。即ち、

$$c_{uoc} = C_{unc}\{1 - 0.23\log(OCR)\} \qquad \cdots\cdots(2\text{-}4\text{-}2)$$

ここでｃunc はσvc'・（ｃu/σvc'）、OCR=σvc'/σv'であり、また、ｃu/σvc'は圧縮強度で0.38、伸張強度で0.224である。

Fig 2-4-2-5 はM-20の過圧密試料の50％強度割線弾性係数Ｅ50ocと正規圧密試料の割線弾性係数Ｅ50ncの比をOCR の対数に対してプロットしたものである。図よりOCR の増加に

伴い剛性が著しく低下することが分かる。

2－4－3非排水せん断特性に及ぼす歪速度の影響

粘性土のせん断特性は、歪速度の影響を大きく受ける。小型模型で非排水問題を扱う場合、実物に比べ数オーダー大きな速度で載荷を行うため、模型地盤内の歪速度は通常のせん断試験で用いられる歪速度に比べ著しく大きなものとなる。本項では模型実験に用いるM-30,M-20に対して、歪速度を通常の三軸試験より大きな数種の速度で三軸K0圧密非排水圧縮試験を行い、試料のせん断特性に及ぼす歪速度の影響について調べた結果について述べる。

試験における歪速度は各種試料で供試体の圧密量が違うため多少異なったものとなるが、通常の三軸CU試験で用いる0.08%/minから5%/min程度までの範囲で4種類の速度を用いて圧縮試験を行った。いずれの試料も三軸室内で圧密圧力$\sigma cv'$=392KPaでK0正規圧密した後試験を行ったが、M-20については、正規圧密した後49KPaまで膨潤させたOCR=8の供試体に対しても同様の試験を行った。尚、試験方法については蓬莱(1990)に詳しい。

それぞれの試料に対する試験より得られた軸差応力－歪関係及び過剰間隙水圧－歪関係をFig.2-4-3-1に示す。正規圧密試料の場合、歪速度が増大すると軸差応力のピークが現れる歪が若干大きくなり軸差応力も大きくなるが、軸差応力－歪曲線の形状は歪速度$\dot{\varepsilon}$によらず類似したものとなっている。載荷に油圧ジャッキ用いたM-30の$\dot{\varepsilon}$=4.85%/minの間隙水圧挙動は、載荷に電動モーターを用いた他の場合と大きく異なってしまったが、間隙水圧には軸差応力ほど$\dot{\varepsilon}$による差が現れない。正規圧密試料は、載荷初期からqに差が現れるのに対し、過圧密試料の場合、初期弾性域では差がほとんどなく降伏後に差が現れ、$\dot{\varepsilon}$が大きいものほど大きな強度を示す。間隙水圧挙動も$\dot{\varepsilon}$によりかなり異なったものとなり、$\dot{\varepsilon}$が小さいほどΔuが小さな歪でピークをとりその後低下するのに対し、$\dot{\varepsilon}$が大きくなると初期弾性域では0.5以上の間隙水圧係数を与える大きなΔuが発生する。しかしq-$\dot{\varepsilon}$曲線の降伏点辺りから減少しはじめ、最終的には$\dot{\varepsilon}$の小さい場合とほぼ同じ値となる。

Fig.2-4-3-2は、試験より得られた有効応力パスである。正規圧密試料の場合、載荷初期の上向きの直線的な立ち上がりの傾きは$\dot{\varepsilon}$によらずほぼ一定であるが、$\dot{\varepsilon}$が大きくなるとこの立ち上がり部の高さが大きくなり、この差が強度の増加分となり、直線部から離れた後の挙動に関しては$\dot{\varepsilon}$による差はあまり見られない。これに対し過圧密試料のパス形状は$\dot{\varepsilon}$によって大きく異なり、Fig.2-4-3-1に示した間隙水圧挙動の違いによる差が現れている。これはせん断時に過圧密供試体内で起こる間隙水圧の再配分の程度が$\dot{\varepsilon}$によって異なるためと考えられる。過圧密試料の場合、供試体内で不均一なせん断状態となることが想定され、間隙水圧を供試体下部で測定する通常の試験で、その値を供試体の代表値と見なし得

るか否かに関しては議論の余地がある。従って非排水強度の歪速度依存性に関しても、正規圧密試料とは異なる時間依存現象が発生している可能性もある。

Fig.2-4-3-3に歪速度と強度増加率(cu/σvc')の関係を示す。尚、図にはM-30、M-20の他に塑性指数が5(M-5)及び10(M-10)の低塑性粘性土の正規圧密試料について行った試験結果も併記してある。いずれの試料においても、図の横軸は$\dot{\varepsilon}$の対数をとっており、強度は$\dot{\varepsilon}$の対数にほぼ比例して増加することが分かる。ただし過圧密供試体の場合は低い$\dot{\varepsilon}$の範囲で強度が著しく増加しており、粘性的な時間効果の他に、前述の間隙水圧の再配分による時間効果がせん断強度にかなり影響を及ぼしていることが分かる。

Fig.2-4-3-3に示した各試料の$\dot{\varepsilon}$とcu/σvc'の関係を直線補間し得られた直線の傾きb(cu/σvc')即ち$\dot{\varepsilon}$を10倍することによる強度増加率の増加量と塑性指数の関係及びb(cu/σ'vc)を通常の三軸試験の載荷速度に近い0.1%/minの速度でのcu/σvc'の値で割ることによって得られた$\dot{\varepsilon}$に対する非排水強度増加率の増加割合をFig.2-4-3-4に示す。Ipが10以下では$\dot{\varepsilon}$が1オーダー増えると約5%強度が増加するのに対し、Ipが大きくなるとともに増加割合が増し、M-20で9%、M-30では11%となる。また過圧密の場合、増加率が正規圧密に比べ大きくなっているが、$\dot{\varepsilon}$が最も小さな$\dot{\varepsilon}$=0.079の場合を除くと割合は9%となりM-20の正規圧密試料とほぼ同じとなる。

軸差応力－歪曲線の初期勾配即ち接線弾性係数Eiと$\dot{\varepsilon}$の対数との関係をFig.2-4-3-5に、またcu/σvc'と同様$\dot{\varepsilon}$の1オーダー毎の増加量b(Ei)及び増加割合をFig.2-4-3-6に示す。正規圧密試料の場合、Eiも$\dot{\varepsilon}$の対数とほぼ直線関係となる。Eiの絶対値は低塑性な土ほど大きくなるが、その増加量は塑性指数によらずほぼ一定であるため、増加割合は塑性指数が大きくなると増加することが分かる。また強度より初期剛性の方が$\dot{\varepsilon}$の影響をより大きく受ける。一方、過圧密試料の場合、初期剛性は歪速度の影響を殆ど受けない。

上述のごとく粘性土の非排水せん断挙動は歪速度にかなり依存する。この歪速度依存性を考慮した粘性土の構成則の代表的なものとして、関口・太田が提案した弾・粘塑性モデル(Sekiguti & Ohta,1977)を挙げることができる。異方性を考慮した弾塑性モデルに粘性土のクリープ挙動を取り込んだものであり、これによると体積歪vは次式で表される。即ち、

$$v = \frac{\lambda}{1+e_0}\cdot\ln\left(\frac{p}{p_0}\right) + D\cdot\eta^* - \alpha\cdot\ln\left(\frac{\dot{v}}{\dot{v}_0}\right) \qquad \cdots\cdots(2\text{-}4\text{-}3)$$

ここでλは圧縮曲線の傾き、e_0は初期間隙比、p_0は異方圧密時の平均主応力、Dはダイラタンシー係数、η^*はpressure-normalized deviatoric stress tensor、αは二次圧縮係数、$\dot{v}$は体積歪速度、$\dot{v}_0$は初期状態における体積歪速度である。このように関口・太田モデル

は多くのパラメータを有しているが、このなかで時間依存性を表すのが右辺第３項目の２つのパラメータαと$\dot{v}_0$である。αは圧密曲線の２次圧密部の傾きより求まり、$\dot{v}_0$はαを圧密時間で除したものとなる。Table2-3-1-1で示したように標準圧密試験より得られるαにはかなりのばらつきがあり、一方$\dot{v}_0$については、特に実地盤で正確な圧密時間を評価する点が難しく、その正確な見積りには問題が残されている。関口・太田モデルを用いて通常の載荷速度による三軸K_0圧密非排水試験についての計算を行って得られた有効応力パスをFig.2-4-3-7に示す。尚、計算は有限要素法プログラム"Ｄａｃｓａｒ"(Ohta & Iizuka, 1986)により行い、図に示すα、$\dot{v}_0$以外の入力パラメータは圧密試験及び三軸圧縮試験より求めた。ここではα、$\dot{v}_0$を数種かえて計算を行っているが、Fig.2-3-1-1に示すばらつきの中で変化させたαの差によっても計算結果はかなり異なったものとなり、この種の問題において計算の結果はパラメータの決定精度に大きく依存してしまうことが分かる。この計算結果と通常の載荷速度の三軸試験結果を比較すると、αが0.0035で非排水強度やパスの形状等が類似する。このαを用いて通常より大きな載荷速度について行った計算より得られた、軸差応力－歪曲線及び応力パスをFig.2-4-3-8に示す。特に応力－歪関係はFig.2-4-3-1(a)に示す試験結果と良い対応を示しており、パラメータを精度よく求めることができれば、このモデルにより載荷速度の影響をかなり評価できることが分かる。

２－５ 非排水せん断強度に影響する要因とその補正

練り返した粘性土の非排水強度を室内試験で求める場合、一般的には三軸圧密非排水圧縮試験（ＣＵ試験）を行い、これより得られる非排水強度増加率$cu/\sigma vc'$を用いて強度の予測を行う。しかしながら、前節で示したように非排水強度は初期状態のみで決まらず、種々の条件の影響を受ける。即ち、1)強度異方性、2)歪速度、3)平面歪条件等で現れる中間主応力などである。本実験で用いる試料の1)、2)に関しては前節で示した通りであるが、木村ら(1981)、林ら（1983)の結論により、M-30の場合平面歪条件における強度は、三軸試験より圧縮強度で5%、伸張強度で30%大きく、伸張と圧縮強度の比即ち強度異方性は0.71と三軸試験における0.6より大きいことが分かっている。M-20については平面歪試験結果はないが、2-4-1で示した異方性の結果から判断してM-30とほぼ同じであると考えられる。

以上より、地盤材料を等方性のものとして取り扱う場合、平面歪条件の下での表面載荷により粘性土地盤内で発揮される非排水強度として用いるべき代表的なｃｕは、三軸非排水圧縮強度をcu_{tc}とすると、次式で表される。即ち、

$$cu = na \cdot nr \cdot np \cdot cu_{tc} \qquad \cdots\cdots(2\text{-}5\text{-}1)$$

ここでｎａ、ｎｒ、ｎｐはそれぞれ異方性、歪速度、平面歪条件に関する補正係数であり、

ｎａ、ｎｐはM-20、M-30ともそれぞれ0.86、1.05となる。またｎｒは以下のごとくになる。

$$nr = 1 + b(cu/\sigma vc') \cdot \log\left(\frac{\dot{\varepsilon}_r}{\dot{\varepsilon}}\right) \qquad \cdots\cdots(2\text{-}5\text{-}2)$$

ここで$\dot{\varepsilon}_r$、$\dot{\varepsilon}$は実地盤における載荷、及び三軸試験における歪速度である。ここで三軸試験における軸歪εは、最大せん断歪γ maxの2/3となることに注意しなくてはならない。また$b(cu/\sigma vc')$は Fig.2-4-3-4(b)に示した歪速度１オーダー増加当りの強度の増加率であり、M-20で0.09、M-30で0.11となる。この値は正規圧密粘土に対するものであり2-4-3で示したように過圧密粘土の場合には異なった値となるが、それらはOCRによって変化するため、ここでは正確に評価することはできない。しかし２－４－３で述べた通り、M-20、OCR=８の場合、載荷速度が大きくなると過圧密と正規圧密でさほど差がなくなってしまう。

第３章　模型粘性土地盤の作成

３－１　はじめに

深さ方向に強度が増加する正規圧密粘性土地盤に関してこれまでに行われてきた研究の多くは解析的なものであり、実験的研究はあまり行われていない。強度増加地盤の場合、強度分布が地盤の力学挙動に大きく影響するため、一様強度地盤に比べ影響因子の数が増す。その様な因子について実験的に調べるためには、ある程度の数の実験が必要となり、小型模型実験に依らざるを得ない。正規圧密地盤の深さ方向の増加は土の自重圧密によるものであり、この自重効果を再現できない通常の重力場小型模型では強度増加地盤を作成することは非常に難しく、これが実験的研究を遅らせてきた原因でもある。これに対し、この自重効果を再現することができる遠心模型実験装置を用いれば、小型模型内に強度増加地盤を作成することができ、この種の地盤の力学特性についての物理模型による検証が可能となる。

本章では、本研究の対象とする、1)強度が深さ方向に直線的に増加する典型的な正規圧密粘性土地盤（ＮＣ地盤）、2)表層部に大きな強度を持つクラストを有し、それ以深では直線的に強度が増加する地盤（クラスト地盤）を遠心模型実験装置を用いて作成する方法並びに実験中得られた種々のデータの解析結果について述べると共に、目標とする地盤が作成できるか否かについて検討する。

３－２強度が直線的に増加する地盤（ＮＣ地盤）の作成

３－２－１　地盤条件

本節で取り扱う地盤はFig.1-2-2-1に示す強度が直線的に増加する正規圧密地盤（ＮＣ地盤）であり、その深さ方向の強度分布（ｃｕ(z)）は以下のように表わされる。即ち、

$$cu(z) = c0 + k \cdot z \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}1)$$

ここでｃ０は地表面強度、ｋは深さ方向の強度増加率、ｚは地表面からの深さである。既往の解析的研究（例えば、中瀬　1966,Davis & Booker 1973a)により剛な基礎の支持力は、ｃ０及びｋと基礎幅Ｂによって表される無次元パラメータｋＢ/ｃ０に大きく関係することが分かっている。この無次元パラメータを構成する３つのパラメータの内Ｂは載荷条件であるため、残りのｃ0とｋが重要な地盤条件となる。地盤が正規圧密状態であり、非排水強度増加率ｃｕ/σｖ'が地盤内で一定と仮定できるので、ｃ0及びｋは試料の有効単位体積重量

γ'、サーチャージ圧ｐ0、遠心加速度倍率ｎによってそれぞれ以下のように表される。即ち、

$$c0 = (c0 / \sigma vc') \cdot p0 \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}2)$$

$$k = (c0 / \sigma vc') \cdot n\gamma' \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}3)$$

上式より地盤条件であるｃ0、ｋは実験条件であるサーチャージ圧及び遠心加速度によって決まることが分かる。ここでγ'を地盤の初期間隙比ｅ0と土粒子比重Ｇsによって書き換えると、ｋＢ/ｃ0は次式で与えられる。即ち、

$$\frac{kB}{c0} = \frac{B \cdot n}{p0} \cdot \frac{Gs-1}{1+e0} \cdot \gamma w \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}4)$$

今回の実験では、遠心圧密前サーチャージ圧ｐ0とほぼ同程度の圧力で予備圧密を行っており、ｅ0は試料のｅ～log（σvc'）関係にｐ0を代入することによって得ることができる。

強度増加地盤（ＮＣ地盤）の支持力実験において特に着目するパラメータはｋＢ/ｃ0及びそれらを構成する個々のパラメータであり、その影響度合いを調べるためにはそれぞれの値をできる限り変化させることが望ましい。ｋＢ/ｃ0を広範囲にわたり変化させるためには、ｋをできる限り大きく、ｃ0を小さくしなくてはならない。そこで、遠心装置の能力と試料準備上の都合を考慮した上で、遠心加速度を最大100g、最小サーチャージ圧を約10 kPaとし、数種の遠心加速度、サーチャージ圧の下で地盤の作成を行うこととした。ＮＣ地盤の実験は剛な基礎の支持力に関するもの及び盛土の安定性に関するものの２種類あり、支持力についての実験は次節で述べるように２種類のタイプの実験システムを用いて地盤の作成を行っている。また地盤試料としてはM-30, M-20の両試料を用いている。各実験シリーズにおける各実験コード毎の条件は Table3-2-1-1に示す通りである。同じｐ0、ｎでも試料によってγ'が異なるため、ｋやｃ0の値が若干異なっている。

３－２－２ 作成方法

（１）遠心模型実験装置

本章で述べる模型地盤の作成並びに４章以降で後述するフーチングや盛土の載荷実験において使用した遠心模型実験装置は、1981年東京工業大学土質力学研究室に設置されたMark Ⅱ Centrifugeである。本装置は Fig.3-2-2-1に示すようにトーションバー付きのスウィングプラットホームを有しており、このプラットホームに固定された模型容器が遠心加速度の増加と共に振り上がり、５ｇ程度の加速度で水平向きに遠心アーム端部の固定盤に定着する構造となっている。容器が完全に水平を向くため、1.3.3 で述べたように模型

地盤に作用する加速度は遠心力と重力の合力方向に作用し、模型地盤表面に対して完全には垂直に作用しない。しかしながら本研究で用いる最小加速度40ｇの下では、そのずれは高々1.4°程度であり、これによる誤差は無視し得るものと考えられる。装置は、流体供給用スリップリング５極、計装用スリップリング７６極及びテレメーター６ライン、動力用スリップリング８極を備えており、これらを含めた仕様は Table 3-2-2-1に示す通りである。本装置の詳細については、Kimura(1984),Takemura(1989)を参照されたい。

（２）模型地盤作成手順及び試料

実験に用いた試料容器は内寸が幅500m,奥行150mで、高さが400mm, 350mm と異なる２種の２次元鋼製容器である。いずれの容器も前面は模型観測用のレキサンシートを備えており、高さ 350mmの容器は前面のレキサンシートの脱着が可能な構造となっている。４－３－１にて詳述するが、ＮＣ地盤の支持力実験は Fig.3-2-2-2に示す TypeⅠとTypeⅡの２種のシステムを用いて行っており、試料の作成手順もシステムのタイプによって多少異なる。ここでTypeⅠは遠心実験中サーチャージ圧、フーチング荷重を３つのプレッシャーバッグを介して空気圧により作用させるシステムであり、TypeⅡは、サーチャージ圧を真鍮棒、載荷重をＤＣモーター付きのジャッキによって作用させるシステムとなっている。TypeⅠは、重力場においても応力開放過程を経ることなく正規圧密状態の下で載荷できる利点を有しているが、反面遠心加速度増加時及び圧密時においてプレッシャーバッグに作用する浮力が変化するという問題がある。従って、一定のサーチャージ圧を地盤に付与させるためには、加速度の変化、プレッシャーバッグに対する水位の相対的な位置の変化に応じてプレッシャーバッグの圧力を調整しなくてはならず、これがかなり煩雑な作業となるうえ、水位の変化は目測によらなければならず精度の高い調整は非常に難しい。この他、フーチングバッグを収納したボックスとバッグの間にある程度の摩擦が存在するため、バッグにかけた圧力分の荷重が地盤に伝達されないという欠点もある。これに対し、TypeⅡのシステムでは、フーチングの側方への変位，回転は拘束されるが鉛直下方への変位は自由な構造となっている。従ってフーチングを完全に水没させた状態にし、浮力を考慮したフーチング底面有効鉛直圧がサーチャージ圧と等しくなるようにフーチング重量を調整しておけば、遠心加速度増加時においても常に等分布荷重が地盤表面に作用し、遠心圧密時も荷重を調整することなく一次元的な荷重状態を保つことができる。

システムの違い、容器前面が脱着可能か否かにより模型地盤の作成方法は多少異なる。それぞれのタイプに応じてFig.3-2-2-3 に示す流れ図に従って模型地盤の作成を行った。TypeⅠによる模型地盤の作成方法は、ウォン(1981), Kimura et al.(1984),TypeⅡについては、杜(1986), 岡留(1990)に詳述されている。

本研究ではＮＣ地盤に対する支持力実験の他に、盛土築造実験も行っている。この場合、粘土層厚が10cmである他は実験室内での予備圧密まではTypeⅡとまったく同じであり、遠心圧密時もサーチャージ圧をジルコン砂によって付与する方法を採っている以外は、ほぼTypeⅡと同じ手順により地盤を作成している。盛土実験に対するＮＣ地盤の作成方法は、河本(1989)，仲田(1990)に詳しい。

ＮＣ地盤作成に用いられた試料は、載荷方法によって異なっており、支持力試験のTypeⅠではM-30、TypeⅡではM-20,M-20'、盛土実験ではM-30を用いた。一方、地盤層厚は支持力試験で15cm，盛土試験で10cmである。試料や層厚によって圧密に要する時間は異なる。層厚15cmの場合、Fig.2-3-1-2 に示す通りｃｖがほぼ同程度のM-30,M-20では90%まで、一方ｃvが大きなM-20'では95%まで圧密を行ったが、それぞれ圧密に要する時間は前者で25～30時間，後者で20時間程度であった。また盛土実験を行う層厚10cmのM-30地盤の場合には95%の圧密に20時間程度を要した。

３－２－３　ＮＣ地盤の作成

ここでは前項で述べた方法によって作成した地盤の遠心圧密時の間隙水圧挙動、沈下挙動並びに実験後に測定した含水比分布等を詳細に調べ、遠心模型地盤内の強度について検討する。

（１）圧密過程

模型地盤作成に用いたシステム(Fig.3-2-2-2) は、支持力実験を目的としているためフーチング部とサーチャージ部から独立に表面圧力を与えられる構造となっている。Fig.3-2-3-1は、Type Ⅱのシステムで幅60mmのフーチングを用いた場合の圧密沈下～時間関係を示している。フーチング部、サーチャージ部共ほぼ同様に沈下しており、地盤が一次元的に圧密されていることが分かる。

１）間隙水圧挙動

模型地盤は予備圧密時にサーチャージ圧ｐ0とほぼ同じ圧力で圧密されており、遠心圧密直前にこの圧力を除荷し、システムをセットした模型容器を遠心装置に登載し遠心加速度を所定の加速度まで増加させ、遠心圧密を開始する。この過程における模型地盤内の応力の変化は非常に複雑であり正確な評価は難しいが、概ね以下の如くとなるものと考えられる。即ち、Fig.3-2-3-2(a)に示すように予備圧密圧力除荷直後に試料がまったく膨潤しないとすると、有効応力は変化せずｐ0に等しい負圧が生じるが、時間と共に排水面近傍から負圧が消散していく。この地盤を所定の遠心加速度の下に置くと、地盤内の全応力は(b)の

左図のようになる。有効応力と間隙水圧の絶対値は負圧の消散の程度によって異なるが、およその形状は中、右図の点線のようになり、過剰間隙水圧の分布は左図に示すabcの三角形分布とabdeの台形分布の中間的なものとなる。Fig.3-2-3-3は、100gの下でM-20'を遠心圧密した時の過剰間隙水圧の消散量を示したものである。図中実線は静水圧、破線は鉛直全土圧、一点鎖線は全土圧から先行圧密圧力を差し引いたものを示している。センサーのドリフトによるものと考えられる若干のばらつきは見られるが、遠心圧密後の間隙水圧は静水圧分布とほぼ等しく、また消散量は深さ方向に直線的に増加しており、有効応力が深さ方向に直線的に増加する地盤となっていることが確認できる。また、過剰間隙水圧の初期分布は、三角形分布に近いものとなっている。遠心圧密中に測定した間隙水圧の変化をType Ⅰのシステムについてはfig.3-3-2-4、Type Ⅱについてはfig.3-2-3-5に示す。Type Ⅰについて見ると、埋設位置の誤差により同じ深さに埋設したはずの間隙水圧の値が若干異なった値を示している場合もあるが、深さと位置が同じものはほぼ同様の挙動を示しており、一次元的に消散が進んでいることが分かる。(c)TK4において間隙水圧の上昇が見られるが、これは圧密中水位の上昇に見合う圧力増分をエアバッグ内に加えたためのものである。

ここで、間隙水圧の実測値と過剰間隙水圧に関する一次元圧密解析結果との比較を行う。(3-2-5)式に示す過剰間隙水圧に関する無次元化された一次元圧密方程式

$$\frac{\partial u}{\partial T} = \frac{\partial^2 u}{\partial \zeta^2}, \quad \zeta = \frac{z}{H}, \quad T = \frac{cv \cdot t}{H^2} \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}5)$$

を(3-2-6)、(3-2-8)式の台形及び三角形の過剰間隙水圧分布の境界条件、初期条件について解くと、(3-2-7)、(3-2-9)式の過剰間隙水圧の時間、位置に関する関係を得る。

i)台形分布

$$u(\zeta, 0) = p0 + k1 \cdot H\zeta$$
$$u(0, T) = u(1, T) = 0 \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}6)$$

$$u(\zeta, T) = \frac{2}{\pi}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{2p0[\{1-(-1)^2\}-k1 \cdot H(-1)^n]}{n}\exp\{-(n\pi)^2 T\}\sin(n\pi\zeta)$$

$$\cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}7)$$

ii)三角形分布

$$u(\zeta, 0) = k1 \cdot H\zeta$$
$$u(0, T) = u(1, T) = 0 \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}8)$$

$$u(\zeta,T)=\frac{2}{\pi}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{k1\cdot H(-1)^{n+1}}{n}\exp\{-(n\pi)^2T\}\sin(n\pi\zeta) \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}9)$$

ここでHは地盤層厚であり、k1はFig.3-2-3-2に示す通りnγ'に等しく、このγ'はTable 2-3-1-1に示す試料の圧密特性より計算される間隙比eを用いて、次式で計算される。即ち、

$$\gamma'=\gamma_w\frac{Gs-1}{1+e} \quad , \qquad k1=n\gamma' \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}10)$$

（注：nは遠心加速度倍率）

Fig.3-2-3-4に台形及び三角形分布を用いた計算結果、並びにFig.3-2-3-5の三角形分布を用いた計算結果を示しているが、いずれもcv=0.025cm2/minとして求めたものである。このcvは、Fig.3-2-1-2に示すcvと平均圧密圧力の関係から地盤内の平均圧密圧力 30～60 kPaに対応する値を読み取って決めたものである。間隙水圧の実測値の変化は、三角形分布を仮定したものと良い対応を示している。また、Fig.3-2-3-5の比較的浅い箇所の実測間隙水圧の消散が計算値より遅れ、絶対値も計算値が大きなものとなっているが、これは間隙水圧計が地盤と共に沈下し静水圧が大きくなったためと考えられる。この部分を除くと間隙水圧は最終的には概ね計算値に近い値となっており、過剰間隙水圧はほぼ消散していることが分かり、これからも地盤内の有効応力即ち強度が深さ方向にほぼ直線的に増大したものとなっていることが確かめられる。

2）沈下挙動

前述の如く、遠心圧密開始直後の間隙水圧分布が三角形分布に近く、また先行荷重に達するまで即ち過圧密領域の圧縮量が非常に小さいことを考慮すると、遠心圧密時の沈下は、(3-2-8)式で表される三角形分布の過剰間隙水圧の消散に伴う、有効応力の増加による圧縮によって起こるものと考えて良い。従って、圧密沈下と時間に関する関係は(3-2-9)式を用いて以下のように導くことができる。

即ち、深さzの時間tにおける有効応力の変化$\Delta\sigma'_v(\zeta、T)$は、

$$\sigma'_v(\zeta,T)=k1H\zeta-u(\zeta,T) \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}11)$$

地盤全体の圧縮量即ち沈下量$\Delta h(T)$は

$$\triangle h(T) = mvH\int_0^1 \sigma'_v(\zeta, T)\,d\zeta$$

$$= \frac{1}{2}mv\cdot k1\cdot H^2\left[1-\frac{8}{\pi^2}\sum_{n=0}^{\infty}\frac{1}{(2n+1)^2}exp\{-(2n+1)^2\pi^2 T\}\right] \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}12)$$

地盤内の有効応力は時間と共に増加し、正規圧密状態のmvは圧縮指数Ccを用いて以下の式で表される。即ち、

$$mv = \frac{0.434Cc}{(1+e)\sigma'_v} \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}13)$$

ここでeは、応力がσ'_vである時の間隙比である。厳密には地盤内の有効応力は、時間のみならず場所的に深さ方向に変化するため、地盤内のmvは時間と共に減少し、深部ほど小さくなる。しかしながら、今回の遠心圧密時の地盤は事前に予備圧密されており、有効応力の最小となる地盤表面部と最大となる最深部の比は最大のケースでも10倍程度である。従ってスラリーからの自重圧密のようにmvの変化を無視し得ない場合と異なり、mvを一定として取り扱うことができるものと考えられ、(3-2-14)のような有効鉛直応力の最小値と最大値の対数平均

$$\overline{\sigma'_v} = \sqrt{p0(p0+k1\cdot H)} \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}14)$$

を圧密中の地盤の平均有効応力$\overline{\sigma v'}$と仮定し、この平均応力をe～logpに代入し代表的な間隙比$\bar{e}$を求め、これらを(3-2-13)式に代入することにより、以下のmvの近似式を得る。即ち、

$$mv = \frac{\lambda}{(1+\bar{e})\sqrt{p0(p0+k1\cdot H)}} \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}15)$$

この種の近似は、一般的な自重圧密には適用することはできず、地盤内の有効応力の変化が比較的小さい場合にのみ有効である。尚、一般的な自重圧密についての精密な解は高田(1983)によって与えられている。

Fig.3-2-3-6に遠心圧密中の地盤の沈下の実測値の例を計算結果と共に示す。ここでもcvとしてFig.6-3-2-4,5の間隙水圧の場合と同様の0.025cm²/minを用いている。実測値と計算値の間に若干の差は見られるが、その差に特定の傾向はなく、計算結果は実測値をかなり良く説明している。これより模型地盤では、予定通りに一次元状態での圧密が進行しているものと考えて良い。

（２）地盤内強度分布

以上述べた如く間隙水圧並びに沈下の観測により、遠心圧密によって確かに深さ方向に強度が増加する地盤が作成できるらしいことが確認された。Hvorslevの破壊規準からも理解されるように飽和粘性土の強度は間隙比に大きく依存しており、従って地盤内の含水比を測定することにより強度の推定が可能である。

圧密終了後、微小深さ増分δzに対する有効応力増分$\delta \sigma'_v$は次式で与えられる。即ち、

$$\delta \sigma'_v = n \gamma' \cdot \delta z = n \frac{Gs-1}{1+e} \gamma w \cdot \delta z \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}16)$$

これを(3-2-17)式に示す正規圧密状態での有効応力の自然対数と間隙比の関係にあてはめると、(3-2-18)式の関係を得る。即ち、

$$e = eo - \lambda \ln \sigma'_v \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}17)$$

$$(1 + eo - \lambda \ln \sigma'_v) \delta \sigma'_v = n (Gs-1) \gamma w \cdot \delta z \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}18)$$

これを$\sigma v'$に関して$p0$から$\sigma v'$まで、zに関しては0からzまで積分すると、次のような関係を得る。即ち、

$$\int_{p0}^{\sigma v'} (1 + eo - \lambda \ln \sigma'_v) d \sigma'_v = \int_0^z n (Gs-1) \gamma w \, dz$$

$$\sigma'_v (1 + eo - \lambda \ln \sigma'_v + \lambda) = n (Gs-1) \gamma w \cdot z + p0 (1 + eo - \lambda \ln p0 + \lambda) \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}19)$$

例えば90％圧密のように任意の圧密度での有効応力分布は、(3-2-19)式より求まる有効応力と(3-2-9)式に任意の圧密度の時間係数Ｔを代入して求まる過剰間隙水圧の差として得られる。この有効応力を(3-2-18)式に代入し次式を用いることにより、任意の深さの含水比を求めることができる。即ち、

$$w = 100 (e / Gs) \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}20)$$

これらの手順とは逆に、(3-2-20)式によって含水比から求めた間隙比を(3-2-18)式に代入することにより地盤内の有効応力、即ち圧密圧力が推定でき、これに非排水強度増加率cu / σ'_vを掛けて非排水強度の推定値を求めることができる。

実験終了後、サンプラーにより採取した試料によって測定した地盤内の含水比分布の例を、Type Ⅰについては Fig. 3-2-3-7に、Type Ⅱについては Fig. 3-2-3-8に示す。支持力実験終了後直ちに遠心装置を停止したが、試料採取までに30分程度の時間を要するため、下

部排水層近くでは明らかに膨潤のため実測値が計算値より大きくなり、表層付近では載荷や乾燥の影響によって実測値が計算値を下回っているものもある。しかしながら、その他の位置では実測と計算値は非常によい対応を示している。Fig.3-2-3-9から12に種々の試料について、異なった条件の下で行った試験後測定した含水比より求めた地盤強度を、100%圧密の仮定で計算した強度と共に示す。Fig.3-2-11に示すM-30の100gのケース（N891, N892）で含水比より求めた強度が計算値をかなり下回った結果となったが、その他のケースでは両者は良い対応を示している。

以上示した圧密時の挙動、及び含水比より求めた強度分布より、今回用いた方法により深さ方向に直線的に強度が増加する地盤（NC地盤）の作成が可能であり、その強度分布並びに無次元パラメータkB/c0は(3-2-1)～(3-2-4)式を用いて求めることができると結論することができる。以上の方法によって求めた、各実験毎のNC地盤の条件（k, c0）をTable 3-2-1-1にまとめて示した。

３－３ クラスト地盤の作成

１－３－３で述べた通り、これまでにクラストを有する正規圧密粘性土地盤についての実験的な研究は、実地盤上の盛土載荷試験（例えば La Rochelle,et al. 1974）がほとんどであり、やや明確な条件の下で行われた模型実験は恐らくCambridge大で行われた遠心模型実験（Alveida & Parry,1984）のみであろう。この実験では、地盤表層部に過圧密状態で高い強度を得ることができるGault Clayを用い、実験室内における部分圧密と遠心圧密を組み合わせることにより、表層部に大きな強度を有するクラストを作成しているが、作成された地盤のクラスト上部強度（ｃ1）と下部の強度（ｃ2）の比ｃ1/ｃ2は1.5 程度であり、クラスト地盤の非排水安定性に大きく係わってくるものと考えられるｃ1/ｃ2の影響の定量的評価を行うまでには至っていない。

Fig.1-2-3-6 に示す強度分布をクラスト地盤の強度分布の第１次近似と見なすと、ｃ1/ｃ2の他にクラスト地盤の地盤条件としてクラスト層の厚さ（ｈ）、クラスト層以深の正規圧密粘土層の強度増加率ｋが挙げられ、これらがクラスト地盤の安定性に大きく係わることは容易に予測し得る。従ってクラスト地盤の非排水安定性の実験的な評価のためには、上記パラメータを変化させた模型実験を行うことが必要である。しかしながら先にも述べた通りクラスト地盤の強度分布を小型模型内に再現することの困難さのために、これまでにクラスト地盤の強度分布に着目した実験的研究は殆ど行われていない。本研究では実験室内の圧密と遠心圧密の組み合わせによる手法を用いることにより、表層部では強度が深さ方向に減少し、ある深さｈから強度が深さと共に増加するFig.1-2-3-6 に示す強度分布を有するクラスト地盤模型の作成を試みた。本節では、このクラスト地盤作成手法の概略を説明し、作成した地盤の強度分布等に関する結果を示す。

３－３－１　作成方法

ここで作成するクラスト地盤は、Fig.1-2-3-6 の強度分布を持つ粘土地盤であり、上部クラスト部，下部正規圧密部からなる。クラスト部の強度分布は表面強度ｃ1,下部境界強度ｃ2,クラスト厚さｈで表わすことができ、一方正規圧密部はｃ2と深さ方向の強度増加率ｋによって強度が規定される。３－２で示した如く遠心圧密によって深さ方向に強度が直線的に増加する正規圧密地盤の作成は可能であるので、残された問題はいかにしてクラスト部を作るかである。クラスト部の作成方法としては、実際と同様に表層を乾燥させる方法や固結材を用いる方法、ケンブリッジ大で採用した地盤を１ｇ場で予め部分圧密しておく方法等が考えられる。しかしながらいずれの方法によっても予め定めた通りの強度分布を作り出すことが難しく、その再現性等にも問題があるため、本実験のようにｃ1/ｃ2を重

要なパラメータとして扱おうとするような場合には採用できない。そこで本研究では、重力場による圧密と遠心圧密を組み合わせる方法によって、Fig.1-2-3-6 に示すクラスト地盤の作成を行うことを試みた。

クラスト地盤の作成は Fig.3-3-1-1に示す手順で行ったが、この手順に従って以下に作成方法を説明する。

i)容器の組立て

クラスト地盤作成のために用いた遠心容器の概要をFig.3-3-1-2に示す。容器は、開孔付きの前面板，背面板，側板及び上，下面のフランジ溶接によって接合した内寸が長さ500m，奥行150m，高さ350mm の本体部，前面レキサンシート，及び２つの底板(1,2) 及び多孔板を有する塩ビ製排水用スペーサー(大,小)、よりなっている。上下面のフランジのボルト孔の位置及び２つの底板はまったく同じであり、容器は上下を反転して使用することが可能な構造となっている。実験ではまず予めレキサンシートを取り付けた本体部の Fig.3-3-1-2 に示す上側に底板（１）を取り付け、容器を反転させ塩ビスペーサ（大）を容器底にはめ込み、重力場用圧密容器を組み立てる。

ii) 試料の準備

用いた試料は、支持力実験においてはM-20,M-20'であり、盛土載荷実験ではM-30である。この試料を液性限界の1.5～2.0倍の含水比でよく練り混ぜスラリー状の試料を作成した後、正確な含水比の計測を行う。このスラリーを-90KPa以下の負圧で30分以上脱気する。

iii)クラスト層の作成

内面に摩擦低減用のグリースを塗布した遠心模型容器に空気を混入させないように注意しながら、上記スラリー試料を0.5～1.0cm強の厚さになるまで投入する。アクリル製載荷板にベロフラムシリンダーより荷重を負荷させることにより粘土層に所定の圧力を作用させ、100% 圧密が達成されたのを√ｔ法により確認した後載荷板等を取り外す。圧密後の層厚が所定の厚さ(0.5～1.0cm)以上となっている場合は、粘土表面を削り取り、更に次層の粘土とのなじみを良くするためにへらで表面に傷をつける。この後再び所定量の粘土スラリーを投入し、所定の圧力で圧密を行う。この作業を４回繰り返すが、各層圧密後の層厚はすべて一定となるようにし、圧密圧力は１層目から４層目まで徐々に減少させる。従って４層の圧密が終了した時点の地盤内の最大先行圧密圧力分布は Fig.3-3-1-3(a) のごとくなる。実験シリーズの前半（Table 3-3-2-2に示すコードTH及びIOを付す実験)では、各層毎の投入スラリー厚さはスラリー含水比，圧密終了後厚さ及び圧密圧力から計算されたものに若干の余裕厚さを加えたものとした。圧密時アクリル製載荷板の若干の傾きは避

けることができず、全体で所定厚を確保するためにはこの余裕厚さが必要であったが、そのために表面を削り取る必要が生じた。この作業は粘土に大きな機械的乱れを与えることになり、次項で示す通り所定の強度分布を得るためにはこの方法は好ましくないことが判明した。そこでクラスト層作成時の各層の圧密において載荷板の傾きを極力抑え、圧密後所定の厚さとなるように、シリーズ後半の実験(Table 3-3-2-2に示すコードCRを付す実験)では載荷板の厚さを2cmから6cmに増大させた。載荷板のスムーズな移動のためには容器内面と載荷板との間に若干の隙間を設けなくてはならず、これが傾きの原因となっていたが、板の厚さを増すことによりこれをかなり抑えることができるようになった。

iv) 正規圧密部の作成，間隙水圧，ターゲットの設置

4層目までの圧密が終了した後、スラリーを15cm厚さほど更に投入し、19.6KPa の圧力で圧密する。この圧密が90%以上終了したことを確認し、容器前面の観測用レキサンシートを取り外し地盤前面に変位計測用光学ターゲットを設置し、前面シートを再び取り付ける。続いて Fig.3-3-1-2に示す容器背面のねじ孔より小型間隙水圧計を挿入し、再び19.6 KPaの下で 100%となるまで圧密する。

v) 容器の半転 (Fig.3-3-1-4)

予備圧密終了後、載荷板を取り外し、粘土表面をフランジ上面からの深さが6cm となるように整形する。この時、粘土層の全層厚は16cmとなる。容器上側から厚さ6cmの排水用塩ビスペーサー（小）をはめ込み、その上に底板(2) をのせ、かるくボルト締めをした後、容器を横転させる。底板(2)及びスペーサ(2)を取り除いた後、底板(2)のボルトをしっかり締め込み、底板(2)が下に位置するように容器を回転させる。この一連の作業で、容器は上下反転し、Fig.3-3-1-3(b)に示す如く模型地盤上部に大きな先行荷重を受けた層が位置することになる。

vi) 遠心圧密

容器反転後 Fig.3-3-1-5に示すように、載荷システム，コーン装置を容器にセットし、遠心装置に組上がったシステムを据え付け、100gの遠心加速度で90%以上の圧密度となるまで圧密を続ける。尚、この圧密に要する時間は約1日であり、この間地盤沈下量，地盤内間隙水圧の測定を行う。

M-20,M-20'を用いた支持力関係の実験では、地盤表面にサーチャージを付与しなかったので、遠心圧密時の地盤中の有効土被り圧，最大先行圧密圧力の分布はFig.3-3-1-3(c)のごとくなり、過圧密比は (d)に示すように地表面で無限大となる。従ってこの表面付近の強度の評価は十分注意して行わなければならない。本研究で行ったクラスト地盤について

の実験は Fig.3-3-1-3(c)(d)のような応力履歴を受けるが、５－３にて述べるクラスト地盤上の盛土載荷試験の１例のみ、サーチャージを有する地盤を作成している。

vii)コーン貫入試験，フーチング載荷試験

遠心圧密終了後、フーチング載荷試験前に Fig.3-3-1-6に示す小型コーンを地盤内に貫入して地盤内の強度を測定することを試みた。このコーン装置は遠心模型用に開発したものであり(Kimura et al.,1987)、コーン先端直上にロードセルを有しており、これによって測定したコーン貫入抵抗値より地盤内の非排水強度を測定しようとするものである。

コーン貫入終了後、載荷ジャッキ先端に剛結したアルミ製フーチングにより変位制御方式の載荷試験を行う。載荷速度は6mm/minであり、約2.5分間15 mm程度の貫入を行う。この間、載荷荷重，フーチング沈下量，地盤内間隙水圧をデータレコーダーにより連続的に記録し、写真撮影を約10秒毎に行い地盤の変位の測定を行った。

viii) 含水比の測定

フーチング載荷試験終了後、遠心装置をただちに停止させ、実験システムを遠心装置から取り出し、載荷装置等を取り外し、サンプリング用アルミチューブにより、含水比測定用試料を地盤中から抜き取った。抜き取った円柱状試料より、クラスト部で深さ方向に４ヶ所，正規圧密部で６ヶ所から試料を採取し含水比の測定を行った。

３－３－２　地盤条件

クラスト地盤の強度分布は、クラスト上部強度ｃ1,下部強度ｃ2,クラスト厚さｈ及びクラスト以深の正規圧密部の深さ方向の強度変化率ｋによって決まることは再三述べた。本実験ではこれらのパラメータの内クラスト部の強度と厚さ、即ちｃ1，ｃ2及びｈの異なる数種の地盤の作成を試みた。このクラスト部の非排水強度は、Fig.2-3-1-3 に示した重力場でのクラスト部の圧密時に付与される最大先行圧密圧力と遠心圧密時の有効土被り圧を、M-20'の場合は (2-4-1)式，M-20の場合は (2-4-2)式に代入することにより求めることができる。最大先行圧密圧力の分布が階段上の不連続のものとなっているため、上記の応力履歴から非排水強度を求めると、Fig.3-3-1-3(c)に示すように強度分布も当然不連続なものとなる。ここでは、クラスト境界の正規圧密部の強度をｃ2とし、この不連続な分布を境界面でｃ2とし各層の強度の平均値を貫く直線で近似し、この直線と地表面の交点をｃ1とした。

遠心圧密時クラスト部はほとんど圧縮しないと考えられるので、クラスト層厚ｈは重力場で作成したクラスト部の厚さと同一と見なして良い。一方、クラスト以深の正規圧密部はM-20,M-20'とも圧密，強度特性がほぼ同様なものであり、遠心加速度を100gと一定とし

たため、いずれの実験ケースにおいてもほぼ同様の強度分布となる。クラスト地盤に関する支持力実験は、計６種の地盤に対して載荷幅の異なる実験を行っている。Table3-3-2-1に地盤の種類毎のクラスト作成条件を、またTable 3-3-2-2に各実験コード毎の地盤の種類及びその応力履歴より求めた地盤条件等をまとめて示す。

前半のＴＨシリーズでは試料としてM-20'を用い、後半のＩＯ，ＣＲシリーズにおいてはM-20を用いている。Ａ地盤は重力場において一様な圧力で圧密して作成したもので、明確なクラストは有していない。C-1,C-2地盤はｈが４cmでC-2がC-1の約２倍のｃ1/ｃ2を有している。一方C-3～C-5地盤はC-1,C-2地盤の約半分のｈであり、C-3,C-4のクラスト層毎の圧密圧力はC-1地盤と同じである。またC-5はC-4と同じクラスト厚さでクラスト部の強度が約１/２となっている。

Table3-3-2-2に示した強度分布は、除荷，再荷重の繰り返し、及び機械的な乱れの影響を受けない三軸圧縮試験結果を基にして算定したものであり、ｃ1，ｃ2 の値は歪速度0.08%/minの三軸圧縮強度に対応したものである。次項で示すが、クラスト地盤はその作成過程で種々の乱れの影響を受け、その間隙比の変化特性は応力履歴から強度を算定する際に仮定したものと異なるため、強度の再評価が必要となる。

３－３－３　模型クラスト地盤内の強度

ここでは前２項で示した手順、条件に従って作成した模型クラスト地盤内の強度分布について考察する。則ち、遠心模型実験後測定した含水比、載荷試験前に実施したコーン貫入試験結果や応力履歴より計算した含水比、強度を比較することにより、本実験で採用したクラスト地盤作成方法の有効性や問題点について検討し、５－３で示す剛性基礎の支持力実験に対する模型地盤の強度分布を決定する。

（１）地盤の含水比分布

載荷試験終了後に測定した各地盤の深さ方向の含水比分布を、Fig.3-3-3-1に示す。ここで、図中の実線は応力履歴から算定した含水比分布であり、圧密度100%を想定している。この含水比分布は、遠心圧密時の鉛直有効応力σv'と所定の先行土被り圧σvc'並びに試料の正規圧密及び過圧密領域のｅ～logｐ関係より求められる。尚、ここでは過圧密領域の圧縮・膨潤特性は可逆的でありlogｐに比例するとし、その比例定数にTable 2-3-3-1に示すＣrを用いている。

全体の傾向として、クラスト部において含水比のばらつきが大きくなっているが、何れの地盤においても含水比の実測値は計算値に似た分布形状を示しており、ほぼ所定の地盤

が作成できているように思われる。地盤の種類によって計算値と測定値の差の程度が異なっているが、その原因として各地盤のクラスト作成方法が異なること、更にクラスト部の圧密圧力に差があることが考えられる。地盤の作成過程は以下に示すように異なっている。則ち、A地盤は重力場において一様に圧密した地盤を遠心圧密したものであり、クラスト部となる過圧密域の厚さは約5cmである。一方C-1地盤、C-2地盤はクラスト厚4cm、C-3地盤はクラスト厚2cmで、何れもこれを四層に分けて圧密しており、各層の圧密終了後、粘土表面の整形作業を行っている。またC-4、C-5地盤はクラスト厚2.6cmであり、これらの地盤作成に当たってクラスト作成方法に改良を加え、圧密終了時の整形作業を行わなくても良いようにしている。またクラスト作成時の圧密圧力は、各地盤によってTable 3-3-2-1に示すように異なったものとなっている。以上の点を考慮しつつ、各地盤の含水比分布の傾向について考察する。

まず、試料（M-20'）が同じで、クラスト厚さのほぼ等しいA地盤、C-1地盤、C-2地盤を比較すると、A地盤ではクラスト部の実測値が理論値に比べ大きくなり、C-1,
C-2地盤では逆に実測値が小さな値となっていることが分かる。A地盤以外はクラスト部における予備圧密段階で、クラスト層を数層に分け段階的に圧密圧力を変えるという方式をとっていることが主な原因と考えられる。試料はこの過程で載荷、除荷を繰り返し受けるが、これはすべて過圧密領域内での荷重の変化であるため、計算ではこの過程において弾性的な間隙比の変化のみが起こると仮定している。しかしながら、実際にはFig.2-3-2-1に示すようにこの過程で塑性的な間隙比の減少が起きる。この再圧密による間隙比の減少は機械的な乱れを受ける度に発生することが知られており、表面整形も含水比減少の一因となるのである。

M-20を用いたC-3地盤、C-4地盤、C-5地盤について、まず重力場でのクラスト時の応力履歴がほぼ等しいC-3地盤とC-4地盤とを比較してみると、含水比の分布形状はほぼ似たものとなっているものの、クラスト内における含水比分布の理論値とのずれはC-3地盤の方が著しく大きいことがわかる。そのずれは表層部においてC-3地盤で約5%、C-4地盤で約1～2%となっている。C-3地盤とC-4地盤の違いはクラスト作成時の整形作業の有無にあるから、ずれの差約4%は整形作業によって生じた機械的乱れによる間隙比の減少に相当していると考えて良い。Fig.2-3-2-1は、これらの地盤が受けた履歴を標準圧密容器内のM-20試料で再現した結果を示している。ここで得られた一次元的な繰り返し載荷に伴う間隙比の変化は約0.016であり、これに対応する含水比の変化は0.6%となる。従って、C-4地盤の表層部における含水比のずれ1%～2%の内半分程度は、載荷除荷の繰り返しによって発生したものと見ることができる。クラスト作成方法改良後もクラスト各層間のなじみを良くするために各層表面に傷をつける操作は行っているため、機械的乱れの影響を完全には取り除けな

いことが分かる。

同じクラスト厚さで予備圧密圧力のみが異なるC-4地盤とC-5地盤とを比較すると、最大圧密圧力が44.1kPaのC-5地盤の方が98kPaのC-4地盤より、クラスト部における含水比の実測値と計算値の差が大きい。これにより機械的乱れや載荷除荷の繰り返しによる間隙比の変化は応力レベルに依存し、その効果は応力レベルの小さいものほど大きいことがわかる。以上示したように、クラスト部の含水比は多くの要因の影響を受けるため、今回示した方法によっても、その値を正確に予測することが困難であることが分かる。言い換えれば、過圧密領域の間隙比変化の可逆性を仮定した応力履歴に基づく計算では、正確な強度の評価は難しく、本実験方法で作成した地盤の強度を正しく評価するには、何らかの実測を行う必要がある。

（２）地盤の強度分布

各地盤タイプについて、実験後に測定された含水比分布に基づいて求めた非排水強度の分布を、地盤の受けた応力履歴に基づいた計算値と共にFig.3-3-3-2に示す。過圧密領域の応力履歴及び強度の算定法は次の通りである。

i）応力履歴に基づく算定

有効鉛直応力$\sigma v'$、先行圧密圧力$\sigma vc'$の過圧密状態にある土の間隙比は以下の曲線で表せるものとする。即ち、

$$e = ek - \kappa \cdot \ln \sigma v' \qquad \cdots\cdots(3\text{-}3\text{-}1)$$

正規圧密曲線は(3-2-17)式で与えられ、両曲線が$\sigma vc'$の応力で交わることより、ekは以下の式で表される。即ち、

$$ek = e0 - (\lambda - \kappa) \cdot \ln \sigma vc' \qquad \cdots\cdots(3\text{-}3\text{-}2)$$

次に(3-3-1)式を(3-2-16)式に代入すると、

$$(1 + ek - \kappa \cdot \ln \sigma v') \delta \sigma v' = n(Gs-1)\gamma w \cdot \delta z \qquad \cdots\cdots(3\text{-}3\text{-}3)$$

となり、これを$\sigma v'$について$p0$から$\sigma v'$まで、zについて0からzまで積分することにより次の関係が得られる。即ち、

$$\sigma v'(1 + ek + \kappa - \kappa \cdot \ln \sigma v') = n(Gs-1)\gamma w \cdot z + p0(1 + ek - \kappa - \kappa \cdot \ln p0) \qquad \cdots\cdots(3\text{-}3\text{-}4)$$

(3-3-2),(3-3-4)式と圧密試験より求まる$e0$、λ、κ及び$\sigma vc'$より$\sigma v'$が求まり、この

σv'、σvc'をM-20'(C-1,C-2,A地盤)については(2-4-1)式、M-20(C-3,C-4,C-5地盤)については(2-4-2)式に代入することにより過圧密部の非排水強度が求まる。この計算をクラスト部の各層毎に行えばよいのであるが、クラスト部の間隙の変化は非常に小さいため、各層の中央部のσv'を(3-3-1)式に代入して得られるeより求まるγ'をその層のγ'の代表値と仮定してσv'を求めても、その誤差は無視し得るほど小さい。またサーチャージp0が0の場合、表面の過圧密比は無限大となり、(2-4-2)式で与えられる強度は0となってしまう。

ii)含水比より求める方法

含水比測定点での鉛直有効応力をσv'、含水比より求まる間隙比をeとすると、(3-3-1),(3-3-2)式よりσvc'に関する次式が得られる。即ち、

$$\sigma vc' = \exp \frac{e0 - e - \kappa \cdot \ln \sigma v'}{\lambda - \kappa} \qquad \cdots\cdot(3\text{-}3\text{-}5)$$

このσvc'とσv'より、応力履歴の場合と同様にして過圧密部の非排水強度を求めることができる。このようにして求めた非排水強度をFig.3-3-3-2に示す。図より、A地盤をのぞくいづれの地盤も、クラスト部において含水比より求めた非排水強度が応力履歴からの計算値に比べてかなり大きくないことが分かる。この傾向は含水比分布において現れた傾向と同じである。また正規圧密領域についてみてみると、いずれの地盤も応力履歴によるものを下回っており、この部分が未圧密状態であることがわかる。さらにA地盤以外のものについては、表層における非排水せん断強度の大きいものほど応力履歴によるものとの差が大きくなっている。これは遠心模型実験装置の運転時間上の制約によるものであり、クラスト部の強度が大きなものは、クラスト部の透水係数が小さくなるので、24時間程度の圧密時間では必ずしも高い圧密度まで圧密を行えなかったためと考えられる。

