

遠心力場における盛土建設に伴う軟弱地盤の変形特性

Deformation Characteristics of Soft Ground
due to Embankment Construction in Centrifugal Modelling

網干寿夫* (Hisao Aboshi)

三宅達夫** (Michio Miyake)

赤本弘文** (Hirohumi Akamoto)

キーワード：模型実験／軟弱地盤／盛土／圧密／変形 (IGC : D-6)

1. まえがき

軟弱地盤上へ盛土を建設する場合、対象となる粘性土地盤は堆積物の自重により深さ方向に間げき比が減少し、この効果により非排水せん断強度が深さ方向に近似的に直線的に増加する正規圧密地盤を形成している。このような地盤を通常の重力場で作成するには実寸大の現場実験によるか、地盤の強度を小さくして自重効果をだすしかない。しかし、前者の方法では莫大な費用と時間を必要とし、更に再現性にも問題がありパラメトリックな研究には不向きである。一方、後者の方法を用いると地盤強度は微小となり、載荷荷重の制御や測定上に大きな制約を受けることとなる。ここ数年来、土の実際の強度特性をモデル化するための遠心力の利用の効果が提唱されてきた (Schofield, 1980¹⁾; Parry and Davies, 1981²⁾; Basset et al, 1981³⁾; Kimura and Saitoh, 1984⁴⁾; 網干・三宅・赤本, 1987⁵⁾)。

本研究では、正規圧密粘性土地盤上へ盛土を建設する際、近年一般的に利用されるようになった、安定管理図の適用性を検討することを目的として次の手順で模型実験を行った。

(1). 正規圧密粘性土地盤のモデル化 : 遠心加速度 N に対して幾何学的寸法を $1/N$ 、圧密時間を $1/N^2$ で縮尺できる遠心力載荷装置を用いて深さ方向に強度が増加する正規圧密粘性土地盤のモデル化を行い、三笠により誘導された一般化された一次元圧密方程式による解と比較することによりモデル化の妥当性を評価した。その際、遠心力圧密中の間げき水圧の測定と載荷実験終了後の深度方向の含水比分布および等方圧密非排水試験の結果により強度の深度方向への直線的に増加する地盤の作成を確認した。

(2). 各種安定管理図の適用性の検討 : モデル化された地盤上へ所定の加速度 ($80 g' s$) の下で載荷速度・地盤条件 (無処理地盤・ペーバードレーン打設地盤) を変えて盛土を段階的に建設し、それらの地盤変形特性への影響を検討した。これらの実験結果に対し、従来から提案されている種々の方法を取り上げその適用性を検討した (Hoeg, 1969⁶⁾; 松尾・川村, 1975⁷⁾; 柴田・関口, 1980⁸⁾)。

2. 正規圧密粘性土地盤のモデル化

2. 1. 実験装置

使用した遠心力載荷装置は東洋建設 (株) が土質・基礎工学の研究のため 1984 年に設計・建設したものである。^{9) 10)} 装置の構成は大きく分けて、本体、駆動部、制御・安全管理部、データ収録・解析装置、写真観測・解析装置より成っている。特徴としてはトーションバーを用いたスイングブラットホーム上に模型地盤を有する試料容器を搭載する構造となっている。更に、変位計・間げき水圧計・土圧計等の計測用に 80 極のスリップリングと盛土建設用の電動モーターの駆動用・地盤内水位制御用のソレノイドバルブの駆動用・回転腕上のTVカメラおよびライト等のための 7極の高容量スリップリング、空圧・油圧シリンダー用のロータリージョイントが中心軸上に設置されている。電気計測用のセンサーは 4ゲージタイプの変換器を主に用いているため、30チャンネルのオートスキャナーを回転腕上へ設置することにより

* 広島大学工学部第四類建設構造 教授 , ** 東洋建設 (株) 技術研究所土質研究室

スリップリングの有効利用を計っている。仕様を表-1. に概観図を図-1. に示している。データ収録・画像処理経路を示したのが図-2. であり、左半分が回転腕上にある、右半分が操作室にある。駆動部は地下ピット内に設置され、37KWの交流モーターである。これをインバーターにより24V の出力電圧として制御部であるマイクロコンピューターへ A/D 変換器を介して入力し、デジタル量 (1 r.p.m / 1 bit) として操作室内で遠隔操作により運転している。

遠心力装置本体を収納しているコンクリート製地下ピット内は、各種センサーの感度の安定性とロータリーアームとの空気抵抗により発生する摩擦熱のため模型地盤からの水分の蒸発を防止する目的で $20 \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$ の恒温状態を保っている。

盛土実験用の試料容器は平面ひずみ条件下であるので、容器は寸法 B15cm × H40cm × L55cm の長方形であり、一面を地盤内変位を測定する写真撮影を行えるように 40 mm 厚さの透明ガラスもしくはレックスガードとし、地盤側面に光学ターゲットを埋設することにより地盤内変形を捉えることができる。また摩擦低減のため金属側は研磨仕上げをした後メッキ加工を行い、容器内面にシリコングリースを塗布している。

