

圧密に伴う粘土の強度増加に関する研究

梅崎, 健夫

<https://doi.org/10.11501/3081243>

出版情報 : 九州大学, 1994, 博士 (工学), 論文博士
バージョン :
権利関係 :

第6章 盛土に伴う軟弱粘土地盤の強度増加

6.1 序説

軟弱粘土地盤における盛土の築造においては、築堤時に最も懸念される盛土基礎地盤のすべり破壊から築堤後長期にわたって継続する圧密沈下や側方流動などの地盤変状まで、多様な地盤工学的問題が生じる^{1)~3)}。これら築堤時のすべり破壊に対する安定性の検討や地盤変状の防止などはいわゆる軟弱地盤対策における重要な課題である。

盛土基礎地盤の変形は一般に次の支配因子に大きく影響を受けると考えられる。

- ①土質条件：土のせん断強度，圧縮性，透水性など，
- ②幾何学条件：盛土の幅や長さ，粘土層の厚さ，排水距離など，
- ③応力条件：盛土の高さ（応力の大きさ），施工速度（載荷速度）など，
- ④排水条件：実際には，地盤の透水性，排水距離，施工速度など①～③の条件によって決定される場合が多い。

また，③応力条件は，(a)過去の応力履歴：堆積・圧密条件など，(b)現在の応力状態：有効応力や間隙水圧の深度分布など，(c)地盤への将来の働きかけ：上記した盛土の施工条件などにさらに詳しく分類され⁴⁾，太田⁴⁾はこれら応力条件を考慮することの重要性を指摘している。

盛土基礎地盤のすべり破壊を含む変形挙動の検討やそのメカニズムの解明および軟弱地盤対策工法の有効性の検討などを目的とする場合には，地盤の変形に影響を及ぼす種々の条件を適切にモデル化（単純化や理想化）し，それらを比較的容易に制御することができる模型実験を実施することは直接的で合理的な手法である^{5)~7)}。

本章では，まず，軟弱粘土地盤の圧密過程から盛土の施工過程に至るまでをモデル化し

て再現できる模型実験装置^{8)~10)}の開発について論じる。次いで、応力条件のうち軟弱粘土地盤の圧密期間と盛土荷重の载荷速度が異なる築堤模型実験^{8)・11)}の結果に基づいて、例えば、埋立て地盤のように一次圧密過程の途中にある未圧密状態の軟弱粘土地盤の盛土に伴う変形挙動と強度増加特性について考察する。そして、第5章において提案された圧密に伴う粘土の強度増加の評価法¹²⁾の実際問題への適用の可能性をモデル地盤のコーン貫入抵抗に基づいて検証する。

6. 2 軟弱地盤対策のための築堤模型実験装置の開発

6. 2. 1 実験装置が備えるべき性能と既往の実験装置の概略

実験装置が備えるべき性能を挙げると次のようである。

- ①軟弱地盤対策工をモデル化して比較的容易に再現するために、実験装置は重力場での中型の二次元平面ひずみ土槽実験装置とする。また、このとき土槽型の実験装置において最も問題となる土槽の壁面摩擦をできるだけ軽減する。
- ②軟弱粘土地盤の圧密過程から盛土の施工過程までをモデル化し再現するために、軟弱粘土地盤の大きな変形に十分に追従でき、しかも地盤の変形を拘束しない載荷機構を備えること。
- ③粘土の強度・変形特性は、周知のように、圧密履歴に大きく影響を受ける。軟弱粘土地盤の圧密過程における上載圧を除荷した過圧密地盤上の築堤実験は勿論のこと、一定の上載圧を負荷したままの正規圧密状態のモデル地盤に盛土荷重を載荷できること。
- ④盛土荷重載荷過程においては、実際の盛土断面を模擬したたわみ性基礎の荷重を、しかも築堤の施工過程を考慮した漸増荷重として載荷できること。
- ⑤盛土基礎地盤の地表面および地盤内の変形量（鉛直および水平変位）を精度良く測定できること。
- ⑥間隙水圧および土圧を精度良く測定できること。
- ⑦軟弱粘土地盤の排水条件や水位を制御できること。

以上の列挙した検討項目に関して既往の実験装置についてまとめると次のようである。

- ①に関して、壁面摩擦を軽減するための有効な方法には、(a)ラテックスメンブレンとシリコングリースを使用する方法^{13)・14)}と(b)壁面に寒天膜を設ける方法がある^{15)・16)}。また、二次元平面ひずみ条件を実現するためには土槽にかなり大きな剛性が必要である¹⁴⁾。
- ②に関して、(a)砂鉄や鉛の散弾などを敷き詰めることにより低レベルの等分布荷重を載荷する方法^{17)・18)}、と(b)ラバーバッグを用いて上載圧を負荷する方法^{19)~23)}、また、

(c)土槽底面の排水層に負圧を作用させて浸透圧密させる方法²⁴⁾もある。

③に関して、②(a)および(b)の方法を用いれば上載圧を除荷することなく、正規圧密状態の地盤に盛土荷重を載荷することが可能である。ただし、(b)の方法の場合には盛土部分と周辺地盤とを分離する仕切板が必要である^{19), 20), 23)}。

④に関して、たわみ性基礎の荷重を載荷するための方法⁷⁾として、(a)鉄筋²⁵⁾および砂鉄や鉛の散弾¹⁷⁾などを堤防断面と同じ形に直接積み上げる方法、(b)敷砂を介して細分した鉄板を積み上げる方法²⁶⁾、(c)盛土幅分のエアバッグを介して剛盤で載荷する方法^{27), 28)}、(d)エアバッグにより直接載荷する方法^{19), 20), 23)}、(e)薄いゴムマットの上に分割した鋼製載荷板を設置し、天秤により応力制御で載荷する方法²⁹⁾がある。このうちの(a)、(b)および(e)法は、盛土荷重の形状と載荷速度の両方を考慮することができる。また、(d)法では平面ひずみ方向の変形が一様になるように、エアバッグの載荷面にアクリル棒が敷き詰められている²⁰⁾。

⑤に関して、地表面の鉛直変位はほとんどの場合においてダイヤルゲージで測定される。水平変位や地盤内の変位を測定するための方法としては、(a)地盤に標点を設置する方法^{22), 26), 27), 31)}と(b)壁面摩擦軽減用のメンブレンに記した格子を標点とする方法がある³⁰⁾。このうち(a)法の標点には、吸盤付きのアルミ棒をガラス面に設置するもの^{22), 27)}、地盤の前面に干しうどんを挿入するもの²⁶⁾、鉛玉の動きをX線写真で撮影する³¹⁾などのユニークな方法がある。

⑥に関して、間隙水圧を精度良く測定するためには軟弱粘土地盤の飽和度を高める必要があり、そのためにバックプレッシャーを負荷できる装置もある²²⁾。しかしながら、一般の土槽実験においては間隙水圧や土圧の測定精度はまだ十分ではないようである。

⑦に関して、排水条件は地盤底面のみの片面排水あるいは地表面と底面の両面排水とする場合が多い。両面排水の場合には地表面からの排水経路に工夫が必要である。また、排水経路に定水位水槽を設置して水頭差を一定にしたものもある²⁰⁾。

6. 2. 2 開発した実験装置の構成および特徴

6. 2. 1の考察から、軟弱粘土地盤の圧密過程から対策工の施工および盛土の施工過程までをモデル化し再現できる中型の模型実験装置 (Photo. 6.1) を開発した。本装置は、

Fig. 6. 1に示すように，大別すると(1)平面ひずみ実験土槽と(2)盛土荷重載荷装置とから構成される．以下に個々の特徴を説明する．

(1) 平面ひずみ実験土槽

(a) 寸法と構成

軟弱地盤対策工法のモデル化を考慮して，長さ(L)236cm，幅(W)40cm，深さ(D)70cmと，この種の室内実験装置としてはやや大きめの中型土槽とした．土槽の前面には硬質ガラス(厚さ $t=1.5\text{cm}$)，背面には透明アクリル板($t=2.5\text{cm}$)を用いることにより，装置の剛性を高めるとともに地盤内の変形を直接観測できるようにした．また，土槽上面を全て鋼製の上蓋で固定し，前面および背面にも観測を妨げない程度に鋼製の格子板を設置しているので二次元平面ひずみ条件を満足できるものと考えられる．

地盤内の間隙水圧と土圧の分布を測定できるように，間隙水圧計の取り付けプラグを背面の透明アクリル板に36箇所，土圧計の取り付けプラグを背面と底板に13箇所設けている(Fig. 6. 1)．

(b) 予圧密応力および上載圧載荷機構

軟弱粘土地盤の予圧密応力の載荷は，Fig. 6. 1に示すように，盛土部分に4個(2個 \times 2列)と盛土敷外の周辺地盤にそれぞれ10個(5個 \times 2列)が備えられたラバークレッシュャーバッグ(厚さ $t=0.5\text{mm}$)を用いて，空気圧により行う(Photo. 6. 2参照)．ラバークレッシュャーバッグは圧密過程での試料の大きな変形に十分追随可能であり，盛土荷重載荷過程においては，盛土基礎地盤の変形を拘束することなく，一定の上載圧を負荷したままの状態での側方流動などの地盤の変形にフレキシブルに対応できる．また，スラリー状の粘土試料を予圧密する際の載荷面の安定と変形が平面ひずみ条件となるように，ラバークレッシュャーバッグの下にアルミパイプ(直径 $\phi=1\text{cm}$)を敷き詰めることとした(Photo. 6. 6参照)．

なお，軟弱粘土地盤の表面の鉛直変位を測定するために，ラバークレッシュャーバッグの間にフリクションスリーブのための外管を有する沈下板を設置している．

(c) 壁面摩擦の軽減機構

土槽の壁面にシリコングリースを塗布し，メンブレンを貼付することで壁面の摩擦を軽減する方法^{13), 14)}を採用した．ただし，この方法は，主に砂地盤を対象に用いられることが多く，モデル地盤作成後の地盤の変形に対しては有効性が認められている³⁰⁾．しかしながら，軟弱粘土地盤の圧密過程においてはメンブレンの変形が粘土試料の非常に大きな変形に対して追随できない．そこで，Fig. 6. 2に示すような，新たな壁面摩擦の軽減機構を考

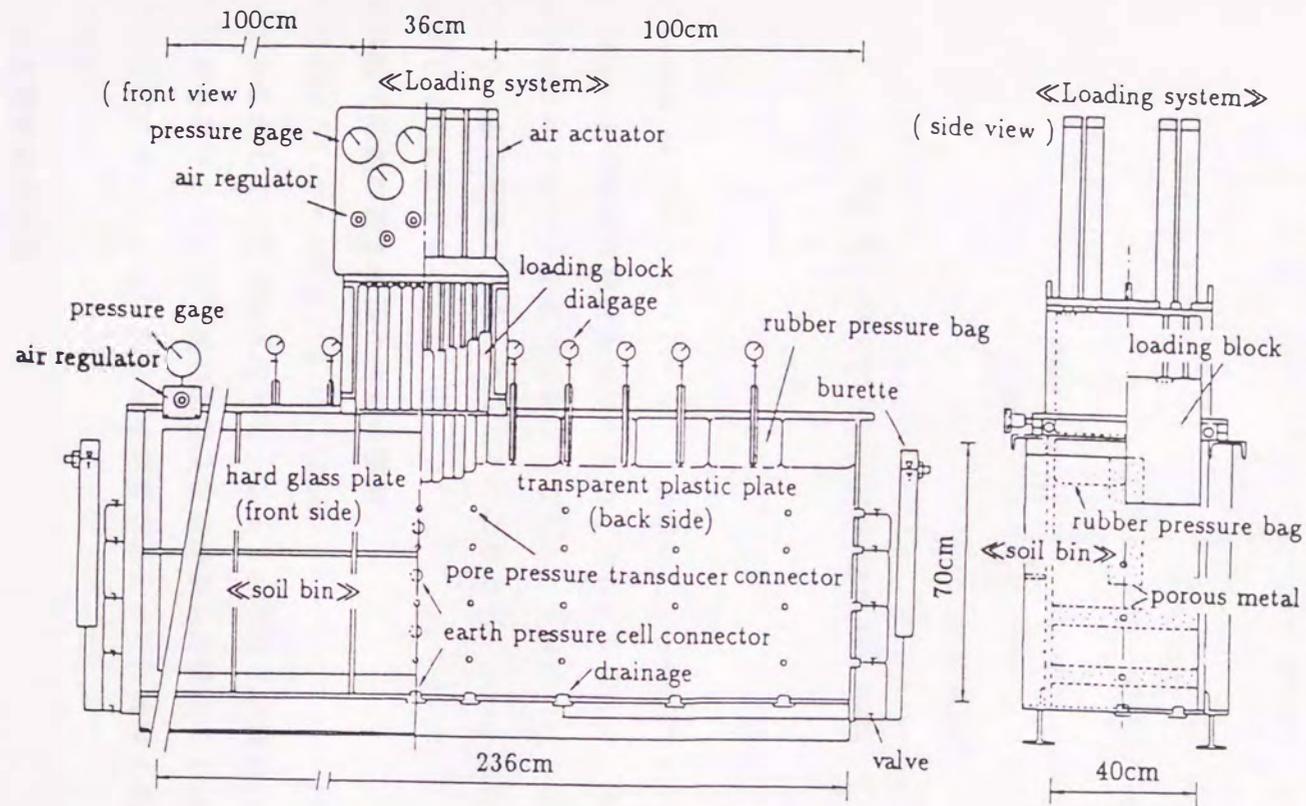


Fig. 6.1 Test apparatus

handle for rolling up the greased rubber membrane

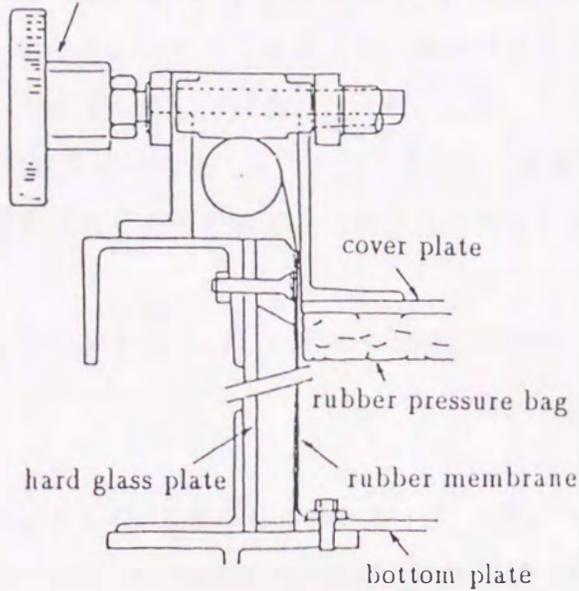


Fig. 6.2 Device for decreasing of side wall

案した。シリコングリースとラバーシートを用いることは同じであるが、土槽の前面と背面にラバーシートの巻上げ機構を設けたものである。すなわち、予想される試料の圧密沈下量の分だけラバーシートを巻上げ伸ばしておき、実験中の沈下量に合わせて巻き上げ量を戻していくための機構である。このことによりラバーシートはたるむことなく数十cmの沈下量に対しても追従できる。

