

石炭灰造粒材を用いたSCP工法に関する 液状化振動台実験

山本陽一¹・高橋直樹²・岸下崇裕³・兵動正幸⁴・三浦房紀⁵・斉藤直⁶・池田陵志⁷

¹三井住友建設株式会社 技術研究所主任研究員 (〒270-0132 千葉県流山市駒木518-1)

E-mail: yoichiyamamoto@smcon.co.jp

²三井住友建設株式会社 技術研究所 (〒270-0132 千葉県流山市駒木518-1)

E-mail: tnaoki@smcon.co.jp

³株式会社フジタ 技術センター主任研究員 (〒243-0125 厚木市小野2025-1)

E-mail: kisisita@fujita.co.jp

⁴山口大学工学部教授 社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2557)

E-mail: hyodo@po.cc.yamaguchi-u.ac.jp

⁵山口大学工学部教授 知能情報システム工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2557)

E-mail: miura@earth.csse.yamaguchi-u.ac.jp

⁶株式会社エネルギー・エコ・マテリア 技術部技術開発担当部長

(〒730-0042 広島市中区国泰寺町1丁目3番32号)

E-mail: t-saitoh@energia-eco-materia.co.jp

⁷株式会社エネルギー・エコ・マテリア 技術部技術開発担当主任

(〒730-0042 広島市中区国泰寺町1丁目3番32号)

E-mail: r-ikeda@energia-eco-materia.co.jp

良質な砂代替材として開発された石炭灰造粒物をSCP工法の中詰材料に使用した場合の液状化対策としての有効性を確認すること、SCP改良地盤の振動前後の土圧係数の変化について明らかにすることを目的として、実施工を模擬するように模型地盤を作成し振動台実験を実施した。実験は、中詰め材料に石炭灰造粒物を使用したケースと、比較のため良質な砂を用いたケース、無改良の計3ケースについて実施した。模型地盤のコーン貫入抵抗および加振時の過剰間隙水圧比の値から、石炭灰造粒物を用いた場合の改良効果は、従来の良質な砂を用いた場合と同等以上であることが確認された。また、加振後の土圧係数は1.0に収束する傾向を示し、SCP改良地盤の静止土圧係数は地震後に低下する可能性が指摘された。

Key Words : coal ash, coefficient of earth pressure, liquefaction, sand compaction pile, vibration test,

1. はじめに

近年、環境負荷低減またはリサイクルの促進を目的として、サンドコンパクションパイル工法（以下SCP）の中詰材料に再生骨材^{1),2)}や建設発生土^{3),4),5)}、石炭灰⁶⁾等を用いた施工法が検討・開発されている。今後、同工法に使用する中詰材料はこれらリサイクル材料が主流になると予想される。そこで、本研究では、良質な砂代替材として開発された石炭灰造粒物⁷⁾をSCP工法の中詰材料に使用した場合の液状化対策としての有効性を確認することを目的に、振動台実験を実施した。

SCP工法では、締固めによる密度増加のみならず地盤内の平均有効応力の増加（静止土圧係数の増加）が、改良地盤の液状化抵抗を増大させることが

知られている。SCP改良地盤の改良効果は通常、標準貫入試験のN値から確認されるが、改良後のN値増分の2～8割は静止土圧係数の増加に伴うものであるとの報告^{8),9)}もある。この割合は改良前のN値、初期間隙比、細粒分含有率等によって変わると考えられるが、静止土圧係数の増加は無視できない影響であることが明らかである。また、SCP打設に伴う静止土圧係数の増加は、現場計測^{9)~13)}や室内模型試験^{14),15)}により計測されているが、液状化を生じるような大きな地震動を受けた後にどのように変化するかは明らかとなっていない。このため、本研究では実施工を模擬するように土槽内に締固め杭を作成することによって、改良地盤の作成過程から加振、加振後の間隙水圧消散に至る一連の過程の水平土圧を継続して計測することにより、その挙動を明らかにす

表-1 実験試料の物理特性

試料		浜岡砂	まさ土
土粒子の密度	ρ_s	2.699 g/cm ³	2.679 g/cm ³
粒度	砂分	100.00%	84.56%
	シルト分	0.00%	12.14%
	粘土分	0.00%	3.30%
	均等係数	2.31	10.00
	曲率係数	1.03	1.01
最大乾燥密度	$\rho_{d \max}$	1.694 g/cm ³	1.549 g/cm ³
最小乾燥密度	$\rho_{d \min}$	1.396 g/cm ³	1.223 g/cm ³

※まさ土は2mmアンダー試料に対する結果

表-2 Hiビーズの基本配合

石炭灰	セメント	ベントナイト	水
87%	10%	3%	20~24%

※すべて重量比, 水は粉体総重量に対する比



写真-1 石炭灰造粒物 (Hiビーズ)

