

液状化地盤上の盛土の変形抑制を目的とした ジオシンセティックを碎石で挟む対策工法

村上 清基¹・久保 幹男¹・松本 正士²・大河内 保彦²

液状化時における盛土の変形抑制を目的とした、ジオシンセティックを碎石で挟み込んで盛土底部に敷設するタイプの対策工法について検討した。1)無対策、2)ジオシンセティックのみを敷設、3)碎石で挟み込んだジオシンセティックを敷設の3ケースについて、 $D_r=50\%$ の珪砂7号で作製した地盤を液状化層とする動的遠心模型実験を実施した。

その結果、無対策盛土で生じた最終沈下に対する変形抑制効果は2)で85%、3)では65%であった。法尻変位に関しては2)、3)ともに変形抑制効果が高い。また、実験を行ったケースに関してUWLC(動的有効応力)解析でシミュレーションを実施し、沈下抑制効果に関しては比較的良好に表現できることがわかった。

キーワード：液状化、補強土、碎石、盛土、変形抑制

1. はじめに

これまで、液状化対策工として積極的に用いられてこなかったジオシンセティックを用いた液状化対策について検討を行った。

ジオシンセティックを用いた液状化変形抑制工法は、液状化発生時の盛土の変形を所定のレベルに抑えることを目的とする。その構造は、ジオシンセティックを透水性の大きな碎石層で挟み込んだもので、碎石層周辺地盤の過剰間隙水圧を素早く消散させ、さらに、地震時にもジオシンセティックと碎石層との摩擦を確保することで地盤の変形を抑制する対策工法である。

液状化地盤上の盛土の変形抑制効果を検討するため、ジオシンセティックを碎石で挟み込んだ方法とジオシンセティックのみのケース、さらに無対策の3ケースについて、動的遠心模型実験を実施¹⁾した。

さらに、動的遠心模型実験結果を対象に、動的有効応力解析UWLCを用いたシミュレーションを実施²⁾し、その適用性について検討した。

2. 動的遠心模型実験

(1) 動的遠心模型実験モデル

動的遠心模型実験には模型寸法で795(L)mm×350(W)mm×393(H)mmのせん断土槽を用いた。遠心場は50Gで、地盤モデルを50G現寸法表記で図-1に示す。この図ではジオシンセティックを碎石で挟み込んだケースを示しているが、他の2ケースの場合は盛土直下中央

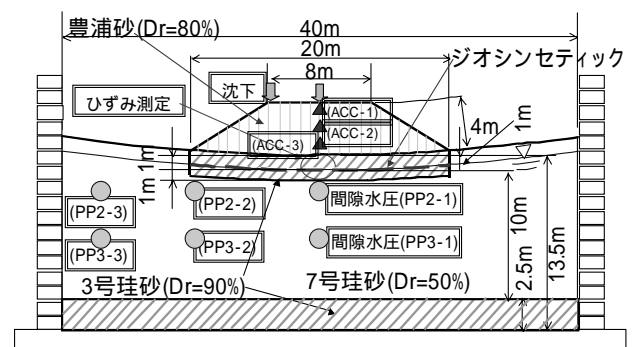


図-1 せん断土槽と模型地盤(50G現寸法表記)

部の碎石層が無く、ジオシンセティックの位置や有無等の違いがあるが、基本的なモデル形状等は同じである。

盛土は高さ4m、天端幅8m、法勾配1:1.5の形状とし、 $D_r=80\%$ の豊浦砂で、基礎地盤は液状化層を想定して $D_r=50\%$ の緩い7号珪砂を厚さ11mで作製した。地下水位はGL-1mである。液状化層の下には基礎層として $D_r=90\%$ の3号珪砂を厚さ2.5mで敷設した。

ジオシンセティック模型にはオレフィン系材料を用いた(写真-1)。実スケールでの引張剛性が $EA=3,000\text{kN/m}$ となるように、相似則を考慮し1G場の引張試験で $EA=60\text{kN/m}$ 程度の材料を選定した。ジオシンセティックのひずみはゲージのベースが比較的軟らかいプラスチック用と大ひずみに対応できるタイプの2種類で計測した。ジオシンセティックのひずみは事前にキャリブレーションを実施し、局所的なゲージ出力と、変位計で測定してジオシンセティック全体の伸びとの相関を求め(写

¹国際会員，エターナルブレザー株式会社，(〒113-0034東京都文京区湯島2-10-10 マキノビル3F)

²正会員，株式会社ノム，(〒151-0071東京都渋谷区本町2-33-20-201)

真-1), 実験結果はゲージ出力を全体ひずみに換算して評価した。ジオシンセティックの目は粗く透水性は高い。

(2) 計測項目

加振中および加振後の地盤の挙動を把握するため、盛土中央部および法肩の沈下と法尻の水平変位、地盤の応答加速度、液状化層の間隙水圧およびジオシンセティックのひずみ等の計測を実施した。代表的な測定位置を図-1に示す。

