

鉄鋼スラグを用いた SCP 改良地盤の
地震時変形特性と評価に関する研究

(STUDY ON CHARACTERISTICS AND ASSESSMENT OF SEISMIC BEHAVIOR
OF IMPROVED GROUND BY SAND COMPACTION PILE METHOD
USING IRON AND STEEL SLAG)

2012 年 9 月

木下 洋樹

目 次

第1章 序論	1
1. 1 研究の背景と目的.....	1
1. 2 本研究の構成.....	5
第1章 参考文献	7
第2章 既往の知見および研究.....	8
2. 1 概要	8
2. 2 SCP工法の概説	9
2. 3 SCP工法に対する鉄鋼スラグの適用に関する研究.....	14
2. 3. 1 鉄鋼スラグの分類と特徴.....	14
2. 3. 2 水砕スラグの地盤改良材への適用.....	16
2. 3. 3 製鋼スラグの地盤改良材への適用.....	24
2. 3. 4 水硬性スラグコンパクションパイル材料.....	28
2. 4 SCP改良地盤の地震時挙動に関する研究.....	31
2. 5 SCP改良地盤の変形挙動に関する研究.....	39
2. 6 まとめ	43
第2章 参考文献	44
第3章 中空ねじり試験機を用いた実験的検討.....	47
3. 1 概要	47
3. 2 中空ねじりせん断試験機.....	48
3. 2. 1 試験機の概要.....	48
3. 2. 2 中空ねじり試験の特性.....	51
3. 3 中空ねじりせん断試験機による繰返し載荷実験の方法.....	53
3. 3. 1 実験材料および実験ケース.....	53
3. 3. 2 実験手順.....	57
3. 4 実験結果と考察.....	59
3. 5 まとめ	64
第3章 参考文献	64
第4章 繰返し載荷実験結果に対する数値シミュレーションによる検討.....	65
4. 1 概要	65
4. 2 有効応力解析の概要.....	66

4. 3	解析モデル.....	72
4. 4	ダイレイタンシー特性を表すパラメータの検討.....	74
4. 5	まとめ.....	79
第4章	参考文献.....	79
第5章	遠心場での模型振動実験による検討.....	81
5. 1	概要.....	81
5. 2	実験装置の概要.....	82
5. 2. 1	遠心模型実験装置の仕様.....	82
5. 2. 2	加振装置の仕様.....	83
5. 3	遠心模型実験の方法.....	84
5. 3. 1	模型地盤.....	84
5. 3. 2	改良材料および実験ケース.....	86
5. 3. 3	模型地盤の作製方法および実験の手順.....	89
5. 3. 4	加振条件および計測項目.....	95
5. 4	実験結果と考察.....	98
5. 4. 1	改良地盤の変形モード.....	98
5. 4. 2	応答加速度時刻歴.....	102
5. 4. 3	変位の比較.....	105
5. 5	まとめ.....	108
第5章	参考文献.....	108
第6章	鉄鋼スラグの改良効果の解析的検討.....	109
6. 1	概要.....	109
6. 2	模型振動実験に対する再現解析による検討.....	110
6. 2. 1	解析モデルの設定.....	110
6. 2. 2	解析パラメータおよび解析ケース.....	112
6. 2. 3	再現解析の結果と考察.....	116
6. 3	改良地盤の範囲に対する比較検討.....	121
6. 3. 1	検討モデルおよび方法.....	121
6. 3. 2	検討結果.....	126
6. 4	改良地盤の地震時変形における改良幅の影響の分析.....	128
6. 4. 1	検討モデルおよび方法.....	128
6. 4. 2	検討結果および考察.....	130
6. 5	まとめ.....	137
第6章	参考文献.....	138

第7章 複合地盤の変形へ及ぼす影響に関する解析的検討.....	139
7.1 概要.....	139
7.2 複合地盤の2次元数値解析による検討.....	140
7.2.1 検討モデルの設定.....	140
7.2.2 検討結果と考察.....	142
7.3 複合地盤の3次元数値解析による検討.....	146
7.3.1 検討モデルの設定.....	146
7.3.2 検討結果と考察.....	149
7.4 2次元モデルによる3次元挙動の再現モデルの検討.....	156
7.4.1 検討モデルの設定.....	156
7.4.2 検討結果と考察.....	159
7.5 まとめ.....	161
第7章 参考文献.....	162
第8章 変形照査のための解析モデルの適用性の検討.....	163
8.1 概要.....	163
8.2 検討条件.....	164
8.2.1 検討対象.....	164
8.2.2 検討モデル.....	165
8.2.3 解析ケースおよび解析パラメータ.....	168
8.3 検討結果および考察.....	170
8.3.1 自重解析.....	170
8.3.2 地震応答解析.....	174
8.4 SCPの造成を考慮した考察.....	184
8.5 まとめ.....	192
第8章 参考文献.....	194
第9章 結論.....	195

謝辞

第1章 序論

1. 1 研究の背景と目的

国土が海に囲まれ、またその多くが山岳地帯に占められている我が国では、沿岸あるいは河川に面した平野部において都市が形成されてきた。そして産業活動の発展に伴い、工場、発電所、コンテナターミナルの建設は、広大な敷地が確保できる沿岸部に広げられ、さらに海上空港、廃棄物の処分および浚渫土砂の受け入れのための人工島等、沿岸海域への埋立が展開されてきた。このような沿岸海域における開発・利用はある程度のピークを超えたようであるが、利用できる国土に制約の多い我が国では、今後も沿岸海域への開発が展開されると考えられる。

このような開発が行われている沿岸地域は、多くの場合、内湾、内海、河口であり、軟弱な沖積層が厚く堆積していることが多い。そのため、軟弱地盤上に構造物を構築する場合において、地盤の変形や破壊、あるいは長期にわたる圧密沈下といった問題が生じることとなる。計画位置においてこのような問題を解決する方法として、各種の地盤改良工法が開発され、適用されてきた。この地盤改良の代表的な工法として、サンドコンパクションパイル工法（以下、SCP工法と称す）が挙げられる。SCP工法は、軟弱地盤中に締固めた砂杭を強制的に造成する工法であり、緩い砂質土に対しては締固めによる密度増大を図り、軟弱粘性土に対しては締固めた砂杭と粘性土との複合地盤を形成し、砂杭自身によるせん断強さとドレーン効果による周辺地盤の圧密促進による安定性向上、また地盤全体の沈下の低減を図ることができる。特に港湾構造物の構築時における軟弱粘性土対策としては、置換率を70%程度以上とした高置換率改良を施すことで、一種の砂質土地盤と見なすことが可能な程度まで軟弱粘性土地盤を強制的に置き換える改良形式が用いられることも多い¹⁾。

SCP工法は、その中詰め材料として一般的に海砂等の良質な自然砂を用いる工法である。しかしながら、先述のような高置換率改良のように一度に大量の材料を用いる工法であり、近年、自然砂の枯渇また環境保全の点より代替材の適用が検討されている。この代替材としては、砂岩などを砕いてできる砕砂や、花崗岩を砕いてできる加工砂、あるいは山砂等に対する検討²⁾³⁾とともに、リサイクル材の活用が模索されてきた。SCP工法の中詰め材料として開発されているリサイクル材としては、銑鉄あるいは鋼を生成・製造する際に発生

するスラグを破碎した鉄鋼スラグ（高炉徐冷スラグ，高炉水砕スラグ，製鋼スラグ），火力発電所から発生する石炭灰（フライアッシュ，クリンカーアッシュ），非鉄金属スラグ（銅スラグ，フェロニッケルスラグ），カキ殻，コンクリート再生材などが挙げられ，港湾・空港等整備におけるリサイクル技術指針としてもとりまとめられている⁴⁾。

この中で，鉄鋼スラグは，製鉄の過程において大量に発生する産業副産物であり，その年間生産量は，近年4,000万トン近くまで達している。（図1-1-1）

各種鉄鋼スラグの生成量推移

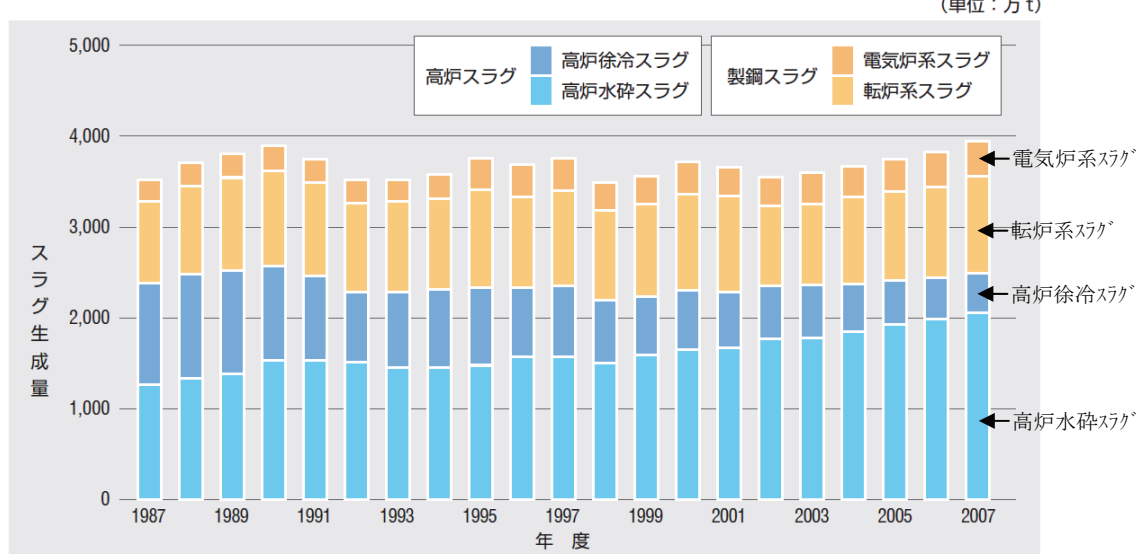


図1-1-1 各種鉄鋼スラグの生産量の推移⁵⁾

我が国における鉄鋼スラグは1960年度の高度経済成長期に入りその生産量は飛躍的に増加し，既存の製鉄所の拡張のための土地造成，相次いで建設された臨海製鉄所の埋め立ておよび土地造成に大量に再利用されてきた。その後，鉄鋼スラグの再利用は1970年代より資源化への開発が活発に行われ飛躍的に進展した。この鉄鋼スラグ製品は各種の土木資材利用のためのJIS化，あるいは各種技術基準類の整備によって幅広い用途（図1-1-2）に使用されており，全鉄鋼スラグ生産量の約99%が資源化されるに至っている。

一方で，鉄鋼スラグの発生量は，新興国を中心とする鋼材需要により中長期的に生産規模の拡大が見込まれることから増加の方向にあるのに対し，昨今では国内における公共工事の縮小，あるいは国内における埋立事業がある程度のピークを超えた中，需要量が減少する傾向となっており，鉄鋼スラグの特性を活かした有用材料としての利用が期待されている。⁵⁾

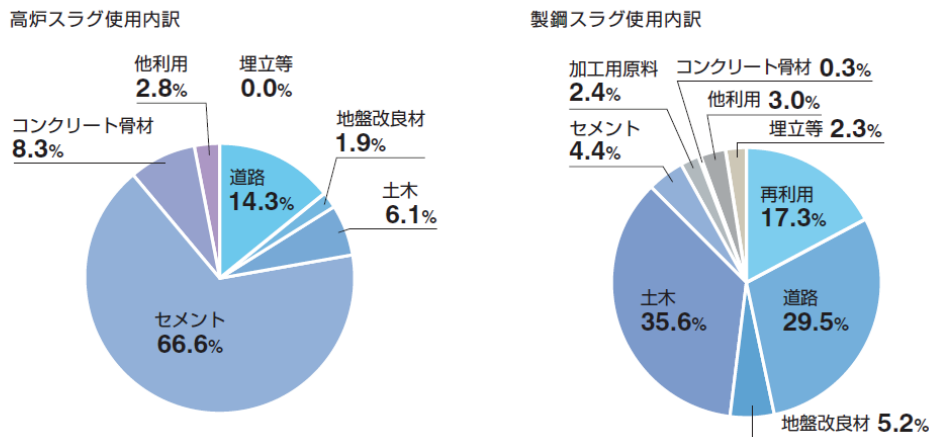


図 1-1-2 高炉スラグと製鋼スラグの用途別使用内訳（2010 年度）⁵⁾

SCP 工法への適用を考えた場合における鉄鋼スラグの特性としては、天然砂よりも高い内部摩擦角、また経時的に水と反応して固結する特性（水硬性）を有することが挙げられる。製鋼スラグの SCP 工法への適用に対しては、室内試験や試験施工およびその追跡調査が実施され、その強度特性および透水性を踏まえて設計における考え方がまとめられ、(財)沿岸開発技術研究センターより「港湾工事中製鋼スラグ利用手引き書」（2000 年 12 月）⁶⁾として刊行されており、適用事例も多く有している。また、高炉スラグの SCP 工法への適用性に関しても種々の検討がなされており、その利用に際しての設計における考え方が示されている⁷⁾。さらに、昨今、製鋼スラグと高炉スラグを混合し粒度調整等の適切な品質管理を行うことで、固結強度を安定して確保する鉄鋼スラグの開発⁸⁾も行われており従来の天然砂による SCP 改良地盤と比較して、安定性ならびに変形抑制効果が期待できる。このような鉄鋼スラグによる SCP 改良地盤に対して、重力式護岸構造物および背面の埋立載荷荷重に対する変形モードの確認ならびに安定性の検討がなされており、その有効性が示されている⁹⁾。

一方で、SCP 工法の中詰め材料として鉄鋼スラグを活用していくためには、地震時の変形挙動を明らかにすることも重要である。兵庫県南部地震（1995 年）においては、設計の想定を大きく上回る地震動が直撃し、多くの人命が失われ、また港湾施設を含め様々な構造物が被災を受けるに至った。そしてこの地震を契機として、レベル 2 地震動の考え方が導入され¹⁰⁾¹¹⁾、各種設計指針および基準の改訂が行われた¹²⁾¹³⁾。以降、構造物に対する耐震性の向上が求められるようになり、さらにレベル 2 地震動に対しては、構造物に対する要求性能に準じて重大な被害を生じない程度の変形を許容する性能設計の考え方が導入されている¹⁴⁾。実検討においては、これらの要求性能に対する照査は一般的に数値計算によってなされることとなる。すなわち、この数値計算による変形予測を精度良く行う上で、実際に発生する鉄鋼スラグ改良地盤の変形挙動の把握が必要不可欠であり、そしてその挙動の評価手法が課題となる。

本研究では、これらの背景を踏まえ、鉄鋼スラグを用いた SCP 改良地盤の地震時変形挙動を明らかにし、さらにその評価手法を提案することを目的とする。なお、SCP 工法は、前述のとおり、対策目的に応じて砂質土地盤および粘性土地盤に対して適用されるが、本研究では、粘性土地盤に対する SCP 改良地盤を対象とし、特に、重力式護岸あるいは岸壁といった構造物下の高置換による改良を施した地盤への適用を念頭に置いている。

粘性土に対する SCP 改良地盤では、物性の異なる粘性土と鉄鋼スラグによる複合地盤となることから、その挙動は複雑である。本研究では、複合地盤中の鉄鋼スラグにおいて生じている挙動に着目し、鉄鋼スラグ改良部に対する評価手法の提案を行う。また、実断面を想定した遠心模型実験を行うことで改良地盤の変形挙動を分析し、提案した鉄鋼スラグ改良部の評価手法を用いて再現解析を行うことで検証を行う。さらに SCP 改良杭の杭間粘性土が変形に及ぼす影響について検討を加える。

1. 2 本研究の構成

本研究では、実験的検討および解析的検討を行うことで、鉄鋼スラグを用いた SCP 改良地盤の地震時変形挙動を明らかにし、その評価手法の提案を行う。

本論文における構成を図 1-2-1 に示す。本論文は、本章を含めて 9 章にて構成されており、各章の概要は以下に示すとおりである。

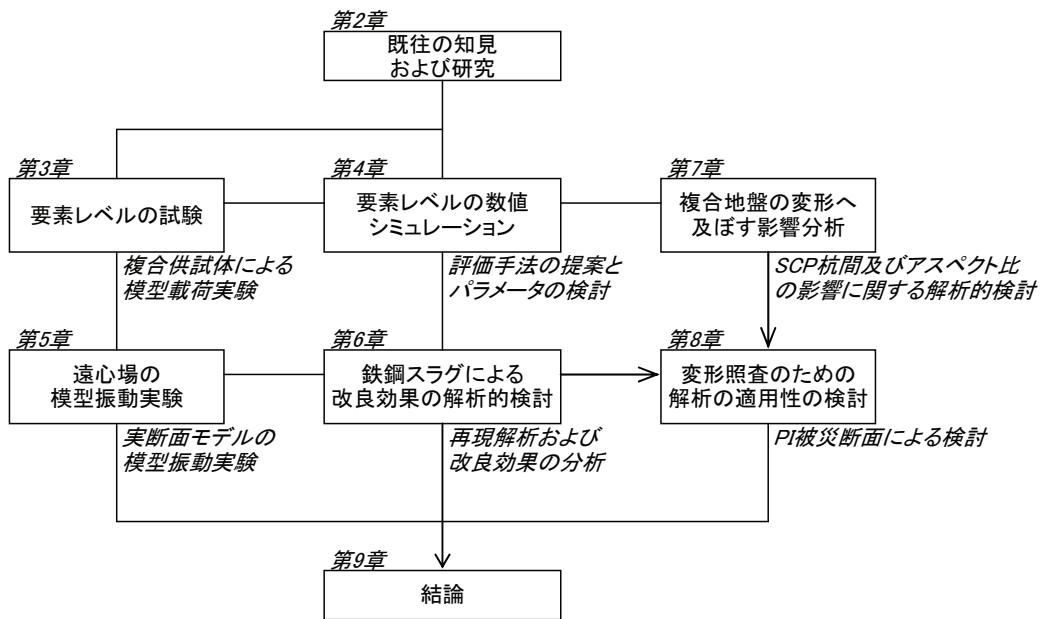


図 1-2-1 本論文の構成

■第2章

第2章では、SCP工法の概要とともに鉄鋼スラグの分類について概説し、SCPに対する地盤改良材としての鉄鋼スラグ（水砕スラグおよび鉄鋼スラグ）の特徴および過去の研究事例等について述べる。また、粘性土地盤に対するSCP改良地盤の変形特性ならびに地震時の挙動に関して、既往の研究事例について整理し、研究の課題に対する本研究のアプローチについて示す。

■第3章

第3章では、中空ねじりせん断試験機を用いて、SCP改良部と粘土からなる中空状の複合供試体を作製し、これに繰返しねじり载荷を与える模型載荷実験による検討について述べる。実験では天然砂および鉄鋼スラグを用いたケースを実施して両材料の比較を行い、繰返しせん断による複合地盤のひずみの進展を調べるとともに、SCP改良部のみの間隙水圧を測定できるように工夫し、複合供試体中の改良部の過剰間隙水圧の挙動に着目してSCP改良部のダイレイタンス特性について考察する。

■第4章

第4章では、有効応力法による解析プログラムを用いて、第3章に示した鉄鋼スラグ改良部と粘土からなる複合供試体の繰返し載荷実験において得られた結果に対し、数値シミュレーションによる検討を実施する。特に、繰返し載荷実験の繰返し回数に対するせん断ひずみの進展に着目し、ダイレイタンシー特性の効果を考慮した表現方法について検討し、パラメータの設定を提案する。

■第5章

第5章では、SCPによる改良地盤を基礎地盤とする重力式ケーソン護岸を模擬した断面に対して、遠心場での模型振動実験を行いその変形挙動について調べる。実験では、実際に発生する変形挙動が、改良地盤だけでなく原地盤および上部工を含めた全体の相互作用の中で生じることに留意し、実断面を想定した模型にて改良部を天然砂および鉄鋼スラグを用いたケースを実施し、その挙動を比較することにより考察を行う。

■第6章

第6章では、これまでの検討において得られた鉄鋼スラグの改良効果について、解析的な検討を加える。まず、第4章で検討した鉄鋼スラグ改良部のダイレイタンシー特性を表現するパラメータを用いて模型振動実験に対する再現解析を実施し、変形モードおよび残留変形量を比較することで、鉄鋼スラグ改良部の挙動の再現性および評価手法について考察する。次に、鉄鋼スラグによる改良地盤および砂による改良地盤に対し、改良地盤の範囲（改良エリアの大小）が及ぼす影響について比較する。すなわち、改良形状にかかわらず鉄鋼スラグの利用によって改良地盤の変形が低減されているかどうかについて検討を行う。さらに上記までの検討結果を踏まえ、SCP改良部の変位量は、SCPの中詰め材料、改良断面によって左右されることから、地震時におけるSCPの改良効果について分析を行う。

■第7章

第7章では、改良杭および杭間粘土のそれぞれが変形に及ぼす影響に着目し、鉄鋼スラグによるSCP改良杭の間に粘土が存在するような複合地盤を2次元および3次元でモデル化し、単調載荷を与えた数値解析を行う。2次元モデルでは、粘土ー改良部ー粘土のように粘土と改良部が交互に配列されるモデルを用い、同じ改良率で杭径（改良部の幅）の異なる複合地盤が、地盤全体のせん断抵抗に及ぼす影響を分析する。3次元モデルにおいては、SCP改良杭の実配置をモデル化し、複合地盤の挙動について分析する。さらに、3次元モデルの解析結果に対する2次元モデルでの再現性について、従来より提案されている改良率に合わせた奥行き幅を設定するモデル化手法、改良率に応じて粘土ー改良部ー粘土の配置を行うモデル化手法を検討し、モデル化に対する問題点について分析する。

■第8章

第8章では、第7章の結果を踏まえて、SCP改良地盤に対する検証実績を有する、兵庫県南部地震（1995年）におけるポートアイランドPC14, 15バースの被災断面に対し、SCP杭の縦横比を考慮した解析を実施する。この縦横比を考慮する解析結果に対し、これまで

SCP 改良地盤の地震時変形解析において用いられることが多い、改良率を奥行き幅で考慮する手法による解析結果とを比較することで、改良エリアのモデル化手法が地震後の変形に及ぼす影響について分析する。また SCP 改良の材料として従来の砂および鉄鋼スラグを用いた場合で行い、材料の相違に関しても合わせて分析する。そして以上の解析結果から、SCP 改良地盤における地震時の変形照査のためのモデル化に対する留意事項を示す。

■第9章

第9章では、本研究で得られた結論および課題について述べる。

第1章 参考文献

- 1) 地盤工学会：打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法設計・施工マニュアル，2009.
- 2) 福手勤，大根田秀明，坪井英夫：サンドコンパクションパイル用杭材料の適用性に関する実験的評価，第23回土質工学研究発表会，pp.2139-2142，1988.
- 3) 坪井英夫，本郷隆夫，奥田眞也，松本淳之介，中角功：地盤改良使用砂の細粒分含有率が及ぼす土質特性への影響，土の判別と工学的分類に関するシンポジウム発表論文集，pp.129-134，1993.
- 4) 港湾・空港等リサイクル推進協議会：港湾・空港整備におけるリサイクル技術指針，2004.
- 5) 鉄鋼スラグ協会：環境資材鉄鋼スラグ，2011.
- 6) 沿岸開発技術研究センター，鉄鋼スラグ協会：港湾工事に用製鋼スラグ利用手引書，2000.
- 7) 沿岸技術研究センター：港湾空港における水砕スラグ利用技術マニュアル，pp.58-60，2007.
- 8) 沿岸技術研究センター：鉄鋼スラグを原料として固結制御可能なサンドコンパクションパイル工法中詰め材料 エコガイアストーン，港湾関連民間技術の確認審査・評価報告書，第06001号，2006.
- 9) 高橋英紀，森川嘉之，篠崎晴彦，木下洋樹，丸山憲治：固結特性を有する鉄鋼スラグを用いたSCP改良地盤の埋立載荷荷重に対する安定性，地盤工学ジャーナル，Vol.6, No.1，pp.81-95，2011.
- 10) 土木学会「耐震基準等基本問題検討会議」：土木構造物の耐震設計基準等に関する提言，土木学会誌，Vol.80, No.7，1995.
- 11) 土木学会「耐震基準等基本問題検討会議」：土木構造物の耐震設計基準等に関する第二次提言，土木学会誌，Vol.81, No.2，1996.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2002.
- 13) 国土交通省港湾局監修，日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999.
- 14) 国土交通省港湾局監修，日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.

第2章 既往の知見および研究

2.1 概要

サンドコンパクションパイル工法（以下、SCP 工法）は、日本国内において開発実用化された工法であり、多くの施工実績を有する我が国の代表的な地盤改良工法の一つである。本工法は軟弱地盤中に締固めた砂杭を強制的に造成する工法であり、緩い砂質土に対しては締固めによる密度増大を図り、軟弱粘性土に対しては締固めた砂杭と粘性土との複合地盤を形成し、砂杭自身によるせん断強さとドレーン効果による周辺地盤の圧密促進による安定性向上、また地盤全体の沈下の低減を図ることができる。特に重力式護岸や岸壁といった港湾構造物の沈下・安定に対する軟弱粘性土対策として、置換率を70%程度以上とした高置換率改良を施すことで、一種の砂質土地盤と見なすことが可能な程度まで軟弱粘性土地盤を強制的に置き換える改良形式が多く用いられている。

また、このSCP 工法の中詰め材料の代替材として、鉄鋼スラグを用いることがある。鉄鋼スラグは、鉄鋼の製造工程にて発生する副産物であり、高炉スラグと製鋼スラグに大別され、それぞれの特徴を活かしてリサイクル材料として様々な用途に活用されている。SCP 工法の中詰め材料として用いた場合の透水性やせん断強度特性などの検討も、高炉スラグ、製鋼スラグのそれぞれに対し行われている。

このようなSCP 工法を港湾構造物へ適用することを考えた場合、その目的としては、構造物の沈下対策あるいはすべり・支持力といった安定対策として用いられることが一般的である。これに対し、兵庫県南部地震（1995年）を契機に、構造物に対する耐震性の向上が着目されている。この中で、SCP 工法により地盤の耐震性能が改善される可能性が指摘され、幾つかの検討がなされている。

本章では、まずSCP 工法の概要について述べる。次に、高炉水砕スラグおよび製鋼スラグについて概説し、地盤改良材としての適用についての既往の知見および研究事例を述べる。さらに粘性土地盤に対するSCP 改良地盤の変形特性および地震時挙動についての既往の知見および研究事例を述べる。

最後に、既往の知見および研究から見た本研究における課題とそのアプローチについて述べる。

2.2 SCP工法の概説

(1) 施工実績と施工用途

SCP工法は、我が国で開発実用化された地盤改良工法であり、我が国の代表的な軟弱地盤対策工法の一つである。1950年代半ばの開発当初はパーカッション方式により締固め砂杭を造成する工法であった。その後、1959年に実用起振機（建設省建設工業技術研究「振動杭打ち工法」）が製作され、1960年に起振機を用いたバイブロ方式締固め砂杭工法が開発された。バイブロ方式により施工能率の向上、砂杭造成の自動管理と水中施工が可能となった。また、1966年に運輸省応用科学技術研究補助により、強制置換工法（マンモスコンポーザー工法）が開発され、海上施工にも本格的に適用されるようになった¹⁾。SCP工法の施工実績は、図2-2-1²⁾に示すように高度成長期である1970年代より右肩上がりで見られ、2010年段階における施工実績は改良径φ700mmに換算して約37万kmに到達している。

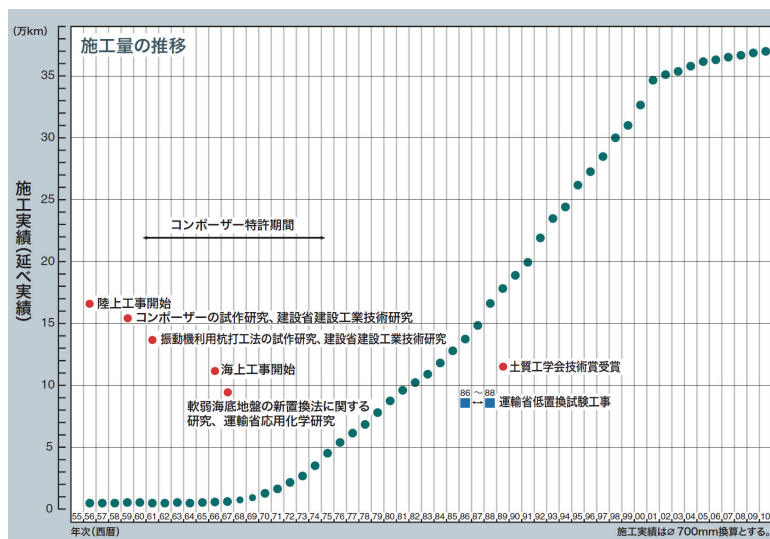
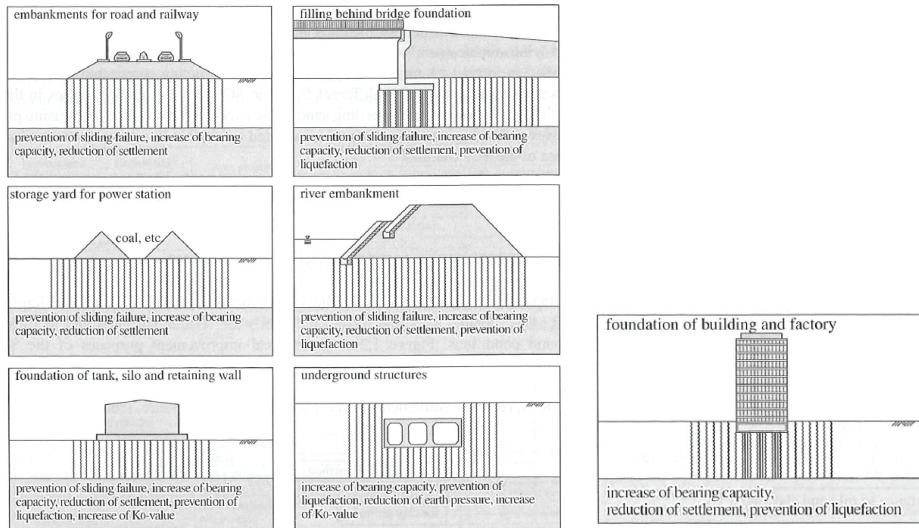


図 2-2-1 SCP工法の施工実績（延べ実績，改良径φ700mmに換算）²⁾

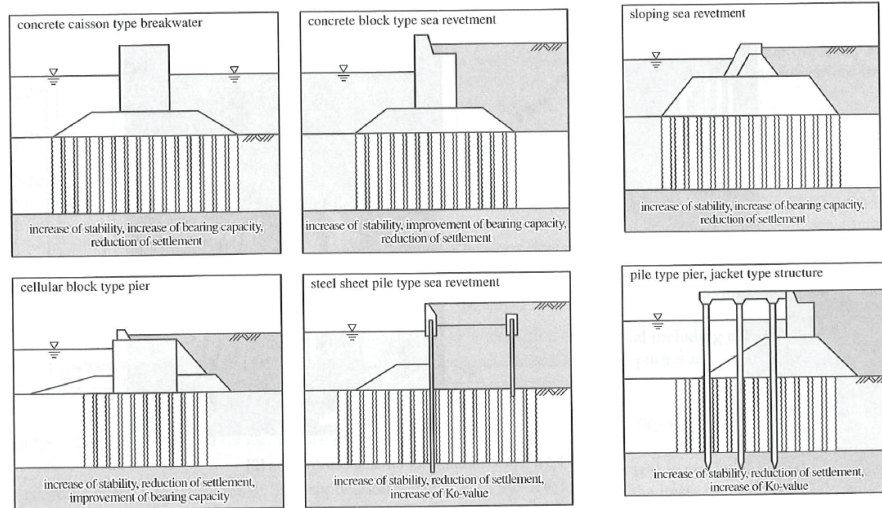
SCP工法は、砂質地盤の締固めによる密度増大、粘性土地盤の安定性向上や支持力増大ならびに沈下量の低減等、幅広い地盤に様々な対策目的で適用可能である。SCP工法の陸上あるいは海上の適用用途を図2-2-2に示す³⁾。陸上においては、盛土、河川堤防、工場・ビル、あるいは地下構造物などの軟弱地盤対策として用いられており、海上においては、防波堤や重力式護岸・岸壁や栈橋などの基礎地盤に対する軟弱地盤対策として用いられている。その適用深度としては陸上施工機によるSCP工法では深度45m程度、海上の専用船によるSCP工法では水面下70mの大深度の施工実績を有している。沿岸部での土地開発あるいは人工島の造成が広く行われてきた我が国では、海上のSCP工法によって港湾構造物の安定沈下対策が広く行われており、東京国際空港、関西国際空港、中部国際空港、東京

湾横断道路などの各地の港湾プロジェクトにおいても用いられている。

また陸上においても埋立地等における液状化対策として広く用いられており、多くの地震に対して SCP による改良が有効であったことが報告されている。^{4)~6)}



(a) 陸上における用途



海上における用途

図 2-2-2 SCP 工法の用途³⁾

(2) SCP 工法の改良径および配置

SCP 工法における改良径は、陸上工事では直径 $\phi 700\text{mm}$ 程度の砂杭を造成することが一般的である。これに対して海上の粘性土地盤に対する改良では $\phi 2000\text{mm}$ の砂杭を造成することが多い。この海上 SCP の改良径は、施工機械の能力の進歩とともに、 $\phi 1200\text{mm}$ から

φ1600mm そして現状の一般的な改良径である φ2000mm に変遷している。

次に海上工事における SCP の配置の例を、SCP の改良径を φ2000mm とした場合について、表 2-2-2 および図 2-2-3 に示す。これらの配置は海上の専用船においてつり下げられる 3 本のケーシングのつり下げ間隔によって決定されてきた配置である。ケーシングパイプの間隔は専用船によって異なるが、概ね 4.0m, 4.2m, 6.0m, 6.3m となっている。これにより砂杭のピッチは 2.0m, 2.1m などが一般的となる。さらに数種の配置例があるが、これらの置換率および配置は、上部工の構造物および沈下・安定性の評価により決定される。⁷⁾

例えば、緩傾斜式の護岸などでは、構築の過程で原地盤の圧密沈下に対する放置期間を設け、原地盤の強度増加を図りつつ安定性を確保して構造物を完成させる考え方の基に、経済性を勘案して低置換率の改良形式が適用されることが多い。これに対して、重力式護岸や岸壁などでは、ケーソンなどの重力式の構造物の設置時の段階で、安定性の確保や沈下の低減を図ることが重要となることから高置換率（改良率 70%程度以上）の改良形式が適用されることが多い。

表 2-2-1 海上工事での SCP 配置の例（粘性土を対象）⁷⁾

置換率 (a_s)	配置例	a_s
0.8 程度	△ 2.1 m	0.82
0.8 程度	□ 2.0 m	0.79
0.7 程度	□ 2.1 m	0.71
0.5 程度	4.2 m×1.5 m	0.50
0.4 程度	4.2 m×1.8 m	0.42
0.3 程度	4.2 m×2.5 m	0.30

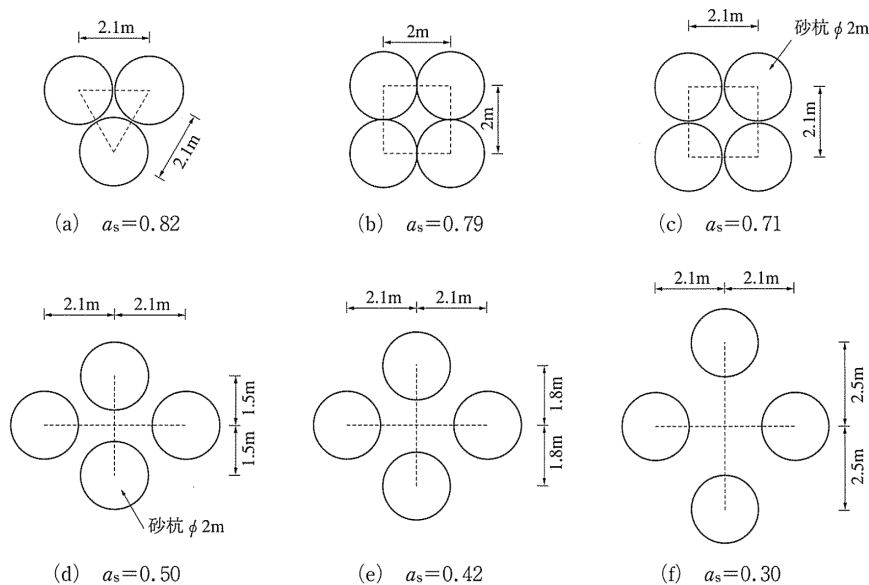
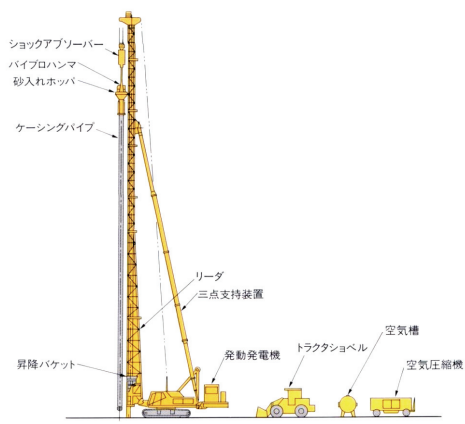


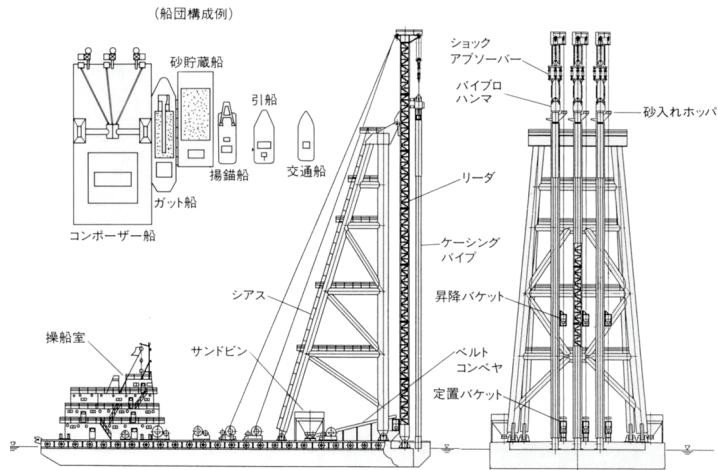
図 2-2-3 SCP 海上施工でのパイル配置例⁷⁾

(3) 施工機械と施工手順

SCP工法の陸上施工機と海上施工機を図2-2-4に示す⁸⁾。陸上のSCP施工機は、3点式のクローラークレーンをベースマシンとし、ケーシングパイプおよび起振機であるバイブロハンマーとこれらを吊り下げるための鋼製リーダーなどによって構成される。海上のSCP施工機は専用船が用いられる。この専用船は国内に存在するほとんどが3連装となっており、シアスによって支えられる鋼製リーダーからバイブロハンマーおよびケーシングを吊り下げられている。陸上、海上ともに材料の補給は鋼製のリーダーに移動式のバケットが装着されており、これを上下に昇降させることで、ケーシング上部より投入する。



(a)陸上施工機



(b)海上施工機

図2-2-4 SCP工法の施工機⁸⁾

SCP 工法の施工方式としては、数種類があるが、ここでは最も実績が多く代表的な施工方式である打戻し締固め方式について示す。施工手順の模式図を図 2-2-5 に示す⁹⁾。以下に述べる施工手順にて行われる。

- ① 施工機を移動し、ケーシングパイプを施工位置に移動させる。
- ② 振動機を用いて、ケーシングパイプを所定の深度まで貫入する。
- ③ ケーシングパイプを引き抜きつつ圧縮空気を用いて地盤中に砂（材料）を排出する。
- ④ 再びケーシングパイプを打ち戻し、排出された砂を締め固めつつ拡張させる。このとき、砂質地盤では周囲の地盤が締め固められ密度が増加し、軟弱な粘性土地盤では締め固まった砂杭により粘性土が置き換わることとなる。
- ⑤ ③④を繰り返す、所定の位置まで締固め砂杭を造成する。

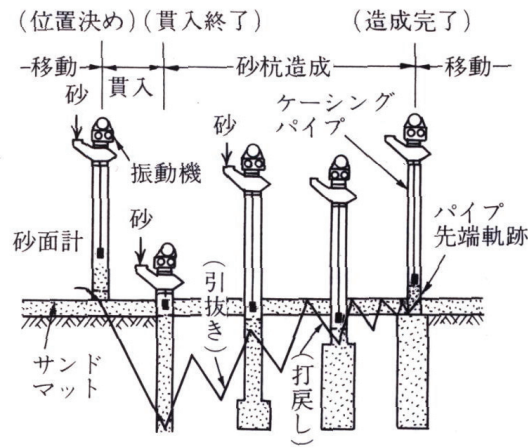


図 2-2-5 SCP 工法の施工手順⁹⁾

SCP 工法では振動機を用いることで、ケーシングパイプの貫入および砂杭の打ち戻しを行うが、振動および騒音が問題となることが多い。これに対し、振動および騒音に配慮した静的締固め砂杭工法が開発実用化されている。この工法では、ケーシングパイプを回転させるとともに、施工機の荷重をケーシングパイプに伝えることにより圧入力を得ることで、貫入および砂杭の打ち戻しを行い、締固めた砂杭を造成する。そのため、騒音は小さく、振動はほとんど発生しないこととなり、民家等の近接施工等での使用が増えている。

2.3 SCP工法に対する鉄鋼スラグの適用に関する研究

2.3.1 鉄鋼スラグの分類と特徴

鉄鋼スラグは鉄鋼の製造工程において発生する高温の溶融スラグが冷えて固化しものである。その製造工程における炉の違いや冷却方法により幾つかの種類のスラグに分類される。その製造フローを、図 2-3-1 に示す。

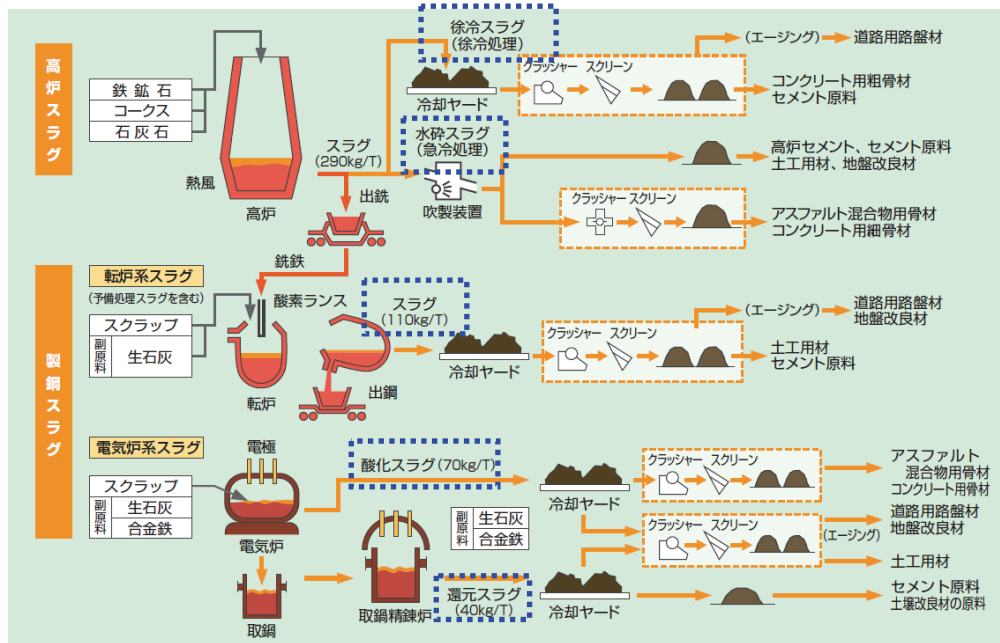





図 2-3-1 鉄鋼スラグの製造フロー¹⁰⁾

高炉スラグは、銑鉄を製造する高炉で溶融された鉄鉱石の鉄以下の成分と、副材料の石灰石やコークス中の灰分と一緒に分離回収されたものである。溶融スラグを冷却ヤードに流し込み、自然放冷と適度の散水により徐冷処理することで、結晶質の岩石状の徐冷スラグとなる。一方で、溶融スラグに加圧水を噴射するなど急激に冷却処理することにより、ガラス質で粒状の水砕スラグとなる。

製鋼スラグは銑鉄やスクラップから成分を調整し、靱性・加工性に優れた「鋼」を製造する製鋼工程で副生される。製鋼スラグには、転炉から生成する転炉系スラグと、スクラップを原料とする電気炉製鋼工程で生成される電気炉系スラグがある。また、電気炉系スラグは、鉄スクラップを溶解・精錬する際に生成し酸化精錬で発生する酸化スラグと還元精錬で発生する還元スラグがある¹⁰⁾。

これらの鉄鋼スラグはそれぞれの特徴を活かしてリサイクル材料として様々な用途に活用されている。水砕スラグ、徐冷スラグおよび製鋼スラグ（転炉系）の種類と特徴および主要な用途について表 2-3-1 に示す。

表 2-3-1 鉄鋼スラグの種類と特徴¹⁾

材料品種	高炉スラグ		製鋼スラグ (転炉系)
	高炉水砕スラグ	高炉徐冷スラグ	
概 観			
一般的使用粒度 mm	5-0* ¹	40-0, 25-0, 20-5	40-0, 30-0
土粒子密度 g/cm ³	2.6~2.8	2.6~2.8	3.2~3.6
単位体積重量 kN/m ³	9~15	15~18	20~26
pH	9-10	10-11	11-12
その他	(潜在)水硬性大	水硬性あり	水硬性あり 膨張性あり
主要用途	高炉セメント原料 コンクリート混和剤 セメントクリンカー原料 コンクリート骨材 地盤材料(砂代替)	道路路盤材 コンクリート骨材 セメントクリンカー原料	仮設路盤材 道路路盤材 サントコンパ [®] クシヨ [®] パ [®] イル材 載荷盛土材 セメントクリンカー原料 コンクリート骨材 製鉄リサイクル(鉄分)

*1：高炉セメント原料およびコンクリート混和剤以外の利用の場合

地盤材料としての鉄鋼スラグの利用としては、水砕スラグは砂の代替材としての研究がなされており、港湾工事における水砕スラグの利用として、水砕スラグの軽量性およびせん断抵抗角および水硬性の評価を踏まえて、この特性を活かした裏込め材への利用などがとりまとめられている¹²⁾¹³⁾。また、SCP 工法の中詰め材料としても各種の室内試験および試験施工が行われている。

製鋼スラグは、土粒子密度、単位体積重量が大きく、高い内部摩擦角を有している。この特性を活かして路盤材料として多く用いられている。また、SCP 工法の中詰め材料として、室内試験や試験施工およびその追跡調査による検討が行われており、適用事例も多く有している。

次項以降においては、鉄鋼スラグの地盤改良材料への適用に関する知見および研究について述べる。

2. 3. 2 水砕スラグの地盤改良材への適用

ここでは、地盤改良材として水砕スラグを用いる場合におけるこれまでの知見・研究および設計時の基本的な考え方について述べる。

(1) 既往の知見・研究

■締固め状態に対する土質工学的性質と経時変化に関する研究¹⁴⁾

佐藤らは、地盤改良材（SCP 材）としての高炉水砕スラグの土質工学的性質とその経時変化について、室内試験および現地試験（試験用パイルに対して）から検討している。

室内試験においては、まず初期状態として水砕スラグの締固めの種類を、A 状態：自然落下 (h=15) 状態、B 状態：ジョギングによる締固め状態、C 状態：φ10cm モールド内 2.5kgf ランマー3層 25回締固め、D 状態：C に対し 3層 55回締固めの4種類の状態とし、一般的な海砂とで各種の比較を行っている。粒径加積曲線、乾燥単位体積重量、せん断強度定数、透水係数の結果を図 2-3-2 に示す。結果より、初期状態としては強度的にも透水性に関しても砂材と比較して大きな差がないことを示している。締固めによる水砕粒子の細粒化についても多少その現象は見られるが、ドレーン材としては問題とされない範囲となっている。

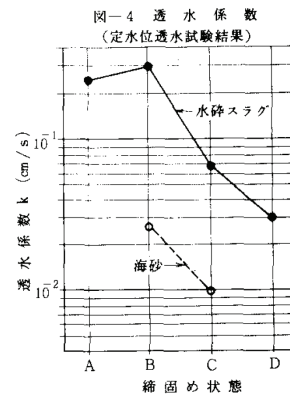
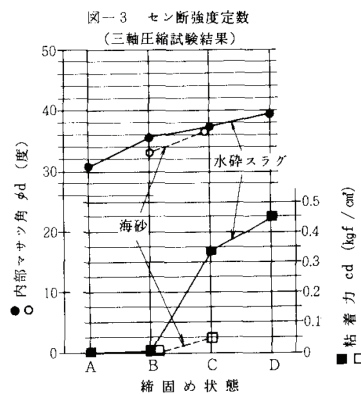
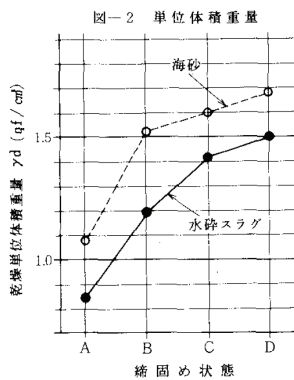
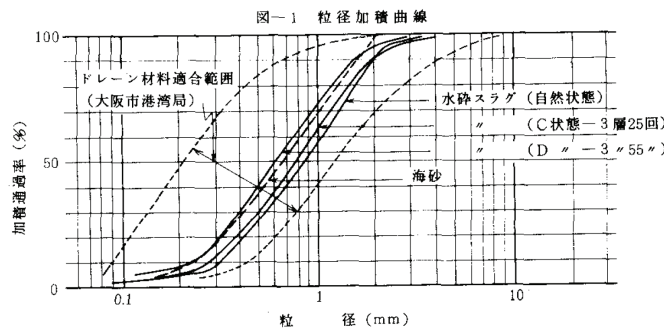


図 2-3-2 締固め状態の違いに対する物性の比較¹⁴⁾

次に、水硬性の影響として海水中に恒温水槽を用い 21° で管理したときの経時変化（12ヶ月）を調べている。また、現地（大阪港北港）において水砕スラグを用いた SCP を打設し、N 値の経時変化量を測定している。結果図は、図 2-3-3 および図 2-3-4 に示すとおりで

あり、水硬性に伴い粘着力の増加量に経時変化が顕著に見られ、透水係数も経時的に低下することを示している。さらに現地測定の結果では、パイル打設直後ならびに3ヶ月後まではN=15~25の範囲で変化は見られないが、パイル打設9ヶ月後にはN=40~50以上に上昇し、明らかに水硬性が発揮されていることを示している。

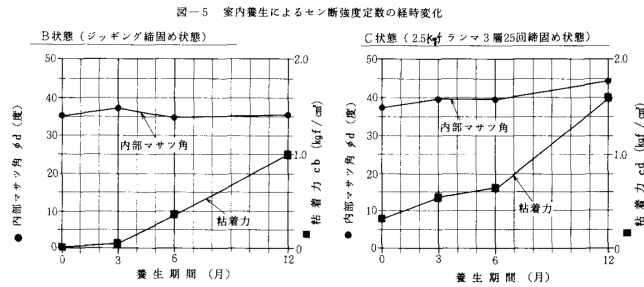


図-5 室内養生によるせん断強度定数の経時変化

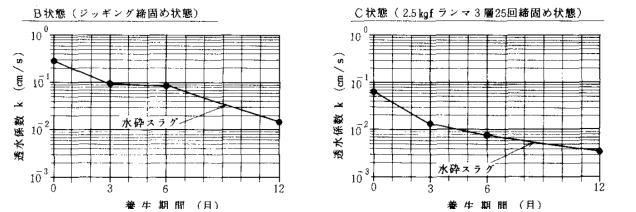


図-6 室内養生による透水係数の経時変化

図 2-3-3 水砕スラグの室内養生資料の経時変化¹⁴⁾

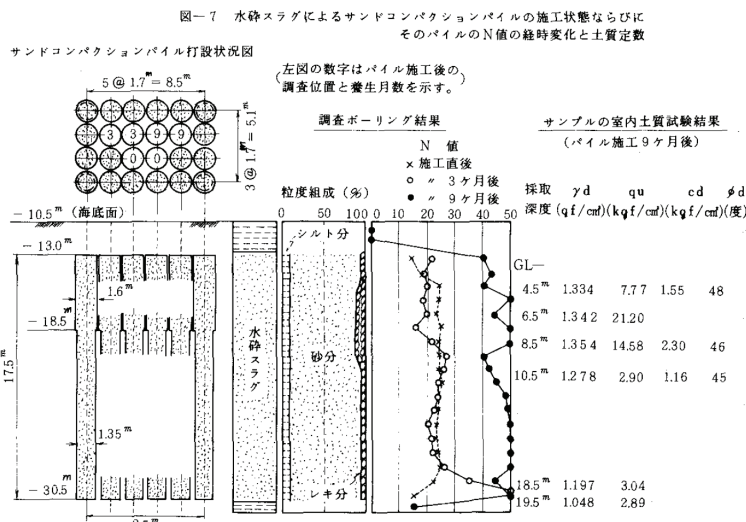


図 2-3-4 水砕スラグによる SCP 改良杭の施工状態ならびに N 値の経時変化¹⁴⁾

■せん断特性および地盤改良材としての適用性に関する研究¹⁵⁾¹⁶⁾

松田らは、地盤改良工法において高炉水砕スラグを利用することを目的として、高炉水砕スラグの潜在水硬性に起因した物理・強度・透水係数の変化について調べている。水砕スラグのせん断特性として、未硬化状態の水砕スラグと玄海砂を用い、水中落下法により作成した緩詰め（相対密度 $D_r=50\%$ ）および密詰め（相対密度 $D_r=80\%$ ）供試体に対し排水

三軸圧縮試験および排水伸張試験を行って、結果図として応力比 q/p' と軸ひずみ ε_a の関係、体積ひずみ ε_v と軸ひずみ ε_a の関係を示している。比較結果より、水砕スラグおよび玄海砂において拘束圧の増加とともに、応力比 $|q/p'|$ ($q = \sigma_1 - \sigma_3$, $p' = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$) は減少するがその減少の程度として水砕スラグの方が大きい結果となる (図 2-3-5)。また、体積ひずみ ε_v と軸ひずみ ε_a の関係において、拘束圧の増加とともに体積が収縮側に向かうが、その程度が玄海砂よりも水砕スラグの方が大きい結果となる (図 2-3-6)。そして、これらの要因として水砕スラグのせん断に伴う粒子破碎であることを示している。

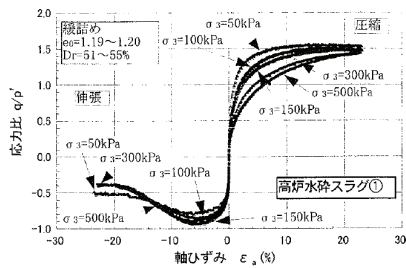


図-4(a) 応力比-軸ひずみ関係 (高炉水砕スラグ, 緩詰め)

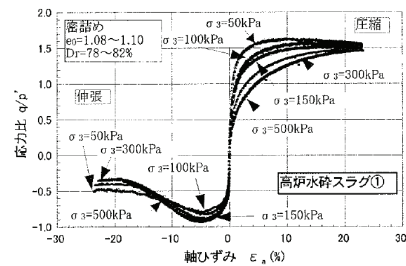


図-4(b) 応力比-軸ひずみ関係 (高炉水砕スラグ, 密詰め)

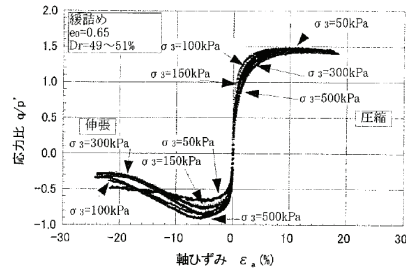


図-4(c) 応力比-軸ひずみ関係 (玄海砂, 緩詰め)

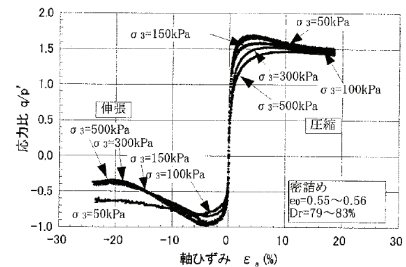


図-4(d) 応力比-軸ひずみ関係 (玄海砂, 密詰め)

図 2-3-5 水砕スラグの
応力比-軸ひずみの関係¹⁵⁾

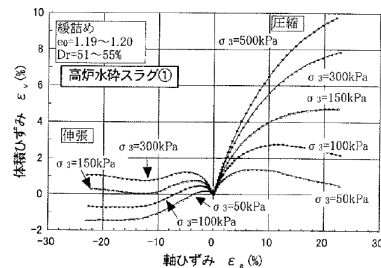


図-5(a) 体積ひずみ-軸ひずみ関係 (高炉水砕スラグ, 緩詰め)

