

平成 25 年度（一財）港湾空港総合技術センター 研究開発助成報告書

助 成 番 号 ：平成 25 年 11 月 20 日付 第 14－3 号

研究開発項目：（一般⑥）建設副産物リサイクルに関するもの

築堤を繰り返した土砂処分場の 安定性評価の検討

平成 27 年 4 月 30 日

東京工業大学
理工学研究科土木工学専攻
北詰 昌樹

目 次

1. はじめに	----- 1
2. 実験装置	----- 2
2.1 遠心模型実験装置	
3. 静的実験	----- 3
3.1 実験装置	
3.2 実験方法	
3.3 実験ケース	
3.4 実験結果	
3.5 考察	
3.6 まとめ	
4. 動の実験	----- 34
4.1 実験装置	
4.2 実験方法	
4.3 実験ケース	
4.4 実験結果	
4.5 まとめ	
5. まとめ	----- 45
6 謝辞	----- 46
参考文献	----- 46
付録	----- 47

1. はじめに

毎年航路浚渫工事などで多量発生する軟弱な浚渫土は沿岸部の処分場に投入処分されている。浚渫土の有効利用への取り組みが行われているが、荻田沖土砂処分場（図-1.1）や名古屋港 PI に見られる様に処分場の容量を増やすために数度にわたり嵩上げや土築堤を行っている場合が多い。土砂処分場内の築堤は、長年にわたり埋め立てられ十分に圧密された埋立原地盤の上に、多くの場合セメント改良された材料で造成されている。一方、築堤背後の浚渫土は、ポンプ浚渫などによる液状～泥状の土であり（図-1.2）、築堤部には大きな泥水圧が作用している。このように特性の異なる材料から成る複雑な地盤は常時や地震時に複雑な挙動を示し、泥水の浸透力による破壊や盛土自体の破壊、埋立原地盤を含めた破壊などの種々の破壊が生ずる危険性があり、処分場の常時・地震時の安定性の確保が重要である。

そこで本研究では、数度にわたって嵩上げられた処分場の常時と地震時の安全性を検討するとともに、既往の埋立地の補強方法の検討ならびに将来の築堤方法の検討も行うものである。今年度は、常時挙動と動的挙動の検討として、遠心模型実験を行い、埋立土の違いが静的・動的挙動に及ぼす影響を調べた。

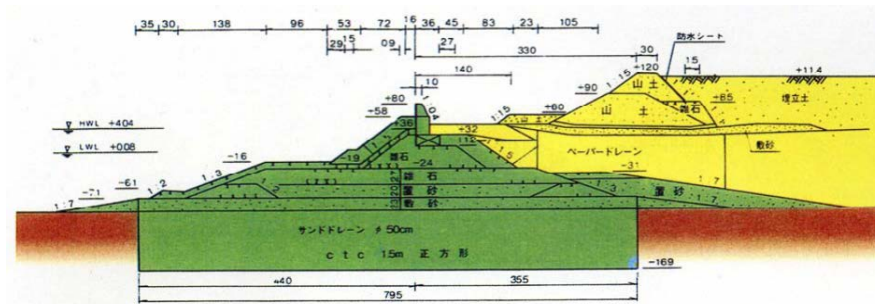


図-1.1 荻田沖土砂処分場での築堤の状況

<http://www.pa.qsr.mlit.go.jp/gityou/report/pdf/jibangijutu.pdf>



図-1.2 築堤背後に投入される液状～泥状の浚渫土

2. 実験装置

2.1 遠心模型実験装置

本研究で使用した遠心模型実験装置は 1995 年に東京工業大学土質研究室に導入された Mark III Centrifuge (図-2.1) である。本装置の主な仕様を表-2.1 にまとめて示した。装置本体は安全性を考え、厚さ 500mm のコンクリート壁に囲まれた地下ピットに備え付けられており、回転する主桁（ビーム）の端部につり下げられたプラットフォーム上に箱形あるいは円形の試料容器を取り付けて回転させるビーム型である。試料容器取り付け部はスイング式になっており、ビームを高速で回転させると、地球の重力加速度と遠心加速度の合成加速度の方向にスイングアップし、常に模型地盤の鉛直下向きに加速度が作用することになる。プラットフォームは 0.9m 四方の広さがあるため、容器を固定するストッパーを用いれば、比較的小型の容器から 500kg を越える大型の容器さえ搭載可能である。試料容器に対して反対側のプラットフォームには、回転中に試料容器に生じるモーメントと等しいモーメントが作用するようにカウンターウェイトを搭載する。また、Mark III Centrifuge には、計測室から重心位置を制御できるカウンターがビーム上に取り付けられており、遠心装置運転中でも、試料容器側およびカウンターウェイト側の釣り合いを調節可能なバルンサー機能を有している。これにより、実験中に試料容器側のモーメントが変化する場合（大規模な掘削や盛り土構築などを伴う実験）でも実験を中断することなく常に最適なモーメントの釣り合いを保つことが可能である。

遠心回転軸の上部には電気信号伝達用のスリッピングが取り付けられており、これを介して遠心回転中の電気計測が可能である。また、遠心回転軸底部には空気・水などの流体用のロータリージョイントがあり、任意の流体を 4 系統で遠心実験中に供給することが出来る。この他回転軸には動力用スリッピングが取り付けられており、システム内に動力用 100V の電流を伝達することも可能である。遠心模型実験装置の側面にある観察窓を通して遠心载荷中実験の模型の観察ができ、ストロボスコープの発光を回転と同調させることにより静止画として観測出来る。またプラットフォームに設置された写真機とビデオカメラにより地盤の変形の進行状況を撮影することが可能である。また、記録用のパソコンやビデオなどを設置した計測室で計測を行う。

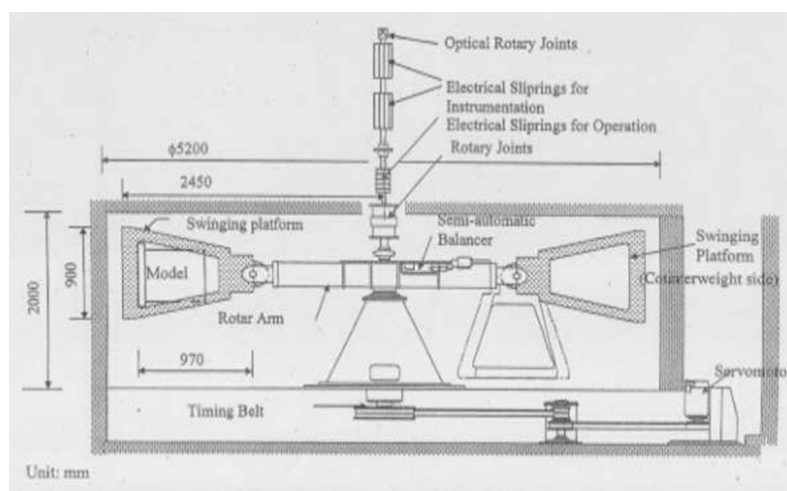


図-2.1 遠心模型実験装置

表-2.1 遠心模型実験装置の仕様

項目	仕様
有効半径	2.3m
最大遠心加速度	150G
最高回転数	300rpm
最大搭載能力	50g*ton
試料容器最大外寸法	幅 0.9m、奥行き 0.9m、高さ 0.97m
動力用スリップリング	20 極
計測信号伝送システム	72 極スリップリング、無線式伝道システム
計測点数	64ch
ロータリージョイント	油圧用（21MPa）2 極、空・水圧用（1Mpa）2 極

3. 静的実験

3.1 実験装置

3.1.1 模型地盤

今回の実験で設定した模型地盤の概略図を図-3.1 に示す。

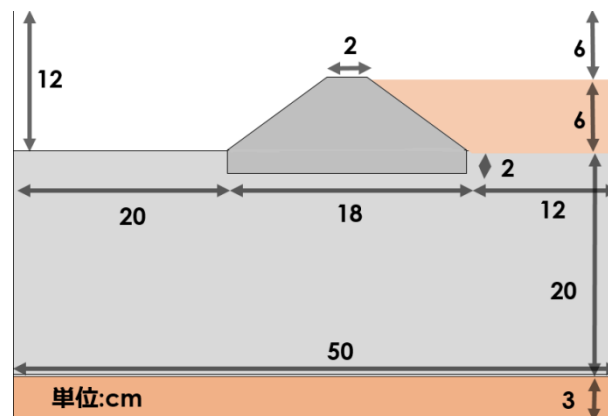


図-3.1 模型地盤（盛土根入れ 2.0cm）

3.1.2 試料容器

本研究の内、静的実験で使用した試料容器は、横幅 50cm、高さ 35cm、奥行き 15cm の剛性の高い容器で、前面はアクリル板が装着され地盤の様子が観察できるようになっている（図-3.2 参照）。



図-3.2 試料容器

3.1.3 地盤材料

粘土地盤の試料としてカオリン粘土を、下部の排水層として珪砂 3 号を用いた。カオリン粘土と珪砂 3 号の特性をそれぞれ表-3.1 と表-3.2 に示す。

表-3.1 カオリン粘土の物理・力学特性

特性	値
比重、 G_s	2.61
液性限界、 w_L	77.5 %
塑性限界、 w_p	30.3 %
塑性指数、 IP	47.2
圧縮指数、 C_c	0.56
膨張指数、 C_s	0.1
静止土圧係数、 K_0	0.6
Cu/p	0.24

表-3.2 珪砂 3 号の物理・力学特性

特性	値
比重、 G_s	2.65
D_{50} (mm)	1.4 mm
均等係数、 U_c	1.27
最大間隙比、 e_{max}	1.01
最小間隙比、 e_{min}	0.70
透水係数、 k	$3.82 \times 10^{-2} \text{cm/s}$

3.2 実験方法

(1) 下部排水層の設置

まず、排水用として試料容器下部に排水パイプ（図-3.3 参照）を接続し、その後、試料容器内に排水層として珪砂 3 号（図-3.4 参照）を厚さが 3cm の高さになるよう敷き詰めた。



図-3.3 排水パイプ



図-3.4 下部排水層の設置（珪砂 3 号）

(2) 粘土投入・圧密

事前に含水比が 100%になるようにミキサーで練り混ぜたカオリン粘土を試料容器内に投入し、段階的に圧密圧力を増加させ、最終的に 60kPa の圧密圧力で一次元圧密を行った。

(3) 盛土作製

盛土はカオリン粘土、セメント、水をミキサーで練り混ぜて作った。目標強度を 200kPa として、式(3.1)を用いて配合を決定した。

$$q_u = (250 \cdot \log T + 100) \frac{1}{(W/C)^{1.5}} \quad (3.1)$$

ここで、

q_u : 一軸圧縮強さ (kPa)

T : 養生日数

W/C : 水セメント比

(4) 豊浦砂

豊浦砂は実験室で用いられているものを使用した。土粒子比重は 2.645 であり、含水比は約 0.3%である。

3.3 実験ケース

今回は、盛土背後の材料を砂質土の実験（ケース 4～6）を行い、昨年度の実験（ケース 1～3）と比較して、埋立材料の影響を検討した。実験ケースを表-3.3 に示す。

表-3.3 実験ケース

	盛土材料	根入れ深さ (cm)
ケース 1	浚渫土	0.5
ケース 2	浚渫土	2.0
ケース 3	浚渫土	5.0
ケース 4	砂質土	0.5
ケース 5	砂質土	2.0
ケース 6	砂質土	5.0

3.4 実験結果

3.4.1 実験ケース 4（根入れ 0.5cm）

(1) 実験条件

(a) 模型地盤

模型地盤の状況を図-3.5 に示す。ケース 4 は、盛土の根入れ深さが 0.5cm の場合である。



図-3.5 模型地盤

(b) 粘土地盤

図-3.6 は、予備圧密中の最終圧密圧力過程での時間～沈下関係を示している。図より、圧密が順調に進んだことが確認できる。なお、圧密の完了は 3t 法で判断した。

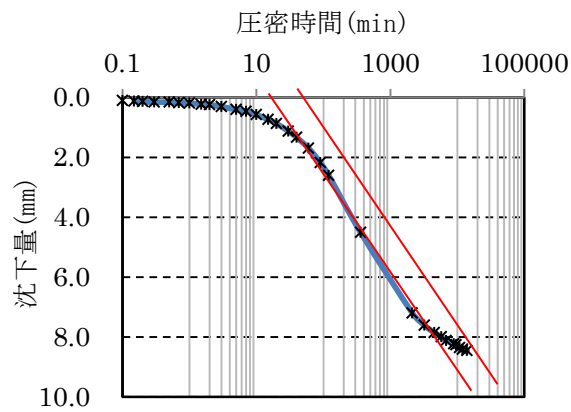
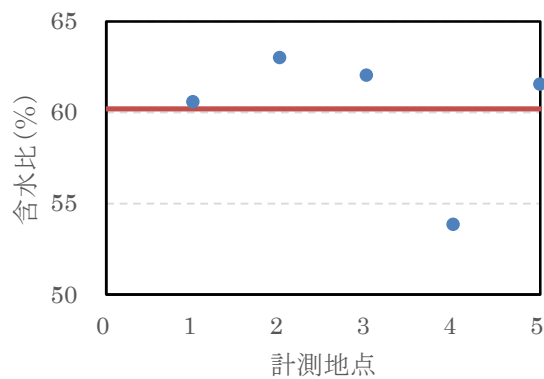
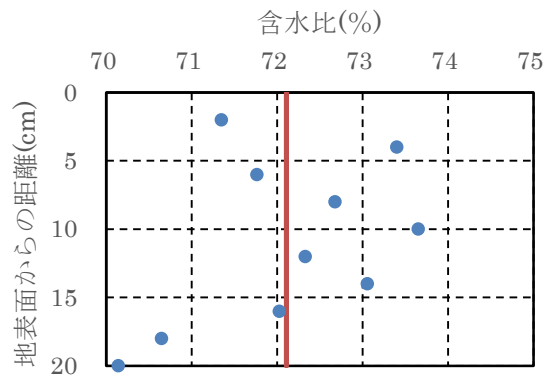