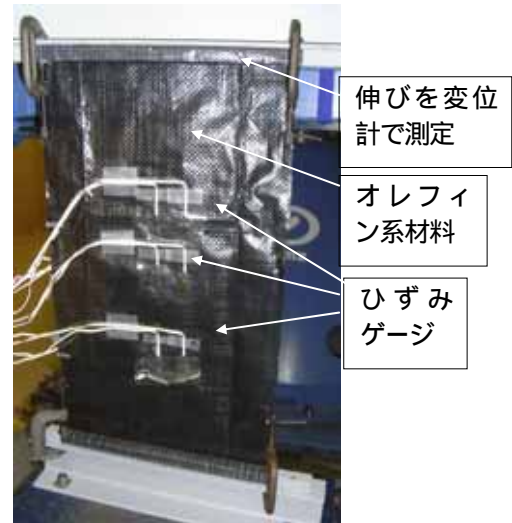


写真-1 ジオシンセティック模型のキャリブレーション

(3) 動的遠心模型実験ケースと実験手順

a) 動的遠心模型実験ケース

実験ケースを表-1に示す。無対策(Case1), 盛土と基礎地盤との境界にジオシンセティックを敷設したCase2, および、ジオシンセティックを砕石層で挟み込んだCase3の3種類である。加振は実換算1.2Hzの正弦波を、漸増10波, 実換算 3.0m/s^2 強一定で50波, 漸減10波で加えた。振動台の水平加速度を図-2に示す。

b) 実験手順

実験は以下の手順で実施した。

3号珪砂を所定の厚さで撒出し、振動締め固めで基礎層を作製する。

7号珪砂を用いて空中落下法で $D_r=50\%$ の液状化層を作製する。途中、所定の深度、位置に計測器を設置する。盛土下に砕石層を設置するCase3では、砕石層部分を箱抜きして周辺地盤を作製し、その後、3号珪砂を用いて空中落下法で砕石層を作製する。

せん断土槽を真空槽に入れ、真空脱気した後、相似則を考慮して粘性 50cp のシリコンオイルで飽和化する。盛土による先行荷重の影響を考慮するため、基礎地盤表面に袋詰め散弾を敷き詰め、 $50G$ で遠心载荷して盛土相当荷重をあらかじめ加え、地盤を落ち着かせる。遠心場から下ろし、袋詰め散弾を撤去する。基礎地盤の条件をそろえるため、全ケースでほぼ等価な沈下を生じさせた後、Case2, 3はジオシンセティックを敷設する。

豊浦砂を用いて空中落下法で $D_r=80\%$ の盛土を構築し、変位計測装置などを設置して実験に供する。

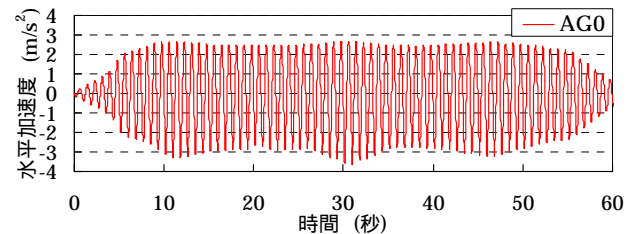


図-2 振動台における水平加速度

(4) 動的遠心模型実験結果

代表的なケースとして、Case3の実験後の盛土および基礎地盤の変形状況を写真-2に示す。基礎地盤および盛



写真-2 Case3の実験後(盛土の沈下と周辺の隆起)

表-1 実験ケースおよび結果の概要

Case	対策	ジオシンセティック敷設位置	最終変形			加振 20 波 ¹⁾
			盛土中央沈下	法肩沈下	法尻拡幅 ²⁾	法肩沈下
1	無対策	-	1.13m	1.16m(100%)	0.5 m(100%)	0.55m(100%)
2	盛土底部ジオシンセティック敷設	GL ± 0m	- ³⁾	1.01m(87%)	0.05 m(10%)	0.44m(80%)
3	砕石挟みジオシンセティック	GL-1m	0.82m	0.77m(66%)	0.15m(30%)	0.33m(60%)

()内は無対策との割合, 1)神戸地震波の約2倍相当の加振エネルギー(累積損傷度等から安全側に評価), 2)1G場測定 3)加振中に変位測定用ターゲットが外れたため測定不能

土表面に事前に設置した標点の移動量から、地盤の変形状況を把握した。盛土は初期の形状を比較的維持しながら全体的に沈下し、法尻付近の沈み込みが激しくなる一方で、周辺地盤は隆起したことがわかる。法尻付近の地表面には水がたまっており間隙水が上昇した様子が伺える。Case1やCase2も全体的な変形挙動はCase3と類似で、地盤変形量はCase1が最も大きく、次にCase2が大きいとなる。

a) 地盤変形

レーザー変位計で測定した各ケースの法尻沈下量と時間の関係を図-3に示す。時間とともに沈下量は増加するが、Case1と比較してCase2の方が沈下量は小さく、砕石で挟み込んだCase3はさらに小さい。

加振終了後の落ち着いた状態における盛土中央部と法尻の沈下量と法尻間の拡幅量を前出の表-1に併せて示す。Case1の最終法尻沈下量約1.2mと比較して、Case2では約1mの83%、Case3では約0.8mの66%と沈下抑制効果が明瞭に現れる。

加振後の概略の盛土形状を把握するため、参考として1G場に戻した後、標点の移動量をスケールで測定した(図-4)。測定精度が異なるため図-3の沈下量とは必ずしも一致しないが、盛土底盤幅における沈下差はCase1で80cm、Case2で85cm程度であるのに対し、Case3は40cmとはるかに小さく、盛土幅全体の平坦性が非常に高い。ジオシンセティックを砕石層で挟み込んだCase3は加振中も盤としての機能が発揮されたようであり、沈下分布の面からもCase3の高い変形抑制効果が認められた。