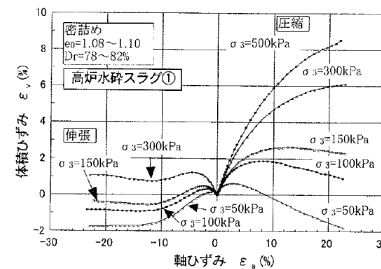


図-5(b) 体積ひずみ-軸ひずみ関係 (高炉水砕スラグ, 密詰め)

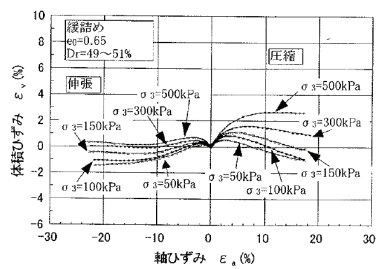


図-5(c) 体積ひずみ-軸ひずみ関係 (玄海砂, 緩詰め)

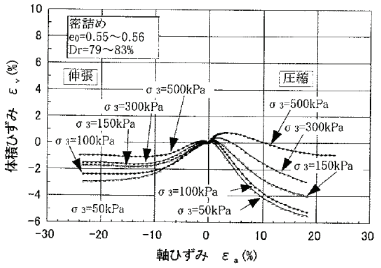


図-5(d) 体積ひずみ-軸ひずみ関係 (玄海砂, 密詰め)

図 2-3-6 水砕スラグの
体積ひずみ-軸ひずみの関係¹⁵⁾

次に潜在水硬性が特に緩詰め状態の高炉水砕スラグに及ぼす影響を調べるために、供試体を海水あるいは水道水によって養生し、養生期間0日～1年の間で変化させ、圧密排水三軸圧縮試験、定水位透水試験を行っている。試験結果は、養生日数とともに、 q/p' は大きくなる。ただし、低拘束においては大ひずみにおいても強度が保持されるのに対し、拘束圧が大きくなるとひずみの増加とともに体積が収縮して一定の強度比に収束する傾向となる。そしてこの結果の要因として、潜在水硬性によって形成された団粒構造が破壊したためと考察している。また供試体の間隙比を測定の結果は経過日数とともに低下しており、未硬化状態と365日養生後の供試体の顕微鏡写真を比較して、粒子表面の気泡が見られなくなり水和物等の生成物が付着していることを確認しており、これに伴い透水係数も経時的に低下することを示している。

また、砂杭-粘土複合地盤の K_0 圧密試験装置 (図 2-3-7) を開発し、未硬化状態、硬化状態の相対密度 $D_r=60\%$ 程度の水砕スラグ杭を作製し、これと粘土からなる複合供試体に軸方向圧力を加える実験を行っている。図 2-3-8 に示すよう、硬化スラグにおける応力分担比 m (スラグ杭に鉛直応力 σ_s / 粘土に働く鉛直応力 σ_c) は3程度以上を有している。すなわち、水砕スラグを用いて SCP 工法のような締固めを行うことなく砂杭を造成した場合、当初は海砂等を使用した SD 工法と同等の排水効果が得られ、水砕スラグの硬化とともに応力分担比が得られることから、海砂等を用いた低置換 SCP 工法と同等の応力低減効果が期待できる可能性を示している。

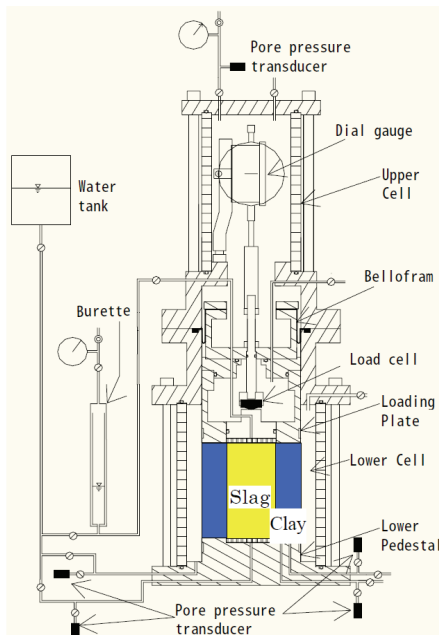


図 2-3-7 砂杭-粘土複合地盤の K_0 圧密試験装置¹⁵⁾

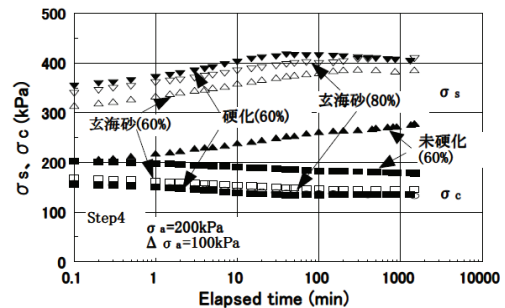


Fig.5 Change of σ_s and σ_c with time

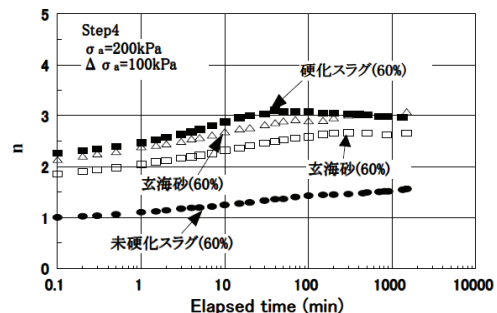


Fig.6 Change of n with time

図 2-3-8 粘土と砂杭に作用する応力および応力分担比の経時変化¹⁵⁾

■硬化特性と地盤改良工法への適用に関する研究¹⁷⁾¹⁸⁾

篠崎らは、水硬性を有する高炉水砕スラグの硬化に及ぼす粒度（粒子破碎）、拘束圧、アルカリ刺激、温度等の影響を室内試験により確認し、粒子接触点数と一軸圧縮強さの関係、液相中のイオン濃度に着目して調べている。そして高炉水砕スラグの硬化に及ぼす因子として細粒化（粒子破碎）、アルカリ刺激の影響が大きく、粒径と間隙比から求めた単位体積あたりの粒子同士の接触点数と一軸圧縮強さの関係に相関性があり、粒子破碎が透水係数に及ぼす影響が大きいことを示している。次に、水砕スラグを用いた SCP 工法による試験施工に対し、SCP 打設前後の水砕スラグの粒度分布を調べ、粒子破碎が生じていることを確認している。また、SCP 施工3ヶ月程度から SCP の杭心 N 値が急激に増加しその値は 30～50 程度以上である。透水係数も施工3ヶ月程度において低下が明瞭であり、施工後6ヶ月後には $1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-7}$ 程度のレベルまで低下するに至っており、SCP 打設時における粒子破碎によって、著しい硬化および透水係数の低下が生じることを示している。（図 2-3-9～図 2-3-11）

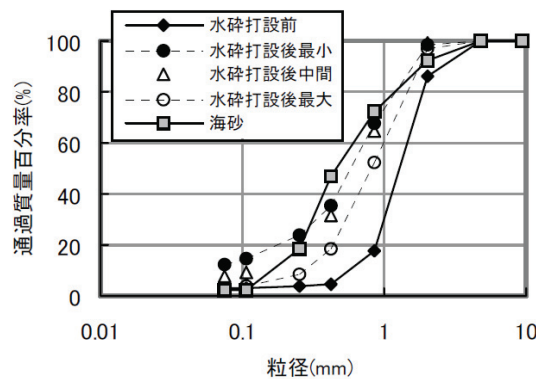


図 2-3-9 SCP 打設前後の粒度分布（水砕スラグ）¹⁸⁾

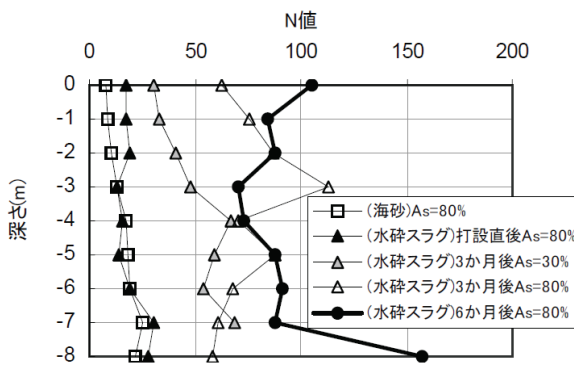


図 2-3-10 SCP 打設後の杭芯 N 値の経時変化¹⁸⁾

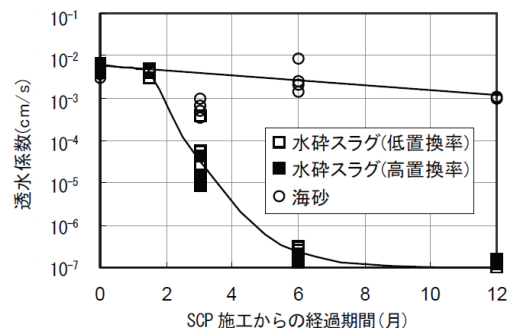


図 2-3-11 SCP 打設後の透水係数の経時変化¹⁸⁾

■博多港サンドコンパクションパイル工事における追跡調査結果¹⁹⁾

2000年に博多港において、護岸基礎としてのSCP工法が採用され、中詰め材料として高炉水砕スラグを用いた試験施工が行われている。SCP改良杭は改良径 $\phi 2000\text{mm}$ で、改良ピッチとし Δ 配置の $2.1\text{m} \times 1.85\text{m}$ ($a_s=80\%$)、及び Δ 配置の $4.2\text{m} \times 2.5\text{m}$ ($a_s=30\%$)である。試験施工の断面図および杭配置図を図2-3-12に示す。

当工事では、施工直後から12ヶ月に渡り追跡調査が行われ、SCP施工後の高炉水砕スラグの物性が調べられている。ここでは追跡調査によって得られた結果を示す。

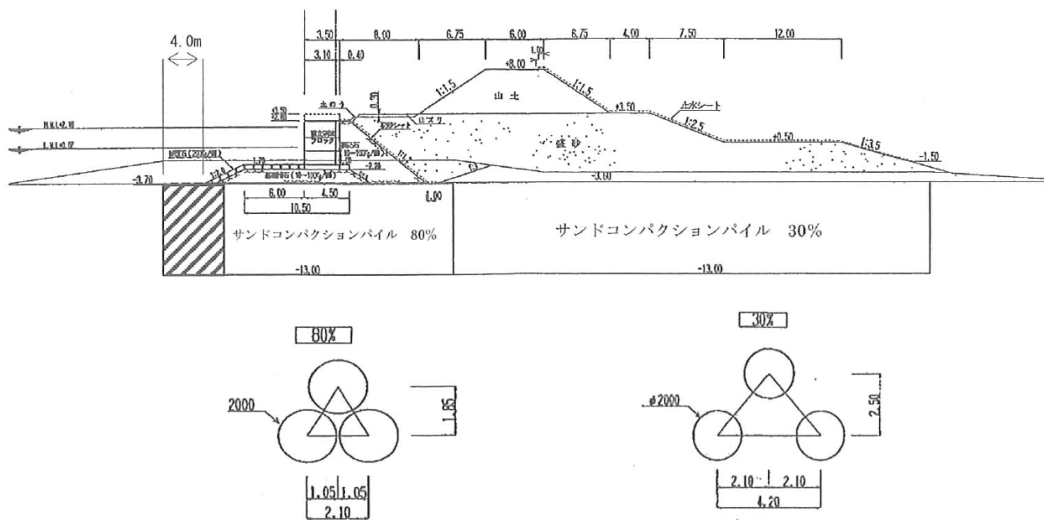


図 2-3-12 試験施工断面図および杭配置（高置換部，低置換部）¹⁹⁾

a) 単位体積重量

単位体積重量の調査結果図を図2-3-13に示す。なお、飽和単位体積重量は、間隙比と土粒子密度から飽和度100%として求められている。乾燥単位体積重量および飽和単位体積重量はいずれも天然砂よりも小さい値となる。また、当工事における乾燥単位体積重量および飽和単位体積重量と裏込め、埋立て、あるいは覆土における工事のデータとをヒストグラムでまとめたものを、図2-3-14に示す。図より、専用船による打撃が伴うSCPによる水砕スラグは少し単位体積重量が大きくなる傾向となっている。

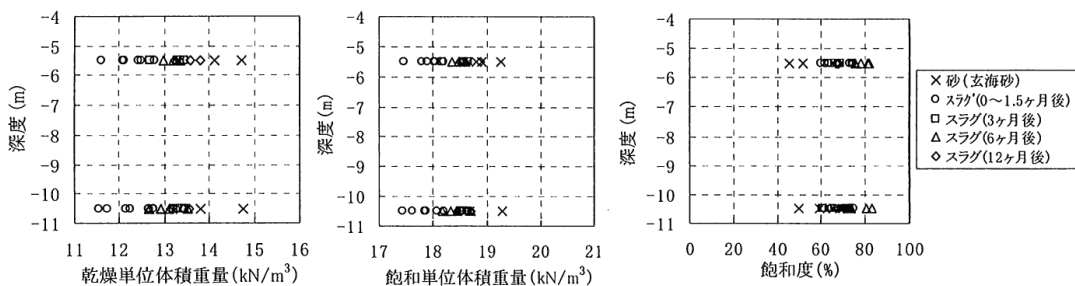


図 2-3-13 SCP に用いた水砕スラグの単位体積重量¹⁹⁾

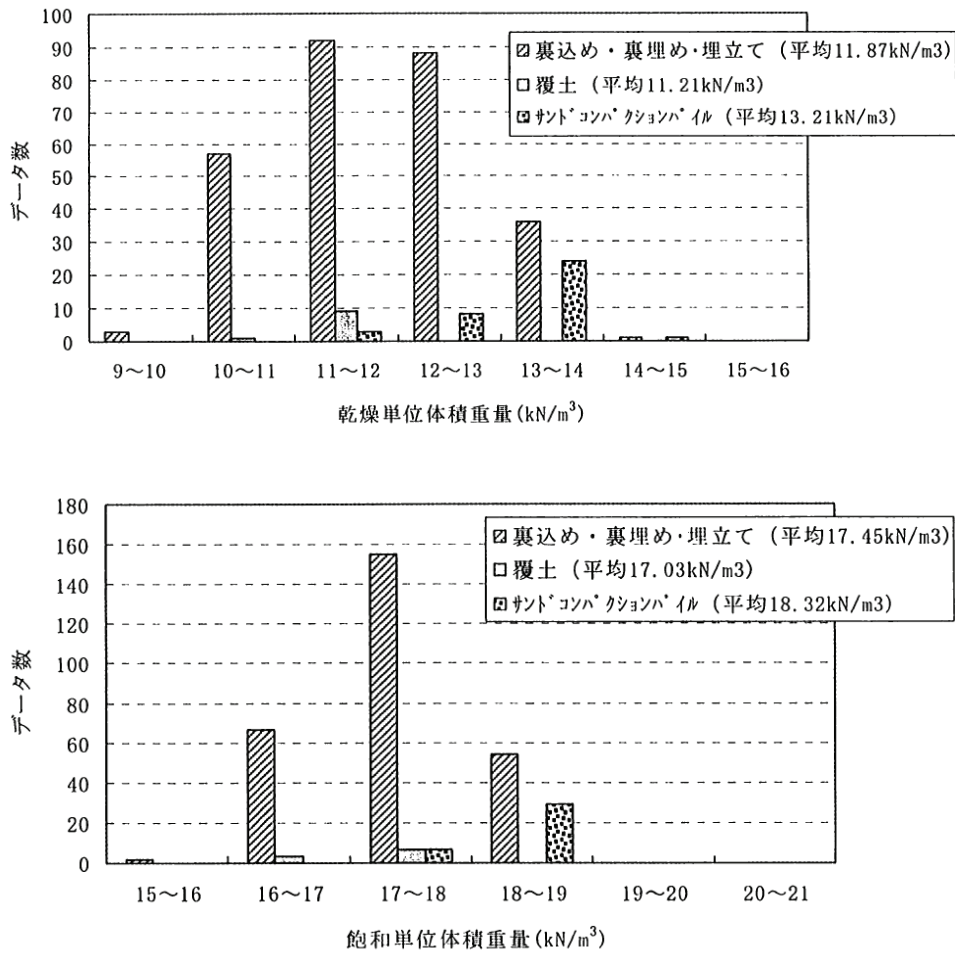


図 2-3-14 水砕スラグの単位体積重量のヒストグラム (用途別) ¹⁹⁾

b) せん断抵抗角

図 2-3-15 に、排水三軸圧縮試験結果を示す。図には、粘着力成分を無視して各応力円に対して原点を通る接線から求めたせん断抵抗角 ϕ_0 の、打設 12 ヶ月までの経時変化を示している。図よりせん断抵抗角は打設直後では 38° 程度であるが、経時的に増加し打設 3 ヶ月以降では拘束圧が 100kN/m^2 の条件で 60° 、 400kN/m^2 の拘束圧の条件でも 45° 以上を示している。なお、ここで述べるせん断抵抗角 ϕ_0 は、最大強度時（ピーク強度）の ϕ_0 を求めたものである。

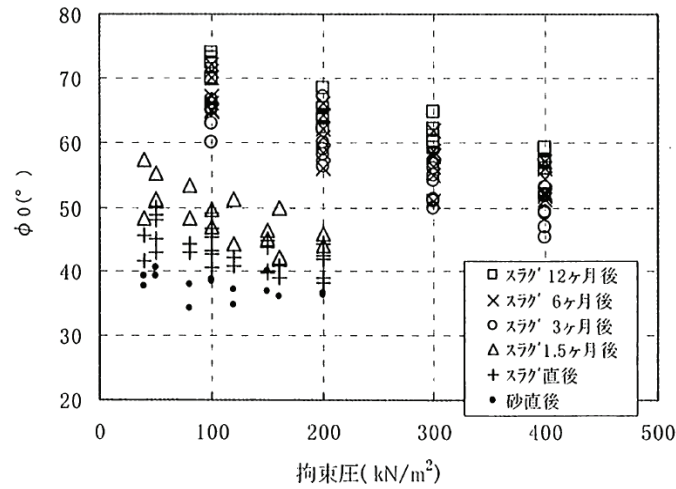


図 2-3-15 SCP に用いた水砕スラグの ϕ_0 の経時変化¹⁹⁾

(2) 設計における基本的な考え方¹⁹⁾

水砕スラグに関する知見および研究成果をまとめた(財)沿岸技術研究センターより刊行されている「港湾・空港における水砕スラグ利用技術マニュアル」(平成 19 年 12 月)では、粘性土地盤を対象に SCP として用いる場合の適用範囲を示している。この適用範囲として、対象地盤および水砕スラグの特性を考慮して、原則として高置換率の改良に適用するとされている。これは、低置換率による SCP 改良の多くの場合においてドレーン効果を期待するのに対し、これまでも述べたように SCP の施工に伴い水砕スラグは粒子破碎を生じやすく、強い水硬性により透水性が低下するためである。

また、設計に用いる諸定数(例えば、単位体積重量、せん断抵抗角)としては、既往の調査結果に基づき設定することとなるが、透水係数については、試験施工において施工直後には $1 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-3}$ 程度であった透水係数が、施工後 6 ヶ月後には $1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-7}$ 程度まで低下していることを考慮した上で適切な値を設定する必要性を記している。

2.3.3 製鋼スラグの地盤改良材への適用

製鋼スラグの SCP 工法への適用は、(財)沿岸開発技術研究センターと鐵鋼スラグ協会とで共同研究が進められ、その研究成果として「港湾工事に用製鋼スラグ利用手引書」(平成 12 年 3 月)が刊行されるに至っている。ここでは、製鋼スラグの現地試験施工の結果を概説し、設計の基本的な考え方について述べるとともに、製鋼スラグ SCP 改良地盤において沈下変形の動態観測を行った事例を紹介する。

(1) 製鋼スラグを用いた SCP 試験施工²⁰⁾

平成 9 年から平成 10 年にかけて、広島港出島地区埋立工事において、製鋼スラグを海上 SCP 工法に用い、海砂を用いた場合と比較することによって、製鋼スラグの海上 SCP への適応性が調査された。試験施工は図 2-3-16 に示すように、粘性土地盤における高置換改良を対象とし、SCP の杭径は 2.0m、改良率は $a_s=70\%$ である。

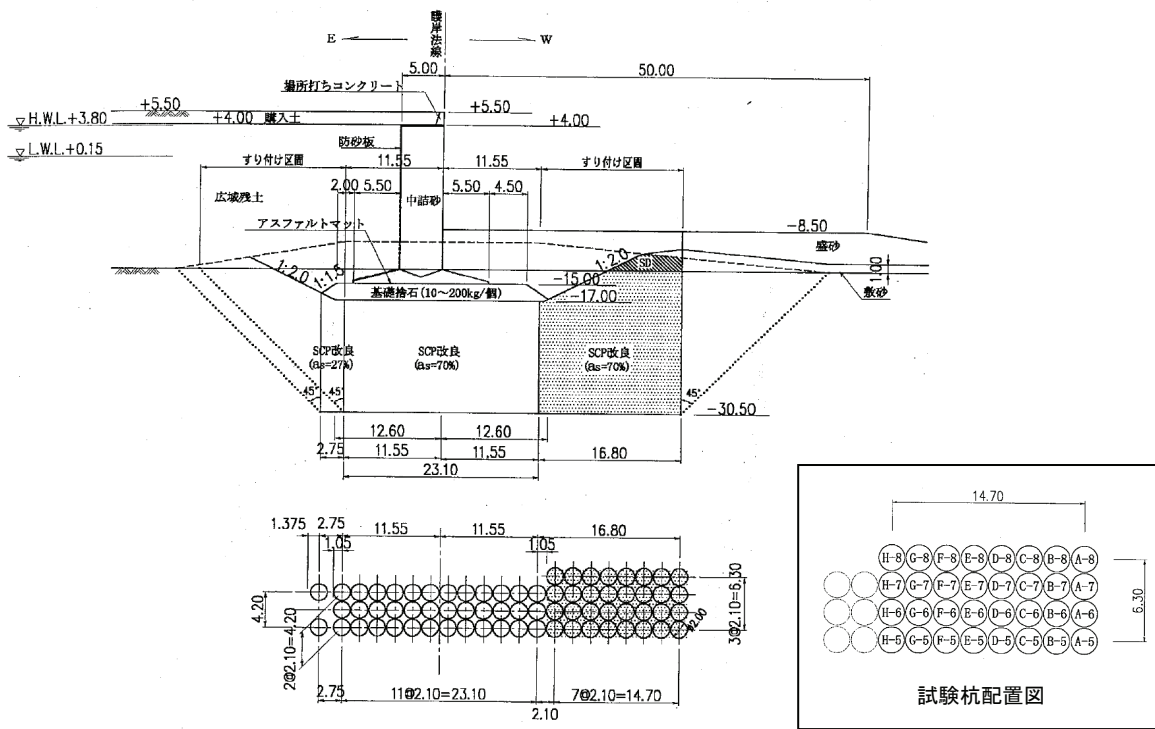


図 2-3-16 試験施工断面および SCP 平面配置²⁰⁾

a) SCP 杭の強度

試験施工杭に対して、杭芯の標準貫入試験が行われている。図 2-3-17 に打設直後の砂と製鋼スラグの杭芯 N 値を比較した結果を示す。図より、海砂より製鋼スラグの方が大きな N 値を示していることが明らかである。

次に図 2-3-18 に、施工直後、6 ヶ月後、12 ヶ月後における杭芯 N 値を示す。時間が経過するに従って N 値が増加しており、製鋼スラグは水砕スラグ程ではないものの水硬性を有しており、固結による影響が出ていることが分かる。

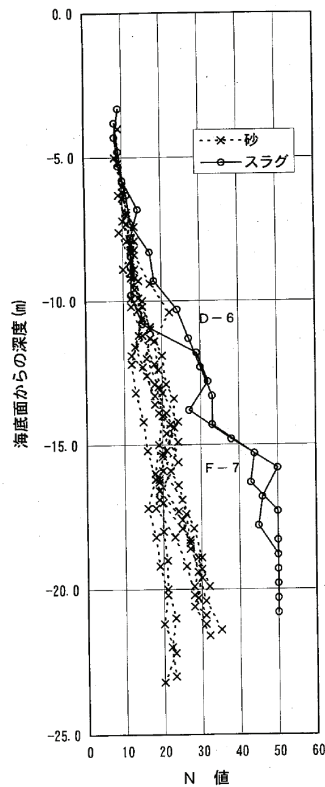


図 2-3-17 杭芯 N 値 (打設直後) ²⁰⁾

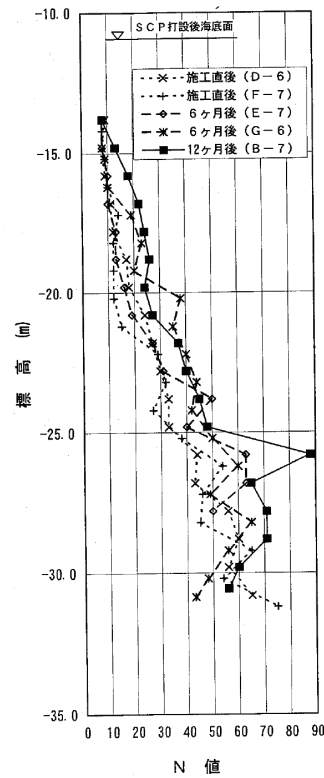


図 2-3-18 杭芯 N 値の経時変化 ²⁰⁾
(N 値 50 以上のものは換算 N 値)

また、SCP 杭より採取された試料に対して、圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験を行った結果を表 2-3-2 に示す。本表には、他の現地における調査結果も併記している。いずれの CD 試験結果においても内部摩擦角 $\phi=40^\circ$ 以上を示している。なお、「港湾工事用製鋼スラグ利用手引書」においては、国内 15 製造所の製鋼スラグ (最大粒径 40mm) の試験を実施した結果が内部摩擦角としてほぼ 40° であることから、安全を見て 35° を標準とし、工種・工法及び試験結果等に基づき安全と判断される場合には 40° までを用いて良いことを示している。

表 2-3-2 製鋼スラグの現地調査事例 ²⁰⁾

事 例	施工後 経過年数	試料採取深度 (m)	三軸 CD 試験結果	
			ϕ ($^\circ$)	c (kN/m ²)
陸上サドコパ [®] クソパ [®] 伊 (兵庫県加古川市)	約 20 年	地盤面 -2.70 ~ -4.70	52.3	64.7
		" -6.50 ~ -7.20	51.8	107.9
埋立地盤 (岡山県笠岡市)	約 20 年	地盤面 -1.80 ~ -2.50	49.6	4.9
海上サドコパ [®] クソパ [®] 伊 (広島県広島市)	6 ヶ月	海底面 -5.70 ~ -6.35	40.9	1.0
		" -9.95 ~ -11.40	40.1	94.1
		" -16.75 ~ -17.75	48.5	55.9

(平成 10 年製鋼スラグ協会調査)

b)海水の pH 変化

試験区域近傍及び潮流の下流側の 5m, 10m 離れた箇所で, 上層 (海面下 1.0m) と下層 (海底面上 1.0m) の 2 箇所から海水を採取し, pH を想定した結果を図 2-3-19 に示す。海水の pH の変化はほとんどないことが明らかである。

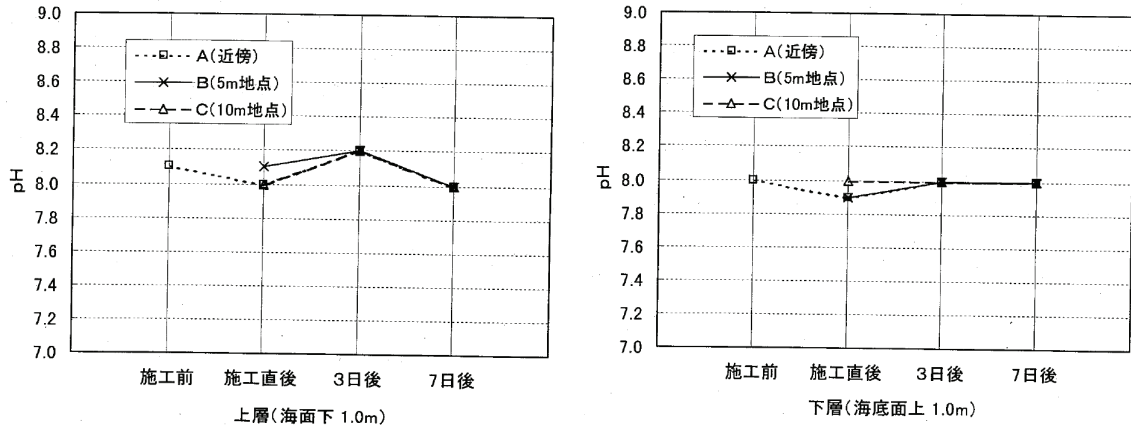


図 2-3-19 海水の pH 試験結果²⁰⁾

(2) 設計における基本的な考え方²⁰⁾

「港湾工事事用製鋼スラグ利用手引書」において, 粘性土地盤を対象とする製鋼スラグを用いた SCP 工法は, 高置換率の改良に適用範囲を設定している。製鋼スラグには弱い水硬性があり, 十分に締固められた場合には, 固結することがある, 粘性土地盤における低改良率のサンドコンパクションパイル改良地盤で杭が固結した場合, 杭に対する応力集中が発生することが考えられ, また杭の透水性の低下に伴いドレーン効果が損なわれる恐れもある。これに対し強制置換に近い高置換率 (原則として $a_s \geq 70\%$) の改良を行う場合には, 杭の固結はむしろ強固な改良地盤を形成することとなる。以上の点を踏まえて, 製鋼スラグを SCP 改良に用いる場合は原則として高置換率改良に適用するものとしている。またこれにより, 製鋼スラグによる SCP 改良杭において, 杭の透水性に関わる性能上の要請は小さく, 設計に際しては杭の透水性は考慮しないものとしている。なお, 製鋼スラグの透水性の変化について調べた事例を図 2-3-20 に示す。

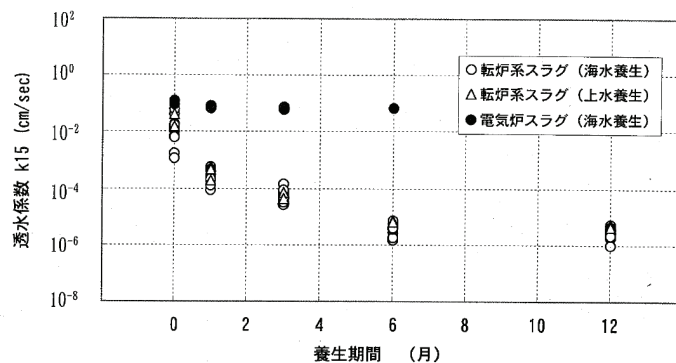


図 2-3-20 製鋼スラグの透水性の経時変化の事例²⁰⁾

(3) 製鋼スラグ SCP の沈下変形に関する検討事例²¹⁾

篠崎らは、製鋼スラグによる SCP 改良を施した場合のケーソン天端の沈下抑制効果について、ケーソン天端の沈下の動態観測の結果より検討している。護岸断面図を図 2-3-21 に示す。海底面より 20m 程度は軟弱な沖積粘性土で、その下層に洪積砂層の構成となっている。全体の工事として、H12～H13 年度にかけて海上 SCP を打設後、H14 年度にケーソン据付け、裏込め施工、裏埋施工の順で行われた。沈下の測定はケーソン設置後から裏込め施工までの約 400 日間実施されている。図 2-3-22 にケーソン天端の沈下の経時変化を示す。図中の①～④がケーソンの天端の結果である。同図では粘土地盤の設計時における無処理の沈下予測量に対し、砂による SCP により改良した場合の沈下時間関係（沈下低減係数 β (=改良地盤の沈下量/無処理の場合の予測沈下量) をこれまでの実績より 0.3 と設定)、さらに無処理の沈下予測量に対し、製鋼スラグ改良地盤の沈下低減係数 β を算出した結果の曲線を比較している。その結果、製鋼スラグ改良地盤は $\beta=0.037$ 程度となり、従来の砂と比較して大幅な沈下抑制効果があることを示している。

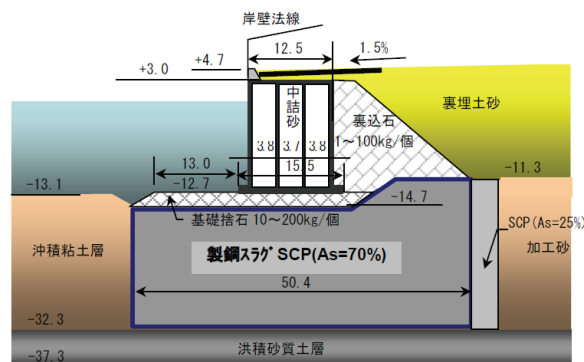


図 2-3-21 護岸断面図²¹⁾

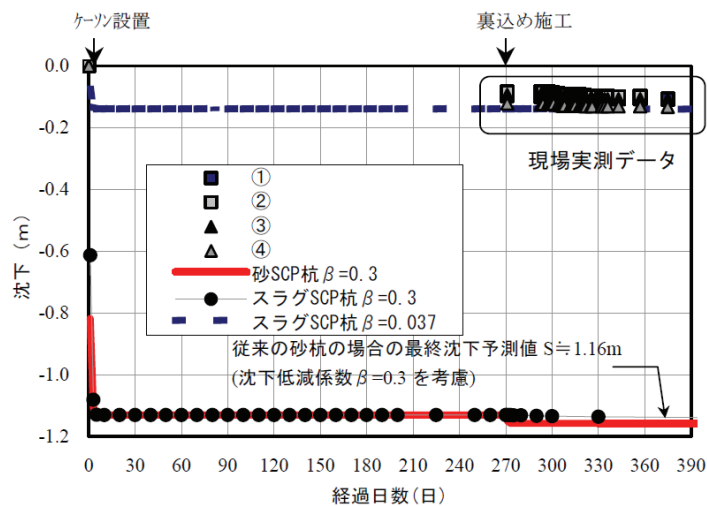


図 2-3-22 ケーソン天端の沈下の経時変化²¹⁾

2. 3. 4 水硬性スラグコンパクションパイル材料²²⁾

前述のとおり製鋼スラグは高い内部摩擦角を有する材料で弱い水硬性を有している。これに対して高炉スラグは製鋼スラグよりも水硬性が大きい材料である。この両者の特徴を生かし、製鋼スラグと高炉スラグを混合し粒度調整等の適切な品質管理を行うことで、固結強度を安定して確保する SCP 専用の鉄鋼スラグ（本章では以降、水硬性スラグと称す）が開発されている。ここでは、この水硬性スラグの強度特性について示す。

(1) 一軸圧縮強さの経時変化

室内試験における水硬性スラグの一軸圧縮強さの経時変化を図 2-3-23 に示す。図より水硬性スラグは材齢 28 日にて $q_u=60\text{kN/m}^2$ 以上を確保している。

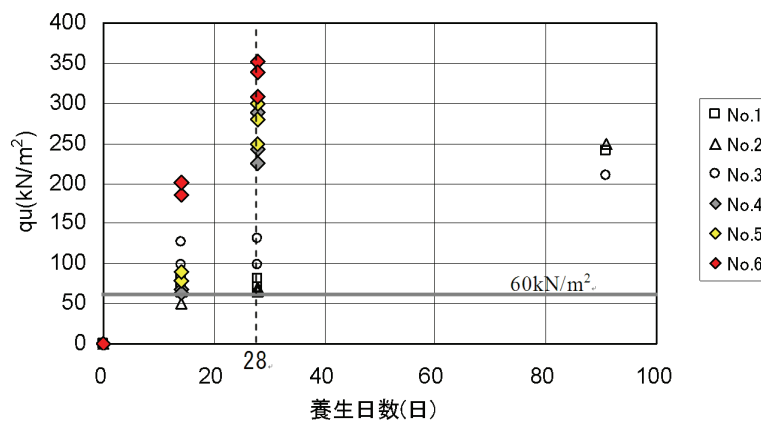


図 2-3-23 水硬性スラグの一軸圧縮強さの経時変化²²⁾

(2) 三軸圧縮試験結果

三軸圧縮 (CD) 試験におけるせん断強度特性を表 2-3-3 に示す。これより材齢 28 日において確実に粘着力を有していることが分かる。

表 2-3-3 せん断強度 (三軸圧縮 (CD) 試験)²²⁾

供試体 No.	タイプ	初期	28 日	
		せん断抵抗角 ϕ_d (°)	c_d (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ_d (°)
No.1	固結タイプ	54.7	47.3	56.6
No.2	固結タイプ	52.8	33.1	56.0
No.3	固結タイプ	51.9	—	—
No.4	固結タイプ	52.8	151.9	52.3
No.5	固結タイプ	50.7	132.4	55.6
No.6	固結タイプ	55.0	123.9	57.8
No.7	固結タイプ	58.1	215.6	58.7
No.8	摩擦タイプ	42.7	—	—
比較:天然砂		35.8	—	—

(3) 現場採取試料と三軸圧縮試験結果

水硬性スラグを護岸の安定対策として用いた事例における杭芯採取コアおよび三軸圧縮試験用供試体を図 2-3-24 に示す。

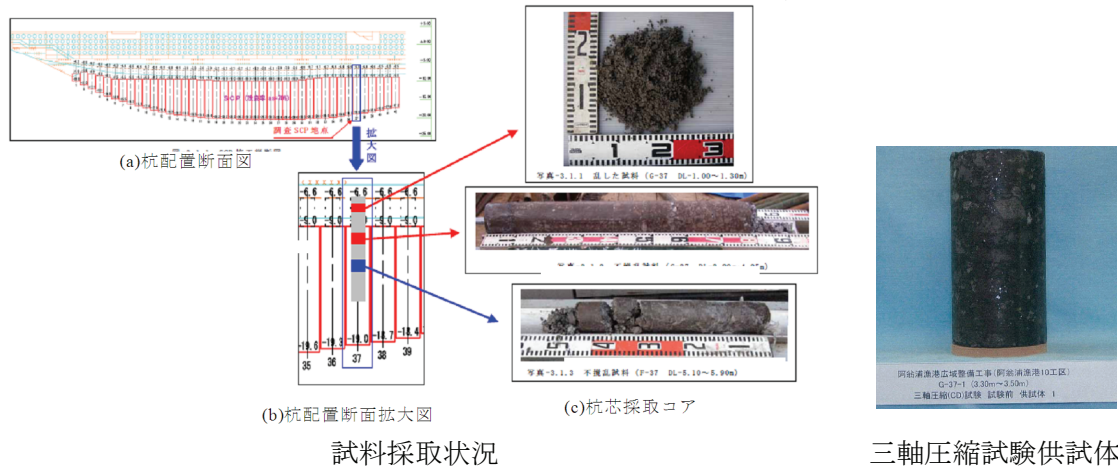


図 2-3-24 実施工現場における採取試料²²⁾

採取した試料の三軸圧縮試験（CD 試験）における軸差応力-軸ひずみ関係、体積ひずみ-軸ひずみ関係を図 2-3-25 に示す。試験結果より明瞭にピーク強度を有しており、固結している状況がうかがえる。またピーク強度の後に、軸差応力は急激に低下し、やがて残留状態に至る傾向となっており、残留状態においても内部摩擦角によりせん断強度を有している状況となっている。また軸ひずみの進展とともに、体積ひずみは明瞭な膨張傾向を示している。

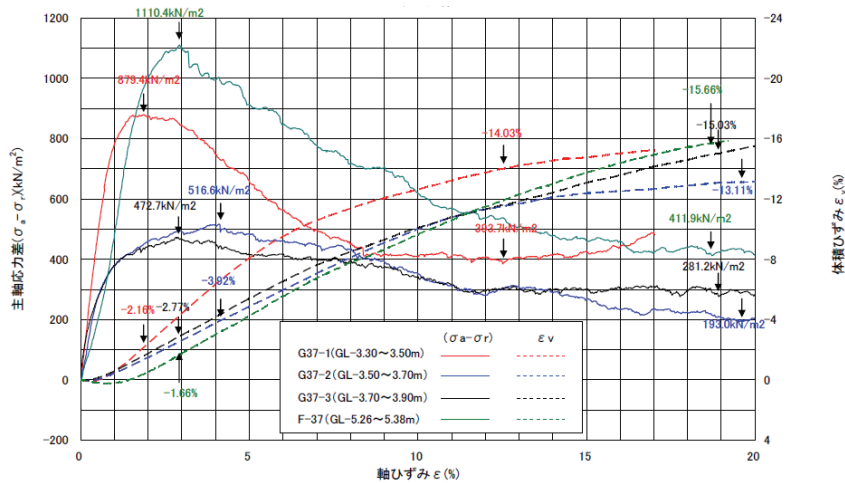


図 2-3-25 三軸圧縮試験における軸差応力-軸ひずみ関係²²⁾

(4) 土の繰返し非排水三軸試験

土の繰返し非排水三軸試験による水硬性スラグの軸ひずみの時間変化，過剰間隙水圧の時間変化を以下に示す。圧密応力は $\sigma_0'=100\text{kN/m}^2$ である。

図 2-3-26，図 2-3-27 に繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma_0'=0.77$ での軸ひずみの時間変化，過剰間隙水圧の時間変化を示す。結果図より繰返しせん断に伴い過剰間隙水圧が発生しゆるやかに上昇するが，単調な増加ではなく大きく変動しており，ひずみはほぼ伸張側に偏って発生する結果となった。鉄鋼スラグは剛性が高いことから圧縮側のひずみの発生が抑えられたと考えられる。

さらに，図 2-3-28 は繰返し载荷試験後における供試体の状況である。供試体は部分的に窪むような変形を示しており，伸張側にひずみが偏った影響と考えられる。

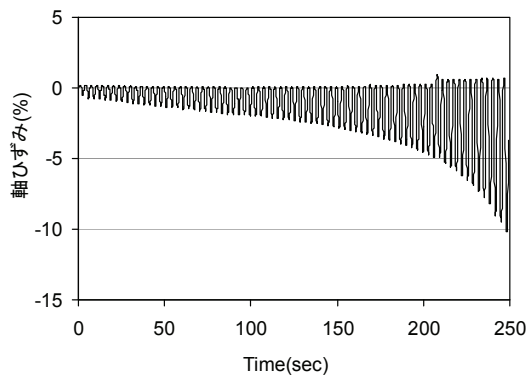


図 2-3-26 軸ひずみの時間変化²²⁾

有効拘束圧 : $\sigma_0'=100\text{ kN/m}^2$
繰返し応力振幅比 : $\sigma_d/2\sigma_0'=0.77$

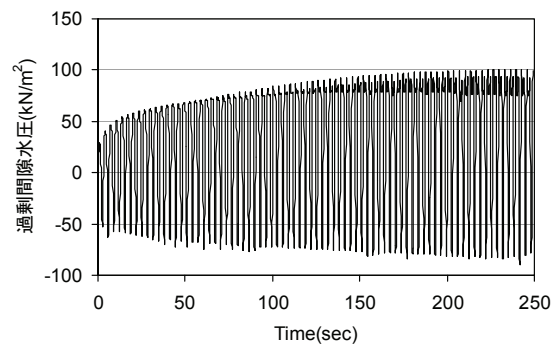


図 2-3-27 過剰間隙水圧の時間変化²²⁾

有効拘束圧 : $\sigma_0'=100\text{ kN/m}^2$
繰返し応力振幅比 : $\sigma_d/2\sigma_0'=0.77$



図 2-3-28 繰返し载荷試験後の供試体の状況²²⁾

(左) $\sigma_d/2\sigma_0'=0.49$ 、(中) $\sigma_d/2\sigma_0'=0.60$ 、(右) $\sigma_d/2\sigma_0'=0.77$

2. 4 SCP改良地盤の地震時挙動に関する研究

SCP工法を沿岸部の軟弱地盤対策として用いる場合、その目的は沈下・円弧すべり対策がほとんどである。そのため、粘性土地盤のSCP改良に関する研究は、沈下あるいはすべり変形（破壊）の解析法あるいは挙動の解明に関するものが多い（例えば²³⁾²⁴⁾²⁵⁾。一方で、粘性土地盤に対するSCP改良地盤の地震時における挙動について着目されたのは、1995年兵庫県南部地震において神戸港の岸壁が非常に大きな被害を受けたことが契機と言える。この地震においてSCP改良地盤上に設置された構造物の被災はある程度抑えられたと報告²⁶⁾されており、SCP改良によって地盤の耐震性が改善される可能性を示している。

ここでは、兵庫県南部地震におけるSCP改良地盤上の構造物の被災状況の例について概説し、基礎地盤改良の違いによる被災状況の分析事例、被災断面の地震応答解析による再現解析事例、ならびにSCP改良地盤の耐震性能に関する研究事例を述べる。

■兵庫県南部地震における被災状況²⁶⁾

ここではポートアイランド（2期）PC14,15バース（-15m）における被災状況について示す。図2-4-1に当該地区の断面を示す。SCP工法はケーソン岸壁下の粘土地盤に対して施されており、改良径φ2.0mで改良率70%の高置換による地盤改良が施されている。このポートアイランドⅡ期における埋立エリアにおいては多くの地点で噴砂を確認しており、当該地

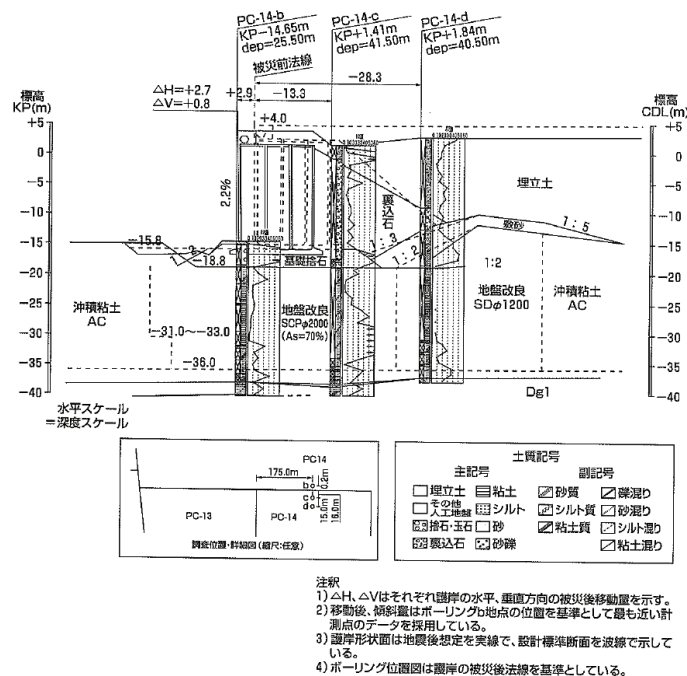


図2-4-1 PC14バースの断面およびボーリング結果²⁶⁾

区の埋立層も液状化が発生したと想定される。

岸壁法線の水平変位量と鉛直変位量の分布図を図 2-4-2 に示す。同図には隣接する PC13 バースの変位量も示されている。PC13 バースの基礎地盤対策は置換工法となっている。図 2-4-2 に示すように PC14,15 バースの法線移動量は 2.5m 程度であり、PC13 バースより概ね 1.0m 程度小さくなっている。また、PC14,15 バースの沈下量は 0.5m 程度となっており、PC13 バースの沈下量より概ね 1.0m 程度小さくなっている。

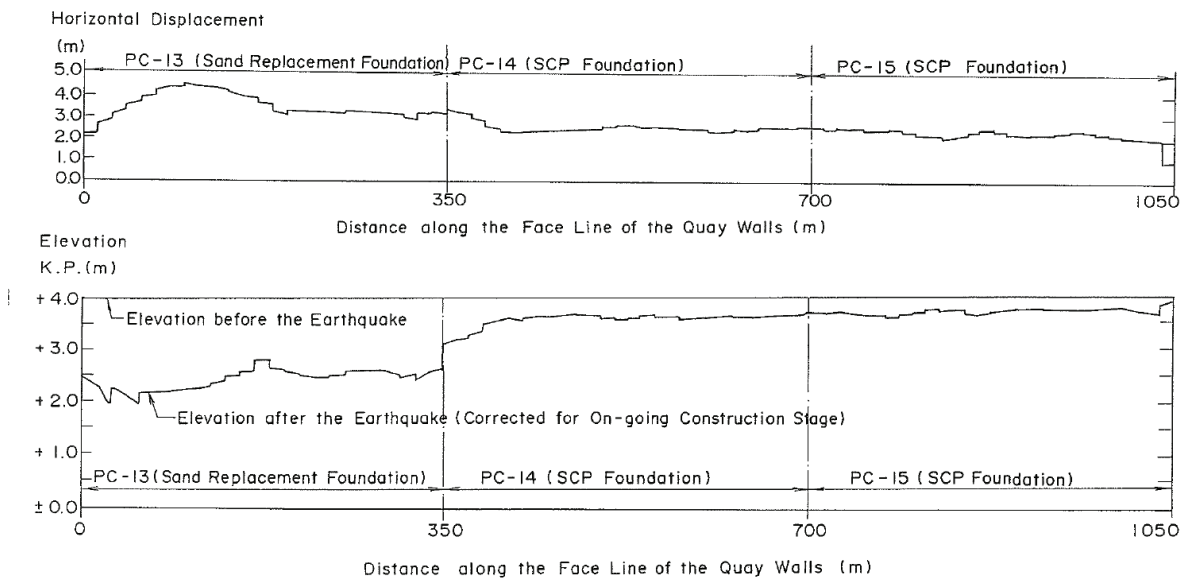


図 2-4-2 岸壁保線の水平変位量と鉛直変位量²⁶⁾

■重力式港湾構造物の被災状況と基礎地盤改良の関係²⁷⁾

松永らは、1995 年兵庫県南部地震によって被災を受けた重力式構造物に関して置換砂区間と SCP 区間における地震後の実測変位量をもとに、被災状況の相違について報告している。対象施設は、地震直後にケーソン部の変位量を測定した①ポートアイランド 2 期地区護岸 (防波)、②ポートアイランド 2 期地区岸壁 (-15m) および③摩耶埠頭岸壁 (-12m) で、これら床堀置換地盤および SCP 改良地盤を基礎とする施設の断面を図 2-4-3 に示す。3 施設で地震直後に測定された実測沈下量 δ_v を、それぞれの改良深さ L に対して整理した結果を図 2-4-4 に示す。この δ_v - L 関係より、同一施設において床堀置換地盤に比べて SCP 改良地盤の施設の沈下量が小さくなっている。また法線変位量 δ_H を改良深さ L に対して整理した結果として、図 2-4-5 のように同一施設において床堀置換地盤に比べて SCP 改良地盤の変形量が小さいことを示し、過度に大きな地震に対しては SCP 工法においても変形が発生するが、強震時のケーソン下部地盤のせん断耐力は、床堀置換地盤よりも SCP 改良地盤の方が大きい結果を示している。

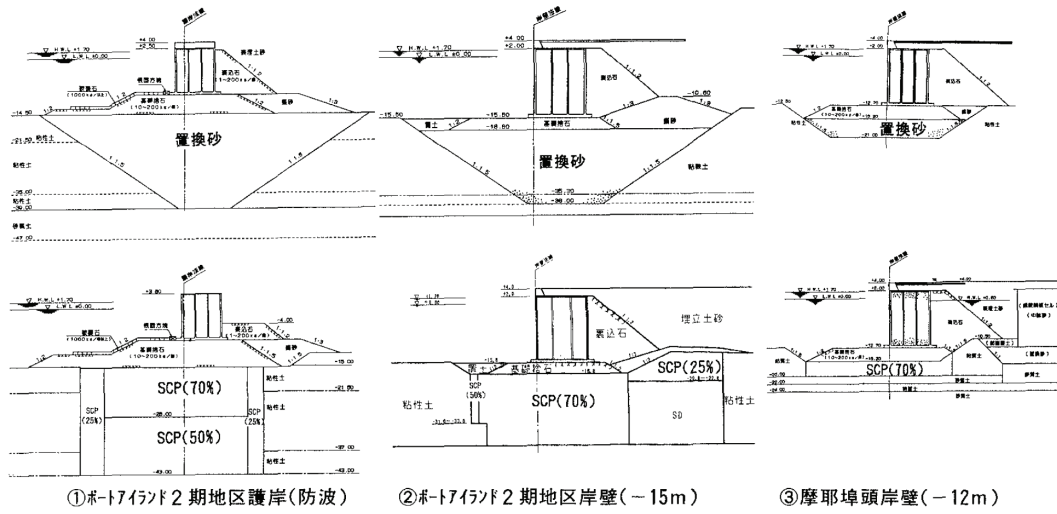


図 2-4-3 施設断面図²⁷⁾

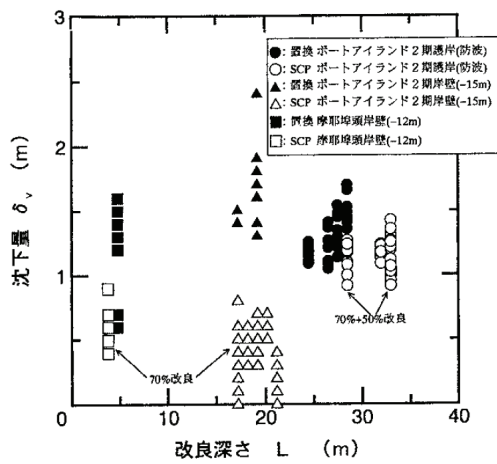


図 2-4-4 沈下量 δ_v と改良深さ L の関係²⁷⁾

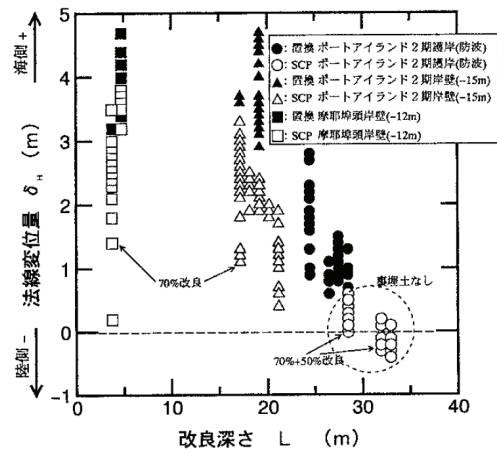


図 2-4-5 法線変位量 δ_H と改良深さ L の関係²⁷⁾

■被災断面の地震応答解析による再現解析(1)²⁸⁾

杉山らは、ポートアイランド2期地区の置換砂改良地盤および高置換率 SCP 改良地盤上の重力式岸壁に対して地震応答解析 FLIP を用いて検討し、兵庫県南部地震による岸壁の変形量の再現解析を行っている。この中で、高置換 SCP 改良地盤のモデルとしては、FLIP において通常奥行き幅を単位幅とするが、SCP 改良部の奥行き幅は改良率が 70%であることから 0.7 として、その部分の剛性・せん断強度には、砂杭のそれを与える手法が用いている。また改良部の密度としては、粘性土の質量を砂杭部分に組み入れることで、杭間の粘性土に起因する慣性力を考慮するモデルとしている(図 2-4-8)。なお、この検討においては SCP 改良部に対して過剰間隙水圧を考慮しないものとされている。

解析結果は図 2-4-9 および図 2-4-10 となり、概ね被災変形量が再現されている。さらに、置換砂による解析結果と比較し考察を行っている。まず両断面の埋土の液状化の状況は同等である。次に両断面のケーソン天端の最大水平加速度を比較すると PC14,15 の方が PC13 と比較して 70%程度大きい。これは堤体下部の地盤剛性が大きいことに起因すると考えられ、加速度の大きさにもかかわらず PC14,15 の変形量が小さいことから、堤体の残留変形量がそれに作用する慣性力よりも、堤体下部の地盤改良方法を反映したモデルに支配されるとの結論を示している。

