

浮き型式地盤改良の改良効果に関する遠心力模型実験

Centrifuge Model Test concerning improvement effect of Floating Type Improved Ground

寒地土木研究所 ○正会員 橋本 聖 (Hijiri Hashimoto)
寒地土木研究所 正会員 西本 聡 (Satoshi Nishimoto)
寒地土木研究所 正会員 林 宏親 (Hirochika Hayashi)
寒地土木研究所 正会員 梶取 真一 (Shin'ichi Kajitori)

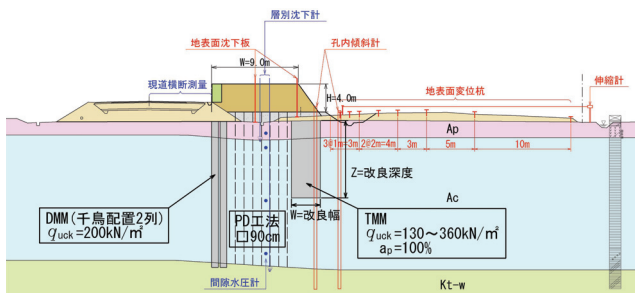
1. まえがき

軟弱地盤上に構築する盛土の安定対策として、深層混合処理工法などを盛土法尻に設置する形式が採用されているが、そのほとんどが堅固な支持層まで改良する着底式である^{1),2)}。しかも、改良幅 (B) と改良深度 (H) の比率 (以降、 B/H とする) は経験的な値が採用されている状況にある。

本検討では、盛土法尻に矩形の浮き型式地盤改良を構築した場合、改良体の内的安定性を確保し、周辺地盤への変形抑制効果が得られる合理的な B/H を明らかにするため、遠心力模型実験を実施したので報告する。

2. 浮き型式地盤改良の施工事例

筆者らは以前、軟弱地盤上の現道盛土に新たに軟弱地盤上に構築された盛土の安定対策として、盛土の法尻部に浮き型式の壁状改良体による試験施工を実施した (図1)^{3),4)}。その結果、盛土の安定対策ならびに側方地盤への変形抑制効果が得られるとの知見を得た。



※ DMM: 深層混合処理工法, PD工法: プラスチック・レン工法

TMM: トレンチャー式攪拌工法 (パワフル・レンダー工法)

図1 試験施工断面と動態観測機器設置位置

「陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル⁵⁾」では、 B/H の比率は $B/H = 0.5 \sim 1.0$ 以上を目安とするよう推奨している。この理由として、改良体は均質で高強度ではないこと、改良体が全体的に外力として抵抗する、すなわち、極力曲げ応力が発生しないようにするためであるが、これらは経験的な数値である。

筆者らが実施した試験施工では B/H をパラメータとして5ケース実施したが、最小比率である $B/H = 0.13$ のタイプでも盛土の安定対策、周辺地盤への変形抑制に効果的であった。その後、このケースを対象として、盛土の構築に伴う改良体の内部応力を把握するため FEM 解析を

実施した。その結果、改良体に生じる最小主応力は引張り強度の許容値内であり、主応力差も改良地盤の一軸圧縮強さ (q_{uf28}) の平均値以内であった。 $B/H = 0.13$ でもせん断破壊の可能性が低いことが確認された⁴⁾。

3. 遠心力模型実験の目的と方法

盛土法尻部に浮き型式の矩形改良体を構築した場合、改良体に曲げ破壊やせん断破壊が生じない経済的な改良幅と改良深度の比率を明らかにすることを目的として、遠心力模型実験を実施した。

実験ケースと検討項目の一覧を表1に示す。検討項目は、地盤改良の有無による盛土の安定性および周辺地盤への影響の違いを把握するために、盛土法尻に改良体が無いケース (ケース1) と盛土法尻に浮き型の改良体が存在するケース (ケース2からケース5) を比較した。さらに、浮き型式改良体が存在するケースは、上記の比較のほかに B/H の違い (改良幅の違い、改良深度の違い) による改良体の破壊モードの違いを比較した。