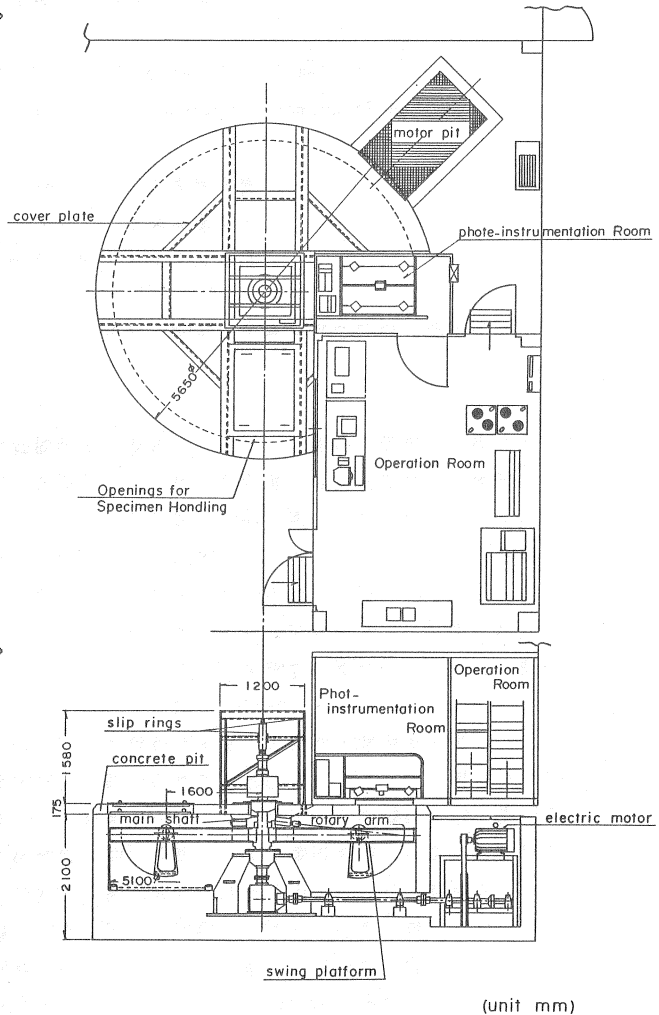


図-1 実験装置の概観図 (unit mm)

表-1. 装置の仕様

有効半径(cm)	220	
最大容器寸法(cm)	L60 × B20 × H40	
最大回転数(r.p.m)	320	
最大遠心加速度(g)	250	
スイングプラットフォームの大きさ(cm)	L73.5 × B40	
搭載質量 (容器質量も含む) (kg)	300	
搭載重積(tf)	75	
モーターパワー(KW)	交流37KW	
スリップリング極数	計測用	80種
	動力用	7種
ロータリージョイント (油圧・水圧用)	5種	

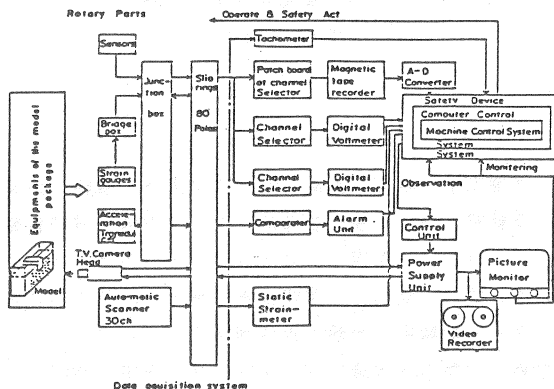


図-2. データ収録・画像処理経路

2.2. 実験方法

実験には神戸沖の海底から採取した沖積粘性土を840 μ mのフルイで通過させて使用した。その物理的性質を表-2. に示す。模型地盤の作成は先ず含水比 $w=150\%$ に調整した粘土を飽和度を高めるため水槽内で約3時間真空脱気する。この試料土を模型実験用容器へ4層に分けて投入し、各層とも初期圧力0.03 kgf/cm²の下で2~3日圧密した後、地盤が所定の高さに達したところで0.1 kgf/cm²で10日間の予備圧密を行い一様地盤を作成する。予備圧密終了後、地盤表面を遠心力装置の回転曲率と同じ円弧上に鋼製の治具で整形した後、0.2 mmのサーチャージとする真ちゅう棒を敷き並べ、地盤内変位測定用の光学ターゲットを設置する。使用した間げき水圧計の外寸法は $\phi 6$ mm \times L12 mmである。間げき水圧計の設置は図-3. の位置から14点を選び $\phi 7$ mmのドリルで削孔した穴へ水を充填し、ガイドに沿ってセンサー部を挿入した後、リード線をあらかじめ通しているプラグを容器背面の所定の位置に固定する。遠心力装置に搭載し、所定加速度80 gで約40時間、圧密度約85%に達した後、一旦運転を止め、ペーパードレーン打設地盤は2 cm幅のろ紙を2cm間隔で千鳥状にへうで挿入した直後、ろ紙による吸水を避けるため注水する。打設域は盛土を建設する30 cmの領域とした。その後、図-4. に示す段階盛土建設用の砂フラシ装置を搭載し、約3時間80 gで再び運転して間げき水圧計が地盤作成時の値になったのを確認してから操作室から遠隔操作により砂フラシ装置を動作させ盛土建設を開始した。1段階当りの開閉時間は3秒間(荷重強度約0.11 kgf/cm²)とし、7段階载荷まで実施できるようにセットした。実験ケースを表-3. に示す。