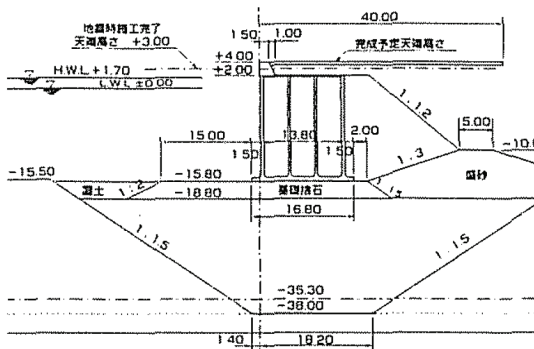


図 2-4-6 PC13 バース(置換砂)
標準断面図²⁸⁾

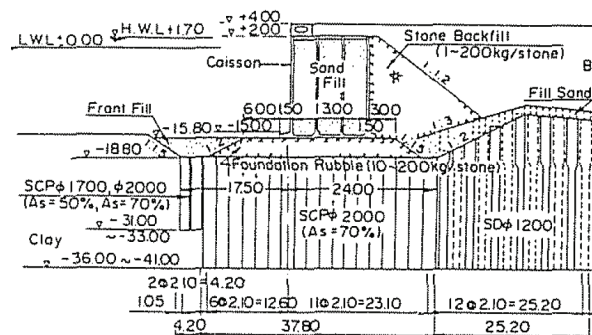


図 2-4-7 PC-14, 15 バース(SCP 改良)
標準断面図²⁸⁾

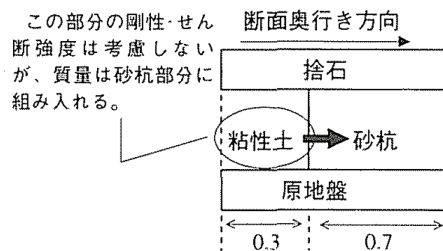


図 2-4-8 SCP モデル化の概念図²⁸⁾

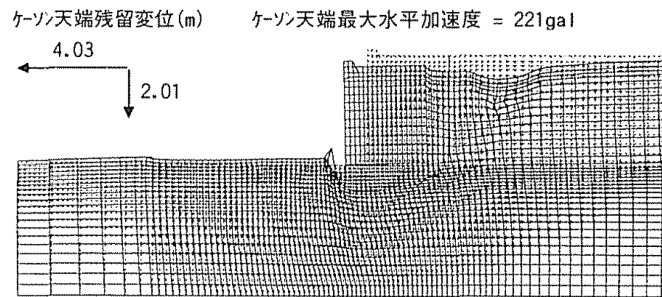


図 2-4-9 PC13 バースの解析結果 (残留変形図) ²⁸⁾

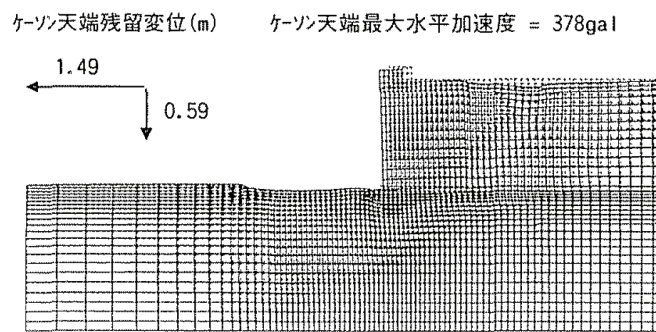


図 2-4-10 PC14,15 バースの解析結果 (残留変形図) ²⁸⁾

■被災断面の地震応答解析による再現解析(2)²⁹⁾

次に佐藤らは、粘性土地盤に対する高置換 SCP 改良地盤におけるモデル化において、過剰間隙水圧を考慮するか無視するか、また高置換 SCP 改良ではほぼ一樣な地盤と見なせることから、砂杭の特性をそのまま改良エリアに用いるか、あるいは改良率で等価な物性を設定するかについて、前述の再現解析を踏まえて PC14, 15 バースを対象に検討している。

表 2-4-1 に示すケースにて解析を行い、表 2-4-2 に示すケーソン天端の残留変位、最大加速度、残留変形角と、図 2-4-11 に示す護岸近傍地盤の残留変形モードを示している。表 2-4-1 に示す残留変位はいずれのケースも大差ないが、護岸近傍の変位モードにおいては、過剰間隙水圧の有無に依存して変化していることが明らかである。そして、以下のように推察している。過剰間隙水圧を考慮した場合は、SCP 上部の拘束圧の小さい領域において、部分的に過剰間隙水圧が上昇することにより、見かけのせん断剛性が低下し、せん断変形が進むものと考えられる。一方過剰間隙水圧を無視した場合には、見かけのせん断剛性が大きいために、上部の岸壁への加速度応答が大きくなり、結果的にほぼ同等の残留変位量となる。すなわち、過剰間隙水圧を考慮する場合と無視した場合で、地盤の変形モードが異なることを指摘している。

表 2-4-1 検討ケース²⁹⁾

対象断面	入力地震動	検討ケース	改良体モデル化	過剰間隙水圧
PC14、15 パース	ポートアイランド観測波形 (1995年1月兵庫県南部地震 GL-32m NS成分)	100-u-p	100%砂質土	考慮
		100-d-p		無視
		70-u-p	70%砂質土	考慮
		70-d-p		無視

表 2-4-2 解析結果²⁹⁾

応答値	方向	検討ケース			
	改良体	70%	70%	100%	100%
	間隙水圧	考慮	無視	考慮	無視
残留変位 (cm)	水平	-187 (1.00)	-149 (0.797)	-191 (1.02)	-155 (0.829)
	鉛直	-77 (1.00)	-59 (0.767)	-83 (1.08)	-60 (0.779)
最大加速度 (Gal)	水平	353 (1.00)	378 (1.07)	348 (0.986)	413 (1.17)
	鉛直	248 (1.00)	247 (0.996)	245 (0.988)	245 (0.988)
残留傾斜角 (度)	-	1.2 (1.0)	1.8 (1.5)	1.0 (0.83)	1.2 (1.0)

※水平変位：陸側向きを+ 鉛直変位：上向きを+

※残留傾斜角：海側に傾く場合を+

※()内の数値は、70%モデル・液状化考慮を基本ケースとした比率

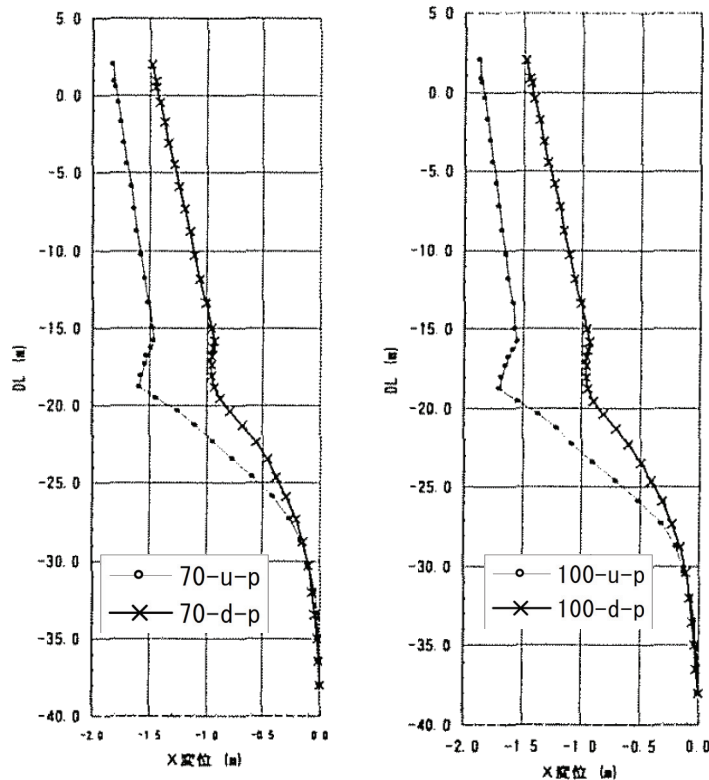


図 2-4-11 護岸近傍地盤の残留変形モード²⁹⁾
(水平変位)

■ SCP 改良地盤の動的応答特性に関する遠心模型実験³⁰⁾

北詰らは、遠心模型実験装置を用いて、SCP 改良地盤の動的応答特性について実験および評価を行っている。実験では、カオリン粘土単体および砂質土単体の地盤と、図 2-4-12 に示すようなカオリン粘土と SCP 改良杭との複合地盤に対して 50G の遠心加速場にて加振し、加速度計測データより加速度応答倍率、加速度振幅スペクトルの算出、地盤（応答）のフーリエ振幅スペクトルを基礎地盤のフーリエ振幅スペクトルで除した伝達関数、水平変位から考察を行っている。

なお、実験においては SCP の改良率の異なるケースを実施し（表 2-4-3、図 2-4-13）、入力波形には地盤内を伝達する過程において各周波数の振動がどのように増幅・減衰しているかを一度の加振で検討することが可能なホワイトノイズを用いている。検討結果として、最大入力加速度が 2.5G（1G 場で 50Gal）のときの伝達関数を図 2-4-14 に、最大入力加速度が 10G（1G 場で 200Gal）のときの伝達関数を図 2-4-15 に示す。

図 2-4-14 より、改良率 28%と 50%の改良地盤の伝達関数は粘性土地盤とほぼ同等であり、100%改良地盤と砂質土地盤がほぼ一致している。これに対し、図 2-4-15 では、28%及び 50%改良地盤での伝達関数は、低周波側の振動が増幅し高周波側の振動が大きく減衰しており、砂質土地盤よりも粘性土地盤に近い性質を示していると推察される。しかし 28%と 50%改良地盤での伝達関数と粘性土地盤の伝達関数を比較すると、高周波数領域で改良地盤の方が減衰量が小さくなっている。この結果を踏まえ、砂杭と杭間の粘性土で構成される複合地盤が未改良地盤に比べて軟化しにくくなっていると考察している。また 100%改良の伝達関数では、高周波数側の振動が減衰せず、周波数が高いほど大きく増幅する傾向をしめしている。したがって、改良率が高いほど粘性土時地盤との差異が大きくなり、砂質土地盤に近い傾向となる。また加速度時刻歴を用いて GL-2.0m での各ケースにおける最大相対変位を算出したところ、図 2-4-16 に示すように SCP 改良地盤の変位量は改良率が高いほど変位量が小さくなった。これらの結果に対し、SCP 改良地盤は粘性土地盤と砂質土地盤との中間的な特性を示し、この傾向は SCP の改良率が高くなるほど砂質土地盤に近い特性となることを明らかとしている。

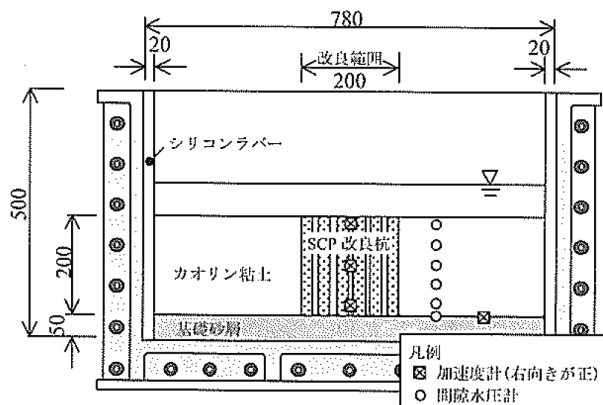


図 2-4-12 模型地盤の概略図³⁰⁾

表 2-4-3 実験ケース³⁰⁾

名称	地盤高 (cm)	改良率 (%)	打設本数 (本)	杭芯距離 (cm)
Case1	20	---	---	---
Case2	20	28	36	□3.35*1
Case3	20	50	64	□2.50*2
Case4	20	100	---	20×20*3
Case5	20	全層砂	---	---

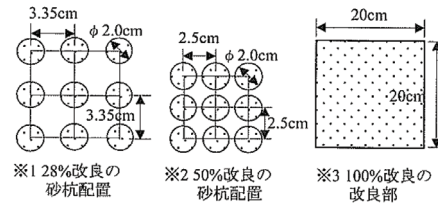


図 2-4-13 砂杭配置の詳細図³⁰⁾

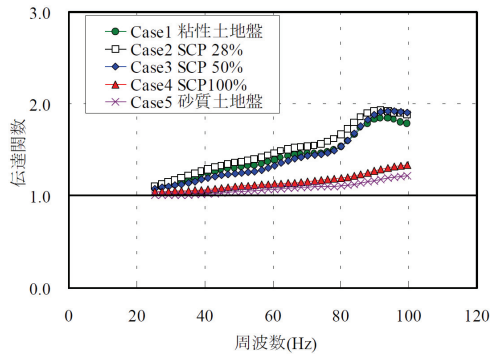


図 2-4-14 伝達関数の改良率比較³⁰⁾
(2.5G 入力時)

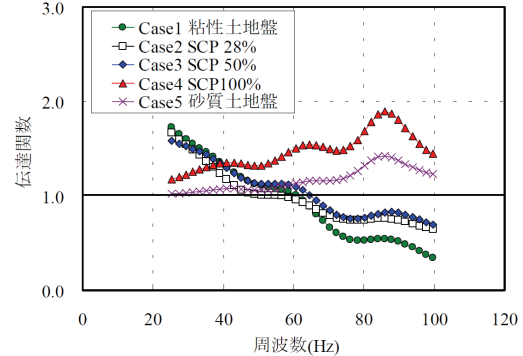


図 2-4-15 伝達関数の改良率比較³⁰⁾
(10.0G 入力時)

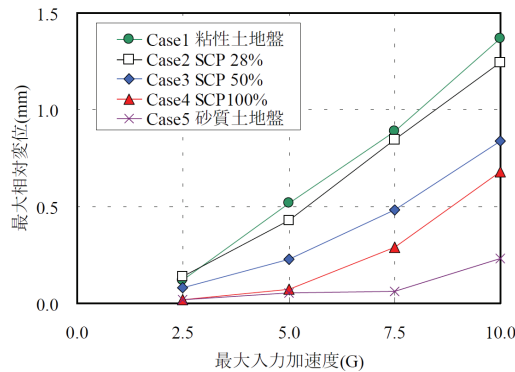


図 2-4-16 各ケースにおける最大相対変位³⁰⁾

■ SCP 改良地盤の動的応答特性に関する解析的検討³¹⁾

菅野らは、2次元地震応答解析 FLUSH を用いて、SCP 改良地盤の動的応答特性を把握し、より合理的な設計を可能とすることを目的として、解析・評価を行っている。まず、各種地震（Ⅰ/Ⅱ/Ⅲ種地盤）の動的応答特性を算出してそれぞれの傾向及び特徴を把握し、次に改良率の異なる SCP 改良地盤の動的応答特性を計算して各種地盤のそれと比較することにより SCP 改良地盤の位置づけについて考察している。その結果、SCP 改良地盤は未改良の粘性土地盤と砂礫地盤の中間的な特性を示し、改良率が高くなるほど砂礫地盤に近い特性を示すことを明らかとしている。

2. 5 SCP改良地盤の変形挙動に関する研究

本研究では、粘性土地盤に対する鉄鋼スラグを用いた SCP 改良地盤の地震時挙動の解明とその評価手法の構築を目的としている。この改良地盤は SCP 改良杭と杭間粘土の複合地盤となることから、それぞれが変形に及ぼす影響を把握することが重要と考えられる。

ここでは、高橋が実施した SCP 改良による複合地盤に対して傾斜荷重が作用したときの破壊過程に着目した遠心模型実験結果、ならびに鉄鋼スラグによる SCP 改良地盤の埋立載荷荷重に対する安定性の研究事例について述べる。

■砂杭・粘性土複合地盤の破壊過程に関する研究事例³²⁾

高橋は、砂杭と粘性土の複合地盤の変形特性および破壊へ至る過程を調べるために遠心場での埋立載荷実験を行っている。実験は幅広い改良パターン（改良率、改良幅、改良長を変化させたケース）で実施しており、さらに弾塑性解析を用いて限界状態での改良地盤の挙動を詳細に調べ、その挙動特性のモデル化を行い安定性解析手法の提案をしている。ここでは、代表的な実験結果について記載するものとする。実験における模型実験の概略図および改良域の平面図と断面図を図 2-5-1 に示す。

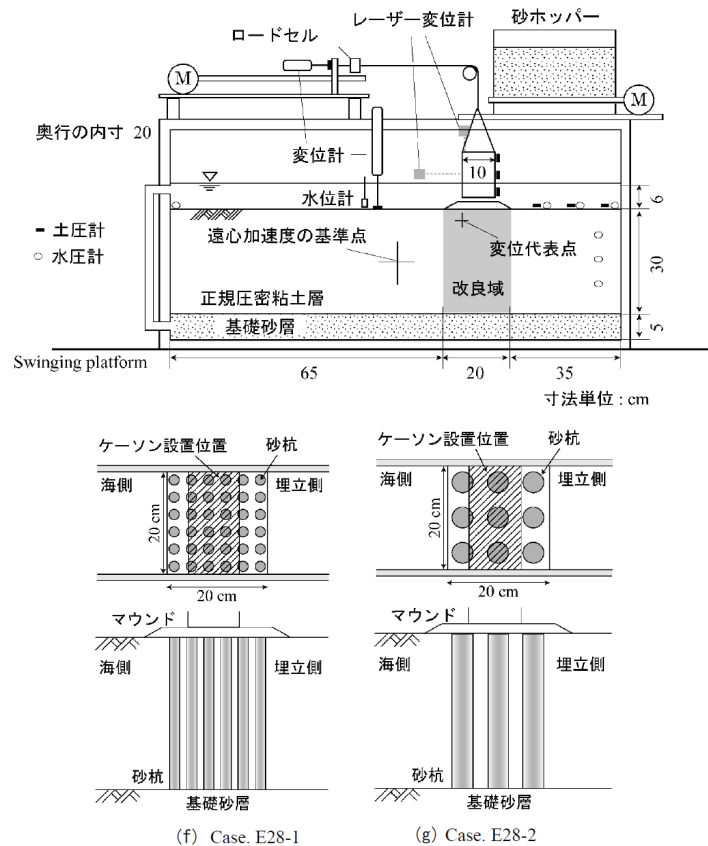


図 2-5-1 模型実験の概略図および改良域の平面図と断面図³²⁾

実験手順としては、模型地盤作成後 50g の遠心場で自重圧密させ、90%以上の圧密終了を確認した後に埋立载荷試験を実施する。埋立载荷はまずケーソンを設置し、その後に砂ホッパーにより埋め立てを行う。载荷実験終了後の改良杭の写真を図 2-5-2 に示す。この図を見ると、改良域は主に海側へ水平変位し、下部ほど水平変位量は小さくなっている。改良域外の埋立側粘土層は海側下部方向へ変位し、海側粘土層は海側上部方向へ変位している。このことから改良域は曲がるように変位し、改良域外部の粘土層は改良域の変形に追随するように変位することが明らかである。図 2-5-3 に地盤側面に設置したターゲットを画像解析してもとめたせん断ひずみ分布を示す。このひずみ分布を見ると、砂杭部分でのせん断ひずみは比較的小さい。一方で、杭間粘土部では最大で 20%以上の大きなせん断ひずみが発生しせん断破壊している。以上のように、改良域が一様に単純せん断されるのではなく、砂杭と粘土層で異なる挙動が生じていることを明らかにしている。

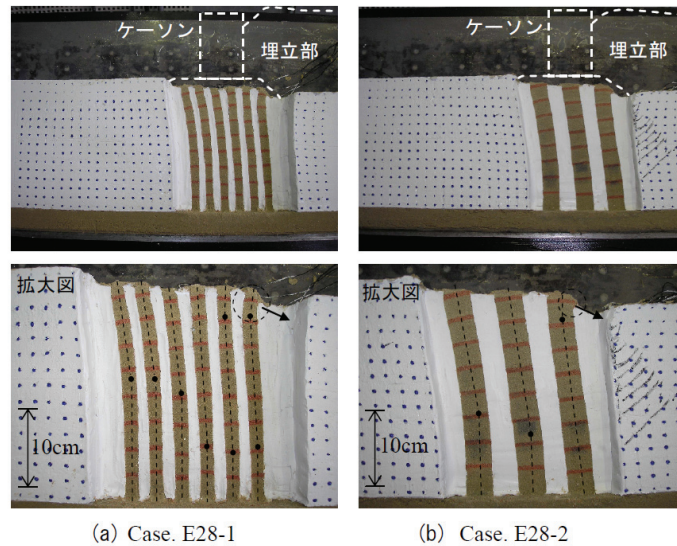


図 2-5-2 実験終了後の砂杭の破壊状況³²⁾

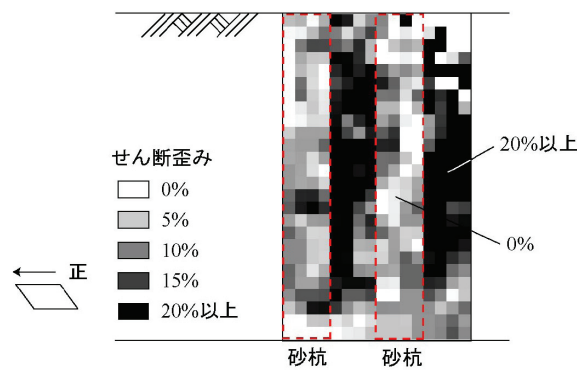
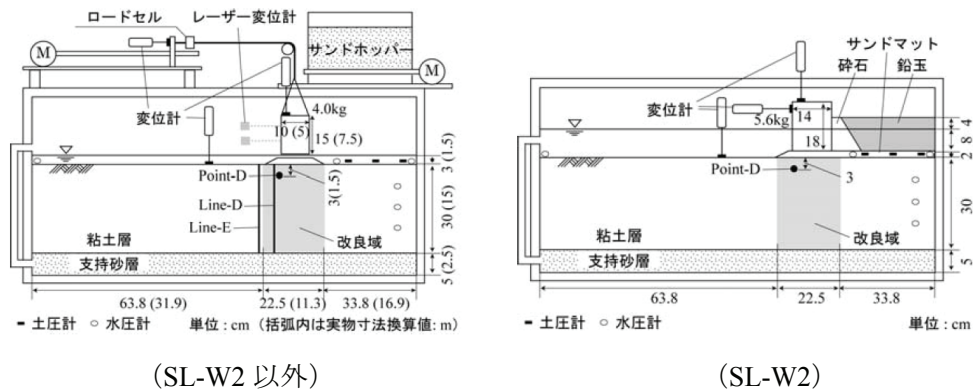


図 2-5-3 埋立载荷時におけるせん断ひずみ分布(Case.E28-2)³²⁾

■鉄鋼スラグ改良地盤の埋立载荷実験³³⁾

高橋らは、固結特性を有する鉄鋼スラグによる SCP 改良地盤の埋立载荷に対する安定性を調べるために、遠心場での埋立载荷実験を行っている。実験では、比較対象として鉄鋼スラグ以外に改良材として一般的に利用される天然砂や大きな脆性を有するセメント固化処理土を選びそれらの対比している。模型地盤の概略図を図 2-5-4 に、改良体の打設配置図および改良状況の写真を図 2-5-5 に示す。スラグの SL-W2 のケースは改良率 $a_s=32\%$ で、それ以外は $a_s=56\%$ である。SL-W2 は、SL-W の安定が高かったため改良率を低減させたものである。実験手順としては、模型地盤作成後 50g の遠心場で自重圧密させ、90%以上の圧密終了を確認した後に埋立载荷試験を実施する。埋立载荷はまずケーソンを設置し、その後に砂ホッパーにより埋め立てを行う。なお、SN-W および SL-W2 は、破壊状態に至らしめるために、模型ケーソン背後に鉛玉の埋立層を形成して遠心加速度を増加させる実験を行っている。



(SL-W2 以外)

(SL-W2)

図 2-5-4 模型実験の概略図³³⁾

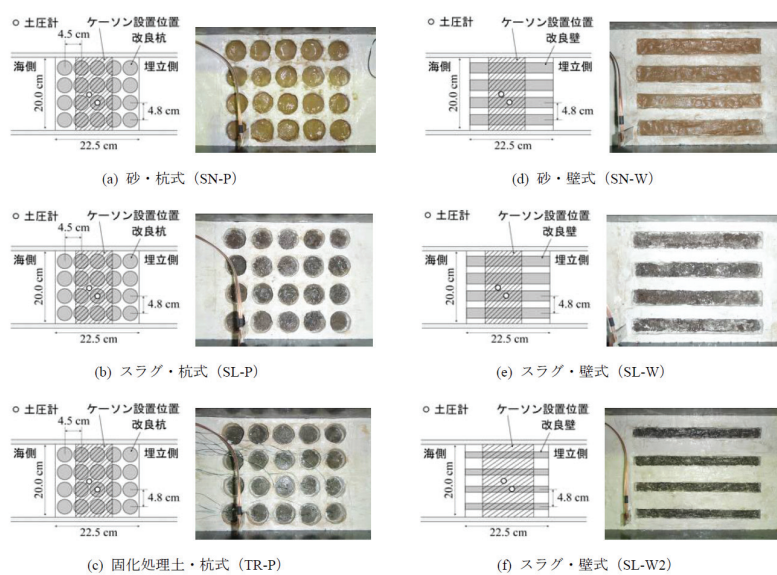


図 2-5-5 改良体の打設配置図および改良状況³³⁾

実験結果として、改良領域の Point-D での水平変位量と埋立圧力の関係を図 2-5-6 に示す。杭式改良のケースにおいて、埋立圧力が十分大きくなり、圧力-変位勾配がほぼ一定となるため、この一定となった時点で、改良杭と杭間粘土層の応力は極限状態となると考え、この一定勾配の始点（図中の矢印点）での埋立圧力を用いて便宜的に地盤の安定性の比較をしている。この結果よりスラグによる改良地盤での安定性が最も高いことを示している。また、解体時における改良領域断面の写真を図 2-5-7 に示す。この結果より壁式の改良である SN-W および SL-W2 ではすべり破壊が生じていることが明瞭である。一方で杭式改良においては、SN-P の改良杭は海側へ緩やかに湾曲している状況となっている。実験ケース SL-P においても変位量自体は小さいものの海側へ緩やかに湾曲する変形状況であり、SN-P と共通していることを指摘している。すなわち、杭式改良地盤では杭間粘土部のせん断破壊と改良杭の曲げ破壊が複合して変形が生じるという前述の研究事例と同様の変形モードとなっていることを明らかにしている。

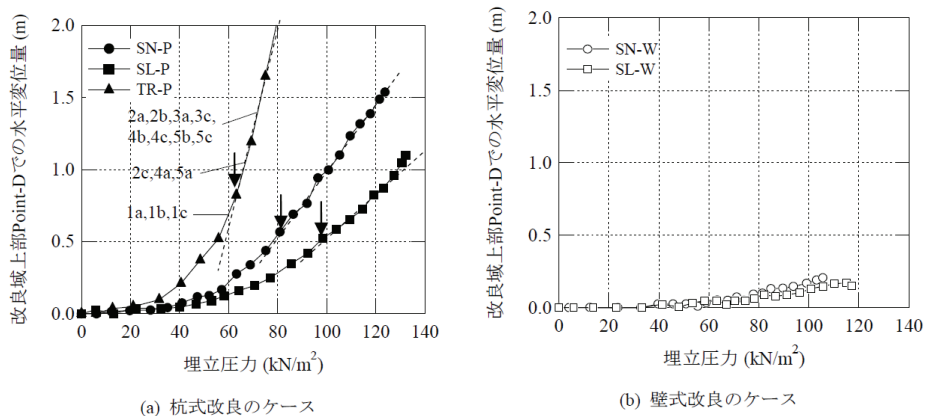


図 2-5-6 埋立圧力と改良部上部での水平変位量の関係³³⁾

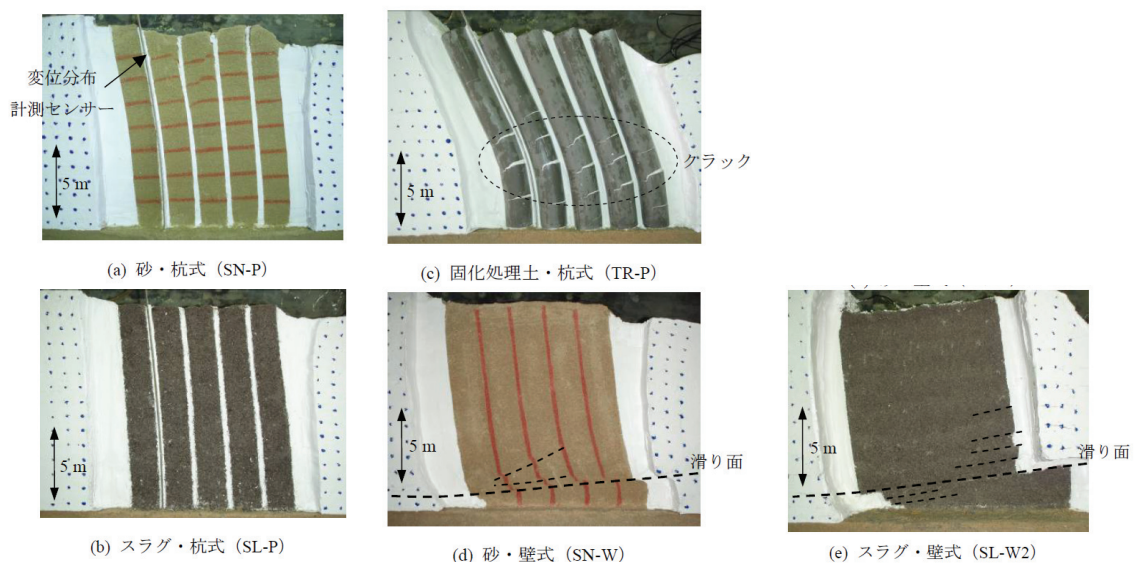


図 2-5-7 解体時に撮影した改良域の断面³³⁾

2.6 まとめ

本章において述べた既往の知見および研究について以下に要約する。

■SCPの概要

SCP工法の施工実績は年々増加しており、陸上工事および海上工事の幅広い対策に用いられることを示した。また、海上の専用船による改良を中心に、改良配置や改良率などの仕様について概説した。

■鉄鋼スラグのSCP工法への適用

鉄鋼スラグの種類とその製造過程の違いおよびリサイクル材としての用途について概説した。次に水砕スラグおよび製鋼スラグを地盤改良材への適用に関して、既往の研究について示した。さらに設計における考え方として、高炉スラグ、製鋼スラグともにSCP改良後の追跡調査より、杭芯のN値が増加しており固結が進行していること、現場採取試料あるいは室内供試体における透水試験の結果において透水係数が固結により著しく低下していることから、透水性を期待する改良形式には用いないこととし、原則、高置換改良のみに適用することについて述べた。また、水砕スラグと製鋼スラグの混合材である水硬性スラグについて強度特性を示し、材齢28日の段階で粘着力を有する材料であることを述べた。

■SCP改良地盤の地震時挙動に関する研究

兵庫県南部地震における被災事例より、SCP改良地盤上に設置された構造物の被災がある程度抑えられた報告について紹介し、強震時のケーソン下部地盤のせん断耐力として、床堀置換地盤よりもSCP改良地盤の方が大きいという分析結果を述べた。次に被災断面の地震応答解析における再現解析について、ケーソンの変位を概ね再現出来ているが、改良域の評価手法によって変形モードに相違があることを述べた。またSCP改良地盤の耐震性能に関する検討として、遠心模型実験および地震応答解析の事例を紹介し、SCP改良地盤では未改良の粘性土地盤と砂礫地盤の中間的な特性を示し、改良率が高くなるほど砂礫地盤に近い特性を示すことを述べた。

■SCP改良地盤の変形挙動に関する研究

既往の研究として、砂によるSCP改良地盤と鉄鋼スラグによるSCP改良地盤の遠心場での埋立載荷実験について示し、杭状配置のSCP改良地盤の場合、SCP改良杭と杭間粘土からなる複合地盤の変形モードとして、杭間粘土部のせん断破壊と改良杭の曲げ破壊が複合していることを述べた。

次に、既往の知見および研究から見た本研究における課題とそのアプローチについて述べる。

- a) 鉄鋼スラグにおける挙動の評価として、各種の要素試験よりその物性（動的変形特性、強度特性など）を把握するとともに、繰返し载荷が作用した場合におけるひずみの挙動の把握が重要と考えられる。例えば、既往の知見において示した、水硬性スラグの繰返し三軸圧縮試験結果の場合、圧縮側と引張り側とのひずみの進展で明瞭な相違が見られ、これらの試験結果からひずみ挙動を再現する評価手法（モデル）を提案することは困難である。すなわち、評価手法（モデル）を念頭において、ひずみ挙動を適切に把握できる実験の実施が必要である。
- b) 鉄鋼スラグ改良地盤を基礎地盤とする重力式ケーソン護岸のような実断面を想定した状態に対して、地震時の改良地盤の変形挙動を検討した事例は見当たらない。鉄鋼スラグによる SCP 改良地盤の変形挙動の解明に向けて、実際に発生する変形挙動が、改良地盤だけでなく原地盤および上部工を含めた全体の相互作用の中で生じること留意し、実断面を想定した実験を行う必要がある。
- c) ポートアイランドⅡ期 PC14,15 バースにおける被災断面の再現解析において、SCP 改良地盤の評価手法により、変形モードが異なることが示されている。前述の実断面レベルでの挙動の解明とともに、改良部における挙動を表現できる評価手法が必要である。
- d) SCP 改良地盤の変形挙動に関する研究成果より、複合地盤における SCP 杭と杭間粘土の挙動は複雑である。そのため、SCP 杭および杭間粘土のそれぞれの挙動を考慮した上で、鉄鋼スラグ SCP 改良地盤の変形予測のための解析方法について検討が必要である。

第2章 参考文献

- 1) 地盤工学会：打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法設計・施工マニュアル，p.1，2009.
- 2) (株)不動産テトラ：コンポーザー工法パンフレット，2011.
- 3) Kitazume, M. : The Sand Compaction Pile Method, Balkema, 2005.
- 4) Ishihara, K., Kawase, Y. and Nakajima, M. : Liquefaction characteristics of sand deposits at

- an oil tank site during the 1978 Miyagiken-oki earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2, 1980.
- 5) Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa, N. : Effect of soil improvement on ground subsidence due to liquefaction, *Special issue of Soils and Foundations*, pp. 99-107, 1996.
 - 6) Harada, K., Nozu, M., Orense, R. : LIQUEFACTION-PROOFING THROUGH SAND COMPACTION PILE METHOD: CASE STUDIES FROM RECENT GIGANTIC EARTHQUAKES IN JAPAN, 7th APRU Research Symposium on Multi-hazards around the Pacific Rim Auckland, New Zealand, 2011
 - 7) 前掲 1), p.53, 2009.
 - 8) 不動テトラ：地盤対策工法 技術資料 第 7 版, pp.4/3-4/6, 2010.
 - 9) 地盤工学会：軟弱地盤対策工法－調査・設計から施工まで－, p.138, 1988.
 - 10) 鐵鋼スラグ協会：環境資材鉄鋼スラグ, 2011.
 - 11) 篠崎晴彦：高炉水砕スラグの水硬性および地盤材料としての適用性に関する研究, 山口大学学位論文, 2008.
 - 12) 鐵鋼スラグ協会：水砕スラグ「土工用材料としての技術資料」, 1983.
 - 13) 沿岸開発技術研究センター, 鐵鋼スラグ協会：港湾工事用水砕スラグ利用手引書, 1989.
 - 14) 佐藤康文, 衣斐隆志, 福田勇治：地盤改良材としての高炉水砕スラグの土質工学的性質とその経時変化について, 土木学会第 37 回年次学術講演会, III-302, pp.601-602, 1982.
 - 15) 松田博, 来山尚義, 高宮晃一, 村上剛敏, 中野恭夫：高炉水砕スラグの地盤改良材としての適用性に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.764/III-67, pp.85-99, 2004.
 - 16) 来山尚義, 松田博, 高宮晃一, 村上剛敏, 大平尚美, 山口貴：高炉水砕スラグの低置換率 SCP への適用に関する模型実験, 第 38 回地盤工学研究発表会, pp.1113-1114, 2003.
 - 17) 高橋邦夫, 菊池喜昭, 尾島啓介, 篠崎晴彦, 星秀明：高炉水砕スラグの固結に及ぼす要因について(その 1:各種要因の影響), 土木学会第 57 回年次学術講演会, III-031, pp.61-62, 2002.
 - 18) 篠崎晴彦, 松田博, 坂井悦郎, 小野幸一郎, 鈴木操, 中川雅夫：高炉水砕スラグの硬化特性と地盤改良工法への適用, 土木学会論文集 C, Vol.62, No.4, pp.858-869, 2006.
 - 19) 沿岸技術研究センター：港湾空港における水砕スラグ利用技術マニュアル, 2007.
 - 20) 沿岸開発技術研究センター, 鐵鋼スラグ協会：港湾工事用製鋼スラグ利用手引書, 2000.
 - 21) 篠崎晴彦, 土田孝, 鈴木操, 国土交通省中国地方整備局港湾空港部：製鋼スラグサンドコンパクションパイル改良地盤の沈下変形導体観測結果報告, 土木学会第 64 回年次学術講演会, III-496, pp.991-992, 2009.
 - 22) 沿岸技術研究センター：水硬性スラグコンパクションパイル材料【エコガイアストーン】, 港湾関連民間技術の確認審査・評価報告書, 第 10001 号, 2010.
 - 23) 一本英三郎：複合地盤の安定解析法に関する研究, 京都大学学位論文, 1991.
 - 24) 岡田靖夫, 柳生忠彦, 幸田勇二：低置換率サンドコンパクションパイル工法による改良

- 地盤の現地破壊実験, 土と基礎, Vol.37, No.8, pp.57-62, 1989.
- 25) 神田勝己, 寺師昌明: 粘性土地盤を対象とする SCP 工法の実用設計法 —感度分析と実態調査—, 港湾技術研究所資料, No. 669, 1990.
 - 26) 稲富隆昌, 善功企ほか: 1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等の被災報告, 港湾技術研究所資料, No.857, 1995.
 - 27) 及川研, 松永康男, 藤嶋克慶, 加茂一郎, 1995 年兵庫県南部地震による重力式構造物の被災状況と基礎地盤改良工法の関係, 土木学会第 51 回年次学術講演会, III-A153, 1996.
 - 28) 杉山弥, 井合進, 小堤治, 森浩章: SCP で改良された粘性土地盤上の重力式岸壁の地震時有効応力解析 (その 1: 高置換率 SCP 改良地盤のモデル化), 第 35 回地盤工学研究発表会, pp. 2055-2056, 2000.
 - 29) 佐藤成, 吉田晃, 飯田典生, 丹下英雄, 井合進, 森浩章: SCP で改良された粘性土地盤上の重力式岸壁の地震時有効応力解析 (その 2: ケーススタディー), 第 35 回地盤工学研究発表会, pp. 2057-2058, 2000.
 - 30) 北詰昌樹, 菅野高弘, 大林 淳, 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, 2002.
 - 31) 菅野高広, 北詰昌樹, 中山義紀, 河又洋介, 大林 淳, 西田直人, 石丸一宏: SCP 改良地盤の動的応答特性に関する一考察, 港湾空港技術研究所資料, No.1047, p.32, 2003.
 - 32) 高橋英紀: 砂杭・粘性土複合地盤の破壊過程に関する基礎的研究, 港湾技術研究所資料, No.1181, 2008.
 - 33) 高橋英紀, 森川嘉之, 篠崎晴彦, 木下洋樹, 丸山憲治: 固結特性を有する鉄鋼スラグを用いた SCP 改良地盤の埋立載荷荷重に対する安定性, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.1, pp.81-95, 2011.

第3章 中空ねじり試験機を用いた実験的検討

3.1 概要

SCP 工法にて改良された粘性土地盤では、SCP 改良部と粘性土からなる複合地盤が形成され、SCP 改良部は周囲を粘性土に囲まれた状態となる。このような複合地盤において、その挙動を評価していくためには、粘性土に囲まれた SCP 改良部においてどのような挙動が生じているかを明らかにすることが重要と考えられる。

本章では、中空ねじりせん断試験機を用いて、SCP 改良部と粘土からなる中空状の複合供試体を作製し、これに繰返しねじり载荷を与える模型载荷実験による検討を行った。実験では天然砂および鉄鋼スラグを用いたケースを実施し、その挙動の違いに着目した。

中空ねじりせん断試験機を用いた繰返し载荷実験（以降、繰返し载荷実験と称す）の概念図は図 3-1-1 に示すとおりである。中空ねじりせん断試験は、中空円筒状に整形された供試体に対し、円周方向にトルクを作用させ供試体全体にせん断変形を与えることができる試験であり、図 3-1-1 に示すように SCP 改良部を均等に配置することで、それぞれの SCP 改良杭に対し均等な応力を加えることが可能である。本実験では、繰返しせん断による複合地盤のひずみの進展を調べるとともに、SCP 改良部のみの間隙水圧を測定できるように工夫し、複合供試体中の改良部の過剰間隙水圧の挙動に着目した。本章では、これらの実験の内容および得られた結果について述べる。

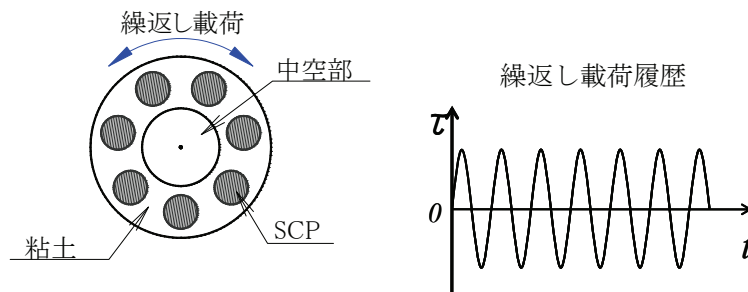


図 3-1-1 中空ねじり試験機による繰返し载荷実験の概念図

3. 2 中空ねじりせん断試験機

3. 2. 1 試験機の概要

実験に用いた中空ねじりせん断試験機(誠研舎製)の全景および概要を図 3-2-1, 図 3-2-2 に示す。この試験機では、構造及び操作の簡易化を図るために負荷応力を全て空圧で制御している。また、外力を精度良く測定するためにロードセルをセル内部に設置している。

供試体への負荷は、鉛直荷重、トルク、外圧、内圧、背圧の 5 系統により行われる。鉛直荷重は、垂直載荷アクチュエーターを介した圧縮載荷が可能である。鉛直載荷の載荷能力は±500kgf である。トルクは、トルクアクチュエーターを介して載荷され、最大 500kgf-cm まで載荷可能である。外圧、内圧は同時に載荷され最大 10.0kgf/cm² まで、背圧は最大 10.0kgf/cm² まで載荷可能である。変位及び変形量は、鉛直変位をダイヤルゲージにより測定し、回転変位をポテンショメーターで測定する。

以下に、中空ねじりせん断試験機の仕様の詳細を示す。

(1) 三軸室

型式 : 内部支柱

適用供試体 : $D_o70 \times D_i30 \times h100$ mm (中空供試体)

$D_o100 \times D_i60 \times h100$ mm (中空供試体)

$D50 \times h100$ mm (中実供試体)

耐垂直荷重 : 500 kgf

耐トルク : 500 kgf-cm

耐横圧 : 10 kgf/cm²

(2) 載荷装置

a) 垂直載荷

載荷装置 : 空圧アクチュエーター

容量 : 500 kgf

精密レギュレーター制御式

b) トルク載荷

載荷装置 : 空圧アクチュエーターによるワイヤープーリー式

制御方式 : 電気・空圧サーボ制御式

容量 : 500 kgf-cm

静的ひずみ制御

ひずみ速度 $4 \times 10^{-4} \sim 10$ deg/min

静的応力制御

載荷速度 $1 \times 10^{-2} \sim 100$ kgf-cm/min

動的ひずみ制御

周波数 $1 \times 10^{-3} \sim 1$ Hz

振幅 $1.6 \times 10^{-2} \sim 40$ deg

動的応力制御

周波数 $1 \times 10^{-3} \sim 1$ Hz

振幅 $2 \times 10^{-1} \sim 500$ kgf-cm

最大回転角 ± 40 deg

(3) 空気, 水系装置

横圧及び背圧系 : 精密レギュレーター制御式

容量 10kgf/cm^2 , 精度 0.01kgf/cm^2

体積変化 : 二重管式ビュレット 50ml

耐圧 10kgf/cm^2

計測 : マスターゲージ 直径 $\phi 200 \text{mm}$, 厚さ 10mm

個別圧力計 直径 $\phi 100 \text{mm}$, 厚さ 10mm

その他 : 真空層, 脱気水槽

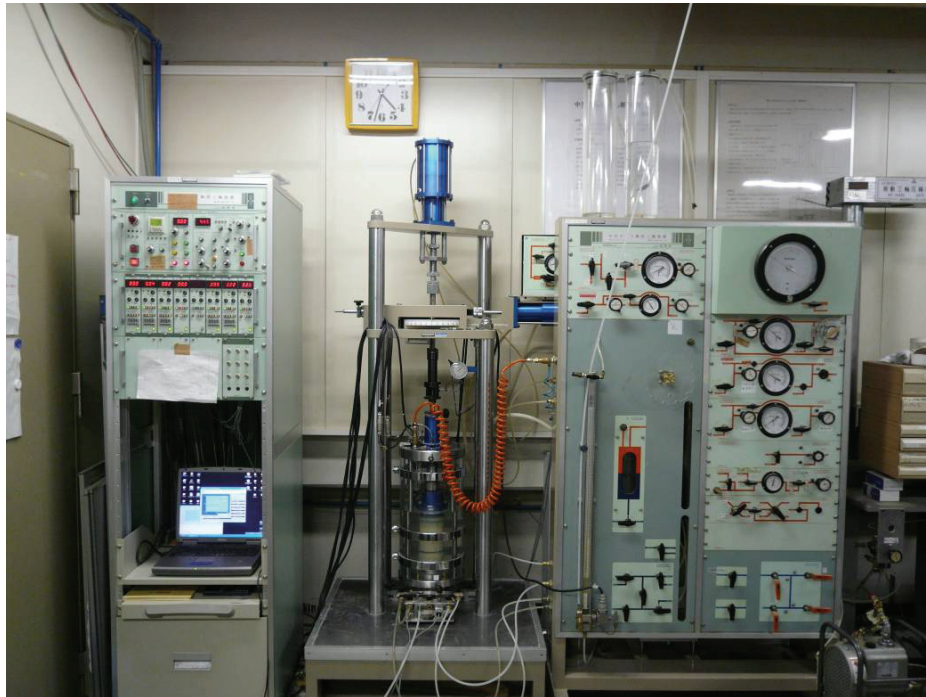


図 3-2-1 中空ねじりせん断試験装置

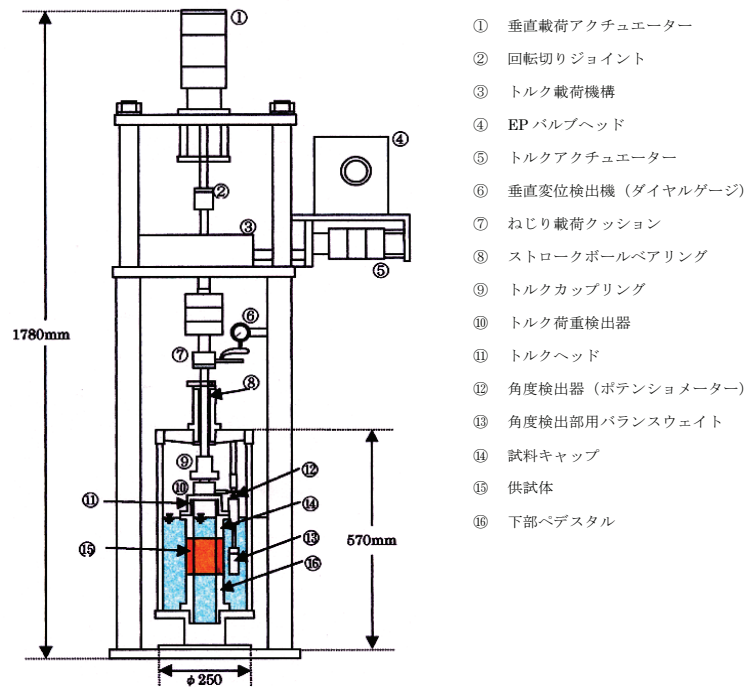


図 3-2-2 中空ねじりせん断試験装置の概要

3. 2. 2 中空ねじり試験の特性

中空ねじりせん断試験機においては，中空円筒供試体に作用する応力ならびに発生する変位を正確に測り，その測定値を整理し供試体の応力状態とひずみを算定する。これらの応力およびひずみの計算法について示す。

(1) 供試体の寸法

供試体寸法を図 3-2-3 のように定義する。

r_{o0} : 初期状態の供試体の外径, r_{i0} : 初期状態の供試体の内径

H_0 : 初期状態の供試体の高さ

V_0 : 初期状態の供試体の体積 ($=\pi H_0(r_{o0}^2-r_{i0}^2)$)

圧密後の供試体寸法は，圧密沈下量を ΔH_c ，圧密による体積変化(圧縮側を正)を ΔV_c とし，以下のように定義する。ここでは供試体の外径及び内径については，供試体の形が正しく円筒形に保たれていると仮定している。

$$H_1 = H_0 - \Delta H_c \quad (3.2.1)$$

$$V_1 = V_0 - \Delta V_c \quad (3.2.2)$$

$$r_{o1} = r_o \cdot \sqrt{(1-\varepsilon_v)/(1-\varepsilon_h)} \quad (3.2.3)$$

$$r_{i1} = r_i \cdot \sqrt{(1-\varepsilon_v)/(1-\varepsilon_h)} \quad (3.2.4)$$

ここで，

H_1 : 圧密後の供試体の高さ

V_1 : 圧密後の供試体の体積

r_{o1} : 圧密後の供試体の外径, r_{i1} : 圧密後の供試体の内径

ε_v : 圧密に伴う体積ひずみ($=\Delta V/V_0$)

ε_h : 圧密に伴う軸ひずみ($=\Delta H/H_0$)

(2) 供試体に作用する応力

供試体に作用する応力を図 3-2-4 に示す。

1) 水平面内の応力

σ_r , σ_θ は，次式で表される。

$$\sigma_r = \frac{p_o r_o + p_i r_i}{r_o + r_i} \quad (3.2.5)$$

$$\sigma_\theta = \frac{p_o r_o - p_i r_i}{r_o - r_i} \quad (3.2.6)$$

ここで，

p_o : 外セル圧, p_i : 内セル圧

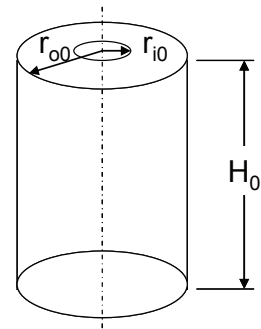


図 3-2-3 供試体の寸法

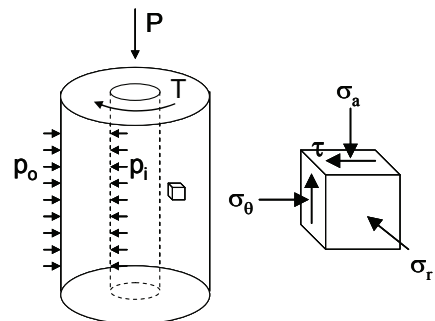


図 3-2-4 供試体に作用する応力

ただし、本研究においては、 $p_0=p_i=\sigma_c$ としているため、 σ_r 、 σ_θ は、ともに σ_c となる。

2) 軸方向応力

ロードセルにおいて計測される軸力 F_v 、供試体の断面積を $A_c(=V_1/H_1)$ とすると、軸方向応力 σ_a は、次式のとおりである。

$$\sigma_a = \frac{F_v}{A_c} \quad (3.2.7)$$

3) せん断応力

供試体上面全体に作用するトルクを T とすると、

$$T = \int_{r_i}^{r_o} \int_0^{2\pi} \tau \cdot r^2 d\theta dr = 2\pi \int_{r_i}^{r_o} \tau \cdot r^2 dr \quad (3.2.8)$$

ここで、供試体が完全塑性体であると仮定すると、せん断応力は半径方向に一様な分布となるため、

$$T = 2\pi \int_{r_i}^{r_o} \tau \cdot r^2 dr = \frac{2}{3} \pi \tau \cdot (r_o^3 - r_i^3) \quad (3.2.9)$$

となる。故に、せん断応力は次式で算定される。

$$\tau = \frac{3T}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)} \quad (3.2.10)$$

(3) 供試体に生じるひずみ

1) せん断ひずみ

本研究では供試体に生じるせん断ひずみ γ は供試体の内径、外径の中央位置で定義する。供試体の内径位置でのせん断ひずみを γ_i 、外径位置でのせん断ひずみを γ_o 、またねじりせん断による供試体上面の回転角を $\Delta\theta$ と定義する。

$$\gamma_i = \frac{r_i}{H_1} \Delta\theta \quad (3.2.11)$$

$$\gamma_o = \frac{r_o}{H_1} \Delta\theta \quad (3.2.12)$$

よって、供試体の内径、外径に対する平均のせん断ひずみ γ は次式となる。

$$\gamma = \frac{(r_i + r_o)}{2H_1} \Delta\theta \quad (3.2.13)$$

2) 軸ひずみ

供試体に作用する軸ひずみ ε_a はねじりせん断による軸変位量を ΔH として、以下の式で求められる。

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H_1} \quad (3.2.14)$$

3. 3 中空ねじりせん断試験機による繰返し载荷実験の方法

3. 3. 1 実験材料および実験ケース

実験では、SCP 改良部として豊浦砂、鉄鋼スラグ、粘土にはカオリン粘土を用いた。鉄鋼スラグの材料は、重量比で高炉水砕スラグ 20%と製鋼スラグ 80%の混合材料で、繰返し载荷実験での改良杭の大きさ（杭径 13mm）を考慮して最大粒径を 2mm 以下とした。

(1) 改良杭の作製方法

実験に用いる材料の作製方法は以下のとおりである。

1) 砂杭

- ① 内径 13mm，高さ 80mm の塩化ビニール製パイプに潤滑剤を塗布する。
- ② パイプの片方を止水する。
- ③ 相対密度 80%となるように必要な量の豊浦砂を用意する。
- ④ パイプ内に蒸留水と豊浦砂を少しずつ投入しながら，振動を与え締固める。
- ⑤ 締固め終了後，冷凍庫にて凍結させる。
- ⑥ 凍結後，砂杭をパイプから押し抜く。

2) 鉄鋼スラグ杭

- ① 内径 13mm のステンレスパイプに潤滑剤を塗布する。
- ② パイプに，試料高さ 80mm，最大乾燥密度の 90%の密度となるように密度管理にて鉄鋼スラグを投入する。
- ③ 水中飽和にて 7 日間養生する。
- ④ 養生終了後，冷凍庫にて凍結させる。
- ⑤ 凍結後，鉄鋼スラグ杭をパイプから押し抜く。

鉄鋼スラグにおける密度管理は，実施工された鉄鋼スラグ SCP 杭の密度の計測実績¹⁾より算定した締固め度が 95%程度以上となっていることから，本実験では安全側に余裕を考慮して，締固め度が 90%となる密度にて作製した。

抜き出した砂杭と鉄鋼スラグ杭の写真を図 3-3-1 に示す。



a) 砂杭



b) 鉄鋼スラグ杭

図 3-3-1 杭の写真

(2) 材料の物性

実験に用いた材料のそれぞれの物性を表 3-3-1 に示す。

表 3-3-1 実験材料の物性

(a)豊浦砂

土粒子密度	ρ_s	2.66 g/cm ³
最大密度	ρ_{dmax}	1.64 g/cm ³
最小密度	ρ_{dmin}	1.34g/cm ³
最大間隙比	e_{max}	0.991
最小間隙比	e_{min}	0.624
相対密度	Dr	80%

(b)鉄鋼スラグ

最大乾燥密度	ρ_{dmax}	2.07 g/cm ³
乾燥密度	ρ_d	1.86 g/cm ³
最大粒径		2.00 mm
平均粒径	D_{50}	0.60 mm
均等係数	U_c	9.2
粘着力	c_d	111 kN/m ²
内部摩擦角	ϕ_d	45.9°
残留強度状態の 内部摩擦角	ϕ_{dres}	47.3°

(c)カオリン粘土

土粒子密度	ρ_s	2.72 g/cm ³
液性限界	W_L	59.3 %
塑性限界	W_p	26.3 %
塑性指数	I_p	33.0
圧縮指数	C_c	0.49

鉄鋼スラグの強度特性は、三軸圧縮試験（CD 試験）を実施して得られた結果である。ただし、凍結と融解の過程に伴い固結していた鉄鋼スラグの強度は低下するため、三軸圧縮試験は、実験で用いる鉄鋼スラグと同じ条件（養生・凍結・融解）での供試体で行った。

三軸圧縮試験における軸ひずみー主応力差の関係を図 3-3-2 に示す。鉄鋼スラグは水硬性を有していることから、ピーク強度が顕著に現れており、このピーク強度に対しモールの

応力円により強度特性 (c_d および ϕ_d) を算出した。また、図 3-3-2 のとおり、鉄鋼スラグ改良体は比較的小さなひずみでピーク強度を迎えた後に強度は急激に低下し、やがて一定の状態に落ち着く傾向となった。