(d) 軟弱粘土地盤の排水条件と水位の制御

地盤の排水は、Fig. 6. 1に示すように、底板のポーラスストーン付き排水プラグと側面のポーラスメタルを介して上下可動式のビューレットより行う。地盤の表面および底面に排水層として砂層を設けることで、地表面および底面からの排水を十分に確保することができる。また、左右のビューレットの水位を調整することで軟弱粘土地盤の水位を一定に保つことができる。

(2) 盛土荷重装置

荷重装置は、Fig. 6. 1に示すように、36cmの盛土部分を断面が3cm x 40cmの12個の塩化ビニル製の荷荷板に分割し、各々2本のエアークチュエーター（最大ストローク30cm）を介し予圧密応力または盛土荷重を個々に制御するものである。各荷荷板の間にはシリコング

リースを塗布し相互の摩擦を軽減している。これらの工夫により、実際の盛土の断面形状を模擬したたわみ性基礎の荷重を、しかも、築堤の施工過程を考慮した段階的な漸増荷重として載荷することが可能である。また、12個の載荷板に分割して載荷することで、盛土幅を36cm(=3cm×12)を最大に変化させることもできる。さらに、載荷板がラバーバッグの仕切板となるので上載圧を負荷した正規圧密状態の地盤に盛土荷重を載荷することができる。

6. 2. 3 試料および実験方法

(1) 試料

試料は、熊本県白川河口より3.1km上流の高水敷において、深度14~24mの地点より採取した有明粘土($G_s=2.66$, $w_n=96\%$, $w_L=68.8\%$, $I_p=29.3$, 粘土分46.5%, シルト分31.5%)である。礫分や貝殻等を除去するために5mmのふるいを通させ、調整槽内で十分に攪拌することにより試料調整を行った。標準圧密試験の結果から、圧縮指数: $C_c=0.524$, 膨潤指数: $C_s=0.0745$, また、 $p=29.4\text{kPa}$ における圧密係数および透水係数はそれぞれ $C_v=26.3\text{cm}^2/\text{day}$ および $k=2.47\times 10^{-8}\text{cm}/\text{sec}$ の値が得られた。

(2) 実験方法

(a) モデル地盤の圧密過程

土槽の前面および背面にシリコングリースを塗布し、ラバーシート(厚さ $t=2\text{mm}$)を貼付して壁面摩擦の軽減機構を設置した。その後、含水比 $w_0=96\%$ の練り返した試料をスクリーポンプにより土槽に均一に搬入し初期層厚 $H_0=68\text{cm}$ とした。このとき試料の締固めなどは行わず、初期層厚は試料の初期含水比とスクリーポンプの搬入速度により制御した。排水条件は両面排水であり、それぞれ粘土層の表面および底面に敷いた厚さ1cmの砂層とろ紙および排水材(不織布)を介して行った。ラバープレッシャーバッグにより $p_0=30\text{kPa}$ の上載圧(予圧密応力)を所定の期間載荷してモデル地盤を作製した。なお、スラリー状の粘土試料を予圧密する際の載荷面の安定と変形条件を制御するためにラバーバッグの下にアルミパイプ(直径 $\phi=1\text{cm}$)を敷き詰めた。実験手順の概要をPhotos. 6.3~6.7に示す。

(b) 盛土荷重載荷過程

所定の圧密期間の少し前に上載圧を一時除荷して盛土荷重載荷装置を平面ひずみ実験土槽に設置し、再び $p_0=30\text{kPa}$ で圧密を継続することによりモデル地盤を正規圧密状態にした。その後、さらに、盛土幅 $B=27\text{cm}$ ($3\text{cm}\times 9$)の部分に所定の盛土荷重を段階的な漸増荷重と

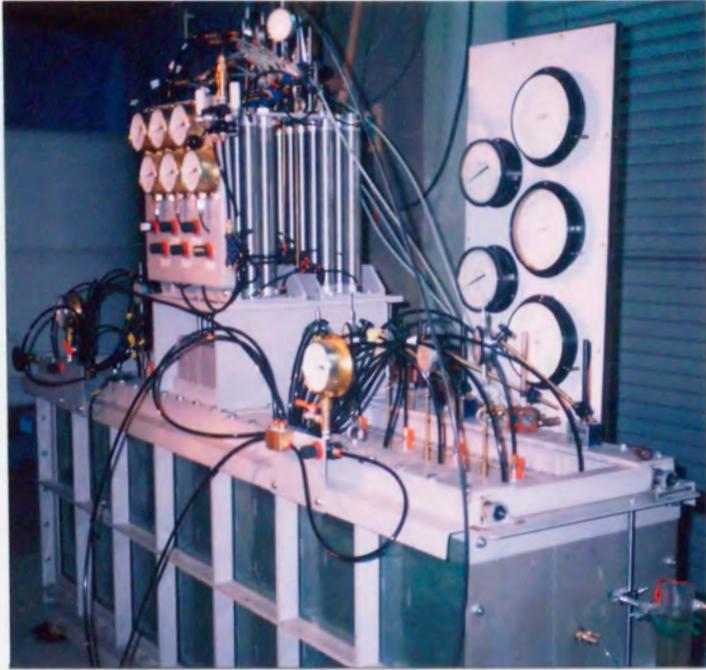


Photo. 6.1 Test apparatus under loading



Photo. 6.2 Rubber pressure bags



Photo. 6.3 Lubrication of side wall with silicone grease and rubber membrane



Photo. 6.4 Drainage layer, sand layer and nonwoven fabric



Photo. 6.5 Packing Ariake clay in slurry condition in soil bin

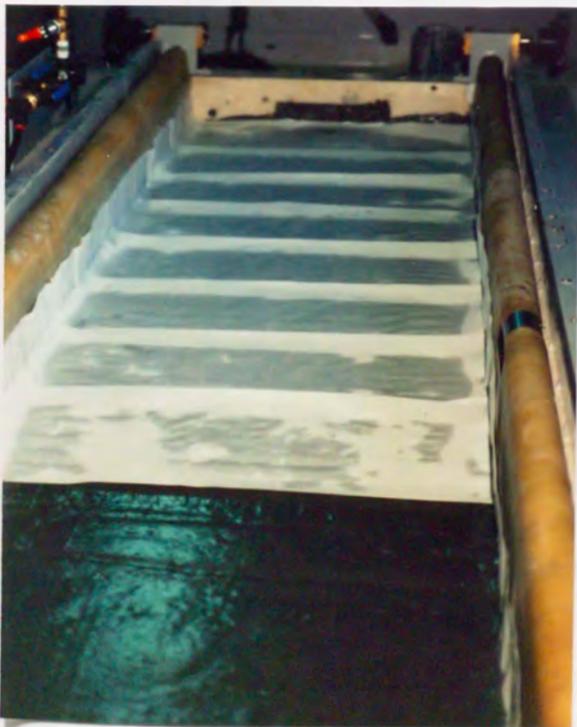


Photo. 6.6 Drainage layer, filter paper and sand layer, and aluminum pipes

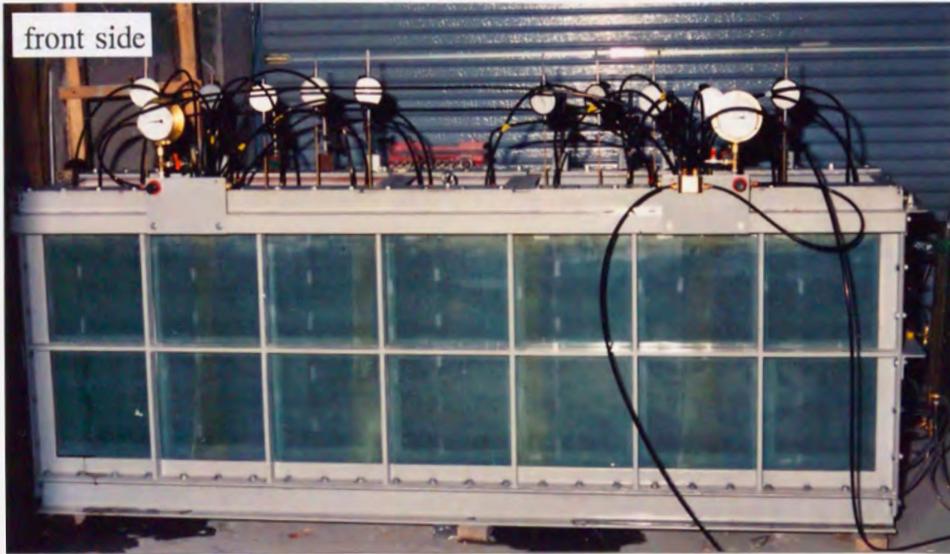


Photo. 6.7 Under preconsolidation of clay layer

して載荷した (Photo. 6.1を参照)。

実験は、Case-1 (圧密期間31日・盛土荷重を急速載荷) およびCase-2 (圧密期間71日・盛土荷重を緩速段階載荷) の2種類を行った。荷重条件の詳細をFig. 6.3に示す。

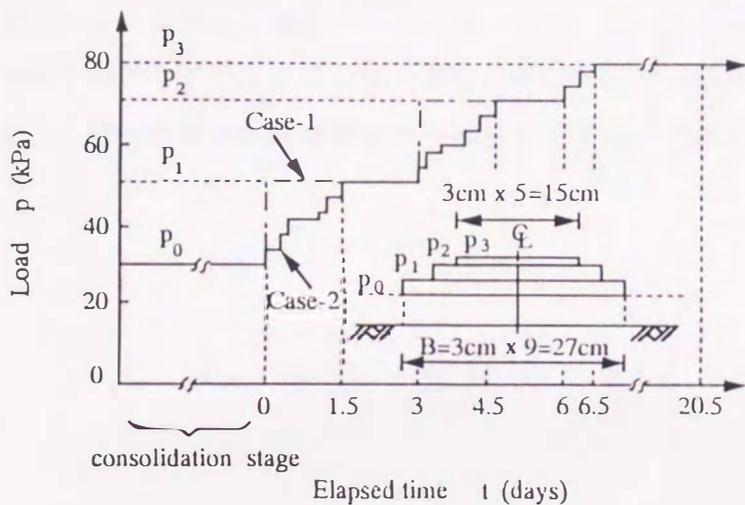


Fig. 6.3 Loading pattern of model tests on embankment foundation

(c) 測定項目

地盤の変形挙動のうち、地表面の変位はダイヤルゲージにより、側方流動などの地盤内の変位は壁面の摩擦軽減のためのラバーシートに記した標点の変位を記録することにより測定した。Fig. 6.4は、盛土載荷過程における地表面の鉛直変位をダイヤルゲージおよびラバーシートに記した標点の変位から整理したデータの一部である。なお、標点は地盤内で最も地表面に近い位置のものを用いている。両者の値は良く一致しており、地盤内変位の測定方法の妥当性が確認される。

なお、土圧と間隙水圧の測定も行ったが、変形挙動を定性的に検討するためのデータにとどめて、それらの具体的な結果については割愛する。

(d) モデル地盤の初期条件

Fig. 6.5は、Case-1およびCase-2における圧密過程終了後のモデル地盤の初期貫入抵抗を単管式のポータブルコーン (先端角 30° 、断面積 6.38cm^2) により測定したものである。