クラスト部における強度分布形状に注目すると、いずれの地盤においても表層部において強度が小さくなっていることが分かる。これは地盤表面におけるサーチャージ圧p0が0であったことから、表層部に著しい膨潤が起きたためであると考えられる。表層の圧密圧力が最も小さいC-5地盤において相対的にこの影響が大きく現れ、クラスト部の強度分布が直線的なものから離れている。これらより今回採用したクラスト地盤の作成方法では、サーチャージ圧が0でクラスト厚が2cm程度のモデル地盤を作る場合、表層部の圧密圧力40kPaが一つの限界の目安となるように思われる。この限界値以下の圧密圧力に対しては、クラスト強度を直線とする仮定は成り立たない可能性が強い。本研究で採用したクラストの作成方法はクラスト内の強度勾配が比較的大きなものに対してのみ有効であると考えた方が良いようである。

C-3～C-5地盤では支持力試験前にコーン貫入試験を行った。Fig.3-3-3-2にはコーン貫入

抵抗から求めた強度も併せて示してある。貫入抵抗から強度を算定するためにはコーン係数を決定しなくてはならないが、この係数として正規圧密部の強度分布を比較的良く説明し得る6という値を用いた。何れの地盤においてもコーン試験より求まる強度は、含水比から求められる強度より小さく、含水比による値の下限値と良い対応を示している。この原因としてこれらの地盤ではサーチャージ圧が0であるためクラスト表層部の応力が非常に小さく、これより表面近傍が非常に脆い状態をなっていることが考えられる。

（3）強度分布の理想化

（1）、（2）で示したように、実際に得られたモデル地盤の強度は予め設定されたものとは若干異なったものとなっている。そこで本研究では実際のモデル地盤の強度分布を含水比並びにコーン試験の結果より推定された強度分布に基づいて、Fig.1-2-3-6に示す分布形状を仮定することにした。Fig.3-3-2-2に示す一点鎖線が仮定した強度分布である。即ちA地盤以外はクラスト強度として含水比より求まる強度の下限値を用い、これを直線で近似し、下部正規圧密部で近似した直線との交点をクラストの下縁としてクラスト厚さh並びにクラスト上部、下部強度c1、c2を求めた。但し層厚が小さなC-3,C-4,C-5地盤ではクラスト部の正確な直線近似が難しく直線の勾配が少し変わっただけでh、特にc2が大きく変化するため、強度分布の仮定には次のような方法をとった。即ち、含水比分布からクラスト内における先行圧密圧力分布、正規圧密領域における鉛直有効応力分布を計算する。Fig.3-3-3-3に示すようにこの両者は直線的に変化していることから、それぞれを線形回帰し、その交点の深さによりクラスト下縁の位置を決定する。正規圧密部の直線のこの深さにおける強度をc2として、この点とc1を通る直線をクラスト部の強度分布と仮定する。

以上のようにして仮定したクラスト地盤の強度分布に関するパラメータ、即ち地盤の条件をTable 3-3-3-1にまとめて示す。クラストの強度比c1/c2は最大で5.5とかなり大きくなっている。またクラスト厚さについて見るとTable 3-3-2-2に示す設定値より若干大きくはなるが、概ね所定の値に設定できることがわかる。以上より、多くのパラメータを持つクラスト地盤の力学挙動の検証を目的とする模型地盤の作成には、今回採用した方法はかなり有効であると結論することができる。但し、作成された地盤の強度は多くの要因によって微妙に変化するためそれらの要因に対して十分な検討を行うことが必要である。Fig.3-3-3-4はクラストの作成条件によって、含水比より求まるクラスト中央部の強度が応力履歴からのものとどの程度異なるかを示している。これより、クラスト作成時の層の厚さ△hが小さいほど、また先行圧密圧力pcが小さいほど含水比より求まる強度が大きくなり、乱れや繰り返し載荷の影響が大きくなることが分かる。また、C-3,C-4地盤を比べることに

より△ｈやｐｃがほぼ同じでも乱れの程度は作成手法によって大きく異なることも分かる。この他、特にサーチャージ圧がゼロの場合表面付近の強度は著しく変化し、その評価が非常に難しいことも明かとなった。

３－４　まとめ

遠心模型実験装置を用い深さ方向に強度が増加する粘性土地盤模型の作成を試み、以下の結論を得た。

（１）　以下の観測結果から、遠心圧密により深さ方向に直線的に強度が増加する地盤の作成が可能であることを確認した。即ち、

1)　遠心圧密時、地盤内の間隙水圧の消散量は深さ方法に増加しており、その分布形状は土の有効土被り圧に等しい。

2)　遠心圧密中の過剰間隙水圧及び地盤の沈下－時間関係は、土の有効土被り圧を初期過剰間隙水圧と仮定した圧密理論解と良い一致を示す。

3)　遠心実験終了後測定した地盤内の含水比は、模型地盤が受けた応力履歴から求めた含水比と良く対応し、深さ方向に減少する分布形状となる。

（２）　本研究で用いた重力場での圧密と遠心圧密を組み合わせる方法により、表層のクラスト部では深さ方向に強度が減少し、それ以深では直線的に強度が増加するクラスト地盤の作成が可能となる。含水比分布及びコーン貫入抵抗より決定したクラスト地盤のクラスト表面強度と下縁強度の比ｃ1/ｃ2は2.6から5.5であり、本法により大きな強度比の地盤を作成することができる。

（３）　クラスト部の含水比は、地盤作成時に受けた機械的乱れ及び載荷除荷の繰り返しの影響を受け、過圧密領域の間隙比変化を弾性的と仮定した計算値より小さくなり、地盤強度は計算値に比べ大きなものとなる。

4章　2次元帯荷重による支持力・変形特性

Ⅰ　強度が直線的に増加する地盤（ＮＣ地盤）

4Ⅰ－1　はじめに

３－２で遠心模型実験装置を用いた遠心圧密により、深さ方向に強度が直線的に増加する正規圧密粘性土地盤を作成し得ることを示した。この遠心圧密された地盤に対し、遠心装置を停止することなく載荷を行えば、応力履歴即ち初期状態が明確な実験を行うことができ、得られた結果の相互の比較や、解析値との直接の比較が意味あるものとなる。本章では強度が直線的に増加する地盤の支持力・変形問題を解析及び遠心模型実験を通して考察する。解析としては、一般的に精度が高い滑り線解析及び取扱いや他の問題への適用が比較的容易な上界値計算の双方を行っている。一方遠心模型実験では、この種の地盤の支持力値を支配することが知られている無次元数ｋＢ/ｃ0 及び基礎底面の粗・滑に特に着目し、ｋ、Ｂ、ｃ0 を変化させた支持力実験を行い、解析結果と比較することにより、この種の地盤の支持力・変形特性について詳細に検討を加えた。

4Ⅰ－2　支持力計算

地盤の支持力解析法として一般的に用いられている手法に、i)極限平衡法、ii)極限解析（上界、下界計算）、iii)滑り線解析がある。解析の精度としては多くの場合、滑り線解析が最も高い。しかしながら地盤構成や境界条件が複雑になると、滑り線解析は非常に難しくなり、実用性の面ではやや劣る。これに対して、上界値計算は精度の面で滑り線解析にやや劣るものの、取扱いが比較的容易であるという大きな利点がある。また用いる破壊のメカニズムを実際に近いものにすることによって解の精度を増すことができる。特に剛性基礎の載荷問題のように変位の境界条件をある程度規定することができる場合には、メカニズムの選択を比較的容易に行うことがでるため、上界値計算法は極めて有効な手法となる。

この節では、本章で取扱う強度増加地盤（ＮＣ地盤）上の剛性基礎の支持力問題を、1)滑り線解析法、2)上界値計算法を用いて解き、ＮＣ地盤の支持力特性について解析的な検討を加え、両手法の結果を比較することにより、上界値計算法の適用性について検討する。

4(I)－2－1　滑り線解析

ここではＮＣ地盤の非排水２次元状態におけるKötter式の誘導を行い、それを用いた支持力計算を行う。

（１）Kötter式の誘導

強度が直線的に増加するＮＣ地盤の２次元非排水問題の、1)地盤条件、2)釣合方程式、3)破壊条件式は以下の通りとなる。

１）地盤条件

非排水強度　$c(z) = c0 + kz$　　・・・・・(4I-2-1)

非排水問題であり、自重を無視できるので、

$$\left.\begin{aligned} \phi u &= 0 \\ \gamma &= 0 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}2)$$

２）２次元状態での釣合方程式

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial \sigma x}{\partial x} + \frac{\partial \tau xz}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma z}{\partial z} + \frac{\partial \tau xz}{\partial x} &= \gamma t = 0 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}3)$$

３）破壊条件式

$\phi u = 0$ であるから、Mohr-Coulomb の破壊規準は次式で表される。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = c(z) \quad \cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}4)$$

この破壊規準を満足した状態で、最大主応力の方向がｘ軸とλの角度をなすときσx は、主応力を用いて次のように表される。但しλは反時計回りを正とする。

$$\begin{aligned} \sigma x &= \sigma_1 \cos^2\lambda + \sigma_3 \sin^2\lambda \\ &= (\sigma_1 + \sigma_3)/2 + (\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\lambda/2 \\ &= \sigma m + c(z)\cdot\cos 2\lambda \end{aligned}$$

σz、τxz も同様にして求まり、

これらをまとめて次に示す。

$$\left.\begin{aligned} \sigma x &= \sigma m + c(z)\cdot\cos 2\lambda \\ \sigma z &= \sigma m - c(z)\cdot\cos 2\lambda \\ \tau xz &= c(z)\cdot\sin 2\lambda \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}5)$$

ここで、$\sigma m = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$　である。

4）滑り線上の応力状態（kötter式の誘導）

(4I-2-5)式を(4I-2-3)式に代入すると

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial\sigma x(\sigma m,\lambda)}{\partial x}+\frac{\partial\tau xz(\sigma m,\lambda)}{\partial z}&=0\\ \frac{\partial\sigma z(\sigma m,\lambda)}{\partial z}+\frac{\partial\tau xz(\sigma m,\lambda)}{\partial x}&=0\end{aligned}\right\}\qquad\cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}6)$$

すなわち

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial\sigma m}{\partial x}-2c(z)\cdot\sin 2\lambda\frac{\partial\lambda}{\partial x}+2c(z)\cdot\cos 2\lambda\frac{\partial\lambda}{\partial z}&=-\sin 2\lambda\frac{\partial c(z)}{\partial z}\\ \frac{\partial\sigma m}{\partial z}+2c(z)\cdot\sin 2\lambda\frac{\partial\lambda}{\partial z}+2c(z)\cdot\cos 2\lambda\frac{\partial\lambda}{\partial x}&=\cos 2\lambda\frac{\partial c(z)}{\partial z}\end{aligned}\right\}$$

$$\cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}7)$$

となる。これを $\frac{\partial\sigma m}{\partial x}$、$\frac{\partial\sigma m}{\partial z}$、$\frac{\partial\lambda}{\partial x}$、$\frac{\partial\lambda}{\partial z}$ に関する線形方程式と見ると、上式はσm、λ を変数とする双曲型偏微分方程式であり、その特性曲線の方向は次式で与えられ、滑り線の方向と一致する。即ち、

$$\triangle=\begin{vmatrix}\frac{\partial z}{\partial x} & -\sin 2\lambda\frac{\partial z}{\partial x}-\cos 2\lambda\\ -1 & \cos 2\lambda\frac{\partial z}{\partial x}-\sin 2\lambda\end{vmatrix}$$

$$=\cos 2\lambda\left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2-2\cdot\sin 2\lambda\left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)-\cos 2\lambda=0$$

$$\frac{\partial z}{\partial x}=\frac{\sin 2\lambda\pm 1}{\cos 2\lambda}=\tan(\lambda\pm\pi/4)\qquad\cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}8)$$

よって、これより滑り線は2本存在しこれらはx軸と$\lambda\mp\pi/4$の角度をなすことが分かる。x軸と$\lambda-\pi/4$の角度をなす滑り線をs_1滑り線、他をs_2滑り線と言う。ここで、方向微分関係を用いて(4I-2-7)式をs_1、s_2 の微分方程式に変換する。

全微分係数は

$$\frac{d}{ds_1}=\frac{\partial}{\partial x}\cos(\lambda-\pi/4)+\frac{\partial}{\partial z}\sin(\lambda-\pi/4)\qquad\cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}9i)$$

$$\frac{d}{ds^2}=-\frac{\partial}{\partial x}\sin(\lambda-\pi/4)+\frac{\partial}{\partial z}\cos(\lambda-\pi/4)\qquad\cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}9ii)$$

であり、(4I-2-9i)$\cdot\sin(\lambda+\pi/4)-$(4I-2-9ii)$\cdot\sin(\lambda-\pi/4)$より

$$\frac{d}{ds_1}\sin(\lambda+\pi/4)-\frac{d}{ds_2}\sin(\lambda-\pi/4)=\frac{d}{dx} \qquad \cdots\cdots(4\mathrm{I}\text{-}2\text{-}10\mathrm{i})$$

(4I-2-9i)・cos(λ＋π/4)－(4I-2-9ii)・cos(λ－π/4)より

$$\frac{d}{ds_1}\cos(\lambda+\pi/4)-\frac{d}{ds_2}\cos(\lambda-\pi/4)=-\frac{d}{dz} \qquad \cdots\cdots(4\mathrm{I}\text{-}2\text{-}10\mathrm{ii})$$

これを(4I-2-7)に用いると

$$\cos(\lambda-\pi/4)\left(\frac{d\sigma m}{ds_1}-2c(z)\frac{d\lambda}{ds_1}\right)+\cos(\lambda+\pi/4)\left(\frac{d\sigma m}{ds_2}+2c(z)\frac{d\lambda}{ds_2}\right)$$

$$+\sin 2\lambda\frac{\partial C(z)}{\partial z}=0 \qquad \cdots\cdots(4\mathrm{I}\text{-}2\text{-}11\mathrm{i})$$

$$\sin(\lambda-\pi/4)\left(\frac{d\sigma m}{ds_1}-2c(z)\frac{d\lambda}{ds_1}\right)+\sin(\lambda+\pi/4)\left(\frac{d\sigma m}{ds_2}+2c(z)\frac{d\lambda}{ds_2}\right)$$

$$-\cos 2\lambda\frac{\partial c(z)}{\partial z}=0 \qquad \cdots\cdots(4\mathrm{I}\text{-}2\text{-}11\mathrm{ii})$$

となる。これを以下のように、各滑り線に沿った関係に変換する。即ち、

(4I-2-11i)・sin(λ＋π/4)－(4I-2-11ii)・cos(λ＋π/4)より

$$\frac{d\sigma m}{ds_1}-2c(z)\frac{d\lambda}{ds_1}=-\cos(\lambda-\pi/4)\frac{\partial c(z)}{\partial z}$$

(4I-2-11i)・cos(λ－π/4)－(4I-2-11ii)・sin(λ－π/4)より

$$\frac{d\sigma m}{ds_2}+2c(z)\frac{d\lambda}{ds_2}=\cos(\lambda+\pi/4)\frac{c(z)}{\partial z}$$

$$\cdots\cdots(4\mathrm{I}\text{-}2\text{-}12)$$

また、s_1, s_2 滑り線上ではそれぞれ

$$\left.\begin{aligned} ds_1\cos(\lambda-\pi/4)&=dx\\ ds_2\cos(\lambda+\pi/4)&=dx\end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(4\mathrm{I}\text{-}2\text{-}13)$$

であるから、(4I-2-12)式は

$$\left.\begin{aligned} &s_1\text{滑り線上}:d\sigma m-2c(z)\cdot d\lambda=-\frac{\partial c(z)}{\partial z}dx\\ &s_2\text{滑り線上}:d\sigma m+2c(z)\cdot d\lambda=\frac{\partial c(z)}{\partial z}dx\end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots(4\mathrm{I}\text{-}2\text{-}14)$$

となり、当然ながらDavis & Booker(1973a)の関係と同じものとなる。但しDavis &

Bookerの関係では$\theta = \pi/2 - \lambda$とおいている。

さらに(4I-2-1)式の関係を用いると(4I-2-14)式は次のように書ける。即ち、

$$\left.\begin{array}{l} s_1\text{滑り線上}: d\sigma m - 2(c0 + k\cdot z)d\lambda = -k\cdot dx \\ s_2\text{滑り線上}: d\sigma m + 2(c0 + k\cdot z)d\lambda = k\cdot dx \end{array}\right\} \cdots\cdot(4I\text{-}2\text{-}15)$$

（２）　支持力算定方法

(4I-2-15)式から支持力を求めるためにはこれを差分化し、繰り返し計算をしながら滑り線網を組み立ててゆけばよい。その課程で Fig.4I-2-1-1 に示すようにCauchy(C型)問題、Riemann(R型)問題、特異点回りのR型問題、混合境界値問題の四種の境界値問題が現れる。これらの解法については他の文献（例えば山口,1969；木村,1976）に詳しい。精度の良い解を得るためには差分の大きさすなわち滑り線の網目の寸法を十分小さくする必要がある。差分の大きさは、Fig.4I-2-1-2 に示す計算の初めに与える受働域表面の微小線素の大きさ△ｓと過渡域頂角の分割数によって決まる。そこでこれらの値の選び方が解に影響を及ぼさないようにそれらを次のように十分小さく設定した。

過渡域頂角の分割数　　５０～７５

受働域表面の△ｓ/Ｂ　　０.００２～０.０２５

過渡域頂角の分割数は以下に述べるように過渡域頂角の値によって変えた。またｋＢ/ｃ0の値が大きくなると基礎直下の滑り線網の寸法が大きくなるため、ｋＢ/ｃ0が大きいほど△ｓ/Ｂを小さくする必要がある。

計算は、i)基礎底面が完全に滑らかな場合、ii)完全に粗な場合で滑り線が基礎底面まで達する場合、iii)基礎直下にくさびを持つ場合について行った。

i)の場合は、過渡域頂角は$\pi/2$とし、その分割数は５０とした。またii) の場合は過渡域頂角を$3\pi/4$ とし、分割数を７５とした。iii)の場合は、まず過渡域頂角を$3\pi/4$とし滑り線網を組立て、基礎中心線上で最大主応力が鉛直方向を向く点（Ｂ）を通るs_2滑り線によってくさびが形成されるものとし、くさびに加わる力の釣合から支持力を求めた（Fig.4I-2-1-2）。

具体的な計算手順を基礎底面が完全に滑らかな場合を例にとって説明する。

① Fig.4I-2-1-1 において、まずＩから伸びる点線で示された領域の滑り線網を組み立てる。初めに受働域表面の境界条件より点ａ、ｂでは

$\sigma_3 = 0$ 、$\sigma_1 = 2cu$

最大主応力の方向は　$\lambda = 0$であることを考え、Ｃ型の問題として解き、点ｃの位置及びこの点での応力とその方向を求める。次に特異点回りのＲ型の問題を解くことにより点ｄ

の諸量を求める。この計算を過渡域頂角の分割数と等しい回数だけ繰り返した後、基礎底面の点の諸量を求めるため混合境界値問題を解く。

② 次にⅡから伸びる点線の領域の計算を行う。①の場合と同様に初めにC型の問題を解いた後、R型の問題を解く。R型問題は位置、応力とその方向が既知の点e，fから点gの諸量を求める問題である。これを繰り返した後混合境界値問題を解いて基礎底面の点の諸量を求める。

③ ②と同様の計算を基礎の中心線に滑り線が到達するまで行い、基礎底面での応力の鉛直成分をたし合わせることにより支持力を求める。

（３）計算結果

（２）に示した手順により滑り線網を組み立ててゆくと、基礎底面滑、粗それぞれについてFig.4I-2-1-3 に示すような基礎底面下の鉛直分布を得る。図の横軸は基礎端部からの距離ｘをｃ0/ｋで除して無次元化した水平距離ｋｘ/ｃ0、縦軸は応力をｃ0 で除したものであり、強度増加地盤の場合、端部から中央に向かい鉛直応力分布が増大していく。滑り線が基礎底面まで達する場合の支持力係数（ｑu/ｃ0）は、この図の水平距離0からB/2までの無次元化した鉛直応力の平均値として与えられる。従ってｋB/ｃ0が大きくなると共に支持力係数は増大する。

三種のｋB/ｃ0について底面滑、粗それぞれに対して求めた滑り線網及び基礎底面の鉛直応力分布をFig.4I-2-1-4 に示す。この図の粗のケースは滑り線が底面まで達するケースである。粗、滑ともｋB/ｃ0が大きくなると基礎幅に対する相対的な滑り領域は狭くしかも浅くなるが、同一のｋB/ｃ0ならば粗の場合が滑の場合より滑り領域は広く深くなり、Fig.4I-2-1-3 からも分かるように中央部の鉛直応力は大きくなる。Fig.4I-2-1-5は（２）で説明した基礎底面下にくさびを持つ場合の滑り線網である。ｋB/ｃ0が小さい内はくさびは基礎端部から発生し、基礎幅に対し相対的にくさびが小さくなる。以上示したように今回の滑り線解析によってDavis＆Booker(1973a)と同様の結果を得た。Fig.4I-2-1-6は滑り線解析によって得られた支持力係数Ｎcとｋ B/ｃ0の関係を示している。この図から分かるように底面粗の場合の支持力係数は滑り線が底面まで達する場合より、基礎下にくさびが形成される場合の方が小さくなる。

4Ⅰ－2－2　上界値計算

支持力、土圧などの安定問題を理論的に解くためには、土の特性などを十分考慮するとともに、釣合条件及び適合条件を同時に満足する解を求めることが必要である。しかしながら、このような解を求める求めることは特別な場合を除いて非常に難しく、この制約の下で安定計算を行うことは殆ど不可能である。そこで釣合条件か適合条件のいずれかを無視して、より簡単に破壊荷重を見積ることのできる極限解析理論が考案された(Drucker et al.,1952a; Drucker & Prager,1952b)。以下極限解析理論における基本定理である上界定理と下界定理について簡単に説明する。

上界定理：もしある変位増分において、外力によってなされる仕事増分（外部仕事率）と内部応力によってなされる仕事増分（内部仕事率）が等しいような運動学的に可容な塑性破壊メカニズム（可容速度場）があるとすれば、破壊は必ず起こり、外荷重は真の破壊荷重の上界となる。

下界定理：もし至る所で釣合方程式を満足し、至る所で材料の破壊規準を越えない応力場（可容応力場）が見いだされれば、破壊は起こらず、そのときの外荷重は真の破壊荷重の下界となる。

この定理を証明できるのは以下に示すような完全塑性材料に対してのみである。

完全塑性材料：歪硬化性を持たず、その破壊規準が塑性ポテンシャルと等しく、関連流れ則が成り立つような材料、つまり破壊点において塑性歪増分ベクトルは破壊包絡線と直交し、応力や力は変形増分に対して一定を保ちつづけるような材料である。また弾性歪成分はゼロであり、全歪と塑性歪は等しい。

これら完全塑性材料が有する諸特性を飽和粘性土の非排水載荷問題と対応させると、塑性ポテンシャル即ち破壊規準は(4I-2-4)式に示すトレスカの破壊基準式となる。

Shield & Drucker(1953)は、非圧縮条件でトレスカの破壊基準に従う材料内の連続的な塑性変形による内部消散率△Wc、不連続面（滑り線）上で消費される内部消散率△Wdをそれぞれ次式で与えた。即ち、

$$\Delta Wc=\int_{vol} 2cu\cdot\max|\dot{\varepsilon}|\,dvol \qquad \cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}16)$$

$$\Delta WD=\int_{SD} cu|\Delta v|\,dSD \qquad \cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}17)$$

ここでmax｜$\dot{\varepsilon}$｜は最大せん断歪増分の絶対値、｜△v｜は不連続面Sd上の相対速度の絶対値である。

一方、境界上で外力によってなされる仕事率ΔE_Eと土の自重によってなされる仕事率ΔE_Gはそれぞれ次式で与えられる。即ち、

$$\Delta E_E=\int_{S_E} T_E V_E \cdot dS_E \qquad \cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}18)$$

$$\Delta E_G=\int_{vol} \gamma V_V \cdot dvol \qquad \cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}19)$$

ここで、T_E、V_E、S_Eは外力の荷重強度、それによる境界面の変位、及び外力の作用する面積であり、γは土の単位重量、V_vは土要素の下向きの鉛直変位成分を表す。

上界定理より、すべての可容速度場の中で実際の破壊ケースが、下式のように(4I-2-16)と(4I-2-17)を加えた全内部消散率△Wと（4I-2-18)と(4I-2-19)を加えた全外部仕事率△Eを等値することにより得られる破壊荷重の最小値を与える。即ち、

$$\Delta W = \Delta E \qquad \cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}20)$$

極限解析を行うに当たっては、先に述べた上界値と下界値の双方を求めることが望ましいが、下界計算の場合破壊時の応力状態に近く精度の高い可容応力場を見いだすことは非常に難しい。これに対し上界値計算は(4I-2-15～20)式のようにそれぞれ独立した項に関するエネルギー計算を行えばよく、その扱いが非常に簡単である。また速度場即ち破壊のメカニズムは変形と直接対応するため、速度場の妥当性を模型実験によって確認する事ができ、あるいは模型実験結果を参考にして破壊のメカニズムを考え出すこともできる。従って計算において仮定する速度場がより現実に近い速度場であることを実験的に確認した上で上界計算を行えば、工学的に十分意味のある解が得られることになる。また上界計算の場合、支持力や安定数等を上界式の形で与えることができるため、安定性に影響する要因を式の中でくくり出す事ができ、重要なパラメータや無次元数を容易に補足することができる。従ってこれらのパラメータを用いて計算結果をまとめることによって、工学上極めて有用な支持力図表や安定図表の作成が可能となる。

本研究でも対象とする安定問題についての上界値計算を行い、その有効性を実験等により調べ、安定図表等の作成を行うが、本項ではその第一段階として(4I-2-1)式の強度分布を持つ正規圧密粘土地盤（ＮＣ地盤）の支持力問題を取り扱う。ここでは前項の滑り線解析同様基礎底面の粗・滑の影響を考慮した計算を行った。以下に、1)底面滑、2)底面粗の２ケースについて支持力上界式の誘導を行う。

（１）底面が滑な剛性基礎の支持力

ここで用いるメカニズムは、Fig.4I-2-2-1に示すごとく一変数βで表すことのできるHillタイプのメカニズムを参考にしたもので、Salencon(1974)が用いたｃ0＝０ のメカニズムと同じものである。ここでは変形の対称性を考え、以下の変形の仮定の下で半領域のみのエネルギー計算を行う。

●変形の仮定：フーチングは剛であり、荷重Ｑに対し鉛直下方にＵ0 の変位増分を生じる。領域Ⅰ、Ⅱは剛体であり、領域Ⅲは Fan領域である。領域Ⅱはランキン場を仮定し、45°の滑り線ｄｅに沿って動くものとする。

●内部消散率：以上の変形仮定より、Fig.4I-2-2-1に示す変位のダイアグラムが求まり、これと破壊メカニズム及び強度分布より各滑り面に沿うせん断強度、滑り面の長さ、フーチングの鉛直変位Ｕ0 に対する相対変位は下表に示す通りとなる。

滑り面	強度ｃu	長さ	相対変位
ｂｃ	ｃ0+ｋｚ	$\frac{B}{2}\cos\beta$	$\frac{U0}{\sin\beta}$
ｄｅ	〃	$\frac{B}{2}\sin\beta$	〃
Fan円弧 ｃｄ	〃	angle $\beta+\frac{\pi}{4}$	〃
Fan半径線	〃	$\frac{B}{2}\sin\beta$	$\frac{U0}{\sin\beta}d\theta$

これより各滑り面上の内部消散率△Ｗを計算する。

ｂｃ）

$$\Delta Wbc=\int_0^{\frac{B}{2}\sin\beta\cos\beta}(c0+kz)\frac{U0}{\sin^2\beta}dz=\frac{U0B}{2}\left(\frac{c0}{\tan\beta}+\frac{kB}{4}\cos^2\beta\right)\quad\cdots(4I\text{-}2\text{-}21)$$

ｄｅ）

$$\Delta Wde=\int_0^{\frac{\sqrt{2}}{4}B\sin\beta}\sqrt{2}(c0+kz)\frac{U0}{\sin\beta}dz=\frac{U0B}{2}\left(c0+\frac{\sqrt{2}}{8}kB\sin\beta\right)\quad\cdots(4I\text{-}2\text{-}22)$$

Fan acd)

$$\triangle Wacd=\int_{-\beta}^{\frac{\pi}{4}}(c0+kR\cos\theta)R\frac{U0}{\sin\beta}d\theta+\int_{-\beta}^{\frac{\pi}{4}}\int_{0}^{R}(c0+kx\cos\theta)dx(U0d\theta)$$

$$=\frac{U0B}{2}\left\{c0\left(\frac{\pi}{2}+2\beta\right)+\frac{3}{4}kB\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\sin\beta+\sin^2\beta\right)\right\}$$

……(4I-2-23)

(4I-2-21)、(4I-2-22)、(4I-2-23)式より、このメカニズムの内部消散率△Wは以下のごとくになる。即ち、

$$\triangle W=\frac{U0B}{2}\left\{c0\left(\frac{1}{\tan\beta}+1+\frac{\pi}{2}+2\beta\right)+\frac{kB}{4}\left(1+2\sqrt{2}\sin\beta+2\sin^2\beta\right)\right\}$$ ……(4I-2-24)

●外部仕事：フーチングの鉛直変位U0に対する外部仕事率△Eは、次式となる。

$$\triangle E=\frac{Q}{2}U0$$ ……(4I-2-25)

△E＝△Wより以下の支持力上界値式(4I-2-26)が導かれる。

$$q=\frac{Q}{B}=c0\left(\frac{1}{\tan\beta}+1+\frac{\pi}{2}+2\beta\right)+\frac{kB}{4}(1+2\sqrt{2}\sin\beta+2\sin^2\beta)$$ ……(4I-2-26)

従って基礎底面滑の場合、支持力係数は次式によって与えられる。即ち、

$$Nc=\frac{qult}{c0}=\frac{1}{\tan\beta}+1+\frac{\pi}{2}+2\beta+\frac{kB}{4\cdot c0}(1+2\sqrt{2}\sin\beta+2\sin^2\beta)$$ ……(4I-2-27)

この式より支持力係数は無次元量kB/c0によって決まることがわかり、各kB/c0における上界値は変数βに関する(4I-2-27)式の右辺の最小値として与えられる。

（２）底面が粗な剛性基礎の支持力

１）メカニズム Ⅰ

基礎底面粗の場合はフーチング直下に剛体くさびが形成されると考えられる。そこで、ここではまずPrandtl タイプのメカニズムを参考にして、Fig.4I-2-2-2 に示すごとくαとβの二変数で表されるメカニズムⅠに対して上界値計算を行う。ここでも対称性を考え以下の変形の仮定の下で右半分の領域に対する計算を行う。即ち、フーチングは剛であり、剛体くさびと一体になって、荷重Qに対し鉛直下方にU0だけ変位する。また、領域Ⅰ、Ⅱは剛体、領域Ⅲは Fan領域であり、滑の場合と同様領域Ⅱは水平面と45° の角度をなして

動くものとする。この仮定での変位のダイヤグラムはFig.4I-2-2-2 に示すものとなり、各滑り面に沿う強度、滑り面の長さ、相対変位は下表のごとくに表される。即ち、

滑り面	強度 cu	長さ	相対変位
a b	$c0+kz$	$\frac{B}{2\cos\alpha}$	$U0\ \frac{\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)}$
b c	〃	$\frac{B\cos(\alpha+\beta)}{2\cos\alpha}$	$U0\ \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}$
e d	〃		$U0\ \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}$
Fan 円弧 c d	〃	angle $\beta+\frac{\pi}{4}$	$U0\ \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}$
Fan半径線	〃	R	$U0\ \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}\ d\theta$

ここで　$R=\frac{B}{2}(\tan\alpha\cos\beta+\sin\beta)$

これより、滑らかな基礎と同様の手順により、支持力上界値式は下記の通りに求められる。即ち、

$$Nc=\frac{qu}{c0}=\frac{2}{\tan(\alpha+\beta)}+\tan\alpha+1+\frac{\pi}{2}+2\beta+\frac{kB}{4\cdot c0}\left\{\frac{\tan\alpha}{\tan(\alpha+\beta)}+\tan^2\alpha\right.$$
$$+\frac{1}{\sin(\alpha+\beta)}\left(\sin\alpha\tan\alpha(-\sin\beta+\sin2\beta\cos\beta)+2\sqrt{2}(\sin\alpha\tan\alpha\cos^2\beta\right.$$
$$\left.\left.+\sin\alpha\sin2\beta+\cos\alpha\sin^2\beta)+(2-\cos\beta)(\cos\alpha\sin\beta+2\sin\alpha\cos\beta)\right)\right\}$$

・・・・(4I-2-28)

2）メカニズム II

破壊のメカニズムを表現する変数の数を増すことにより、表現し得るメカニズムの形状も複雑となり、実際の破壊に近い合理的なメカニズムが得られる可能性が大きくなる。しかしながら変数の数が増すと、上界値式も複雑になり、最適解を得るための計算時間も著しく増大する。従って破壊のメカニズムを仮定して計算を行う場合は、メカニズムを表現する変数をある程度の数に制限しなくてはならない。またむやみに変数を増しても必ずしも合理的なメカニズムが得られるとは限らず、変数の少ない場合と同じ最適解が得られることもある。ここで扱う支持力問題の場合、Fig.4I-2-1-5 に示すような滑り面の変化を表現できるものがよいと考えられるが、これを完全に表現することは不可能である。ここで

は１）で示した二変数のメカニズム Ｉに比べ、ランキン場とくさびの間の過渡域の変位のパターンを増すことのできるFig.4I-2-2-3 に示すメカニズム（メカニズム II） について支持力上界値式の誘導を行う。

変型の仮定は、領域ＩとIIIの間に剛体領域IVが追加されたこと以外はメカニズム Ｉにおけると同様であり、この場合の変型のダイヤグラムはFig.4I-2-2-3 に示すものとなる。

各滑り線に沿う強度、滑り面の長さ、相対変位は次表に示す通りであり、表中計算を容易にするために、Fan部の相対変位δを用いて各滑り面の相対変位を表した。

slip plane	shear strength	Length	Displacement
a b	c u(z)	$\frac{B}{2\cdot\cos\alpha}$	$\frac{\cos\beta\sin(\beta+\omega-\gamma)}{\cos\alpha\cdot\sin\omega}\delta$
b c	c u(z)	$\frac{B\cdot\sin(\alpha+\beta+\omega)}{2\cdot\sin\omega\cdot\cos\alpha}$	$\frac{\sin(\beta+\omega-\gamma)}{\sin\omega}\delta$
a c	c u(z)	$\frac{B\cdot\sin(\alpha+\beta)}{2\cdot\sin\omega\cdot\cos\alpha}$	$\frac{\sin(\beta-\gamma)}{\sin\omega}\delta$
c d	c u(z)	$\frac{B\sin(\alpha+\beta)\cos(\omega+\gamma-\beta)}{-2\cdot\sin\omega\cdot\cos\alpha}$	δ
e f	c u(z)	R	δ
Fan 円周方向	c u(z)	R	δ
Fan 半径方向	c u(z)	R	$\delta\cdot d\theta$

ただし、

$$cu(z)=c0+kz$$

$$R=\frac{B\cdot\sin(\alpha+\beta)\cdot\sin(\beta+\omega-\gamma)}{2\cdot\sin\omega\cdot\cos\alpha} \qquad \cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}29)$$

これらを用いて内部消散率△Wを求め、次式のδとフーチングU0 の関係

$$U0=\frac{\sin(\alpha+\beta)\cdot\sin(\beta+\omega-\gamma)}{\cos\alpha\cdot\sin\omega}\delta \qquad \cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}30)$$

を用いて外部仕事率△Ｅを計算し、△Ｗと△Ｅを等値させることによりメカニズム II について以下に示す支持力係数に関する上界値式を得る。即ち、

$$
\begin{aligned}
Nc = & \frac{\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)\cdot\cos\alpha} \\
& + \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cdot\sin\beta}\cdot\left\{\frac{\sin(\alpha+\beta)\cdot\sin(\beta+\omega)}{\sin\omega\cdot\cos\alpha}-\tan\alpha\right\} \\
& + \frac{\sin(\beta-\gamma)\cdot\cos\alpha}{\sin\omega\cdot\cos\alpha\cdot\sin(\beta+\omega-\gamma)} \\
& + \frac{1}{\sin\gamma\cdot\sin(\beta+\omega-\gamma)}\cdot\{\sin(\beta+\omega-\gamma)\cdot\cos\gamma-\sin(\beta+\omega)\} \\
& +1+\frac{\pi}{2}+2\cdot\gamma \\
& + \frac{kB}{c0}\cdot\left[\left(\frac{\cos\beta\cdot\tan\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cdot\cos\alpha}\right)\right. \\
& + \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cdot\sin\beta}\cdot\left\{\frac{\sin^2(\alpha+\beta)\cdot\sin^2(\beta+\omega)}{\sin^2\omega\cdot\cos^2\alpha}-\tan^2\alpha\right\} \\
& + \frac{\sin(\beta-\gamma)\cdot\cos\alpha}{\sin\omega\cdot\cos\alpha\cdot\sin(\beta+\omega-\gamma)}\cdot\frac{\sin(\alpha+\beta)\cdot\sin(\beta+\omega)}{\sin\omega\cdot\cos\alpha} \\
& + \frac{1}{\sin\gamma\cdot\sin(\beta+\omega-\gamma)}\cdot\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin\omega\cdot\cos\alpha}\cdot\{\sin^2(\beta+\omega-\gamma)\cdot\cos^2\gamma \\
& -\sin^2(\beta+\omega)\}+\frac{1}{\sqrt{2}}\cdot\frac{\sin(\alpha+\beta)\cdot\sin(\beta+\omega-\gamma)}{\sin\omega\cdot\cos\alpha} \\
& + \frac{3\cdot\sin(\alpha+\beta)\cdot\sin(\beta+\omega-\gamma)}{\sin\omega\cdot\cos\alpha}\cdot\left(\frac{1}{\sqrt{2}}+\sin\gamma\right) \qquad \cdots\cdots\cdots(4I\text{-}2\text{-}31)
\end{aligned}
$$

（３）計算結果

前項で導いた基礎底面滑のメカニズム及び基礎底面粗の２つのメカニズムについて、(4I-2-27)、(4I-2-28)、(4I-2-31)の支持力上界式を用いて、支持力上界値を求めた。計算では、支持力係数を最小にする変数の組み合わせ、即ち破壊のメカニズムを探索法により求めた。Table 4I-2-2-1には上界値計算の結果をまとめており、ｋＢ/ｃ0に対する支持力係数Ｎc、Davis & Booker(1973a)が提案した(1-2-3)式とＮc、ｋＢ/ｃ0から求まる補正係数Ｆr、及び最適メカニズムの形状を与えるパラメータを示している。ｋＢ/ｃ0が大きくなるとα、βの値が減少し、塑性域つまり上界値を与える破壊域は全体的に小さくなり、フ

ーチング周辺地盤上部に変形が集中することになる。これはFig.4I-2-1-4,5に示した滑り線解析の結果と一致する。底面粗の場合、Mechanism Ⅰ、Ⅱ共、ｋＢ/ｃ0が2.5から3.0の間でくさびが消失し、基礎底面が滑り線となる。また４変数を持つMechanism Ⅱの支持力係数が、変数２つのMechanism Ⅰより最大で２％程小さくなっている。

上界値計算より求めた補正係数Ｆｒ（(1-2-3)式）とｋＢ/ｃ0に対するの関係を、Davis & Booker(1973a)の厳密解と共にFig.4I-2-2-4に示す。図中の底面粗の上界値はMechanism Ⅱに対するものである。底面粗・滑の場合ともｋＢ/ｃ0小さい内は上界値と厳密解はほぼ等しく、ｋＢ/ｃ0の増加と共に両者のＦｒに差が生じ上界値が厳密解より大きくなる。Fig.4I-2-2-5に示すように過去にこの種の地盤に対して求められた円弧滑り解は、ｋＢ/ｃ0の増加と共に厳密解を大きく上回り非常に危険側の解を与えるのに対し、厳密解と上界値の誤差は粗・滑両ケースとも最大で10％程度である。計算の容易さを勘案すると上界値計算は工学的に非常に有効な手段であると言う事ができる。

４種のｋＢ/ｃ0に対して底面粗の条件で行った計算より得られた破壊のメカニズムを、底面粗のくさびを有する場合の滑り線解析（４(I)－２－１（２））より得られた滑り線網とともにFig.4I-2-2-6に示す。ｋＢ/ｃ0が1.2と比較的小さな場合は、上界値計算より得られたメカニズムは滑り線網と非常によい対応を示している。ｋＢ/ｃ0が2.8では上界値メカニズムのくさびが消失するのに対し、滑り線解析の結果は小さなくさびを基礎中央部に有し、両者にかなりの差が現れている。ｋＢ/ｃ0の増加と共に上界値と滑り線解析の差が大きくなる理由として、ここで示すように上界値計算の破壊のメカニズムでは底面の一部分が滑り線となる破壊を表現し得ない事が挙げらる。このため滑り線解析でこのような滑りが発生する付近から、両者の差が増大するものと考えられる。しかしながらｋＢ/ｃ0が4.2,5.6と更に大きくなっても両者の差にあまり変化はなく、これはｋＢ/ｃ0が大きくなっても厳密解と上界値との差があまり変らない上述の結果と一致する。これより上界値計算はｋＢ/ｃ0の増大に伴う支持力の変化をある程度評価し得るものであることが結論できる。また、Fig.4I-2-2-6からメカニズム Ⅱはメカニズム Ⅰに比べ滑り線解析の結果と良い対応を示しており、特に受働域ではほとんど同じ形状となっている。これによって真の破壊メカニズムに近い可容速度場が、真の破壊荷重に近い解を与えることを確認できる。

４Ｉ－３ 遠心模型実験

粘性土を遠心圧密することにより深さ方向に非排水強度が増加する正規圧密粘性土地盤（ＮＣ地盤）を作成できることを３章において示した。本節では、３－２で示した種々の地盤条件を有するＮＣ地盤に対し、基礎幅、基礎底面の粗・滑を変えた載荷試験を行って得られたＮＣ地盤の支持力・変形特性について考察し、これらに影響する種々の要因について調べた。また、４Ｉ－２で行った支持力解析の結果との比較を行い、解析手法の適用性についても検討を行った。

４Ｉ－３－１実験条件、実験方法

（１）実験条件

ＮＣ地盤の支持力特性と無次元パラメータｋＢ/ｃ0が密接に関係していることは、既往の研究(例えば、中瀬,1966;Davis & Booker,1973a)、４Ｉ－２で行った支持力解析の結果からも明らかであり、このｋＢ/ｃ0が本実験においても実験条件の基礎となる。従って、このパラメータを構成するｋ、Ｂ、ｃ0即ち深さ方向の強度増加率、基礎幅、地盤表面強度を変えて実験を行うこととした。この内地盤の強度分布を表すｋとｃ0は、試料の有効重量、遠心加速度、サーチャージ圧によって決まる。本実験では、３－２－１で示したように遠心加速度を重力場での実験を含めて１ｇから100ｇ、サーチャージ圧を10kPaから20kPaの範囲で変化させ、数種のＮＣ地盤模型を作成し、これに対して幅４、６、８cmのフーチングを用いて載荷試験を行った。また基礎底面の状況にも注目し粗度を変えた実験も行っている。

この他、粘土地盤の支持力に影響する条件として、載荷速度、粘土層の厚さ、基礎の根入れ等が考えられる。本研究では粘土の非排水問題を取り扱っているため、排水の影響をできる限り抑える必要があり、計測や載荷の制御に問題ない範囲でできる限り早く破壊点に達する載荷速度として、荷重制御のTypeＩの実験では9.8kPa/minと39.2kPa/min、変位制御のType ⅡのＩの実験では６mm/minを採用した。また、今回は特に上記のパラメータの影響を調べることを目的としているため、境界条件等の要因の影響が実験結果に入り込まないように、粘土層厚は最大基礎幅の約２倍の15cmとし、載荷はすべて表面載荷としている。

各実験コード毎の実験条件はTable 3-2-1-1(a),(b)に示す通りである。尚、N872は他と異なり、サーチャージ45.0kPa、遠心加速度50ｇの下で一旦圧密した地盤をそのサーチャージの1/4の11.3kPaで再圧密した過圧密地盤についての実験である。今回採用した各種パラメータの組み合わせにより、ｋＢ/ｃ0の値を重力場実験(TK02)の0.03から試料Ｍ－２０の

100ｇ、ｐ0=11.3kPa、Ｂ＝8cmの条件での実験（N884,N886)の5.7までの範囲で変化させた。

（２）実験方法

３－２－２（２）で説明した方法により作成した種々の地盤に対し、地盤作成時と同様の遠心加速度の下で載荷実験を行った。ＮＣ地盤の支持力実験ではサーチャージ圧、フーチング荷重共プレッシャーバッグを介して作用させるシステム（Type Ⅰ）、及びサーチャージ圧は真鍮棒により付与し、載荷は電動モーター付きのジャッキによって行うシステム（Type Ⅱ）を用いている。以下にそれぞれのシステムを用いた実験方法について簡単に説明する。

i) Type Ⅰ：プレッシャーバッグを用いた方法

Type Ⅰのシステムを Fig.3-2-2-2(a)に示す。このシステムの利点は、強度は一様ではあるが、重力場において正規圧密地盤を作成し、応力解放することなく載荷実験を行うことができる点である。一方問題点としては、遠心加速度増加時及び圧密沈下時においてプレッシャーバッグに作用する浮力が変化してしまう点と、またフーチングボックスとプレッシャーバッグの間にある程度の摩擦が存在する可能性のある点などが挙げられる。この摩擦の大きさは直接測定できなかったが、載荷時の荷重強度ｑに対する地盤内過剰間隙水圧Δｕに着目し、TypeⅠ、Ⅱで実験条件がほぼ等しいものを比較すると（Fig.4I-3-2-22(a) TK5、Fig.4I-3-2-23(a)N871）、前者のΔｕ/ｑの値は後者より小さくなっており、Type Ⅰでは載荷時、摩擦によりフーチング圧力が地盤表面に完全には伝達されない場合もあったものと考えられる。この他このシステムでは、基礎幅はフーチングボックスの寸法の制限上８cmと固定しなくてはならず、Ｂの影響を調べることができないという問題点もある。

Type Ⅰのシステムを用いて実施した実験は、遠心加速度を40,80ｇの２種，サーチャージ圧を9.8,19.6kPaの２種に変化させた計４種の遠心力場実験と、表面有効応力が9.8kPa, 19.6kPaの２種の重力場（１ｇ）実験である。載荷は、圧力を一定速度で増加させていく荷重制御方式で行い、載荷速度として１ｇで9.8kPa/min、40ｇで9.8と39.2kPa/minの２種、80ｇで39.2kPa/minを用いた。載荷中、圧力センサーによりフーチングバッグ内圧力を、L.V.D.T.によりフーチング沈下量を、小型間隙水圧計により地盤内間隙水圧を計測した。また地盤内変位測定のために模型前面の写真撮影を行った。尚、Type Ⅰによる載荷実験方法は竹村(1983)、ウォン(1983)に詳しく述べられている。

ii) Type Ⅱ：載荷ジャッキを用いた方法

Type IIではType Iの問題点を改善するために改良を加えた、Fig.3-2-2-2(b)に示すシステムを用いて実験を行った。システムの主な改良点は、以下に示す通りである。即ち、1）遠心圧密時のサーチャージを半径1mmの真鍮棒を地盤表面に並べて附与する。2）フーチング幅を任意に変化させる方式とする。3）載荷重を可変速直流モーターを持つジャッキによって、変位制御方式で作用させる。4）底面の粗・滑の影響を調べるため、フーチングをアクリル製の剛なものとする。尚、底面滑の状態はシリコンオイルを塗布したスリット状のゴムメンブレインを底面に貼付けることにより、粗の状態はサンドペーパーを貼付することにより作り出した。この他、圧密時の模型地盤上の圧力が一様になるように、フーチングに必要量の鉛散弾を載せフーチング下の圧力をサーチャージ圧と等しくすることを試みた。

Type IIの実験で用いたフーチングは幅4cm、6cm、8cmの3種類であり、また遠心加速度として100gと50gの2種を用いた。この100gの加速度下での真鍮棒1層のサーチャージ圧p0は11.3kPaであり、50gでは真鍮棒2層で同じ圧力となる。そこでN871とN872を除くすべての実験でこの11.3kPaの圧力をp0として地盤に付与した。従って、これらの地盤ではc0は約4.4kPaであり、遠心加速度によって決まるkは100gで約3.1kPa/cm、50gで約1.6kPa/cmとなるため、kB/c0が約2.8、4.2、5.6となる。Table3-2-1-1(b)に示すkB/c0がこれらの値と若干異なるものがあるが、これは試料によって強度特性や単位重量が多少異なるためである。また、N871とN872ではc0が他よりも大きく、kB/c0はそれぞれ1.5と0.9である。

Type IIの実験では、載荷速度6mm/minの下で載荷を行い、載荷中ロードセルによりフーチング荷重を，L.V.D.T.によりフーチング沈下量を，小型間隙水圧計により地盤内間隙水圧，写真撮影により地盤内変位を計測した。この他、Table 3-2-2-1(b)に示すN871以降のB＝8cmの実験では、底面に小型土圧計を取付けたフーチングを用い底面反力の測定も行った。尚、Type IIの実験は変位制御であり、載荷初期の荷重の増加量が非常に大きくなるため、データの収録にはプリンターやコンピュータへの直接取り込みの他、データレコーダーも利用した。

4I－3－2実験結果及び考察

（1）支持力特性

1）荷重沈下挙動

NC地盤の支持力実験より得られた荷重強度－沈下曲線をFig.4I-3-2-1に示す。全体の

傾向として支持力値は、基礎幅Ｂが大きいほど、遠心加速度即ちｋが大きいほど大きくなることが分かる。いずれの実験においても、曲線後半部はほぼ直線状となっており、この直線の勾配は、遠心加速度つまり深さ方向の強度増加率ｋが大きくなる程増大することがわかる。Fig.4I-3-2-1(b)に示すType Ｉのｋがほぼゼロの重力場実験ではこの勾配はほぼ零であり、後半部の直線は水平に近くなっている。ｋの増加と共に曲線部後半の勾配が増大する傾向は、基礎の沈下に伴い変形が強度の大きな地盤深部に及んでいくこと、及び沈下による根入れ効果が遠心加速度に比例することつまり同一根入れ深さに対しては遠心加速度が大きい程、根入れ効果が大きくなることにより説明することができる。またFig.4I-3-2-1(a)に示すType IIの結果では、この勾配はフーチング幅の増大に対し若干大きくなる傾向は見うけられるが、ｋに対して程はっきりとした傾向は現われていない。また底面の粗・滑に関しては、粗の場合が滑の場合より若干後半部の傾きが大きくなる傾向があるが、底面の粗度は全体としては曲線後半部の傾きにそれ程大きく影響しないようである。また試料M-20、Ｂ＝８cmの実験結果より、ｃ0が大きいほどあるいはｋ/ｃ0が小さいほど後半の傾きは緩やかとなることが分かる。特にｃ0が大きく表層部のOCRが４のN872では明瞭なピークが現れている。

Fig.4I-3-2-2は、試料M-20'、遠心加速度100ｇの実験の載荷初期における荷重強度－沈下曲線である。基礎幅が大きい程初期勾配が大きくなるが、基礎底面の粗・滑の差はあまり明確に現われていない。　底面粗・滑の差は沈下が進むにつれ次第に明瞭になり、いずれの基礎幅でも滑の場合が粗の場合に比べ小さな沈下量で、沈下に対する荷重強度の増加割合即ち接線剛性が低下し始め、結果として粗よりも小さな支持力となる。この剛性の低下は地盤内の破壊領域の広がりを示すものであり、この剛性の変化が最大となる最大曲率点を一種の地盤の降伏点を表すものと考えると、滑な場合が粗の場合より、また基礎幅が大きい即ちｋＢ/ｃ0が大きいほど、より小さな沈下量で降伏点が現れている。　ここでｋＢ/ｃ0=4.2,5.6についてFig.4I-2-2-1,3に示すメカニズムを用いた上界値計算により得られる滑り線上の相対変位速度を粗と滑の場合で比較すると、フーチング鉛直変位Ｕ0に対する値は、滑の場合が粗の場合の約1.5倍大きく、また5.6の場合が4.2より粗、滑とも10%ほど大きくなる。相対変位速度が大きいということは、小さな沈下量で大きな歪が発生し破壊に至ることを意味しており、この意味で実験と計算結果は整合のとれたものとなっている。

２）支持力及び沈下量

各実験より得られた支持力ｑｕ、それを表面強度ｃ0で除した支持力係数Ｎc及び支持力を与える点の沈下量ＳｆをTable4I-3-2-1に示す。Fig.4I-3-2-1に示した通り強度増加地盤で

は荷重強度－沈下曲線に明確なピークが現れないため、各実験タイプに対して以下のようにして破壊点を定義した。まずType Ⅰでは、Fig.4I-3-2-3(a)に示すように両対数紙上にプロットした荷重－沈下曲線の初期部直線と後半部直線の交点を破壊点と定義して支持力値を求めた。一方Fig.4I-3-2-3(b)に示すType Ⅱでは、普通目盛紙上に描いた荷重強度－沈下曲線の初期部直線と後半部直線部の交点を破壊点と定義した。ちなみに、Type Ⅰに対して普通目盛で求めた支持力値は、両対数によって求めたものより10～70％程大きく、かなりばらついた値となっており、逆にType Ⅱでは、両対数の曲線後半部に明確な直線を得ることができなかった。Type ⅠとType Ⅱでこのような差が生じたのは、載荷方法が異なるためであると考えられる。

