

## 複合型地盤改良技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）  
 研究期間：平 27～平 30  
 担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術）  
 技術推進本部（先端技術）  
 寒地基盤技術研究グループ（寒地地盤）  
 研究担当者：宮武裕昭、近藤益央  
 新田恭士、服部達也、山田 充  
 畠山 乃、林 宏親、青木卓也、橋本 聖

### 【要旨】

軟弱地盤対策において、セメントなどの改良材を用いた地盤改良の果たす役割が大きくなり、地盤改良のコスト縮減、工期短縮のニーズが高まった。深層混合処理工法については攪拌性能の向上、供回りの防止により改良体強度が改善され、高強度化、低改良率化により、コスト縮減が図られてきている。

しかし、地盤改良のコスト縮減や工期短縮を図るために低改良率化が進むと盛土等の土工構造物の不同沈下量が大きくなったり、盛土等の土工構造物の安定性確保が難しくなったりする。そこで、軟弱地盤対策を必要とする現場では様々な対策工法が提案され、深層混合処理工法と浅層混合処理工法やジオテキスタイル工法と組合せことで、不同沈下量の抑制を図っているが、工学的判断に基づく照査方法が確立されないまま施工されている事例が多い。

本研究では、浅層混合処理工法と深層混合処理工法と組合せた複合型地盤改良技術に対して求められる要求性能を検討し、その要求性能を満足しているか否かを照査する項目、照査基準を明確にすることで、複合型地盤改良に関するガイドラインを提案することを目的とする。

キーワード：軟弱地盤対策、複合型地盤改良、浅層混合処理、深層混合処理、ガイドライン

## 1. はじめに

軟弱地盤対策において、セメントなどの改良材を用いた地盤改良の普及が進む中、地盤改良のコスト縮減、工期短縮のニーズが高まった。深層混合処理工法については、攪拌性能の向上、供回りの防止により改良体強度が改善され、高強度化、低改良率化により、コスト縮減が図られてきている。しかし、地盤改良のコスト縮減や工期短縮を図るために低改良率化が進むと盛土等の土工構造物に不同沈下量の増加や盛土等の土工構造物の安定性確保が難しくなるといった課題が発生している。

そのため、軟弱地盤対策を必要とする現場では、深層混合処理工法と浅層混合処理工法やジオテキスタイル工法との組合せ等といった様々な対策工法が提案され、不同沈下量の抑制を図っている。一方、現場で採用・活用されている様々な対策工法は、工学的判断に基づく照査方法が確立されないまま施工されている事例が多く、土木構造物等の適切な品質確保・維持管理の観点から、使用されている技術性能は要求性能を満足しているのかといった点が課題として残されている。本研究では、浅層

混合処理工法と深層混合処理工法と組合せた複合型地盤改良技術に対して求められる要求性能を検討し、その要求性能を満足しているか否かを照査する項目、照査基準を明確にすることを目的としている。

## 2. 複合型地盤改良に求められる要求性能の検討

### 2.1 深層混合処理改良体の強度評価に関する検討

深層混合処理工法については、従来は改良体を接円施工する改良率 78.5%が一般的であった。しかし、改良効果の効率化によるコスト縮減が求められ、そのため1つは改良柱体の大口径化による作業効率の向上、もう1つは低改良率化による改良本数の削減による効率化がそれぞれ図られてきた。大口径化による効率化は、改良径を2倍以上にすることで、改良柱体の構築行程を削減することで1本あたりの工事を削減するものである。この場合、改良柱体に求められる一軸圧縮強度は、大口径化しても変わらない。しかし、低改良率化を図る場合には、改良柱体の本数が減るために、改良柱体に求められる一軸圧縮強度は高くなる。また、改良柱体全体の曲げ剛性

表-2.1 浅層混合処理工法に関する基準・マニュアル

番号	図書の名称	発行者	発行日
(1)	土木建築技術者のための最新軟弱地盤ハンドブック	株式会社産業技術サービスセンター	昭和57年1月
(2)	土質工学ハンドブック <sup>1)</sup>	社団法人土質工学会	昭和57年11月
(3)	セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第一版)	社団法人 セメント協会	昭和60年4月
(4)	セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第二版) <sup>2)</sup>	社団法人 セメント協会	平成6年8月
(5)	地盤調査法 <sup>3)</sup>	社団法人地盤工学会	平成7年9月
(6)	移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル	社団法人 日本建設機械化協会	平成12年3月
(7)	国土交通省告示第1113号	国土交通省	平成13年7月
(8)	セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第三版)	社団法人 セメント協会	平成15年9月
(9)	セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第四版)	一般社団法人 セメント協会	平成24年10月

が小さくなることから、低改良率化においては一軸圧縮強度の他に曲げ剛性に関する強度評価が必要と考えられる。

改良柱体に曲げ応力が作用するのは地震力等の水平方向の外力が作用した場合である。4. 複合型地盤改良による性能の確認で行った動的遠心力模型実験では、改良柱体の一軸圧縮強度を低改良率地盤改良工法である ALiCC 工法の設計法を用いて設計したが、地震力を載荷しても改良柱体の変形は確認されなかった。深層改良柱体の設計基準強度(一軸圧縮強度)を過度に高くすると曲げ剛性が一軸圧縮強度に対して比例的に増加しなくなる可能性があるが、一軸圧縮強度 1MN/m<sup>2</sup> 程度までであれば、曲げ剛性に対する照査を省略できる可能性が高いことがわかった。

## 2.2 浅層処理改良体の強度評価に関する検討

浅層地盤改良については、「セメントをスラリー状にして、高含水比の軟弱土と均一に攪拌する工法が昭和40年頃から各地で試験的に実施<sup>4)</sup>」と記述されている。昭和50年頃より多くの研究成果が発表され、曲げ耐力を用いた浅層改良盤の設計法の提案もみられた。昭和60年には表-2.1の「セメント系固化材による地盤改良マニュアル」第一版が発行され、現在(第四版)においても設計・施工を行う上での技術マニュアルとして広く用いられている。

最近では軟弱地盤対策の工費・工期の縮減策として、浅層地盤改良及び中層地盤改良にトレンチャー方式による施工方法が普及している。さらには、深層混合処理工法と浅層改良工法やジオテキスタイルを組み合わせる工法も提案されているが<sup>2)3)</sup>、浅層改良盤を併用する場合にはその曲げ耐力の評価が必要と考えられる。しかし、特殊な場合を除き、押し抜きせん断の照査を行えば、過去の経験から浅層改良盤の曲げ照査を省略する場合が

多い。

そこで、浅層改良盤の設計法について調査を行い、設計時に照査する項目の整理と、照査項目及び照査方法を決めた根拠について整理した。

### 2.2.1 各種基準類の整理

浅層混合処理工法に関するもの代表的な資料を表-2.1に示す。同表(1)と(2)では、吉田信夫<sup>4),5)</sup>や宇野尚雄<sup>6)</sup>等による研究結果が引用されており、一軸圧縮強度 $q_u$ と曲げ強度 $\sigma_b$ の関係を、 $\sigma_b = (0.33 \sim 0.75) \cdot q_u$ としている。設計法としてはモデルを二つに区分し、浅層改良地盤と未改良地盤の二層系地盤において地盤係数法、多層弾性体の層構造法、有限要素法の3つをあげるとともに、地盤係数法の詳しい記述がなされている。

また(5)では、土のせん断強度が0.1kgf/cm<sup>2</sup>以下では未改良地盤の変形係数とポアソン比の測定が困難としている。

(一社)セメント協会による地盤改良マニュアル((3)、(4)、(6)、(7))では浅層改良の設計法について述べられており、土のせん断強度10kN/m<sup>2</sup>にて地盤係数法ほかと極限設計法とに設計法を区分する記述がみられる。

その他の固化系地盤改良工法では、深層混合処理工法や高圧噴射攪拌工法の図書に曲げ強度に関する記述がみられる。

深層混合処理工法では、改良体の形状において改良幅Bと改良長Dの関係を $B/D = 0.5 \sim 1.0$ 以上とする記述<sup>9)</sup>があり、曲げ強度照査の必要がない形状とされている。

コンクリートの図書<sup>10)11)</sup>には圧縮強度と曲げ強度の記述がみられ、「2012年制定 コンクリート標準示方書[設計編]」((公社)土木学会)ではコンクリート単体の引張強度 $f_{tk}$ と圧縮強度 $f'_{ck}$ との関係を $f_{tk} = 0.23 \cdot f'_{ck}{}^{2/3}$ としているが、設計には原則反映しない扱いとしている。

表-2.2 固化系地盤改良工法での一軸圧縮強度と曲げ強度との関係例

資料の名称	一軸圧縮強度と曲げ強度との関係
セメント系固化材による地盤改良マニュアル (第二版) <sup>7)</sup>	$\sigma_b = (0.33 \sim 0.75) \cdot q_u$ , $\sigma_c = (0.51, 0.65, 0.978) \cdot q_u$
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 <sup>9)</sup>	$\sigma_{ts} = 0.15 \cdot \sigma_{cs}$
改訂版建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 <sup>15)</sup>	$S_i = 0.192 \cdot q_u$
建築基礎のための地盤改良設計指針案 <sup>16)</sup>	引張は圧縮応力度の20% かつ 200kN/m <sup>2</sup> 以下
DJM Q&A集 DJM工法技術マニュアル <sup>17)</sup>	$\sigma_t = 0.2 \cdot q_u^{0.76}$
ジェットグラウトQ&A, ジェットグラウト工法 技術資料 (第23版) <sup>18)</sup>	砂質土で $\sigma_t = 0.1 \cdot q_u$ , 粘性土で $\sigma_t = 0.2 \cdot q_u$

また、繊維補強土としては、短繊維混合補強土、法面保護用連続繊維補強土、ジオテキスタイルを用いた補強土などがあるが、設計は圧縮強度またはせん断強度にて行われており、曲げ強度を用いた設計は行われていない。

### 2.2.2 既往の研究結果の整理

昭和 50 年頃より多くの研究成果が発表され、表-2.1 の(1)や(5)に用いられている。また、同時期に小泉泰通<sup>12)</sup>等によって同様の研究が発表されている。

(公財) 鉄道総合技術研究所では、セメント改良土をスラブに用いたコラムネット工法の研究がなされており、曲げ強度を用いるものがうかがえる。繊維補強材を用いるものもみられ、ビニロン繊維を高圧噴射攪拌工法に用いるもの<sup>13)</sup>、同様にビニロン繊維を等厚式ソイルモルタル壁に用いるもの<sup>14)</sup>が報告されている。

### 2.2.3 曲げ耐力の照査方法に関する検討

固化系地盤改良工法における、一軸圧縮強度と曲げ強度の関係を調査し、表-2.2 に整理した。すべての資料が一軸圧縮強度との関係によって曲げ強度を求めている。一軸圧縮強度はその簡便性に加え、施工現場管理に広く用いられている「土木工事施工管理基準及び規格値」関東地方整備局(平成 27 年 4 月)の運用による影響も大きいと考えられる。

そこで、3 種の地盤材料に固化材を混合した固化材改良土を作製し、一軸圧縮試験と一軸引張り試験を実施した。固化材改良した土に対する供試体の締固め方法、均質な供試体を作製するための混合試料の調整方法、生石灰改良における供試体作製時の消化時間の影響、種々の固化材を用いた改良土の一軸圧縮強度と一軸引張り強度の関係について検討を行った。

#### (1) 試料、配合条件、供試体作製方法

試料は、粉末カオリン ASP400 (以下、カオリンと記す)、北海道北広島産の粘性土 (以下、北広島粘土と記す)、茨城県美浦村産の砂質粘性土 (以下、砂質粘性土と記す) の 3 種類を用いた。北広島粘土は、塑性指数 IP=54.6 を示す高塑性な材料であるが、カオリンは粘土分を 84%含

有するものの、IP=17.4 と低く低塑性な材料である。砂質粘性土は、粗粒分=26.3%、シルト分=23.6%、粘性分=50.1%で構成され、地盤材料の分類では砂質火山灰質粘性土 II 型に分類される。固化材配合条件は一軸圧縮強度  $q_u$  が 200~1,000kN/m<sup>2</sup> の範囲内になるように設定した。砂質粘性土の固化材は、各種の施工条件を考慮してセメントペースト、セメント粉体、生石灰の 3 種類とし、カオリンおよび北広島粘土については混合攪拌を考慮してセメントペーストのみとした。固化材は、早強ポルトランドセメントと生石灰(0~5mm)としたが、早強ポルトランドセメントは 0.125mm ふるいを通過させたものを、生石灰は 2mm ふるいを通過させたものを用いた。試験に供する際の砂質粘性土の含水比は、異なる締固め度の供試体作製が可能な含水比として最適含水比相当の 45%とした。

供試体の作製は地盤工学会基準 (JGS 0821-2009) に準じて、試料と固化材をソイルミキサーにて 10 分間混合した後、1 バッチあたり 10 供試体(直径 50mm、高さ 100mm)をタッピングにて作製した。この際の充填時間は 10 供試体で約 20 分であった。しかし、この方法では充填中に固化が進行し、層境界が発生した。この供試体で一軸引張り試験を実施した結果、充填時の層境界で引張り破壊が生じた。その一例として、カオリン固化材改良土の試験前供試体の X 線写真と試験後の供試体写真を図-2.1(a) (b) (c) に示す。層境界の発生を防ぐため、混練時間を 5 分間に短縮すると共に、1 バッチあたり 2 供試体に変更し、充填時間も 5 分に短縮した。また、固化材改良土の充填は 3 層とし、下記の方法で層境界の影響を解消した。

- ①1 層目充填後にタッピング
- ②2 層目充填後に  $\phi 3\text{mm}$  の金棒を 1 層目の底部まで 30 回棒突きした後にタッピング
- ③3 層目充填後にも 1 層目の底部まで棒突き

この改善した方法で作製した供試体の X 線写真を図-2.1(d) に示すが、層境界は確認されず、均質な供試体

が作製できた。一軸引張り試験に用いた供試体の形状は上下部がφ50mm、中心部がφ35mmとなるドッグボーン型とし、材令3日目に成形を行い、材令5日目に一軸圧縮・引張り試験を行った。

砂質粘性土についてもドッグボーン型供試体の作製を試みたが、締固め度の低い供試体ではドッグボーン型の成形ができなかった。そのため、砂質粘性土ではφ50mmの等径供試体を、突固め(3層)と静的締固めで作製して一軸引張り試験を行った。一例として、セメント粉体(添加率30%、 $D_c=95\%$ )を添加して、突固め(3層)と静的締固めで作製した試験前供試体のX線写真と試験後供試体写真をそれぞれ図-2.2(a)(b)、図-2.3(a)(b)に示す。突固め(3層)で作製した供試体のX線写真では層境界が明瞭で、この層境界付近で破壊している。一方、静的締固めで作製した供試体は層境界が見られず均質に仕上がっており、供試体中央付近で破壊している。突固め(3層)による一軸引張り強さは、静的締固めよりも小さな値であった。突固め(3層)と静的締固めで作製した供試体の締固め度分布の一例(セメントペースト添加率10%、 $D_c$  85~95%)を図-2.4に示す。突固め(3層)は、締固め度の凹凸が顕著で不均質な分布を示すが、静的締固めでは、いずれも供試体の中央部付近が凹となる規則的な分布形状を示している。

また、供試体が最も不均質になりやすい条件(水分量が多く締固め度が低い)で作製したセメントペースト供試体(添加率30%、 $D_c$  85%)写真と、X線写真を図-2.5(a)(b)に示す。混合後の試料を手で解きほぐしながら締固め容器に投入して静的締固めを行ったが、仕上がりは非常に不均質であった。これを解消するため、混合後の試料に対して2mmふるいを通させて供試体を作製した結果を図-2.6(a)(b)に示すが、供試体の均質性が格段に向上した。一方、セメント粉体や生石灰混合の供試体は、1.2mmふるいでの調整で均質化を図った。なお、ふるい通過の過程で含水比が低下するが、供試体は低下した含水比を考慮して規定の締固め度に仕上がるように作製した。

次に生石灰を2%と15%添加させたケースで消化温度の経時変化を測定した結果を図-2.7に示す。消化温度は、混合直後から急激に上昇し、100分程度で下降に転じ、800分程度で平衡状態に到達した。消化開始後、3時間と24時間にて供試体を作製し、材令3日後に性状観察を行った。生石灰添加率15%の供試体写真とX線写真をそれぞれ図-2.8(a)(b)、図-2.9(a)(b)に示す。3時間では力学試験が困難なほどひび割れが顕著に発生したが、24



図-2.1 改善前・後のX線写真と供試体写真  
(カオリン固化材改良土)

