

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 28 NO. 2 JUNE 1989

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第28巻 第2号 (Vol. 28, No. 2), 1989年6月 (June 1989)

目 次 (CONTENTS)

1. 半円形ケーソン堤の水理特性に関する実験的研究
..... 谷本勝利・滑川伸孝・石丸敬純・関本恒浩..... 3
(A Hydraulic Experimental Study of Semi-circular Caisson Breakwaters
.....Katsutoshi TANIMOTO, Nobutaka NAMERIKAWA,
Yoshizumi ISHIMARU and Tsunehiro SEKIMOTO)
2. 正規圧密粘土地盤上の補強盛土の挙動.....寺師昌明・北誥昌樹.....33
(Fabric-Reinforced Embankment on Soft Clay Ground
.....Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME)
3. 沈下したプレストレストコンクリート舗装版のリフトアップ工法の開発
..... 佐藤勝久・八谷好高・上中正志・犬飼晴雄・川本幸広・塚田 悟.....49
(Development of Lift-up Method for Rehabilitation of Settled Prestressed
Concrete Pavements
.....Katsuhisa SATO, Yoshitaka HACHIYA, Masashi KAMINAKA,
Haruo INUKAI, Yukihiro KAWAMOTO and Satoru TSUKADA)

2. 正規圧密粘土地盤上の補強盛土の挙動

寺師 昌明*・北詰 昌樹**

要 旨

最近、軟弱地盤の表面に薄いシートあるいはネット（ジオテキスタイル）を敷設して補強することによって、非常に軟弱な地盤上の盛土に成功したとする報告が数多くみられるようになってきた。

この工法の港湾地域での適用性を評価するためには、軟弱な正規圧密粘性土地盤上での補強・無補強の盛土の挙動を観察する必要がある。しかし、この種の検討は1gの場での通常の縮尺模型実験では不可能であるため、港湾技術研究所の遠心模型実験装置による大加速度場の実験で検討を行った。

実験では、港湾地域で予想される3種類の適用形態を想定した引張補強材料の敷設パターンと載荷の方法（段階載荷の有無）を変化させてモデル化した。

主要な結論を要約すると以下の通りである。

① 引張り補強は、正規圧密粘性土地盤上の盛土の安定を増す上で効果のあることが確認された。ことに、将来の圧密変形をあまり問題としない仮設的な盛土や、バーチカドレーン工法における盛土の初期の施工の安全を確保するために有望と考えられる。

② 引張補強材料による軟弱地盤の補強のメカニズムは、従来、信じられてきたように補強材料の破断強度がすべり計算における抵抗モーメントを増加させるために働くものではなく、盛土を一体化する機能を有するものであることが判明した。すなわち、補強され一体化した盛土（撓み性の基礎）の支持力破壊が設計を左右することになる。

③ 有限要素法による弾塑性解析の結果は、実験結果をよく説明するものであり、この種の補強地盤の挙動の予測や引張補強材料の選定に際して有望な手法である。

キーワード：土質安定処理，軟弱地盤，粘土，盛土，模型実験（遠心模型実験），ジオテキスタイル

* 土質部 地盤改良研究室長

** 土質部 主任研究官（地盤安定解析担当）

2. Fabric-Reinforced Embankment on Soft Clay Ground

Masaaki TERASHI*

Masaki KITAZUME**

Synopsis

In the past, even a temporary construction of embankment on an extremely soft clay required the application of costly soil improvement work. However, successful case histories of embankment constructions on mostly soft peat or soft organic clay have been reported recently where geotextiles were just spread on top surface of the soil over the entire width of the embankment. The purpose of the present study is to evaluate the applicability of the technique to soft normally consolidated clay (N.C. clay) ground and to investigate the mechanism of reinforcement. As this sort of investigation is not possible by the ordinary scaled model tests in earth's gravity field, centrifuge model tests are carried out.

Three different configurations often encountered in practice are selected for geometric test conditions. Then a series of model tests are carried out to compare the behavior of the reinforced and unreinforced embankment changing the loading rate and reinforcement position. Major conclusions obtained are as follows.

- 1) Fabric (unwoven fabric) reinforcement of embankment at the surface of soft clay is found to be effective in increasing the stability of embankment on N.C. clay.
- 2) In the case of an embankment on N.C. clay reinforced with a fabric, the fabric provides a restraint to the embankment. The embankment keeps its shape and acts as if it were a single foundation. Thus the foundation failure precedes the overall rotational failure which includes rupture of the fabric or fabric-soil interface failure.
- 3) FEM calculation of the reinforced system is promising in order to determine the requirement for fabric material used to reinforce the embankment.

KeyWords: Soil Stabilization, Soft Ground, Clay, Earthfill, Model Test (centrifuge model test), Geotextile

* Chief of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

** Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division

目 次

要 旨	33
1. ま え が き	37
2. 補強盛土の遠心模型実験	37
2.1 実験概要	37
2.2 実験材料	38
2.3 実験方法	38
3. 補強盛土の実験結果	39
3.1 正規圧密粘土地盤上の全域補強盛土	39
3.2 正規圧密粘土地盤上の局部的補強盛土	41
3.3 過圧密粘土地盤上の盛土天端への載荷	42
4. 補強盛土の挙動に関する考察	44
4.1 正規圧密粘土地盤上の全域補強盛土	44
4.2 正規圧密粘土地盤上の局部的補強盛土	45
4.3 過圧密粘土地盤上の盛土天端への載荷	45
4.4 既往の実用設計手法に関する考察	46
5. 結 論	46
6. あ と が き	47
参 考 文 献	47

1. まえがき

従来は、軟弱な粘性土地盤上へ盛土を行う場合、それが例え仮設的なものであっても置換工法やプレローディング工法などの高価な地盤対策を必要としてきた。しかし、最近、軟弱地盤の表面に、盛土の幅全域にわたって引張補強材料（ジオテキスタイル）を敷設するだけで安全に盛土を施工することに成功したとする報告が数多くみられるようになってきた。ハンフリーとホルツ（Humphrey and Holtz, 1986）は、このような軟弱地盤上の補強盛土37例について調査している。この調査結果によると、37事例の中で補強盛土と無補強盛土とを対比して破壊に至る盛土載荷試験を実施し、補強効果の確認を試みた事例は僅かに4例にとどまる。この4例のうち2例では、補強盛土の高さが無補強盛土の高さよりもあきらかに大きい。しかしながら1例では補強の効果が判然とせず、他の1例では補強盛土の高さが無補強盛土の高さよりも小さい結果を得ている。このように補強効果が喧伝される割には詳細な調査事例は少なく、補強効果のメカニズムは勿論、効果の有無についてすら共通の理解が得られていないのが実態である。

上述の欧米の事例での共通する特徴は、対象とする軟弱地盤が泥炭や有機質粘土であり、軟弱地盤の厚さが比較的小さく、かつ、そのせん断強度は深さに無関係に一緒になっていることであった。日本でも軟弱地盤上へ仮設道路や仮設岸などを建設する際や、地盤改良のための盛土の建設にあたって、安定上の問題にはしばしば遭遇するため、補強盛土工法は興味のあるところである。しかし、港湾など沿岸地域においては、軟弱地盤は層厚が大きく、正規圧密粘性土地盤（深さ方向に強度の増加する地盤）であることが多い。このように対象とする地盤条件が異なると、欧米の事例は必ずしも直接の参考にならない。本研究の主要な目的は、正規圧密粘性土地盤上へ補強材料を敷設することによる、地盤改良効果の有無の調査、破壊モードの確認、及び補強の機構の解明である。

