

液状化地盤上の盛土における ジオシンセティックスと碎石を使った変形抑制対策

ラアウン¹, 久保幹男¹, 高橋章浩²

1 エターナルプレザーブ

2 東京工業大学

概 要

筆者らは、液状化地盤上の盛土の変形抑制対策を目的に、ジオシンセティックスを碎石で挟み込む構造体を浅層に設置する工法（以下、SECURE-G 工法）について、変形抑制効果の確認及び補強メカニズムを明らかにするための実験的研究を行っている。本研究では、無対策、碎石単独対策及び SECURE-G 工法の 3 ケースの 50G 動的遠心模型実験とその対策構造の曲げ試験を実施した。実験の結果、SECURE-G 工法ではジオシンセティックスの引張抵抗により碎石層の曲げ剛性が増加し、盤的な挙動を示すことにより側方変位を抑え、盛土全体の変形を抑制できることが明らかとなった。また、碎石層の排水効果により過剰間隙水圧の発生抑制と消散促進効果を発揮することで、碎石層直下の地盤の液状化発生を抑制することが変形抑制効果に寄与していることも確認された。

キーワード：盛土、液状化、ジオシンセティックス、碎石、変形抑制

1. はじめに

液状化対策工法には、サンドコンパクションパイル等の締固め工法、深層混合処理等の固結工法、グラベルドレーン等の間隙水圧消散工法がある¹⁾。これらは液状化地盤を深部まで改良し、液状化の発生を防止する地盤改良工法である。東北地方太平洋沖地震では、東京湾岸の埋立地で広範囲の液状化被害が発生したが、地盤改良を施した箇所は被害が抑えられたことが確認され²⁾、対策効果が高い工法と考えられる。しかし、地盤改良工法は専門機械を要する施工面、深く地盤を改良することや固化剤の地下水への浸透による環境面、高コストといった課題があり、鉄筋コンクリート構造物と比べて修復しやすい盛土には、積極的な液状化対策は行われていなかった。一方、近年³⁾は重要性の高い盛土にもレベル 2 地震動に対する液状化対策が求められており、その際の盛土の性能は、損傷が限定的であれば良く、変形を許容する考え方が示されている。具体的な許容変形量が参考的に示されている設計資料⁴⁾もある。以上より、地盤改良工法のような変形を確実に抑えなくても良い工法を検討する余地があると考えている。そこで、筆者らは、施工面、環境面、コスト面の課題が少ないジオシンセティックス（以下、ジオテキと呼ぶ）を使用した地盤浅部の補強構造の研究を行っている。

液状化地盤上の盛土にジオテキを使用する対策の既往研究としては、盛土部分にジオテキを多段に補強する検

討^{5) 6)}が行われ、補強後の盛土の沈下量は無補強より小さくなるものの、その沈下量は無補強と比べ 15%程度と低いことが示されている。また、重力場の模型実験による研究^{7) 8)}では、数パターンのジオテキ敷設方法による盛土の沈下量低減が検討され、盛土部分にジオテキを補強する対策より、盛土下部の基礎地盤に置換え礫やジオテキを敷設する対策の方が、盛土の沈下量の抑制が高いことが示されている。佐々木ら⁹⁾はジオテキによる堤防の液状化時の被害低減効果に関する振動台実験研究を報告している。そこでは、盛土の変形抑制メカニズムは、ストレッチング抑制効果ならびにストレッチング抑制に伴う地盤内過剰間隙水圧分布の変化とこれによる地盤変形の抑制によるものであることが示されている。

村上ら¹⁰⁾により、盛土下部の基礎地盤にジオテキを碎石で挟み込む構造体を設置する対策（以下、SECURE-G 工法）の研究が報告されている。そこでは、無対策、盛土下部の基礎地盤にジオテキのみを敷設する対策及び SECURE-G 工法の 3 ケースについて 50G 動的遠心模型実験が行われ、SECURE-G 工法は、無対策及びジオテキのみ対策と比べて、盛土の変形量が低減されることが示されている。盛土の変形とともに生じるジオテキのひずみは、沈下の大きなジオテキのみ対策の方が SECURE-G 工法より小さく、ジオテキと盛土・地盤材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ことが示されている。しかし、村上らの研究では、SECURE-G 工法による盛土の変形量の低減効果が、碎石

とジオテキの組み合わせでどのように発揮されたかまでの確認には至っていない。また、砕石単独の対策でも、SECURE-G 工法と同等の盛土の変形抑制が発揮される可能性があるが、その検証には至っていない。

本論文は、上記の課題を解消するとともに、SECURE-G 工法の補強メカニズムの把握を目的として、50G 動的遠心模型実験を追加実施した。無対策 (Case 1)、砕石単独対策 (Case 2) 及び SECURE-G 工法 (Case 3) を対象とした動的遠心模型実験を実施するとともに、SECURE-G 工法の対策構造 (模型梁) の曲げ試験の結果も踏まえて考察を行った。

2. 動的遠心模型実験の条件

2.1 実験概要

実験は東京工業大学の遠心载荷装置を用いて行った。図 1 に 50G 動的遠心模型実験における SECURE-G 工法 (Case 3) の模型地盤の概要を示す。ここには、実物換算寸法の値を示している (以下では、実物換算値を示す)。実験ケースは、無対策 (Case 1)、盛土下部に砕石を設置した砕石単独対策 (Case 2) 及び盛土下部にジオテキを砕石で挟み込む構造体を設置した SECURE-G 工法 (Case 3) の 3 ケースである。基礎地盤や盛土の寸法は全ケース共通とし、盛土高 2.0 m、盛土天端幅 4.0 m、のり面勾配 1:1.5 である。基礎地盤層厚は 11 m、地下水位は GL-0.5 m、液状化層厚は 10.5 m、基盤層は 1.0 m である。模型の奥行幅は 12.5 m である。Case 2 と Case 3 の砕石層厚は 1.0 m とし、Case 3 のジオテキは砕石厚の中央部に 1 枚敷設している。

2.2 模型盛土、模型地盤、模型ジオテキ

表 1 に実験に用いた地盤材料を示す。ここで、模型盛土は、DL クレーをシリコンオイルと混ぜ、初期含油比 22%としたものを単位体積重量 $\gamma_t=15 \text{ kN/m}^2$ となるよう

に締固めて作製した。DL クレーの定圧一面せん断試験 ($\sigma_v=25 \sim 200 \text{ kN/m}^2$) によって得られた強度は $c=14 \text{ kN/m}^2$, $\phi=35^\circ$ である。盛土材が砂質系の場合、加振により縦割れによる変形や法尻のゆすり込み変形が生じることが懸念されることから、基礎地盤の液状化変形に伴う盛土の沈下抑制効果を確認するため、粘性土系の盛土材を選定した。