Case-1およびCase-2のモデル地盤の層厚はそれぞれ約 60cm と 53cm であり、Case-1の地盤の

貫入抵抗はCase-2の1/2~1/3程度である。また、両者ともに粘土層の排水境界と非排水境界での貫入抵抗にたいへん大きな差が生じている。すなわち、Case-1, Case-2ともに一次圧密途中における未圧密状態の粘土地盤であると考えられる。

なお、排水境界である粘土層の表面と底面での貫入抵抗がほとんど等しい値を示していることから、荷重応力は底面までほとんど損失なく伝わっていることが推測される。また、実際に背面で測定している土圧の値は表面と底面付近でほぼ等しいことを確認している。これらのことは壁面摩擦の軽減機構の有効性を示すものである。

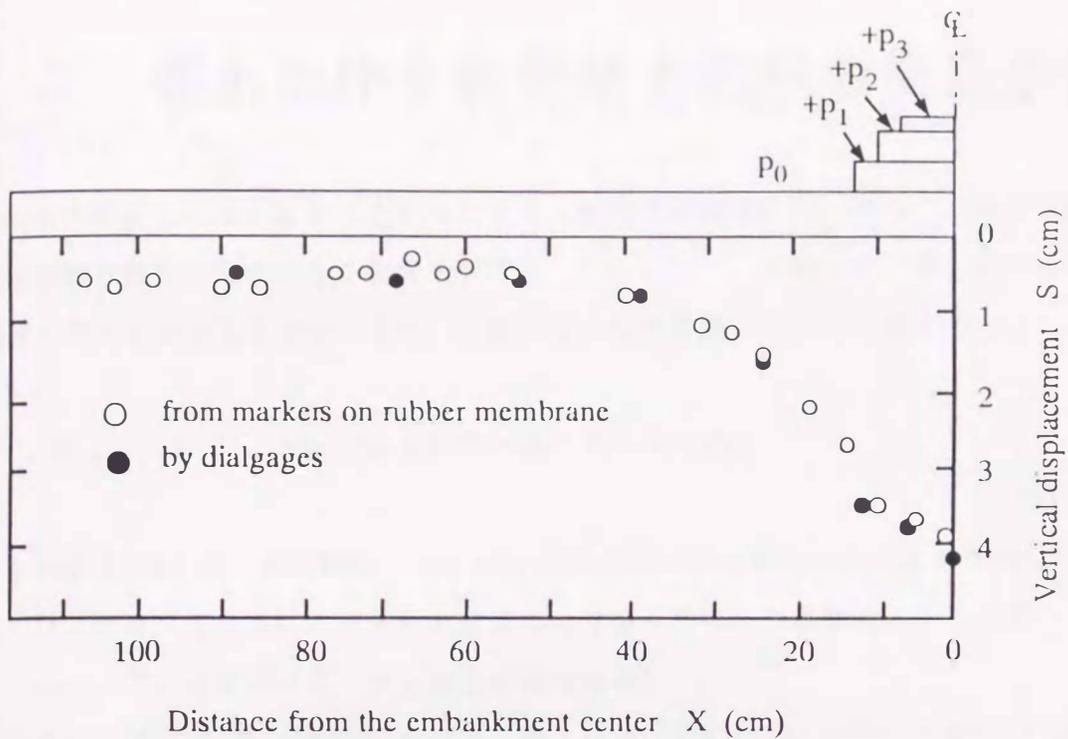


Fig. 6.4 Vertical displacement at the ground surface

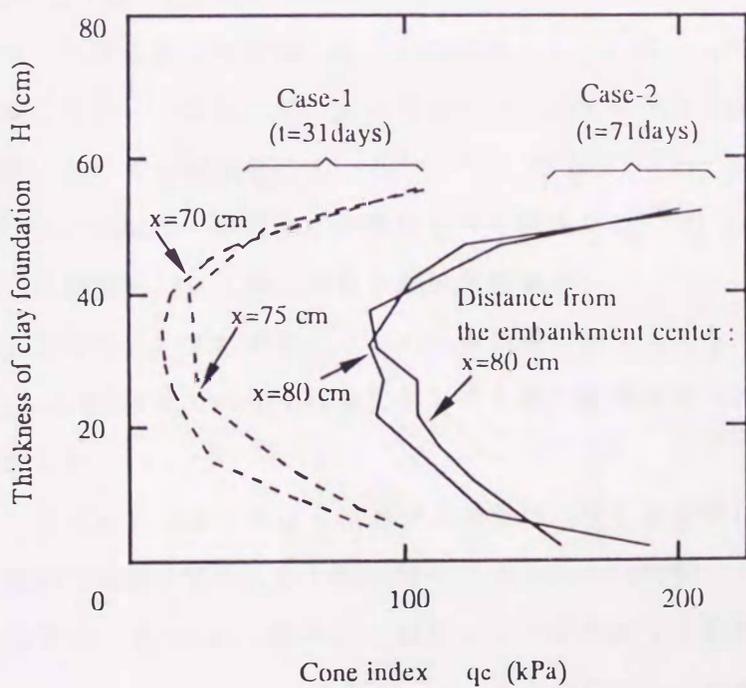


Fig. 6.5 Initial strength in model grounds

6. 3 盛土に伴う軟弱粘土地盤の変形挙動

盛土基礎軟弱粘土地盤の変形は圧密変形とせん断変形が同時に生じるので、その強度増加特性は地盤の変形挙動に大きく影響を受ける。したがって、本節では、盛土に伴う軟弱粘土地盤の強度増加特性を支配する盛土基礎地盤の変形挙動について考察する。

6. 3. 1 地表面の変形挙動

Fig. 6. 6 (a) (b)は、2つの実験ケースにおける地表面の鉛直変位の経時変化を示したものである。以下に述べるように応力条件の差異により全く異なった挙動を示している。

(a) Case-1 (圧密期間31日・盛土荷重を急速載荷)

盛土荷重 $p_1=+20\text{kPa}$ の第1段載荷において、盛土部分(幅 $B=27\text{cm}$, $x=0\sim 13.5\text{cm}$)の基礎地盤は載荷直後から沈下しているが、盛土中心から $x=23.5\text{cm}$ の地点では地盤は初めに少し隆起した後に盛土部分に引き込まれるように沈下している。一方、盛土からさらに離れた地点においては地盤は載荷直後から隆起して、盛土幅の約1.5倍の地点($x=38.5\text{cm}$)において最大 7.7mm (盛土の沈下量の $1/3$ 程度)の隆起が生じている。また、その後の盛土荷重の放置期間においては、一度隆起した地盤も沈下の傾向を示している。このように盛土側方の地盤が、まず外側に向かって隆起して、次いで盛土下方に引き込まれるように沈下するという挙動は原位置においても観測されている^{32), 36)}。そして、Case-1の場合には引き続き第2段の急速載荷($p_2=+20\text{kPa}$)の直後に急激なすべり破壊が生じた。

(b) Case-2 (圧密期間71日・盛土荷重を緩速段階載荷)

Case-1の場合と異なり、いずれの地点においても地盤は沈下しており隆起は生じなかった。また、第1段から第3段までの盛土荷重に対しても盛土基礎地盤のすべり破壊の兆候は全く認められなかった。

なお、6. 2. 3 (d)で述べたようにモデル地盤は一次圧密途中における未圧密状態の地盤である。次節で考察するFig. 6. 7 (b)の変位ベクトルから判断して、 $x=68.5\text{cm}$ の地点における地盤の沈下は、すべて $p_0=30\text{kPa}$ の上載圧による圧密沈下の継続分であり、盛土荷重によるものではないと考えられる。したがって、その他のすべての地点における沈下量にも同量の圧密沈下量が加算されていると考えられる。

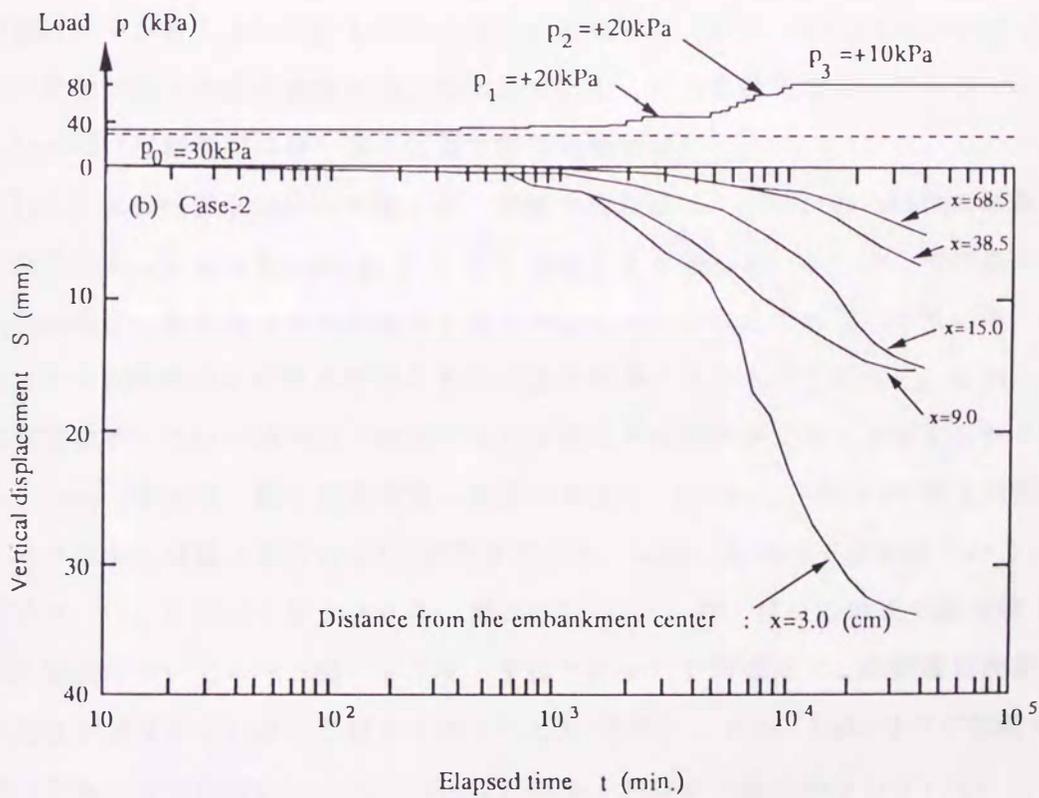
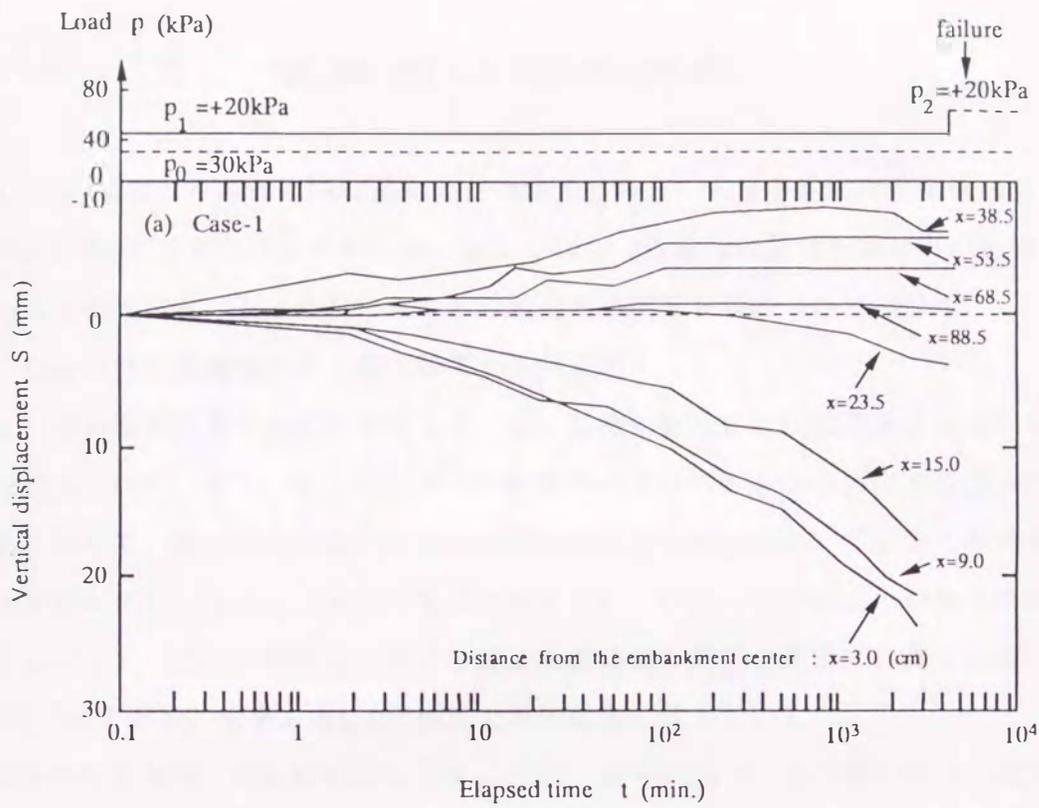


Fig. 6.6 Changes of vertical displacement at the ground surface with time

6. 3. 2 地盤内の変形挙動

Fig. 6. 7(a) (b)は、それぞれCase-1およびCase-2の場合における地盤内の変位ベクトルを、また、Fig. 6. 8(a) (b)は、それぞれCase-1およびCase-2の場合における地盤内の水平変位分布を示したものである。以下にケースごとの地盤内の変形挙動について述べる。