表-2. 試料土の物理的性質

比重 Gs		2.657
液性限界 Wl		116.5%
塑性指数 Ip		76.0%
粒 度 特 性	砂分	2%
	シルト分	54%
	粘土分	18%
	コロイド分	26%

表-3. 実験ケース

NO.	地盤条件	载荷時間間隔
DT-10	無処理	10分
DT-7	paper drain	7分
DT-14	paper drain	14分
DT-60	paper drain	60分

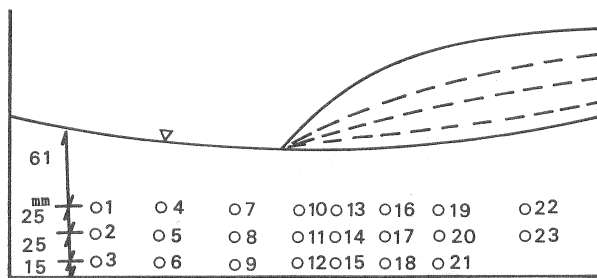


図-3. 間げき水圧計設置位置

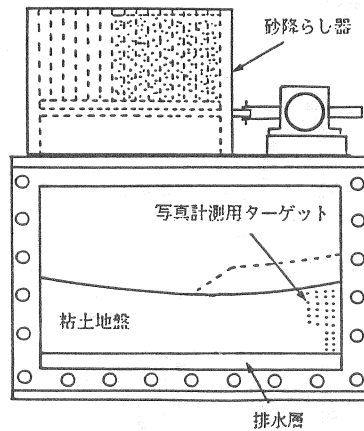


図-4. システム装置

2.3. 模型地盤の自重圧密過程

正規圧密地盤は堆積物の沈降と自重圧密により形成されると考えられるので、遠心力場における正規圧密粘性土地盤のモデル化を確認する目的で自重圧密時の沈下および地盤内間げき水圧の経時変化を三笠が1963年に導いた圧密支配方程式、式(1)の解と比較した。計算に用いた土質定数を表-4.に示す。計算に用いた $e \sim \log_{10} p$ 関係を図-5.に示す。これは、神戸粘土の遠心力場における沈降・自重圧密特性を求めるために実施した一連の実験結果¹¹⁾から決定したものである。図中には標準圧密試験結果も図示しているが、遠心力圧密試験から求めた結果¹²⁾と良く一致している。圧密係数も同様に標準圧密試験および遠心力圧密試験から求めた¹³⁾が、図-6.に示すように圧密応力によって変化する。この変化の関係は $e \sim \log_{10} c_v$ 関係として式(3)で与える。模式図的には図-7.に示すように表-4.の中の c_{v0} は予備圧密終了後の一様地盤で測定した含水比から計算した初期体積比に対応する圧密係数 c_v で、 c_{cv} は $e \sim \log_{10} c_v$ 関係の勾配である。

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = \xi^2 \left\{ C_v \frac{\partial^2 \xi}{\partial Z_0^2} + \frac{dC_v}{d\xi} \left(\frac{\partial \xi}{\partial Z_0} \right)^2 - \frac{d}{d\xi} (C_v \cdot m_v \cdot \gamma') \frac{\partial \xi}{\partial Z_0} \right\} \quad (1)$$

$$f = f_0 - C_c \log_{10}(p/p_0) \quad (2)$$

$$f = f_0 - C_{cv} \log_{10}(C_v/C_{v0}) \quad (3)$$

ここに、 ξ (圧密比) = f/f_0 , f_0 : 初期体積比

表-4. 計算に用いた土質定数

初期層厚	$H_0(m)$	10.2
初期体積比	f_0	3.813
初期圧密応力	$p_0(kgf/cm^2)$	0.06
圧縮指数	C_c	0.735
圧密係数	$C_{v0}(cm^2/min)$	0.00972
	C_{cv}	2.66