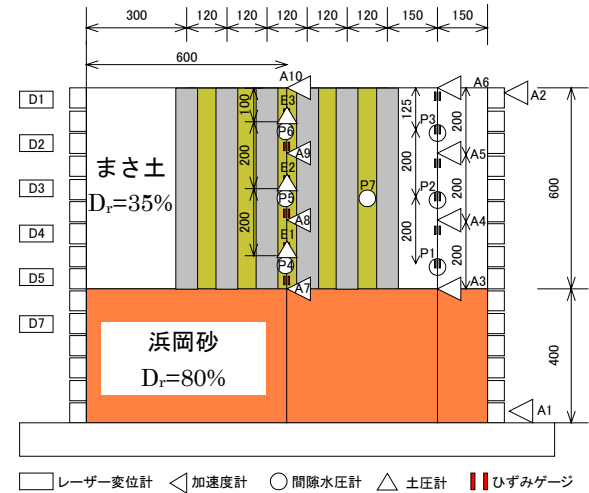
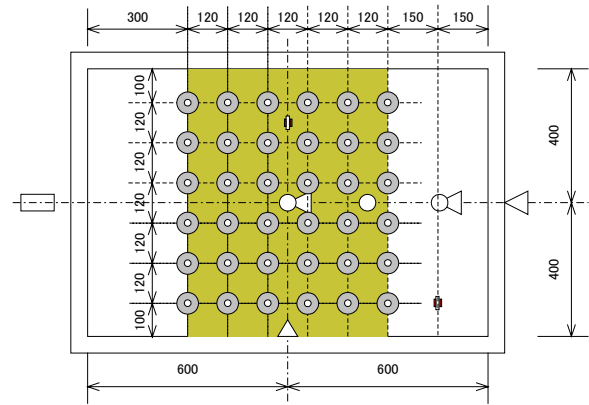


図-1 模型地盤概要および計測器配置

ることも目的の一つとした。

本文では、中詰材料に従来の良質砂相当品を使用した場合と石炭灰造粒物を使用した場合の振動台実験結果を比較することによりその改良効果について考察するとともに、振動前後の土圧係数の変化について明らかにする。

2. 実験概要

(1) 実験試料

実験には遠州浜岡砂（以下浜岡砂）と広島産のまさ土（以下まさ土），そして石炭灰造粒物（商品名Hiビーズ）を用いた。表-1に浜岡砂とまさ土の物理特性を示す。実験ではまさ土を上層の液状化層として使用し、浜岡砂は下層の非液状化層として使用した。また、SCP中詰め材料には、良質の砂相当品とみなす浜岡砂と砂代替材とするHiビーズを用いてそれぞれのケースを比較した。

HiビーズはSCP工法およびSD工法の中詰め材料として開発され⁷⁾、長期安定性¹⁶⁾や環境影響評価¹⁷⁾の他、実証打設試験による改良効果^{18),19)}（N値分布等）や施工性^{20),21)}が既に確認され商品化されている。Hiビーズは表-2に基本配合を示すように、主材料を石炭灰、セメント、ベントナイトおよび水としており、連続ミキサー内でベントナイトを微量添加する

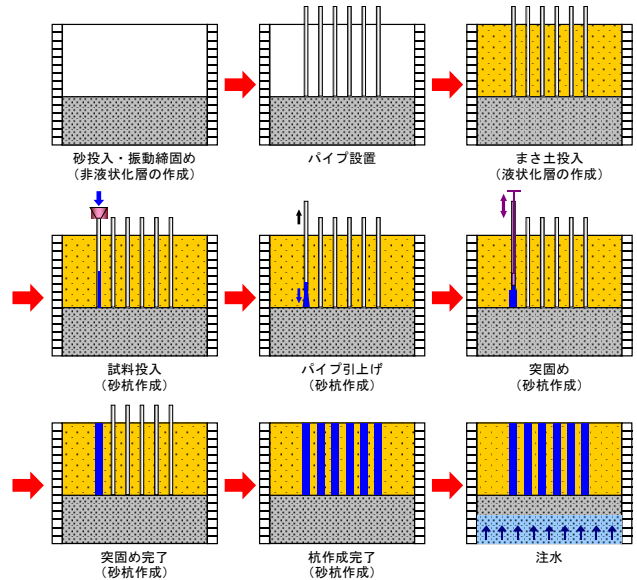


図-2 模型地盤作成方法

ことにより安定した造粒物の作製を可能としている（写真-1）。本実験では模型縮尺の関係から5mmふるい通過試料のHiビーズを使用した。

(2) 振動台実験

振動台実験は、幅1.2m×奥行0.8m×高さ1.0mのせん断土槽を用いて重力場で行った。図-1に模型地



写真-2 改良杭の状況 (地中)

表-3 実験ケース

実験ケース	改良方法	中詰材料
ケース1	無改良	—
ケース2	SCP	浜岡砂
ケース3	SCP	石炭灰造粒物

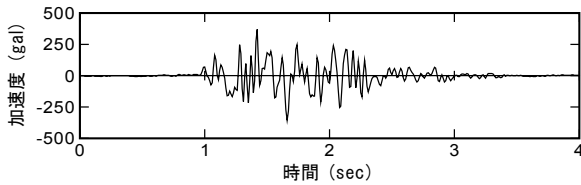


図-3 入力加速度波形 (土槽底面の計測値)