(a) Case-1 (圧密期間31日・盛土荷重を急速载荷)

Fig. 6. 7(a)の変位ベクトルから判断して、盛土基礎地盤の変位は深さ方向には $D=40\text{cm}$ 程度にまで及んでいる。また、盛土中心直下の地盤内の変位ベクトルの方向が鉛直方向のみであるのに対して、盛土法尻に近い $x=10\text{cm}$ 付近から外側の地点においては盛土の外側に向かう水平変位が生じ、さらに、前節でも述べたように、 $x=35\sim 90\text{cm}$ 付近の地盤は隆起している。したがって、Case-1の場合における盛土基礎地盤の変形の範囲は、深さ方向には盛土幅の約1.5倍であり、水平方向には3倍以上の広範囲に及んでいる。

地盤の水平変位量は、Fig. 6. 8(a)に示すように、深さ $D=20\text{cm}$ ($=0.75B$) 付近で最大値 ($x=25\text{cm}$ 付近の地点において $\delta=12.5\text{mm}$) を示している。この深度は、Fig. 6. 5に示したように、地盤のコーン貫入抵抗が最も小さい地点に相当する。また、 $x=60\text{cm}$ 付近の地点において、水平変位が盛土荷重の放置期間に減少していることも特徴的なことである。

(b) Case-2 (圧密期間71日・盛土荷重を緩速段階载荷)

Fig. 6. 7(b)の変位ベクトルから判断して、地盤内の変位は、 $p_1+p_2+p_3=50\text{kPa}$ の载荷段階において深さ方向にはおよそ $D=40\text{cm}$ ($D=1.5B$) の地点まで及んでいる。ここで注意すべき点は、 $x=60\text{cm}$ 付近の変位ベクトルが鉛直下向きを示していることである。すなわち、 $x=60\text{cm}$ の地点より外側の地点における地盤の変形は盛土荷重によるものではなく、これらの地点の鉛直変位はすべて $p_0=30\text{kPa}$ の上載圧による圧密沈下の継続分であると考えられる。したがって、Case-2の場合、盛土基礎地盤の変形の範囲は、 $p_1+p_2+p_3=50\text{kPa}$ の盛土荷重に対しても、水平方向には盛土幅のおよそ2倍程度であり、Case-1に比べて減少している。

水平変位は、Fig. 6. 8(b)に示すように、深さ $D=25\text{cm}$ ($=1.0B$) 付近の地点で最大値 ($x=18\text{cm}$ 付近の地点において $\delta=6.5\text{mm}$) を示す。やはりCase-1と同様に、この深度は地盤のコーン貫入抵抗が最も小さい地点に相当する (Fig. 6. 5参照)。また、Case-1ほど明瞭ではないが、盛土荷重の放置期間において $x=60\text{cm}$ 付近の水平変位が同様に減少している。

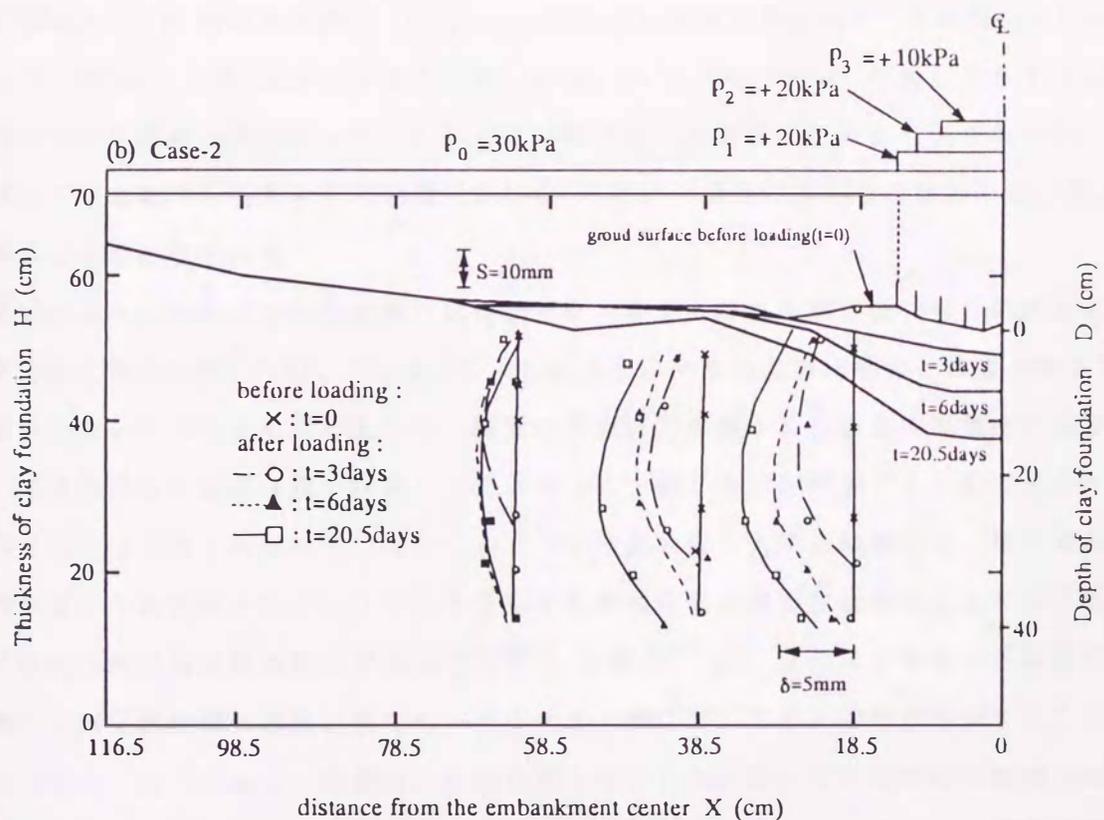
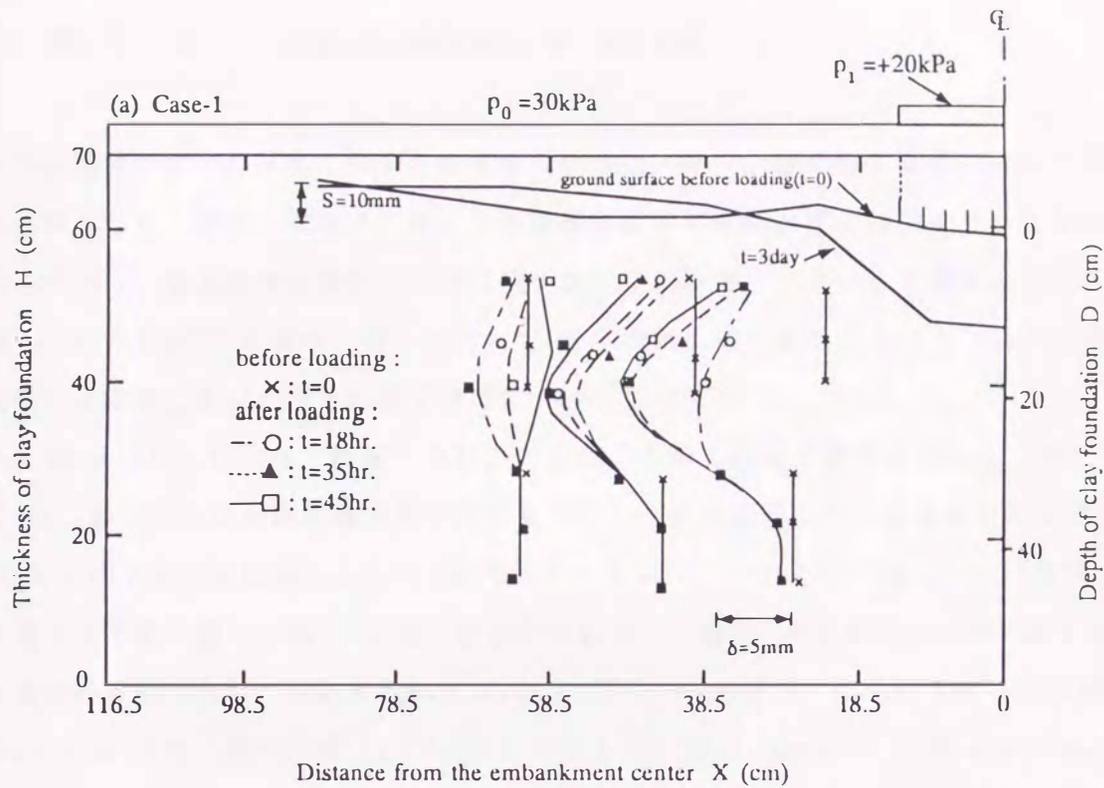


Fig. 6.8 Lateral displacement in clay foundation

6. 3. 3 盛土の施工管理

盛土基礎地盤のすべり破壊に対する安定性の状態は、通常、盛土施工期間において最も危険な状態となり、盛土完成後は圧密により基礎地盤のせん断強度が増加するので安定する方向へ向かう。盛土基礎地盤のすべり破壊を施工中の計測データから予測する方法のうち松尾・川村の方法³³⁾と富永・橋本の方法³⁴⁾を本実験に適用することにより、未圧密状態の軟弱粘土地盤における盛土の施工管理について考察する。

Fig. 6.9およびFig. 6.10は、松尾・川村の方法による盛土の施工管理図である。ただし、Fig. 6.9は、盛土中心における地表面の沈下量(S_0)と盛土法尻における地表面の水平変位量(δ_1)をパラメータに用いたものであり、Fig. 6.10は、同じく S_0 と盛土法尻における地盤内の最大水平変位量(δ_{max})を用いたものである。同様に、Fig. 6.11およびFig. 6.12は、富永・橋本の方法であり、それぞれ S_0 と δ_1 および S_0 と δ_{max} を用いたものである。ただし、 δ_1 および δ_{max} には、盛土法尻($x=13.5\text{cm}$)に最も近い測点(Case-1: $x=23.5\text{cm}$, Case-2: $x=18.2\text{cm}$)の計測結果を用いた。2つの方法ともに地表面の水平変位量(δ_1)を用いた場合にはCase-1(第2段の急速載荷($p_1+p_2=20+20\text{kPa}$)の直後に急激なすべり破壊を生じた。)とCase-2(第1段から第3段までの盛土荷重($p_1+p_2+p_3=20+20+10\text{kPa}$)に対してもすべり破壊の兆候は全く認められなかった。)の変形挙動の違いが管理図にあまり表されない。これに対して、地盤内の最大水平変位量(δ_{max})を用いた場合の方がその挙動の違いをより良く評価できるようである。

本実験のように圧密応力の増加量と載荷速度が大きく、排水距離が長い場合の未圧密状態の軟弱粘土地盤においては、Fig. 6.5に示したように粘土層の排水境界と非排水境界での貫入抵抗にたいへん大きな差が生じる。地盤の表面に排水層がある場合の地盤内の強度分布は、地表面付近に堅固な層が存在し、深さ方向に一様に強度が増加する一般の正規圧密地盤のそれとは大きく異なっている。このような強度分布を有する地盤には、海水準の変動や地表面からの乾燥を受けたクラストを有する軟弱地盤や浅層混合処理工法により表面部分を固化された改良地盤などが相当する³⁵⁾。中瀬ら³⁵⁾は、クラストを有する地盤の変形挙動は正規圧密地盤の挙動と異なり、クラスト下端において水平変位が卓越することを報告している。したがって、地盤内に軟弱な層を有する未圧密状態の軟弱粘土地盤や地表面に堅固な層が存在するような地盤において盛土の施工管理を行う場合には、地盤内の強度分布を的確に把握することがより重要であり、地表面の水平変位ではなく、地盤内の最

