

深層混合処理工法による杭状改良地盤の変形特性

Deformation Characteristics of Improved Ground
by a Group of Treated Soil Columns with Deep Mixing Method

三宅 達夫* (Michio Miyake)

赤本 弘文* (Hirohumi Akamoto)

網干 寿夫** (Hisao Aboshi)

キーワード：圧密／土圧／軟弱地盤／変形／模型実験／盛土 (IGC : E-2)

1. まえがき

陸上工事において深層混合処理工法（本論文では以降 D・M・M工法と称する。また、この工法により改良された地盤を D・M・M地盤と称する。）により軟弱粘性土地盤を改良する場合には杭状形式が一般的に採用されている。その目的としては、盛土やオイルタンク荷重等に対する基礎地盤の支持力の増加、沈下量の低減、および、側方変位の低減等である。また、近年では、掘削時の土留め壁や切り梁に加わる主働土圧の低減、ヒービング防止等の仮設的な目的にも用いられ、その利用形態は多様化の一途にある。しかし、利用形態の多様化に反して確立された設計法がないのが現状である。陸上において D・M・M 工法により形成される改良体の強度は現地盤強度に対して数倍～数 10 倍の強度比で施工されることが多い¹⁾。この様に、従来の地盤改良により得られる地盤強度に比べて、極めて大きな強度を有する改良体と軟弱な未改良土が混在する地盤が形成される。D・M・M 工法を道路盛土の建設に使用する場合、盛土法面下を部分的に杭状改良することが多い。このような偏載荷重状態では D・M・M地盤は水平力を受けることになる。また、D・M・M 地盤に比して未改良部分の卓越した圧密沈下量による改良域周辺地盤の変形挙動と D・M・M 地盤の長期安定性に関する問題は今日までほとんど研究されていない。

本研究では実物と縮尺模型との間で応力・変形・圧密時間に対して相似則を満足する遠心力荷装置を用いて²⁾、盛土法面下のみを D・M・M工法により部分的に杭状改良した地盤へ盛土建設した場合の D・M・M地盤とその周辺未改良地盤の圧密による変形挙動及び D・M・M改良体に加わる外力の経時変化について実験的に検討した。杭状改良地盤では個々の改良体は三次元的な変形を示すものと考えられるが、道路盛土では盛土幅に対して道路延長方向が極めて長いので、盛土法面下の改良地盤は二次元状態で変形するとしてモデル化した。改良地盤は、遠心力場で自重圧密により作成した正規圧密粘性土地盤に、粘性土と所定のセメント量を混合した改良体を所定の面積改良率で法線直角方向に壁状に挿入して作成した。その後、遠心力場に盛土を載せた改良模型地盤を置き、圧密沈下による改良域周辺の変形および改良体を受ける土圧変化を測定し、圧密沈下が改良体の安定性に及ぼす影響を検討した。

2. 遠心力場における模型実験

2.1 実験方法と実験ケース

実験には神戸沖の海底から採取した沖積粘性土（以降、神戸粘土と称する）を 840 μm のフルイで挟雑物を除去して用いた。その物理的性質を表-1. に示す。実験に使用した遠心力荷装置の主な諸元を表-2. に、その概観図を図-1. に示す。部分改良した模型地盤の作成は以下のようである。即ち、まず含水比 $w=150\%$ に調整した粘土を飽和度を高めるため土槽内で十分脱気する。脱気後の平均含水比は $w=180\%$ であった。この試料土を水を張った模型実験用試料容器へ投入した後、圧密圧力 0.1 kgf/cm^2 の下で予備圧密して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状

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

表-1. 試料土の物理的性質

比重 Gs	2.657
液性限界 w _l	116.5 %
塑性限界 I _p	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-2. 使用した装置の主な諸元

有効半径 (cm)	220
最大遠心加速度 (G)	250
最大搭載質量 (kg)	300
スリップリング (極)	87
ハイドロリック (極)	5
・ジョイント	

表-3. 実験ケース

Case NO.	一軸圧縮強度 q _u (kgf/cm ²)	面積改良率 A _s (%)	盛土荷重 q (kgf/cm ²)
1.	1.2	30	0.28
2.	1.2	60	0.26
3.	7.0	60	0.32
4.	P.D 地盤、in-flight vane test を実施		0.23