深さ方向に強度の増加する正規圧密地盤の再現や、自重が卓越する補強盛土と基礎地盤の挙動の再現は1g場の縮尺模型実験では不可能に近い。このような現象は実物規模で確認することが望ましいが、実物試験は極めて高価であるため、現象に影響する要因を変化させて挙動の理解を深めることは難しい。本研究では、港湾技術研究所の大型遠心模型実験装置を用いて深さ方向に強度の増加する正規圧密地盤を作成し、遠心加速度の場で、地盤に作用する外力（盛土形状など）、補強材料の特性、補

強材料の敷設位置、載荷速度をパラメーターとして変化させた一連の実験を行い補強地盤の挙動を検討した。補強効果の判断基準として無補強地盤の挙動も当然ながら検討している。なお、結果の一部は既発表である（寺師、他、1986, 1987, Terashi and Kitazume, 1988）。

2. 補強盛土の遠心模型実験

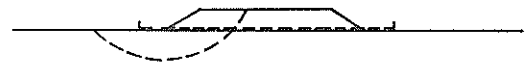
2.1 実験概要

今回の模型実験は特定のプロトタイプをモデル化するものではなく、実物規模の補強盛土の挙動を観察することが主目的である。

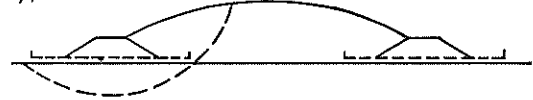
一連の模型実験は、図-1に示すように3種類の幾何学的条件の下で、表-1に示す載荷条件ならびに補強の条件で実施した。Type 1は、盛土の幅よりも広い範囲に不織布のシートを敷設した正規圧密粘性土上への盛土築造に対応するものである。Type 2は、正規圧密粘性土上へ、補強された小形の堤体を先行して築造してから、幅広く背面埋立盛土を行う場合に対応する（埋立に際する仕切堤がイメージされる）。先行する堤体の下には、その堤体幅より広くシートを敷設したが、主体となる埋立盛土の下部にはシートは敷設していない。Type 1とType 2は、現場での応用が期待される引張補強材料の適用形態である。

Type 3は、Type 1とType 2の破壊モードとの違いを確認するために実施した。これは比較的強度の大きい粘性土地盤上に補強をして築造した盛土の法肩近辺に走行荷重や建造物の荷重が作用する場合に対応するものと

Type 1



Type 2



Type 3

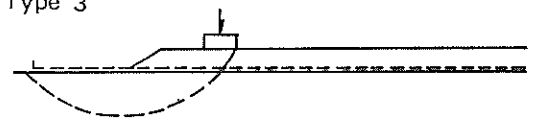


図-1 模型地盤の幾何学的条件

表-1 試験条件

幾何学的条件	試験番号	補強の有無	载荷条件
Type 1	1-UU	無	非排水
	1-R-U	有	非排水
	1-R-DU	有	段階载荷
Type 2	2-R-U	有	非排水
	2-R-DU	有	段階载荷
Type 3	3-U-U	無	非排水
	3-R-U	有	非排水

いえる。

Type 1 では、補強盛土と無補強盛土との比較に加えて、载荷条件の比較を行っている。载荷条件の非排水は、破壊に至るまで急速に盛土を施工する場合を、段階载荷は1段階目の载荷で放置し地盤の圧密を待ち、2段階目の载荷は破壊に至るまで急速に盛土を施工する場合である。Type 2 においては、载荷条件のみを変え、Type 3 では補強の有無のみを変えて比較した。

一連の模型実験は港湾技術研究所の大型遠心模型実験装置を用いて実施した。同装置のスイングプラットフォーム表面までの回転半径は3.8m、最大搭載質量は2.7t、最大遠心加速度は115gである。したがって、装置の最大容量は300g・tである。すべての模型実験は、剛性の高い試料容器中で、平面ひずみ条件で実施した。試料容器の前側の一面は厚板ガラスとし、実験中の地盤の挙動解析用に70mmデータカメラでの静止画像の撮影及び、同時観察のためのテレビ撮影が出来るようにした。遠心模型実験装置の詳細な仕様及び付属機器については、別報(寺師, 1985)を参照されたい。

2.2 実験材料

軟弱地盤にはカオリン粘土を使用し、模型での層厚を約20cmとした。模型実験は50gの場合で実施しているため、実物規模としては約10mの層厚の軟弱地盤となる。カオリンの主要な物性は、液性限界 $W_L=59.0\%$ 、塑性限界 $W_P=16.8\%$ 、圧縮指数 $C_c=0.41$ 、圧密係数 $C_r=0.2 \text{ cm}^2/\text{min}$ 、強度増加率 $c/p=0.31$ 、比重 $G_s=2.69$ である。

模型実験を50gの場合で実施するため、使用する補強材は実際に現場で使用されるものと比較して、その寸法が約1/50で、類似した応力～ひずみ関係を保持するものでなければならない。選定した補強材料はポリエステル製の不織布で、その物性は表-2に示す通りである。この不織布は国内で市販されている現実の補強材料の物性の

表-2 不織布の物性

厚さ (mm)	破断強度 (kgf/5cm)	破断時のひずみ (%)	弾性限界 (kgf/5cm)	弾性係数 (kgf/cm ²)
0.038	3.6	135	1.25	531

範囲内に入るものであるが、その中では比較的lowの強度とlowの弾性係数の材料と考えられる。

盛土と堤体をモデル化するために用いた砂は、豊浦標準砂で、均等係数 $U_c=1.38$ 、有効径 $D_{10}=0.13\text{mm}$ である。

2.3 実験方法

(1) 各 Type に共通する実験方法

Type 1 および Type 2 の模型実験に用いた試料容器の内法寸法は、深さ60cm、幅120cm、奥行10cmであり、Type 3 の試料容器の内法寸法は、深さ30cm、幅50cm、奥行10cmである。代表的な実験 (Type 1-R) の模型地盤の組立て状態を図-2に示す。

粘土は液性限界よりも十分に高い含水比(120%)に調整し、真空ミキサーで脱気しながらリモールドして試料容器に投入した。いずれの実験ケースでも、この粘土を1gの場合で予圧密している。Type 1 と Type 2 の実験での予圧密荷重は 0.1 kgf/cm^2 、Type 3 の実験では予圧密荷重を 0.74 kgf/cm^2 とした。なお、予圧密を終了すると試料容器を解体し(容器正面のガラスを外し)、粘土層側面にマーカーを埋め込み、再び容器を組立てて解体前と同一の荷重で予圧密を施した。このマーカーは、盛土時の地盤の変形挙動を遠心実験中に写真計測す