大水平変位を用いた方が変形挙動を的確に予測できると考える。

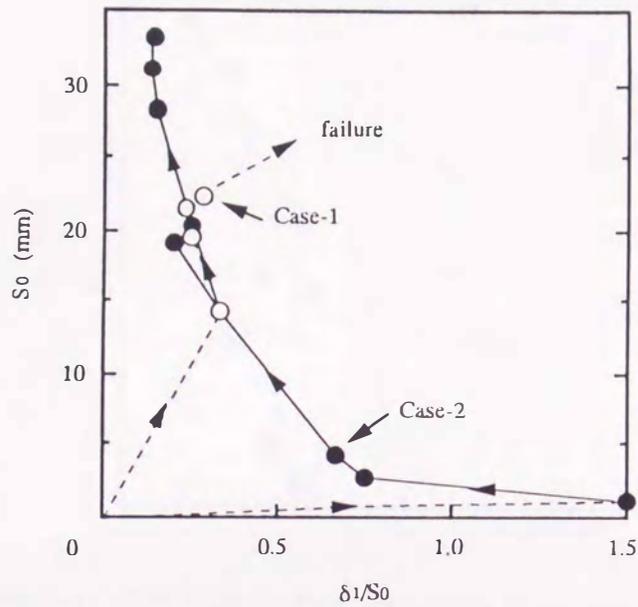


Fig. 6.9 The construction controlling diagram with S_0 and δ_1/S_0

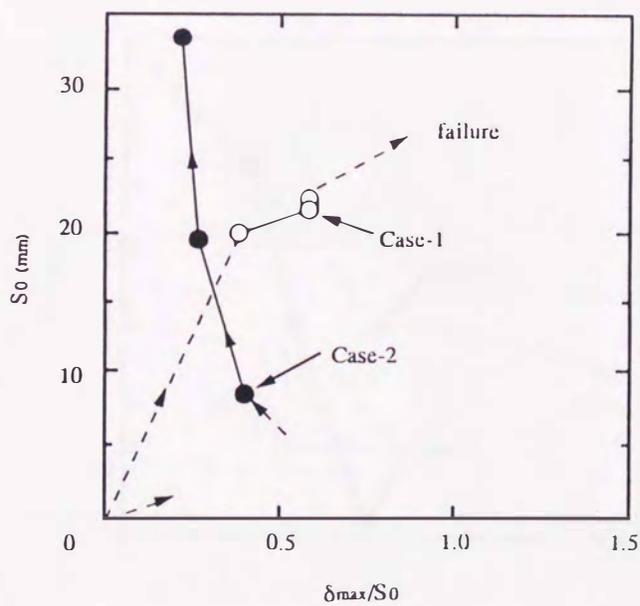


Fig. 6.10 The construction controlling diagram with S_0 and δ_{max}/S_0

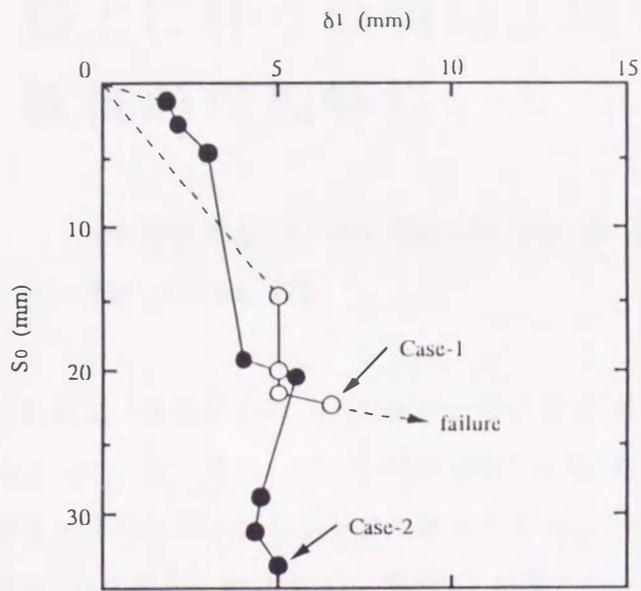


Fig. 6.11 The construction controlling diagram with S_0 and δ_1

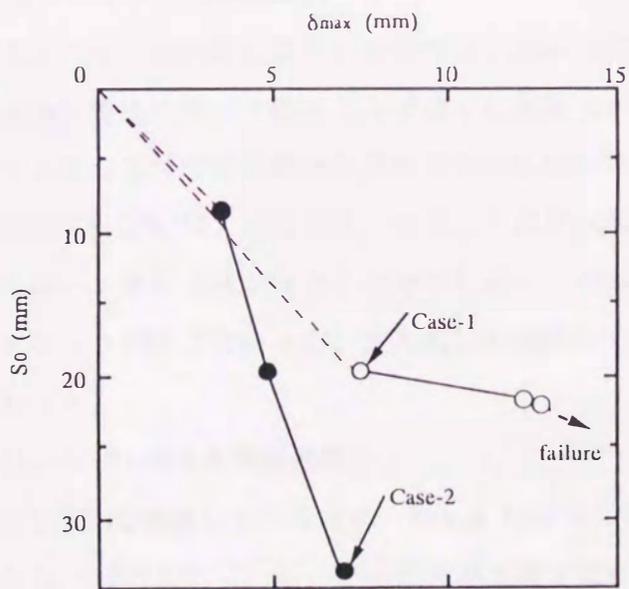


Fig. 6.12 The construction controlling diagram with S_0 and δ_{max}

6. 4. 盛土に伴う軟弱粘土地盤の貫入抵抗の増加特性

6. 4. 1 軟弱粘土地盤の含水比および貫入抵抗

Fig. 6. 13およびFig. 6. 14は、それぞれCase-1の場合における地盤内の含水比分布およびコーン貫入抵抗分布を示している。また、Fig. 6. 15およびFig. 6. 16は、それぞれCase-2の場合における地盤内の含水比分布およびコーン貫入抵抗分布を示している。ただし、Case-1の場合は、圧密期間 $t_c=31$ 日間の圧密過程 ($p_0=30\text{kPa}$) に加えて、第1段階の盛土荷重 ($p_1=+20\text{kPa}$) を $t_L=3$ 日間載荷した後、さらに、第2段階の載荷 ($p_2=+20\text{kPa}$) 直後に盛土基礎地盤がすべり破壊を生じた後の状態である。また、Case-2の場合は、圧密期間 $t_c=71$ 日間の圧密過程 ($p_0=30\text{kPa}$) に加えて、第3段階までの盛土荷重 ($p_1+p_2+p_3=20+20+10\text{kPa}$) を $t_L=81$ 日間載荷した後の状態である。

(a) Case-1 ($t_c+t_L=31+3=34$ 日間経過後)

実験開始時におけるスラリー状の粘土試料の初期含水比が $w_0=96\%$ であるから、Fig. 6. 13より、粘土層中央の非排水境界においてはほとんど含水比の変化がないことが分かる。言い換えれば、粘土層の上面および底面の排水境界付近のみ圧密が進行している。また、このときの地盤の貫入抵抗 (Fig. 6. 14) は含水比に対応してほぼ放物線分布を示しており、粘土層中央においてはコーン貫入抵抗がほとんどゼロに近い。なお、Fig. 6. 14に示すように、地盤には複数のクラックが生じているが、貫入抵抗の変化からはすべり線の形状は推定することはできなかった。

(b) Case-2 ($t_c+t_L=71+81=152$ 日間経過後)

圧密開始から合計で152日間経過しているため、Fig. 6. 15に示した地盤内の含水比分布はCase-1に比べてかなり一様化されている。そのため粘土層中央におけるコーン貫入抵抗も大きく増加しているが、まだ深さ方向の貫入抵抗の差は大きい (Fig. 6. 16)。また、盛土中心直下の基礎地盤においては盛土荷重によって深さ約20cmまでさらに増加が認められる。

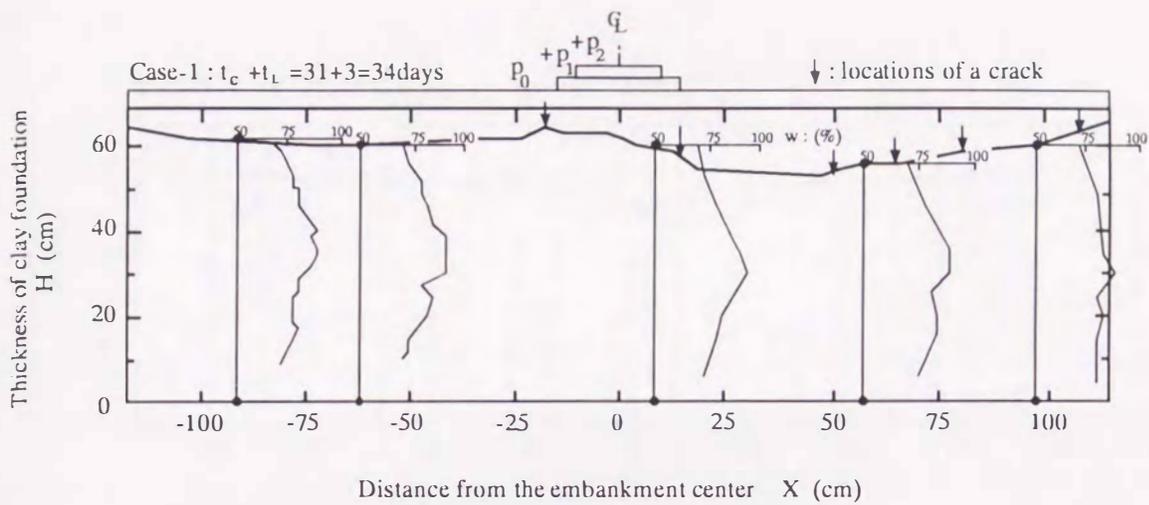


Fig. 6.13 Water contents in clay foundation (Case-1)

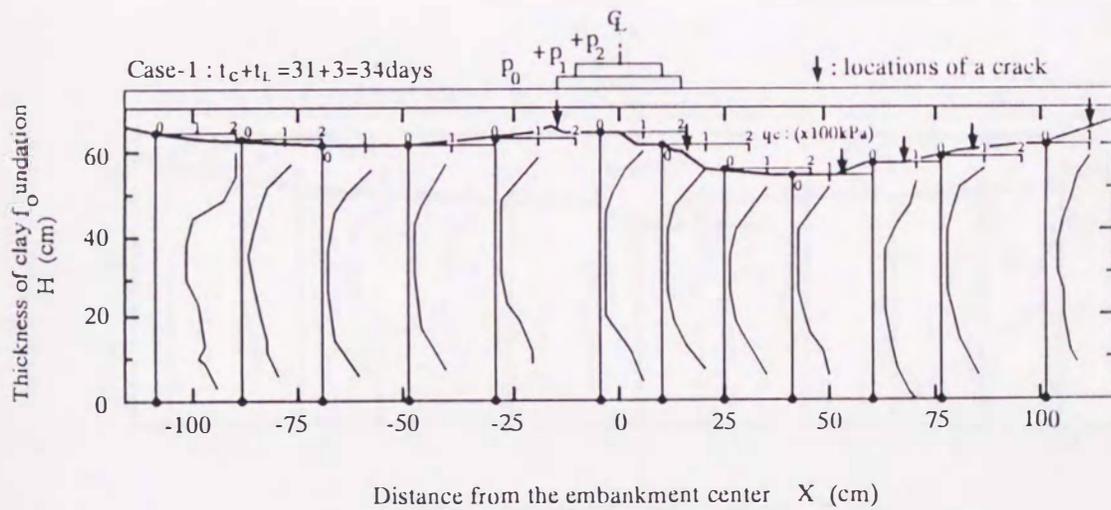


Fig. 6.14 Cone index in clay foundation (Case-1)

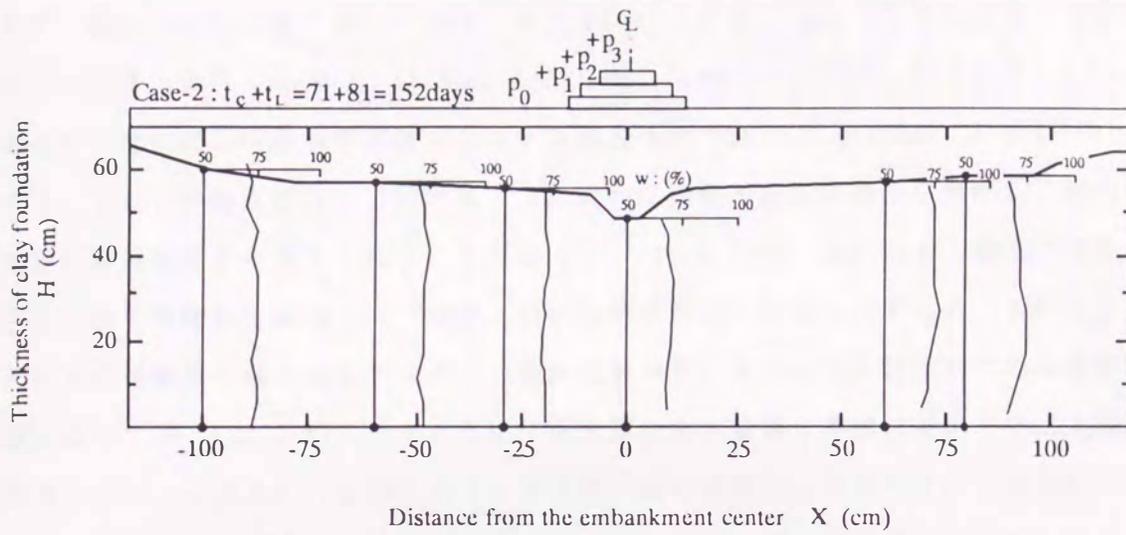


Fig. 6.15 Water contents in clay foundation (Case-2)

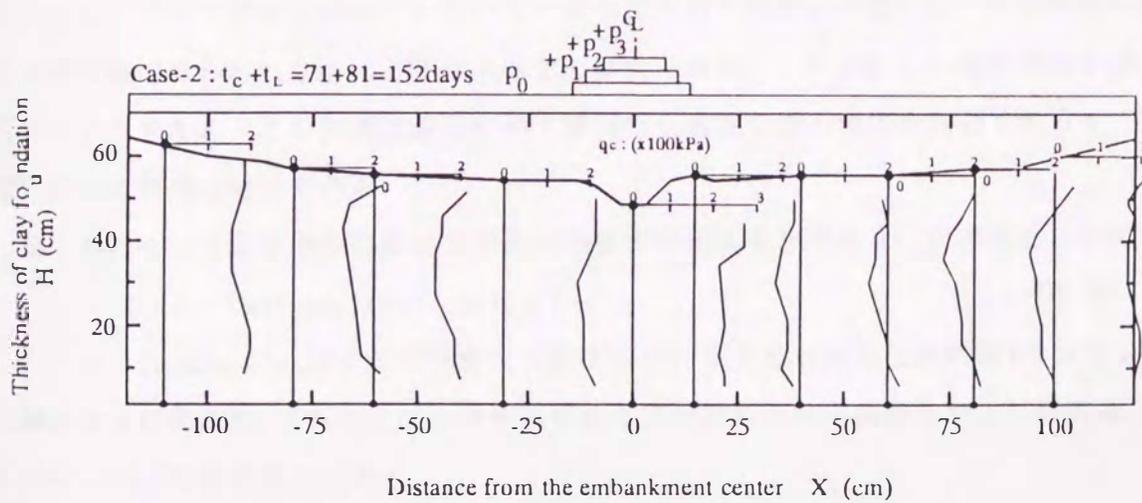


Fig. 6.16 Cone index in clay foundation (Case-2)