菊池ら²⁾は、港湾工事において用いた高炉水砕スラグに対して 18 ヶ月にわたる強度特性の追跡調査、室内実験における高炉水砕スラグの硬化実験結果より、硬化した高炉水砕スラグのせん断特性評価方法を提案している。具体的には図 3-3-3 に示すように、残留強度時には、強度は残留状態のせん断抵抗角 ϕ_{d0res} によって決まり、最大軸差応力時にはせん断抵抗角 ϕ_{d0res} であるとし、それを上回る強度を粘着力項 c_d としてみるという考え方である。排水三軸圧縮試験におけるモールの応力円においては図 3-3-4 に示す概念図で、残留状態における残留圧縮強度 q_{res} および σ_{1res} 、 σ_3 によって下式の関係から ϕ_{d0res} が求められる。

$$q_{res} = (\sigma_{1res} + \sigma_3) \sin \phi_{d0res} \quad (3.3.1)$$

そこで鉄鋼スラグの試験結果に対して、この方法に倣い ϕ_{d0res} を算出した結果も表 3-3-1(b) において示す。

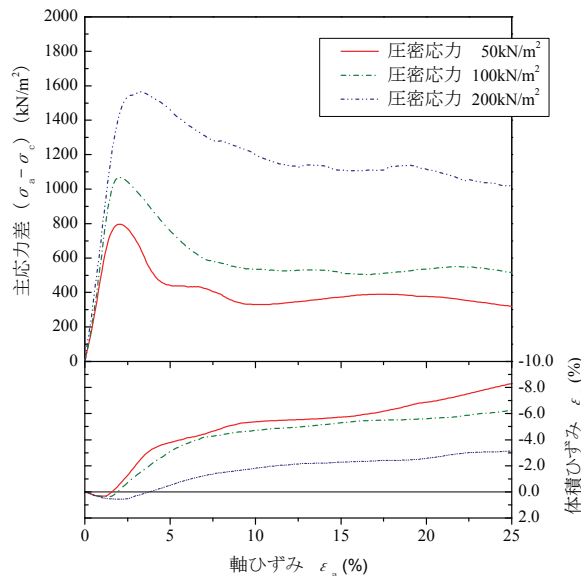


図 3-3-2 鉄鋼スラグの三軸圧縮試験 (CD 試験) 結果

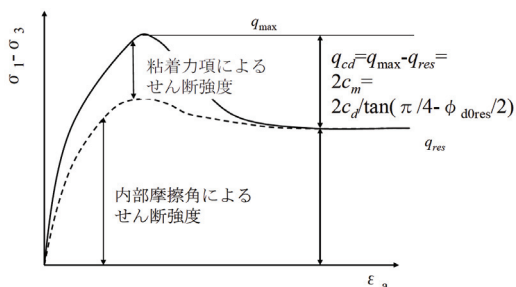


図 3-3-3 硬化した試料の応力ひずみ曲線のイメージ²⁾

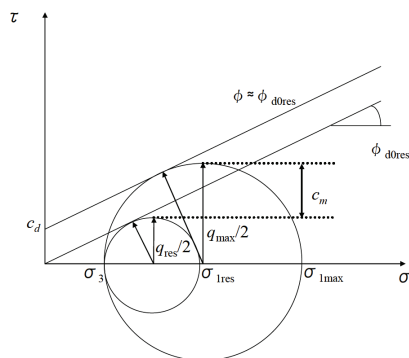


図 3-3-4 応力円における ϕ_{d0res} の考え方²⁾

(3) 改良配置および実験ケース

本実験では、外径 70mm、内径 30mm の中空供試体に対し、図 3-3-5 に示すように、杭径 13mm の 7 本の改良杭を円周内で等間隔に配置する。完成した供試体の写真を図 3-3-6 に示す。このときの改良率としては $as=30\%$ に相当する。実験ケースは、表 3-3-2 に示すとおりであり、改良杭を豊浦砂、鉄鋼スラグとしたケースと、粘土単体での実験を実施した。

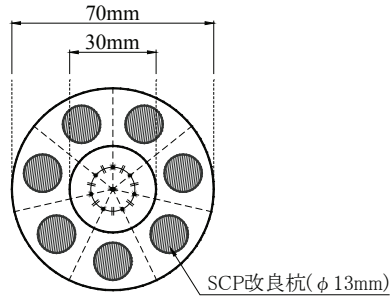


図 3-3-5 杭孔の作成

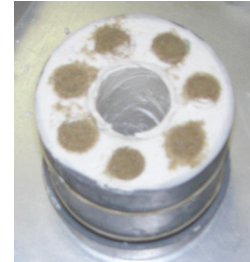


図 3-3-6 供試体写真

表 3-3-2 繰返し載荷実験の実験ケース

実験 Case	改良杭材	改良率 $as(\%)$
E1-1	——	0
E1-2	豊浦砂	30
E1-3	鉄鋼スラグ	30

また、本実験では複合供試体中の改良部の過剰間隙水圧の挙動に着目し、改良部のみの間隙水圧を測定できるように、図 3-3-7 に示すように改良部の配置に合わせて遮水シートの数カ所をくり抜き、これを供試体と排水層の間に配置した。



図 3-3-7 遮水シート

3. 3. 2 実験手順

(1) 供試体作製方法

供試体の作製手順を以下に示す。

① 試料の混合

試料にはカオリン粘土を用いる。カオリン粘土は乾燥粉末状の AX カオリンと MC クレーを乾燥重量比 1:1 で混合したものである。これに含水比が 120%となるように水を加え、真空状態で十分に攪拌する。

② 試料の予備圧密

攪拌した試料を圧密容器に入れ、圧密圧力を 12kPa, 24kPa, 49kPa, 74kPa と 4 段階に分け予備圧密を行う。圧密圧力 74kPa は試料の整形性を考慮して設定した。なお、各段階の圧密終了条件は一次圧密終了時点とした。

③ 試料の整形

予備圧密が終了した試料を、トリマー、ワイヤーカッター、直ナイフを用いて外径 70mm, 高さ 80mm となるように整形する (図 3-3-8)。その後、塩化ビニールパイプ製のモールドに水で濡らしたろ紙を 2 枚貼り付け、試料を設置し、上下端面を整形する (図 3-3-9)。

④ 改良杭の挿入

杭の直径と同じサイズのドリルを用いて杭を差し込むための孔をあける (図 3-3-10)。その孔に凍結させておいた杭を差し込み、目標の杭の配置となるように供試体を作製する (図 3-3-11)。

⑤ 中空部のくり貫き

直径 30mm のドリルを用いて中空部をくり貫く (図 3-3-12)。

なお、実施工における SCP 改良は、中空管のケーシングパイプを強制的に原地盤に貫入し、所定の深度でケーシングパイプを引き抜くと同時に中詰め材を地盤中に排出、さらにそれを打ち戻すことで拡径することにより、締め固まった改良杭を原地盤中に造成する。そのため、この施工過程によって、原地盤の粘土の物性が変動することとなる。しかしながら、本実験は粘土と SCP 改良部の複合供試体で、改良杭に天然砂および鉄鋼スラグの 2 種類の改良材を用いて比較を行っている。また、次章の本実験結果を踏まえて実施する数値シミュレーションの検討においては、粘土と改良杭との物性をできるだけ正確に把握しておくことが重要である。以上のことから、手順④に示すように、粘土供試体に孔を空け、予め作製しておいた改良杭を挿入する手法にて模型実験用の複合供試体を作製し、粘土の物性の差が極力生じないように実験を実施した。



図 3-3-8 試料の成形



図 3-3-9 端面の成形



図 3-3-10 杭孔の作成



図 3-3-11 杭を差し込む



図 3-3-12 中空部のくり貫き

(2) 载荷条件

作製した粘土と改良杭からなる複合供試体を試験機にセットし、有効拘束圧 74kPa で等方圧密を行った後に、非排水条件で応力制御による繰返しねじり载荷を行った。せん断応力比は 0.3 とし、载荷周波数は 0.1Hz とした。せん断応力比とは、せん断応力の初期有効拘束圧に対する比である。なお、実験手順上、一次元で行った予圧密の後に等方圧密を行っているが、この過程の平均応力は正規圧密の領域にとどまっているので問題ないと考えた。

3. 4 実験結果と考察

(1) せん断ひずみおよび間隙水圧の履歴

繰返し回数に対するせん断応力、せん断ひずみおよび間隙水圧の履歴を図 3-4-1 (Case-E1-1), 図 3-4-2 (Case-E1-2) および図 3-4-3 (Case-E1-3) に示す。Case-E1-2 と Case-E1-3 における間隙水圧は、前述のとおり改良部において測定された結果である。

Case-E1-1 と比較して、複合地盤に対するケースである Case-E1-2 と Case-E1-3 の繰返し回数に対するせん断ひずみの進展に明瞭な差があり、改良による効果が確認できた。この改良効果について、過剰間隙水圧の履歴に着目すると、Case-E1-2 および Case-E1-3 とともに繰返し回数とともに過剰間隙水圧は上昇するが、例えば 4~5 サイクル目の▼と▲で図示された点のように、せん断応力の载荷とともに過剰間隙水圧の上昇と下降が繰り返される状況となっており、せん断とともに有効応力の回復（過剰間隙水圧の低下）が確認された。このようなせん断に対し有効応力が回復する現象は、締め固められた粒状材料において顕著に発生する特性であり、周囲を粘土で囲まれている状態においてもこの特性が発揮されるとともに、締め固められた鉄鋼スラグについてもダイレイタンス特性が顕著であることが分かった。

過剰間隙水圧の履歴について、Case-E1-2 と Case-E1-3 を比較した結果を図 3-4-4 に示す。Case-E1-3 の方が若干であるが、過剰間隙水圧の発生が抑えられる傾向となった。ここで、本実験における圧密過程に着目すると、繰返し载荷前において有効拘束圧 74kPa の等方圧密を加えている。本実験機の軸方向における圧密圧力を考えた場合、Case-E1-2 と Case-E1-3 は SCP 改良部を有する複合供試体であることから、粘土部と SCP 改良部とでは剛性の違いがあるため、軸方向の応力に対し応力分担比が働くこととなる。すなわち、SCP 改良部については等方圧 74kPa 以上の初期応力が加わっていることとなる。本実験機にてこの応力分担比を直接的に計測することは困難であるため、ここでは、次章（第 3 章）の数値シミュレーションにおける初期自重解析結果において得られた鉄鋼スラグ部の初期有効拘束圧を用いて、Case-E1-3 における過剰間隙水圧比（過剰間隙水圧／初期有効拘束圧）の履歴を求めた。結果を図 3-4-5 に示す。なお、初期自重解析結果から得られた有効拘束圧は、110kN/m²であった。図より、数値解析による初期有効拘束圧の推定値を用いている点で留意が必要であるが、過剰間隙水圧比は 0.6 程度までとなっており、水圧比が 1.0 に近づくような過剰間隙水圧の発生に至っていないと考えられる。

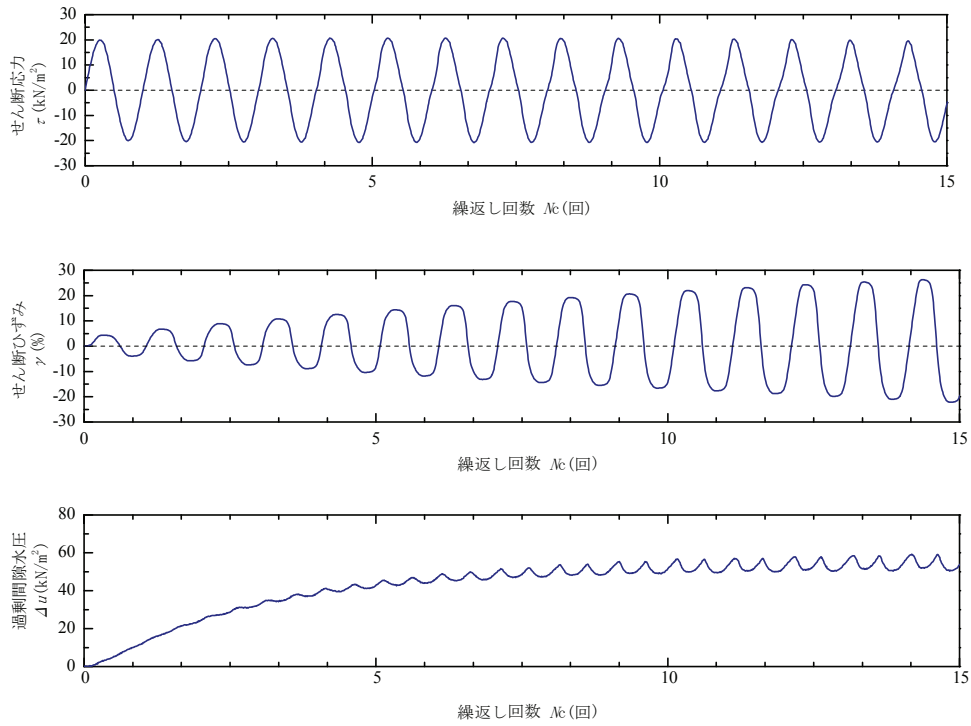


図 3-4-1 Case-E1-1 実験結果 (繰返し回数に対する履歴図)

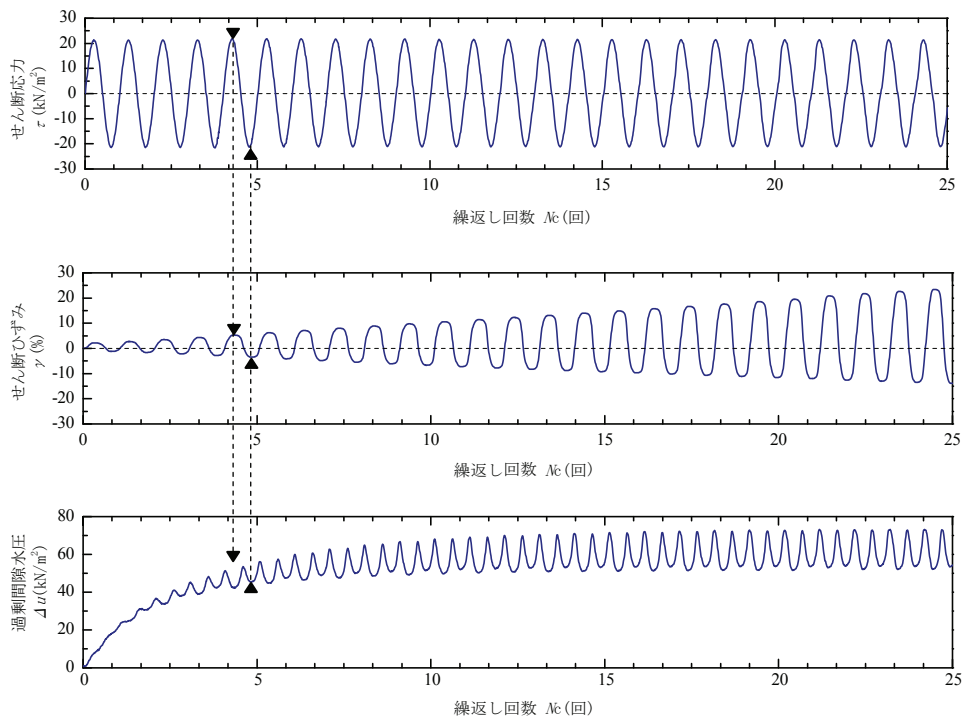


図 3-4-2 Case-E1-2 実験結果 (繰返し回数に対する履歴図)

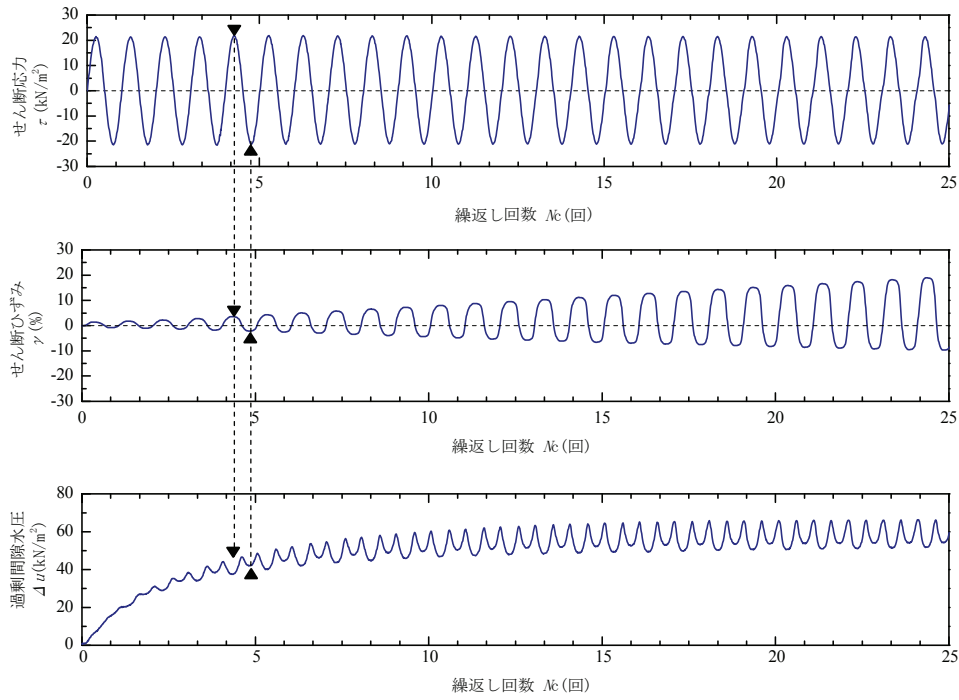


図 3-4-3 Case-E1-3 実験結果 (繰返し回数に対する履歴図)

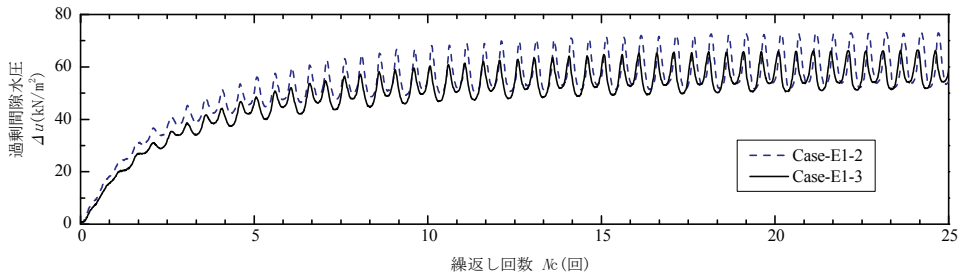


図 3-4-4 過剰間隙水圧の比較結果

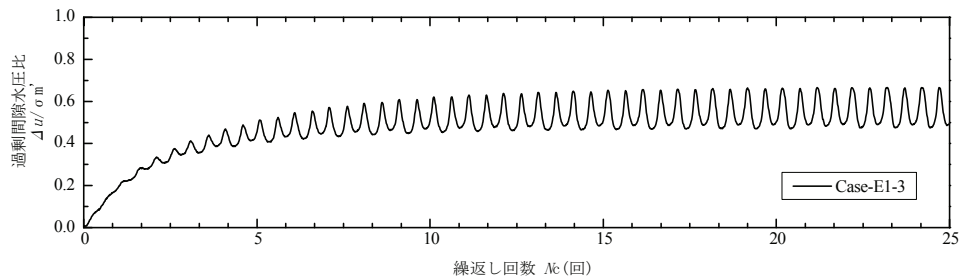


図 3-4-5 Case-E1-3 の過剰間隙水圧比の履歴
(※平均有効応力 σ'_m は解析により算定)

(2) せん断応力-せん断ひずみの関係

次に図 3-4-6～図 3-4-8 に加振回数 15 回までのせん断応力とせん断ひずみの関係を示す。Case-E1-1 の結果に対し、Case-E1-2 と Case-E1-3 ではせん断ひずみが小さい領域で推移している。一般的に、緩い砂において繰返しせん断試験を行った場合、水圧の上昇とともに有効拘束圧が小さくなり、せん断力に対し大きなひずみが発生する。これに対し、Case-E1-2 および Case-E1-3 の結果に見られるように、せん断応力に対し急激なせん断ひずみの増加は確認されず、ひずみ増加に伴い剛性が回復している状況がうかがえる。すなわち、前述の過剰間隙水圧の履歴の結果を含め、改良部においてせん断に伴う過剰間隙水圧は発生するものの、正のダイレイタンシーにより有効応力が回復することでせん断抵抗が得られるため、急激なせん断ひずみの進展には至らなかったと考えられる。また、ひずみの増加傾向として、図 3-4-9 に両振幅せん断ひずみと繰返し回数の関係を示すが、砂を用いた Case-E1-2 と比較して鉄鋼スラグを用いた Case-E1-3 のせん断ひずみが抑制されていることが明瞭である。

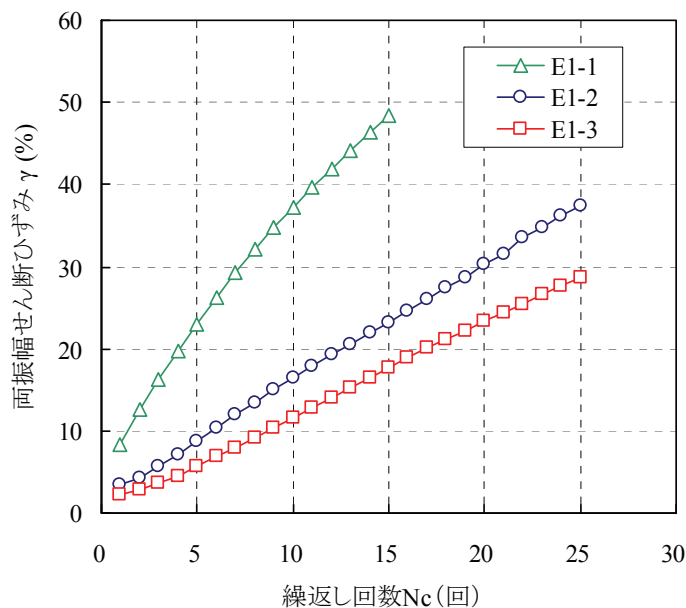


図 3-4-9 両振幅せん断ひずみと繰返し回数の関係

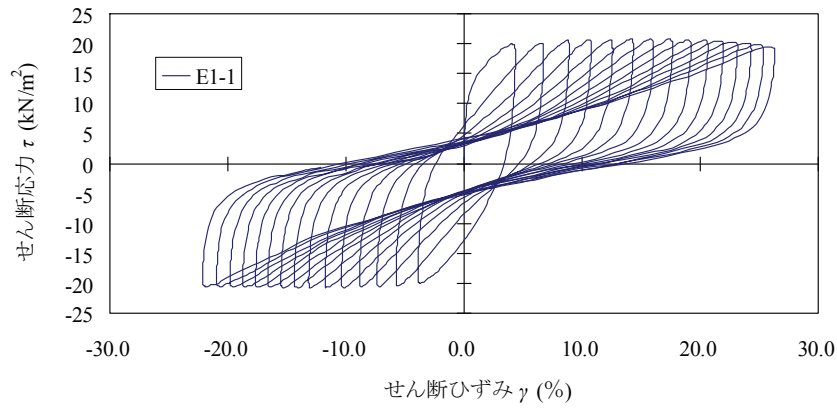


図 3-4-6 せん断応力 τ -せん断ひずみ γ 関係 (Case-E1-1)

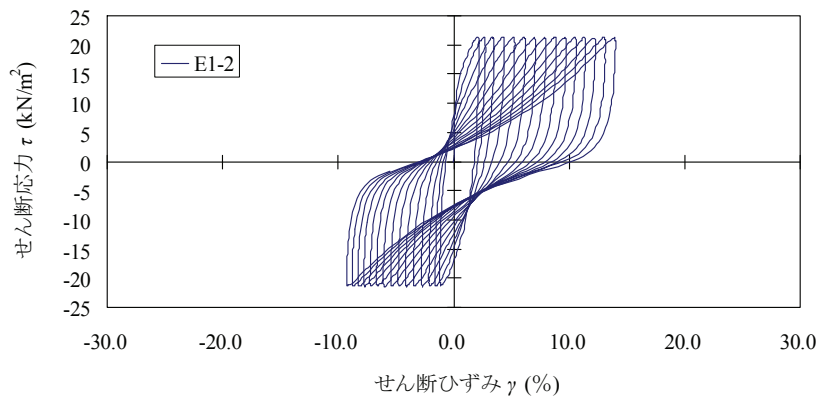


図 3-4-7 せん断応力 τ -せん断ひずみ γ 関係 (Case-E1-1)

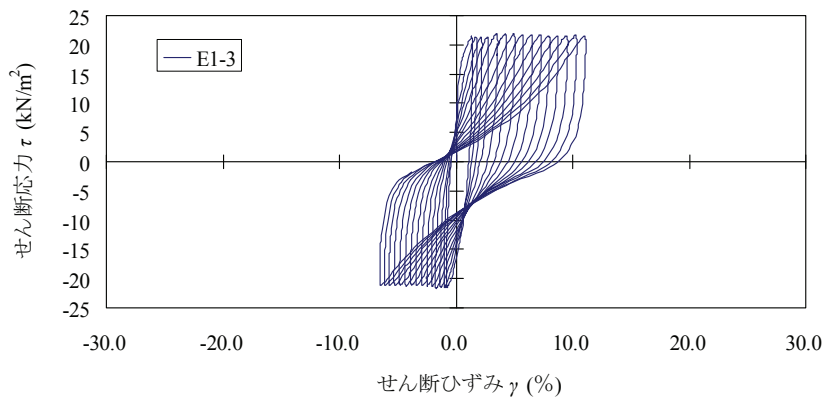


図 3-4-8 せん断応力 τ -せん断ひずみ γ 関係 (Case-E1-1)

3.5 まとめ

本章では、SCP 改良杭と粘土からなる複合地盤の模型を作製し、中空ねじりせん断試験機を用いて繰返し载荷を与える実験を行った。実験においては、複合地盤のひずみの進展と SCP 改良部の過剰間隙水圧に着目した。本章にて得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 複合供試体の内、SCP 改良部の過剰間隙水圧を測定した結果、砂あるいは鉄鋼スラグによる改良部の両方において、せん断とともに有効応力の回復（過剰間隙水圧の低下）が生じた。鉄鋼スラグによる改良杭においても、締め固めた粒状材料において顕著に現れる正のダイレイタンスーの特性が発生することが分かった。
- 2) 繰返しせん断に伴い、改良杭の過剰間隙水圧は上昇するが、急激なひずみの進展には至っておらず、正のダイレイタンスーにより有効応力が回復することでせん断抵抗が得られていると考えられる。
- 3) 粘土のみの単体の実験結果に対し、改良部の材料として鉄鋼スラグおよび砂の場合、せん断ひずみの抑制が顕著に現れた。また鉄鋼スラグおよび砂による複合地盤で比較をした結果、鉄鋼スラグの方がせん断ひずみが抑制される結果となった。

第3章 参考文献

- 1) 沿岸技術研究センター：鉄鋼スラグを原料として固結制御可能なサンドコンパクションパイル工法中詰め材料 エコガイアストーン、港湾関連民間技術の確認審査・評価報告書，第06001号，2006.
- 2) 菊池喜昭，中島研司，木村淳治，水谷崇亮：港湾工事に用いる高炉水砕スラグの硬化特性，港湾空港技術研究所報告，第45巻，第2号，pp.105-133，2006.

第4章 繰返し載荷実験結果に対する 数値シミュレーションによる検討

4. 1 概要

第3章における中空ねじりせん断試験機を用いた繰返し載荷実験の結果、粘性土中の鉄鋼スラグ改良部において、締め固められた粒状材料で生じる正のダイレイタンスーが顕著に現れることが確認された。この繰返し載荷実験は非排水条件にて実施したものであり、そのため締め固められた粒状材料の挙動である正のダイレイタンスー特性として、有効応力の増加（回復）により剛性の回復が現れたといえる。一方で、実際のSCP改良を考えた場合、ケーシングより排出された材料がケーシングの打ち戻しにより締め固められることから材料が密実となり、さらに鉄鋼スラグは水硬性により固結することから透水性が低下することとなる¹²⁾。また、地震時における挙動を考えた場合に、比較的短い時間の中で繰返しせん断が加わることから、ほぼ非排水状態で挙動し、前述の締め固められた粒状材料の特性が顕著に現れると考えられる。すなわち、鉄鋼スラグによる改良部の挙動を評価する上では、変形特性および強度特性に加えて、ダイレイタンスー特性を適切に表現することが重要であると考えられる。

本章では、有効応力法による解析プログラムを用いて、第3章に示した鉄鋼スラグ改良部と粘土からなる複合供試体の繰返し載荷実験において得られた結果に対し、ダイレイタンスー特性を考慮した数値シミュレーションによる検討を実施した。解析は、地震時における有効応力解析プログラムの代表的な手法の一つであるFLIP³⁾を用い、各種パラメータの設定を検討した。本章ではこれらの検討内容について述べる。

4. 2 有効応力解析の概要⁴⁾⁵⁾

(1) FLIP の特徴

本章における数値シミュレーションでは、有効応力解析プログラム FLIP (Finite element analysis program for Liquefaction Process) を用いて検討を実施する。

FLIP は、1988 年に運輸省港湾技術研究室において開発された平面ひずみ状態を対象とする有効応力法に基づく 2 次元地震応答解析プログラムである。このプログラムでは過剰間隙水圧の発生による地盤の剛性の変化が考慮される。すなわちダイレイタンシー特性を表現することが可能である。

特に、液状化現象を伴う地盤の変形を解析により評価することが可能であることから、開発以来、港湾施設の解析を中心に使用されており、1995 年の兵庫県南部地震においては、神戸港のケーソン式岸壁⁶⁾、ニューマチックケーソン橋梁基礎⁷⁾等の再現解析も実施されている。また、兵庫県南部地震以降の経験を踏まえ、港湾の耐震施設に対しては変形照査が実施されることとなったが、この照査手法として、兵庫県南部地震における被災を適切に再現できた FLIP が有力な手法の一つとして挙げられている。

FLIP の主な特徴として、以下が挙げられる。

- ① 有限要素法に基づくプログラムである。
- ② 平面ひずみ状態を解析対象とする。
- ③ 地盤の液状化を考慮した地震応答解析を行い、部材断面力や残留変形等を計算する。
- ④ 土の応力-ひずみモデルとしてマルチスプリングモデルを採用している。
- ⑤ 液状化現象は有効応力法により考慮する。そのために必要な過剰間隙水圧発生モデルとして井合モデル⁸⁾を用いている。

(2) マルチスプリングモデル⁹⁾

FLIP ではせん断応力-せん断ひずみ関係に、主応力軸の回転が自然に考慮される、東畑・石原によるマルチスプリングモデル (多重せん断ばねモデル) を採用している。

マルチスプリングモデルは、図 4-2-1 に示すように任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が発生するものとし、これらのせん断面に対して双曲線モデルを適用するものである。FLIP では、双曲線モデルにおける Masing 則を修正し、履歴ループの大きさを任意に調整可能なように拡張したモデルを使用している。

このモデルの特徴は以下のとおりである。

- ① 排水条件におけるせん断応力-せん断歪の履歴ループ特性 (いわゆる歪み依存カーブ) は、既往の試験データとよく適合する。
- ② 主応力の回転が自然に考慮される
- ③ 材料としての異方性が導入しやすい形となっている。

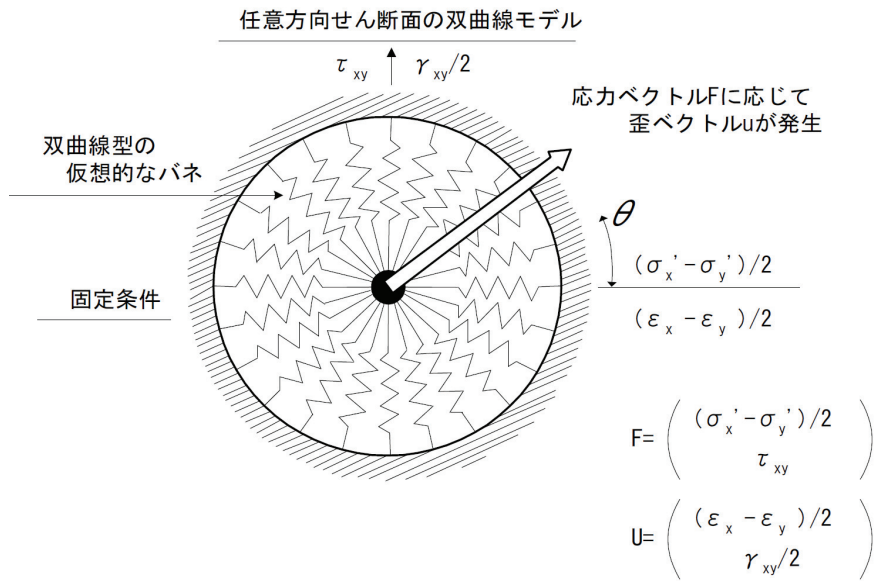


図 4-2-1 多重せん断ばねモデル⁹⁾

(3) 過剰間隙水圧モデル

東畑ら¹⁰⁾は、豊浦砂を用いて、等方圧密後の主応力軸の回転を含む各種応力経路による非排水繰返しせん断挙動について室内試験により検討を行った。その結果によると、土に作用しているせん断応力の状態に応じて、その時の過剰間隙水圧は単位体積の土になされたせん断仕事の累積値と密接な関係にあり、この関係は載荷経路に依存しないこと、および、平均有効応力と最大せん断応力で規定される応力空間においては、累積せん断仕事の等高線を描くことができるということが明らかにされた。(図 4-2-2 参照)

井合ら⁸⁾¹¹⁾は、この実験結果に基づき、非排水条件下の砂に対して、単位体積の土になされた塑性せん断仕事に応じて応力経路を与えるモデルを提案した。このモデルの概念図を図 4-2-3 に示す。図の縦軸は最大せん断応力 τ を初期平均有効応力で正規化したものであり、図の横軸は状態変数で、これは準静的、非排水かつ全拘束圧力一定と言う実験の条件下においては、 σ_m'/σ_{m0}' に一致する (σ_m' は平均有効応力)。そして、単位体積の土になされた塑性せん断仕事の累積値に基づいて、図に示す液状化フロントパラメータ S_0 の位置が決定される。この状態において可能な応力経路は、図中に液状化フロントとして示されている。なお、図中の ϕ_f' はせん断破壊角を、 ϕ_p' は変相角を表す。このモデルでは、液状化フロントの位置が決まれば、せん断応力比 r に応じて状態変数 S が定まり、この S に応じて、砂のせん断剛性とせん断強度を調節している。また、平均有効応力の算定に必要な塑性体積ひずみも S に応じて評価を行なっている。砂のせん断剛性とせん断強度は調節され、多重せん断ばねモデルに反映することで、非排水条件下で繰返しせん断される砂の挙動を表現する。

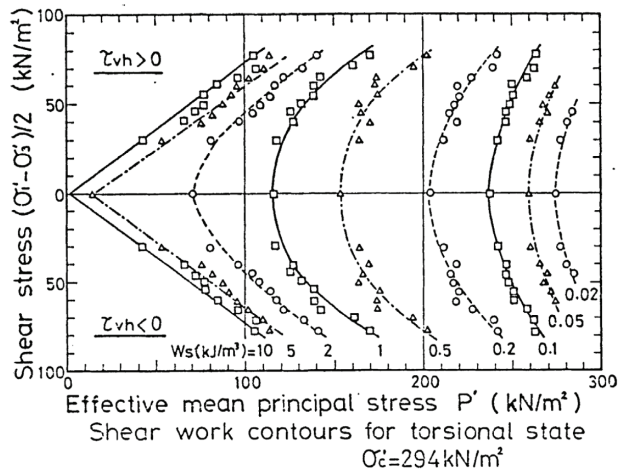


図 4-2-2 応力空間上の累積せん断仕事の等高線¹⁰⁾

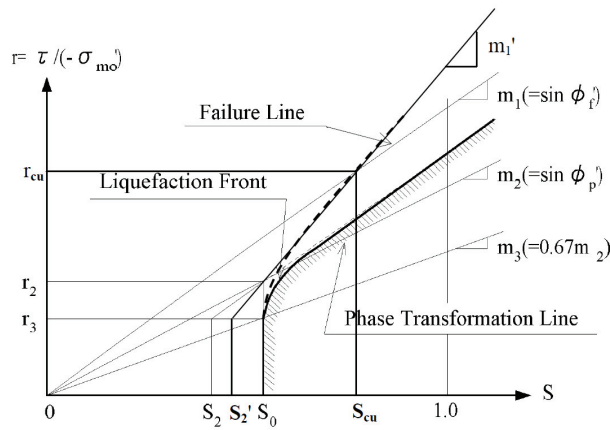


図 4-2-3 過剰間隙水圧モデルの概念図¹¹⁾

本章における検討は、この過剰間隙水圧モデルを表現するパラメータ（液状化パラメータ）の検討を中心に行うものである。

ここでは、このモデルにおける評価法を概説する。¹²⁾

(a) 液状化フロントパラメータ S_0 と状態変数 S

液状化の進行程度を表す液状化フロントパラメータ S_0 は、正規化したせん断仕事 w の関数として、次式により与えられる。

$$\left. \begin{aligned} S_0 &= 1 - 0.6(w/w_1)^{p_1} && (\text{if } w < w_1) \\ S_0 &= (0.4 - S_1)(w_1/w)^{p_2} + S_1 && (\text{if } w > w_1) \end{aligned} \right\} \quad (4-2-1)$$

ここに、 w は次式で与えられる。

$$w = W_s / W_n \quad (4-2-2)$$

上式で W_s は累積塑性せん断仕事であり、その評価法は後述する。 W_n は初期せん断強度 τ_{m0} と初期基準ひずみ γ_{m0} を用いて、次式により与えられる。

$$W_n = \tau_{m0} \gamma_{m0} / 2 \quad (4-2-3)$$

初期せん断強度 τ_{m0} と初期基準ひずみ γ_{m0} は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{m0} &= Y_{st} \sin \phi'_f \\ \gamma_{m0} &= \tau_{m0} / \left(G_{ma} \left| \frac{Y_{st}}{Y_{ma}} \right|^{m_G} \right) \end{aligned} \right\} \quad (4-2-4)$$

ここに、 G_{ma} は基準初期せん断剛性であり、平均有効拘束圧が σ_{ma}' (基準平均有効拘束圧) の場合の初期せん断剛性である。また、 $Y_{st} = -\sigma_{m0}'$ 、 $Y_{ma} = -\sigma_{ma}'$ である。 m_G は初期せん断剛性の有効拘束圧依存性を表すパラメータであり通常 0.5 とする。

(4-2-1)式により液状化フロントパラメータ S_0 を評価するためには、 w_1 の他に p_1 、 p_2 、 S_1 を与えることが必要である (以下、これらのパラメータを後述のパラメータ c_1 と合わせて液状化パラメータと称する)。 w_1 は全体的な液状化強度を規定し、 p_1 、 p_2 は、それぞれ、液状化過程の前半と後半の過剰間隙水圧の上昇特性を規定する。また、 S_1 は S_0 の下限値を与える。

準静的非排水かつ全拘束圧力一定の条件下において σ_m' / σ_{m0}' に一致する状態変数 S は、せん断応力比 r ($r = \tau / \sigma_{m0}'$) と液状化フロントパラメータ S_0 から次式により定める。

ただし、 $\tau = \sqrt{\tau_{xy}^2 + ((\sigma'_y - \sigma'_x) / 2)^2}$ である。

$$\left. \begin{aligned} S &= S_0 && (\text{if } r < r_3) \\ S &= S_2 + \sqrt{(S_0 - S_2)^2 + [(r - r_3) / m_1]^2} && (\text{if } r > r_3) \end{aligned} \right\} \quad (4-2-5)$$

ここに、 $r_2 = m_2 S_0$ 、 $r_3 = m_3 S_0$ 、 $S_2 = S_0 - (r_2 - r_3) / m_1$

$$\left. \begin{aligned} \text{ただし、} m_2 &= \sin \phi'_f, m_3 = \sin \phi'_p (\phi'_p \text{ は変相角}), m_3 = 0.67 m_2 \end{aligned} \right\} \quad (4-2-6)$$

(b) 累積塑性せん断仕事の評価法

塑性せん断仕事 W_s は、次式に示すように、塑性せん断仕事増分 ΔW_s に寄与係数 R を乗じたものを累積して求める。寄与係数 R については後述する。

$$W_s = \sum R \Delta W_s \quad (4-2-7)$$

ここに、塑性せん断仕事増分 ΔW_s は、全せん断仕事増分 ΔW_{st} から弾性せん断仕事増分 ΔW_{se} にパラメータ c_1 (液状化パラメータの一つ) を乗じたものを差し引いて求める (次式)。

c_1 は、理論上は1.0だが、これを調節することにより、液状化を引き起こすせん断応力比の下限値を制御することが可能となる。

$$\Delta W_s = \Delta W_{st} - c_1 \Delta W_{se} \quad (\text{負であれば} \Delta W_s = 0 \text{とする}) \quad (4-2-8)$$

平面ひずみ状態において、 ΔW_{st} と ΔW_{se} は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta W_{st} &= \left| \left(\frac{\sigma'_y - \sigma'_x}{2} \right) \Delta(\varepsilon_y - \varepsilon_x) + \tau_{xy} \Delta\gamma_{xy} \right| \\ \Delta W_{se} &= \left| \tau \Delta \left(\frac{\tau}{G_0} \right) \right| \\ \tau &= \sqrt{\left(\frac{\sigma'_y - \sigma'_x}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} \end{aligned} \right\} \quad (4-2-9)$$

ここに、 G_0 は初期せん断剛性である。

(c) 寄与係数 R の評価手法

寄与係数 R は塑性せん断仕事のうち負のダイラタンシーへ寄与する割合を与える補正係数である。まず、 S_w を以下のように設定する。

$$\left. \begin{aligned} S_w &= 0.4 && (\text{初期 } S_0 \geq 0.4 \text{ の場合}) \\ S_w &= 0.4 + (\text{初期 } S_0 - 0.4) S_0 / \text{初期 } S_0 && (\text{初期 } S_0 < 0.4 \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \quad (4-2-10)$$

S_w は寄与係数の設定法を切り替える状態変数 S の境界値である。この S_w に基づき寄与係数 R については、幾つかの設定法が記されている¹³⁾¹⁴⁾。

ここでは、本検討において用いたモデルを以下に示す。

$$\left. \begin{aligned} &\underline{S \geq S_w \text{ の場合}} \\ &R=1 && (r \leq S m_3 \text{ の場合}) \\ &R=(m_{22} - r/S) / (m_{22} - m_3) && (S m_3 < r < S m_2 \text{ の場合}) \\ &R=0 && (S m_{22} \leq r \text{ の場合}) \\ &\underline{S < S_w \text{ の場合}} \\ &R=1 && (r \leq S_w m_3 \text{ の場合}) \\ &R=(m_{22} - r/S_w) / (m_{22} - m_3) && (S_w m_3 < r < S_w m_{22} \text{ の場合}) \\ &R=0 && (S_w m_{22} \leq r \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \quad (4-2-11)$$

図4-2-4は、寄与係数 R の算定式を応力空間内の領域別に示したものである。

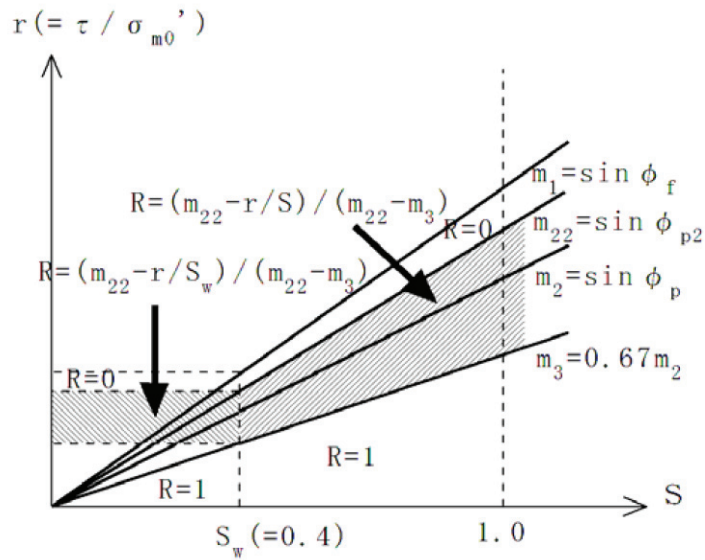


図 4-2-4 寄与係数 R の算定法¹²⁾

このモデルに対する被災事例解析による検討の結果、第2変相角 ϕ_{p2} は、変相角とは破壊角の中間に取る方法が良いとされており、以上の寄与係数 R の設定手法は temp7 法と称されている。

4.3 解析モデル

(1) 解析メッシュ

繰返し載荷実験は、均等に改良部が配置された中空の複合供試体を円周方向に一定の周波数で繰返し載荷しており、変形のモードは載荷方向の円周方向となることから、2次元モデルを用い、実験における改良率と同等となるような調整を行う方針とした。なお、本検討において用いた解析プログラムでは、2次元モデルにおいて平面ひずみ状態を対象としている。本検討では、完全な平面ひずみではないが、ある程度の厚みがあり、側圧も加わっているため平面ひずみ状態としても問題ないと考えた。繰返し載荷実験の複合地盤の解析モデルを図4-3-1に示す。図に示すとおり、中空ねじり供試体の7分の1の部分に対して、粘土-鉄鋼スラグ改良-粘土の循環境界となるようにモデル化し、改良部の幅が改良率相当となるように調整した。

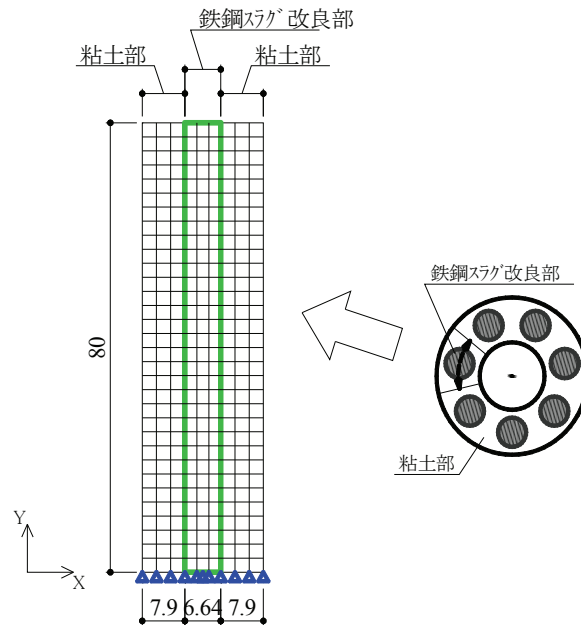


図 4-3-1 解析モデル断面

(2) 解析条件

本解析では、中空ねじり試験機を用いた繰返し載荷実験における圧密および繰返し載荷と同等の条件となるように、2段階の解析フェーズを設けている。第1段階において中空ねじり模型試験における74kPaでの等方圧密を再現し、第2段階において模型試験における繰返し載荷を再現した。

圧密時の境界条件は、下端は全てy方向固定、ただし中心点のみx方向も固定した。上端はy方向に等変位となるように多点拘束、x方向自由とした。左端および右端の節点については、同じx座標の節点に対してx方向等変位となるように多点拘束、y方向自由とした。

この状態にて、側方ならびに上端から等方に 74kPa を載荷した。

次に繰返し載荷時の境界条件は、下端は全て固定した。両端は循環境界となるように同一 y 座標の両端の節点で x 方向変位と y 方向変位が等変位となるように拘束した。さらに上端は y 方向多点拘束，x 方向固定とし，上端面に繰返し載荷を与えた。

圧密時および繰返し載荷時の境界条件の概念図を図 4-3-2 に示す。

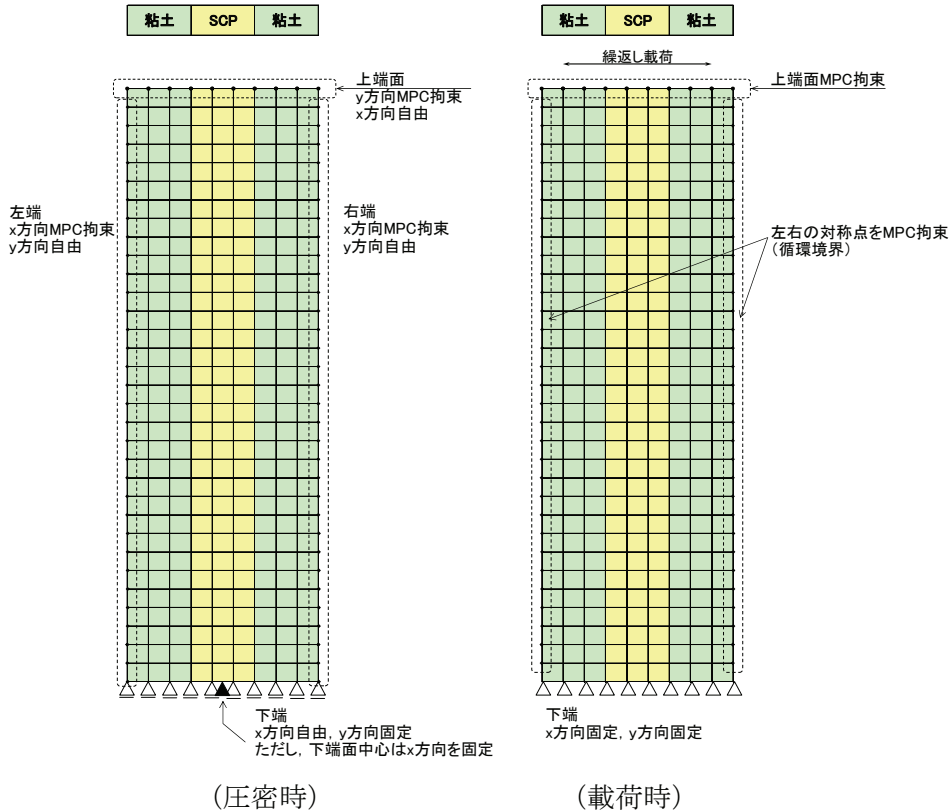


図 4-3-2 境界条件の概念図

4. 4 ダイレイタンシー特性を表すパラメータの検討

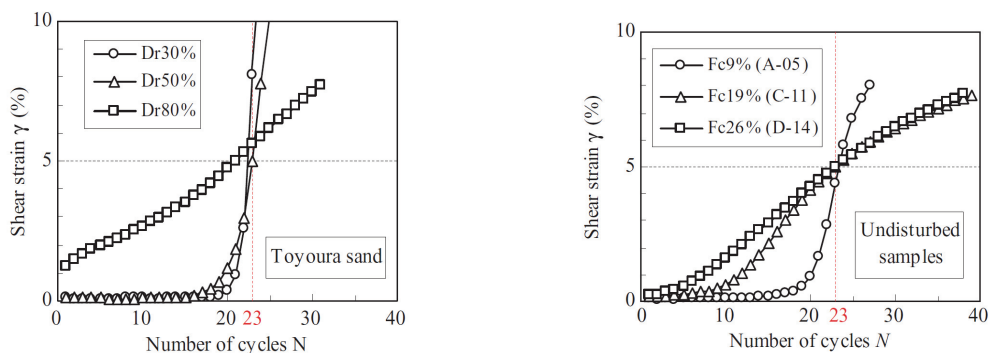
図 4-3-1 のモデルを用いて, FLIP においてダイレイタンシー特性を表現するパラメータである液状化パラメータ wl , pl , $p2$, cl , sl を検討した。

(1) $p1$

$p1$ は液状化過程 (過剰間隙水圧の上昇およびせん断ひずみ振幅の増大) の前半に関わるパラメータである。参考文献¹⁵⁾において, 様々な土質条件の要素シミュレーションの結果, 0.5 に固定しても支障が無いことが確認されており, これに準拠した。

(2) $p2$

$p2$ は液状化過程 (過剰間隙水圧の上昇およびせん断ひずみ振幅の増大) の後半に関わるパラメータである。三上ら¹⁶⁾は, 相対密度や細粒分含有率の異なる試料による液状化試験の結果をもとに, 繰返しせん断時のひずみの発生および増加傾向に着目した研究を行っている。図 4-4-1 に示すように相対密度が大きいあるいは細粒分含有率が高い場合において $\gamma = 5\%$ 以降のひずみの発生が非常に緩やかであるのに対し, 相対密度が小さいあるいは細粒分含有率が小さい場合において, $\gamma = 5\%$ 以降のひずみの進展は急激に増加している。この結果より, 後半部分のひずみの伸び方として図 4-4-2 に示すように勾配 B を定義している。さらに, 勾配 B と FLIP を用いた要素シミュレーションの感度分析がなされており, この勾配



(a) 相対密度が及ぼす影響

(b) 細粒分含有率が及ぼす影響

図 4-4-1 液状化試験における各種材料のひずみの伸び方の相違¹⁶⁾

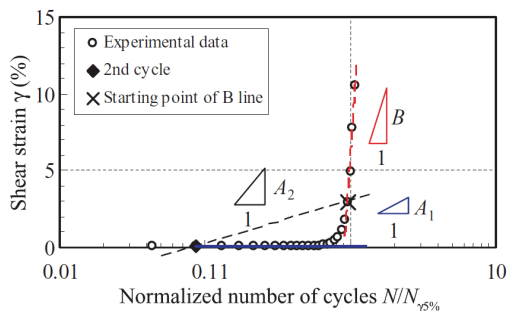


図 4-4-2 ひずみの進展に着目した勾配の定義 (三上法)¹⁶⁾

B に対する様々な要素シミュレーションが実施され、細粒分含有率 F_c に対する p_2 の値の概略値、また勾配 B と p_2 の関係が、図 4-4-3 および図 4-4-4 に示すように検討されている¹⁵⁾。

鉄鋼スラグ改良部を含む複合地盤の繰返し載荷実験結果のせん断ひずみの伸び勾配は、3章の実験結果において示したように緩く、その進展の傾向としては、図 4-4-1 と比較して「相対密度が大きい」あるいは「細粒分含有率が多い」とされる場合のひずみの伸び方に近い。これは鉄鋼スラグ単体でなく複合地盤全体のひずみであることに注意する必要があるが、図 4-4-2 の定義に倣って勾配 B を算定したところ、図 4-4-5 を得た。これは、 $B=4.7$ に相当し、図 4-4-4 より $p_2=0.5$ に相当する。以上より、 $p_2=0.5$ と設定して良いと判断した。

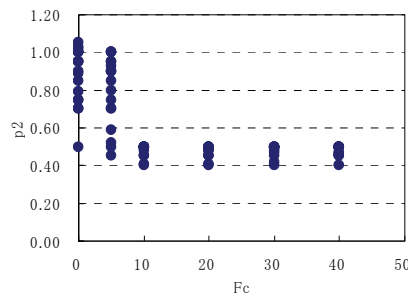


図 4-4-3 要素シミュレーションによる細粒分含有率 F_c と p_2 の関係¹⁵⁾

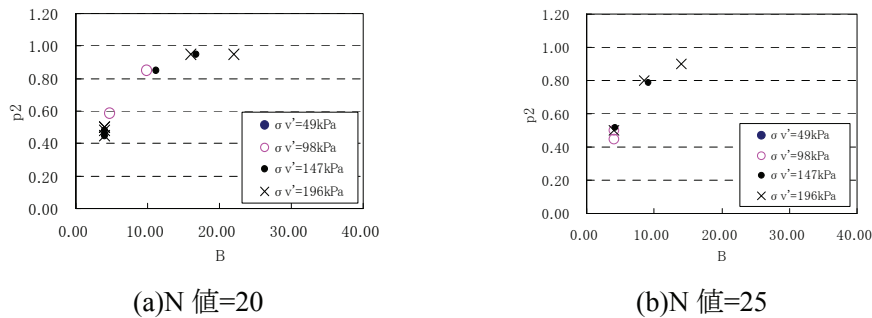


図 4-4-4 要素シミュレーションによる勾配 B と液状化パラメータ p_2 の関係¹⁵⁾

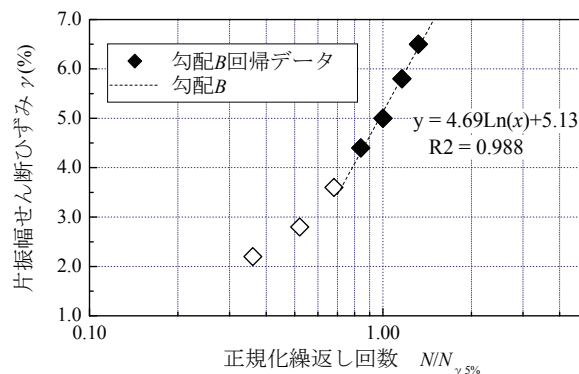


図 4-4-5 鉄鋼スラグ複合地盤の繰返し載荷実験結果に対する勾配 B の算定結果

(3) cI

cI は、鉄鋼スラグに対して実施した繰返し非排水三軸試験から得られている液状化抵抗曲線から、繰返し回数が最大となる R_{\max} に対するせん断応力比を求め、これより設定する。式(4.2.8)に示した、塑性せん断仕事の増分 ΔW_s 、全せん断仕事増分 ΔW_{st} 、弾性せん断仕事増分 ΔW_{se} およびパラメータ cI の関係より、塑性せん断仕事が累積しない状態として下式が成立することが示されている。¹⁷⁾

$$\tau\Delta\gamma - c_1\tau\frac{\Delta\tau}{G_0} \leq 0 \quad (4.3.1)$$

すなわち、

$$c_1 \geq G_0 \frac{\Delta\gamma}{\Delta\tau} \quad (4.3.2)$$

ここに、 τ : せん断応力、 γ : せん断ひずみ

G_0 : 初期せん断剛性

τ と γ は双曲線モデルに従うとすると、骨格曲線上では、次式が成り立つ。

$$\tau = \frac{\gamma G_0}{1 + \gamma G_0 / \tau_f} \quad (4.3.3)$$

ここに、 τ_f : せん断強度 (= $\sigma_m' \sin \phi_f$)

これを γ について解くと次式を得る。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0(1 - \tau/\tau_f)} \quad (4.3.4)$$

せん断ひずみおよびせん断応力の微小増分を考えて、次式を得る。

$$\frac{\Delta\gamma}{\Delta\tau} = \frac{1}{G_0(1 - \tau/\tau_f)^2} \quad (4.3.5)$$

これを、式(4.3.2)に代入すると次式を得る。

$$c_1 \geq \frac{1}{(1 - \tau/\tau_f)^2} = \frac{1}{(1 - (\tau/\sigma_m')/\sin \phi_f)^2} \quad (4.3.6)$$

上式において、液状化試験による繰返しせん断応力比の下限值を用いることで、 cI の設定行う。

本検討においては τ/σ_m' に対し、鉄鋼スラグの繰返し非排水三軸試験の結果である図4-4-6より、 R_{\max} としてせん断応力比 0.33 として、 $cI=3.69$ とした。

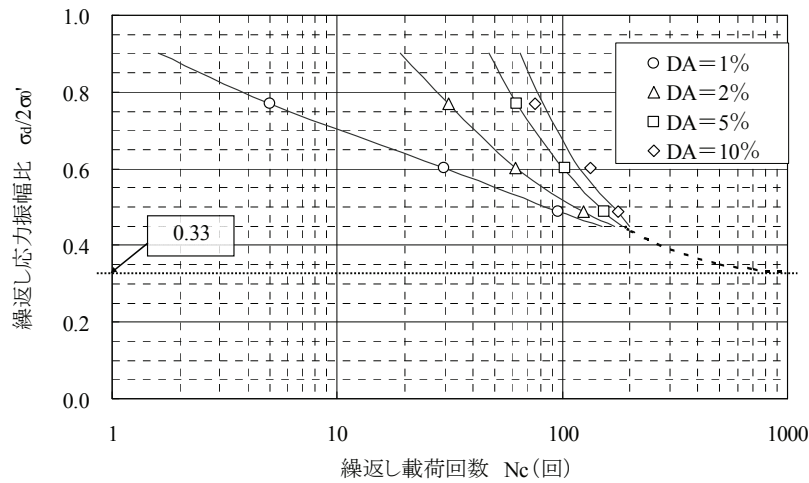


図 4-4-6 鉄鋼スラグの繰返し非排水三軸圧縮試験結果

(4) s_l

s_l は液状化の限界状態を規定するパラメータであり、 $(1-s_l)$ が過剰間隙水圧比の最大値を示すこととなる。FLIP においては一般的に、限界最小値として 0 に近い小さい値として $s_l=0.005$ を用いることが多く、これを用いた。

変相角 ϕ_p については、FLIP の解析上で良く用いられる $\phi_p=28^\circ$ とした。その他のパラメータを含め表 4-4-1 にまとめる。これらは、各種室内実験および FLIP において用いる一般値より設定したものである。鉄鋼スラグの強度定数としては、繰返し载荷実験用鉄鋼スラグの三軸圧縮試験結果による強度定数を用いるが、実験において生じたひずみレベルの変形挙動を評価するために、残留強度状態でのせん断抵抗角を用いることとし、粘着力は 0 とした。

w_l は全体的な液状化強度をコントロールするパラメータであり、繰返し载荷回数に対するせん断ひずみの関係が、実験と解析で整合するように変動させた結果により得られた値である。

設定したパラメータを用い解析した結果として、図 4-4-7 に繰返し载荷回数とせん断ひずみの関係を示す。図に示すとおり、せん断ひずみが 10%程度までの範囲において、実験結果に対し解析結果がうまく整合する結果となった。

表 4-4-1 繰返し載荷実験モデルの解析に用いたパラメータ

No	土層名	湿潤密度 ρ_t (g/m^3)	静止土圧 係数 K_0	ポアソン比 ν	基準 有効応力 σ_{ma} (kN/m^2)	初期せん断 剛性 G_{ma} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 m	初期体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	間隙率 n
1	粘土	1.65	0.5	0.33	98.00	1.462E+03	0.5	3.810E+03	0.45
2	SCP(鉄鋼スラグ)	2.34	0.5	0.33	98.00	1.720E+05	0.5	4.480E+05	0.45

No	土層名	間隙水の 体積弾性係数 K_w (kN/m^2)	単位 奥行き率 W	最大履歴 減衰 h_{max}	粘着力 c (kN/m^2)	内部 摩擦角 ϕ_f ($^\circ$)	変相角 ϕ_p ($^\circ$)	液状化パラメータ				せん断仕事 に乗ずる係数 c_1
								S1	w1	p1	p2	
1	粘土	2.20E+06	1.0	0.20	16.9	6.7	-	-	-	-	-	-
2	SCP(鉄鋼スラグ)	2.20E+06	0.58	0.13	0.0	47.3	28	0.005	30	0.5	0.5	3.69

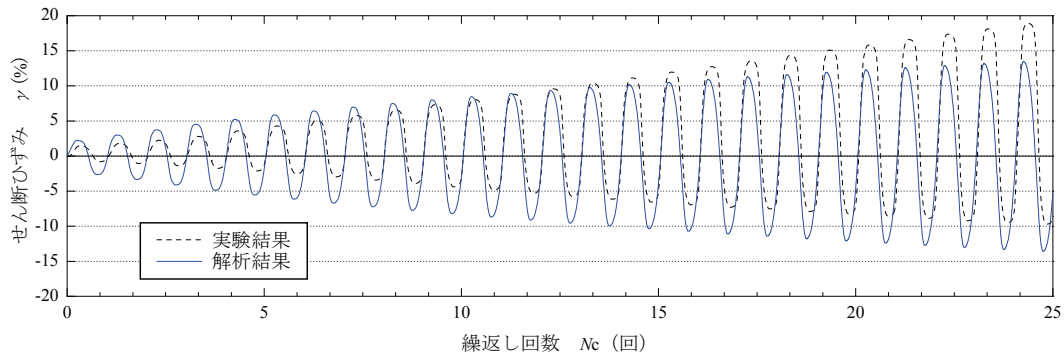


図 4-4-7 繰返し載荷実験に対する解析検討結果

4. 5 まとめ

本章では、鉄鋼スラグ改良部と粘土からなる複合供試体に対する繰返し載荷実験結果に対し、数値シミュレーションによる検討を実施した。

鉄鋼スラグ改良部と粘土との複合地盤に対する繰返しせん断によるせん断ひずみの進展として、相対密度が大きい締め固められた砂、あるいは細粒分含有率が多い砂質土のせん断ひずみの伸び方に近く、このような特性に留意してダイレイタンシー特性を評価したパラメータの提案を行った結果、実験結果と解析結果でせん断ひずみの進展がうまく整合する結果が得られた。

すなわち、実験結果で生じていることが確認された正のダイレイタンシー特性をうまく表現することで、鉄鋼スラグ改良地盤の繰返しせん断による挙動を評価できることが分かった。

第4章 参考文献

- 1) 沿岸技術研究センター：港湾空港における水砕スラグ利用技術マニュアル，2007.
- 2) 沿岸開発技術研究センター，鐵鋼スラグ協会：港湾工事に用製鋼スラグ利用手引書，2000.
- 3) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 4) 沿岸技術研究センター：液状化解析プログラム FLIP による動的解析の実務【理論編】，pp.1/1-1/8, pp.2/2/1-2-2-3, 2011.
- 5) FLIP 研究会事務局：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP の概要（FLIP 講習会テキスト），2009.
- 6) 井合進，一井康二，森田年一：ケーソン式岸壁の有効応力解析，兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察（その7），港湾技研資料，No.813, pp.253-279, 1995.
- 7) Liu, H., Ichii, K., Morita, T. and Iai, S.: Analysis of deformation to the Kobe Ohashi Bridge Foundation, Proceedings of the 3rd Kansai International Geotechnical Forum (KIG Forum '97), 地盤工学会関西支部, pp.189-198, 1997.
- 8) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 9) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling Soil Behavior under Principal Stress Axes Rotation, Proc. of 5th International Conf. on Num. Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp. 523-530, 1985.
- 10) Towhata, I. and Ishihara, K.: Shear Work and Pore Water Pressure in Undrained Shear, *Soils and Foundations*, Vol.25, No.3, pp.73-84, 1985.