図-3.6 圧密過程での時間～沈下関係

遠心模型実験前に模型地盤表面の4隅と中央部の5カ所で含水比を測定し、その結果を図-3.7(a)に示した。計測地点によって含水比にバラツキが見られるが、平均含水比は60.2%であった。次に遠心実験後の含水比の結果を図-3.7(b)に示した。遠心実験後は、カオリン地盤に薄肉のパイプを挿入し、引き抜き後にパイプ内の粘土を取り出し、2cmおきに10ヶ所の深度で含水比を計測した。遠心実験後の平均含水比は72.1%だった。



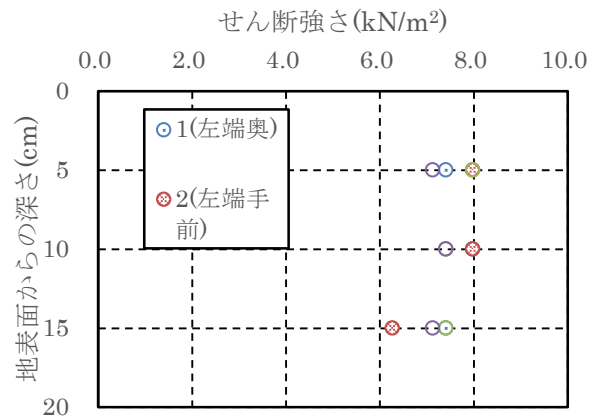
(a) 遠心実験前



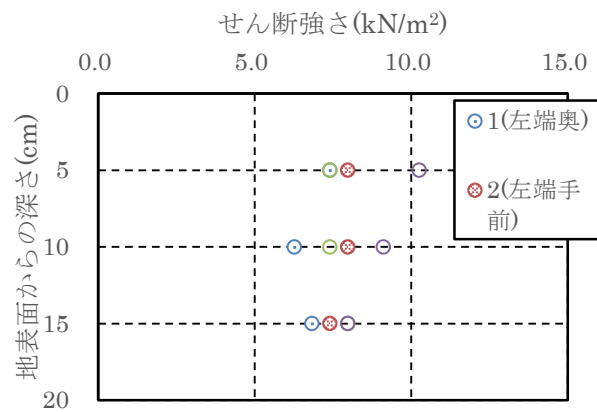
(b) 遠心実験後

図-3.7 含水比分布

次に、遠心実験前後でのベーンせん断試験で計測した粘土地盤の非排水せん断強度の結果を図-3.8 に示す。実験前は、平均 7.4 kPa であり、実験後の平均は 7.8 kPa で、ほぼ同様の値であった。



(a) 遠心実験前



(b) 遠心実験後

図-3.8 ベーンせん断試験結果

(c) 盛土

図-3.9 に盛土の含水比を示した。平均含水比は 104.4 %であった。

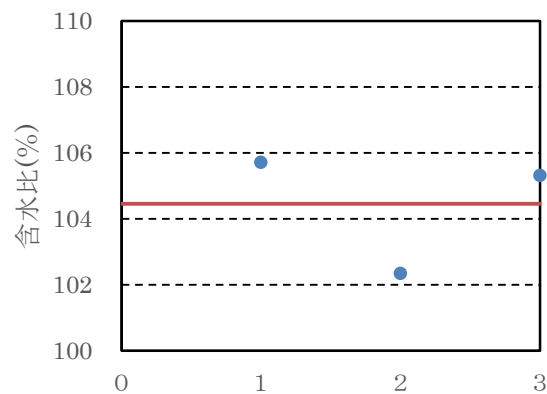


図-3.9 盛土の含水比

図-3.10 には、盛土の一軸圧縮試験の結果を示した。盛土の一軸圧縮強さは 197 kPa で、目標強度の 200 kPa とほぼ一致した値になっている。

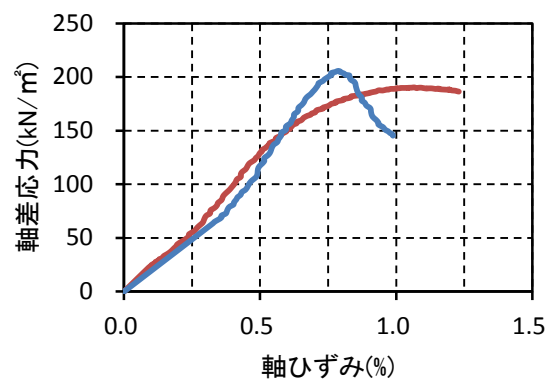


図-3.10 盛土材料の応力～歪み曲線

豊浦砂、地盤、盛土の単位体積重量 γ 、非排水せん断強度 Cu 、含水比をまとめて表-3.4 に示した。

表-3.4 模型地盤の特性

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	非排水せん断強度 Cu (kPa)	含水比 W (%)
豊浦砂	14.58	0.00	0.30
地盤	18.23	7.45	60.20
盛土	10.65	57.16	104.46

(2) 実験結果

(a) 時間～遠心加速度

図-3.11 に経過時間と遠心加速度の関係を示した。ほぼ一様に遠心加速度を増加させ、地盤を破壊させた。

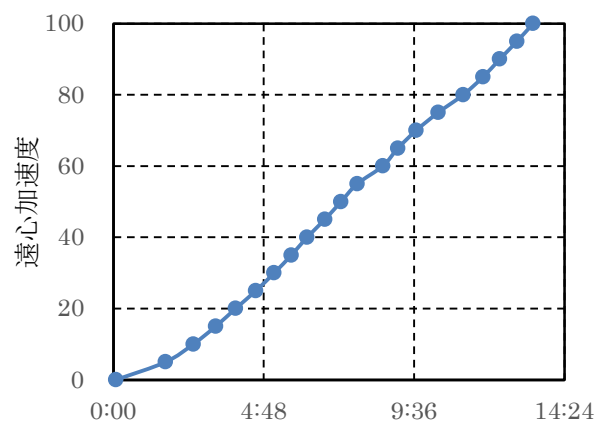


図-3.11 時間－遠心加速度の関係

(b) 盛土の変位挙動

図-3.12 には遠心加速度と盛土の水平変位、鉛直変位および回転変位の関係を示した。図より、水平変位と鉛直変位とも、遠心加速度の増加に伴いほぼ一様に増加する傾向が見られる。また、水平変位より鉛直変位の方が大きい傾向が見られた。一方、回転変位については、計測精度のために値が大きくふらついているが、全般的には約15G以降、徐々に増加する傾向が見られる（時計方向に回転変位）。

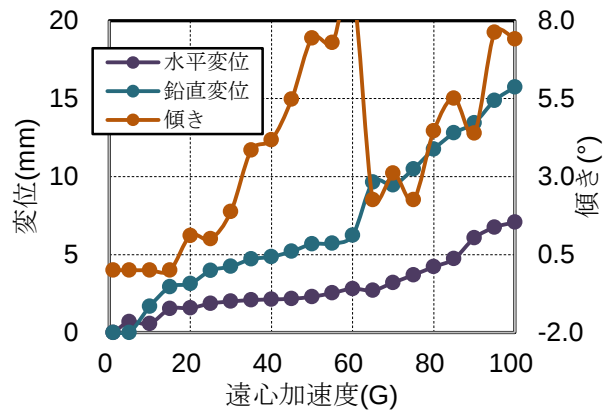


図-3.12 遠心加速度と盛土変位の関係

図-3.13 に遠心加速度増加中の地盤の変位状況を示した。



(a) 1G (0:00)



(b) 2.5G (1:40)



(c) 10G (2:33)



(d) 15G (3:16)



(e) 20G (3:54)



(f) 25G (4:33)



(g) 30G (5:08)



(h) 35G (5:41)



(i) 40G (6:11)



(j) 45G (6:45)



(k) 50G (7:16)



(l) 55G (7:47)



(m) 60G (8:36)



(n) 65G (9:05)



(o) 70G (9:40)



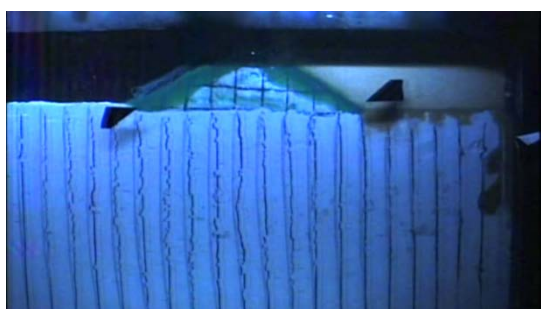
(p) 75G (10:22)



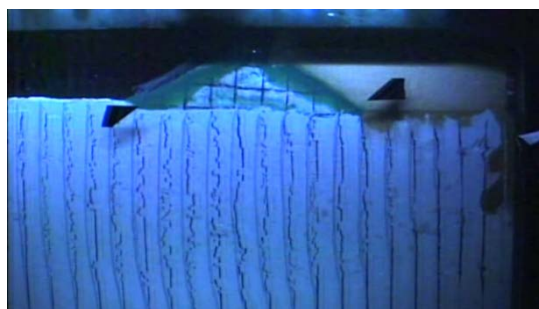
(q) 80G (11:10)



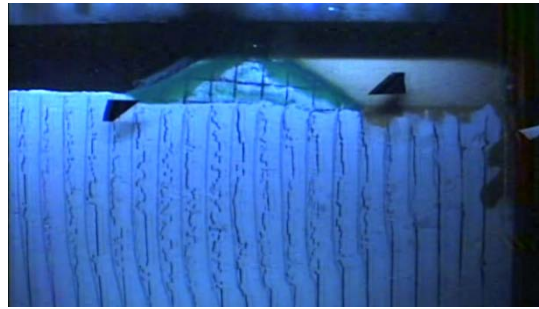
(r) 85G (11:48)



(s) 90G (12:20)



(t) 95G (12:55)



(u) 100G (13:24)

図-3.13 遠心加速度増加中の地盤の変位状況

図-3.14 に遠心実験後の地盤の状況を示した。図より、盛土の後部が沈下して時計方向に回転している変位が見られる。粘土地盤中には盛土後部より大きなせん断変形が発生し、円弧すべりのようなすべり面を形成していることがわかる。円弧すべりは最深部で地表面から約 13cm であった。

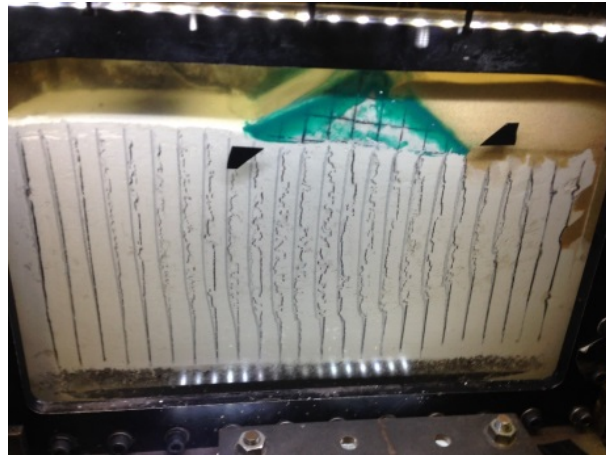


図-3.14 遠心実験後の地盤の状況

3.4.2 実験ケース 5（根入れ 2.0cm）

(1) 実験条件

(a) 模型地盤

模型地盤の状況を図-3.15 に示す。ケース 5 は、盛土の根入れ深さが 2.0cm の場合である。

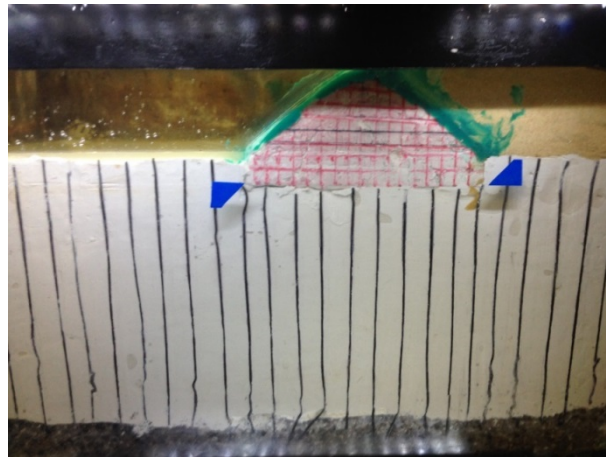


図-3.15 模型地盤

(b) 粘土地盤

図-3.16 は、予備圧密中の最終圧密圧力過程での時間～沈下関係を示している。図より、圧密が順調に進んでいることが確認できる。なお、圧密の完了は 3t 法で判断した。

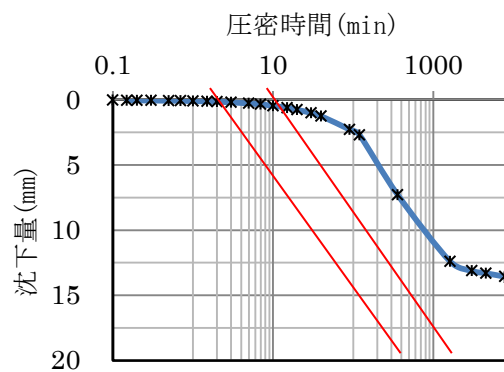


図-3.16 圧密過程での時間～沈下関係

図-3.17 に遠心実験後のカオリン地盤の含水比を示した。含水比は、カオリン地盤のある一か所から 2cm おきに 10 か所計測した。これを見ると、下の方に行くに従って含水比が高くなっていることがわかる。