6. 4. 2 軟弱粘土地盤の貫入抵抗の増加と提案法の適用

まず、盛土中心から遠く離れた地点におけるCase-1およびCase-2の場合の盛土荷重載荷前のコーン貫入抵抗 (Case-1: $x=75\text{cm}$, $t=31$ 日間, Case-2: $x=80\text{cm}$, $t=71$ 日間) とCase-2の場合の同地点における築堤実験後のコーン貫入抵抗 (Case-2: $x=80\text{cm}$, $t=152$ 日間) を比較する。これらの地点においては、6. 3に述べた地盤の変形挙動から考察して盛土荷重の影響が無視できると考えられる。したがって、Fig. 6. 17は、等分布の上載圧による一次元圧密に伴う軟弱粘土地盤のコーン貫入抵抗の増加を示したものと考えることができる。圧密応力の増加量と載荷速度が大きく、排水距離が長いために未圧密状態にある軟弱粘土地盤においては、Fig. 6. 17に示すように、粘土層の排水境界と非排水境界での貫入抵抗の増加量にたいへん大きい差が生じる。未圧密状態の軟弱粘土地盤のすべり破壊に対する安定性を検討する場合、地盤の沈下量に基づく圧密度 (平均圧密度) が用いられることも少なくないが、地盤内の強度分布を的確に把握することが重要である。

さらに、盛土基礎地盤は二次元平面ひずみ条件の下に圧密変形とともにせん断変形が生じるので地盤内の強度増加はより複雑である。Fig. 6. 18は、6. 4. 1に示したモデル地盤の全ての地点における深度ごとの含水比 (w) とコーン貫入抵抗 (q_c) の関係を示したものである。データは少しばらついているが含水比と貫入抵抗との間には、圧密時間の異なる土質試験で得られた含水比と非排水強度の関係と同様に、 $w-\log q_c$ の直線関係が概ね成り立つようである。この関係は盛土に伴う軟弱粘土地盤の強度増加を評価するうえで圧密度に代わる重要な特性である。

第5章において圧密過程における非排水強度の評価式を次式のように提案している。

$$C_{u_t} = C_{u_0} \cdot \exp \{ (e_0 - e_t) / \lambda \} \quad (5.10)$$

ここで、 C_{u_t} および e_t はそれぞれ新たな載荷応力の下での任意の圧密時間 t における非排水強度および間隙比、 C_{u_0} および e_0 はそれぞれ応力増加前の非排水強度および間隙比、 $\lambda = 0.434C_c$ (C_c : 圧縮指数) である。

非排水強度の代わりコーン貫入抵抗 (q_c) を直接用いることとし、(5.10)式により提案法の適用性を検討した。土粒子の比重: $G_s=2.66$, 飽和度: $S_r=100\%$, 圧縮指数: $C_c=0.524$, 初期含水比: $w_0=89.7\%$, 初期貫入抵抗: $q_0=17.0\text{kPa}$ を評価パラメータとして、(5.10)式により計算される含水比 (w) と貫入抵抗 (q_c) の関係をFig. 6. 18に示した。実線で示した計

算結果と実測値の適合性は概ね良好のようである。したがって、盛土に伴う軟弱粘土地盤の強度増加に対しても提案法は適用可能であると考えられる。

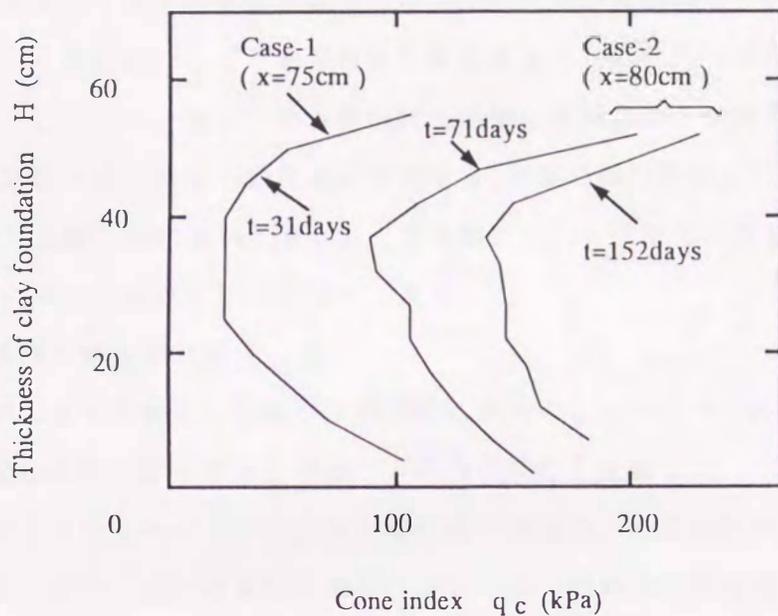


Fig. 6.17 Changes of the strength in clay foundation due to consolidation

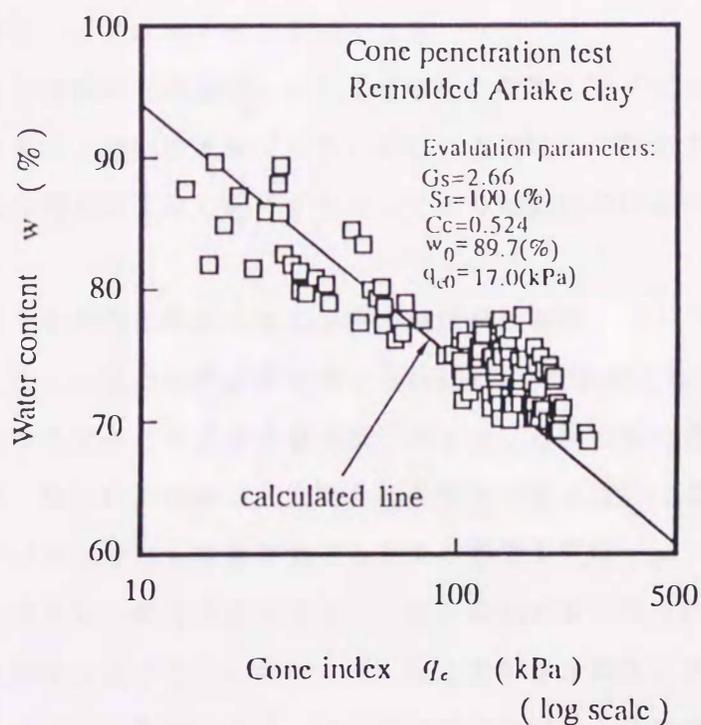


Fig. 6.18 Comparison of measured and calculated values on water content vs cone index relation

6. 5 結 論

盛土に伴う軟弱粘土地盤の変形挙動やそのメカニズムの解明および軟弱地盤対策工法の有効性の検討などを目的として、築堤模型実験装置を新たに設計・製作した。実験装置の性能検定を行うとともに、盛土に伴う軟弱粘土地盤の変形挙動と強度増加特性を検討するために、圧密期間と盛土荷重の載荷速度が異なる2種類の模型実験を行った。そして、盛土に伴う軟弱粘土地盤の強度増加に対して、第5章において提案した評価法の適用性を検討した。得られた主な結論は以下のとおりである。

(a) 築堤模型実験装置の開発

- (1) 変形量が大きな軟弱粘土地盤の模型実験に適用できるシリコングリースとラバーシートによる壁面摩擦の軽減機構を考案し、その有効性を確認した。
- (2) ラバープレッシャーバックによる上載圧載荷機構は、圧密過程の大きな変形にも十分追従できる。また、盛土荷重載荷過程においては、地盤の変形を拘束することなく、上載圧を一定に保った正規圧密地盤の模型実験を行うことができる。
- (3) 分割型載荷板による盛土荷重載荷装置は、たわみ性基礎として地盤の変形を拘束することなく、また、実際の盛土の断面形状を模擬した荷重を築堤の施工過程を考慮した段階的な漸増荷重として載荷することができる。
- (4) 考案した壁面摩擦の軽減機構により土槽壁面に敷設したラバーシートは、しわになることなく、軟弱粘土地盤の大きな変形に対しても追従して変形する。そのため、ラバーシートに記した標点の変位を記録することにより地盤内の鉛直および水平変位を測定することができる。

(b) 盛土に伴う軟弱粘土地盤の変形挙動と強度増加特性

- (1) 圧密期間と盛土荷重の載荷速度が異なる2種類の模型実験においては、盛土敷外の周辺地盤が隆起する場合と沈下する場合などのように基礎地盤の変形挙動が明らかに異なる。すなわち、軟弱粘土地盤の圧密度と盛土荷重の載荷速度は基礎地盤のすべり破壊に対する安定性ばかりでなく変形挙動にも大きく影響を及ぼす。
- (2) 圧密応力の増加量と載荷速度が大きく、排水距離が長い場合には、軟弱粘土地盤は未圧密状態が長時間継続する。したがって、粘土層の排水境界と非排水境界での強度増加量にたいへん大きい差が生じる。未圧密状態の軟弱粘土地盤のすべり破壊に対する安

定性を検討する場合、地盤の沈下量に基づく圧密度（平均圧密度）を用いるのではなく、地盤内の強度分布を的確に把握することが重要である。

- (3) 未圧密状態の軟弱粘土地盤における最大水平変位は地盤内のコーン貫入抵抗が最も小さい深度に生じる。したがって、盛土の施工管理を行う場合には、地盤内の強度分布を的確に把握するとともに、地表面の水平変位ではなく、地盤内の最大水平変位を用いた方が変形挙動を的確に予測することができる。
- (4) 盛土に伴う軟弱粘土地盤の含水比 (w) とコーン貫入抵抗 (q_c) の変化量の間には $w - \log q_c$ の直線関係が認められる。この関係は盛土に伴う軟弱粘土地盤の強度増加を評価するうえで圧密度に代わる重要な特性である。
- (5) $w - \log q_c$ の直線関係は、第5章において提案した圧密に伴う粘土の強度増加の評価法により予測できることが明らかになった。したがって、盛土に伴う軟弱粘土地盤の強度増加に対しても提案法は適用可能である。

参考文献

- 1) 久楽勝行・三木博史・岡田芳樹・関一雄：軟弱地盤上の盛土による周辺地盤への影響の実態，土木技術資料 26-2, pp. 26-32, 1984.
- 2) 柴田徹・関口秀雄：軟弱地盤の側方流動，土木学会論文集 第382号／Ⅲ-7, pp. 1-14, 1987.
- 3) 鈴木音彦：盛土による軟弱粘土地盤の側方流動に関する研究，土木学会論文集 第382号／Ⅲ-7, pp. 15-34, 1987.
- 4) 太田秀樹：軟弱地盤の理論と実際 第4章 軟弱地盤の変形，土質工学会編，pp. 71-72, 1992.
- 5) 三笠正人：土質工学と模型実験，土と基礎 小特集「模型実験」，Vol. 28, No. 5, pp. 1-2, 1980.
- 6) 足立紀尚：模型実験とその限界，土と基礎 小特集「モデル実験」，Vol. 40, No. 5, pp. 1-4, 1992.
- 7) 高田直俊：地盤工学における模型実験入門 第1章 模型実験の目的と構成，土質工学会編，pp. 1-20, 1994.
- 8) 梅崎健夫・落合英俊・林重徳・大谷順・若田洋男・渡部秀之・吉長健二：軟弱地盤の沈下・変形対策のための模型実験，自然災害西部地区会報・論文集，9号，pp. 50-57, 1990.
- 9) Hidetoshi Ochiai, Shigenori Hayashi, Takeo Umezaki and Jun Otani : Model test on sheet-pile countermeasures for clay foundation under embankment, Proc. Symp. on Developments in Laboratory and Field Tests in Geotechnical Engineering Practice, pp. 277-287, 1990.
- 10) 梅崎健夫・落合英俊・林重徳：鋼矢板を用いた地盤変状防止工に関する模型実験，土と基礎，Vol. 40, No. 5, pp. 47-52, 1992.
- 11) 梅崎健夫・林重徳・若田洋男・渡部秀之・吉長健二：盛土による軟弱地盤の沈下・変形に関する模型実験，第24回土質工学研究発表会講演集，pp. 1157-1160, 1989.
- 12) 梅崎健夫・落合英俊：圧密過程における粘土の非排水強度の評価法，土木学会論文集 No. 505／Ⅲ-29, pp. 307-317, 1994.