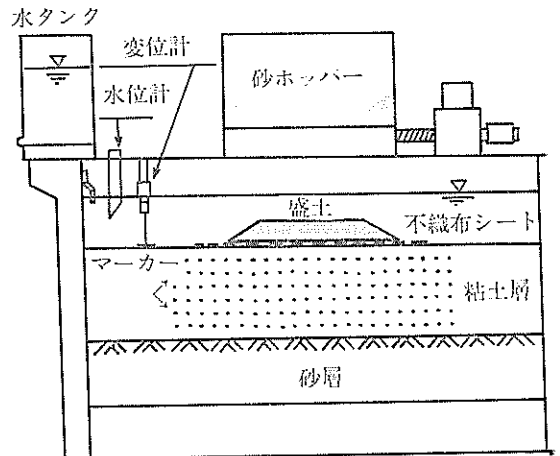


図-2 模型のセットアップ例 (Type 1-R)

るために設置している。

次いで、模型地盤に各種の計測機器を設置する。実験中の計測は以下の通りである。遠心場での自重圧密期間中及びそれに引続いて行う盛土载荷中に生ずる過剰間隙水圧の計測と模型地盤上の水深の計測の目的で、粘土地盤中と水中に間隙水圧計を設置する。自重圧密中の地表面変位を計測するためには変位計を地表面に設置し、盛土高さを確認するためには遠心場で盛土の建設される位置の地表面に土圧計を設置しておく（補強盛土の場合には、所定の位置に引張補強材料を敷設してから土圧計を設置する）。

最後に、水タンクと特殊な砂ホッパーとを試料容器上面に取り付けてから試料容器を遠心模型実験装置に搭載する。遠心場での自重圧密の期間中は、粘土表面の乾燥を避けるために地盤表面は常に水面下に保持する必要がある。水タンクは、圧密過程で容器内から蒸発する水の補給用である。砂ホッパーは、遠心装置が回転中に遠隔操作で、模型地盤の表面に任意のステップで砂を落下させ盛土を築造する装置である。

(2) 各タイプ毎の実験条件 (図-1, 表-1 参照)

Type 1-U-U の実験では、模型地盤を 50g に加速し、正規圧密状態になるまで自重によって圧密した。自重圧密の結果、Type 1 と Type 2 の一連の実験で対象とする原地盤は表層に薄い過圧密粘土層を残す正規圧密粘性土地盤となる。圧密終了後、前述のホッパーを遠隔操作して盛土を構築した。盛土は非排水条件で立ち上げた。

Type 1-R-U の実験では、1g で予圧密した粘土地盤の表面に、予定した盛土の幅よりも広く引張り補強材料を敷設した。その後の手順は Type 1-U-U と同様である。

Type 1-R-DU の実験では、引張り補強材料の上に安定を確保し得る高さまでゆっくりと第一段階の盛土を行う。これは基礎地盤の安定性を増大させる目的の段階载荷を模したものであり、第一段階の盛土による間隙水圧が完全に消散した後、非排水条件で地盤が破壊するまで盛土を継続した。

Type 2 の実験では、50g の遠心場での自重による圧密終了後、仕切堤を作るために、遠心模型実験装置の回転を一旦停止した。仕切堤の下には、堤体の幅よりも広く引張り補強材料を敷設した（ただし主体となる埋立盛土の下部には敷設しない）。模型地盤を再び 50g の場までたちあげ、一対の仕切堤の間に砂を降らせて埋立盛土を築造した。

Type 2-R-U の実験では、地盤の破壊が起こるまで、急速に仕切堤の間へ砂を降らせ、盛土を築造した。

Type 2-R-DU の実験は段階施工で、一定の高さまで砂を降らせて間隙水圧が消散するまで待った。地盤の破壊に至る最後の盛土载荷は非排水条件で実施した。

Type 3 の実験は、1g の場の予圧密荷重を大きく設定し、遠心場でも全層が過圧密となる地盤を原地盤として想定した。予圧密の終了した模型地盤に 1g の場で盛土を形成し、試料容器の上面に载荷用器具を搭載した。遠心場では、地盤中の間隙水圧の安定をまち、法肩近傍でフーチングによる载荷試験を行った。

Type 3-U-U の実験は無補強の場合であり、Type 3-R-U の実験は補強した場合である。

3. 補強盛土の実験結果

3.1 正規圧密粘土地盤上の全域補強盛土

前述のように、実験では軟弱地盤の厚さを約 20cm とした。Type 1 の実験では粘土の自重圧密終了時に、表層の 3.4cm は 0.1 kgf/cm^2 の予圧密による過圧密領域で、それ以深の 16.6cm は正規圧密粘土層である。自重圧密終了時の粘土の水中有効重量は約 0.58 g/cm^3 である。本 Type ならびに後述する一連の実験でホッパーから落下させて築造した豊浦標準砂による盛土の単位体積重量は約 1.45 g/cm^3 となり、内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ と考えて良い。

軟弱な正規圧密粘土地盤上へ補強せずに盛土を築造した場合 (Type 1-U-U)、盛土を通過する破壊面が明瞭に見出された。

一方、盛土の下全体に一律に引張り補強材料を敷設して補強した地盤への盛土の場合は (Type 1-R-U)、非排水条件下で盛土の高さを増大させるに連れて、盛土が一体となって地盤中に沈下を続け、破壊時の盛土高さを特定することは難しい。ここでは、盛土の土圧に対して盛土の法尻を通る鉛直面の地中最大水平変位量との関係をプロットし、この関係に急な折れ曲りのあらわれる時点の盛土高さを限界盛土高 (critical height) と定義した。実験では、この限界盛土高を超えてさらに盛土を継続しているが、それでも盛土と補強材料を通過するようなすべり線の発達や、補強材料が引抜かれるような破壊のモードは確認されていない。実験終了後に、地盤を解体し補強材料を直接目視観察した結果からも特定の箇所では補強材料が大きな伸びひずみを受けた様子はなく、補強盛土の破壊のモードは基礎地盤の破壊によるものといえる。

無補強の場合 (Type 1-U-U)、補強の場合 (Type 1-R-U) の非排水载荷による限界盛土高はそれぞれ 1.5cm と 2.5cm であった。盛土築造の速度を遅くし粘土地盤の

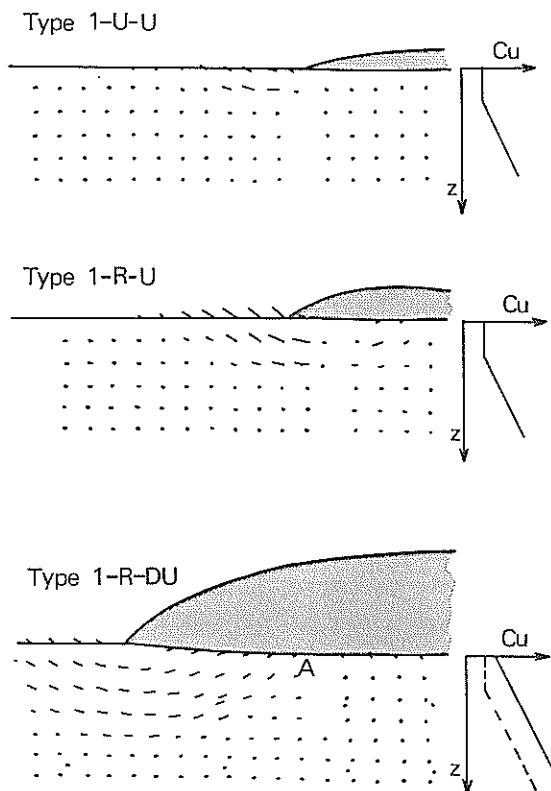


図-3 限界盛土高に至る変位ベクトルの軌跡 (Type 1)