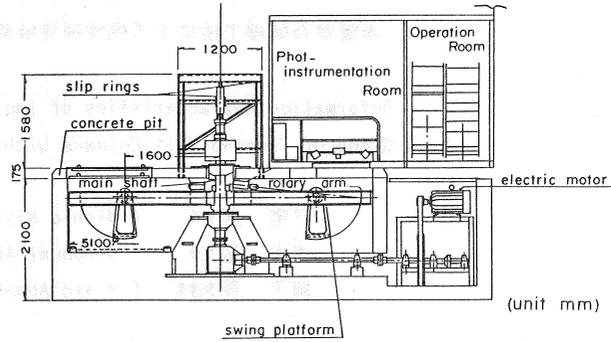


図-1. 装置の概観図

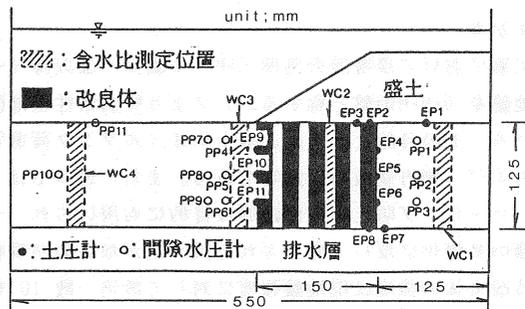


図-2. 間隙水圧計・土圧計配置図

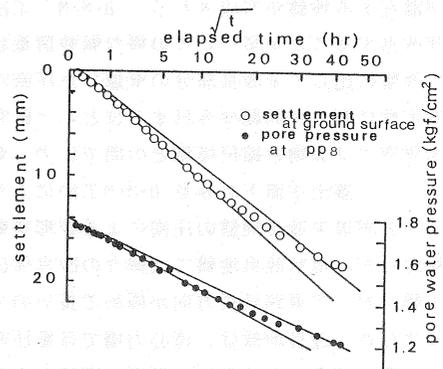


図-3. 模型地盤作成時の沈下・間隙水圧の経時変化

に鋼製の治具で成形する。次に、シンウォール・サンブラーで所定の面積改良率になるように地盤を削孔する。この溝と同じ寸法の塩ビ板を挿入する。その後、図-2. に示す位置へ間隙水圧計を設置する。間隙水圧計の設置方法は先ずφ7 mm のドリルで地盤表面から所定の深さまで削孔した穴へ水を充填し、センサー部を挿入した後、スラリー状の粘土で穴をふさぐ。サーチャージ(0.1 kgf/cm²)としてφ2 mm の真鍮棒を敷き並べ、地盤内変位測定用の光学ターゲットを設置する。この模型を遠心力装置に搭載し、遠心加速度 80 G で約 40 時間運転し、平均圧密度 90 % に達した後、一旦運転を止める。模型地盤の圧密度は地盤内へ埋設した間隙水圧計と沈下量との経時変化から図-3. で示すように√t法で確認した。同図から分かるように沈下量の平均圧密度と地盤中央における過剰間隙水圧による圧密度 U = 90 % に要する時間はほとんど差がない。次に、先に挿入した塩ビ板を引抜き、代わりに土圧計を貼付した改良体を押し込む。また、盛土下の未改良部分には 2 cm 幅のろ紙をペーパードレーンとして 2 cm ピッチの千鳥

状に打設する（本論文では以降 P・D地盤と称する）。D・M・M 地盤と土圧計の設置位置は図-2. に示すとおりである。実際の改良体の形状はピーナツ状に近いので、個々の改良体周辺の変形は三次元的であると考えられるが、本研究では D・M・M地盤全体として平均的な動きを捉えるため、二次元モデルとして取り扱った。この三次元問題から二次元問題へのモデル化による変形特性の差異は現在検討中である。

改良体は含水比 $w=150\%$ の神戸粘土に普通ポルトランドセメントを粘土の乾燥重量に対して 5%, 7.5%, 10%, 20%、加えてホバート型ミキサーで十分混合した後、15 cm × 15 cm × 4 cm の塩ビ製矩形モールドへ充填した。改良体の養生は $20 \pm 1^\circ\text{C}$ の恒温水槽内で行った。養生期間は材令に伴う強度増加を一軸圧縮試験により随時求め、強度増加がほぼ収束する 6ヶ月以上とした。これは一連の模型実験実施期間中における改良体の強度を揃えるためである。

模型地盤内の D・M・M地盤の配置は図-2. に示すとおりである。盛土の作成は圧密の進行に伴い部分的な水没による盛土荷重の変化を避けるため、完全に没水した状態で 1 G の場で行った。盛土高さは一ケースの実験が終了するまで一定である。実施した実験ケースを表-3. に示す。実験ケースは、改良体強度と改良率をパラメータとして地盤表面の沈下性状・D・M・M地盤近傍の側方変位量の比較、及び、改良体に作用する水平土圧の経時変化性状、改良体上部と地盤表面に加わる鉛直土圧の比較を行えるように設定した。

2. 2 作成したモデル地盤未処理部の強度分布

遠心力場で正規圧密された粘性土地盤内の深度方向の強度分布を求めるには、遠心力装置の運転を停止した後、模型地盤から試料土をサンプリングして含水比分布を求め、あらかじめ同一粘土に対して実施した非排水せん断強度と含水比の関係から模型地盤内の強度分布を推定する方法や運転停止後にベーンテストにより非排水せん断強度を求める方法が行われている³⁾。一方、R.H.G.Parry and M.C.R.Davies⁴⁾は所定の加速度で運転されている遠心力場内で、試料容器上に搭載したベーン装置を遠隔操作により作動させ、非排水せん断強度分布を求めた。その結果、正規圧密地盤においては遠心力装置の運転停止後に求めた、含水比分布から非排水せん断強度を推定した値やベーンテストによる強度は、運転中ベーン装置で直接求めた非排水せん断強度より約 15 ~ 20%低い値を与えると報告している。その主たる原因は、遠心力装置の回転を止めることにより模型地盤の応力が開放されるため、排水層から吸水するためであり、特に、地盤の底部でその傾向は著しいと述べている。彼等は、層厚 2H の粘土層で両面排水の場合、遠心力装置停止直後の負の初期間隙水圧の分布を図-4. で示す台形とし、その負の間隙水圧が時間と共にバラボラ型で減少すると仮定して水の流入の影響長さ L_a, L_b を次の様に求めている。

斜線部分の面積 Aは $u_s \cdot L_a / 3$ であり、この面積での負圧の消散による膨潤量は

$$\rho_A = 1/3 \cdot u_s \cdot L_a \cdot m_{vs} \quad (1)$$

ここに、 m_{vs} は膨潤係数(cm^2/kgf)である。従って、膨潤速度は

$$d\rho_A / dt = 1/3 \cdot u_s \cdot m_{vs} \cdot dL_a / dt \quad (2)$$

バラボラ曲線 b f の方程式は

$$u = - \frac{u_s}{L_a^2} Z^2 + \left\{ \left(\frac{u_b - u_s}{2 \cdot H} \right) + \frac{2 u_s}{L_a} \right\} Z \quad (3)$$

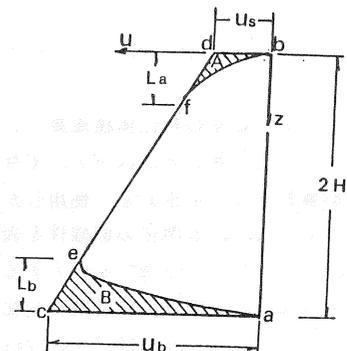


図-4. Parabolic isochrones

となる。点bにおける動水勾配 i_b は

$$i_b = \left\{ \left(\frac{u_b - u_s}{2 \cdot H} \right) + \frac{2 \cdot u_s}{L_a} \right\} \quad (4)$$

であり、点b、点fでの土中へ流入する水の速度 V_b 、 V_f は Darcy則により、それぞれ

$$V_b = \frac{k}{\gamma_w} \left\{ \left(\frac{u_b - u_s}{2 \cdot H} \right) + \frac{2 \cdot u_s}{L_a} \right\} \quad (5)$$

$$V_f = \frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{u_b - u_s}{2 \cdot H} \right) \quad (6)$$