- 11) 井合進：液状化の二次元有効応力解析において破綻しない為の工夫をした一つのモデル，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集，pp.418-419，1988.
- 12) 前掲4)，pp.2/2/8-2/2/10，2/3/1-2/3/18，2011.
- 13) 小堤治，井合進，島津多賀夫，三輪滋，中山裕章，溜幸生，沢田俊一，竹島康人，森浩章：変相線を超えた応力空間における塑性せん断仕事の負のダイランシーへの寄与について，第46回地盤工学シンポジウム論文集，2001.
- 14) 小堤治，塩崎禎朗，一井康二，井合進，森玄：二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討，第29回海洋開発シンポジウム論文集，2004.
- 15) 第四期 FLIP 研究会せん断変形ロック問題作業部会：FLIP 研究会 せん断変形ロック問題 WG 平成19年度 成果報告書，2010.
- 16) Mikami,T., Ichii,K., Iai,S., Ozutsumi,O., Nakahara,T. and Yokoyama,N. : Modeling of strain increase of liquefied soils in cyclic shear loading considering material characteristics, Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering-Kokusho,Tsukamoto & Yoshimine (eds), pp.1395-1401, 2009.
- 17) Uemura,K., Ichii,K., Mikami,T. and Ozutsumi,O. : Assessment of liquefaction potential against long duration shaking and its application, Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering-Kokusho,Tsukamoto & Yoshimine (eds), pp.1477-1482, 2009.

第5章 遠心場での模型振動実験による検討

5. 1 概要

SCP 工法は沿岸部に堆積する軟弱な粘性土地盤上に港湾構造物を構築する場合の軟弱地盤対策として広く用いられる工法であり、重力式の岸壁や護岸およびその背面の埋立土に対する安定対策として多くの実績を有する。第2章においても述べたように鉄鋼スラグによるSCP改良については、鉄鋼スラグの一種である製鋼スラグにおいて高置換率による改良形式を基本とした適用実績を多く有しており、さらに固結特性を有する鉄鋼スラグによるSCP改良地盤に対して、重力式護岸構造物および背面の埋立載荷荷重に対する変形モードの確認ならびに安定性の検討がなされ、その有効性が明らかとなっている。

一方で、SCP工法の中詰め材料として鉄鋼スラグを活用していくためには、静的な荷重に対する安定性の検討に加えて地震時の変形挙動を明らかにすることも重要である。特に兵庫県南部地震（1995年）以降、構造物に対する耐震性の向上が求められるようになり、レベル2と称される大規模地震動に対しては、構造物に対する要求性能に準じて重大な被害生じない程度の変形を許容する性能設計の考え方が導入されている¹⁾。実検討においては、これらの要求性能に対する照査は一般的に数値計算によってなされることとなるが、この数値計算においてモデルおよびパラメータといった評価手法が課題となる。そのため、数値計算の整合性を検討する上でも、実際に発生する鉄鋼スラグ改良地盤の変形挙動を把握しておくことが必要となる。

本章では、SCPによる改良地盤を基礎地盤とする重力式ケーソン護岸を模擬した断面に対して、遠心場での模型振動実験を行いその変形挙動について調べた。本実験では、実際に発生する変形挙動が、改良地盤だけでなく原地盤および上部工を含めた全体の相互作用の中で生じることに留意し実断面レベルを想定した。また、天然砂および鉄鋼スラグを用いたケースを実施し、その挙動を比較することにより考察を行った。本章では、これらの実験の内容および得られた結果について述べる。

5. 2 実験装置の概要

5. 2. 1 遠心模型実験装置の仕様

模型実験は、独立行政法人港湾空港技術研究所が所有する大型の遠心模型実験装置を用いた。措置の写真を図 5-2-1 に、装置の主な仕様を表 5-2-1 に示す。装置の詳細については別文献²⁾を参照されたい。

遠心模型実験装置は、模型実験を対象とする構造物の縮尺 (1/n) の逆数に相当する加速度場 (ng 場) で実施することにより、実物と模型の幾何学的な相似則から、外力と自重による応力を模型地盤内に再現するものである。表 5-2-2 に遠心模型実験の相似則を示す。本実験で用いる装置は、大きな有効半径を有し、大きな寸法での模型実験を行うことが可能となっている。また、大きな回転半径で実験を行うことから、地盤内の上部と下部での遠心加速度の差による諸影響を小さくすることができる。

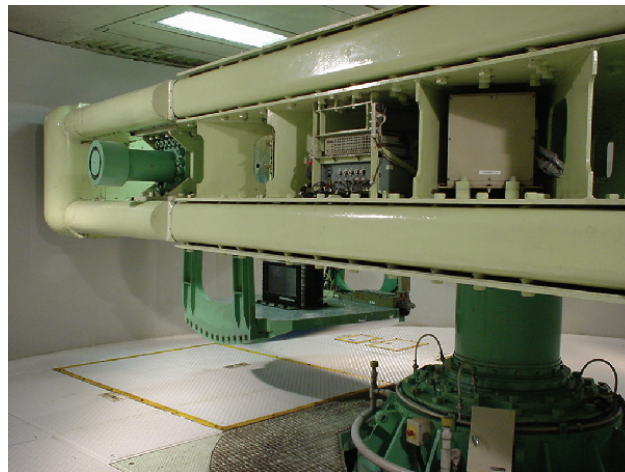


図 5-2-1 遠心模型実験装置

表 5-2-1 遠心模型実験装置の主な仕様

項目	内容
最大遠心加速度	113 g
有効回転半径	3.4~3.8 m
最大中心軸回転数	163 rpm
シングルプラットフォームの大きさ	1.6×1.6 m
最大積載質量	2760 kg
最大質量×加速度 容量	300 t・g

表 5-2-2 遠心模型実験の相似則

項目	模型/実物
長さ	1/N
加速度	N
質量	1
力	1
応力	1
ひずみ	1
時間	1/N ² (圧密, 浸透)
周波数	1/N

5. 2. 2 加振装置の仕様

本実験で用いる加振装置は、遠心模型実験装置内で模型地盤を水平方向に振動させることができる。遠心場における加振周波数は、相似則から重力場での周波数の N 倍にする必要があるため、最大 250Hz の高い周波数で加振させることが可能で、また、任意の加振波形形状も再現できるようになっている。装置の写真を図 5-2-2 に、装置の仕様を表-5-2-3 に示す。

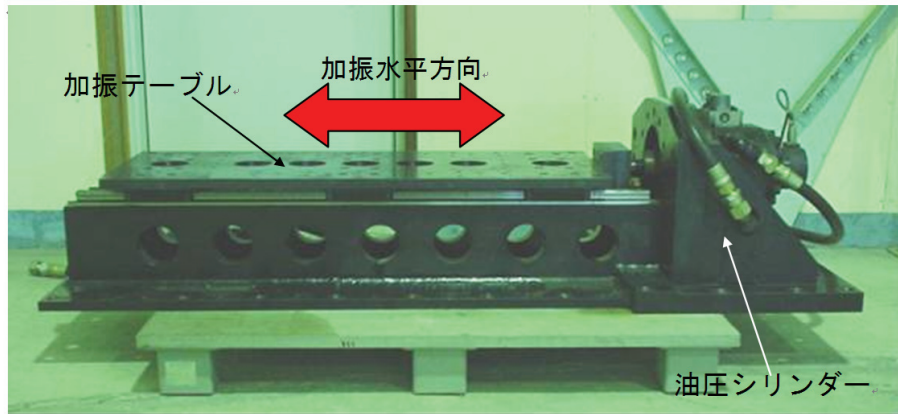


図 5-2-2 加振装置

表 5-2-3 加振装置の仕様

制御方式	変位制御
最大遠心加速度	Max50g
加振周波数	Max250Hz
ストローク	Max±6mm
最大速度	50cm/sec
最大圧力	20.6Mpa
固有振動数	280Hz
負荷	Max 200kg×50g
加速度	Max±12g

5.3 遠心模型実験の方法

5.3.1 模型地盤

(1) 試料容器

実験に用いる試料容器を図 5-3-1 に示す。内寸法で高さ 41cm、幅 55.5cm、奥行き 20cm のアルミ製のものである。試料容器前面はガラス面できており、実験中の模型地盤の挙動を遠心加速度場でも観察できるようになっている。また、容器下部より加振装置により地震動を与えるが、この地震動が地盤上方への伝播と容器側面での反射により、地盤中の応答波形が乱れることが考えられるため、試料容器の内側の両端側面には厚さ 2.25cm のシリコンラバーを付けている。

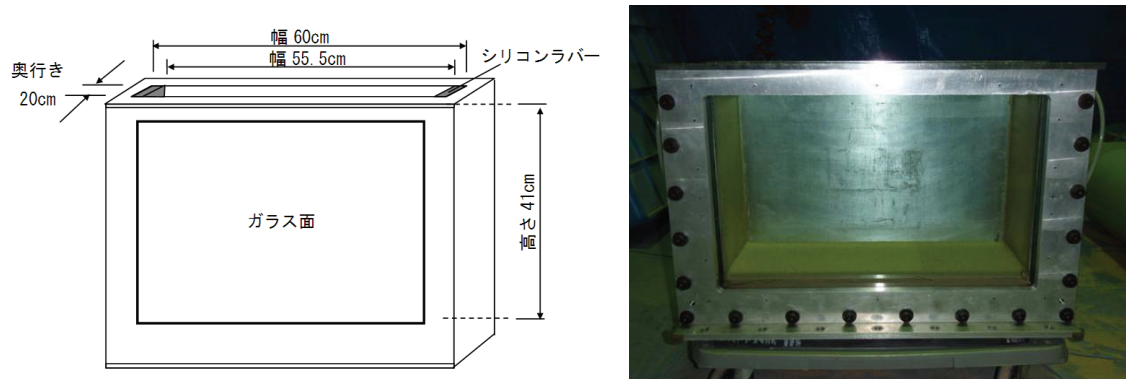
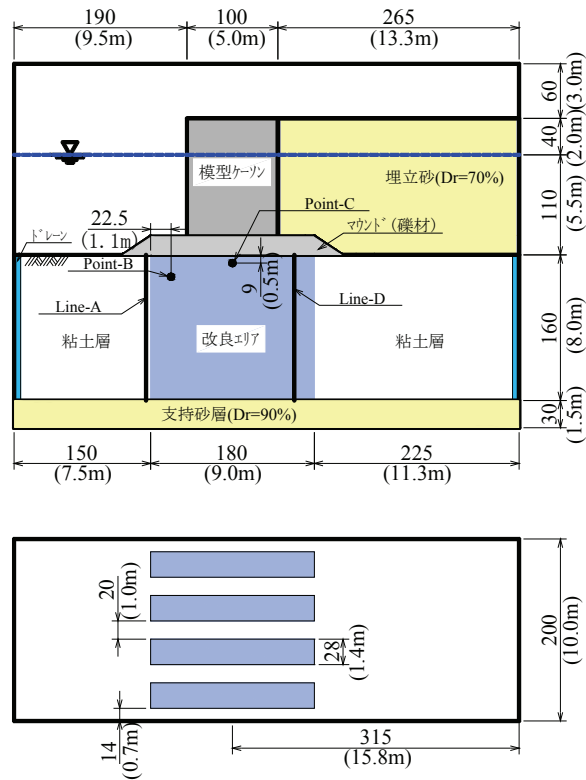


図 5-3-1 試料容器

(2) 模型地盤の概要

実験における模型地盤の概略図を図 5-3-2 に示す。支持砂層の上に正規圧密状態の粘土地盤（粘土地盤層厚約 16cm）を作製し、模型ケーソン下部の位置の粘性土地盤に凍結させた鉄鋼スラグあるいは砂による壁状の改良体を打設して複合地盤を形成しており、改良エリアの上部に碎石によるマウンド、その上に模型ケーソンを設置し、模型ケーソン背面の背面は埋め立てられた状態である。模型完成後の写真を図 5-3-3 に示す。

本実験における断面のモデルは、重力式ケーソン直下を地盤改良した場合を想定している。一般的に、ケーソン等の重力式構造物下を SCP 改良にて対策する場合、改良杭を密に配置する高置換改良（例えば図 5-3-4 に示すような改良率 78.5%による接円改良）を行うことが多い。本実験においても高置換改良を前提としているが、高置換率で円形状の改良杭を配置することが精度上困難であったことから、断面方向に改良杭が密に配置され互いに接する状態を模擬できるように、改良部を壁状とした。改良壁は実寸で幅 18cm・奥行き 2.8cm であり、4 本の改良壁を模型ケーソン下の改良エリアにおいて均等になるように打設している。



() 内は実物スケール換算値

図 5-3-2 本実験の模型地盤

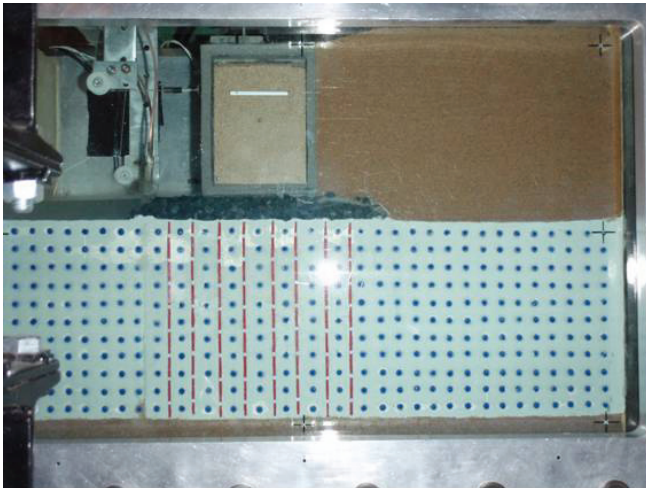
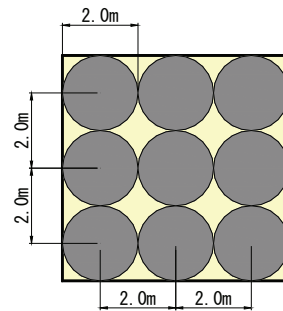


図 5-3-3 模型完成後の状況



$a_s=78.5\%$
(SCP径 ϕ 2.0m, 正方形2.0mピッチ改良)

図 5-3-4 高置換 SCP の配置例

5. 3. 2 改良材料および実験ケース

実験では、SCP 改良部として豊浦砂、鉄鋼スラグを用いた。鉄鋼スラグの材料は、重量比で高炉水砕スラグ 20%と製鋼スラグ 80%の混合材料で、最大粒径を 5mm 以下とした。

なお、前述のとおり SCP 改良部は壁状で、改良壁の寸法は幅 18.0cm 奥行き 2.8cm 長さ 16.0cm の直方体である。

(1) 改良壁の作製方法

1) 砂改良壁

- ① 直方体の鋼製型枠（図 5-3-5）に、脱気水と混合した豊浦砂を型枠内に投入する。
- ② 砂投入後、図 5-3-6 に示すような振動台を用いて約 30 秒振動を与えて締固めを行う。
- ③ 振動によって締め固まって空いた分の砂を再投入する。
- ④ 再投入後、約 2 分間振動を与え締固めを行う。
- ⑤ 締固め終了後、冷凍庫にて凍結させる。
- ⑥ 完全に凍結が確認された後、型枠から改良壁を脱型する。

2) 鉄鋼スラグ改良壁

- ① 改良壁の寸法に対し必要な量の鉄鋼スラグを準備する。
- ② 直方体の鋼製型枠（図 5-3-5）に、最大乾燥密度の 90%の密度となるように密度管理で鉄鋼スラグを投入する。
- ③ 水中飽和にて 7 日間養生する。
- ④ 養生終了後、冷凍庫にて凍結させる。
- ⑤ 完全に凍結が確認された後、型枠から改良壁を脱型する。

砂による改良壁の写真を図 5-3-7、鋼スラグによる改良壁の写真を図 5-3-8 に示す。

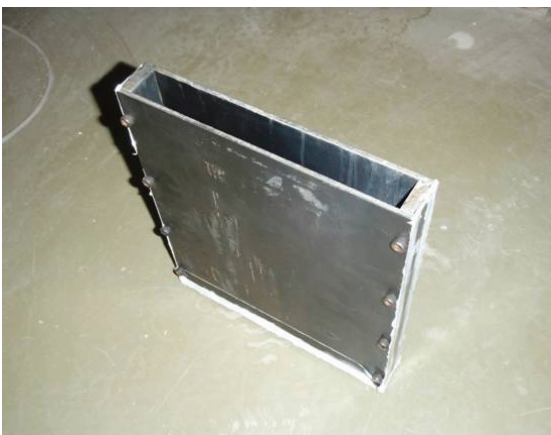


図 5-3-5 鋼製型枠



図 5-3-6 小型振動台

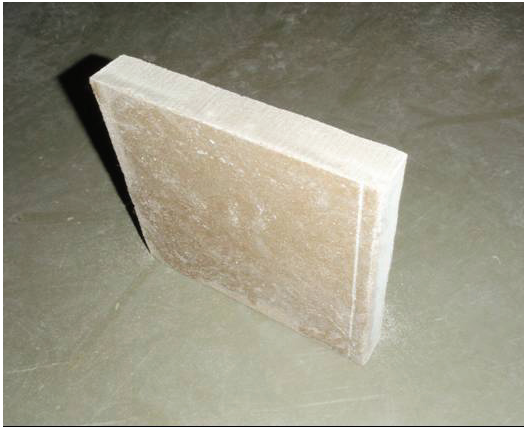


図 5-3-7 砂改良壁（凍結後）



図 5-3-8 鉄鋼スラグ改良壁（凍結後）

(2) 改良材の物性

実験に用いた豊浦砂および鉄鋼スラグの物性を表 5-3-1 に示す。

表 5-3-1 実験材料の物性

(a)豊浦砂

土粒子密度	ρ_s	2.66 g/cm ³
最大間隙比	e_{\max}	0.990
最小間隙比	e_{\min}	0.607
平均粒径	D_{50}	0.18 mm
均等係数	U_c	1.49
相対密度	Dr	75%
せん断抵抗角	ϕ_d	37.2°

(b)鉄鋼スラグ

最大乾燥密度	$\rho_{d\max}$	2.15 g/cm ³
乾燥密度	ρ_d	1.94 g/cm ³
最大粒径		5.00 mm
平均粒径	D_{50}	0.90 mm
均等係数	U_c	12.7
粘着力	c_d	69 kN/m ²
せん断抵抗角	ϕ_d	45.1°
残留強度状態のせん断抵抗角	$\phi_{d\text{res}}$	43.5°

豊浦砂の相対密度は前述の方法により作製した改良壁より算定された値である。また豊浦砂および鉄鋼スラグの強度特性は、三軸圧縮試験（CD試験）を実施して得られた結果である。ただし、第3章に示した繰返し載荷実験の場合と同様に、三軸圧縮試験は、実験で用いる鉄鋼スラグと同じ条件（養生・凍結・融解）での供試体で行った。

三軸圧縮試験における軸ひずみ-主応力差の関係を図5-3-9に示す。両者の軸ひずみ-主応力差の関係をみると、鉄鋼スラグの比較的小さなひずみ領域でのピーク強度後の急激な低下が、豊浦砂との比較でより明瞭となっている。強度特性（ c_d および ϕ_d ）は、ピーク強度に対しモールの応力円により算出した。また、鉄鋼スラグについては、第3章の繰返し載荷実験の場合と同様に、ピーク強度を超えて残留強度相当となったときのせん断抵抗角 ϕ_{d0res} を算出した。この結果も表5-3-1(b)において示す。

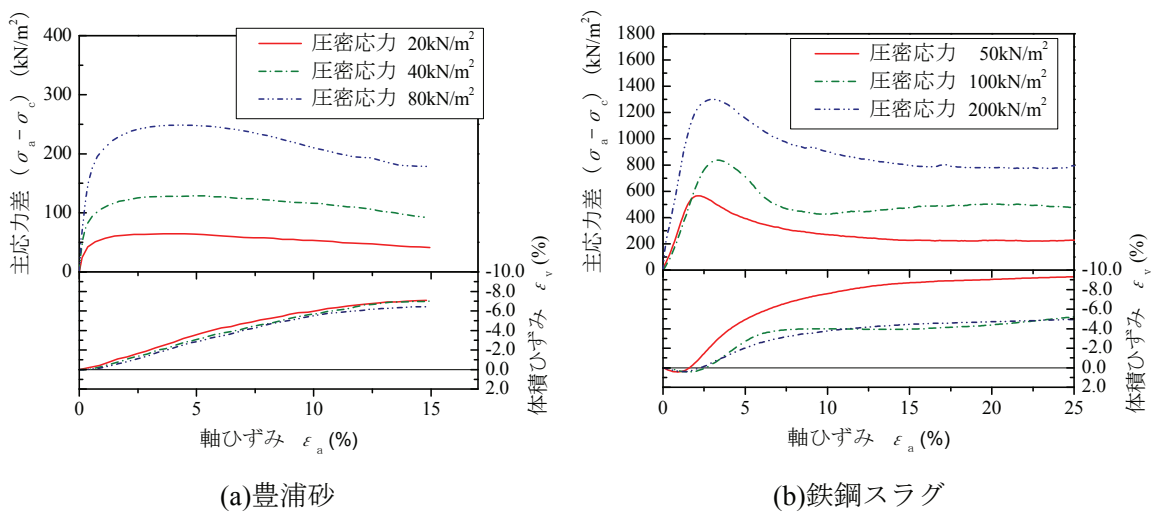


図 5-3-9 三軸圧縮試験（CD試験）結果

(3) 実験ケース

実験ケースを表5-3-2に示す。

模型地盤の改良配置は図5-3-2に示したとおりであり、このときの改良率としては $as=58\%$ となる。

表 5-3-2 繰返し載荷実験の実験ケース

実験 Case	改良杭材	改良形状	改良率 as(%)
E2-1	豊浦砂	壁状	58
E2-2	鉄鋼スラグ	壁状	58

5. 3. 3 模型地盤の作製方法および実験の手順

(1) 支持層

支持層には相馬珪砂を用いた。その物性を表 5-3-3 に示す。支持層は空中落下法により作製しており、支持層の相対密度は 90%程度を目標にした。実際の投入量および体積により算定される相対密度としては、Case-E2-1 において 98.6%，Case-E2-2 において 93.9%であった。

表 5-3-3 相馬珪砂の物性

土粒子密度	ρ_s	2.65 g/cm ³
最大間隙比	e_{\max}	1.115
最小間隙比	e_{\min}	0.710
平均粒径	D_{50}	0.33 mm
均等係数	U_c	1.54

(2) 粘土層

粘土地盤の材料にはカオリン粘土を用いた。カオリン粘土は乾燥粉末状の 2 種類のカオリン (AX と MC) を 1:1 の配合で使用し、初期含水比を 120%とした。粘土地盤の物性を表 5-3-4 に示す。粘土地盤は、まず 9.8kN/m² の圧密圧力で重力場(1g)で予圧密させた後、遠心場(50g)において自重圧密を行い、正規圧密状態とした。ここで、遠心場(50g)での自重圧密終了は \sqrt{t} 法によって 90%以上を目標として判断した。また、遠心場で自重圧密終了後の地盤強度を求めるため、ベーン試験を行った。各ケースのベーン試験結果を表 5-3-5 に、遠心場におけるスケールでの非排水せん断強さ c_u (kN/m²)と粘土地盤地表面からの深度 z (m)との関係を図-5-3-10 に示す。図より Case-E2-1 および Case-E2-2 ではほぼ同程度の非排水せん断強さとなっており、両実験ケースで同等の粘土層が再現されていることが分かる。また粘土地盤地表面からの深度 z が大きくなると非排水せん断強さ c_u は大きくなっており、この強度勾配としては、2.65kN/m²/m であった。最終的な粘土地盤の厚さは自重圧密終了後で約 16cm とした。

表 5-3-4 カオリン粘土の物性

土粒子密度	ρ_s	2.72 g/cm ³
液性限界	W_L	54.3 %
塑性限界	W_p	32.6 %
塑性指数	I_p	21.7
圧縮指数	C_c	0.43

表 5-3-5 ベーン試験結果

Case	深度(cm)	非排水せん断強さ c_u (kN/m ²)
E2-1	4.1	5.15
	12.3	16.65
E2-2	4.2	4.96
	12.2	15.69

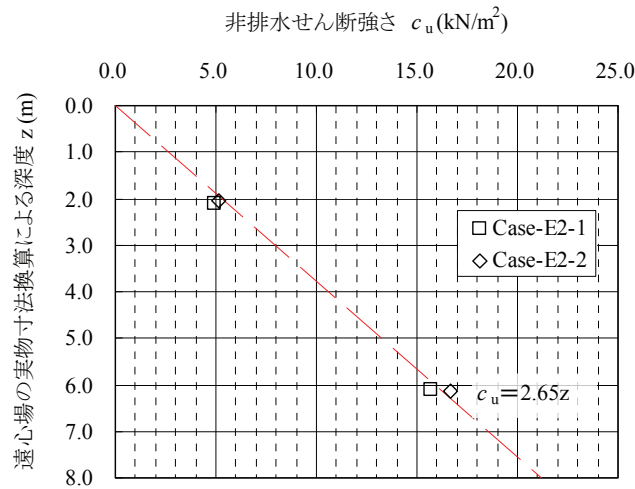
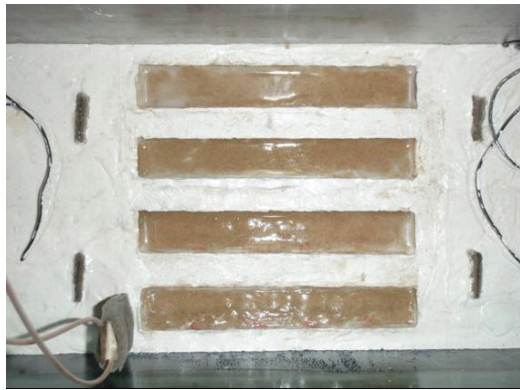


図 5-3-10 粘土層の非排水せん断強さの深度分布

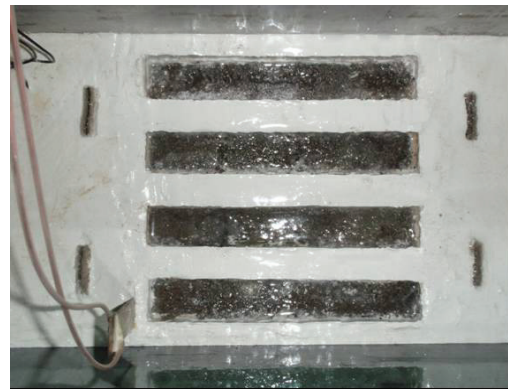
(3) 改良壁の打設

凍結後に脱型した改良壁は、50g 場で自重圧密の完了後、1g 場で十分膨張させた粘土地盤に打設した。改良壁の打設方法としては、まず粘土地盤に外寸幅 18cm 奥行き 2.8cm の薄肉鋼製枠を貫入し、鋼製枠の外側の粘土地盤を乱さぬように枠内の粘土を排出した。そして、鋼製枠を引き抜いた後の粘土地盤に出来た内寸幅 18cm 奥行き 2.8cm の孔に、改良深さ分の長さに調整した改良壁（凍結状態）を押し込んだ。改良壁の打設後の状況を図 5-3-11 に示す。

なお、前述のとおり、複合地盤の作製において粘土地盤に溝状の孔を空け、予め作製しておいた改良壁を挿入する手法は、中空ねじり試験機を用いた繰返し載荷実験の場合と同様である。これは、砂と鉄鋼スラグによる比較を行うため、また次章において解析的検討を行うにあたり粘土および改良壁の物性を出来るだけ正確に把握できるように、実験を実施したものである。



Case-E2-1 (砂)



Case-E2-2 (鉄鋼スラグ)

図 5-3-11 改良壁打設後の状況

(4) マウンドおよび模型ケーソン

模型地盤に改良壁を打設後，改良領域上面にマウンドを作製した。マウンドは砕石を用いて作製した。石の粒径は 4.75mm～9.5mm である。マウンドの寸法は厚さ約 2cm，天端幅約 18cm とした。

模型ケーソンは，寸法高さ 13cm，幅 10cm，奥行き 19.5cm のアクリル製の箱型で，その内部に砂や鉛玉を入れることで自由に重量が変えることができるものである。ケーソンの重量は 5.125kg で，密度は 2.02g/cm^3 である。実験時における水位（ケーソン下端から約 9cm は水浸下）を考慮すると，遠心力 50g 場におけるケーソンの接地圧は約 85kPa となる。また，模型ケーソンの底面および埋立側背面には，埋立土と同じ相馬珪砂を接着剤によって接着している。

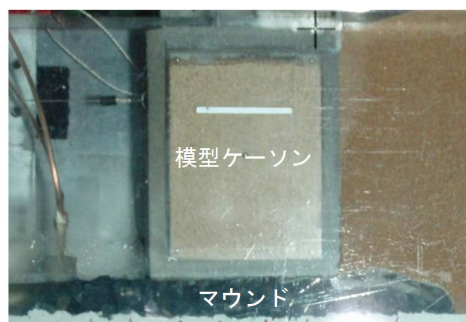


図 5-3-12 マウンドおよび模型ケーソンの状況

(5) 埋立土

埋立土には支持層と同様の相馬珪砂を用いて，相対密度として 70%程度を目標に空中落下法により作製した。実際の投入量および体積により算定される相対密度としては，Case-E2-1 において 72.0%，Case-E2-2 において 74.2%であった。

(6) 粘土地盤の圧密促進対策

前述のとおり，遠心場(50g)にて正規圧密状態の粘土地盤を作製した後，重力場において粘土地盤の所定の位置に改良壁による地盤改良を施し，マウンドおよびケーソンを設置して，ケーソン背後の粘土地盤に埋立部を作製している。実験においては，再度遠心場の状態とする必要があるが，このときに埋立土下部の粘土地盤においては，遠心加速度に応じた埋立土による荷重が加わることから，地盤の破壊が生じる可能性がある。そこで，良領域の前面および背面の粘土地盤には，改良率 4.5% で不織布（図 5-3-13）を打設し，埋立土による粘土地盤の強度増加を早期に図るとともに，段階的に遠心加速度（12.5g, 25g, 37.5g, 50g）を増加させて各段階での圧密を確認しながら，50g まで増加させた。本実験で用いた不織布の透水係数は，不織布に作用する圧縮荷重によって多少異なるが，圧縮荷重が 200kPa 以上でも 0.05cm/sec の透水係数を有するもので，高い透水性を有している。打設方法としては，不織布と同じ幅で厚さ約 1mm のスチール製の板によって，図 5-3-14 に示すように，不織布による帯状ドレーンを 2 つ折にして粘土地盤に打設した。打設後の状況を図 5-3-15 に示す。



図 5-3-13 不織布による帯状ドレーン



図 5-3-14 打設方法

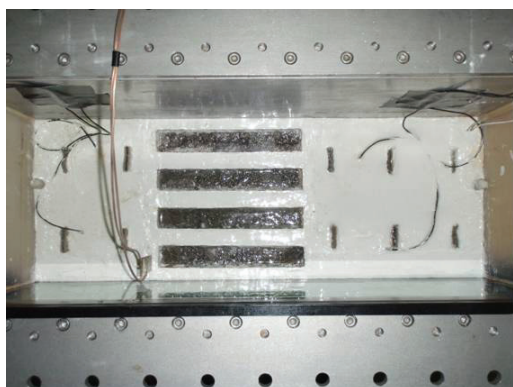


図 5-3-15 不織布ドレーン打設後の状況

(7) 実験の手順

模型地盤作製後，ふたたび遠心場とし振動模型実験を行う。これらの手順は以下のとおりである。

- ① 計測器のデータ集力を開始する。
- ② 遠心加速度を 12.5g まで増加させ，粘土地盤を自重圧密の際と同様に \sqrt{t} 法により 90%以上の圧密を確認するまで放置する
- ③ 圧密終了後，遠心場通水用タンクによって，模型地盤に所定の水位になるように脱気水を通水させる。
- ④ 遠心加速度を 25g, 37.5g, 50g と段階的に増加させ，各段階で \sqrt{t} 法により 90%以上の圧密を確認するまで放置する。
- ⑤ 50g での圧密終了後，加振装置によって，模型地盤に地震波を入力し加振を行う。そして，加振中および加振前後における計測器の収録を行う。
- ⑥ 遠心装置を減速・停止させる。

手順の③において示しているように，本実験においては粘性を有しない脱気水を通水させた。遠心場における模型振動実験では，背面の埋立土等における加振時の過剰間隙水圧の上昇を考慮する場合，遠心場における相似則を考慮した粘性流体を用いる必要がある。しかしながら，この場合，過剰間隙水圧の挙動によりケーソンに対して水圧上昇時の背面土圧が複雑に働くこととなる。本実験では実験結果に対する解釈が得やすいように，埋立土の過剰間隙水圧の上昇による挙動の複雑さを回避することとした。

遠心模型実験の全体フローは図 5-3-16 に示す。

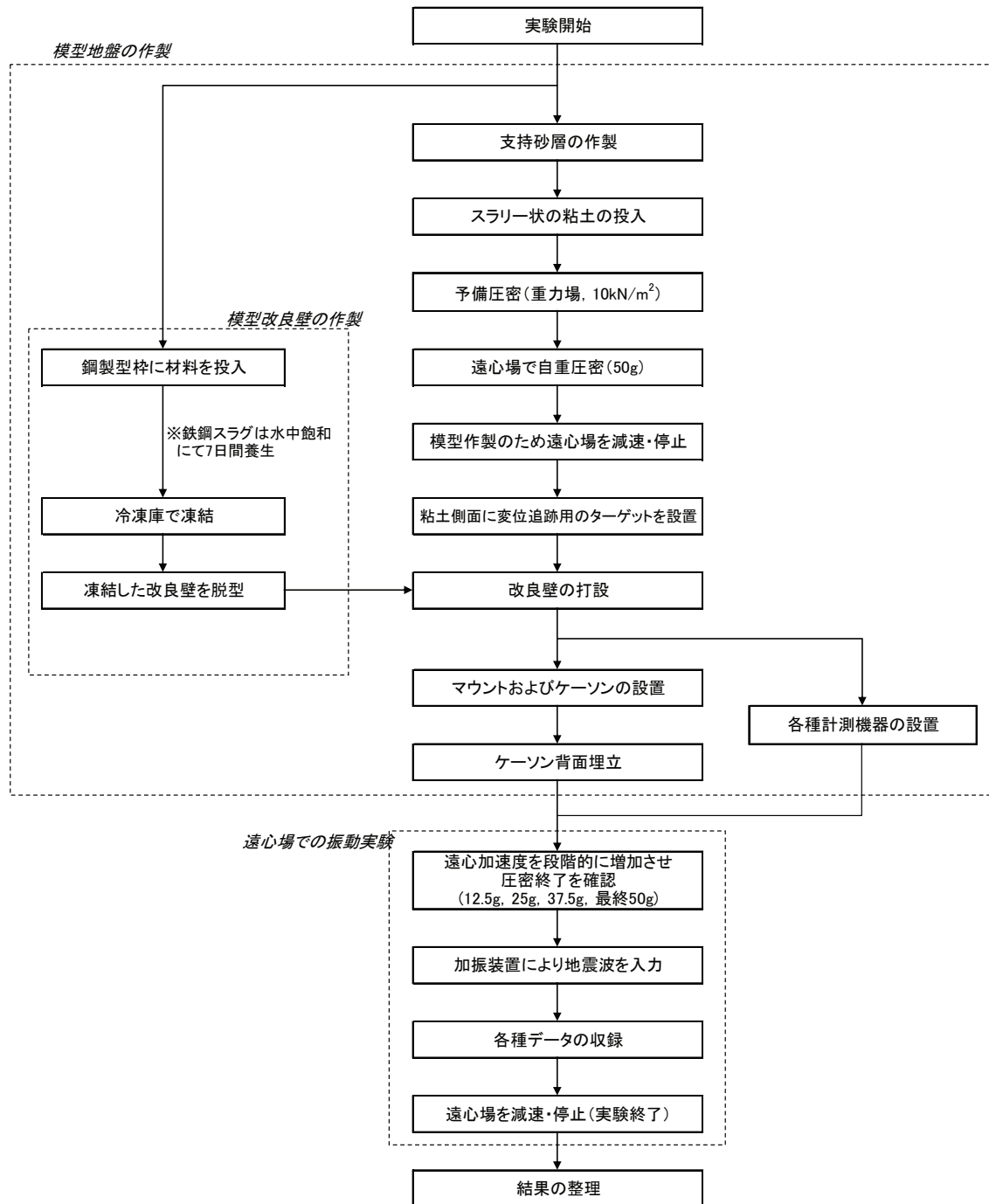


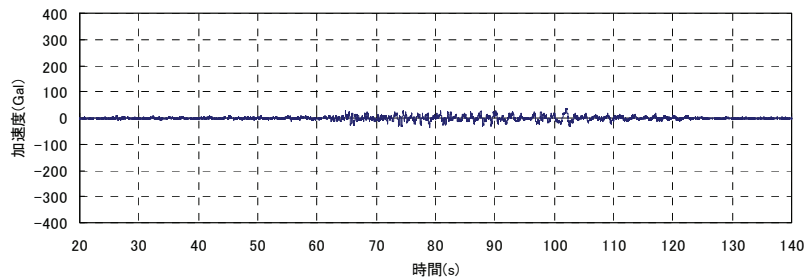
図 5-3-16 遠心模型実験のフロー

5. 3. 4 加振条件および計測項目

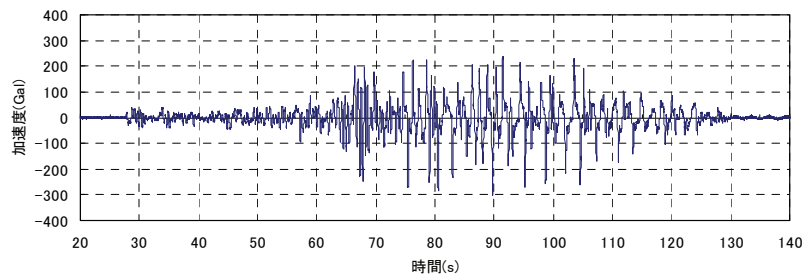
(1) 加振条件

本実験では、遠心加速度 50g の条件にて、模型下に設置した加振装置により地震動を与える。地震動は模擬地震波形（以降、シナリオ波と称す）を用いた。主要動が 60 秒程度でその間に最大 300Gal 程度の加速度が数度に渡り作用する地震動となっている。加振条件としては、シナリオ波を振幅倍率を 0.1 倍、0.7 倍、1.0 倍と徐々に大きくするステップ加振を行った。

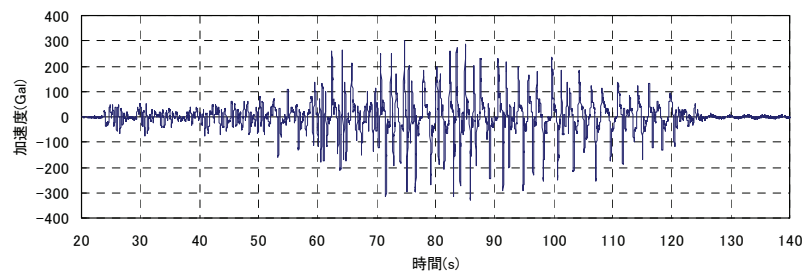
ステップ加振による入力加速度の時刻歴を図 5-3-17 に示す。



(a)シナリオ波 0.1 倍



(b)シナリオ波 0.7 倍



(c)シナリオ波 1.0 倍

図 5-3-17 地震動の時刻歴

なお、ここで示している加速度時刻歴は、模型容器下端において計測された結果である。

(2) 計測項目

加振実験時における、計測機器の配置位置を図 5-3-18 に示す。

主な計測項目を以下に示す。

①粘土地盤の変形挙動の測定

- ・ 水平変位測定用ひずみゲージセンサー
水平変位測定用歪ゲージセンサーは、肉厚 0.5mm、幅 20mm、長さ 200mm の非常に薄肉なリン青銅板に歪ゲージを深度方向2cmピッチで10ヶ所に貼付したもの(図 5-3-19) で、リン青銅板に作用する曲げひずみが測定できるようになっている。
- ・ 粘土地盤側面に設置したターゲットビーズおよび乾麺 (設置状況：図 5-3-20)

②ケーソンおよび埋立土の変位の測定

- ・ ケーソンの水平変位測定用巻込み変位計 (図 5-3-21)
- ・ ケーソンおよび埋立土の鉛直変位測定用変位計 (図 5-3-21)

③模型地盤内の間隙水圧および応答加速度

- ・ 粘土地盤および埋立土内に間隙水圧計を設置 (図 5-3-22)
- ・ ケーソン、改良壁上、粘土地盤、埋立土、試料容器に加速度計を設置 (図 5-3-22)

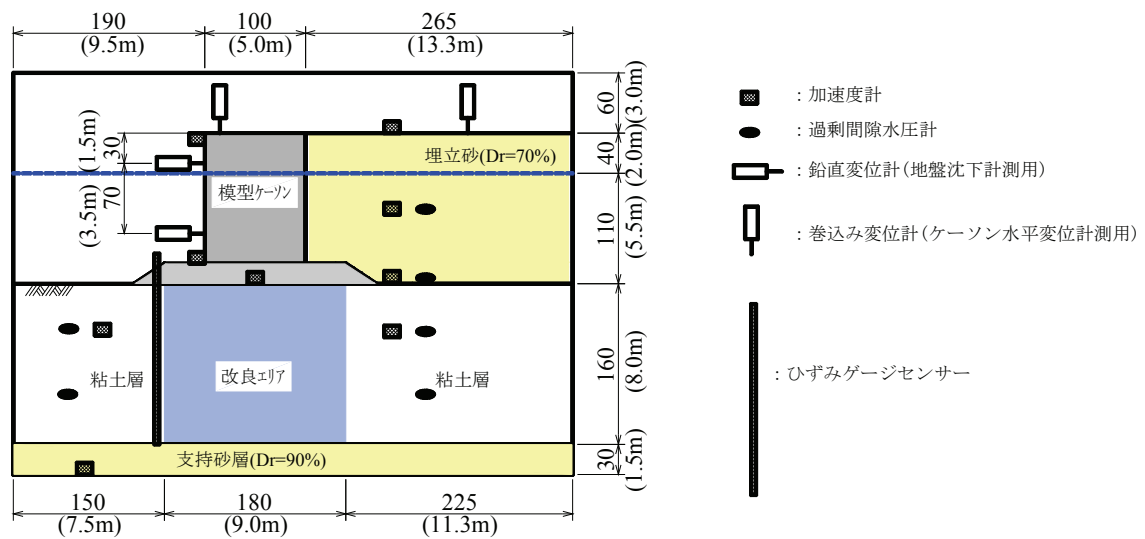


図 5-3-18 各種計測機器の配置位置

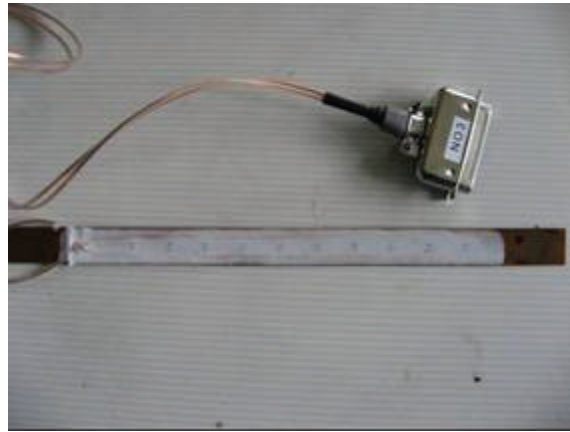


図 5-3-19 ひずみゲージセンサー

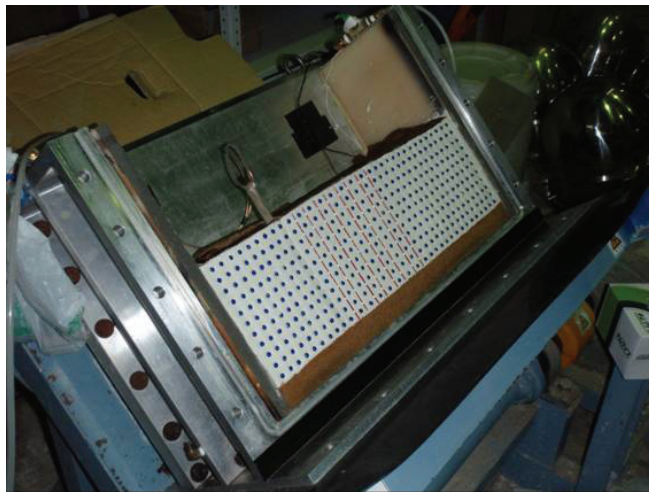


図 5-3-20 ターゲットビーズおよび乾麺

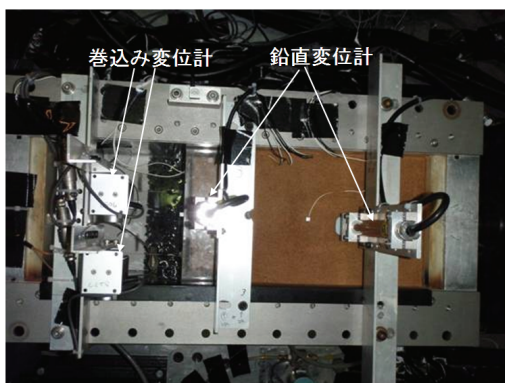


図 5-3-21 変位計



図 5-3-22 加速度計と間隙水圧計

5. 4 実験結果と考察

5. 4. 1 改良地盤の変形モード

(1) 加振後の模型地盤の状況

実験の各ステップ加振後において撮影した模型地盤の写真を図 5-4-1 (Case-E2-1), 図 5-4-2 (Case-E2-2) に示す。

シナリオ波の振幅0.1倍による加振後の状況を見ると, Case-E2-1 および Case-E2-2 とともに, 模型地盤のいずれの部分にも有意な変形は見られない。シナリオ波の振幅0.7倍による加振後の状況では, 両ケースともにケーソンが海側に変形し, 改良エリアにおいても海側への変位の状況が確認できる。また, ケーソン背面の埋立土においては沈下が生じており, ケーソンおよび改良地盤が海側に変形したことに起因すると考えられる。次にシナリオ波の振幅1.0倍による加振後の状況は, 0.7倍による加振後より, ケーソンおよび改良エリアの海側の変形がさらに卓越して生じており, 改良エリアの変形に伴って, ケーソン前面側の粘土は海側上方へ変形している状況となっている。

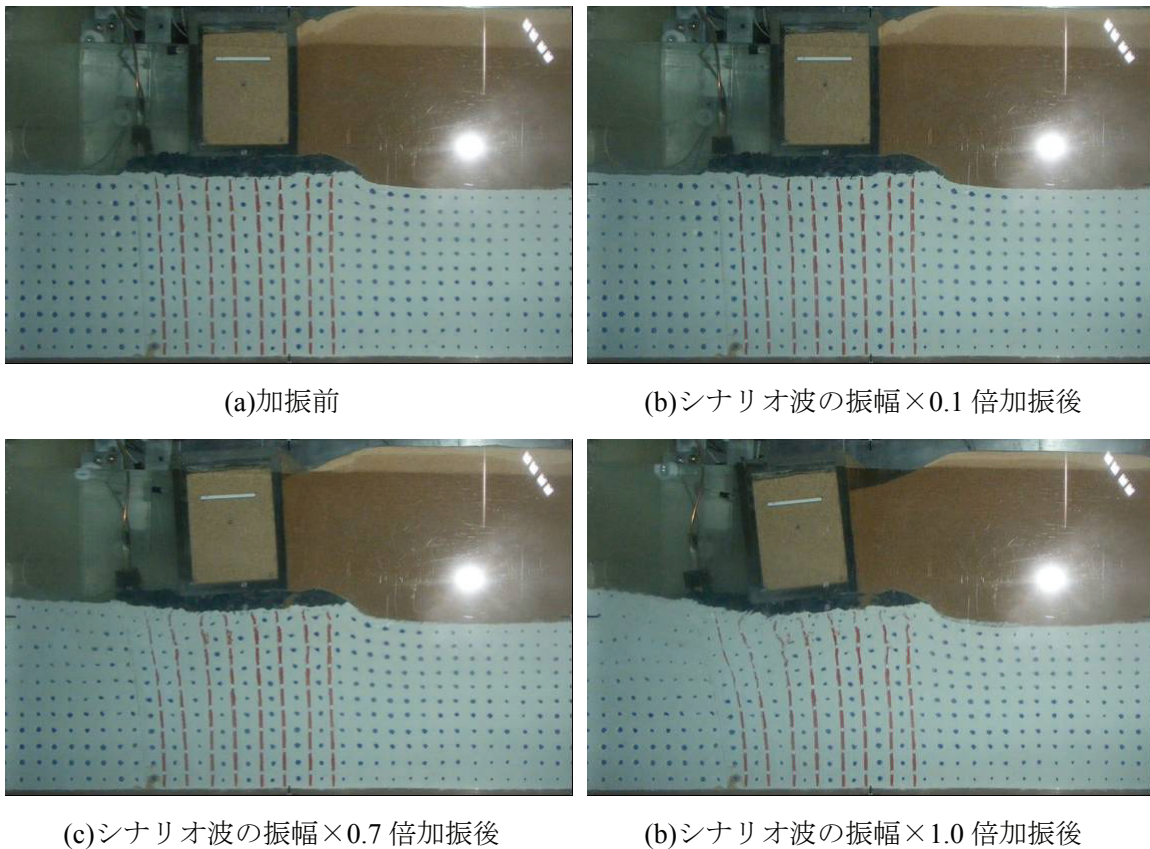


図 5-4-1 ステップ加振による模型地盤の変形状況 (Case-E2-1)