盤概要および計測器配置を示す。模型地盤は下層40cmの非液状化層 (浜岡砂にて作成) と上層60cmの液状化層 (まさ土にて作成) の2層構造とした。

図-2に模型地盤作成方法を示した。下層は非液状化層とするため乾燥した浜岡砂を投入後、高周波の振動加振により相対密度 $D_r=80\%$ に締固めた。その後、所定の位置に外径27mmのパイプを設置した状態で、まさ土を空中落下させて上層液状化層を作成した。この時 (締固め前)、上層のまさ土層の相対密度は $D_r=35\%$ であった。締固めは、あらかじめ設置したパイプ内にまず所定量の中詰材料を投入し、パイプを5cm引上げた状態でランマーにより突き固めて行った。この工程を繰り返す、締固めによる杭を所定数打設して改良地盤を作成した。杭は120mmピッチの正方形配置で、締固め後の杭径は概ね65mmとなることから、改良率は $a_s=20\%$ 程度となる。写真-2に実験終了後に地盤を掘り返して確認した地中における改良杭の状況を示す。締固め後、土槽下部より通水して地盤を飽和させた後に、振動台による加振実験を行った。実験は表-3に示す3ケースについて行い、入力波には図-3に示すホワイトノイズ (0~30Hz) を用いた。

3. 改良地盤の状態

(1) コーン貫入試験結果

図-4 (a), (b) に、それぞれケース2, ケー

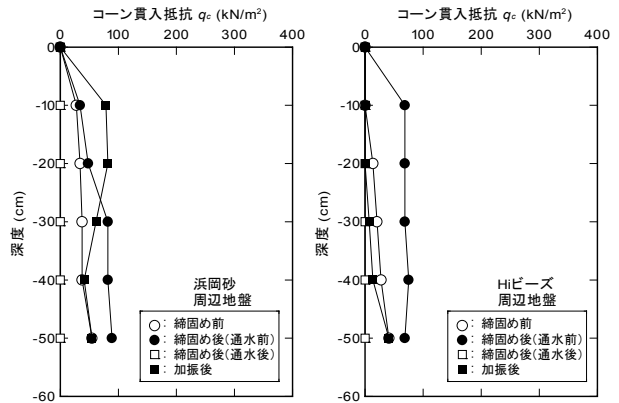


図-4 コーン貫入抵抗深度分布 (周辺地盤)

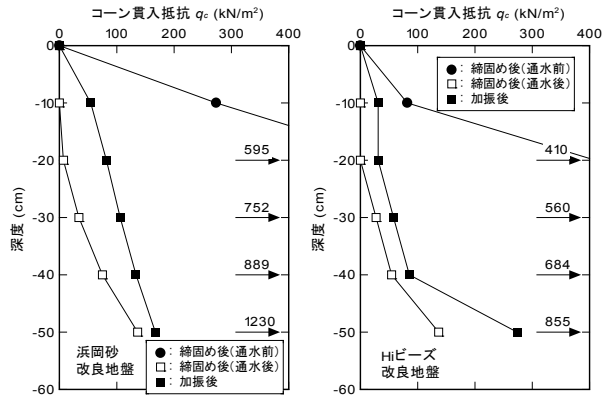


図-5 コーン貫入抵抗深度分布 (改良地盤)

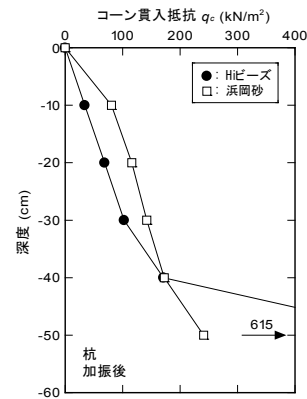
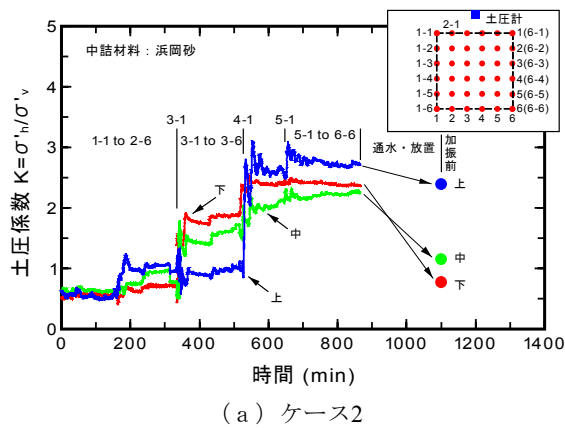
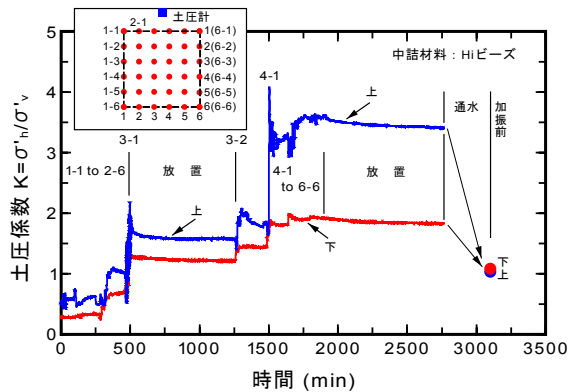


図-6 コーン貫入抵抗深度分布 (杭)