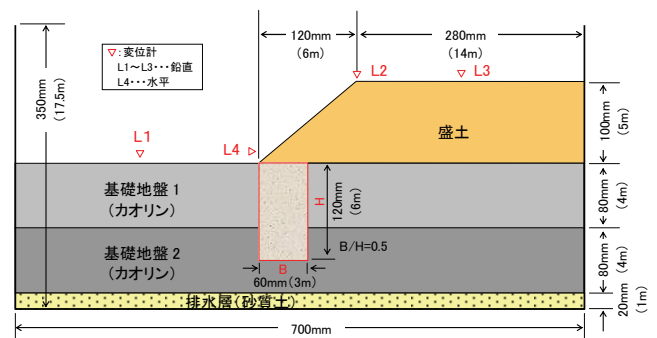
模型寸法は実物の 1/50 スケールとし、10~50G (G: 重力加速度) の遠心加速度場で試験を実施した。

表1 実験ケースと検討項目

ケース	1	2	3	4	5
改良条件	改良幅B (m)				
	0	1	2	3	
改良深度H (m)	0	改良なし		ケース2, 3, 4 改良幅の違い	
	6	B/H=0.17			
			B/H=0.33		
	4	ケース4, 5 同一改良面積		B/H=0.5	B/H=0.75

※寸法はすべて実物換算値 (50G)

※ケース2,3,4は基礎地盤2まで改良、ケース5は基礎地盤1のみ改良



※ () は実物換算寸法 (50G時)

図2 模型地盤と計測位置 (ケース3)

3.1 模型地盤

完成した模型地盤の断面を図2に示す。ケース2からケース5における実験の流れを図3、また、基礎地盤、改良体、盛土材料の各物性値を表2に示す。下記に各地盤の作製方法および実験土槽への設置方法を述べる。

(1) 排水層（砂質土層）

排水層は堅固な支持地盤を想定して、乾燥豊浦砂を相対密度 $Dr=90\%$ 程度となるよう空中落下法にて作製した後、実験土槽下部に設置しているポーラスストーンを経由して飽和させた。

(2) 基礎地盤 1, 2（粘土層）

基礎地盤の作製は、カオリン粘土（乾燥粉末状態）に水を加え、液性限界の1.5倍（62%）の含水比に調整し、真空ミキサーにより負圧をかけながら1時間程度攪拌し、7日以上養生時間を設けた。実験土層投入直前には材料を均一にするため、再度15分の真空攪拌を実施した後に模型容器に投入した。その後、ペロフラム式エアースリンダーを用いて、一次元圧密を実施した。基礎地盤1, 2の最終圧密圧力はそれぞれ $p=30, 60 \text{ kN/m}^2$ とし、図3の手順で段階的に荷重した。

基礎地盤1, 2に強度差を設けた理由は、盛土構築により基礎地盤1, 2の境界面をすべり面（せん断面）にするためである。

(3) 改良地盤

改良地盤を作製するにあたり、まず、液性限界の1.5倍に含水比調整したカオリン粘土に普通ポルトランドセメント（添加量 $W=220 \text{ kg/m}^3$ ）を添加して、ミキサーにより攪拌・混合した。混合したセメントスラリーは、改良体型枠に3層に分けて打設した。改良体の養生方法は、水を張った容器内にセメントスラリーを打設した型枠を置き、容器を密閉して3日間改良体を養生した。

養生後、改良体を基礎地盤に設置するにあたり、予め作成した基礎地盤の改良体設置部分を掘削除去し、改良体を設置した。その後、10Gの遠心自重圧密（約5分間）により、改良体と基礎地盤の隙間を小さくした。さらに、改良体と粘土地盤をなじませるために、基礎地盤に対して段階的に荷重を増加させ、最終圧力 $p=30 \text{ kN/m}^2$ にて20時間程度（1昼夜）再圧密を行った。

(4) 盛土

盛土材料を作製するにあたり、豊浦砂：カオリン＝8：2（乾燥重量比）の割合で含水比 $W_n=10\%$ に調整した。これらの材料を真空ミキサーにて、空練りを10分、加水後に15分（冷却10分）+15分の計40分間攪拌した。攪拌終了後、実験に用いるまで5日以上養生期間を設けた。

盛土材は均一化を図るため、2mmふるいにて裏ごししてから盛土材を投入した。各層の仕上がり層厚は仕上がり層厚1cmを基本とし、各層ごと小型ランマーにより締固めた。

3.2 計測装置

地表面隆起量、盛土のり尻の水平変位量および盛土天端の沈下量をレーザー変位計によって計測した（図2：L1～L4）。また、軟弱地盤および盛土の変形モードは実験土槽の縦方向に等間隔にて素麺を設置した。