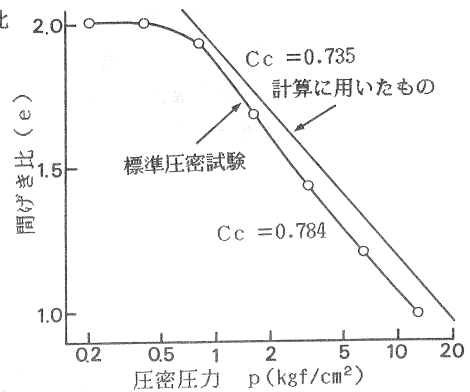


図-5. $e \sim \log_{10} p$ 曲線

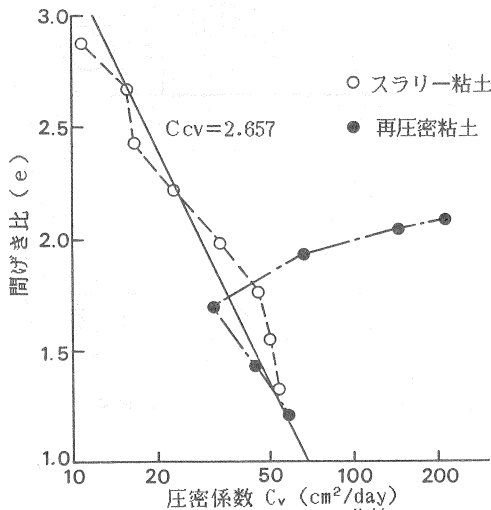


図-6. $e \sim \log_{10} C_v$ 曲線

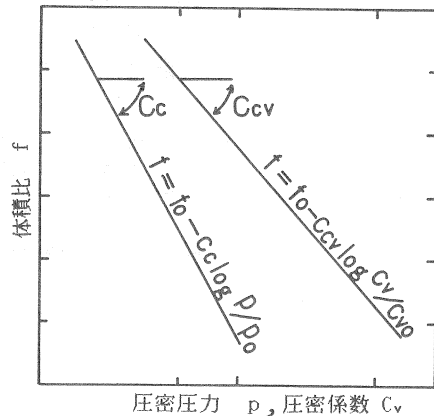


図-7. 模式図

計算と実験で得られた圧密過程を図-8. に、過剰間げき水圧の消散過程を図-9. に、実験終了後の含水比分布を図-10. にそれぞれ示す。圧密過程に関しては、他に \sqrt{t} 法による圧密度の推定を行っているが計算結果とほぼ同様の結果を得ている。含水比分布においては地盤表面の乾燥による含水比低下を除いては比較的良好一致を示している。

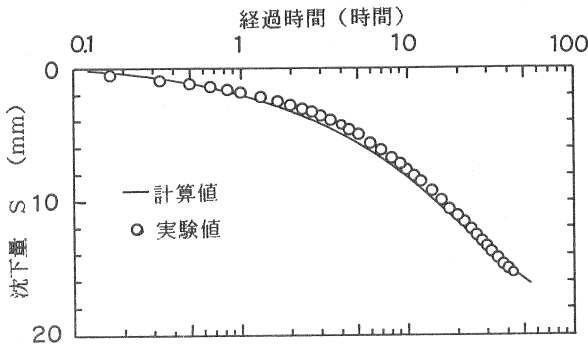


図-8. 計算値と実験値の比較

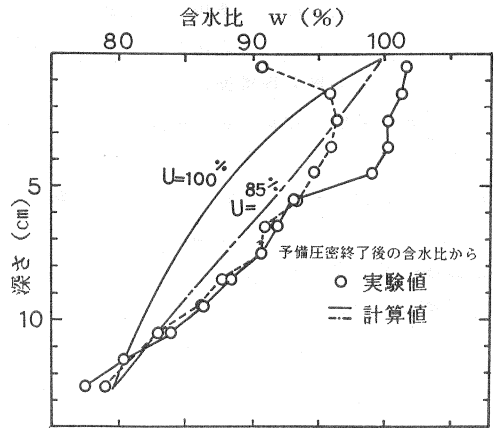


図-10. 実験後の含水比分布

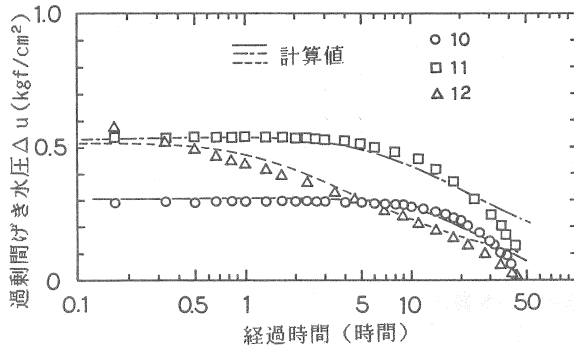


図-9. 過剰間げき水圧の消散過程

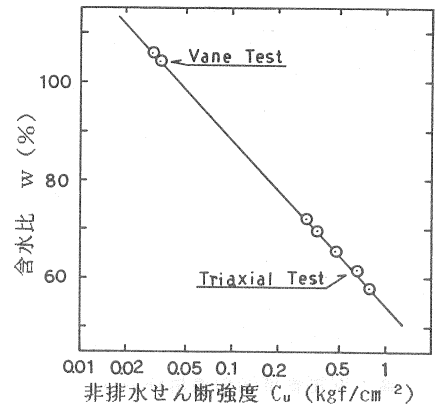


図-11. 非排水せん断強度と含水比の関係

含水比と非排水せん断強度が一義的に対応すると仮定して図-10. で得られた含水比分布と等方圧密非排水せん断試験から得られた含水比～非排水せん断強度との関係を図示したのが図-11. である。この図から本実験において遠心力場で行った正規圧密地盤のモデル化はほぼ妥当なものと考えられる。

2. 4. ベーバードレーン打設地盤の圧密過程

使用したる紙のドレーン・ウエル有効換算径 d_w とベーバードレーン打設地盤の圧密度を確認するため

0.33 kgf/cm² の荷重強度を有する盛土で正規圧密地盤の圧密実験を実施した。その結果、図-12. に示す時間～沈下曲線から \sqrt{t} 法で圧密度 $U=50\%$ に達する時間 $t_{50}=408.9$ 日（模型では $t_{50}=92$ 分）、時間係数 $T_{50}=0.209$ を用いると、実物で $d_w=7.1$ cm, 模型で $d_w=0.089$ cmを採用すれば良いことが分かった。この実験で得られた写真をデジタイザーで読み取り、処理した地盤内変位軌跡図を図-13. に示す。この図から、ドレーン打設境界付近において無処理地盤が圧密の進行と共にわずかに外側へ変位しながら盛土荷重により共下り的に沈下しているようである。その際、実物にして、最大側方変位 $\delta=2.0$ cm, 最大沈下量 $S=18.8$ cm である。ただし、初期層厚 $H_0=10.2$ mである。改良域内部ではほとんど沈下だけが観測され、最大沈下量は $S=67.1$ cm であった。