ス3の模型地盤改良範囲外の周辺地盤に対するコーン試験結果としてコーン貫入抵抗の深度分布を示す。また、図-5 (a), (b) には、それぞれケース2, ケース3の改良地盤内でのコーン貫入抵抗深度分布を示す。いずれも上層まさ土層での結果である。周辺地盤の締固め前の相対密度は $D_r=35\%$ と緩くコーン貫入抵抗も最大 50kN/m^2 程度の値に止まっている。また、コーン貫入抵抗は深部で大きくなる傾向にあり、拘束圧依存性が伺える。締固め後 (通水前) のコーン貫入抵抗は周辺地盤においても増加しているが、その値は 100kN/m^2 を超えるに至っていない。一



(a) ケース2



(b) ケース3

図-7 土圧係数の経時変化 (締固め開始～加振前)

方、改良地盤締固め直後 (通水前) のコーン貫入抵抗値は、周辺地盤のそれと比較して大幅に増加しており、締固め杭作成により十分な締固め効果を発揮したことを表している。この時の、杭間改良地盤の相対密度は杭の拡径 ($\phi 27\text{mm} \rightarrow \phi 65\text{mm}$) による体積変化から算出すると $D_r=122\%$ となる。相対密度が 100% を超えるのは、細粒分を多く含む土に対する現行の最大最小密度試験の限界が指摘²²⁾されているところによる。

実験は、締固め杭作成後に地盤の飽和のため通水を行っているが、通水後の貫入抵抗値は通水前に比べて大きく低下し、周辺地盤ではまさ土層全層にわたり抵抗値を示さなかった。改良地盤でも大きく貫入抵抗値は減少したが、締固め前の状態よりは大きな貫入抵抗値を示している。このような通水後の貫入抵抗の低下は、上部層のまさ土が水浸によりコラプスを生じて収縮・脆弱化したことによる。

加振後の貫入抵抗は周辺地盤、改良地盤で加振前に対していずれも増加しており、過剰間隙水圧消散による再圧縮により密度が増加したことを表している。

図-6には、加振後の締固め杭のコーン貫入抵抗を Hiビーズと浜岡砂の場合で比較して示した。深部において Hiビーズの結果が大きい、両者の杭はほぼ同程度の強度を有していると考えられる。ただし、同じ杭径とするのに、浜岡砂では Hiビーズに対して

4倍程度の締固め回数を必要とした。改良地盤締固め後 (通水前) コーン貫入抵抗はいずれも高い値を示していたことから、Hiビーズの方がより効率的に杭周辺地盤を締固めることが可能であったと考えられる。

(2) 土圧係数

図-7 (a), (b) に、それぞれケース2、ケース3の締固め開始～加振前の状態における土圧係数 K の経時変化を示した。ここで、土圧係数は $K = \text{水平有効応力 } \sigma'_h / \text{鉛直有効応力 } \sigma'_v$ と定義している。水平有効応力は、図-1に示す位置に設置した土圧計 (上: GL-10cm, 中: GL-30cm, 下: GL-50cm) の値から求めている。図中の番号は杭番号を表している。ケース3については、GL-30cmに配置した土圧計の計測不良のため、計測値を示していない。

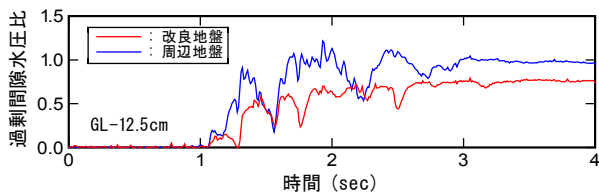
締固め開始前の K 値 (静止土圧係数 K_0 に相当) はほぼ 0.5 を示しているが、締固め開始により増加し始め、土圧計直近の締固め杭作成時 (3-1, 4-1) において、著しく土圧係数が増加する様子が認められる。締固め後の K 値はいずれのケースも $2 \sim 3$ 程度の範囲にあり上部で高くなる傾向にある。この値は、実地で確認されている本実験と同じ改良率である $a_s=20\%$ SCP打設後の静止土圧係数の値^{9),12),13)} と整合している。しかしながら、通水による飽和過程においてまさ土のコラプスにより土圧を減じて、加振前の K 値はケース2、ケース3ともに $1 \sim 2.5$ の範囲に低下している。しかしながら、締固め開始前に比べると大きな値を維持していることから、杭打設による締固め効果は低下したものの残存していると考えられる。

4. 振動台実験結果

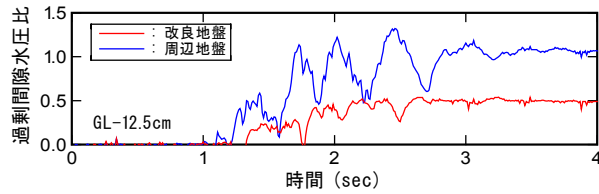
(1) 過剰間隙水圧比

図-8 (a), (b) に、それぞれケース2、ケース3の GL-12.5cmにおける過剰間隙水圧比の時刻歴を改良地盤 (中央計測位置) と周辺地盤で比較して示した。いずれのケースもこの深度における周辺地盤が過剰間隙水圧比 1.0 に達して液状化を生じているのに対して、改良地盤では液状化に至っておらずケース2で 0.7 程度、ケース3では 0.5 程度の過剰間隙水圧比の発生に留まっている。また、周辺地盤で過剰間隙水圧比は 1.0 を上回っているが、これは液状化による地表部上下方向の揺れの影響と考えられる。