と表わされる。面積 Aに流入する水の速度 V_a は $(V_b - V_f)$ であるので、

$$V_a = \frac{2 \cdot k}{\gamma_w} \cdot \frac{u_s}{L_a} \quad (7)$$

となる。従って、水の流入の影響長さ L_a は式(2)、(8)より

$$L_a^2 = 12 C'_{sv} \cdot t_1$$

で与えられる。面積 Bに対しても同様に示さる。

$$L_b^2 = 12 C'_{sv} \cdot t_1$$

ここに、 γ_w は水の単位体積重量。kは土の透水係数。 C'_{sv} は膨潤速度を表わす係数であり、圧密係数と同じく $C'_{sv} = k / m_{vs} \cdot \gamma_w$ で与えられる。ここで、本論文で作成する模型地盤の表面から流入する水の影響長さ L_a を求める。使用した神戸粘土の透水係数は $k = 10^{-7}$ cm/sec である。膨潤指数 m_{vs} は膨潤時の $e \sim \log_{10} p$ 関係の直線性を仮定すると、 $m_{vs} = 0.4343 \cdot C_s / (1 + e) \cdot p$ の関係へ、 $C_s = 0.155$ 、 $e = 2.67$ 、 $p = 0.1$ kgf/cm² を代入すると、 $m_{vs} = 0.183$ cm²/kgf となる。ここに、 C_s は標準圧密試験における $e \sim \log_{10} p$ 関係の除荷時の勾配。eは模型地盤表面の間隙比、pはその時の有効圧密圧力である。従って、 $C'_{sv} = 3.28 \times 10^{-2}$ cm²/min となる。遠心力装置の減速から粘土試料のサンプリング終了までの時間を $t_1 = 30$ 分とすると、水が地盤内へ流入する影響長さは $L_a = 3.44$ cm となり、本実験で含水比分布から強度分布の推定を行なうと地盤表面と底部付近における強度を実際より小さく見積もることが予想される。この検討結果を確認するため、含水比分布から強度分布を求める方法と遠心力装置運転中に

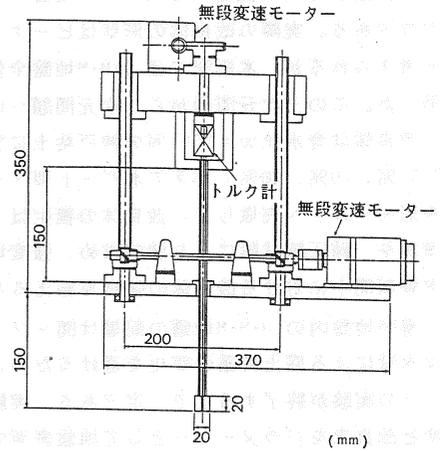


図-5. 遠心力場用ベーン装置

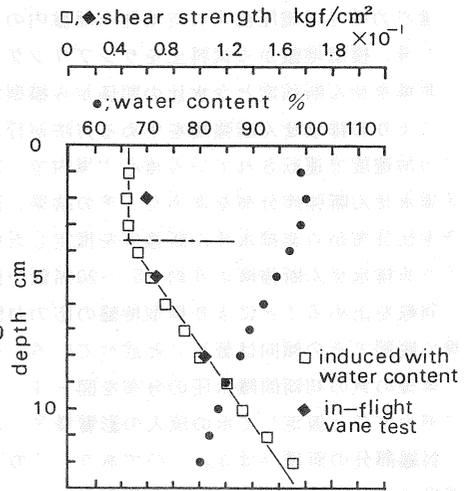


図-6. 非排水せん断強度分布

ベーン試験により直接求める方法の両者を実施した。含水比分布を求めるため、肉厚 0.2 mm のアルミフイルムを直径 1.5 cm の円筒状にして地盤へ挿入・引き抜いてサンプリングする。一方、フライト中のベーン試験は図-5. に示す遠心力場用ベーン装置を試作して用いた。ベーンの貫入速度は 2 mm/min , ベーンの回転速度は 1 度/sec とし、2 台の無段変速モーターを使っている。試験結果を図-6. に示す。両手法による強度分布は良く一致しており、本論文で使用している神戸粘土については含水比分布から地盤の強度分布を求めても問題はなさそうである。また、正規圧密模型地盤のモデル化においては地盤上部を除いてほぼ正規圧密状態にあるといえる。

3. 実験結果と考察

3. 1 D・M・M 地盤周辺の沈下・側方変位の性状

地盤内変位はあらかじめ埋設しておいた光学ターゲットを 60 ×70 mm カメラにより撮影したフィルムを A4 版印画紙に焼き付け、デジタイザー上で読み取り、X-Yプロッターで図化した。デジタイザーの読み取り精度は ±0.1 mm である。

図-7. (a), (b), (c), (d), に地盤内変位ベクトル図を示す。ケース. 1, ケース. 2 では遠心加速度 80 G に達した時点を中心値として地盤内変位を読み取っている。盛土直後の非排水状態での変形は同図中には示されていない。ケース. 1 では盛土放置期間中にも側方変位を伴いながら沈下しているが、ケース. 2 では盛土放置期間中は圧密による沈下のみである。この違いは D・M・M 地盤の面積改良率 A_s の違いにより、 A_s が大きい程、側方変位を抑止する効果が大いことを示している。ケース. 3 では先の 2 ケースの約 1.2 倍の盛土荷重を与えている。盛土建設直後、P・D 地盤及び盛土法先付近の未改良地盤は僅かに側方移動を示す。特に、未改良地盤の地表付近は盛土前方へ押し出されながら鉛直上方向への変位を示している。その影響範囲は盛土法先 6 cm (実物寸法で 4.8 m)、地盤の中央深さを結ぶ三角形内である。以降、P・D 地盤は圧密による沈下を示すが、未改良地盤はほとんど変位していない。P・D 地盤のみのケース. 4 と D・M・M 地盤を有するケース. 1~ケース. 3 とを比較しても変形モードに対して有意な差は認められない。