模型地盤の液状化層は、豊浦砂を相対密度 50%の緩詰め状態になるように空中落下法で作製し、水の 50 倍の粘性を持つメトロゾ水溶液で飽和させた。砕石層は珪砂 3 号を敷均した後、軽く締めることによって作製した。砕石層の相対密度は 40%程度である。珪砂 3 号の定圧一面せん断試験 ($\sigma_v=50 \sim 300 \text{ kN/m}^2$) によって得られた強度は $c=10 \text{ kN/m}^2$, $\phi=35^\circ$ である。

模型ジオテキは引張抵抗材であるという観点から模型ジオテキの引張剛性を相似則に合わせることにした。模型ジオテキの目合いは幅 2 mm の帯が縦横 (1mm~2mm) 同ピッチで設置されている (図 1)。ここで、模型ジオテキは、実物材の引張剛性 (引張荷重~伸びの割線勾配) $EA=3000 \text{ kN/m}$ に対し、相似則の考えにより、厚み 1/50 に相当した剛性となる $EA=60 \text{ kN/m}$ の農業用シート (ダイヤテックス製: BK-85) を選定した。模型ジオテキの引張試験から得たひずみ-引張強度曲線によると、4%程度までは弾性範囲内であり、今回の実験で得られた最大引張ひずみは 1.5%程度と弾性範囲内である。なお、模型ジオテキを対象とした土中での引き抜き試験等は実施していないが、これを模型砕石層 (珪砂 3 号) 中に敷設して行った村上ら¹⁰⁾の模型実験において模型ジオテキと周辺土との間にすべりは発生していないこと、後述する山砂を用いた補強土層の曲げ試験においても模型ジオテキと周辺土との間にすべりは発生していないことから、模型ジオテキと砕石間には、砕石の摩擦と同程度の摩擦が発揮され得ると考えられる。

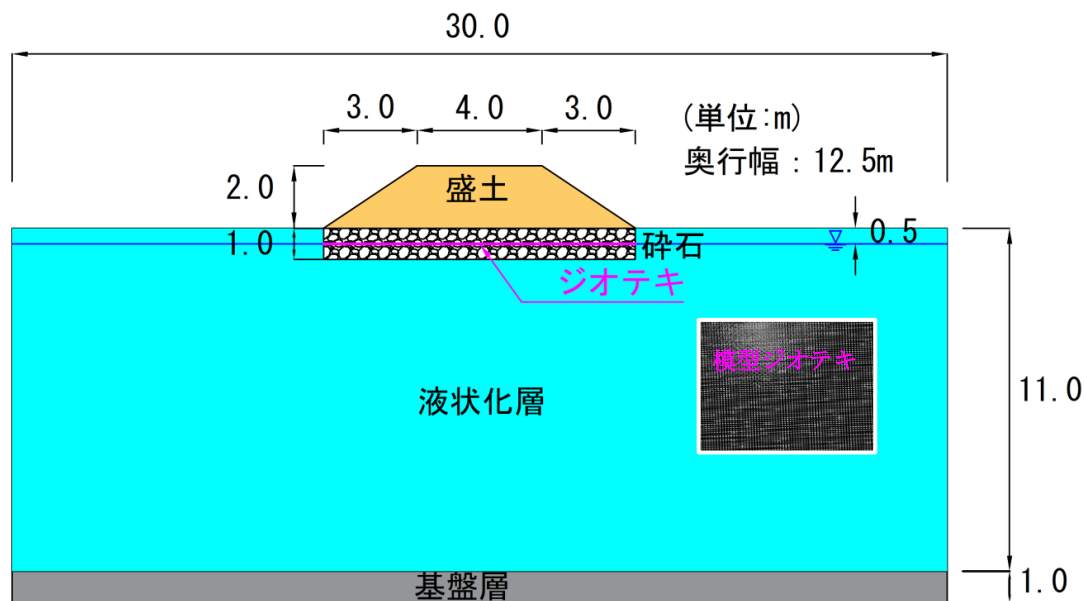


図1 SECURE-G 工法 (Case 3) の模型地盤の概要図

表 1 実験に用いた地盤材料

	盛土	液状化層	碎石層
使用材料	DL クレー	豊浦砂	珪砂 3 号
平均粒径 D_{50} (mm)	0.024	0.19	1.72
土粒子比重 G_s	2.765	2.645	2.650
最大間隙比	1.672	0.973	0.971
最小間隙比	0.695	0.609	0.702
使用相対密度 (%)	-	50	40
内部摩擦角 ($^{\circ}$)	35	38	35
粘着力 (kN/m^2)	14.0	3.0	10.0
透水係数 (m/sec)	-	2×10^{-4}	7×10^{-3}
液状化強度比 (R_L)	-	0.16	-

表 2 計測項目一覧

項目	計測対象	個数
加速度計 (圧電型)	入力加速度	2
	地中加速度	12
間隙水圧計	地中間隙水圧	15
ひずみゲージ	ジオシンセティックス	10 (5 断面)
レーザー変位計 (非接触型)	盛土天端鉛直変位	2 (中央、法肩)
	法尻水平変位	1
標点マーカー	地表面変位及び地盤内変位	地盤内 2m ピッチ格子状

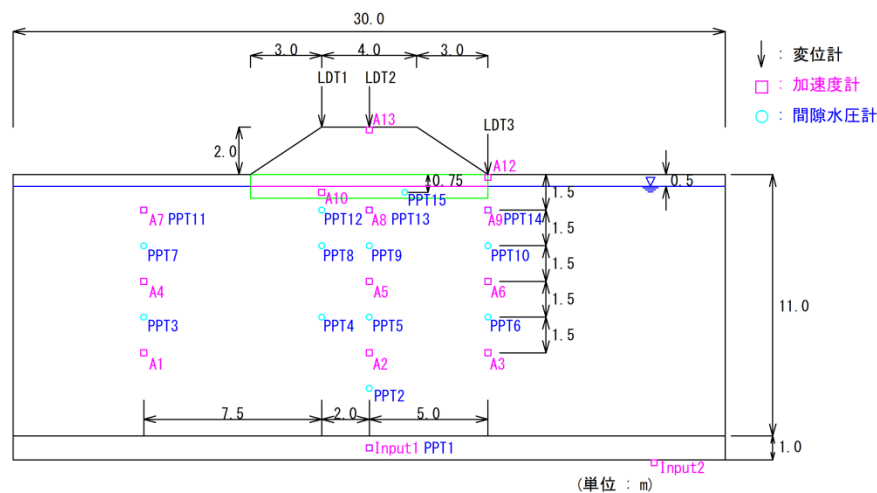


図 2 SECURE-G 工法 (Case 3) の計測器配置図

2.3 計測項目

表 2 に計測項目一覧を示す。地中内には、盛土外～盛土直下及び浅層～深層の広範囲にかけて、加速度計 12 個と間隙水圧計 15 個を設置し、加振時における地中内の加速度と間隙水圧を計測した。SECURE-G 工法 (Case 3) で使うジオテキ模型材には、ひずみゲージ 10 個 (5 箇所×2 個) を設置し、ジオテキ材に発生するひずみを確認した。ひずみは 2 アクティブゲージ法 (直交配置法) で一軸応力 (一様な引張・圧縮) を計測した。