図-9は、ケース2およびケース3の最大過剰間隙水圧比深度分布を示しており、改良地盤と周辺地盤の分布で比較している。図から、周辺地盤ではほぼ全層で液状化しているのに対して、改良地盤では液状化に至らず締固めによる改良効果を表している。この傾向はケース2とケース3でほぼ同様であるが、後者の方が改良地盤内の水圧の発生は少ないようである。このことから、中詰材料に Hiビーズを用いた場合は、従来の良質な砂を用いた場合と同等もしくはそれ以上の改良効果を有していることが確認される。



(a) ケース2



(b) ケース3

図-8 過剰間隙水圧比の時刻歴 (GL-12.5cm)

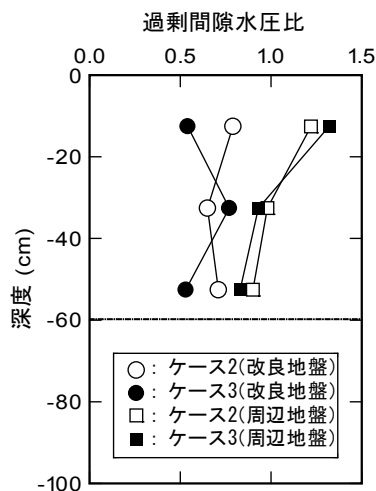
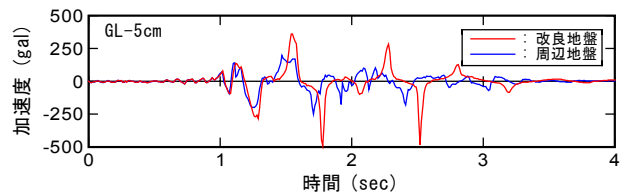


図-9 最大過剰間隙水圧比深度分布

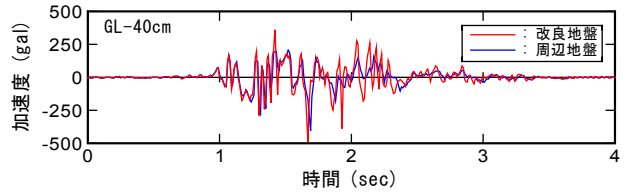
(2) 地盤加速度

図-10, 図-11に, それぞれケース2とケース3の加速度時刻歴を周辺地盤と改良地盤で比較して示す. GL-60cmの層境における加速度波形はいずれのケースも改良地盤(中央計測位置)と周辺地盤のそれぞれの計測位置において同一となっている. 地表に近い位置ほど長周期化の傾向が強くなり, GL-5cmの周辺地盤の加速度は液状化による応答の低下を顕著に表している. 改良地盤は液状化を生じていないことから, GL-40cmの加速度波形において改良地盤と周辺地盤の位相差は明確であるが, GL-5cm地表部の改良地盤加速度波形は, 改良地盤が液状化していないにも拘らず周辺地盤と同様の周期特性を表していることが分かる.

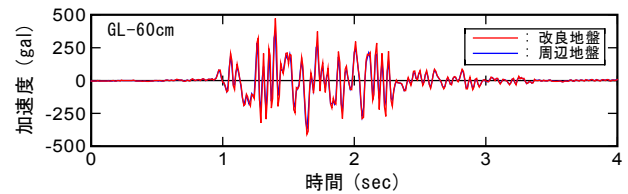
図-12 (a), (b)には, 最大加速度の深度分布を改良地盤(中央計測位置)と周辺地盤について示した. ケース1は締固めを行っていないことから, 両計測位置においてGL-60cm以浅のまさ土層で液状化により減衰する同様の傾向を示している. ケース2, ケース3の周辺地盤の加速度応答は, ケース1と同様である. 改良地盤のケース2, ケース3の締固め



(a) GL-5cm

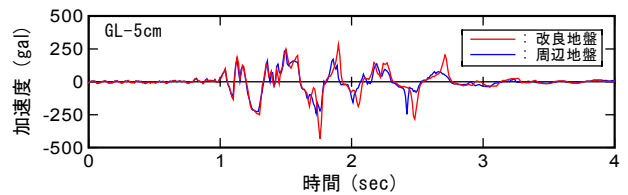


(b) GL-40cm

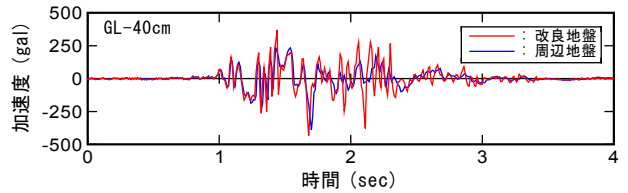


(c) GL-60cm

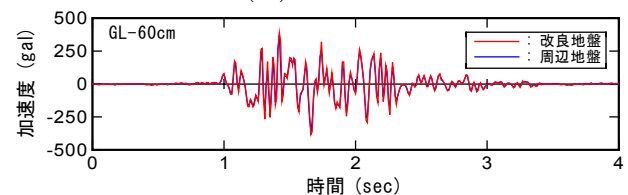
図-10 加速度時刻歴 (ケース2)