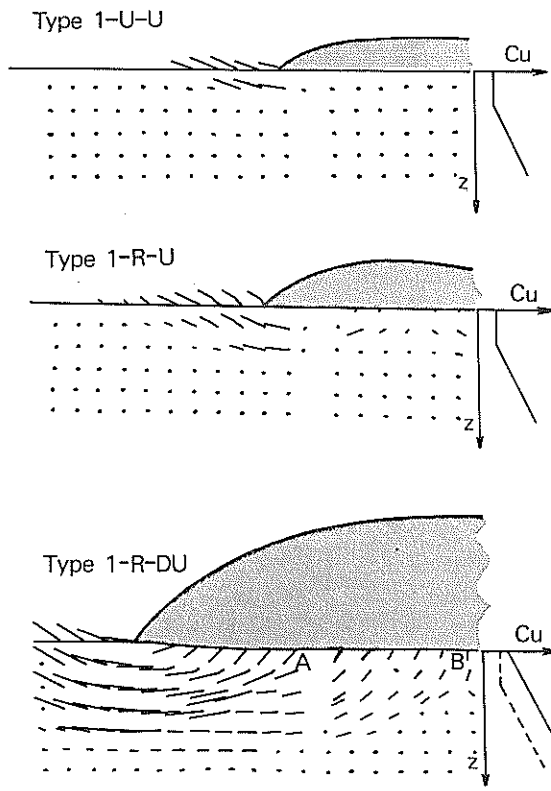


図-4 大変形時に至る変位ベクトルの軌跡 (Type 1)

圧密による強度増加を期待すれば、限界盛土高をより大きくできる筈である。実験 Type 1-R-DU では、ゆっくり段階的に盛土を行い、破壊の兆候無しに4.8cmまで築造できた。その後、非排水条件下に急速に盛土高さを増加させたところ、盛土高さ約9.6cmで限界盛土高が確認された。

それぞれのケースについて、限界盛土高までの荷重による地中の変位ベクトルの軌跡を求め図-3に示す。また、限界盛土高を過ぎた大変形時に至る変位ベクトルの軌跡を図-4に示す。

実験 Type 1-U-U では、限界盛土高における最大水平変位は盛土法尻の地表面に生じ、その大きさは約10mmであった。大きな水平変位を生じた領域は比較的小さく、幅8cm、深さ2cmであった。限界盛土高を超えた盛土荷重によっても、この領域は拡大せず、盛土幅の中央部分ではほとんど沈下は生じないままに、盛土下部の局部的なすべり破壊が生じた。

実験 Type 1-R-U では盛土法尻を通る鉛直面での最大水平変位の大きさは、Type 1-U-Uと同様に約10mmであったが、最大変位は地表面には生じず深さ2~4cmに現われた。大変形の領域は無補強の場合に比較して、深さ・幅ともに大きい。限界盛土高を超えた盛土荷重で盛土中央部分も沈下しはじめ、ついには盛土全体が一体となって軟弱地盤中へ沈下する傾向が伺えた。

実験 Type 1-R-DU の排水荷重条件下においては、盛土法尻に最大で約4mmの水平変位が生じたが、同時に粘土地盤の圧密によって盛土全体が一様に約8mm沈下している。非排水荷重過程の限界盛土高における最大水平変位は法尻の深さ4cm前後に現われ、その大きさは約6mmであった。Type 1-R-Uで見られた地盤の変形挙動が本実験ではより顕著に現われている。限界盛土高での地中変位からは、図中のA点を通る局部的な潜在すべり線が認められ、盛土中央部はほとんど沈下していない。しかし、その後の荷重の継続によって、大変形の

正規圧密粘土地盤上の補強盛土の挙動

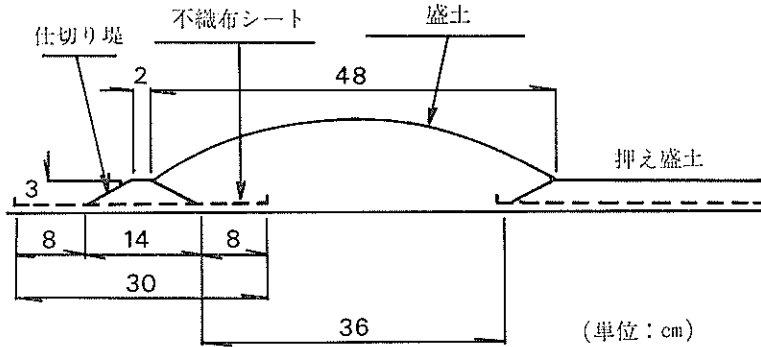


図-5 Type 2 実験の模式図

領域が拡大し盛土中央部B点を通過するすべりによって、盛土全体が地中に沈下していく傾向が確認できた。

表-1 には記載していないが、Type 1-R-U に対応する二つの補足実験を実施している。

その一つでは、特性の異なる補強材料を使用した。用いた補強材料は一連の本実験に使用したものとはほぼ等しい強度を有するものの、引張剛性（ヤング率）が4倍ほど大きいものである。補強材料の特性のこの程度の相違では、限界盛土高並びに地盤の変形について明瞭な差は見出せなかった。

もう一つの追加実験は、限界盛土高を超えた盛土を行った後に盛土高さを一定に保った場合の軟弱地盤の長期的な挙動を観察する目的で行った。盛土高さを一定にした後の地盤の変位は圧密の過程を示し、限界盛土高を超えた盛土であっても時間の経過と共に安定化することを示唆している。

3.2 正規圧密粘土地盤上の局部的補強盛土

Type 2 の実験における軟弱地盤ならびに盛土材料の特性は Type 1 の実験の場合と同じである。50g での自重圧密終了後、装置を一旦停止し、図-5 に示すように主体となる埋立盛土の一端（左側）に仕切り堤を、他端（右側）に押え盛土を作製した。図-2 に示した一対の仕切り堤の代りに、このような模型地盤としたのは埋立盛土による地盤の破壊を堤体に向かって現れるように規制し、観察の便を計るためである。仕切り堤の下部には堤体の幅より16cm 長く引張り補強材料を敷設して補強した。押え盛土は十分に大きくし、引張り補強材料で補強してある。堤体による最大圧力は、予圧密の荷重より僅かに大きい 0.13 kgf/cm^2 とした。地盤の準備が終了すると再度50g に立上げ、遠心加速度場で直ちに仕切り堤

背面に盛土を建設した。

Type 2 の実験でも、盛土と補強材料を通過するようなすべり線の発達や、補強材料が引抜かれるような破壊は確認されていない。この実験における限界盛土高は、盛土の土圧と、仕切り堤の中心を通る地盤内の鉛直面の最大水平変位量との関係が、急に折れ曲る時の盛土高さとして定義した。

非排水条件で一気に埋立盛土を形成した Type 2-R-U では、限界盛土高は4cm 前後である。Type 2-R-DU では、過剰間隙水圧の消散を確認しながら埋立を段階的にゆっくりと進め、第一段階の盛土の高さを3.3cm とした。それから非排水条件下で地盤の破壊が起こるまで急速に埋立盛土を追加した。限界盛土高は9.2cm となった。いずれのケースでも大変形ではすべり面が確認され、すべり面は仕切堤の下部の引張り補強材料の端部を通過しており、仕切堤は初期の形状を維持したまま（変形せずに）移動して基礎地盤の破壊に至った。