加振時の盛土形状の変化は、レーザー変位計で測定し、レーザー変位計の分解能は 0.048 cm (実物換算) である。また、加振終了後の盛土及び地盤の変位計測のため、地盤内に標点マーカーを 2m ピッチ格子状に設置した。図 2 に SECURE-G 工法 (Case 3) の計測器配置図を示す。計測器の配置は、Case 1 と Case 2 も同様である。

図 3 に模型ジオテキに設置したひずみゲージ配置平面図を示す。SECURE-G 工法 (Case 3) で使う模型ジオテキ材には、ひずみゲージ 10 個 (5 箇所×2 個) を千鳥に配

置し、ジオテキ材に発生するひずみを確認した。ひずみゲージを千鳥に配置した理由は、剛性が大きいベース材料を有するひずみゲージを中央軸上に一列に配置すると測線軸での補強材の剛性が他の箇所比べて大きくなってしまおうという問題を回避するためである。なお、実験前に実施した模型ジオテキ材の盛土軸直角方向一様引張り試験では、全ての計測点でほぼ同じ値が得られていた。

2.4 入力加速度

図4に実験に用いた入力加速度を示す。地震波は2011年東北地方太平洋沖地震時に、K-Net 水戸で観察された地震波（IBR006, NS 成分）を振幅調整したものを用いた。なお、経過85秒から115秒の間を主要動中とする。

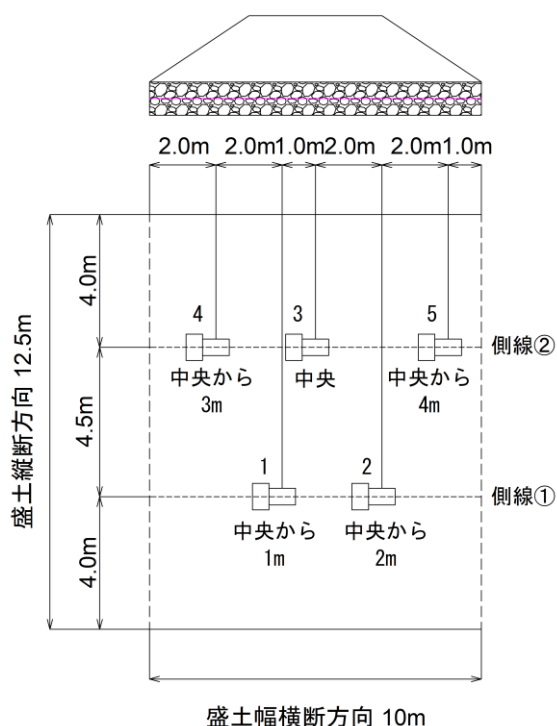


図3 ひずみゲージ配置平面図

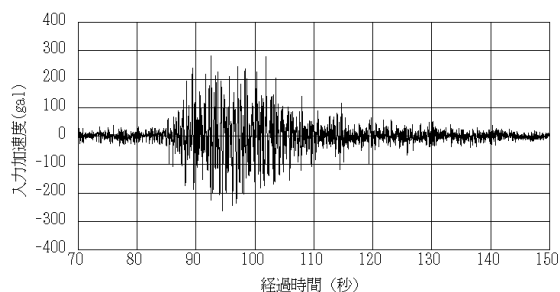


図4 入力加速度

3. 動的遠心模型実験の結果

3.1 盛土の変形

3.1.1 最終沈下量

表3に加振終了時（300秒）の盛土天端中央と法肩の沈下量を示す。無対策（Case 1）では、盛土天端中央及び法肩の沈下量は43.4 cmである。SECURE-G工法（Case 3）では、盛土天端中央の沈下量は26.7 cm（Case 1の62%）、法肩の沈下量は29.1 cm（Case 1の67%）である。SECURE-G工法（Case 3）の沈下量抑制効果は、砕石単独（Case 2）と比べると、盛土天端中央で73%-62%=11%、法肩で85%-67%=18%向上している。

3.1.2 沈下の経時変化

盛土天端中央及び法肩における沈下量の経時変化をそれぞれ図5及び図6に示す。主要動完了時（115秒）の盛土中央位置の沈下量は、Case 1で36 cm、Case 2で27 cm、Case 3で24 cmである。なお、法肩位置の沈下量は、Case 1で37 cm、Case 2で33 cm、Case 3で26 cmである。SECURE-G工法の沈下抑制効果は砕石単独（Case 2）に比べ、盛土天端中央及び法肩部ともに高くなっている。主要動終了後（115秒以降）の段階では、砕石単独（Case 2）及びSECURE-G工法（Case 3）ともに沈下は落ち着いてくるが、無対策（Case 1）では増加傾向にある。この理由は、後述するが無対策時の過剰間隙水圧の消散過程の遅れが原因と考える。

表3 最終沈下量（括弧内は無対策に対する比率）

Case	沈下量	
	盛土天端中央	盛土法肩
無対策 (Case 1)	43.4 cm (100%)	43.4 cm (100%)
砕石単独 (Case 2)	31.6 cm (73%)	36.7 cm (85%)
SECURE-G 工法 (Case 3)	26.7 cm (62%)	29.1 cm (67%)

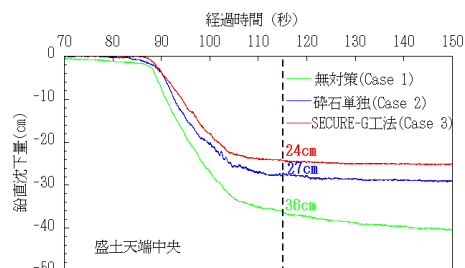


図5 盛土天端中央の沈下量の経時変化

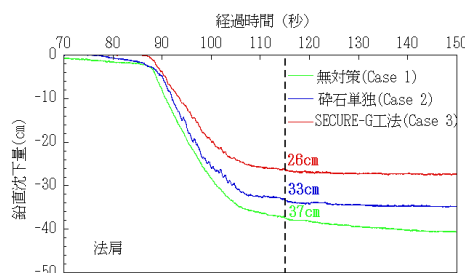
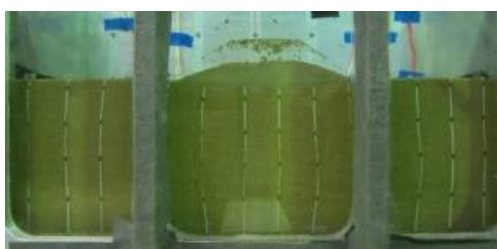