図-8. (a), (b), (c), (d), には模型地盤内の各深度における沈下性状を示す。D・M・M 地盤内では、盛土直後に改良体が僅か盛土法先方向へ傾斜することにより起こる沈下以外は、圧密期間中の沈下はほとんど認められないので、改良体設置による沈下量の低減効果は明瞭に確認出来る。D・M・M 地盤近傍の P・D 地盤では粘性土が改良体にぶら下がった状態となり余り圧密されていない。ケース. 3 の盛土法先付近の未改良地盤の沈下は地盤内変位ベクトルを示す図-7. (c) では軌跡の点が込み

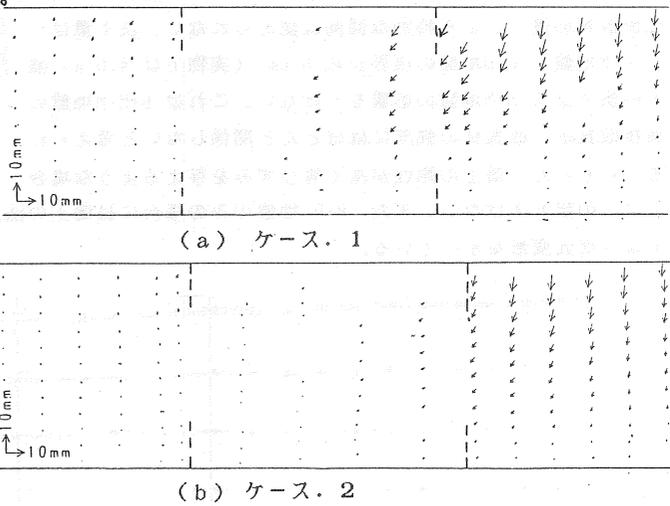


図-7. 地盤内変位ベクトル図

いって認められなかった。しかし、図-8 (c) では改良体に付着した部分では盛土直後の地表付近の隆起は圧密期間中にもほとんど変化しないものの、それ以外の隆起した部分は盛土放置期間中に沈下している。一方、ケース. 4 の D・M・M 地盤を設けな

重の影響を受けて沈下している。D・M・M 地盤を有する場合にはその改良域で不連続な沈下性状を示しているが、P・D 地盤のみの場合には沈下の性状は滑らかな曲線で結ばれる。

図-9. (a), (b), (c), (d), にはD・M・M 地盤近傍の側方変位の分布を示す。ケース. 1 からケース. 3 までの D・M・M地盤を設けた場合には盛土載荷直後の側方変位が最も大きく、盛土放置期間中の側方変位は非常に小さい。D・M・M 地盤境界付近の側方変位において盛土側の側方変位に比べて盛土法先付近の側方変位は小さく、盛土放置期間中にはほとんど変化しない。ケース. 4 における盛土法先付近及び法先前方の側方変位は盛土載荷直後、盛土法先方向へ変位する。その後、盛土放置期間中の側方変位は更に前方へ移動するが平均圧密度 $U=90\%$ 経過時点ではほんの少し盛土側へ戻っている。

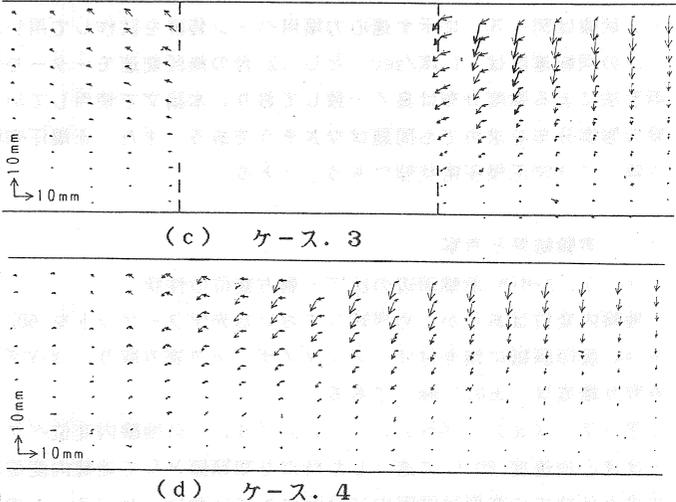


図-7. 地盤内変位ベクトル図

図-10. には各ケースの沈下量に対する平均圧密度と時間の関係を示す。平均圧密度は EP1 付近の粘土地盤表面の実測沈下量の経時変化から \sqrt{t} 法で平均圧密度 $U=90\%$ の時の沈下量から $U=100\%$ の時の沈下量 d_{100} を求め、この d_{100} で各経過時間での沈下量 d を徐して求めた。ケース. 2 は他のケースに比べて、多少圧密の進行が速いようであるが、各ケース間に地盤改良の違いによる特別な傾向は認められない。沈下量は D・M・M地盤と P・D地盤の境界から 5 cm (実物では 4.0 m) 盛土内側では D・M・M地盤の影響をうけない。これは D・M・M地盤の面積改良率・改良体の強度にはほとんど関係しないと考えられる。もちろん、盛土の剛性が高く等ひずみを与えるような場合ではこの限りではない。また、P・D 地盤のみの場合には盛土の法肩から 5 cm 程度盛土中央へ入った位置では一次元変形を示している。