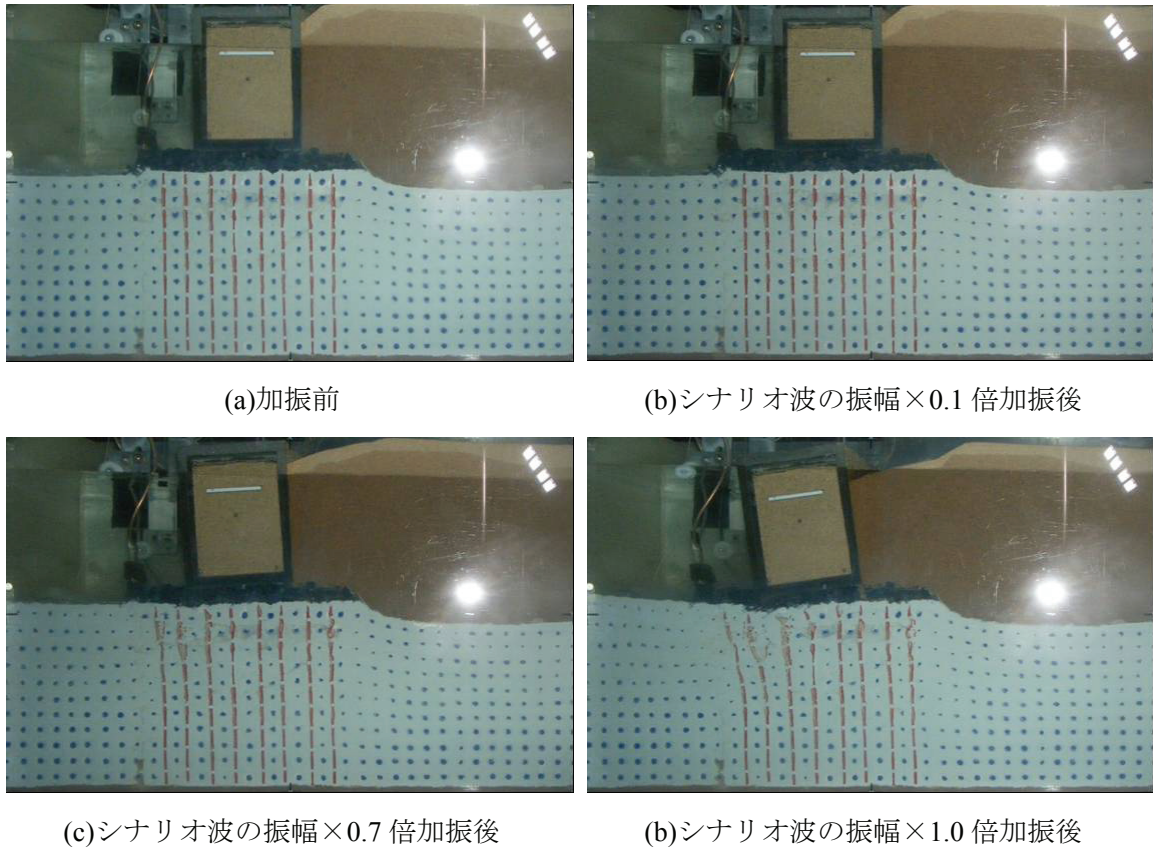


図 5-4-2 ステップ加振による模型地盤の変形状況 (Case-E2-2)

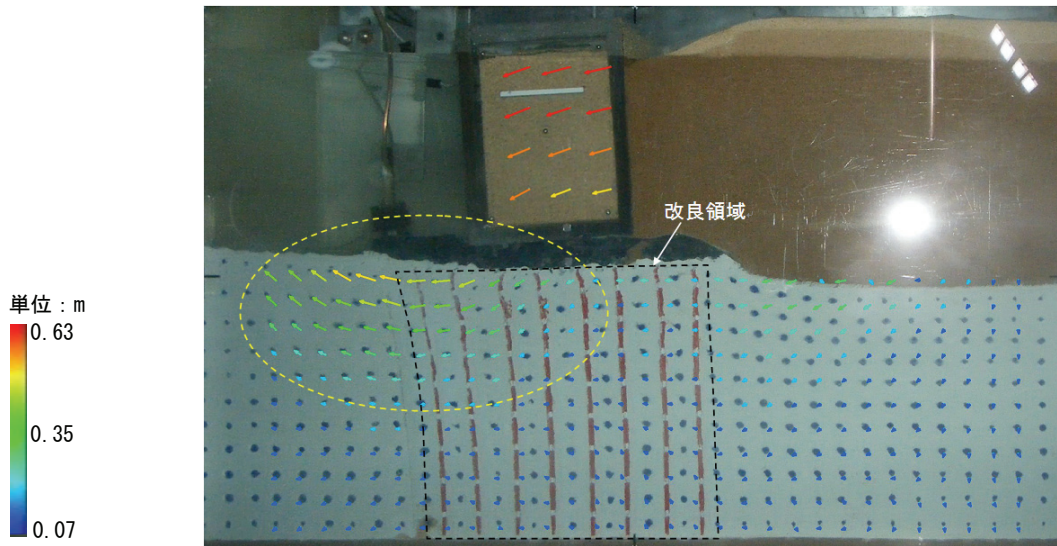
(2) 地盤全体の変位状況

加振後に対し撮影した写真に対し、画像解析を行うことで地盤の残留変位を測定し、変位の挙動を追跡することが可能である。この画像解析を用いて、シナリオ波の振幅 0.7 倍で加振後の地盤全体変形ベクトル図を、図 5-4-3 に示す。ここで、変位ベクトル図は加振前を“ゼロ”とした場合である。なお、改良エリア前面側の Line-A には水平変位測定用にひずみゲージセンサーを設置しているが、このひずみゲージセンサーによる水平変位と画像解析による水平変位がほぼ同等であることを確認している。

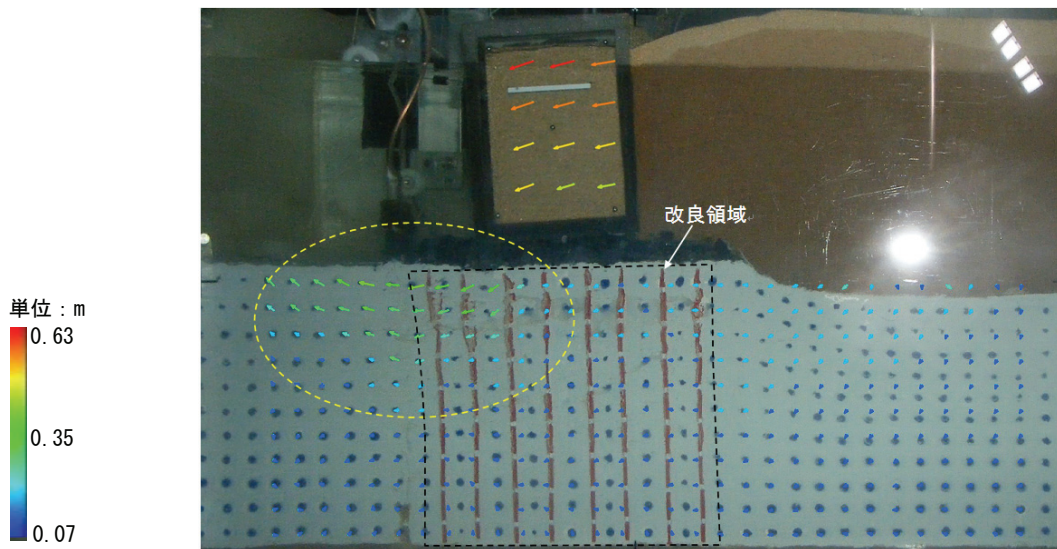
ケーソンの変位は、両ケースともに海側に動くとともに沈下する方向にも生じており、その傾向に大きな差は無い。

次に改良エリアにおける変位のモードは、改良上部で若干の沈下が生じているが、全体的には海側への水平変位が卓越している状況となっており、改良エリアは全体的に海側にせん断変形していることが分かる。また、改良エリアの地盤変位は、改良エリアの海側上部において比較的大きく生じていることが分かる。この海側上部エリアの変形により、前面側の粘土は水平方向の変位と鉛直上方へ押し上げられる変位が発生した。このような変形は、実験モデルの改良幅が一般の実施工断面より比較的小さいことに加え、さらに前面

側の粘土における受働抵抗が小さいことにより変位が大きく発生したと考えられる。また、改良エリア背面側の埋立土下の粘土地盤では、わずかに海側下方への変位が生じており、改良エリアの変位に対し引き込まれている状況がうかがえる。以上のような結果は、Case-E2-1 と Case-E2-2 で同様であった。



(a)Case-E2-1 (砂)



(a)Case-E2-2 (鉄鋼スラグ)

図 5-4-3 画像解析による変位ベクトル図

(3) 改良エリアのせん断ひずみ分布

変位ベクトル図より，改良地盤における変位が水平方向に卓越していることから，画像解析における4点の変位計測ポイントのX方向変位に着目して，図5-4-4に示すような定義にてX方向せん断ひずみを算出した。その分布図を図5-4-5に示す。X方向のみに着目した比較であるが，改良エリアの下部エリアではせん断ひずみは小さく推移しているが，全体的に改良エリアの海側上部に向けてせん断ひずみが徐々に大きくなる傾向となった。また，せん断ひずみが部分的に大きくなるエリアが海側上部に見られており，このエリアの変位が大きく発生している点も含めて，局所的なせん断破壊が進行していると推測される。各ケースの分布の比較としては，Case2-2の方がCase2-1よりも海側上部エリアで若干小さくなっているが，全体としてはほぼ同様の傾向を示した。以上の点より，鉄鋼スラグによる改良地盤と砂による改良地盤では，同様の変形モードとなることが分かった。

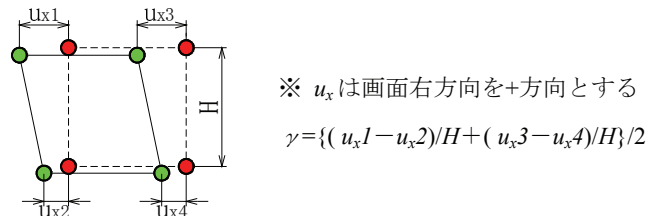


図5-4-4 せん断ひずみ γ の考え方

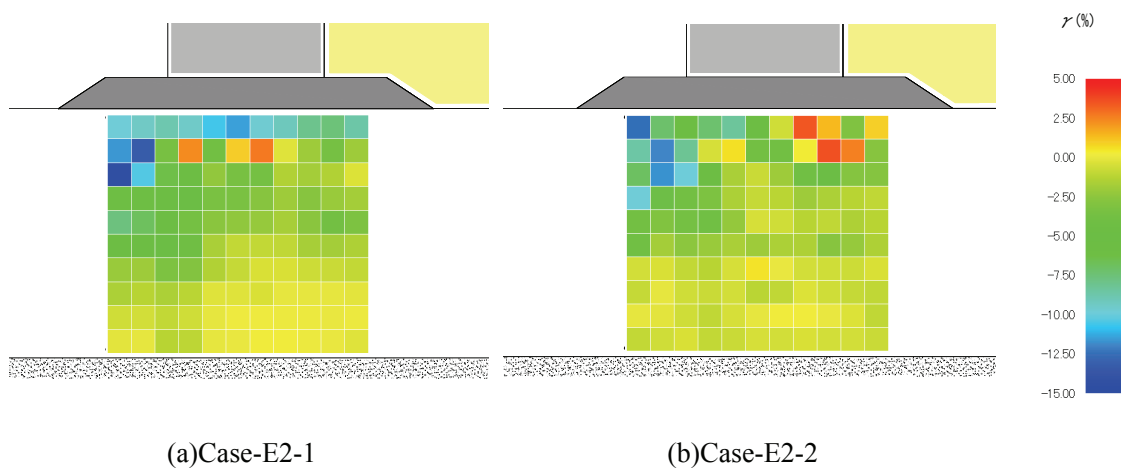


図5-4-5 せん断ひずみ分布

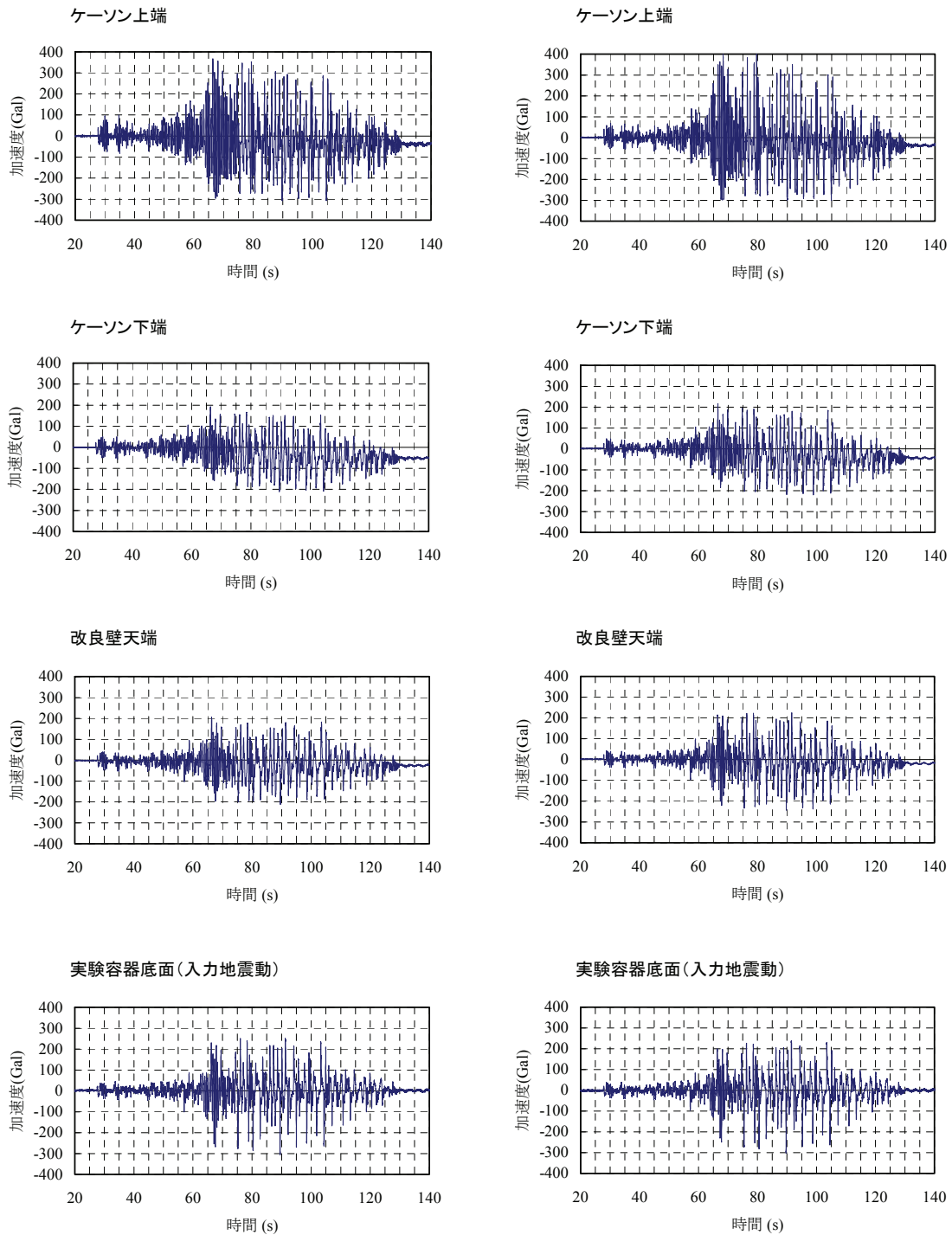
5. 4. 2 応答加速度時刻歴

模型地盤において設置した加速度計の計測結果を図 5-4-6 および図 5-4-7 に示す。図 5-4-6 がシナリオ波の振幅 0.7 倍，図 5-4-7 がシナリオ波の振幅 1.0 倍で，実験容器底面，改良壁天端，ケーソン下端，ケーソン上端で計測された結果を示している。なお，実験容器底面における応答加速度は入力地震動に相当する。また，それぞれの応答加速度時刻歴において，加速度が（－）方向に偏りを見せているが，これは加振に伴う模型地盤の変位により水平方向に対して加速度計に傾きが生じているためである。

改良天端における応答加速度を見ると，Case-E2-1 のシナリオ波 0.7 倍の結果において，入力地震動対し若干の減衰傾向が見られる。これに対し，Case-E2-2 においては，実験容器底面に対し改良天端における応答加速度に大きな差は見受けられない。シナリオ波 1.0 倍の結果においては，両ケースともに減衰する傾向が見られるが，その傾向は Case-E2-1 においてより顕著に現れている。前述の改良エリアにおける変形モードを考えた場合，Case-E2-2 に比較して，Case-E2-1 の方が改良エリア上部におけるひずみが若干大きく発生していることから，このひずみによる減衰が働いた可能性が考えられる。

以上の点より，本実験の模型断面においては，鉄鋼スラグによる改良地盤の方が，砂により改良地盤より地震動が伝達されやすいと傾向といえる。ただしこの傾向は，入力地震動の特性，および地震動の大きさ，あるいは地盤の構成によって相違があると考えられる。

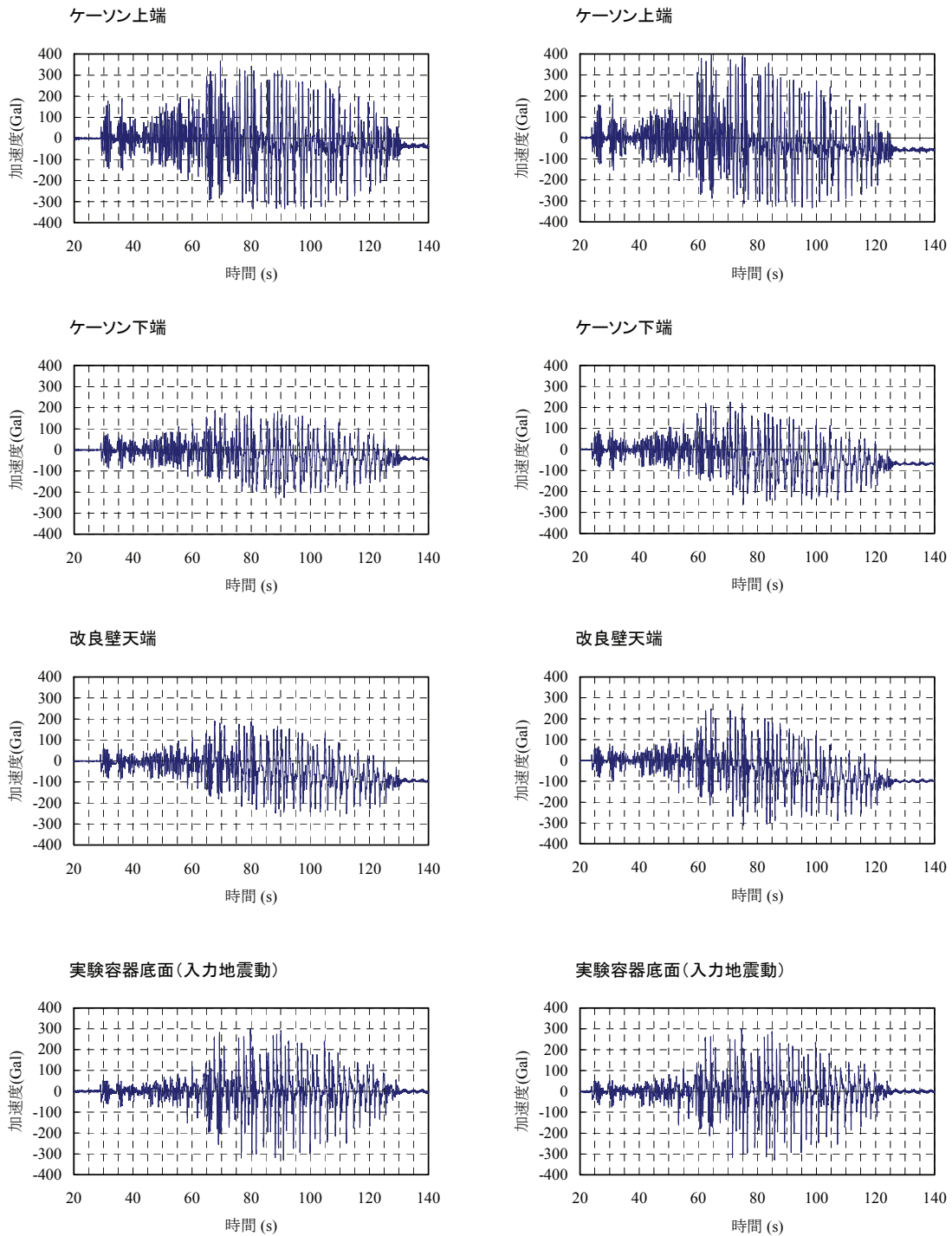
ケーソン下端における応答加速度を見ると，シナリオ波 0.7 倍およびシナリオ波 1.0 倍の両方の加振後ともに，入力地震動に対し減衰している傾向となっている。一方で，ケーソン上端の応答加速度は比較的大きく増幅している傾向となり，両解析ケースともに同様であった。



(a)Case-E2-1

(b)Case-E2-2

図 5-4-6 シナリオ波の振幅 0.7 倍における応答加速度の時刻歴



(a)Case-E2-1

(b)Case-E2-2

図 5-4-7 シナリオ波の振幅 1.0 倍における応答加速度の時刻歴

5. 4. 3 変位の比較

(1) 地盤の変位量

改良エリアにおける変形量に着目すると、図 5-4-3 の変位ベクトル図より、Case-E2-2 の方が Case-E2-1 よりも小さい傾向が明らかである。そこで、改良エリアのターゲットポイントとして、海側上部の Point-B にて水平変位量、捨石直下の Point-C にて沈下量を比較した。Point-B は、改良壁海側端から 1.1m 埋立側、深度 1.2m の位置で、Point-C はケーソン中央直下の深度 0.45m の位置である。

図 5-4-8 に示す水平変位量の比較結果を見ると、Case-E2-1 よりも Case-E2-2 の方が変位量は小さく、その低減率としてはシナリオ波の振幅倍率 0.7 倍で約 35%程度、シナリオ波 1.0 倍で約 19%程度であった。図 5-4-9 に示す沈下量の比較結果も同様に、Case-E2-1 よりも Case-E2-2 の方が変位量は小さく、特に振幅倍率 1.0 倍においては Case-E2-1 は 2 倍以上の変位量が発生する結果となった。なお、変形モードから見て、この鉛直変位は海側方向の水平変形に起因して生じたと考えられる。

Line-A における水平変位量の比較結果を図 5-4-10 に示す。Line-A は海側粘土部で、改良壁海側端から 0.25m の位置に設置したひずみゲージセンサーから求めた結果である。図より、両ケースともに土層の下端付近では水平変位は生じておらず、海底面（粘土層および改良壁上端）に近づくにつれ水平変位が徐々に大きくなり、弓なりの分布となった。また、振幅倍率が 0.7 倍から 1.0 倍に大きくなるとその傾向がより顕著に現れている。図 5-4-1 および図 5-4-2 に示した加振後の写真において、赤色に着色した乾麺の変形状況も弓なりとなっており、改良エリアにおいては変形に対してねばりつつ抵抗していると考えられる。そして Case-E2-2 と Case-E2-1 の比較では、振幅倍率 0.7 倍および 1.0 倍の結果でともに Case-E2-1 の方が前面側に押し出されて変形している状況となった。

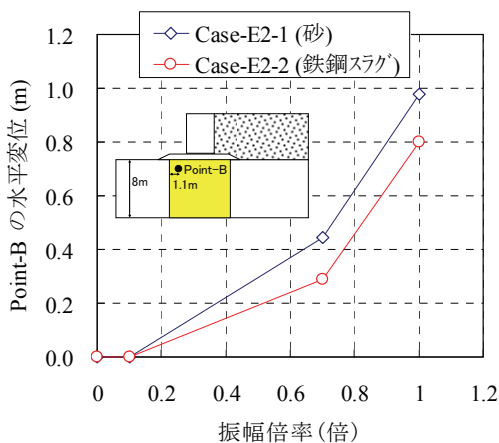


図 5-4-8 PointB(改良エリア海側上部)の水平変位量

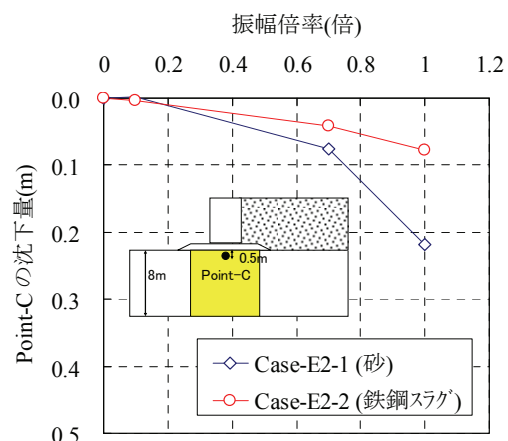


図 5-4-9 PointC(改良エリアケーソン直下)の沈下量

次に、Line-D における水平変位量の比較結果を図 5-4-11 に示す。Line-D は改良壁埋立側端から 1.1m 海側の位置を示している。この水平変位は、画像解析から求めた値である。図より振幅倍率が 0.7 倍の場合においては、深度に対してほぼ同程度の水平変位となっているが、振幅倍率が 1.0 倍になると、深度約 2.5m 以浅で Case-E2-1 の方が Case-E2-2 よりも水平変位が大きく生じる状況となった。

以上より、変形モードは同様であるが、鉄鋼スラグによる改良地盤は砂による改良地盤よりも変形が抑制されていることが分かった。

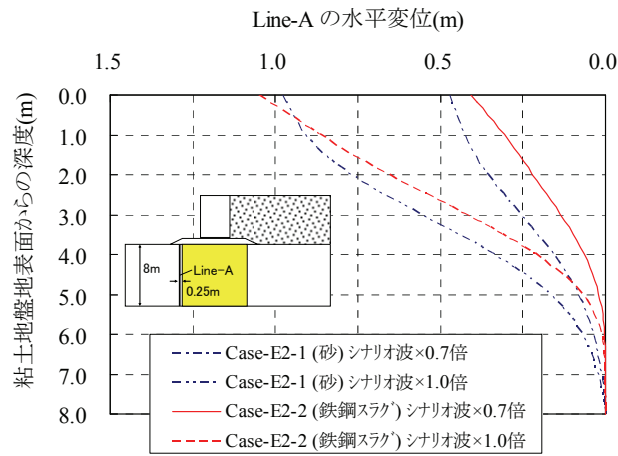


図 5-4-10 Line-A(改良エリア前面)の水平変位分布

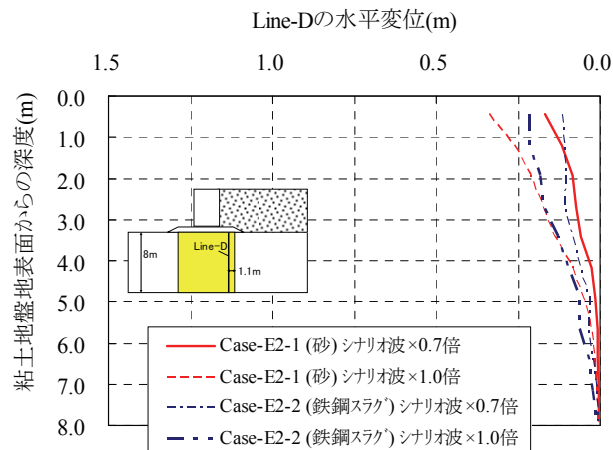


図 5-4-11 Line-D(改良エリア前面)の水平変位分布

(2) ケーソンの変位量

ケーソンでは、ケーソン天端から 1.5m および 5.0m の位置にて水平変位量を計測しているとともに、ケーソン天端の鉛直変位の計測を実施している。これらの結果図を、図 5-4-12 および図 5-4-13 に示す。

図 5-4-12 に示す水平変位の結果では、Case-E2-1 および Case-E2-2 のどちらのケースにおいてもケーソン天端から 1.5m 方が 5.0m より水平変位が大きくなっており、ケーソンが海側に傾いていることが分かる。その水平変位量を比較すると、振幅倍率 0.7 の結果では Case-E2-2 に対し Case-E2-1 の方が多少大きくなる傾向となっているが、振幅倍率 1.0 倍の結果では、その差はさらに小さくなっており、ケーソン天端から 1.5m の地点では Case-E2-2の方が若干大きくなる傾向となった。

一方で、ケーソン天端の鉛直変位を比較した図 5-4-13 を見ると、振幅倍率 0.7 の結果では Case-E2-1 に対し Case-E2-2 の方が、沈下量が低減している傾向となっており、振幅倍率 1.0 においても、その低減の比率は異なるが、Case-E2-2 の方が小さい値となっている。

これらの傾向について改良地盤における変位の比較結果と合わせて考えると、まず図 5-4-9 に示した振幅倍率 1.0 でのケーソン中央直下の改良地盤の沈下量において、Case-E2-2 は Case-E2-1 に比べて小さな値を示しており、その差は顕著である。一方で、改良エリア海側上部における変形は、Case-E2-2 は Case-E2-1 と比較して小さくなるが、その比率は改良地盤の沈下量の比率ほど生じていない。以上の点より、改良エリアにおける変位の発生モードとして、ケーソン直下の改良地盤の沈下が安定していた Case-E2-2 においてマウンド部の局所的な変形（ケーソンつま先部）が大きくなり、ケーソンに転倒モードが生じやすくなったことが要因の一つとして考えられる。

さらに、図 5-4-6 および図 5-4-7 において示したように、ケーソン天端における応答加速度は増幅している傾向となっており、ケーソンの変位は背面土圧に加え、この加速度に伴う水平外力の影響が大きく働いたと考えられる。

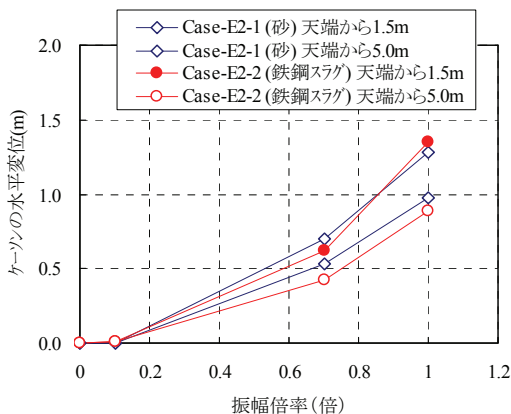


図 5-4-12 ケーソンの水平変位量

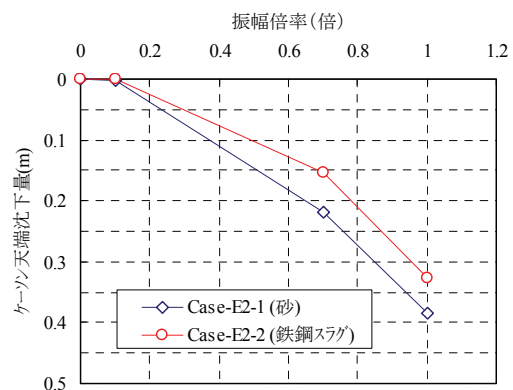


図 5-4-13 ケーソン天端の沈下量

5.5 まとめ

本章では、SCPによる改良地盤を基礎地盤とする重力式ケーソン護岸を模擬した断面に対して、遠心場での模型振動実験を行いその変形挙動について調べた。実験では天然砂および鉄鋼スラグを用いたケースを実施し、その挙動を比較した。本章で得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 改良地盤における加振後の残留変形ベクトルおよびせん断ひずみ分布において、鉄鋼スラグによる改良地盤、砂による改良地盤では同様のモードであった。ただし、その大きさは鉄鋼スラグによる改良地盤の方が全体的に小さい傾向であった。
- 2) 改良地盤の加振後の残留変位を詳細に比較した結果、改良地盤の水平変位、鉛直変位はともに、鉄鋼スラグによる改良地盤の方が砂による改良地盤よりも低減されることがわかった。またその低減率としては水平変位で60～80%で、鉛直変位で50%程度であった。
- 3) 改良地盤の変位の発生として、改良地盤において急激な変形が生じておらず、改良下端から改良上端に向けて徐々に大きく発生し、弓なりの変形分布となった。この変形状況より、改良地盤では変形に対しねばりつつ抵抗していると考えられる。
- 4) ケーソンにおける変位量としては、鉛直変位は鉄鋼スラグによる改良地盤の方が若干小さくなったが、水平変位は鉄鋼スラグによる改良地盤と砂による改良地盤とでほとんど差がなかった。この原因として、改良地盤の変位が低減されたことにより、ケーソン直下のマウンド部の局所的な変形（ケーソンつま先部）が生じ転倒モードが働き易くなったことが考えられる。

第5章 参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修，日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 2) 北詰昌樹：新遠心模型実験装置の開発と研究への適用，港湾技術研究所資料，No.812，1995.

第 6 章 鉄鋼スラグの改良効果の解析的検討

6. 1 概要

第 3 章における繰返し載荷実験の結果より、締め固められた砂で生じる正のダイレイタンスーが締め固められた鉄鋼スラグにおいても顕著に生じていることが確認され、第 4 章における要素レベルでの数値シミュレーションの検討により、ダイレイタンスー特性を評価することで、鉄鋼スラグによる複合地盤の繰返しせん断試験におけるひずみの進展がうまく表現できることが分かった。

さらに、第 5 章における遠心場での模型振動実験の結果より、鉄鋼スラグによる改良地盤の変形モードは砂による改良地盤と同様のモードであるとともに、砂による改良地盤と比べて、改良地盤の変形が低減されることが分かった。

そこで本章では、これまでの検討において得られた鉄鋼スラグの改良効果について、解析的な検討を加える。

まず、第 4 章で検討した鉄鋼スラグ改良部のダイレイタンスー特性を表現するパラメータを用いて、模型振動実験に対する再現解析を実施し、変形モードおよび残留変形量を比較することで、鉄鋼スラグ改良部の挙動の再現性および評価手法について考察した。

次に、鉄鋼スラグによる改良地盤および砂による改良地盤に対し、改良地盤の範囲（改良エリアの大小）が及ぼす影響について比較検討を行った。すなわち、改良形状にかかわらず鉄鋼スラグの利用によって改良地盤の変形が低減されているかどうかについて検討を行った。

上記までの検討結果を踏まえ、SCP 改良部の変位量は、SCP の中詰め材料、改良断面によって左右されることから、この変形の程度について分析を行った。具体的には、SCP による改良幅をいくつかのケースで変動させた断面に対し、地震応答解析を実施した。SCP 改良部の条件は、砂あるいは鉄鋼スラグを用いた場合とし、地震動の違いについて調べるために、特性の異なる 2 種類の地震動を用いた。そして初期の応力状態に着目して、改良エリアにおいて発生するせん断ひずみおよび変位量について分析した。

6. 2 模型振動実験に対する再現解析による検討

6. 2. 1 解析モデルの設定

(1) 解析プログラム

本解析は、鉄鋼スラグ部に対して、第 4 章における検討において得られたダイレイタンシー特性を表現するパラメータを用いる。そのため、第 4 章における検討と同様に、有効応力解析プログラム FLIP を用いる。

(2) 解析メッシュ

鉄鋼スラグによる改良地盤に対して実施した遠心場での模型振動実験に対し、解析モデルは 2 次元でありメッシュは図 6-2-1 に示すとおりである。

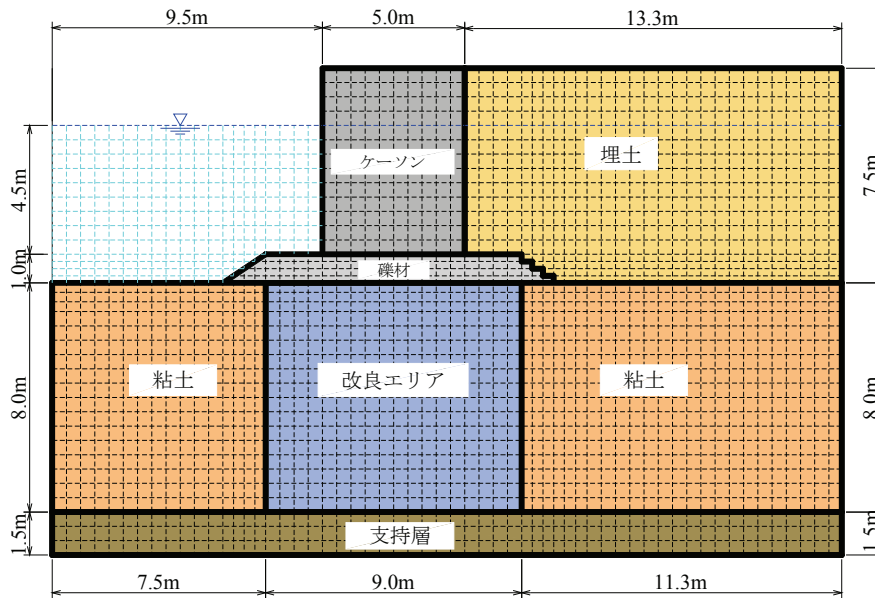


図 6-2-1 解析メッシュ図

改良エリアにおける改良率は 58%であり、粘土が 42%を占めていることから、変形モードに対する検証を行う上で無視することはできないと考えられる。そこで、2次元モデルにおいて、改良率とともに壁間粘土も評価するために、図 6-2-2 に示すような貼合せモデル¹⁾を用いた。具体的には粘土部および改良エリアを評価するマルチスプリング要素に対し改良率に応じた奥行き幅を与え、貼り合わさった要素の節点の X 方向および Y 方向の自由度が等しくなる条件を与えた。

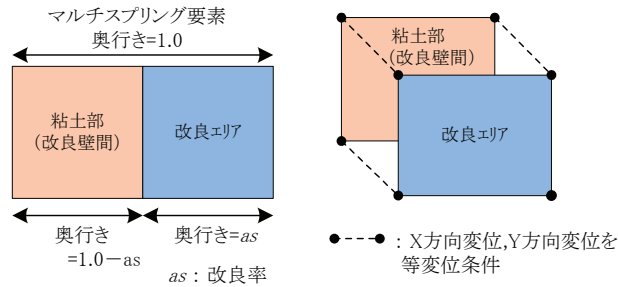


図 6-2-2 貼合わせモデルの概念図

(3) 境界条件

図 6-2-2 に示したモデルに対し、地震時解析における境界条件は、模型実験の条件と同等となるように底面を固定、側面を鉛直ローラーとした。

また、地震時解析に先立ち、自重解析により初期応力状態を整える必要がある。この自重解析を、鉄鋼スラグ改良部と原地盤とを全て連動させた状態にて行った場合、原地盤の変形が剛性の大きい鉄鋼スラグ改良部が変形しないことによって抑制され、原地盤部が上下に引っ張られた形となって応力状態を十分に再現できないこととなる。この結果、さらに上部工を含めた場合、自重解析における収束性も低下する可能性がある。

本解析においては、図 6-2-2 に示したように鉄鋼スラグ部と粘土部とを貼合わせモデルにて評価することから、これを用いて 2 段階での自重解析を行うことで、原地盤部の初期応力状態を適切に表現することが可能となる。すなわち、第 1 段階にて粘性土地盤等の原地盤とエコガイアストーン改良部とをそれぞれで自重解析した後に、貼合せ部分の節点変位を拘束し、第 2 段階にて上部工を含めた自重解析を実施する。本解析における自重解析の概念図を図 6-2-3 に示す。

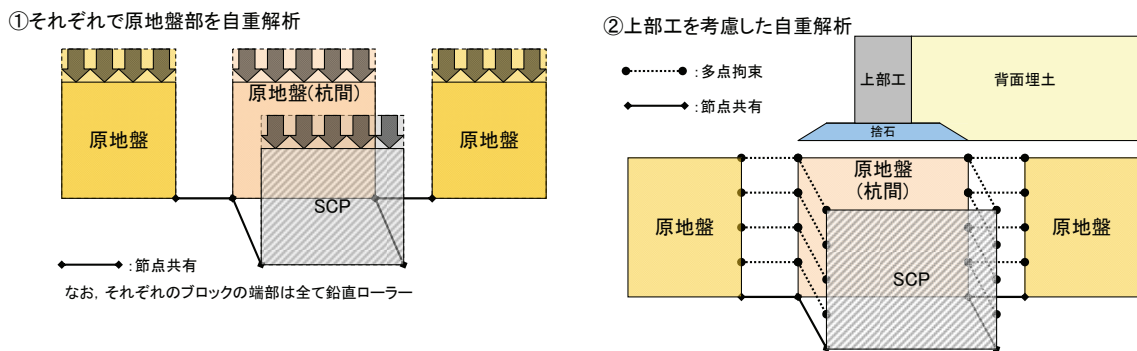


図 6-2-3 自重解析の概念図

6. 2. 2 解析パラメータおよび解析ケース

解析に用いたパラメータは、各種室内実験結果および FLIP において経験的に用いられる値により設定する。

(1) 地盤を構成する各要素の設定（マルチスプリング要素）

支持層、粘土、鉄鋼スラグ改良部、マウンドおよび埋立土は、マルチスプリング要素にて設定する。パラメータを表 6-2-1 に示す。

鉄鋼スラグのパラメータは、第 4 章に示した繰返し載荷実験の再現で決定したパラメータを基本とし、 ϕ_f については粒度特性を踏まえて、表 5-3-1 に示す模型振動実験用鉄鋼スラグの試験値を用いた。ただし、実験において観測されたひずみレベルでの変形を評価するために、残留強度状態でのせん断抵抗角を用いた。

粘土地盤におけるせん断剛性は一般的に有効拘束圧 σ_m' の 1 乗に比例する。しかしながら FLIP においては計算の安定上、拘束圧依存性を規定するパラメータを通常 0.5 と設定する。そのため、深度方向の剛性の勾配を考慮するために土層を幾つかに分割してパラメータを設定した。また、粘土のせん断強度については深さ方向の拘束圧の違いの影響を評価するため、粘着力を与えずせん断抵抗角のみで強度を評価した。ただし、実験では粘土地盤作製時において、予備圧密として 10kN/m^2 を与えており、粘土地盤上端は過圧密地盤となっていることから、マウンドより前面側（海側）の粘土については上部 1.0m に対し粘着力を与えて評価した。

支持層および埋立土については、各種室内実験の結果を基本として設定した。埋立土については、遠心模型実験において間隙水に粘性流体を用いておらず、図 6-2-4 に示すように実験において液状化が発生していないことを確認しているため、液状化パラメータは設定しないこととした。マウンドについては、FLIP において経験的に用いられる値とした。

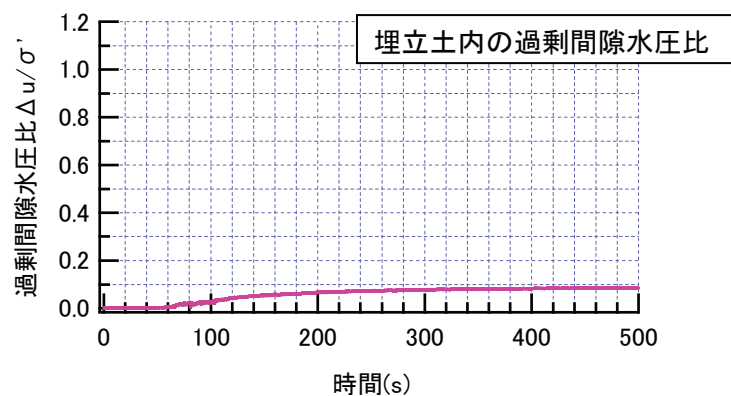


図 6-2-4 遠心模型実験における埋立土内の過剰間隙水圧比の時刻歴

表 6-2-1 マルチスプリング要素の設定パラメータ

No	土層名	土層上端 深度 (m)	土層下端 深度 (m)	湿潤 密度 ρ_t (g/cm^3)	水中 密度 ρ_s (g/cm^3)	静止土圧 係数 K_0	ポアソン比 ν	基準 有効応力 σ_{ms} (kN/m^2)	初期せん断 剛性 G_{ms} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 m	初期体積 弾性係数 K_{ms} (kN/m^2)	間隙率 n	間隙水の 体積弾性係数 K_w (kN/m^2)	単位 奥行き率 W	最大履歴 減衰 h_{max}	粘着力 c (kN/m^2)	内部 摩擦角 ϕ_f ($^\circ$)	要相角 ϕ_p ($^\circ$)	液体化パラメータ				せん断仕事 に要する係数 $c1$
																			SI	w1	p1	p2	
1	基礎材	-	-	2.00	1.00	0.5	0.33	98.00	1.800E+05	0.5	4.694E+05	0.45	2.20E+06	1.0	0.24	0.0	40.0	-	-	-	-	-	
2	埋立土(空中)	-	-	1.47	-	0.5	0.33	98.00	9.870E+04	0.5	2.574E+05	0.45	2.20E+06	1.0	0.32	0.0	38.5	-	-	-	-	-	
3	埋立土(水中)	-	-	2.04	1.04	0.5	0.33	98.00	9.870E+04	0.5	2.574E+05	0.45	2.20E+06	1.0	0.32	0.0	38.5	-	-	-	-	-	
4	粘土(前面側)1'	0.0	-1.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	7.096E+03	0.5	1.850E+04	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	4.0	0.0	-	-	-	-	-	
5	粘土(前面側)1	-1.0	-2.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	5.333E+03	0.5	1.390E+04	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	33.4	-	-	-	-	-	
6	粘土(前面側)2	-2.0	-4.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	6.982E+03	0.5	1.820E+04	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	33.4	-	-	-	-	-	
7	粘土(前面側)3	-4.0	-6.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	9.014E+03	0.5	2.350E+04	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	33.4	-	-	-	-	-	
8	粘土(前面側)4	-6.0	-8.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	1.067E+04	0.5	2.780E+04	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	33.4	-	-	-	-	-	
9	粘土(埋立側)1	0.0	-2.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	1.523E+04	0.5	3.970E+04	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	33.4	-	-	-	-	-	
10	粘土(埋立側)2	-2.0	-4.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	1.626E+04	0.5	4.240E+04	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	33.4	-	-	-	-	-	
11	粘土(埋立側)3	-4.0	-6.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	1.723E+04	0.5	4.490E+04	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	33.4	-	-	-	-	-	
12	粘土(埋立側)4	-6.0	-8.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	1.815E+04	0.5	4.730E+04	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	33.4	-	-	-	-	-	
13	粘土(改良側)1	0.0	-2.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	6.230E+03	0.5	1.620E+04	0.55	2.20E+06	0.42	0.20	0.0	33.4	-	-	-	-	-	
14	粘土(改良側)2	-2.0	-4.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	8.314E+03	0.5	2.170E+04	0.55	2.20E+06	0.42	0.20	0.0	33.4	-	-	-	-	-	
15	粘土(改良側)3	-4.0	-6.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	9.950E+03	0.5	2.590E+04	0.55	2.20E+06	0.42	0.20	0.0	33.4	-	-	-	-	-	
16	粘土(改良側)4	-6.0	-8.0	1.65	0.65	0.5	0.33	98.00	1.139E+04	0.5	2.970E+04	0.55	2.20E+06	0.42	0.20	0.0	33.4	-	-	-	-	-	
17	支持層	-	-	1.97	0.97	0.5	0.33	98.00	1.043E+05	0.5	2.720E+05	0.45	2.20E+06	1.0	0.32	0.0	40.0	-	-	-	-	-	
18	SOP(鉄鋼スラグ)	-	-	2.34	1.34	0.5	0.33	98.00	1.720E+05	0.5	4.480E+05	0.45	2.20E+06	0.58	0.129	0.0	43.5	28	0.005	30	0.5	0.5	3.69

(2) ケーソンおよびケーソン周面のモデル化（線形平面要素およびジョイント要素）

ケーソンは線形平面要素として評価した。また、ケーソン底面およびケーソン背面に対しては、マウンドおよび埋立土に対して滑りあるいは剥離が生じることから、この影響をジョイント要素を用いてモデル化した。ジョイント要素の設定方法については、FLIP における経験値を用いた。なお、初期自重解析においては、ジョイント要素により埋立土の鉛直方向の変位が抑制されることから埋立土の応力状態の再現性で課題となるため、初期自重解析段階ではケーソン背面のジョイント要素は設定せず、埋立土がケーソン背面で滑りながら沈下するように配慮した。

表 6-2-2 線形平面要素の設定パラメータ

No	土層名	湿潤密度 ρ_t (g/m^3)	水中密度 ρ' (g/m^3)	ヤング率 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν
19	ケーソン (空中)	2.02	1.02	2.23E+07	0.17
20	ケーソン (水中)	2.02	1.02	2.23E+07	0.17

表 6-2-3 ジョイント要素の設定パラメータ

No	土層名	初期自重解析				地震応答解析				粘着力 c j (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_j ($^\circ$)
		法線方向		接線方向		法線方向		接線方向			
		剛性 Kn (kN/m^2)	基準変位 IUSS	剛性 Ks (kN/m^2)	基準変位 IUSS	剛性 Kn (kN/m^2)	基準変位 IUSS	剛性 Ks (kN/m^2)	基準変位 IUSS		
21	ジョイント(ケーソン底面)	1.0E+06	1	1.0E+06	1	1.0E+06	1	1.0E+06	1	0	31
22	ジョイント(ケーソン背面)	設定せず				1.0E+06	1	1.0E+06	2	0	15

(3) レーレー減衰の設定

FLIP においては、数値解析の安定性の確保、マルチスプリング要素の粘性減衰の代用、線形要素の代用としてレーレー (Rayleigh) 減衰が用いられる。また FLIP においては、このレーレー減衰は、剛性比例減衰定数 β により設定することが一般的である。この設定方法として、1次元解析モデルを使用して、 β を数パターン変更して地震応答解析を実施し、それ以上 β を減じても最大応答変位の地中分布が変化しなくなるような β を採用する方法が提案されている²⁾。本解析においても、この方法を用いて埋土側および海側の1次元モデルに対し地震応答解析を実施し β を設定した。

図 6-2-5 に、 β を 0.01, 0.005, 0.003, 0.002 とした場合の最大応答変位の地中分布を示す。図より、 β が 0.003 と 0.002 においてほぼ同程度の応答変位となった。この結果より、本解析においては剛性比例減衰定数 $\beta = 0.003$ とする。

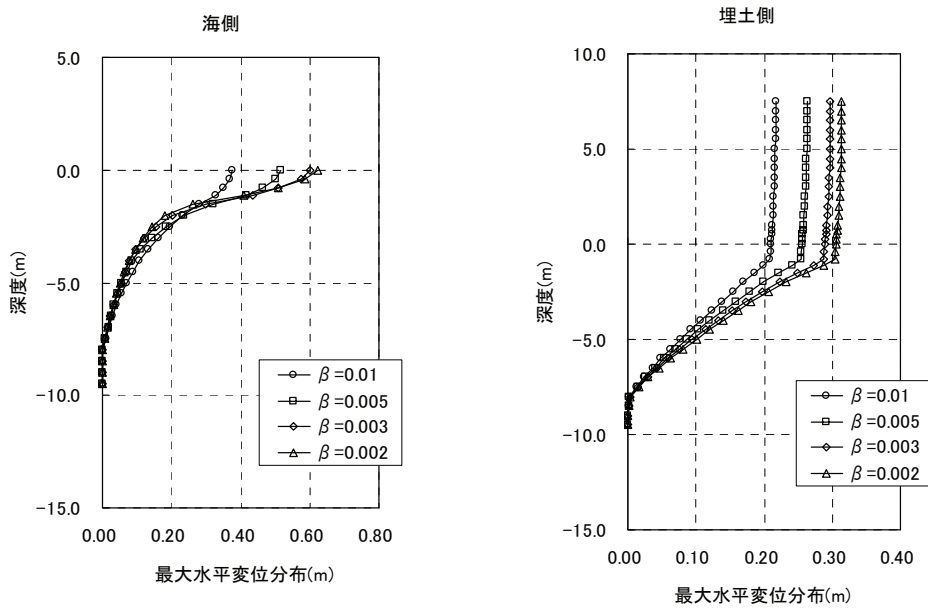


図 6-2-5 1次元応答解析によるレーレー減衰の検討結果

(4) 解析ケース

解析ケースを表 6-2-4 に示す。解析ケースとしては鉄鋼スラグ改良エリアに対し、ダイレイタンシー特性を考慮する場合としない場合の 2 ケースとした。なお、ダイレイタンシーを考慮しない場合は、FLIP においては液状化パラメータを設定せずに解析を行うものである。

表 6-2-4 再現解析のケース

解析 Case	改良杭材	改良部奥行き幅	ダイレイタンシー特性
A2-1	鉄鋼スラグ	0.58	考慮
A2-2			未考慮

(5) 入力地震動

再現解析は、シナリオ波の振幅 0.7 倍のケースにおいて模型実験の試料容器下端で計測された地震動を用いて実施する。

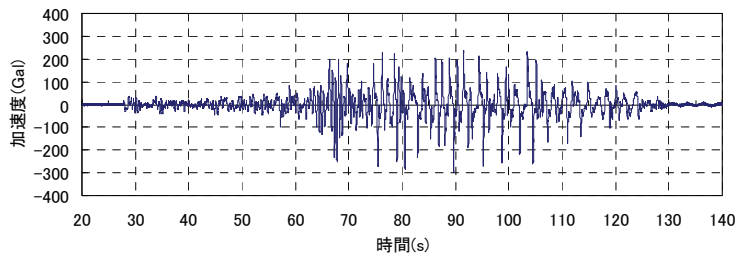


図 6-2-6 シナリオ波の振幅 0.7 倍における計測地震動

6. 2. 3 再現解析の結果と考察

(1) 残留変形のモード

図 6-2-7 に示すのは、Case-A2-1 のメッシュ残留変形図である。その変形モードとしては、改良エリアが全体的に海側にせん断変形する状況であり、ケーソンは前面側に傾くように変位した。さらに図 6-2-8 に、メッシュの節点における変位ベクトル図を示す。変位は改良エリア下部から上部に向かって徐々に大きく、また埋立側から海側に向かって徐々に大きくなる状況となっており、それに伴い改良前面の粘土が海側水平方向および上部方向に変形するモードとなった。これらの変形の傾向は、図 5-4-3 に示す模型振動実験の変形モードと一致している。

次に、図 6-2-9 に示すのは Case-A2-2 におけるメッシュ残留変形図である。本ケースは検討モデルにおいて鉄鋼スラグ改良エリアに対しダイレイタンシー特性を評価しなかった場合である。このときの改良エリアのマルチスプリングにおける各ばねの応力-ひずみ関係は、単純な双曲線モデルとなる。図における変形モードでは、改良エリアにおいてケーソン背面からケーソン直下に向けて滑るように変形が生じている。ケーソンの変位はこの改良エリアの変形とともに生じる傾向となった。図 6-2-10 はメッシュ節点の変位ベクトル図であるが、ケーソン直下のくさび状の部分にて、急激に変位が発生する状況となった。これに対し、ダイレイタンシー特性を考慮した Case-A2-1 におけるメッシュ残留変形図、変位ベクトル図と比較すると、ケーソン直下のくさび状の部分が粘ること無く変形している状況が顕著である。このような変形は実験結果と異なっており、土要素のせん断強度に相当するせん断応力が作用したエリアに局所的に変形が進行した結果を示している。すなわち、実際の現象はダイレイタンシーの影響により、ひずみの局所化の程度が軽減されているのであって、再現解析ではこの影響を適切に考慮することが重要であるといえる。

(2) 着目要素のせん断変形-せん断ひずみの履歴

Case-A2-2 において大きく変形している要素として、ケーソン中央の直下の要素と、ケーソン法線ラインの要素について着目し、せん断変形 τ_{xy} -せん断ひずみ γ_{xy} の関係を比較した結果を図 6-2-11 に示す。Case-A2-2 のせん断応力に対するせん断ひずみの発生の進展は非常に大きく、一度のせん断応力の作用によって大きなせん断ひずみが発生し、最終的にはせん断ひずみ 90%程度が発生する結果となった。これに対して、Case-A2-1 においてはせん断ひずみは発生するものの、急激なひずみの進展は発生しておらず、変形に耐えつつひずみが進展している状況となった。以上のひずみの進展の比較からもダイレイタンシー特性の影響が非常に大きいことがわかった。