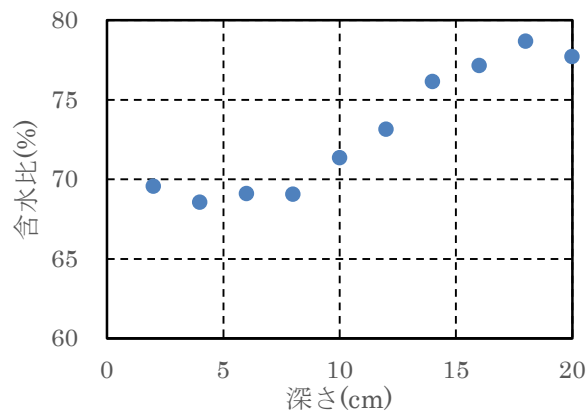
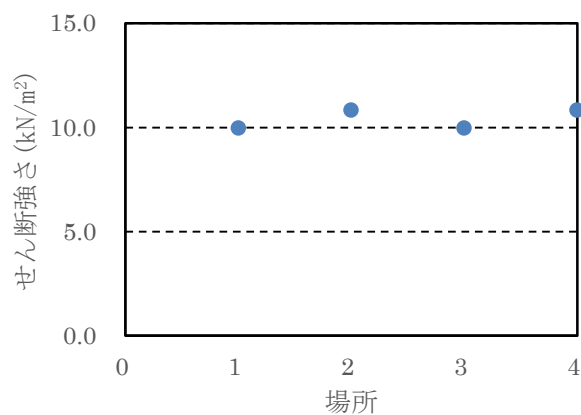
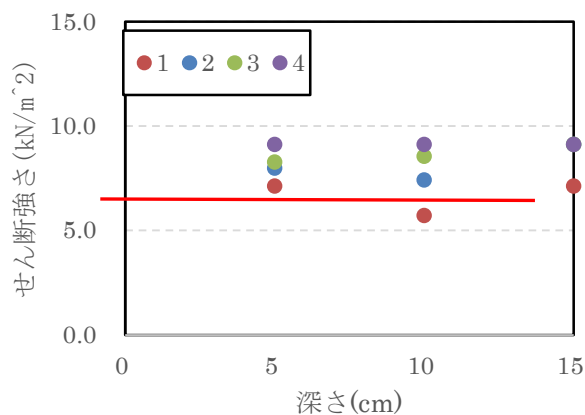


図-3.17 粘土地盤の含水比の深度分布

次に、粘土地盤の非排水強度をベーン試験で地盤の4隅でベーン試験を実施した。遠心模型実験前と実験後に試験を実施した。実験前は地表面から5cmの深度、実験後は地表面から5cm、10cm、15cmの深度で試験を実施した。その結果を図-3.18に示した。図中、平均値はそれぞれ10.4 kPa、8.1 kPaであった。遠心実験後の測定値が多少小さくなっている。



(a) 遠心実験前



(b) 遠心実験後

図-3.18 ベーン試験結果

遠心実験後の地盤から乱さないように供試体を取り出し、一軸圧縮試験を実施した。図-3.19 に試験結果を示す。含水比は 70.4 %、一軸圧縮強さは 6.9 kpa が得られた。計測値は、ベーンせん断試験と結果が大きく違ってしまっているが、その原因は不明である。

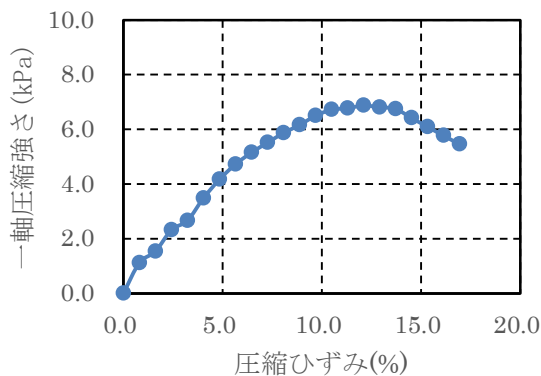


図-3.19 一軸圧縮試験の結果

(c) 盛土

図-3.20 に盛土の含水比を示したが、平均含水比は 88.1 %であった。、平均一軸圧縮強さ q_u は 226.3 kPaだった。

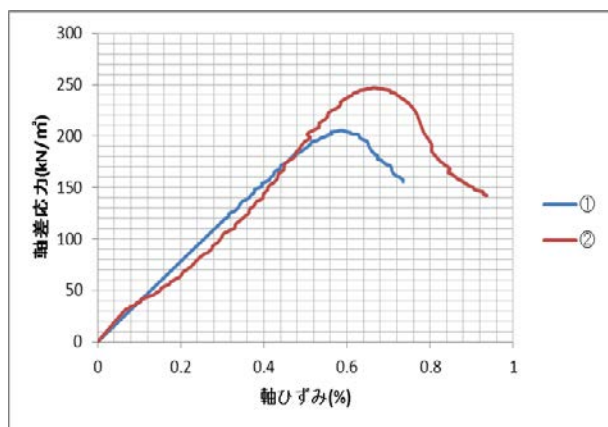


図-3.20 盛土材料の応力～歪み曲線

(2) 実験結果

(a) 時間～遠心加速度

図-3.21 に経過時間と遠心加速度の関係を示した。ほぼ一様に遠心加速度を増加させ、地盤を破壊させた。

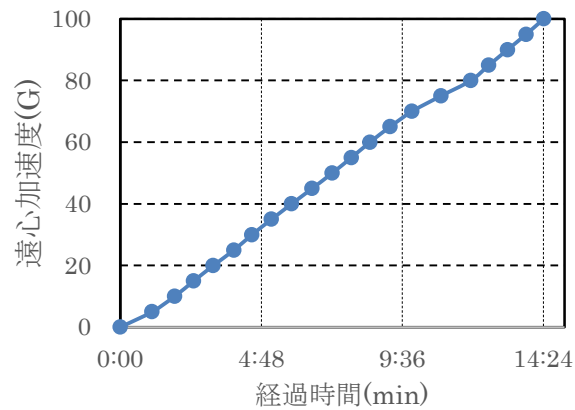


図-3.21 時間－遠心加速度の関係

(b) 盛土の変位挙動

図-3.22 には遠心加速度と盛土の水平変位、鉛直変位の関係を示した。図より、水平変位と鉛直変位とも、遠心加速度の増加に伴いほぼ一様に増加する傾向が見られる。また、水平変位より鉛直変位の方が大きい傾向が見られた。

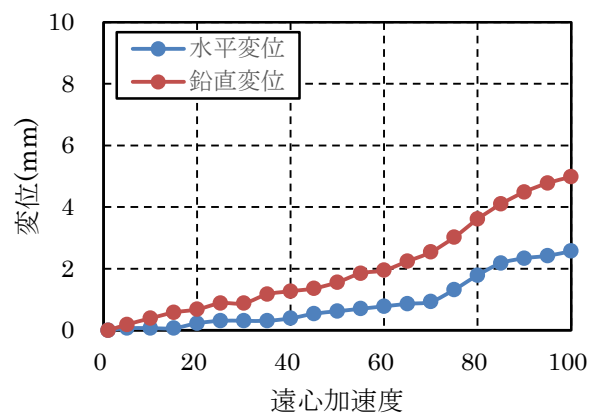
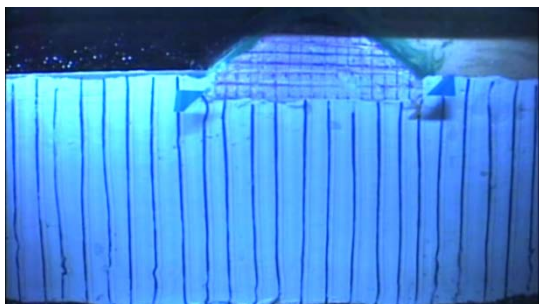
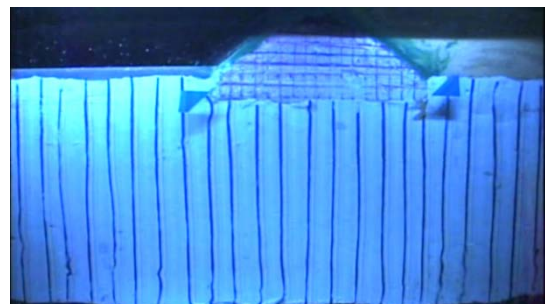


図-3.22 遠心加速度と盛土変位の関係

図-3.23 に遠心加速度増加中の地盤の変位状況を示した。



(a) 1G (0:00)



(b) 5G (1:05)

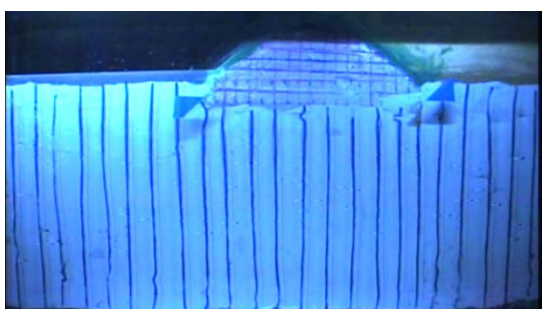


(c) 10G (1:51)

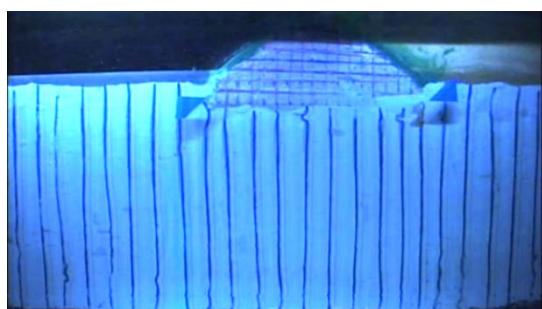


(d) 15G (2:30)

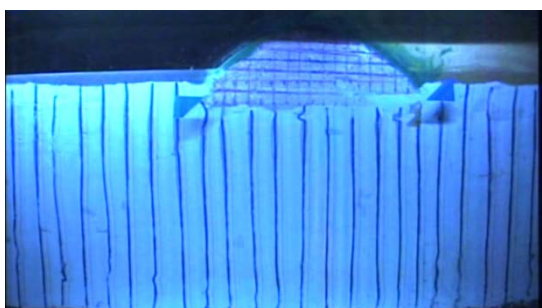
盛土が鉛直沈下を生じはじめ、右上のそうめんが曲がり始める傾向が見られた。



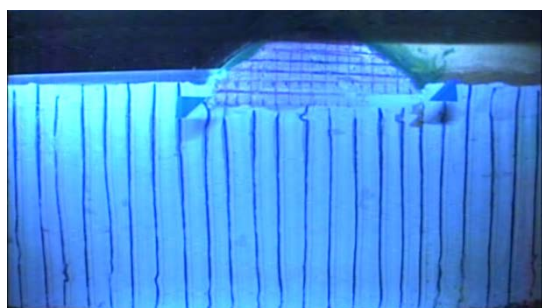
(e) 20G (3:10)



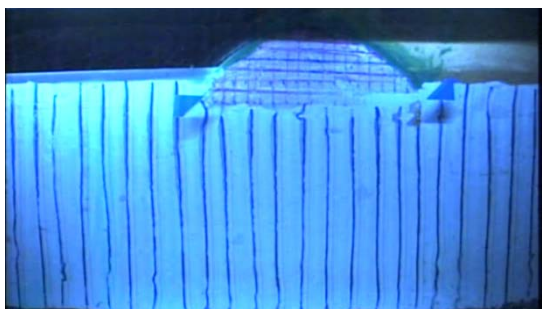
(f) 25G (3:52)



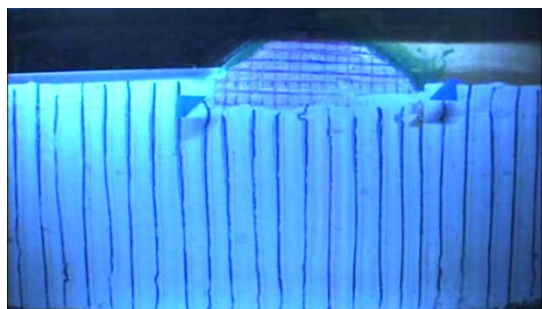
(g) 30G (4:29)



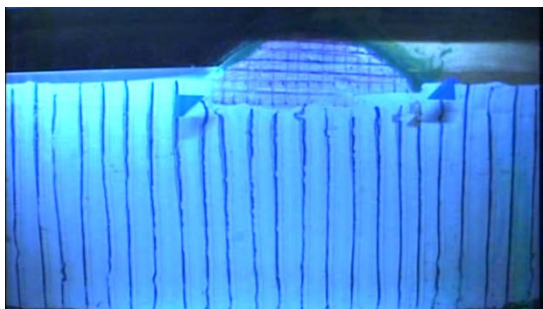
(h) 35G (5:09)



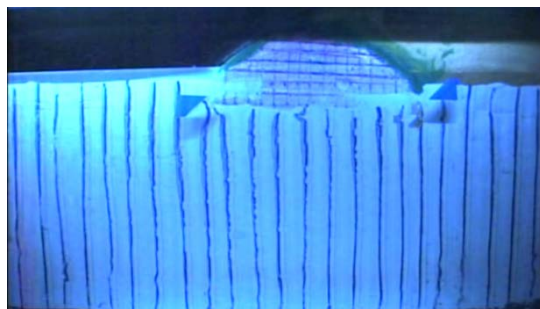
(i) 40G (5:50)



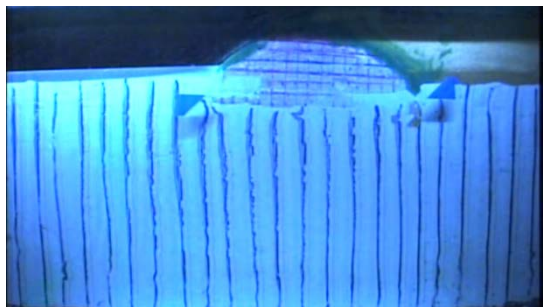
(j) 45G (6:32)



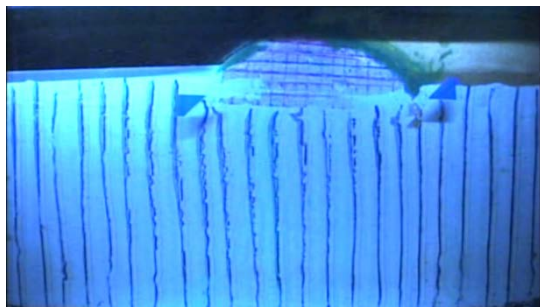
(k) 50G (7:13)