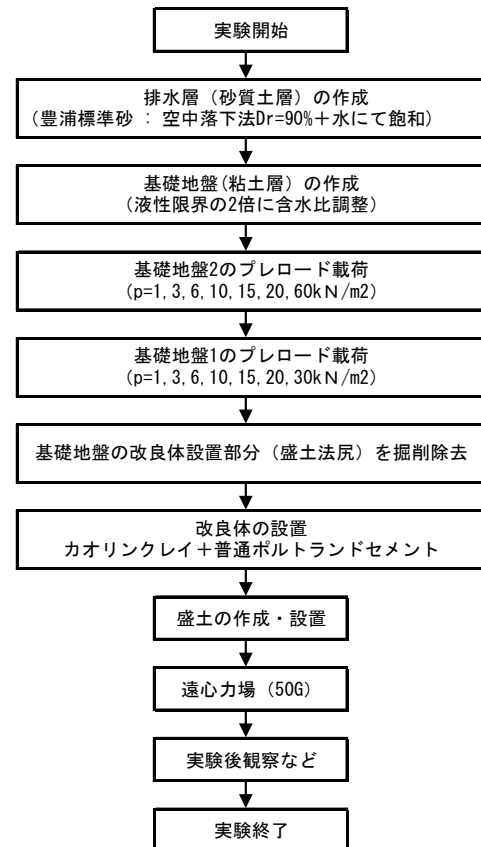


図3 ケース2からケース5における実験の流れ

表2 基礎地盤、改良体、盛土の物性

	項目		値
基礎地盤	材料		カオリンクレイ
	自然含水比 $W_n(\%)$		62.2($W_L \times 1.5$)
	土粒子の密度(g/cm^3)		2.738
	粒 度	礫 分($\%$)	0
		砂 分($\%$)	0
		シルト分($\%$)	45.1
		粘土分($\%$)	54.9
		最大粒径(mm)	0.075
一軸圧縮強さ	基礎地盤1(kN/m^2)	12.5	
	基礎地盤2(kN/m^2)	28.5	
改良体	材料		カオリンクレイ + 普通ポルトランドセメント
	セメント配合量(kg/m^3)		220
	水セメント比(W/C)		1
	一軸圧縮強さ(kN/m^2)		360(3日養生)
盛土	材料		豊浦標準砂：カオリン＝8：2
	締固め度($\%$)		85
	土粒子の密度(g/cm^3)		2.665
	最大乾燥密度(g/cm^3)		1.88
	最適含水比($\%$)		10.2
	粘着力(kN/m^2)		3.2
	せん断抵抗角($^{\circ}$)		31.9

3.3 遠心加速度

完成した実験土槽を遠心力荷重装置へ搭載して計測機器を設置し、遠心加速度を段階的（10、20、30、40、50G）に上昇させた。遠心加速度の保持時間は10Gで2分間、20、30、40Gは4分間、最終段階（50G）で5分間

とした。それぞれの保持時間は、遠心加速度を次のステップに上昇させた場合、すなわち、盛土を 1 ステップ構築した後、基礎地盤 1、2 の変形が収束するまでの時間である。

4. 実験結果と考察

4.1 改良地盤および地盤の変形

表 3 に各検討ケースの盛土・基礎地盤終了時 (50G 載荷後) および改良体の横・縦断面を示した。なお、改良体の横・縦断面は、実験終了後の 1G の条件で撮影したものである。

ケース 1 における 50G 載荷時の基礎地盤および盛土の変形状況を見ると、盛土法肩から法尻の盛土が基礎地盤内にすべり込んでおり、基礎地盤 1 が水平に変形して、周辺地盤が全体的に隆起していることが確認された (表 3 a)。

一方、ケース 2 からケース 5 の 50G 載荷時の基礎地盤および盛土の変形モードをみると、ケース 1 より明らかに変形が小さいことがわかる (表 3 b~e))。ここで、ケース 2~4 の改良体の横断面と縦断面をみると、ケース 2 の基礎地盤 1 と 2 の境界面で改良体がせん断変形していることがわかる (表 3 f))。改良体の縦断面をみると改良体に亀裂が確認された (表 3 j))。亀裂が基礎地盤 1 と 2 の境界面にあることから、盛土荷重の増加によってすべり面が基礎地盤に強度差のある境界面に作用し、改良体がせん断破壊したと考えられる。