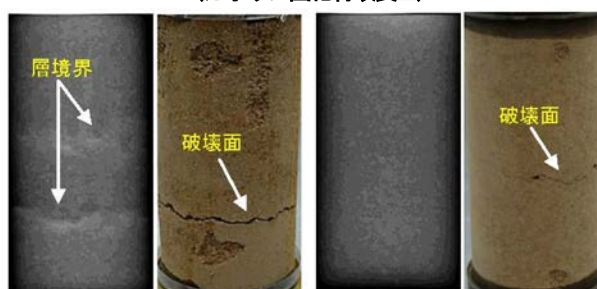


図-2.2 突固め(3層)による供試体



図-2.3 静的締固めによる供試体

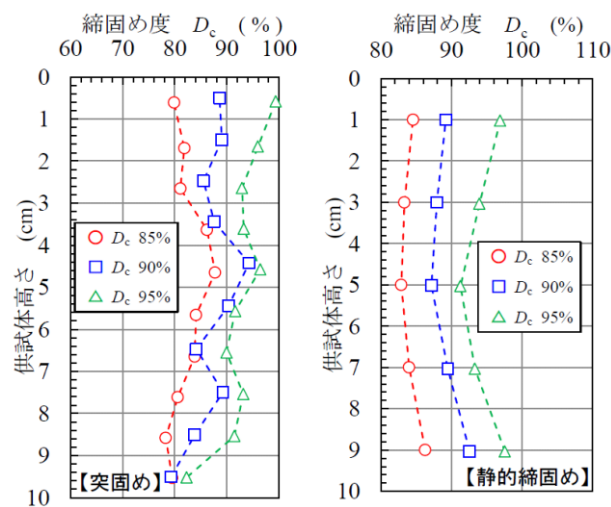


図-2.4 供試体内の締固め度分布

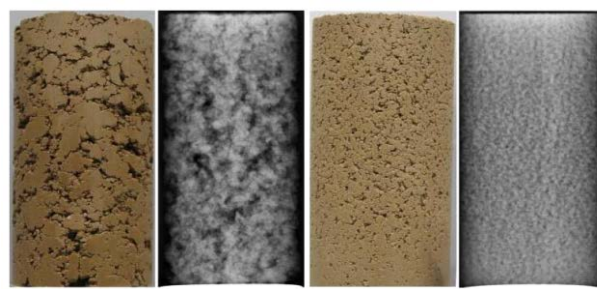


図-2.5 粒度調整なし

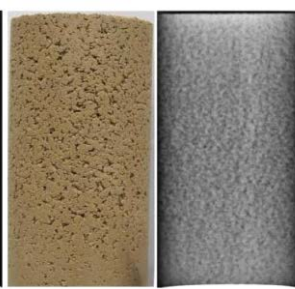


図-2.6 2mmふるいで調整

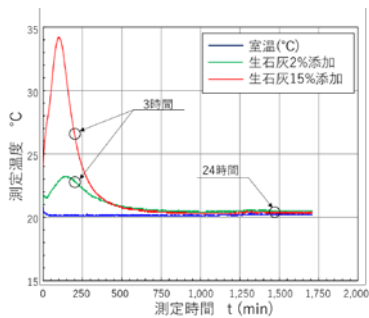


図-2.7 消化温度の経時変化

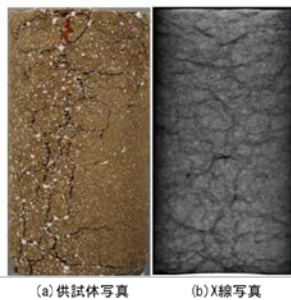


図-2.8 3時間で作製

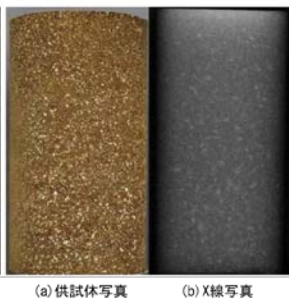


図-2.9 24時間で作製

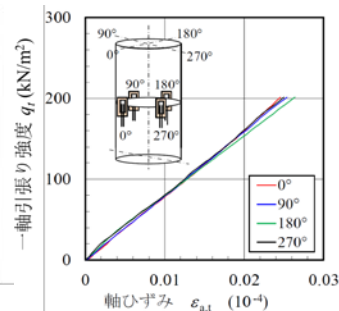


図-2.10 引張り強度と軸ひずみ

時間ではひび割れは発生しなかった。この傾向は生石灰添加率2%でも同様であった。

### (2) 試験方法

一軸引張り試験は、低強度な材料をターゲットに開発された「50kN高精度一軸引張り試験装置」を用いた。装置は、精密ボールねじを用いたステッピングモーターにより载荷を行う機構を搭載し、制御信号によってボールねじ軸を所定の载荷速度で回転させ、高強度アルミニウム製のアップクロスヘッドを上下させる点の特徴である。载荷速度は0.001~5mm/minの範囲で設定可能であるため、従来型の硬岩用油圧式圧縮試験装置や軟岩用の圧縮载荷装置に比べると、供試体設置時における供試体の破壊リスクが回避できると共に、载荷時の“あそび”が解消し直線性が大きく改善されることで、高品質な試験結果を得ることができる。供試体と鋼製キャップの接着には、エポキシ樹脂系のスキャンディプレックスを用いた。接着完了後、上部キャップに取り付けたロードセルおよび下部キャップをユニバーサルジョイントにより载荷装置に接続した。軸方向変位は、長さ70mmのLDT(Local Deformation Transducer)を供試体の側面に2ヶ所設置して計測した。一軸引張り試験時の軸ひずみ速度は0.1%/minとした。ただし、一軸圧縮試験の軸ひずみ速度は1%/minとした。一軸引張り試験では、試験装置の中心軸のズレ等に伴う偏心荷重が供試体に作用すると、正しい試験結果が得られない。そこで、別途準備したカオリン改良土の供試体中央部4ヶ所にひずみゲージ(ゲージ長60mm)を貼付し、一軸引張り試験中のひずみ分布を確認した。試験結果を図-2.10に示す。各部の応力とひずみの関係をみると、いずれも有意な差がなく、本試験装置における偏心の影響は極めて小さいと考えられる。

### (3) 試験結果

カオリンおよび北広島粘土の一軸引張り試験は5供試体以上を実施するものとし、強度が大きい3供試体のデータを採用した。5供試体を実施しても3供試体の有効な試験結果を得られなかった場合には5供試体を追加

して作製して試験を行った。セメント添加量と一軸引張り強度の関係を図-2.11および図-2.12に示す。カオリンでの添加量が133kg/m<sup>3</sup>の試験結果では一軸引張り強度のばらつきが大きいものの、カオリンも北広島粘土もセメント添加率と一軸引張り強度の間には比例的な関係が確認できる。一軸引張り試験で使用する供試体と同様の方法で配合・作製した供試体で、直径をφ35mmに成形した供試体を用いて一軸圧縮強度試験も併せて実施した。一軸圧縮強度 $q_c$ と一軸引張り強度 $q_t$ の関係を図-2.13に示す。一軸圧縮強度と一軸引張り強度 $q_t$ の間には、比較的良好な比例関係があり、一軸引張り強度 $q_t$ は一軸圧縮強度 $q_c$ の1/2~1/3程度であることがわかる。ただし、ここで示している一軸引張り強度 $q_t$ は室内で供試体内に弱部を発生させないように注意して作製した供試体を用いて得られたデータであり、現場施工で発生すると考えられる混ぜむらなどを考慮していないこと注意が必要がある。

砂質粘性土では固化材の影響、密度(締固め度)の影響に着目して試験を実施した。セメントペースト、セメント粉体、生石灰に毎の固化材添加率と一軸圧縮強度 $q_c$ の関係を図-2.14に示す。セメント粉体に添加率10%の一軸圧縮強度 $q_c$ が高めの結果となっているが、これを除けばセメントペーストもセメント粉体も、セメント添加率の増加に伴って同じような勾配で一軸圧縮強度 $q_c$ が増加することがわかる。生石灰においても、添加率の増加に伴って一軸圧縮強度 $q_c$ が増加するが、添加率の増加に伴う一軸圧縮強度 $q_c$ が増加割合はセメントペースト、セメント粉体に比べて小さかった。固化材をセメントペーストとし、密度(締固め度 $D_c$ )および固化材添加率が一軸圧縮強度 $q_c$ におよぼす影響を図-2.15に示す。密度(締固め度 $D_c$ )の増加と共に一軸圧縮強度 $q_c$ も増加する傾向を示し、添加率の増加に伴う一軸圧縮強度 $q_c$ の増加割合は密度(締固め度 $D_c$ )に関係なく、ほぼ同じような増加傾向を示した。次に、セメントペースト、セメント粉体、生石灰に対する固化材添加率と一軸引張り強度 $q_t$ との関係を

図-2.16 に示す。セメントペーストは、セメント添加率の増加と共に一軸引張り強度  $q_t$  が増加する傾向を示す。セメント粉体も同様な傾向を示すが、セメントペーストに比べると固化材添加率の増加に伴う強度増加は小さく、生石灰は添加率の増加に伴って一軸引張り強度  $q_t$  がやや低下する傾向を示した。密度(締固め度  $D_c$ )に違いによる固化材添加率と一軸引張り強度  $q_t$  の関係を図-2.17 に示す。

図-2.15 に示すように密度(締固め度  $D_c$ )が増加すると共に一軸引張り強度  $q_t$  も増加する傾向を示し、図-2.17 に示すように添加率の増加に伴う一軸引張り強度  $q_t$  の増加割合はどの密度(締固め度  $D_c$ )においても一軸圧縮強度  $q_u$  とほぼ同じような増加傾向を示した。

一軸圧縮強度  $q_u$  と一軸引張り強度  $q_t$  の関係を図-2.18 に示す。セメントペーストにおいては、3種類の密度(締固め度  $D_c$ )で試験を実施したが、セメントペーストとして1つのグループとして考察できることがわかる。これによれば、一軸圧縮強度  $q_u$  が  $200 \sim 1,000 \text{ kN/m}^2$  の範囲内ではセメント添加率や密度(締固め度  $D_c$ )に関係なく、一軸引張り強度  $q_t$  は一軸圧縮強度  $q_u$  の  $1/4$  程度であった。しかし、セメント添加率が  $10\%$  と少ないケースでは一軸引張り強度  $q_t$  が大きくなるため一軸圧縮強度  $q_u$  に対して  $1/6 \sim 1/10$  程度と低い結果となった。次に、セメント粉体の一軸圧縮強度  $q_u$  と一軸引張り強度  $q_t$  の関係についてみると一軸引張り強度  $q_t$  は一軸圧縮強度  $q_u$  の  $1/10$  程度とセメントペーストより低い結果となった。しかし、セメント粉体の相関係数はセメントペーストより高い相関がみられた。セメントペーストでは3つの密度(締固め度  $D_c$ )のデータで検討しているの、セメント粉体と同一密度(締固め度  $D_c$ )で比較すると、セメントペーストの  $D_c=95\%$  では相関係数は  $90\%$  であったがセメント粉体の  $D_c=95\%$  では相関係数は  $97\%$  であった。しかし、同一のセメント添加率であってもセメントペーストとセメント粉体では、一軸引張り強度  $q_t$  で  $5$  倍程度、一軸圧縮強度  $q_u$  で  $1.5$  倍程度の差がでた。これは、練り混ぜ時の含水比を  $45\%$  としたことによるものと考えられる。砂質粘性土の練り混ぜ時含水比を  $45\%$  としたのは、含水比の影響が出ないようにすべての添加材で同一の含水比とするため、 $42.5\%$ 、 $45\%$ 、 $51\%$ 、 $57\%$  の4つの含水比で供試体を作製し、供試体を X線撮影して均質性を確認した。その結果、セメントペーストでは含水比  $45\%$  以下で均質性が確保され、セメント粉体では  $45\%$  以上で均質性が確保できることがわかったので、練り混ぜ時の含水比を  $45\%$  とした。セメント粉体を固化材として用いた場合、母材の含水比が高いほど供試体の作製が容易であるとともに、均質性が確

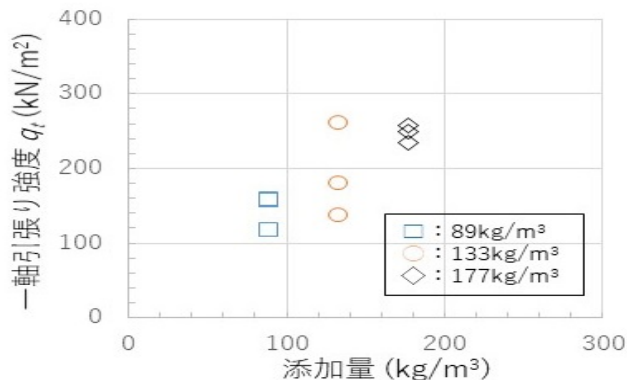


図-2.11 一軸圧縮強度と添加量の関係(カオリン)

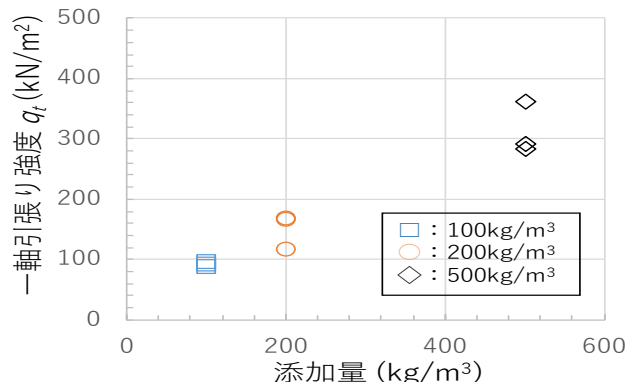


図-2.12 一軸圧縮強度と添加量の関係(北広島粘土)

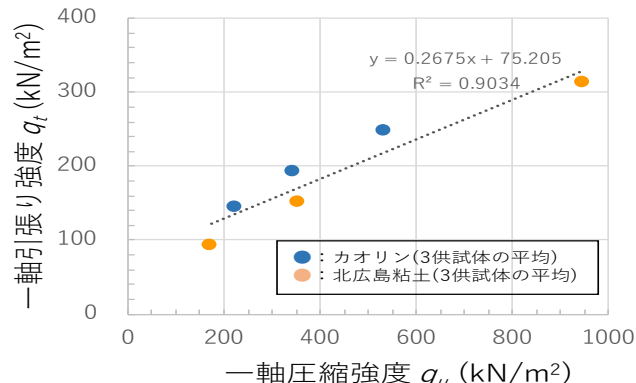


図-2.13 一軸圧縮強度と一軸引張り強度の関係(カオリン、北広島粘土)

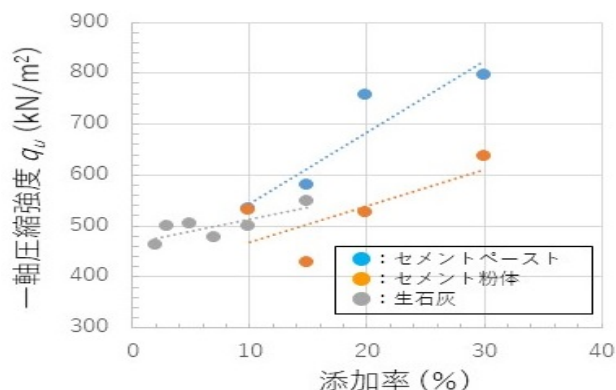


図-2.14 一軸圧縮強度と添加率の関係( $D_c=95\%$ )

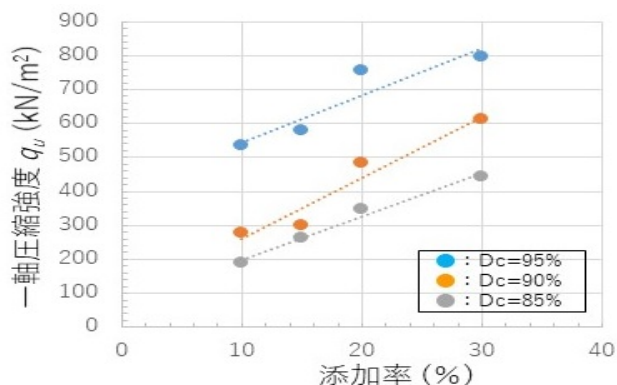


図-2.15 一軸圧縮強度と添加率の関係(セメントペースト)

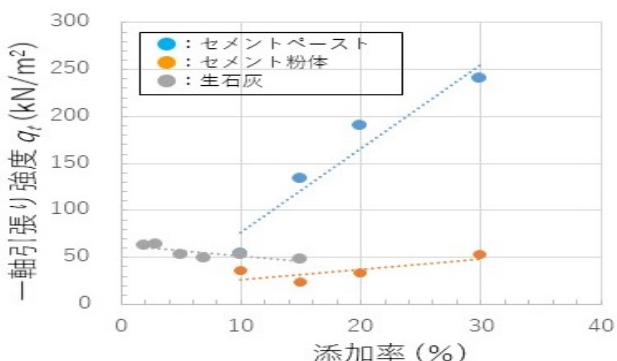


図-2.16 一軸引張り強度と添加率の関係(Dc=95%)

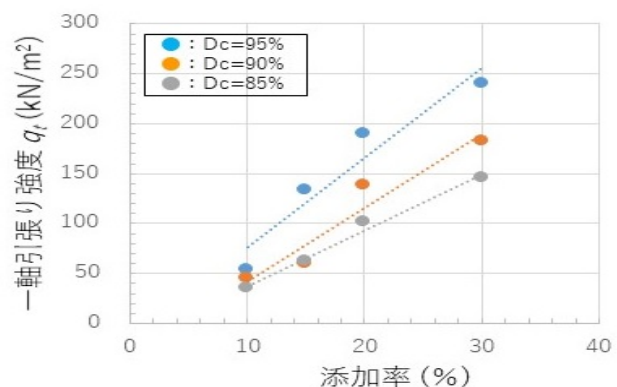


図-2.17 一軸引張り強度と添加率の関係(セメントペースト)

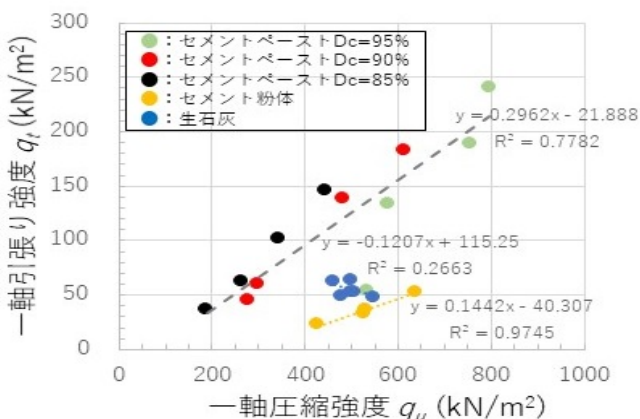


図-2.18 一軸圧縮強度と一軸引張り強度の関係(砂質粘性土)

X線撮影は行ったが、一軸圧縮試験や一軸引張り試験は実施しなかった。今回の試験でセメント粉体の一軸引張り強度  $q_t$  や一軸圧縮強度  $q_u$  がセメントペーストに比べて強度発生が低かったのは、セメント粉体の水和反応に必要な水分が不足していたことが考えられ、生石灰でもセメント粉体と同様な傾向を示し、一軸引張り強度  $q_t$  は一軸圧縮強度  $q_u$  の1/10程度と低い。これも、試験に供した砂質粘性土の水和に必要な水分が不足していることに起因するものと考えられる。今回得られた一軸引張り強度  $q_t$  と一軸圧縮強度  $q_u$  との関係は、今回試験を実施した配合率や一軸圧縮強度  $q_u$  の試験範囲内での結果であり、試験を実施した範囲外については検討する必要がある。

### 3. 地盤改良機に求められる要求性能の検討

複合型地盤改良に求められる要求性能を検討するうえで、図-3.1の研究フローに基づき既往地盤改良技術の性能に関する調査を行い、主に施工深度の違いによる技術体系を整理した。

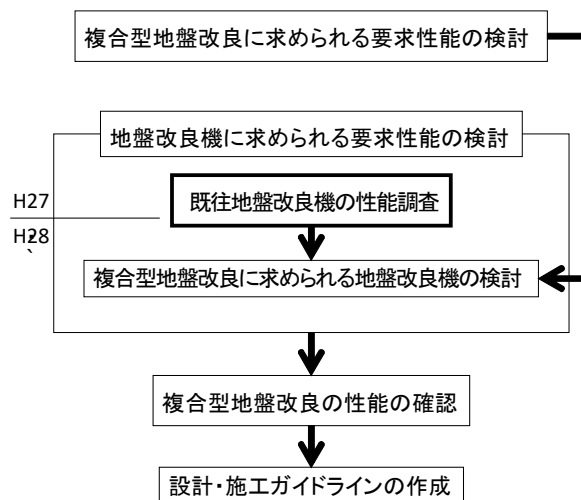


図-3.1 研究フロー

表-3.1 地盤改良分類表

大分類	中分類	小分類
固化工法	浅層混合処理工法	原位置固化処理工法
	中層混合処理工法	機械攪拌工法
		機械攪拌+高圧噴射工法
	深層混合処理工法	機械攪拌工法
		機械攪拌+高圧噴射工法
		高圧噴射工法
その他		
注入工法	薬液注入工法	多重管注入工法
		浸透固化工法
		その他

※土木学会：地盤改良工法技術資料より引用

保された。今回の検討で、4つの含水比で供試体の作製、

既往地盤改良技術に関しては、現場での活用若しくは技術提案されている浅層混合処理及び深層混合処理の地盤改良機について実態を調査した。

### 3.1 浅層混合処理及び深層混合処理の地盤改良機の性能調査

現場での地盤改良は、改良前の地盤状況や改良範囲となる面積や深度によって適切な地盤改良技術や工法が選択されている。

地盤改良技術は軟弱地盤に固化材を添加し、地盤の土粒子と固化材を一体化することによって改良する技術を行い、多くの工法が開発されている。

土木学会「地盤改良工法技術資料」<sup>19)</sup>では、表-3.1に示す体系の大分類として、固化工法と注入工法とに大別されている。固化工法には、改良する施工深度毎によって浅層混合処理工法、中層混合処理工法、深層混合処理工法に分類されている。注入工法に関しては、軟弱地盤中に薬液を注入若しくは浸透させ、地盤の止水性や強度を確保することを目的とした工法となっている。