(l) 55G (7:52)

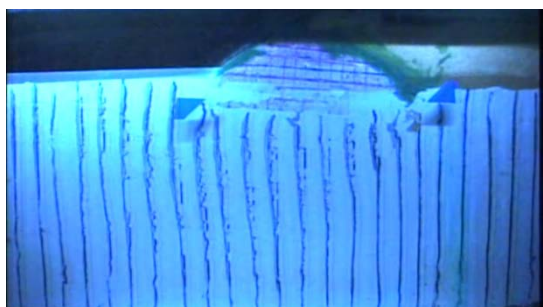


(m) 60G (8:30)

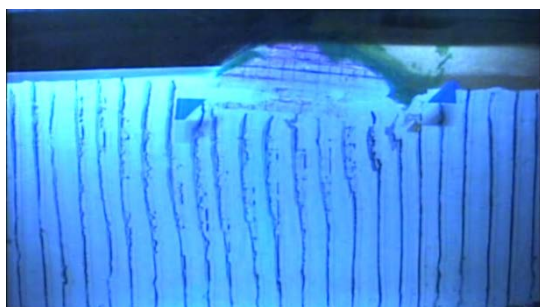


(n) 65G (9:11)

すべり線が徐々に発生していく様子が見られる。

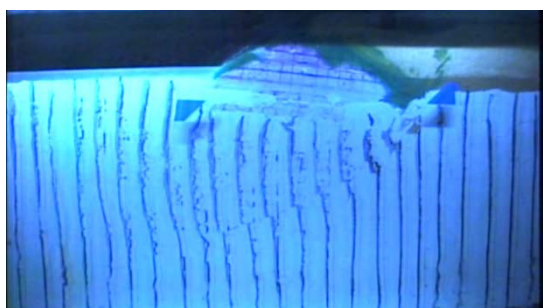


(o) 70G (9:56)

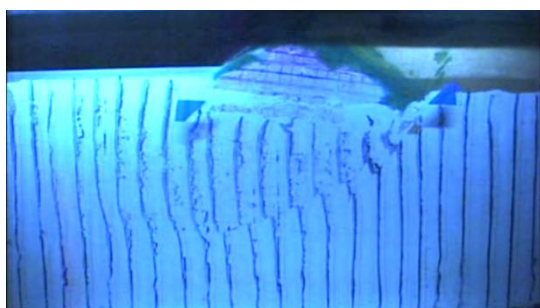


(p) 75G (10:55)

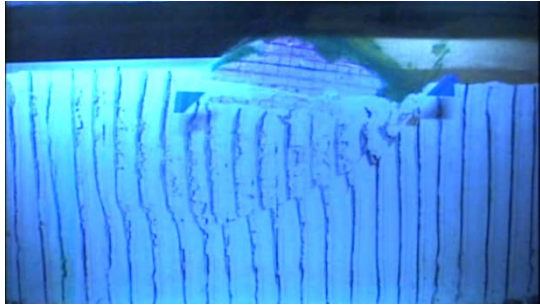
すべり線が確実に見えて、盛土の左側の土壌が盛り上がっていることが確認できる。



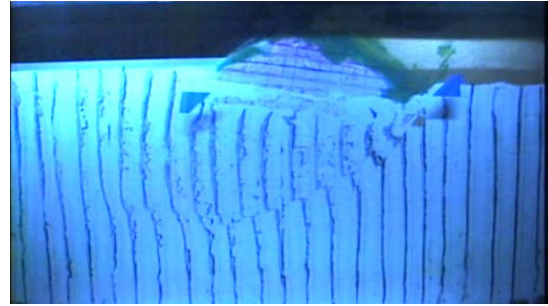
(q) 80G (11:56)



(r) 85G (12:33)



(s) 90G (13:11)



(t) 95G (13:49)



(u) 100G (14:25)

図-3.23 遠心加速度増加中の地盤の変位状況

図-3.24 に遠心実験後の地盤の状況を示した。図より、盛土が沈下していて、回転している状況が見られる。また、盛土の左側と右側では、右側の方が沈下していることである。これによって、右側の方が沈下速度は速いことがわかり、円弧すべりのようなすべり面を形成していることがわかる。また、隆起している地盤のすぐ下には、地盤に対して左上方向にすべり線が生じている。これは、左側の地盤が盛土の動きを抑えていたが徐々に限界に近づいていることを示していると思われる。



図-3.24 遠心実験後の地盤の状況

3.4.3 実験ケース 6（根入れ 5.0cm）

(1) 実験条件

(a) 模型地盤

模型地盤の状況を図-3.25 に示す。ケース 6 は、盛土の根入れ深さが 5.0cm の場合である。



図-3.25 模型地盤

(b) 粘土地盤

図-3.26 は予備圧密中の最終圧密圧力過程での時間～沈下関係を示している。図より、圧密が順調に進んでいることが確認できる。なお、圧密の完了は 3t 法で判断した。

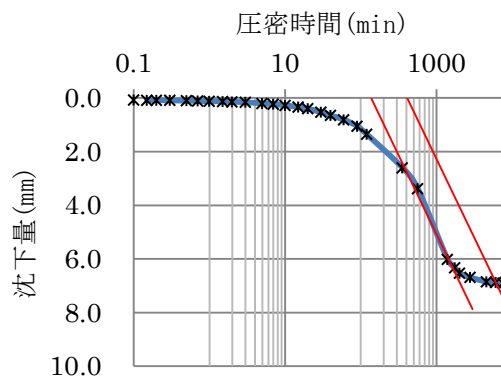
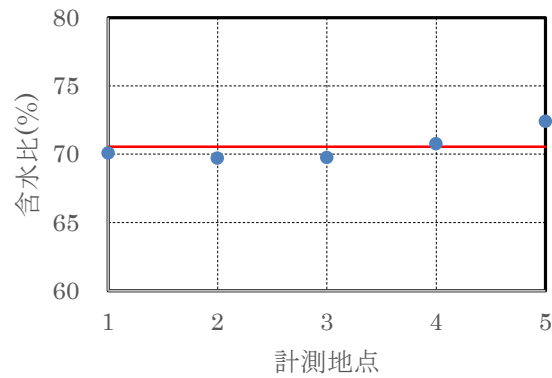
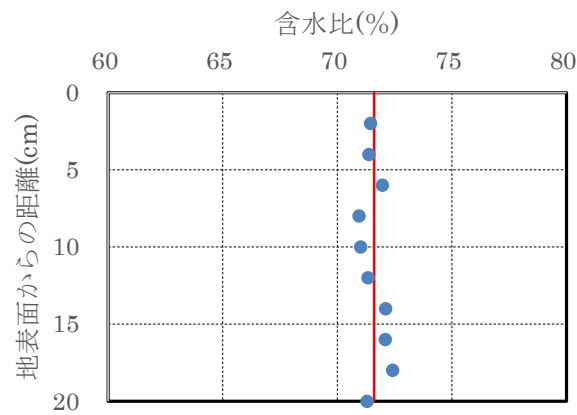


図-3.26 圧密過程での時間～沈下関係

遠心実験前後に地盤の含水比を計測した。その結果を図-3.27 に示す。遠心実験の含水比の平均は 70.6 %であった。遠心実験後には、地盤に垂直に筒を差し込み、地盤を採取した。その筒から 2cm おきに含水比を計測し、図-3.27 (b) に示した。その結果、含水比の平均値は 71.6 %となった。



(b) 遠心実験前



(b) 遠心実験後

図-3.27 含水比分布

地盤の強さはベーンせん断試験により決定した。遠心後に4隅でベーンせん断試験を実施した。深さはそれぞれの地点の5 cm、10 cm、15 cmで行った。その結果を図-3.28に示している。非排水せん断強度の平均は 9.6 kN/m^2 であった。

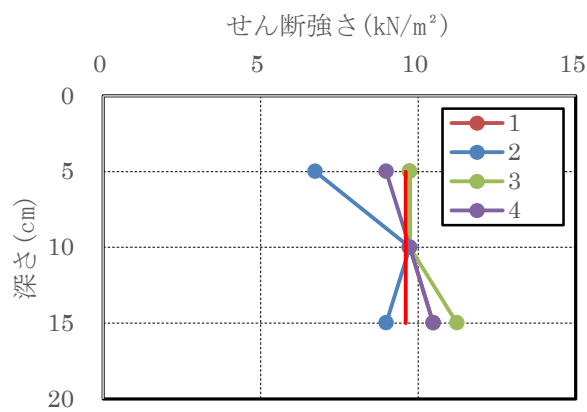


図-3.28 ベーン試験結果

(c) 盛土

図-3.29 に盛土の含水比を示したが、平均含水比は 78.5 %で、平均一軸圧縮強さ q_u は 185 kPaであった。

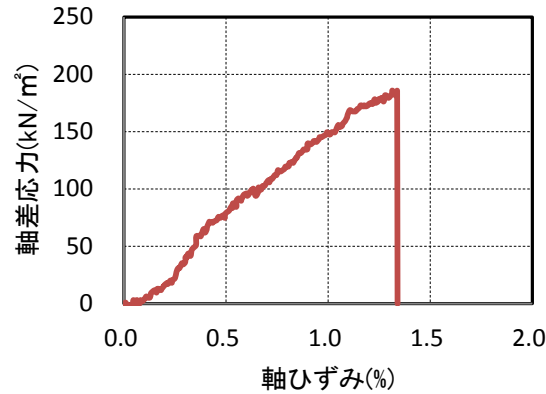


図-3.29 盛土材料の応力～歪み曲線

豊浦砂、地盤、盛土の単位体積重量 γ 、非排水せん断強度 C_u 、含水比をまとめて表-3.5 に示した。

表-3.5 模型地盤の特性

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	非排水せん断強度 C_u (kPa)	含水比 W (%)
豊浦砂	14.6	0.0	0.3
地盤	18.2	8.5	71.6
盛土	16.3	92.5	78.5

(2) 実験結果

(a) 時間～遠心加速度

図-3.30 に経過時間と遠心加速度の関係を示した。ほぼ一様に遠心加速度を増加させ、地盤を破壊させた。

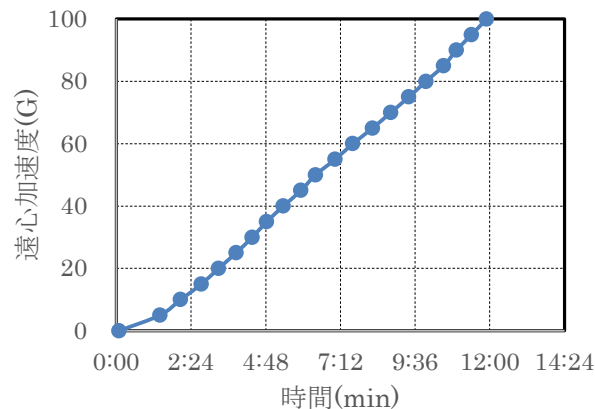


図-3.30 時間－遠心加速度の関係

(b) 盛土の変位挙動

図-3.31 には遠心加速度と盛土の水平変位、鉛直変位および回転変位の関係を示した。図より、水平変位と鉛直変位とも、遠心加速度の増加に伴いほぼ一様に増加する傾向が見られる。また、水平変位より鉛直変位の方が大きい傾向が見られた。一方、回転変位については、計測精度のために値が大きくふらついているが、全般的には約40G以降、徐々に増加する傾向が見られる（時計方向に回転変位）。

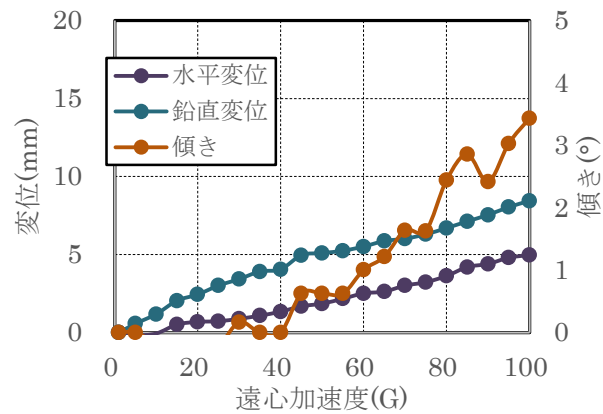
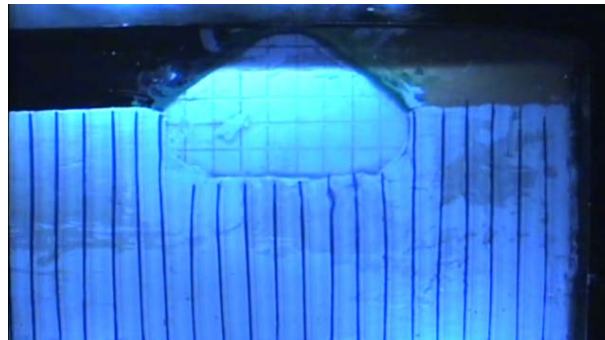
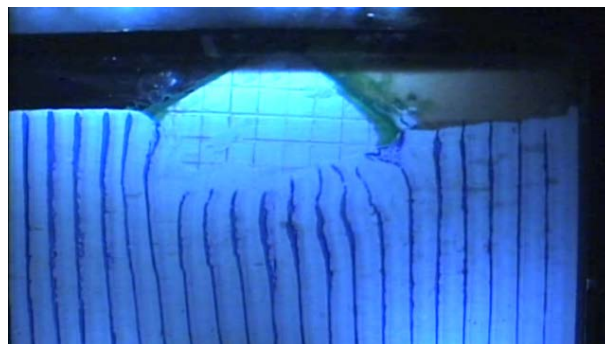