Table 4I-3-2-1のＮcの欄の上段は、ｃ0としてTable 3-2-1-1に示す通常の歪速度($\dot{\varepsilon}$1=0.08％/min)の三軸Ｋ0圧縮試験から得たｃu/σv'より求めた強度を用いたＮcであり、下段はこの強度を(2-5-1)式によって補正した強度より求めたＮcである。２－５－１で示した通り(2-5-1)式に含まれる３つの補正係数の内、強度異方性に関するｎa、平面条件に関するｎpはM-20、M-30共にそれぞれ0.86、1.05となる。残りの歪速度に関する補正係数ｎrについては、以下のように決めた。まずType Ⅰの場合、Fig.4I-3-5-18～20に示す等最大せん断歪(γmax)線を見ると、試料や条件によって若干の差はあるが、概ね破壊時の最大せん断歪は10～20％、破壊までの時間は30～40secであるので、地盤内の歪速度15～40％/minとなると考えて良い。これは三軸Ｋ0圧縮試験で供試体が受けるγmax(0.12％/min)の約125～330倍であり、これを(2-5-2)式に代入するとｎrはM-30で1.23～1.28、M-20で1.19～1.23となる。　歪速度のばらつきほどｎrは変化しないので、その範囲の中間値を採って前者で1.26、後者で1.21を代表値とした。３要素の補正係数の積は、M-30で1.14、M-20で1.09であり、この値を用いてType Ⅱの実験の非排水強度の補正を行った。一方Type Ⅰ（M-30)の実験の場合、破壊に至る時間が若干長く2.5～5.6minであり、破壊時のγmaxは約10％であるので、この条件よりｎrは1.14～1.18（中間1.16）となった。そこで全体の補正係数として1.05を用いた。

上記の２種類のｃ0より求めた各実験におけるＮcとｋＢ/ｃ0の関係を上界値計算結果と共にFig.4I-3-2-4に示す。(a)のType ⅠとType Ⅱの試料M-20'のケースを見ると、ｋＢ/ｃ0の増大と共に粗・滑の差が増し、粗の場合が滑の場合より１６～２１％大きくなっている。またType ⅠではType Ⅱに比べ実験値にかなりのばらつきが見られるが、両実験ともｋＢ/ｃ0の増大と共にＮcが増大していく傾向が明瞭に現われている。Table 4I-3-2-1、Fig.4I-3-2-1から分かるように、Type ⅠはType Ⅱに比べ、上記定義により求めた破壊時沈下量が小さいにもかかわらず同一のｋＢ/ｃ0に対する支持力係数が大きくなっている。これは、先に述べたフーチングボックスとプレッシャーバッグ間の摩擦によるためで

あると考えられる。またM-20'の実験結果は、計算値よりも若干小さな値となるが上界値計算より得られたｋＢ/ｃ0とＮcの関係と良い対応を示している。計算の精度の他に、M-20'の実験値が計算値よりも小さくなる理由として、M-20'に関しては歪速度を変えた実験を行うことできなかったため、その強度の補正の際、歪速度の影響をM-20と同じと仮定し、２－４－３に示したM-20の歪速度と強度の関係を用いたことが挙げられる。２－２－１で述べたようにM-20'は、Ｉpが60以上の高塑性粘土（M-60）より作成したため、砂の混合割合が60％と非常に高く、その粒径加積曲線（Fig.2-2-2-1）はM-30に20％の砂を混ぜたM-20とかなり異なったものとなる。従って、その粘性即ち粒子間力の影響と考えられる強度の歪速度依存性は、M-20'の方がM-20より小さくなる可能性はあるものと考えられる。

一方、Fig.4I-3-2-4(a)に示す試料がM-20とM-30のケース(Type Ⅱ)でも、ｋＢ/ｃ0の増加に伴う支持力の増加傾向が明確に現れている。実験値と計算値を比べると、N881、N882、N883では実験結果が計算値を大きく上回っているが、その他の実験では計算値と良い一致を示している。上記の支持力値が著しく大きくなった三つの実験における含水比より求めた非排水強度を、Fig.3-2-3-10に示す。Fig.3-2-3-9,11,12に示すこれら以外の実験において、含水比からの強度は、応力履歴からの計算値より若干小さくなるのに対し、この三つの実験のものは応力履歴からの強度より大きくなっている。即ち、深さ方向の強度増加率ｋが設定値よりかなり大きなものとなっていたと考えられ、支持力値が大きくなったのはそのためであると考えられる。このことは、Fig.4I-3-2-1のN881荷重強度－沈下曲線の後半部の支持力の増加傾向が他の実験より大きいことからも確認できる。以上示したようにいくつかの理由により実験と計算結果が異なるケースもあったが、全体的な傾向から判断すると実験で取り扱ったｋＢ/ｃ0の範囲では、上界値計算はｋＢ/ｃ0ならびに底面の粗・滑による支持力値の差を十分合理的に予測し得るものと結論できる。

３）底面反力分布

４（Ｉ）－２－１で示した如くＮＣ地盤の支持力についての滑り線解析から、強度増加地盤上の剛性基礎底面の破壊時の反力分布として、Davis & Booker(1973a)が与えたものと同様の基礎端部から中央部に向けて増加する分布形状を得た。またこの増加形状はｋＢ/ｃ0が大きいほど大きくなる。Fig.4I-3-2-5に幅８cmのフーチングの底面に取り付けた小型圧力センサーによって測定した底面反力とフーチング沈下量の関係を、またFig.4I-3-2-6に沈下の増加に伴う反力分布の変化を示す。載荷初期においては何れのセンサーもほぼ同じ値を示しているが、載荷が進むにつれて外側の反力の増加量が内側におけるより小さくなり、Fig.4I-3-2-6に黒丸で示した破壊点付近の沈下量での分布形状はFig.4I-2-1-3,4に示す如くになる。ｋＢ/ｃ0が大きい場合には内側と外側の差が大きくなり、上述の滑り線解

析結果と一致する。

この底面反力分布が剛性基礎の載荷を受ける強度増加地盤の大きな特徴の一つである。実験、滑り線解析はともに剛性基礎を対象としたものであるが、この結果から、撓性基礎から等分布荷重を受けた場合も、強度増加地盤の挙動が一様強度地盤とは異なったものとなることが予測できる。そこでFig.4I-3-2-7に示すメッシュを用いて弾塑性有限要素解析を行い、等分布荷重を受ける強度増加地盤の基礎の変形挙動を調べてみた。計算においては粘土の構成関係として修正Cam Clayモデルを用い、M-30についての圧密、三軸試験結果より入力パラメータを決定した。それらの値及び決定法は竹村(1982)に詳述されている。尚、ここでは最小支持力を与えるメッシュについての検討は行っておらず、比較的単純なメッシュ分割を採用している。Fig.4I-3-2-8は、TK3と同じ条件の地盤に対する幅８cmの等分布載荷時の基礎下の鉛直変位分布についての計算結果を示している。荷重の小さな内は基礎はほぼ一様に沈下するが、荷重が増すと端部の沈下が急増するという剛性基礎の結果から予測される計算結果となった。このことより強度増加地盤の撓性荷重に対する安定性は、端部の破壊をいかに防ぐかに大きく関係すること、つまり盛土などのノリ勾配が安定性に大きく影響することが結論できる。Fig.4I-3-2-9には剛性基礎載荷に対するＦＥＭ計算より得られた底面反力分布を示しているが、分布形状のｋＢ/ｃ0に対する傾向は、実験や滑り線解析結果と同様なものとなっている。

（２）一様強度地盤（重力場模型）の変形特性

Type Ｉの重力場模型実験で観測された地盤内変位ベクトルを上界値計算より得られた破壊のメカニズムと共にFig.4I-3-2-10に示す。図中のｋＢ/ｃ0が完全に零となっていないのは、重力場における圧密においてもごく小さなｋ値が生じるためである。一様強度、即ちｋ＝０である地盤の破壊形状は、左右対称ではなく実線で示した滑り線に沿う片側滑りの破壊形態をとることがわかる。今回の上界値計算では左右対称の破壊メカニズムを用いたが、一様地盤の場合、実験で観測された片側滑りに対する支持力上界値も対称滑りのそれと完全に一致する。剛基礎載荷の場合、荷重が完全に左右対称に基礎に作用することはほとんどなく偏心荷重となる可能性が高いことを考えると、実際の一様地盤の破壊は、本実験結果のごとく左右どちらかに大きくすべる片側滑り破壊形態をとるものと考えられる。またこのような破壊形態では、基礎が大きく沈下しても回転変形が支配的となるのみで、基礎の根入れ効果増大に直接つながらない。このことは、Fig.4I-3-2-2に示す一様強度地盤の荷重強度－沈下曲線において、破壊後の沈下に伴う荷重増加が殆ど見られない実験事実と密接に関係しているものと考えられる。

（３）強度増加地盤（遠心模型）の変形挙動

今回用いた遠心模型実験装置は遠心装置の回転にストロボの発光を同調させ、模型が観測窓直下を通過したときストロボが発光するように調整されている。カメラのシャッタースピードを遠心が一回転する時間より少し長くして写真撮影を行えば、シャッターを開放している間にストロボが一回発光し、模型地盤の変形状況写真に納めることができる。地盤側面には光学ターゲットが埋設されており、写真上のターゲットの座標をｘ－ｙアナライザーで読みとることにより、Fig.4I-3-2-11～13に示す地盤の変位ベクトルを得ることができる。以下にターゲットの変位から観測された変形挙動について考察する。

１）表面強度及び強度増加率の異なる地盤

Fig.4I-3-2-14は、基礎幅が８cmのType Ｉの４ケースの遠心力場模型実験で観測された地盤表面鉛直変位とフーチング端直下の側方変位を経時的に示したものである。フーチング下のターゲットは、端部付近を除いて変形後もほぼ一つの直線上にある。Type Ｉで用いたフーチングは１cm角のアルミ棒を８個並べたものであり、構造上フーチングは水平方向への移動、回転に対し自由である。フーチングの剛性、底面の粗度に関して特別な方策は講じなかったが、実験より得られた変形挙動から判断するとフーチングは剛で底面は粗に近いものとなっている。この図よりｋＢ/ｃ0が大きな場合ほど変形が上部に集中し、同一沈下に対する側方変位やフーチング横の膨れ上がりが大きくなっていることが分かる。この傾向は基礎幅、底面の粗・滑の条件が同じで、ｃ0とｋが異なるFig.4I-3-2-13(a)のN881,N871,N872やN884,N885またFig.4I-3-2-13(b)のN891,N893にも明確に現れている。ｋＢ/ｃ0が大きい場合に変形が上部に集中する傾向は上界値計算結果にも現われている。またｋＢ/ｃ0がほぼ等しい2.3と2.4の実験を比較すると、変形の進んだ最終状態で若干の差は見られるが、それ以前では地表面部の膨れ上がりや側方変形が類似したものとなっていることがわかる。このことより、強度が深さとともに増加する正規圧密粘土地盤の変形挙動はＢの値が同じであれば、支持力の場合と同様に無次元量ｋＢ/ｃ0の値によってほぼ規定されるものと推測できる。Fig.4I-3-2-18には基礎底面が粗で幅が８cmのｋＢ/ｃ0の異なる３ケースにおける、沈下に伴う最大せん断歪の発達状況を示している。またFig.4I-3-2-19は底面滑の２ケースについてのものである。これらにもｋＢ/ｃ0の増加に伴う基礎周辺特に基礎端部への歪の集中傾向がはっきりと現れている。

Fig.4I-3-2-11にType Ｉの遠心力場実験で観測された変位ベクトルと合わせて、上界値を与える破壊メカニズムを示す。破壊メカニズム即ち可容速度場は、ここに示す変位ベク

トルとは本来異なるものであるが、変位ベクトルはあるフーチングの沈下量に対する地盤の変形の大きさと方向を示すものであることを考えると、これを可容速度場と対応させても良いように思われる。実測変位と上界メカニズムは、以下のような点で良い一致を示している。即ち、変形状態はほぼ左右対称であり、フーチング下のクサビ内では鉛直下向変位が，扇形（Fan）領域では回転変位が，ランキン場では45°方向の変位が発生している。この図は15mm以上という大きな沈下量までの変形を示しているが、その時点では破壊メカニズムの外側、地盤深部においても大きな変位が発生しており、荷重強度－沈下曲線で見られた後半の支持力の増加傾向は、この強度の大きな深部への変形によって説明できる。またFig.4I-3-2-16に示すｋＢ/ｃ0が異なるType Ｉの３つのケースの実測から得られた等最大せん断歪線においても、上界値計算と同様の傾向が現われている。即ち、ｋＢ/ｃ0＝1.2の場合、フーチング下に明瞭なクサビが観察されるのに対し、4.6の場合にはクサビはほとんど認められない。

以上示したごとく、強度増加地盤の破壊形状は一様地盤の場合とはかなり異なる。この差は上界値計算で求められる破壊メカニズムによっても説明することができる。即ち、強度増加地盤において得られた破壊のメカニズムでは、フーチング直下の土クサビの左右どちらか一方の変位は運動学的に可容なものとはなり得ない。それ故Type Ｉの実験システムの様にフーチングの左右どちらか一方への変位が可能で、しかも偏心荷重が予測されるような条件下においても、一様強度地盤におけるがごとき非対称な滑りは生じないものと考えられる。ちなみに、非対称滑り、例えばFig.4I-2-2-2の土クサビと領域Ｉがひとつの剛体域をなす破壊メカニズムに対して得られる上界値は、本実験で取り扱ったｋＢ/ｃ0の値の範囲では対称滑りに対する計算値と比べ７％程大きなものとなり、対称滑りがより有り得べき上界値を与えるものであることが結論される。

２）基礎幅及び底面の粗・滑が異なる基礎

Type Ⅱの試料M-20'の実験で観測された変位ベクトルを上界値を与える破壊メカニズムと重ね合せてFig.4I-3-2-12に示す。同図に示したベクトル図は破壊点直後の沈下量６mm迄のものである。６mm迄の測定点が少ないためベクトル図は滑らかな曲線を形成するまでには至っておらず、また基礎幅が4cmと小さなＲ４では基礎幅に対するターゲットの間隔が相対的に大きくなるため、地盤全体の変形挙動を明確にすることは難しいが、地盤内変位のおよその方向及びその大きさを捉えることはできる。底面粗、Ｂ＝８cmのフーチングに注目すると、中央直下の領域を除いて、変形は概略上界値計算で求めた破壊領域内に発生しており、その方向も計算結果と良い対応を示している。一方底面滑の二つの場合では、ここで示す変位ベクトルが破壊時沈下量約３mmの倍近い沈下量までのものであるため計算で

求めた破壊領域外に大きな変形が見受けられるが、全体としては上界値計算結果と対応した変形状態となっている。Ｂ＝８cmの粗・滑を比較すると受働側での変形は、滑の場合の方が粗な場合におけるものより基礎端での集中が著しく、計算によって得られた傾向と一致している。この傾向は、Fig.4I-3-2-13(a)のN881とN884においても見られる。以上により、基礎幅が変化する場合さらに底面の状態が異なる場合に対しても、本研究の上界値計算で用いた破壊メカニズムは十分合理的な支持力及び破壊時の変形挙動を与え得るものと結論する事ができる。

M-20'の地盤に対する幅８cm底面粗（Ｒ８）および滑（Ｓ８）の両基礎による載荷の終期に相当する沈下量15mmの時点の地盤内の等せん断歪線をFig.4I-3-2-15に示す。粗の場合は滑の場合と比べ、フーチングから比較的離れた部分にせん断方向が逆転する零せん断歪線が存在し、変形も地盤内の比較的深いところにまで及んでいる。地盤の強度が深さ方向に増大していることから、粗の場合の支持力が滑の場合のそれより大きくなることは当然のこととして理解できる。また、同一沈下量に対し変形領域が浅くなると、沈下量に対する側方変位量が大きくなる。この側方変位量とせん断歪に相関性があることから、底面滑の場合が粗の場合に比べ小さな沈下量で基礎近傍に大きな歪が発生すると見て良いように思われる。即ち基礎周り全域が破壊状態となる非拘束流れが生じる沈下量が粗の場合より滑の場合に小さくなるのである。先に示した滑の場合の方が粗の場合より剛性の低下が起きる沈下量が小さくなるという荷重強度－沈下曲線の特徴の一つは、この変形挙動が原因となったものと考えて良い。

M-20'の地盤の幅８cmの粗と滑，幅６cmの粗の場合の実測水平変位分布をFig.4I-3-2-17に示す。これはFig.4I-3-2-15の場合と同じく沈下量15mmの時点のものであり、比較を容易にするため変形領域を基礎幅で除して正規化してある。幅８cmの二つの場合に注目すると、滑の場合にフーチング底面に明らかに滑りが生じているのに対し、粗の場合にはフーチング直下にクサビらしきものが認められる。ｋＢ/ｃ0＝5.6の場合、上界値計算では粗の場合でもくさびを持たない、底面に沿った滑りを有するメカニズムを与えてしまう。上記の通り図の実験結果はFig.4I-2-1-5に示す滑り線解析の結果と一致しており、実験結果からも４Ｉ－２－２（３）で示したこの種の問題に対する上界値計算の一種の限界を確認することができる。しかしながら変位領域は粗の場合が滑の場合より大きく、また同じ粗な基礎でも基礎幅即ちｋＢ/ｃ0が小さな場合の方が変位の集中が少なく、変形領域は広範囲に亘るという実験結果は、上界値計算結果と対応したものである。これらは強度増加地盤では変形領域が必ずしもＢに比例して拡がらないことを示唆している。以上かなり詳細に変形挙動とｋＢ/ｃ0あるいはこれを構成するパラメータとの関係について考察してきたが、これらを要約すると、強度が直線的に増加するＮＣ地盤では、支持力同様変形挙動も無次元

量ｋＢ/ｃ0、及び基礎底面の粗・滑に大きく依存すると言うことができる。

（４）間隙水圧挙動

Type Ⅱの試験で観測された沈下に伴う地盤内の間隙水圧の変化の例をFig.4I-3-2-21に示す。図に示す何れのケースにおいても、間隙水圧はFig.4I-3-2-1に示す荷重強度やFig.4I-3-2-5の基礎底面反力の挙動と類似したものである。基礎端部直下のせん断歪が卓越する位置を除けば、沈下と共に間隙水圧は増加しており、しかも間隙水圧が局部的にせよ減少する領域が見られない。これより本実験では、地盤はほぼ非排水状態で変形しているものと考えて良い。Fig.4I-3-2-22はType Ⅰの実験において観測された載荷重強度と地盤内間隙水圧の関係を示している。荷重増分に対する間隙水圧の増分の比、即ち曲線の傾きに注目すると、何れのケースも載荷初期の弾性域ではその比は小さいが、荷重の増加と共に地盤に歪が発生し局所的な降伏が起き始めたと思われる辺りから間隙水圧の発生量が増し、初期部より大きな比で間隙水圧が増加する。基礎中央直下の間隙水圧（No.1,4,6)は載荷終了時まで直線的に増加するが、基礎端部（No.2）及びそれより外側の表層部（No.3）の間隙水圧は破壊点付近から以後増加が見られなくなる。観測された地盤降伏後の間隙水圧の上昇傾向はHöeg et al.(1969),Tavenas et al.(1979)が、実盛土の載荷について報告している結果と類似したもものであるが、ここでは明確な折れ曲がりを確認することはできない。図中、TK5の間隙水圧が載荷重に比べ非常に小さなものとなっているが、これは本節の支持力と沈下の項で述べた通りバッグに供給した圧力が完全には地盤に作用しなかったことによるものと考えられる。

Fig.4I-3-2-23はType Ⅱの４つの実験で観測された載荷重強度と間隙水圧の関係を示したものである。Type Ⅱの実験は変位制御による載荷であり、非排水条件を満足させるために６mm/minとかなり大きな速度の貫入を行っている。加えてこれにより地盤が受ける歪速度は非常に大きくなり、結果として初期の荷重の立ち上がりが大きくなる。このためN871,N872では結果として載荷初期の測点が少なくなってしまったが、全体の傾向としてType Ⅱの方がⅠに比べ初期部の間隙水圧は小さく、荷重がある程度作用した後、間隙水圧が急激に上昇する。間隙水圧の上昇後しばらくして破壊の兆候である基礎端部の間隙水圧の低下が発生する。もしこの現象が一般的なものであるならば、間隙水圧の急激な上昇を破壊の前兆現象と捉えることができる。しかしながら、Fig.4I-3-2-22では明確な折れ曲がりは現れてはおらず、また２－４－３で示したように正規圧密粘土では歪速度が増大すると剛性や強度が増加するが、間隙水圧－歪挙動はそれほど変わらないことが分かっており、Type Ⅱの実験のように歪速度の影響がかなりあると考えられる実験結果からだけでは、間隙水

圧の上昇を破壊の前兆現象と断定することはできないように思われる。ただしN872の様にプレロードを受けて過圧密となっている場合には、剛性は歪速度の影響を受けず、弾性域から塑性域への明確な遷移があるので、図に現れた様な間隙水圧の上昇を破壊の前兆として取り扱うことができるものと考えられる。

４Ｉ－４　まとめ

強度が深さと共に直線的に増加する正規圧密粘土地盤の２次元帯荷重による支持力変形特性について、本章（Ｉ）で行った模型実験及び支持力解析により以下の結論を得た。

（１）　荷重強度－沈下曲線における載荷初期の勾配は底面の粗・滑にかかわらず基礎幅の増大と共に大きくなる。底面粗・滑の差は沈下が進むにつれて現れ、滑の場合が粗の場合に比べ小さな沈下量で剛性の低下が著しくなり、結果として滑の基礎が粗なものよりも小さな支持力を与える。

（２）　荷重強度－沈下曲線の後半部はほぼ直線状になり、その勾配は強度増加率が大きい程大きくなる。これは基礎の沈下に伴い変形が強度の大きな地盤深部に及ぶためと考えられる。

（３）　支持力値は、基礎幅Ｂが大きい程、深さ方向の強度増加率ｋが大きいほど大きくなり、これらと地表面強度ｃ０からなる無次元パラメータｋＢ／ｃ０の増大と共に支持力係数Ｎｃが増大する。また底面の粗・滑による支持力の差もｋＢ／ｃ０と共に増大する。

（４）　剛性基礎の底面反力は、載荷初期においては一様な分布を示すが、載荷が進むにつれて外側の反力の増加量が内側におけるより小さくなり、破壊時には端部から中央部に向かって増加する分布形状となる。この端部と中央部の差はｋＢ／ｃ０が大きい程大きくなる。また撓性の基礎から等分布荷重を受けた場合は、中央部に比べ端部で沈下が卓越する。

（５）　強度増加地盤では破壊メカニズムは左右対称なものとなるが、強度一様地盤では非対称な片側滑りが支配的となる。強度一様地盤で荷重強度－沈下曲線の後半部がほぼ水平となるのは、基礎が回転し根入れ効果を生じ難いためであると考えられる。

（６）　破壊時の変形挙動も支持力同様無次元パラメータｋＢ／ｃ０によって規定され、ｋＢ／ｃ０が大きい場合には変形は地盤上部に集中する。

(7) 底面が粗な場合の変形は滑な場合に比して地盤深部迄及び、逆に滑の場合の変形は基礎周辺の浅い領域に集中する。これが前者の支持力及び破壊に至るまでの沈下量が後者より大きくなる理由となっているものと考えられる。

(8) 底面が滑な場合に対してフーチング下の剛体領域の傾角を変数とするHill型破壊メカニズム，粗な場合に対してフーチング下の土クサビと扇形領域の間の２つの剛体の形状を規定する４つの変数を持つPrandtl型破壊メカニズム、を用いて計算した上界値は、精密解に対して最大でも１０％程の誤差内にあり、工学的には充分正しい支持力値を与える。またこれらの値は実験値と良い一致を示す。

(9) 上界値を与える破壊メカニズムは実測した破壊変形形状と良い対応を示す。特に強度増加地盤で対称滑りが支配的となる実験事実が、上界値計算においても確認された。

(10) 荷重増分に対する間隙水圧の増分の比は、載荷初期の弾性域では小さいが、荷重の増加と共に地盤内の歪が増加し、局所的な降伏が起き始める当たりから間隙水圧の発生量が増し、初期部より大きな比で間隙水圧が増加する。基礎直下においては破壊点を過ぎてもその増加傾向は変わらず、基礎端部付近では破壊点辺りから間隙水圧が上昇しなくなる。

II クラスト地盤の支持力・変形特性

4 II－1　はじめに

陸部における海成、湖成粘土地盤には、1－3－3で述べた通り履歴上は正規圧密状態である地盤でも風化、乾燥の作用により表層に大きな強度を持つクラストを有するいわゆるクラスト地盤が多く存在する。クラスト地盤の支持力がクラストを持たない正規圧密地盤に比べ大きくなることは容易に予測でき、過去この種の地盤に関する研究がいくつか行われている。クラスト地盤のように強度分布が複雑になると、その安定性に影響するパラメータの数も増し、それらが互いに関連し合って安定性に影響を及ぼすが、これら多くのパラメータの影響について系統だてて詳細に調べた研究は少ない。また、地盤強度分布が複雑で、模型地盤内にそれを再現することが非常に難しいために、クラスト地盤に関する実験的研究は極端に少なく、パラメータの影響について実験的に考察を行ったのは、恐らくBrown & Meyerhof(1969)の研究のみであろう。しかしここで行われている実験は、上、下層の強度が一様である二層地盤に対する重力場支持力実験であり、軟弱正規圧密粘土地盤の特徴であるクラスト層以深の強度の増加の影響を調べた実験的研究は未だに行われていない。本章では、Fig.1-2-3-6 に示す強度分布をクラスト地盤の強度分布の第一次近似と見なし、この地盤上の剛性基礎の支持力問題について考察を加える。章の前半では、上界値計算による支持力計算の結果を、後半では遠心模型実験の結果について述べる。

4 II－2　クラスト地盤上の剛性基礎の支持力計算

地盤の安定性に関係するパラメータの評価を行うには、まずその抽出から始めなくてはならないが、抽出された多くのパラメータは必ずしも支持力値等の安定性に独立に影響するのではなく、ＮＣ地盤の支持力問題のようにいくつかのパラメータの組み合わせからなるｋＢ/ｃ0のような無次元数として捉えられる場合が多い。

多くのパラメータを含む、いくつかの無次元数によって支持力値を求めることができれば、解析結果を工学的に簡便で有用な支持力図表の形にまとめることが可能となる。本節では、Fig.1-2-3-6 に示す強度分布をクラスト地盤の強度分布の第一次近似と見なし、この地盤上の剛な基礎の支持力問題を４章のＮＣ地盤においてその有効性が確認された上界値計算法を用いて取り扱う。これによって支持力値に影響すると考えられる各パラメータについて調べると共に、これらのパラメータからなる無次元量を用いた支持力図表の作成を行う。

4(Ⅱ)－2－1　クラスト地盤上の剛性基礎の支持力上界値計算

本節ではFig.1-2-3-6 に示すような強度分布を持つクラスト地盤上の剛性基礎の支持力問題を取り扱う。

図に示すような地盤内の強度分布は次式によって表される。即ち、

$$\left.\begin{array}{ll} cu = c1 - \lambda \cdot z & : (z \leqq h) \\ cu = c2 + k \cdot (z - h) & : (z > h) \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots(4\text{Ⅱ}-2-1)$$

ここでλはクラスト部の深さ方向の強度の減少率、kはクラスト以深の正規圧密部の強度の増加率である。この地盤に対し、以下に剛性ブロックタイプ（Mechanism Ⅰ）及びPrandtlタイプ（Mechanism Ⅱ）の二種の破壊メカニズムを用いて上界値計算を行う。

（1）Mechanism Ⅰ：ブロックタイプ

本項ではFig.4Ⅱ-2-1-1のようなα、β、ωの3変数よりなるブロックタイプの破壊メカニズムを考える。尚ここでは異方性を取り込んだ形での支持力上界値を与える関係の誘導を行う。

1）異方性の導入

仮定した異方性の表示式は、堆積後間もない正規圧密粘土地盤ではほぼ妥当と考えられる、次に示すCassagrande&Carrilo(1941) の式である。即ち、

$$cu(\theta) = cuc \cdot r(\theta) \quad \cdots\cdots(4\text{Ⅱ}-2-2)$$

$$r(\theta) = Ks + (1 - Ks)\sin^2\theta \quad \cdots\cdots(4\text{Ⅱ}-2-3)$$

ここでKs は圧縮強度cucと伸張強度cueの比で、θは最大主応力方向と水平線とのなす角である。式(4Ⅱ-2-2) は最大主応力方向と強度の関係を表すが、上界値計算では主応力方向ではなく滑り線の方向を規定するため、式(4Ⅱ-2-2) を滑り線の方向に対する表示式として書き直さなければならない。

いま対象としている滑り線が水平方向から反時計回りに角度ζをなしている時、水平線と最大主応力方向のなす角度θはs_1滑り線，s_2滑り線の場合についてそれぞれ次のように書ける。

$$\left.\begin{array}{ll} s_1\text{線の場合：} & \theta_1 = \zeta - (45^\circ + \phi/2) + 90^\circ \\ s_2\text{線の場合：} & \theta_2 = \zeta - (45^\circ - \phi/2) \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(4\text{Ⅱ}-2-4)$$

ここでϕはダイレーション角であり、（45°+ϕ/2）、（45°-ϕ/2）はθ=90°及びθ=0の場合の滑り線の方向である。上式を(4Ⅱ-2-3)式に代入すると次式が得られる。

$$\left.\begin{array}{ll} s_1\text{線の場合：} & r_1(\zeta)=Ks+(1-Ks)\cos^2\{\zeta-(45°+\phi/2)\} \\ s_2\text{線の場合：} & r_2(\zeta)=Ks+(1-Ks)\sin^2\{\zeta-(45°-\phi/2)\} \end{array}\right\}\cdots\cdots(4Ⅱ-2-5)$$

従って、滑り線上で発揮される非排水せん断強度は次式のようになる。即ち、

$$\left.\begin{array}{ll} s_1\text{線の場合：} & cu_1(\zeta)=cuc\cdot r_1(\zeta) \\ s_2\text{線の場合：} & cu_2(\zeta)=cuc\cdot r_2(\zeta) \end{array}\right\}\cdots\cdots(4Ⅱ-2-6)$$

以上より本解析で用いるζとcuの関係はFig.4Ⅱ-2-1-2のごとく楕円に似たものとなり、cuはその動径となる。またFig.4Ⅱ-2-1-1に示すメカニズムでは滑り線ab、acがs_1線、bc、cdがs_2線となる。

2）上界値計算

本計算においては変形に関し、フーチングは剛であり、荷重Qに対して鉛直下向に土くさびと共にU0の変位増分を生じ、領域Ⅰ、Ⅱは剛体として変位するものと仮定する。この変形の仮定の下での変位のホドグラフはFig.4Ⅱ-2-1-1に示すものとなる。これらの仮定と上述の異方性の関係を用い計算式の誘導を行うが、辺bc部分がクラスト内にある場合とクラスト外にある場合により結果が異なるので、2通りに分けて考えることにする。

各滑り線でのせん断強度τ、長さl、フーチングの鉛直変位U0に対する相対変位δは次の表に示す通りであり、これより各滑り線での内部仕事率△Wを計算する。但し問題の対称性より計算は右半領域についてのみ行う。

slip plane	shear strength	length	displacement
ab	式(4Ⅱ-2-1)	$\dfrac{B}{2\cos\alpha}$	$\dfrac{U0}{\sin\alpha}$
cd		$\dfrac{B\cdot\tan\alpha}{2\cdot\sin\gamma}$	$\dfrac{\sin\beta\cdot U0}{\sin(\gamma+\beta)\tan\alpha}$
bc		$\dfrac{B}{2}\left(1+\dfrac{\tan\alpha}{\tan\beta}\right)$	$\dfrac{U0}{\tan\alpha}$
ac		$\dfrac{B\cdot\tan\alpha}{2\tan\beta}$	$\dfrac{\sin\gamma\cdot U0}{\sin(\gamma+\beta)\tan\alpha}$

i）bc部がクラスト内を通る場合：　$\dfrac{\tan\alpha}{2}<\dfrac{h}{B}$

まず異方性を考えた全内部仕事消散率△Wは次式のようになる。

$$\triangle W=\frac{B\cdot U0}{2}\left\{\left(\frac{c1}{\sin\alpha\cos\alpha}-\frac{\lambda\cdot B}{4}\cdot\frac{1}{\cos^2\alpha}\right)r_1(\alpha)+(c1-\lambda\cdot z)\left(\frac{1}{\tan\alpha}+\frac{1}{\tan\beta}\right)r_2(0)\right.$$

$$+\left(\frac{c1\cdot\sin\omega}{\sin(\beta+\omega)\sin\beta}-\frac{\lambda\cdot B}{4}\cdot\frac{\sin\omega\tan\alpha}{\sin(\beta+\omega)\sin\beta}\right)r_1(\pi-\beta)$$

$$\left.+\left(\frac{c1\cdot\sin\beta}{\sin(\beta+\omega)\sin\omega}-\frac{\lambda\cdot B}{4}\cdot\frac{\sin\beta\tan\alpha}{\sin(\beta+\omega)\sin\omega}\right)r_2(\omega)\right\}\qquad\cdots\cdots(4\text{II}-2-7)$$

また、フーチングがU0だけ鉛直変位することで外力qB/2 がなす外部仕事率△Eは次のようになる。即ち、

$$\triangle E=\frac{qB}{2}U0\qquad\cdots\cdots(4\text{II}-3-8)$$

外部仕事率と内部仕事率を等値させ、両辺に2/(c1・B・U0)を乗ずることによって、支持力係数Nc1(=qu/c1)は次式で与えられる。即ち、

$$Nc1=\left(\frac{c1}{\sin\alpha\cos\alpha}\ \frac{\lambda\cdot B}{4\ c1}\ \frac{1}{\cos^2\alpha}\right)r_1(\alpha)+\left(1-\frac{\lambda\cdot B}{2\ c1}\tan\alpha\right)\cdot\left(\frac{1}{\tan\alpha}+\frac{1}{\tan\beta}\right)r_2(0)$$

$$+\left(\frac{\sin\omega}{\sin(\beta+\omega)\sin\beta}-\frac{\lambda\cdot B}{4\ c1}\cdot\frac{\sin\omega\tan\alpha}{\sin(\beta+\omega)\sin\beta}\right)r_1(\pi-\beta)$$

$$+\left(\frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\omega)\sin\omega}-\frac{\lambda\cdot B}{4\ c1}\cdot\frac{\sin\beta\tan\alpha}{\sin(\beta+\omega)\sin\omega}\right)r_2(\omega)\qquad\cdots\cdots\cdots\cdots(4\text{II}-3-9)$$

ii) bc部がクラスト外を通る場合： $\frac{\tan\alpha}{2}<\frac{h}{B}$

bc部がクラスト下を通る場合は、内部消散率を求め、式(4II-3-8) の外部仕事率と等値させることにより以下のNc1についての式を得る。即ち、

$$Nc1=A(Mab+Mac+Mcd)+\left(\frac{c2}{c1}+\frac{kB}{2\ c1}\tan\alpha-\frac{kh}{c1}\right)\left(\frac{1}{\tan\alpha}+\frac{1}{\tan\beta}\right)r_2(0)$$

$$\cdots\cdots(4\text{II}-2-10)$$

ここにMab、Mac、Mcd、Aはそれぞれ

$$\left.\begin{aligned}Mab&=\frac{1}{\sin^2\alpha}r_1(\alpha)\\Mac&=\frac{\sin\omega}{\sin(\beta+\omega)\tan\alpha\sin\beta}r_1(\pi-\beta)\\Mcd&=\frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\omega)\tan\alpha\sin\omega}r_2(\omega)\end{aligned}\right\}\qquad\cdots\cdots(4\text{II}-2-11)$$

$$A=\frac{h}{B}\left(2-\frac{\lambda h}{c1}\right)+\frac{c2}{c1}\left(\tan\alpha-2\frac{h}{B}\right)+\frac{kB}{4\ c1}\tan^2\alpha-\frac{kh}{c1}\tan\alpha+\frac{h}{B}\cdot\frac{kh}{c1}\qquad\cdots\cdots(4\text{II}-2-12)$$

式(4Ⅱ-2-9,10)で表されるNc1は、α、β、ωの他はh/B, c2/c1, λh/c1, kB/c1, kh/c1の五つの無次元数によって支配されている。ここで後半の3つの無次元数は以下のように書き換えることができる。即ち、

$$\left.\begin{aligned}\frac{\lambda h}{c1} &= \frac{c1-c2}{h}\cdot\frac{h}{c1} = 1-\frac{c2}{c1}\\ \frac{kB}{c1} &= m\frac{c2}{h}\cdot\frac{B}{c1} = m\frac{B}{h}\cdot\frac{c2}{c1}\\ \frac{kh}{c1} &= m\frac{c2}{h}\cdot\frac{h}{c1} = m\frac{c2}{c1}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(4Ⅱ-2-13)$$

ここでmは、

$$m = \frac{k}{c2/h} \quad \cdots\cdots(4Ⅱ-2-14)$$

これはクラスト部の強度（特にc2）に対する正規圧密部の強度勾配の相対的な大きさを表すパラメータであり、例えば表面強度c0が零の理想的な正規圧密地盤が表層クラスト部のみ大きな強度を持った場合、m＝1.0となる。式(4Ⅱ-2-9～14)より、クラスト地盤の支持力係数Nc1は三つの無次元量、h/B、c2/c1、mによって決まることがわかる。尚、支持力値をクラスト下部の強度c2で除した場合の支持力係数はNc1にc1/c2を乗ずることにより求まる。

（2）Mechanism Ⅱ：Prandtlタイプ

（1）ではその扱い易さのためにブロックタイプのメカニズムを仮定したが、これは土塊がすべて剛体として変位すると仮定したものであり、現実のメカニズムは土くさびから受働域の間に過渡域が存在するものと考えられる。そこでここではFig.4Ⅱ-2-1-3に示すα、β、ωの3変数を持つPrandtl typeのメカニズムを仮定し、これについて上界値計算を行う。変位の仮定は滑り線deの水平面に対する傾きωを変数としたこと以外は正規圧密地盤・底面粗のMechanism Ⅰと同じであり、変位のホドグラフはFig.4Ⅱ-2-1-3に示すものとなる。計算は滑り線とクラスト下部境界面の相対的位置関係によっていくつかの場合に分けて行う。Fig.4Ⅱ-2-1-3に示す各点の深さをzで表すと、場合分けしなくてはならない位置関係及びそれぞれの場合のh/Bと三変数との関係は以下のようになる。即ち、

Case Ⅰ　$zg < h$　　$\dfrac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\alpha} < \dfrac{2h}{B}$

Case II　$z_c < h < z_g$　$\dfrac{\sin(\alpha+\beta)\cos\beta}{\cos\alpha} < \dfrac{2h}{B} < \dfrac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\alpha}$

and

$z_d < h$　$\dfrac{\sin(\alpha+\beta)\cos\omega}{\cos\alpha} < \dfrac{2h}{B}$

Case III　$z_b < h < z_c$　$\tan\alpha < \dfrac{2h}{B} < \dfrac{\sin(\alpha+\beta)\cos\beta}{\cos\alpha}$

and

$z_d < h$　$\dfrac{\sin(\alpha+\beta)\cos\omega}{\cos\alpha} < \dfrac{2h}{B}$

Case IV　$z_d < h < z_b$　$\dfrac{\sin(\alpha+\beta)\sin\omega}{\cos\alpha} < \dfrac{2h}{B} < \tan\alpha$

Case V　$z_b < h < z_d < z_c$　$\tan\alpha < \dfrac{2h}{B} < \dfrac{\sin(\alpha+\beta)\sin\omega}{\cos\alpha}$

Case VI　$h < z_d$　$\dfrac{2h}{B} < \dfrac{\sin(\alpha+\beta)\sin\omega}{\cos\alpha}$

and

$h < z_b$　$\dfrac{2h}{B} < \tan\alpha$

……(4 II -2-15)

滑り面の長さや速度は正規地盤についての底面粗のMechanism I と同じであり、深さ方向の強度分布は(4 II -2-1) 式にて表される。これらを用いて上記のケースに対する上界値計算を行うと、支持力係数 N_{c1} ($= q_u/c_1$) は以下の式で表すことができる。即ち、

$$N_{c1} = \frac{q}{c_1} = A_0 - \frac{\lambda B}{4c_1}A_1 + \frac{c_1 + c_2}{c_1}\left(\frac{h}{B}\right)A_2 + \frac{c_2 - kh}{c_1}A_3 + \frac{kB}{4c_1}A_4$$

……(4 II -2-16)

ここでA0～A4は各ケースによって変わり、以下

Case I

$$\left.\begin{aligned}
A0 &= \frac{2}{\tan(\alpha+\beta)} + \tan\alpha + (\pi - 2\omega + 2\beta) + \tan\omega \\
A1 &= \frac{\cos\beta\sin\alpha}{\cos^2\alpha\sin(\alpha+\beta)} + \frac{\sin(\alpha+\beta)\cos\beta + \sin\alpha}{\cos\alpha\tan(\alpha+\beta)} + \frac{3\sin(\alpha+\beta)(\cos\omega+\sin\beta)}{\cos\alpha} \\
&\qquad + \frac{\sin(\alpha+\beta)\sin^2\omega}{\cos\alpha\cos\omega} \\
A2 &= A3 = A4 = 0
\end{aligned}\right\}$$

・・・・・・・・・・(4Ⅱ-2-17-i)

Case Ⅱ

$$\left.\begin{aligned}
A0 &= \frac{\cos\beta}{\tan(\alpha+\beta)} + \tan\alpha + \frac{1}{\tan(\alpha+\beta)} + (\pi - 2\omega + 2\beta - 4\beta') + \tan\omega \\
A1 &= \frac{\cos\beta\sin\alpha}{\cos^2\alpha\sin(\alpha+\beta)} + \frac{\sin(\alpha+\beta)\cos\beta + \sin\alpha}{\cos\alpha\sin\beta\tan(\alpha+\beta)} + \frac{\sin(\alpha+\beta)\sin^2\omega}{\cos\alpha\cos\omega} \\
&\qquad + \frac{3\sin(\alpha+\beta)}{\cos\alpha}(\cos\omega + \sin\beta - 2\sin\beta') \\
A2 &= \frac{2\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)} f(\beta') \\
A3 &= 4\left(\beta' - \frac{h}{B}\cdot\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)} f(\beta')\right) \\
A4 &= 6\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\alpha}\sin\beta - 8\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)} f(\beta')
\end{aligned}\right\}$$

・・・・・・(4Ⅱ-2-17-ii)

Case Ⅲ

$$\left.\begin{aligned}
A0 &= \frac{\cos\beta}{\tan(\alpha+\beta)} + \tan\alpha + \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\sin\beta}\left\{2\left(\frac{h}{B}\right) - \tan\alpha\right\} \\
&\qquad + \tan\omega + (\pi - 2\omega - 2\beta') \\
A1 &= \frac{\cos\beta\sin\alpha}{\cos^2\alpha\sin(\alpha+\beta)} + \left(4\frac{\left(\frac{h}{B}\right)^2}{\sin\beta} - \frac{\tan^2\alpha}{\sin\beta}\right)\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)} \\
&\qquad + \frac{\sin(\alpha+\beta)\sin^2\omega}{\cos\alpha\cos\omega} + 3\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\alpha}(\cos\omega - \sin\beta') \\
A2 &= \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}\left(f(\beta') + f(\beta)\right)
\end{aligned}\right\}$$

$$A3=\frac{\cos\beta}{\sin\beta}-2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\sin\beta}+2(\beta+\beta')$$

$$-2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}\left(f(\beta)+f(\beta')\right)$$

$$A4=\frac{\cos^2\beta\sin(\alpha+\beta)}{\cos\alpha\sin\beta}-4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\sin\beta}+3\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\alpha}(\sin\beta'+\sin\beta)$$

$$-4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}\left(f(\beta)+f(\beta')\right)$$

$$\cdots\cdots\cdots(4\text{II}-2-17-\text{iii})$$

CaseⅣ

$$A0=2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)\sin\alpha}+\tan\omega+(\pi-2\omega-2\beta')$$

$$A1=4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)\sin\alpha}+\frac{\sin(\alpha+\beta)\sin^2\omega}{\cos\alpha\cos\omega}+3\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\alpha}(\cos\omega-\sin\beta')$$

$$A2=\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}(f(\beta)+f(\beta'))$$

$$A3=\frac{\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)\cos\alpha}-2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)\sin\alpha}+\frac{\cos\beta}{\sin\beta}-\frac{\sin\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\sin\beta}$$

$$+2(\beta+\beta')-2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}(f(\beta)+f(\beta'))$$

$$A4=\frac{\cos\beta\sin\alpha}{\cos^2\alpha\sin(\alpha+\beta)}-4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)\sin\alpha}+\frac{\sin(\alpha+\beta)\cos^2\beta}{\cos\alpha\sin\beta}$$

$$-\frac{\sin^2\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cos\alpha\sin\beta}+3\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\alpha}(\sin\beta'+\sin\beta)$$

$$-4k\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}\left(f(\beta)+f(\beta')\right)$$

$$\cdots\cdots(4\text{II}-2-17-\text{iv})$$

CaseⅤ

$$A0=\frac{\cos\beta}{\tan(\alpha+\beta)}+\tan\alpha+\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\sin\beta}\left\{2\left(\frac{h}{B}\right)-\tan\alpha\right\}$$

$$+2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cos\omega}$$

$$A1=\frac{\cos\beta\sin\alpha}{\cos^2\alpha\sin(\alpha+\beta)}+4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cos\omega}+\left\{4\left(\frac{h}{B}\right)^2-\tan^2\alpha\right\}\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\sin\beta}$$

$$A2=\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}\left(f(\beta)+f\left(\frac{\pi}{2}-\omega\right)\right)$$

$$A3=-2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\sin\beta}+\frac{\cos\beta}{\sin\beta}+\tan\omega-2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cos\omega}$$
$$+(\pi-2\omega+2\beta)-2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}\left(f(\beta)+f\left(\frac{\pi}{2}-\omega\right)\right)$$

$$A4=\frac{\sin(\alpha+\beta)\cos^2\beta}{\cos\alpha\sin\beta}-4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\sin\beta}+\frac{\sin(\alpha+\beta)\sin\omega\tan\omega}{\cos\alpha}$$
$$-4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cos\omega}+3\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\alpha}(\cos\omega+\sin\beta)$$
$$-4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}\left(f(\beta)+f\left(\frac{\pi}{2}-\omega\right)\right)$$

……(4Ⅱ-2-17-v)

Case Ⅵ

$$A0=2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\omega}{\sin(\alpha+\beta)\sin\alpha}+2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cos\omega}$$

$$A1=4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)\sin\alpha}+4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cos\omega}$$

$$A2=\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}\left(f(\beta)+f\left(\frac{\pi}{2}-\omega\right)\right)$$

$$A3=\frac{\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)\cos\alpha}-2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)\sin\alpha}+\frac{\cos\beta}{\sin\beta}-\frac{\sin\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\sin\beta}+\tan\omega$$
$$-2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cos\omega}+(\pi-2\omega+2\beta)$$
$$-2\left(\frac{h}{B}\right)\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}\left(f(\beta)+f\left(\frac{\pi}{2}-\omega\right)\right)$$

$$A4=\frac{\sin\alpha\cos\beta}{\cos^2\alpha\sin(\alpha+\beta)}-4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)\sin\alpha}+\frac{\sin(\alpha+\beta)\cos^2\beta}{\cos\alpha\sin\beta}$$
$$+\frac{\sin(\alpha+\beta)\sin\omega\tan\omega}{\cos\alpha}-4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cos\omega}+3\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\alpha}(\cos\omega+\sin\beta)$$
$$-4\left(\frac{h}{B}\right)^2\frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}\left(f(\beta)+f\left(\frac{\pi}{2}-\omega\right)\right)-\frac{\sin^2\alpha}{\sin(\alpha+\beta)\cos\alpha\sin\beta}$$

……(4Ⅱ-2-17-vi)

ここで式中の関数ｆは次式で表される。

$$f(\theta)=\ln\left(1+\tan\frac{\theta}{2}\right)-\ln\left(1-\tan\frac{\theta}{2}\right) \qquad \cdots\cdots\cdots(4\text{II}-2-18)$$

式(4Ⅱ-2-16～18)より、Prandtlタイプのメカニズムにより求まるクラスト地盤の支持力係数は、三変数の他にｈ/Ｂ、ｃ2/ｃ1、λＢ/ｃ1、ｋｈ/ｃ1、ｋＢ/ｃ1によって表され、（１）のブロックタイプと同様、(4Ⅱ-2-13)式よりＮc1はｈ/Ｂ、ｃ2/ｃ1、ｍの三つの無次元量によって決まることがわかる。

（３）計算結果、支持力図表

前項において２種の破壊のメカニズムに対し支持力上界式を導き、クラスト地盤の支持力は、ｈ/Ｂ、ｃ2/ｃ1、ｍの三つの無次元量によって決まることを示した。本節では実際にこれらの上界値計算を行い、クラスト地盤の支持力特性について検討するとともに、上記の無次元量をパラメータとした支持力図表を作成する。

１）異方性の影響について

前項の（１）では剛性基礎による載荷を受けるクラスト地盤の破壊のメカニズムとして、ブロックタイプのメカニズムを仮定して、Casagrandeタイプ(Casagrande & Carrillo,1941)の強度異方性を考慮した支持力上界式を導いた。Table 4Ⅱ-2-1-1は、４Ⅱ－３で後述するクラスト地盤の支持力実験での載荷条件について行ったブロックタイプによる上界計算の結果である。各実験毎の欄の上段は地盤を等方材料と仮定した場合の計算結果であり、下段は２－４で述べたM-20の平面歪条件における正規圧密供試体の強度異方性、即ち主働強度に対する受働強度の比m'=0.714を用いた結果である。表に示すＮc1'は主働、受働の平均強度と主働強度の比(1.714/2)を等方材料についてのＮc1に乗じた補正Ｎc値である。尚、Ｎc1値は支持力を地表面部の主働強度で除したものである。異方性を考慮した上界式より求めた支持力係数Ｎc1は、等方材料に対する係数を平均強度補正したものとほぼ一致した。これは支持力を算定する場合、厳密に強度異方性を計算式に取り入れなくても、主働、受働もしくは圧縮、伸張強度の平均値を用いれば、強度異方性を考慮した支持力を評価し得ることを意味している。異方性を取り入れた各種安定計算の結果は異方性のタイプ及び載荷条件に大きく依存する。上述の結果は表面載荷に対するものであり、異方性のタイプとしてはCasagrandeタイプを仮定している。１－２でも示したように、本研究で対象としている堆積後間もない正規圧密粘性土は、粘土粒子の配向性、即ち構造異方性が余り顕著でなく、Cassagrandeタイプの異方性によりかなり精度良くその強度異方性を表現できることが分かっている。従って、

上述の平均強度を用いる方法はこの種の粘性土に対しては十分正確なものであり、これにより(2-5-1)式に含まれる強度異方性についての補正係数の算定法の妥当性を確認することができる。

2）基礎幅とクラスト厚さの比、強度比ｃ1/ｃ2の影響

Fig.4Ⅱ-2-1-4は等方性材料に対するブロックタイプ及びPrandtlタイプの２つのメカニズムについての計算結果である。図の横軸はＢ/ｈ、縦軸は極限支持力をクラスト下面の強度ｃ1で除した支持力係数Ｎc2であり、１～６のｃ1/ｃ2に対するm=1.0、m=0.2の場合についての結果を示している。クラスト地盤の支持力係数としては、Ｎc2とTable 4Ⅱ-2-2-1に示すクラスト上面強度ｃ1に着目したＮc1があるが、ｃ1のｃ2に対する比ｃ1/ｃ2をパラメータとして用いているため、ｃ1自体も一種の変数となり、支持力値と支持力係数を直接対応づけるための支持力係数にはＮc1は適当ではないので、ここでは支持力係数としてＮc2を用いた。支持力値はＢ/ｈによって大きく変化し、その変化傾向は以下の如くになる。即ち、

i）Ｂ/ｈが小さい場合、Ｂ/ｈの増加、即ちクラスト厚に対する載荷幅の増加に伴い、支持力係数は著しく低下する。その低下傾向はｃ1/ｃ2が大きいほど著しいが、Ｂ/ｈが２程度まではｍによる差は余りない。

ii）Ｂ/ｈが２を越えさらに増加すると、Ｎc2が増大し始める。Ｂ/ｈが小さな場合と異なり、この増大傾向はｍが大きな場合に顕著となる。ｃ1/ｃ2による差はそれほど大きくない。

このＢ/ｈによる支持力値の変化は、クラスト部の影響が卓越するＢ/ｈからクラスト以深の強度増加地盤の影響が卓越するＢ/ｈへの推移の中で起きていると考えられる。つまり、クラスト厚さに比べ基礎幅が小さい場合、滑り、変形はクラスト上部の強度が非常に大きな領域で起きるが、基礎幅が相対的に大きくなると滑り領域はクラスト下部の強度の小さな領域まで及ぶようになり、滑り面上で発揮されるせん断抵抗力の平均値は低下する。当然このＢ/ｈの範囲では、ｃ1とｃ2の相対的な差が大きな程、この低下傾向は大きくなるが、Ｂ/ｈ=1程度で滑りの大部分がクラスト部で起きている間は、クラスト以深の地盤特性を表すｍは支持力値にほとんど影響しない。これに対し、基礎幅が増し、滑りのかなりの部分がクラスト以深の強度増加部で起きるようになると、４Ｉで示した強度増加地盤の支持力特性が顕著に現れ、地盤の強度増加率ｋと関係するｍと幅Ｂが大きいほど、ｋＢ/ｃ1が大きくなり支持力が増加する。

Fig.4Ⅱ-2-1-4よりPrandtlタイプがブロックタイプより小さな支持力係数を与えることが分かる。この差はＢ/ｈが小さなところで大きく、Ｂ/ｈの増加と共に減少しｃ1/ｃ2が3.0以上ではＢ/ｈが0.8前後で両者の差がなくなる。これ以上の値では再びブロックタイプの解が

大きくなり、B/hの増加と共にその差は増大していく。これよりクラスト地盤の支持力値の評価にはブロックタイプよりPrandtlタイプのメカニズムが適していることが分かる。両メカニズムからの解がほぼ等しくなるB/h=0.8前後は、前述のクラスト部の滑りが卓越する領域と強度増加部の滑りの影響が大きく現れる領域の境界領域であり、このようなB/hの領域に対してより小さな支持力上界値を与えるメカニズムとして、ブロックタイプとPrandtlタイプの中間的なものが存在するものと推測できる。