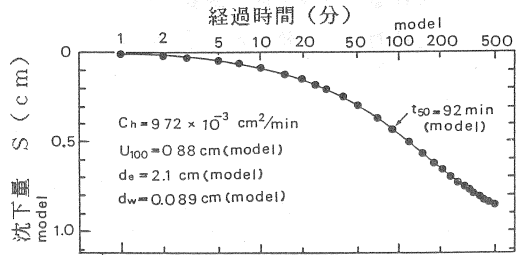


図-12. 時間～沈下曲線

Vector-Graph (PAPER DRAIN DT=60)

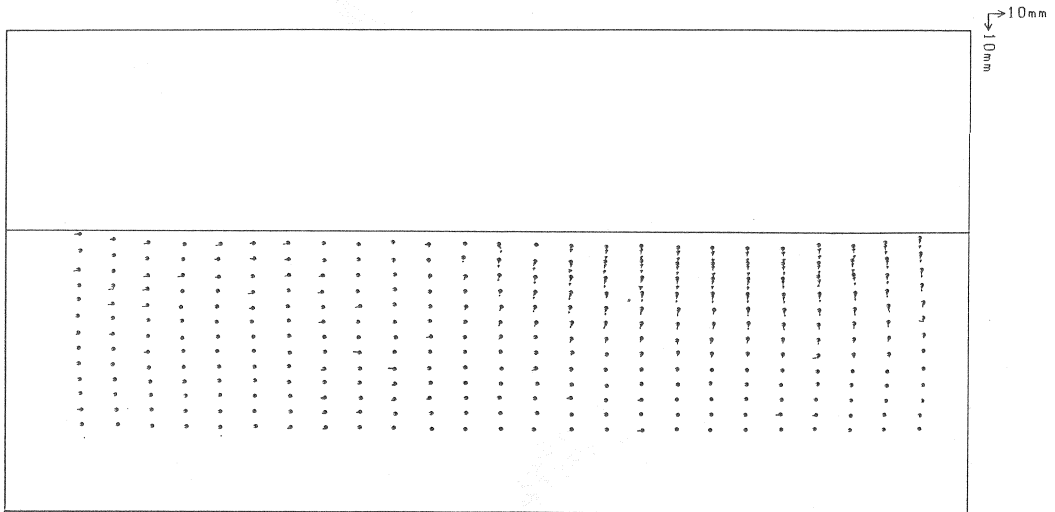


図-13. 地盤内変位軌跡図

3. 盛土安定管理図の適用性の検討

現在、主として盛土の安定管理に用いられている管理図は盛土法尻部の側方変位、あるいはその変化速度、変化の増分、荷重強度、荷重強度の増分に着目したものである。本論文においてもそれらの中から松尾・川村⁷⁾、柴田・関口⁸⁾の方法を取り上げた。また盛土建設においては安定管理とは別に沈下管理を目的として間げき水圧計の設置が成されているので、間げき水圧の変化に着目した Hoeg⁶⁾の方法も取り上げた。

3. 1. 実験結果及び考察

図-14. a) に $DT=10.$ 、b) に $DT=14.$ 、c) に $DT=60.$ の最終盛土載荷時点の地盤の変形状態を示すように地盤改良したケースの $DT=14.$ は無処理地盤に較べて載荷数が 1 段階多いにも拘わらず地中変位は比較的小さく、盛土の形状に変化は認められなかった。地盤改良のケース $DT=14.$ 、 $DT=60.$ とも盛土法面中央から法肩付近においては載荷直後、一旦左側へ水平移動した後、放置期間中に圧密の進行に伴

い右方向へわずかに引き込まれる現象が確認できた。ここに、改良地盤に対する荷重間隔時間はそれぞれ圧密度にして $U=7.3\%(DT=7.)$, $U=13\%(DT=14.)$, $U=48\%$

($DT=60.$)である。一方、無処理地盤は4段階荷の時点でも既に変形が大きく、5段階目では完全に破壊し、盛土形状は平坦な状態になった。図-15. は盛土中央直下計で測定した鉛直荷重強度とその位置での沈下量との関係を示している。 $DT=7.$ の場合には地盤改良の効果は無く、荷重直後に急激に破壊している。 $DT=14.$ では、当然のことではあるが、圧密も含めた沈下量は大きい但最终段階まで破壊しなかったので、加速度を $100g$ に変化させたとき急激に破壊した。 $DT=60.$ の場合は破壊にまでは致らなかった。

また、変形は主として圧密沈下量が卓越しており改良域境界付近では盛土外側への変位が観測されるが、盛土中央付近ではほぼ様な沈下のみが生じている。各ケースにおける段階別の地盤内せん断ひずみ分布図を図-16. a) ~ d) に示す。