図6 盛土法肩の沈下量の経時変化

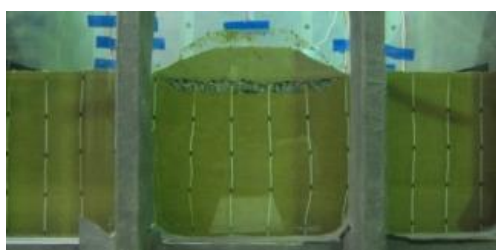
3.2 盛土の形状保持・地盤内の変形

写真1に、加振終了後の無対策(Case 1)、碎石単独(Case 2)及び SECURE-G 工法(Case 3)の地盤状況を示す。写真中、縦に入っている白いものは素麺で地盤の変形に追従して動き、この素麺につけた黒い印を地盤内変位計測するための標点マーカーとしている。碎石単独(Case 2)及び SECURE-G 工法(Case 3)における碎石層の作成は薄いアルミ板の土留め壁を根入れして、アクリル棒を使用して軽く締め固めて作成した。その後碎石層左右に豊浦砂を降らせ、掃除機で吸って地盤上面の高さに揃えた。ゆっくりと土留め壁を引き抜いた後、全体の重さを量って碎石層の重さと相対密度を算出した。模型地盤作成中に砂がガラス面と碎石層側面の間に入り込んだ事で、各ケースの碎石層の厚さは異なるように見えるが同レベルの厚さである。SECURE-G 工法(Case 3)は、無対策(Case 1)及び碎石単独(Case 2)に比べのり面の拡がりや天端の沈下が少なく、盛土の形状が概ね保持されていることが確認できる。

Case 1



Case 2



Case 3

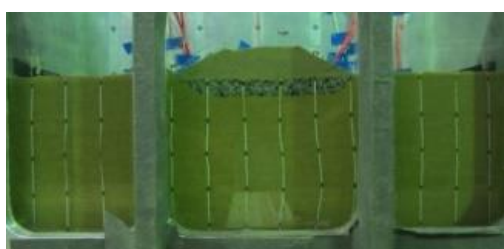
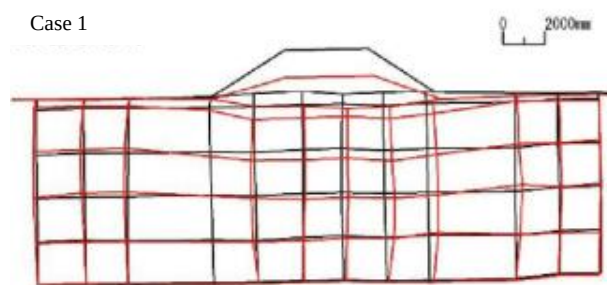


写真1 加振後地盤状況

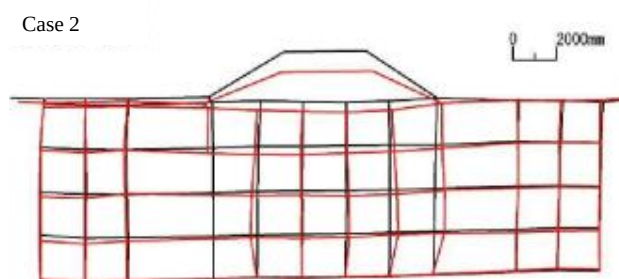
図7に実験前と実験後の地盤内変形図を示す。これらは、地盤内に設置した標点マーカーを模型側面から撮影した写真を基に読み取り、図示したものである。ここでは、実験前を黒線、実験後を赤線で示した。無対策のCase 1では、液状化した基礎地盤は、地表面部から側方に大きく変形し、法尻部分も外側に向けて水平に変位している。碎石単独Case 2では、Case 1に比べ、地盤内の側方変位は液状化層の深い位置に生じているものの、地表面付近の側方変形が抑えられている。Case 3は、Cases 1, 2と異なり、地表面付近では側方への変形が小さく、鉛直方向の変位も抑えられていることがわかる。地盤内の側方変位はほぼ生じていない。

なお、本実験では模型基礎地盤幅を盛土敷幅の3倍としたため土槽壁面の存在が液状化に伴う基礎地盤の変形を拘束することが懸念されたが、基礎地盤変形が大きい無対策のケースにおいてもそのような様子は見られなかった。剛土層の使用による側壁からの地震動の入射／側壁での地震動の反射は避けられないものの、実験結果より、本実験において土槽壁面の存在が液状化に起因する基礎地盤変形を阻害するようなことはなかったと言える。

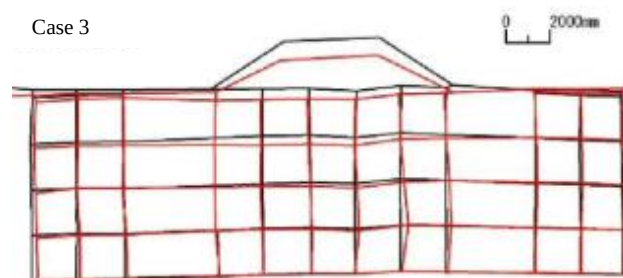
Case 1



Case 2



Case 3



※凡例：黒線：加振前，赤線：加振後

図7 加振前と加振後の地盤変形図

3.3 ジオテキのひずみ

図8(a)(b)に SECURE-G 工法 (Case 3) のジオテキに生じたひずみの経時変化を示す。ジオテキのひずみは加振前からの増加量で整理した。加振開始から 87 秒迄の段階は各測点に生じるジオテキのひずみが一度増加傾向を示している。一方、加振 87 秒から 90 秒の段階では各測点のジオテキのひずみが低下している。これは盛土材に粘性土系の DL クレーを使用したため、容器壁面との付着力により若干沈下に遅れが生じ、上載荷重が抜けたような現象が起こったため、と考える。その後、盛土の沈下とともに振動中のひずみは、盛土中央から 1m, 2m 離れた箇所「(a)側線①」では増加している。一方、盛土中央部、盛土中央から 3m, 4 m 離れた位置の計測箇所「(b)側線②」では増加がみられない。これは、主要動中で沈下差が生じたため、側線②付近ではひずみの増加が見られなかった可能性があると考えている。