Fig.4Ⅱ-2-1-5は、Prandtlタイプのメカニズムについての上界値計算より得られたm=1.0、0.2の場合の数種のB/hに対するc1/c2と支持力係数Nc2の関係である。c1/c2の増加に伴い支持力値が著しく増加し、この増加傾向はB/h並びにmによってかなり異なると言う前述の結論を確認することができる。

3）既往の研究との比較

Davis & Booker(1973a)は、表面強度c0が零の理想的なNC地盤の表層に強度が一様（c1=c2）なクラストが形成された場合に相当する、Fig.4Ⅱ-2-1-6に示す強度分布を持つ地盤の支持力を滑り線解析により求め、補正係数Frを用いて支持力係数Nc2を

$$Nc2 = qu/c2 = Fr\left[2 + \pi + \frac{1}{4}\cdot\frac{B}{h}\right] \qquad \cdots\cdot(4Ⅱ\text{-}2\text{-}19)$$

のごとくに表した。Fig.4Ⅱ-2-1-6にPrandtlタイプのメカニズムを用いて求めたFrとkB/c2の関係を、Davis & Booker(1973)の求めた結果と共に示してある。kB/c2が小さい内は滑りは一様強度のクラスト内部のみで起こるため、上界値によっても支持力値の正解(2+π)c2が得られるため両者に差はない。kB/c2が増し、下部の強度増加地盤内での滑り域がクラスト部のそれに比べ相対的に増加するに従い、上界値によるFrとDavis & BookerによるFrに差が現れ、前者が後者より大きくなり、kB/c2が20から50の間で20%ほど大きくなる。しかしながら実際問題において遭遇するkB/c2の範囲はそれほど大きくなく、例えば最大基礎幅10m、クラスト厚2m以上とすると、kB/c2の値は最大で5程度となり、この範囲では両者の差は10%以内となり、それ程大きな値とはならない。

Button(1953)は、Fig.4Ⅱ-2-1-7に示す下部層の強度が一様（k=0）なクラスト地盤についての支持力計算を円弧滑り法を用いて行い、同図に示すような数種のh/Bについてのc2/c1と支持力係数（Nc1）の関係を与えた。この図にPrandtlタイプの上界値計算結果を併記してみると、c2/c1が0.3以上（c1/c2が3以下）では上界値がButtonの解より小さくなり、c2/c1の増加に伴いその差が著しくなる。強度増加NC地盤の支持力値の評価において見られた、Prandtlタイプのメカニズムの円弧滑りタイプに対する優位性を、下部層の強度が一様なクラスト地盤の支持力評価においても確認することができる。

4）クラスト地盤の支持力図表

2）で示した上界値計算結果の妥当性、及びFig.4Ⅱ-2-2-3、4に示す既往の解析例との比較より判断して、今回行ったPrandtlタイプメカニズムに基づく上界値計算はクラスト地盤の支持力をある程度合理的に評価できものと結論できる。そこで上界値計算により、簡便なクラストの支持力評価を目的とした支持力図表（Fig.4Ⅱ-2-1-8)の作成を行った。クラスト地盤の支持力図表は、(4Ⅱ-2-19)式に類似した支持力係数Nc2についての次式

$$Nc2 = qu/c2 = Fr\,[\,2 + \pi + B/(4h)\,] \qquad \cdots\cdot(4Ⅱ\text{-}2\text{-}20)$$

の中に含まれるFrとB/hの関係を与えている。従って、地盤条件より(4Ⅱ-2-14)式により求まるmの図表から、地盤のc1/c2における所定のB/hでのFrを求めれば、(4Ⅱ-2-20)式よりクラスト地盤の支持力を算定することができる。またこの支持力図表からもクラスト地盤の支持力がc1/c2、B/h、mの3つの無次元パラメータによって大きく変化し、B/hが小さい場合はc1/c2が、B/hが大きくなるとmの影響が支配的になることを確認することができる。

4 Ⅱ－3 クラスト地盤の遠心模型支持力実験

3－3において、重力場におけるクラスト部の段階的な圧密と遠心圧密とを組み合わせる方法により、クラスト部では深さ方向に強度が減少し、クラスト以深では強度が増加するFig.1-2-3-6に示すような強度分布を有するクラスト地盤の作成が可能となることを示した。本節では、3－3－3においてその強度分布を評価した模型クラスト地盤に対して行った遠心模型支持力実験について述べる。実験では、6種類の地盤に対して数種の幅の異なる剛性基礎を用いて載荷を行い、クラスト地盤の支持力・変形特性について調べ、クラスト地盤の地盤条件や基礎幅等の載荷条件が支持力、変形挙動に及ぼす影響について考察する。また、4Ⅱ－2で示した支持力上界値計算結果との比較を行い、同法の妥当性についても検討する。

4 Ⅱ－3－1 実験条件、実験方法

（1）実験条件

クラスト地盤の支持力特性に影響すると考えられるパラメータとして、クラスト強度を表すc1、c2、クラスト厚さh、クラスト以深の地盤における深さ方向の強度増加率k、基礎幅B、クラスト層以深の軟弱な粘土層の厚さ等を挙げることができる。本実験では特にc1、c2の比c1/c2、クラスト厚さと基礎幅の比h/Bに着目し、これらを構成するパラメータを数種変えた実験を行った。これらのパラメータの内、c1、c2、hは地盤の強度分布を決める条件であり、これら3つのパラメータについてTable 3-3-3-1に示す値を有する計6種の地盤に対して、基礎幅Bが3，5，8cmの3種の剛性フーチングを用いて計15回の載荷実験を行った。Table 3-3-3-1にまとめてある各実験コード毎の地盤条件は、3－3－3で行った含水比からの評価に基づいて決定したものである。表に示すごとく本実験で作成した地盤のc1/c2の範囲は1.0から5.5であり、h/Bは0.33から1.12の範囲で変化している。Table4Ⅱ-3-1-1に示す地盤のm（＝k・h/c2）は、C-1～A地盤を除いてすべての地盤でほぼ1.0であるが、C-3地盤は下部層の遠心圧密時の圧密度が低かったためkが他と比べ小さく、mが0.67と若干小さめとなっている。逆にA地盤の場合クラスト部の強度（c2）が小さくなっているため、mの値が大きくなった。

（2）実験方法

Fig.3-3-1-1のフローチャートに示す通り、模型地盤の遠心圧密終了後、遠心装置を停止すること無く、圧密時と同じく100gの遠心加速度の下でFig.3-3-1-5に示す載荷システム

を用いて載荷実験を行った。ＮＣ地盤の支持力実験では遠心圧密時、フーチングを地盤表面に設置し、フーチングからの荷重強度と同じ荷重強度を与えるサーチャージを地盤表面に付与したが、クラスト地盤の場合、アルミ製の剛なフーチングを貫入ジャッキ先端に剛結した状態で遠心圧密を行っており、地盤表面にはサーチャージは付与されていない。従って、地盤表面の有効応力がゼロの状態で載荷を行っていることになる。また載荷は変位制御方式で行い、この時の貫入速度はＮＣ地盤のType Ⅱの実験と同様の６mm/minである。

載荷中、ロードセルによりフーチング荷重を，L.V.D.T.によりジャッキの貫入量即ち沈下量を，小型間隙水圧計により地盤内間隙水圧を，写真撮影により地盤内変位を観測した。実験方法の詳細については、池田(1981)、萩原(1981)、石沢(1989)に記されている。

４Ⅱ－３－２実験結果及び考察

（１）支持力特性

１）荷重沈下挙動

載荷試験結果の検討は、支持力値の測定値に影響する次の3つの点について行った。

① フーチング及び地盤と容器壁面との摩擦

模型地盤作成に際し、容器壁面及び観測用レキサンシートにはウォーターポンプグリース、シリコンオイルを十分に塗布し、また、フーチング端面にもシリコンオイルを十分塗りつけ、壁面摩擦の低減を計った。Mair(1979)は粘土地盤内のトンネルに関する遠心模型実験において、ウォーターポンプグリースが十分な摩擦低減効果を有していることを示している。これらによっても、完全に摩擦をなくすことはできないが、かなりの効果は期待できる。尚、壁面摩擦の影響の定量的な評価は現時点では不可能であるため、ここでは壁面摩擦についての支持力値の補正は行っていない。

② フーチングに作用する浮力

載荷直前にフーチングは完全には水没していないので、ロードセルの測定値にはフーチングに作用する浮力の増分も含まれている。そこで、測定支持力値からこの浮力分を差し引くことにより浮力の補正を行った。100ｇの下での実験であるためこの補正量は10mmの沈下に対して9.8kPaとなる。

③ 根入れ効果

飽和粘土に対するTerzaghi & Peck(1967)の支持力公式によると、根入れｄを持つ基礎の極限支持力は表面載荷の支持力に粘土の有効単位体積重量とｄの積を加えたものとなる。したがって、基礎の貫入に伴いこの根入れ効果が現れることになる。予備実験においてＮ

C地盤に比べクラスト地盤で破壊時の沈下量が大きかったので、この根入れ効果について検討したが、各ケースについて破壊時沈下量をＳｆとしたときに、表層の γ'とＳｆの積は、全てのケースでｑｕの数パーセントであったことから根入れ効果は無視できるものとみなし、その補正は行わなかった。

クラスト地盤の一連の支持力実験は、クラスト地盤の力学性状に及ぼすクラスト強度の影響、すなわち表層強度ｃ1とクラスト底面での強度ｃ2との比ｃ1/ｃ2に着目した実験と、基礎幅Ｂに対するクラスト厚hの比ｈ/Ｂに着目した実験の二つの部分に大別できる。そこでFig.4Ⅱ-3-2-1に示す実験から得られた荷重－沈下曲線について、上記の二つのパラメータに着目しつつ考察を進めて行く。

Fig.4Ⅱ-3-2-1(a)に示した荷重強度－沈下曲線は、Ａ地盤、C-1地盤、C-2地盤に対する実験より得られたものであり、TH-6を除くとすべて基礎幅５cmの載荷試験結果である。この図でｃ1/ｃ2の影響について注目し、ｃ1/ｃ2=1.0即ち表層強度ｃ1とクラスト下端の強度ｃ2が等しいTH-4を、本実験における規準と考えれば次のようなことが分かる。即ち、ｃ1/ｃ2が増大するにつれてｑｕの値は増大しており、クラストの存在ならびにその強度の増大により支持力が増加する。また曲線の形状の特徴として、ｃ1/ｃ2の増加につれて曲線の初期勾配が増大し、曲線のピーク値も明確に現れてくることがわかる。さらにｑｕを与える基礎の沈下量も大きくなる。これらのことより、クラスト内の強度分布は極限支持力に大きな影響を及ぼし、また初期の曲線形状やｑｕを与える基礎の沈下量にも影響を及ぼしていることが結論できる。

Fig.4Ⅱ-3-2-1(b)はC-3地盤についての実験より得られた荷重-沈下曲線を示している。この実験ではクラスト厚ｈが26mmのC-3地盤に対し、幅30mm、50mm、80mmの基礎を用いて載荷を行っており、この図よりｈ/Ｂの支持力値に及ぼす影響をうかがい知ることができる。Ｂの減少、即ちｈ/Ｂの増大に伴い、極限支持力ｑｕは増大する。強度が直線的に増加するＮＣ地盤の支持力は、一般に基礎幅Ｂが増大するにつれて増大するが、本実験結果はそれと大きく異なっており、クラストを有する地盤の支持力特性が一般的な正規圧密地盤のそれとはかなり違うものであることを示唆している。また曲線形状の特徴としてｈ/Ｂの増加につれて、曲線の初期接線弾性係数が増大し、曲線のピーク値も明確に現れてくることが上げられる。

Fig.4Ⅱ-3-2-1(c),(d)は、C4地盤とC5地盤に対する基礎幅をそれぞれ30mm、80mm、及び30mm、50mm、80mmと変化させた載荷試験における、支持力に対するｈ/Ｂの影響を示している。Fig.4Ⅱ-3-2-1(c)におけるC-4地盤についてのＢ=30mmとＢ=80mmの曲線を比べると、２回行ったＢ=30mmのケースで若干ばらつきはあるものの、(b)のC-3地盤の実験結果と同様、基礎幅の小さいものが大きな極限支持力を与えていることがわかる。また、曲線の初期勾

配についても同様の傾向がみられる。尚、CR-1については、遠心模型実験装置に容器を搭載する際に容器前面のレキサンシートを新しいものに変えたため、若干粘土とレキサンシートとの間にすきまができてしまい、そこを水が流れる形で遠心圧密が進行してしまった。このため十分な強度を有する地盤が作製できず、小さな支持力となったものと思われる。Fig.4Ⅱ-3-2-1(d)のC-5地盤については、B=50mmとB=80mmの荷重－沈下曲線の全体的形状はほとんど変わらないが、B=80mmの方がB=50mmの場合に比べて初期勾配が若干大きくなっている。B=30mmについては、他の2ケースより大きな支持力を与えるものと予測していたが、逆にかなり小さなものとなってしまった。原因を特定することはできないが、遠心圧密中にフーチング付近にクラックが発生したことがその一つと考えられる。この実験ではサーチャージが無いため、表層付近でクラックが発生しやすい。また、剛な基礎の貫入にともない基礎周辺の土が地盤中に引きずり込まれる状態となり、サーチャージがなく、しかも表層の強度・剛性が大きなクラスト地盤の場合、その部分に引張り応力が生じ、Photo.4Ⅱ-3-2-1に見られるような大きなクラックが発生する。B=30mmの場合は基礎幅が狭いだけクラックの影響が大きく出たものと推測できる。

Fig.4Ⅱ-3-2-1全体を通して、クラスト強度が大きいほど、また基礎幅が小さいものほど荷重－沈下曲線にピークが明確に現れることが分かる。このピーク発生の主な原因として、フーチング周辺に発生するクラックが挙げられ、これによりクラスト部で発揮されるせん断抵抗力が低下することになる。このためにクラック発生前にクラスト部に発揮されていた強度が大きなケースや、すべり全体に対するクラスト部でのすべりの割合が大きいBが小さなケースではクラック発生の影響が強く現れるものと考えられる。

2）極限支持力

上述のごとくクラスト地盤の荷重－沈下曲線は、地盤や載荷条件によって異なったものとなり、一つの定義で破壊点を決めることはできない。そこで荷重－沈下曲線の形状により以下のように破壊点を定義した。即ち、曲線がピークを持てばそのピークを、荷重がある点から一定になれば一定になる最初の点を、荷重がある点から一定勾配で増大するならば、一定勾配になる最初の点を破壊点とした。この方法により求めた極限支持力値ｑu及び支持力係数Ｎc1、Ｎc2をTable 4Ⅱ-3-2-1にまとめて示した。表にはTable 3-3-3-1に示した三軸Ｋ0圧密非排水圧縮強度に対応するｃ1に対し、(2-5-1)式により強度異方性、平面歪条件及び歪速度に関する補正を行った強度及び強度異方性、平面歪条件の補正のみ行った強度、並びにこれらから求めたＮc1、Ｎc2を示してある。尚、破壊時の最大せん断歪が約15％（Fig.4Ⅱ-3-2-5）、破壊までの時間が40～80secであったことより、歪速度の補正係数ｎｒを1.19とした。強度異方性、平面歪条件に関する係数ｎａ、ｎｐがそれぞれ0.86,1.05

であるので、前者の補正による強度は三軸強度の1.07倍となり、後者では0.9倍となる。ここで、歪速度の補正を行わない場合についての支持力係数を求めたのは、過圧密粘土ではある程度歪速度が大きくなると、非排水強度に及ぼす歪速度の影響が小さくなるためであり、実地盤で発揮される初期強度はこの両者の中間の値になるものと考えられる。また、4Ⅱ－2で示したPrandtlタイプのメカニズム（Mechanism Ⅱ）に基づいた上界値計算より求めたNc1、Nc2の値も同表に併記している。

上記のようにして求めた支持力係数Nc2の実測値とc1/c2の関係を、0.33から1.0までの数種のh/Bについての上界値計算結果と共にFig.4Ⅱ-3-2-2(a)に示す。図中の数値はh/Bの値である。Nc2はc1/c2の増加にともなって増大し、計算結果と同様の傾向を示している。また、計算値は歪速度の影響を無視した実験値により近い結果となっている。ここでh/Bに注目すると、まずc1/c2=5.5の場合、絶対値は計算値とかなり異なったものとなったが、h/Bの増加に伴ってNc2が増大する傾向は計算結果と同じである。またc1/c2=4.1の場合、支持力値が小さくなったCR-1を無視すれば、h/Bの増加に伴うNc2の増加傾向はこれもまた計算の結果と一致している。今回は、h/Bが減少すると支持力値が増加すると考えられるc1/c2の範囲でのh/Bを変えた実験は行えなかったが、c1/c2が大きい場合h/Bの違いによる支持力の差が大きく、c1/c2が小さな場合h/Bの違いによる支持力の差が小さくなるという実験の傾向は、計算の傾向と良く一致している。Fig.4Ⅱ-3-2-2(b)には各実験のNc2の実測Nc2値（縦軸）とその実験条件に対する上界値（横軸）の関係を示している。実測値は計算値に比べかなり小さくなり、歪速度の補正を行った場合が平均で計算値の78%、補正を行わない場合が平均で93%であり、特に差が大きいCR-4では、歪速度の補正を行った強度による実測値が計算値の61%、TH-3で65%、CR-1で71%、TH-1で72%、IO-4で73%となっている。これらは、いずれも載荷に伴い発生するクラックによって荷重－沈下曲線に明確なピークが現れた実験であり、クラックの発生が計算値と実測値の差を大きくした主な原因であると考えられる。上記のように計算値は実験結果をある程度過大に評価するが、4Ⅱ-3-2-2(a)でも分かるようにc1/c2やh/Bについての支持力値の変化傾向をかなり良く捉えており、クラスト地盤の特徴であるクラックの発生による強度減少に関する補正を行えば、上界値計算によりc1/c2やh/Bの影響を合理的に取り入れた支持力の評価を行うことができると考えられる。ちなみに、c1の強度を実測の70%とした場合のc1/c2についての支持力係数Nc2の上界値は、歪速度の補正を行った場合の実測値の1.06倍、歪速度の補正を行わない場合の0.9倍であった。

（２）変形特性

Fig.4Ⅱ-3-2-3(a)～(c)に、モデル地盤中に埋め込んだターゲットを写真撮影により追跡

して得られた、各実験ケースごとの変位ベクトル図を示す。ここではまず、クラストを有する場合の典型的な地盤の変形挙動と、通常の正規圧密地盤に近い地盤の変形挙動とを比較することにより、クラストの存在が地盤の変形挙動に及ぼす影響について考察する。

通常の正規圧密地盤に最も近い地盤として、Fig.4Ⅱ-3-2-3(c)に示す表層における非排水せん断強度ｃ1とクラスト底面における強度ｃ2が等しいＡ地盤（ｃ1/ｃ2=1.0）を取り上げ、その実験TH-4について見ると、変形はすべて深さ30mm以内の浅いところに集中しており、変形領域はフーチングのごく近傍に限られていることがわかる。一方、Ａ地盤とほぼ同様のクラスト厚を持ち、ｃ1/ｃ2=1.9であるC-1地盤のTH-2(Fig.4Ⅱ-3-2-3(b))の実験より観測された変形挙動は、明らかにTH-4と異なっている。即ち、フーチング直下においては鉛直変位が卓越しており、しかもその変位は一様である。また深さ40mm付近においてはフーチング中央部より外側へ向う水平変位が卓越している。さらに変形領域もTH-4における場合より大きい。フーチング直下の鉛直変位については、クラスト地盤の強度分布における特異性のためフーチング直下の強度に比べて相対的にそれ以深の強度の方が小さいために、フーチング直下の土が破壊することなく一様に沈下したためと考えられる。また強度分布の急変部における水平変位の卓越は、相対的にその上下に強度の大きな部分が存在するために、この弱部に変形が集中したものと考えられる。このようにフーチング直下で鉛直変位が卓越し、強度分布の急変部付近において水平変位が著しく卓越するのは、クラスト地盤の強度分布の特異性のためであり、クラストを有する地盤の変形の大きな特徴であるといってよい。このような特徴はＡ地盤を除く全ての地盤について確認できる。

次にクラスト地盤の変形挙動に及ぼすＢ/ｈやｃ1/ｃ2の影響について考察する。Fig.4Ⅱ-3-2-3(a)に示す基礎幅80mmの実験結果で、Ｂ/ｈが小さなTH-6と大きな他のケースと比較すると、同じ基礎幅ではＢ/ｈが小さな方が、即ちｈが大きな方が変形領域は広く、しかも深部に及ぶことが分かる。この傾向は図に併記したPrandtlタイプのメカニズムを用いて行った上界値計算より得られた破壊のメカニズムにおいても現れている。また変形領域と破壊のメカニズムも非常に良い一致を示している。Fig.4Ⅱ-3-2-3(b)に示すＢ=50mmの実験で、ほぼ似たＢ/ｈを有するTH-2とTH-3及びIO-2とCR-6を比較すると、何れもｃ1/ｃ2が大きいケース（TH-3,IO-2)の方が小さいケース（TH-2,CR-6)より、変形がクラスト層以深のより深い位置にまで及ぶことが分かる。また同じ地盤条件で基礎幅のみ異なるケース（TH-6とTH-3、IO-3,IO-2とIO-4, CR-1とCR-2、CR-5,CR-6とCR-4)を比較すると、貫入体積が幅に比例するため深部や側方での同一沈下量に対する変位の絶対量は幅に比例して大きくなるが、今回の実験条件の範囲では、地盤条件が同じであれば基礎幅が変わっても、変位が発生する深さはほぼ同じである。Ｂ=80mmのみならず、50mm、30mmによる実験での変位ベクトルも、図に併記した上界値計算より求めた破壊のメカニズムと非常に良い一致を示している。ま

た上界値計算は上述のｃ1/ｃ2やＢについて得られた変形の傾向も良く説明している。

以上示した通り、今回上界値計算で仮定したPrandtlタイプの破壊のメカニズムは、クラスト地盤の変形破壊挙動を十分合理的に説明することができ、これよりこのメカニズムが妥当なものであるとの結論が得られる。従って、先に述べたクラックの影響を考慮した上で、本計算手法を用いればかなりの精度で支持力値を予測できるものと考えられる。

ｃ1/ｃ2=1であるTH-4及びＢ、ｈがほぼ等しくｃ1/ｃ2が異なるTH-2とTH-1の破壊時のフーチング端部直下の水平変位分布を比較したもの並びにTH-4とｃ1/ｃ2、ｈが等しくＢ/ｈが異なるTH-1とTH-6の同じ場所の水平変位分布を比較したものをFig.4Ⅱ-3-2-4に示した。この図からも、ｃ1/ｃ2の増加にともない変形領域が拡大し、同じ地盤であれば基礎幅は変形領域にあまり影響しないと言う変位ベクトル図から得られた変形特性を確認することができる。

Fig.4Ⅱ-3-2-5(a),(b)は、極限支持力時及び沈下量がほぼ12mmの時の等最大せん断歪線である。いずれも類似の特徴を有しているので、ここでは(a)図に示すC-4地盤（ｃ1/ｃ2=4.1、ｈ=33mm）に対しＢ=80mmの載荷を行ったCR-2の結果について考察する。極限支持力時には、フーチング直下の土にはほとんど歪が発生しておらず、くさびが形成されていることが分かる。また深さ30mmから40mm付近において水平方向に歪が広く分布しており、強度分布の急変部付近に歪が集中的に発生する形となっている。以上よりフーチングからの荷重は強度の大きなクラスト上部を介して下層に分散され、強度分布の急変部即ち相対的な弱層部分が破壊されることによってクラスト地盤が破壊に至るものと推測される。基礎の沈下量が約12mmの等歪線と破壊時のそれとを比較すると、2倍の沈下が発生しているにもかかわらず、深さ方向へ歪がそれほど発達しておらず、主として側方へ拡大していることが分かる。このことからもクラスト地盤の破壊は強度分布の急変部付近の弱層において発生するという前述の推察が正しいものであることが確認できる。Photo.4Ⅱ-3-2-2はCR-2の実験後撮影した、地盤の破壊状況を示す写真である。これによってもフーチング直下に形成されたくさびが地盤に押し込まれ、強度が小さなクラスト下面境界付近に大きな水平変位が発生することを観察できる。

（３）間隙水圧挙動

Fig.4Ⅱ-3-2-6は載荷中の沈下に伴う間隙水圧の変動を示すものである。測定点がクラスト部である場合とクラスト部より下である場合でその傾向は大きく異なっている。

C-3地盤のＢ=80mmの場合であるIO-3について見ると、間隙水圧挙動を、沈下にともない間隙水圧が増大を続けるものと、あるところまでは増大しその後減少するものの2つに分類することができる。前者は正規圧密領域内において、後者はクラスト部において見られる。

正規圧密領域内についてはフーチングに近い所ほど大きな間隙水圧が発生しており、載荷初期における間隙水圧の増加割合も大きくなっている。注目すべきはクラスト部における間隙水圧が沈下に伴いある点までは増大するものの、その後減少傾向に転じるという点である。クラストを有する地盤は、載荷に伴い表層で大きな曲げ引っ張り応力を受け、フーチング端にクラックが発生するという特徴を持っており、間隙水圧の減少傾向もこれに関係があるものと推察される。即ち、間隙水圧が減少傾向に転じる付近で表層において曲げによるクラックが発生し、蓄積された間隙水圧の一部が消散したことがその理由と考えられる。このクラスト部の間隙水圧挙動の特徴はIO-3の他にも、IO-3と同じ大きな載荷幅の実験であるCR-5においても顕著に現れている。逆にBが小さなケースではクラスト部の間隙水圧計は載荷端から離れて位置しているので、それによって測定された値は端部に発生するクラックの影響をそれほど受けない。いずれにしてもクラスト部の間隙水圧挙動も支持力特性と同様、載荷端に発生するクラックの影響を大きく受けるものと結論して良いように思われる。

4 II－4 まとめ

表層に大きな強度のクラストを有する正規圧密粘土地盤の２次元帯荷重による支持力・変形特性について、本章（II）で行った模型実験及び支持力解析により以下の結論を得た。

（1） 上界値計算により、クラスト地盤の支持力に影響する無次元量としてクラスト厚さと基礎幅の比B/h、クラスト表面強度と下面強度の比c2/c1、及びクラスト部の強度に対するクラスト以深の地盤の強度増加率kの相対的な大きさを表すm（＝k・h/c2）を導きだした。

（2） クラストの存在により地盤の支持力はクラストがない場合に比べ増大し、c1/c2が大きくなるほど荷重強度－沈下曲線の初期勾配及び支持力値は増加する。

（3） B/h＝3.0程度であれば基礎幅が小さいほど、荷重強度－沈下曲線の初期勾配及び支持力値は大きくなり、強度が直線的に増加する地盤と異なった支持力特性を示す。この基礎幅に対する傾向はc1/c2が大きな地盤ほど顕著となる。

（4） c1/c2が大きい場合、あるいはB/hが小さな場合、荷重強度－沈下曲線に明確なピークが現れる。これらの場合には支持力値に寄与するクラスト部でのせん断抵抗力の割合が、クラスト以深部での抵抗より相対的に大きく、載荷に伴い基礎端部付近にクラックが発生する。このクラックにより強度低下が発生しピークが現れるものと考えられる。

(5) クラスト地盤が載荷を受けると基礎直下の強度が大きな領域では鉛直変位が、クラスト下面付近の弱層では水平変位が卓越する。即ち、載荷重は強度の大きなクラスト上部を介して下部に伝わり、基礎直下の弱層部で破壊が起こり、側方に広がって地盤全体の破壊に至る。

(6) 基礎幅が同じであれば、hが大きな方が変形は広くしかも深部に及び、またB/hが比較的小さい範囲で、地盤条件が同じであれば、基礎幅によらず変位はほぼ同じ深さまで発生する。

(7) 基礎幅、クラスト厚さが等しければ、c1/c2が大きいほど変形領域が広がり、変位がクラスト以深の深部まで及ぶ。

(8) 基礎下の土クサビ、中間剛体領域及び受働域の傾角を規定する3つの変数を持つPrandtl型破壊メカニズムを用いた上界値計算結果から得られた破壊のメカニズムは、実測の変位の傾向と良い一致を示し、各種パラメータに対する変形挙動の傾向を良く捉えている。

(9) 上界値計算は実測支持力値を2割程度過大に評価する。この差の主な原因はクラスト地盤の特徴である表層に発生するクラックと考えられ、このクラック発生に伴う強度の減少についての補正を行えば、上界値計算によって、c1/c2、B/hの影響を合理的に取り入れた支持力の評価を行うことが可能である。

(10) クラスト地盤の簡便な支持力評価を目的とした、B/h、c2/c1、m(=k・h/c2)をパラメータとする支持力図表を上界値計算により作成した。

第５章　盛土荷重による支持力・変形

５－１はじめに

４章において軟弱地盤の非排水安定問題の一つとして支持力問題を取り上げ、深さ方向に強度が直線的に増加する正規圧密地盤及び地表面部に大きな強度を有するクラストを持つ正規圧密地盤上の剛性基礎の支持力を実験的、解析的に調べ、その特性を明らかにした。剛性基礎の支持力問題は解析上の取扱いが容易であり、本研究で用いた上界値計算は、工学的に十分な精度で支持力値を予測し得ることが確認された。

軟弱粘土地盤上に築造される最も一般的な構造物は盛土であり、過去における研究でも盛土荷重を取り扱ったものが最も多い。本章では盛土荷重を受けるＮＣ地盤並びにクラスト地盤の安定性を、前章までと同様、遠心模型実験及び上界値計算によって調べると共に有限要素解析を行い、同法の適用性についても検討する。一連の検討を通してこの種の安定問題に影響する要因を明らかにし、実設計を行う上で簡便で有効な安定図表の作成を行う。また、実物大盛土載荷試験に対して予測を試み、この種の安定性の予測を行う上での問題点等についても検討を加える。

５－２　盛土の安定性に関する上界値計算

本節では４章Ｉで取り上げた深さ方向に強度が増加する正規圧密地盤（ＮＣ地盤）、並びに４章IIで取り上げたクラスト地盤の盛土荷重に対する非排水安定性についての上界値計算を行い、盛土荷重を受けるこの種の地盤の強度特性を調べると共に、安定性に及ぼす種々の要因について検討し、それらの要因をパラメータとする安定図表を作成することを試みた。

５－２－１　ＮＣ地盤上の盛土

正規圧密粘土地盤上の盛土の安定性についての解析的な研究の代表的な例として中瀬(1970)の研究が挙げられる。中瀬は円弧滑り法を用いてFig.1-2-2-1に示すような強度増加地盤の安定性について調べ、いくつかの安定図表を作成している。ここでは、４章において支持力問題に対する検討を通じその有効性を確認した上界値計算法を用いて盛土の安定問題を取扱い、その適用性を確認すると共に、安定図表の作成を行うことにする。

本節では破壊のメカニズムとして、盛土による地盤の破壊パターンが剛性基礎の支持力問題と異なり片側滑りとなることを考慮し、Hillタイプ及び円弧滑りタイプの二種を用い

た。以下それぞれのメカニズムについて計算式の誘導を行う。

（1）Mechanism Ⅰ：Hillタイプ

ここで用いるメカニズムは、Fig.5-2-1-1に示すHill型のものでありB、n、α、ωの四変数で表す。計算を行うに当たり、盛土荷重に関して以下の仮定を用いた。即ち、

i）盛土部のｆａにクラックが発生した場合を想定し、ｆａ部のせん断抵抗は無視する。

ii）盛土部で相対滑りが発生するｉｂ部の強度、ダイレーションはないものとする。

i）ii）の仮定は盛土部の強度を無視したものであり、盛土はａｂ面、ｂｅ面の鉛直方向の速度によって決まる自重による仕事のみに寄与する。

ここでａｃ面の相対変位をδとすると、変位のダイヤグラムはFig.5-2-1-1に示すものとなり、外部仕事率△Ｅと内部消散率△Ｗはそれぞれ以下の式で表される。

●全外部仕事率

$$\triangle E=\left\{B\sin\alpha\cdot hc-\frac{1}{2}\left[(1-n)^2\sin\alpha+n^2\cos\omega\right]\frac{hc^2}{\tan\beta}\right\}\gamma\,\delta 0 \qquad \cdots\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}1)$$

ここでγは盛土材の単位体積重量、

●全内部消散率

$$\triangle W=\left\{c0\left[\cos\alpha+\sin\alpha\tan\omega+2\sin\alpha\left(\frac{\pi}{2}-\omega+\alpha\right)\right]+\frac{kB}{2}\left[\sin\alpha\cos^2\alpha+\sin^2\alpha\tan^2\omega\cos\omega+3\sin^2\alpha(\cos\omega+\sin\alpha)\right]\right\}B\,\delta 0 \qquad \cdots\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}2)$$

ここでγは盛土材の単位体積重量、ｋは深さ方向の強度増加率、ｃ0は表面強度である。(5-2-1)、(5-2-2)式を等値させ、新たにζ、ｋｃなる変数を導入し、若干の整理を行うと安定数γｈｃ/ｃ0についての以下の式を得る。即ち、

$$\frac{\gamma hc}{c0}=\frac{\sin\alpha-\sqrt{\sin^2\alpha-\left\{\frac{2}{B}e1\cdot w1+e1\cdot kc(w21+w22)\right\}\zeta}}{\frac{1}{B}e1\cdot\zeta} \qquad \cdots\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}3)$$

ここで

$$e1=(1-n^2)\sin\alpha+n^2\cos\omega$$

$$w1=\cos\alpha+\sin\alpha\tan\omega+2\sin\alpha\left(\frac{\pi}{2}-\omega+\alpha\right)$$

$w21 = \sin\alpha\cos^2\alpha + \sin^2\alpha\tan\omega\sin\omega$

$w22 = 3\sin^2\alpha(\sin\alpha + \cos\omega)$

$\zeta = c0/(\gamma\tan\beta)$

$kc = k/c0$

上式より盛土の安定性は、$\zeta = c0/(\gamma\tan\beta)$及び$kc = k/c0$によって決まることがわかる。

さてここで、i) $kc = 0$すなわち一様強度地盤と、ii) $kc = \infty$すなわち$c0 = 0$である二つの特別な場合について(5-2-3)式より得られる解がどのようになるかを調べてみる。

i) $kc = 0$　($k = 0$) の場合

この場合、(5-2-3)式は次式となる。即ち、

$$\frac{\gamma hc}{c0} = \frac{\sin\alpha - \sqrt{\sin^2 - \frac{2}{B}e1\cdot w1\cdot\zeta}}{\frac{1}{B}e1\cdot\zeta} \qquad \cdots\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}4)$$

この式の右辺は1/Bに関して連続で単調減少する関数となっている。従って右辺のB→∞の極値は、ロピタルの定理より次式となる。即ち、

$$\left[\frac{\gamma hc}{c0}\right]_{B\to\infty} = \frac{e1\cdot w1\cdot\zeta}{\left[e1\cdot\zeta\sqrt{\sin^2 - \frac{2}{B}e1\cdot w1\cdot\zeta}\right]_{B\to\infty}}$$

$$= w1/\sin\alpha$$

$$= \frac{\cos\alpha + \sin\alpha\tan\omega + 2\sin\alpha(\pi/2 - \omega + \alpha)}{\sin\alpha} \qquad \cdots\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}5)$$

(5-2-5)式は$\alpha = \omega = 45°$で最小値をとり、その時の$\gamma hc/c0$は$\pi + 2$となり一様強度粘土地盤の支持力係数と同じになる。尚ここで粘土層厚を無限と仮定していることに注意しなくてはならず、有限厚さの場合の$\gamma hc/c0$は当然$\pi + 2$より大きくなる。

ii) $hc = \infty$　($c0 = 0$) の場合

このケースでは(5-2-3)式は次式に書き換えられる。

$$\frac{h}{\tan\beta} = \frac{B}{e1}\left\{\sin\alpha - \sqrt{\sin^2 - e1\cdot k(w21 + w22)\frac{1}{\gamma\tan\beta}}\right\} \qquad \cdots\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}6)$$

ここで$n = 0$とすると、$e1 = \sin\alpha$となり上式は

$$h = B\tan\beta\left\{1 - \sqrt{1 - \frac{k}{\sin\alpha}(w21 + w22)\frac{1}{\gamma\tan\beta}}\right\}$$

$$=B\tan\beta\left[1-\sqrt{1-k\{\cos^2\alpha+\sin\alpha\tan\omega\sin\omega+3\sin\alpha(\sin\alpha+\sin\omega)\}\frac{1}{\gamma\tan\beta}}\right] \quad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}7)$$

上式に$\alpha=0$を代入すると次式のようになる。

$$h=B\tan\beta\left\{1-\sqrt{1-\frac{k}{\gamma\tan\beta}}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}8)$$

この式の右辺の根号内が0の場合、すなわち $\gamma\tan\beta=k$ ならば $h=B\tan\beta$ となり、盛土は任意のBに対して破壊することになる。一方 $\gamma\tan\beta<h$ ならば根号内は負となり、(5-2-3)式を満足するBは存在せず、いずれの高さにおいても安定することになる。ここでの誘導において、必然的に $n=0$、$\alpha=0$ となることについて説明を行っていないが、この $\gamma\tan\beta=k$ はDavis & Booker(1973a)が滑り線解析法により導いた、この種の地盤の破壊時の基礎底面の応力分布 $q(x)=k\cdot x$（ここでxは基礎端部からの水平距離）と一致する。

（２）Mechanism Ⅱ：円弧滑りタイプ

円弧滑りのメカニズムを上界値計算に適用した場合、得られる結果は極限平衡法における円弧滑り計算結果とほぼ同様の結果となる。従って、この計算で得られる結果は中瀬(1970)の結果とほぼ同一となるが、上界値計算では運動学的可容条件を満たさねばならず、そのためある幾何条件や地盤条件では上界値計算の方が若干大きめの値を与えることになる。ここで取り扱うメカニズムはFig.5-2-1-2に示す円弧破壊のメカニズムであり、（１）の場合と同様ａｅにはクラックが生ずるものとする。図に示すようにノリ面の水平長さをＬ、円弧の半径をｒ、盛土高さをｈｃ、ノリ面勾配を$\tan\beta$とし、円弧の地盤表面との交点ｂと円弧の中心を通る鉛直線との距離がＬのｔ倍とすると、Ｌ、ｒは次式で表される。

$$\left.\begin{aligned} L&=hc/\tan\beta \\ r&=t\cdot L/\sin\alpha \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}9)$$

地盤表面のｙ座標を０，回転中心Ｏの座標を(０，ｙ0)とすると、盛土の①，②部の重心の座標ＧⅠ、ＧⅡは

$$GI=\left(\frac{t\cdot L+(1-n)L}{2},\ \frac{hc}{2}\right) \qquad GII=\left(\left(\frac{2}{3}-n\right)L,\ \frac{hc}{3}\right) \quad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}10)$$

となる。ここでn・Lはノリ先c点と点Oとの水平距離を表す。以上より本計算に用いる円弧の破壊メカニズムはα、t及びnの3変数で表されることになる。

一方回転中心Oからrの位置の重量V・γの質点がδθ回転することにより重力に対してなす仕事EGは、右図を参考にすると以下のようになる。即ち、

$$EG = V\gamma r\cdot\delta\theta\cos\left(\theta+\frac{\delta\theta}{2}\right)$$

$$= V\gamma r\left(\cos\theta\cos\frac{\delta\theta}{2}\cdot\delta\theta-\sin\theta\sin\frac{\delta\theta}{2}\cdot\delta\theta\right)$$

$$= V\gamma r\cos\theta\cdot\delta\theta \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}11)$$

以上を参考に以下で円弧滑りメカニズムの場合の外部仕事率、内部消散率を求め、安定数を与える上界値式の誘導を行う。

i）外部仕事率△E

(5-2-9～11)式を用いると円弧がφ回転したことによる外部仕事率△Eは、Ⅰ領域、Ⅱ領域でそれぞれ以下のごとくなる。

$$\left.\begin{aligned}\triangle E_{\mathrm{I}} &= V_{\mathrm{I}}\gamma\ \frac{t+1-n}{2r1}L\cdot r1\cdot\phi\\ \triangle E_{\mathrm{II}} &= V_{\mathrm{II}}\gamma\ \frac{2/3-n}{r1}L\cdot r2\cdot\phi\end{aligned}\right\}\qquad\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}12)$$

ここでV_{I}、V_{II}は領域単位幅あたりのⅠ、Ⅱの体積、r1、r2は点OとG1及びG2の距離であり、(5-2-12)式は次式のように書き換えることができる。即ち、

$$\left.\begin{aligned}\triangle E_{\mathrm{I}} &= \frac{1}{2}\gamma hcL^2\{t^2-(1-n)^2\}\ \phi\\ \triangle E_{\mathrm{II}} &= \frac{1}{2}\gamma hcL^2\{2/3-n\}\ \phi\end{aligned}\right\}\qquad\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}13)$$

従って外部仕事率△Eは以下のようになる。

$$\triangle E = \frac{1}{2}\gamma hcL^2\phi\ \left\{t^2-n^2+n-\frac{1}{3}\right\}\qquad\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}14)$$

さてここでnと他の変数（L，α）は独立であり、nは内部消散率には関係しないので、上界値を与えるnは、△Eを最大にする条件即ち$\frac{\partial \triangle E}{\partial n}=0$ より求まり、$n=\frac{1}{2}$となる。従って中心Oはノリ面の中央部の鉛直上に位置することになり、外部仕事率は最終的に次式で与えられる。即ち、

$$\triangle E=\frac{1}{2}\gamma hcL^2\phi\left\{t^2-\frac{1}{12}\right\} \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}15)$$

ii）内部消散率△W

ϕの回転に対する全内部消散率△Wは次式より求まる。

$$\triangle W=2\int_0^{\alpha} cu(z)\cdot r^2\cdot\psi\cdot d\theta \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}16)$$

ここでcu(z)、zは次式で表される。

$$cu(z)=c0+kz \qquad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}1)$$

$$z=r(\cos\theta-\cos\alpha) \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}17)$$

これらと(5-2-9)式のrの関係を用いて、(5-2-16)式の積分を行うと、全内部仕事率△Wとして次式を得る。即ち、

$$\triangle W=\frac{2(L\cdot t)^2}{\sin^2\alpha}\phi\left[c0\cdot\alpha+k\cdot L\cdot t\left(1-\alpha\frac{\cos\alpha}{\sin\alpha}\right)\right] \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}18)$$

iii）安定係数（$\gamma hc/c0$）に関する上界値

(5-2-15)、(5-2-18)式で求まる全外部仕事率と全内部消散率を等値させることにより次の関係が得られる。即ち、

$$\frac{\gamma hc}{2}L^2\phi\left(t^2-\frac{1}{12}\right)=\frac{2(L\cdot t)^2}{\sin^2\alpha}\phi\left[c0\cdot\alpha+k\cdot L\cdot t\left(1-\alpha\frac{\cos\alpha}{\sin\alpha}\right)\right]$$

$$\gamma hc\left(t^2-\frac{1}{12}\right)=4c0\cdot t^2\frac{\alpha}{\sin^2\alpha}+4k\cdot L\cdot t^3\left(\frac{1}{\sin^2\alpha}-\frac{\alpha\cos\alpha}{\sin^3\alpha}\right) \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}19)$$

(5-2-19)式は、中瀬が円弧滑り計算法により導いた関係（中瀬,1970、式(16)）の盛土部の上載荷重がない場合と等価となる。(5-2-19)式に(5-2-9)式のLの関係を代入すると

$$\gamma hc\left(t^2-\frac{1}{12}\right)=4c0\cdot t^2\frac{\alpha}{\sin^2\alpha}+4k\frac{hc}{\tan\beta}t^3\left(\frac{1}{\sin^2\alpha}-\frac{\alpha\cos\alpha}{\sin^3\alpha}\right) \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}20)$$

となり、これを整理すると盛土の安定数に関する以下の上界式が与えられる。即ち、

$$\frac{\gamma h c}{c 0}=\frac{4 t^{2} \alpha}{\left(t^{2}-\frac{1}{12}\right) \sin^{2} \alpha+\frac{4 k \cdot t^{3}}{\gamma \cdot \tan \beta}\left(\frac{\alpha}{\tan \alpha}-1\right)} \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}21)$$

(5-2-21)式より安定数についての上界値は、一つの無次元数$k/(\gamma \cdot \tan\beta)$によって決まることになる。但しFig.5-2-1-2に示す盛土の破壊メカニズムが可容なものとなるためには、盛土高さより円弧の中心位置が高くなくてはならない。円弧中心、$y0$は$t \cdot hc/(\tan\alpha \tan\beta)$で表されるので、可容条件として次式を満足しなくてはならない。即ち、

$$\tan\alpha \tan\beta < t \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}22)$$

（３）計算結果

前項においてHillタイプ(Mechanism Ⅰ)及び円弧滑りタイプ(Mechanism Ⅱ)の２つのメカニズムを仮定し、ＮＣ地盤上の盛土の安定数（$\gamma \cdot hc/c0$）に関する上界値を与える(5-2-3),(5-2-21)式を導いた。本項では、これらを用いて上界値計算を行い、ＮＣ地盤上の安定性について検討する。

(5-2-21)式から分かるように、(5-2-22)式の可容条件を無視すれば円弧滑りメカニズムより求まる安定数はパラメータ$k/(\gamma \cdot \tan\beta)$によって決まることになる。一方、(5-2-3)式で与えられるHillタイプから求まる安定数は$c0/(\gamma \cdot \tan\beta)$と$k/c0$の２つのパラメータによって決まる。Fig.5-2-1-3は２つのメカニズムより求まる安定数を比較したものである。図の横軸は$k/(\gamma \cdot \tan\beta)$、縦軸は$\gamma \cdot hc/c0$である。ここで円弧滑りについての計算は(5-2-22)式の制約を入れずに行っている。一方Hillタイプについては、$c0/(\gamma \cdot \tan\beta)$を0.05から1.0、$k/c0$を0.01から1.0の間で変化させて行った計算より得られた安定数と２つのパラメータの積である$k/(\gamma \cdot \tan\beta)$の関係を示している。Hillタイプの結果から分かるように、２つのパラメータの組み合わせが異なっていても、$k/(\gamma \cdot \tan\beta)$が同じであれば安定数の上界値は等しくなる。(5-2-3)式を$k/(\gamma \cdot \tan\beta)$の関数として整理することはできなかったが、Hillタイプのメカニズムを用いた計算結果からもＮＣ地盤上の盛土の安定性は$k/(\gamma \cdot \tan\beta)$に大きく依存することが分かる。

Fig.5-2-1-3よりHillタイプのメカニズムは円弧滑りタイプより大きな安定数を与えることが分かり、両者の差は$k/(\gamma \cdot \tan\beta)$が増加するにつれて大きくなる。尚、$k/(\gamma \cdot \tan\beta)$がゼロの場合、即ち深さ方向の強度増加率kがゼロか、あるいはノリ面が鉛直となる場合

には、５－２－１（１）で示したようにHillタイプの解は5.14であり、円弧滑りの場合の5.52より小さいが、$k/(\gamma \cdot \tan\beta)=0.005$で両者の最小関係は逆転する。基礎の支持力問題と異なり崩壊領域内に占める載荷域の面積も変数となり、ノリ勾配が緩くなるに従い崩壊域の幅を示すＢ（Hillタイプ）やｔ・Ｌ（円弧滑りタイプ）は増加し、滑り域の深さは大きくなる。強度増加地盤では内部消散率は滑り域の拡大した割合以上に増加する。一方、滑り域の拡大に伴う外部仕事率の変化について考えると、Hillタイプの場合盛土の重力方向への変位δを条件として与えているため、(5-2-1)式から分かるように外部仕事率は崩壊部の盛土荷重即ちＢにほぼ比例して増加する。これに対し円弧滑りタイプの場合、盛土重心の変位は円弧の長さ、即ち滑り領域の大きさに比例して増加するため、外部仕事率はｔ・Ｌの２乗にほぼ比例する（(5-2-15)）。従って、４章で示したように基礎変位Ｕ0に対する内部消散率のみで安定性が決まる支持力問題の場合には、実際に近い崩壊メカニズムを与え、極めて有効であったHillタイプのメカニズムも、外部仕事率が解に大きく影響する盛土の安定問題のような場合には適切な破壊のメカニズムとはならないのである。これに対し、回転角ϕに対する内部仕事率が変位δに対するHillタイプの内部仕事率よりかなり大きくなる円弧滑りメカニズムは、破壊モードを回転型としているために上記のように外部仕事率の効果を計算に取り込むことができ、結果的に小さな安定数を与えることになる。以上の検討より、ＮＣ地盤上の盛土の非排水安定計算手法として、従来から一般的に行われている円弧滑り法の有効性が再確認された。

中瀬(1970)は、ＮＣ地盤上の盛土の安定数をｋ，ｃ0及び盛土ノリ面の水平距離Ｌからなる無次元パラメータＬ・ｋ/ｃ0によって表し、これを用いて安定図表の作成を行った。５－２－１で述べた通り(5-2-19)式は中瀬の導いた関係の盛土部の上載圧がない場合と等価であり、上界値式(5-2-21)を$k/(\gamma \cdot \tan\beta)$に代えて、Ｌ・ｋ/ｃ0で整理することもできる。しかしながら何れの変数を用いても安定数を１変数で整理した場合、(5-2-22)式に示す可容条件についての検討を行うことはできない。そこで$\tan\beta$とｋ/γをパラメータとし、(5-2-22)式の条件を取り入れた上界値計算を行い、Fig.5-2-1-4に示す安定図表を作成した。この図は種々のｋ/γについての安定数$\gamma \cdot hc/c_0$とノリ勾配$1/\tan\beta$の関係を与えている。これよりノリ勾配を緩やかにすることは、盛土の安定性を向上させる上で非常に大きな効果があることが分かり、その効果はｋ/γが大きなほど顕著である。またｋ/γによって安定数が著しく向上する$1/\tan\beta$の値が異なっており、この図より盛土の安定性を向上させる最も効果的なノリ勾配を簡単に見積もることができる。

以上ＮＣ地盤上の盛土の安定性について上界値計算結果に基づき考察し、安定図表の形で計算結果をまとめたが、今回の計算では軟弱粘土層厚さについての検討は行っておらず、Fig.5-2-1-4に与えた安定図表は軟弱粘土層の厚さを無限大と仮定した場合の計算結果であ

る。軟弱層の厚さが有限で薄くしかもノリ勾配が緩やかであると、厚さ無限大の仮定で得られる滑り面は軟弱層外を通ることとなり、実際の盛土の安定性はFig.5-2-2-2で与えられるものより大きくなる。しかしながら、本研究で対象とする地盤は表面強度が非常に小さな正規圧密地盤であり、滑りは地盤の浅い部分で起こり易いこと、及び無限深さの仮定は安全側の結果を与えることを考慮すると、Fig.5-2-1-4に示す安定図表は実用上有効なものであると言うことができる。

5－2－2　クラスト地盤上の盛土

クラスト地盤の場合、4章Ⅱで扱った支持力問題に関する上界値計算結果からもわかるように、その安定性に影響を及ぼす要因は数多くある。上界値計算の利点は、4Ⅱ－2－1、5－2－1で示した通り、計算式の誘導を通してこれら多くの影響要因を、これらの組み合わせによる（多くの場合無次元数）形で抽出することができることである。計算結果をこの無次元数等で整理することにより、多くの影響要因を数枚の安定図表にまとめることができ、それらはクラスト地盤の安定性の評価を行う上で非常に有効である。

本節では、（1）支持力解析においてその適用性が確認されたPrandtlタイプと、（2）5－2－2において強度が直線的に増加するＮＣ地盤上の盛土の場合、より小さな安定数を与えることが確認された円弧滑りタイプの二つのメカニズムについて上界値式の誘導を行う。

（1）Mechanism Ⅰ（Prandtlタイプ）

ここではFig.5-2-2-1に示す4章Ⅱでクラスト地盤の支持力上界値計算に用いたPrandtlタイプと類似したメカニズムを用いて上界式の誘導を行う。このメカニズムは地盤内の滑り線の形状を決める変数α、β'、ωと盛土の崩壊域を決めるＢとｎによって表される。盛土のり面付近の破壊を取り扱うため、破壊は片側滑りとなる。変位のダイヤグラムを同図に示すが、これより運動学的に可容な速度場となるための条件として次の二式が与えられる。即ち、

$$\left.\begin{array}{l}\alpha \geqq \beta' \\ \alpha+\beta' \leqq \pi/2\end{array}\right\} \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}23)$$

盛土荷重についての仮定は5－2－1（1）のＮＣ地盤に対するHillタイプのメカニズムにおけるものと同じである。外部仕事率は(5-2-1)式で与えられ、同式の$\delta 0$を盛土の鉛直変位δで書き換えると次式となる。即ち、

$$\Delta E=\left[Bhc-\frac{1}{2}\left\{(1-n)^2+2n^2\frac{\cos\alpha\cos\omega}{\sin(\alpha+\beta')}\right\}\frac{hc}{\tan\beta}\right]\gamma\delta \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}24)$$

一方、内部消散率の計算は５－２－１（１）の支持力計算と同様、滑り線とクラスト下部との相対的位置関係によってそれぞれの場合に分けて求めなければならないが、Prandtlタイプの内部消散率とここで仮定した片側滑りによる消散率はα、β'、ωが同じであれば等しくなり、(5-2-16)、(5-2-17)式により求まるNc1を用いて、全内部消散率△Wは次式で与えられる。（但し、(5-2-16)、(5-2-17)式のβをここではβ'としている。）即ち、

$$\Delta W=Nc1\cdot c1\cdot B\cdot\delta \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}25)$$

(5-2-24)、(5-2-25)式の△E、△Wを等値させ次の関係を得る。即ち、

$$\gamma hc-\frac{1}{2}\left\{(1-n)^2+2n^2\frac{\cos\alpha\cos\omega}{\sin(\alpha+\beta')}\right\}\frac{\gamma}{B\tan\beta}hc^2-Nc1\cdot c1=0 \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}26)$$