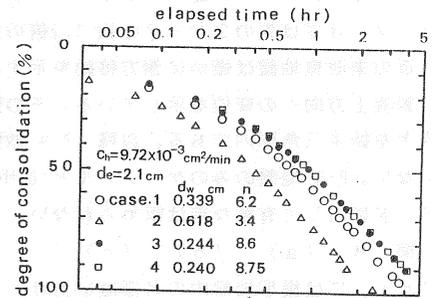
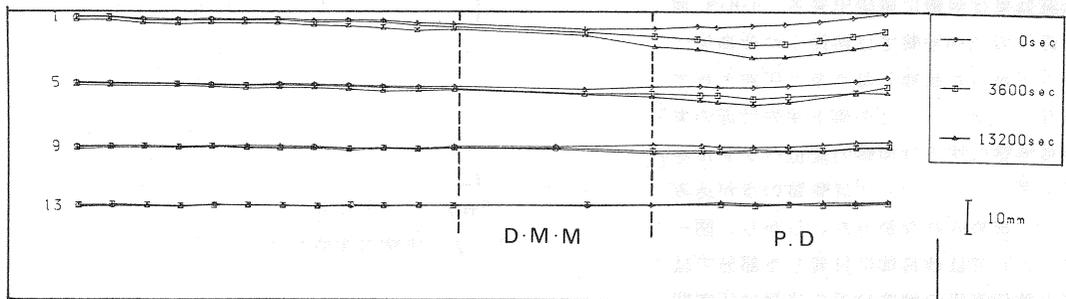
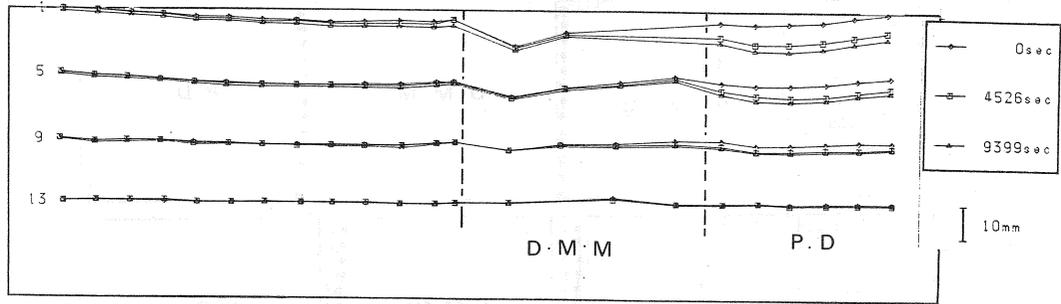