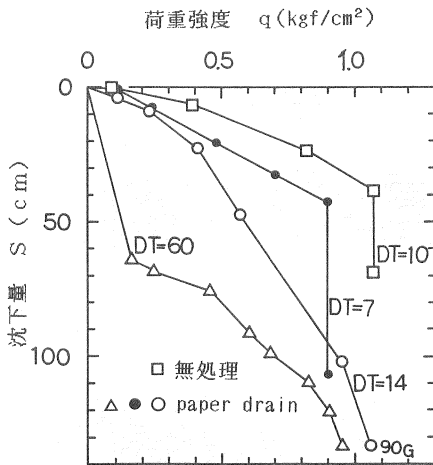


図-15. 荷重強度と沈下量

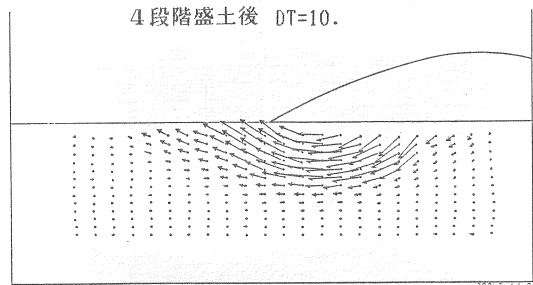


図-14. a) 地中変位ベクトル図

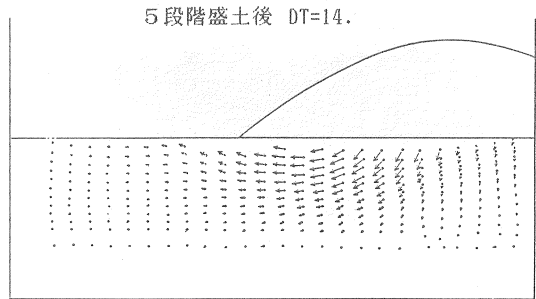


図-14. b) 地中変位ベクトル図

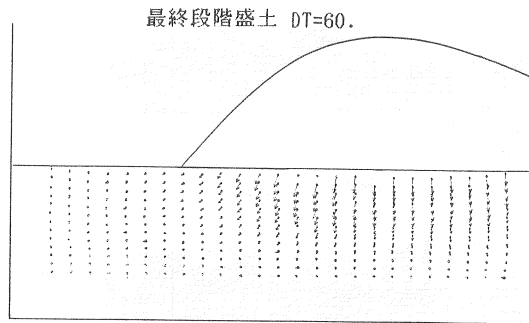


図-14. c) 地中変位ベクトル図

図-17. には図-2. 中の点 2, 14 における荷重直後の過剰間げき水圧と荷重強度との関係を示している。1段階直後の盛土下における間げき水圧の上昇は $DT=10.$ 、 $DT=14.$ 共に同じ値を示している。以降の段階では地盤強度の増加および消散量の差により $DT=14.$ の方が低くなっている。しかし、Hoeg⁶⁾ 等が言うような盛土高さがある限界値を越えると、地盤内に発生する過剰間げき水圧が急変すると言った現象は認められなかった。この結果は遠心力場で同様の実験を実施している Davies¹⁴⁾ 等の結果とも多少異なっている。これは、Davies¹⁴⁾ 等の作成したモデル地盤が上半分が過圧密状態であり、下半分が正規状態の地盤であることによるものかもしれない。この点については更に地盤条件を変えて実験を実施してみる