- 13) 生原修・龍岡文夫：砂の模型支持力実験における側壁面条件の影響，第19回土質工学研究発表会講演集，pp.967-970，1984.
- 14) Fumio Tatsuoka and Osamu Haibara : Shear resistance between sand and smooth or lubricated surfaces, Soils and Foundations Vol.25, No.1, pp.89-98, 1985.
- 15) 高田直俊・大島昭彦・池田通陽・竹内功：重錘落下締固め工法の遠心模型実験－重錘貫入量と地盤変形－，土木学会論文集 第475号／Ⅲ-24，pp.89-97，1993.
- 16) 小椋仁志・上紺屋好行・山肩邦男：遠心装置を用いた模型節杭の貫入実験（その1．実験概要と貫入抵抗），日本建築学会大会学術講演梗概集 構造（I）B，pp.1045-1046，1988.
- 17) 三木博史・関一雄・竹田敏彦：軟弱地盤上の盛土に伴う側方流動圧の評価に関する模型実験，第21回土質工学研究発表会講演集，pp.1031-1034，1986.
- 18) 加藤俊昭・泰永裕之：軟弱地盤への載荷速度とその破壊予測に関する実験，第20回土質工学研究発表会講演集，pp.995-996，1985.
- 19) 吉国洋・中ノ堂裕文・伊藤康幸：帯基礎による圧密の模型実験，第9回土質工学研究発表会講演集，pp.453-456，1974.
- 20) 山口柏樹・中ノ堂裕文・北詰昌樹：軟弱粘土地盤のモデル載荷試験，第15回土質工学研究発表会講演集，pp.853-856，1980.
- 21) 赤井浩一・佐野郁雄・山崎弘太郎・尾内俊之：異方圧密を受けた粘性土地盤の支持力模型実験，第18回土質工学研究発表会講演集，pp.931-932，1983.
- 22) 大槇世紀：パソコンを利用した模型粘性土地盤の変形挙動の解析：土と基礎，Vol.34, No.7, pp.9-14, 1986.
- 23) 坂井晃・福島秀春・三浦哲彦・行松達也：繰返し荷重を受ける軟弱地盤の変形挙動に関する模型実験，昭和62年度 土木学会西部支部研究発表会講演概要集，pp.336-337，1988.
- 24) 高田清美：粘性土地盤における自立式鋼矢板壁の模型実験，第17回土質工学研究発表会講演集，pp.733-736，1982.
- 25) 山口英太郎・宮原吉秋・中村六史・高山昌照：盛土荷重による破壊スベリ面の形について，土と基礎，第9巻，第6号，pp.19-24，1961.
- 26) 柴田徹・今里悦二・奥山一典：軟弱地盤の支持力に及ぼす載荷速度の影響，第18回土質工学研究発表会講演集，pp.933-934，1983.

- 27) 柴田徹・西川一夫・吉田信行：地盤の側方流動と破壊，第11回土質工学研究発表会講演集，pp.553-556，1976.
- 28) 柴田徹・山本順一・野村勝博：盛土基礎地盤の破壊予測，第15回土質工学研究発表会講演集，pp.849-852，1980.
- 29) 伊勢田哲也・棚橋由彦：軟弱地盤上の盛土の沈下変形，昭和48年度 土木学会西部支部研究発表会講演概要集，pp.213-214，1974.
- 30) 龍岡文夫：わかりやすい土質力学原論（第1回改訂版），土質工学会，pp.72-93，1992.
- 31) 高木宣雄・兵藤元宣・西尾宣明：落し戸周辺砂層の変形について，第19回土質工学研究発表会講演集，pp.289-290，1984.
- 32) 和田晃・酒向信一・田辺熊蔵：盛土による地盤の変形について，第14回土質工学研究発表会講演集，pp.805-808，1979.
- 33) 松尾稔・川村国夫：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，第241号，pp.81-91，1975.
- 34) 富永眞生・橋本正治：側方変位の現地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.43-51，1974.
- 35) 中瀬明男・木村孟・竹村次朗・萩原敏行：クラストを有する軟弱地盤の支持力について，土木学会論文集 第382号／Ⅲ-7，pp.237-244，1987.
- 36) 土質工学会編：土の圧密入門 第8章 現場における圧密現象，p.184-190.

第7章 総括

本論文は、圧密に伴う粘土の強度増加特性を模型実験および室内土質試験により実験的に検討することにより、その定量的な把握を行うとともに、既往の評価法の問題点を指摘した。そして、その成果に基づいて、一次圧密から二次圧密までの全ての圧密過程における強度増加を評価する手法を提案したものである。提案した評価法は、試験結果に基づく経験則と最近の時間依存性の圧密理論の主流である変形のひずみ速度依存性を考慮した一次元圧密理論を合理的に結びつけたものであり、既往の試験結果を含む室内土質試験と築堤模型実験の結果に基づいて、その妥当性および実際問題への適用性を明らかにした。

得られた成果は、各章ごとにまとめて示したが、総括すると以下のとおりである。

第1章では、本論文の研究の背景とその目的を述べるとともに、粘土の圧密と非排水強度に関する既往の研究を整理し、本論文の位置づけを明確にした。そして、本論文の内容と構成について、各章の相互関係を示しながら、その概略を紹介した。

第2章では、軟弱粘土地盤の圧密の進行過程とそれに伴う貫入抵抗の増加特性を把握するために、軟弱粘土地盤の圧密過程を一次元モデルとして再現し、引き続き貫入試験を実施することのできる試験装置を開発・作製した。開発した試験装置の性能検定を行うとともに、低塑性のカオリンを用いた圧密時間の異なる一連の圧密・コーン貫入試験を実施した。得られた主な結論は以下のとおりである。

(a) 軟弱粘土地盤の圧密・貫入試験装置の開発

- (1) 載荷板の側面およびコーンのシャフトにOリングを設置し、さらに、載荷板およびコーンのフリクションスリーブをベアリングで支持することにより圧力セルの気密性を保

持しつつ摺動部分の摩擦力も軽減した。その結果、載荷応力、バックプレッシャーおよび二重負圧を正確に負荷することができる。

- (2) 排水層（上下面ともにろ紙1枚と不織布2枚）の載荷応力に対する圧縮量をキャリブレーションの結果から正確に求めておくことにより、粘土層の沈下量を正確に算定することができる。
- (3) 二重負圧法とバックプレッシャーにより粘土層の飽和度を高めるとともに、排水経路と間隙水圧の測定経路を分離することで間隙水圧の測定精度を向上させた。さらに、粘土層内に間隙水圧の測定管を複数挿入した。そして、測定管と間隙水圧計の間にろ紙とポラスストーンを介し管内を脱気水で満たした。これらのことにより、粘土層内の間隙水圧分布を正確に測定することができる。
- (4) 圧密試験に引き続き迅速で正確なコーン貫入試験が実施できる試験装置とした。ミニサイズのコーンを用いてシャフトの外側にフリクションスリーブを設けた。これらのことにより、圧密過程の応力状態を変化させることなく貫入抵抗を正確に測定することができる。
- (5) ミニサイズのコーンを用いた迅速で簡便な貫入試験を実施することで貫入試験の影響とその範囲をできるだけ抑制すること、さらに、空気圧を用いて試験後速やかに粘土層を抜き出すことで乱れの少ない試料を採取することにより、圧密応力により生じた粘土層内の含水比分布を正確に測定することができる。

(b) 軟弱粘土地盤の圧密挙動と貫入抵抗の増加特性

- (1) 圧密過程における粘土層内の間隙水圧の等時曲線（アイソクローン）は放物線分布をしており、その消散過程は地盤の初期含水比、圧密応力および排水条件に大きく影響される。
- (2) 圧密過程における軟弱粘土地盤のコーン貫入抵抗の等時曲線を含水比および有効応力の等時曲線とともに示した。一次圧密過程における軟弱粘土地盤の貫入抵抗は、粘土層内において一定ではなく、深度ごとに大きく異なる。
- (3) 沈下量に関する圧密度によって地盤内の強度増加を予測することは圧密過程における強度増加を過大評価することになる。
- (4) 圧密に伴う軟弱粘土地盤のコーン貫入抵抗の増加量は、総じて圧密過程の有効応力の増加量に比例するが、コーン貫入抵抗の増加量が有効応力の増加量より遅れているデータも認められる。

- (5) 圧密過程における軟弱粘土地盤内の含水比 (w) とコーン貫入抵抗 (q_c) の間には w - $\log q_c$ の直線関係が成り立つ。

第3章では、圧密過程における軟弱粘土地盤内の応力状態を再現した室内土質試験を実施して、一次圧密過程における粘土の非排水強度の増加特性をより厳密に検討した。そのために、圧密過程における供試体の間隙水圧を制御するための装置を考案・作製した。考案した装置は供試体周面からの排水経路中にセラミックディスクを挿入したものであり、特殊な方法を用いることなく通常の試験方法に準じて一次圧密過程における粘土の三軸試験を実施できる。低塑性のカオリンを用いた圧密時間の異なる一連の圧密非排水三軸圧縮試験を実施した結果、以下のような結論が得られた。

- (1) 考案した間隙水圧制御装置 (Pore water pressuer Control Device, P.C.D) を用いれば、圧密過程における供試体を要素 (応力とひずみが均一) として評価できる。
- (2) 一方で、P.C.Dは供試体の中心 (非排水面) と周面 (排水面) の間隙水圧の差 (動水勾配) を小さく制御するので、通常の三軸試験よりも供試体の間隙水圧の消散が遅く、圧密時間が長時間に及ぶ。
- (3) 一次圧密過程における粘土の間隙比 (e) と有効応力 (p') の関係は正規圧密線から上方に逸脱した経路を辿る。
- (4) 一次密過程における粘土の破壊線および有効応力表示の強度定数 (c' および ϕ') は圧密応力の大きさや圧密時間に無関係に一定である。また、圧密打ち切り時の残留間隙水圧は有効応力経路に影響を及ぼさない。
- (5) 一次圧密過程における粘土の非排水強度の増加は、 U_p および U_e のいずれの圧密度とも比例するのではなく、圧密度よりも遅れて発現する。
- (6) 強度増加率は、一次圧密過程において一定ではなく、圧密時間に依存して異なる。
- (7) 一次圧密過程における粘土の間隙比 (e) と非排水強度 (C_u) の関係には、圧密応力の大きさや圧密時間に無関係に e - $\log C_u$ の直線関係が成り立つ。
- (8) 一次圧密過程における粘土の破壊線 (e - $\log \sigma_{mi}'$) および非排水強度線 (e - $\log C_u$) とともに圧密応力の大きさや圧密時間と無関係に正規圧密線 (e - $\log p'$) に平行な唯一の直線として表される。

第4章では、一次圧密から二次圧密までの全ての圧密過程における粘土の強度増加特性

を検討した。まず、原位置において最も普通にみられる応力状態の一つである K_0 圧密とそれに引き続く平面ひずみ状態での強度増加特性を検討するために、 K_0 圧密・平面ひずみ三軸試験装置の開発について論じた。次いで、高塑性の有明粘土を用いた圧密時間の異なる一連の K_0 圧密・平面ひずみ三軸圧縮試験を実施して、一次圧密から二次圧密までの全ての圧密過程における粘土の強度増加特性について考察した。得られた主な結論は以下のようである。

- (1) 開発した試験装置は、特殊な制御システムを用いることなく通常の三軸試験と同等の操作方法により K_0 圧密とそれに引き続く平面ひずみ状態における応力変化を再現でき、しかも、大変形が生じる粘土試料にも適用できる。
- (2) K_0 値は、二次圧密過程において僅かながら増加するが増加の割合は小さく、一定値に近づく。
- (3) 圧密過程における有効応力と間隙比の関係は、従来、一次圧密過程では正規圧密線を通ると理解されていたが、実際は全ての圧密過程を通じて正規圧密線から逸脱した経路を通る。
- (4) 一方、破壊時の平均有効主応力と間隙比の関係は、一次圧密から二次圧密までの圧密時間に依らず、正規圧密線と平行な唯一の直線として表される。また、同様に主応力差～平均有効主応力平面における破壊線も圧密時間に依らず一定である。
- (5) 非排水強度は圧密度とともに増加するが、強度増加は、有効応力およびひずみに関する圧密度のいずれに対しても比例するのではなく、圧密度より遅れて生じる。
- (6) 圧密応力が異なる正規圧密線上の粘土の相互関係においては非排水強度は圧密応力に比例するが、一連の圧密過程において強度増加率は一定ではないと解釈することがより一般的である。強度増加率は、全ての圧密過程を通じて一定ではなく、圧密時間に大きく依存して異なる。
- (7) 圧密過程における間隙比 (e) と非排水強度 (C_u) の関係には、一次圧密から二次圧密までの全ての圧密過程を通じて $e - \log C_u$ の直線関係が成り立つ。

第5章では、変形のひずみ速度依存性を考慮した一次元圧密理論と第2章～第4章において得られた圧密過程における間隙比(含水比)の減少量と非排水強度の増加量の一義性の経験則を結び付けることにより、一次圧密から二次圧密までの全ての圧密過程における飽和粘土の非排水強度の増加を評価する手法を提案した。計算結果と既往の試験結果を合