図-10. 平均圧密度・時間関係

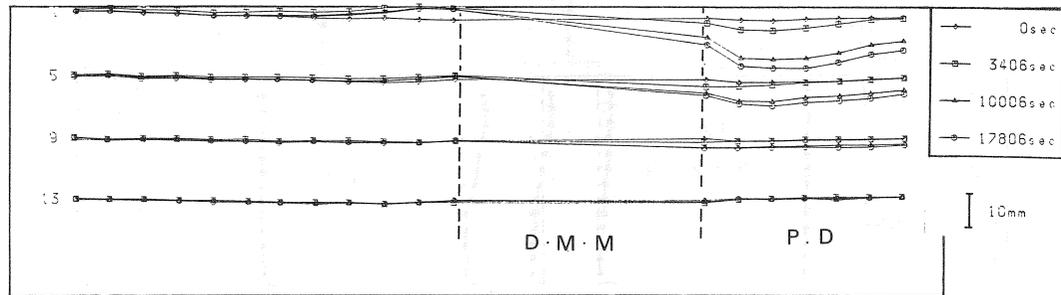


(a) ケース. 1

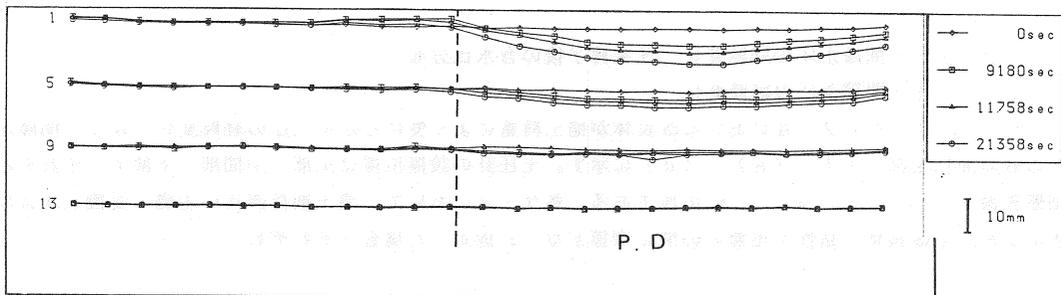
図-8. 沈下性状



(b) ケース. 2

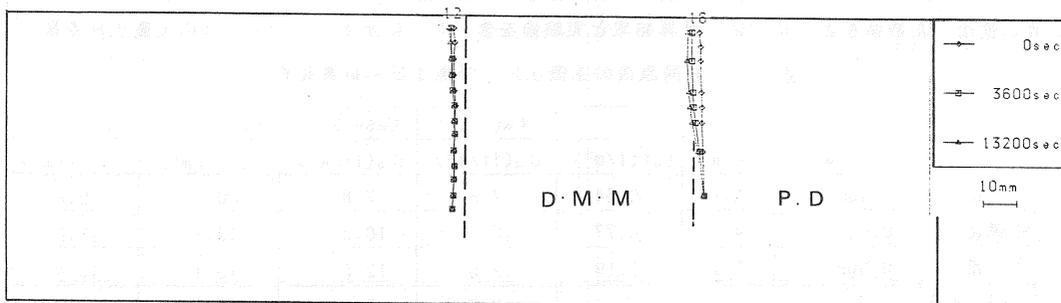


(c) ケース. 3



(d) ケース. 4

図-8. 沈下性状



(a) ケース. 1

図-9. 側方変位

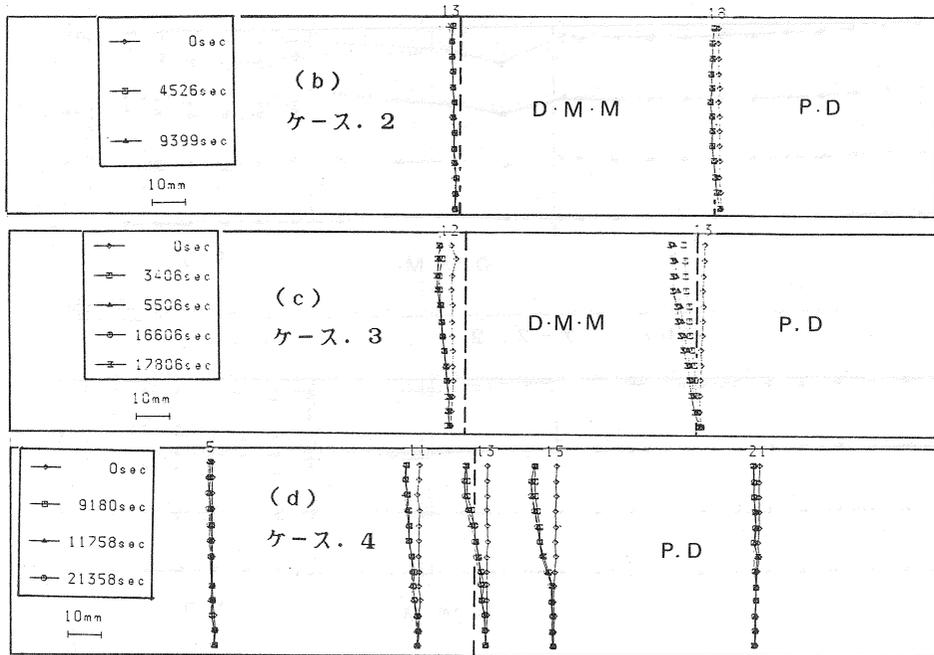


図-9. 側方変位

3.2 土圧・間隙水圧の経時変化、圧密終了後の含水比分布

(1) 土圧・間隙水圧の経時変化

ケース. 1～ケース. 4における改良体が盛土荷重により受ける水平土圧の経時変化、及び、間隙水圧の経時変化を図-11. (a)～(d)に示す。土圧計の設置位置は上部、中間部、下部で、それぞれ地盤表面から3cm, 6cm, 9cmの所である。各ケースにおいて、盛土載荷直後の主働・受働土圧は地表面が水平で改良体と粘性土地盤との間に摩擦がないと仮定した場合、それぞれ、

$$\text{主働土圧} : p_a = (\gamma' \cdot z + q) - 2 \cdot C_u + u_s, \quad \text{受働土圧} : p_p = \gamma' \cdot z + 2 \cdot C_u + u_s$$

で与えられる。ここに、 γ' は土の水中単位体積重量、 z は地盤深さ、 q は上載荷重（盛土荷重+サーチャージ 0.1 kgf/cm^2 ）、 C_u は粘土の非排水せん断強度、 u_s は静水圧である。ここで、各ケースについて計算に使用した数値を表-4. に、計算結果と実験値を表-5. に示す。ケース. 3の主働土圧を除いて

表-4. 載荷直後の主働土圧と受働土圧の計算条件

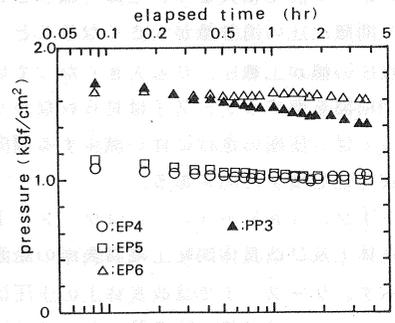
				Case.1	Case.2	Case.3	Case.4
	$\gamma'(\text{tf/m}^3)$	$z(\text{m})$	$C_u(\text{tf/m}^2)$	$u_s(\text{tf/m}^2)$	$u_s(\text{tf/m}^2)$	$u_s(\text{tf/m}^2)$	$u_s(\text{tf/m}^2)$
上部	0.456	2.4	0.44	7.8	7.8	10.3	9.8
中間部	0.481	4.8	0.77	10.3	10.3	12.7	13.0
下部	0.509	7.2	1.19	12.5	12.5	15.1	15.4
$q(\text{tf/m}^2)$				3.8	3.6	4.2	3.3

は比較的計算値と実験値は近い値となっているが、僅かに計算値のほうが大きめの値を与える傾向にある。この原因としては改良体と粘性土地盤との間の壁面摩擦がないと仮定して計算したことによる過大評価及び盛土荷重の改良体への応力集中に伴う鉛直荷重の低減を考慮していないことによる過大評価とが考えら

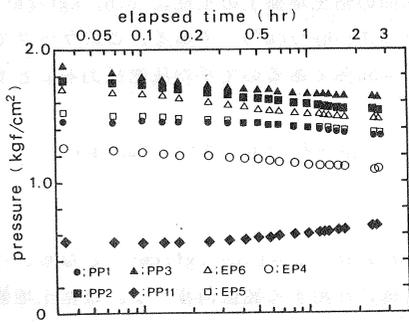
表-5. 主働・受働土圧の計算値と実験値

	ケース. 1		ケース. 2		ケース. 3.			
	主働土圧(tf/m ²)		主働土圧(tf/m ²)		主働土圧(tf/m ²)		受働土圧(tf/m ²)	
	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値
上部	11.8	11.0	11.6	12.6	14.7	11.5	12.3	12.1
中間部	14.9	11.6	14.7	15.2	17.7	15.4	16.5	15.4
下部	17.6	16.7	17.4	17.0	20.6	20.2	21.1	19.3

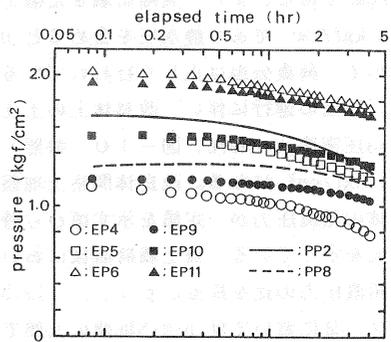
れる。ケース. 1 では中間部に設置した土圧計は実験の開始時に位置がずれ、実験終了後の模型の解体で下部の土圧計とほぼ同じ位置にあることが判明した。このケースでは水平土圧は主働側のみ測定しているが圧密の進行に対して少し減少している程度で、いずれの設置位置においても減少した土圧は 0.08 kgf/cm² である。これは同図中に示されている間隙水圧の減少よりも小さい。一方、盛土直後の過剰間隙水圧は上載圧 0.38 kgf/cm² に等しくなるので $u_e = 0.38 \text{ kgf/cm}^2$ となる。従って、静水圧を加えると $u = 1.63 \text{ kgf/cm}^2$ となり実験値より 0.1 kgf/cm² 大きくなる。実験終了時の過剰間隙水圧の消散量は 0.34 kgf/cm² であり、上載荷重に近い値である。これは図-10. の沈下量に関する平均圧密度 $U=90\%$ と符合する。間隙水圧計の設置位置は D・M・M 地盤端部から 4.5 cm 離れているので、上載荷重はそのまま作用していると考えられる。ケース. 2 では圧密の進行に伴う間隙水圧と主働土圧との経時的な変化はほぼ同じ傾向で減少しており、その減少量も非常に近い。実験終了後の間隙水圧の消散量を上部・中間部・下部で比較すると、下部では $\Delta u = 0.26 \text{ kgf/cm}^2$ 、中間部で $\Delta u = 0.22 \text{ kgf/cm}^2$ 、上部で $\Delta u = 0.12 \text{ kgf/cm}^2$ となり、地盤の深い所程発生する過剰間隙水圧は大きくなっている。しかし、これらの値を上載荷重 0.36 kgf/cm² (盛土荷重 0.26 kgf/cm² + サージ 0.1kgf/cm²) と比較するといずれの値も小さい。ケース. 3 では主働土圧と共に受働土圧の計測を行っている。実験結果から盛土直後の値をみると、上部では受働側が、下部では主働側が少し大きくなっているが、比較的近い値を示している。しかし、圧密の進行に伴う経時的な変化では、下部において主働・受働土圧ともほぼ平行に減少している。中間部では主働土圧が受働土圧よりも大きく減少している。その変化の傾向は近傍に設置した間隙水圧計 pp2の示す消散曲線とほぼ平行に減少している。上部における主働土圧は受働土圧に比べて明らかに大きな減少を示している。上・中間・下部における主働土圧の経時変化の曲線は間隙水圧の消散過程に相似であり、実験終了時の全減少量は 3.2~3.8 tf/m² 程度である。これは上載荷重に匹敵する。ケース. 4 では間隙水圧の測定を盛土下で深さ方向に 3ヶ所、盛土法先 2 cm (実物で 1.6 m)