ここで次の関係

$$e1=\left\{(1-n)^2+n^2\frac{2\cos\alpha\cos\omega}{\sin(\alpha+\beta')}\right\} \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}27)$$

$$\zeta=\frac{c1}{\gamma\tan\beta} \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}28)$$

を用い、上式を若干整理すると安定数についての上界値式として

$$\frac{\gamma hc}{c1}=\frac{1-\sqrt{1-2\frac{e1}{B}\zeta\cdot Nc1}}{\frac{e1}{B}\zeta} \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}29)$$

を得る。

５－２－１（２）で示したごとくNc1は三変数α、β'、ωの他にh/B、c2/c1、mの関数であり、盛土ではBは変数であるため、Prandtlタイプを用いた場合、安定数は、h、c2/c1、m、c1/($\gamma\cdot\tan\beta$)の四つの量によって決まることになる。

（２）Mechanism Ⅱ（円弧滑りタイプ）

ここで用いるタイプはFig.5-2-2-2に示す円弧滑りタイプのものであり、メカニズムを表す変数、盛土荷重の条件は、５－２－１（２）のＮＣ地盤に対する円弧滑りメカニズムの場合と同じである。従って外部仕事率△Ｅは(5-2-15)式で表される。一方内部消散率△Ｗの計算は円弧がクラスト内のみを通る場合（CaseⅠ）とクラスト以深も通る場合（CaseⅡ）に分けて行わなければならず、それぞれのケースの条件は次式で与えられる。即ち、

$$\left.\begin{array}{l}\text{Case I}:\ t\cdot L-\dfrac{t\cdot L}{\tan\alpha}=t\cdot L\left(1-\dfrac{1}{\tan\alpha}\right)<h\\ \text{Case II}:\ t\cdot L\left(1-\dfrac{1}{\tan\alpha}\right)>h\end{array}\right\}\qquad\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}30)$$

i) Case I

Case Ｉの場合、ＮＣ地盤に関する(5-2-18)式のｋを－λに、ｃ0をｃ1に変えることにより次式にごとくに△Ｗを得ることができる。即ち、

$$\triangle W=2\,\frac{(L\cdot t)^2}{\sin^2\alpha}\,\phi\left[c1\cdot\alpha-\lambda\,L\cdot t\left(1-\alpha\,\frac{\cos\alpha}{\sin\alpha}\right)\right]\qquad\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}31)$$

(5-2-15)、(5-2-31)式より安定数に関する上界値式として次式を得る。即ち、

$$\frac{\gamma\,hc}{c1}=\frac{4\,t^2\alpha}{\left(t^2-\dfrac{1}{12}\right)\sin^2\alpha-4\,\dfrac{\lambda}{\gamma\tan\beta}\,t^3\left(\dfrac{\alpha}{\tan\alpha}-1\right)}\qquad\cdots\cdots(5\text{-}3\text{-}10)$$

ii) Case II

Fig. 5-2-2-2に示す円弧面の内部消散率を円弧ＡＡ'、ＢＢ'上での△W1と円弧Ａ'Ｂ'上での△W2に分けて計算すると、それぞれについて以下の式を得る。即ち、

$$\left.\begin{array}{l}\triangle W1=2r^2\psi[c1(\alpha-\alpha')-\lambda\cdot r\{\sin\alpha-\sin\alpha'-(\alpha-\alpha')\cos\alpha\}]\\ \triangle W2=2r^2\psi\{c2\alpha'+k\cdot r(\sin\alpha'-\alpha'\cos\alpha')\}\end{array}\right\}\qquad\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}33)$$

ここで円弧の半径は

$$r=\frac{t\cdot hc}{\tan\beta\sin\alpha}\qquad\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}34)$$

で表すことができる。

また、∠Ａ'ＯＢの１/２の角度であるα'は次式で与えられる。即ち、

$$\alpha'=\cos^{-1}\left(\cos\alpha+\frac{h}{r}\right)=\cos^{-1}\left(\cos\alpha+\frac{h\cdot\sin\alpha\tan\beta}{t\cdot hc}\right)\qquad\cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}35)$$

以上より全内部消散率△Ｗとして次式を得る。即ち、

$$\triangle W=2\frac{(t\cdot L)^2}{\sin\alpha}\psi\left[c1(\alpha-\alpha')+c2\cdot\alpha'-\lambda\frac{t\cdot hc}{\tan\beta\sin\alpha}\{\sin\alpha-\sin\alpha'-(\alpha-\alpha')\cos\alpha\}\right.$$
$$\left.+k\frac{t\cdot hc}{\sin\alpha\tan\beta}(\sin\alpha'-\alpha'\cos\alpha')\right] \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}36)$$

(5-2-15)式と(5-2-36)を等値させ、両辺を$\frac{1}{2}L^2\psi\left(t^2-\frac{1}{12}\right)c1$で除すことにより、CaseⅡの安定数に関して以下の関係を得る。即ち、

$$\frac{\gamma hc}{c1}=\frac{1}{t^2-\frac{1}{12}}\left\{\frac{4t^2}{\sin^2\alpha}\left(\alpha-\alpha'+\frac{c2}{c1}\alpha'\right)\right.$$
$$-\frac{4t^3}{\sin^3\alpha}\cdot\frac{hc\gamma}{c1}\left(\frac{\lambda}{\gamma\tan\beta}\{\sin\alpha-\sin\alpha'-(\alpha-\alpha')\cos\alpha\}\right.$$
$$\left.\left.-\frac{k}{\gamma\tan\beta}(\sin\alpha'-\alpha'\cos\alpha')\right)\right\} \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}37)$$

安定数の上界値は(5-2-35)，(5-2-37)式より求まり、(5-2-37)式の右辺はメカニズムの形状を表す２つの変数α、ｔの他に安定数$\gamma hc/c1$、及びλ/γ、k/γ、h/hc、$\tan\beta$の四つの量を含んでいる。

ここで、$\lambda=(c1-c2)/h$、$k=(m\cdot c2)/h$の関係を用いると、λ/γ，k/γ，h/hcはそれぞれ以下のように書き換えることができる。即ち、

$$\left.\begin{aligned}
&\frac{\lambda}{\gamma}=\frac{c1-c2}{\gamma h}=\frac{c1-c2}{c1}\cdot\frac{c1}{\gamma h}=\left(1-\frac{c2}{c1}\right)\frac{c1}{\gamma h}\\
&\frac{\gamma}{h}=m\frac{c2}{\gamma h}=m\frac{c2}{c1}\cdot\frac{c1}{\gamma h}\\
&\frac{h}{hc}=\frac{c1}{\gamma hc}\cdot\frac{\gamma h}{c1}
\end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots(5\text{-}2\text{-}38)$$

(5-2-38)式より(5-2-35)及び(5-2-37)式の右辺は$\frac{\gamma hc}{c1}$、α、ｔ、$\frac{c2}{c1}$、$\frac{c1}{\gamma h}$、ｍ、$\tan\beta$により表すことができ、これより安定数$\frac{\gamma hc}{c1}$は４つの無次元量$\frac{c2}{c1}$、$\frac{c1}{\gamma h}$、ｍ、$\tan\beta$により決まることがわかる。

以上より、上界値計算のパラメータはこの４つの無次元量となる。盛土にクラックが発生した場合の円弧破壊の可容条件として示した、$t>\tan\beta\tan\alpha$（(5-2-22)式）を無視すれば、上記４つの無次元量の内$\frac{c1}{\gamma h}$、$\tan\beta$は$\frac{c1}{\gamma h\tan\beta}$としてまとめることができる。

(5-2-22)式の制約を入れずに安定数の最小値を求めた結果、可容条件はほとんどのケースで満足され、またこれを無視することは安全側となるので、実用上クラスト地盤の盛土の安定性は$\frac{c2}{c1}$、$\frac{c1}{\gamma h \tan\beta}$及びmの三つの無次元量によって決まるとみなして良いことになる。

（３）計算結果，安定図表

前項においてPrandtlタイプ(Mechanism Ⅰ)及び円弧滑りタイプ(Mechanism Ⅱ)の２種の破壊のメカニズムに対し盛土荷重を受けるクラスト地盤の安定数に関する上界式を導いた。この結果、Mechanism Ⅰの場合、h、c1/c2、m、$\gamma\cdot\tan\beta$の４つの量、またMechanism Ⅱの場合は、c2/c1、c1/($\gamma\cdot$h)、m、$\tan\beta$の４つの無次元量が安定数のパラメータとなることを示した。本項ではこれらのメカニズムについての上界値計算を行い、クラスト地盤の盛土の安定性について検討するとともに、これらの無次元量をパラメータとした支持力図表を作成する。尚、(5-2-37)式で与えられる円弧滑りタイプのメカニズムについての安定数を与える上界値式は、右辺にも安定数$\gamma\cdot$hc/c1を含んでおり、最小の上界値をを与えるメカニズムの計算に当たっては、Newton-Raphson法を用いた。

１）Prandtlタイプのメカニズムと円弧滑りタイプのメカニズムの比較

Fig.5-2-2-3は、Mechanism Ⅰ（Prandtlタイプ）とMechanism Ⅱ（円弧滑りタイプ）についての計算結果を比較したものである。ここではm=1.0、c2/($\gamma\cdot\tan\beta$)=0.25,0.1、h=1～5mの条件の下で、安定数$\gamma\cdot$hc/c1とc1/c2の関係を両メカニズムについて求めている。５－２－１で示したＮＣ地盤の盛土の安定性に関する上界値計算結果と同様、円弧滑りタイプのメカニズムが盛土の一様な沈下を仮定したPrandtlタイプのメカニズムより小さな安定数を与えている。より急なのり勾配に相当するc2/($\gamma\cdot\tan\beta$)=0.1の場合、両者の差は小さくなっており、これも５－２－１と同様な結果となっている。ここで用いたc2/($\gamma\cdot\tan\beta$)=0.1は実際に想定される値より小さいが、実際の地盤のc2/($\gamma\cdot\tan\beta$)の値はこれ以上であることを考えると、ＮＣ地盤と同様クラスト地盤上の盛土の安定性の評価も円弧滑りタイプのメカニズムが適しており、実際の破壊もこれに近い回転の破壊モードとなることが推測できる。従って、以下には円弧滑りタイプのMechanism Ⅱを用いた計算結果につてのみ考察を行う。

２）c1/c2、$\tan\beta$の安定性に及ぼす影響

Fig.5-2-2-4はm=0.4,0.8と４種のc2/($\gamma\cdot$h$\cdot\tan\beta$)の条件における安定数$\gamma\cdot$hc/c2

とｃ1/ｃ2の関係を示している。ここで（ａ）はｃ2/(γ・ｈ)=0.2で固定し、1/tanβを1,2,3,4と変化させて計算した結果であり、逆に（ｂ）は1/tanβ=0.2と固定し、ｃ2/(γ・ｈ)を1,2,3,4とした場合の結果である。まずこの図から、1/tanβが異なってもｃ2/(γ・ｈ・tanβ)が等しければ、得られる安定数には殆ど差がないことが分かり、(5-2-22)式の可容条件に計算結果はあまり影響を受けないと言うことができる。

ｃ1/ｃ2に着目すると、その値の増加と共に安定数が増加することが分かる。その増加割合をFig.4Ⅱ-2-1-5に示すクラスト地盤上の剛性基礎の支持力係数についての結果と比較すると、増加割合が小さなＢ/ｈが大きな場合と類似し、Ｂ/ｈが小さな場合におけるほどの安定数の増加傾向は見られない。加えて、ｍが小さいほど即ちクラスト以深の層の深さ方法の強度増加率が小さいほど、ｃ1/ｃ2の増加に伴う安定数の増加の割合は小さくなっており、この傾向もFig.4Ⅱ-2-1-5に示すＢ/ｈが大きな場合に類似している。４(Ⅱ)－３－２においてクラスト地盤の滑り深さは、基礎幅Ｂよりｈに大きく依存しＢ/ｈが変わってもｈが変わらなければ大きくは変化しないと言う実験及び計算結果を得たが、クラスト厚さｈに対して基礎幅が大きくなるに従い、当然滑り面の深さも増し、滑り域全体に対し強度増加領域における滑り域の占める割合が増してくる。即ち支持力に対するクラスト以深の地盤のせん断抵抗の寄与度が増すことになり、結果としてクラスト部の強度（ｃ1/ｃ2）の支持力に与える影響が小さくなる。盛土の安定問題における支持力問題の基礎幅に相当する崩壊領域（円弧滑りメカニズムではｔ・Ｌ）は一つの変数であり、クラスト地盤の場合、通常この崩壊領域の幅はクラスト厚さｈより極めて大きくなり、クラスト以深の強度即ち、深さ方向の強度増加率が盛土の安定性に大きく影響することになる。以上のように、上部に強度の大きなクラストが存在する場合、単にそこで発揮される抵抗が大きいことにより盛土の安定性が増加するのではなく、クラストの存在による滑り領域の拡大及びクラスト以深の強度増加地盤部での滑り抵抗の増大と言う二つの現象が同時に起こって、クラストのない地盤より安定性が大きくなるものと考えられる。

Fig.5-2-2-5は、ｃ2/(γ・ｈ)=0.2、ｍ=1.0,0.6,0.2、ｃ1/ｃ2=1～6の条件の下で行った計算より得られた安定数γ・ｈc/ｃ2と1/tanβの関係を示している。クラスト地盤の場合も、のり勾配が緩やかになると安定性が向上することが分かり、その向上の割合はｍが大きいほど著しく、クラスト以深の地盤の深さ方向の強度の増加が大きいほど大きくなる。Fig.5-2-2-6は図に示す様なｍ=1.0、ｈ=２ｍ、ｋ/γ=0.1のクラスト地盤と表面強度がｃ2でｋ/γ=0.1のＮＣ地盤の安定数γ・ｈc/ｃ2と1/tanβの関係を示している。クラスト地盤に比べＮＣ地盤の場合、のり勾配を緩やかにする効果が非常に大きく、この計算の条件では1/tanβが0.5ではＮＣ地盤とｃ1/ｃ2=2.0のクラスト地盤の安定数がほぼ等しくなるのに対し、1/tanβが3.5ではＮＣ地盤の安定数はｃ1/ｃ2=6.0のクラスト地盤の安定数より大きく

なる。

tanβに代えて中瀬(1970)がＮＣ地盤の安定計算結果の整理に用いたのり面水平距離Ｌをパラメータとして安定数に関する上界値式を導くと、メカニズムの形状を決める変数α、ｔと３つの無次元量Ｌ/ｈ、ｃ1/ｃ2及びｍからなる上界値式を得る。Fig.5-2-2-7はｍ=1.0,0.6,0.2、ｃ1/ｃ2=1.0～6.0の条件の下での安定数γ・ｈc/ｃ2とＬ/ｈの関係を示している。Ｌ/ｈが小さい場合ｍによる安定数の差はそれほど大きくなく、安定数の増加もわずかであるが、Ｌ/ｈが２程度からｍによる差が顕著となり、ｍが大きなものほど安定数が大きくなる。また、Ｌ/ｈが５程度からｃ1/ｃ2に関係なく安定数はＬ／ｈに比例して大きくなり、これ以上のＬ/ｈではこの増加に伴う地盤の安定性増加は、クラスト以深の地盤内で発揮されるせん断抵抗力の増加によるものと言える。ここでｍ=1.0の場合、(5-2-14)式よりｈ=ｃ2/ｋとなり、Ｌ/ｈをＬ・ｋ/ｃ2に置き換えることができるが、これは中瀬(1970)がＮＣ地盤上の盛土の安定図表に用いたＬ・ｋ/ｃ0に対応している。Ｌ/ｈが10以上における安定数の増加量は、中瀬の示したＮＣ地盤についての増加量と比べて２割程度小さいが傾向はほぼ一致しており、これからもＬが大きくなるとクラスト以深の強度増加部によって盛土荷重に対する地盤の安定性が決まることが確認できる。

３）クラスト地盤上の盛土の安定図表

円弧滑りタイプのメカニズムを用いた上界値計算よりクラスト地盤上の盛土の安定性を決めるパラメータとして、ｃ2/ｃ1、ｃ2/（γ・ｈ）、ｍ、tanβの４つの無次元量が導き出される。このパラメータすべてと安定数の関係を図表にまとめるためには、数多くの図表を用意せねばならず、使用する上からも極めて不便である。ここでtanβが独立している理由は(5-2-22)式に示す運動学的可容条件の制約を計算に導入しなくてはならないためであるが、Fig.5-2-2-4において示した通り、(5-2-22)式の条件を無視しても得られる解は殆ど変わらず、この条件を制約条件として考慮しなくても実用上は特に問題がない。またこれを無視することにより安全側の解が与えられることから、４つの無次元量をｃ2/ｃ1、ｃ2/（γ・ｈ・tanβ）及びｍの３つに減じて、これらと安定数の関係を示す安定図表を作成しても良いことになる。

Fig.5-2-2-8はこの３つの無次元量を用いて整理したクラスト地盤上の盛土の安定図表である。図の横軸はｃ2/（γ・ｈ・tanβ）を縦軸はγ・ｈc/ｃ2であり、（ａ）図にはｍ=1.0,0.8に対し、1.0から6.0までの間1.0間隔のｃ1/ｃ２についての曲線、（ｂ）図にはｍ=0.6,0.4,0.2についての曲線が与えられている。地盤条件からｃ1、ｃ2、ｈ、ｍを求め、盛土の設計条件としてβとγを決めれば、この図表により簡単に盛土の限界高さを求めることができ、また設計盛土高さに対して所要の安定性を与えるβも容易に得ることができる。

以上クラスト地盤上の盛土の安定性について上界値計算結果に基づき考察を行い、安定図表の形で計算結果をまとめたが、ここで行った計算もＮＣ地盤の計算と同様、クラスト層以深の軟弱粘土層の厚さについての検討は行っておらず、Fig.5-2-2-6に与えた安定図表は軟弱粘土層の厚さを無限大と仮定した場合の計算結果である。先に述べたごとくこの無限深さの仮定が安全側の結果を与えることから、Fig.5-2-2-8に示す安定図表は実務上有効なものと考えられる。しかしながら、クラスト地盤では、ＮＣ地盤に比べて深い滑りを起こす。このような場合には、軟弱層の厚さが安定性に影響を及ぼし易くなるため、軟弱層厚が薄くしかものり勾配が緩やかな場合は、かなり過大に安全側の数値を与えるものと考えられ、その使い方には注意しなければならない。

５－３ 遠心模型実験

本節では、遠心模型実験装置を用いて作成した６種類のＮＣ地盤及び１種類のクラスト地盤に対する盛土築造遠心模型実験について述べる。まず実験方法、条件について簡単に説明し、次いで築造実験に対して行った有限要素解析及びそのパラメータの選定について述べる。実験結果から盛土荷重を受けた場合のこの種の地盤の強度・変形特性を詳細に検討し、加えて実験結果と有限要素解析結果及び上界値計算結果との比較を行い、解析法の予測精度や問題点ついて検討する。

５－３－１ 実験方法、実験条件

（１）実験方法

１）模型地盤の作成

本実験シリーズでは６種類のＮＣ地盤模型及び１種類のクラスト地盤模型を作成し、これに対して盛土築造実験を行った。また、本実験に用いた粘土試料はM-30である。

盛土築造実験用のＮＣ模型地盤（ENC1～ENC6）の作成方法は、サーチャージとして真鍮棒に代えてジルコン砂を用いたこと以外は、３－２において説明した支持力実験のための模型地盤作成方法とほぼ同様である。実験室内での予備圧密終了後、遠心軸からの距離が等しくなるよう曲率を持たせて地盤表面を整形し、この上に所定のサーチャージ圧力となるようにジルコン砂を撒き出し(Photo.5-3-1-1)、100ｇの遠心加速度の下で遠心圧密を行った。Fig.3-2-3-12に測定含水比及び応力履歴から求めた地盤内強度を示してあるが、盛土築造実験用の模型地盤でも両者は良い一致を示し、所定のＮＣ地盤が作成されていることが確かめられた。

一方、クラスト模型地盤の作成は３－３で説明した方法によって行い、Fig.3-3-1-3(a)に示す条件をp1=90kPa、p2=70kPa、p3=50kPa、p4=30kPa、p5=10kPa、△ｈ=5mmとして実験室内での予備圧密を行った後、サーチャージ用のジルコン砂を地盤表面に撒き出し(Photo.5-3-1-2)、ＮＣ地盤と同様に遠心加速度100ｇの下で地盤の遠心圧密を行った。３－３，４Ⅱ－３で述べたごとく剛性基礎による支持力実験のように表面応力がゼロの場合、表面付近の過圧密比が非常に大きくなり、また圧密や載荷時に表面にクラックが発生する等の問題があり、本実験のように１回の実験からクラスト部の強度を評価することは非常に難しい。そのため、ここでは地盤表面にサーチャージを付与し、クラスト部の応力状態を明確にすると共に、表面部の応力が引っ張り状態となることを避ける工夫をした。

2）盛土築造実験

i)サンドホッパー

遠心圧密終了後、直ちに盛土築造実験を行う。この盛土の築造にはFig.5-3-1-1、Photo.5-3-1-3,4に示すサンドホッパーを用いた。このサンドホッパーは、Cambridge大での築造実験(Davies,1981)で使用されたシステムを参考にして1982年に東工大土質研究グループによって試作された装置(福田,1983)に改良を加えたもので、アルミ製の砂箱と穴空き底板、移動底板とそれを動かすリバーシブルモータ、およびガイドからなる。穴空き底板と、移動底板の穴が一致すると砂箱中の砂が地盤上に落下する仕組みとなっている。この装置を遠心容器の上端に固定し遠心実験装置に搭載する。リバーシブルモーターは、遠心模型実験装置に搭載したまま遠隔操作が可能で、遠心装置を停止させることなく、模型地盤上に砂を落下させて盛土施工過程を再現することができる。また、この２つの底板の穴が一致している時間を適当に調節することにより、一回の落下での盛り立て高さを制御することができる。

本実験では従来のサンドホッパーに若干の改良を行った。その一つは砂箱内の縦方向の仕切の数を15から23にし、新たに横方向に２つの仕切を加えた点である(Photo.5-3-1-3)。各仕切板で仕切られたセル内の砂の量を所定の盛土形状に合わせて調整するが、仕切の間隔を狭くし数を増すことにより、ノリ面部に対応するセルの数を増すことができ、より正確なノリ面勾配の調整が可能となる。もう一つの改良点は、サンドホッパー下部に所定の盛土形状に合わせたガイドを取付たことである(Photo.5-3-1-4)。これによりサンドホッパーからの砂はガイドに沿って落下するようになるため、砂の自由落下距離が短くなり、コリオリ力による落下砂の水平移動量をかなり抑えることができる。Photo.5-3-1-5は改良を加えたサンドホッパーによる盛土の築造過程を撮影したものであるが、今回の改良によりかなり正確な盛土の築造が可能となった。このような改良により盛土の築造精度は向上したが、事前に盛土の形状を正確に予測することは不可能であり、実験に先立って同一形状のダミー地盤に対し予備盛土築造実験を行い、盛土作成の再現性や盛土形状のチェックを行った。

ii)盛土材

盛土材としては、サーチャージと同じオーストラリア産のジルコン砂を用いた。この砂の土粒子比重は4.67と非常に大きく、単位厚さの盛土荷重が大きいため、限られたスペース内で地盤を破壊させるまでの盛土築造を容易に行うことができる。サクションによる地盤内からの水の吸い上げ等の影響を避けるため、盛土築造は水中で行っており、この時の盛土材の水中単位体積質量は2.3g/cm3であるため、100ｇの遠心加速度場では約2.3×10^{3}kN

/m3となる。従って盛土1cm厚さが23kPaの荷重強度となり、原型に換算すると単位体積重量が2.3t/m3の盛土材の載荷に対応する。一般的な値２t/m3に比べ若干大きな単位重量であるが、この水中築造により実際とほぼ同程度の盛土築造過程を模型内に再現することができる。また、100kPaの拘束圧の下で行った三軸試験より得られたジルコン砂のせん断抵抗角は34°であった。

iii)盛土の築造

遠心模型実験では、装置の制約上模型地盤の中央付近に左右対称の盛土を、遠心装置を止めることなく正確に構築することは極めて難しく、また築造できたとしてもその高さ及び幅が非常に小さなものとなる。そこで、本実験では広い範囲に築造された盛土のノリ面付近を再現することにし、ノリ面を模型地盤中央に設定し、盛土ノリ肩から容器端部にかけて同一高さとなる盛土を築造した。また今回の実験はすべて非排水状態の急速載荷を想定しており、具体的な盛土の築造は、所定盛土高さを一度に盛り立てる方法（クィック載荷）及び１回約１cm程度の盛り立てを地盤が破壊するまで１分間隔で繰り返す方法（ステップ載荷）の２つの方法により行った。前者の場合、数秒で数cmの高さの盛土築造が完了し、非排水状態はほぼ完全に満足することはできるが、載荷があまりに速いため地盤が変形する前に盛土築造が終わってしまい、正確に破壊盛土高さを評価することはできないと言う難点がある。この方法による実物換算した盛り立て速度は10～20時間で4～5mであり、現実とかけ離れたものである。そこで後者のステップ載荷においては、一回で1cm程度の盛り立てとなるようにリバーシブルモーターを操作（盛り立てにかかる時間は数秒）し、これを模型の時間スケールで1分間隔で繰返し行うという手法を取った。ただし、実験によっては、この間隔に若干の変動がある。これを実スケールに直すとおよそ1週間で1mの盛土を構築（ただし、盛り立て時間は数～十数時間）することになり実地盤に即したものとなる。また、この方法によれば、載荷段階の間で変形が著しく急増する点、即ち地盤の破壊を確認することができ、破壊盛土高さを実験的に求めることが可能となる。そこで、ステップ載荷試験ではあらかじめサンドホッパーの砂の量に余裕を持たせておき、地盤に明確な滑り破壊が発生するまで載荷を続けた。Fig.5-3-1-2は、ステップ載荷方法を用いた３つの実験における盛土の築造過程を盛土載荷圧と時間の関係として示したものである。ここで、特にクラスト地盤に対する実験であるECRの載荷速度が速いのは、この実験では５－４で述べる実際の試験盛土を想定し、それに合わせた速度としたためである。

盛土築造実験中の計測項目は、小型間隙水圧計による地盤内間隙水圧，写真撮影による地盤内変位である。この他、Table 3-2-2-1(c)に示すENC5,6の実験では地盤内に小型土圧計を設置し、盛土築造に伴う鉛直土圧の変化も計測した。

（２）実験条件

１）ＮＣ地盤

４章Ｉで明らかにしたように、ＮＣ地盤の支持力問題では無次元パラメータｋＢ/ｃ0が支持力・変形特性に密接に関係し、載荷幅Ｂが非常に重要なパラメータとなる。これに対し盛土荷重に対する地盤の安定性の評価を行う場合、載荷幅Ｂに代わって盛土ノリ勾配が非常に重要なパラメータとなることは、５－２の安定計算からも容易に想像できる。本節におけるＮＣ地盤に対する実験でも、この盛土ノリ勾配βと地盤表面強度ｃ0について特に着目しこれらを変えた実験を行った。ENC1～ENC3は特にノリ勾配に着目した実験であり、ここでは同一の地盤条件の模型地盤に対し1/tanβを2.7,2.4,1.7と変えて盛土高さ37mmのクィック載荷試験を行っている。地盤表面強度に着目した実験として、サーチャージ圧力を10kPa、20kPaと変え、これにより地盤表面強度ｃ0が3.9kPaと7.7kPaとなる地盤に対し、クィック(ENC3,4)及びステップ(ENC5,6)載荷試験を行った。これらの実験はすべて100ｇの遠心加速度の下で行った。地盤の深さ方向の強度増加率ｋ、これを盛土材の有効単位重量γ'で除したｋ/γ'をこの他の実験条件と共にTable 5-3-1-1(a)にまとめて示す。尚ＮＣ地盤の実験では粘土層厚はすべて10cmである。

２）クラスト地盤

クラスト地盤ではＮＣ地盤に比べパラメータ数が多いため、地盤の安定性に及ぼすそれらの影響を実験によって定量的に評価することは難しい。この実験は、盛土荷重を受けるクラスト地盤の強度・変形特性の定性的な評価を第一目的としている他、ここから得られた結果を５－４で述べる実物大の試験盛土に対する挙動予測の参考とする目的も持っている。従ってここでは、模型の強度分布を試験盛土が行われた地盤の強度分布に近いものにする若干の努力はしたが、粘土も異なり現場の盛土材についての情報も不足していたため、正確な現場を再現することは考えず、強度が明確な典型的なクラスト地盤に対する盛土築造実験を行うことを心がけ、（１）で述べたように10kPaのサーチャージを作用させて遠心圧密を行った。Fig.5-3-1-3には、実験後測定した含水比及び遠心圧密時の有効土被り圧より求めた地盤内の圧密先行圧力分布を応力履歴からのもの併せて示した。この実験においても、３－３で考察した通り種々の影響によりクラスト部の含水比が応力履歴より求めたものより小さくなり、含水比より求めたクラスト部の先行荷重が大きくなり、逆に正規圧密部では応力履歴からのものが大きくなっている。Fig.5-3-1-4はこの先行荷重に基づいて求めた地盤内の非排水強度分布を示しており、今回の試験ではサーチャージの存在により応力履歴から求めた強度は表面付近での極端な低下を示さず、またクラスト部における含

水比から求めた強度もそれほど大きなバラツキを見せずにほぼ直線的に地表面に向かって増加している。この様にサーチャージを付加させることによりクラスト地盤の強度をかなり明確にすることができた。スペース上の制約からコーン貫入試験を行うことはできなかったので、ここでは含水比より求めた強度を参考にし、地盤強度の評価を行った。その結果、クラスト厚さｈは28mm、ｃ1，ｃ2はそれぞれ45kPa，10kPa、ｋは2.3kPa/cmとなった。

この地盤に対し、100ｇの遠心加速度場でノリ面勾配1/tanβ=1.7の盛土築造実験をステップ載荷により行った。このクラスト地盤に対する実験条件はTable 5-3-1-1(b)に示す通りであり、クラスト地盤の層厚は15cmとＮＣ地盤の場合より５cm厚い。

５－３－２ 遠心模型実験に対する有限要素解析

土構造物の安定性の評価を行う上で最も重要となるのは、土構造物の破壊に対する安定性や設計荷重に対する地盤の変形量の評価である。前者のために支持力や安全率の評価がなされ、後者の目的のために変形解析が行われる。軟弱地盤上での盛土の急速施工に対する非排水安定性を取り扱う場合、施工中の盛土破壊に対する安定性の評価が最も重要であるが、地盤中に非拘束流れが発生するような破壊に至るまでに、かなり大きな沈下や側方変位が発生するため、その正確な評価は施工時の安定性評価の有効な指標となる。また、近接構造物が存在する場合、載荷に伴う側方変位自体が重要な設計基準となり、その正確な評価が要求される。現在変形解析法として最も一般的に用いられている手法が有限要素解析法即ちＦＥＭ解析法である。この手法はコンピューターの急速な進歩及び1950年代後半から行われ始めた土の構成則に関する研究により導き出されたCam Clayモデル(Schofield & Wroth,1968)や関口・太田モデル(Sekiguchi & Ohta,1977)に代表される構成方程式の定式化によって、土質工学の分野においても盛んに利用されるようになった。有限要素解析法によれば複雑な土の構成則や地盤構成を計算に取り組むことが可能であり、現在のところ変形予測手段としては最も有効な手法である。しかしながらこの手法も決して万能なものではない。未だに土の挙動を完全に表現し得る構成則が確立していない上、多くの土の挙動に影響する要因を取り入れた複雑な構成則を導入しても、入力パラメータの精度によって計算結果が大きく異なる等の問題があるため、計算結果を利用する際には慎重な検討を行わなければならない。

本研究でも有限要素解析を行い、計算結果と実験結果との比較を通して、解析手法の精度や結果を解釈する上での注意点について考察する。本項では盛土築造遠心模型実験について行った有限要素法について、解析プログラム及び入力パラメータ等の簡単な説明を行う。

（１）有限要素解析プログラム及び解析条件

１）有限要素解析プログラム

本研究で使用した有限要素解析プログラムは京都大学防災研究所において太田・飯塚が1983年に開発し、1986年に修正を加えたDACSAR F.E.M (Deformation analysis considering anisotoropic reorientation of stress and dependency on time)である（飯塚,1986）。このプログラムは、構成関係としてSekiguchi & Ohta(1977)による弾・粘塑性モデル、時間効果を考慮しない弾塑性モデル及び弾性モデルを備えている。この有限要素解析プログラムの原理面での詳細及び適用事例は飯塚(1986)によって、また使用方法はOhta & Iizuka (1986)によって報告されている。今回この解析プログラムを用いたのは、試料として用いた粘性土が、２－４で示した異方性と時間依存性を有しており、本プログラムに備えられている関口・太田の粘・弾塑性モデルは、これらのせん断特性を構成関係に取り込むことができるためである。

２）解析対象及び条件

計算の対象とした実験は、ステップ載荷によって行った盛土築造実験であるENC5,ENC6及びECRの３つ実験である。ＮＣ地盤のENC5,ENC6については、Fig.5-3-2-1(a)に示す長方形要素からなる長さ50cm、厚さ10cmの有限要素メッシュを用いて計算を行った。一方クラスト地盤のECRについては、Fig.5-3-2-1(b)に示す長方形要素からなる長さ50cm、厚さ15cmのメッシュを用いた。なお、このクラスト地盤のメッシュの上部３段までがクラスト部、即ち過圧密領域である。また本プログラムでは要素内での定歪を仮定している。

盛土荷重の与え方は、盛土部に自重を持つ要素を追加する手法(elemental force)と、荷重として所定の節点に節点力を与える手法（nodal force）の２種類が可能である。河本(1989)によると、前者の方法では上部の拘束の効果が結果に大きく影響し、本実験のように粘着力のない飽和した砂による載荷の場合、盛土荷重のみを考慮した後者の方法が適していることが示されており、ここではnodal forceよる解析を行った。載荷の時間はすべて模型実験におけるものに合わせ、Fig.5-3-1-2に示す模型の時間間隔で各節点上部の盛土荷重増分に見合う接点力を加えた。

境界条件は図に示すように、変位の拘束条件として、ab,cd面は水平変位を拘束、bc面は水平、鉛直変位共拘束した。一方排水条件としては、ad,bc面を排水境界とし、ab,cd面を非排水境界とした。

（２）入力パラメータ

本有限要素解析で必要となるパラメータについて若干の説明を加えながら、本解析に用いたパラメータを以下に示す。

尚、解析では遠心力場における実験をシミュレートするため、各パラメータもそれに適合した値とする。例えば、比重に関して言えば、100gの遠心力場では、水の単位体積重量γ_wは0.001kgf/cm3×100(=0.1kgf/cm3)となる。

1)　限界状態係数 M

三軸Ｋ0圧密非排水圧縮試験の結果から求めた内部摩擦角ϕ'=38.6°を

$$M = \frac{6 \cdot \sin\phi'}{3-\sin\phi'}$$

の関係に代入し、M=1.57とした。

2)　圧縮係数λ

圧密試験から得られた圧縮指数Cc=0.307および、λ=0.434・Ccの関係からλ=0.133を用いた。

3)　Irreversibility Ratio Λ

Λは$\Lambda=1-\kappa/\lambda$で定義され、ここでκは膨張係数（κ=0.434・Cr, Cr:膨張指数）である。圧密試験から求めた膨張指数Cr=0.048を用いるとΛ=0.86となる。

4)　静止土圧係数K0

三軸Ｋ0圧密非排水圧縮試験の結果から、K0=0.42とした。

5)　ポアソン比ν'

K0=0.42を用いて、以下の関係に代入し、

$$\nu' = \frac{K0}{1+K0}$$

ν'=0.3を得た。

6)　地盤の静止土圧係数Ki

正規圧密部ではKi=K0としてKi=0.42を用い、過圧密となるクラスト部は大槻(1987)がM-20について求めた過圧密比とＫ0の関係を参考にして、１段目から３段目のメッシュでそれぞれＫi=0.7,0.5,0.45の値を用いた。

7)　先行圧密圧力$\sigma vc'$、有効土被圧$\sigma v'$

各深さのメッシュ毎に単位体積重量から計算した。

8)　初期間隙比e0

圧密試験から得られる$e=1.048-0.307\cdot\log p$の関係を用いて、各深さのメッシュ毎に先行圧密圧力$\sigma vc'$を用いて計算した。

9)　ダイレイタンシー係数D

$$D = \frac{(\lambda-\kappa)}{M(1+e_0)}$$

の関係から各深さのメッシュについて求めた。

10)　透水係数の水平成分kx,鉛直成分ky

地盤は成層構造を持つため、透水係数の水平成分と鉛直成分は異なるが、その評価が難しいため、ここではkx=kyとし、圧密試験より得られた平均圧密圧力と透水係数の関係より各層毎にkを求めた。

11)　二次圧縮係数α、初期体積歪速度$\dot{v}_0$

２－４－３で示したようにこれらの定数の同定は非常に難しく、しかもこの値は載荷速度が非常に大きな模型実験については計算結果を大きく左右する。また本来ならば各層ごとに求めるべきであるが、有効応力とαの関係も明確にはなっていないので、ここでは２－４－３で行った三軸試験に対する計算において試験結果と良い一致を示した$\alpha=0.0035$を用い、また遠心圧密時間が約１日かかることより$\dot{v}_0=0.0000024$とした。

５－３－３実験結果及び考察

（１）変形挙動

１）クィック載荷実験

所定の盛土を数秒の間に一度に築造するクィック載荷による実験からでは、臨界盛土荷重を正確に評価することはできないが、盛土ノリ面勾配βを変え表面強度c0の異なる地盤に対し載荷を行えば、この時の地盤の変形挙動を詳細に調べることにより、これらの要因の影響を評価することはできる。Fig.5-3-3-1,3はそれぞれＮＣ地盤上のクィック載荷盛土築造実験で観測された変位ベクトルおよび地盤内の等最大せん断歪線である。ENC1～3では

同じ強度分布を持つ地盤に対し、ノリ面勾配の異なる高さ37mmの盛土を築造している。ノリ面が急になるほど変形領域が斜面直下の浅い領域に集中し、勾配が緩やかになると変形領域が幅、深さともに広がることが分かる。何れの場合も変位の性状はノリ面中央付近の鉛直線上に中心を持つ回転状のものであり、ノリ面勾配が緩やかになりその水平距離が増すことにより、この回転領域も拡大する。一方、地表面強度に着目し、地盤のk/γ'及びβがほぼ等しく、c0のみ3.9kPa、7.7kPaと異なるENC3,ENC4を比較すると、ENC4の盛土高さが45mmでありENC3より8mmほど高かったが、この荷重では明確な滑り破壊は発生していない。表面強度の大きなENC4の変位領域はENC3に比べ非常に広く、その変位はノリ面勾配が2.7のENC1のケースより若干広い範囲にまで及んでいる。またFig.5-3-3-3の等最大せん断歪線より、ノリ勾配が1/2.7のENC1では40%の歪がノリ肩直下に発生しているだけで、ノリ面下全域に及んではおらず、明確な滑り破壊が起きていないのに対し、勾配が1/2.4、1/1.7のENC2,3ではノリ面下全域に亘って40%歪が発生し、地盤に明らかに滑り破壊が起きていることが分かる。このことはノリ面勾配を緩やかにすることにより盛土の安定性を増すことができることを示している。以上のようにクイック載荷盛土実験からもノリ勾配や表面強度の効果をある程度確認することができる。

ENC1、ENC3における盛土築造終了後の最大水平変位発達状況をFig.5-3-3-4,5に示す。クィック載荷の場合、何れのケースでも載荷終了後直ちに地盤が破壊することはなく、その後のクリープ変形の増加と共に滑り破壊が起きる。地盤築造直後、地盤内に発生している歪量にはノリ面勾配の差はあまり現れておらず、載荷終了後のクリープ挙動においてはじめて大きな差が現れる。即ち、ENC1の場合、載荷終了後８秒ではあまり大きな変位は発生せず、時間と共に徐々に変位量が増していく。これに対しENC3の場合、載荷終了後から明確な変位の増加が見られ、８秒後には滑り線を伴う大きな変位が発生する。

２）ステップ載荷試験

ENC3,ENC4を比較することよって確かめらた表面強度の影響は、Fig.5-3-3-2(a),(b)、Photo.5-3-3-1,2に示すステップ載荷の実験で得られた変位ベクトル及び実験後の崩壊状況を示す写真からも明確に観測することができる。図には観測された滑り面形状も示しているが、ほぼ同一のkを有しc0のみ２倍違うＮＣ地盤が同じノリ面を有する盛土荷重を受けた場合、破壊時の盛土高さ、変形領域ともc0の大きな地盤がc0の小さなもののほぼ２倍となる。Fig.5-3-3-2(a),(c)及びPhoto.5-3-3-1,3によって深部での強度分布がほぼ等しいＮＣ地盤（ENC5）とクラスト地盤（ECR）を比較することができる。これによりクラストの存在により変形、滑りがクラスト下の深部まで及び、その結果としてクラスト地盤は大き

な盛土荷重に対して安定であることが分かる。支持力問題と異なり、盛土の安定問題ではクラスト内部のみで発生する破壊は発生しない。支持力問題ではB/hが小さな場合、クラスト以深の強度は支持力値にあまり影響しなかったが、盛土では、全ての場合にクラスト下まで大きな変形が発生するためクラスト以深の強度、即ちc2とkが盛土の安定性に大きく影響してくるものと推察される。

図に示す滑り線形状及び崩壊領域の土塊の変位に注目すると、計測の精度により滑らかさに欠けてはいるものの、NC地盤の場合滑り面は円弧形状となっており、崩壊領域の土塊は円弧に沿った剛体ブロックの回転の変形性状を呈していることが分かる。一方クラスト地盤の場合、滑り面は幾分円弧とは異なった形状となり、クラスト下の強度が小さな部分に水平に近い滑りが発生し、その両側の主働、受働領域では直線的な滑りとなっている。また土塊の変形もNC地盤ほど完全な剛体の回転形状とはならず、主働域と受働域の間に過渡域状のものが見受けられる。

最大せん断歪発達状況をFig.5-3-3-6,7に示す。NC、クラスト両地盤とも歪はノリ面を中心としたせん断応力が最も大きくなる領域に発生していることが分かる。Fig.5-3-3-6aに示すNC地盤のENC5では、破壊に近づくと歪の発生領域がそれ以上広がらなくなっている。同様にENC6(Fig.5-3-3-6b)においても、破壊に近づくと歪の発生領域はあまり大きくは広がらない。またENC6では、盛土の高さが増すにしたがって、歪が盛土側（図の左側）に広がっていく。これは、その状態で最も滑りが発生し易い領域が移動していく状態とも解釈できる。仮に9段目の放置期間中(Fig.5-3-3-6b(a))に破壊が起きるとすると図中の10%ラインで囲まれたノリ肩直下の地盤表面から滑りが発生するものと思われる。一方クラスト地盤のECRにおいては、相対的に地盤強度の小さいクラスト下層から歪が発生しており、盛土下部の地表面から歪が発生していくNC地盤のENC6とは異なった挙動を呈している。(b)に示す崩壊前においては、歪の集中域に比して5%歪の発生範囲が大きいが、これはクラスト部を介して下層部に広範囲に亘り応力が伝播したためと考えられる。また、滑りが発生する前後（(b),(c)）で10%歪の発生領域が著しく拡大しており、NC地盤とは滑り破壊に至るまでの挙動が異なったものとなっている。このようにクラスト部に滑りが発生しない内は大きな歪が発生する範囲は限られているが、クラスト部に滑りが発生すると、大きなせん断歪がクラスト下に発生する。これは載荷初期は応力分散効果によってクラスト部で盛土を支持していたものが、崩壊直前ではクラスト以深の部分が盛土を支持するような状態となっていることを意味している。

Fig.5-3-3-8にはENC6及びECRにおいて観測された滑り破壊を起こす前までの変位ベクトルをFEM計算結果と共に示してある。計算より得られた変位は実測値に比べ領域、絶対量とも大きくなっているが、概ね実験より得られた変形の傾向は捉えている。

Fig.5-3-3-9,10にはENC5及びENC6において盛土法肩(L1)、法面中央部(L2)、法先(L3)、および未改良域(L4)で観測された水平変位の深さ方向の分布を経時的に示してある。この図にも表面強度ｃ0の差がはっきり現れており、ｃ0が小さなENC5では浅い部分のみで大きな変位が起きているのに対し、ｃ0の大きなENC6の場合深部でも大きな変位が発生している。また両ケースとも地表面部の変位が最も大きく、ノリ先よりもノリ面中央部付近での水平変位が大きくなっていることが分かる。

Fig.5-3-3-9,10の実験結果に対応するＦＥＭ計算結果をFig.5-3-3-11,12に示した。ENC6については、破壊前であれば、ＦＥＭ計算は実験結果をある程度説明できるが、ＦＥＭ計算では破壊付近において地盤上部での変位が卓越する傾向は見られず、深部にも大きな変位が発生するという結果になっている。一方ENC5については、ＦＥＭ計算ではノリ先付近の局所的な滑りを表現できないため、何れの水平位置においても実験値に比べ非常に大きな変位が得られている。Fig.5-3-3-13には、ECRにおいて観測された水平変位の深さ方向の分布をＦＥＭ計算結果と共に示してある。ＮＣ地盤と異なりクラスト地盤では、ノリ面中央部直下の水平変位の分布形状が、強度が小さなクラスト下部で最大値を示すものとなっている。また、ノリ先からノリ面中央において非常に大きな変位が生じているが、ノリ肩部では地盤表面付近にのみ変位が観測される。盛土高さ6.0mで各測定位置において変位が急変する深さは滑り線の発生深さと対応しており、４回目の盛り立て中の高さ5.0mから6.0mの間で非常に大きな変位が発生しており、これより盛土の破壊高さはこのあたりにあると言うことができる。一方、クラスト地盤についてもＦＥＭ計算結果は、水平変位の発生量、発生範囲とも実験結果に比べ大きくなり、特にノリ肩(L1)部では両者は著しく異なったものとなっている。

今回のＦＥＭ計算では滑りが発生するような歪の集中現象を表現し得ない。それが計算と実測に差がでた主な原因であろう。このような問題を解決する方法として、有限要素の歪の次数を上げる方法やより細かなメッシュを用いる方法、あるいは歪やせん断応力の集中領域のメッシュを自動的に細かく組み直していく適応有限要素法(小林,1990)を用いる方法等が考えられる。今回のメッシュ分割では盛土周りを若干細かに組んだこと以外は特別な配慮をしていない。それが計算と実測の差を大きくした一因となったと考えられるが、何れにしても変位の予測手法としてＦＥＭを用いる場合、上述の適合有限要素法の様な手法が確立され一般的に用いられるようにならなければ、このメッシュ分割が計算結果に影響を与えると言う事態は改善されない。

Fig.5-3-3-14に示すECRにおける地盤表面の鉛直変位分布の実測値は、Fig.5-3-3-13の水平分布と同様の傾向を示している。実測の変形領域はノリ先から盛土側へ15cm、前方へ10cmの範囲となっているが、計算では盛土中央のメッシュ左側面においても大きな沈下が発

生しており、結果として前方の盛り上がりの範囲も著しく大きくなっている。また、実測の沈下領域から盛り上がり領域に変わる位置はノリ先から盛土側へ約2.5cmであり、盛土高さが増加するとこの位置が盛土側に少し移動するものの、沈下と盛り上がりの形状がこの点を中心にほぼ点対称となっている。これは沈下量と盛り上がり量とがほぼ等しくなっていることを意味し、この実験では地盤全体として非圧縮、非排水の状態で変形していることが分かる。

ECRにおいて観測された盛り立てに伴う地盤内水平変位の変化をＦＥＭ結果と共にFig.5-3-3-15に示す。またFig.5-3-3-16には盛り立てに伴う最大水平変位と最大鉛直変位の変化をＦＥＭ結果と共に示してある。Fig.5-3-3-15に示す比較的深い位置での変位では、計算値が実測値を大きく上回るが、最大水平変位、最大鉛直変位については、計算値は実測値とかなり良い対応を示している。従って、今回の計算によって実験における変位が急増する盛土高さをある程度評価することができる。

盛り立てに伴う最大沈下量及び最大水平変位量は施工管理を行う上での重要な指標となり、富永・橋本法(1974)や松尾・川村法(1977)のように沈下量に対して側方変位量が相対的に増加する傾向を地盤内での塑性流動の発生を示す兆候、即ち破壊の前兆と見なすことが多い。Fig.5-3-3-17にはECRの盛り立てに伴う最大沈下量に対する最大水平変位量の比の変化をＦＥＭ計算結果と共に示してある。実験初期においては変位の絶対量が小さく相対的に誤差が大きくなるため、実測は盛り立て後半に限られてしまうが、今回の実験では水平変位が鉛直変位に比べ非常大きくなっていることが分かる。一方ＦＥＭ計算でもその程度は小さいが水平変位が鉛直変位を載荷初期から上回る結果となっている。Fig.5-3-3-13,14より分かるように盛土下で沈下が卓越する領域の幅がおよそ10cmであるのに対し、大きな水平変位が発生している深さは5cm程度までであり、これは盛土高さによってあまり変化していない。加えてFig.5-3-3-14の地表面鉛直変位分布の考察で述べた通り、今回の実験では全載荷を通して非圧縮、非排水状態で変形が進んでおり、沈下した量がそのまま水平に押し出されるため、載荷初期から水平変位量の方が大きくなるものと考えられる。このような状況下、即ち非常に急速な盛り立てを行う場合は、水平変位と鉛直変位の比に着目する方法を用いることは適切とは言えず、どちらかの変位増分の変化に着目する方法を用いるべきであろう。

（２）間隙水圧挙動

Fig.5-3-3-18にENC5,ENC6の載荷中の地盤の間隙水圧の経時変化を示す。図には写真から推定した盛土の載荷圧を併せて示しており、横軸には模型スケールと実物スケールの双方の時間をとっている。

ENC5においてノリ先直下P4の位置の間隙水圧が３段目の放置期間中(模型スケール125秒)に緩やかに減少し、その後の４段目の荷重増加時に大きく減少してる。ENC6については、これと同様な挙動が６段目(300秒)からP8,P10において、７段目(360 秒)からP4において見られる。この挙動は、ＮＣ地盤の支持力実験で観察された破壊時のフーチング端付近の間隙水圧挙動に類似している。これらの間隙水圧計の埋設されている位置は、大きなせん断歪の発生した位置と対応しており、このような現象は載荷途中既に局所的な降伏、即ち拘束流れが発生したため生じたと考えられる。またENC5のP6で盛土放置期間中に間隙水圧が減少するという上記と同様の現象がみられるが、P6が下部排水層の極めて近く（排水層から8mm）に埋設されていたことから、この現象は圧密によるものと考えられる。Fig.5-3-3-19はFig.5-3-3-18の実験結果に関するＦＥＭ計算結果である。載荷初期では、地盤内各位置における間隙水圧の大きさの相対的な関係及び絶対値とも計算値は実験値と比較的良い対応を示している。荷重が増加していくと大きな歪が発生するノリ面周辺の間隙水圧の増加量が減少し始める。この実験で観測された放置期間中の間隙水圧の減少傾向は解析結果においても現れてはいるものの、その変化の割合はわずかであり、計算結果には実験のような間隙水圧の急激な変化は見られない。

Fig.5-3-3-20はECRにおける間隙水圧変化の実測及び計算結果を示している。ECRでもENC6と同様、３段目の載荷後局所的に大きな歪が発生した（Fig.5-3-3-7）ノリ面中央付近クラスト下のP5の間隙水圧の増加が３段目の載荷で見られなくなり、４段目の載荷時には減少する。これとほぼ同様な挙動は崩壊領域内に位置するノリ肩直下P3及びノリ先の地表面付近P2においても見られる。計算値と実測値を比較するとＮＣ地盤の場合と同じく、荷重増分に対して弾性的に間隙水圧が増加する初期部では両者は比較的良い対応を示すが、地盤内の局所的な降伏域ではその挙動に差が現れる。この有限要素解析の結果は変形挙動の項で述べた通り、メッシュの形状や有限要素内での歪や間隙水圧の仮定の仕方によって大きく変化するため、今回の計算結果の検討のみからＦＥＭそのものの適用性について結論を下すことはできない。しかしながら、大変形や局所的な歪の集中が予測される問題に対してはＦＥＭの適用は充分慎重に行うべきであると結論して良いように思われる。

Fig.5-3-3-21は、模型地盤内に土圧計を埋設したENC5及びENC6の各荷重ステップ毎の地盤内鉛直土圧△pと間隙水圧の関係を示している。ここで用いた土圧計は何れも盛土下に埋設したものであり、ENC5では地盤底部のE3、ENC6では地盤中央E2(Fig.5-3-3-18)によって計測された土圧を示している。いずれのケースにおいても、初期のステップではすべての間隙水圧が土圧の増加に比例して上昇しているが、ステップ数が増すにつれ、土圧が増加しているにもかかわらず、間隙水圧が上昇しなくなるものや、減少するものが現れてくる。この現象は主にノリ面下部の地表面近くの歪の集中領域、即ち潜在滑り面の存在する位置

で現れている。Fig.5-3-3-6bのNC6の最大せん断歪の発達状況によっても、ノリ面下部周辺の地表付近に最初に大きな歪が発生することが示されているが、この領域(P8,P10)で間隙水圧が最も速くこの挙動を示す。

Höeg et al.(1969)やTavenas et al.(1979)は実物大の盛土試験から、盛り立ての過程で盛土高さがある点を越えると過剰間隙水圧が急増することを見いだしているが、本実験ではそのような挙動は確認できなかった。彼らが実験を行った地盤は鋭敏で軟弱な粘性土によって構成されているが、セメンテーションや二次圧密によって若干疑似過圧密状態となっている。従って載荷初期においては地盤内の土要素は弾性的な挙動を示すが、ある荷重を越え要素の応力状態が降伏局面に達し塑性変形が生じると急激に大きな間隙水圧が発生するものと考えられる。これに対し地盤が正規圧密状態である本実験では、常に土要素の状態は降伏局面上に位置し、特に注目しているノリ面周辺の浅い部分ではせん断応力が卓越するため、載荷初期から大きな間隙水圧が発生し、実験で観測された載荷後半部の間隙水圧増分の減少傾向は、既にその位置が破壊状態となっていることを意味している。したがって正規圧密地盤において特徴的に現れる間隙水圧の減少傾向は、破壊予測の指標とはなり得ないと考えた方が良い。