非排水の埋立盛土载荷に伴う地盤破壊までの変位の軌跡を図-6 に示す。Type 2-R-U の実験では、仕切堤直下の地盤の変位は、深さ4cm までの限られた範囲に現われ、深さ方向に一樣な水平変位（約6mm）を示している。すなわち、非排水の埋立盛土によって生ずる軟弱地盤の破壊領域は極めて浅いことを示しているが、Type 2-R-DU の実験で得られた地盤の変位の軌跡は、より深い円形すべり破壊を示している。この地盤の変形状態の差は、図-7 に示す地盤表面の鉛直変位の分布と、仕切堤下部地盤内の二つの鉛直面での水平変位の分布で明瞭に理解されよう。Type 2-R-U では、前述のように水平変位は深さ方向に一樣であるが、Type 2-R-DU の実験では、堤体中央の鉛直断面上の水平変位の大きさは深

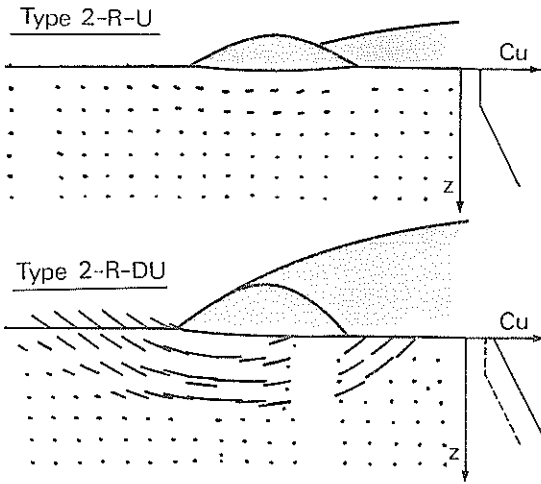


図-6 限界盛土高に至る変位ベクトルの軌跡 (Type 2)

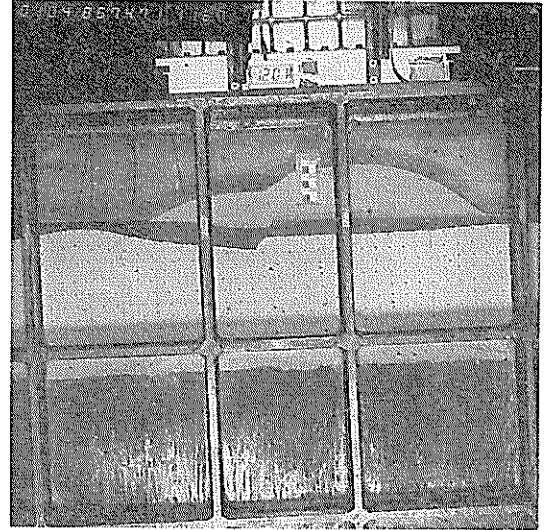


図-8 Type 2-R-DU 試験の大変形時の状況

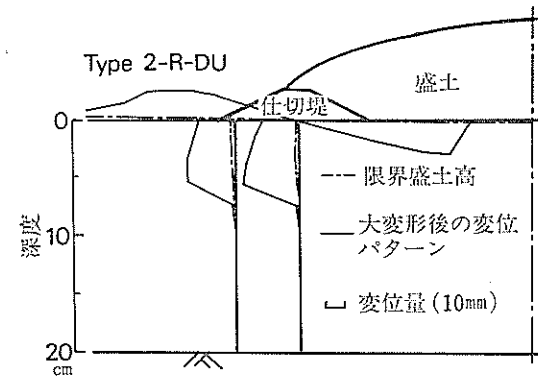
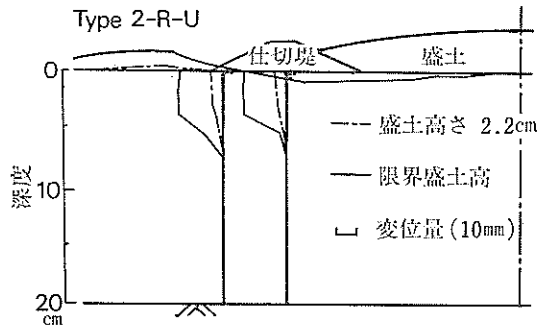


図-7 地表鉛直変位, 地中水平変位分布 (Type 2)

さと共に増大し、深さ6cmで約27mmの最大値となっている。地盤表面の鉛直変位は、引張り補強材料を敷設した範囲ではほとんど直線的に変化しており、引張り補強材料の端部で急に大きくなっている。図-8にType 2-R-DUの破壊時の写真を示す。

表-1には記載していないが、Type 2-R-Uに対応する補足実験を実施した。補足実験は、上述のType 2-R-Uとは引張り補強材料の敷設範囲を変化させたもので、引張り補強材料を仕切堤の底幅より10cm広いものとした。この補足実験でも仕切堤は初期形状を保ち、すべり破壊面は引張り補強材料の端部を通過した。

3.3 過圧密粘土地盤上の盛土天端への載荷

Type 1とType 2の正規圧密粘土地盤上の補強盛土実験では、引張り補強材料の破断は勿論、局所的な大変形も認められなかった。実験で用いた引張り補強材料は、ジオテキスタイルとして市場で入手し得るものの中から比較的弱い部類のものを使用した。正規圧密粘土地盤の補強という目的ではまだ引張り剛性が大き過ぎた可能性がある。Type 3では原地盤強度を相対的に高めた場合に予想される盛土、引張り補強材料及び粘土地盤を通る円形すべり破壊のモードを調査する目的で、予圧密荷重を0.74 kgf/cm²として実施した。Type 3の模型地盤は、盛土荷重と粘土の自重による50g場での圧密終了後も深さ方向に概ね均一なせん断強度を持った過圧密粘土である。さらに、上述の補強材料を通過する円形すべり破壊の発生を確実にさせるために、盛土の法肩付近の上面にフーチングを載せて集中荷重を加えた。フ

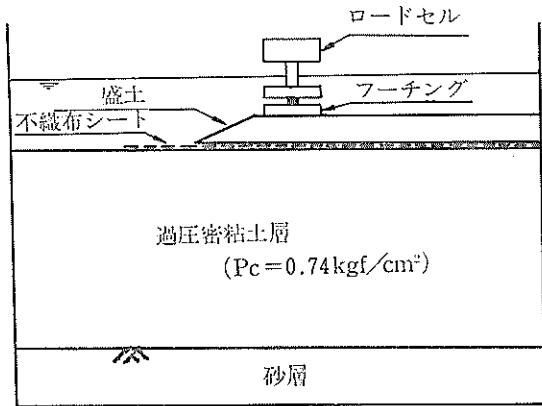


図-9 模型のセットアップ (Type 3)