今回の加振は変形抑制効果の違いを顕著にするため、実地震波よりはるかに過大な $3m/s^2$ のsin波を50波以上加えたが、参考までに、阪神大震災の神戸海洋気象台の地震波のエネルギーレベルの比較を行った。神戸波を累積損傷理論で評価すると7波程度が同等のインパクトとなり、また、動的有効応力解析で沈下量を比較したところ10波程度が等価なインパクトになることが分かった。そこで、これらの結果を安全側に判断して神戸波の2倍程度のインパクトで評価し、加振20波の沈下量と比較した。表-1に結果を示すが、無対策の法尻沈下が55cmであるのに対し、ジオシンセティックのみのCase2では44cmと無対策の80%に、さらにCase3では33cmと無対策の60%まで沈下量が減少し、最終変形量での比較より変形抑制効果がより顕著に現れる。法尻の拡幅量も、Case1の50cmに対し、Case2およびCase3は5~15cmと10~30%以下と小さく、法尻の水平変位も大幅に抑制される。

b) 間隙水圧

図-5には盛土法尻付近に設置したPP2-2(地表面付近)とPP3-2(液状化層の中心深度)の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。過剰間隙水圧比がほぼ1に達した状態を液状化とすると、砕石層に接したCase3のPP2-2以外は6~8秒後に全てのケースで液状化したことが確認された。

図-6には盛土直下の過剰間隙水圧比を示す。砕石層で挟み込んだCase3のPP2-1では過剰間隙水圧がほとんど上昇していない。それ以外は法尻付近が完全液状化した6

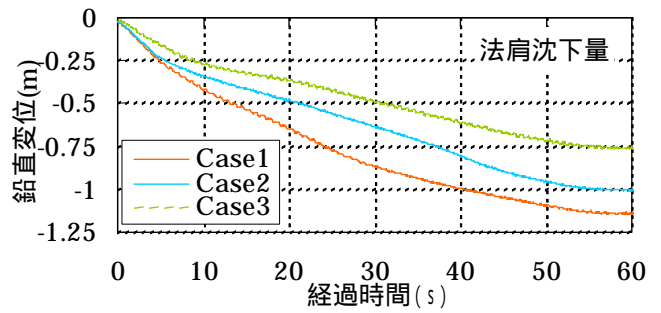


図-3 各ケースの法尻沈下と経過時間

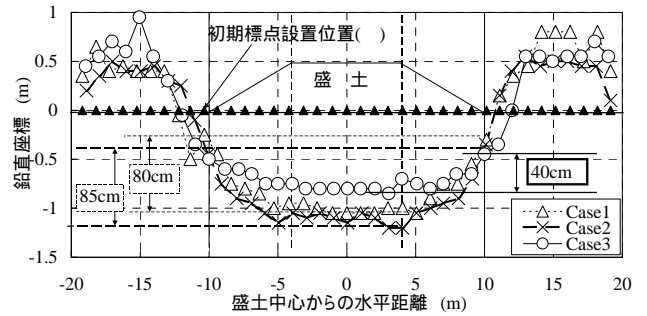


図-4 地表面沈下分布(1G場における標点計測)

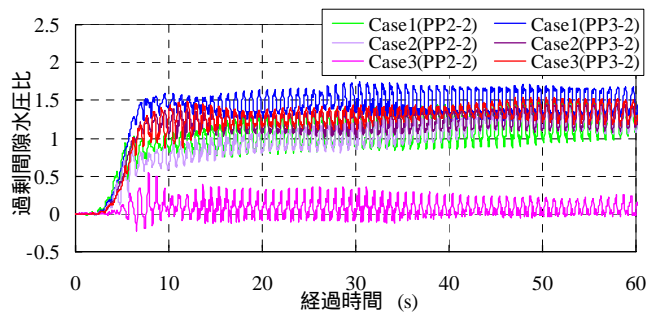


図-5 過剰間隙水圧比と経過時間(盛土法尻直下)

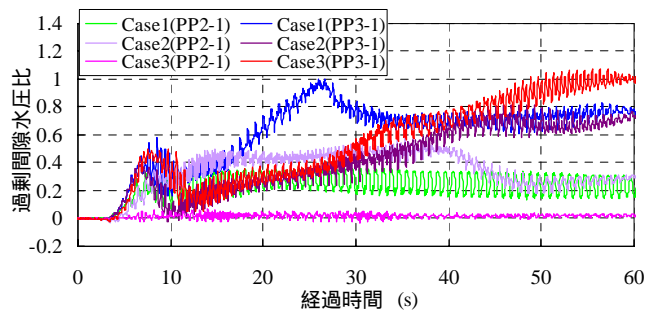


図-6 過剰間隙水圧比と経過時間(盛土中央直下)

~8秒に掛けて上昇するが過剰間隙水圧比が0.4程度に達すると地表面付近のPP2-1はほぼ一定値になるが、液状化層の深度の大きな位置にあるPP3-1は一旦減少した後再び緩やかに上昇に転じるなど複雑な挙動を示した後、20~40秒後に過剰間隙水圧比は0.8~1.0に達する。PP3-1の挙動はCase1~3の対策工による差が小さい。

c) 加速度応答

Case3の盛土の天端ACC-1，中間ACC-2および地表面ACC-3で測定した応答加速度を図-7に示す．漸増部最初の7波までは 2m/s^2 程度まで増加するが，その後急激に減少し， $0.6\sim 0.8\text{m/s}^2$ 程度まで減少する．加速度応答が減少する時刻は図-5の過剰間隙水圧比がほぼ1になる時と一致し，液状化の発生に伴い免震的な挙動が現れ応答加速度が小さくなったようである．この挙動はCase1，Case2ともに同様に認められた．

d) ジオシンセティックのひずみ

盛土直下中央部で測定したジオシンセティックのひずみについて，Case3を図-8に，Case2を図-9に示す．加振の進行に伴ってひずみも増加するが，5～8秒程度経過するとひずみはほぼ一定の状態に落ち着く．これは液状化が発生し地盤の加速度応答が急激に減少する時刻とおおむね一致し，液状化発生後はほぼ一定のひずみに収まる事が確認された．