（３）盛土の臨界高さ

ステップ載荷による実験で観測された最大水平変位δmaxと盛土載荷圧ｑの関係をFig.5-3-3-22に示す。この図から荷重放置期間に水平変位が大きく進行する載荷ステップが存在することを確認することができる。その次のステップでは荷重増加中に大きな変位が生じ、その放置期間に滑りが発生する。盛土載荷実験では支持力実験のように連続的な荷重増分をゆっくりと地盤に与えることができないため、明確な破壊点が現われない。しかしながら、これらの実験における破壊時盛土載荷圧、即ち臨界盛土高さは、上記二つの載荷ステップの間に存在していると考えて良く、これらの盛土載荷圧は実験における破壊荷重の目安となる。Table5-3-3-1には、上述の特徴の現れる２つの載荷ステップより求めた各盛土築造実験の破壊時盛土圧及びそれより計算した盛土の安定数Ｎcをまとめてある。尚、クィック載荷のEC1～ENC4では破壊点を規定できないので、これらについては最終盛土高さを破壊点としＮcを求めている。また、クラスト地盤のＮcは破壊時盛土圧をクラスト下縁の強度

ｃ2で除したもので定義している。表には、Table 5-3-1-1に示す三軸Ｋ0圧密非排水圧縮強度に対応するｃ0,ｃ2で破壊時盛土圧を除して求めた安定数と、(2-5-1)式により強度異方性、平面歪条件及び歪速度に関する補正を行った強度から求めた安定数を示してある。尚、ENC1～ENC4では約５秒の盛り立て時間内に5～10％の最大せん断歪が発生し、この場合の歪

速度$\dot{\varepsilon}1$が40～80%/minであり、これに対する歪速度の補正係数ｎｒの範囲は1.30～1.34となる。またステップ載荷のENC5、ENC6,ECRでは放置期間中に変位が増加するステップでの$\dot{\varepsilon}1$は5～10%/min、その次のステップにおける大変形発生時の$\dot{\varepsilon}1$は40～120%/minであり、それぞれのｎｒの範囲は1.18～1.22、1.30～1.36となる。したがって、それぞれの場合についてｎｒの平均値をｎｒの代表値として用い、これと強度異方性、平面歪条件に関する係数ｎa=0.86、ｎp=1.05を(2-5-1)式に代入し補正強度を求めた。

ステップ載荷試験における破壊荷重に着目し、ｃ0が２倍異なるENC5とENC6を比べると、放置時の変位急増現象を破壊点として求めた破壊盛土圧は、ｃ0が大きなENC6でENC5の２倍近くの値となっている。またENC5とECRを比較するとクラストの存在により破壊盛土圧が70%ほど大きくなることが分かる。同表には５－２で示した円弧滑りタイプのメカニズムを用いた上界値計算より求めた安定数も示してあるが、ＮＣ地盤の場合変位の急増点より求めたＮｃでも実験値が計算値より20～35%大きくなり、逆にクラスト地盤の場合実験値は計算値の84%程となった。このＮＣ地盤及びクラスト地盤における実験値と上界計算値との差の傾向は、Fig.4Ⅰ-3-2-4及びFig.4Ⅱ-3-2-2に示した支持力実験における差の傾向とまったく同じである。実験値が計算値を上回る原因としては、サイドフリクションや、排水効果及び計算の仮定において盛土部で発揮される強度を無視していること等が考えられる。一方クラスト地盤について逆の結果となった理由としては、クラスト部で実際に発揮される強度が仮定したものより小さくなっていることが考えられる。ECRでは載荷中のクラックの発生を抑える為にサーチャージを作用させてはいるが、Fig.6-3-1-3から分かるように地表面付近は著しい過圧密状態となっている。そのためクラスト部に滑り面の発生に先立つ歪の集中が起きると、その部分に負圧が生じ、周囲から間隙水が流入し強度の低下を引き起こすことになる。またPhoto.5-3-3-2とPhoto.5-3-3-3でENC6とECRの変形形状を比べると、クラスト地盤のECRのノリ先前方の地表部の変形が曲げ変形の様相を呈していることが分かり、クラスト表面部の応力が引っ張り状態に近くなっていた可能性もあると考えられる。盛土荷重の増加に伴いノリ先部の水平変位が大きくなり、水平方向に受働圧が増すが、クラスト部の強度・剛性が大きく、圧縮変形量は小さいので挫屈に類似した破壊が起きたものと考えられる。もしサーチャージ圧が作用していなかったとしたら、支持力実験と同様にクラックが発生し、さらに小さな安定数が得られたものと考えられる。この様にある程度大きな変形を伴う場合には、クラスト部の強度特性は非常に複雑となる。La Rochelle et al.(1974)が非常に鋭敏な粘土の場合、クラスト部の強度としてベーン試験の最大強度を用いることは非常に危険であり、残留強度を適用すべきであると述べている。今回の模型地盤の様にそれほど鋭敏な粘土でなくとも、帯基礎荷重に対する支持力評価におけると同様、盛土荷重の場合もクラスト部の強度の見積りに際しては十分な注意を払う必要があ

り、地盤の安定性の合理的な評価のためには強度の低減を行う必要がある。ちなみに(2-5-1)式による強度補正において、クラスト部のｃ1については歪速度の影響を無視しｎｒ＝1.0とするとｃ1/ｃ2は3.5となり、この条件に対するＮｃの計算値は9.5となり実測値と良い一致を示す。

Fig.5-3-3-23は各実験条件について行った円弧滑りタイプの上界値計算より得られた滑り面及び臨界盛土高さを示したものである。尚ここでの計算は補正強度を用いて行っている。クィック載荷及びステップ載荷の盛土実験双方の結果とも、ｃ0や1/tanβが大きくなると滑り領域が拡大し、臨界盛土高さも増しており、（１）の変形挙動の項で考察したＮＣ地盤の安定性に対する地表面強度ｃ0やノリ面角度βの効果におけると同様の傾向を示している。

クィック載荷の盛土試験で観測された滑り面、Fig.5-3-3-23に示したものと同じ上界値計算結果に補正強度を適用して得た滑り面、及び実験で観測された水平変位急増時の盛土高さが上界値計算から求まる臨界高さとなる様に地盤強度を逆算して計算より求めた滑り面もFig.5-3-3-24に示している。（ａ）のENC5では実測滑り面と実測破壊高さより求めた滑り面が良い一致を示している。ここで実測値が計算値よりノリ先前面に伸びている原因としては、ノリ先部分の盛土形状が所定のものから若干ずれ、ノリ先前方にジルコン砂が緩やかに堆積し、それが抑え荷重の役割を果たしたこと、並びにENC5の滑り域が非常に浅く、盛土下のこの部分では盛土荷重に伴う圧密の影響が若干現れ、圧密の影響がなく相対的に強度が小さくなるノリ先の変形が大きくなったことなどが考えられる。これに対し表面強度が大きなENC6では、ノリ先部では実測と計算は良い一致を示すが、盛土側で実測の滑りがかなり大きなものとなっている。しかしながら、計算より求めた滑り面の盛土側の開始点付近は、Fig.5-3-3-6b(b)に示す水平変位の急増が起きた10段階での等最大せん断歪線図で15％の局所的な歪の集中が生じている箇所に対応する。側面摩擦等の原因により実験において滑り破壊が生じる盛土高さは大きくなり、それによって臨界滑り面も拡大するため、実測滑り面と計算値に差が現れたものと思われる。上記の歪の集中域をもしそれが将来滑り面となるであろう潜在滑り面と見なし得るならば、この潜在滑り面と計算値は非常に良い対応を示す。以上より、ＮＣ地盤の完全非排水状態での盛土の安定性は、円弧滑りの破壊メカニズムにより十分な精度で評価できるものと結論できる。

Fig.5-3-3-24(c)にクラスト地盤のECRの結果を示す。上述の如くクラスト部の強度は変形に伴いある程度低下するのに対し、クラスト下の正規圧密領域では強度低下は起こらないものと考えられるので、大変形後のｃ1/ｃ2の値は低下し、計算におけるクラスト部の強度の評価が問題となる。ここでは計算値を、Fig.5-3-3-23に示す初期強度分布に補正を施した強度を用いたケースと安定数の値が実測値と良い対応を示したｃ1/ｃ2=3.5のケースに

ついて示した。滑り出しの開始点の位置は破壊盛土高さが５ｍの場合の前者が実測と良く対応するが、ノリ先部では後者が実測と近くなっている。また前者の滑り面の位置はFig. 5-3-3-7(b)に現れている潜在滑り面と非常に似たものとなっており、ここでもFig. 5-3-3-24(b)に示すENC6の場合と全く同様な結論を得る。過圧密比が大きな表層部の強度補正において、歪速度の影響は無視したが、これは正規圧密部の強度を相対的に20％弱低減したことと等価であり、今回の実験のクラスト地盤ではこの20％という強度低減率が比較的妥当な結果を与えた。勿論実際問題においては、必ずしも今回の模型と同様な状況が起こるとは限らないので注意しなくてはならい。

（４）変形挙動に着目した盛土の破壊予測

盛土の施工管理に用いられる最も一般的な指標は地盤内の水平変位δであり、富永、橋本(1974)や松尾、川村（1975)はこれと盛土沈下量ρの比δ/ρに着目し盛土の施工管理法の提案を行っている。Fig. 5-3-3-17で示した如く今回の実験のように非排水条件がほぼ満足される正規圧密地盤に対する盛土載荷の場合、載荷初期から沈下量に対して大きな水平変位が発生し、破壊の前兆をこれらの比から観測することは難しく、5-3-3-16,22からも分かるように水平変位の変化を指標に破壊を予測する方法がこの種の問題には適していると考えられる。

水平変位のみに着目した破壊予測法として柴田・関口(1979,1980)の提案する方法を挙げることができる。彼らは仮想地盤に対し粘・弾塑性モデルを適用したＦＥＭ解析を行い、盛土載荷圧増分と水平変位増分の比⊿ｑ/⊿δで表される側方変形係数と載荷圧ｑとの関係において、ｑの増加と共に両者の関係を表す曲線の傾きが小さくなり、ｑがある値を越えると⊿ｑ/⊿δが直線的に減少し、⊿ｑ/⊿δ=0となるｑが極限支持力ｑuとなることを示した。従って、現場観測によりこの直線部を見いだすことが出きれば、施工段階でｑuの予測が可能となる。Fig. 5-3-3-25にはステップ載荷実験で得られた⊿ｑ/⊿δmaxとｑの関係を示す。変位が非常に小さい載荷初期では相対的に誤差の割合が大きくなり、加えて載荷速度が一定ではなくまた１ステップ当たりの荷重増分がかなり大きいことから滑らかな曲線とはならず、また曲線の後半部にも明確な直線は得られなかった。しかしながら曲線の全体の形状は柴田、関口(1979)が示したものと類似している。ENC5では⊿ｑ/⊿δmaxがほぼ零となる載荷圧で滑り破壊が生じ、一方ENC6, ECRでも⊿ｑ/⊿δmaxがほぼ零となる点はFig. 5-3-3-22で示した放置期間中に大きな水平変位が発生する点に対応している。このように⊿ｑ/⊿δ＝０は破壊点の定義としては妥当であり、もし⊿ｑを細かく取り、滑らかな曲線を得ることができたならば破壊荷重を事前に予測することが可能となる。ここで注意しなくてはならないことは、⊿ｑ/⊿δというパラメータを用いている以上⊿ｑ,⊿δいず

れもゼロであってはならないことである。すなわちこれはこの手法が載荷中にのみ適用可能であることを意味している。また載荷中でも盛り立て速度によって⊿δが変化するので、この手法を実際に適用する際は載荷速度の影響について十分注意しなければならない。

Fig.5-3-3-22,25に示した水平変位は、すべて地盤内に発生した最大水平変位である。この最大水平変位の変化に着目することにより破壊の予測、あるいは破壊点の決定を行うことができる。一方上述した種々の安定管理手法は、一部のものを除いて、そのほとんどが盛土ノリ先直下における最大水平変位量を管理指標として用いている。破壊の正確な予測を目的とした管理指標としての水平変位は、絶対値が大きくまた破壊付近でその値が急増するものが最も適している。載荷初期においてはノリ面直下付近で水平変位の最大値が現れるが、破壊付近では最大水平変位の発生する位置も盛土側に移るものと考えられ、ノリ面直下では水平変位の増分傾向を過小評価することになる。したがって指標としての水平変位の測定は最終盛土高さにおいて最大水平変位が発生する付近で行うことが望ましく、正確な施工管理を行うためには事前に最大水平変位の発生位置を予測することが極めて重要である。

最大水平変位の発生位置はノリ面幅Ｌと密接な関係があると考えられる。Fig.5-3-3-26は、盛土築造実験より得られたノリ先から最大水平変位発生位置までの距離ｌと最終ノリ面幅Ｌの関係を示している。図には仲田(1990)の行ったプレロード地盤に対する実験結果も併記してある。今回実施したＮＣ地盤に対する実験では、最大水平変位は法先から0.44･Ｌの位置に現れている。５－２－１の上界値計算において、円弧滑りタイプの場合破壊時の円弧の中心はノリ面の中央に位置することを示した。もし変形が円弧状であれば、最大水平変位は円弧の中心直下に現れると考えられるが、実験ではこれより若干ノリ先側に現われた。今回の盛土実験では最終盛土高さが臨界盛土高さより大きくなったケースが多かったことを考えると、非排水の急速載荷の場合最大水平変位はほぼノリ面中央で発生すると言える。ただしこれは載荷前の地盤内の強度が深さ方向のみに変化している場合に限られる。仲田(1990)が実施したプレロード地盤のように盛土下よりノリ先部の強度が小さくなる場合、最大水平変位発生位置はノリ面中央部からノリ先側に移る。

５－４ マレーシアにおける現場盛土破壊実験

１９８９年１１月マレーシア、クアラルンプールにおいて、「マレーシアの海成粘土地盤上の試験盛土に関する国際シンポジウム(International Symposium on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays)」がThe Malaysian Highway Authority(MHA)の主催のもとで開かれた。筆者は、東京工業大学中瀬明男教授（現名誉教授）と共に、試験盛土の１つとして実施された破壊盛土実験における盛土の挙動予測を行う機会を与えられ、現場および室内試験データを基に盛土の挙動についての予測を行った。この予測作業を行った１９８９年７月の時点には、既に盛土の破壊試験は終了していたが、予測者は盛土試験はシンポジウム直前に行われるという連絡を受けており、その予測は実挙動に関する一切の情報がない状況で行われた。従ってこの予測は Lambe(1973)の言うPrediction Ａの範疇に当てはまる。シンポジウム終了後、Moderator's Report(Brand & Premchitt,1990)の形で破壊試験における盛土の実挙動と予測の比較が行われた。その結果の一部をTable 1-2-5-2,Fig.1-2-5-1に示したが、筆者らの予測も含め全体としての予測の結果は必ずしも満足のいくものとはならず、実測とかなり異なったものとなった。

本節では、この破壊試験の概要を紹介し、初期の予測(Prediction Ａ)における予測手法及びそこで用いた種々の定数について再検討し、この検討結果を基に行った再計算(prediction C1)結果と初期予測結果及び実測値とを比較している。これらの比較を通して、前節までの模型実験及び計算より得られた軟弱地盤上の盛土の安定性に関する知見以外に、その評価において特に重要となる要因について検討している。

５－４－１盛土試験の概要

（１）試験現場

試験盛土は、クアラルンプール東南のMuar川周辺に広がるMuar低地内に位置する高速道路の建設現場の一部で行われた。地質年代的にみるとこの周辺の地盤は最近の堆積物からなり、幅25kmの範囲に20mにも及ぶ海成粘土からなる層を有している。試験現場の地盤の含水比、アッターベルク限界、現位置ベーン強度、コーン抵抗の分布はFig.1-2-3-1(b)に示す通りである。この地盤は表層2.0m付近まではクラストであり、それ以深では深さ方向に強度がほぼ直線的に増加するという、本研究で取り扱った典型的なクラスト地盤である。クラスト以深では、浅い層での含水比は100%近く液性限界を越えるものもあり、また深い部分においても含水比は液性限界とほぼ等しく、20m近くの深さまで非常に軟弱な粘土が堆積している。現場の土質条件の詳細はMHA(1989)に記載されている。

（２）盛土試験

試験盛土はFig.5-4-1-1,2に示す平面及び断面形状を持つ。この盛土の築造は以下の如くに行われた。即ち、まず底部の広さ90x55mの長方形盛土をノリ勾配1:2で高さ2.5mまで盛り立てる。2.5mの高さにおいて盛土天場の三方に幅15mの犬走りを設け、1:2勾配で盛土が明確に破壊するまで更に盛り立てを続ける。犬走りが抑え盛土となるため、盛土の崩壊箇所を犬走りを設けなかったノリ面側に限定できる。予定されていた施工速度は１層200mm厚さの盛り立てを週２層のペースで行う57mm/dayであったが、実際の施工では１層224mm厚さで盛り立てを行い、平均の盛り立て速度は60mm/dayであった。盛土材として用いられた材料は砂質粘土に分類されるグラナイトであり、締固め後の平均単位重量は2.04t/m3であった。

盛土施工は1988年10月27日より開始され、施工開始後98日目、盛り立て厚さ5.4m(盛土高さ4.7m)の時点で盛土中央部付近にクラックが発生し、100目において5.6mの盛り立てを完了した直後に明確な滑り破壊が発生した。この試験盛土については、Brand & Premchitt (1990)にその詳細が記されている。

５－４－２ 破壊盛土試験の挙動予測

（１）破壊盛土高さ及び崩壊面

１）初期予測（Prediction A）

破壊盛土高さの予測は修正フェレニウスを用いた安定解析により行った。現場の粘土に対して行った変水位透水試験(MHA,1987)より得られた透水係数が10^{-8}～10^{-9}cm/secのオーダーで非常に小さかったので、盛土載荷中地盤内ではほぼ非排水条件が満たされるものとし地盤材料を$\phi=0$材と仮定し計算を行うことにした。この計算を行うに当たり最も重要となるものが地盤の非排水強度であり、その評価は以下のごとくに行った。即ち、計算の対象とする地盤をFig.6-4-2-1に示す上部クラスト、超軟弱シルト質粘土（Clay Ⅰ）及び軟弱シルト質粘土（Clay Ⅱ）の３層から構成される地盤に単純化する。応力履歴及び圧密試験結果を参考にFig.5-4-2-2に示す最大先行圧密圧力分布を決定する。クラスト以深の軟弱層についてはこの最大先行圧密圧力分布及びＫ0三軸試験より得られた非排水強度増加率$cu/\sigma v'=0.27$(AIT,1989)を基に決定し、クラスト部については現位置ベーン強度を参考に決定した。この地盤強度決定方法の詳細についてはNakase & Takemura(1989)に記されている。Fig.5-4-2-3に計算に用いた地盤内の非排水強度分布を示しているが、これは同図に示したベーン強度、一軸圧縮強度と良い一致を示しており、計算の仮定が妥当であったものと判断した。一方盛土材については排水三軸試験より$c'=14$kPa、$\phi'=31°$が与えられ

ていたが、グラナイトについての知識が余りないこと及び不飽和土の粘着力は飽和度の上昇と共に減少することを考慮し、盛土材の強度定数としてc'=0、φ'=30°を用いた。

以上示した地盤及び盛土材の強度を用いて行った非排水安定計算から得られた破壊時の盛土高さ、即ち臨界盛土高さは約3.5mであり、実際の破壊盛土高さ4.7mをかなり過小評価する結果となった。また、Fig.5-4-2-4に示すように予測滑り面は実測滑り面より非常に小さなものとなった。尚、同図に示した予測滑り面は、Fig.5-3-3-2に示したクラスト地盤の滑り面の形状を参考にして、計算より得られた滑り面を修正したものである。この予測と実測の差の原因として、仮定した地盤強度が実際のものより小さかったことが上げられるが、Fig.5-4-2-3に示す如く計算で用いた応力履歴から求めた強度はベーン強度や一軸強度と良く一致しており、また他の招待予測者の仮定した強度(Brand & Premchitt,1990)もこれと殆ど変わらないことから判断して、今回仮定した地盤強度は実際と近かったものと考えられる。

初期予測における計算では滑り面が盛土内を通ると仮定していたが、ここで試験盛土現場の条件について盛土内でのクラックの発生を仮定した５－２－２で示した円弧滑りタイプの上界値計算を行った。計算より得られた破壊時盛土高さは４．２ｍであり、滑り線の形状はFig.5-4-2-4に示すごとくとなった。破壊時盛土高さに関しては計算結果は実測より約１割ほど小さな安全側のものとなったが、工学的には十分な精度の予測を上界値計算によって行い得ると結論できる。盛土内を滑り面が通ると仮定した初期予測における計算では、盛土内のクラックを仮定した上界値計算より盛土部分の滑動モーメントが抵抗モーメントに比べ相対的に大きくなり、小さな破壊時盛土高さを与えることになる。一方滑り面を比較すると、計算より得られた滑り面は実測より若干小さく、特に滑り面の位置に大きな差が見られる。

上述の修正フェレニウス法による初期予測や上界値計算結果と実測の差の原因として、1)圧密排水効果、2)盛土材の強度、剛性を取り上げ、以下でそれぞれについて検討する。

２）圧密排水効果

現位置の数種の深さから採取した試料に対して数種の鉛直圧のもとで行った変水位透水試験（ＦＨＰ）の結果が、Factual Report on Geotechnical Investigation Vol.1(MHA, 1987)に記載されており、Fig.5-4-2-5に示す様に地盤内の透水係数ｋは、10^{-8}～10^{-9} cm/secと非常に小さなものであった。これに対し同図に示すＡＩＴで行われた標準圧密試験(AIT,1988)から得られた透水係数は、10^{-7}～10^{-8}cm/secとＦＨＰから求めた値より10～30倍大きなものであり、もし地盤の透水係数が標準圧密試験より得られたものと近いとすると、盛土築造中に地盤内の圧密、排水がある程度起きていた可能性がある。

この排水の効果が地盤の安定性に与える影響を調べる目的で、２種類の透水係数を仮定して有限要素解析を行った。透水係数が小さな場合の計算は初期予測において行った変形解析とまったく同じものであり、ｋとしてはFig.5-4-2-5に示すＦＨＰの結果を用いている。一方透水係数が大きな場合は、ｋ以外は前者とまったく同じ条件で、ｋのみ以下のように変更して計算を行った。即ち、クラスト以深は標準圧密試験より求めた透水係数を持つものとした。クラスト部については、サンプリング深さ2-2.5mの試料に対するＦＨＰのｋが他より５倍程度大きくなっていることより、上部粘土(Clay I)の５倍の透水係数とした。この計算で用いた有限要素メッシュはFig.5-4-2-6に示すものであり、また有限要素解析プログラムは５－２－２で説明したDACSAR (Ohta & Iizuka,1986)である。ｋ以外のパラメータの決定法、その他の計算手順についてはNakase & Takemura(1989)に詳述されている。Fig.5-4-2-7は、これらの計算で得られた盛土厚さと地表面最大沈下量ｓmax及びノリ先直下量下水平変位δmaxの関係である。ｋが大きくなると排水の効果によりｋが小さな場合に比べ、盛土初期における沈下量は増加し、逆に水平変位は小さくなり、地盤の破壊を意味する水平変位が急増する点の盛土厚さはｋが大きい場合が小さい場合より0.2mほど大きくなっている。ＦＥＭ計算では正確な破壊盛土高さを予測することはできないが、両者の相対的な差がさほど大きくないことより、今回の試験盛土では圧密排水の効果は、盛土の安定性の向上にそれほど大きくは寄与していないことが推察できる。

３）盛土材の強度、剛性

盛土材の強度を設定するに際して与えられたデータは、排水三軸試験結果と非排水三軸試験結果である。後者によると盛土材の非排水強度ｃuは40kPa程度となるが、グラナイトの特性について知識がないので、盛土材の強度定数として排水試験のせん断抵抗角φ'=30°を用い、粘着力ｃはゼロとし、盛土内に滑り線が通るものと仮定し初期予測の計算を行った。Brand & Premchitt(1990)が示すように、盛土材のφが安定性に及ぼす効果は非常に小さく、ｃ=0、φ=30°とした場合、安定解析結果は盛土材の強度を無視したと場合（φ'＝０）と殆ど同じとなる。これに対し粘着力ｃは安定性に大きく影響する。Fig.5-4-2-8は、φ=0として盛土材のｃを数種変化させて行った安定計算結果であり、図の横軸は盛土の粘着力、縦軸は臨界盛土高さを示している。ｃの増加と共に臨界盛土高さが著しく増加し、ｃが40KPaで臨界盛土高さは実際の破壊時盛土高さよりやや大きな5.2mとなる。これから必ずしも盛土材の強度が40KPa近くあり、それだけのせん断抵抗が盛土内で発揮されたと結論することはできないが、初期予測において盛土材の強度を明らかに過小評価していたことは確かなようである。

Fig.5-4-2-4には、盛土材の強度をｃ=40KPa,φ=0として行った再計算より得られた臨界

滑り面を初期予測及び実測結果、並びにBrand & Premchitt(1990)の計算結果（盛土材のｃu=42KPaの場合のＦs=0.98～1.02の範囲の滑り領域）と共に示してある。盛土材のｃu値が大きくなると滑り面が深くなることがわかり、深さだけ比べると再計算結果は、実測と良い一致を示す。しかしながら、臨界円の半径は実測に比べるとかなり小さくなっている。この傾向は程度は小さいがBrand & Premchittの計算結果にも現れ、今回のように盛土内のテンションクラックがきっかけとなって起こる破壊の場合、盛土材の強度を正確に評価できたとしても、通常の安定計算方法で破壊面の形状を正確に予測することは困難である。

盛土内にクラックが発生するケースは盛土材がいくらかの粘着力を持っている場合である。通常盛土材は不飽和状態であり、不飽和土の粘着力は雨水の浸透等による飽和度の増加によって低下し、不安定なものであることを考慮すると、設計に盛土強度を積極的に取り入れることは現状では余り推奨できるものではない。但し、前述のごとく任意な位置でのクラックの発生を許す上界値計算でも、工学的には十分な精度で破壊時盛土高さを与えるものの、予測値は若干小さなのものとなっていることを考えると、今回の破壊盛土試験のように盛土材の強度がかなり大きいことが予測される場合では、安定性を過大評価しない程度に盛土強度の効果を設計に取り入れるべきである。以下に盛土の強度が非常に大きな場合の限界高さの評価法について若干の考察を加える。

４）盛土が大きな粘着力を有する場合の限界高さの評価。

軟弱地盤が盛土荷重を受けると、圧密または非排水変形により地盤が沈下する。通常この沈下形状は、圧密沈下が卓越する場合は盛土中央部で最大となるが、非排水変形が卓越する場合、最大沈下量発生箇所は中央からずれることもある。何れのケースにおてもかなりの不等沈下が起きるため、その沈下に追随して変形する盛土内には引っ張り応力が卓越する部分が現れ、その結果盛土内にクラックが発生する。

５－３－３で示した遠心模型実験で用いたジルコン砂による盛土のように盛土の強度、剛性が小さい場合、盛土は上部地盤の変形を拘束することはできないので、地盤内に歪の集中部が現れ、そこから滑り破壊が発生する。この場合は、通常の円弧滑り法により臨界円、臨界高さをある程度正確に求めることができる。一方盛土の強度、剛性が大きな場合、盛土が変形を拘束する効果も大きくなり、また盛土内を貫通する滑りも発生しにくいため、滑り破壊を起こすことなく地盤の沈下が進行していく。その過程で上述のクラックが盛土内に発生し、その時点の盛土高が破壊に対して十分な高さとなっている場合、クラックの下点を起点とした滑り破壊が起こる。また破壊に対して十分な高さがない場合は、更に盛上げればやはり同様な滑りが発生する。

Fig.5-4-2-9は、盛土強度をｃu=20,40,60kPaとし、その強度が盛土内でせん断抵抗とし

て発揮される場合、及びFig.5-4-2-10に示すA、B点までクラックが発生し、それらの点を滑りの起点とした場合の盛土高と最小安全率の関係を示している。Aを滑りの起点とする場合の臨界高さは約4.4m、Bの場合は5.3mとなり、クラック発生を盛土部のみに限定した前者が後者に比べると1mほど低くなっている。また前者の臨界盛土高さは、非排水三軸試験より得られたcu=40kPaを盛土強度とした場合の臨界高さ5.2mと盛土強度を殆ど無視した場合の予測結果の3.5mのほぼ中間となる。破壊時の盛土厚は5.4mであるがその時点で約0.7m程度の盛土沈下があり、正味の荷重となる盛土高さは4.7mであったこと、及び排水効果が実際には若干含まれていることを考慮すると、Aを起点とする滑りより求めた4.4mが実測と最も良く対応していることになる。またFig.5-4-2-10に示す滑り線もこのケースが最も実測と近いものとなっている。

以上より、軟弱地盤上に材料強度がある程度大きい盛土が築造され、その安定性を評価する場合、盛土の強度が盛土内を通る滑り線上ですべて発揮されるものと仮定し任意の滑り線に対し最小安全率を求める通常の安定計算を行うと、その安定性を過大評価する可能性がある。また逆に盛土強度をまったく無視することは不経済となる。この種の盛土の合理的な安定性の評価は、クラックの発生位置（幅の狭い盛土なら中央部）を予測し、そこを起点とする滑り線に対する安定計算を行うことによってなし得るものと考えられる。

（２）間隙水圧、変形

予測者は、破壊時の盛土高及び破壊面の他に盛土築造にともなう地盤変位（地盤表面沈下量、地盤内水平変位）並びに間隙水圧挙動の予測を求められた。これらの予測手法としてＦＥＭ解析を用いたが、５－３－３で示した通り、盛土荷重を受けるこの種の地盤の変形挙動を正確にＦＥＭ解析で予測することは難しい。そこで５－３－３で行った遠心模型に対するＦＥＭ解析結果を基に解析法の適用性を検討し、解析結果と実験結果の差の傾向を捉え、それを参考にて試験盛土に対するＦＥＭ計算結果に若干の修正を加え最終の予測値を決定した。計算に用いたメッシュはFig.5-4-2-6に示すものであり、その他の具体的な計算手順、パラメータについてはNakase & Takemura(1989)に詳述されている。 Fig.5-3-3-20に示すように間隙水圧に関しては遠心模型実験結果と計算結果は良い一致を示したが、Fig.5-4-2-11に示す試験盛土に関する初期の予測は実測と大きく異なったものとなった。破壊盛土高さに及ぼす圧密排水効果の項で述べた通り、初期の計算では地盤の透水係数kとして変水位透水試験（ＦＨＰ）から得られたものを用いた。Fig.5-4-2-5に示す通りその値は遠心模型実験に用いた川崎粘土の透水係数の１/３～１/４であったため、排水の程度を合わせるために、Fig.5-4-2-12に示すような実物換算載荷速度で遠心模型実験を行った。しかしながら予測終了後届いた結果によると、圧密試験より求めた透水係数はＦＨＰ結果

の１０～３０倍となっており、しかも他のデータからクラスト部の透水係数は下部粘土に比べかなり大きなものであることが推察できた。初期予測の計算結果及び遠心模型実験がほぼ非排水状態となっているのに対し、上述の大きな透水係数を地盤が有していると仮定すると、地盤上部では盛立て中にかなりの排水即ち間隙水圧の消散が起きていることが予測できる。そこで、初期予測の計算条件の内透水係数だけ上部粘土層(Clay Ⅰ)を４．０×１０$^{-7}$m/s、下部(Clay Ⅱ)を１．９×１０$^{-8}$m/s、クラスト部を２．０×１０$^{-6}$cm/secと初期に比べ大きくして再計算を実施した。

Fig.5-4-2-11は、盛立て厚さ１m毎の盛土中央部直下の深さ方向の間隙水圧分布を示しているが、初期の予測は地盤上部でもかなり大きな間隙水圧を与えているのに対し、kを大きくした場合、上部の間隙水圧がかなり小さくなり、実測値に近くなった。破壊近くになり地盤内に歪の集中が起こる以前であれば、圧密排水が進行している状況での間隙水圧の挙動予測はある程度可能である。

Fig.5-4-2-13は盛立て厚さ１m毎の地表面鉛直変位の再計算結果、初期予測時の計算結果、それを修正した予測値及び実測値を表している。透水係数kを大きくすることで、圧密量が増し盛土直下の沈下量が増加し、ノリ先の前面では逆に盛り上がり量が小さくなっている。盛立て厚さ３mの盛土下の沈下量の再計算値と実測が良い対応を示しているが、他の厚さにおいては実測と計算値はかなり異なっている。また、実測では盛り上がりが殆ど観測されていないのに対し、kを大きくした場合でも計算はかなり大きな盛り上がりを与えてしまう。傾斜計設置箇所（Fig.5-4-1-2）の深さ4.5mの地点の水平変位と盛立て厚さとの関係をFig.5-4-2-14に示している。kを大きくした場合でも水平変位の計算値は実測値より数倍大きく、まったく異なったものとなっている。Fig.5-4-2-15には、破壊時の各傾斜位置の水平変位分布を示している。図には小さなkを用いた初期計算における盛立て厚さ3.4mの水平分布、大きなkを用いた再計算における盛立て厚さ3.6mの水平変位分布を実測値及び予測値と共に示している。ＦＥＭ計算では、kを大きくすることにより同一の盛土高に対する水平変位量は小さくなるが、分布形状はそれほど大きく変わらない。ＦＥＭ計算では、遠心模型で観察された滑りが発生するような大変形をうまく表現できなかったので、それを踏まえ予測の分布を大きく修正したが、滑り線の発生位置は予測よりかなり深かったため、水平変位が急増する深さの実測値も予測値より大きくなっている。また計算では上部の変位を大きく見積もっているが、これは盛土の水平変位拘束効果を考慮していないためと考えられる。

Fig.5-4-2-14,15に示した通り、今回仮定した定数を用いて行ったＦＥＭ計算では、透水係数を多少変化させても実測結果を説明できず、特に水平変位、ノリ先の盛り上がりを過大評価する結果となった。このシンポジウムの招待予測者の１人であるPoulosがＦＥＭ計

算において、最大鉛直変位に対する最大水平変位の比を既往の実測例に見られるように小さな値にするためには、ポアソン比ν'を非常に小さな値にする必要があるとし、粘土層のポアソン比としてν'=0.1を用いてＦＥＭ計算を行っている(Poulus et al.,1989)。初期予測では、ポアソン比を静止土圧係数より求め0.35としたが、透水係数を大きくした場合についてポアソン比を0.1として計算を行い、ポアソン比の計算結果に与える影響の程度を調べてみた。その計算結果の内傾斜計位置の4.5m深さの水平変位の変化についてFig.5-4-2-16に、また地盤表面の鉛直変位についてはFig.5-4-2-17にポアソン比ν'=0.35の場合の計算結果と共に示している。試験盛土については、ポアソン比を0.1とした計算結果は明らかに実測と近いものになる。しかしながら、ポアソン比0.1という値は、通常の室内試験結果からは得ることはできず、ポアソン比の他にも計算結果に影響するいくつかの要因（例えばカムクレイパラメータ:κ,λ）が考えられ、この結果から地盤のポアソン比を 0.1と結論するのは早計のように思われる。遠心模型を見る限り、最大水平変位と最大鉛直変位の比は、実測値が計算値より大きくなっており、計算で仮定したν＝0.3 の値は、必ずしも過大であるとは言い難い。いずれにしてもポアソン比は計算結果に大きく影響を与えるため、その選択には十分注意を払う必要がある。Poulos(1972)や柴田、関口(1982)が報告しているように、盛土載荷に伴う側方変位や地盤の盛り上がり量の計算を目的とした有限要素解析においては、ポアソン比の決定は依然大きな問題として残っている。

５－５ まとめ

急速に盛土荷重を受ける強度が直線的に増加するＮＣ地盤並びにクラスト地盤の支持力変形特性について、本章で行った遠心模型実験、上界値計算及び現場試験盛土の結果の検討を通して以下の結論を得た。

（１） 上界値計算においてＮＣ地盤及びクラスト地盤上の盛土の臨界盛土高さｈcを求める場合、Hill型やPrandtl型のメカニズムより、円弧滑り型の回転のメカニズムがより小さな値を与え合理的である。

（２） 深さ方向の強度増加率ｋ、地表面強度ｃ0のＮＣ地盤がノリ面角度βの盛土荷重を受ける場合、臨界盛土高さｈc、盛土材単位体積重量γ及びｃ0によって表される安定数γ・ｈc/ｃ0は、上界値計算によると２つ無次元量ｋ/γ、tanβによって決まる。一方、クラスト地盤ではクラスト表面強度ｃ1、下面強度ｃ2、クラスト厚さｈによって表される安定数γ・ｈc/ｃ2は、ｃ2/ｃ1、ｃ1/(γ・ｈ)、tanβ及びクラスト部の強度に対す

るクラスト以深の地盤の強度増加率kの相対的な大きさを表すパラメータ
m（＝k・h/c2）の4つの無次元量によって決まる。

（3） NC地盤、クラスト地盤共ノリ面勾配tanβが緩やかになると、盛土の安定数が増大するが、tanβが盛土の安定性に与える影響はクラスト地盤よりNC地盤の方が著しい。NC地盤の場合1/tanβが小さな内から、その増加と共に安定数が著しく増大するが、クラスト地盤の場合1/tanβが小さな範囲では、それが増加しても安定数は余り変化しない。

（4） 上界値計算において、クラスト地盤上の盛土の安定数を決定する無次元量の内、tanβは運動学的な可容条件の制約を与えるものであるが、クラスト地盤の場合この制約は実質上計算結果には影響しないことを見い出した。従って、クラスト地盤の安定数はc2/c1、c1/(γ・h・tanβ)、mの3つの無次元量で決まることになり、これらをパラメータとしたクラスト地盤上の盛土安定図表を作成した。

（5） NC地盤が盛土荷重を受けた場合、ノリ面勾配が急になるほど変形はノリ面直下の浅い部分に集中し、勾配が緩やかになると変形領域が強度の大きな深部に広がり、結果として大きな荷重を支えることになる。また変位の性状はノリ面中央上部に中心を持つ回転状のものであり、ノリ面勾配が緩やかになりノリ面の水平距離が増すとこの回転領域も拡大する。

（6） 表面強度c0が2倍で強度増加率kが同じNC地盤が同じノリ面勾配の盛土荷重を受けると、c0が大きな地盤の破壊領域、破壊時の盛土高さは、いずれもc0が小さな地盤のほぼ2倍となる。

（7） クラスト地盤が基礎幅Bの剛な帯基礎荷重を受ける場合、B/hが小さいと変形の大部分はクラスト内部で起こるが、盛土荷重の場合は、どのようなノリ面勾配でも変形はクラストを越えてそれ以深にまで及び、帯基礎と比べクラスト以深の強度がその支持力に大きく影響する。

（8） NC地盤では盛土ノリ肩下部の地表面から大きなせん断歪が発達していくが、クラスト地盤では相対的に地盤強度の小さいクラスト下層付近に最初に大きな歪が発生する。またNC地盤では、破壊に近づくと歪の発生領域が余り拡大しないのに対し、クラスト地盤では滑りが発生する前後で大きな歪の発生領域が著しく拡大する。これはクラスト地盤の場合、載荷初期には強度剛性が大きなクラストにより荷重が分散されるためクラスト以深には余り大きなせん断変形は発生しなが、載荷が進みクラスト部に滑りが発生するとクラスト以深にせん断応力即ちせん断歪が集中する箇所が現れる

ためであると考えられる。

(9) 盛土載荷初期における地盤内の間隙水圧は盛土荷重に比例して増加するが、載荷が進み局所的な降伏が起きると、その部分での間隙水圧は増加しなくなるかあるいは減少する。

(10) 今回行った有限要素解析は地盤内に歪の集中領域が現れる前までならば、地盤内の変形、間隙水圧挙動をある程度正確に予測することはできるが、破壊付近のノリ面下部における変位の集中や局所的な降伏に伴う間隙水圧の低下傾向は表現することができない。

(11) ＮＣ地盤及びクラスト地盤の盛土荷重に対する支持力並びに滑り面の位置を、円弧滑りメカニズムを仮定した上界値計算によって合理的に評価できる。但し、クラスト部で発揮される強度はクラック等の発生の問題により、室内試験や現位置試験より得られた強度より小さくなるため、この点に十分留意する必要がある。

(12) 正規圧密地盤上に非常に急速な盛り立てを行う場合には、載荷初期から最大鉛直変位より大きい水平変位が発生することがある。またこの両者の比は載荷を通して大きく変化しない。従って、この比に着目し盛土の施工管理を行ういくつかの方法はこの様な場合には利用できず、どちらかの変位増分の変化に着目する方法を用いなければならない。

(13) 実際のクラスト地盤上の盛土試験における破壊時盛土高さは円弧滑りタイプの上界値計算結果より若干大きくはなったが、同法により工学的には十分な精度で実盛土の安定性の評価を行うことが可能である。

(14) 軟弱地盤上に材料強度、剛性がある程度大きい盛土を築造し、その安定性を評価する場合、盛土の強度が盛土内を通る滑り線上ですべて発揮されるものと仮定し任意の滑り線に対し最小安全率を求める通常の安定計算では、その安定性を過大評価する可能性がある。また逆に盛土強度をまったく無視することは不経済となる場合もある。この種の盛土の合理的な安定性の評価は、クラックの位置を予測し、そこを起点とする滑り線に対する安定計算を行うことにより可能である。

(15) 盛土載荷に伴う地盤内の側方変位や盛り上がり量の計算を目的とした有限要素解析においては、ポアソン比が計算結果に大きく影響を与えるため、その選択には十分注意を払わねばならない。

第６章　結論

本研究は、深さ方向に強度が直線的に増加する正規圧密地盤（ＮＣ地盤）及び表層付近に大きな強度を有するクラスト地盤の力学挙動を調べることを目的としており、特にその安定性のうち最も基本的問題である非排水安定問題を取り上げ、土に係わる物理モデルに関する最も重要な応力に関する相似性を満足し得る遠心模型実験装置によって、ＮＣ地盤及びクラスト地盤を作成し、これに対し種々の条件の下で載荷実験を行い、その挙動を詳細に調べると共に、地盤の強度分布、載荷条件等を出来るだけ忠実に取り入れた上界値計算を中心とした支持力解析を行って、これらの地盤の支持力並びに変形特性を明らかにする事を試みたものである。

以下に各章の内容を要約し、結果を総括する。

第１章「序論」では、本研究の背景、目的を述べた後、粘性土地盤の支持力並びに変形問題に関する既往の研究を概観し、本研究の主要部をなす遠心模型実験手法の原理について簡単な説明を行った。

第２章「粘性土の物理的、力学的特性」では、模型実験で用いる粘性土試料の一般的な物理的、力学的特性を調べた結果について述べている。特に粘性土地盤の力学挙動を支配する非排水強度が、異方性、応力履歴、歪速度によってどの様に変化するかについて調べた結果について詳しく述べた。

第３章「模型粘性土地盤の作成」では、遠心模型実験装置を用い深さ方向に強度が増加する粘性土地盤模型の作成を試み、以下の結論を得た。

（１）　以下の観測結果から、遠心圧密により深さ方向に直線的に強度が増加する地盤の作成が可能であることを確認した。即ち、

1)　遠心圧密時、地盤内の間隙水圧の消散量は深さ方法に増加しており、その分布形状は土の有効土被り圧に等しい。

2)　遠心圧密中の過剰間隙水圧及び地盤の沈下－時間関係は、土の有効土被り圧を初期過剰間隙水圧と仮定した圧密理論解と良い一致を示す。

3)　遠心実験終了後測定した地盤内の含水比は、模型地盤が受けた応力履歴から求めた含水比と良く対応し、深さ方向に減少する分布形状となる。

（２）　本研究で用いた重力場での圧密と遠心圧密を組み合わせる方法により、表層のクラスト部では深さ方法に強度が減少し、それ以深では直線的に強度が増加するクラスト地盤の作成が可能となる。含水比分布及びコーン貫入抵抗より決定したクラスト地盤

のクラスト表面強度と下縁強度の比ｃ1/ｃ2は2.6から5.5であり、本法により大きな強度比の地盤を作成することができる。

（3） クラスト部の含水比は、地盤作成時に受けた機械的乱れ及び載荷除荷の繰り返しの影響を受け、過圧密領域の間隙比変化を弾性的と仮定した計算値より小さくなり、地盤強度は計算値に比べ大きなものとなる。

第4章「二次元帯基礎荷重による支持力並びに変形」では、二次元剛性基礎によって載荷された場合のＮＣ地盤とクラスト地盤の支持力並びに変形特性を、上界値計算を中心とした支持力解析及び遠心模型実験によって調べ、それぞれの地盤について以下の結論を得た。

Ｉ．ＮＣ地盤

（1） 荷重強度－沈下曲線における載荷初期の勾配は底面の粗・滑にかかわらず基礎幅の増大と共に大きくなる。底面粗・滑の差は沈下が進むにつれて現れ、滑の場合が粗の場合に比べ小さな沈下量で剛性の低下が著しくなり、結果として滑の基礎が粗なものよりも小さな支持力を与える。

（2） 荷重強度－沈下曲線の後半部はほぼ直線状になり、その勾配は強度増加率が大きい程大きくなる。これは基礎の沈下に伴い変形が強度の大きな地盤深部に及ぶためと考えられる。

（3） 支持力値は、基礎幅Ｂが大きい程、深さ方向の強度増加率ｋが大きいほど大きくなり、これらと地表面強度ｃ0からなる無次元パラメータｋＢ/ｃ0の増大と共に支持力係数Ｎcが増大する。また底面の粗・滑による支持力の差もｋＢ/ｃ0と共に増大する。

（4） 剛性基礎の底面反力は、載荷初期においては一様な分布を示すが、載荷が進むにつれて外側の反力の増加量が内側におけるより小さくなり、破壊時には端部から中央部に向かって増加する分布形状となる。この端部と中央部の差はｋＢ/ｃ0が大きい程大きくなる。また撓性な基礎から等分布荷重を受けた場合は、中央部に比べ端部で沈下が卓越する。

（5） 強度増加地盤では破壊メカニズムは左右対称なものとなるが、強度一様地盤では非対称な片側滑りが支配的となる。強度一様地盤で荷重強度－沈下曲線の後半部がほぼ水平となるのは、基礎が回転し根入れ効果を生じ難いためであると考えられる。

（6） 破壊時の変形挙動も支持力同様無次元パラメータｋＢ/ｃ0によって規定され、ｋＢ/ｃ0が大きい場合には変形は地盤上部に集中する。

(7) 底面が粗な場合の変形は滑な場合に比して地盤深部迄及び、逆に滑の場合の変形は基礎周辺の浅い領域に集中する。これが前者の支持力及び破壊に至るまでの沈下量が後者より大きくなる理由となっているものと考えられる。

(8) 底面が滑な場合に対してフーチング下の剛体領域の傾角を変数とするHill型破壊メカニズム，粗な場合に対してフーチング下の土クサビと扇形領域の間の２つの剛体の形状を規定する４つの変数を持つPrandtl型破壊メカニズム、を用いて計算した上界値は、精密解に対して最大でも１０％程の誤差内にあり、工学的には充分正しい支持力値を与える。またこれらの値は実験値と良い一致を示す。

(9) 上界値を与える破壊メカニズムは実測した破壊変形形状と良い対応を示す。特に強度増加地盤で対称滑りが支配的となる実験事実が、上界値計算においても確認された。

(10) 荷重増分に対する間隙水圧の増分の比は、載荷初期の弾性域では小さいが、荷重の増加と共に地盤内の歪が増加し、局所的な降伏が起き始める当たりから間隙水圧の発生量が増し、初期部より大きな比で間隙水圧が増加する。基礎直下においては破壊点を過ぎてもその増加傾向は変わらず、基礎端部付近では破壊点辺りから間隙水圧が上昇しなくなる。

Ⅱ．クラスト地盤

(1) 上界値計算により、クラスト地盤の支持力に影響する無次元量としてクラスト厚さと基礎幅の比Ｂ/ｈ、クラスト表面強度と下面強度の比ｃ2/ｃ1、及びクラスト部の強度に対するクラスト以深の地盤の強度増加率ｋの相対的な大きさを表す
ｍ（＝ｋ・ｈ/ｃ2）を導きだした。

(2) クラストの存在により地盤の支持力はクラストがない場合に比べ増大し、ｃ1/ｃ2が大きくなるほど荷重強度－沈下曲線の初期勾配及び支持力値は増加する。

(3) Ｂ/ｈ＝3.0程度であれば基礎幅が小さいほど、荷重強度－沈下曲線の初期勾配及び支持力値は大きくなり、強度が直線的に増加する地盤と異なった支持力特性を示す。この基礎幅に対する傾向はｃ1/ｃ2が大きな地盤ほど顕著となる。

(4) ｃ1/ｃ2が大きい場合、あるいはＢ/ｈが小さな場合、荷重強度－沈下曲線に明確なピークが現れる。これらの場合には支持力値に寄与するクラスト部でのせん断抵抗力の割合が、クラスト以深部での抵抗より相対的に大きく、載荷に伴い基礎端部付近にクラックが発生する。このクラックにより強度低下が発生しピークが現れるものと考えられる。

（5） クラスト地盤が載荷を受けると基礎直下の強度が大きな領域では鉛直変位が、クラスト下面付近の弱層では水平変位が卓越する。即ち、載荷重は強度の大きなクラスト上部を介して下部に伝わり、基礎直下の弱層部で破壊が起こり、側方に広がって地盤全体の破壊に至る。

（6） 基礎幅が同じであれば、hが大きな方が変形は広くしかも深部に及び、またB/hが比較的小さい範囲で、地盤条件が同じであれば、基礎幅によらず変位はほぼ同じ深さまで発生する。

（7） 基礎幅、クラスト厚さが等しければ、c1/c2が大きいほど変形領域が広がり、変位がクラスト以深の深部まで及ぶ。

（8） 基礎下の土クサビ、中間剛体領域及び受働域の傾角を規定する3つの変数を持つPrandtl型破壊メカニズムを用いた上界値計算結果から得られた破壊のメカニズムは、実測の変位の傾向と良い一致を示し、各種パラメータに対する変形挙動の傾向を良く捉えている。

（9） 上界値計算は実測支持力値を2割程度過大に評価する。この差の主な原因はクラスト地盤の特徴である表層に発生するクラックと考えられ、このクラック発生に伴う強度の減少についての補正を行えば、上界値計算によって、c1/c2、B/hの影響を合理的に取り入れた支持力の評価を行うことが可能である。

（10） クラスト地盤の簡便な支持力評価を目的とした、B/h、c2/c1、m（=k・h/c2）をパラメータとする支持力図表を上界値計算により作成した。

第五章「盛土荷重による支持力並びに変形」では、上界値計算及び遠心模型実験装置運転中に砂を降らせて盛土を作成し除荷課程を経る事なく載荷するという遠心模型実験によって調べ、加えて実際のクラスト地盤上で行われた盛土破壊試験の結果を詳細に検討し、盛土荷重を受けた場合のNC地盤とクラスト地盤の支持力並びに変形特性について以下の結論を得た。

（1） 上界値計算においてNC地盤及びクラスト地盤上の盛土の臨界盛土高さhcを求める場合、Hill型やPrandtl型のメカニズムより、円弧滑り型の回転のメカニズムがより小さな値を与え合理的である。

（2） 深さ方向の強度増加率k、地表面強度c0のNC地盤がノリ面角度βの盛土荷重を受ける場合、臨界盛土高さhc、盛土材単位体積重量γ及びc0によって表される安定数γ・hc/c0は、上界値計算によると2つ無次元量k/γ、tanβによって決まる。一方、

クラスト地盤ではクラスト表面強度ｃ1、下面強度ｃ2、クラスト厚さｈによって表される安定数γ・ｈc/ｃ2は、ｃ2/ｃ1、ｃ1/(γ・ｈ)、tanβ及びクラスト部の強度に対するクラスト以深の地盤の強度増加率ｋの相対的な大きさを表すパラメータ
ｍ（＝ｋ・ｈ/ｃ2）の４つの無次元量によって決まる。

（３） ＮＣ地盤、クラスト地盤共ノリ面勾配tanβが緩やかになると、盛土の安定数が増大するが、tanβが盛土の安定性に与える影響はクラスト地盤よりＮＣ地盤の方が著しい。ＮＣ地盤の場合1/tanβが小さな内から、その増加と共に安定数が著しく増大するが、クラスト地盤の場合1/tanβが小さな範囲では、それが増加しても安定数は余り変化しない。

（４） 上界値計算において、クラスト地盤上の盛土の安定数を決定する無次元量の内、tanβは運動学的な可容条件の制約を与えるものであるが、クラスト地盤の場合この制約は実質上計算結果には影響しないことを見い出した。従って、クラスト地盤の安定数はｃ2/ｃ1、ｃ1/(γ・ｈ・tanβ)、ｍの３つの無次元量で決まることになり、これらをパラメータとしたクラスト地盤上の盛土安定図表を作成した。

（５） ＮＣ地盤が盛土荷重を受けた場合、ノリ面勾配が急になるほど変形はノリ面直下の浅い部分に集中し、勾配が緩やかになると変形領域が強度の大きな深部に広がり、結果として大きな荷重を支えることになる。また変位の性状はノリ面中央上部に中心を持つ回転状のものであり、ノリ面勾配が緩やかになりノリ面の水平距離が増すとこの回転領域も拡大する。

（６） 表面強度ｃ0が２倍で強度増加率ｋが同じＮＣ地盤が同じノリ面勾配の盛土荷重を受けると、ｃ0が大きな地盤の破壊領域、破壊時の盛土高さは、いずれもｃ0が小さな地盤のほぼ２倍となる。

（７） クラスト地盤が基礎幅Ｂの剛な帯基礎荷重を受ける場合、Ｂ/ｈが小さいと変形の大部分はクラスト内部で起こるが、盛土荷重の場合は、どのようなノリ面勾配でも変形はクラストを越えてそれ以深にまで及び、帯基礎と比べクラスト以深の強度がその支持力に大きく影響する。

（８） ＮＣ地盤では盛土ノリ肩下部の地表面から大きなせん断歪が発達していくが、クラスト地盤では相対的に地盤強度の小さいクラスト下層付近に最初に大きな歪が発生する。またＮＣ地盤では、破壊に近づくと歪の発生領域が余り拡大しないのに対し、クラスト地盤では滑りが発生する前後で大きな歪の発生領域が著しく拡大する。これはクラスト地盤の場合、載荷初期には強度剛性が大きなクラストにより荷重が分散されるためクラスト以深には余り大きなせん断変形は発生しなが、載荷が進みクラスト部

に滑りが発生するとクラスト以深にせん断応力即ちせん断歪が集中する箇所が現れるためであると考えられる。

(9) 盛土載荷初期における地盤内の間隙水圧は盛土荷重に比例して増加するが、載荷が進み局所的な降伏が起きると、その部分での間隙水圧は増加しなくなるかあるいは減少する。

(10) 今回行った有限要素解析は地盤内に歪の集中領域が現れる前までならば、地盤内の変形、間隙水圧挙動をある程度正確に予測することはできるが、破壊付近のノリ面下部における変位の集中や局所的な降伏に伴う間隙水圧の低下傾向は表現することができない。

(11) ＮＣ地盤及びクラスト地盤の盛土荷重に対する支持力並びに滑り面の位置を、円弧滑りメカニズムを仮定した上界値計算によって合理的に評価できる。但し、クラスト部で発揮される強度はクラック等の発生の問題により、室内試験や現位置試験より得られた強度より小さくなるため、この点に十分留意する必要がある。

(12) 正規圧密地盤上に非常に急速な盛り立てを行う場合には、載荷初期から最大鉛直変位より大きい水平変位が発生することがある。またこの両者の比は載荷を通して大きく変化しない。従って、この比に着目し盛土の施工管理を行ういくつかの方法はこの様な場合には利用できず、どちらかの変位増分の変化に着目する方法を用いなければならない。

(13) 実際のクラスト地盤上の盛土試験における破壊時盛土高さは円弧滑りタイプの上界値計算結果より若干大きくはなったが、同法により工学的には十分な精度で実盛土の安定性の評価を行うことが可能である。

(14) 軟弱地盤上に材料強度、剛性がある程度大きい盛土を築造し、その安定性を評価する場合、盛土の強度が盛土内を通る滑り線上ですべて発揮されるものと仮定し任意の滑り線に対し最小安全率を求める通常の安定計算では、その安定性を過大評価する可能性がある。また逆に盛土強度をまったく無視することは不経済となる場合もある。この種の盛土の合理的な安定性の評価は、クラックの位置を予測し、そこを起点とする滑り線に対する安定計算を行うことにより可能である。

(15) 盛土載荷に伴う地盤内の側方変位や盛り上がり量の計算を目的とした有限要素解析においては、ポアソン比が計算結果に大きく影響を与えるため、その選択には十分注意を払わねばならない。

欧文参考文献

A.I.T.(1988):Laboratory tests data on soil samples from the Muar Flats test embankment, Jahore, Malaysia. Research Report.,Division of Geotechnical and Transportation Engineering Asian Institute of Technology,Bangkok.