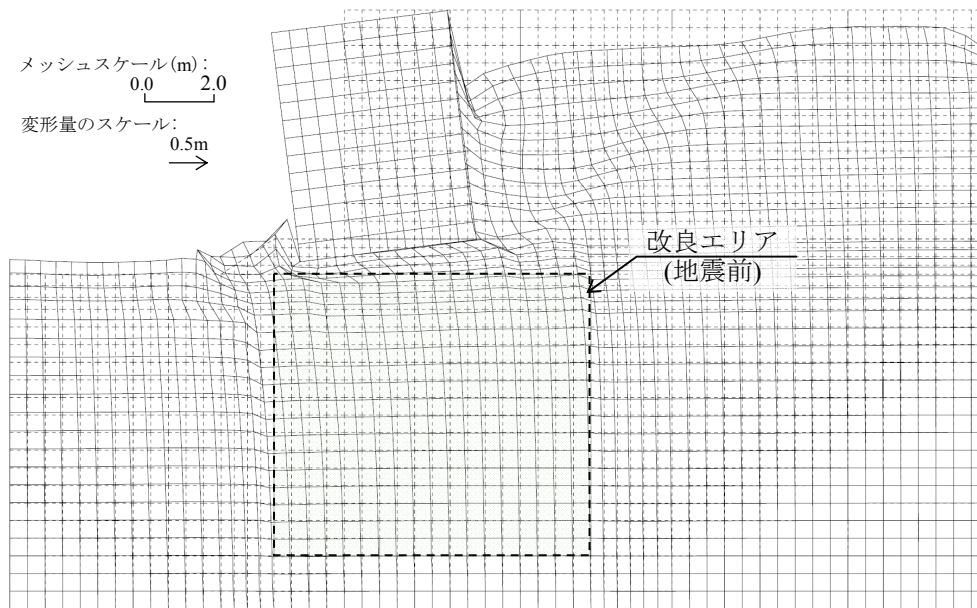


図 6-2-7 メッシュ残留変形図 (Case-A2-1)

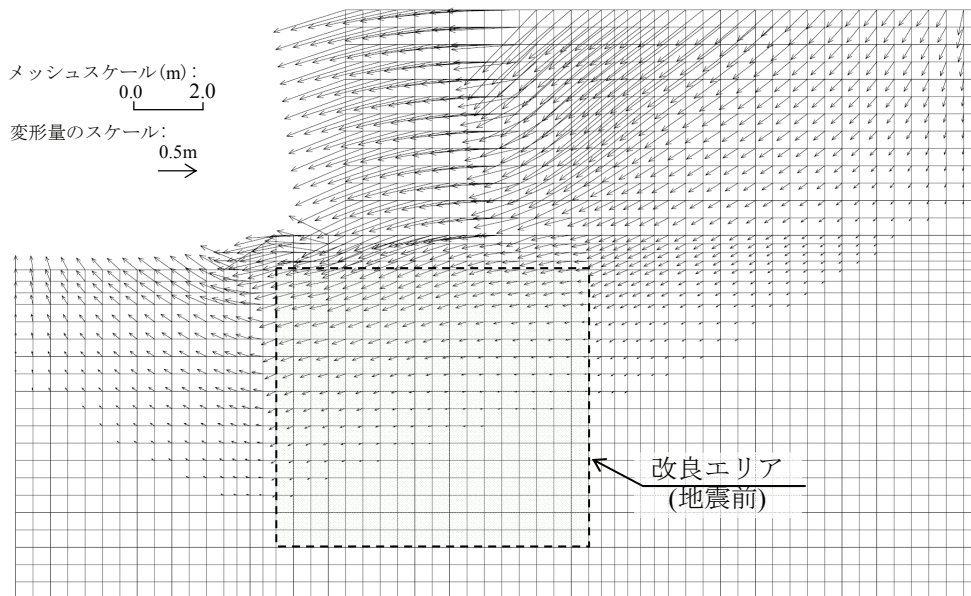


図 6-2-8 変位ベクトル図 (Case-A2-1)

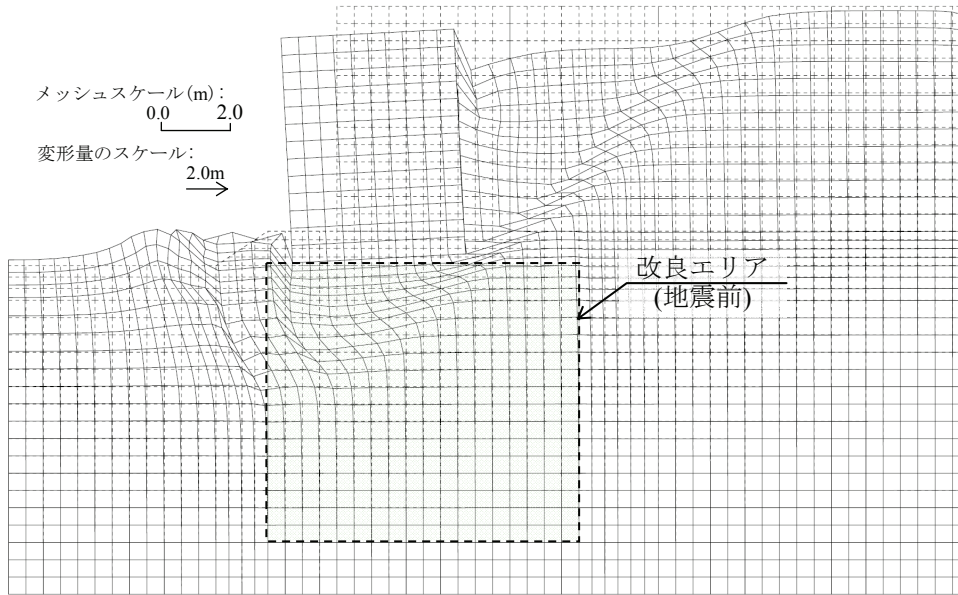


図 6-2-9 メッシュ残留変形図 (Case-A2-2)

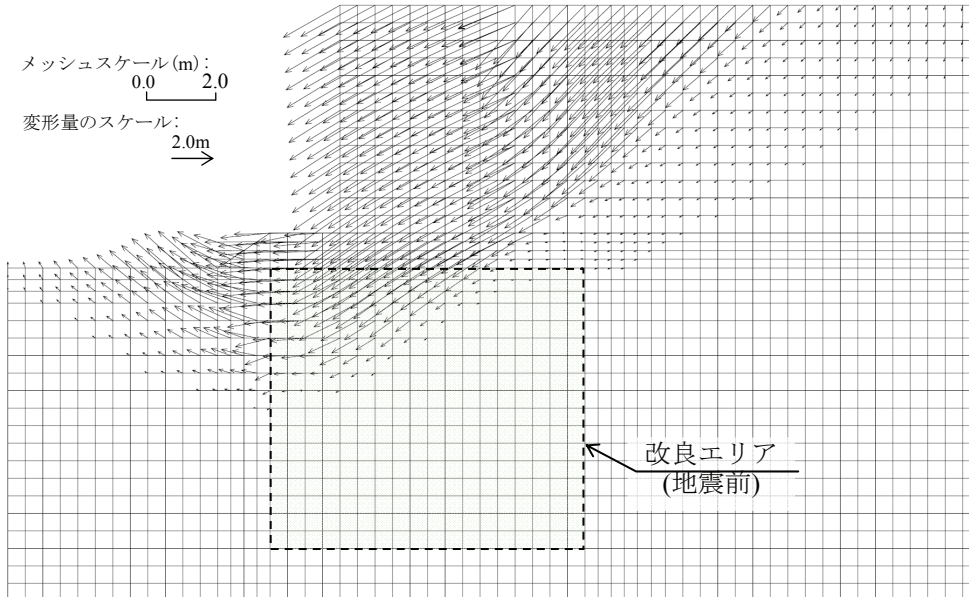


図 6-2-10 変位ベクトル図 (Case-A2-2)

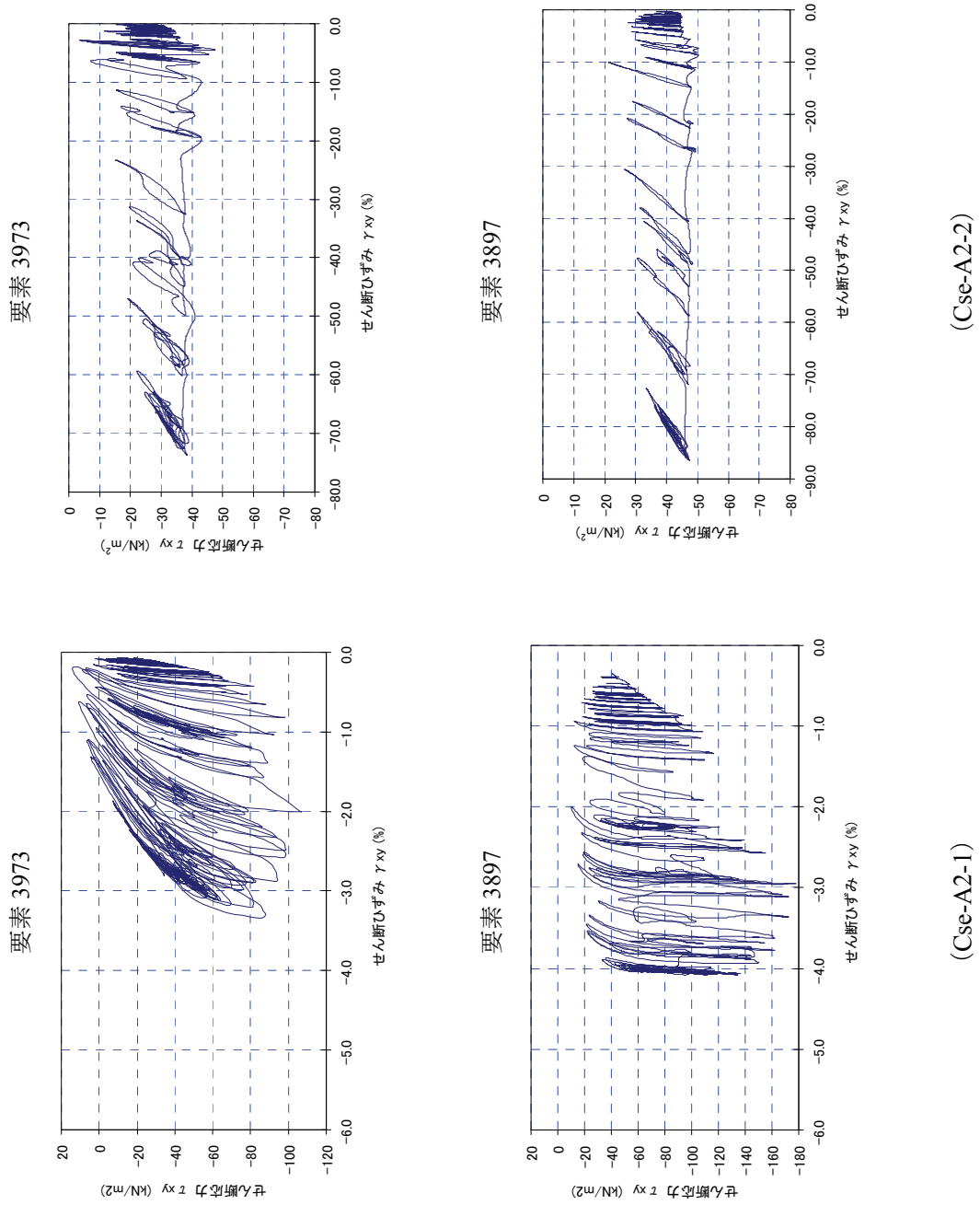
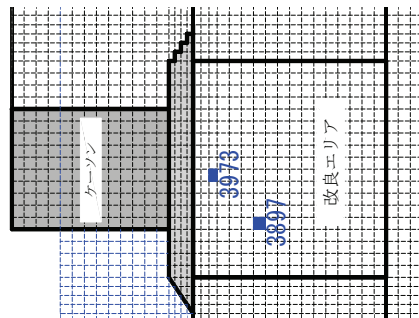


図 6-2-11 着目要素のせん断変形 τ_{xy} - せん断ひずみ γ_{xy} の比較



(3) 模型実験結果に対する変位量の比較

ダイレイタンスー特性を表現した Case-A2-1 に、模型実験における変形モードが再現されていることがわかった。次に、Case-A2-1 の結果に対し模型実験結果との水平変位量の比較を行った。図 6-2-12 に結果を示す。改良エリアにおける変形として、改良下端でほとんど変位が生じず、改良上端に向けて徐々に変位が大きくなる傾向となり、変位量としても概ね同程度の値が得られた。ケーソンの変位についても、解析結果で少し大きめの値となっているが、前面に傾くような変形の傾向となり大きな差異は無いと考えられる。

ただし、改良前面の比較結果では、上部において解析結果が小さい値となった。実験においては、海側上部の改良領域において、比較的大きなせん断変形が生じており、局所的なせん断破壊が進行したエリアがあったと推測されるが、FLIP による解析においてはこの局所的なせん断変形までは十分に評価できていない可能性がある。

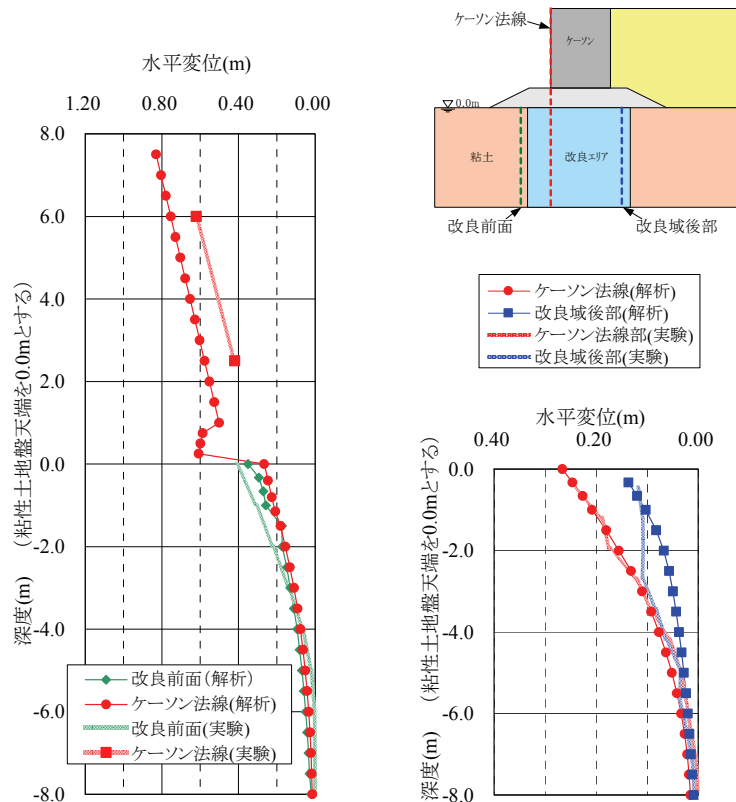


図 6-2-12 模型実験と再現解析の水平へ変位量の比較結果

以上の結果より、鉄鋼スラグ改良地盤に対する地震時の変形挙動としては、ダイレイタンスー特性を考慮することが重要であり、これにより変形モードが概ね再現できることが分かった。

6. 3 改良地盤の範囲に対する比較検討

5章にて述べた模型振動実験の結果、鉄鋼スラグによる改良地盤は砂による改良地盤より変形が抑制される結果となった。そこで、ここでは、鉄鋼スラグによる改良地盤および砂による改良地盤に対し、改良地盤の範囲（改良エリアの大小）が及ぼす影響について比較検討を行った。すなわち、改良形状にかかわらず鉄鋼スラグの利用によって改良地盤の変形が低減されているかどうかについて、前述のとおり再現性の確認できた解析プログラムFLIPを用いて検討を行った。

6. 3. 1 検討モデルおよび方法

(1) 検討モデル

検討に用いたのは「港湾構造物設計事例集(平成19年改訂版)」(以後、港湾設計事例集と称す)に示されている重力式構造物の断面例³⁾である。図6-3-1に断面図を示す。海底地盤の粘性土は層厚27m程度であり、ここに地盤改良を施した上で基礎捨石、ケーソンおよび背面の裏込石、裏埋土の構成となっている。なお、裏埋土は液状化層となっている。この地盤改良部をSCP改良とした条件で検討する。本検討においては、SCPの改良率は70%とした。基本となる解析メッシュ図を図6-3-2に示す。検討は、この70%改良部の幅および深さを数パターンに変えて実施する。地震解析時における境界条件としては、底面粘性境界、側方粘性境界とした。

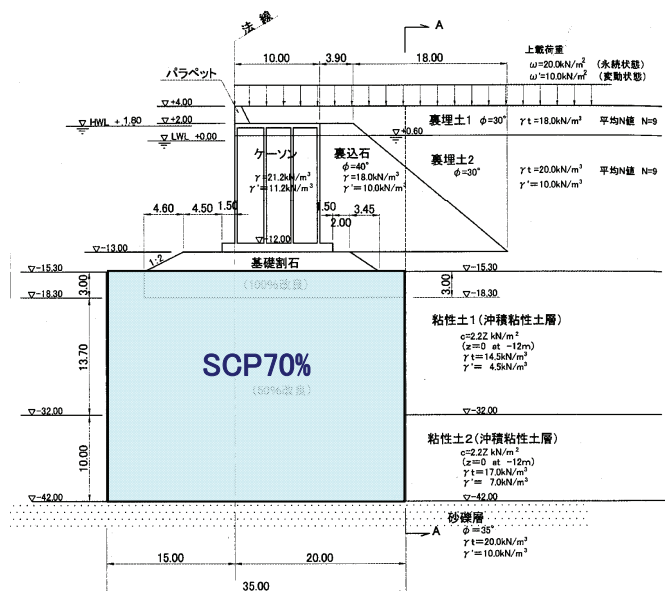


図 6-3-1 検討に用いた断面例³⁾

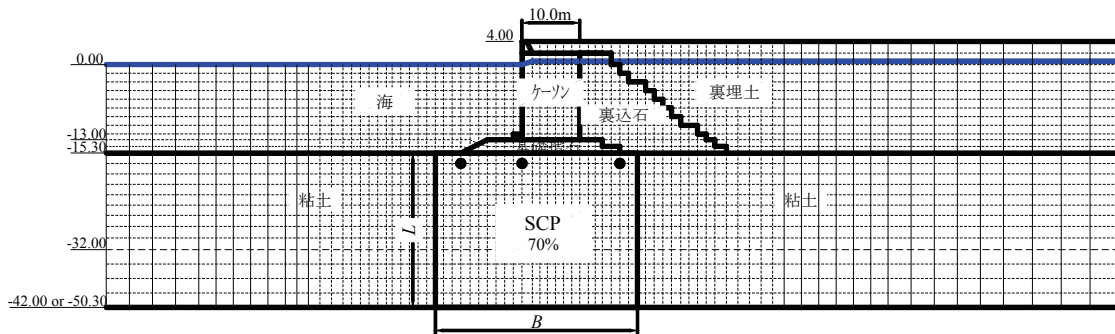


図 6-3-2 基本解析メッシュ図

また、SCP 改良部に対するモデル化手法としては、マルチスプリング要素において剛性・せん断強度は改良部単体における特性を示す値を用い、改良率に相当する奥行き幅を与えることで表現する。ただし、杭間粘性土に起因する慣性力を考慮するために、既往の検討事例⁴⁾を参考に、杭間部の密度を SCP 部に組み入れることとした。SCP 改良部の考え方を図 6-3-3 に示す。

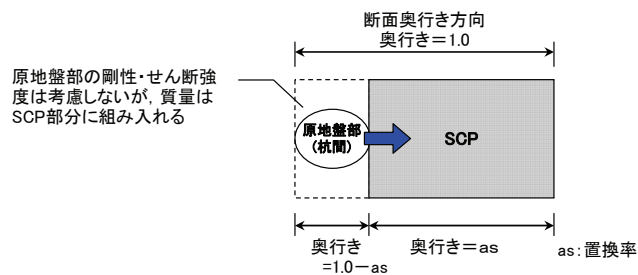


図 6-3-3 高置換 SCP 改良に対する均一物性モデルの概念図⁴⁾

(2) 解析パラメータ

粘土・裏込石・裏埋土・基礎捨石・ケーソンのパラメータは港湾設計事例集において示されているパラメータを用いた。

本検討においては、SCP 改良による材料として、砂の場合と鉄鋼スラグの場合で比較する。砂を用いた高置換 SCP 改良地盤では、その改良部の評価として等価 N 値で 20 相当になることが示されている⁵⁾。砂による改良地盤のパラメータとしてはこれを用い、さらに改良地盤の $F_c=5\%$ と仮定して、FLIP 研究会において示されている簡易パラメータ設定法として再訂版⁶⁾を用いて設定した。なお、一般的に $F_c \leq 5\%$ の材料を用いることが推奨されている⁷⁾ことを踏まえて、大きめの値として $F_c=5\%$ とした。鉄鋼スラグによる改良地盤は前述の再現解析に用いたパラメータとした。用いたパラメータの一覧を表 6-3-1 に示す。

表 6-3-1 の設定パラメータ³⁾に加筆

(a) マルチスプリング要素

No	土層名	湿潤密度 ρt (g/cm^3)	静止土圧係数 K_0	ポアソン比 ν	基準有効応力 σ_{na} (kN/m^2)	初期せん断剛性 G_{na} (kN/m^2)	拘束圧依存係数 m	初期体積弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	間隙率 n	間隙水の体積弾性係数 K_w (kN/m^2)	単位奥行き率 W	最大履歴減衰 h_{max}	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_f ($^\circ$)	変相角 ϕ_p ($^\circ$)	液状化パラメータ				せん断仕事に要する係数 $c1$
																SI	W1	p1	p2	
1	裏埋土1	1.84	0.5	0.33	98.00	6.235E+04	0.5	1.626E+05	0.45	2.20E+06	1.0	0.24	0.0	39.0	-	-	-	-	-	-
2	裏埋土2	2.04	0.5	0.33	98.00	6.235E+04	0.5	1.626E+05	0.45	2.20E+06	1.0	0.24	0.0	39.0	28	0.005	7.96	0.5	0.98	1.6
3	粘性土1	1.48	0.5	0.33	98.00	3.287E+04	0.5	8.571E+04	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	-	-	-	-	-	-
4	粘性土2	1.73	0.5	0.33	98.00	4.212E+04	0.5	1.098E+05	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	-	-	-	-	-	-
5	基礎捨石	2.00	0.5	0.33	98.00	1.800E+05	0.5	4.694E+05	0.45	2.20E+06	1.0	0.24	0.0	40.0	-	-	-	-	-	-
6	裏込石	2.00	0.5	0.33	98.00	1.013E+05	0.5	2.640E+05	0.45	2.20E+06	1.0	0.24	0.0	40.0	-	-	-	-	-	-
7	SOP(砂)	2.07	0.5	0.33	98.00	1.274E+05	0.5	3.322E+05	0.43	2.20E+06	0.7	0.24	0.0	40.2	28	0.005	6.2	0.5	0.59	4.78
7	SOP(鉄鋼スラグ)	2.34	0.5	0.33	98.00	1.720E+05	0.5	4.480E+05	0.43	2.20E+06	0.7	0.24	0.0	43.5	28	0.005	30	0.5	0.5	3.69

(b) 線形平面要素

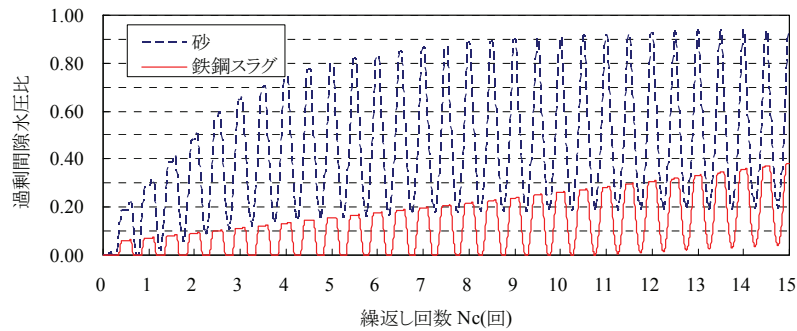
No	土層名	湿潤密度 ρt (g/cm^3)	ヤング率 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν
10	ケーソン本体	2.15	3.00E+07	0.2
11	フーチング	2.50	3.00E+07	0.2

(c) ジョイント要素

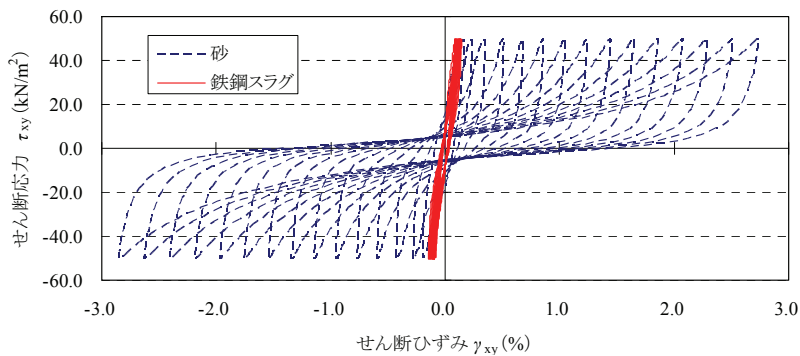
No	土層名	初期自重解析				地震応答解析				粘着力	内部摩擦角 ϕ_j ($^\circ$)
		法線方向		接線方向		法線方向		接線方向			
		剛性 K_n (kN/m^2)	基準変位 I_{USS}	剛性 K_s (kN/m^2)	基準変位 I_{USS}	剛性 K_n (kN/m^2)	基準変位 I_{USS}	剛性 K_s (kN/m^2)	基準変位 I_{USS}		
12	ジョイント(ケーソン底面)	1.0E+06	1	1.0E+06	1	1.0E+06	1	1.0E+06	1	0	31
13	ジョイント(ケーソン背面)	0.0E+00	1	1.0E+06	1	1.0E+06	1	1.0E+06	2	0	15

ここで、SCP 改良部として設定した鉄鋼スラグと砂の繰返しせん断に対する特性を比較するために、それぞれのパラメータを用いて繰返しせん断を与える要素シミュレーション解析を実施した。せん断応力比は0.5とした。繰返し回数と過剰間隙水圧比の関係、せん断ひずみ γ_{xy} とせん断応力 τ_{xy} の関係を図 6-3-4 に示す。図から分かるとおり、砂と比較して鉄鋼スラグの水圧の上昇が遅く、また過剰間隙水圧の上昇と下降を繰返しており、正のダイレイタンシー特性が顕著に表れている。また、鉄鋼スラグでは発生するせん断ひずみが小さく抑えられている状況が分かる。

なお、ダイレイタンシー特性を考慮しない条件の解析では、図 6-3-4 (a)に見られる水圧の上昇はなく、せん断ひずみ－せん断応力の関係も双曲線型の関係となる。従って、水圧の上昇に伴うひずみ増加は見られないが、図 6-3-4(b)の砂のケースで明瞭に見られるようなひずみ増加時の剛性回復と、それに伴うひずみ抑制効果がなくなることになる。



(a) 繰返し回数－過剰間隙水圧比の関係



(b) せん断ひずみ－せん断応力の関係

図 6-3-4 砂および鉄鋼スラグに対する要素シミュレーション結果

(3) 入力地震動

入力地震動も同様に港湾設計事例集に示されている図 6-3-5 の入力加速度波形を用いた。

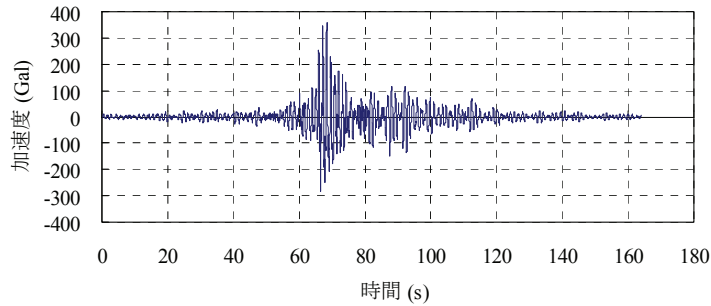


図 6-3-5 入力地震動³⁾

(4) 検討ケース

検討ケースとしては、図 6-3-6 に示すよう改良幅(B)/改良長(L)を 1.00~2.10 で変えた断面に対し、それぞれ、鉄鋼スラグおよび砂を用いたケースで検討した。

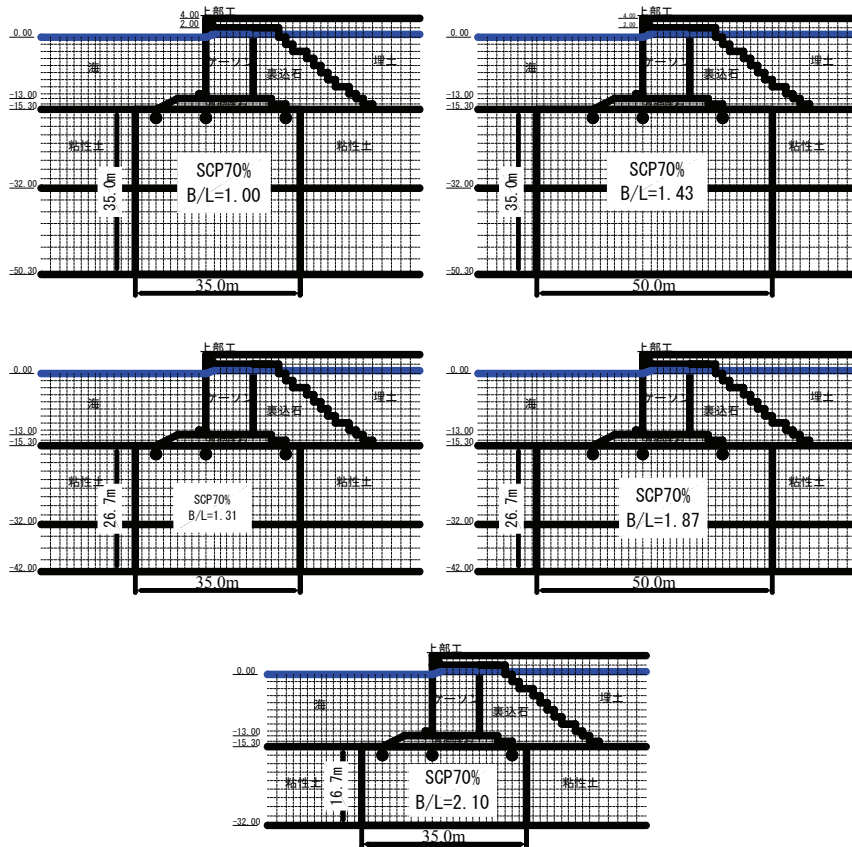


図 6-3-6 改良幅(B)/改良長(L)のパターン

6. 3. 2 検討結果

(1) 変位の低減比率

各検討ケースにおいて、鉄鋼スラグによる改良地盤および砂による改良地盤の着目点の水平変位の比を算出し、改良地盤の形状 B/L にて整理した。着目点としては、改良前面部 (PointA)、改良法線部 (PointB) および改良後部 (PointC) とした。結果を図 6-3-7 に示す。結果より、改良形状に違いはあるものの鉄鋼スラグによる改良地盤は砂による改良地盤と比較して約 20~40%程度変形量が低減される傾向となっており、模型振動実験結果における低減率と同程度であった。

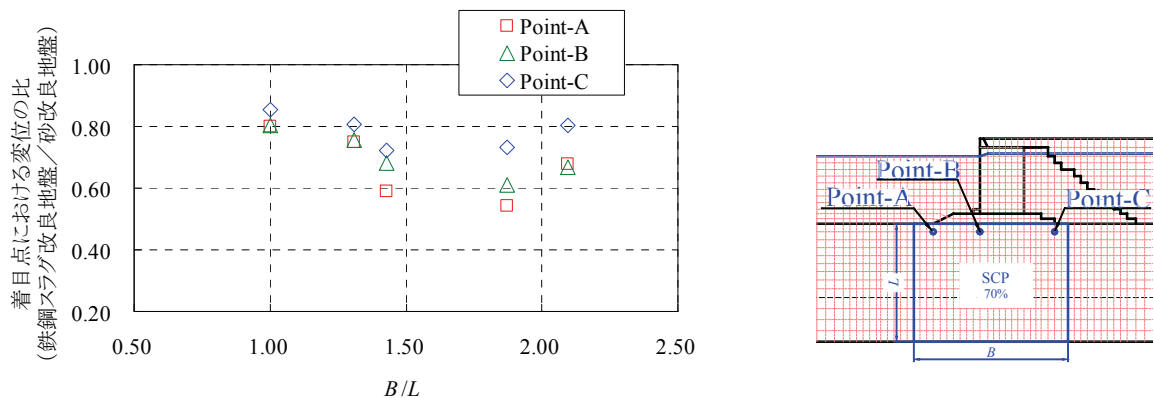


図 6-3-7 改良形状 B/L に対する変位の低減比率

(2) 初期せん断応力比と最終せん断ひずみの関係

図 6-3-8 に示すのは、 $B/L=1.31$ の結果の改良エリアにおける地震後のせん断ひずみ γ_{max} について、初期(自重圧密終了段階)のせん断応力比 τ_{max}/σ_m' に対してプロットしたものを、改良エリアが砂による場合と鉄鋼スラグによる場合とで比較したものである。なお、ここで述べるせん断ひずみ γ_{max} とせん断応力 τ_{max} は下式で算定されるものである。

$$\gamma_{max} = \sqrt{\gamma_{xy}^2 + (\epsilon_x - \epsilon_y)^2} \quad (6.3.1)$$

$$\tau_{max} = \sqrt{\tau_{xy}^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2}/4 \quad (6.3.2)$$

図より初期せん断応力比がある値より大きくなると最終せん断ひずみが急増することが分かる。また、このときにひずみの急増につながる初期せん断応力比の値は、鉄鋼スラグの方が大きく、変形を抑制する効果が高いことが分かる。

また、図 6-3-9 に初期せん断応力比の分布図を示す。ケーソン直下のエリアにおいてせん断応力比が大きく分布する傾向となった。鉄鋼スラグの方がせん断応力比は大きく分布しているが、これは剛性の大きい鉄鋼スラグの方が応力集中が大きいためと考えられる。すなわち、図 6-3-8 から分かる鉄鋼スラグの変形の抑制効果と図 6-3-9 から分かる応力集中の

程度のバランスにより、実際の変形低減量が図 6-3-7 のように 20%~40%程度の範囲でばらついていると考えられる。なお、図 6-3-8 に示すとおり、せん断ひずみ γ_{\max} は全体的に鉄鋼スラグよりも砂の場合の方が大きく生じているが、特に初期せん断応力比の大きいエリアにてせん断ひずみの差が大きくなっており、せん断応力比が大きい比較的上部の改良エリアにおけるひずみの進展の差が、変位の低減効果につながっていると言える。

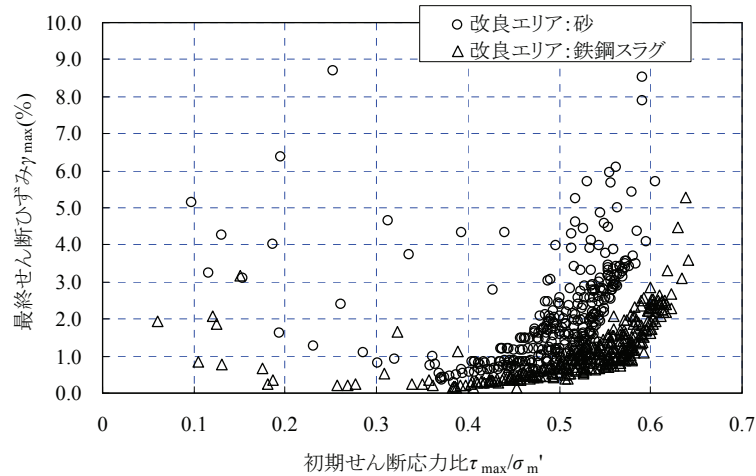
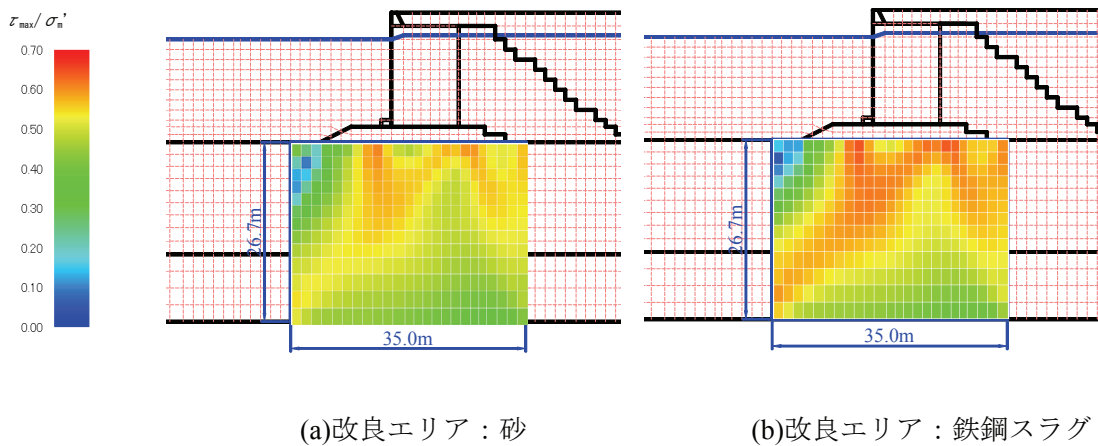


図 6-3-8 初期せん断応力比に対する最終せん断ひずみの分布



(a)改良エリア：砂 (b)改良エリア：鉄鋼スラグ

図 6-3-9 初期せん断応力比の分布

6. 4 改良地盤の地震時変形における改良幅の影響の分析

前項までに述べたように、SCP 改良部の変位量は、SCP の中詰め材料、改良断面によって左右されることが分かった。次に、これら改良断面等の条件を変えて地震応答解析を行い、SCP の改良効果について分析を行う。

6. 4. 1 検討モデルおよび方法

(1) 検討モデル

検討に用いる断面は、前項と同様に港湾設計事例集に示されている重力式構造物の断面例を用いた。SCP 改良エリアとしては、ケーソン法線を基準として前面側（海側）に 6.0m ～19.5m の範囲で4パターンで改良幅を変動させる。解析モデル図を図 6-4-1 に示す。

本検討においては、SCP の改良率を 70%としている。この SCP 部の評価としては前項と同等とした。また、解析パラメータも前項と同等のものを用いた。

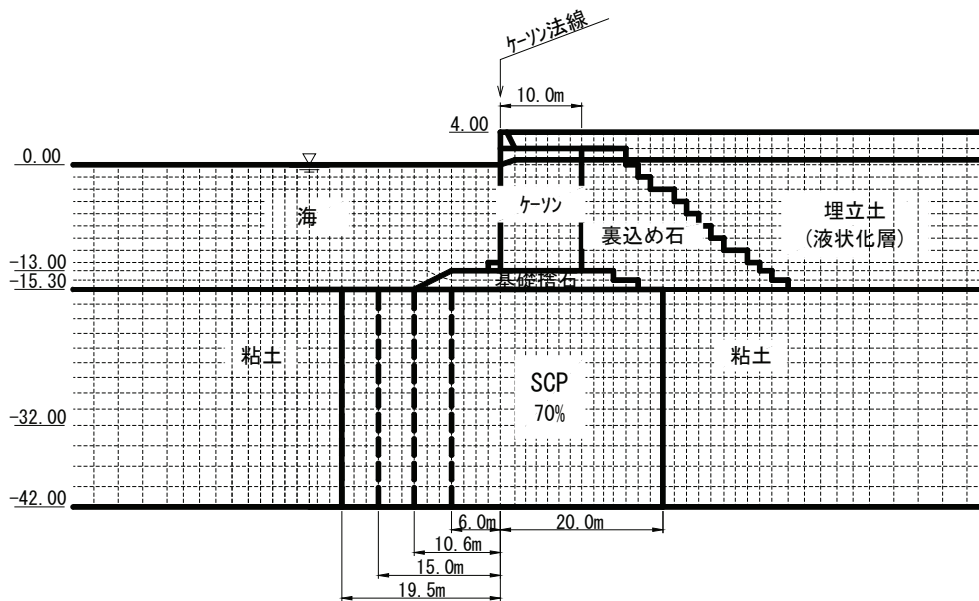


図 6-4-1 解析モデル図

(2) 入力地震動

入力地震動は、衝撃型、長時間継続型の2種類の地震動を用いた。衝撃型の地震動としては、神戸港ポートアイランドの鉛直アレー地震観測網による1995年兵庫県南部地震の際のGL-32mでの観測波形(NS成分)を用いた。長時間継続型の地震動としては、東南海・南海地震での想定波を用いた。それぞれの加速度時刻歴を図 6-4-2、図 6-4-3 に示す。衝撃型地震動は最大加速度が 544Gal で主要動の継続時間は約 10 秒、長時間継続型は最大加速度は 108Gal であるが主要動の継続時間は約 150 秒となっている。

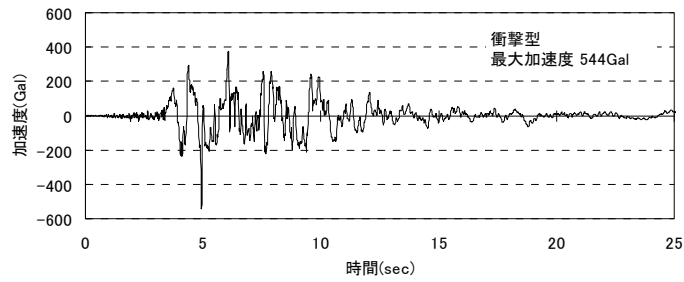


図 6-4-2 入力地震動（衝撃型）

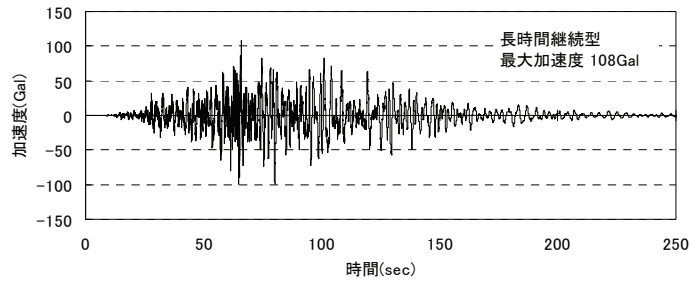


図 6-4-3 入力地震動（長時間継続型）

(3) 解析ケース

図 6-4-1 に示した検討モデルに対し、解析ケースは表 6-4-1 のとおりまとめられる。

表 6-4-1 解析モデルのケースのまとめ

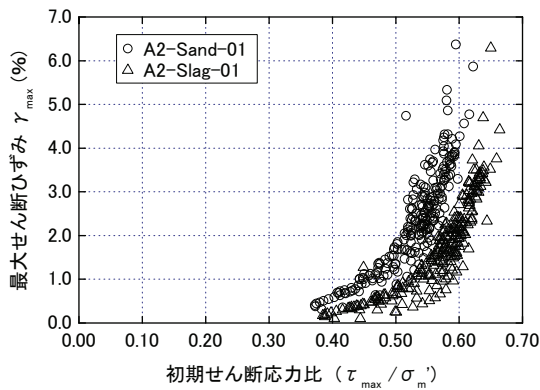
Case	改良材	法線前面側改良幅
A2-Sand-01	砂	6.0m
A2-Sand-02		10.6m
A2-Sand-03		15.0m
A2-Sand-04		19.5m
A2-Slag-01	鉄鋼スラグ	6.0m
A2-Slag-02		10.6m
A2-Slag-03		15.0m
A2-Slag-04		19.5m

6. 4. 2 検討結果および考察

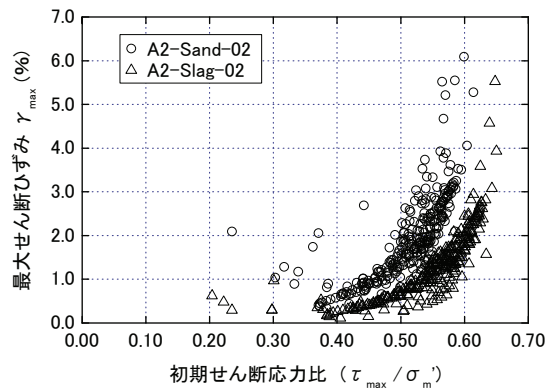
(1) 初期応力状態とせん断ひずみの関係

改良エリアの各要素について、自重解析終了段階での初期せん断応力比 τ_{max}/σ'_m に対して、地震終了段階での最大せん断ひずみ γ_{max} をプロットした結果を図 6-4-4 (衝撃型地震動)、図 6-4-5 (長時間継続型地震動) に示す。初期せん断応力比 τ_{max}/σ'_m は、改良幅の増加とともに低減する傾向となっている。より明瞭な比較のために、図 6-4-6 に、Case-A2-Sand-02 と A2-Sand-04 および Case-A2-Slag-02 と A2-Slag-04 における初期せん断応力比の分布図を示す。図より、改良幅が大きくなると砂の場合、鉄鋼スラグの場合ともに τ_{max}/σ'_m が全般的に小さくなっていることがあきらかである。すなわち、改良幅の増加に伴い応力状態がせん断破壊線より遠ざかる傾向となる。

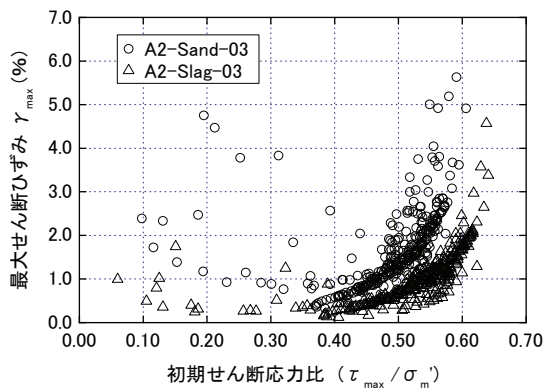
図 6-4-4 の各改良幅毎の τ_{max}/σ'_m と γ_{max} の関係に着目すると、 τ_{max}/σ'_m の増加に伴い γ_{max} の増加幅は徐々に大きくなっており、その分布はばらつきを持ちながらも曲線状に分布する



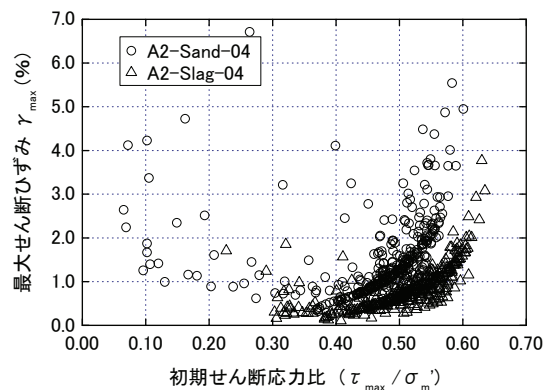
(a) 法線前面側改良幅 6.0m



(a) 法線前面側改良幅 10.6m



(c) 法線前面側改良幅 15.0m

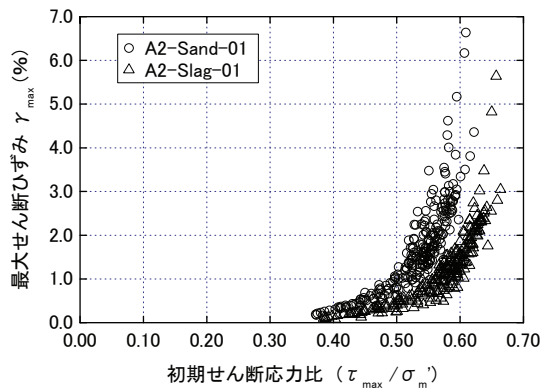


(d) 法線前面側改良幅 19.5m

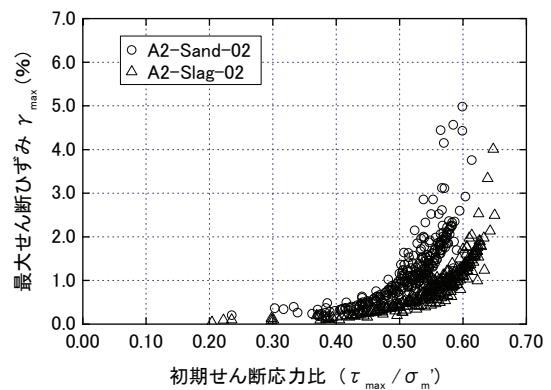
図 6-4-4 初期せん断応力比に対する地震終了時の最大せん断ひずみの分布 (衝撃型地震動)

傾向が確認できる。この傾向は、SCP の材料を砂あるいは鉄鋼スラグとした場合ともに同様であるが、それぞれの材料に対して異なる曲線を持っており、砂よりも鉄鋼スラグの方が下側で曲線を描いている。また、改良幅の増加とともに、 τ_{\max}/σ_m' および γ_{\max} はともに減少していく傾向となっている。

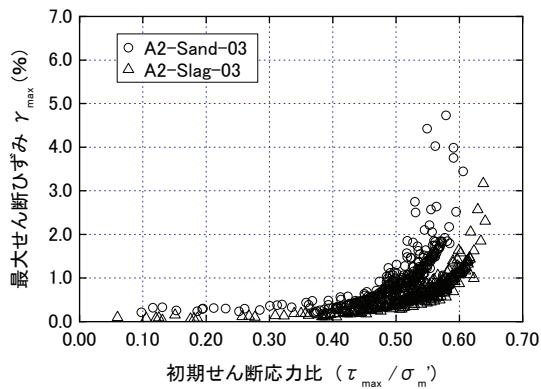
地震動の相違による傾向としては、図 6-4-4 に示す衝撃型地震動の結果と図 6-4-5 に示す長時間継続型地震動の結果ともに τ_{\max}/σ_m' と γ_{\max} が曲線状に分布する傾向で同様であるが、2つの地震動で比較すると、同じ材料の場合、長時間継続型地震動の曲線の方が下にくることとなり曲線の位置は異なっている。つまり地震動の特性に応じて異なる曲線が対応するような分布となっていることがわかる。



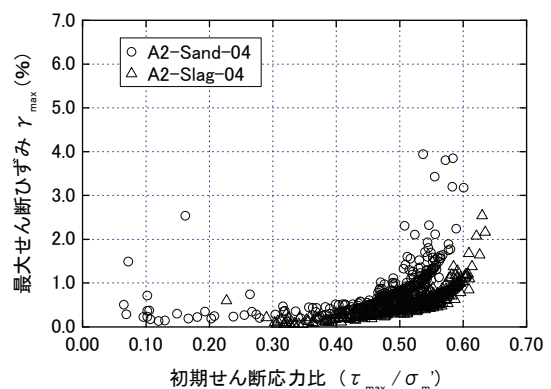
(a) 法線前面側改良幅 6.0m



(a) 法線前面側改良幅 10.6m



(c) 法線前面側改良幅 15.0m



(d) 法線前面側改良幅 19.5m

図 6-4-5 初期せん断応力比に対する地震終了時の最大せん断ひずみの分布
(長時間継続型地震動)

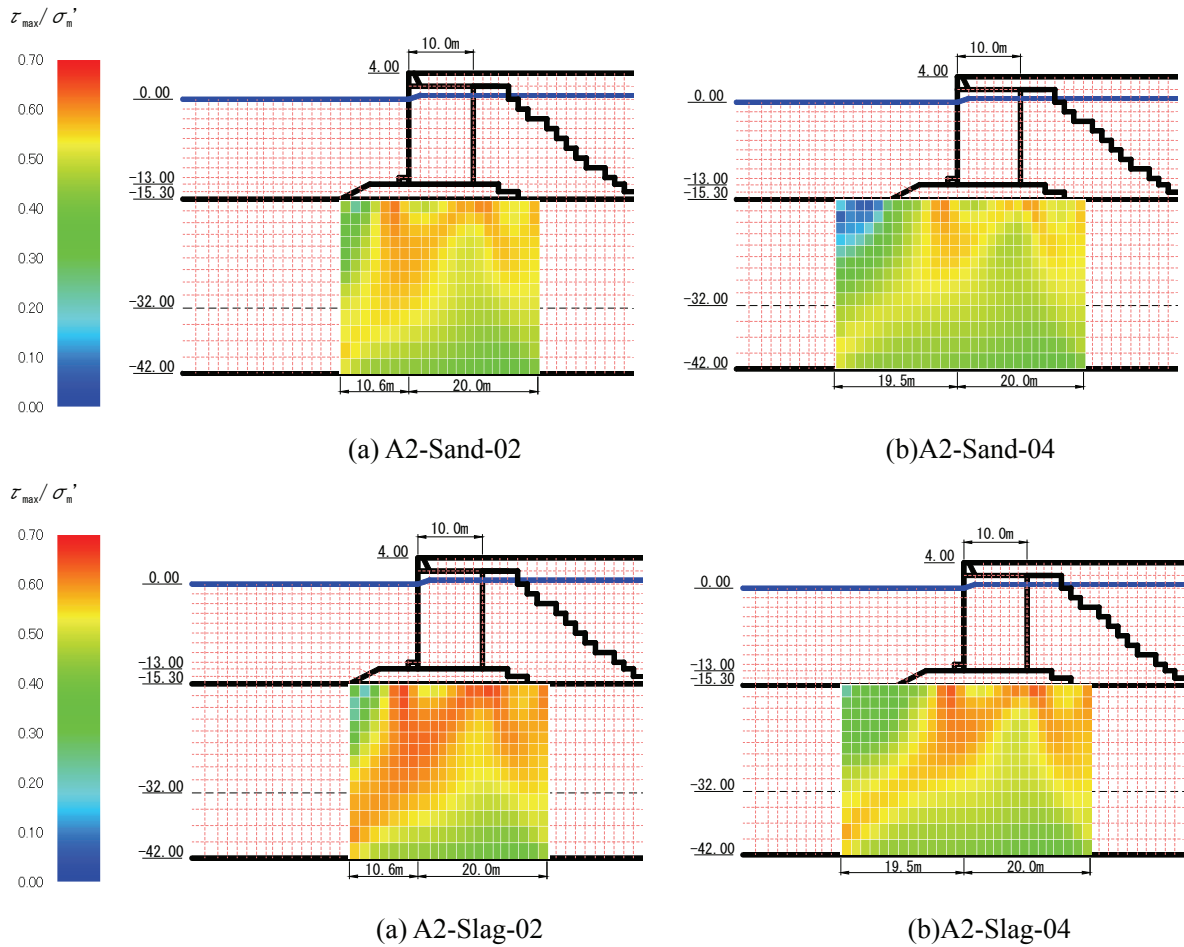


図 6-4-6 改良エリアにおける初期せん断応力比の分布

次に、図 6-4-7 に示すように、ケーソンの変形量の評価において最も影響が大きいと思われる、ケーソン法線ライン前後の鉛直方向要素（なお、抽出幅は図 6-4-6 において特徴が共通する 4 要素）の τ_{\max}/σ'_m と γ_{\max} に関して同様の整理を行ったものを図-6-4-8、図-6-4-9 に示す。図からわかるように τ_{\max}/σ'_m と γ_{\max} の分布が、ばらつきを持ちながら曲線状に分布している。さらに、これらの改良幅の異なるケースをまとめて 1 つのグラフ上にプロットしたものを図 6-4-10、図-6-4-11 に示す。それぞれの図において、改良幅の違いに関わらず、 τ_{\max}/σ'_m と γ_{\max} の関係がほぼ同じ曲線に分布しており、SCP の材料と地震動が同じ条件の場合、改良幅の相違にかかわらずある特定の関係が存在することがわかる。すなわち、SCP の材料および地震動特性に応じた τ_{\max}/σ'_m と γ_{\max} の関係がある。そして、改良幅により異なる値が生じる初期（地震前）の τ_{\max}/σ'_m に応じた地震によるひずみ γ_{\max} が発生していることがわかった。つまり、地震応答解析を行わずとも、初期（地震前）の応力状態から各要素に生じるひずみの程度がおおよそ予測可能である。

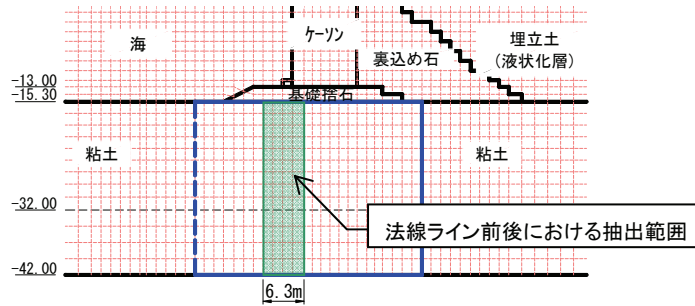
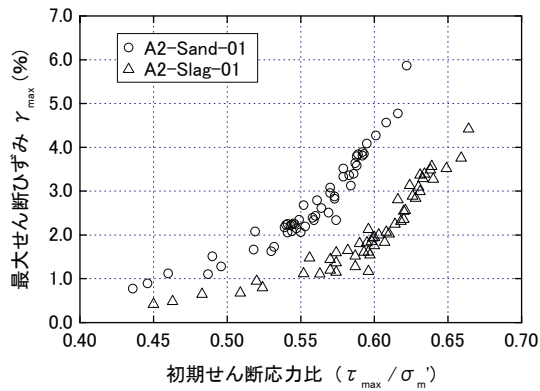
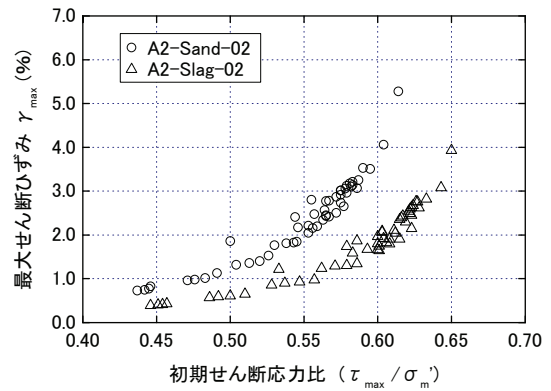