発生するひずみ量の比較ではCase2と比較してCase3は2倍以上のひずみが発生している．ジオシンセティックのひずみは盛土の変形とともに生じるため，沈下の大きなCase2の方がCase3よりひずみが小さいことは，ジオシンセティックと盛土もしくは基礎地盤の間の摩擦が十分でなく，相対的なすべりが生じている可能性がある．一方，Case3は碎石でジオシンセティックが挟まれていることもあり大きなひずみが発生し，補強材としての機能が液状化時にも十分発揮されていると考えることができる．

以上のように，遠心模型実験による検討の結果，ジオシンセティックを碎石層で挟み込んだ対策は，無対策と比較して沈下量が約60%と小さく，ジオシンセティックのみと比較しても20%程度の変形抑制効果がある．これは，碎石層が周辺地盤の液状化を抑制するとともに，ジオシンセティックの摩擦力を加振中も保持できたためと推定される．

3. 動的有効応力解析によるシミュレーション

(1) UMLCによる動的有効応力解析

解析には有効応力法による液状化解析および地盤の透水性を考慮した土/水連成の動的解析が可能なUMLC^{(4),(5)}を用いた．解析対象は，前出の表-1に示した動的遠心模型実験を実施した3ケースである．実験では実換算1.2Hzの正弦波を，漸増10波，実換算 3.0m/s^2 強一定で50波，漸減10波としている(図-2)が，解析では簡単のために， 3.15m/s^2 の正弦波を50波底盤に入力した．図-10にCase3の要素分割を示す．盛土下に碎石層があるのは，Case3のみであり，他のケースも基本的には同様のメッシュで，ジオシンセティックの有無，および敷設位置が異なる．

(2) 解析モデルと入力パラメータ

盛土と碎石はMohr-Coulombで，液状化層であるDr約

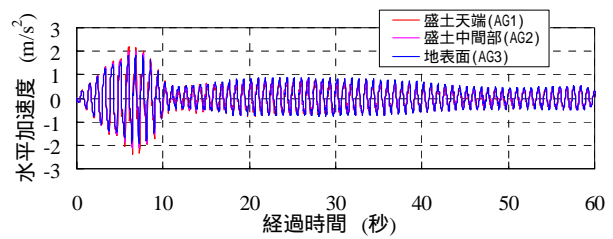


図-7 Case3の地表面～盛土の応答加速度時刻歴

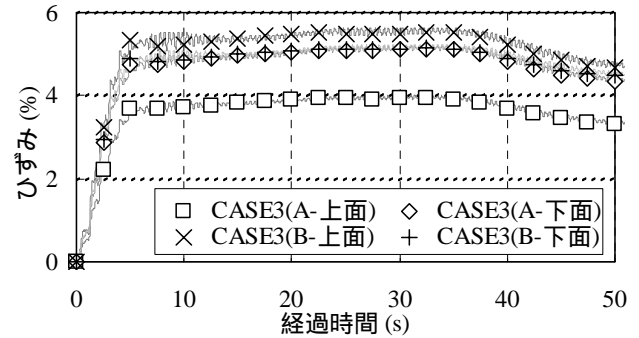


図-8 Case3のジオシンセティックのひずみと時間

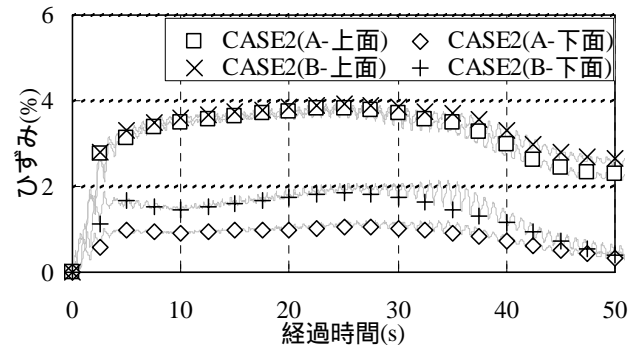


図-9 Case2のジオシンセティックのひずみと時間

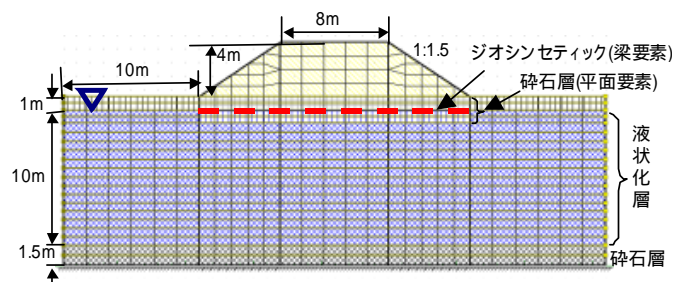


図-10 有限要素分割図(Case3)

表-2 UWLC に用いた Mohr-Coulomb パラメータ

地層名	t (kN/m^3)	E (MN/m^2)		k (m/sec)	C (kN/m^2)	($^\circ$)	($^\circ$)
盛土	20.0	5	0.33	1×10^{-5}	5.0	30.0	10.0
挟み碎石層	20.0	500	0.33	1×10^{-4}	0.0	35.0	15.0
下部碎石層	19.6	5000	0.33	1×10^{-5}	1.0	35.0	15.0