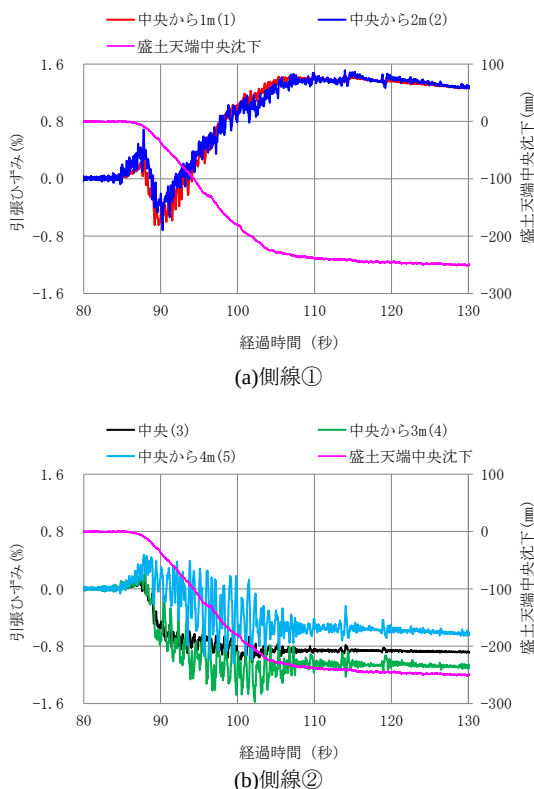


図8 ジオテキひずみの経時変化

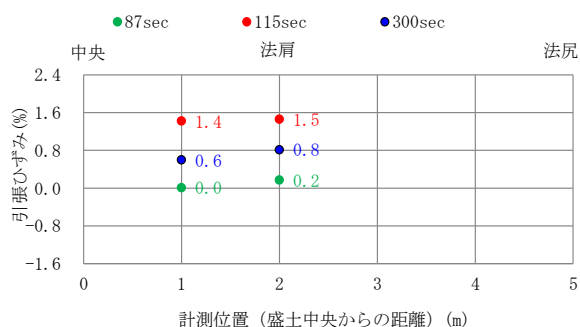


図9 ジオテキのひずみと計測位置【側線①】

図8(a)では、主要動終了時 (115 秒) にかけてジオテキのひずみが約 1.5%まで増加し、盛土中央に生じた沈下の増加傾向と類似している。また、115 秒以降のひずみは若干低下傾向を示しており、沈下収束の傾向とも類似する。以上のように、ジオテキのひずみ傾向は盛土の沈下傾向と相関性があり、ジオテキの補強効果が確認されたと考えている。

図9に SECURE-G 工法 (Case 3) における盛土中央から 1m, 2m 離れた計測箇所 (側線①) のジオテキに生じたひずみの分布を示す。ここでは、主要動開始付近 87 秒、主要動終了時 (115 秒)、加振終了時 (300 秒) のジオテキのひずみを示す。ジオテキには、主要動開始付近 87 秒時 0.2%程度、主要動終了時 (115 秒) 1.5%程度、加振終了時 (300 秒) 0.8%程度のひずみが生じている。主要動終了まで盛土中央付近で時間と共にひずみが増加しているのは、図7に示されているように盛土直下地盤が側方に変形しようとするのをジオテキが拘束しているためと考えられる。一方、地震動後しばらくたった時点 (300 秒) でひずみが小さくなっているのは、盛土側方の周辺地盤において過剰間隙水圧消散に伴い地盤の剛性が回復し、相対的に大きな圧縮沈下がすることで、盛土直下地盤の側方変形が若干緩和されたためと推定される。

3.4 過剰間隙水圧

3.4.1 過剰間隙水圧比の経時変化

図10に盛土中央直下 GL-1.5m の地点での過剰間隙水圧比の経時変化を示す。過剰間隙水圧比は各測点の過剰間隙水圧と液状化前の初期鉛直有効応力の比を求めたものである。ここでは、過剰間隙水圧比が 0.5 未満と小さいが、盛土の存在により液状化しにくいためである。無対策 (Case 1) は、主要動終了 115 秒以降も過剰間隙水圧比が上昇している。一方、砕石単独 (Case 2) と SECURE-G 工法 (Case 3) は、115 秒以降で過剰間隙水圧比は一定値を保ち、150 秒後付近から減少する傾向を示している。以上より、砕石単独 (Case 2) 及び SECURE-G 工法 (Case 3) とともに主要動中 (85~115 秒) においては過剰間隙水圧の発生抑制効果、主要動以降においては過剰間隙水圧の消散促進効果がみられており、砕石層による排水効果が発揮されたと考えられる。

図11に盛土法肩直下 GL-1.5 m の地点での過剰間隙水圧比の経時変化を示す。盛土の上載圧の違いで盛土中央直下より過剰間隙水圧比はやや大きい、ここでも、最大値が 0.5 程度となっている。SECURE-G 工法 (Case 3) で若干最大値が小さいが、基本的に盛土直下と同様、砕石による過剰間隙水圧消散効果が見て取れる。

図12に盛土法尻直下 GL-1.5 m の地点での過剰間隙水圧比の経時変化を示す。150 秒までは全ケースにおいて過剰間隙水圧比の最大値が 1.0 以上を示しており完全液状化状態である。無対策 (Case 1) は、150 秒以降から 200 秒付近まで過剰間隙水圧比が高く維持されている。

一方、砕石単独 (Case 2) と SECURE-G 工法 (Case 3)

では、早い段階から過剰間隙水圧比の減少が見られ、150秒付近から過剰間隙水圧比 1.0 以下に転じる。この地点においても、碎石層による過剰間隙水圧の消散効果が発揮されているものと考えられる。

図 13 に盛土中央直下 GL-3.0m の地点での、図 14 に盛土法尻直下 GL-3.0m の地点での過剰間隙水圧比の経時変化を示す。これらの地点でも 150 秒以降において、碎石単独 (Case 2) と SECURE-G 工法 (Case 3) において過剰間隙水圧の消散促進効果がみられる。

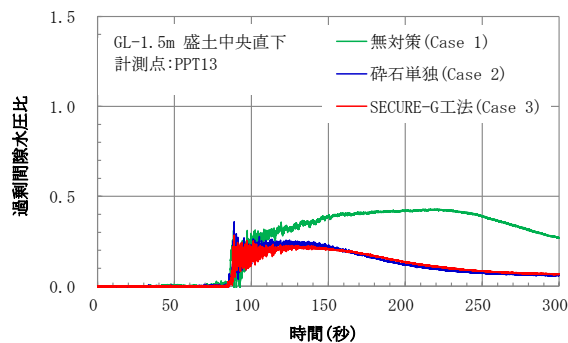


図 10 過剰間隙水圧比の経時変化 (中央, GL-1.5m)

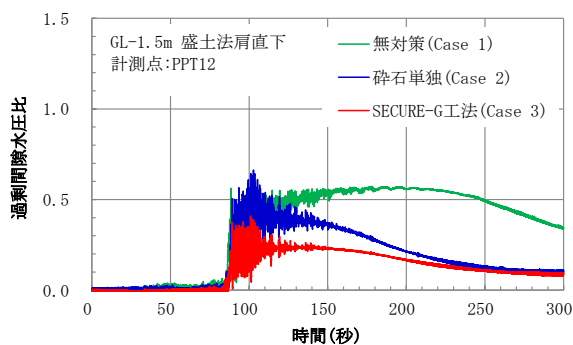


図 11 過剰間隙水圧比の経時変化 (法肩, GL-1.5m)