A.I.T.(1989):Laboratory tests data on soil samples from the Muar Flats test embankment, Jahore, Malaysia. Research Report (Phase II).,Division of Geotechnical and Transportation Engineering Asian Institute of Technology,Bangkok.

Almeida,M.S.S., and Parry,R.H.G.(1984):Penetrometer apparatus for use in the centrifuge during flight., Proc. Symp. on the Application of Centrifuge Modelling to the Geotechnical Design, Manchester,pp.47-64, Balkema.

Almeida,M.S.S., Davies,M.C.R., and Parry,R.H.G.(1985):Centrifuge tests of embankments on strengthened and unstrengthened clay foundations., Geotechnique, Vol.35, No.4, pp.425-441.

Arai,K. and Tagyo,K.(1985):Limit analysis of geotechnical problems by applying lower-bound theorem., Soils & Foundations, Vol.25, No.4, pp.37-48.

Asaoka,A. and Ohtsuka,S.(1986):The analysis of failure of a normally consolidated clay foundation under embankment loading., Soils & Foundations, Vol.26, No.2, pp.47-59.

Ass,G.(1967):Vane tests for investigation of anisotropy of undrained shear strength of clays.:Geotechnical Conference Oslo 1967 on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks, Vol.1, pp.3-8.

Avgherinos,P.J. and Schofield,A.N.(1969):Drawdown failures of centrifuged models., Proc. 7th ICSMFE, Vol.2, pp.497-505.

Balasubramaniam,A.S.(1990):Personal presentation, 10th South East Asian Geotechnical Conference, Taipei.

Bassett,R.H. and Horner,J.(1979):Prototype deformations from centrifuge model tests. Proc. 7th European Conf. on S.M.F.E., Vol.2, pp.1-9.

Bauer,G.E.A., Scott,J.D. and Shields,D.H.(1973):The deformation properties of a clay crust., Proc. 8th ICSMFE, Vol.1, pp.31-38.

Berre,T. and Bjerrum,L.(1973):Shear strength of normally consolidated clays., Proc., 8th ICSMFE, Vol.1, pp.39-49.

Bishop,A.W.(1948):Some factors involved in the design of a large earth dam in the Thames Valley. Proc., 2nd ICSMFE, Vol.2,pp.13-18.

Bishop,A.W.(1953):On the complete solution to problems of deformation of plastic-rigid material, Journal of Mech. Phys. Solids., No.2, PP.43-53.

Bishop,A.W.(1963):The strength of soils as engineering materials. Geotechnique, Vol.16, No.2, pp89-130.

Bishop,A.W. and Lovenbury,H.L.(1969):Creep characteristics of two undisturbed clays. Proc., 7th ICSMFE, Vol.1, pp.29-37.

Bjerrum,L.(1969):Discussion on stability of natural slopes and embankment foundations., Proc. 7th ICSMFE, Vol 3, pp.412-414.

Bjerrum,L.(1972):Embankments on soft ground. Proc. ASCE. Speciality Conf. on Performance of Earth and Earth-supported Structures, Purdue University, Lafayette, Indiana, Vol.2, pp.1-54.

Bjerrum, L.(1973): Problems of soil mechanics and construction on soft clays. Proc. 8th ICSMFE, Vol.3, pp.111-159.

Brand, E.W. and Premchitt, J. (1989): Comparison of the predicted and observed performance of the Muar test embankment., Preprint of Int. Symp. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur, pp. 1-29.

Brown, J.D. and Meyerhof, G.G. (1969): Experimental study of bearing capacity in layered clays., Proc. 7th ICSMFE, Vol. 2, pp. 45-51.

Button, S.J. (1953): The bearing capacity of footing on a two-layer cohesive subsoil., Proc. 3rd ICSMFE, Vol. 1, pp. 332-335.

Campanella, R.G. and Vaid, Y.P. (1973): Influence of stress path on the plane strain behaviour of a sensitive clay. Proc., 8th ICSMFE, Vol. 1, pp. 85-92.

Casagrande, A. and Carrillo, N. (1941-1953): Shear failure of anisotropic materials. Journal of Boston Soc. of Civ. Engrs., Contrib. soil Mech..

Casagrande, A. and Wilson, S.D. (1951): Effect of rate of loading on the strength of clays and shales at constant water content. Geotechnique, Vol. 2, No. 3, pp. 251-263. (1975):

Chen, C.W. (1975): Limit analysis and soil plasticity., Elsevior.

Cheney, J.A. (1984): Proc. of the Symp. on Recent Advances in Geotechnical Centrifuge Modeling., Unioversity of California, Davis, July.

Corte, J.F., Farageix, D., Garnier, J., Bagge, G., Fuglsang, L., James, R.G., Shi, Q., and Tan, F. (1988): Centrifuge modelling of the behaviour of a shallow foundation - A cooperative test programe., Proc. Int. Conf. on Geotech. Centrifuige Modelling(Centrifuge '88), Balkema, pp. 325-336.

Bagge, G., Fuglsang, L., James, R.G., Tan, F., Corte, J.F., Farageix, D. and Garnier, J. (1989): Surface footing on a sand with a caplillary zone., Proc. 12th ICSMFE, Vol. 2, pp. 887-890.

Craig, W.H. (1982): Strain rate and viscous effects in physical models. Proc., Soil Dynamics & Earthquke Engineering Conference, Southampton, Vol. 1, pp. 351-365, Balkema.

Craig, W.H. (1984): Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design., Balkema.

Craig, W.H., James, R.G. and Schfield, A.N. (1988): Centrifuges in Soil Mechanics., Balkema.

Craig, W.H. (1988b): On the use of a centrifuge., Proc. Int. Conf. on Geotech. Centrifuige Modelling(Centrifuge '88), Balkema, pp. 1-6.

D'Appolonia, D.J., Lambe, T.W. and Poulos, H.G. (1971): Evaluation of pore pressures beneath an embankment., Journal of S.M.F. Div., ASCE, Vol. 97, No. SM6, pp. 881-897.

Das, S.C. and Gangopadhyay, C.R. (1978): Undrained stresses and deformations unser footings on clay., Journal of Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol. 104, No. GT1, pp. 11-25.

Dascal, O., Tournier, J.P., Tavenas, F. and LaRochelle, P. (1972): Failure of test embankment on sensitive clay., Proc. ASCE, Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Vol. 1, pp. 129-158.

Dascal, O., Larocque, G.S. and Tournier, J.P. (1973): Dique d'ssai pour l'etude des tassements d'une foundation d'aegile molle et sensible., Can. Geotech. J. Vol. 10, pp. 161-179.

Dascal, O. and Tournier, J.P. (1975): Embankments on soft and sensitive foundation., Journal of Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol. 101, No. GT3, pp. 297-314.

Davies, M. C. R. (1981): Centrifuge model testing of embankment construction., PhD thesis, University of Cambridge.

Davies, M. C. R., and Parry, R. H. G. (1985): Centrifuge modelling of embankments on clay foundations, Soils and Foundations, Vol. 25, No. 4, pp. 19-36.

Davis, E. H. and Christian, J. T. (1971): Bearing capacity of anisotropic cohesive soil. Journal of S. M. F. Div., ASCE, Vol. 97, No. SM5, PP. 753-769.

Davis, E. H. and Booker, J. R. (1973a): The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays., Geotechnique, Vol. 23, No. 4, pp. 551-563.

Davis, E. H. and Booker, J. R. (1973b): Some adaptations of classical plasticity theory for soil stability problem. Proc. Symp. on plasticity and soil mechanics., pp. 24-41, Cambridge.

de Mello, D. F. B. (1969): Foundation of building in clay., State of the art volume, 7th ICSMFE, Vol. pp. 49-136.

Desai, C. S. and Reese, L. C. (1970): Analysis of circular footings on layered soils., Journal of S. M. F. Div., ASCE, Vol. 96, No. SM4, pp. 1289-1310.

Drucker, D. C., Prager, W. and Greenberg, H. G. (1952a): Extended limit design theorems for continuos media., Quart. Appl. Math., Vol. 7, pp. 381-389.

Drucker, D. C. and Prager, W. (1952b): Soil mechanics and plastic analysis or limit design., Quart. Appl. Math., Vol. 10, pp. 157-165.

Drucker, D. C. (1953): Limit analysis of two and three dimensional soil mechanics problems., Journal of Mech. Phys. Solids, Vol. 1, pp. 217-226.

Duncan, J. M. and Seed, H. B. (1966a): anisotropy and stress reorientation in clay. Journal of S. M. F. Div., ASCE, Vol. 92, No. SM5, pp. 21-50.

Duncan, J. M. and Seed, H. B. (1966b): Strength variation along failure surfaces in clay. Journal of S. M. F. Div., ASCE, Vol. 92, No. SM6, pp. 81-104.

Fellenius, W. (1929): Stability calculations for vertical loads on horizontal ground surface assuming cyrindrical failure surface.. Teknisk Tidskrift, V. o. V., 59: 57-63 and 75-80.

Finn, W. D. L. and Shead, D. (1973): Creep and creep rupture of an undisturbed senstive clay. Proc., 8th ICSMFE, Vol. 1, pp. 135-142.

Fuglsang, L. D. and Ovesen, N. K. (1988): The application of the theory of modelling to centrifuge studies., Centrifuges in Soil Mechanics, pp. 119-138.

Garlanger, J. E. (1972): The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. Geotechnique, Vol. 22, No. 1, pp. 71-78.

Gibson, R. E. and Morgenstern, N. (1962): A note on the stability of cuttings in normally consolidated clay., Geotechnique, Vol. 12, No. 3, pp. 212-216.

Goodings, D. J. (1982): Relationships for centrifuge modelling of seepage and surface flow effects on embankment dams., Geotechnique, Vol. 32, No. 2., pp. 149-152.

Graham, J. (1979): Embankment stability on anisotropic soft clays., Can. Geotech. J., Vol. 16., pp. 295-308.

Graham, J., Crooks, J. H. A. and Bell, A. L. (1983): Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays., Geotechnique, Vol. 33, No. 3, pp. 327-340.

Hansen, J. B. and Gibson, R. E. (1949): Undrained shear strengths of anisotropycally consolidated clays. geotechnique, Vol. 1, No. 3, pp. 189-204.

Henkel, D. J. and Wade, N. H. (1966): Plane starin tests on a saturated remould clay. Journal of S. M. F. Div., ASCE, Vol. 92, No. SM6, pp. 67-80.

Hill, R. (1950): The mathematical theory of plasticity. The Clarendon Press, Oxford, England, pp. 317-340.

Hoeg, K., Andersland, O. B., and Rolfsen, E. N. (1969): Undrained Behavior of Quick clay under load tests at Asrum., Geotechnique, Vol. 19, No. 1, pp. 101-115.

Hunter, J. H. and Schuster, R. L. (1968): Stability of simple cuttings in normally consolidated clays., Geotechnique, Vol. 18, pp. 372-378.

Imai, G. (1979): Development of a new consolidation procedure using seepage force., Soils & Foundations, Vol. 19, No. 3, pp. 45-60.

Jakobson, B. (1955): Isotropy in clays. Geotechnique, Vol. 5, No. 1, pp. 23-28.

Kamei, T. (1984): A study on the mechanical behaviour of normally consolidated cohesive soils. PhD. Thesis Dep. Civil Engrg. Tokyo Institute of Technology.

Kenney, T. C. (1963): Stability of cutting in soft soils., Journal of S. M. F. Div., ASCE, Vol. 89, No. SM5, pp. 17-37.

Kimura, T. and Saitoh, K. (1982): The influence of disturbance due to sample preparation on the undrained strength of saturated cohesive soils., Soils & Foundations, Vol. 22, No. 4, pp. 109-120.

Kimura, T. and Saitoh, K. (1983): The influence of strain rate on pore pressures in consolidated undrained triaxial tests on cohesive soils., Soils & Foundations, Vol. 23, No. 1, pp. 80-90.

Kimura, T. and Saitoh, K. (1983): The effect of consolidation on undrained strength of normally consolidated cohesive soils., Soils & Foundations, Vol. 23, No. 3, pp. 27-38.

Kimura, T. (1984a): Geotechnical Centrifuge Model Testing., Proc. Int. Symp. on Geotechnical Centrifuge Model Testing, Tokyo, April.

Kimura, T., Kusakabe, O., Saitoh, K. and Ohta, A. (1984b): Geotechnical centrifuge model tests at the Tokyo Institute of Technology., Technical Report of Dep. of Civ. Engrg. Tokyo Institute of Technology, No. 30, pp. 7-33.

Kimura, T. (1987): Limitation of centrifuge modelling., Proc. Asian Regional Conf. on S. M. F. E., Vol. 2, pp. 325-327.

Kinner, E. B. and Ladd, C. C. (1973): Undrained bearing capacity of footing on clay. Proc. 8th ICSMFE, Vol. 1, pp. 209-215.

Ko, H. Y. (1988): Summary of the state-of-the-art in centrifuge model testing., Centrifuge in Soil Mechanics, pp. 11-18, Balkema.

Kusakabe, O., Kimura, T. and Yamaguchi, H. (1981): Bearing capacity of slopes under strip loads on the top surfaces., Soils & Foundations, Vol. 21, No. 4, pp. 29-40.

Kusakabe, O., Suzuki, H. and Nakase, A. (1986): An upper bound calculation on bearing capacity of a circular footing on non-homogeneous clay., Soils & Foundations, Vol. 26, No. 3, pp. 143-148.

Ladd, C. C. (1972): Test embankment on sensitive clay., Proc. ASCE, Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Vol. 1, pp. 101-128..

Ladd, C. C. and Foott, R. (1974). : New design procedure for stability of soft clays. Journal of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp763-786.

Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H. G. (1977). : Stress-deformation and strength characteristics. State-of-the-Art Report, Session 1, Proc., 9th 9th ICSMFE, Vol. 2, pp. 421-494.

Lambe, T.W. (1965):Shallow foundation on clay., Proc. Symp. on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke Univ., pp.35-44.

Lambe, T.W. (1973):Predictions in soil engineering. Geotechnique, 23(2), pp.149-202.

La Rochelle, P., Trak, B., Tavenas, F., and Roy, M. (1974):Failure of a test embankment on a sensitive Champlain clay deposit. Can. Geotech. J., Vol.11, pp142-164.

Lefebvre, G. Lefebvre, L.M. and Rosenberg, P. (1974a):Behabior of a cemented plastic clay as an embankment foundation., Can. Geotech. J., Vol.11, pp.46-58.

Lefebvre, G. and La Rochelle, P. (1974b):The analysis of two slope failures in cemented Champlain clays., Can. Geotech. J., Vol.11, pp.89-108.

Lefebvre, G., Pare, J-J. and Dascal, O. (1987):Undrained strength in the surficial weathered crust., Can. Geotech. J., Vol.24, pp.23-34.

Livneh, M. and Greenstein, J. (1973):The bearing capacity of footings on nonhomogeneous clays., Proc. 8th ICSMFE, Vol.2, pp.151-153.

Lo, K.Y. (1965):Stability of slopes in anisotropic soils. Journal of S.M.F. Div., ASCE, Vol.91, No.SM4, pp.85-106.

Lysmer, J. (1970):Limit analysis of plane strain problems in soil mechanics., Journal of S.M.F. Div., ASCE, Vol.96, No.SM4, pp.1311-1334.

March, R. and Chapuis, R. (1974):Controle de la stabilite des remblais par la measure des deplacements horizontaux., Can. Geotech. J., Vol.1, pp.182-201.

Margason, G. and Symons, I.F. (1969):Use of pore pressure measurements to control embankment construction on soft foundations., Proc. 7th ICSMFE, Vol.2, pp.307-315.

Marsland, A. and Powell, J.J.M. (1977):The behaviour of a trail bank constructed to failure on soft alluvium of the River Thames. Proc. Int. Symp. on Soft Clay, Bankok, Vol.1, pp.505-525.

Martin, T.R. (1962):Research on the physical properties of marine soils, August 1961-July 1962. Research Report R62-42, Soil Engrg. Div., Publication No.127, Massachusetts Inst. of Tech..

Matsuo, M. and Kawamura, K. (1977):Diagram for constrution control of embankment on soft ground, Soils and Foundations, Vol.17, No.3, pp.

Mikasa, M. and Takada, N. (1973):Significance of centrifugal model test in soil mechanics., Proc. 8th ICSMFE, Vol.1.2, pp.23-30.

M.I.T. (1974):Proceedings of the Foundation Deformation Prediction Symposium, Massachusetts Institute of Technology, Vol.2.

Mitachi, T. and Kitagou, S. (1980):Undrained triaxial and plane strain behaviour of saturated remould clay. Soils & Foundations, Vol. 20, No.1, pp.13-28.

Mitchell, J.K. (1956):The fabric of natural clays and its relationto engineering properties. Proc., Highway Research Bd., Washington, D.C., Vol.35, pp.693-713.

Mitchell, J.K. (1976):Strength and deformation behavior. Foundamentals of soil behavior, Chapter 14, pp.283-339, John Wiley & Sons.

M.A.H. (1987):Expressway Lay-by in the Sungei Muar flood plain assessment of ground improvement methods. Factual Report on Geotechnical Investigation, Vol.1.

Murayama, S. and Shibata, T. (1961):rheological properties of clays. Proc., 5th ICSMFE Vol.1, pp.269- 273.

Murff, J.D. and Miller, T.W. (1977):Foundation stability on nonhomogeneous clays., Journal of Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol.103, No.GT10, pp.1083-1095.

Nakase, A. (1967): The ϕ=0 analysis of stability and unconfined compression strength., Soils & Foundations, Vol. 7, No. 2, pp. 33-49.

Nakase, A. (1970): Stability of low embankment on cohesive soil stratum., Soils & Foundations, Vol. 10, No. 4, pp. 39-64.

Nakase, A. (1981): Bearing capacity of rectangular footing on clays of strngth increasing linearly with depth., Soils & Foundations, Vol. 21, No. 4, pp. 101-108.

Nakase, A and Kamei, T. (1983): Undrained shear strength anisotropy of normally consolidated cohesive soils., Soils & Foundations, Vol. 23, No. 1, pp. 91-101.

Nakase, A., Kusakabe, O. and Nomura, H. (1985): A method for correcting undrained shear strength for sample disturbance., Soils & Foudations, Vol. 25, No. 1, pp. 52-64.

Nakase, A and Takemura, T. (1989): Prediction of behaviour of trial embankment built to failure. Proceeding of International Symposium on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur, Vol. 2, pp. 1. 9-1. 21.

Ohta, H. and Iizuka, A. (1986): Manual of Dacser F. E. M. program.

Ohta, H., Nishihara, A. and Morita, Y. (1985): Undrained stability of K0-consolidatred clays. Proc., 11th ICSMFE, Vol. 1, pp. 613-616.

O'reilly, M. P., Brown, S. F and Overy, R. F. (1989): Viscous effects observed in tests on an anisotropically normally consolidated silty clay., Geotechnique, Vol. 39, No. 1, pp. 153-158.

Ovesen, N. K. (1975): Centrifugal testing applied to bearing capacity problems of footings on sand., Geotechnique, Vol. 25, pp. 394-401.

Parry, R. H. G. (1971) : Stability analysis for low embankments on soft clays, Stress strain behavior of soils, Proc. Roscoe Memorial Symp., Cambridge university, pp. 643-668.

Parry, R. H. G. and Nadarajah, V. (1974): Observations on laboratory prepared, lightly overconsolidated specimens of kaolin. Geotechnique, Vol. 24, No. 3, pp. 345-358.

Prandtl, L. (1920): Uber die Harte plastischer-Korper., Nachrichten. Konigal. Gessch. Wissensch, Gottingen, Math-phys. Klasse, pp. 74-85.

Pilot, G. (1972): Study of five embankment failures on soft Soils., Proc. ASCE, Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Vol. 1, pp. 81-100.

Pokrovsky, G. I. and Fedorov, I. S. (1948): Studies of soil pressures and soil deformations by means of centrifuge., Proc. 1st ICSMFE, Vol. 1, pp. 7.

Poulos, H. G. (1972): Difficulties in prediction of horizontal deformations of foundations., Journal of S. M. F. Div., ASCE, Vol. 98, No. Sm8, pp. 843-848.

Poulos, H. G., Lee, C. Y. and Small, J. C. (1989): Prediction of embankment performance on Malaysian marine clays. Proceeding of International Symposium on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur, Vol. 2, pp. 1. 22-1. 31.

Purushothamaraj, P., Ramiah, B. K. and Venkarakrishna, K. N. (1974): Bearing capacity of strip footings in two layered cohesive-friction soils., Can. Geotech. J., Vol. 11, pp. 32-45.

Raymond, G. P. (1967): The bearing capacity of large footings and embankments on clays. Geotechnique, Vol. 17, pp. 1-10.

Reddy, A. S. ans Srinivasan, R. J. (1967): Bearing capacity of footings on layerd clay., Journal of S. M. F. Div., ASCE, Vol. 93, No. SM2, pp. 83-99.

Reddy, A. S. ans Srinivasan, R. J. (1970): Bearing capacity of footings on anisotropic soils., Journal of S. M. F. Div., ASCE, Vol. 96, No. SM6, pp. 1967-1986.

Reddy, A.S. and Rao, K.N.V. (1981):Bearing capacity of strip footing on anisotropic and nonhomogeneous clay., Soils & Foundations, Vol.21, No.1, pp.1-6.

Richardson, A.M. and Whitman, R.V. (1963):Effect of strain-rate upon undrained shear resistance of a saturated remoulded fat clay., Geotechnique, No.13, pp.310-324.

Rocha, M. (1957):The possibility of solving soil mechanics problems by the use of models., Proc. 4th ICSMFE, Vol.1, pp.183-188.

Rosenqvist, Th.I. (1959):Phyisico-chemical propertiesof soils:soil - water system. Journal of S.M.F. Div., ASCE, Vol.85, No.SM2, pp.31-53.

Saitoh, M. and Uezawa, H. (1961):Failue of soil due to creep. Proc., 5th ICSMFE, Vol.1, pp.315-318.

Salencon, J. (1974a):Bearing capacity of a footing on a ϕ=0 soil with linearly varying shear strength., Geotechnique, Vol.26, No.3, pp.443-446.

Salencon, J. (1974b):Discussion on "The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clay"., Geotechnique, Vol.26, No.3, pp.449-451.

Schofield, A. and Worth, P. (1968):Critical state soil mechanics., McGRAW-HILL.

Schofield, A.N. (1980):Cambridge geotechnical centrifuge operations., Geotechnique, Vol.30, No.3. pp.227-268.

Schofield, A.N. (1981):Dynamic and earthquake geotechnical centrifuge modelling., Cambridge Technical Report, No. CUED/D SOIL TR 104.

Sekiguchi, H and Toriihara, M. (1976):Theory of one-dimensional consolidation of clay with consideration of their rheorogical properties., Soils & Foundations, Vol.16, No.1, pp.27-44.

Sekiguchi, H. (1977a). Reological characteristics of clays., Proc., 9th ICSMFE, Vol.1, pp.289-292.

Sekiguchi, H and Ohta, H. (1977b):Induced anisotropy and time dependency in clay., Proc., Speciality Session 9, 9th ICSMFE, pp.229-238.

Shibata, T. and Sekiguchi, H. (1981):Prediction of embankment failure on soft ground. Proc. 10th ICSMFE, Vol.1, pp.247-250.

Shield, R.T. and Drucker, D.C. (1953):The application of limit analysis to punch-indentation problems., Journal of Appl. Mech., Trans. ASME, Vol.75, pp.453-460.

Shield, R.T. (1955):On the plastic flow of metals under conditions of axial symmetry. Proc. Roy. Soc., A233, pp.267-287.

Singh, A. and Mitchell, J.K. (1968):Gerneral stress-strain-time function for soils. Journal of S.M.F. Div., ASCE, Vol.94, No.SM1, pp.21-46.

Singh, A. and Mitchell, J.K. (1969):Creep Potential and creep rupture of soils. Proc., 7th ICSMFE, Vol.1, pp.379-384.
Journal of S.M.F. Div., ASCE, Vol.94, No.SM1, pp.21-46.

Skemton, A.W. (1948a):A study of the immediate triaxial test on cohesive soils. Proc., 2nd ICSMFE, Vol.1, pp.192-196.

Skemton, A.W. (1948b):The geotechnical properties of a deep stratum of post-glacial clay at Gosport., Proc. 2nd ICSMFE, Vol.2, pp.145-150.
Proc., 2nd ICSMFE, Vol.1, pp.192-196.

Suzuki, O. 1988. The lateral flow of soils caused by banking on soft clay ground. Soils and Foundations, 28(4), pp.1-18.

Takemura, J., Kimura, T. and Wong, S.F. (1990):Undrained stability of unlined two-dimensional tunnels in soft soil. Proc. JSCE, No.418/III-12, pp.

Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T. (1984): Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method., Soils & Foundations, Vol. 24, No. 1, pp. 34-42.

Tan, T. S. and Scott, R. F. (1985): Centrifuge scaling considerations for fluid-particle systems., Geotechnique, Vol. 35, No. 4, pp. 461-470.

Tavenas, F. and Leroueil, S. (1977): Effect of stresses and time on yielding of clay. Proc., 9th ICSMFE, Vol. 1, pp. 319-326.

Tavenas, F., Blanchet, R., Garneau, R., and Leroueil, S. (1978): The stability of stage-constructed embankments on soft clays., Can. Geotech. J., Vol. 15, pp. 283-305.

Tavenas, F., Mieussens, C., and Bourges, F. (1979): Lateral displacementsin clay foundations under embankments., Can. Geotech. J., Vol. 16, pp. 532-550.

Tavenas, F., Trak, B. and Leroueil, S. (1980a): Remarks on the validity of stability analysis., Can. Geotech. J., Vol. 17, pp. 61-73.

Tavenas, F., and Leroueil, S. (1980b): The behavior of embankments on clay foundations., Can. Geotech. J., Vol. 17, pp. 236-260.

Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967): Soil Mecanics in Engineering Practice, 2nd Edition, pp. 294-295, John Wiley and Sons.

Vaid, Y. P. and Campanella, R. G. (1977): Time-dependent behavior of undistubed clay. Journal of Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol. 103, No. GT7, pp. 693-709.

Ward, W. H., Samuels, S. G. and Butler, M. E. (1959): Further study of the properties of London clay. Geotechnique, Vol. 9, No. 2, pp. 33-58.

和文参考文献

池田尚太(1986). 表層過圧密地盤の支持力に関する研究. 昭和60年度東京工業大学土木工学科卒業論文.

石澤　毅(1989). クラストを有する粘性土地盤の力学性状に関する研究. 昭和63年度東京工業大学土木工学科修士論文.

伊藤富雄,松井保(1966)：築堤の軟弱地盤の側方流動について. 土木学会第21回学術講演会概要集、III－39,pp.39-1～39-2.

伊藤富雄,松井保,岩谷丈方,竹本雅俊(1966)：軟弱地盤の流動に関する実験. 土木学会第22回学術講演会概要集、III－29,pp.29-1～29-2.

ウォン・シン・ファン(1983)：軟弱地盤の支持力に関する研究. 昭和57年度東京工業大学土木工学科卒業論文.

鵜飼恵三(1985)：不均質な粘土地盤の正方形および長方形基礎の支持力. 土質工学会論文報告集、Vol.25, No.4、pp.179-185.

鵜飼恵三(1986)：帯基礎の支持力計算のための新たな可容速度場の提案. 土質工学会論文報告集、Vol.26, No.2、pp.133-142.

太田秀樹,飯塚　敦(1984)：軟弱地盤上の盛土の変形解析. 第19回土質工学研究発表会, pp.863-866.

太田秀樹,石垣恒久,栃木博,伊藤雅夫,久慈雅栄(1986)：軟弱地盤上の道路盛土の沈下解析. 第21回土質工学研究発表会、 pp.401-404.

太田秀樹,飯塚　敦,油野裕和,白上雅章(1987)：変形解析用物性パラメタの検討. 第22回土質工学研究発表会、pp.1043-1046.

大槻英治(1988). 異方圧密された中間土の強度特性に及ぼす過圧密比と圧密圧力の影響. 昭和62年度東京工業大学土木工学科修士論文.

河本武士(1989)：盛土載荷による地盤の側方流動に関する研究.　昭和63年度東京工業大学土木工学科修士論文.

奥村樹郎(1974)：粘土の乱れとサンプリング方法の改善に関する研究.　港湾技研資料、No.193、

北詰昌樹(1980)：正規粘性土地盤の局所載荷にともなう変形挙動に関する研究. 昭和55年度東京工業大学土木工学科修士論文.

木村　孟 (1976)：支持力.土質力学、土木工学体系８, 彰国社.

木村　孟･斉藤邦夫･向山路一･笠原　勤(1981)：平面歪状態に於ける粘性土の力学特性に関する研究.　第16回土質工学研究発表会講演概要集、pp.353-356.

木村　孟,日下部治(1987)：講座「遠心模型実験」２. 序論.　土と基礎、Vol.35, No.11, pp.68-74.

倉田　進,藤下利夫(1961)：砂と粘土の工学的特性に関する研究. 港湾技術研究所報告、Vol.11, No.9, pp.389-424.

小林正樹(1990)：地盤の安定・沈下解析における有限要素法の適用に関する研究. 東京工業大学工学部土木工学科博士論文.

柴田　徹,関口秀雄(1979)：盛土の破壊予測. 第14回土質工学研究発表会, pp.761-764.

柴田　徹,関口秀雄(1980)：盛土基礎地盤の弾・粘性挙動解析と破壊予測. 土木学会論文集, No.301, pp.93-104.

柴田　徹,野村勝博,酒井成之(1982)：軟弱な盛土基礎地盤の挙動について. 第17回土質工学研究発表会, pp.2017-2020.

柴田　徹 1982. 盛土の安定性と側方流動. 土と基礎 30(5), pp.3-6.

柴田　徹,関口秀雄(1982)：盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点. 土と基礎、Vol.30, No.5, pp.47-54.

柴田　徹,関口秀雄(1987)：軟弱地盤の側方流動．土木学会論文集 No.328/III-7, pp.1-14.

正垣孝晴(1988)：地盤強度の測定と設計・施工管理パラメータの決定に関する研究.名古屋大学工学部土木工学科博士論文.

鈴木音彦(1987)：盛土による軟弱地盤の側方流動に関する研究．土木学会論文集 No.328/III-7、pp.15-34.

関口秀雄･柴田　徹(1982)： 盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点．土と基礎 Vol.30, No.5, pp.47-54.

関口秀雄,西田義親,大森晃治,栗原勝美(1984)：盛土基礎地盤の側方流動予測．第19回土質工学研究発表会, pp.867-870.

竹村次朗(1983)：帯荷重による正規圧密粘性土地盤の変形・破壊挙動に関する研究.昭和57年度東京工業大学土木工学科修士論文.

龍岡文夫,森本励,谷和夫,大嶋康孝,岡原美知夫,森浩樹,龍田昌毅(1989)：砂地盤の支持力問題におけるせん断強度・実験値・設計計算式の関係－極めて古くてかつ新しい問題－.第34回土質工学シンポジウム、pp.17-22.

土質工学会(1990):第４編土の工学的分類,土質試験の方法と解説.

富永真生,橋本正治(1974)：側方変位の現場計測による盛土の施工管理について，土と基礎、Vol.22, No.11, pp.43-51.

中瀬明男 (1966)：粘性土地盤の支持力．港湾技術研究所報告， Vol.5, No.12, pp.24-42.

中瀬明男,日下部治,亀井健史,鈴木弘之(1984).:粘性土地盤の異方性と塑性指数.土と基礎、Vol.32, No.11, pp.19-24.

仲田洋文(1990)：軟弱地盤上の盛土の安定性評価法に関する研究．平成元年度東京工業大学土木工学科修士論文.

中ノ堂裕文(1981)：正規圧密粘土地盤の二次元的変形挙動に関する研究,東京工業大学土木工学科学位論文.

萩原敏行(1989)．クラストを有する粘性土地盤の支持力変形に関する研究．昭和60年度東京工業大学土木工学科修士論文.

林　英輝,鈴木弘之,斉藤邦夫,木村　孟(1983)：平面歪条件下における粘性土のせん断挙動.第18回土質工学研究発表会, pp.415-416.

福田聡之(1983)： 軟弱地盤上の盛土の安定問題に関する研究．昭和57年度東京工業大学土木工学科修士論文.

本間　仁,春日屋伸昌(1956)：次元解析・最小２乗法と実験式.コロナ社.

松尾　稔,川村国夫(1975)：盛土の情報化施工とその評価に関する研究．土木学会論文報告集、No.241, pp.81-91.

三笠正人,高田直俊,岸本好弘(1965)：遠心力装置による自重圧密実験（第一報）.第20回土木学会年次学術講演会、III-25.

三笠正人,高田直俊,大島昭彦(1984)：一次元圧密粘土と自然堆積粘土の非排水強度の異方性、土と基礎、Vol.28, No.5, pp.25-30.
析．第18回土質工学発表会, pp857-858.

山口柏樹(1969)：土の塑性力学．最上武雄編著、土質力学、 技報堂出版.

謝　辞

本研究は１９８１年に東京工業大学土木工学科土質研究室に２機めの遠心模型実験装置が導入されて以来長年に亘って同研究室で手掛けてきた深さ方向に強度が変化する粘性土地盤の力学挙動に関する研究の一部であり、これを博士論文としてまとめる機会を筆者が戴いた。

本研究を進めるに際し、研究の方針から論文作成に至るまで終始懇切な指導と叱咤激励を戴いた東京工業大学教授木村孟先生に心から御礼申し上げます。同時に研究を進める上で貴重な御助言を賜り、また実物大盛土試験の挙動予測の機会を与えて下さいました東京工業大学名誉教授中瀬明男先生に深く感謝致します。

また論文審査を通じて東京工業大学教授岸田英明先生、池田俊介先生、三木千寿先生、東京工業大学助教授灘岡和夫先生には貴重な御意見を戴きましたことをここに記し、深く御礼申し上げます。

筆者の学生時代から助手になりたての時期まで公私に亘り貴重な御助言、御指導を賜りました元東京工業大学助手、現協和コンサルタント斎藤邦夫先生なくしては、現在の筆者は存在しなかったと言え、ここに深く感謝し謝意を表します。

更に本論文を作成する上で数多くの示唆に富む御意見を戴き、加えて本来分担しなくてわならない助手としての仕事を一手に引き受けて下さいました同僚の末政直晃氏に、また本論文の図面作成に惜しみない協力を戴いた本学技官木檜敏明氏に心より感謝致します。

本論文は東京工業大学土木工学科土質研究室で卒業論文、修士論文として行われてきた粘性土地盤に関する研究をまとめたものであり、それらに携わった本学卒業生のウォン．シン．ファン氏、萩原敏行氏、杜秀洋氏、池田直太氏、大槻英治氏、石沢毅氏、河本武士氏、岡留孝一氏、仲田洋文氏、蓬莱彰文氏が得られた貴重な研究成果なくしては、本論分はなかったであろう事をここに記し、これら諸氏に心より敬意を表します。また常日頃、依頼心が強い筆者から過度の要求を快く御引き受け戴き、それに答えて下さいました広岡明彦氏、岡村未対氏を初めとする土質研究室すべての皆様に感謝と敬意を表します。

論文作成に当たり、多大な御協力を戴いた尾崎智子女史に、筆者の悪筆で悩ませた事を御詫びすると共に心より御礼申し上げます。

Table 1-2-1-1 Combined undrained strength anisotropy as measured by CK0U plane strain shear tests (after Ladd, 1977)

(a)Stress systems along a failure surface

SOIL	LL% PI%	C_u/σ'_{vc} PSC $C_u=\tau_{ff}$ (1)	DSS $C_u=\tau_h$ (2)	PSE $C_u=\tau_{ff}$ (1)	REFERENCE
Portsmouth Sensitive Clay	35 15	0.295	0.20	0.13	Ladd & Edgers (1972)
Haney Sensitive Clay	44 18	0.27	—	0.175	Vaid & Campanella (1974)
Boston Blue Clay	41 21	0.30	0.20	0.145	Ladd & Edgers (1972)
AGS CH Clay	71 40	0.295	0.25	0.18	MIT & Univ. of British Col.
San Francisco Bay Mud	88 45	0.295	0.25	0.23	Duncan & Dunlop (1969)
Conn. Valley Varved Clay	clay 65,39 silt 35,12	0.255	0.165	0.23	Ladd & Edgers (1972)

(1) $\tau_{ff}=0.5(\sigma_1-\sigma_3)_f \cos\phi'$ (2) $\tau_h=(\tau_h)_{max}$

(b)Anisotropic strength date for normally consolidated clays

Table 1-2-5-1 Results of prediction for MIT test embankment

Predictor	Effect of 1.8m added on			at failure	
	Pore Pressure	Settle-ment	Lateral movement	Pore Pressure	Height on new fill
1	24 kpa	12.0 cm	1.5 cm	46 kpa	4.0 cm
2	64	5.1	2.5	128	3.7
3	37	12.7	3.0	78	7.2
4	43	2.0	1.8	119	7.0
5	22	7.6	0.6	42	4.1
6	28	7.6	3.8	38	2.7
7	22	3.2	1.9	51	4.0
8	29	1.9	0.4	71	8.2
9	67	35.0	22.2	73	2.4
10	29	6.6	4.1	86	6.4
nature	20	1.7	1.3	67～206	5.7

Table 1-2-2-1:塑性論による粘性土（ϕ=0）地盤の支持力解析例

Types of footing	Ground conditions	Type of solution	Workers (year)	Comments
Strip footing	cu=const	upper (exact)	Prandtl (1920)	
		LE	Fellenius (1929)	circular
		upper	Hill (1950)	
		lower	Lysmer (1970)	linear programming
		lower (exact)	Bishop (1953)	
		lower	Arai & Tagyo (1985)	non linear programing
	cu=Co+kz	LE	Raymond (1967)	circular
		LE	中瀬 (1966)	circular
		SL (exact)	Davis & Booker (1973)	
		SL	Livneh & Greenstein (1973a)	
	cu=kz	upper & lower (exact)	Salencon (1974a)	
	anisotoropy & cu=co+kz	SL	Reddy & Srinivasan (1970)	
		upper	Reddy & Rao (1981)	Prandtl type
		upper	鵜飼 (1986)	
	two layer	LE	Button (1953)	
	anisotoropy & two layer	LE	Reddy & Srinivasan (1967)	circular
	anisotoropy & cu=co+kz & two layer	upper	Chen (1975)	circular
	on a slope edge	upper	Drucker (1953)	γ = 0
		upper & lower	Davis & Booker (1973b)	γ = 0
	on a slope	upper & lower	Kusakabe, et al. (1981)	lower bound: numerical solution
	eccentricloading & cu=const	upper	Murff & Miller (1977)	combine two circular surface
Rectangular footing	cu=const	upper	Shield & Drucker (1953)	
		upper & lower	Chen (1975)	
	cu=co+kz	LE	Nakase (1966, 1981)	
		upper & lower	鵜飼 (1985)	
	cu=kz	upper & lower (exact)	鵜飼 (1985)	
Circular footing	cu=const	upper & lower	Shield (1955)	
	cu=co+kz	upper	Kusakabe, et al. (1986)	

Table 1-2-2-2

Illustration of shallow foundation load tests and failures establishing Nc values

(after De Mello, 1973)

REF N' 1st	ADDITIONAL	USED	CASE and DIM. B x L x D m	CLAY	AVER. c t/m² AND TEST	Nc	OBSERVATIONS L.T. = LOAD TEST S.C = SWEDISH CONE V = VANE ; d = DIAM. ; F = FAILURE
(98) GOLDER 1941	(250) (248)	(250)	Models 0,08 x 0,08 0,08 x 0,25	Rem. London		≈ 5,2 ≈ 6,7	strip square
(219) ODENSTAD 1948 HAGALUND	(44) (219) (250) (17)	(44)	9 L.T. 0,4 x 2,0 pits 2,2 x 1,1	Und.	UC ≈ 0,68 V ≈ 0,81 SC ≈ 1,05	≈ 5,2 ≈ 5,8	strip : vane
(216) SKEMPTON (WEEN) 1951	(250) (17)	(250)	Footing F. 2,5 x 2,8 x 1,7	Und.	UC 1,6	6,0 – 7,2	
(214) NIXON 1949 Shellhaven Tank A	(287) (250) (242) (17)	(214) (250) (242)	Tank F. 7,5 d x 0,0	Und.	UC, UU 1,5 1,35	7,4 6,2	
SHELLHAVEN TANK B	(250) (17)	(250)	Tank F. 16 d x 0,0	Und.	UC, UU 1,40	5,9	
MEIGH + YASSIN 1951	(250)	(250)	Models penetr from surface 0,006 to 0,025	Rem. + Und. London		6,2	σ_f interp. differently from penet. curve
(20) BISHOP & LITTLE 1967		(20)	4 L.T. 0,3 x 0,3 x 0 0,3 d x 0	Und. London	UU 3-7 block, tube, and 0,6 x 0,6 in-situ direct shear	5,6 10,3	cf. in-situ shear cf. tube UU τ_f
(84) ERTEL 1967		(84)	L.T. 0,5 d x 0,5 in pit, possibly narrow	Frankfurt Und.	UC = 11	6,5	σ_f at ρ = 0,1 d
(116) JACOBSEN 1967		(116)	14 L.T. (0,05-0,15) d x o 6 L.T. 2 L.T. 6 L.T.	Danish preconsol. boulder clay	V 6 ± 0,6 V 22 V 70	min. av. max. 4,9 - 5,6 - 6,4 5,4 4,7 - 5,5 - 6,6	
(22) BJERRUM & OVERLAND 1957	(242) (17)	(22)	Tank F. 25 d x 0	Und Marine	V 3-5 UC 3-5	5,6	Assumed local F for part of loaded area, 10m wide
(113) HOSHINO 1953		(113)	≈ 50 L.T. 0,2 ; 0,3 ; 0,5 d	Und Marine	UC 2-5	6	
(65) DASTIDAR 1967		(127)	6 L.T. 2 of 0,3 x 0,3 2 of 0,6 x 0,6 1 of 1,5 x 1,5	Slickensided Haircracked	UC tube 8-13 UC block 2-3	2,6 10	M.L. test
(47A) CARLSON & FRICANO 1961		(47A)	Tank F. 50 d	Und silty	UC 2	≈ 6,2	
(224) PECK & BRYANT 1953	(17)	(224)	Silo F. (Transcona) 20 x 60 x 3,7	Und., silty ± slickensides Stiffer at top	UC 5-3,5	5,1 – 7,2	Based on Skempton (1951)
(287) TSCHEBOTARIOF 1951	(17)	(287)	Silo F. 15 x 69 x 0,9	Varved glacial, stiffer at top. St increase with D, 2-10	UC 10-5	5,2 – 5,9	cf Skempton (1951) averaging τ_f progres. effects
(21) BJERRUM 1954	(17)	(21)	4 L.T. 0,36 d at D 0 ; 0,36 ; 0,36 ; 0,72	Quick St = 80	UC 6	D/B = 0 : 6,8 D/B = 1 : 7,8 D/B = 2 : 8,9	cf Skempton (1951)
(79) EDEN & BOZOZUK 1962		(79)	Silo F. 6,7 d x 1,2 load 550 ± 50 tons	Varved St = 15	UU 1,2 V 1,6	—— 6,6	cf Skempton (1951) Meyerhof (1951)
(56) CHRISTENSEN & BENT HANSEN 1959		(56)	21 L.T. 0,05 – 0,3 d	Skive Septarian, high precons.	UU, UC 3 – 5 V 9 – 14	6,0	Nc assumed checks with UU, UC

Table 1-2-5-2 Summary of predictions for the failure thickness and failure surface of the Muar test embankment (after Brand & Premchitt, 1989)

Predictor		Method of Analysis	Strengths Adopted		Predictions for Failure, m		
					Failure Surface		Fill
No.	Name and Organization		Soft Clay	Compacted Fill	Depth	Radius	Thickness
1	J.S. Younger, J. Riyanto & C. Setjadiningrat, Bandung Institute of Technology, Indonesia	Fellenius	0.68 - 0.86 x vane (μ varied with PI)	s_u = 160 kPa (from cone data)	-	-	9.5
2	K.L. Siu, Special Projects Division, GCO, Hong Kong	Bearing capacity	s_u = 20 kPa	Zero	7.0 *	14 *	8.0 *
3	R.A. Fraser, Maunsell Geotechnical Services Ltd, Hong Kong	Empirical chart (Kurihara, 1977)	Kurihara Fig. 6.5, with w = 80%	Zero	13.0 *	~25 *	6.3
4	'Trainees', Design Division, GCO, Hong Kong	Fellenius	1.2 x vane (consolidation)	c = 14 kPa, Ø = 31° (partially cracked)	8.0 *	20 *	6.4 *
5	'Design Team', Design Division, GCO, Hong Kong	Bishop	1.2 x vane (consolidation)	c = 14 kPa, Ø = 31°	8.0 *	18 *	6.0 *
6	C.O. Lo & Y.C. Lo, Port Works Division, Civil Engineering Department, Hong Kong	Bishop	0.8 x vane	c = 14 kPa, Ø = 31° (partially cracked)	5.2 *	9 *	6.0
7	'Engineer', Island East Division, GCO, Hong Kong	Stability chart (NIIRI, 1982)	0.8 x vane	Zero	4.0	14	6.0
-	ACTUAL FAILURE				~8.0	~26	5.4
8	J.M. Shen, Materials Division, GCO, Hong Kong	Fellenius	0.8 x vane	c = 50 kPa, Ø = 0	8.0	19	5.3
9	A.S. BALASUBRAMANIAM et al, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand	Fellenius	0.9 x vane	c = 19 kPa, Ø = 26°	5.0	13	5.0
10	T.S.K. Lam, Special Projects Division, GCO, Hong Kong	Bishop	1.2 x vane (consolidation)	c = 14 kPa, Ø = 31°	6.0 *	16 *	5.0 *
11	P. To, Special Projects Division, GCO, Hong Kong	Stability chart (Low, 1989)	s_u = 12 kPa (consolidation)	c = 14 kPa, Ø = 31°	8.0	19	5.0
12	'E & N Sections', Island East Division, GCO, Hong Kong	Stability chart (Taylor, 1948)	s_u = 15 kPa	Zero	-	-	5.0
13	S.H. Mak, Island East Division, GCO, Hong Kong	Stability chart (Low, 1989)	0.8 x vane	c = 14 kPa, Ø = 37° (Ø from cone data)	5.0	14	5.0
14	M.F. Chang, Nanyang Technological Institute, Singapore	Bearing capacity	s_u = 9 kPa (20 kPa in crust)	c = 0, Ø = 40°	2.5	~9.5	4.7
15	C.P. Wroth, Oxford University, UK	'Judgement' based on invited Predictors	'Corrected vane'	'Some contribution'	-	-	4.6
16	G. Wong, Greg Wong & Associates, Hong Kong	'Experience' checked by bearing capacity	Average vane, with N_c = 6	Zero (cracked)	-	-	4.4
17	P.K. Chen, Ove Arup & Partners, Hong Kong	Janbu	0.8 x vane	c = 14 kPa, Ø = 31°	5.0 *	10 *	4.0 *
18	S. Butling, Scott Wilson Kirkpatrick & Partners, Hong Kong	Janbu	0.8 x vane	Zero (cracked)	4.5	14	4.0
19	H. Aboshi, Fukken Co. Ltd, Hiroshima, Japan	Fellenius	0.85 x vane (+2.5 kPa consolidation)	Zero	4.5 *	10 *	3.9 *
20	J.P. MAGNAN, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France	Bishop	0.85 x vane	c = 20 kPa, Ø = 0	7.2-11.0	13-21	3.8
21	H.G. POULOS, C.Y. Lee & J.C. Small, Sydney University, Australia	Fellenius	Vane, lower bound	Zero (cracked)	5.9	13	3.8
22	M.H. Goldsworthy, Howard Humphries & Partners, Johore, Malaysia	Jakobson (1948)	s_u = 13.4 kPa (average vane to 8 m)	Zero (cracked)	8.0	13	3.8
23	H.S. Tan, H. Ernst & C.C. Ladd, Massachusetts Institute of Technology, USA	Bishop	Vane/SHANSEP (Ladd & Foott, 1974)	c = 0, Ø = 31°	5.8	12	3.8
24	B.N. Leung, S.H. Tse & Y.C. Chan, Mainland West Division, GCO, Hong Kong	Bishop	0.85 x vane	c = 14 kPa, Ø = 31° (partially cracked)	6.0	11	3.7
25	'S Section', Island East Division, GCO, Hong Kong	Bishop	0.8 x vane	Zero (cracked)	8.0	13	3.6
26	A. NAKASE & J. Takemura, Tokyo Institute of Technology, Japan	Fellenius	$s_u = 0.27\sigma'_v$	c = 0, Ø = 30°	4.6	9.5	3.5
27	D.T. Bergado, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand	Bishop	0.8 x vane	c = 19 kPa, Ø = 26°	8.0 *	17 *	3.5 *
28	G. Aas & O. Eide, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway	Bishop (effective in crust)	~0.63 - 0.7 x vane (μ varied with PI)	Zero (cracked)	5.0	12	2.9
29	'Student', Development & Airport Division, Civil Engineering Department, Hong Kong	Fellenius	Vane	c = 14 kPa, Ø = 0	5.0 *	11.5 *	2.8 *
30	T.W. Lo, Nanyang Technological Institute, Singapore	Fellenius	0.75 x vane	Zero	3.5 *	16 *	2.8 *
31	K.S. Wong, Nanyang Technological Institute, Singapore	Finite elements	0.8 x vane, E_u = 200 s_u	c = 14 kPa, Ø = 31°	4.0 *	16 *	2.8 *

Table1-3-1-1 Scaling factors in centrifuge and 1g tests

parameter	symbol	dim. less number	similarity requirement	scaling factor	1g
acceleration	a		$N_a=$	n	1
model length	l		$N_l=$	$1/n$	$1/n$
soil density	ρ		$N_\rho=$	1	1
particle size	d	d/l	$N_d=$	1 (1/n)	1 (1/n)
void ratio	e	e	$N_e=$	1	1
saturation	S_γ	S_γ	$N_s=$	1	1
liquid density	ρ_l	ρ_l/ρ	$N_{\rho l}=N_\rho=$	1	1
atmosphere	a_t	a_t/p ※1	$N_{at}=(N_p=1)$	1	1
surface tension	σ_t	$\sigma_t/a_t d$	$N_\sigma=N_{at}N_d$	1 (1/n)	1 (1/n)
capillarity	h_c	$h_c\rho_l ad/\sigma_t$	$N_h=N_\sigma N_\rho^{-1}N_a^{-1}N_d^{-1}=$	$1/n$	1 (1*)
viscosity	η	$\eta/\rho_l d(al)^{1/2}$	$N_\eta=N_\rho N_d N_a^{1/2} N_l^{1/2}=$	1 (1/n)	$n^{-1/2}$ ($n^{-3/2}$)
permeability	k	$k\eta/d^2 a\rho$	$N_k=N_d^2 N_\rho N_a N_\eta^{-1}=$	n (1)	$n^{1/2}$ ($n^{-1/2}$)
particle friction	ϕ	ϕ	$N_\phi=$	1	1(?)
particle strength	σ_c	$\sigma_c/\rho al$	$N_\sigma=N_\rho N_a N_l=$	1	$1/n$
cohesion	c	$c/\rho al$	$N_c=N_\rho N_a N_l=$	1	$1/n$
compressibility	E	$E/\rho al$	$N_E=N_\rho N_a N_l=$	1	$1/n$
inertia	t_i	$t(a/l)^{1/2}$	$N_t=N_l^{1/2}N_a^{1/2}=$	$1/n$	$n^{-1/2}$
lam. flow	t_f	tk/l	$N_t=N_l N_k^{-1}=$	$1/n^2$ (1/n)	$n^{-3/2}$
creep	t_c			1	1