図-3.31 遠心加速度と盛土変位の関係

図-3.32 に、遠心加速度増加中の地盤の変位状況を示した。



(a) 1 G



(b) 100G

図-3.32 遠心加速度増加中の地盤の変位状況

図-3.33 は実験直後の写真である。赤線で示す部分のみにすべり線を観測することが出来た。

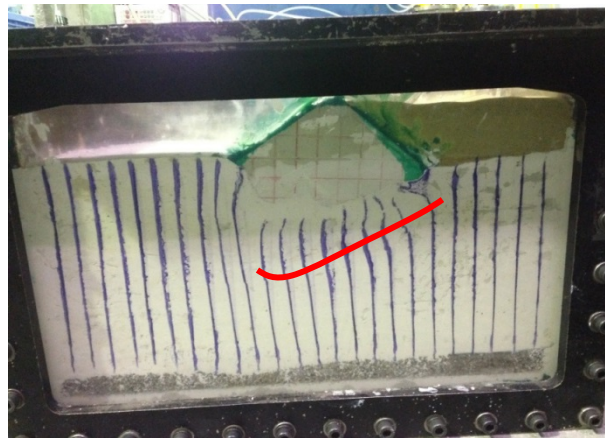


図-3.33 遠心実験後の地盤の状況

3.5 考察

3.5.1 降伏・破壊時の遠心加速度

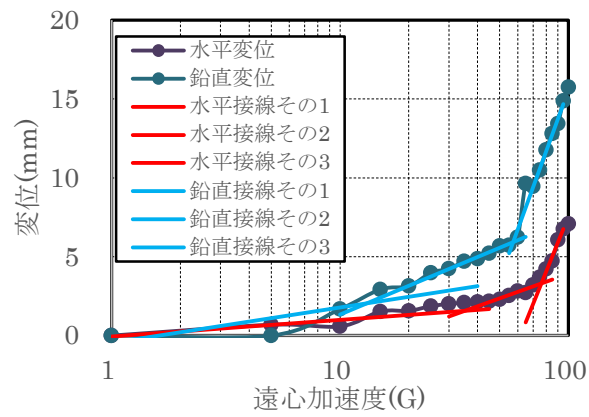
(1) 決定法

ここでは、昨年度実施した埋立土が浚渫土の実験ケース（ケース1～3）と比較し、埋立土の違いが地盤の変形挙動に及ぼす影響を考察する。まず、これまでの実験条件をとりまとめ、表-3.6 に示す。

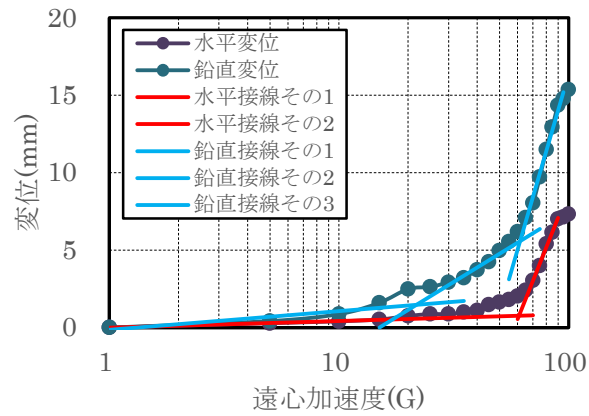
表-3.6 模型地盤の特性

	ケース 1			ケース 2			ケース 3		
	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	w (%)	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	w (%)	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	w (%)
浚渫土	11.3	0.0	302.1	12.5	0.0	304.2	11.1	0.0	301.9
地盤	16.5	9.3	63.4	15.6	9.1	67.7	16.6	9.5	61.7
盛土	16.9	159.9	58.5	15.3	119.5	86.6	15.1	62.2	83.6
	ケース 4			ケース 5			ケース 6		
	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	w (%)	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	w (%)	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	w (%)
豊浦砂	14.3	0.0	0.3	14.3	0.0	0.2	14.6	0.0	0.3
地盤	18.3	7.5	60.2	17.8	8.1	73.0	18.2	8.5	71.6
盛土	10.7	57.2	104.5	16.3	65.4	88.0	16.3	53.6	78.5

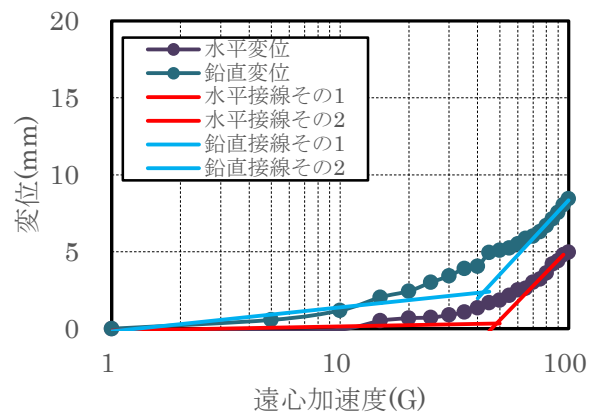
次に、遠心加速度と水平変位と鉛直変位の関係（対数表記）から、地盤の降伏点と破壊点を求めることとした。降伏点は、1G から 15G 程度までの間で近似される直線と、その後の曲線で近似直線との交点での遠心加速度で求めた。また、破壊点は、二本目と三本目の近似直線の交点での遠心加速度とした。なお、交点が見られない場合には地盤は破壊しなかったと判断した。ケース4～6について、降伏点と破壊点を求めたグラフを図-3.34 に示し、その一覧を表-3.7 に示した。



(a) ケース 4



(b) ケース 5



(c) ケース 6

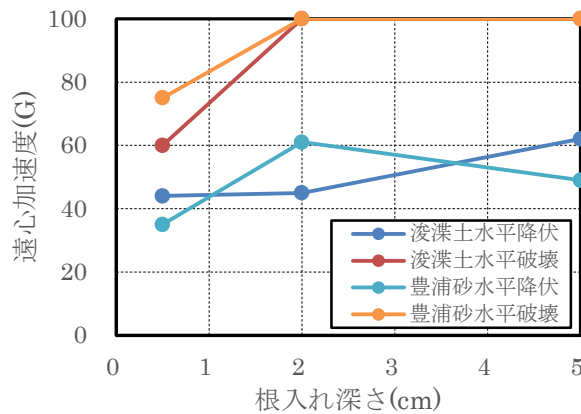
図-3.34 降伏点と破壊点の決定法

表-3.7 降伏点と破壊点

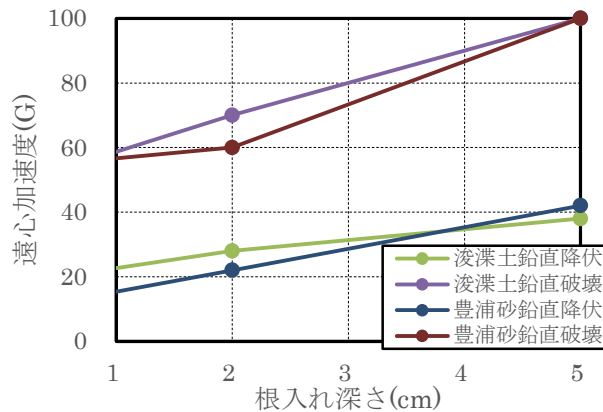
種類	根入れ(cm)	ケース	水平変位による		鉛直変位による	
			降伏点	破壊点	降伏点	破壊点
浚渫土	0.50	ケース 1	44	60	20	53
	2.00	ケース 2	45	100	28	70
	5.00	ケース 3	62	100	38	100
豊浦砂	0.50	ケース 4	35	75	12	55
	2.00	ケース 5	61	100	22	60
	5.00	ケース 6	49	100	42	100

(2) 根入れ深さの影響

図-3.35 には、盛土の根入れ深さと地盤の降伏点・破壊点との関係を示した。図より、全般的に、盛土の根入れを深くすれば降伏点と破壊点のいずれも大きくなっていくことが分かる。ただ、鉛直変位に関しては、根入れ深さにほぼ比例して降伏時と破壊時の遠心加速度が増加するのに対して、水平変位に関しては特に降伏時の遠心加速度はほぼ一定であり、着目する変位によって得られる傾向が異なることが分かった。



(a) 水平変位による



(b) 鉛直変位による

図-3.35 地盤の降伏点・破壊点と根入れの関係

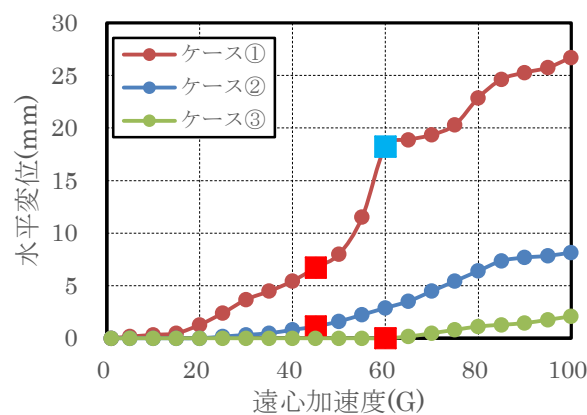
3.5.2 盛土の変位挙動

(1) 水平変位

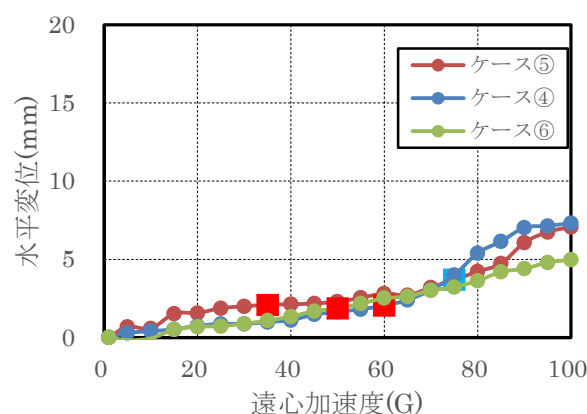
ここで、盛土の水平変位と遠心加速度との関係を図-3.36 に示した。への変位、傾きの比較を試みる。図-3.36(a)に示すケース1～3（浚渫土）について、盛土の根入れが小さいほど水平変位が大きいことがわかる。特に、根入れ深さが0.5cmのケース1については約15G頃より変位が生じはじめ、約50G頃より大きく変位する傾向が見られる。ケース2については、約40G頃より変位し始め、遠心加速度の増加と共に徐々に変位が大きくなる傾向が見られる。

次に、埋立土が豊浦砂のケースを図-3.36(b)に示す。いずれのケースも遠心加速度の増加と共に徐々に水平変位が生じている。そして、約70G頃から多少変位の増加が見られる。しかし、各ケースとも水平変位の大きさはほぼ同程度であり、ケース1～3で見られたような根入れによる顕著な差は見られなかった。

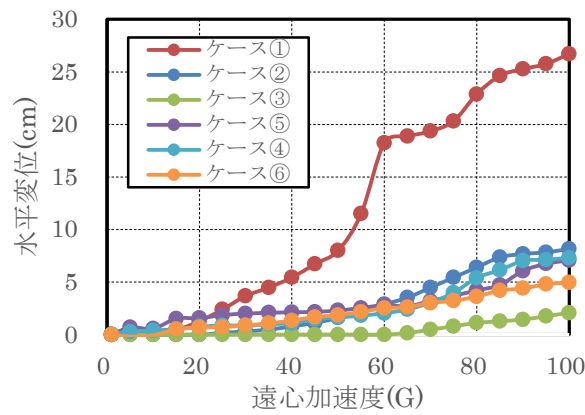
図-3.36(c)に、全ての実験ケースをまとめて示している。遠心加速度が100Gの時点で、ケース1の水平変位が一番大きい。盛土の水平変位に関して豊浦砂と浚渫土を比較すると、浚渫土の場合には根入れの影響が大きく現れているが、豊浦砂の場合には根入れの影響が小さいことが分かった。



(a) ケース1～3



(b) ケース4～6

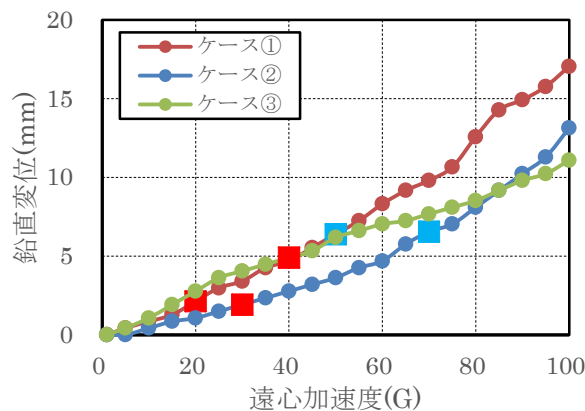


(c) ケース 1 ～ 6

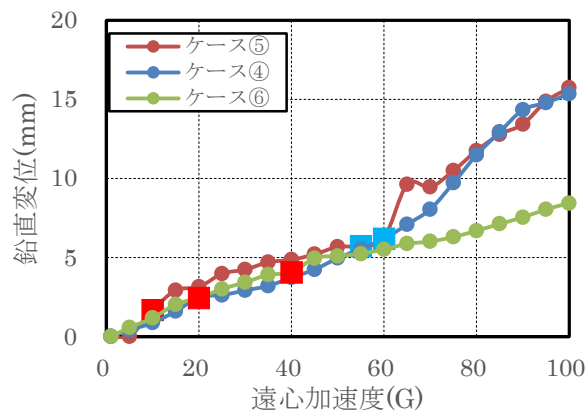
図-3.36 盛土の水平変位と遠心加速度の関係

(2) 鉛直変位

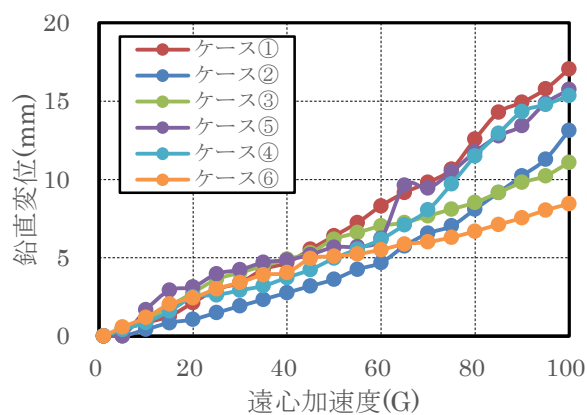
次に、鉛直変位について、図-3.37 に遠心加速度との関係を示した。まず、ケース 1 ～ 3 について見ると、埋立土が浚渫土の場合（図-3.37(a)）には、いずれのケースも遠心加速度の増加と共にほぼ一様に鉛直変位が増加していることが分かる。次に、ケース 4 ～ 6（図-3.37(b)）について見る。この場合も、遠心加速度が約 60G までは 3 ケースともほぼ同様に遠心加速度の増加と共に一様に鉛直変位が増加する傾向が見られる。約 60G 頃を境に、根入れの小さいケースでは変位が急増する傾向が見られる。図-3.37(c)）には、ケース 1 ～ 6 までを合わせて示した。いずれのケースも遠心加速度の増加と共に鉛直変位が増加する傾向が見られた。しかし、遠心加速度が 100G の時の変位を見ると、水平変位で見られたような埋立土の種類による顕著な差は見られず、ほど同様な変位を示していることが分かった。