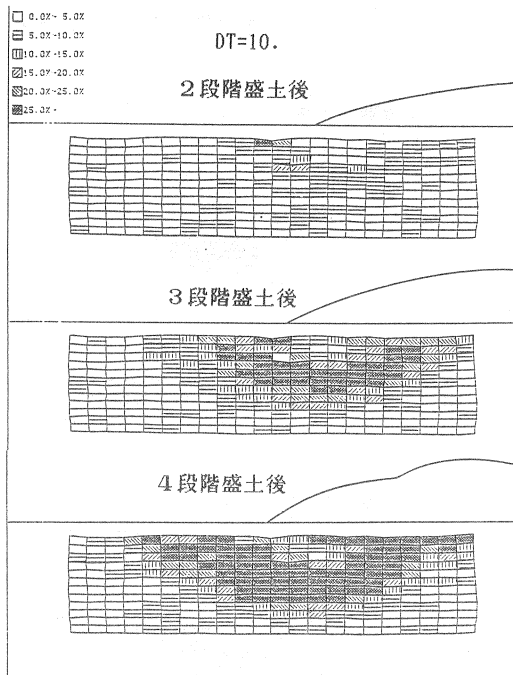


図-16. a) 地盤内せん断ひずみ分布図

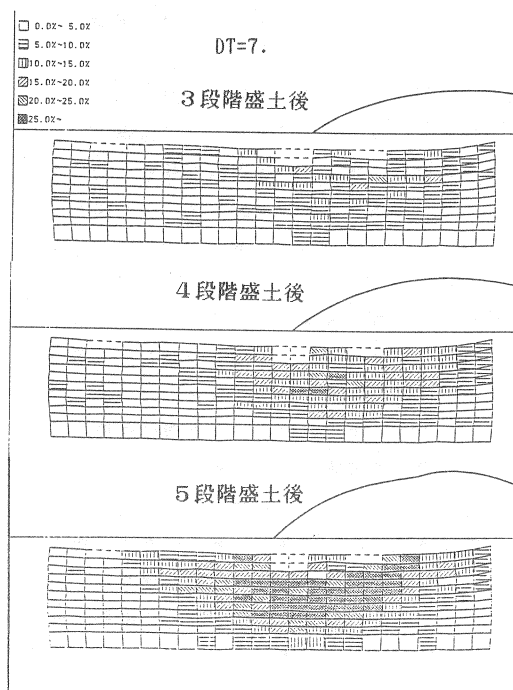


図-16. b) 地盤内せん断ひずみ分布図

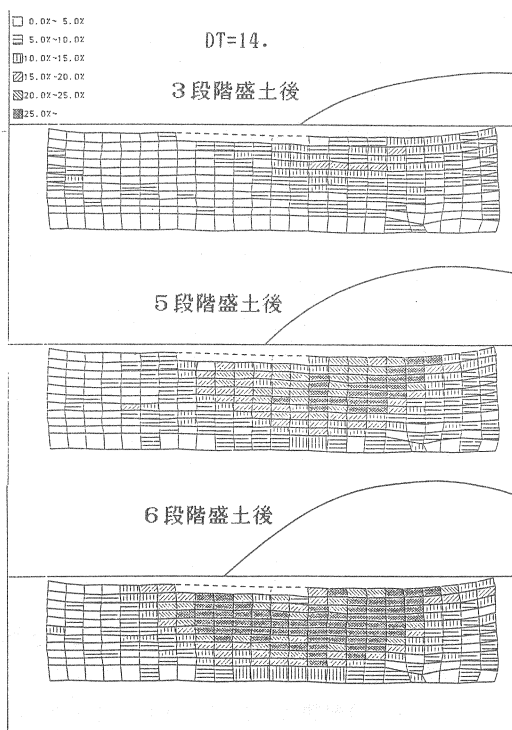


図-16. c) 地盤内せん断ひずみ分布図

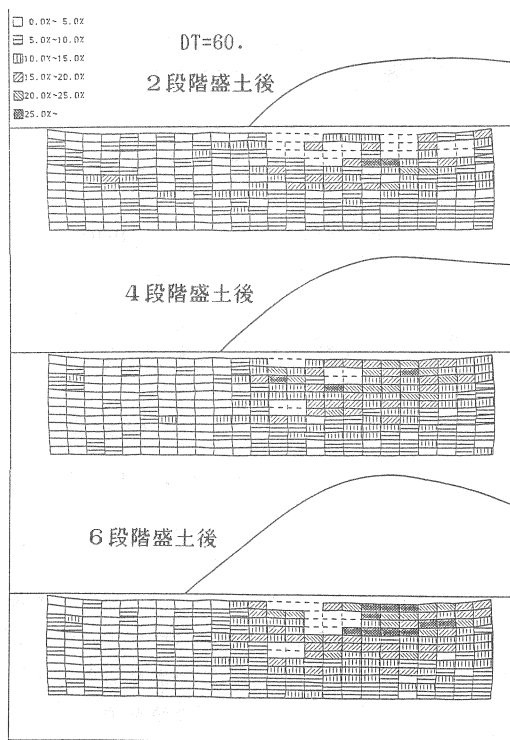


図-16. d) 地盤内せん断ひずみ分布図

必要がある。ただし、载荷直後に間げき水圧が急激に上昇する点では今回の実験でも同じであった。

図-18. には柴田・関口により提案されている側方変位係数と荷重強度に関する手法を本実験結果へ適用したものである。図から解るように予測される極限支持力は図-14. 15. の考察と較べて一致しない。即ち、DT=14.よりも DT=7.,DT=10. の方が大きな値を与えている。又、図中の線はかなり変化に富んでおり、どの点を結んで極限支持力とすれば良いのか苦慮する。実際の現場の施工条件から考えるとこの点の明確な基準が必要である。

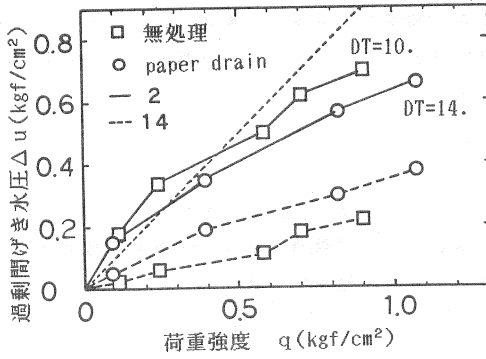


図-17. 荷重強度と過剰間げき水圧

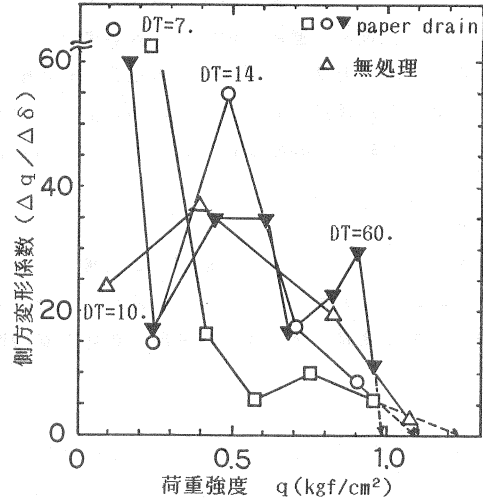


図-18. 側方変位係数と荷重強度

図-19. には松尾・川村の方法を適用した結果を示す。この方法では無処理の場合、 $\delta/S > 1.4$ になる傾向がある。これは非排水変形の状態であるので圧密による沈下が小さい代わりに側方変位が卓越するためである。地盤改良の DT=7. では上手く破壊を捉えているが、DT=14. では基準線を超えても破壊していない。データ数を増やして、更に検討する必要がある。