(a) ケース. 1



(b) ケース. 2



(c) ケース. 3

図-11. 水平土圧・間隙水圧の経時変化

の位置で深さ方向に3ヶ所、盛土の影響を受けないと考えられる位置（法先25cm：実物20m）の中央深さで実施した。実験終了時（平均圧密度 $U=90\%$ ）には盛土下と法先下部・中間部の間隙水圧 pp5とpp6の値はほぼ等しくなっている。又、盛土から十分離れた中間部の間隙水圧 pp10は僅かに変化しているが実験終了時にはやはり他の中間部 pp2, pp5の圧力とほぼ等くなっている。しかし、盛土下の間隙水圧の消散量は下部 pp3で $\Delta u = 4.4 \text{ tf/m}^2$ 、中間部 pp2で $\Delta u = 3.5 \text{ tf/m}^2$ 、上部 pp1で $\Delta u = 1.6 \text{ tf/m}^2$ となっている。この値は、中間部では上載荷重 3.3 tf/m^2 に近いが、下部では大きく、上部では小さい。この上載荷重より間隙水圧の消散量が大きくなること（発生した過剰間隙水圧の値が上載圧よりも大きくなっている。）は

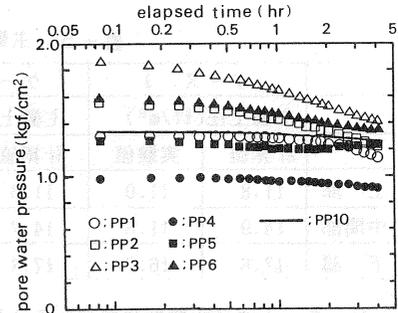
D・M地盤を有するケースでは見られなかった。水平土圧に関しては、圧密の進行に伴い減少する傾向は変わらないので、安定性を増す方向にある。

図-12. (a)～(c)にはケース.1～ケース.3の改良体上及び改良体間粘土地盤表面の鉛直土圧の経時変化を示す。ケース.1では改良体上の土圧は盛土載荷直後では 1.4 kgf/cm^2 （静水圧を除くと 0.86 kgf/cm^2 ）、改良体間の粘土地盤上の土圧は 0.61 kgf/cm^2 （静水圧を除くと 0.07 kgf/cm^2 ）、である。このケースでは面積改良率 $A_s = 30\%$ であるので平均圧密圧力を p とすると

$$p = A_s \cdot p_t + (1 - A_s) \cdot p. \quad (8)$$

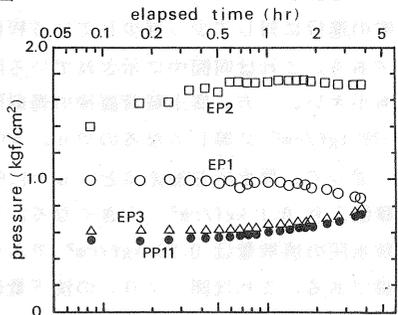
と表わされ、 $p = 0.84 \text{ kgf/cm}^2$ となる。ここに、 p_t は改良体に作用する鉛直荷重、 p は粘土地盤に作用する鉛直荷重である。一方、実験での土圧計による値は 1.0 kgf/cm^2 である。また、実際に載せた盛土の荷重強度は 0.28 kgf/cm^2 であり静水圧を含めると 0.82 kgf/cm^2 であるので、荷重分担は正しく行われていると考えられる。以降、圧密の進行に伴い、改良体上の土圧は0.6時間（平均圧密度 $U=50\%$ 、図-10. 参照）経過時で一定値 1.72 kgf/cm^2 になる。改良体間粘土地盤上の鉛直圧力は改良体の鉛直圧力が一定値を示す頃から時間と共に増加する傾向を示している。盛土載荷直後において、静水圧を除いた鉛直圧力の比を採ると $p_t/p_0 = 12.3$ となる。

ケース.2においてはD・M地盤の上部での鉛直圧力のみならず、地盤底部での改良体とその近傍の粘土地盤での鉛直圧力の時間変化を測定している。本ケースにおいて盛土載荷直後の平均圧密圧力 p を式(8)を用いて求めると $p =$