表-3 UWLC に用いた PZ-Sand パラメータ

地層名	入力パラメータ									
	t (kN/m^3)	k (m/s)	Mf	Mg	C	f	g	K_{ex0}	G_{es0}	mv
液状化層	18.0	1×10^6	1.0	1.2	0.8	0.45	0.45	500	1000	0.5
	ms	0	1	H_0	H_{t0} (kN/m^2)		u	P_0 (kN/m^2)	OCR	
	0.5	3.0	0.1	600	6000	6.4	4.4	98	1	

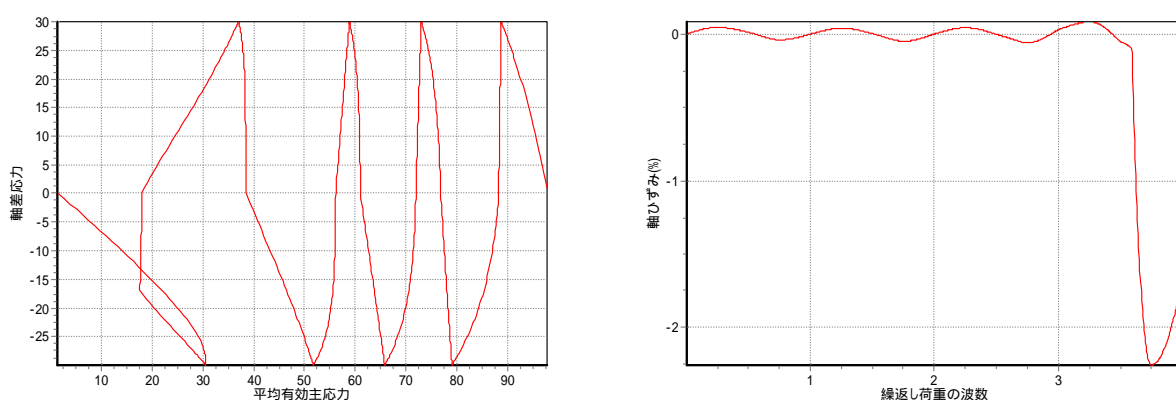


図-11 要素試験シミュレーション結果(せん断応力比 0.15)

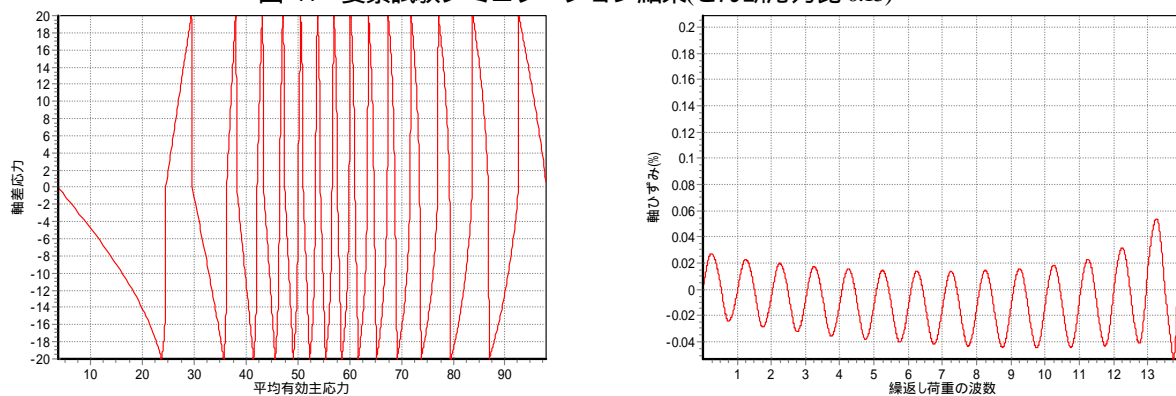


図-12 要素試験シミュレーション結果(せん断応力比 0.10)

50%の砂7号をPZ-Sandでモデル化した。表-2～3に使用したパラメータを示す。ここで、PZ-SandモデルのMg = 1.2は、 $\approx 30^\circ$ に対応する。液状化層の液状化特性は、参考文献3)より、せん断応力比0.15で、繰返し回数4、0.1で14回と設定した。図-11～12に要素試験のシミュレーション結果を示す。なお、ジオシンセティックに関してはEA=3000kN/mとした。ジオシンセティックは梁要素でモデル化し、曲げ剛性EIは $10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ オーダーと極めて小さく設定した。

(3) 解析結果

遠心模型実験のシミュレーションは、無対策のCase1の実験結果を対象に実施し、解析結果と実験結果を比較しその妥当性について検討を行い、次に、同一パラメータを用いて対策工を適用した検討ケースCase2およびCase3の変形抑制効果について解析結果と実験値とを比較し、その適用性について検証した。

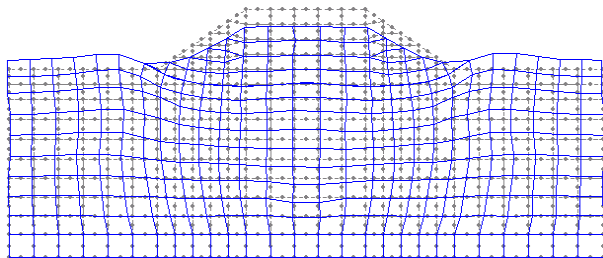
a) 地盤変形

無対策 Case1 の最終的な変形結果を図-13 に示す。盛土が全体的に沈下して周辺地盤に隆起が現れており、実験で確認された地盤変状と類似の変形挙動となっている。