※1 p : unit of pressure

Fig. 1-2-1-1 Polar diagram of experimental strength variation with orientation of applied major principal stress (after Lo, 1965)

Fig. 1-2-1-2 Anisotoropic undrained strength ratio vs plasticity index (after Ladd, 1977)

Fig. 1-2-1-3(a) Effect of rate of loading on the compressive strength of Cucaracha clay shale (after Cassagrande & Wilson, 1951)

Fig. 1-2-1-3(b) Change in undrained shearing resistance with log(strain rate) (Graham et al., 1983)

Fig. 1-2-2-1 Typical strength profile observed for Japanese arine clay(Nakase, 1967) and idealized profile with depth for normally consolidated clay

Fig. 1-2-2-2 Correction factors for rough and smooth footing

Fig. 1-2-2-3 Error in slip circle analysis

Fig. 1-2-3-1 Composition of crust layer in cold area(Bjerrum, 1973)

(a) Champlain clay
(after LaRochelle et al., 1974)

(b) Muar clay
(after Brand & Premchitt, 1989)

Fig1-2-3-2 Examples of crust groud

Fig. 1-2-3-3 Field Test site on Bangkok clay
(after Balasubramaniam, 1990)

Fig. 1-2-3-4
Strength profile with defferent hypothesis
(after LaRochelle etal., 1974)

Fig. 1-2-3-5 Estimation of the undrained shear strength in the weathered crust
(after Lefebrre et al., 1987)

クラスト地盤の強度分布

Fig. 1-2-3-6 Idealized strength profile of crust ground

Fig. 1-2-4-1 Observed excess pore pressures(after Hoeg et al., 1969)

Fig. 1-2-4-2 Variations of the maximum lateral displacement with the construction settlement in slightly overconsolidated clay foundations(after Tavenas et al., 1979)

Fig. 1-2-4-3 Lateral displacement measured by inclinometer
(after Dascal et al., 1973)

Fig. 1-2-4-4 One of ofservational method
:Tominaga & Hashimoto(1974)

Fig. 1-2-4-5 (δ/ρ～ρ)diagram for prediction of faiure
(after Matsuo & Kawamura, 1977)

Fig. 1-2-4-6 Method for prediction of failure load ;Shibata & Sekiguchi(1979)

Fig. 1-2-4-7
Relations between the intensity of embankment loading and maximum lateral displacement for nine soil deposits(after Shibata & Sekiguchi, 1987)

Fig. 1-2-4-8 Comparison between measured and predicted horizontal movement at various locations(after Poulos, 1972)

Fig. 1-2-5-1
Comparison of predicted and actual vertical profiles of horizontal displacements in inclinometers I1, I2&I3 at failure(A=Actual, B=Balasubramaniam, N=Nakase, P=Poulos)
(after Brand & Premchitt, 1989)

Fig. 1-3-1-1 実物と模型の圧力分布
（木村、日下部, 1987）

Table 2-2-2-1 試料の物理特性

	M－30	M－20	M－20'	M－60
Specific gravity of particles Gs	2.69	2.68	2.68	2.69
Liquid limit W_L (%)	54.0	41.5	36.2	98.0
Plastic limit Wp (%)	25.5	20.6	16.1	34.3
Plasticity index Ip	28.5	20.9	20.1	63.7
Sand fraction (%)	19.6	35.7	59.0	3.0
Silt fraction (%)	49.2	41.3	25.0	36.0
Clay fraction (%)	31.2	24.0	24.0	61.0
Clay fraction (%) (under 2μ)	19.0	14.7	9.5	23.0

Table 2-3-1-1 試料の圧密試験結果

試料	Cc	Cr	e at98kPa	α (dεv/dlogt)
M-30-1	0.318	0.035	1.046	0.002 ～ 0.005
M-30-2	0.307	0.041	1.048	
M-30-3	0.313	0.047	1.020	
M-20-1	0.250	0.032	0.865	0.0035～ 0.009 三軸圧密： 0.0023
M-20-2	0.240	0.016	0.830	
M-20'	0.263	0.022	0.857	

Table 2-4-1-1 試料の三軸圧密非排水セン断試験結果

Soil	Test type	Ko	Cu/σv'	Cue/Cuc	εf (%)	E50/Cu	φ' (°)	M
M-30-1	Comp.	0.45	0.393	0.60	0.87	472	38.1	1.58
	Ext.		0.236		19.5	503	55.8	1.30
M-30-2	Comp.	0.42	0.385	----	0.87	620	38.5	1.60
M-30-3	Comp.	0.40	0.40	----	0.85	425	40.5	1.66
M-20-1	Comp.	0.41	0.38	0.59	0.64	603	39.1	1.60
M-20-2	Ext.		0.224		18.2	684	55.3	1.29
M-20'	Comp.	0.44	0.39	0.54	0.40	754	38.4	1.59
	Ext.		0.21		14.4	860	51.6	1.22

Fig. 2-2-2-1 試料の粒度分布

Fig. 2-2-2-2 塑性図

Fig. 2-3-1-1(a) 試料のｅ～ｌｏｇＰ関係（Ｍ－３０）

Fig. 2-3-1-1(b) 試料のｅ～ｌｏｇＰ関係（Ｍ－２０）

Fig. 2-3-1-2(a) 試料の圧密係数ｃｖ, 体積圧縮係数ｍｖ （Ｍ－３０）

Fig. 2-3-1-2(b) 試料の圧密係数ｃｖ, 体積圧縮係数ｍｖ （Ｍ－２０）

Fig. 2-3-1-3 試料の透水係数 k

Fig. 2-3-2-1 載荷、除荷に伴う間隙比の減少（M－２０）

Fig. 2-4-1-1 Ｋo正規圧密試料の三軸非排水試験における
応力、ひずみ関係（ε=0.08%／min）

Fig. 2-4-1-2 Ｋo正規圧密試料の三軸非排水試験における
応力パス（ε=0.08%／min）

Fig. 2-4-2-1 Ｋo過圧密試料（Ｍ－２０）に対する非排水三軸試験における応力－ひずみ関係

Fig. 2-4-2-2 Ｋo過圧密試料（Ｍ－２０、Ｍ－２０’）の三軸非排水圧縮試験結果

Fig. 2-4-2-3 Ｋo過圧密試料（Ｍ－２０）の三軸非排水伸張試験結果

Fig. 2-4-2-4 OCRの増加に伴う非排水強度の減少（M－２０）

Fig. 2-4-2-5 OCRの増加に伴う剛性の低下（M－２０）

(a) M－30　Ko正規圧密

(b) M－20　Ko正規圧密

(c) M－20　Ko正規圧密 OCR=8

Fig. 2-4-3-1 ひずみ速度の異なる三軸非排水圧縮試験より得られた軸差応力、間隙水圧－ひずみ関係

（ａ）　Ｍ－３０（正規圧密）

（ｂ）　Ｍ－２０（正規圧密、過圧密）

Fig. 2-4-3-2 ひずみ速度の異なる三軸非排水圧縮試験より得られた有効応力パス

Fig. 2-4-3-3 ひずみ速度と非排水強度増加率の関係

(a) ひずみ速度を１０倍にすることによる強度増加率の増加量と塑性指数の関係

(b) ひずみ速度に対する非排水強度の割合と塑性指数の関係

Fig. 2-4-3-4 剛性の増加率と強度の増加と塑性指数

Fig. 2-4-3-5 ひずみ速度と初期弾性係数の関係

(a) ひずみ速度を１０倍にすることによる初期弾性係数の増加量と塑性指数の関係

(b) ひずみ速度に対する初期弾性係数の増加割合と塑性指数の関係

Fig. 2-4-3-6 ひずみ速度の増加に伴う初期弾性係数の増加と塑性指数の関係

Fig. 2-4-3-7 関口、太田モデルを用いた計算結果に及ぼすパラメータの影響

Fig. 2-4-3-8 関口、太田モデルより得られた M－３０の応力－ひずみ関係及び応力パス

Table3-2-1-1(a) ＮＣ地盤の支持力実験条件：Ｔｙｐｅ Ｉ

Test code	TK01	TK02	TK2	TK6	TK5	TK7	TK4	TK3
Material	Ｍ－３０－１							
Acceleration (g)	1	1	40	40	40	40	40	40
Surcharge:p0 (kPa)	9.8	19.6	9.8	9.8	19.6	19.6	9.8	19.6
k (*1) (kPa/cm)	0.03	0.03	1.1	1.1	1.2	1.2	2.2	2.3
c0 (*1) (kPa)	3.9	7.7	3.9	3.9	7.7	7.7	3.9	7.7
Width of footing:B (cm)	8							
kB/c0	0.06	0.03	2.3	2.3	1.2	1.2	4.6	2.4
Thickness of clay layer (cm)	１５							
Loading rate (kPa/min)	9.8	9.8	9.8	39.2	9.8	39.2	39.2	39.2

*1:ここで示している強度は三軸Ｋ0圧縮試験より得たｃu／σv'より求めたもの。

Table 3-2-1-1(c) ＮＣ地盤上の盛土築造実験の地盤条件

Test code	ENC1	ENC2	ENC3	ENC4	ENC5	ENC6
Material	Ｍ－３０－２					
Acceleration (g)	１００					
Surcharge:p0 (kPa)	10	10	10	20	10	20
k (*1) (kPa/cm)	2.8	2.8	2.8	2.9	2.8	2.9
c0 (*1) (kPa)	3.9	3.9	3.9	7.7	3.9	7.7

1:ここで示している強度は三軸Ｋ0圧縮試験より得たｃu／σv'より求めたもの。

Table3-2-1-1(b) ＮＣ地盤の支持力実験条件：Ｔｙｐｅ Ⅱ

Test code	R8	S8	R6	S6	R4	N871	N872	N881	N882	N883	N884	N885	N886	N891	N892	N893
Material	M－２０’					M－２０－１					M－２０－２			M－３０－３		
Acceleration (g)	１００					50	50	100	100	100	100	50	100	100	100	50
Surcharge:p0 (kPa)	１１．３					23.0	11.3 45.0 (*2)	１１．３								
k (*1) (kPa/cm)	３．１					1.6	1.7	3.0	3.0	3.0	3.1	1.6	3.1	3.3	3.3	1.6
c0 (*1) (kPa)	４．４					8.7	14.4	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.5	4.5	4.5
Width of footing:B (cm)	8	8	6	6	4	8	8	8	4	4	8	8	8	8	4	8
kB/c0	5.6	5.6	4.2	4.2	2.8	1.5	0.9	5.6	2.8	2.8	5.7	2.9	5.7	5.3	2.7	2.6
Condition of footing base	rough	smooth	rough	smooth	rough	rough	rough	rough	rough	smooth	smooth	smooth	rough	rough	rough	rough
Thickness of clay layer (cm)	１５															
Loading rate (mm/min)	6															

*1:ここで示している強度は三軸Ｋ0圧縮試験より得たｃu／σv’により求めた。
*2:N872は、ｐo=45.0kPaで遠心圧密した後、サーチャージを１／４の11.3kPaまで除荷し再圧密を行っている。

Table 3-2-2-1 Mark II Centrifuge の仕様

Maximum centrifugal acceleration	150 g
Effective radius (static)	1.25 m
Effective radius (dynamic)	1.05 m
Maximum package mass	250 kg
Driving motor(AC variable motor)	15 kW
Electric slip ring (data acquisition)	76 poles
(power supply)	8 poles
FM telemeter	6 ch
Hydraulic rotary joint	5 ch

Table. 3-3-2-1 重力場におけるクラスト層作成条件

地　盤	A	C－1	C－2	C－3	C－4	C－5
クラスト層厚 h	50.0	40.0	40.0	20.0	26.0	26.0
第1層　P1	39.2	98.0	196.0	98.0	98.0	44.1
第2層　P2	39.2	78.4	156.8	78.4	78.4	38.0
第3層　P3	39.2	58.8	117.6	58.8	58.8	31.9
第4層　P4	39.2	39.2	78.4	39.2	39.2	25.7
第5層　P5	39.2	19.6	19.6	19.6	19.6	19.6

単位(h:mm, P:kPa)

Table 3-3-2-2　クラスト地盤の支持力実験条件

(強度分布は応力履歴から算定した三軸圧縮強度)

CODE	地 盤	試 料	C1 (kPa)	C2 (kPa)	C1/C2	h (mm)	B (mm)	h/B	k kPa/mm
TH-P	C-1	M-20'	27.0	14.5	1.9	40	50	0.80	0.33
TH-2	C-1	M-20'	27.0	14.5	1.9	40	50	0.80	0.33
TH-1	C-2	M-20'	55.5	15.0	3.7	40	50	0.80	0.33
TH-3	C-2	M-20'	55.5	15.0	3.7	40	50	0.80	0.33
TH-6	C-2	M-20'	55.5	15.0	3.7	40	80	0.50	0.33
TH-4	A	M-20'	10.4	17.9	0.5	50	50	1.00	0.33
IO-4	C-3	M-20-2	27.8	7.6	3.7	20	30	0.67	0.31
IO-2	C-3	M-20-2	27.8	7.6	3.7	20	50	0.40	0.31
IO-3	C-3	M-20-2	27.8	7.6	3.7	20	80	0.25	0.31
CR-1	C-4	M-20-2	28.7	8.6	3.3	26	30	0.87	0.32
CR-3	C-4	M-20-2	28.7	8.6	3.3	26	30	0.87	0.32
CR-2	C-4	M-20-2	28.7	8.6	3.3	26	80	0.33	0.32
CR-4	C-5	M-20-2	13.4	8.3	1.6	26	30	0.87	0.32
CR-6	C-5	M-20-2	13.4	8.3	1.6	26	50	0.52	0.32
CR-5	C-5	M-20-2	13.4	8.3	1.6	26	80	0.33	0.32

遠心加速度：１００ｇ、載荷速度：６ｍｍ／ｍｉｎ

Table 3-3-3-1　測定含水比から評価したクラスト地盤条件

CODE	地　盤	※ C1 (kPa)	※ C2 (kPa)	C1/C2	h (mm)	B (mm)	h/B	※ k kPa/mm
TH-P	C-1	31.0	16.5	1.9	46	50	0.93	0.35
TH-2	C-1	31.0	16.5	1.9	46	50	0.93	0.35
TH-1	C-2	60.0	17.5	3.5	56	50	1.12	0.31
TH-3	C-2	60.0	17.5	3.5	56	50	1.12	0.31
TH-6	C-2	60.0	17.5	3.5	56	80	0.70	0.31
TH-4	A	9.2	9.2	1.0	50	50	1.00	0.28
IO-4	C-3	45.0	8.1	5.5	26	30	0.87	0.21
IO-2	C-3	45.0	8.1	5.5	26	50	0.52	0.21
IO-3	C-3	45.0	8.1	5.5	26	80	0.33	0.21
CR-1	C-4	32.0	7.9	4.1	33	30	1.10	0.24
CR-3	C-4	32.0	7.9	4.1	33	30	1.10	0.24
CR-2	C-4	32.0	7.9	4.1	33	80	0.41	0.24
CR-4	C-5	25.0	9.5	2.6	31	30	1.03	0.30
CR-6	C-5	25.0	9.5	2.6	31	50	0.62	0.30
CR-5	C-5	25.0	9.5	2.6	31	80	0.39	0.30

※：非排水三軸圧縮強度

Fig. 3-2-2-1 Mark II centrifuge

Fig. 3-2-2-2(a) NC地盤の支持力実験システム：Type I

Setup for N.C. clay

Fig. 3-2-2-3 NC地盤の支持力実験手順フローチャート

Fig. 3-2-3-1 TypeⅡのシステムによって得られた遠心圧密時の時間－沈下関係

Fig. 3-2-3-2 遠心圧密前後の地盤中の応力状態

Fig. 3-2-3-3 遠心圧密時の間隙水圧の消散量

(a) TK2 40g P_0=9.8kPa

(b) TK7 40g P_0=19.6kPa

(c) TK4 80g P_0=9.8kPa

(d) TK3 80g P_0=19.6kpa

Fig. 3-2-3-4 遠心圧密中の過剰間隙水圧の消散：Type I

(a) N891 100g P_0=11.3kPa

(b) N892 100g P_0=11.3kPa

(c) N893 50g P_0=11.3kPa

Fig. 3-2-3-5 遠心圧密中の過剰間隙水圧の消散：Type II

(a) TK2 40g P_0=9.8kPa

(b) TK7 40g P_0=19.6kPa

(c) TK4 80g P_0=9.8kPa

(d) TK3 80g P_0=19.6kPa

Fig. 3-2-3-6 遠心圧密中の地盤沈下量

(a) TK2 40g P_0=9.8kPa

(b) TK7 40g P_0=19.6kPa

(c) TK4 80g P_0=9.8kPa

(d) TK3 80g P_0=19.6kPa

Fig. 3-2-3-7 実験終了後に測定した地盤内含水比分布：Type I

(1) N871;M-20, p_0=22.5kPa, 50g

(2) N883;M-20, p_0=11.3kPa, 100g

(4) N893;M-30, p_0=11.3kPa, 50g

(3) N892;M-30, p_0=11.3kPa, 100g

Fig. 3-2-3-8 実験終了後に測定した地盤内含水比分布：Type II

Fig. 3-2-3-9
含水比より求めた地盤内非排水強度：M－２０'

Fig. 3-2-3-10
含水比より求めた地盤内非排水強度：M－２０

Fig. 3-2-3-11
含水比より求めた地盤内非排水強度：M－３０
支持力実験用地盤(H=15cm)

(a) ENC5;Po=10kPa,100g

(b) ENC6;Po=20kPa,100g

Fig. 3-2-3-12 含水比より求めた地盤内非排水強度：M－３０
盛土築造実験用地盤(H=10cm)

Fig. 3-3-1-1 クラスト地盤の作成及び支持力実験手順

Fig. 3-3-1-2 クラスト地盤作成用遠心模型容器

(a) 重力場圧密完了時
の最大先行圧密圧力

(b) 容器反転時
の最大先行圧密圧力

(c) 遠心圧密終了時
の最大先行圧密圧力，有効土被り圧

(d) 遠心圧密時の地盤内の
過圧密比

Fig. 3-3-1-3 クラスト地盤作成中の地盤内応力履歴

Fig. 3-3-1-4 容器反転

Fig. 3-3-1-5 クラスト地盤の支持力実験システム

Fig. 3-3-1-6 模型コーン

Fig. 3-3-3-1 実験終了後に測定したクラスト地盤の含水比分布

Fig. 3-3-3-2 クラスト地盤の強度分布

Fig. 3-3-3-3 クラスト地盤の先行圧密圧力分布及びクラスト厚さの決定

Fig. 3-3-3-4 クラスト作成条件が含水比より得られる非排水強度に与える影響

Photo. 3-3-3-1　試料の投入

Photo. 3-3-3-2　クラスト層の圧密

Photo. 3-3-3-3　クラスト表面の整形

Photo. 3-3-3-4　クラスト表面をへらで傷つける

Photo. 3-3-3-5　クラスト層の完成

Photo. 3-3-3-6　正規圧密部の予備圧密

Photo. 3-3-3-7　最終予備圧密段階

Photo. 3-3-3-8　容器の反転

Photo. 3-3-3-9　容器反転終了

Photo. 3-3-3-10 含水比の測定

Table 4 I-2-2-1 ＮＣ地盤上の剛性基礎の支持力上界値計算結果

（底面滑）

kB/c0	Nc	Fr	α (deg)
0.0	5.142	1.00	45.0
0.5	5.614	1.066	39.1
1.0	6.041	1.120	35.0
1.5	6.436	1.167	31.9
2.0	6.807	1.207	29.6
2.5	7.159	1.242	27.8
3.0	7.497	1.272	26.3
4.0	8.136	1.325	24.0
5.0	8.739	1.367	22.2
6.0	9.314	1.402	20.7
7.0	9.868	1.432	19.6
8.0	10.403	1.457	18.6
9.0	10.923	1.478	17.8
10.0	11.430	1.496	17.1
15.0	13.819	1.554	14.5
20.0	16.043	1.582	12.9
25.0	18.157	1.594	11.7
30.0	20.192	1.597	10.8
40.0	24.091	1.591	9.5
50.0	27.829	1.577	8.7
60.0	31.451	1.561	8.0
70.0	34.984	1.545	7.4
80.0	38.447	1.529	7.0
90.0	41.853	1.514	6.6
100.0	45.210	1.500	6.3

（底面粗:Mechanism I）

kB/c0	Nc	Fr	α (deg)	β (deg)
0.0	5.142	1.00	45.0	45.0
0.5	6.040	1.147	34.20	36.80
1.0	6.800	1.261	26.80	34.20
1.5	7.472	1.354	20.20	34.00
2.0	8.074	1.431	13.80	34.80
2.5	8.613	1.494	6.48	36.96
3.0	9.081	1.541	0.00	38.68
4.0	9.929	1.617	0.00	35.00
5.0	10.714	1.676	0.00	31.68
6.0	11.452	1.724	0.00	29.48
7.0	12.154	1.764	0.00	27.68
8.0	12.827	1.796	0.00	26.24
9.0	13.476	1.823	0.00	25.00
10.0	14.104	1.846	0.00	24.00
15.0	17.019	1.914	0.00	20.00
20.0	19.679	1.940	0.00	17.84
25.0	22.175	1.947	0.00	16.20
30.0	24.554	1.942	0.00	15.00
40.0	29.060	1.919	0.00	13.20
50.0	33.330	1.889	0.00	12.00
60.0	37.431	1.858	0.00	11.00
70.0	41.413	1.829	0.00	10.00
80.0	45.292	1.801	0.00	10.00
90.0	49.065	1.775	0.00	9.16
100.0	52.784	1.751	0.00	8.73

（底面粗:Mecahnism II）

kB/c0	Nc	Fr	α (deg)	β (deg)	γ (deg)	ω (deg)
0.0	5.142	1.00	45.0	45.0	45.0	90.0
0.5	6.031	1.145	34.20	38.40	24.40	91.60
1.0	6.769	1.256	26.40	37.52	19.16	93.72
1.5	7.415	1.344	19.48	38.16	17.48	95.44
2.0	7.988	1.416	12.48	39.76	17.48	96.96
2.5	8.495	1.473	4.20	42.60	19.00	98.40
3.0	8.935	1.517	0.00	42.60	18.36	99.40
4.0	9.749	1.587	0.00	38.20	14.16	100.80
5.0	10.506	1.644	0.00	34.96	11.20	101.80
6.0	11.221	1.690	0.00	32.44	8.92	102.44
7.0	11.903	1.727	0.00	30.44	7.12	102.96
8.0	12.558	1.758	0.00	28.76	5.64	103.32
9.0	13.190	1.784	0.00	27.36	4.40	103.64
10.0	13.803	1.806	0.00	26.12	3.32	103.88
15.0	16.655	1.873	0.00	21.90	0.01	105.01
20.0	19.273	1.900	0.00	19.32	0.01	107.72
25.0	21.739	1.908	0.00	17.51	0.01	109.66
30.0	24.094	1.906	0.00	16.13	0.01	111.09
40.0	28.568	1.887	0.00	14.14	0.01	113.11
50.0	32.815	1.860	0.00	12.74	0.01	114.49
60.0	36.900	1.832	0.00	11.70	0.01	115.51
70.0	40.860	1.805	0.00	10.87	0.01	116.24
80.0	44.721	1.779	0.00	10.21	0.01	116.24
90.0	48.502	1.755	0.00	9.65	0.01	116.24
100.0	52.215	1.732	0.00	9.17	0.01	116.25

Table 4 I-3-2-1(a) NC地盤上の支持力試験結果

Test code	TK01	TK02	TK2	TK6	TK5	TK7	TK4	TK3
kB／c_0	0.06	0.03	2.3	2.3	1.2	1.2	4.6	2.4
Measured bearing capacity qu(kPa)	24.0	55.0	41.0	48.0	52.0	64.0	49.0	59.0
Bearing capacity coefficient	6.1	7.1	10.5	12.3	6.8	8.3	12.6	7.6
Nc(qu/c_0)	5.8	6.7	10.0	11.3	6.5	7.6	11.6	7.0
Measured settlement at failure Sf(cm)	1.4	2.5	2.3	2.0	0.9	1.4	0.9	1.1

※上段c_0はTable 3-2-1-1(a)に示すもの
下段c_0は異方性、ひずみ速度、平面歪条件の補正を行ったもの

Table 4 I-3-2-1(b) NC地盤の支持力実験結果

Test code	R8	S8	R6	S6	R4	N871	N872	N881	N882	N883	N884	N885	N886	N891	N892	N893
kB／c_0	5.6	5.6	4.2	4.2	2.8	1.5	0.9	5.6	2.8	2.8	5.7	2.9	5.7	5.3	2.7	2.6
Condition of footing base	rough	smooth	rough	smooth	rough	rough	rough	rough	rough	smooth	smooth	smooth	rough	rough	rough	rough
Measured bearing capacity qu kPa	45.2	37.0	41.5	35.8	26.0	58.7	108.5	71.0	59.5	56.0	54.7	38.7	50.3	61.5	42.5	39.2
Bearing capacity coefficient	10.3	8.4	9.4	8.1	5.9	6.7	7.5	16.5	13.8	13.0	12.7	9.0	11.7	13.7	9.4	8.7
Nc qu/c_0	9.5	7.7	8.6	7.4	5.4	6.1	6.9	15.1	12.7	11.9	11.7	8.3	10.7	11.8	8.1	7.5
Measured settlement at failure Sf	3.9	3.8	4.6	3.9	3.6	3.0	5.5	2.7	3.1	3.3	3.2	4.1	2.7	2.3	2.1	2.7

※上段c_0はTable 3-2-1-1(b)に示すもの
下段c_0は異方性、ひずみ速度、平面歪条件の補正を行ったもの

Fig. 4 I -2-1-1 スベリ線網の解法、内訳

Fig. 4 I -2-1-2 スベリ線の組立

Fig. 4 I -2-1-3 基礎底面に作用する鉛直応力分布

Fig.4 I-2-1-4 スベリ線網と底面鉛直応力分布形状

Fig.4 I-2-1-5 基礎底面粗でくさびを有する場合のスベリ線網

Fig.4 I-2-1-6 スベリ線解析により求めた支持力係数

Fig. 4 I-2-2-1
NC地盤上の底面滑の剛性基礎の
破壊メカニズムとダイアグラム

Fig. 4 I-2-2-2
NC地盤上の底面粗の剛性基礎の
破壊メカニズムIと変位のダイアグラム

Fig. 4 I-2-2-3
NC地盤上の底面粗の剛性基礎の
破壊メカニズムIIと変位のダイアグラム

Fig. 4 I-2-2-4 上界値試験結果と厳密解(Davis & Boother, 1973a)

Fig. 4 I-2-2-5 正規圧密粘土地盤(NC地盤)の支持力係数の計算値

Fig.4 I-2-2-6 上界値計算より求まる破壊のメカニズムとスベリ線解析結果の比較

Fig. 4 I-3-2-1(a) NC地盤の支持力実験より得られた荷重－沈下曲線
：Type II

Fig. 4 I-3-2-1(b) NC地盤の支持力実験より得られた荷重－沈下曲線
：Type I

Fig. 4 I-3-2-2 NC地盤の荷重沈下曲線の初期部

Fig. 4 I-3-2-3(a) 破壊点の決定法：Type I

Fig. 4 I-3-2-3(b) 破壊点の決定法：Type II

(a)Type I (M-30°), Type II (M-20°)

(b)Type II (M-20, M-30)

Fig. 4 I-3-2-4 NC地盤の支持力係数の実測値

N871 (50g, rough, kB/c $_0$=1.5)

N884 (100g, smooth, kB/c $_0$=5.7)

N891 (100g, rough, kB/c $_0$=5.3)

N893 (50g, rough, kB/c $_0$=2.6)

Fig.4 I-3-2-5 フーチング底面で測定した底面反力の変化

N871 (50g, rough, kB/c₀=1.5)

N886 (100g, rough, kB/c₀=5.6)

N885 (50g, smooth, kB/c₀=2.9)

N884 (100g, smooth, kB/c₀=5.7)

N891 (100g, rough, kB/c₀=5.3)

N893 (50g, rough, kB/c₀=2.6)

Fig. 4 I-3-2-6 NC地盤の支持力実験におけるフーチング底面反力分布

Fig. 4 I-3-2-7 FEMメッシュ

Fig. 4 I-3-2-8 NC地盤の支持力問題についてのFEM計算結果
等分布荷重条件の基礎の鉛直変位分布
:80g, P0=19.6kPa, kB/c0=2.4

Fig.4 I-3-2-9 NC地盤の支持力問題についてのFEM計算結果
底面粗な剛性基礎直下の要素の全鉛直応力分布

Fig. 4 I -3-2-10 一様強度地盤の変位ベクトルと上界値メカニズム:Type I

Fig. 4 I -3-2-11 強度増加地盤の変位ベクトルと上界値メカニズム:Type I

Fig. 4 I-3-2-12 強度増加地盤の破壊点までの変位ベクトルと上界値メカニズム
: Type II

Fig. 4 I-3-2-13(a) 強度増加地盤の変位ベクトル:Type II

Fig.4 I-3-2-13(b) 強度増加地盤の変位ベクトル:Type II

Fig. 4 I -3-2-14 フーチング直下の鉛直変位とフーチング端下部の水平変位

Fig. 4 I -3-2-15 等せん断歪線：Type II

Fig. 4 I-3-2-16 等せん断歪線：Type I

Fig. 4 I-3-2-17 等せん断歪線：Type II

Fig. 4 I-3-2-18 等最大せん断歪線(M-20, B=80mm, rough) : Type II

Fig. 4 I-3-2-19 等最大せん断歪線(M-20, B=80mm, smooth) : Type II

(a)N891(100g, kB/c₀=5.3)
B=80mm, rough

(B)892(100g, kB/c₀=2.7)
B=40mm, rough

(c)N893(50g, kB/c₀=2.6)
B=80mm, rough

Fig.4 I-3-2-20 等最大せん断歪線(M-30, rough) : Type II

N871 (50g, rough, kB/c$_0$=1.5)

N886 (100g, rough, kB/c$_0$=5.6)

N885 (50g, smooth, kB/c$_0$=2.9)

N884 (100g, smooth, kB/c$_0$=5.7)

Fig.4 I-3-2-21 フーチング沈下に伴う地盤内間隙水圧の変化:Type II

(a)TK5 (40g, c $_0$=7.7kPa, kB/c $_0$=1.2)

(b)TK6 (40g, c $_0$=3.9kPa, kB/c $_0$=2.3)

(c)TK3 (80g, c $_0$=7.7kPa, kB/c $_0$=2.4)

(d)TK4 (80g, c $_0$=3.9kPa, kB/c $_0$=4.6)

Fig.4 I-3-2-22 載荷荷重強度と地盤内間隙水圧の関係：Type I

N871 (50g, rough, kB/c $_0$=1.5)

N872 (50g, rough, kB/c $_0$=0.9, 表面OCR=4)

Fig. 4 I-3-2-23(a) 載荷荷重強度と地盤内間隙水圧の関係：Type II

Fig. 4 I-3-2-23(b) 載荷荷重強度と地盤内間隙水圧の関係：Type II

Table 4Ⅱ-2-1-1 異方性が支持力に与える影響(Block Type)

地 盤	c1/c2	h/B	m	Nc1(qu/c1)	Nc1' *	α	β	ω
C－1	1.9	0.93	0.98	4.04 *1 3.47	(3.46)	61.75 61.75	62.51 62.51	42.97 42.97
C－2	3.5	1.12	0.99	3.36 2.88	(2.88)	68.00 68.00	58.41 58.50	44.16 47.25
	3.5	0.70	0.99	2.98 2.55	(2.55)	60.98 60.98	61.36 61.36	43.41 43.41
A	1.0	1.00	1.52	5.47 4.69	(4.69)	54.74 54.74	69.33 69.33	41.53 41.53
C－3	5.5	0.87	0.67	2.60 2.23	(2.23)	69.08 69.08	58.55 58.55	44.16 44.16
	5.5	0.52	0.67	2.26 1.93	(1.93)	62.00 62.00	61.50 61.50	44.25 44.25
	5.5	0.33	0.67	2.14 1.84	(1.83)	55.04 55.04	64.55 64.55	42.66 42.66
C－4	4.1	1.10	1.0	3.18 2.72	(2.72)	68.78 68.78	58.08 58.08	44.16 44.16
	4.1	0.41	1.0	2.66 2.28	(2.28)	53.00 53.00	64.50 64.50	44.25 44.25
C－5	2.6	1.03	0.98	3.62 3.10	(3.10)	64.82 64.82	59.81 59.81	43.78 43.78
	2.6	0.62	0.98	3.32 2.85	(2.85)	56.60 56.60	63.38 63.38	44.25 44.25
	2.6	0.39	0.98	3.35 2.87	(2.87)	47.81 47.81	66.33 66.33	42.28 42.28

*1 上段：等方材料（m' ＝1．0）
下段：異方材料（m' ＝0．714）
* Nc1'：平均強度を（(cuc+cue)/2）を考慮して補正した係数(但しc1は圧縮強度)

Table 4Ⅱ-3-2-1 クラスト地盤の支持力実験結果（支持力値と支持力係数）
及び上界値（支持力係数）　：（cuは測定含水比から）

CODE	地盤	c1/c2	h/B	m	実測 ※ qu (kPa)	実測 ※ c1 (kPa)	実測 ※ Nc1	実測 ※ Nc2	上界値 * Nc1	上界値 * Nc2
TH-P	C1	1.9	0.93	0.98	112.0	27.8 33.2	4.0 3.4	7.6 6.5	3.93	7.38
TH-2	C1	1.9	0.93	0.98	110.0	27.8 33.2	4.0 3.3	7.6 6.3	3.93	7.38
TH-1	C2	3.5	1.12	0.99	156.0	53.9 65.3	2.9 2.4	10.2 8.4	3.31	11.57
TH-3	C2	3.5	1.12	0.99	146.0	53.9 65.3	2.7 2.2	9.5 7.7	3.31	11.57
TH-6	C2	3.5	0.70	0.99	150.0	53.9 65.3	2.8 2.3	9.8 8.1	2.88	10.07
TH-4	A	1.00	1.00	1.52	45.0	8.3 9.9	5.4 4.6	5.4 4.6	5.14	5.14
IO-4	C3	5.5	0.87	0.67	91.1	40.5 48.2	2.5 2.2	12.4 10.4	2.57	14.16
IO-2	C3	5.5	0.52	0.67	86.7	40.5 48.2	2.1 1.8	11.8 9.9	2.19	12.04
IO-3	C3	5.5	0.33	0.67	74.2	40.5 48.2	1.8 1.5	10.1 8.5	2.05	11.25
CR-1	C4	4.1	1.10	1.00	74.8	28.9 34.2	2.6 2.2	10.7 9.0	3.14	12.75
CR-3	C4	4.1	1.10	1.00	92.2	28.9 34.2	3.2 2.7	13.1 11.1	3.14	12.75
CR-2	C4	4.1	0.41	1.00	74.2	28.9 34.2	2.6 2.2	10.7 9.0	2.53	10.27
CR-4	C5	2.6	1.03	0.98	57.9	22.5 26.7	2.6 2.2	6.8 5.7	3.54	9.31
CR-6	C5	2.6	0.62	0.98	65.5	22.5 26.7	2.9 2.5	7.5 6.5	3.19	8.38
CR-5	C5	2.6	0.39	0.98	64.4	22.5 26.7	2.9 2.4	7.5 6.2	3.17	8.34

※上段　強度補正に歪速度の影響を含まず
　下段　強度補正に歪速度の影響を含む
＊Mechanism II(Prandtl Type)より得られた値

Fig. 4 II-2-1-1 ブロックタイプメカニズムと変位のダイヤグラム(Mechanism I)

(a) 破壊時最大主応力方向とせん断強度

(b) すべり線方向とせん断強度

Fig. 4 II-2-1-2 強度異方性，すべり線方向とせん断強度

Fig. 4 II-2-1-3 Prandtlのメカニズムと変位のダイヤグラム(Mechanism II)

Fig. 4Ⅱ-2-1-4 B/hと支持力係数(Nc2)の関係

Fig. 4Ⅱ-2-1-5 c1／c2と支持力係数(Nc2)の関係

Fig. 4Ⅱ-2-1-6 c1／c2=1, m=1の場合の厳密解(Davis & Booker, 1973a)との比較

FIg. 4Ⅱ-2-1-7 m=0の場合のButton(1953)の解との比較

Fig. 4 II-2-1-8(a) クラスト地盤の支持力図表

Fig. 4 II-2-1-8(b) クラスト地盤の支持力図表

Fig. 4 II-2-1-8(c) クラスト地盤の支持力図表

(a)C1地盤(c₁／c₂=1.9, h=46mm)
C2地盤(c₁／c₂=3.5, h=56mm)
A地盤(c₁／c₂=1.0)

(c)C4地盤(c₁／c₂=4.1, h=33mm)

(b)C3地盤(c₁／c₂=5.5, h=26mm)

(d)C5地盤(c₁／c₂=2.6, h=31mm)

Fig.4Ⅱ-3-2-1 クラスト地盤の支持力実験より得られた荷重強度－沈下曲線

Fig. 4Ⅱ-3-2-2(a) クラスト地盤の支持力実験により得られたｃ1／ｃ2と支持力係数の関係及び上界値(MechanismⅡ)計算結果

Fig. 4Ⅱ-3-2-2(b) クラスト地盤の支持力実験により得られた支持力係数（Ｎｃ2）と上界値計算結果との比較

Fig. 4 II-3-2-3(a) クラスト地盤の変位ベクトルと上界値メカニズム(Mechanism II)：B=80mm

Fig.4Ⅱ-3-2-3(b) クラスト地盤の変位ベクトルと上界値メカニズム(MechanismⅡ)：B=50mm

Fig.4Ⅱ-3-2-3(c) クラスト地盤の変位ベクトルと上界値メカニズム(MechanismⅡ)：B=30mm & 50mm(A 地盤)

Fig.4 II-3-2-4 破壊時フーチング端部直下の水平変位

Fig. 4Ⅱ-3-2-5(a) クラスト地盤の支持力実験における等最大せん断歪線

Fig. 4Ⅱ-3-2-5(b) クラスト地盤の支持力実験における等最大せん断歪線

Fig. 4 II-3-2-6 クラスト地盤の支持力実験における間隙水圧挙動

Photo. 4 II-3-2-1(a) クラスト地盤の支持力実験で観測されたクラック（ＣＲ－２）

Photo. 4 II-3-2-1(b) クラスト地盤の支持力実験で観測されたクラック（ＣＲ－４）

Photo. 4 II-3-2-2　クラスト地盤の変形状況

Table 5-3-1-1(a) ＮＣ地盤上の盛土築造実験条件

Test code	ENC1	ENC2	ENC3	ENC4	ENC5	ENC6
Acceleration (g)	１００					
Surcharge:p0 (kPa)	10	10	10	20	10	20
k (*) (kPa/cm)	2.8	2.8	2.8	2.9	2.8	2.9
c0 (*) (kPa)	3.9	3.9	3.9	7.7	3.9	7.7
Effective unit weight of fill material:γ'	２．３×１０^3 (kN/m^3) under 100g field					
k／γ'	0.12	0.12	0.12	0.13	0.12	0.13
Inclination of embankment slope:tanβ	1/2.7	1/2.4	1/1.7	1/1.6	1/1.7	1/1.7
k／(γ'tanβ)	0.32	0.29	0.20	0.20	0.20	0.21
Method of Filling	Ｑｕｉｃｋ Ｌｏａｄｉｎｇ				Ｓｔｅｐ ＬＯａｄｉｎｇ	
Final height of fill (mm)	３７	３７	３７	４５	３５	５６

*:ここで示している強度は三軸Ｋ0圧縮試験より得たｃu／σcv'より求めたもの。

Table 5-3-1-1(b) クラスト地盤上の盛土築造実験条件

Test code	ＥＣＲ
Acceleration (g)	100
Surcharge:p0 (kPa)	10
h (cm)	2.8
c1 (*) (kPa)	45
c2 (*) (kPa)	10
c1/c2	4.5
k (kPa/cm)	2.3
m(=kh/c2)	0.60
Effective unit weight of fill material:γ'	2.3x10^3 (kN/m^3) at 100g
k／γ'	0.10
Inclination of embankment slope:tanβ	1/1.7
k／(γ'tanβ)	0.170
Method of Filling	Step loading
Final Height of fill (mm)	６０

Table 5-3-2-1 ＦＥＭ計算に用いたパラメータ

Critical state parameter:M	１．５７
Gradient of compression curve:λ	０．１３３
Gradient of swelling curve:κ	０．０１８
Irreversibility ratio:Λ	０．８６
Void ratio at 98kPa on N.C. curve	１．０４８
Coeficient of secondary compression:α	０．００３５
Initial volumetric strain rate:$\dot{V}_0$ (1/min)	２．４x １０$^{-5}$
Effective Poisson's ratio:ν'	０．３
Coeficent of earth pressure at rest:K0	０．４２

Table 5-3-3-1 破壊時の盛土載荷圧と安定数の実測値及び計算値

Ｔｅｓｔ　Ｃｏｄｅ	ＥＮＣ１	ＥＮＣ２	ＥＮＣ３	ＥＮＣ４	ＥＮＣ５	ＥＮＣ６	ＥＣＲ
Measured load intensity of fill at failure: qu(γhc) (kPa)	(*1) ８５	(*1) ８５	(*1) ８５	(*1) １０３	(*2) ５８ / ８０	１０８ / １２９	９９ / １４０
Measured Stability number (*3) (γhc／c0or c2)	２１．８	２１．８	２１．８	１３．４	１５．３ / ２０．５	１４．０ / １６．８	９．９ / １４．０
Measured Stability number (*4) (γhc／c0or c2)$_{cor}$	１８．３	１８．３	１８．３	１１．６	１４．１ / １７．２	１３．０ / １４．０	９．２ / １１．７
Upper bound(Circular Type) of Stability number	１４．２	１２．９	１０．３	１０．５	１０．３	１０．８	１０．７

*1:ENC1～ENC4まではquick loadingのため、最終盛土高さについて示している
*2:上段は水平変位急増時、下段はすべり破壊発生時
*3:三軸K0圧縮試験より求めた強度についてのNc
*4:補正をした強度についてのNc

Table 5-4-2-1 Prameter used in FEM analtsis for Muar test embankment

	crust	clay I	clay II
Critical state parameter:M	1.07	1.07	1.07
Gradient of compression curve: λ	0.095* 0.177**	0.288	0.144
Gradient of swelling curve: κ	0.023* 0.043**	0.090	0.035
Irreversibility ratio: Λ	0.757	0.757	0.757
Void ratio at 1.0tf/m_2 on N.C.curve	1.77* 2.29**	2.41	2.01
Coefficient of secondary compression	0.005	0.005	0.005
Initial volmetric strain rate: v_0(%/day)	10^{-3} -	10^{-3}	10^{-3}
Effective Poisson ratio: ν'	0.35	0.35	0.35
Coefficient of earth pressure at rest: K_0	0.6	0.6	0.6

* :upper layer of crust
**:lower layer of crust

Fig. 5-2-1-1 ＮＣ地盤上の盛土の破壊メカニズム、変位のダイヤグラム(Hill Type)
：Mechanism Ⅰ

Fig. 5-2-1-2 ＮＣ地盤上の盛土の破壊メカニズム(Circular Type):Mechanism Ⅱ

Fig. 5-2-1-3 ＮＣ地盤上の盛土の安定数上界値：Hillタイプと円弧すべりタイプとの比較

Fig. 5-2-1-4 ＮＣ地盤上の盛土の安定図表：円弧すべりタイプ

Fig. 5-2-2-1 クラスト地盤上の盛土の破壊メカニズム、変位のダイヤグラム
(Prandtl Type) : Mechanism I

Fig. 5-2-2-2 クラスト地盤上の盛土の破壊メカニズム(Circular Type):Mechanism II

Fig. 5-2-2-3 クラスト地盤上の盛土の安定数上界値
：Mechanism IとMechanism IIとの比較

Fig. 5-2-2-4 c1/c2とクラスト地盤上の盛土の安定数上界値の関係(Mechanism II)

Fig. 5-2-2-5 ノリ面角度βとクラスト地盤上の盛土の安定数上界値の関係
(Mechanism II)

Fig. 5-2-2-6 クラスト地盤とＮＣ地盤の安定性の比較
(Mechanism II)

Fig. 5-2-2-7
ノリ面水平距離とクラスト厚さの比Ｌ／ｈと盛土の安定数上界値の関係
(Mechanism II)

Fig. 5-2-2-8 クラスト地盤上の盛土の安定図表：Mechanism II

Fig. 5-3-1-1 盛土築造遠心模型実験システム

Fig. 5-3-1-2 ステップ載荷による盛土築造過程（ENC5, ENC6, ECR）
：載荷重は写真より求めた

Fig. 5-3-1-3 含水比及び応力履歴より求めたクラスト模型地盤(ECR)内の先行圧密圧力

Fig. 5-3-1-4 含水比及び応力履歴より求めたクラスト模型地盤(ECR)内の非排水強度

Fig. 5-3-2-1(a) ＦＥＭ計算に用いたメッシュ、境界条件：ＮＣ地盤

Fig. 5-3-2-1(b) ＦＥＭ計算に用いたメッシュ、境界条件：クラスト地盤

(a)ENC1: c_0=3.9kPa, k/γ'=0.12, 1/tanβ=2.7

(b)ENC2: c_0=3.9kPa, k/γ'=0.12, 1/tanβ=2.4

(c)ENC3: c_0=3.9kPa, k/γ'=0.12, 1/tanβ=1.7

(d)ENC4: c_0=7.7kPa, k/γ'=0.13, 1/tanβ=1.6

Fig. 5-3-3-1 ＮＣ地盤のクィック載荷盛土築造実験で観測された変位ベクトル

(a)ENC5: c_0=3.9kPa, k/γ'=0.12, 1/tanβ=1.7

(b)ENC6: c_0=7.7kPa, k/γ'=0.13, 1/tanβ=1.7

(c)ECR: c_1/c_2=4.5, 1/tanβ=1.7 m=0.64, $c_2/(\gamma' \cdot h \cdot \tan\beta)$=0.26

Displacement vectors

Fig. 5-3-3-2 ＮＣ及びクラスト地盤のステップ載荷盛土築造実験で観測された変位ベクトルとすべり面

(a)ENC1: c_0=3.9kPa, k/(γ'・tanβ)=0.32

(b)ENC2: c_0=3.9kPa, k/(γ'・tanβ)=0.29

(c)ENC3: c_0=3.9kPa, k/(γ'・tanβ)=0.20

(d)ENC4: c_0=7.7kPa, k/(γ'・tanβ)=0.20

Fig. 5-3-3-3 ＮＣ地盤のクイック載荷実験の地盤内等最大せん断歪線

(a)immediately after filling

(b)8 sec. after filling

(c)50 Sec. after filling

Fig. 5-3-3-4 ＮＣ地盤のクィック載荷盛土築造後の地盤内水平変位の発達状況
：ＥＮＣ１ (unit:1/10mm)

(a)immediately after filling

(b)2 sec. after filling

(c)8 sec. after filling

Fig. 5-3-3-5 ＮＣ地盤のクィック載荷盛土築造後の地盤内水平変位の発達状況
：ＥＮＣ３ (unit:1/10mm)

(a)after 3rd lift

(b)before 4th lift

(c)after 4th lift

Fig. 5-3-3-6-a ＮＣ地盤のステップ載荷実験における盛土築造に伴う地盤内最大せん断ひずみの発達状況：ＥＮＣ５　(unit:%)

(a)before 9th lift

(b)before 11th lift

(c)after 11th lift

Fig. 5-3-3-6-b ＮＣ地盤のステップ載荷実験における盛土築造に伴う地盤内最大せん断ひずみの発達状況：ＥＮＣ６　(unit:%)

(a)after 3rd lift

(b)before 4th lift

(c)after 4th lift

g. 5-3-3-7 クラスト地盤のステップ載荷実験における盛土築造に伴う地盤内
最大せん断ひずみの発達状況：ＥＣＲ　　(unit:%)

(a) ＥＮＣ６：11段目載荷直後

(b) ＥＣＲ:4段目載荷直後

Fig. 5-3-3-8 ＦＥＭ結果と実験結果の比較：変位ベクトル

Fig. 5-3-3-9 ＮＣ地盤のステップ載荷実験で観測された盛土築造時の地盤内水平変位：ＥＮＣ５

Fig. 5-3-3-10 ＮＣ地盤のステップ載荷実験で観測された盛土築造時の地盤内水平変位：ＥＮＣ６

Fig. 5-3-3-11 ＦＥＭ計算結果（ＥＮＣ５）：ＮＣ地盤のステップ載荷盛土築造時の地盤内水平変位

Fig. 5-3-3-12 ＦＥＭ計算結果（ＥＮＣ６）：ＮＣ地盤のステップ載荷盛土築造時の地盤内水平変位

(a) L 1

(b) L 2

(c) L 3

(d) L 4

Fig. 5-3-3-13 クラスト地盤のステップ載荷実験で観測された盛土築造時の地盤内水平変位及びＦＥＭ計算結果：ＥＣＲ

Fig. 5-3-3-14 クラスト地盤のステップ載荷実験で観測された盛土築造時の地盤表面鉛直変位及びＦＥＭ計算結果：ＥＣＲ

Fig. 5-3-3-15 クラスト地盤のステップ載荷実験で観測された盛土築造に伴う水平変位の変化及びＦＥＭ計算結果：ＥＣＲ

Fig. 5-3-3-16 クラスト地盤のステップ載荷実験で観測された盛土築造時の最大水平変位と最大鉛直変位の関係及びＦＥＭ計算結果：ＥＣＲ

Fig. 5-3-3-17 クラスト地盤のステップ載荷実験で観測された盛土築造に伴う地盤内

間隙水圧計の位置(test ENC5, ENC6).

(a) ENC5

(b) ENC6

Fig. 5-3-3-18 ＮＣ地盤のステップ載荷実験で観測された盛土築造に伴う地盤内間隙水圧の変化：ＥＮＣ５，ＥＮＣ６

間隙水圧計の位置(test ENC5, ENC6)

(a) ENC5

(b) ENC6

Fig. 5-3-3-19 ＮＣ地盤のステップ載荷実験についてのFEM計算で得られ盛土築造に伴う地盤内間隙水圧の変化：ＥＮＣ５，ＥＮＣ６

間隙水圧計の位置(test ECR)

Fig. 5-3-3-20 クラスト地盤のステップ載荷実験で観測された盛土築造に伴う地盤内間隙水圧の変化及びＦＥＭ計算結果：ＥＣＲ

Fig. 5-3-3-22 盛土載荷圧qノリ先直下最大水平変位δmaxの関係

Fig. 5-3-3-23 上界値計算（Circular Type）より得られた限界盛土高さ及び破壊円

Fig. 5-3-3-24 観測された滑り面と上界値計算（Circular Type）より得られた破壊円の比較

Fig. 5-3-3-25 盛土載荷圧ｑと載荷圧増分と最大水平変位増分の比△ｑ／△δmaxの関係

Fig. 5-3-3-26 最大水平変位発生位置ｌと盛土ノリ面幅Ｌの関係

Fig. 5-4-1-1 Plan of the Muar test embankment showing the positions of key instrumentation.

Fig. 5-4-1-2 Cross-section(A-A') through the centre of the Muar test embankment showing the positions of instrumentation.

Fig. 5-4-2-1 Simplified soil profile.

Fig. 5-4-2-2 Profile of pre-compression stress with depth.

Fig. 5-4-2-3 Profile of undrained shear strength with depth.

Fig. 5-4-2-4 Observed and calculated failure surfaces.
(c1=35kPa, c2=9kPa, h=2.4m, k=1.2kPa/m)

Fig. 5-4-2-5 Coefficients of permeability and effective vertical pressure.

Fig. 5-4-2-6 Meshes for finite element analysis.

Fig. 5-4-2-7 Calculated deformation in the ground for different coefficient of permeability.

Fig. 5-4-2-8 Undrained shear strength of fill material and calculated critical height.

Fig. 5-4-2-9 Calculated critical height of embankment.

Fig. 5-4-2-10 Assumptions of slip circles.

Fig. 5-4-2-11 Distributions of excess pore water pressure with depth below the centre of fill.

Fig. 5-4-2-13 Measured and calculated vertical movements of ground surface.

Fig. 5-4-2-12 Rate of construction in field test and centrifuge test.

Fig. 5-4-2-14 Measured and calculated lateral movements and fill thickness.

Fig. 5-4-2-15 Distributions of measured and calculated lateral. movements with depth immediately before failure.

Fig. 5-4-2-16 Influence of Poisson's ratio on calculated lateral movements.

Fig. 5-4-2-17 Influence of Poisson's ratio on calculated vertical movements.

Photo. 5-3-1-1　盛土築造実験用遠心模型（ＮＣ地盤）

Photo. 5-3-1-2　盛土築造実験用遠心模型（クラスト地盤）

Photo. 5-3-1-3　サンドホッパー

Photo. 5-3-1-4　サンドホッパー下部に取り付けられたガイド板

Photo. 5-3-1-5(a)　盛土の築造過程(ENC4)

Photo. 5-3-1-5(b)　盛土の築造過程(ENC4)

Photo. 5-3-1-5(c)　盛土の築造過程(ENC4)

Photo. 5-3-1-5(d)　盛土の築造過程(ENC4)

Photo. 5-3-1-5(e)　盛土の築造過程(ENC4)

Photo. 5-3-1-5(f)　盛土の築造過程(ENC4)

Photo. 5-3-3-1 ＮＣ地盤の盛土築造実験における地盤の破壊状況:ENC5

Photo. 5-3-3-2 ＮＣ地盤の盛土築造実験における地盤の破壊状況:ENC6

Photo. 5-3-3-3 クラスト地盤の盛土築造実験における地盤の破壊状況:ECR