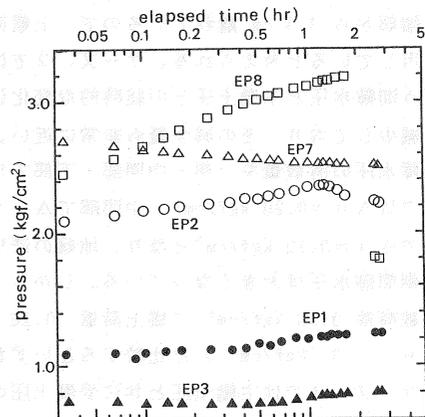


(d) ケース. 4

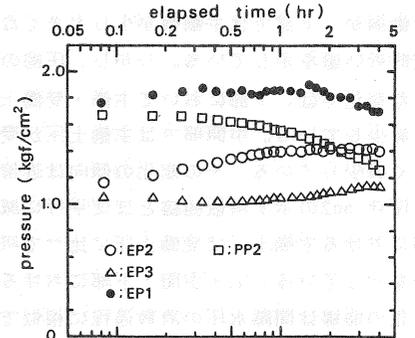
図-11. 水平土圧・間隙水圧の経時変化



(a) ケース. 1



(b) ケース. 2



(c) ケース. 3

図-12. 鉛直土圧・間隙水圧の経時変化

1.51 kgf/cm²となる。土圧計の値は $p = 1.08 \text{ kgf/cm}^2$ であり、実際の上載圧は $p = 0.8 \text{ kgf/cm}^2$ なのでいずれの測定値も少し大きめの値を与えている。この実測値を用いて静水圧を除いた鉛直圧力の比を求めると $p_t/p_o = 8.7$ となる。圧密期間中には、改良体上の鉛直圧力は 1.2 時間（平均圧密度 $U=80\%$ ）経過した時点でピークを迎え、その後減少する。改良体間の粘土地盤表面の鉛直圧力は 0.6 時間経過時点まで一定値を保ち、その後少し増加するが、改良体上の鉛直圧力がピークを迎えた後減少する期間に、一定値に収束する。地盤底面における改良体の鉛直圧力は圧密期間中において改良体上部よりも大きな増加を示す。また、粘土地盤の鉛直圧力は減少する。地盤の表面と底面の各鉛直圧力の経時変化を見ると改良体にネガティブフリクションが働いていると考えられる。長期の安定性を考える上で重要なファクターである。ケース 3 における改良体上及び改良体間粘土地盤表面の鉛直圧力の経時変化の傾向は他の 2 ケースと似ている。盛土載荷直後の鉛直圧力の比は $p_t/p_o = 1.42$ であり、実験終了時で $p_t/p_o = 1.69$ と他の 2 ケースに比べて小さい。

図-13. にはケース 3 とケース 4 における実験終了時の深度方向の含水分布を示している。P・D 地盤のみの場合には盛土法下及び法先の含水比分布はほぼ等しい分布を示している。D・M・M 地盤を有する場合は改良域外には盛土の影響を及ぼさない。また、改良体間の粘土地盤について地盤厚さの上半分では多少圧密されるが、下半分では逆に含水比は高くなっている。

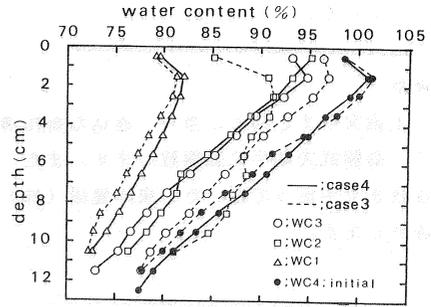


図-13. 実験終了後の含水比分布

4. 結論

深層混合処理工法により道路盛土法面下を部分的に杭状改良した場合の長期の変形及び安定性について遠心力装置による模型実験により検討した。結論として

- (1) 遠心力場での正規圧密粘性土地盤の強度分布を求める方法として、遠心力装置の運転を停止した後、地盤の含水比分布から非排水せん断強度を求める方法と遠心力装置の運転中にペーン試験により直接非排水せん断強度を求める方法とを実施したが、両者の方法による差異はほとんど認められなかった。したがって、今回使用したような透水係数が比較的低い粘性土地盤については含水比分布から非排水せん断強度を求めても良い。
- (2) 盛土放置期間中の圧密による地盤内変形については D・M・M 地盤はほとんど沈下しない。従って、D・M・M 地盤境界付近の沈下の性状は不連続となる。盛土中央付近の P・D 地盤は D・M・M 地盤近傍を除いて一次元的な圧密沈下を示す。P・D 地盤のみの場合は滑らかな曲線で結べるような沈下性状を示す。側方変位についてはいずれのケースとも盛土載荷直後の非排水変形時に生じており、盛土放置期間中にはわずかな変位しか生じない。
- (3) 盛土放置期間中の水平方向の土圧の経時変化は圧密の進行、即ち、過剰間隙水圧の消散と共に減少する傾向を示す。主動・受働土圧とも地表面が水平で改良体と粘性土地盤との間に摩擦がないと仮定して計算した値は実験値より少し大きい。
- (4) 鉛直方向の土圧の経時変化は改良体上部・下部において増加する。下部における増加は上部における増加より大きい。改良体間の粘性土地盤においては上部で少し増加し、底部で減少する傾向にある。従って、改良体は粘性土地盤の沈下に伴いネガティブフリクションを受けている。
- (5) 実験終了後の含水比分布によると D・M・M 地盤内の改良体間の粘性土で上部は多少圧密されているものの、下部ではむしろ膨潤している。P・D 地盤のみの場合には盛土法面下と盛土法先で盛土荷重を直接受けない位置での含水比分布が等しくなっており、かなり広い範囲にわたって盛土荷重の影響を受け

ている。

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、吉国洋教授、中ノ室裕文博士、森脇武夫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、データの整理・図面の作成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伸一氏、並びに、橋本市治氏に感謝致します。

参考文献

- (1). 網干・三宅・赤本(1986): 遠心力場における盛土建設に伴う軟弱地盤の変形特性, 地盤と建設 Vol.4 No.1, pp.33~41
- (2). C・D・M研究会(1986): セメント系深層混合処理工法—設計と施工マニュアル(設計・施工編)—, pp.23 ~29
- (3). T.Kimura, O.Kusakabe, J.Takerura and K.Saitoh (1984): Preparation of a normally consolidated clay stratum in a centrifuge, Soils and Foundations Vol.24 NO.4 pp.71 ~83
- (4). R.H.G.Parry and M.C.R.Davies(1981): Determining the Shear Strength of Clay Cakes Used in Centrifuge Model Tests, Cambridge Univ. Press (England) CUED/D-SOILS pp.1~36