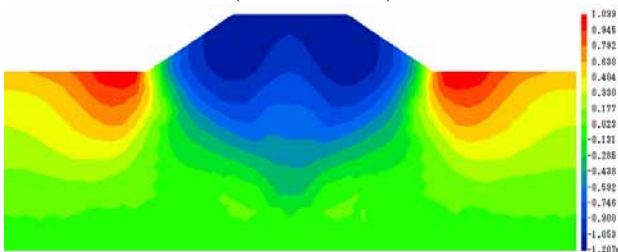
表-4 UWLC 解析結果と実験結果の比較

Case	解析結果			実験結果		
	盛土中央沈下 (m)	法肩沈下 (m)	法尻拡幅 (m)	盛土中央沈下 (m)	法肩沈下 (m)	法尻拡幅 (m)
1	1.11	1.18 (100%)	1.9	1.13	1.16 (100%)	0.5 (100%)
2	1.01	1.08 (92%)	0.28	1)	1.01 (87%)	0.05 (10%)
3	0.83	0.83 (70%)	0.2	0.82	0.77 (66%)	0.15 (30%)

()内は無対策 Case1 の変位を 100%とした割合, 1)加振中に変位計のターゲットが外れたため測定不能

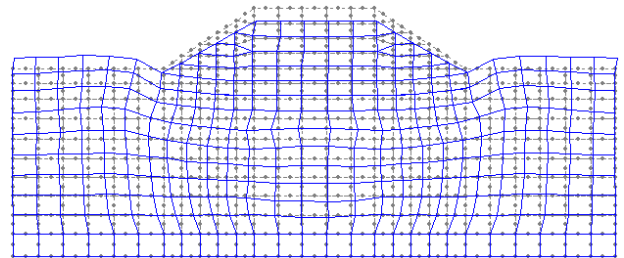


(変形メッシュ)

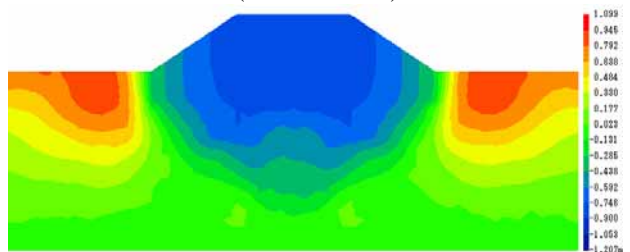


(沈下コンター)

図-13 Case1 の解析結果(変形図および沈下コンター)



(変形メッシュ)



(沈下コンター)

図-14 Case3の解析結果(変形図および沈下コンター)

代表的な箇所の地盤変形について、解析結果と実験結果との比較を表-4 に示す。盛土での沈下量は中央部 1.11m、法肩部 1.18m で、それぞれの実験値、1.13m、1.16m とほぼ一致する。

参考までに、Case3 の最終的な変形結果を図-14 に示す。対策工の適用により盛土の沈下や周辺地盤の隆起が減少している。表-4 に示すように Case3 の盛土の沈下は中央部、法肩ともに 0.83m で、実験値の中央部 0.82m、法肩 0.77m とよく一致し、対策後の変形についてもよくシミュレーションできることがわかった。

各ケースの法肩沈下量と経過時間との関係について実験結果と解析結果の比較を図-15 に示す。図からわかるように、加振波数が小さい時点では、FEM の変位が小さく危険側の結果を示すが、最終変位量は、実験結果と解析結果はよく一致し、対策の効果をほぼうまく表現できている。

表-4には盛土沈下量と合わせ法尻水平変位の解析結果と実験結果の比較をまとめて示した。法尻拡幅量が解析では過大となるが、全体的に安全側に変位を評価していることがわかる。

以上のことから、無対策時の変位がある程度の精度で予測できれば、対策による変形抑制効果は評価可能であると考えられる。

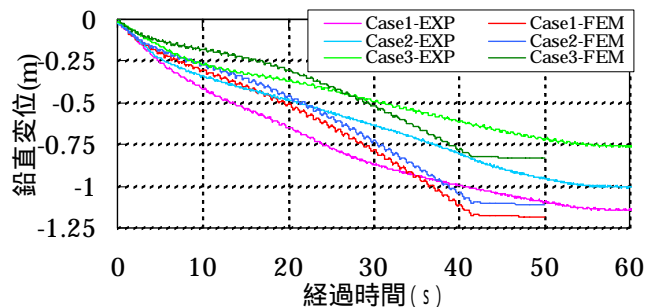


図-15 各ケースの法肩沈下量の解析結果と実験結果

b) 加速度応答

盛土直下の地表面における加速度応答を対象に、FEM と実験結果とを比較した。ここでは代表的なケースとしてCase3を取り上げた。図-16に示すように実験値と比較して解析は過大なレベルとなっており、液状化発生後の顕著な加速度の低下も表現できていない。この挙動は、Case1、Case2とも同様に現れている。

実験で見られる液状化発生後の加速度が過大となるのは、安全側の結果ではあるが、過大設計につながるため、今後さらに検討していく必要がある。

c) 間隙水圧

盛土直下の基礎地盤中央部のPP3-1の過剰間隙水圧について、FEMと実験結果と比較した(図-17)。代表的なケースとしてCase3を取り上げた。これより、実験と比較