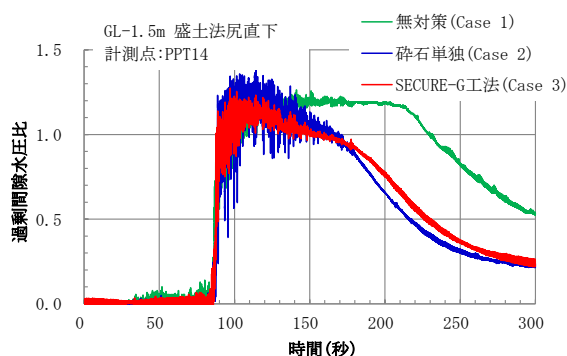


図 12 過剰間隙水圧比の経時変化 (法尻, GL-1.5m)

3.4.2 過剰隙水圧比による液状化低減効果

加振経過 150 秒は、3.4.1 節に示したとおり、無対策 (Case 1)、碎石単独 (Case 2) 及び SECURE-G 工法 (Case 3) の過剰間隙水圧比に明らかな差が見られた時点である。図 15 に加振経過 150 秒の過剰間隙水圧比の分布図を示す。過剰間隙水圧比の分布図は、図 2 に示した各間隙水圧計から計測した過剰間隙水圧と初期鉛直有効応力の比を左右対称と仮定して作成した。盛土部以外の箇所は全ケースともに完全液状化に至っている。一方、SECURE-G 工法と碎石単独対策は無対策と比べ、碎石層直下の地盤の過剰間隙水圧比は低減しており、0.2~0.4 の範囲となっている。この結果から、碎石層の排水効果により碎石層直下の地盤に液状化に至らない領域が形成されていることがわかる。平地部が完全に液状化するものの、SECURE-G 構造周辺に非液状化領域が存在することで、碎石層よりも広い範囲の盛土直下地盤において有効応力の低減が抑制され (剛性がある程度保持され)、この部分の地震時変形が大きくなりえない効果が期待できる。このような盛土直下の小変形領域の形成は、盛土下地盤の過剰間隙水圧消散に伴う圧縮沈下の低減と盛土の側方への変形を抑制することになる。このことは図 7 においても見て取れる (碎石層があるケースにおいて、盛土直下地盤で側方変形が顕著な領域が液状化層下方に限定されている)。

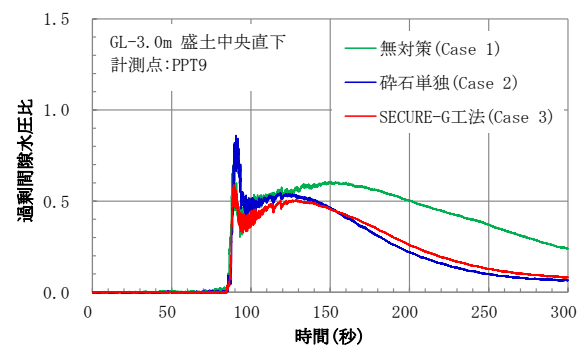


図 13 過剰間隙水圧比の経時変化 (中央, GL-3.0m)

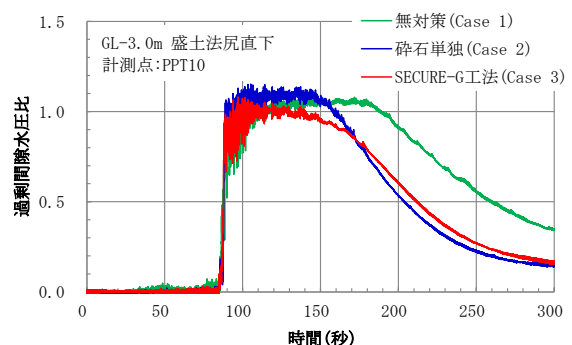


図 14 過剰間隙水圧比の経時変化 (法尻, GL-3.0m)

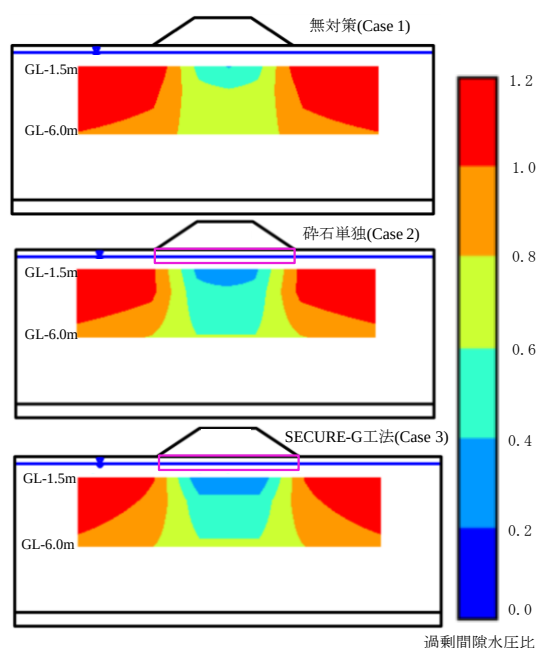


図 15 過剰間隙水圧比分布図

4. SECURE-G 工法の対策構造の曲げ試験

SECURE-G 工法の対策構造（補強碎石層）の「部材」としての変形特性を把握するために、「部材」を梁に見立てて、梁の曲げ試験を行った（岩佐ら¹¹⁾）。この研究では、江戸崎砂（最大乾燥密度＝ 1.81 Mg/m^3 、最適含水比＝ 15.8% 、細粒分含有率＝ 15% ）と模型ジオテキで図 16 に示す模型梁を作成し、単純支持された模型梁に 2 点荷重を行うことで、補強碎石層の曲げ特性を調べた。型枠内で締め固めた供試体（締め固め度＝ 90% 、初期含水比＝ 10% ）を円筒形ゴムメンブレンに収めるためには、供試体が自立している必要があり、碎石で作成すると自立しないため、曲げ試験においては江戸崎砂（山砂）を用いることとした。地盤材料は遠心模型実験と異なるものの、模型ジオテキとそれを挟む土の間にすべりが発生しない状況を作り出すことができれば、模型ジオテキの曲げ引っ張りに対する抵抗の効果を確認することが可能であると考え、実験を行った。なお、模型ジオテキと江戸崎砂の摩擦強度は土のそれとほぼ同じことは一面せん断試験で確認済みである（ $c=8 \text{ kN/m}^2$ ， $\phi=38^\circ$ ）。模型梁はゴムメンブレンで覆われており、供試体内を負圧にすることにより 25 kPa の等方拘束圧をかけた状態で試験は行っている。盛土材の単位体積重量を 18 kN/m^3 と仮定したとき、高さ 2 m の盛土下の鉛直応力は 36 kPa である。静止土圧係数を 0.5 とすると平均有効応力は 24 kPa となる。これを参考に 25 kPa と設定した。実験ケースは①無対策、②ジオテキあり 1、③ジオテキあり 2 の 3 ケースである。③ジオテキあり 2 は図 16 に示したように端部を折り曲げている。試験時に供試体に負圧による拘束圧をかけるため、梁の端部にはプラスチック製のキャップを設置し、これで供試体を挟み込んでいる。