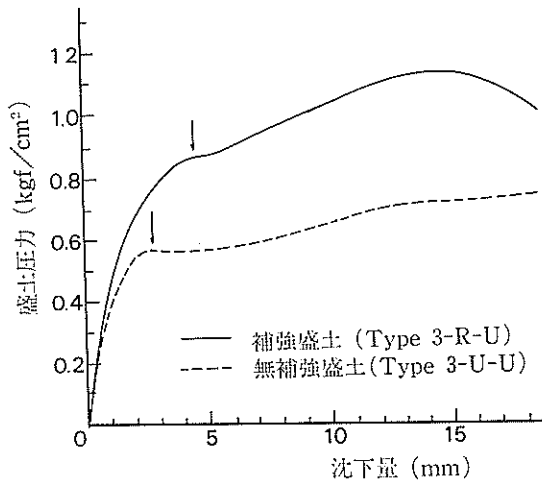


図-10 盛土圧力～沈下関係 (Type 3)

ーチングの幅は5 cmで盛土の法肩から1 cm離して置いた。鉛直荷重は鋼製ローラーベアリングを介してフーチングに与えた。これによってフーチングは載荷装置と剛結されずに、載荷中に自由に回転ならびに水平変位することができる。貫入速度は1.7 mm/minとした。盛土の高さは3 cmとした。Type 3の模型地盤のセットアップを図-9に示す。

無補強盛土 (Type 3-U-U) と補強盛土 (Type 3-R-U) の鉛直荷重 (盛土圧力) 一沈下量曲線を図-10に示す。いずれの実験でも荷重沈下曲線は、フーチング貫入の初期段階での明瞭な屈折点および沈下に伴う荷重の漸

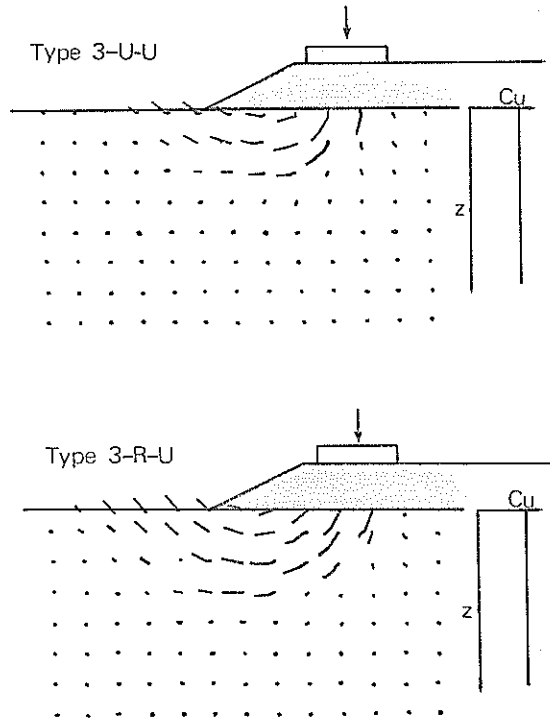


図-11 大変形時に至る変位ベクトル軌跡 (Type 3)

増によって特徴付けられる。破壊時の荷重は図に矢印で示すように、それぞれの曲線の屈折点として定義した。無補強盛土および補強盛土の破壊時荷重はそれぞれ0.56 kgf/cm², 0.86kgf/cm²であった。また破壊時の沈下量はそれぞれ3 mm, 5 mmであった。盛土天端面のフーチングの支持力は、補強によって約50%増加したことになる。

約20mmのかなり大きな沈下までの地盤中の変位ベクトルの軌跡を図-11に示す。無補強盛土ではすべり面の深さは4 cmである。補強盛土の場合は破壊が引張り補強材料を通過するすべり面に沿ってはっきりと生じている。前述の Type 1でも認められたように、補強した場合のすべり面は無補強の場合に対して深く、約6 cmに生じている。補強した場合については、実験終了後に模型地盤を解体して、補強材料が破断していることが目視でも確認された。しかし、図-10に示したように大変形時での無補強、補強の盛土荷重 (地盤の残留強度) は一致してこない。これは、おそらく、補強条件に依存して載荷の初期段階に決定されるすべり面の位置の違いに起因するものであろう。

4. 補強盛土の挙動に関する考察

4.1 正規圧密粘土地盤上の全域補強盛土

補強した場合 (Type 1-R-U) の限界盛土高は、無補強の場合 (Type 1-U-U) の限界盛土高よりも大きい。この差を説明するために、修正フェレウス法 (チェボタリオフ法) によって円形すべり計算を実施した。計算方法は、補強材料とすべり面の交点に作用する集中力として補強効果を与えることで抵抗モーメントが増加すると考えるもので、従来より多くの機関で採用されている手法である。この実用設計法では補強効果である集中力としては、引張り補強材料の破断力と、補強材料の引抜きに対する抵抗力のいずれか小さい値を採用することが多い。本実験の条件では引抜き抵抗力の方が小さいため、これを集中力として与え円形すべり計算を行った。補強した場合の限界盛土高に対して計算された安全率は1.3で、やや大きすぎる値となった。これは、3.1で述べたように、限界盛土高での荷重よりも大きな盛土荷重を加えた後ですら、引張り補強材料の破壊も伸長も認められなかったこと (破壊モードが異なること) からむしろ当然と言えよう。

次に、実験で得られた破壊モードに忠実に、補強材料によって盛土が一体化され撓み易い基礎として軟弱地盤に作用し、基礎地盤の支持力破壊が生じたと考えて安全率を検討してみた。撓み性の基礎に対する支持力算定法には確立されたものがないため、修正フェレウス法によるものとした。ただし、ここでは、引張り補強材料の集中力ならびに盛土材料のせん断抵抗は無視し、実験で観察されたすべり面を近似する円弧に対して安定計算を行った。観測されたすべり面において計算された安全率はほぼ1となり現象をよく説明できる。

無補強の場合のすべりは局部的で、軟らかい表層部に位置する。一方、補強した場合のすべり面は、深さにつれてせん断強度が増加する正規圧密粘土層に達する。このすべり面の位置の相違が、補強によって盛土高さを増大し得る直接的な理由である。すべり面の位置に相違が生ずるのは二つの要因によるものと思われる。一つは引張り補強材料が盛土底面の水平変位 (伸びひずみ) の成長に拘束力を発揮して、局部破壊の起こることを抑制するからである。これは補強材料の敷設によって盛土が全体としてあたかも一体の撓み易い基礎構造物として挙動するものと考えることができる。もう一つは第一の要因の直接の結果である。引張り補強材料が拘束力を発揮することによって、粘土地盤に接している引張り補強材料の下面で主応力の方向が回転する。この結果、補強材料

底面でのすべり面の角度が変化し、補強のある場合には深いすべりになるものと考えることができる。これは一体化した基礎の底面の粗さが滑らか (無補強) から粗 (補強) に変化するのに類似している。

この類推でいくならば、補強材料の曲げ剛性が高ければ、盛土は剛な一体基礎として挙動し、より大きな限界盛土高を与えるものと考えられる (剛性が極端に大きくなれば沈床桁となり、設計は容易になる)。しかし、引張り補強材料を用いる限り、その曲げ剛性には限界があり、補強盛土は粗い底面をもつ撓み性の基礎として挙動するものとするのが妥当であろう。前述のように、残念ながら、撓み性の基礎については実用的な支持力公式はなく、現時点で的確に限界盛土高を簡便に予測することはできない。