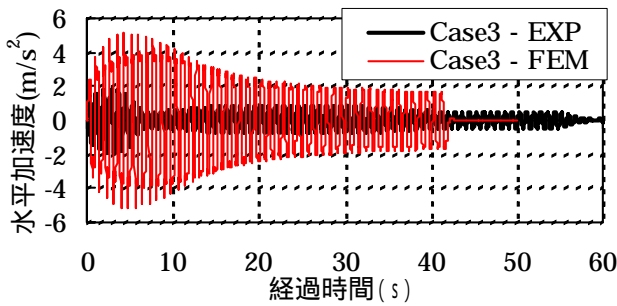


図-16 Case3の地表面位置の水平加速度(解析と実験値)

して解析結果は過剰間隙水圧がやや小さ目となるが、加振直後に過剰間隙水圧が上昇した後、一旦、減少し、その後、上昇に転ずるなどの挙動が、解析でも傾向的には類似に認められる。ただし、過剰間隙水圧の発生が小さければ、液状化時の地盤の剛性低減も小さく、結果として地盤の応答加速度は大きくなる。解析で見られた過大な加速度応答はこの過剰間隙水圧が小さいことが影響した可能性が考えられる。なお、過剰間隙水圧の発生状況についても、Case1, 2ともほぼ同様な挙動を示した。

参考として、液状化が十分発生した加振後約17秒の過剰間隙水圧比分布の解析結果と実験結果とを比較した。その際、実験の過剰間隙水圧分布は液状化層に設置した6か所の測定値から算定した。図-18にCase1の実験値、図-19に解析値の分布を示す。実験では地盤全体は過剰間隙水圧比がほぼ1に達し、完全液状化するが盛土直下は0.4程度とこれより小さくなっている。解析結果は一部に一時的に負圧が生じているが、全体的な分布形状は実験結果と類似と判断でき、全体的な過剰間隙水圧比の分布の傾向はある程度表現できているようである。

同様に、砕石層で挟み込んだCase3の実験値を図-20に、解析値を図-21に示す。実験結果を見ると砕石層を設置した影響により、盛土直下の過剰間隙水圧比が小さい領域が広がり液状化の発生が抑制された様子が伺える。解析結果でも盛土直下の砕石層付近は過剰間隙水圧比が上昇しないなど過剰間隙水圧比の分布は実験結果と傾向的には類似であり、対策工を適用した場合も概略の分布挙動はある程度上手く表現できるようである。

動的有効応力解析以外の検討手法を考えた場合、静的なFEM解析を適用して液状化時の地盤変形を予測するALID^{6),7)}など有望な手法の一つと考えられる。ALIDは液状化により低下した地盤の剛性に基づいてアンバランスロードを発生させ、これを外力として液状化時の地盤変形を予測する比較的簡易な方法である。ALIDのような静的な設計法では、基礎地盤の液状化の程度が地盤変形量に大きな影響を与えるため、過剰間隙水圧分布の発生状況の把握は非常に重要となる。このため、今後は、砕石層厚などの諸要因が過剰間隙水圧発生におよぼす影響について解析的な検討を進めていきたい。

また、これとあわせ、地盤の変形挙動に与えるジオシンセティックの剛性や砕石層厚の影響についても検討を進め、今後、設計法の確立に向けた検討を進めていく予定である。

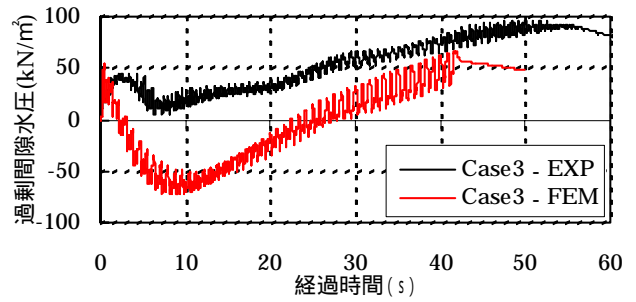


図-17 Case3の基礎地盤の過剰間隙水圧(解析と実験値)

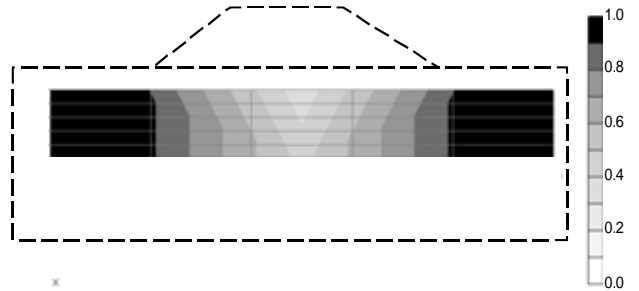


図-18 Case1の過剰間隙水圧比分布(実験結果)

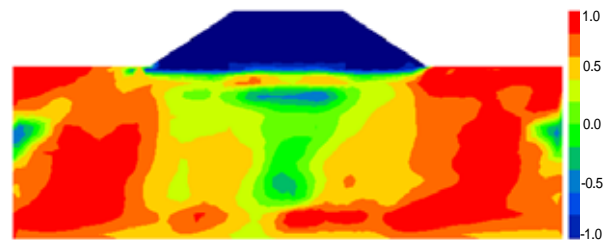


図-19 Case1の過剰間隙水圧比分布(解析結果)

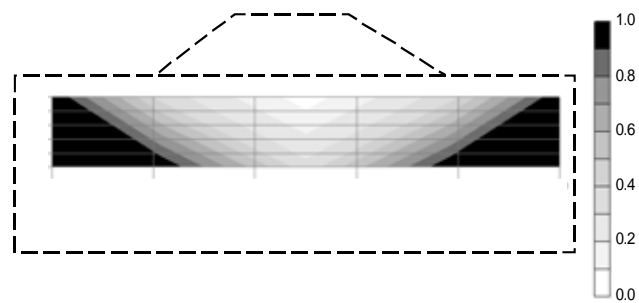


図-20 Case3の過剰間隙水圧比分布(実験結果)