模型梁の長手方向の垂直ひずみは、側面の標点の動きを写真計測して求めた（図 17）。変形が大きくなると、平面保持の仮定が保証されなくなると思われるが、今回の実験の範囲では、荷重終了まで、曲げモーメント一定区間の長手方向の直ひずみは深さ方向に線形に変化していたことから、平面保持の過程が適用できるとして曲率を算出した。

図 18 に荷重点間の曲げモーメントと荷重点の鉛直変位の関係を示す。鉛直変位が 1 mm に到達するまではジオテキの影響は見られないが、その後、同じ変位に対する曲げモーメントは大きくなっており、模型ジオテキにより模型梁の曲げ抵抗（曲げ剛性）が大きくなっていることが確認できる。ジオテキあり 1 とジオテキあり 2 の結果が概ね等しかったため、これ以後無対策とジオテキあり 2 について比較を行う。なお、鉛直変位が $8 \sim 10 \text{ mm}$ に達したとき（曲げモーメントと鉛直変位関係が軟化したとき）に支点と荷重点を通る面にせん断面が形成されはじめたことから、梁が曲げ変形を呈していたそれ以前の範囲（鉛直変位 8 mm まで）について、以下の図では示している。

図 19 は荷重点間における模型梁内の長手方向の垂直ひずみの鉛直分布から求めた中立軸位置と曲げモーメントの関係を、図 20 は梁の曲率と曲げモーメントの関係を示したもののだが、同じ大きさの曲げモーメントが働いた時、模型ジオテキにより補強された模型梁は、そうでない模型梁と比べて中立軸がより低い位置にあり、曲率も小さいことが確認された。これは、模型ジオテキで補強された模型梁は模型ジオテキが引張力を負担することにより、盤としての補強効果が表れた結果と言える。

模型ジオテキには、引張抵抗を増加させる効果のほか、土の変形の拘束により土の剛性を増加させる効果もあると予想されることから、梁の理論を用いて、模型梁の見かけのヤング率を算出してその効果を定量的に確かめた。簡単のため、土は弾性体であり、見かけのヤング率は模型梁の圧縮側と引張側で異なり、それぞれ一定であると仮定し、力の釣合式と曲げモーメントと断面力の関係式を用いて圧縮側・引張側の見かけのヤング率を求めた。なおその際には、供試体を包むゴムメンブレンによる張力補正も行っている。図 21、22 にそのようにして求めた見かけのヤング率の曲げモーメントに対する変化を示す。これにより、ジオテキは引張補強効果のほかに、引張側の土の見かけのヤング率を増加させる効果があることも確認できる。

上記の成果は模型ジオテキの引張補強効果により模型梁の曲げ剛性や引張側の土の見かけのヤング率を増加させる効果を持つことを示しており、模型梁が盤的な機能を発揮していることが確認できた。なお、結果の解釈で、梁は曲げ変形のみを生じると仮定して行ったが、せん断面形成前（鉛直変位 8 mm の範囲まで）であれば、大きな矛盾は発生していないことから、補強碎石層（模型梁）