段階的に盛土載荷し、圧密による基礎地盤のある程度の強度増加を待ってから非排水で盛土高さを高めた実験 (Type 1-R-DU) では、非排水の盛土載荷実験 (Type 1-R-U) より、さらに大きな限界盛土高が得られた。この限界盛土高の時に、潜在すべり面は図-3のA点を通過した。しかし、限界盛土高を超える盛土によっても、盛土そのものは安定を維持しつづけ (盛土や補強材を通るすべりは生じず)、基礎地盤の大変形の範囲が拡大し、盛土高さが12cmの時には図-4に示すように大きなすべり面がB点を通過している。しかし、実験後の目視観察では、A点、B点の引張り補強材料になら局部的な伸びは見出されなかった。このことも、引張り補強材料が盛土の自由な変形を拘束し、補強盛土が一体となって挙動する傾向のあることを示唆している。

この盛土実験 (Type 1-R-U) を有限要素法で解析してみた。粘土地盤はモールクーロンの弾塑性体とし、引張り補強材料は非線形のはり要素で曲げ剛性の無い弾塑性引張り部材とみなして計算を行った。粘土の弾性係数を $100 C_u$ として計算された水平変位量は図-12に示すように、実測された水平変位と比較的良好一致する。計算による地盤の破壊は限界盛土高よりやや大きい盛土高さで生じるが、その時点でも引張り補強材料は弾性状態のままである。すなわち、有限要素法解析は現象をかなりの所まで説明できそうである。

ここまで補強盛土の破壊の定義をあまり明確にせず、盛土荷重と法尻の水平変位関係で認められる屈曲をとらえて限界盛土高としてきた。実験による現象の観察によれば限界盛土高でも盛土そのものや補強材料は降伏せず、補強盛土が一体化されたままで大きな沈下を示す。補強材料によって一体化された盛土を通常感覚での構造物と考えれば、上記の限界盛土高は明らかに基礎下部

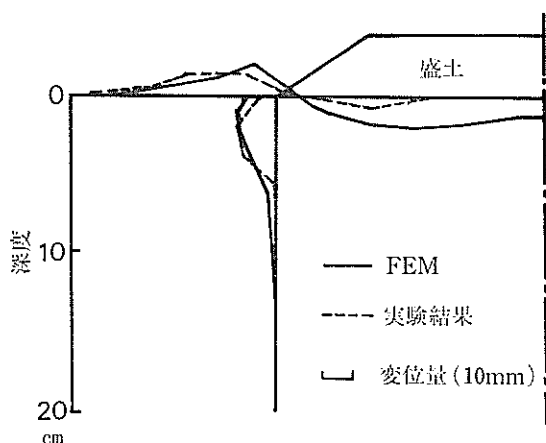


図-12 実験結果と FEM 解析結果の対比 (Type 1-R-U)

地盤の支持力破壊の前兆としての降伏を意味する。しかし、補強盛土が仮設的な目的で使われることが多いとするならば、許容しえない大変形が生じない限り仮設構造物としての機能を有していることもあり、そのような場合は限界盛土高を超えたからといって何等支障は無いことになる。有限要素法による解析の結果もこの観察された現象を良く説明するものであった。この模型実験結果及び有限要素計算の結果は、補強盛土の破壊の定義について疑問を提起する。しかし、仮設構造物の変形の許容値は、工事の条件ごとに機能は勿論、美観や心理的な問題も含めて利用者が判断すべきもので、一律に設定することはできない。補強盛土の安定に関する今回の一般論を逸脱するものであるため、ここでは有限要素解析が補強盛土の変形を予測する上で有用であることを指摘するに留める。

4.2 正規圧密粘土地盤上の局部的補強盛土

非排水条件での仕切堤の背面盛土による破壊の発生は、大変形して破壊していく領域に仕切堤を内包する浅い地盤の破壊であった (Type 2-R-U)。このケースの仕切堤は、堤体の直下の粘土地盤と一緒にほとんど水平に移動しつつ、地盤の破壊に至っている。破壊時に対応する盛土の条件で無補強の場合を仮定した円形すべり計算の結果では、最小安全率のすべり面は仕切堤を通過したであろうことを示している。しかし、現実には補強されているため、すべり面は補強材の端部を通ることを余儀なくされている。

引張り補強材料を盛土下部全域に敷いて補強した盛土 (Type 1) と比較すると、仕切堤の背面に埋立盛土する

場合 (Type 2) の破壊時の盛土の高さは、排水・非排水のいずれの載荷条件でも大きい。この現象は、仕切堤が効果的な押え盛土として機能することによるものである。

この Type 2 でも、引張り補強材料は仕切堤を一体の基礎とするために作用している。前述のように補強材料との交点に集中力を考慮した円形すべり計算を行うと、引張り補強材料を通過するすべり面についての安全率は大きく、引張り補強材料の端部を通過するすべり面が最小安全率を与える。

4.3 過圧密粘土地盤上の盛土天端への載荷

これは、今回の一連の実験で引張り補強材料が破断した唯一の Type である。この実験では図-13の写真に示すように、法肩近傍の盛土上面に載荷した模型基礎が盛土中に貫入し、引張り補強材料を介して粘土地盤を押し下げ、明瞭なすべり面が観察される。補強効果を補強材料とすべり面の交点で水平に作用する集中力 (補強材料の引張強度) として考慮して、実験に対応する円形すべり計算を二つの異なった仮定の下で実施した。一つは基礎の荷重による地中応力が引張り補強材料の上面に 30° の広がりをもって分布するものとした。他の一つは、基礎の荷重が分布せず真直ぐに引張り補強材料の上面に伝達されるものとした。計算した安全率を図-14に示すが、応力分散を考慮することで補強盛土上の基礎の支持力が良く説明できる。また、無補強盛土上の基礎の支持力も円形すべり計算で説明できていることから盛土上の基礎の支持力に及ぼす補強効果 (支持力の増加) は、抵