(a) ケース 1 ～ 3



(b) ケース 4～6

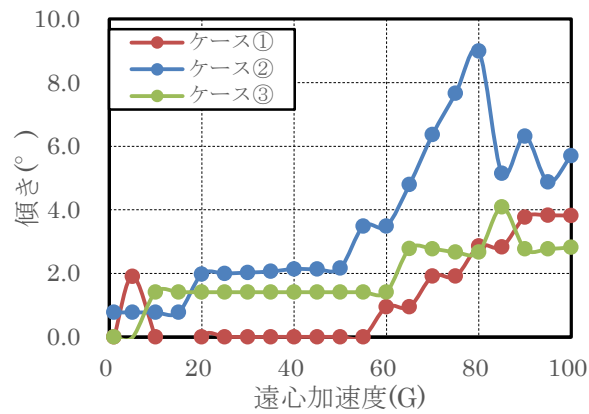


(c) ケース 1～6

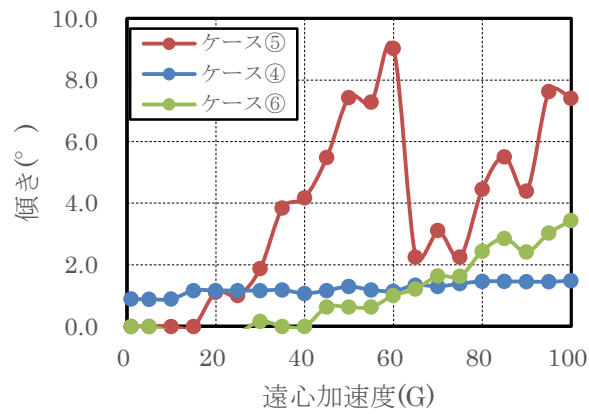
図-3.37 盛土の鉛直変位と遠心加速度の関係

(3) 回転変位

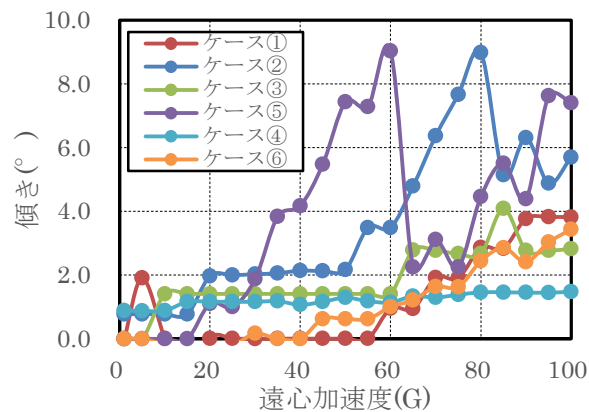
図-3.38 には、盛土の回転変位と遠心加速度との関係を示した。まず、ケース 1～3 について見ると（図-3.38(a)）、遠心加速度が 50G 程度まではあまり大きな回転変位は生じていないが、50G 頃から増加し始める傾向が見られる。3 ケースの中では、ケース 2 の回転変位が一番大きく、根入れの深さとの顕著な関係は見られない。次に、埋立土が豊浦砂の場合（図-3.38(b)）には、根入れの一番小さいケース 4 が一番大きな回転変位を示した。ケース 5 については、遠心加速度の増加にもかかわらずほとんど回転変位が生じておらず、ケース 1～3 とは異なる傾向が見られた。図-3.38(c) には、全てのケースをあわせて示している。



(a) ケース 1 ～ 3



(b) ケース 4 ～ 6



(c) ケース 1 ～ 6

図-3.38 盛土の回転変位と遠心加速度の関係

(4) 水平・鉛直変位

図-3.39 に、盛土の水平変位と鉛直変位を示した。盛土の根入れや埋立土の材料によって、鉛直・水平変位の大きさが異なることが分かる。特に、ケース 1 の場合には、

水平変位・鉛直変位とも他のケースに比べ非常に大きく、特に水平変位が大きいのが特徴として見られる。

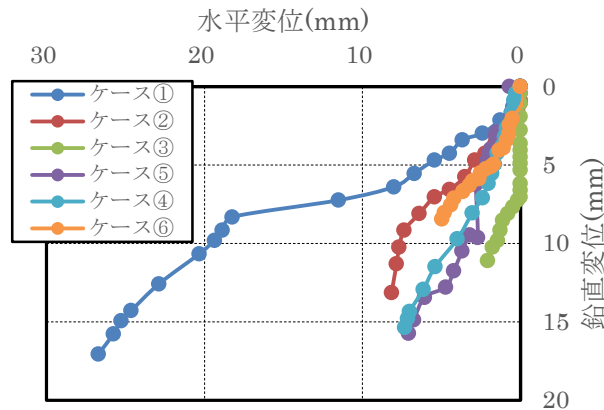
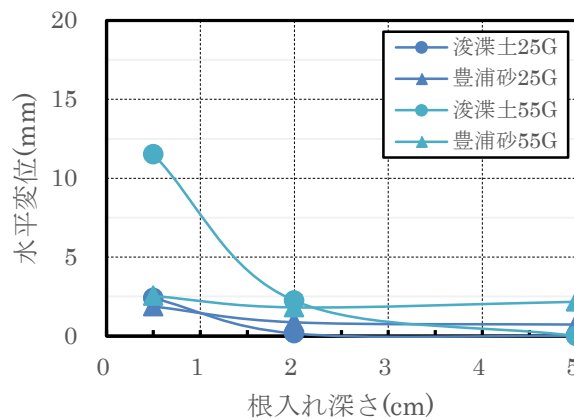


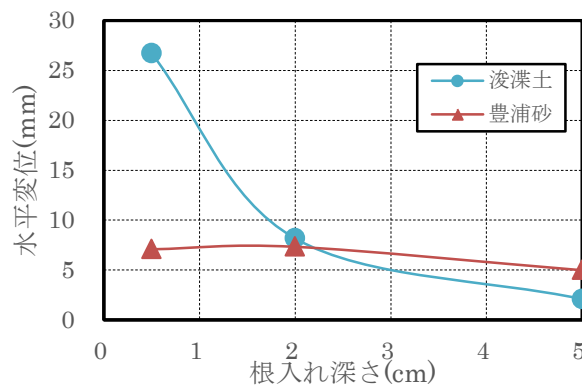
図-3.39 盛土の水平・鉛直変位

(5) 根入れ深さの影響

図-3.40 には、遠心加速度が 25G と 55G の時の盛土の水平変位と根入れ深さとの関係を示した。図より、埋立土が浚渫土で根入れ深さ 0.5cm、遠心加速度が 55G の時に大きな水平変位が生じている。しかし、その他のケースでは、埋立材料や根入れ深さにかかわらず、ほぼ同様な水平変位であることが分かる。図-3.40 は遠心加速度が 100G の時のデータを示している。盛土の根入れ深さが 0.5cm の時の浚渫土では大きな変位が生じていることが分かる。根入れ深さが大きくなると埋立土の種類によらず、ほぼ同程度の変位であることは分かる。



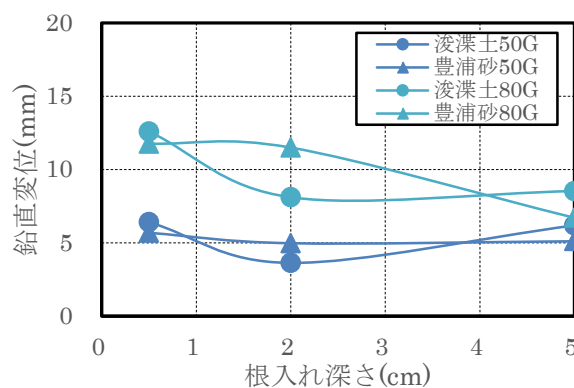
(a) 遠心加速度 25G、55G 時



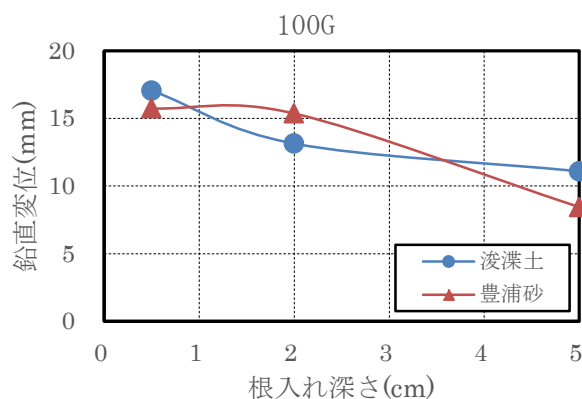
(b) 遠心加速度 100G 時

図-3.40 盛土の水平変位と根入れ深さ

図-3.41 には、遠心加速度が 50G と 80G の時の盛土の鉛直変位と根入れ深さとの関係を示した。図より、実験データにはバラツキが見られるが、全般的には埋立土の種類によらず、また根入れ深さによらず、ほぼ同程度の鉛直変位が生じていることが分かる。遠心加速度が 100G の時の値を見ると（図-3.41）、全般的には埋立土の種類によらずほぼ同程度の鉛直変位が生じていることが分かる。



(a) 遠心加速度 50G、80G 時



(b) 遠心加速度 100G 時

図-3.41 盛土の鉛直変位と根入れ深さ

3.6 まとめ

静的実験では、遠心模型実験を行って、軟弱地盤上に建設された盛土の水平変位、鉛直変位および回転変位挙動に及ぼす盛土の根入れ深さと埋立土の材料の影響を調べた。以下に静的実験で得られた結論を述べる。

- (1) 盛土の根入れ深さが大きくなると、地盤の降伏時および破壊時の遠心加速度が増加し、盛土の安全性が増加する傾向が得られた。
- (2) 盛土の根入れ深さが大きくなると、盛土の変位を小さくなる傾向が見られた。ただ、盛土の水平変位と鉛直変位への影響は異なり、水平変位の方が根入れ深さの影響が大きいことが分かった。
- (3) 埋立土の材料が変わることにより盛土の破壊挙動は大きく変化することがわかった。特に水平変位は鉛直変位よりも材料の影響を大きく受けることが分かった。

4. 動的实验

4.1 実験装置

4.1.1 模型地盤

今回の実験で設定した模型地盤の概略図を図-4.1に示す。

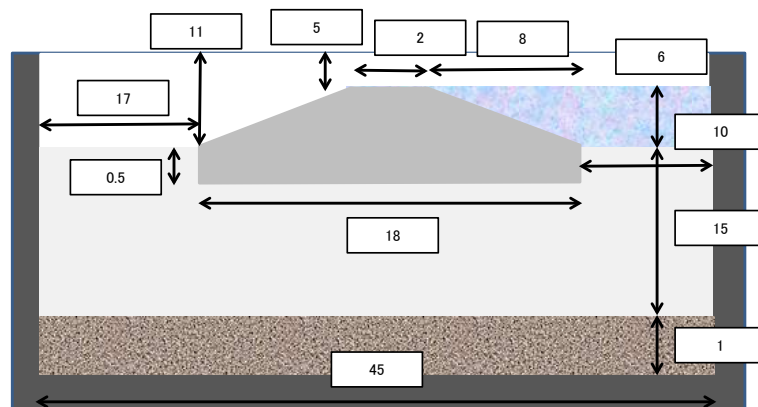


図-4.1 模型地盤（盛土根入れ 0.5cm）

4.1.2 試料容器

本研究の内、動的实验で使用した試料容器は、横幅 45cm、高さ 27cm、奥行き 15cm の剛性の高い容器で、前面はアクリル板が装着され地盤の様子が観察できるようになっている。

4.1.3 地盤材料

粘土地盤の試料としてカオリン粘土を、下部の排水層として珪砂 3 号を用いた。カオリン粘土と珪砂 3 号の特性をそれぞれ表-4.1 と表-4.2 に示す通りである。

表-4.1 カオリン粘土の物理・力学特性

特性	値
比重、 G_s	2.61
液性限界、 w_L	77.5 %
塑性限界、 w_P	30.3 %
塑性指数、 IP	47.2
圧縮指数、 C_c	0.56
膨張指数、 C_s	0.1
静止土圧係数、 K_0	0.6
Cu/p	0.24

表-4.2 珪砂 3 号の物理・力学特性

特性	値
比重、 G_s	2.65
D_{50} (mm)	1.4 mm
均等係数、 U_c	1.27
最大間隙比、 e_{max}	1.01
最小間隙比、 e_{min}	0.70
透水係数、 k	$3.82 \times 10^{-2} \text{cm/s}$