また、ケース 3、4 の改良体の縦断面をみると、ケース 2 の改良体にみられた、せん断面は確認されていない (表 3 g、h、k、l))。これは、ケース 2 と同様、改良体にすべり面が作用したものの、 $B/H = 0.33$ 、 0.5 と改良幅が広く、改良体のせん断抵抗力が大きかったためにせん断破壊が生じなかったと推測される。

ケース 5 の改良体をみると、ケース 2~4 と同様に改良体にクラックは発生せず健全な状態であることが確認された (表 3 m))。しかし、周辺地盤において基礎地盤 1 が隆起した (表 3 e))。すべり面が改良体ではなく基礎地盤の境界面に作用したと考えられる。

4.2 周辺地盤への影響

(1) 地表面隆起量

図 4 に盛土高と地表面隆起量の関係を示す。盛土高 5m の地表面隆起量は、ケース 2~4 とケース 1 を比較すると約 3~5 割程度小さく、改良体設置による周辺地盤への変形抑制効果が認められた。ただし、改良幅の大小 (B/H の大小) による変形抑制効果には明確な違いが見られない。一方、ケース 5 はケース 1 とほぼ同じ地表面変位量であった。ケース 3 とケース 5 は同一改良断面積であるが、すべり線 (基礎地盤 1 と 2 の境界面) よりも深い改良形式が地表面隆起量を低減できる可能性が示唆された。

表 3 検討ケースの基礎地盤および改良体の変形状況

ケース	盛土高	B/H	50G載荷後	改良体の横断面	改良体の縦断面
1	5	-	周辺地盤の隆起 水平変形	-	-
2	5	0.17		せん断面	せん断面
3	5	0.33			
4	5	0.5			
5	5	0.75	周辺地盤の隆起		

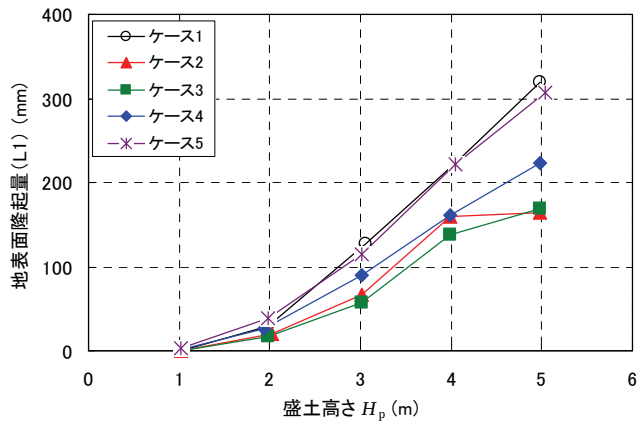


図4 周辺地盤隆起量に対する改良効果：計測位置 (L1)

(2) 法尻水平変位量

図5に盛土高さと盛土法尻の水平変位量の関係を示す。ケース2～5とケース1の盛土法尻の水平変位量を比較すると1/2程度に低減されており、改良による変形低減効果が認められた。各ケースを比較すると、ケース3、4に比べてケース2、5の変位量がやや大きかった。ケース2、5の変位量が大きかった要因として、ケース2は改良幅が小さく($B/H = 0.17$)改良体にせん断破壊が生じていたこと、ケース5はすべり線が改良体に作用せず、改良体下面を通ったことが要因と考えられる。

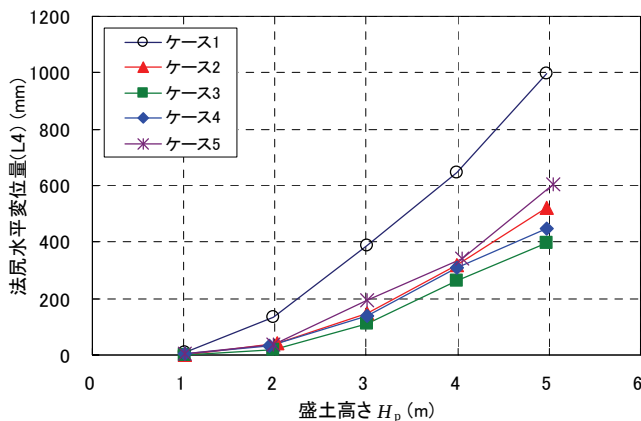


図5 法尻水平変位量に対する改良効果：計測位置 (L4)