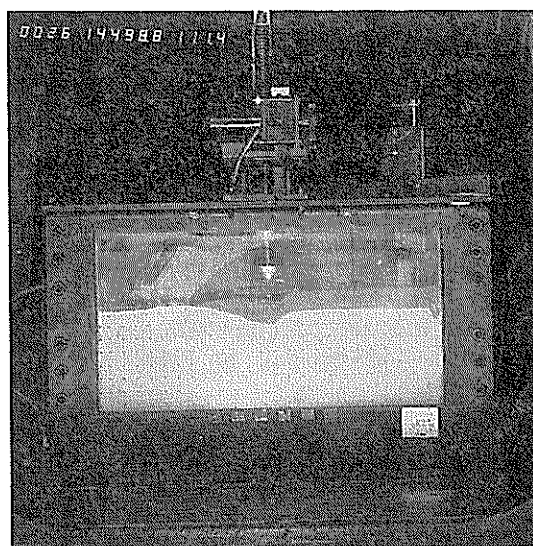


図-13 Type 3-R-U 試験の大変形時の状況

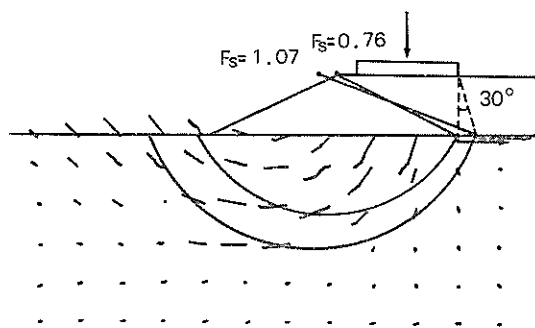


図-14 Type 3-R-U 試験の円形すべり計算結果との対比

抗モーメントに引張り補強材料の引張強度を考慮することで説明できることが分る。

4.4 既往の実用設計手法に関する考察

軟弱地盤上の補強盛土に対する既往の実用設計手法は、いくつかの破壊モードを仮定した上で行う極限約合法である。仮定されている破壊モードは、図-15に示すように、一般には三つの型に分類されている (Van Zanten, 1986)。第一の破壊モードは内部安定 (internal stability) といわれ、引張り補強材料上の盛土単独の破壊である。第二の破壊モードは、補強材料を通過する円形すべり破壊 (overall stability) で、すべり面と補強材料の交点で補強材料が引張破壊するか、交点で引張り補強材料が引抜かれる (引張り補強材料境界面での付着不足による破壊) 現象を念頭においたものである。第三の破壊モードは、補強盛土下部の薄い軟弱粘土層が盛土の荷重によって左右に押出される基礎地盤のみの破壊 (foundation stability) である。

第一の破壊モードは、緩傾斜の盛土であれば無補強で建設できる程度に強度が比較的大きい粘性土地盤に対して盛土を建設する場合には生じる可能性がある。しかし、このモードは軟弱な正規圧密粘性土地盤への盛土における問題には関連がないものと考えられる。

第二の補強材を通過する円形すべり破壊のモードは、円形すべり計算で現象を説明できるとすれば、補強材料の諸元を定量的に検討できる唯一の破壊モードである。事実、今回の一連の実験でも、過圧密粘性土上の盛土の場合には、補強の効果が単純な円形すべり計算で十分に説明できた。しかし残念ながら、この破壊モードは正規圧密粘性土地盤上の盛土については観察されていない。

補強盛土が構造物として軟弱地盤に作用する第三の基礎地盤のみの破壊モードが、正規圧密地盤を対象とした一連の実験では観察された。しかし、図-15に示される

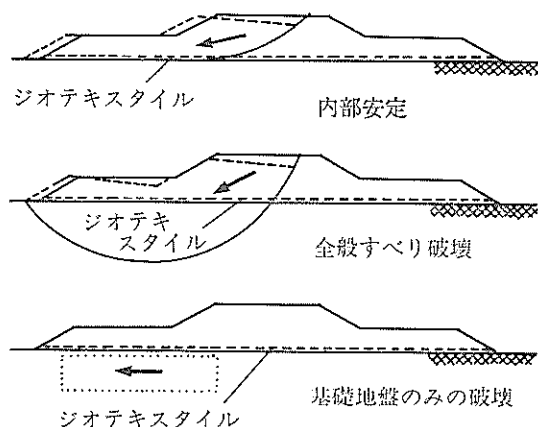


図-15 既往の実用設計法における仮定の破壊モード⁶⁾

既往の設計法での第三の破壊モードは、剛な基礎が基礎幅に比べて極めて薄い軟弱層上に載荷される場合の破壊モードであることに注意する必要がある。補強盛土は有限の剛性しか保持し得ないし、盛土幅に対して軟弱層厚が大きい場合も多いため、このような撓み性の基礎に対する支持力の算定法の確立が望まれる。現段階では、正規圧密粘性土上の盛土の補強条件を設定するためには、弾塑性有限要素法解析の実行が必要となる。

5. 結 論

本研究によって得られた知見を整理すると以下の通りである。

- 1) 粘性土地盤の表層へ引張り補強材料 (ジオテキスタイル) を敷設して盛土を補強する方法は、正規圧密粘性土上への盛土の安定を増すために確実に効果のある工法である。残留沈下をあまり問題としない仮設構造物の場合、バーチカドレーン工の補助、あるいは、将来沈下に随時対応することを前提にできる場合には、有望な工法と言える。
- 2) 粘性土地盤の強度が相対的に大きく (過圧密粘土など)、かつ、外力条件が急変するような場合については、補強材料を通過する円形すべりが支配的な破壊モードとなり、補強材料の引張り強度もしくは引抜き強度がすべり線との交点で発揮される。しかし、正規圧密粘性土上への盛土の場合には、このような破壊モードは一般的とは言えない。
- 3) 正規圧密粘性土上の補強盛土においては、引張り補強材料は地盤上の盛土や堤体の形状を保つための抵抗を与え、補強盛土をあたかも一体の基礎として挙動させる。このため、軟弱な正規圧密地盤上の補強盛土の

場合は、基礎地盤のみの破壊が他の破壊モードに先行する。

- 4) 撓み性の基礎としての補強盛土の剛性と補強盛土底面の粗さの評価を取り入れた実用的な支持力公式の開発が至急に望まれる。現時点では、補強材料の諸元を決定するためには、弾塑性有限要素法による解析が有望と考えられる。

6. あとがき

従来の補強盛土の実用設計では、実際の補強盛土の挙動が不明であったため、考えられる複数の破壊モードに対して検討を行ってきた。しかし、計算が容易なため往々にして円形すべり計算のみが注目され、計算上過大な安全率を得て事故に繋がった例もある。今回の一連の遠心模型実験によって、正規圧密粘性土地盤上の補強盛土の補強メカニズムを明らかにすることができたため、慎重に検討すべき破壊モードが絞り込めたものとする。

ただし、今回の研究では、軟弱地盤につきものの地盤の不均一性、施工時の取扱による補強材料のダメージ、補強材料の耐久性など、検討に含まれていない課題も残されている。現地施工においては留意が望まれる。

また、未圧密の超軟弱土（いわゆるヘドロ）上に覆土するための補助工法としてジオテキスタイルを用いることは以前から行われており、他の機関で多くの研究が進められている。今回の研究は正規圧密地盤を対象とする

もので、このような超軟弱土を対象とするものではないことに留意されたい。

最後に、一連の実験研究に御助力いただいた港湾技術研究所地盤改良研究室の元研修生、黒木隆宏氏（東洋建設）ならびに榎内康夫氏（同左）に謝意を表す。

（1989年3月30日受付）

参 考 文 献

- 1) Humphrey, D. N. and Holtz, R. D.: Reinforced embankments—A review of case histories, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 4, No. 2, 1985, pp. 129~144.
- 2) 寺師昌明：遠心力載荷実験手法とその適用例，昭和60年度港湾技術研究所講演会，1985，pp. 119~184.
- 3) 寺師昌明・北詰昌樹・黒木隆宏：引張り補強材を用いた粘性土地盤の盛土実験，第21回土質工学研究発表会，1986，pp. 1027~1030.
- 4) 寺師昌明・北詰昌樹・榎内康夫：ジオテキスタイルによる軟弱地盤の表層補強効果について，第22回土質工学研究発表会，1987，pp. 1745~1748.
- 5) Terashi, M. and Kitazume, M.: Behavior of a fabric reinforced clay ground under an embankment, *Proc. International Conference on Geotechnical Centrifuge Modelling (Centrifuge 88)*, 1988, pp. 243~252.
- 6) Van Zanten, R. V. (editor): *Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering*, 1986, A. A. Balkema, pp. 443~449.