(a) GL-5cm



(b) GL-40cm



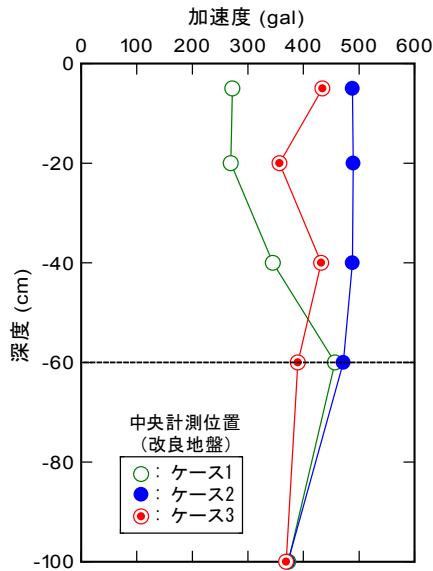
(c) GL-60cm

図-11 加速度時刻歴 (ケース3)

を行ったケースについては, 液状化を生じていないことから, 無改良のケース1および周辺地盤の結果に対して, 加速度は増加傾向にある.

(3) 水平変位

図-13, 図-14にせん断土槽において計測した水平変位とせん断ひずみのそれぞれ最大値に対する深度分布を示す. いずれのケースについても水平変位, せん断ひずみは, とともにGL-60cm以浅のまさ土層に



(a) 改良地盤（中央計測位置）

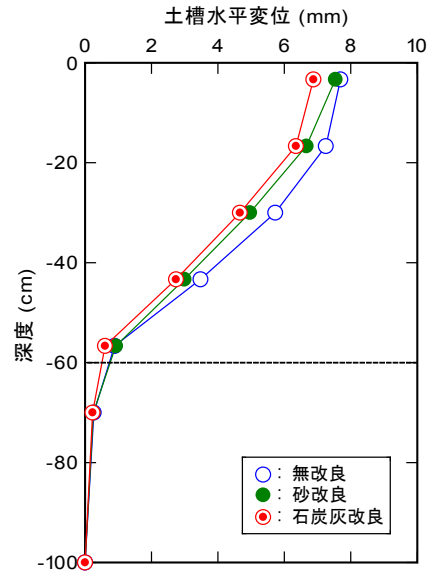
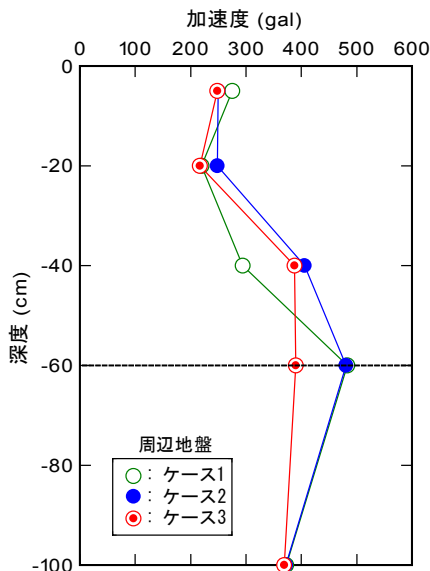


図-13 最大水平変位深度分布



(b) 周辺地盤

図-12 最大加速度深度分布

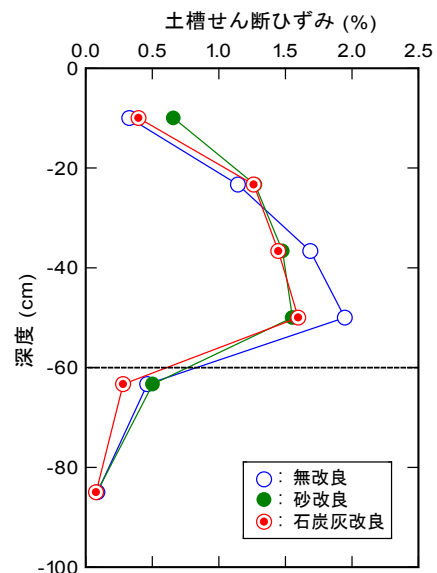


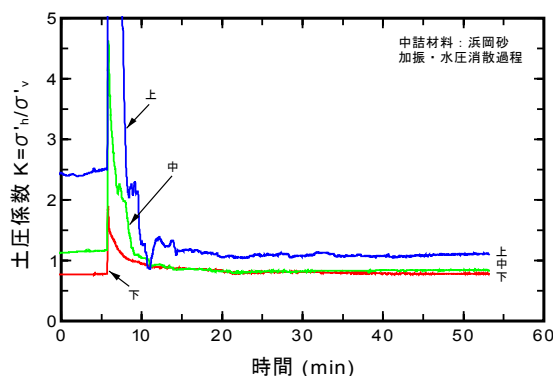
図-14 最大せん断ひずみ深度分布

において発達している。水平変位に関しては、無改良のケース1に対してケース2、ケース3の順で小さくなっており、過剰間隙水圧比の分布に見られた改良地盤の傾向と一致しているが、改良したケースの無改良に対する変位の低減は1~2割程度となっている。また、せん断ひずみについては、ケース1が最大2%であるのに対してケース2、ケース3でも最大1.5%程度と改良地盤が液状化を生じていないことを考慮すると比較的大きな値を生じている。GL-60cm以浅について、無改良ケース1の結果は液状化に伴う水平変位、せん断ひずみを表している。ケース2、ケース3の結果は必ずしも改良地盤内の変位を代表するものではなく周辺地盤も含めた平均的な変形を表していると考えられるが、本実験の改良率に対する改良効果としては十分ではない。これは、水浸時にま