4.2 実験方法

模型地盤の作製は、静的実験と同様である。

4.3 実験ケース

今回は、盛土背後の材料を浚渫土の実験（ケース 7 と 8）を行った。実験ケースを表-4.3 に示す。

表-4.3 実験ケース

	盛土材料	根入れ深さ (cm)
ケース 7	浚渫土	0.5
ケース 8	浚渫土	5.0

4.4 実験結果

4.4.1 実験ケース 7（根入れ 0.5cm）

(1) 実験条件

(a) 模型地盤

模型地盤の状況を図-4.2 に示す。ケース 4 は、盛土の根入れ深さが 0.5cm の場合である。

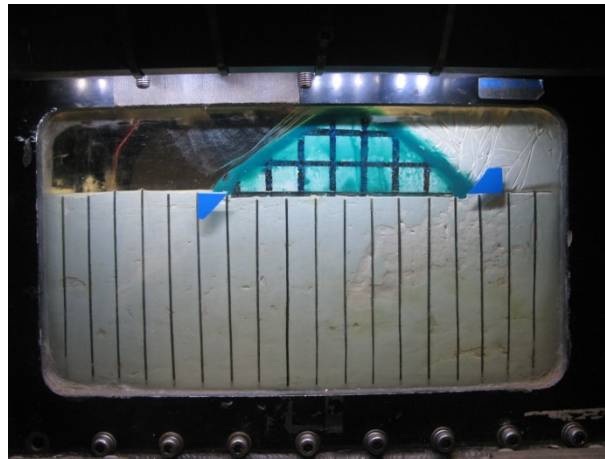


図-4.2 模型地盤

(b) 粘土地盤

遠心模型実験前に模型地盤表面の2カ所で含水比を測定し、その結果を図-4.3に示した。計測地点によって含水比にバラツキが見られるが、平均は69.4%であった。

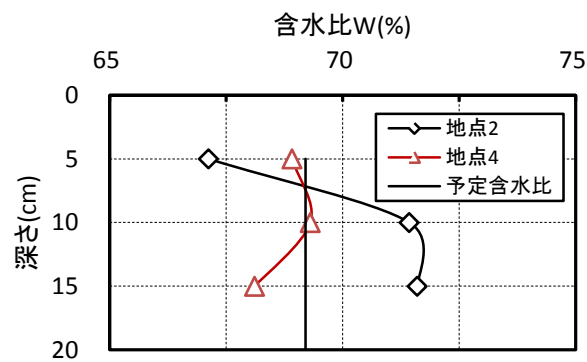
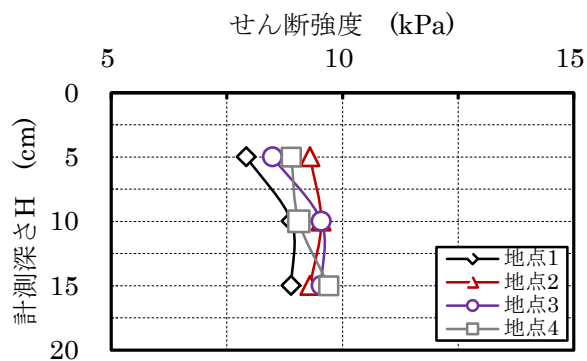
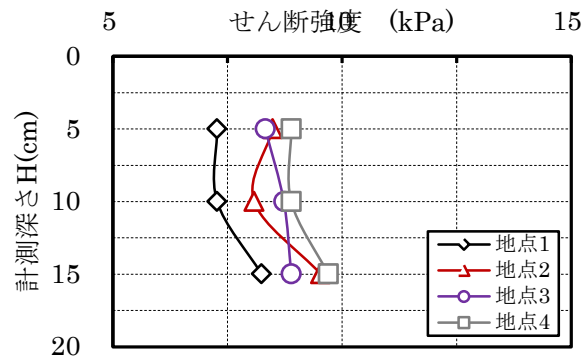


図-4.3 含水比分布

次に、遠心実験前後でのベーンせん断試験で計測した粘土地盤の非排水せん断強度の結果を図-4.4に示す。実験前は、平均9.1 kPaであり、実験後の平均は8.5 kPaで、ほぼ同様の値であった。



(a) 遠心実験前



(b) 遠心実験後

図-4.4 ベーンせん断試験結果

(c) 盛土

盛土の平均含水比は 100.5 %であった。図-4.5 には、盛土の一軸圧縮試験の結果を示した。盛土の一軸圧縮強さは 98.3 kPa で、目標強度の 200 kPa とほぼ一致した値になっている。

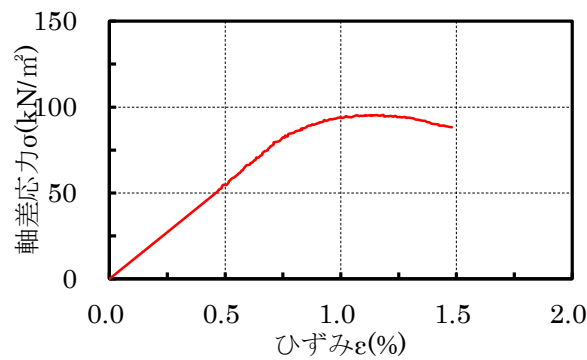


図-4.5 盛土材料の応力～歪み曲線

(2) 実験方法と結果

遠心実験では、図-4.2 に示した模型地盤を遠心装置に搭載し、40G の遠心加速度まで増加させたのち、間隙水圧が落ち着くまで約 5～10 分待って、振動実験を行った。振動実験では、入力加速度を 3.7G と 6.2G と段階的に増加させて地盤を破壊させた。

図-4.6 に、計測器の配置を示す。土槽、粘土地盤地表面ならびに盛土の天端に加速度計を、粘土地盤内の 3 ケ所に間隙水圧計を設置した。

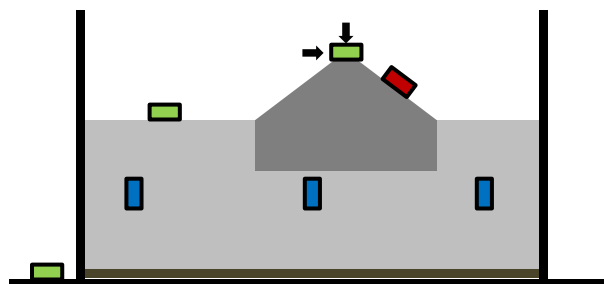
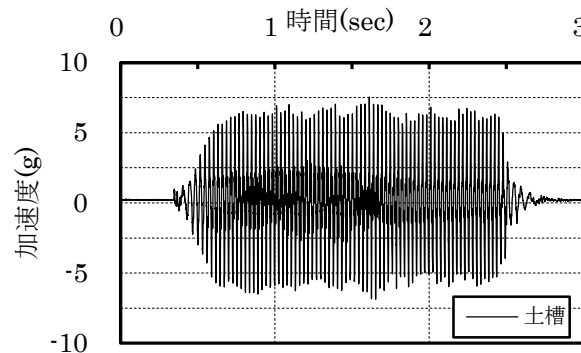


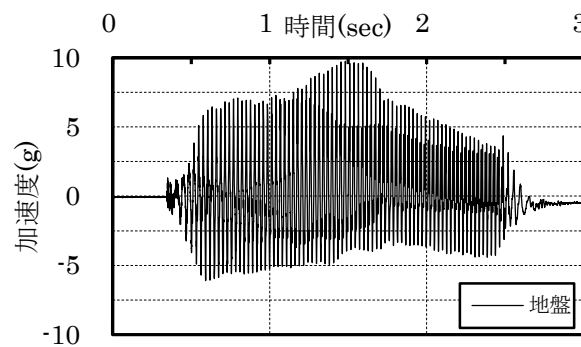
図-4.6 計測器配置

入力地震動ならびに各部での振動波形を図-4.7に示す。また、各部に作用する間隙水圧の波形を図-4.8に示す。まず、加速度波形について見ると、入力は7G程度である。粘土地盤地表面での波形は入力波形に比べ多少乱れが見られる。最大の加速度は-7G～+10G程度であり、入力波に比べ多少増幅する傾向が見られる。また、盛土天端の波形は最大値はほぼ入力波形と同程度であるが、振動後半になると多少減衰する傾向が見られる。

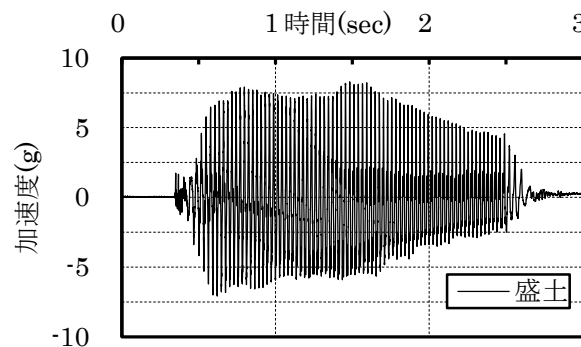
間隙水圧波形について見ると、粘土地盤の盛土左右のものは振動を繰り返しながら徐々に増加していく傾向が見られる。特に、盛土右端（埋立土の直下）では、比較的大きな波形が見られる。一方で、盛土直下ではわずかに波形が見られるが、振幅は小さい。



(a) 土槽

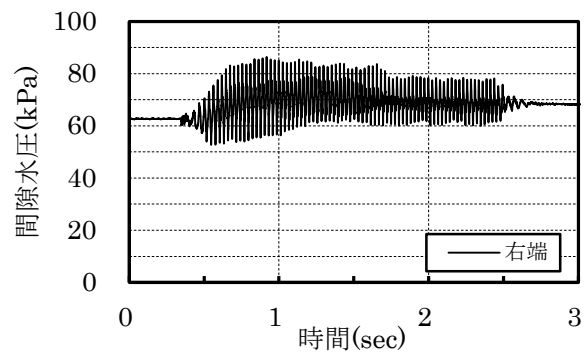


(b) 粘土地盤

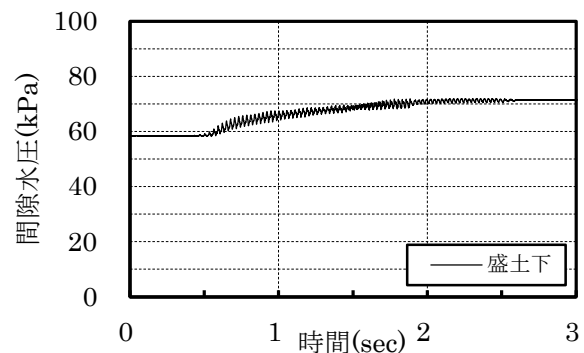


(c) 粘土地盤

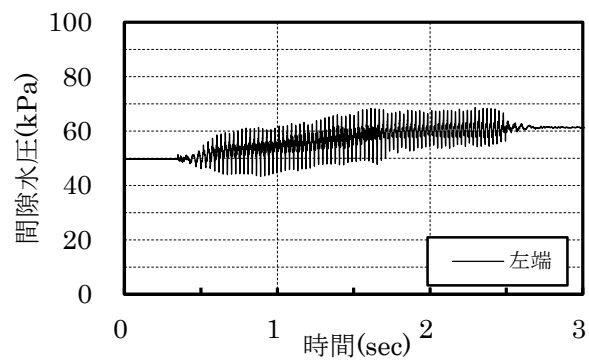
図-4.7 入力波形および応答波形



(a) 粘土地盤右端



(b) 盛土下



(c) 粘土地盤左端

図-4.8 間隙水圧波形

地震中ならびに振動後の盛土の変位挙動を図-4.9 に示した。振動によって盛土が水平だけでなく、鉛直・回転変位を生じていることが顕著に見られる。

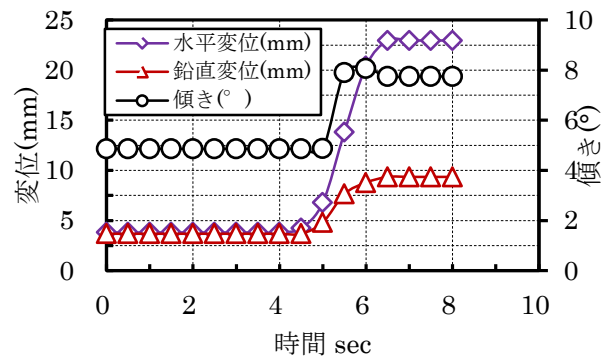


図-4.9 盛土の変位挙動

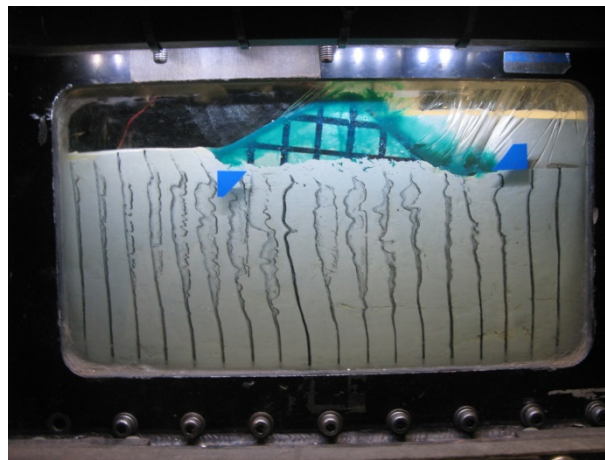


図-4.10 実験後の模型地盤状況

4.4.1 実験ケース 8（根入れ 5.0cm）

(1) 実験条件

(a) 模型地盤

模型地盤の状況を図-4.11 に示す。ケース 4 は、盛土の根入れ深さが 0.5cm の場合である。



図-4.11 模型地盤

(b) 粘土地盤

遠心模型実験前に模型地盤表面の2カ所で含水比を測定し、その結果を図-4.12に示した。計測地点によって含水比にバラツキが見られるが、平均は68.9%であった。

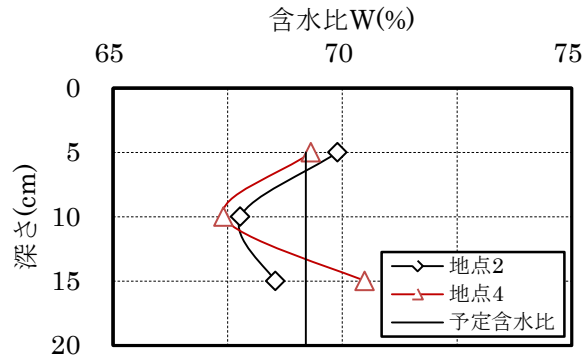


図-4.12 含水比分布

次に、遠心実験前後でのベーンせん断試験で計測した粘土地盤の非排水せん断強度の結果を図-4.13に示す。実験前は、平均8.6 kPaであった。

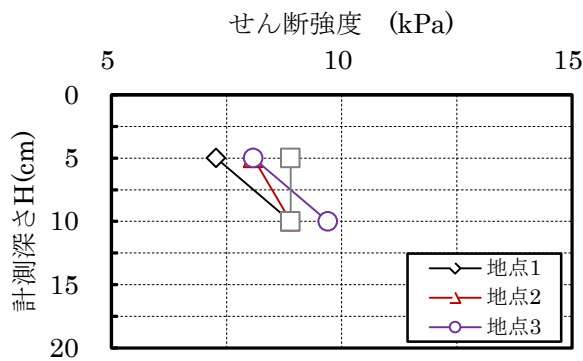


図-4.13 ベーンせん断試験結果

(c) 盛土

盛土の平均含水比は97.4%であった。図-4.14には、盛土の一軸圧縮試験の結果を示した。盛土の一軸圧縮強さは149 kPaで、目標強度の200 kPaよりも多少小さな値になっている。