複合型地盤改良技術を検討するうえで、既往改良工法の適用範囲を把握するほか、構成機器等を把握したうえで、具体的な施工手法の提案を進める必要がある。なお、地盤改良対象となる土粒子等の性状特性に関しては、研究対象から除外した。

#### 3.1.1 浅層混合処理

処理対象層の深さは、概ね3m以内の工法を対象としている。油圧ショベル等をベースマシンとして改良対象となる地盤を掘削し、石灰・セメント・セメント系固化材等を攪拌しながら埋め戻しを行う。埋め戻し時には、巻き出し厚30cm～40cmでローラ等の転圧機械によって締固めを行う。

深度によって、施工費用が増大してしまうが、平面的な改良によって地盤表面の安定性は高い。

攪拌機構は、主に油圧ショベルのバケットによる攪拌やロータリー・スタビライザーを回転させながら攪拌する機構、攪拌回転翼による攪拌、トレンチャーのような複数の小型掘削バケット等を回転させながら掘削・攪拌を行う機構がある。

#### 3.1.2 深層混合処理工法

軟弱地盤の改良深度が概ね10m以上の工法を対象としており、セメントや石灰などの固化材と地盤内の土を攪拌混合するものである。柱状若しくは壁状に固結改良させる工法で、現場では、一般的に湿式が多く採用されている。

グラウトポンプやスラリープラントと施工機械（ベ-

スマシン）との組合せとなっている。先端部の掘削ドリルからスラリー状のセメントを吐出させ、施工機械を掘進、グラウトポンプからのセメントを地盤内の土と攪拌混合させ柱状に改良する。壁状に改良する場合には、ラップ施工により壁面を繋げていくものである。深層改良は面的な改良ではなく柱状体に改良配置している。

深層混合攪拌技術は、固化材の種類・攪拌機構等によって、これまでに多くの工法が開発されている。攪拌機構については、一般的に機械攪拌と機械攪拌+高圧噴射、高圧噴射の3つの小分類に分けられ、機械攪拌に関しては、先端部の掘削と攪拌翼によってスラリープラントで製造された固化材スラリーが攪拌される機構である。攪拌翼に関しては、横回転の他に鉛直回転するものもある。高圧噴射に関しては、貫入掘削後にグラウトポンプにて固化材スラリーを噴射する。

#### 3.1.2 既往地盤改良技術

既往地盤改良技術を調査するうえで、実現場での活用実績若しくは今後の現場での活用レベルにある技術を把握する必要がある。現場での実態を把握することを目的に国土交通省において新技術の活用のため、新技術に関わる情報の共有及び提供している新技術情報提供システム(NETIS)に登録されている196件(検索キーワード「地盤改良」)の登録技術の中から混合処理工法について工法の分類、適用土質、施工深度を整理した。

#### 3.1.3 浅層混合処理工法

浅層混合処理工法に関しては、原位置固化処理工法として分類されており、表-3.2に示すように適用土質は、砂質土 $N \leq 10$ 、粘性土 $N \leq 3$ 程度、施工深度は、3m以下程度となっている。

#### 3.1.4 深層混合処理工法

深層混合改良処理工法に関しては、表-3.3に示すように高圧噴射工法、機械攪拌と高圧噴射を組合せた工法、機械攪拌工法に分類される。

高圧噴射工法に関しては、適用土質は、砂質土 $N \leq 15 \sim 150$ 、粘性土 $N \leq 3 \sim 10$ 程度、施工深度は、10～70mとなっている。

機械攪拌と高圧噴射を組合せた工法は、適用土質は、砂質土 $N \leq 20$ 、粘着力 $C \leq 50 \sim 70 \text{ kN/m}^2$ 程度( $N$ 値以外の指標)、施工深度は、20～40m程度となっている。

機械攪拌工法に関しては、適用土質は、砂質土 $N \leq 20 \sim 50$ 、粘性土 $N \leq 6 \sim 20$ 程度、施工深度は、2～50m程度となっている。

#### 3.1.5 その他の処理工法

その他の処理工法として、浅層・中層混合処理工法と



表-3.2 浅層混合処理工法

混合処理工法	主な改良技術	工法分類	適用土質			施工深度
			砂質土	粘性土	その他	
浅層混合処理工法	1 浅層軟弱地盤安定処理機械 スラリー	原位置固化処理工法		$N \leq 3$		1.0~2.0m
	2 浅層軟弱地盤安定処理機械 粉体	原位置固化処理工法		$N \leq 3$		0.6~1.2m
	3 浅層混合処理工	原位置固化処理工法	$N \leq 10$	$N \leq 4$		3m以下
	4 セメント系機械攪拌式浅層改良工法 スラリー	原位置固化処理工法	砂質土・粘土・ローム			5m以下
	5 セメント系機械攪拌式浅層改良工法 粉体	原位置固化処理工法	砂質土・粘土・ローム・シラス			2m以下

表-3.3 深層混合処理工法

混合処理工法	主な改良技術	工法分類	適用土質			施工深度
			砂質土	粘性土	その他	
深層混合処理工法	1 中圧噴射機械攪拌工法	高圧噴射工法	$N \leq 15$	$N \leq 10$		23m以下
	2 超大口径改良体を瞬時に造成可能な高圧噴射攪拌工法	高圧噴射工法	$N \leq 100$	$N \leq 7$		70m以下
	3 大径・高速化対応の高圧噴射攪拌工	高圧噴射工法	$N \leq 20$	$C \leq 70kN/m^2$		35m以下
	4 中圧（送砂）噴射流体切削攪拌工法	高圧噴射工法	$N \leq 15$	$C \leq 50kN/m^2$		20m以下
	5 自由形状・大口径高圧噴射攪拌工法	高圧噴射工法	$N \leq 150$	$N \leq 7$	砂礫土 $N \leq 50$	10m以下
	6 揺動式模流線固化材スラリー噴射攪拌工法	高圧噴射工法	$N \leq 30$	$N \leq 3$		10~17m
	7 大口径化と高速施工を可能にした高圧噴射攪拌工法	高圧噴射工法	$N \leq 150$	$N \leq 7$		$0 < L \leq 30m$
	8 低変位高圧噴射攪拌工法	機械攪拌+高圧噴射工法	$N = 10 \sim 20$ の中間の砂質土			20m以下
	9 超高圧ジェット噴射攪拌工法	機械攪拌+高圧噴射工法	$N \leq 20$	$C \leq 70kN/m^2$		20m以下
	10 超高圧ジェット攪拌工法	機械攪拌+高圧噴射工法	$N \leq 20$	$C \leq 50kN/m^2$		20m以下
	11 大口径型高速変位深層混合処理工法	機械攪拌+高圧噴射工法	$N \leq 20$	$C \leq 70kN/m^2$	腐植土 $w \leq 50\%$	25m以下
	12 大口径二軸式トルネード攪拌工法	機械攪拌+高圧噴射工法	$N \leq 20$	$N \leq 6$		40m以下
	13 大口径地盤改良工法	機械攪拌工法	$N \leq 50$	$N \leq 20$		25m以下
	14 大口径機械攪拌深層混合工法	機械攪拌工法	$N \leq 50$	$N \leq 20$		50m以下
	15 スラリー式機械攪拌工法	機械攪拌工法	$N \leq 25$	$N \leq 12$		6m~16m
	16 高品質変位深層混合処理工法	機械攪拌工法	$N \leq 30$	$N \leq 15$		55m以下
	17 機械攪拌式スラリー工法	機械攪拌工法	砂質土・粘土・ローム・シルト・有機質 $N < 25$			21m以下
	18 低改良率セメントコロム工法	機械攪拌工法	$N \leq 20$	$N \leq 6$		33m以下
	19 軟弱地盤処理工（スラリー攪拌工）	機械攪拌工法	$N \leq 15$	$N \leq 8$		20m以下
	20 セメント系固材安定深層混合処理	機械攪拌工法	都度検討			10m以下
	21 機械攪拌地盤改良	機械攪拌工法	$N \approx 20$	$N \approx 10$		13m以下
	22 大口径相対攪拌深層混合処理工	機械攪拌工法	$N \leq 35$	$C \leq 100kN/m^2$		$2m \leq L \leq 24m$
	23 締固めによる高強度・高支持力地盤改良工法	機械攪拌工法	砂質土・粘土・ローム・有機質			12m以下
	24 杭・壁併用変位抑制型改良率地盤改良工法	機械攪拌工法	$N \leq 30$	$N \leq 10$		40m以下

表-3.4 浅層・中層混合処理工法

混合処理工法	主な改良技術	工法分類	適用土質			施工深度
			砂質土	粘性土	その他	
浅層・中層混合処理工法	1 浅層・中層混合処理工 A	機械攪拌+高圧噴射工法	$N \approx 32$	$N \approx 17$		13m以下
	2 浅層・中層混合処理工 B	機械攪拌+高圧噴射工法		$N \leq 11$		6m以下
	3 浅層・中層地盤改良工法 A スラリー	機械攪拌工法	$N \leq 10$	$N \leq 5$		10m
	4 浅層・中層地盤改良工法 A 粉体	機械攪拌工法	$N \leq 10$	$N \leq 5$		2m
	5 浅層・中層地盤改良工法 B スラリー	機械攪拌工法	$N \leq 15$	$N \leq 5$		2m
	6 浅層・中層地盤改良工法 B 粉体	機械攪拌工法	$N \leq 15$	$N \leq 5$		1m

表-3.5 中層混合処理工法

混合処理工法	主な改良技術	工法分類	適用土質			施工深度
			砂質土	粘性土	その他	
中層混合処理工法	1 中層混合処理工法	機械攪拌工法	$N \leq 15$	$N \leq 5$	腐植土 $w \leq 100\%$	13m程度
	2 中層混合処理工法	機械攪拌工法	$N < 40$	$N < 15$		8m以下
	3 高品質変位低減型中層混合処理工法	機械攪拌工法	$N \geq 50$ の地盤や硬い地盤と柔らかい地盤			20m以下

中層混合処理工法に大別されており、機械攪拌工法と機械攪拌と高圧噴射を組合せた工法がある。

(1) 浅層・中層混合処理工法

浅層・中層混合処理工法に関しては、表-3.4に示すように機械攪拌工法と機械攪拌と高圧噴射を組合せた工法分類となっており、機械攪拌工法の適用土質は、砂質土 $N \leq 10 \sim 15$ 、粘性土 $N \leq 5$ 、施工深度は、1~10m以下程度と考えられる。

機械攪拌と高圧噴射を組合せた工法の適用土質に関しては、粘性土系を適用範囲となっている。施工深度は、6~13m以下程度となっている。

(2) 中層混合処理工法

中層混合処理工法に関しては、表-3.5に示すように機械攪拌工法による改良技術となっており、適用土質は、砂質土 $N < 40$ 、粘性土 $N < 15$ 程度といった実態だが、使用する技術によっては、 $N \geq 50$ の硬い地盤から柔らかい地盤といった広範囲な地盤への適用が可能となる。施工深度は、20m以下程度と考えられる。

3.2 複合型地盤改良に求められる地盤改良機の要求性能の検討

地盤改良技術は、求められる効果の違いから多くの工法が開発されてきた。それらの開発された地盤改良技術を組合せて複合型地盤改良に求められる地盤改良機として利用することが適切であると判断した。そのため、地

盤改良機として求められる要求性能は、品質管理における内容やさまざまな地盤改良技術にて管理されている管理項目を施工管理方法として整理し、施工管理すべき項目を提案した。また、施工管理すべき項目については、現在の ICT による管理が実現可能であるかについて調査を実施した。そして ICT による施工管理方法は、施工情報の可視化・記録を可能にすることで複合型地盤改良における施工品質の照査方法となりうると考えている。

### 3.2.1 施工管理方法

地盤改良工における施工管理は、国土交通省より公表されている「土木工事施工管理基準(案)」の地盤改良工一固結工法(粉体噴射攪拌工、高圧噴射攪拌工、スラリー攪拌工、消石灰パイル工)における出来形管理基準および品質管理基準により実施されている。

出来形管理基準では、「基準高」・「位置・間隔」・「杭径」・「深度」が測定項目として設定されている。品質管理基準では、改良体における「強度」が一軸圧縮試験の結果として設定されている。また、品質管理基準において、「試験は、1本の改良体について、上・中・下それぞれ1回、計3回とする。」と定められており、改良体全体で強度が均一に確保される必要がある。そのため、改良体の「強度」のみならず、「均一性」を確保するために必要となる要素も合わせて施工管理する必要がある。施工品質に必要な施工管理項目は、「基準高」・「位置・間隔」・「杭径」・「深度」・「強度」・「均一性」の6項目が該当すると考えられる。

出来形管理基準の規格値を表-3.6に、出来形管理の測定箇所を図-3.2に示す。また、品質管理基準の規格値を表-3.7に示す。

### 3.2.2 施工管理項目

施工管理項目は、地盤改良技術で調査した120技術から類似工法などを除いた80技術を対象とし調査した。施工管理項目は、計測値となる速度(m/s)・圧力(Pa)・時間(s)・注入量(m<sup>3</sup>)・角度(°)長さ(m)の物理量と施工位置・着底の確認(主に回転部分の電流値の変化を計測)とその他(回転数・攪拌回数・空気流量)に分類した。調査した混合処理技術の多くは、固化材の注入量・添加量と貫入深度および攪拌翼の回転数を計測している。また、これら3つの施工管理項目は、施工時の確認に使われるだけでなく、施工記録として保存されている。さらに、施工管理項目については、施工管理基準にて必要となる6項目との因果関係について整理した。表-3.8に整理した各施工管理項目と施工品質の因果関係を示す。改良体の品質である「強度」、「均一性」に関

表-3.6 出来形管理基準の規格値

測定項目	規格値	測定基準
基準高▽	-50mm	100本に1ヶ所。
位置・間隔w	D/4以内	100本以下は2ヶ所測定。
杭径D	設計値以上	1ヶ所に4本測定。
深度L	設計値以上	全本数
		$L = \ell 1 - \ell 2$ $\ell 1$ : 改良体先端深度 $\ell 2$ : 改良体天端深度

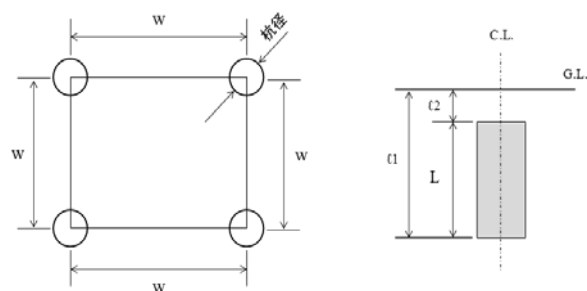


図-3.2 出来形管理項目の測定箇所

表-3.7 品質管理基準の規格値

試験項目	試験方法	規格値	試験基準
一軸圧縮試験	JISA 1216	①各供試体の試験結果は改良地盤設計強度の85%以上。 ②1回の試験結果は改良地盤設計強度以上。 なお、1回の試験とは3個の供試体の試験値の平均値で表したも	改良体500本未満は3本、500本以上は250本増えるごとに1本追加する。試験は1本の改良体について、上・中・下それぞれ1回、計3回とする。ただし、1本の改良体で設計強度を変えている場合は、各設計強度毎に3回とする。 現場条件、規模等により上記により強い場合は監督職員の指示による。

連する計測データ項目が比較的多く、出来形である「基準高」、「位置・間隔」、「杭径」、「深度」に関連する項目が少ない結果となった。

### 3.2.3 ICTによる施工管理方法

建設機械に搭載されている施工管理装置は、現行の出来形管理および品質管理項目である「深度」、「強度」、「均一性」について、計測される施工管理項目を活用して確認することができる。「深度」以外の「基準高」、「位置・間隔」、「杭径」については、建設機械に搭載された施工管理装置で計測される施工管理項目では確認されていない。そのため現状では、あらためて測量することにより確認が必要となっている。また深度は、ロッドの貫入状態を施工管理装置や写真などにより管理することにより計測および証明を実施している。今後は、建設機械に測量機器を搭載することで施工位置および出来形管理が可能となることが考えられる。

品質管理基準では、強度試験を改良体500本に対して3本しか実施しない。そのため、施工全数の状態を把握

表-3.8 施工管理項目と施工品質の因果関係

機械の施工管理内容		施工管理項目と施工品質の因果関係	関連する施工品質
分類	施工管理項目		
速度	貫入速度、引き上げ速度、造成速度	貫入、引き上げ、造成について、所定の速度以内で管理するで、スラリー攪拌、改良材混合等による改良体の均一性を確保する	均一性
	回転速度	所定の攪拌機の回転速度以上で管理することで、改良体の均一性を確保する	均一性
	チェーン速度 チェーン累積延長	トレンチャーのチェーン速度・チェーン累積延長により羽根切り回転数を管理することで、改良体の均一性を確保する	均一性
圧力	吐出圧力、超高压水圧力、空気圧力	スラリーの吐出圧、超高压水や空気の噴出圧について、所定の圧力以上で管理することで、改良体の均一性を確保する	均一性
	地盤内圧力	地盤内圧力管理により、排出する排泥量を調節・吸引し、注入・排泥に伴う地盤の隆起、沈下等の地盤変状・周辺構造物への影響を抑制する	その他
時間	噴射時間、施工時間、引き上げ時間	注入時間と改良材の時間当りの注入量（ℓ/分）等から、改良材の注入量を管理することにより、改良体の強度を確保する	強度
注入量	総注入量	改良材の注入量（スラリー量）を管理することで、改良体の強度を確保する	強度
	時間当り注入量	改良材の時間当り注入量（ℓ/分）を管理することで、改良体の強度を確保する	強度
	添加量	固化材の添加量（kg/m <sup>3</sup> ）を管理することで、改良体の強度を確保する	強度
	珪砂注入量	細骨材の量を管理することで、改良体の強度を確保する 珪砂の注入量を管理することにより、十分な地盤切削エネルギーを得て、改良体の「杭径D」を確保する	強度 杭径
角度	鉛直性	改良体の鉛直性を管理することで、出来形管理基準の「位置・間隔W」の規格値を改良体深部まで確保する	位置・間隔
	揺動角度	高压噴射の揺動角度（噴射角度）により、改良体の形状が決まる（出来形管理に関連）	位置・間隔
延長	貫入深度、造成長	改良体の造成長（深度）計測により、出来高管理の「深度L」を管理する	深度
位置	施工位置	施工位置の計測により、出来形管理の「基準高」、「位置・間隔」、「深度L」を管理する	基準高、位置・間隔、深度
着底	支持層への着底	貫入時の電流値、トルク値、油圧等を管理することで、改良体が支持層まで届いているか確認する	強度
その他	回転数、攪拌回数	攪拌機等の回転数を管理することで、改良体の均一性を確保する	均一性
	空気流量	圧縮空気流量について、所定の流量以上で管理することで、改良体の均一性を確保する	均一性

することは困難となっている。今後は、強度試験結果と「強度」と関連性のある施工管理項目を比較することで、強度試験を実施しなかった改良体の強度を推定することができると思われる。