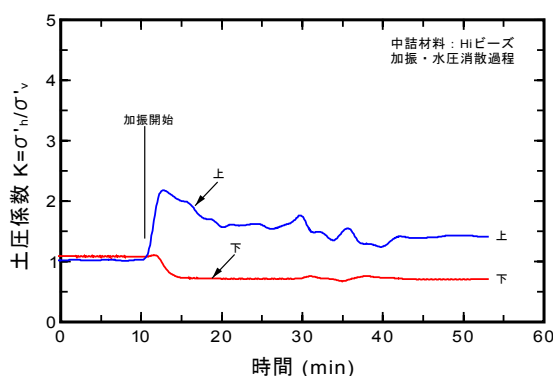
さ土がコラップスを生じて収縮・脆弱化したことにより、締固め効果が減じられた影響が大きいと考えられる。

(4) 土圧係数

図-15 (a), (b) に、それぞれケース2、ケース3の加振前~加振~水圧消散・放置過程における土圧係数 K の経時変化を示した。ここで、水平有効応力は、改良地盤内に設置した土圧計と間隙水圧計の計測値から算出しているが、それぞれの設置位置が異なるため（深度については25mm）、過剰間隙水圧の値は深度に対して補正した値を採用した。このため、過剰間隙水圧が存在している過程の土圧係数は、土圧計設置位置の真の値を示すものではない。ケース2の加振前の土圧係数（静止土圧係数 K_0 ）に相



(a) ケース2



(b) ケース3

図-15 土圧係数の経時変化
(加振前～加振～水圧消散・放置過程)

当) はまさ土層下で1.0をやや下回り、中で1.0程度、上で2.5程度の値を示している。ケース3の加振前の土圧係数は上・下とも1.0程度である。土圧係数は加振直後に増加し、過剰間隙水圧の消散とともに低下する傾向を示しており、ケース2でこの傾向が顕著である。加振後の全体的な傾向として、最終的な土圧係数は1.0に収束している。したがって、初期の土圧係数が1.0を上回っている場合は、1.0に低下する傾向にある。このため、破壊を伴うような大きな地震動を受けたSCP改良地盤の静止土圧係数は地震後に低下することが指摘される。

5. まとめ

本研究は、良質な砂代替材として開発された石炭灰造粒物をSCP工法の中詰材料に使用した場合の液状化対策としての有効性を確認すること、SCP改良地盤の振動前後の土圧係数の変化について明らかにすることを目的として、実施工を模擬するように模型地盤を作成し振動台実験を実施した。以下に、本研究で得られた主な知見をまとめる。

① 改良地盤締固め後（通水前）コーン貫入抵抗はいずれも高い値を示していたことから、締固め回数少ないHiビーズの方がより効率的に周辺地盤を

締固めることが可能であった。

② 締固め開始前の土圧係数は0.5を示し、締固め後の土圧係数は2~3程度と増加した。

③ 通水後の貫入抵抗、土圧係数は、水浸によりまさ土がコラップスを生じて収縮・脆弱化したことによりいずれも低下したが、締固め効果を完全に消失するには至らなかった。

④ 過剰間隙水圧に関して、周辺地盤ではほぼ全層で液状化したのに対して、改良地盤では液状化に至らず締固めによる改良効果が認められた。また、過剰間隙水圧比の値から、中詰材料にHiビーズを用いた場合は、従来の良質な砂を用いた場合と同等もしくはそれ以上の改良効果を有していることが確認された。

⑤ 改良地盤の加速度応答は無改良のケースおよび周辺地盤の結果に対して、増加傾向にあった。

⑥ 改良したケースの無改良に対する変位の低減は1~2割程度と改良率に対する改良効果としては十分ではなく、水浸時のまさ土のコラップスによる影響が考えられた。

⑦ 初期の土圧係数が1.0を上回っている場合は、1.0に低下する傾向を示した。このため、破壊を伴うような地震動を受けたSCP改良地盤の静止土圧係数は地震後に低下することが指摘された。