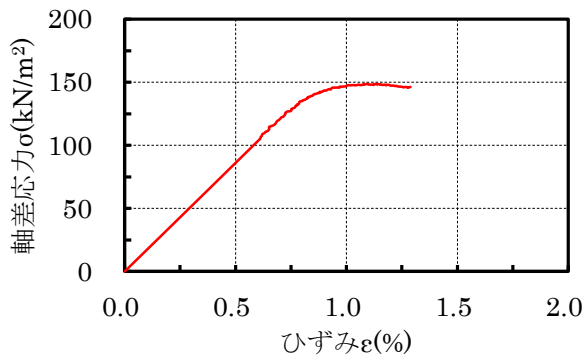


図-4.14 盛土材料の応力～歪み曲線

(2) 実験方法と結果

遠心実験では、図-4.11 に示した模型地盤を遠心装置に搭載し、40G の遠心加速度まで増加させたのち、間隙水圧が落ち着くまで5～10分を待って、振動実験を行った。振動実験では、最大入力加速度を 3.7G、6.2G と段階的に増加させて地盤を破壊させた。図-4.15 に、計測器の配置を示す。土槽、粘土地盤地表面ならびに盛土の天端に加速度計を、粘土地盤内の3ヶ所に間隙水圧計を設置した。

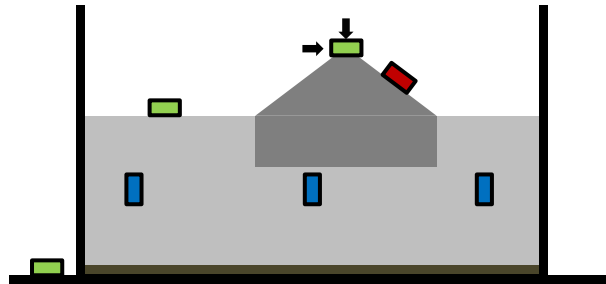
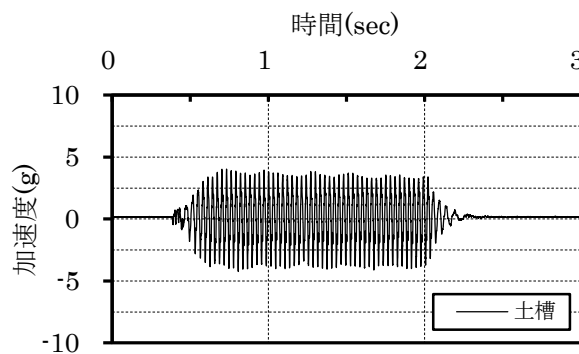


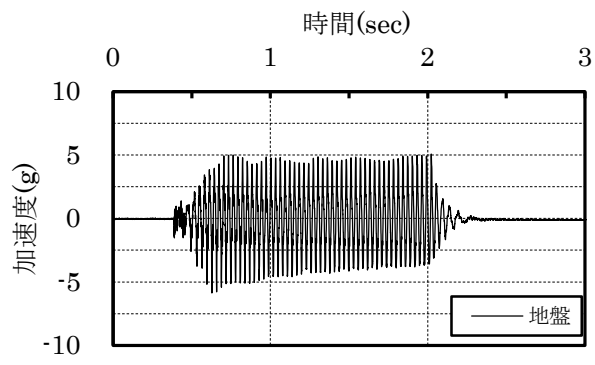
図-4.15 計測器配置

入力地震動ならびに各部での振動波形を図-4.16 に示す。また、各部に作用する間隙水圧の波形を図-4.17 に示す。まず、加速度波形について見ると、入力は4G 程度である。粘土地盤地表面での波形は入力波形に比べ多少乱れが見られる。最大の加速度は-5G～+5G 程度であり、入力波に比べ多少増幅する傾向が見られる。また、盛土天端の波形は最大値はほぼ入力波形と同程度であるが、振動後半になると多少減衰する傾向が見られる。

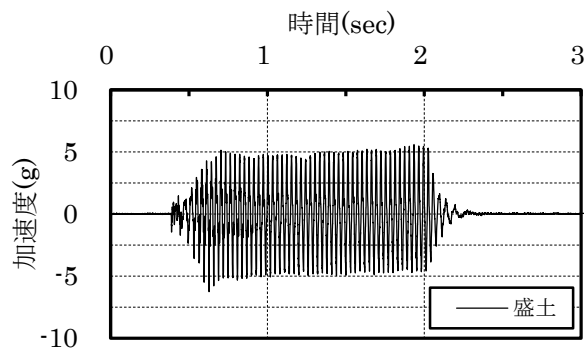
間隙水圧波形について見ると、粘土地盤の盛土左右のものは振動を繰り返しながら徐々に増加していく傾向が見られる。特に、盛土右端（埋立土の直下）では、比較的大きな波形が見られる。一方で、盛土直下ではわずかに波形が見られるが、振幅は小さい。



(a) 土槽

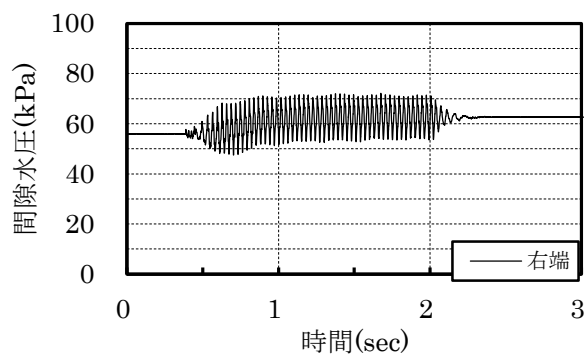


(b) 粘土地盤

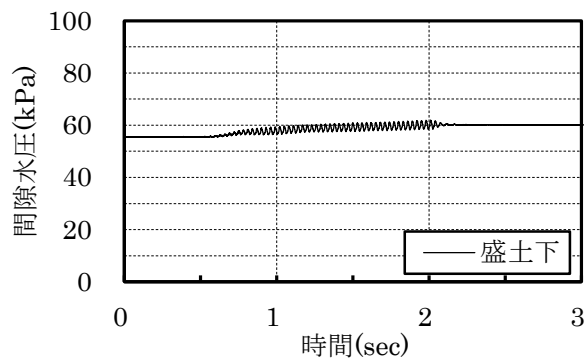


(c) 粘土地盤

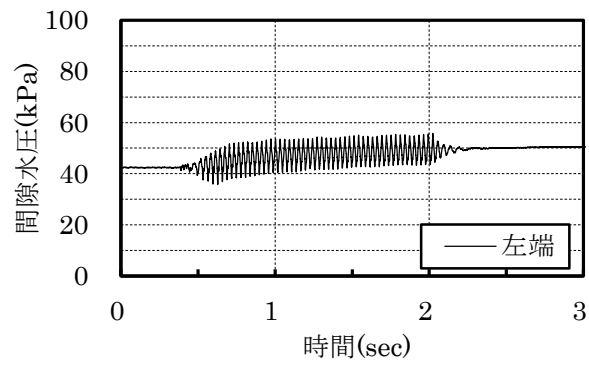
図-4.16 入力波形および応答波形



(a) 粘土地盤右端



(b) 盛土下



(c) 粘土地盤左端

図-4.17 間隙水圧波形

地震中ならびに振動後の盛土の変位挙動を図-4.18 に示した。振動によって盛土が水平だけでなく回転変位もを生じている。しかし、鉛直変位は小さく根入れの効果が見られている。

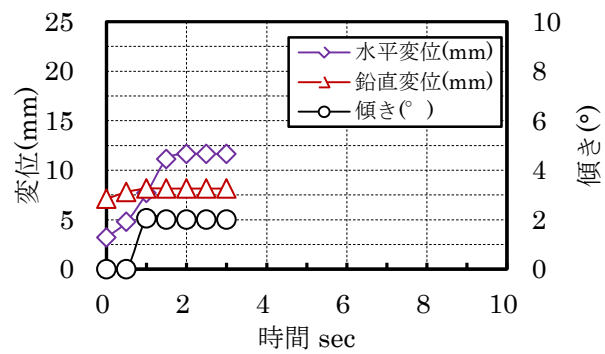


図 盛土の変位挙動

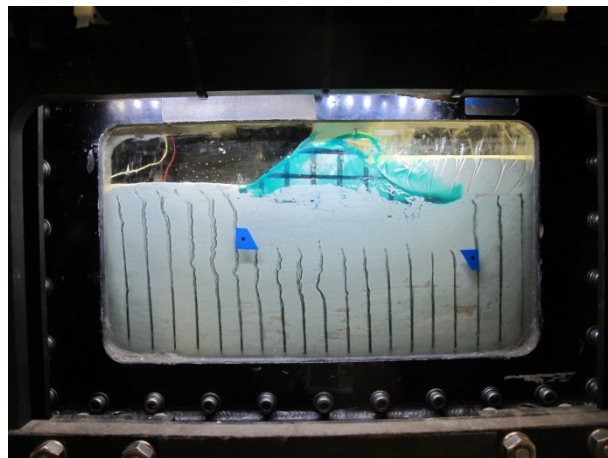


図-4.19 実験後の模型地盤状況

4.5 まとめ

動の実験では、遠心模型実験を行って、加振実験を行い軟弱地盤上に建設された盛土の水平変位、鉛直変位および回転変位挙動に及ぼす盛土の根入れ深さの影響を調べた。今回は、根入れが 0.5cm と 5.0cm の 2 種類行った。以下に動の実験で得られた結論を述べる。

- (1) 加速度波形について見ると、粘土地盤地表面での波形は入力波形に比べ多少乱れているが、入力波に比べ多少増幅する傾向が見られた。また、盛土天端の波形は最大値はほぼ入力波形と同程度であるが、振動後半になると多少減衰する傾向が見られる。
- (2) 間隙水圧波形について見ると、粘土地盤の盛土左右のものは振動を繰り返しながら徐々に増加していく傾向が見られる。一方で、盛土直下ではわずかに波形が見られるが振幅は小さかった。
- (3) 地震中ならびに振動後の盛土の変位挙動については、根入れが 0.5cm と小さいケースでは振動によって盛土が水平だけでなく鉛直・回転変位を生じた。一方、根入れが大きいケースでは、振動によって盛土が水平だけでなく回転変位も生じている。しかし、鉛直変位は小さく根入れの効果が見られた。

5. まとめ

本研究では、浚渫土処分場を想定した模型地盤を作製し、静的・動の実験を行い、軟弱地盤上に建設された盛土の水平変位、鉛直変位および回転変位挙動に及ぼす盛土の根入れ深さと埋立土の材料の影響を調べた。

- (1) 静的実験の結果、盛土の根入れ深さや埋立柱の材料が異なると、地盤の安定性、盛土の鉛直・水平・回転変位のパターンと大きさが大きく影響を受けることが分かった。特に、水平変位は鉛直変位よりも埋立柱材料の影響を大きく受けることが分かった。
- (2) 動の実験では、加速度波形について見ると、粘土地盤地表面での波形は入力波形に比べ多少乱れているが、入力波に比べ多少増幅する傾向が見られた。また、間隙水圧波形について見ると、粘土地盤の盛土左右のものは振動を繰り返しながら徐々に増加していく傾向が見られる。一方で、盛土直下ではわずかに波形が見られるが振幅は小さかった。さらに、盛土の変位挙動については、盛土の根入れによって変位挙動のパターンが大きく異なることが分かった。特に、根入れが小さい場合には、盛土が水平だけでなく鉛直・回転変位を生じるのに対して、根入れが大きい場合には、盛土は大きな水平・回転変位が生じるが、鉛直変位は小さく根入れの効果が見られた。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、(一財)港湾空港総合技術センターには多大なご協力を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

Otake, Y., Takeyama, T. and Kitazume, M.: Centrifuge Model Tests on Embankment on Soft Clay Ground subjected to Dredged Soil Pressure, Proc. of the 9th International Symposium on Lowland Technology, 2014.

辻 拓也：粘土地盤中のバーチカルドレーンの曲り挙動に関する実験、東京工業大学平成 22 年度卒業論文、2012

吉田有希：セメント改良土の破壊挙動に関する粒子法を用いた解析と実験、東京工業大学平成 24 年度卒業論文、2013

大竹雄輔：背後に高含水比の浚渫土を蓄えた盛土の変位挙動に関する遠心模型実験、東京工業大学平成 25 年度卒業論文、2014

大竹雄輔、北詰昌樹、竹山智英：浚渫埋立土の圧力を受ける盛土の変位挙動に関する遠心模型実験、地盤工学会第 49 回研究発表会、2014

鷲 裕樹：盛土の変位挙動への根入れ深さと裏込め材料の影響に関する遠心模型実験、東京工業大学平成 26 年度卒業論文、2015

鷲 裕樹、北詰昌樹、竹山智英、関 栄：裏込め材料の盛土変位挙動に及ぼす影響に関する遠心模型実験、地盤工学会第 50 回研究発表会、2015

都土木技術センター：平成 19 年度 都土木技術センター年報 “4. 浚渫土の改良による活用”、2007