現在、地盤改良工における ICT による施工管理手法は、新技術情報提供システム（NETIS）<sup>20</sup>において、3 件が登録されている。

1 つ目の技術は、深層混合処理工法の地盤改良機械を改良体の中心位置に誘導するシステムである。GNSS アンテナを建設機械に搭載し、施工するべき杭心の位置を運転席のオペレータにモニターで指示・誘導する技術である。この技術は、ガイダンス機能しかないが、施工位置の計測および杭心の位置関係を計算することで、出来形管理項目「基準高」・「位置・間隔」について計測することが可能である。そのため、「杭径」・「深度」を計測する方法を追加すれば、出来形計測の自動化を実現できると考えられる。

2 つ目の技術は、深層・中層混合処理の計画から施工結果まで一連の情報を 3 次元にて可視化するシステムである。このシステムは、計測した施工位置にくわえて、施工管理装置にて計測・収集されていた添加量や回転回数・支持層への定着（電流値）を従来は紙に転記してい

たものを 3 次元化した画面に表示している。そのため、施工状況をリアルタイムにて可視化が可能となり、出来形項目や「均一性」を容易に確認することができる。ただし、このシステムは、特定の地盤改良技術にしか適応ができないので、同様な手法を他の地盤改良技術でも実現できることが望まれる。

3 つ目の技術は、一つ目の改良体の中心位置を誘導する機能に施工情報を可視化・記録する機能を追加したシステムである。施工管理情報は、施工位置・深度・スラリー量・地盤形状を取得することができる。このシステムは、ネットワークを通じて施工管理情報を施工現場外でも共有することが可能となっている。

### 3.2.4 地盤改良機械の要求性能に関するまとめ

i-Construction について議論する「ICT 導入協議会」では、平成 30 年 7 月に ICT を活用した施工管理・出来形管理・出来形管理の効率化として、施工履歴データを ICT 地盤改良工で活用することが宣言された。ICT 地盤改良工では、地盤改良機械の位置や施工状況の施工履歴データによる出来高・出来形管理を実現するため、出来形管理要領案の作成を実施している。ICT 地盤改良工による省力化・効率化は、バックホウに搭載されている情報化施工機器や NETIS に登録されている技術を活用す

ることで実現が可能であると考えられる。複合型地盤改良でも確実な施工管理を実現するためには、建設機械から得られる位置情報を活用し、改良体の「位置・間隔」「基準高」「深度」を計測できるシステムの機能要求を定義する必要がある。さらに、監督・検査の作業のためには、施工履歴データを交換する方法が必要となる。建設機械にて計測される施工履歴データを交換する方法は、データ交換標準を定義することで取得可能な環境を整備したいと考えている。

今後、地盤改良の施工で取得された施工履歴データは、計画時や施工前に調査される地盤データ（ボーリングデータ）や施工後の一軸圧縮試験による「強度」データとの関連を整理することでビッグデータとして取り扱うことが可能となる。地盤改良工におけるビッグデータは、原位置地盤の N 値推定方法の確立などの理論解析や固化剤の注入量および貫入速度の最適化による運転支援・制御への活用が期待される。先端技術チームでは、集められた施工管理データを分析することで、地盤改良工におけるさらなる施工管理の効率化・省力化に役立てていきたいと考えている。

## 4. 複合型地盤改良による性能の確認

### 4.1 複合型地盤改良の効果の確認

複合型地盤改良に求められる要求性能は、道路土工構造物の重要度に応じて、求められる要求性能（性能1～3）を満足するように行われなければならない。軟弱地盤対策として施される複合型地盤改良は改良体上に構築される構造物が求められる要求性能を満足できるかを検証する必要がある。

複合型地盤改良では、深層混合処理の改良率を従来工法より下回る低改良率とし、浅層混合処理と組み合わせることで、盛土等の上部構造物に求められる要求性能を満足させることになる。そこで、従来工法の1つであるALiCC工法による低改良率な深層混合処理工法を施した軟弱地盤上に構築した盛土と、ALiCC工法を下回る更なる低改良率な深層混合処理と浅層混合処理を組み合わせた複合型地盤改良の動的遠心力載荷実験を実施して、複合型地盤改良の効果を確認した。モデルの作製方法や実験方法について4.3及び4.4に記す。従来工法であるALiCC工法により改良率30.7%で深層改良体を配置した場合には、盛土天端および法面の法線方向に亀裂が生じており、特にケース4（表4-9 i）では顕著である。しかしながら、いずれも改良体は概ね鉛直性の保持が確認された。

深層改良体を改良率8.7%で配置し1.0mの浅層改良体

の組み合わせた場合には、一般的な改良形式であるケース3,4より加振後の盛土全体の沈下は小さいようにみえる。加振後の盛土全体の状態をみると、ケース5では盛土の原形も保持され盛土天端や法面に亀裂は生じていないが、ケース6は盛土天端や法面の法線方向に大きな亀裂が確認された。加振後の改良体をみると、ケース5、ケース6ともに深層改良体は鉛直性が保持され健全と思われるのに対して、浅層改良体は深層改良体と接している箇所にパンチング破壊（押抜きせん断破壊）的な形跡が確認されるほか、深層改良体間に亀裂が生じていることから曲げ破壊も生じたことが推察される。深層改良体を改良率8.7%で配置し浅層改良体を2.0mとして組み合わせた場合には、盛土全体には亀裂が生じず浅層改良体や深層改良体も傾斜や亀裂等はみられず、健全な状態にあることが確認された。

この結果から、浅層改良体にパンチングや曲げ破壊が生じない場合には、盛土の変形を抑制することが可能であり、複合型地盤改良の効果を確認することが出来た。

### 4.2 複合型地盤改良の適用範囲と照査方法の検証

複合型地盤改良は深層混合処理工法と浅層混合処理工法を組み合わせる工法であることから、複合型地盤改良の適用範囲としては、深層混合処理工法と浅層混合処理工法のそれぞれの適用範囲を検討することになる。深層混合処理工法では機械攪拌方式と高圧噴射方式に大別できる。どちらの方式においても、概ね均質な改良体を構築することが可能であることから、改良柱体の作成方式によって適用・不適用の差は無いと考えられる。深層混合処理工法では改良柱体の改良径が約0.6～約5.0mと幅広い。大口径の改良柱体を構築工法では、改良柱体構築の作業工程数を削減することでコスト削減を図っているが、複合型地盤改良では低改良率の深層混合処理工法と浅層改良工法と組み合わせることでコスト削減を期待することから、大口径の深層混合処理工法との組み合わせはコスト的に不利とは考えるが、適用できない組み合わせであるとは考えられない。

複合型地盤改良の照査方法については遠心力載荷模型実験を実施して、複合型地盤改良において改良体に起こりうる破壊モードを確認することにより、照査すべき項目の検証を行った。実験では深層改良体の平面改良率、浅層改良体の一軸圧縮強度を変えて、盛土構築時に発生する破壊モードを確認した。

#### 4.2.1 実験手法および実験条件

遠心力載荷模型実験は、4 ケースを実施した。浅層改良盤の強度設定は、参考文献2)を用いてパンチングに対

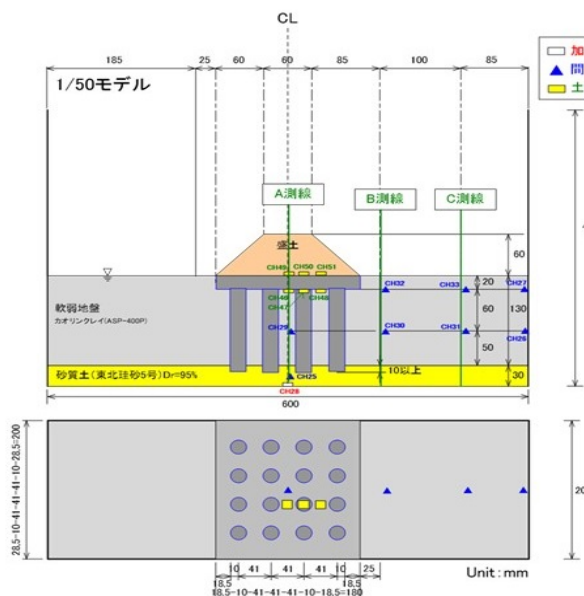


図-4.1 実験模型概要 (ケース1及び2)

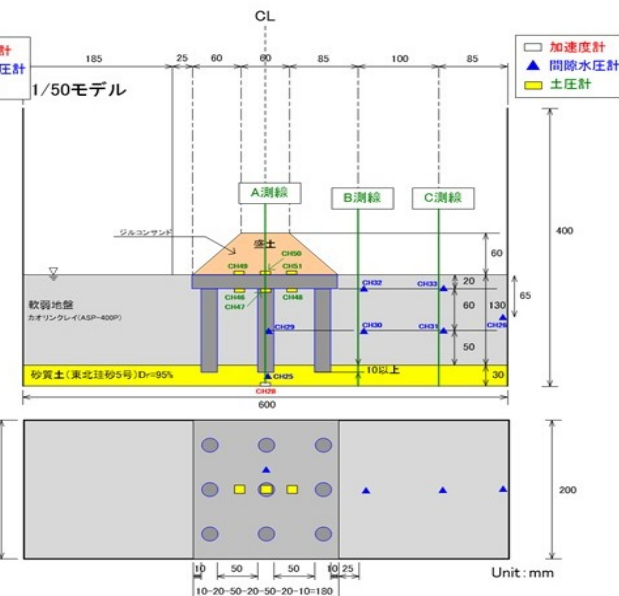


図-4.2 実験模型概要 (ケース3及び4)

する照査により決定した。すなわち、ケース1及び3はハンチングに対する照査を満足し、ケース2及び4はパンチングに対する照査を満足しない条件とした。ケース1及び2の模型断面図を図-4.1、ケース3及び4の模型断面図を図-4.2に示す。なお、共通の実験条件を表-3に示す。

#### 4.2.1.1 事前配合試験

目標添加率を決定することを目的として、ランダムに設定した添加率で作成した供試体で一軸圧縮試験を実施した。事前配合試験に用いる供試体は、地盤工学会基準「JGS 0821-2009 安定処理土の締固めをしない供試体作成方法」に準拠し、直径5cm、高さ10cmで作成した。養生期間は実験と同じ5日間とした。供試体から水分が蒸発しないようモールドを密封材で被覆し、温度(20±3)℃で静置し、気中養生した。作成した供試体の一軸圧縮強度試験は、地盤工学会基準「JIS A 1216 土の一軸圧縮試験方法」に準拠し、1試験あたり3供試体で実施した。図-4.3に事前配合試験結果を示す。セメント添加率と一軸圧縮強度 $q_u$ との関係は概ね直線的な比例関係にあることがわかる。図-4.3の関係から一軸圧縮強度 $q_u$ が300kN/m<sup>2</sup>、1,000kN/m<sup>2</sup>になる添加率を決定し、その添加率で作成した供試体の一軸圧縮強度 $q_u$ が目標強度に対して±10%の範囲内であるか確認する目的で確認試験を実施した。確認試験の結果を図-4.4に示す。事前配合試験で実施した配合率と大きく異なった目標一軸圧縮強度 $q_u$ が1,000kN/m<sup>2</sup>の場合も、目標一軸圧縮強度 $q_u$ に対して試験結果は1,009~1,035kN/m<sup>2</sup>であった。

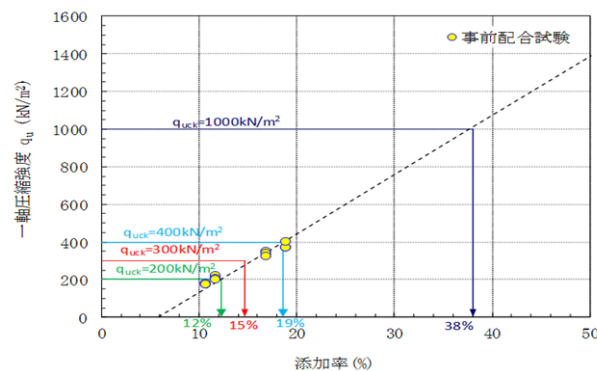


図-4.3 事前配合試験結果

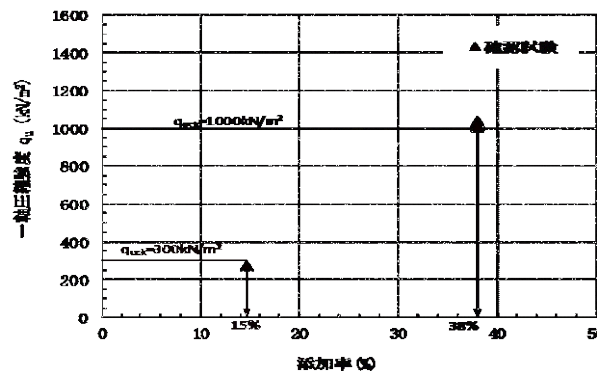
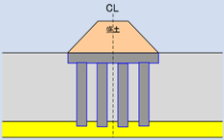
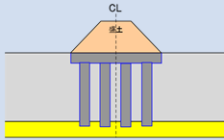
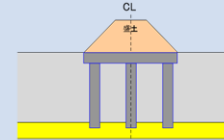
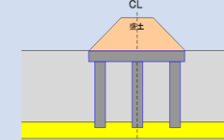
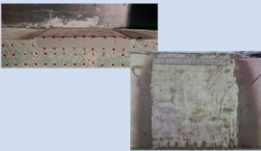
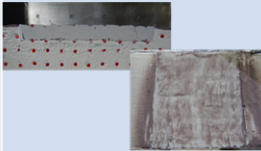
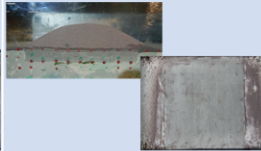
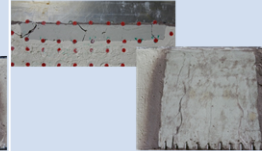
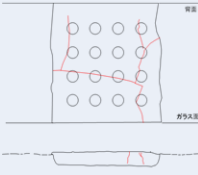
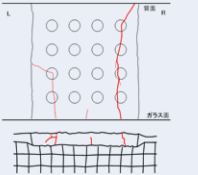
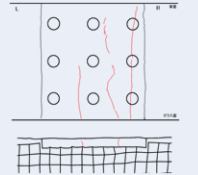
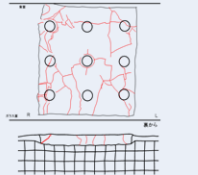


図-4.4 改良体の確認試験結果

#### 4.2.1.2 実験模型作成

地盤模型に使用するカオリンクレイを液性限界( $w_L=51.6\%$ )の約1.5倍( $w=77.4\%$ )になるように加水し、ソイルミキサーで十分に攪拌し、24時間程度経過したものをを用いて地盤模型を作成した。攪拌から24時間程度経過したカオリンクレイを3回に分けて投入する。投入す

表-4.1 実験結果一覧

実験ケース	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
実験模型				
深層混合体改良率(%)	18.7%	18.7%	8.7%	8.7%
深層改良体一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	748.9	777.3	752.8	895.2
浅層改良体一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	212.1	144.5	752.8	223.5
クラック発生状況 (写真)				
クラック発生状況 (スケッチ)				
破壊形態	偏荷重による上部からの曲げ破壊	偏荷重による上部からの曲げ破壊	下部からの曲げ破壊	下部からの曲げ破壊 パンチング

る毎にタッピングを行い、空気の除去を行った。土槽を地盤挙動実験設備にセットし、変位計、間隙水圧計を計測装置に接続した後に、50G まで加速し、50G 場で遠心圧密させる。急激に加速させると地盤が過圧密になるため、50G までの遠心力増加は 10G ずつ増加させた。土槽を遠心力載荷試験装置から下ろし、表面水を撤去して、地盤を所定の高さ（地盤高さ 16cm）になるように切削・整形する。ドリル（外径φ20mm）を挿入し、軟弱地盤と基盤の砂層を取り除き、管（外径φ20mm）に、目標強度となるよう配合したセメントスラリーを充填し、掘削された深層改良体部に挿入する。押し出し棒（外径φ15mm）でセメントスラリーを押し出ししながら、管を引き抜くことで掘削孔にセメントスラリーを注入した。その後する浅層改良体部に目標強度となるよう配合したセメントスラリーを打設した。

#### 4.2.2 遠心力載荷模型実験

地盤模型を実験土槽内で作成し、盛土作成用のサンドホッパーを土槽に設置して、1G/分のスピード 50G まで増加させ、間隙水圧が安定するまで 10 分程度待つてからサンドホッパーから盛土材（シリコンサンド）を落下させて盛土を作成した。遠心力載荷模型実験では、あらかじめ

め型枠内で締め固めた盛土模型を凍結させ、土槽内に設置した後に室温でゆっくりと融解させた後に遠心力を載荷する方法もあるが、本実験では盛土構築過程における浅層改良盤の破壊状況を確認することを目的としていることから、きれいな台形型の盛土模型は作成できないが、サンドホッパーによる落下方式を採用した。

#### 4.2.2.1 浅層改良盤の破壊状況

表-4.1に示したようにケース3では当初の計画通りパンチングは確認されず、曲げ破壊のみが確認された。浅層改良盤では深層改良杭間にあたる位置で浅層改良盤下面からのクラックが確認されるほか、深層改良杭上にあたる位置では浅層改良盤上面からのクラックが確認された。今回の実験ではサンドホッパーによる盛土作成の方法としたが、シリコンサンド投下時の遠心力や回転風等の影響により浅層改良盤幅より法尻幅の方が大きくなったこと、深層改良杭が浅層改良盤辺とより内側に位置していたことで、片持ち梁状態の浅層改良盤端部に盛土荷重が作用して、上面からのクラックが発生したと考えられる。このような変状は表-4.1に示したようにケース1並びに2においても同様の現象が確認されている。

ケース2はパンチングによる照査を満足していないこ

とから深層改良杭が浅層改良盤を押し抜くパンチングが発生すると考えていたが、実験ではパンチングは発生しなかった。ケース4はケース2同様にパンチングに対する照査を満足していなかったため、表-4.1に示したとおり深層改良杭の位置するところに円弧を描くようにクラックが発生しているのがわかる。

4.2.2.2 深層改良杭の破損状況

表-4.1に示すように深層改良杭の一軸圧縮強度はケース4を除けば750kN/m<sup>2</sup>前後で、一般的に深層混合処理工法で用いられる改良強度となっていた。盛土高さが全ケース共通であることから深層混合改良率が低いケース3及び4の方がケース1及び2と比べて、深層改良杭に作用する鉛直荷重は大きくなるが、今回の実験では深層改良杭の損傷小は全てのケースで確認できなかった。

4.3 複合型地盤改良による動的安定性の検証(1)

軟弱地盤上に道路盛土の安定検討を行う際には、一般的に地震時の検討は実施されない。この理由として、文献<sup>21)</sup>によると、軟弱粘性土地盤上の盛土は、地震によって致命的な被害を被った事例が稀であることが背景にあるとしている。つまり、盛土施工中に地震が発生する確率は低いことや、常時の照査項目において、様々な安全裕度(安全率)が重層的に設けられる可能性が多く、現実的に安全側の設計がなされているためと思われる。