参考文献

- 1) 新川直利, 福島信吾, 林正美, 香川明人, 遠近潮見: 静的締固め砂杭工法における現地生産再生砕石の使用について, 土木学会第54回年次学術講演会概要集, III-B, pp.528-529, 1999.
- 2) 田中幸芳, 香川明人, 遠近潮見, 原春夫: 建設発生材を用いた二重管方式における静的締固め地盤改良工法, 土木学会第54回年次学術講演会概要集, III-B, pp.534-535, 1999.
- 3) 山崎浩之, 高橋邦夫, 善功企, 田居繁, 中里高密: 建設発生土を活用した静的締固め杭工法に関する現地実験, 港湾技研資料, No.887, 1997.
- 4) 松尾稔, 木村稔, 西尾良治, 安藤裕: 建設発生土を利用した軟弱地盤改良工法の開発に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.547/III-36, pp.199-210, 1996.
- 5) 松尾稔, 木村稔, 西尾良治, 安藤裕: 建設発生土類を活用した軟弱地盤改良工法の開発, 土木学会論文集, No.567/IV-35, pp.237-248, 1997.
- 6) 滝英治, 中島英雄, 鈴木英治, 肥後道憲, 仁田尾洋: 石炭灰を中詰め材料に利用したコンパクションパイル工法の試験工事, 土木学会第54回年次学術講演会概要集, III-B, pp.522-523, 1999.
- 7) 新谷登, 齊藤直, 樋野和俊, 車田佳範, 名越聖治: 石炭灰を活用した海砂代替材の開発とその特性, 土木学会第54回年次学術講演会概要集, III-B, pp.524-525, 1999.
- 8) 原田健二, 大林淳, 山本実, 安田進: 締固めによる改良地盤のN値と液状化強度の評価について, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.707-710, 2002.

- 9) 善功企, 山崎浩之, 加藤久晶, 藤井照久, 菅野雄一: 締固め工法によって改良された地盤の静止土圧係数 K_0 に関する調査, 土木学会第57回年次学術講演会概要集, III, pp.169-170, 2002.
- 10) 木村保, 奥村一郎, 三沢久詩, 川鍋修: コンパクションパイル打設地盤の K_0 値について, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp.1863-1866, 1986.
- 11) 木村保, 奥村一郎, 三沢久詩, 川鍋修: コンパクションパイル打設地盤の K_0 値について(その2), 第22回土質工学研究発表会講演集, pp.1795-1796, 1987.
- 12) 山本実, 野津光夫, 山田隆, 小飼喜弘: 静的締固め砂杭工法の改良効果—佐原試験工事—, 第32回地盤工学研究発表会講演集, pp.2317-2318, 1997.
- 13) 原田健二, 山本実, 大林淳: 静的締固め砂杭打設地盤の K_0 増加に関する一考察, 土木学会第53回年次学術講演会概要集, III-B, pp.544-545, 1998.
- 14) 佐藤毅, 山内亜沙子, 三宅達夫: 締固め時のロード貫入と砂杭拡径にともなう地盤内 k 値に関する遠心模型実験, 土木学会第56回年次学術講演会概要集, III-A, pp.252-253, 2001.
- 15) 沼田淳紀, 田雑満孝, 染谷昇, 國生剛治: 杭打設にともなう水平土圧増加に関する基礎的実験, 第37回地盤工学研究発表会講演集, pp.2053-2054, 2002.
- 16) 車田佳範, 浜田純夫, 斉藤直, 樋野和俊, 新谷登: 石炭灰を活用した海砂代替材の品質特性～長期安定性について～, 土木学会第55回年次学術講演会概要集, III-B, pp.466-467, 2000.
- 17) 内田裕二, 樋野和俊, 斉藤直, 車田佳範: 石炭灰造粒物の海上SCP打設試験における改良特性(その3. 環境評価), 土木学会第56回年次学術講演会概要集, III-B, pp.404-405, 2001.
- 18) 樋野和俊, 斉藤直, 兵動正幸, 中田幸男, 村田基治: 石炭灰造粒物のSCP打設試験における改良特性(その1. 改良効果), 土木学会第55回年次学術講演会概要集, III-B, pp.468-469, 2000.
- 19) 樋野和俊, 斉藤直, 兵動正幸, 中田幸男, 村田基治: 石炭灰造粒物の海上SCP打設試験における改良特性(その1. 改良効果), 土木学会第56回年次学術講演会概要集, III-B, pp.400-401, 2001.
- 20) 村田基治, 斉藤直, 樋野和俊, 新谷登, 内田裕二: 石炭灰造粒物のSCP打設試験における改良特性(その2. 施工性), 土木学会第55回年次学術講演会概要集, III-B, pp.470-471, 2000.
- 21) 村田基治, 斉藤直, 樋野和俊, 新谷登, 内田裕二: 石炭灰造粒物の海上SCP打設試験における改良特性(その2. 施工性), 土木学会第56回年次学術講演会概要集, III-B, pp.402-403, 2001.
- 22) 沼田淳紀, 染谷昇, 嶋本栄治, 國生剛治: 細粒土の相対密度(試料の諸特性), 第36回地盤工学研究発表会講演集, pp.2191-2192, 2001.

(2003. 6. 30 受付)

LIQUEFACTION SHAKING TABLE TESTS OF SCP METHOD USING GRANULATED COAL ASH

Yoichi YAMAMOTO, Naoki TAKAHASHI, Takahiro KISHISHITA, Masayuki HYODO, Fusanori MIURA, Tadashi SAITO and Ryoji IKEDA

The objectives of this study were to verify the effectiveness of using granulated coal ash as the fill material in a SCP method for the liquefaction countermeasure, and to identify the change in coefficient of earth pressure after the vibration. A model soil layer that simulated soil used for actual construction was subjected to the shaking table test. It was verified from the cone penetration resistance and post-vibration excess pore pressure of the model soil layer that granulated coal ash was as effective as or more effective than high-quality sand for improving soils. The post-vibration coefficient of earth pressure tended to finally reach 1.0.