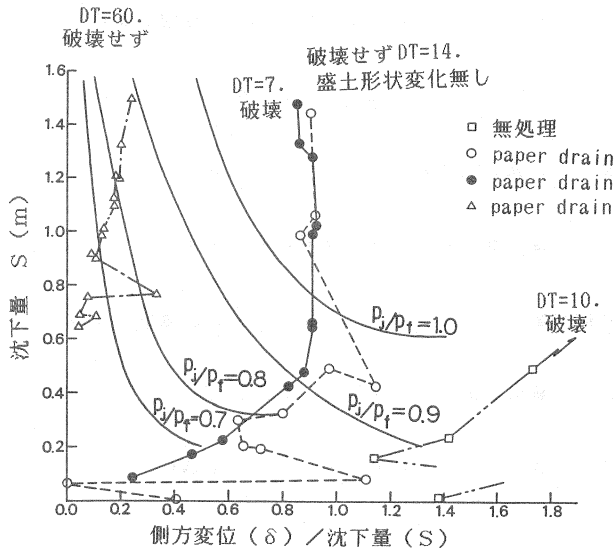


図-19. $\delta/S \sim S$ の関係

4. あとがき

実験室内の土に関する模型実験で相似則を満足する遠心力荷装置を用いて正規圧密粘性土地盤のモデ

ル化とベーパードレーン打設地盤の盛土建設による変形挙動を把握すると共に、従来から提案されている安定管理図の適用性を検討した。その結果次のことが分かった。

- (1). 遠心力載荷装置による粘性土の深度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。
- (2). スペリ破壊の進行は初め主動側にスペリ線が発生した後、スペリ線に沿ってせん断ひずみが発働側へ進行し、スペリ線が地表へ到達すると、スペリ線内部へとせん断ひずみは発達して行く。
- (3). 安定管理図の適用に際して、過剰間げき水圧に着目する方法は必ずしも破壊の徴候を適確には捉え得ない。側方変位に着目した方法は比較的盛土も含めた地盤の形状変化に敏感に対応する。荷重強度と側方変形係数に着目する方法から盛土の余裕高さを予測するには、即ち、実験から得られた関係のどの点を結んで極限支持力とすれば良いのか苦慮する。

謝辞

本論文をまとめるに当り適切な御指導・御助言を頂いた広島大学工学部吉国教授、中ノ堂博士、森脇助手に感謝致します。また、ここに述べた一連の実験の実施、データ整理、図面の清書等深夜まで手伝って頂いた東洋建設(株)技術研究所土質研究室の四宮氏、橋本氏に感謝致します。

参 考 文 献

- 1). A.N.Schofield(1980):Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations,Geotechnique 30,N0.3,pp227-pp268,
- 2).R.H.G.Parry and M.C.R.Davies(1981):Determining the Shear Strength of Clay Cakes Used in Centrifuge Model Tests,Cambridge Univ.CUED/D-SOILS pp1-pp39
- 3).Basset.R.H and Davies.M.C.R et al.,(1981):Centrifugal Models to Evaluate Numerical Methods, Proc.10th Int.Conf.SMFE
- 4).Kimura and Saitoh(1984):Preparation of Normally Consolidated Clay Stratum in a Centrifuge ,Soils and Foundations vol.24,N0.4,pp71-pp83
- 5). 網干・三宅・赤本(1987): 軟弱地盤上の盛土安定管理図法の検討、第22回土質工学研究発表会講演集(投稿中)
- 6).Hoeg,k.,O.B.Andersland and E.N.Rolfesen(1969):Undrained behaviour of quick clay under load tests at Asrum,Geotechnique vol.19,pp101-pp115
- 7). 松尾・川村(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,PP81-PP91
- 8). 柴田・関口(1980): 盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測、土木学会論文報告集 NO.301,pp93-pp104
- 9). 寺師(1985): 遠心力載荷実験手法とその適用例ー深層混合処理地盤の挙動ー、港湾技術研究所講演会講演集 pp119-pp184
- 10).三宅・赤本(1985): 遠心力載荷装置の導入と利用、東洋建設(株)技術研究室報告 vol.12 ,pp57-pp73
- 11).網干・三宅・赤本(1986): 遠心力場における沈降・自重圧密特性(その1)(その2)、第21回土質工学研究発表会講演集 pp201-pp208
- 12).同上
- 13).高田(1986): 粘土の一次元圧密に関する研究、大阪市立大学学位請求論文、10月
- 14).M.C.R.Davies and R.H.G.Parry(1985): Centrifuge Modelling of Embankments on Clay Foundations,Soils and Foundations vol.25 NO.4,pp19-pp36