一方、昨今の大規模地震の経緯を踏まえた形で平成27年に道路土工構造物技術基準<sup>22)</sup>が策定された。この中で、道路土工構造物の設計は、使用目的との適合性および構造物の安定性について、作用(常時、降雨、地震時、その他)およびこれらの組み合わせを、道路土工構造物の重要度に応じて、求められる要求性能(性能1~3)を満足するように行われなければならないと記載された。これは、地盤改良上の盛土の安定性を評価するためには、具体的な目標性能(使用限界、修復限界、終局限界)を定めた上で、その目標性能に対して検討すべき作用力を設定して照査することが明確に示されたといえる。

このような背景を踏まえて、軟弱地盤に構築した複合型地盤改良による盛土の耐震効果を検討する。軟弱地盤の盛土挙動などを遠心力模型実験で把握する場合、まず実験において事象(ここでは、盛土や軟弱地盤の変形モード)を忠実に再現することが重要である。

表-4.2は平地盛土の被災パターンと被災度分類を示したものである<sup>23)</sup>。文献<sup>23)</sup>では、被災パターンIV型は基礎地盤が軟弱粘性土地盤、有機質土地盤に多くみられるとして、盛土が押し潰されたような変形モードを呈するとしている。動的遠心力模型実験(遠心場:50G)で

表-4.2 被災パターンの分類表<sup>23)</sup>

表-3.3.1 平地盛土の被災パターンと被災度分類

(1) 被災パターン分類表

被災パターン	被災様式図	被災形態
I型		のり面の流出、崩壊または亀裂型の盛土の発生が道路陥没に至らず、のり層にかきられるもの。
II型		盛土のすべり崩壊または亀裂、陥没の発生が道路陥没に至らないもの。
III型		破壊が基礎地盤におよび盛土形状が原型とほぼ同一のもの。
IV型		盛土の一体的沈下に伴って、盛土形状をある程度保ちつつ変形したもの。
V型		掘削物表面の盛土が沈下および亀裂を起したものを。

出展: 道路震災対策便覧(震災復旧編)平成18年度版、pp.67

は、改良体を設けないケースで盛土や軟弱地盤の変形モードを再現した。併せて、その再現ケースを基本として、複合型地盤改良を施した軟弱地盤上盛土の地震時挙動に及ぼす改良効果を明らかにする実験を行い、改良体の有無による変形抑制効果の比較を行った。

4.3.1 実験手法および実験条件

表-4.3に実験条件一覧、図-4.5にケース1、2の模型断面を示す。ケース1は地震動による盛土の破壊を再現することを目的とした無対策のケース、ケース2は複合型地盤改良を施したケースである。

試料の主な物性値を表-4.4、表-4.5に示す。模型の盛土材には北海道内で採取した山砂、軟弱地盤にはシルト分を多く含むカオリン粘土(ASP-400)を使用した。ケース2を例に実験手順を示す(図-4.6)。軟弱地盤層下部の砂層(東北硅砂5号)は、排水層として機能することを目的として、所定の厚さ(30mm)となるよう空中落下法により相対密度 $D=90\%$ で作製した。砂層は土槽下部からポーラスストーンを介し、脱気水を供給して飽和させた。次いで、軟弱地盤は予め液性限界の1.5倍に含水比調整したカオリン粘土を1日以上養生し、養生した材料は、真空ミキサーで脱気しながら攪拌し均質な状態で土槽に投入した。その後、遠心場(50G)で8時間遠心自重圧密させて、3t法により沈下収束を確認した。軟弱地盤地表面の目標せん断強度は $\tau_f=3\text{kN/m}^2$ とし、事前に一次元圧密計算により遠心自重圧密時の粘土層厚さを決定した後、所定の厚さとなるよう自重圧密後に表面を整形した。以上の手法で軟弱地盤を作製した後、複合

表-4.3 実験条件一覧

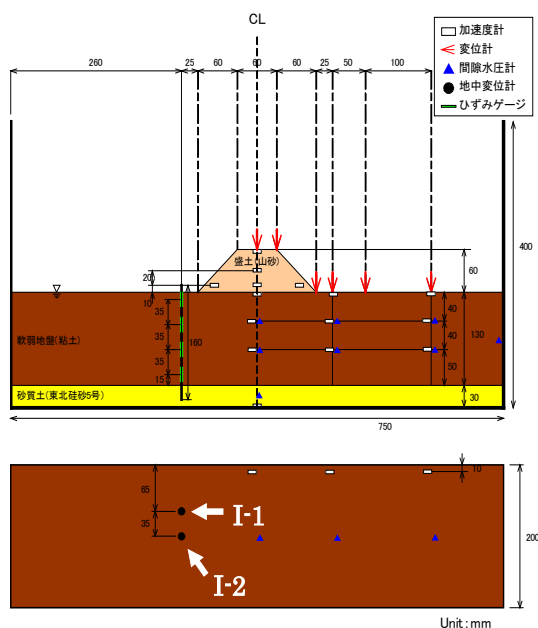
		ケース1	ケース2
軟弱地盤	強度(地表面)		$\tau_f = 3\text{kN/m}^2$
盛土	高さ		60mm (3m)
	天端幅		60mm (3m)
	のり面勾配		1:1.0
	締固め度		90%
改良体	浅層改良	-	改良高 40mm (2.0m) 改良幅 180mm (9m)
	深層改良	-	改良径 20mm (1.0m)、改良長 90mm (4.5m)、 改良率 8.7%、正方配置
加振条件	加振波		正弦波 40 波
	周波数		75Hz (1.5Hz)
	入力加速度		200gal → 500gal
遠心力			50G

表-4.4 盛土材の物性値

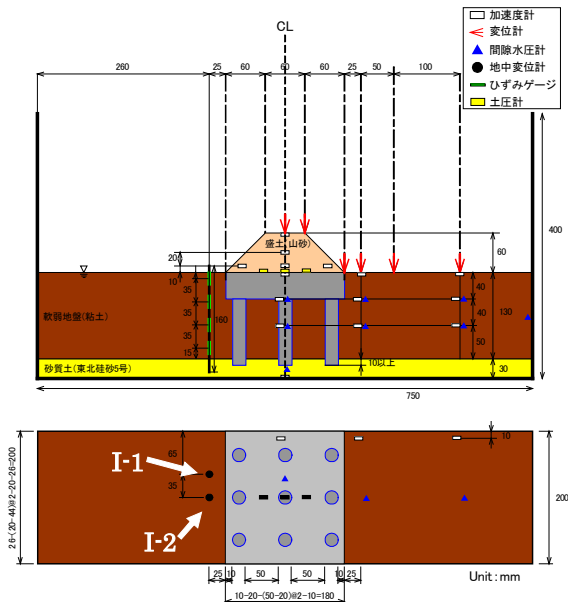
土粒子の 密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	最大乾燥密度 (A-c法) ( $\text{g/cm}^3$ )	最適 含水比 (%)	50% 粒径 (mm)	細粒分 含有率 (%)
2.629	1.5	15.9	0.3	6.5

表-4.5 粘性土地盤の物性値

土粒子の 密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	含水比 (%)	細粒分含 有率 (%)	最大粒径 (mm)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数
1.991	0.3	100	0.075	50.6	28.2	22.4



(a) ケース1



(b) ケース2

図-4.5 模型断面図

表-4.4 盛土材の物性値

土粒子の 密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	含水比 (%)	細粒分含 有率 (%)	最大粒径 (mm)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数
1.991	0.3	100	0.075	50.6	28.2	22.4

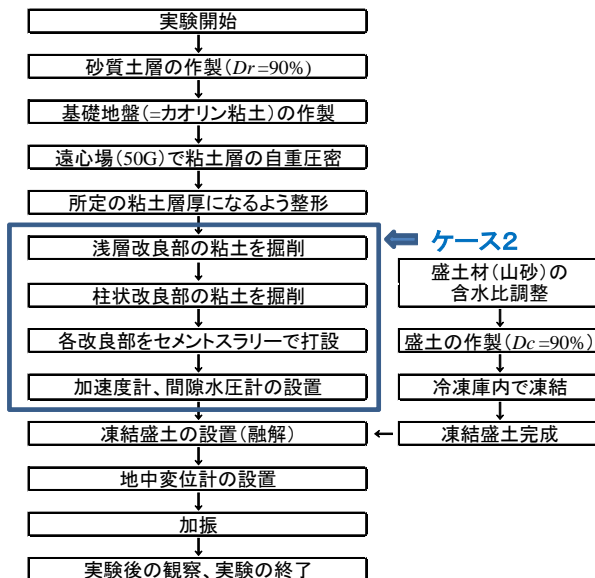


図-4.6 実験手順

型地盤改良を作製した。なお、改良体が無いケースは後述の盛土作成となる。

複合型地盤改良は作製ではまず、浅層改良体が設置される軟弱地盤を掘削し、深層改良体の打設箇所を治具により掘削した。深層改良体打設箇所掘削は、軟弱地盤に外径 20mm のアルミニウム管 (外管) を挿入し、その内側に外径 18mm のアルミニウム管 (内管) を挿入した。その後、軟弱地盤内から内管、外管の順に引抜いて掘削孔を作製した。砂層部はハンドドリルを用いて掘削した。深層改良体の打設は、カオリン粘土と早強ポルトランドセメントを水セメント比  $W/C=1.0$  にて攪拌、混合したセメントスラリーを掘削孔内に充填した (図-4.7)。養生期間は 5 日材齢とし、設計基準強度  $q_{\text{uck}}=1\text{MN/m}^2$  となるセメント添加量 ( $246.6\text{kg/m}^3$ ) は地盤工学会基準 (JGS 0821-2009) に従って決定した。

浅層改良体は、所定のサイズ (厚さ 40mm、幅 180mm、奥行き 200mm) に掘削した箇所において設計基準強度  $q_{\text{uck}}=300\text{kN/m}^2$  (5 日材齢) を満足させるセメント添加量 ( $114.2\text{kg/m}^3$ ) を、深層改良体の作製方法と同様にセメントスラリーを打設した (図-4.8)。





図-4.7 深層改良体の打設



図-4.8 浅層改良体の打設

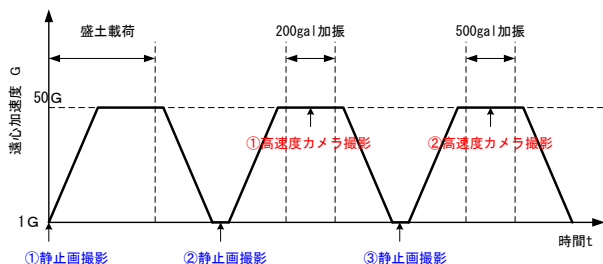


図-4.9 動的遠心力载荷実験の流れ

各改良体の諸元は文献(24)に従って、深層改良体は改良体頭部に作用する集中荷重、浅層改良体は押し抜きせん断による破壊が生じない値として、浅層改良厚および各改良体の設計基準強度を設定した。深層改良体の改良率 ( $a_p=8.7\%$ ) は文献(24)が認める最低値とした。

各観測機器は図-4.5に記載した位置に設置した。地中変位計は稲垣ら<sup>25)</sup>の方法に準拠して、薄いリン青銅板 ( $t=0.3\text{mm}$ ) にひずみゲージを4ヶ所貼ったものである。

盛土は、盛土型枠内で最適含水比に調整した山砂を、締固め度  $D_c=90\%$  になるよう締固めによって作製した。作製後に冷凍庫内で凍結させ、凍結したことを確認してから盛土型枠を脱型し軟弱地盤上に設置した。加振実験は、盛土が完全に融解してから実施した。

動的遠心力载荷実験の流れを図-4.9に示す。まず、重力場の状態から5Gごと段階的に50Gまで加速度を増加させた。各重力場に到達した後、3分間50Gの状態を保持した。50G遠心力場における静的な盛土载荷、200gal

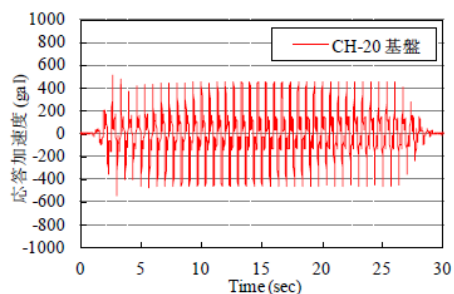


図-4.10 入力加速度波形(ケース2 500gal)

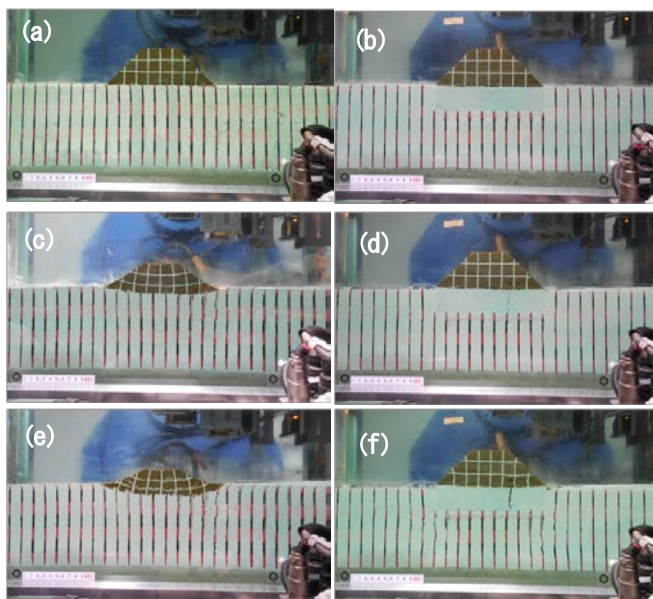


図-4.11 加振前および加振後の状況  
(左図: ケース1、右図: ケース2)

加震後および500gal加震後の盛土、軟弱地盤の変形状態の確認は、土槽を50G遠心力場から重力場に戻してから土槽内(静止画)を撮影した。なお、加振中の変形状況に関しては高速度カメラで撮影した。

図-4.10はケース2を500galで加振した際に、土槽底部に設置した加速度計(図-4.5参照)で計測された加振加速度を実換算した値である。加速度波形は、入力周波数75Hz(実物換算1.5Hz)の正弦波(40波)に設定した。目標入力加速度は、レベル1、レベル2地震動を想定して200gal、500galとした。

### 4.3.2 実験結果と考察

#### 4.3.2.1 実験後の観察

図-4.11に各ケースの加振前後の状況を示す。図-4.11(a)、(b)は各加振前、図-4.11(c)、(d)は200gal加振後、図-4.11(e)、(f)は500gal加振後の軟弱地盤および盛土の変形状態を示している。まず、ケース1の盛土の変形モードについて考察する。図-4.11(a)、(c)、(e)の盛土のメッシュに着目すると、200gal、500galと加振するに従って盛土全体は押し潰されるように沈下し、盛土

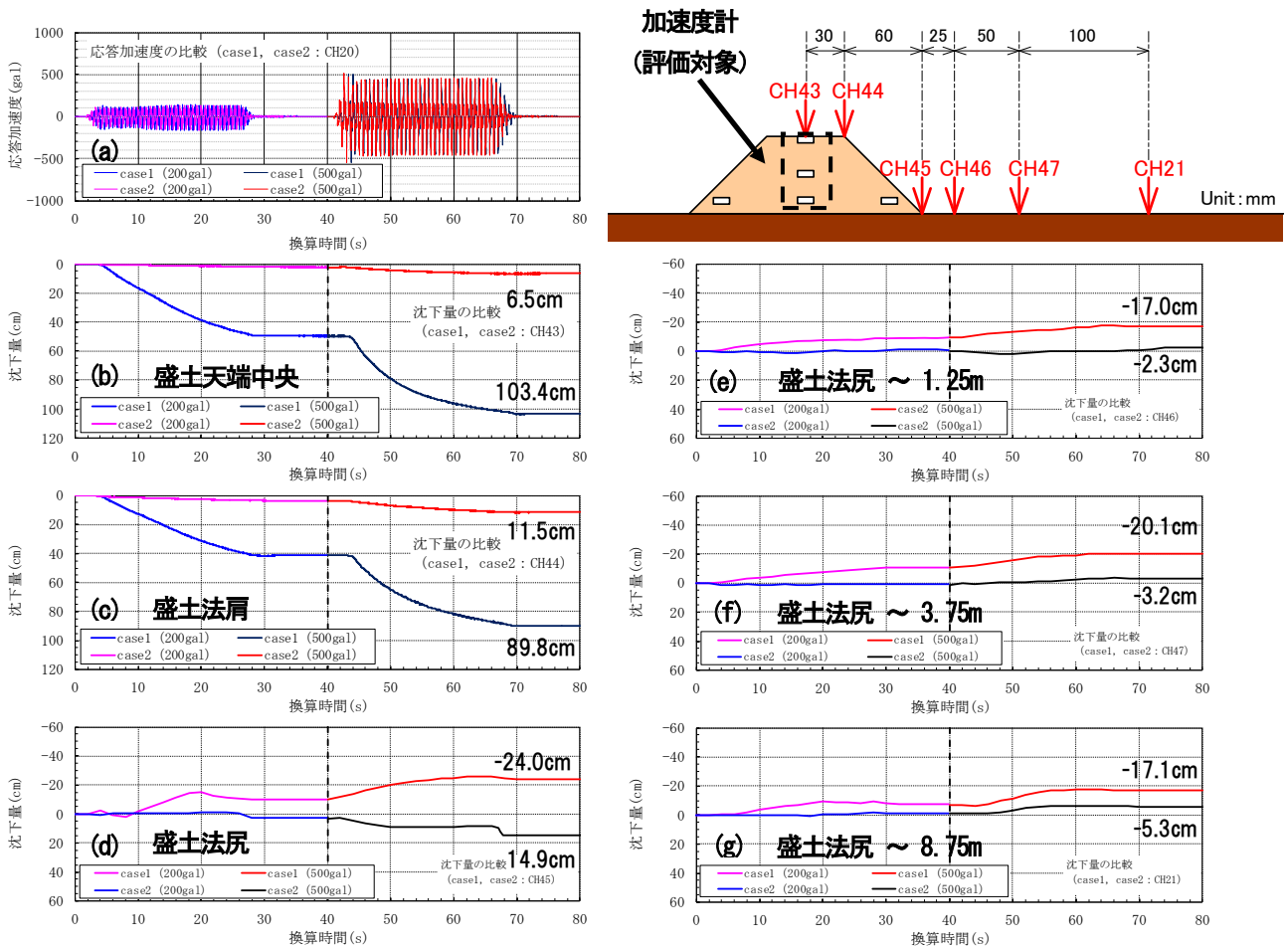


図-4.12 各加振レベルによる盛土天端および地表面変位量

下幅が側方に広がる傾向が確認された。これは、加振によって軟弱地盤の強度が軟化したことで、盛土の自重で鉛直方向に沈下したと考えられる。北詰ら<sup>20)</sup>は、カオリン粘土に繰り返し応力を作用させた場合、発生するせん断ひずみが大きくなるに伴って、カオリン粘土中の間隙水圧が上昇してせん断剛性が著しく低下すると指摘している。本実験においても北詰らの実験と同様の傾向によるものと思われる。

以上より、本実験で得られた盛土の変状は、表-4.2<sup>23)</sup>の被災パターンIV型と類似しており、ケース1は軟弱地盤上盛土の地震時破壊モードを再現できたといえる。

次いで、複合型地盤改良を施したケース2について述べる。ケース1と同様に加振前および加振後の盛土メッシュに着目すると、ケース1のように盛土が押し潰されるような変形モードは確認されず、盛土の安定化が図られていることがわかる。