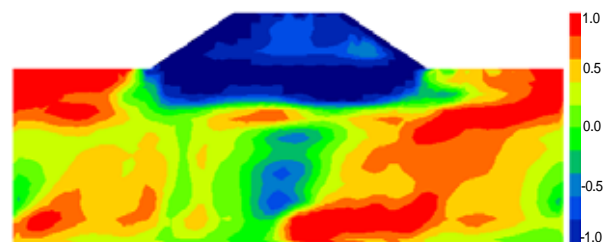


図-21 Case3の過剰間隙水圧比分布(解析結果)

4. まとめ

液状化時における盛土の変形抑制を目的とした、ジオシンセティックを碎石で挟み込んで盛土底部に敷設するタイプの対策工法について検討した。Case1(無対策)、Case2(ジオシンセティックのみ敷設)、Case3(碎石で挟み込んだジオシンセティックを敷設)の3ケースについて、 $D_r=50\%$ の硅砂7号で作成した地盤を液状化層とする動的遠心模型実験を実施した。その結果、以下のことがわかった。

- (1) 無対策盛土で生じた最終沈下に対する変形抑制効果は、Case2で85%、Case3で65%となる。
 - (2) 神戸波の2倍程度の加振エネルギーレベルで沈下量を比較した結果、上記の変形抑制効果はCase2で80%、Case3で60%と最終沈下量より抑制効果がより顕著になる。
 - (3) 1G場に戻してからのスケール測定の結果、盛土底盤幅内の地表面の沈下差は、Case1で80cm、Case2で85cm程度であるのに対し、Case3は40cmと大幅に小さく平坦性の維持効果が高い。
 - (4) 法尻水平変位は、無対策と比較してCase2で10%、Case3で30%に減少し、盛土法尻の拡幅量は大幅に小さくなる。
 - (5) 盛土地盤の応答加速度は液状化が発生するまでは漸増するが、液状化の発生に伴い1/3程度まで減少し免振的な挙動が現れる。3ケースとも共通な挙動である。
 - (6) ジオシンセティックに発生するCase3のひずみはCase2の約2倍と大きい。Case3は碎石でジオシンセティックが挟まれていることもあり大きなひずみが発生し、補強材としての機能が液状化時にも十分発揮される。
- また、動的有効応力解析UWLCを用いたシミュレーションを行った。その結果、以下のことがわかった。
- (7) 加振波数が小さい時点では、FEMの変位が小さく危険側の結果を示すが、最終変位量は、実験結果と解析結果はよく一致し、対策の効果をほぼうまく表現できる。
 - (8) 盛土地盤の応答加速度に関し解析は過大なレベルと

なり、実験で見られた液状化発生後の顕著な加速度の低下は表現できていない。

(9) 盛土直下の液状化層中心深度の過剰間隙水圧は実験と比較して解析結果はやや小さい。

(10) ただし、盛土直下で低下するなどの全体的な過剰間隙水圧比の分布状態については、傾向的には実験と解析は類似である。

今後は、地盤の変形挙動や加速度応答、間隙水圧発生に及ぼす諸要因、例えばジオシンセティックの剛性や碎石層厚、盛土高さや地盤条件などの影響の把握に努め、液状化対策工の設計法の確立に向けた検討を進めていきたい。

参考文献

- 1) 村上, 久保, 松本, 大河内: ジオシンセティックを用いた液状化変形抑制工法に関する遠心模型実験, 土木学会第65回年次学術講演会講演概要集, 2010.
- 2) 松本, 久保, 村上, 大河内: UWLCによるジオシンセティックを用いた液状化変形抑制工法遠心模型実験の解析, 土木学会第65回年次学術講演会講演概要集, 2010.
- 3) 岡克彦: 振動台実験による砂の液状化強度特性, 大阪市立大学地盤研究室卒業論文, 2003.
- 4) Pastor, M., Zienkiewicz, O. C., and Chan, A. H., : Generalized plasticity and the modeling of soil behaviour, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 14, No. 3, pp. 151-190, 1990.
- 5) Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C., Pastor, M.: Schrefler, B. A., and Shiomi, T.: Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering, John Wiley & Sons Ltd., Chichester, 1999.
- 6) ALID研究会: 2次元液状化流動解析プログラムALID(Win)マニュアル解説書(改定第四版), 2007.
- 7) 安田, 吉田, 安達, 規矩, 五瀬, 増田: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No.638/ -49, pp.71-89, 1999

STUDY ON THE EFFECT OF DEFORMATION CONTROL FOR EMBANKMENT DURING LIQUEFACTION BY USING GEOSYNTHETIC SANDWICHED BETWEEN GRAVEL

Seiki MURAKAMI, Mikio KUBO, Masashi MATSUMOTO and Yasuhiko OKOCHI

Centrifuge model tests and dynamic effective stress FEM analyses were carried out to evaluate the effect of deformation control method for embankment by using geosynthetic sandwiched between gravel. The cases carried out were 1)no counter measure, 2)geosynthetic, 3)this new method. The settlement of shoulder of the slope decreased nearly 35% by using this new method compare to no counter measure case. Case2) showed only 15% decreased. Horizontal expansion between the toes of slope also decreased about 70%. In addition, measured acceleration of embankment after liquefaction in all case decreased significantly. By using dynamic stress analysis, general tendency of this deformation control effect could be simulated. This new counter measure is expected as a promising candidate to keep the embankment robust during liquefaction.