を曲げ部材としてとらえたことに問題はないと考えている。

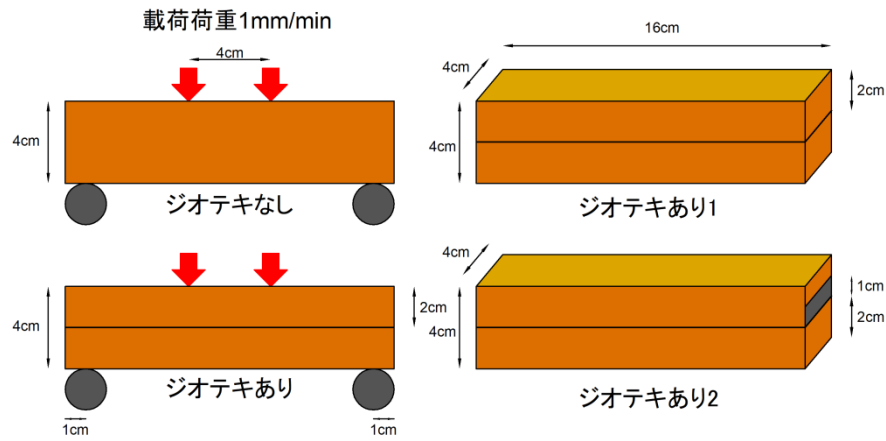


図 16 模型梁の概要図

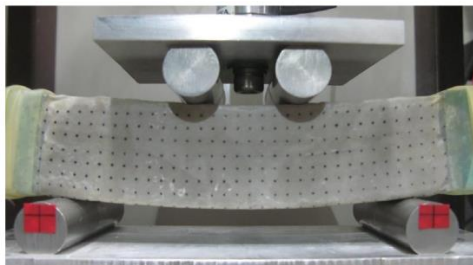


図 17 鉛直変位 4mm 時の様子【ジオテキあり 2】

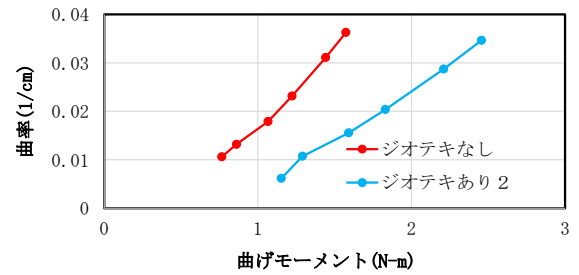


図 20 曲率の変化

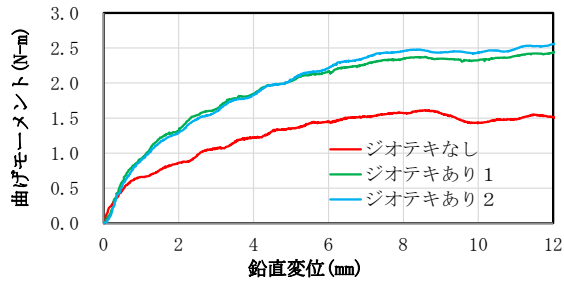


図 18 曲げモーメントと鉛直変位関係

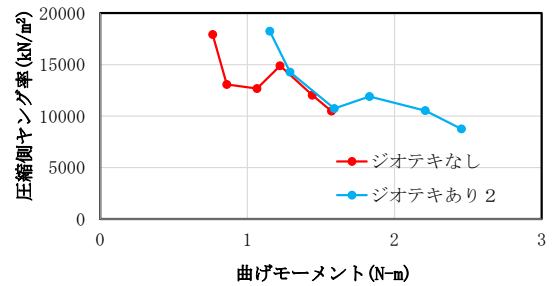


図 21 圧縮側の見かけのヤング率の変化

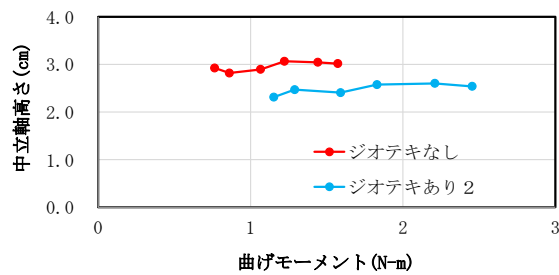


図 19 中位軸高さの変化

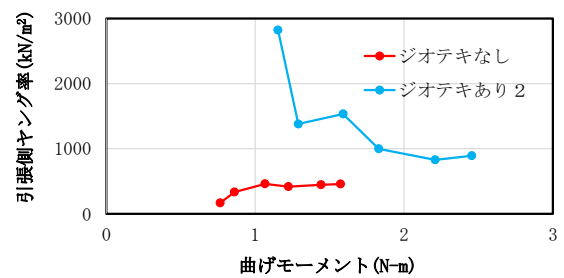


図 22 引張側の見かけのヤング率の変化

5. SECURE-G 工法の補強メカニズム

動的遠心模型実験と対策構造の曲げ試験から SECURE-G 工法の補強メカニズムを以下に述べる。

(1) 対策構造の盤効果

ジオテキの引張抵抗により碎石層の曲げ剛性が増加し、盤的な挙動を示すことにより側方変位を抑え、盛土全体の変形を抑制する。

(2) 表層地盤の液状化低減効果

碎石層の排水効果により過剰間隙水圧の発生抑制と消散促進効果を発揮することで、碎石層直下の地盤の液状化を抑制し、盛土全体の変形を抑制する。

6. まとめ

液状化地盤上の盛土の変形抑制対策を目的に、ジオシンセティックス（ジオテキ）を碎石で挟み込む構造体を浅層に設置する工法の有効性を確認するため、動的遠心模型実験と対策構造の曲げ試験を実施した。その結果得られた知見は以下の通りである。

- 1) 盛土下にジオテキで補強された碎石層を構築した場合、無対策と比べた最終沈下量は、盛土天端中央から法肩において 62%~67%に抑制された。ジオテキを敷設しない碎石単独対策と比べても 11%~18%の沈下抑制効果向上が確認された。また、対策構造の曲げ試験から、ジオテキによる碎石層の曲げ抵抗増加も確認された。これらより、ジオテキの引張抵抗等により碎石層の曲げ剛性が増加し、碎石層が盤的な挙動を示すことで、ジオテキで補強された碎石層は、基礎地盤の側方変位や盛土全体の変形を抑制することが確認された。
- 2) ジオテキのひずみ発生は盛土沈下と概ね相関しており、ジオテキの引張抵抗が盛土沈下抑制に対して効果を発揮したと考えられる。
- 3) SECURE-G 工法及び碎石単独対策は、主要動中の過剰間隙水圧発生抑制効果、主要動後の過剰間隙水圧消散促進効果を発揮する。これらにより、碎石層直下に非液状化領域が形成されることを確認した。

本研究は、盛土高や液状化層厚等を固定条件とした実験結果であり、その他条件でも、SECURE-G 工法の変形抑制効果を検証する必要がある。その他の盛土条件や液状化条件の対策効果を検証し、適用性を確認する所存である。

謝辞

本動的遠心模型実験及び対策構造の曲げ試験は、東京工業大学高橋章浩研究室に在籍したそれぞれ Avantio Pramaditya 氏（元 Gadjah Mada University 学生、元東京工業大学海外交流学生）及び岩佐茜氏（国土交通省、元東京工業大学）の協力を得た。ここに記して深甚の謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針，pp.191，解表 6-1，2012.
- 2) 大西智晴，吉富宏紀：液状化対策工法，コンクリート工学，Vol.50, No.1，pp.109-112，2021.
- 3) 日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説，pp.35/解図 4-1，pp.40/解図 4-2 (d)，pp.44/解表 4-3，2017.
- 4) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）平成 18 年度改定版，pp.66-67，2007.
- 5) 古賀泰之，福田直三：講座ジオテキスタイルを用いた補強土工法 11.耐震設計の考え方（その 1），土と基礎，Vol.42，No.2，pp.71-76，1994
- 6) 古賀泰之，福田直三：講座ジオテキスタイルを用いた補強土工法 11.耐震設計の考え方（その 1），土と基礎，Vol.42，No.2，pp.71-76，1994.
- 7) 松尾修，古関潤一，島津多賀夫，藤井照久，福田直三，田尻宣夫：液状化発生時のジオテキスタイル補強盛土モデルの沈下低減効果に関する地震応答解析，ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，第 9 巻，pp.38-46，1994.
- 8) 小嶋啓介，山下修平，笠原清麿，横田善弘，丸尾晋一：補強材の敷設による盛土構造物の液状化被害軽減効果に関する検討，ジオシンセティックス論文集，第 13 巻，pp.236-243，1998.
- 9) 佐々木康，加納誠二，村川奉嗣，辻誠治：ジオグリッドによる堤防の液状化時の被害軽減効果に関する振動大実験，ジオシンセティックス論文集，第 18 巻，pp.267-274，2003.
- 10) 村上清基，久保幹男，松本正士，大河内保彦：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スを碎石で挟む対策工法，ジオシンセティックス論文集，第 25 巻，pp.133-140，2010.
- 11) 岩佐茜，高橋章浩，関栄：ジオグリッドで補強された土の曲げ特性に関する実験的研究，第 50 回地盤工学会研究発表会，pp.1671-1672，2015.

(2021.2.18 受付)

Deformation restriction measures of embankment on liquefiable ground by crushed stones with geosynthetics

Hla AUNG¹, Mikio KUBO¹ and Akihiro TAKAHASHI²

1 Eternal Preserve

2 Tokyo Institute of Technology

Abstract

Effectiveness of crushed stone layer with geosynthetics on mitigation of liquefaction-induced deformation of the embankment is examined by a series of dynamic centrifuge model tests. Bending tests of the crushed stone layer with geosynthetics are also performed to understand the contribution of the geosynthetics on increase in the bending stiffness of the crushed stone layer as a slab. The experiment reveals that the crushed stone layer with geosynthetics can minimize the liquefaction-induced lateral stretching of the foundation ground and the deformation of the embankment. The high permeability crushed stone layer also contributes to minimizing the build-up of the excess pore water pressure during shaking and helps faster dissipation of the excess pore water pressure after shaking. These effects also contribute to minimizing the liquefaction-induced lateral stretching of the foundation ground and the deformation of the embankment.

Keywords: embankment, liquefaction, geosynthetics, gravel, deformation restriction