次に各改良体の健全性について述べる。200gal加振後の浅層改良体(図-4.11(d))をみると、縦方向にクラックが生じていることがわかる。しかしながら、ここでは

図示していないが、静的盛土載荷後(図-4.9②静止画撮影)の段階で既にクラックが確認されていることから、加振の影響ではない。クラックが生じた要因として、破壊した浅層改良板の位置が深層改良体間のちょうど真ん中付近であること、浅層改良板の諸元は押し抜きせん断のみで決定したことを踏まえると、曲げ引張り破壊によるものと推測される。一方、500gal加振後に軟弱地盤を掘削して深層改良体を観察(図-4.11(f)右下)すると、改良体の一部、水平方向に亀裂が生じているが、これは、軟弱地盤から深層改良体を取り出す際に生じたものである。従って、深層改良体は本実験の地震動レベルに対して健全性が確保されたといえる。

#### 4.3.2.2 盛土および軟弱地盤地表面の変状

各ケースの加振による盛土の鉛直変位、法尻からの離れにおける地表面変位を図-4.12に示す。鉛直変位は盛土天端中央と法尻および法尻の地表面に設置したレーザー変位計により、50G遠心場で計測した値である。なお、変位量は実物換算した値で示している。図の横軸は、各入力加速度の加振開始から加振終了10秒後までを表

記した。実際は 200gal 加振後に一度、重力場に戻して静止画を撮影してから、再度 50G 遠心場に戻しているが、図の整理上、換算時間 40s を 500gal 加振開始としている。

図-4.12 (a) は各ケースの入力加速度を示している。200gal、500gal の入力波形は、いずれも同程度であることがわかる。次に、盛土天端中央と法肩の沈下量に関して述べる (図-4.12 (b)、(c))。なお、変形量は実物換算値である。

ケース 1 では 200gal、500gal の加振中に大きく沈下が生じており、500gal 加振後の累積沈下量は盛土天端で 103.4cm、同じく法肩で 89.8cm であった。これに対して、ケース 2 では 200gal 加振後における盛土天端中央と法肩の沈下量はいずれも 3cm 前後、同じく 500gal 加振後では、同様に 6.5cm、11.5cm とケース 1 と比較して 9 割前後の沈下低減が図られた。

次に、各ケースの法尻からの離れにおける地表面変位量について考察する。いずれのケースも加振レベルが大きくなるに従って、地表面変位量は隆起する傾向にあるが、両ケースを比較するとケース 2 はケース 1 より 7~9 割程度の変形抑制効果が確認された。法尻 (図-4.12 (d)) の変位量は、他の位置の変形モードと大きく異なる。これは、設置したレーザー変位計のターゲットが加振によって盛土法尻から離れる方向へ大きく移動したことによると考えられる。

図-4.13 は各ケースの加振直後の地中変位モードおよび変位量 (実物換算値) である。横軸の変位量はマイナス側では盛土から離れる方向へ、プラス側は盛土側へ変形することを示す。地中変位計の位置 (I-1、I-2) は図-4.5 を参照されたい。地中変位量は、リン青銅に貼ったひずみゲージ (4ヶ所) から各加振直後に得られる曲げひずみ (ε) より曲げモーメントを求め、これを深度方向に 2 回積分することで、ひずみゲージ設置箇所の水平変位量を算出した。ひずみゲージ間の水平変形量は 3 次スプライン補間法<sup>27)</sup> により外挿した。I-1、I-2 をみると、ケース 1 ではいずれも軟弱地盤層厚中央部付近を最大変位として、盛土から離れる方向に弓状の変形モードを呈しており、加振レベルが大きくなるのに従って、水平変位量は大きくなる傾向を示した。これは、加振によって盛土が沈下し、それに伴って軟弱地盤が側方へ押し出されたと考えられる。これに対して、ケース 2 はケース 1 とは反対に盛土側へ引込まれるような変形モードであったが、変形モードおよび水平変位量は I-1、I-2 に大きな差異はみられな

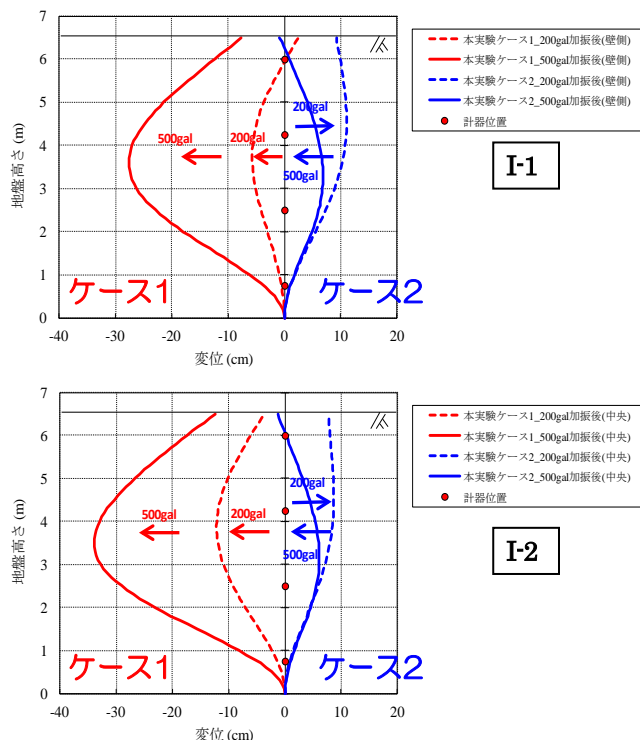


図-4.13 各加振レベルによる地中変位量

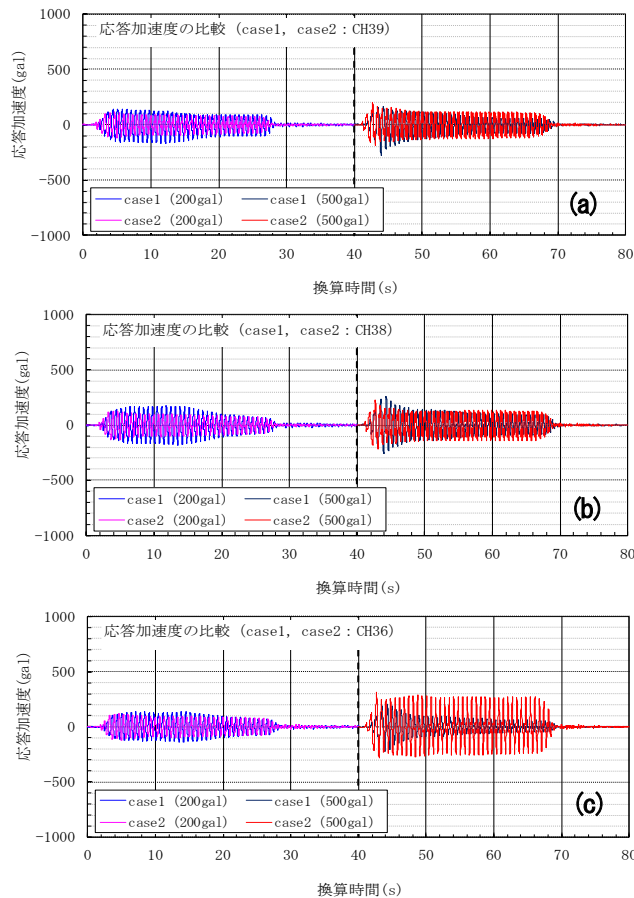


図-4.14 各加振レベルによる盛土内の応答加速度

表-4.6 実験条件一覧

		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース7	ケース8
軟弱地盤	強度 (地表面)	$\tau_v=4kN/m^2$							
盛土	高さ	60mm(3m)							
	天端幅	60mm(3m)							
	のり面勾配	(1:1.0)							
	締固め度	90%							
改良体	浅層改良	改良高							
		20mm(1.0m)				40mm(2.0m)			
		改良幅				改良幅			
		180mm(9m)							
		設計基準強度							
	深層改良	270kN/m <sup>2</sup>				300kN/m <sup>2</sup>			
		改良径							
		20mm(1.0m)							
		改良長				改良長			
		130mm(6.5m)				110mm(5.5m)		90mm(4.5m)	
改良率									
30.7%				8.7%					
正方配置									
設計基準強度									
200kN/m <sup>2</sup>				450kN/m <sup>2</sup>		1,000kN/m <sup>2</sup>			
加振条件	加振波	正弦波40波							
	周波数	50Hz(1.0Hz)	75Hz(1.5Hz)	50Hz(1.0Hz)	75Hz(1.5Hz)	50Hz(1.0Hz)	75Hz(1.5Hz)	50Hz(1.0Hz)	75Hz(1.5Hz)
	入力加速度	187gal	534gal	174gal	545gal	168gal	531gal	161gal	515gal
通心力		50G							

かった。

深層改良体の改良率が  $a_p=8.7\%$  と低改良率であるにも拘わらず、改良体背面部と改良体間の変形モードや水平変位量に大差が無いことは、改良体と未改良地盤は一体的に挙動する、いわゆる複合地盤として機能することを示唆している。

以上より、複合型地盤改良は 200gal、500gal の加振レベルに対して、無対策と比較して大幅な変形抑制効果が得られることが明らかとなった。

#### 4.3.2.3 盛土内の応答加速度

図-4.14 は各加振レベルにおける盛土内の応答加速度を示している。計測された応答加速度は、図-4.14 (a)、(b)、(c) の順に盛土上部から下部に設置したものである (図-4.12 横断図参照)。図の横軸は加速度を実換算した値である。

各ケースの応答加速度は、盛土の位置に拘わらず、ケース1 では加振後の時間経過に従って、応答加速度は減衰しているのに対して、ケース2 ではさほど大きな減衰は認められなかった。特に、盛土下部ではそれが顕著に表れた (図-4.14 (c))。

既往の研究<sup>28)</sup>では、盛土下の地盤の剛性が高いと、盛土の応答加速度は大きくなる傾向にあることが報告されている。本実験では、文献<sup>28)</sup>で報告されているような盛土内の顕著な応答加速度の増加は認められないが、明らかに減衰しにくくなる傾向が確認されている。これは、複合型地盤改良によって、盛土下部の軟弱地盤を含む改良形式が剛な複合地盤として機能する、すなわち剛性が大きくなることで、複合型地盤改良内を応答加速度が減衰することなく、盛土内部へ応力が伝播したためと考えられる。

#### 4.4 複合型地盤改良による動的安定性の検証 (2)

4.3 では改良体の有無のケースにおいて、レベル2 地震動に対する盛土および周辺地盤の変形抑制効果を検討した。その結果、改良体を設けないケースでは加振による盛土や軟弱地盤の変形モードを再現するとともに、軟弱地盤内に改良体を設けることで盛土、盛土周辺地盤、軟弱地盤内の水平変位は、大幅に低減できることがわかった。しかしながら、4.3 の実験条件は改良体の有無のみの検討であるため、より具体的に複合型地盤改良の改良効果を検証するには、次のような課題がある。①軟弱地盤が自然界には存在しないカオリン粘土を使用していることによる実挙動との不整合、②実務で多く採用されている深層改良のみの検討事例が存在しない、③大規模地震動 (レベル 2) しか検討していない、④浅層改良体の強度は、押抜きせん断破壊 (パンチング破壊) のみの検討で曲げ破壊を考慮していない。したがって、複合型地盤改良の改良効果をより精緻に検証するには、上記の課題を網羅した実験条件の検討が必要不可欠である。

そこで、複合型地盤改良の改良効果をより詳細に検証するため、①軟弱地盤は沖積粘土を使用し変形挙動の精度向上を図った、②二つの地震動レベル (レベル 1、レベル 2) による検証を実施した、③実務で実施されている一般的な地盤改良形式 (深層改良のみ、改良率約 30%) を検討した、④浅層改良体の強度は押抜きせん断と押抜きせん断および曲げ破壊を考慮した強度設定の 2 パターンを検討した。本節ではこれらの課題を踏まえ、各地震動レベルに対する複合型地盤改良による盛土および周辺地盤への変形抑制効果を検証した。

##### 4.4.1 実験手法および実験条件

表-4.6 は実験条件一覧、図-4.15～図-4.16 はケース 1

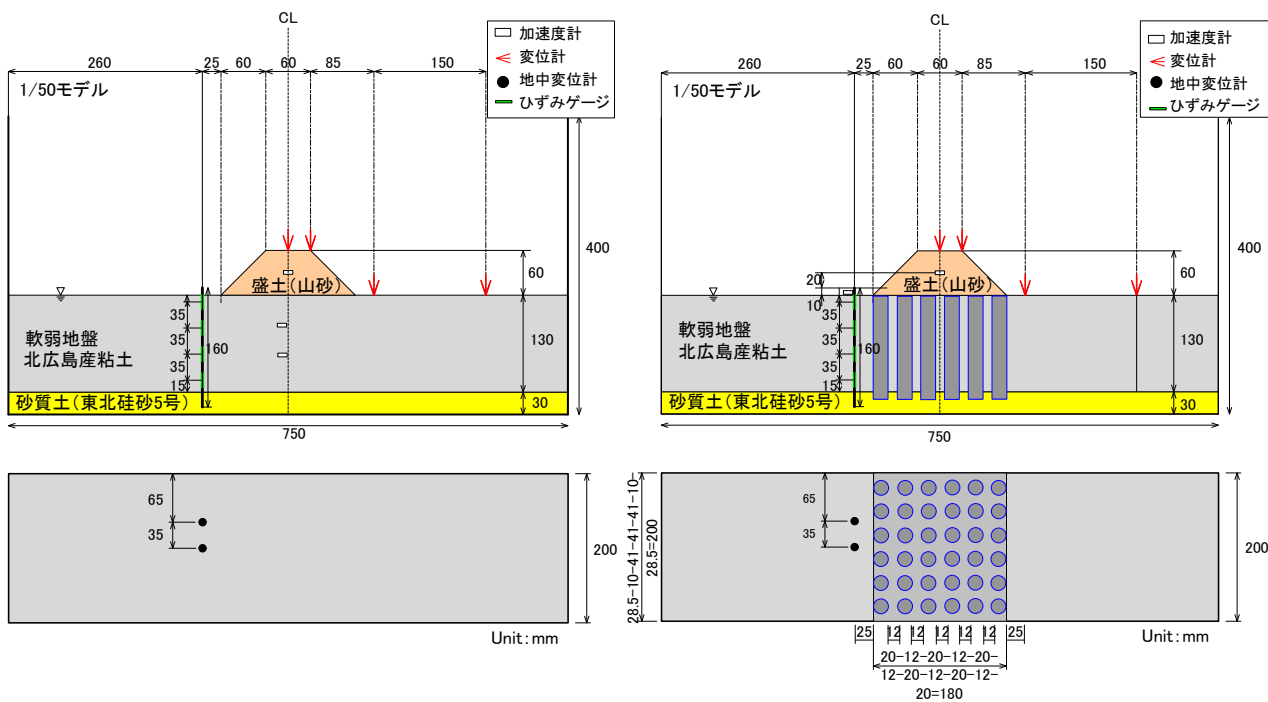


図-4.15 模型実験 (左: ケース 1, 2 右: ケース 3, 4)

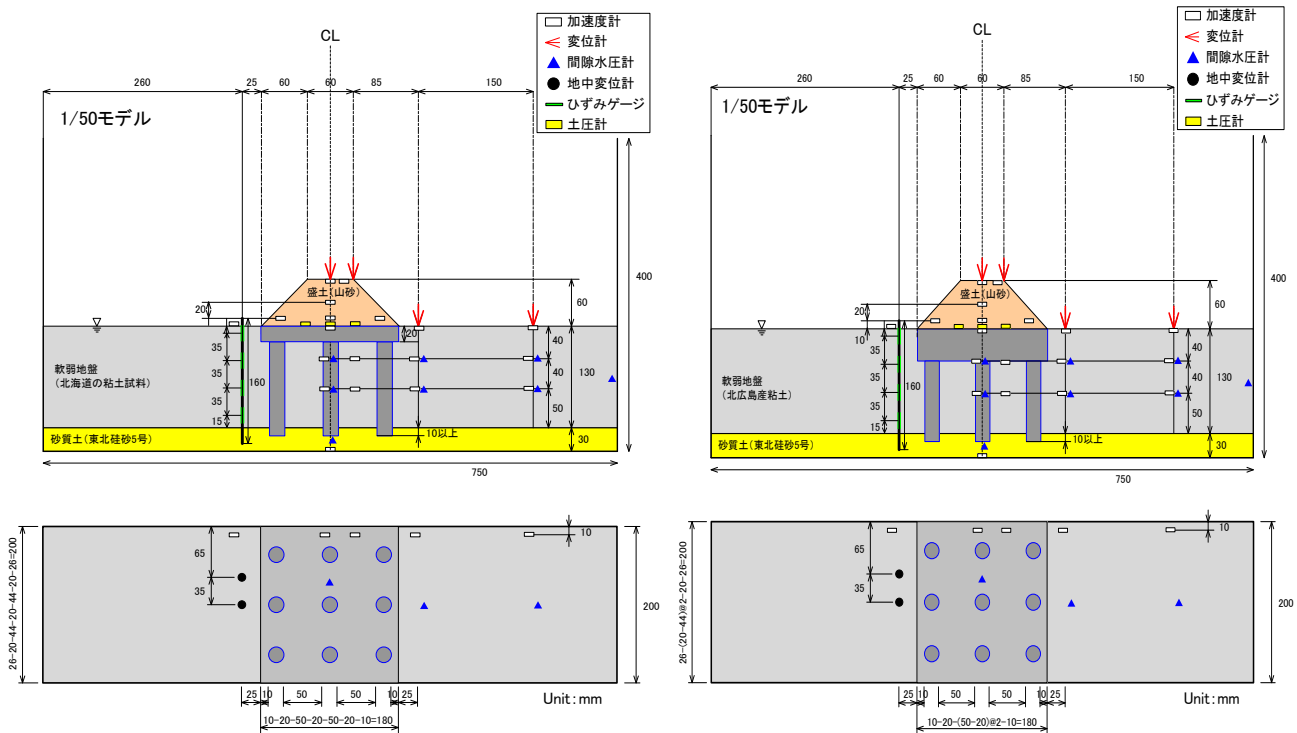


図-4.16 模型実験 (左: ケース 5, 6 右: ケース 7, 8)

～8の模型断面を示す。ケース1、ケース2は地震動による盛土の破壊モードを再現することを目的とした無対策のケース、ケース3、ケース4は従来実施されている深層混合処理のみによるケース、ケース5～ケース8は複合型地盤改良を施したケースである。

まず、軟弱地盤層下部の砂質土（東北珪砂5号）は排

水層として機能することを目的として、所定の厚さ（30mm）となるよう空中落下法により相対密度  $D_r=90\%$  で作製した。砂層は土槽下部からポーラストーンを介し、脱気水を供給して飽和させた。次いで、軟弱地盤（北広島産粘土）は予め液性限界 ( $w_L=82.7\%$ ) の約 1.3 倍 ( $w=110.1\%$ ) に含水比調整して1日以上養生した後、真

表-4.7 盛土材の物性値

土粒子の密度 (g/cm <sup>3</sup> )	最大乾燥密度 (A-c法) (g/cm <sup>3</sup> )	最適含水比 (%)	細粒分含有率 (%)	地盤材料の分類名
2.708	1.429	24.8	6.5	細粒分混じり砂 (S-F)