む各種の試験結果を比較することにより評価法の検証を行った。主な結論は以下のようである。

- (1) 変形のひずみ速度依存性を考慮した一次元圧密理論と圧密過程の強度増加特性を結び付けるためには強度増加に影響を及ぼす圧密応力を新たに評価することが重要である。
- (2) 新たな圧密応力パラメータとして“換算圧密応力 (p^* : conversion stress)”を定義した。換算圧密応力は、圧密過程における間隙比の減少量のみで算定されるものであり、間隙水圧の有無に無関係に全ての圧密過程において定義される。
- (3) 圧密過程を評価するための新たなパラメータとして“圧密進行係数 (C_p^* : coefficient of consolidation process)”を定義した。圧密進行係数は、従来の圧密度に代わるものであり、換算圧密応力に基づいて算定されるので二次圧密を含む全ての圧密過程における圧密進行の程度を表すことができる。
- (4) 換算圧密応力は一次圧密過程において実際の有効応力よりも遅れて進行する。練返し粘土の非排水強度は、有効応力に比例するのではなく、換算圧密応力と比例関係にあることを示した。すなわち、換算圧密応力を用いることにより強度増加率を間隙水圧の有無に無関係に全ての圧密過程を通して一定として取り扱うことができる。
- (5) 圧密進行係数は応力およびひずみに関する圧密度のいずれよりも遅れて進行する。練返し粘土の非排水強度の増加量は、圧密度に比例するのではなく、圧密進行係数と比例関係にある。
- (6) 以上の考察により、二次圧密を含む全ての圧密過程における飽和粘土の非排水強度の評価式を圧密進行係数と強度増加率を用いて誘導した。換算圧密応力に基づいて誘導された評価式は、圧縮指数および基準時間における間隙比と強度増加率を計算定数として、間隙比の減少量のみ関数として表される。
- (7) 練返し粘土に対する本評価法の適合性は、室内土質試験（三軸試験および一面せん断試験）において概ね良好であった。
- (8) さらに、不攪乱粘土に対する適合性を室内土質試験において検討した。その結果も比較的良いであった。この場合、対象とする応力範囲に応じた強度増加率と圧縮指数を用いることが重要であると考えられる。

第6章では、盛土に伴う軟弱粘土地盤の変形挙動やそのメカニズムの解明および軟弱地盤対策工法の有効性の検討などを目的として、築堤模型実験装置を新たに設計・製作した。

実験装置の性能検定を行うとともに、盛土に伴う軟弱粘土地盤の変形挙動と強度増加特性を検討するために、圧密期間と盛土荷重の載荷速度が異なる2種類の模型実験を行った。そして、盛土に伴う軟弱粘土地盤の強度増加に対して、第5章において提案した評価法の適用性を検討した。得られた主な結論は以下のとおりである。

(a) 築堤模型実験装置の開発

- (1) 変形量が大きな軟弱粘土地盤の模型実験に適用できるシリコングリースとラバーシートによる壁面摩擦の軽減機構を考案し、その有効性を確認した。
- (2) ラバープレッシャーバックによる上載圧載荷機構は、圧密過程の大きな変形にも十分追随できる。また、盛土荷重載荷過程においては、地盤の変形を拘束することなく、上載圧を一定に保った正規圧密地盤の模型実験を行うことができる。
- (3) 分割型載荷板による盛土荷重載荷装置は、たわみ性基礎として地盤の変形を拘束することなく、また、実際の盛土の断面形状を模擬した荷重を築堤の施工過程を考慮した段階的な漸増荷重として載荷することができる。
- (4) 考案した壁面摩擦の軽減機構により土槽壁面に敷設したラバーシートは、しわになることなく、軟弱粘土地盤の大きな変形に対しても追随して変形する。そのため、ラバーシートに記した標点の変位を記録することにより地盤内の鉛直および水平変位を測定することができる。

(b) 盛土に伴う軟弱粘土地盤の変形挙動と強度増加特性

- (1) 圧密期間と盛土荷重の載荷速度が異なる2種類の模型実験においては、盛土敷外の周辺地盤が隆起する場合と沈下する場合などのように基礎地盤の変形挙動が明らかに異なる。すなわち、軟弱粘土地盤の圧密度と盛土荷重の載荷速度は基礎地盤のすべり破壊に対する安定性ばかりでなく変形挙動にも大きく影響を及ぼす。
- (2) 圧密応力の増加量と載荷速度が大きく、排水距離が長い場合には、軟弱粘土地盤は未圧密状態が長時間継続する。したがって、粘土層の排水境界と非排水境界での強度増加量にたいへん大きな差が生じる。未圧密状態の軟弱粘土地盤のすべり破壊に対する安定性を検討する場合、地盤の沈下量に基づく圧密度（平均圧密度）を用いるのではなく、地盤内の強度分布を的確に把握することが重要である。
- (3) 未圧密状態の軟弱粘土地盤における最大水平変位は地盤内のコーン貫入抵抗が最も小さい深度に生じる。したがって、盛土の施工管理を行う場合には、地盤内の強度分布を的確に把握するとともに、地表面の水平変位ではなく、地盤内の最大水平変位を用いた

方が変形挙動を的確に予測することができる。

- (4) 盛土に伴う軟弱粘土地盤の含水比 (w) とコーン貫入抵抗 (q_c) の変化量の間には $w - \log q_c$ の直線関係が認められる。この関係は盛土に伴う軟弱粘土地盤の強度増加を評価するうえで圧密度に代わる重要な特性である。
- (5) $w - \log q_c$ の直線関係は、第5章において提案した圧密に伴う粘土の強度増加の評価法により予測できることが明らかになった。したがって、盛土に伴う軟弱粘土地盤の強度増加に対しても提案法は適用可能である。

謝 辞

本論文は、九州大学 落合英俊教授のご指導のもとに、著者が九州大学工学部に在職中から信州大学工学部に転属して現在に至るまでの研究成果をまとめたものです。研究の一部は、建設省九州地方建設局・菊池川工事事務所および熊本工事事務所との共同研究として、昭和63年度より継続して実施されたものです。関係各位に深い感謝の意を表します。

本論文をまとめるまでには、多くの方々のご指導とご助力をいただきました。

落合英俊教授には、研究の機会を与えていただいてから現在に至るまで一方ならぬご指導とご助言をいただきました。ここに深甚なる感謝の意を表す次第です。また、九州大学 彦坂 熙教授、江崎哲郎教授、神野健二教授には、本論文に対する貴重なご指導とご討議をいただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

信州大学 川上 浩教授には、研究を遂行するにあたり日頃からご指導とご援助をいただきました。また、本論文をまとめるにあたり格別のご配慮をいただきました。深く感謝いたします。

佐賀大学 三浦哲彦教授は、著者が佐賀大学在学中からの恩師であり、公私にわたるご指導とご援助をいただくとともに、著者を研究者への道へ導いていただきました。ここに深甚なる感謝の意を表す次第です。

佐賀大学低平地防災研究センター 林 重徳教授には、研究の遂行にあたり直接ご指導とご援助をいただくとともに、公私にわたるご配慮をいただきました。深く感謝いたします。

山口大学 兵動正幸助教授ならびに佐賀大学 坂井 晃助教授には、著者が佐賀大学在学中からご指導を受けました。また、本論文をまとめるにあたり快く相談に応じていただき、有益なご助言や暖かい激励をいただきました。深く感謝いたします。

九州大学農学部 高山昌照教授には、「粘土の強度増加に関する研究」の先駆者として、有益なご助言および貴重な論文とデータを提供していただきました。深く感謝いたします。

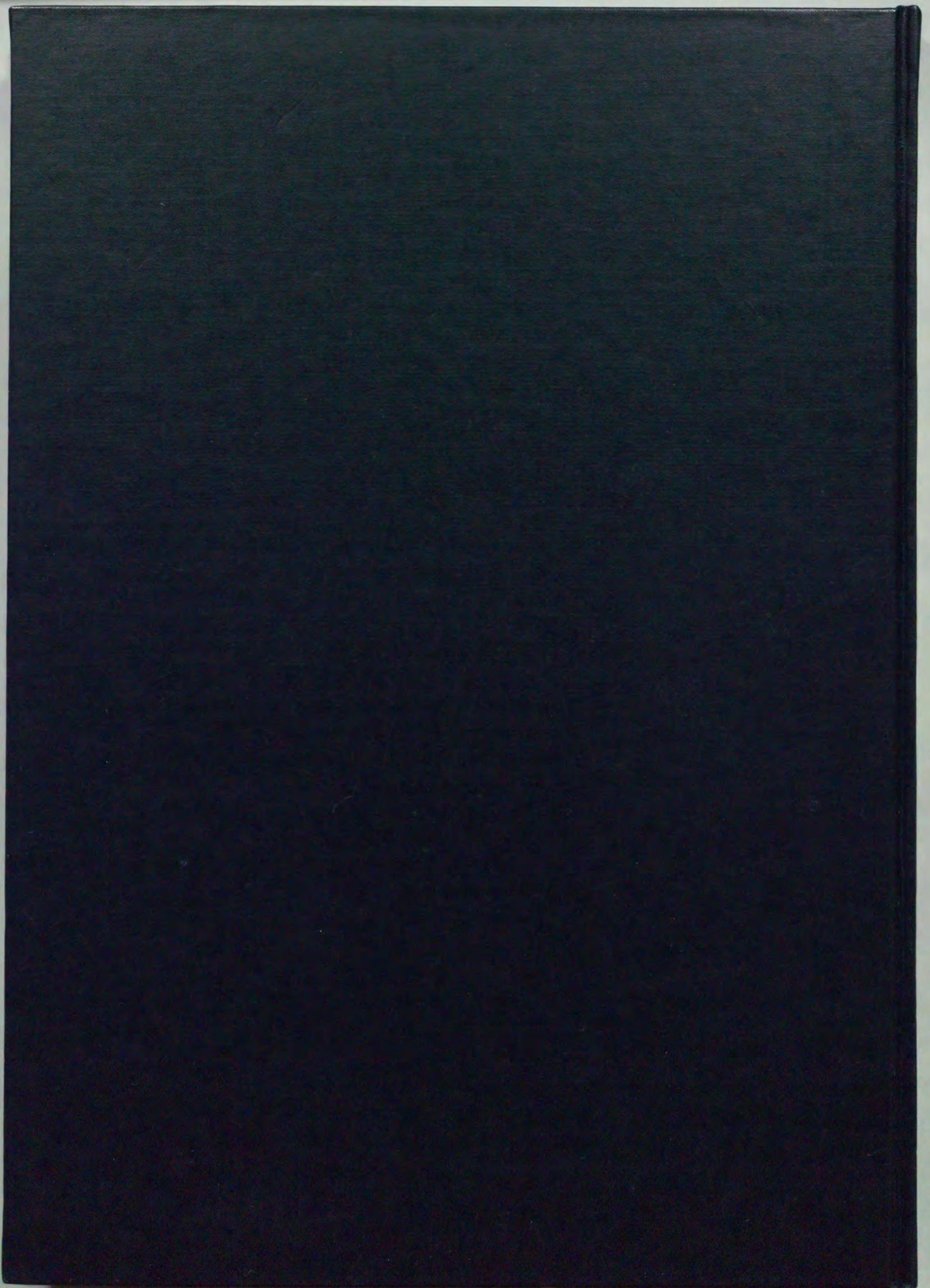
さらに、研究の遂行にあたり、熊本大学 大谷 順助教授、九州大学 安福規之助教授、大嶺 聖助手ならびに信州大学 小西純一助教授には、研究に対する直接のご指導とご援助とともに、本論文の作成に際して、ご配慮いただきました。また、九州大学 中島通夫技官、手島義純技官ならびに信州大学 豊田富晴技官には、試験装置の作製や改良において多大な

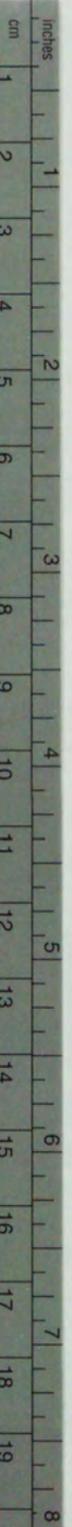
ご助力をいただきました。深く感謝の意を表します。

そして、試験の実施から結果の整理については、九州大学 落合研究室ならびに信州大学 川上研究室の卒業生および在学生の諸氏に多大なご協力をいただきました。そのなかでも、九州大学 古川幸則氏（現在（株）間組）、藤井郁男氏（現在 新日本製鐵（株））、久楽 博氏（現在 九州旅客鉄道（株））、元永隆章氏（現在（株）間組）ならびに信州大学 廣田祐司氏、中澤雅人氏、三品圭史氏、小野正史氏（現在 日本鋪道（株））は、試験の遂行に直接ご助力いただきました。また、信州大学 鈴木素之氏、久貝寿之氏には、本論文を作成するにあたり、多大なご助力をいただきました。

以上、本論文をまとめるにあたり、心温まるご支援を賜りました多くの方々に厚くお礼申し上げます。

最後に、初めての出産や信州大学への移動のなかで、著者を励まし、支えてくれた妻、明子に感謝し、結びといたします。





Kodak Color Control Patches

© Kodak, 2007 TM: Kodak

Blue	Cyan	Green	Yellow	Red	Magenta	White	3/Color	Black
[Patch]								

Kodak Gray Scale



© Kodak, 2007 TM: Kodak

A 1 2 3 4 5 6 **M** 8 9 10 11 12 13 14 15 **B** 17 18 19