(3) 盛土天端沈下量および法肩沈下量

図6に盛土高さと盛土天端の沈下量の関係を示す。ケース1とケース2～5の沈下量を比較すると、改良体の有無および B/H の大小に関わらず、盛土天端の沈下量に大きな違いは認められない。そのため、盛土天端の沈下量低減に対しては、盛土法尻部のみの地盤改良効果は小さいと考えられる。

図7に盛土高さと法肩沈下量の関係を示す。ケース2～5はケース1と比較して法肩の沈下量は小さく、改良体設置による沈下量の低減効果が認められた。ただし、 B/H の違い(ケース2～4)による改良効果は認められない。

5. あとがき

本検討において、盛土法尻部に浮き型式の矩形改良体を構築した場合、改良体に曲げ破壊やせん断破壊が生じ

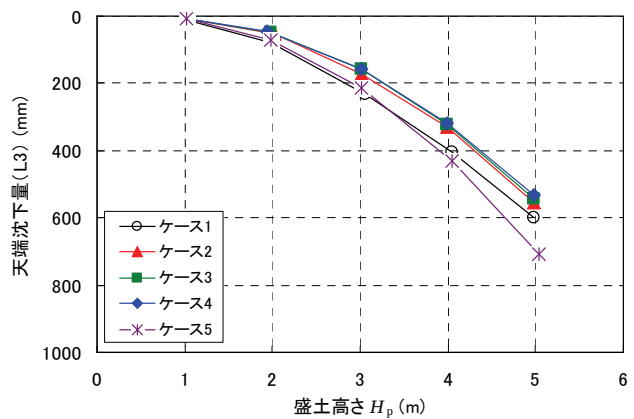


図6 天端沈下量に対する改良効果：計測位置 (L3)

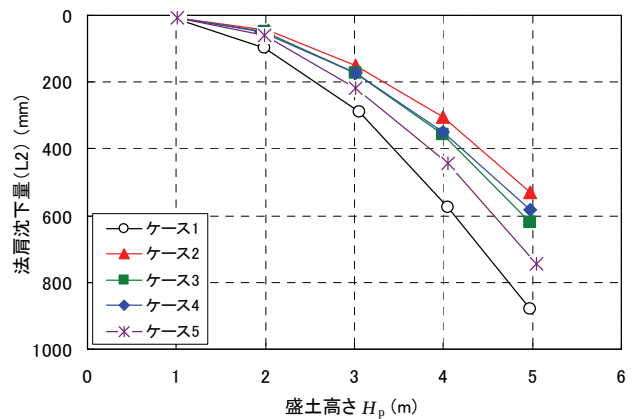


図7 法肩沈下量に対する改良効果：計測位置 (L2)

ない経済的な改良幅と改良深度の比率を明らかにすることを目的として遠心力模型実験を実施した。その結果、すべり線より深い位置に改良体 $B/H=0.33$ 以上であれば、改良体にせん断および曲げ破壊が生じず、周辺地盤への変形抑制効果が確認できた。ただし、盛土天端の沈下量抑制には寄与しない。

今後は、浮き型式地盤改良が現行設計法(円弧すべり法)のすべり安全率で評価できるか検討したい。また、遠心模型実験を再現した FEM 解析を実施して、浮き型式改良体に生じる応力状態の妥当性を評価することで、合理的な B/H を提案したいと考えている。

参考文献

- 1) 久賀真一、服部隆行、神村真、砂川伸雄：安定対策工を施した軟弱地盤上の試験盛土について、土木学会第54回年次学術講演会概要集、pp.466-467、1999。
- 2) 坪田邦治、中島啓、西垣誠：軟弱地盤における築堤盛土による周辺地盤沈下対策工の考察、土木学会論文集 F Vol.63No.3、pp.323-334、2007。
- 3) 橋本聖、西本聡、林宏親：泥炭性軟弱地盤における壁状のフローティング式地盤改良を用いた拡幅盛土の安定性について、第8回地盤改良シンポジウム論文集 pp.145-148、2008。
- 4) 橋本聖、西本聡、林宏親：軟弱地盤における拡幅盛土の沈下対策、(社)地盤工学会北海道支部技術報告集第49号、pp.55-64、2009。
- 5) 財)土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版、p.77、2004。