表-4.8 粘土の物性値

土粒子の密度 (g/cm <sup>3</sup> )	含水比 (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)
2.614	110.2	0	4.2	32.8	63.0
細粒分含有率 (%)	最大粒径 (mm)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	地盤材料の分類名
95.8	2	82.7	33.7	49.0	粘土 (CH)

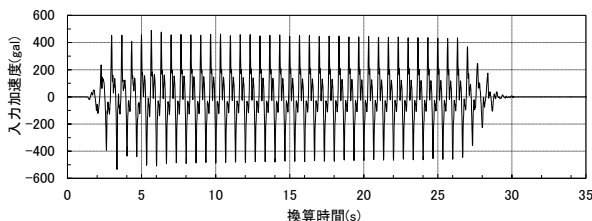


図-4.17 入力地震動 (ケース2) の波形

空ミキサーで脱気しながら攪拌し、均質状態になった粘土を実験土槽に投入した。その後、遠心場 (50G) で60時間遠心自重圧密させて3t法により沈下収束を確認した。軟弱地盤地表面の目標せん断強度はいずれのケースも  $\tau_f=4\text{kN/m}^2$  とし、事前に一次元圧密計算で遠心自重圧密時の粘土層厚を決定した後、所定の厚さ  $t=130\text{mm}$  となるよう自重圧密後に表面を整形した。以上の手法で軟弱地盤を作製した後に順次、改良体を作製した。

表-4.7、表-4.8は試料の主な物性値を示す。盛土材は北海道北広島市内で採取した山砂、軟弱地盤は同じく北広島市内で採取した粘土 (高液性限界粘土、CH) を使用した。奇数のケースはレベル1地震動、偶数のケースではレベル2地震動による検討内容である。

深層改良体打設箇所の掘削は、軟弱地盤内に外径  $\phi=20\text{mm}$  のアルミニウム管 (外管) を挿入し、その内側に外径  $\phi 18\text{mm}$  のアルミニウム管 (内管) を挿入した。

その後、軟弱地盤内から内管、外管の順に引抜いて掘削孔を作製した。深層改良体は支持層である砂質土に着底させるため、ハンドドリルで掘削した。深層改良体の打設は粘土と早強ポルトランドセメントを水セメント比  $W/C=1.0$  にて攪拌、混合したセメントスラリーを掘削孔内に充填した。養生期間は5日間とし、各ケースともに改良体は地盤工学会基準 (JGS 0821-2009) に従って、

ばらつきが生じないように攪拌、混合した試料を使用した。浅層改良体は軟弱地盤に対して所定のサイズ (厚さ  $40\text{mm}$ 、幅  $180\text{mm}$ 、奥行き  $200\text{mm}$ ) を予め掘削し、セメントスラリーを打設した。

各改良体の一軸圧縮強さは文献 (24) に従って決定した。ケース3~ケース8の深層改良体は改良体頭部に作用する集中荷重と仮定して、それを満足する一軸圧縮強さとした。ケース5、ケース6の浅層改良体は静的に押抜きせん断による破壊 (パンチング破壊) が生じない一軸圧縮強さとした。なお、ケース7、ケース8の深層改良体と浅層改良体の一軸圧縮強さは、上記の方法で算出した値に安全率を考慮した値とした。

深層改良体の改良率は文献 (24) で定める下限値 ( $a_p=8.7\%$ ) としたが、ケース3、ケース4の改良率は深層改良体のみでの設計で一般的な値 ( $a_p=30.7\%$ ) とした。盛土は横断面が開放された型枠内に最適含水比で調整した山砂を奥行き方向に厚さ  $t=20\text{cm}$  を  $t=2\text{cm}$  ごと締固め度  $D_c=90\%$  で締固めた。その後、盛土を凍結させた後に型枠を脱形し予め作製した軟弱地盤上に設置した。

各観測機器は図-4.15、図-4.16に記載の位置に設置した。レーザー変位計は盛土および周辺地盤の変形状況を把握するために、盛土天端中央部と盛土法肩、盛土法尻と盛土法尻から  $150\text{mm}$  ( $7.5\text{m}$ ) 離れた位置の計4か所に設置した。地中変位計は加振に伴う軟弱地盤の側方流動の有無を把握するために、稲垣ら<sup>25)</sup>の方法に準拠して薄いリン青銅板 ( $t=0.3\text{mm}$ ) にひずみゲージを4ヶ所貼ったものを作製し、改良体背面部と改良体間の2か所に設置した。加速度計は軟弱地盤地表面から深さ  $40\text{mm}$  ( $2\text{m}$ ) と深さ  $80\text{mm}$  ( $4\text{m}$ )、盛土内には盛土底面から高さ  $20\text{mm}$  ( $1\text{m}$ ) の位置に設置した。

すべての作業が終了したあと実験土槽を遠心力載荷試験装置に設置し、重力場から  $5\text{G}$  ごと段階的に  $50\text{G}$  まで加速度を増加させた。各重力場へ到達した後は3分間状態を保持し、盛土天端および盛土法肩の沈下が概ね収束したことを確認し加振実験を実施した。設定した加速度波形はレベル1地震動では入力周波数  $50\text{Hz}$  (実物換算  $1.0\text{Hz}$ ) の正弦波 (40波)、同じくレベル2地震動は入力周波数  $75\text{Hz}$  (実物換算  $1.5\text{Hz}$ ) の正弦波 (40波) とした。目標入力加速度はレベル1地震動では  $150\text{gal}$ 、同じくレベル2地震動は  $500\text{gal}$  とした。

図-4.17はケース2の実験土槽底部に設置した加速度計の加振加速度を実物換算した値である。軟弱地盤の変形状態は加振前後で実験土槽内を撮影し、予め軟弱地盤の横断面に対して軟弱地盤地表面から底部まで幅  $2\text{cm}$  間

隔で設置した素麺の動きをトレースして挙動を確認した。また、深層改良体や浅層改良体の変形や破壊状況は、加振実験後に軟弱地盤を丁寧に取り出して改良体を露出させ詳細を確認した。

#### 4.4.2 実験結果と考察

##### 4.4.2.1 動的遠心実験後の観察

表-4.9 は各ケースにおける加振前後の盛土および軟弱地盤の変形状況、加振後の盛土と改良体の状況を示す。ケース1、ケース2の加振前後の変形(表-4.9 a)～d)に着目すると、加振前に盛土中央部に沈下、法尻部も水平変位が生じたことから、軟弱地盤対策が必要な地盤である。加振後、盛土天端中央を起点として左右両方向にすべり破壊が見られ、盛土天端中央部に大きな沈下が生じて周辺地盤には隆起が確認された(表-4.9 a)、c)。盛土が主として慣性力で崩壊すると考えれば、加振に伴う盛土荷重の増加と粘土のせん断強度の低下<sup>29)</sup>によるものと思われる。加振後の盛土(表-4.9 b)、d)をみると、盛土天端中央部が大きく凹むとともに盛土法尻と軟弱地盤の境界部には大きな亀裂が生じており、盛土の機能が著しく損なわれた状態にあると判断される。以上より、ケース1、ケース2は、軟弱地盤上盛土の地震による盛土の崩壊(変形モード)を忠実に再現できたと考える。

次に深層改良体のみのケース3、ケース4について述べる。ケース3、ケース4の加振前後の変形(表4.9 e)、h)をみると、ケース1、ケース2と比較して盛土および周辺地盤の変形は抑制されているが、盛土天端および法面の法線方向に亀裂が生じており、特にケース4では顕著である(表-4.9 i)。しかしながら、いずれも改良体は概ね鉛直性の保持が確認された(表-4.9 g)、j)。また、無対策のケース2と同様にすべり破壊や大規模な沈下のほか法尻にはらみ出しが確認されており、盛土天端中央部および両法尻の法線方向に亀裂が生じていた(表-4.9 i)。一方、ケース5、6の加振前後の変形(表-4.9 k)、n)をみると、一般的な改良形式であるケース3、4より加振後の盛土全体の沈下は小さいように見える。加振後の盛土全体の状態をみると、ケース5では盛土の原形も保持され盛土天端や法面に亀裂は生じていないが、ケース6は盛土天端や法面の法線方向に大きな亀裂が確認された(表-4.9 l)、o)。加振後の改良体をみると、ケース5、ケース6ともに深層改良体は鉛直性が保持され健全と思われるのに対して、浅層改良体は深層改良体と接している箇所にパンチング破壊(押抜きせん断破壊)的な形跡が確認されるほか、深層改良体間に亀

裂が生じていることから曲げ破壊も生じたことが推察される。

最後に、ケース7、ケース8の観察結果について述べる。これらのケースの加振後の変形は他のケースと比較して、盛土の変形が最も抑制されていた(表-4.9 q)、t)。また、盛土全体には亀裂が生じず浅層改良体や深層改良体も傾斜や亀裂等はみられず、健全な状態にあることが確認された(表-4.9 r)、s)、u)、v))。

##### 4.4.2.2 地中水平ひずみ

図-4.18 は各ケースの加振後における軟弱地盤の曲げひずみであり、図-4.18 a)は深層改良体間、図-4.18 b)は深層改良体背面の状態を示している。横軸の曲げひずみはマイナス側では盛土から周辺地盤へ離れる方向、同じくプラス側は盛土側への変形を示している。リン青銅板の設置箇所は図-4.15、図-4.16を参照されたい。軟弱地盤深さ方向の曲げひずみは、リン青銅板に貼ったひずみゲージ(4ヶ所)から偶数のケースは加振後45秒後(実換算)、奇数のケースは同じく30秒後(実換算)に得られた曲げひずみ( $\mu$ )で算出した。なお、ひずみゲージ間の曲げひずみは3次スプライン補間法<sup>27)</sup>で外挿している。

軟弱地盤の変形モード等はケース1、ケース2、ケース3～ケース8に分けて考察する。ケース1とケース2をみると、盛土から離れる方向に弓状の変形モードを呈しており、軟弱地盤深さが2.2m(ケース1)、同3.0m(ケース2)で最大の曲げひずみが発生した。この最大曲げひずみが発生した位置は先述した盛土のすべり破壊によるせん断面に相当すると考えられ、加振後の盛土周辺地盤への変形状況(表-4.9 a)、c))と整合している。

ケース3、ケース4は2つのリン青銅板はいずれも改良体間に設置(図-4.18 ケース3、4参照)されており、最も盛土法尻側に配置された深層改良体が盛土周辺部へ倒れ込む挙動が確認(表-4.9 g)、j))されたが、ケース3、ケース4ともに、得られた曲げひずみはこれらの挙動と調和的である。

これに対して、ケース5～ケース8をみると、改良体背面、改良体間ともに曲げひずみが $\pm 0$ 付近に推移しており、改良体背面部と改良体間の曲げひずみに大きな違いが無いことが確認できる。これは、改良体と軟弱地盤は一体的に挙動している、つまり複合地盤として挙動することを示唆しており、複合地盤として機能することを示唆している。以上より、複合型地盤改良は深層改良体単独のケースと比較して、軟弱地盤内の変形抑制効果が高いことが明らかとなった。

表-4.9 加振前後の変形および加振後の天端・改良体の状況

ケース	加振前後の変形	盛土天端（加振後）	改良体状況（加振後）
1			改良体なし
2			改良体なし
3			
4			
5			
6			
7			
8			



### 4.4.2.3 応答加速度

図-4.19 は各ケースの軟弱地盤および盛土内の応答加速度であり、図-4.19 a) は軟弱地盤地表面を GL=0cm とした場合の盛土中央部 GL+2cm (1m)、図-4.19 b) は

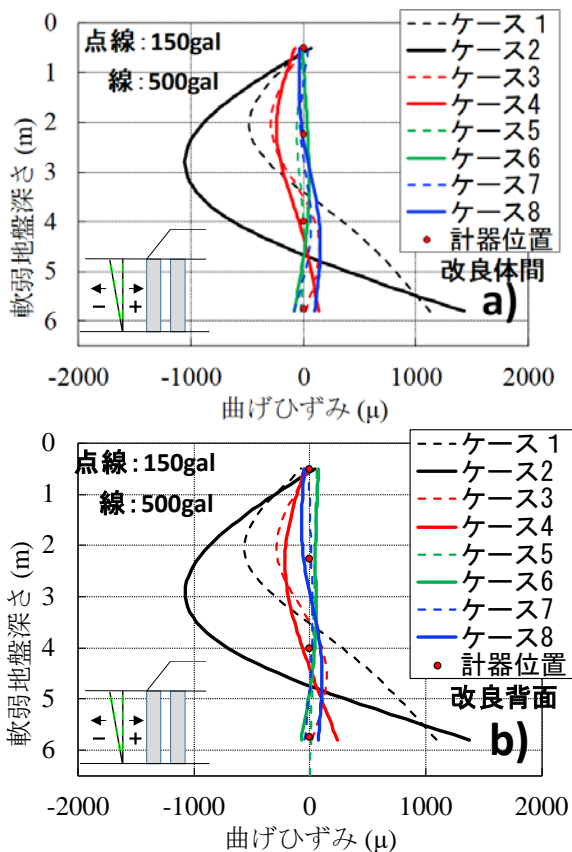


図-4.18 加振後における軟弱地盤の曲げひずみ

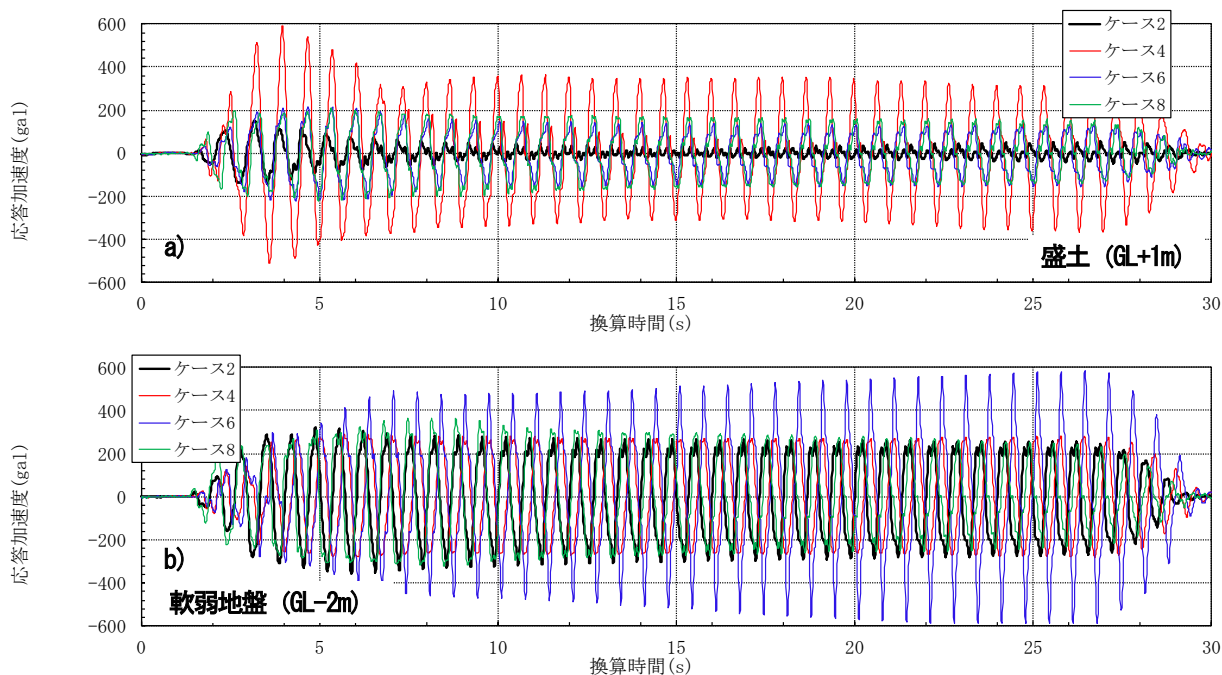


図-4.19 軟弱地盤および盛土内の応答加速度

同じく盛土中央部直下 GL-4cm (2m) の位置である。比較対象はケース 2、ケース 4、ケース 6、ケース 8 とした。この理由として、同じ加振レベルにおける改良形式の違いおよび同一改良率で浅層改良厚の違いを比較するためである。

図-4.19 b) をみると、ケース 6 の応答加速度がやや大きいのが、軟弱地盤内の応答加速度は各ケースとも大きな差が無いことがわかる。これは、改良体が存在したとしても、同一深度における軟弱地盤の応答加速度に影響を及ぼさないことを示している。これに対して、盛土内の応答加速度 (図-4.19 a) はケース 2 (無改良) と比較して、改良体を有する他のケースは大きな応答加速度が認められた。既往の研究<sup>28)</sup>によると、盛土下の地盤の剛性が高い場合に盛土の応答加速度は大きくなる傾向にあると報告されている。ケース 6、ケース 8 の盛土内の応答加速度は深層改良体が低改良率 ( $a_p=8.7\%$ ) であるにせよ、相応の剛性を有する浅層改良体 (セメント改良、グラベル基礎補強) を介して盛土内へ伝播したと考えられる。ケース 4 とケース 6、ケース 8 の応答加速度の違いは、深層改良体本数の差であり、相対的に盛土下の地盤剛性の差によるものと思われる。

### 4.4.2.4 改良効果

図-4.20 は地震動による盛土の変状および周辺地盤の変形状態をより定量的に評価するために、各ケースの計測位置の変形量を実物換算で示したものである。なお、プラス表示は沈下量、マイナス表示は隆起量を表す。粘

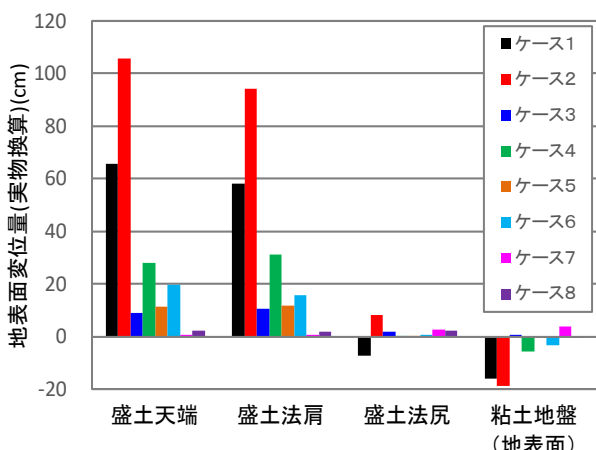


図-4.20 各箇所の地表面変位量 (実物換算)

土地盤とは、盛土法尻から実物換算で7.5m 離れ(図-4.20 には「粘土地盤」と表記)の地表面変位量である。

まず、盛土天端および盛土法肩の沈下量について述べる。無対策のケース2の沈下量は盛土天端で100cm 超、盛土法肩では90cm 前後であった。また、ケース1の沈下量は盛土天端および盛土法肩で60cm 前後であった。いずれも盛土法尻で沈下や隆起が生じ、法尻からの離れでも約20cm の隆起が確認されたことから、無対策では地震動レベルに拘わらず、周辺地盤に影響を及ぼすことがわかる。これに対して、深層改良体のみのケース3、ケース4をみると、ケース3では盛土天端と同法肩で約10cm の沈下、ケース4は同じく約30cm 前後の沈下が生じた。しかしながら、盛土法尻や法尻からの離れではほとんど変形が生じていない。

複合型地盤改良であるケース5～ケース8をみると、ケース5の盛土天端と同法肩の沈下量は10cm 前後と

ケース3と同程度であった。しかしながら、ケース6は同じく20cm 程度未満であり、ケース4と比較して変形抑制効果が高い。周辺地盤の変形抑制効果はケース3、ケース4と同様に盛土法尻や法尻からの離れではほとんど変形が生じていない。ケース7とケース8の盛土天端と同法肩の沈下量はほとんど生じておらず、周辺地盤の変形抑制効果もケース3～ケース6と同様に高い。これらの実験事実を踏まえて、各改良形式の改良効果について考察する。

まず、レベル1地震動に対する盛土の変形抑制効果であるが、改良体を設けることによっていずれのケース(ケース3、ケース5、ケース7)も効果は期待できる結果であったが、深層改良のみ(ケース3)では盛土天端にクラックが生じた。これは、加振に伴う盛土荷重の増加と盛土下部の粘土のせん断強度の低下によって、盛土全体に不同沈下が生じたことが要因と推察される。一方、ケース5とケース7は浅層改良体の存在が不同沈下を抑制し、盛土の安定性に寄与したと思われる。

レベル2地震動に対する盛土の変形抑制効果であるが、ケース4、ケース6では、盛土天端と盛土法面に大規模な亀裂等が生じており、ケース8のみ盛土が健全な状態であった。道路の要求性能(例えば安全性、使用性など)を考慮した場合、盛土の変形抑制効果だけで改良効果が得られたとは言い難く、大規模地震動に対しては、浅層改良体の存在が盛土変形抑制に寄与すると同時に、浅層改良体の強度設定が重要であると思われる。

次に、盛土法尻と盛土法尻から実物換算で7.5m 離れの変形抑制効果について考察する。

無対策のケース1、ケース2では盛土法尻に沈下や隆

表-4.10 道路盛土の耐震性能の評価項目とランク区分<sup>30)</sup>

表-3.3.1 道路盛土の被災直後の通行機能を考慮した耐震性能基準(案)

ランク	被災直後における常時の通行機能の確保の難易	被害の評価項目			
		車道路面の段差	すべり破壊	天端の沈下	
				横断方向	縦断方向
1	通行機能が確保	段差高が2~3cm以下	すべり面が発生しない	沈下が発生しない	沈下が発生しない
2	通行機能は低下するが、その確保は比較的容易	段差高が2~3cmを超えて、20~25cm以下	すべり面が路肩あるいはのり面内の発生に止まる	小規模で一様に沈下する	小規模で一様に沈下する
3	通行機能が低下し、確保がやや困難	段差高が20~25cmを超えて、50cm以下	すべり面が片側車線に掛かる	小規模だが不均一に沈下する	小規模だが不均一に沈下する
4	通行機能の確保に長期間が必要	段差高が50cmを超える	すべり面が上下方向車線に掛かる	大規模で不均一に沈下する	大規模で不均一に沈下する

出展：道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補修技術に関する研究開発, 2008, pp.15

起が生じ、上記で述べたとおり、盛土法尻から実物換算で7.5m離れにおいてケース1では20cm、ケース2でも地表面変位量が10cm程度の隆起が生じた。これに対して、ケース3～ケース8はいずれも盛土法尻や法盛土法尻から実物換算で7.5m離れにおける変形量は非常に小さく、深層改良体みのみのケース、複合型地盤改良のケースは周辺地盤の変形抑制に大きく寄与する結果を得た。

#### 4.5 複合型地盤改良の耐震性能に関する考察

ここでは、4.2で述べた動的遠心力載荷模型実験の結果を踏まえ、複合型地盤改良の耐震性能に関して考察する。考察の対象はより精緻な実験条件による実験を実施した4.2とする。

**表-4.10**は常田ら<sup>30)</sup>が提案している道路盛土の耐震性能の評価項目とランク区分(以降、常田らの表とする)である。常田らの表は新潟県中越地震における道路盛土の実被害状況(路面の段差量、すべり崩壊など)や道路管理の運用等に関する事例調査<sup>30)</sup>、地震時における盛土のすべり破壊に対する耐震性向上を目的とした遠心力載荷実験<sup>32)</sup>、道路の段差規模と車両の走行性に関する段差走行実験<sup>33)</sup>を踏まえて整理されたものである。

一方、道路土工指針(軟弱地盤対策工指針、以降、土工指針とする)では道路盛土に要求される性能を3段階(性能1～性能3)に分類しており、性能1は相当する作用によって土工構造物としての健全性を損なわない性能、性能2は想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり、土工構造物としての機能の回復が速やかに行い得る性能、性能3は想定する作用による損傷が土工構造物として致命的とされない性能としている。

ここで、ケース3～ケース8の加振後の盛土天端や法面の被災状態(**表-4.9**)と加振後の盛土沈下量(**図-4.20**)から、各ケースの耐震性能を常田らの表と土工指針の性能区分を踏まえて考察する。盛土沈下量は構造物近傍の盛土の沈下量、すなわち、沈下しない構造物と盛土の段差量と仮定して評価する。

まず、レベル1地震動のケース3、ケース5、ケース7について考察する。各ケースの加振後の盛土天端や盛土法面をみると、ケース3の盛土天端に亀裂が見られるが不同沈下は生じておらず、盛土法面も健全な状態にあるといえる(**表-4.9 f**)。また、ケース5とケース7は盛土天端、盛土法面のいずれも健全な状態にある(**表-4.9 l**)、(**r**)。盛土天端の沈下量の平均値(盛土天端中央部と盛土法肩の平均)はケース3では10cm、ケース5は12cm、ケース7は1cmであった。

各ケースの事象を**表-4.10**で考察すると、ケース3、ケース5は車道路面の段差が10cm程度あるためランク2に該当するが、ケース7は沈下が生じていないためランク1に該当する。一方、土工指針をみると、性能1は通常の維持管理程度の補修で土工構造物の機能を確保できるとして、具体例にオーバーレイによる舗装補修を考えて良いとある。また、北海道開発局道路設計要領<sup>34)</sup>では、舗装補修におけるオーバーレイの敷均し一層の厚さは4～7cmの範囲で合理的な層割りとし、条件によっては最大値15cm程度と記載されている。

これらを踏まえると、レベル1地震動に対するケース3、ケース5、ケース7の改良形式は、いずれも土工指針の性能1程度を有するものと考えられる。

次に、レベル2地震動のケース4、ケース6、ケース8について考察する。各ケースの加振後の盛土天端や盛土法面をみると、ケース4とケース6の盛土天端と盛土法面の法線方向に多数の亀裂(**表-4.9 i**)、(**o**)が生じ、盛土法面には一部はらみ出しが確認できる。一方、ケース8は盛土天端、盛土法面のいずれも健全な状態にあった(**表-4.9 u**)。盛土天端の沈下量の平均値はケース4では約30cm、ケース6は18cm、ケース8は3cmであった。なお、明確なすべり破壊は生じていない。

これらのケースをレベル1地震動のケースと同様、常田らの表で整理すると、ケース4とケース6は車道路面の段差、天端の沈下(縦断方向)がランク3、すべり破壊と盛土天端の沈下はランク2に該当する。今回の実験で生じた法面のはらみ出しは通行機能の安全性の観点から相応の処置が必要と考えられるため、土工指針で評価すると、ケース4とケース6は性能2程度と考えられる。一方、ケース8は車道路面の段差がランク1、すべり破壊や天端の沈下の項目に直接該当する変状は見られないが、盛土法面のはらみ出しや盛土天端が一樣に沈下したことを考慮するとランク2に相当すると思われる。土工指針で評価すると、ケース8は性能1程度と考えられる。以上より、今回の実験条件における従来設計(深層改良体のみ)と複合型地盤改良の耐震性能は、レベル1地震動に対してはいずれも性能1程度は満足する結果が得られた。しかしながら、レベル2地震動に対しては、深層改良体のみ、浅層改良体が破壊する強度設定では性能2程度、浅層改良体が破壊しない強度設定は性能1程度の要求性能を満足した。このため、浅層改良体の強度設定が地震動、特にレベル2地震動に対する盛土の変形抑制効果に大きな影響を及ぼすことがわかった。

## 5. 設計・施工ガイドラインの策定

複合型地盤改良の設計・施工方法について検討を行った。複合型地盤改良で各部材におこる可能性がある破壊モードを検討し、その破壊を防ぐための照査方法を検証した。深層改良柱体の設計では、従来からの一軸圧縮強度による設計法を適用することで性能を満足することがわかった。浅層改良体の設計では、従来から行われていた押し抜きせん断(パンチング)に対する照査に加えて、曲げ破壊に対する照査が必要なることが明らかになった。曲げ破壊を照査するためには、浅層改良体の曲げ強度を求める必要があるが、直接的に改良土の曲げ強度を測定することは難しいことから、近似的に一軸圧縮強度から推定する方法を提案した。しかし、軟弱地盤土の違い、改良に使用する固化剤の違い、施工むらの影響等、曲げ強度と一軸圧縮強度との関係を精度良く推定するためには更なる検証が必要である。

また、複合型地盤改良では深層改良柱体と浅層改良体が密着していることが重要で、浅層改良体構築時に深層改良体頭部を破壊したり、深層改良柱体と浅層改良体との間に隙間があったりすると、複合型地盤改良の効果が期待できなくなる。そのため、浅層改良の施工方法が重要になるが、地中部で行われる改良体の構築をどのように施工管理するのが重要な課題であることがわかった。これらの課題については、次期研究課題において検討する必要がある。

## 6. まとめ

平成 27 年度～平成 30 年度の研究内容から次のことが明らかになった。

- ・弾性床上の梁理論とも称される地盤係数法は、曲げ強度の評価が可能な面からは有効と考えられる。しかし、原地盤の地盤反力係数の評価が難しい場合も多く、施工現場にでも利用できる簡便な設計方法が必要と考えられる。
- ・極限設計法については明確な曲げ強度の評価方法はみられなかったが、あらためて整理する必要があると考えられる。
- ・有限要素法は広く普及しつつあるが、簡便な設計法が用いられている浅層改良盤の設計においては、ソフトウェア操作の熟練や入力条件への理解などを考慮すると、施工現場への適用は難しく、周辺地盤への影響を考慮する等の限られた場合になると考えられる。
- ・浅層改良盤の曲げ評価においては、調査した結果な

どを参考として、 $q_u$  を用いた簡便な照査方法の構築が必要と考えられる。

- ・既往地盤改良機の性能について実態を把握し、土木学会「地盤改良工法技術資料」で一般的に大別されている浅層混合処理工法と深層混合処理工法の適用施工深度の範囲が合致していることを確認することができた。
- ・適用土質に関しては、土木学会「地盤改良工法技術資料」において具体的に定義されていないが、本調査によって、主に砂質土・粘性土における  $N$  値を指標に適用範囲を示していることが把握できた。浅層混合処理工法に関しては、砂質土  $N \leq 10$ 、粘性土  $N \leq 3$  程度となっており、深層混合処理工法に関しては、高圧噴射工法、機械攪拌と高圧噴射を組合せた工法、機械攪拌工法といった工法に大別され、適用土質は、砂質土  $N \leq 150$ 、粘性土  $N \leq 20$  程度と広範囲な適用範囲となっている。
- ・浅層混合処理工法は、バケットやスタビライザー等の機械機構により表層 3m 程度を面的に地盤改良することが作業効率や品質確保の観点から既往技術として提案・活用されているものと考えられる。
- ・深層混合処理工法に関しては、高圧噴射工法、機械攪拌と高圧噴射を組合せた工法、機械攪拌工法といった工法が地盤改良対象となる現場の地盤構成やプラン等の敷地確保等の制約によって工法選択がされるものと考えられるが、NETIS に登録されている工法技術に関しては、特定の現場での実績をベースに改良が施されているものと考えられ、適用範囲は比較的広範囲なものとなっているものと考えられる。
- ・その他の技術として提案活用されている、浅層・中層混合処理工法や中層混合処理工法に関しては、浅層・深層の中間層という曖昧な深度を補う工法として、開発されたものと考えられるが、機械攪拌工法と機械攪拌と高圧噴射を組合せた工法分類となっており、技術的には深層混合処理工法に近いものと考えられる。
- ・特に浅層・中層混合処理工法に関しては、 $N$  値及び施工深度は中層混合処理工法に比べて浅層混合処理工法に近い値となっているが中層混合処理工法における機械攪拌工法の適用土質に関しては、砂質土  $N < 40$  程度、粘性土  $N < 15$  程度、施工深度は、20m 以下程度となっており、深層混合処理工法に分類されるものと考えられる。
- ・動的遠心力載荷実験の結果、無対策地盤上の盛土は

- 加振によって押し潰されるような変形挙動を示し、軟弱地盤上盛土の被災パターンIV型を再現できた。
- 複合型地盤改良は、盛土の沈下、周辺地盤の隆起および軟弱地盤内の水平変位を抑制する効果があることを確認した。
  - 盛土内の応答加速度に着目すると、複合型地盤改良によって盛土下部の剛性が大きくなったことで、盛土内の応答加速度は減衰しにくくなった。
  - 従来設計（深層改良体のみ）と複合型地盤改良は、レベル1地震動に対して土工指針の性能1程度を有することが明らかになった。
  - 従来設計（深層改良体のみ）と複合型地盤改良は、レベル1地震動に対して土工指針の性能2程度を有することが明らかになった。
  - しかしながら、複合型地盤改良は浅層改良体の強度がレベル2地震動に耐えれば、土工指針の性能1を満足することが明らかになった。
  - 浅層改良体の強度設定は常時のパンチングのみで実施しているが、盛土の要求性能に対して地震動レベルに応じた強度設定法の確立が今後の課題である。

## 参考文献

- 1) 土質工学ハンドブック：土質工学会,1982
- 2) 独立行政法人土木研究所：地盤改良のためのALiCC工法マニュアル, 鹿島出版会, 2007
- 3) 国立研究開発法人土木研究所監修,ALiCC工法研究会編：ALiCC工法マニュアル 低改良率セメントコラム工法, 鹿島出版会,2015
- 4) 吉田信夫：超軟弱地盤（ヘドロ）の土質改良と載荷試験・解析, 土と基礎 VOL.22, No5, pp43-49,1974
- 5) 吉田信夫：超軟弱地盤の地盤反力係数と改良土の変形係数について, 土木学会第33回年次学術講演会講演概要集,第3部,III-162,1978
- 6) 宇野尚雄, 玉置英裕, 宮下高昭：固化土の圧縮強度と曲げ強度, 安定処理土の試験方法に関するシンポジウム発表論文集, 1980
- 7) セメント協会：地盤改良マニュアル(第二版),1994
- 8) 地盤工学会：地盤調査法,1995
- 9) 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,2004
- 10) 村田二郎：改訂新版コンクリート技術100講, 山海堂, 1993
- 11) 樋口芳朗ほか：建設材料学（第五版）, 技報堂出版, 1997
- 12) 小泉泰通ほか：セメントスラリーの軟弱地盤への適用について, 第12回土質工学研究発表会講演集, p1289-1292, 327, 1977
- 13) 山田淳夫ほか：繊維補強した地盤改良体の静的力学特性に関する基礎的検討, 土木学会第65回年次学術講演会, 2010
- 14) 田中俊平ほか：高性能繊維補強固化体の改良強度, 第37回地盤工学研究発表会, 823, 2002
- 15) (財)日本建築センター：改訂版建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針, pp46-47, 2002
- 16) (社)日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案, p35, 2006
- 17) DJM工法研究会：DJM工法技術マニュアル, p18, 2010.
- 18) 日本ジェットグラウト協会：ジェットグラウト工法技術資料(第23版), p21, 2015
- 19) 土木学会建設技術研究委員会「地盤改良工法技術資料」
- 20) 国土交通省 新技術情報提供システム
- 21) (社)日本道路協会：道路土工-軟弱地盤対策工指針, pp.104-105, 2012
- 22) 国土交通省大臣官房技術調査課：道路土工構造物技術基準(pdf版), 2015
- 23) (社)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.66-69, 2007
- 24) 国立研究開発法人土木研究所：ALiCC工法マニュアル(低改良率セメントコラム工法), 2015
- 25) 稲垣太浩, 福島勇治, 野津光夫, 李黎明：深層混合処理広報に求めるニーズに応じた設計・施工体系の構築として 杭式改良地盤の変形挙動～遠心模型実験結果～, 第36回地盤工学研究発表会 pp.1079-1080, 2001
- 26) 北詰昌樹, 菅野高弘, 河又洋介, 西田直人, 石丸一宏, 中山義紀：SCP改良地盤の動的応答特性に関する遠心模型実験, 港湾空港技術研究所資料 No.1029 pp.1-17, 2002
- 27) 例えば, 松本英敏：3次スプライン補間法, <http://www.civil.kumamoto-u.ac.jp/matsu/spline.pdf>
- 28) 橋本聖, 西本聡, 林宏親：鉄筋挿入式補強による盛土の耐震性向上効果に関する検討, 第12回日本地震工学シンポジウム pp.718-721, 2006.
- 29) Hyodo, M., Yamamoto, Y., and Sugiyama, M.: Undrained cyclic shear behavior of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress, *Soil and Foundations*, Vol.34, No.4, pp.1-11, 1994.
- 30) 常田賢一, 小田和弘, 中平明憲：道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補修技術に関する研究開発, 道路新技術会議 道路政策の質の向上に資する技術研究開発報告レポート, No.17-4, 2008.
- 31) 常田賢一：中越地震における盛土構造物の被害と特徴, 最

新の耐震設計技術と課題シンポジウム論文集, pp.105-117,  
2006.

- 32) 常田賢一, 張至鎬, 小田和弘, 中平明憲, 大槻明: 地震時のすべり破壊に対する道路盛土の耐震性向上に関する遠心載荷模型実験, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, No.11-0015, 2007.
- 33) 常田賢一, 小田和弘, 中平明憲, 林健二, 佐藤光代: 段差走行実験に基づく地震時の道路の性能評価および交通運用, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, No.10-1001, 2007.
- 34) 北海道開発局道路設計要領第1集道路第5章舗装 1-5-40～1-5-41, 2018.

## A Research on Hybrid Application of Ground Improvement Technology

Research Period : FY2015-2018

Research Team : Geology and Geotechnical Research Group

(Construction Technology Research Team )

Construction Technology Research Department

(Advanced Technology Research Team)

Cold-Region Construction Engineering Research Group

(Geotechnical Research Team)

Author : MIYATAKE Hiroaki, KONDOH Masuo

NITTA Yasushi, HATTORI Tatsuya, YAMADA Mitsuru

HATAKEYAMA Osamu, HAYASHI Hirochika, AOKI Takuya,

HASHIMOTO Hijiri

**Abstract** : Cost reduction of the soil improvement is demanded at the construction site. In the deep mixing stabilization method, a new soil improvement technology is developed, and cost reduction has been planned. When an improved rate lowers, differential settlement of the road embankment, and stability is lost.

In this study, we examine the hybrid application of ground improvement technology that we combined with shallow soil stabilization method and deep mixing stabilization method. Furthermore, a purpose of this study are to establishing verification items and verification standard.

In this year, we considered about strength evaluation of shallow soil improvement body, dynamic stability for the hybrid application of ground improvement, and a performance requirement for hybrid application of ground improvement technology.

**Key words** : soil improvement, hybrid application of ground improvement, shallow stabilization, deep mixing stabilization, guideline