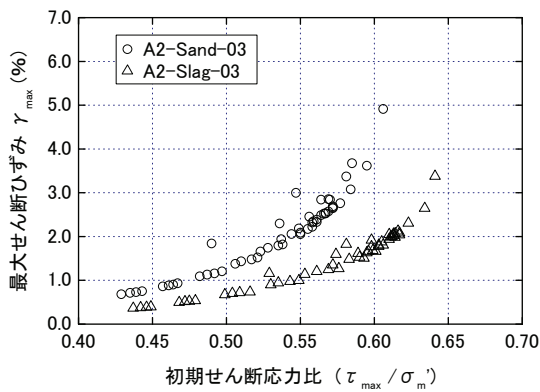
図 6-4-7 ケーソン法線ライン前後の抽出範囲



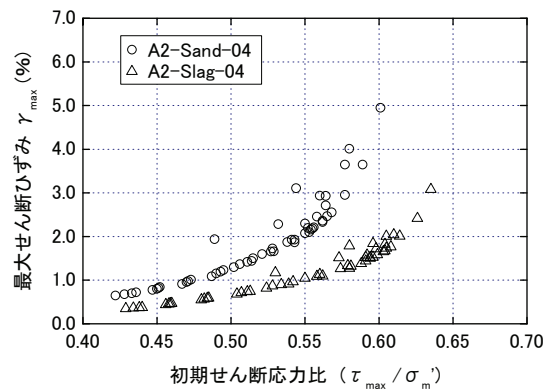
(a) 法線前面側改良幅 6.0m



(a) 法線前面側改良幅 10.6m

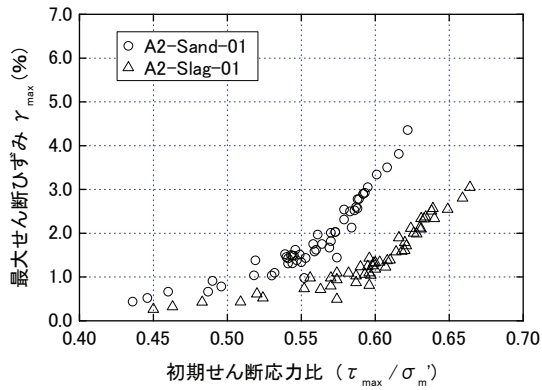


(c) 法線前面側改良幅 15.0m

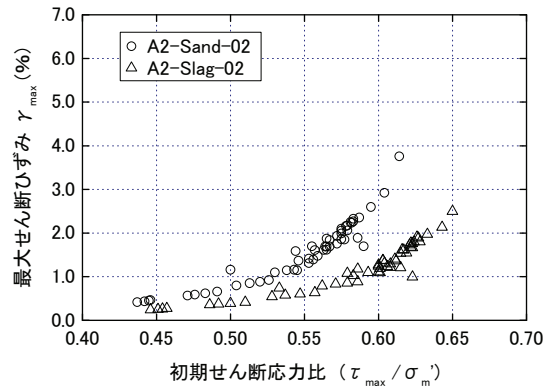


(d) 法線前面側改良幅 19.5m

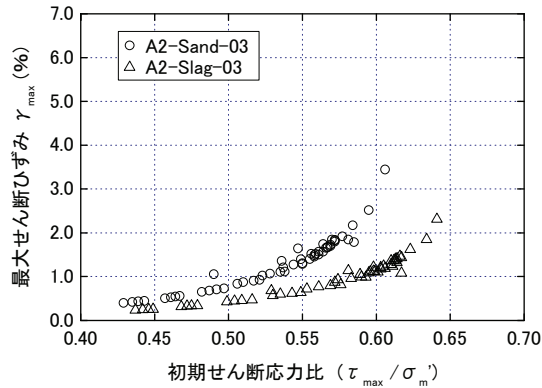
図 6-4-8 初期せん断応力比に対する地震終了時の最大せん断ひずみの分布 (衝撃型地震動)



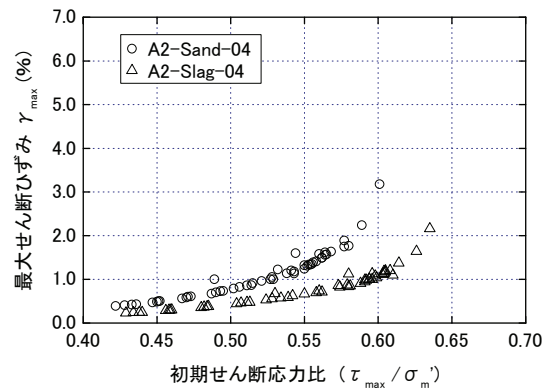
(a) 法線前面側改良幅 6.0m



(a) 法線前面側改良幅 10.6m



(c) 法線前面側改良幅 15.0m



(d) 法線前面側改良幅 19.5m

図 6-4-9 初期せん断応力比に対する地震終了時の最大せん断ひずみの分布 (衝撃型地震動)

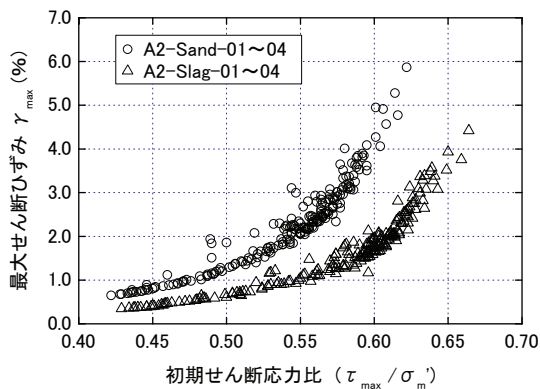


図 6-4-10 初期せん断応力比に対する地震終了時の最大せん断ひずみの分布 (衝撃型地震動)
(法線前面側改良幅 6.0~19.5m)

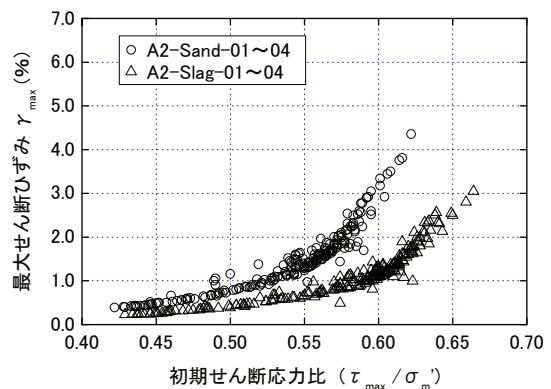


図 6-4-11 初期せん断応力比に対する地震終了時の最大せん断ひずみの分布 (長時間継続型地震動)
(法線前面側改良幅 6.0~19.5m)

(2) 改良エリアの変位量に対する分析

図 6-4-12 に示すのは、各改良幅に対するケーソン法線部の改良天端での水平方向変位の比較結果である。砂および鉄鋼スラグのどちらのケースにおいても、改良幅の増加とともに水平変位量が低減している。また、砂と鉄鋼スラグの比較では、鉄鋼スラグの方が変位量が抑えられる傾向となっており、この傾向はこれまでの検討結果と同様である。

図 6-4-13 に示すのは、Case-A2-Sand-02 の衝撃型地震動によるメッシュ変形図である。図に示すとおり改良エリアにおける変形は、ケーソンおよび背面埋立土からの影響により海側にせん断変形が卓越している状況となっていることがうかがえる。このような変形モードは、他の解析ケースでも同様であった。改良エリアの変形モードの状況より、ケーソン直下（法線部）の改良エリアの各要素について、解析で得られたせん断ひずみ γ_{xy} と要素高さ H とを掛け累計することで、改良天端の水平方向変位を算定した。図 6-4-14 に示すのは、 γ_{xy} の総和による水平方向変位と、図 6-4-12 に示したケーソン法線部の改良天端の節点での水平方向変位を比較した結果である。図のとおり、両者の水平変位量は概ね同程度の値を示しており、改良幅の相違による水平変位量の相違が、 γ_{xy} の総和による算定でも評価されていると言える。ただし、 γ_{xy} には要素の左右下端の鉛直方向位置が変化することによるひずみも加わるため、純粋に水平変位につながるひずみだけではない。この影響により、図 6-4-14 に示す γ_{xy} で評価した水平変位が若干大きめになる傾向にある。

以上をまとめると、改良幅の増加に伴い、各要素の初期せん断応力比 τ_{max}/σ_m' が減少し、この τ_{max}/σ_m' に応じて最大せん断ひずみ γ_{max} が減少する。また、同様に、 τ_{max}/σ_m' に対して地震後に生じるせん断ひずみ γ_{xy} も関係づけられている。よってケーソンの水平変位の評価にこれらの関係が使える可能性があり、動的解析を行うことなく改良幅に応じた変形量の程度を概略には予測できる。ただし、昨今のコンピューターの能力の向上により、動的解析のコストや手間は実際にはそれほど負担ではないため、ここで示した関係を変形評価に用いることは現実的ではない。むしろ、ここで示した関係は、動的解析結果の妥当性の検証などに利用できる性格のものだと考える。

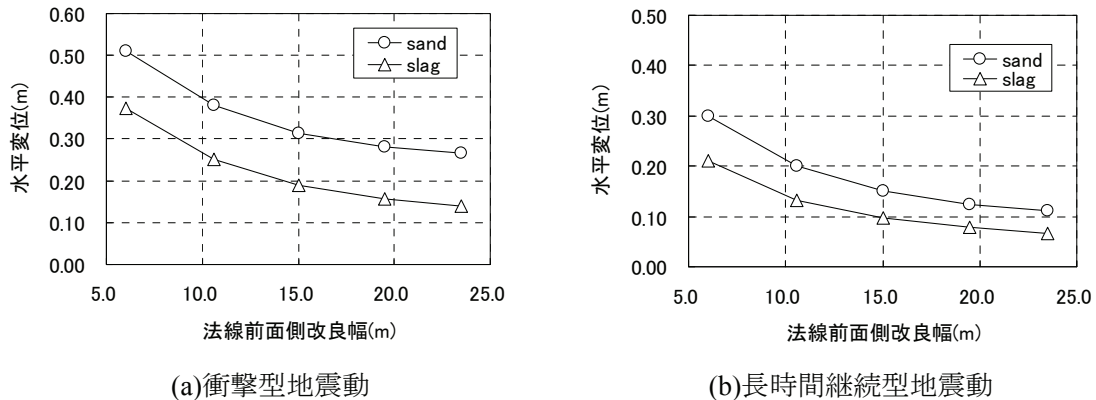


図 6-4-12 改良天端（法線ライン）の水平変位量

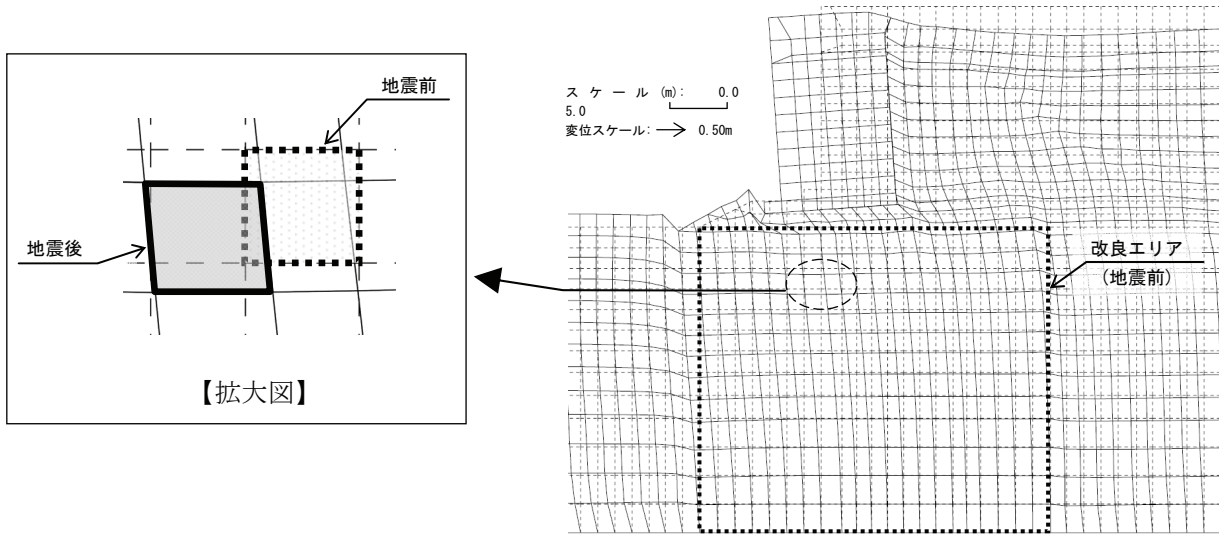


図 6-4-13 メッシュ変形図 (A2-Sand-02, 衝撃型地震動)

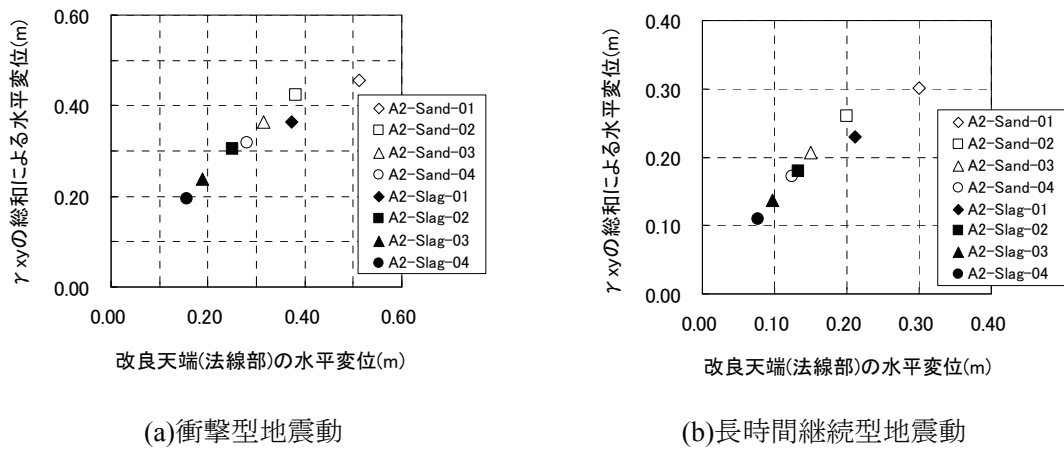


図 6-4-14 改良天端 (法線ライン) の水平変位量

6.5 まとめ

本章では、鉄鋼スラグの改良効果について解析的検討を実施した。まず、第5章において示した鉄鋼スラグ改良地盤の遠心場での模型振動実験の結果に対し、再現解析を実施した。さらに、ケーソン式の重力式構造物のモデル断面を用いて地震応答解析を実施し、改良地盤の範囲が改良効果に及ぼす影響について分析を行った。本章にて得られた結果について以下にまとめる。

- 1) 有効応力解析において、鉄鋼スラグ改良地盤にダイレイタンシー特性を評価することで、鉄鋼スラグ改良地盤の挙動を再現することができた。すなわち、地震時の残留変形を評価する場合、鉄鋼スラグのせん断強度および動的変形特性とともに、ダイレイタンシー特性を適切に評価することが重要であることが分かった。ただし、再現できるひずみの範囲に留意する必要がある。
- 2) SCP改良部の改良幅 B および改良長 L を数パターン変えて（改良長に対する改良幅の比 $B/L=1.00\sim 2.10$ ）、砂による改良地盤と鉄鋼スラグによる改良地盤の残留変形量をそれぞれの材料特性を考慮した数値解析により比較した結果、いずれのパターンでも模型振動実験結果と同様に変形量が60%～80%程度に低減されることが確認できた。
- 3) SCP改良エリアにおける初期（地震前）のせん断応力比 τ_{\max}/σ_m' と地震後の最大せん断ひずみ γ_{\max} の分布状況を調べた結果、ばらつきをもちながらも曲線状に分布する結果が確認された。また、この曲線状の分布としては、地震動によって異なる曲線を持つことが分かった。
- 4) 3)において述べた τ_{\max}/σ_m' と γ_{\max} の曲線の関係は、SCPの材料を砂および鉄鋼スラグとした場合において異なる曲線となった。また特性の異なる長時間継続型・衝撃型のどちらの地震動においても、鉄鋼スラグを用いた方が同じ τ_{\max}/σ_m' に対し γ_{\max} が抑えられる結果となった。
- 5) 3)において述べた τ_{\max}/σ_m' と γ_{\max} の曲線の関係は、SCPの材料と地震動が同じ条件の場合、改良幅の相違にかかわらずある特定の関係が存在することがわかった。すなわち、SCPの材料および地震動特性に応じた τ_{\max}/σ_m' と γ_{\max} の関係がある。そしてこの関係は種々の改良幅を考慮した動的解析の妥当性の評価に利用できる。

第 6 章 参考文献

- 1) 野津光夫, 小堤治, 溜幸生, 川満逸雄, 井合進, 森浩章: SCP で改良された砂質地盤の地震時有効応力解析におけるモデル化, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.2417-2418, 2000.
- 2) 沿岸技術研究センター: 港湾構造物設計事例集 (平成 19 年 改訂版) 上巻, 第 1 編第 5 章, p.17, 2007.
- 3) 前掲 2), 第 1 編第 7 章, pp.8-45, 2007.
- 4) 杉山弥, 井合進, 小堤治, 森浩章, 野津光夫: SCP で改良された粘性土地盤上の重力式岸壁の地震時有効応力解析 (その 1: 高置換 SCP 改良地盤のモデル化), 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.2055-2056, 2000.
- 5) 前掲 2), 第 2 編第 1 章, p.66, 2007.
- 6) 中原知洋, 井合進, 一井康二, 小堤治, 関谷千尋: 解析プログラム FLIP における砂の細流分を考慮した解析定数簡易設定法, 第 45 回地盤工学研究発表会, pp.1519-1520, 2010.
- 7) 地盤工学会: 軟弱地盤対策工法—調査・設計から施工まで—, pp.120-121, 1988.

第7章 複合地盤の変形へ及ぼす影響に関する解析的検討

7. 1 概要

軟弱粘土地盤を SCP 工法を用いて改良した場合、物性が大きく異なる粘土層と SCP 改良杭との複合地盤が形成される。既往の研究においても述べたように、隣り合う SCP 改良杭の間に粘土が存在するような複合地盤に対して埋立荷重等による水平方向の荷重が加わった場合、その変形挙動として、SCP 改良杭と粘土部とで異なる挙動が生じ、SCP 改良杭には湾曲状に変形し粘土は単純せん断変形が生じることが明らかにされている。またこのような挙動は、鉄鋼スラグによる改良杭に対する埋立載荷実験においても同様の結果が得られている。そのため、改良地盤あるいは改良地盤を含む構造物全体の变形予測を行うことを考えた場合、このような複合地盤の挙動に対し、改良杭および杭間粘土のそれぞれが変形に及ぼす影響を明らかにすることが重要であると考えられる。

そこで、本章では、鉄鋼スラグによる SCP 改良杭の間に粘土が存在するような複合地盤に対して、2次元および3次元での数値解析を行い、その変形挙動について検討した。

2次元モデルでの数値解析では、粘土-改良杭-粘土のように粘土と改良杭が交互に配列されるモデルに対して単調載荷を加えたときの改良杭の変形モードを確認し、同じ改良率で杭径の異なる複合地盤が、地盤全体のせん断抵抗に及ぼす影響を分析した。

3次元モデルにおいては、SCP 改良杭の実配置をモデル化し、複合地盤の挙動について分析した。SCP 改良杭の実配置としては、高置換改良と一般的に分類される改良率 70%相当で、改良杭φ2.0m に対し杭中心間隔が 2.1m の正方形配置として、改良杭の造成が理想的に行われるものとし、改良杭と改良杭の間に粘土が存在するモデルとした。

さらに、3次元モデルに対する解析結果に対し、2次元モデルで再現性を検討した。具体的には改良エリアのモデル化手法として、従来より提案されている改良率に合わせた奥行き幅を設定するモデル化手法、改良率に応じて粘土-改良部-粘土の杭配置を行うモデル化手法を検討し、モデル化に対する問題点について分析した。

なお、本章における検討はこれまでの検討と同様に有効応力解析プログラム FLIP を用いた。

7. 2 複合地盤の2次元数値解析による検討

7. 2. 1 検討モデルの設定

(1) 解析モデル

解析に用いる複合地盤のモデルとして、第4章で検討した中空ねじり試験機による複合地盤の载荷実験における改良配置を基本とした。図7-2-1に示すように、中空ねじり供試体の7分の1の部分に対して、粘土-鉄鋼スラグ改良部-粘土でモデル化した (Type-1)。これに加えて、Type1と同じ改良率の条件で杭の縦横比 (アスペクト比) を変えたモデルを構築した (Type2)。

なお、両モデルにおける違いを検討するために、要素の分割は縦64×横18の1152要素とし、1要素の大きさは縦1.25mm×横1.25mmに統一した。

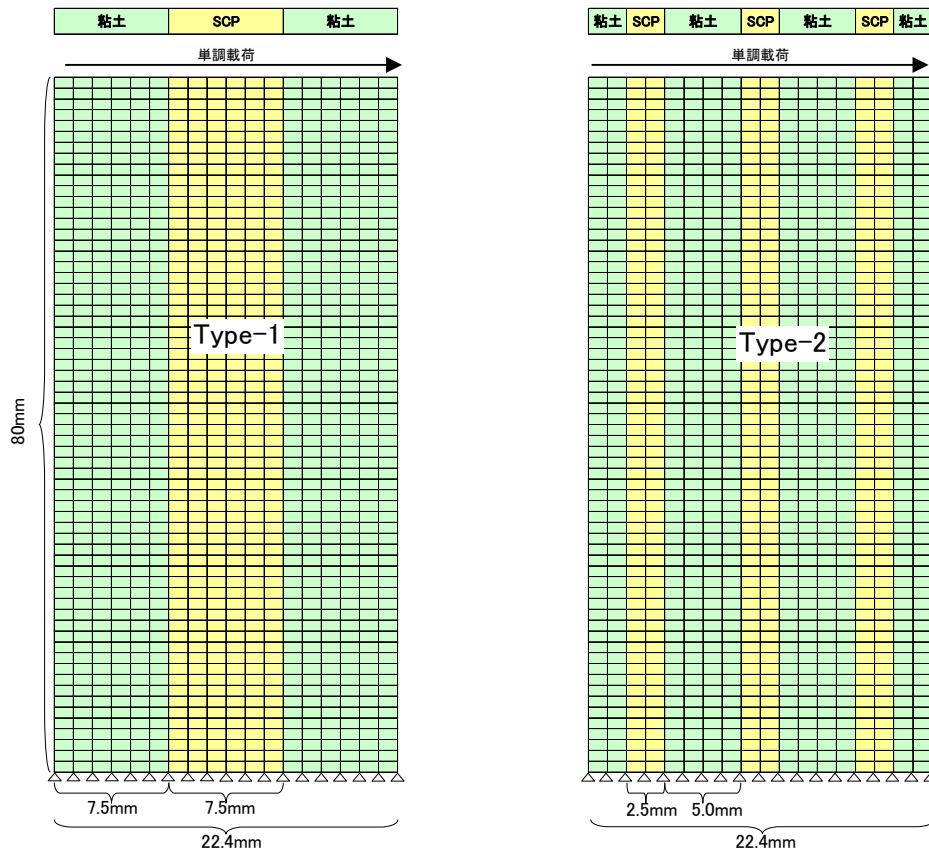


図 7-2-1 解析メッシュ図

(2) 境界条件

本解析で用いる境界条件は、第4章において示した繰返し载荷実験に対する数値シミュレーションにて用いた方法と同様である。解析は2段階の解析フェーズを設けて、第1段階で有効拘束圧 74kN/m^2 により等方圧密し、第2段階で単純せん断を与える。

単純せん断は、上端面の節点それぞれに x 方向に強制変位を与えた。

(3) 解析ケース

本検討における解析ケースを表 7-2-1 に示す。

SCP 杭の縦横比の違いによる影響に加えて、排水条件および非排水条件による影響について検討を行う。ここで排水条件は、ダイレイタンシー特性が評価されないモデルとなる。また、簡易な要素モデルとして粘土および SCP 杭ともに弾性体で評価したケースも実施する。

表 7-2-1 解析ケース

解析 Case	メッシュタイプ	要素のモデル	排水条件
A3-d-1	Type-1	マルチスプリング	排水
A3-d-2	Type-2	マルチスプリング	排水
A3-ud-1	Type-1	マルチスプリング	非排水
A3-ud-2	Type-2	マルチスプリング	非排水

(4) 解析パラメータ

解析パラメータは、A3-ud-1, A3-ud-2 は第 4 章において示した繰返し载荷実験に対する数値シミュレーションにおいて設定したダイレイタンシー特性を考慮したパラメータと同様の値を用いた (表 4-4-1)。A3-d-1, A3-d-2 については、A3-ud-1, A3-ud-2 に対して液状化パラメータを考慮しない条件とした。

線形平面要素にてモデル化する A3-E1a-1 および A3-E1a-2 については、初期せん断剛性よりヤング係数を算出した値を用いた。

表 7-2-2 線形平面要素のパラメータ

	ヤング率 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	備考
粘土	3888	0.33	$E=2(1+\nu)G_{ma}$
鉄鋼スラグ (SCP 部)	4.618E+05	0.33	

7. 2. 2 検討結果と考察

(1) メッシュ変形図

図7-2-2に単純载荷後のメッシュ変形図を示す。変形モードとしては、改良部の杭は下端より徐々に曲がるように変形している状況となった。なお、本解析では上端面の節点における y 方向変位を固定していることから、上部においても下部と反対方向の曲げに近い変形モードが発生している。また、粘土部においてはせん断変形モードが卓越しており、改良杭部と粘土部とで変形挙動が明瞭に異なっていることがわかる。この傾向は、弾性体のモデル、マルチスプリングモデルによる排水条件および非排水条件のいずれのケースにおいても同様であった。

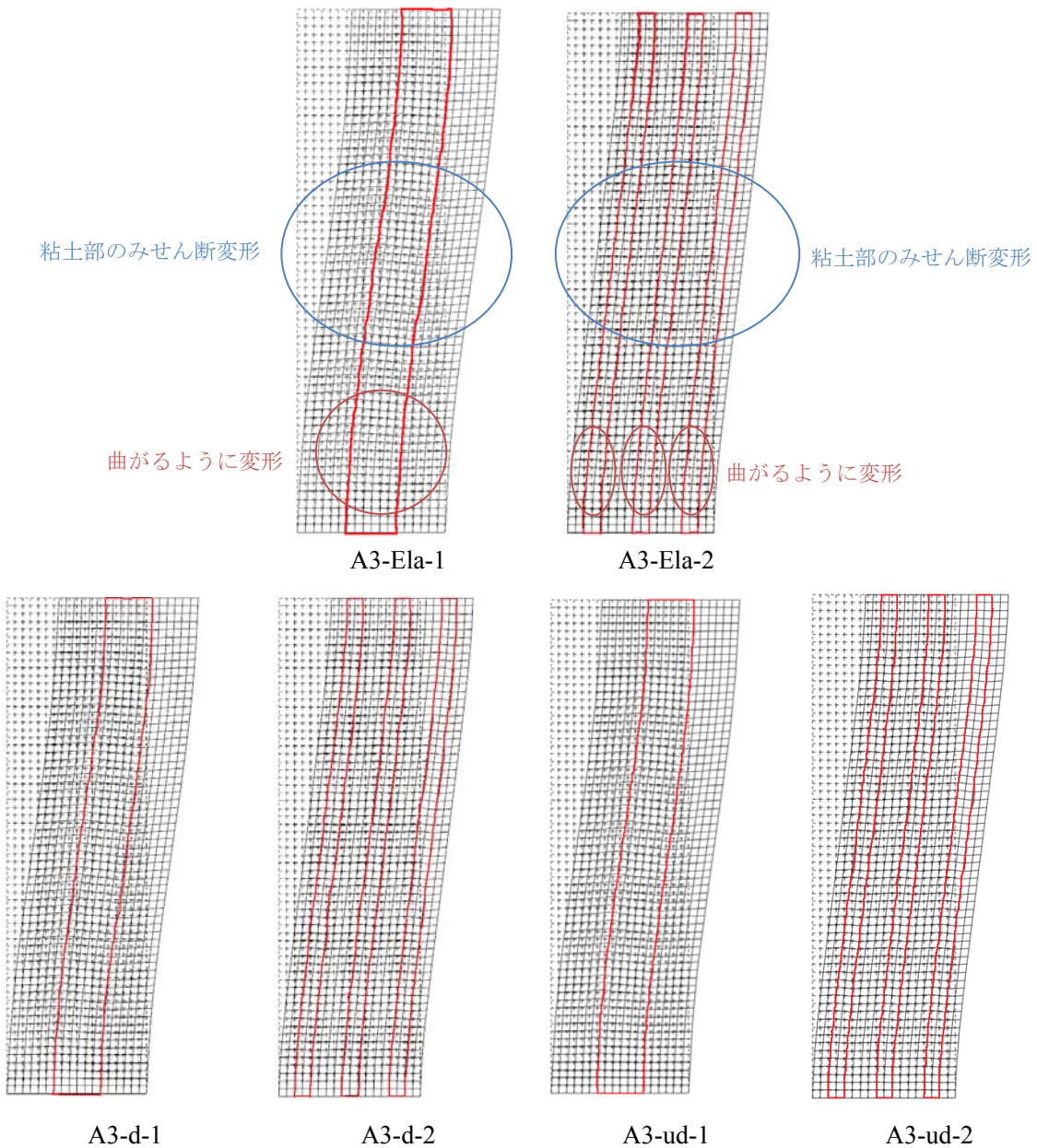


図7-2-2 メッシュ変形図

(2) モデル全体の応力-ひずみ関係

モデル全体のせん断ひずみとして、図 7-2-3 に示すように $\gamma_A = \Delta/H$ で算出し、解析モデル上面の各要素に働くせん断応力の平均値を τ_A とし、 $\tau_A - \gamma_A$ の関係を求めた結果を図 7-2-4 に示す。Type-1 と Type2 による比較をすると、いずれのケースにおいても Type-1 を用いたモデル、すなわち、改良杭の高さに対して幅が大きい改良杭の方が同じひずみレベルに対するせん断応力が大きい値となった。マルチスプリングモデルを用いたケースに対して比較すると、非排水条件の方が Type1(A3-ud-1)と Type2(A3-ud-2)におけるせん断応力の違いが顕著である。

次に、排水条件と非排水条件に対する比較を行うと、非排水条件の方が排水条件よりも同ひずみレベルでのせん断応力が大きい傾向を示しており、正のダイレイタンシー特性による違いが表れていると考えられる。ただし、改良杭の幅が広い Type1 の A3-ud-1 と A3-d-1 の同ひずみレベルでのせん断応力は、改良杭の幅が狭い Type2 の A3-ud-2 と A3-d-2 のそれと比べて、大きな差が生じている。このことより、改良杭のダイレイタンシー特性の効果は杭の縦横比に影響を受けることが明らかである。すなわち、改良杭の高さに対して杭径が太ければ、改良杭のダイレイタンシー特性が改良地盤のせん断抵抗に大きな影響を与えることが分かった。

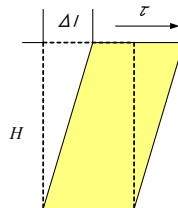
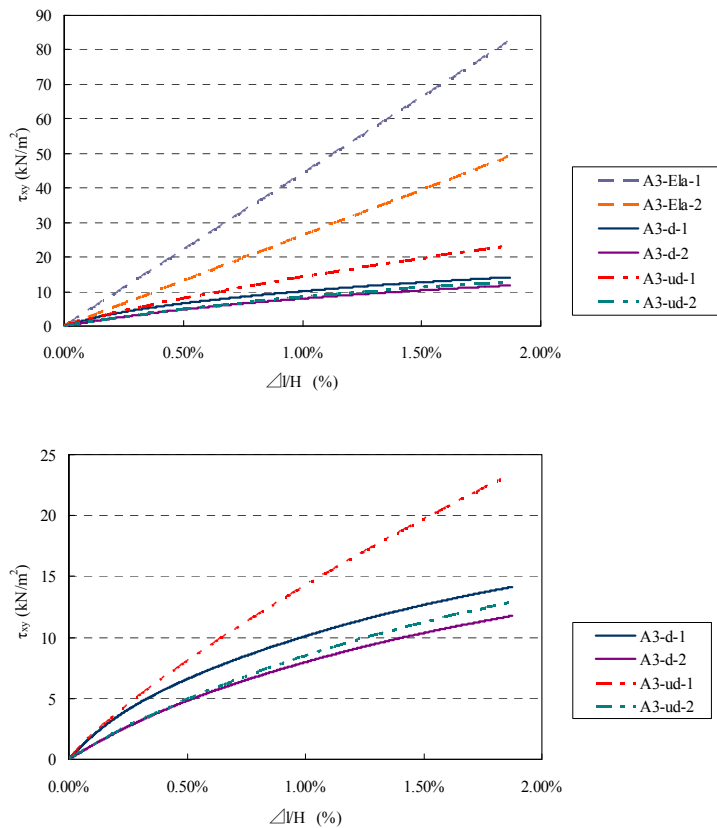


図 7-2-3 モデル全体のせん断ひずみの定義



(弾性体モデル以外で整理)

図 7-2-4 モデル全体のせん断応力-せん断ひずみの関係

(3) 代表要素の応力経路

図 7-2-2 に示したようにメッシュ変形図では、改良杭が曲がるように変形している。すなわち、複合地盤のせん断に伴い、改良杭部には圧縮側の要素と引張り側の要素が生じることとなる。そこで、図 7-2-5 に示す圧縮側および引張り側の要素に対する応力経路を調べた。結果図を図 7-2-6 に示す。

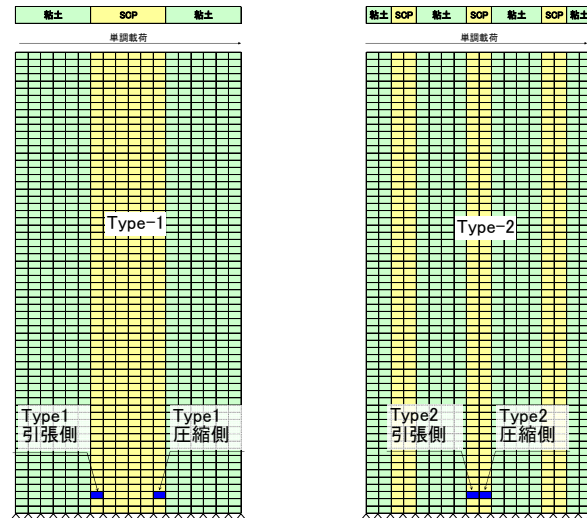


図 7-2-5 着目した代表要素

全て弾性体としてモデル化した A3-Ela-1 では、圧縮側において徐々に有効拘束圧 σ_m' が上昇し、引張り側においては σ_m' が徐々に減少し負の値を示すこととなり、せん断に伴う改良杭の応力状態の変化が端的に発生している状況が分かる。マルチスプリングモデルを用いた排水条件の結果においても同様に、引張りあるいは圧縮による相違が明らかである。また圧縮側の σ_m' の増加に伴い、せん断応力 τ_{max} の増加も顕著に現れており、非排水条件の A3-ud-1, A3-ud-2 は、正のダイレイタンスー特性により τ_{max} の増加も大きくなっている。ただし、同じ排水条件あるいは非排水条件の圧縮側の σ_m' および τ_{max} の増加は、改良幅の広い Type1 の方が大きく発生しており、SCP の縦横比による影響が現れていることを示している。

次に、引張り側の排水条件における応力経路を見ると、ある段階より σ_m' および τ_{max} が大きくなっている。これは鉛直応力の減少に伴う軸差応力の変化によるものである。非排水条件では、ある段階より軸差応力に対し正のダイレイタンスーが働き、要素に働く有効拘束圧が大きくなった。また、このダイレイタンスー特性は、改良杭の幅が広い Type1 (A3-ud-1) の方が幅の狭い Type2 (A3-ud-2) よりも顕著に現れている。この結果に対し、Type1 および Type2 のモデルの変形モードを考えた場合、改良杭の曲げに近い変形モードの卓越する位置にもよると考えられるが、図 7-2-7 に示すように平面保持の仮定において、改

良杭の幅が広いほど σ_y が減少し軸差応力が大きくなると考えられる。以上のように、SCPの縦横比により改良部の応力状態に違いが発生し、またダイレイタンシー特性の影響を大きく受けることが分かった。

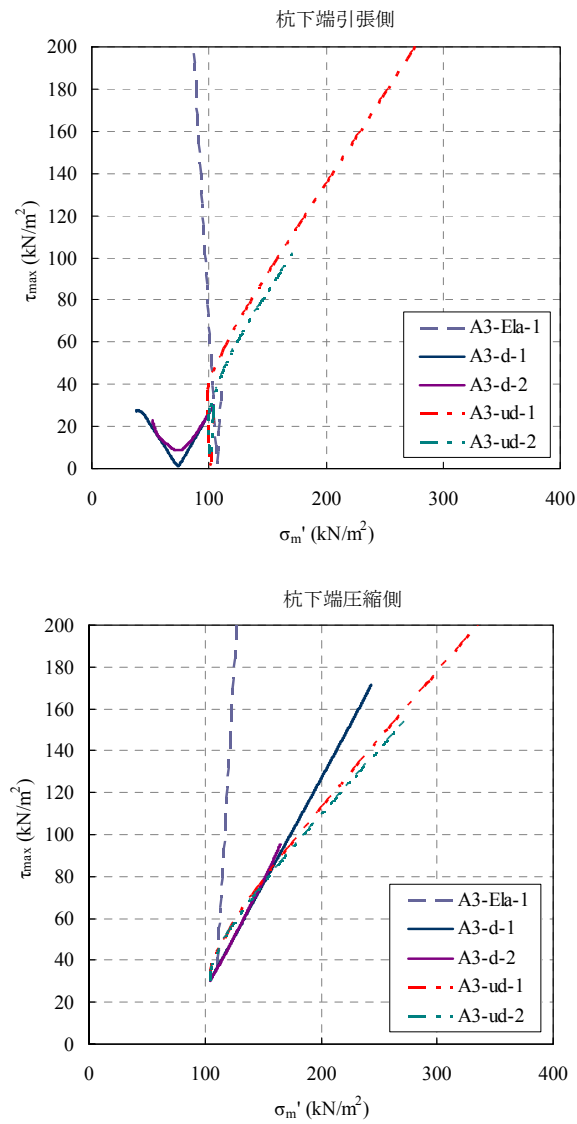


図 7-2-6 有効応力経路図

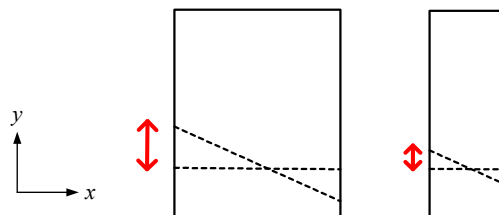


図 7-2-7 改良部下部における応力変化のイメージ図

7. 3 複合地盤の3次元数値解析による検討

2次元モデルにおける検討では奥行き方向が一様な地盤と仮定して行っているのに対し、SCP杭は理論上ではあるが円柱状の改良杭となることから奥行き方向は一様ではない。そこで、SCP改良杭の形状および配置を3次元でモデル化して解析を行い、複合地盤の変形挙動について調べた。

解析は、FLIP3Dを用いた。FLIP-3Dは、土のせん断応力-せん断ひずみの関係を3次元に拡張された多重せん断ばねモデル¹⁾(マルチスプリングモデル)で表現し、過剰間隙水圧としては2次元版のFLIP同様に井合モデルが採用されている。そのため、これまでに検討した鉄鋼スラグのダイレイタンシー特性の評価結果が適用可能である。

7. 3. 1 検討モデルの設定

(1) 解析モデル

本検討では、実際の鉄鋼スラグSCPを沿岸部の粘性土地盤の改良において用いる場合を想定し高置換改良(改良率 $a_s=70\%$ 以上)のモデルを扱う。高置換改良の配置は種々が適用されているが、 $a_s=70\%$ 程度となる配置として、図7-3-1に示すように改良杭径2.0mに対し、杭中心間隔が2.1mの正方形配置(□2.1mピッチ)が用いられることが多い。この場合、改良杭の造成が理想的に行われることが前提であるが、改良杭と改良杭の間に粘土が存在することとなる。本検討では、この□2.1mピッチ(改良杭径 $\phi 2.0m$)の配置をモデル化する。具体的には、図7-3-1の右図に示す範囲をモデル化する。

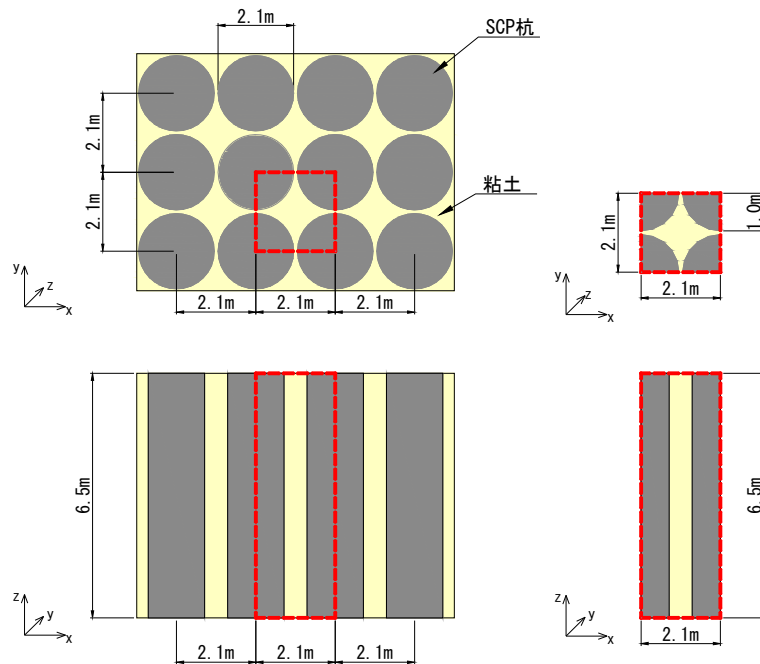


図 7-3-1 対象とした改良地盤

対象地盤の x-y 平面に対しては図 7-3-2 に示す要素メッシュを用いた。

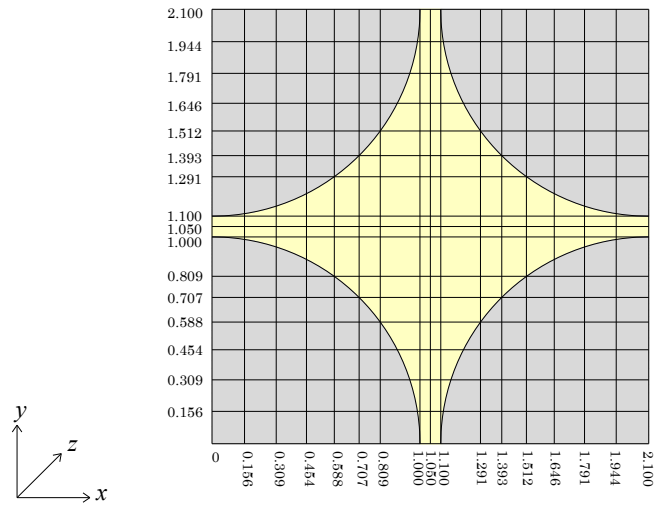


図 7-3-2 x-y 平面におけるメッシュ図

(2) 境界条件

本解析では、前節と同様に 2 段階の解析フェーズを設けた。第 1 段階では等方圧密を行い、その応力としては前節と同様に 74kN/m^2 とした。第 2 段階において x 方向に単純せん断を行った。

境界条件としては、圧密時は、下端面の x-y 平面は全て z 方向固定とし、下端面の中心点のみ y 方向 z 方向を固定し、側方 (x-z 平面, y-z 平面) および上端面から等方圧密が加わるような拘束条件を与えた。載荷時の拘束条件としては、下端面 x-y 平面は全て固定した。また、上端面 x-y 平面は z 方向等変位となる拘束条件とし、x-z 平面両端は y 方向を固定した。そして、y-z 平面両端は循環境界となるように、同一の y, z 座標の両端の節点で x 方向, y 方向, z 方向が等変位となる拘束条件とした。せん断力載荷の過程では、上端の x-y 平面の節点それぞれに x 方向に強制変位を与えた。

以上の圧密時およびせん断力載荷時の境界条件の模式図を図 7-3-3 および図 7-3-4 に示す。

(3) 解析ケース

本解析で行った解析ケースを表 7-3-1 に示す。非排水条件および排水条件の 2 ケースで行い比較を行った。

表 7-3-1 解析ケース

解析 Case	要素のモデル	排水条件
A4-3D-d	マルチスプリング	排水
A4-3D-ud	マルチスプリング	非排水

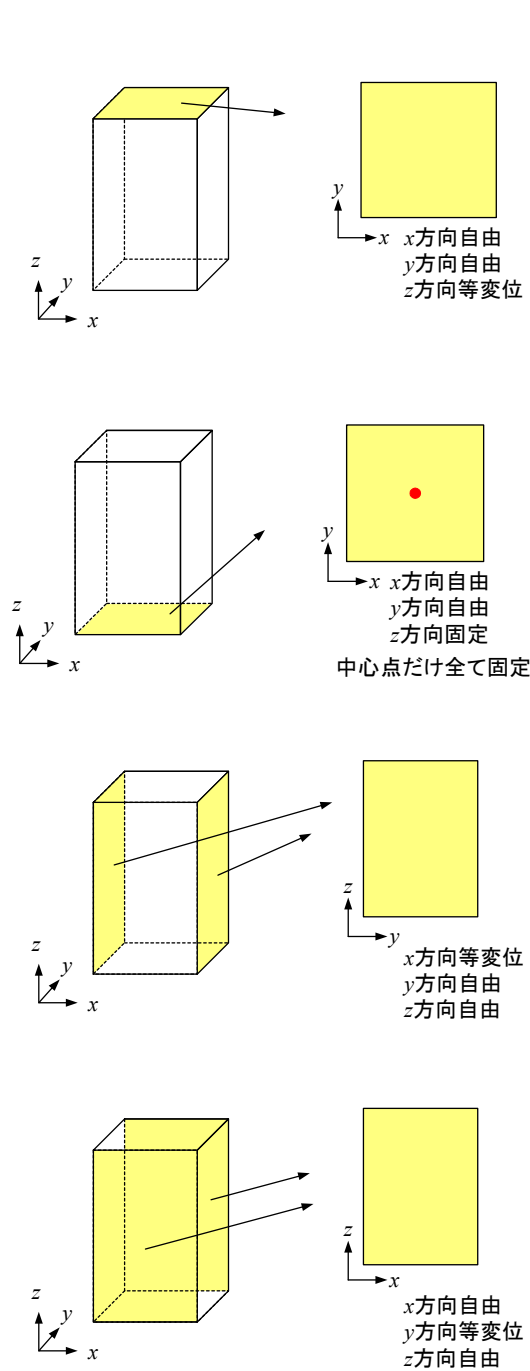


図 7-3-3 圧密時の境界条件

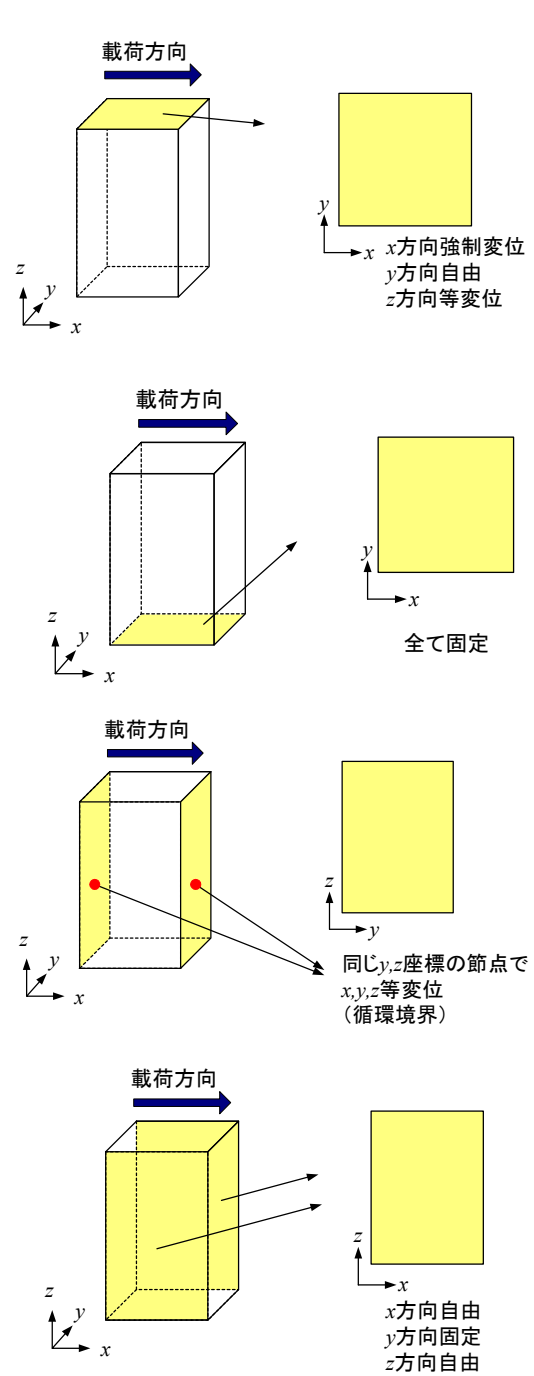


図 7-3-4 載荷時の境界条件

7. 3. 2 検討結果と考察

(1) モデル全体の応力-ひずみ関係

図 7-3-5 に示すように、x-z 平面において、モデル全体のせん断ひずみとして $\gamma_A = \Delta l/H$ で算出し、解析モデル上面の各要素に働くせん断応力 τ_{zx} の平均値を τ_A とし、 $\tau_A - \gamma_A$ の関係を求めた結果を図 7-3-6 に示す。A4-3D-d と A4-3D-ud の結果より、非排水条件である A4-3D-ud の方が同ひずみレベルにおいて大きなせん断応力の値をとった。この結果は、前節の図 7-2-4 における傾向と同様であり、正のダイレイタンシー特性の影響と考えられる。以降では着目要素に対し $\tau_{zx} - \gamma_{zx}$ について調べ、変形特性を分析する。

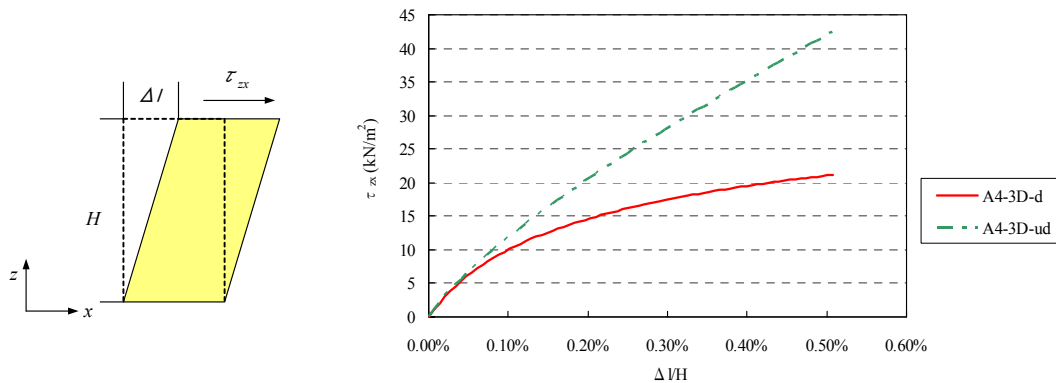


図 7-3-5 モデル全体のせん断ひずみの定義

図 7-3-6 モデル全体のせん断応力-せん断ひずみの関係

(2) 代表要素の応力-ひずみ関係

3次元の要素に対し、せん断応力(τ_{zx})—せん断ひずみ(γ_{zx})の関係を調べた。着目する代表要素としては、図 7-3-7 の x-y 断面において示されている、改良率の高い断面 ($y=0.0 \sim 0.16m$) での要素と粘土のみの断面 ($y=1.0 \sim 1.05m$) の要素とし、x-z 断面においては下端 ($z=0.0 \sim 0.5m$) と中央 ($z=3.0 \sim 3.5m$) すなわち改良杭の深度方向における杭下端および杭中央の要素に着目した。なお、代表要素の番号は、 $y=0.0 \sim 0.16m$ の z-x 断面で図 7-3-7 に示すように No.1~No.10 と設定した。また $y=1.0 \sim 1.05m$ の z-x 断面では、 $y=0.0 \sim 0.16m$ の断面と同じ x-z 断面での要素として、No.1'~No.10'とした。

代表要素の $\tau_{zx} - \gamma_{zx}$ 関係を図 7-3-8, 図 7-3-9 に示す。図 7-3-8 の改良率の高い断面での結果に着目すると、改良部の要素の結果は、ほとんどにおいて同ひずみレベルに対して A4-3D-d よりも A4-3D-ud の方がせん断応力が大きくなる結果となった。特に杭下端での結果においてその傾向が顕著に現れており、特に引張り側の要素となる No.10 ではその傾向が著しく、ダイレイタンシー特性の有無による影響がこれまでの検討結果と同様に現れていることを示している。また、粘土部よりも改良部の方がせん断応力が大きく働いており、応力集中が顕著に現れている。粘土部における結果では、A4-3D-d および A4-3D-ud とともに

No.3 および No.4 の要素において、せん断ひずみが改良部の値と比較して非常に大きく進展しており、粘土部にせん断変形が集中して発生している傾向が明らかである。このような変形は2次元モデルにおける検討と同様であり、図 7-3-10 に示す A4-3D-ud のメッシュ変形図からも明らかのように、改良部には曲げの変形モードが働いている結果となった。

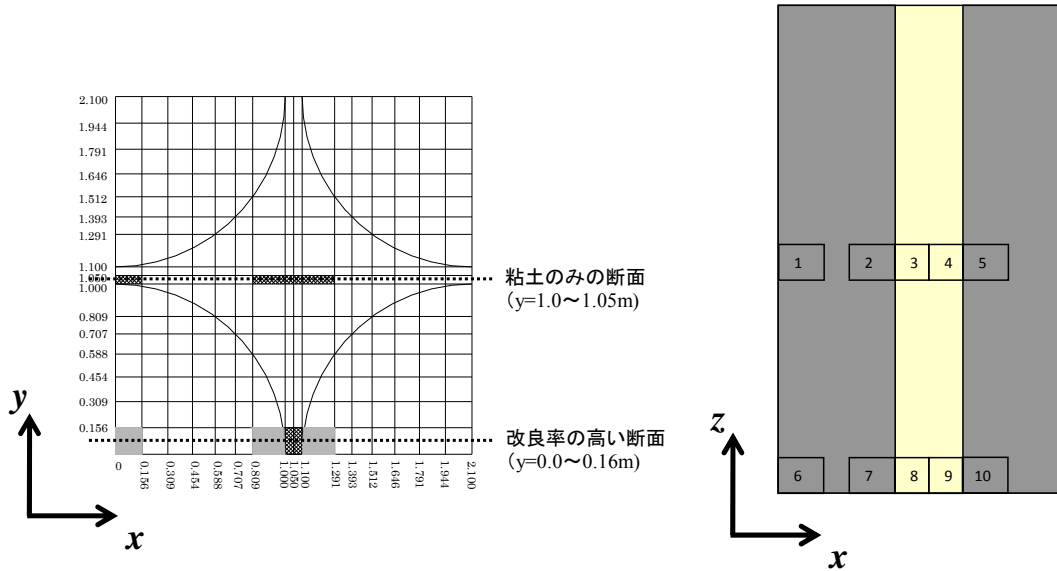


図 7-3-7 着目した代表要素

同じ z 座標に対する粘土のみの断面と改良率の高い断面の要素を比較すると、粘土のせん断ひずみ (No.3, No.4 に対して No.2'~No.5'を比較, No.8, No.9 に対し No.7'~No.9'を比較) は、改良率の高い部分で大きく発生している。せん断ひずみの分布傾向をより詳細に確認するために、A4-3D-ud の結果に対して、数地点の y 座標における x - z 断面のせん断ひずみ分布図をまとめた結果を図 7-3-11 に示す。図より、いずれの断面でも改良杭よりも杭間粘土においてせん断ひずみが大きい傾向となっているが、特にせん断方向に対し杭間粘土の厚みが小さい断面にて杭間粘土に大きなせん断ひずみが発生し、杭間粘土の厚みが大きくなるにつれて、せん断ひずみは小さくなっており、変形が奥行き方向に対し一様でないことが明らかである。このような変形の傾向は、複合地盤のせん断変形の方法に対して杭間粘土の厚みが小さい部分にせん断変形のしわ寄せが生じているためと考えられる。すなわち、高置換改良であってもせん断方向に対し杭間に変形抵抗の小さい粘土が存在する場合、杭間粘土部のせん断変形が集中して発生し、改良杭の変形モードに影響を及ぼすと考えられる。

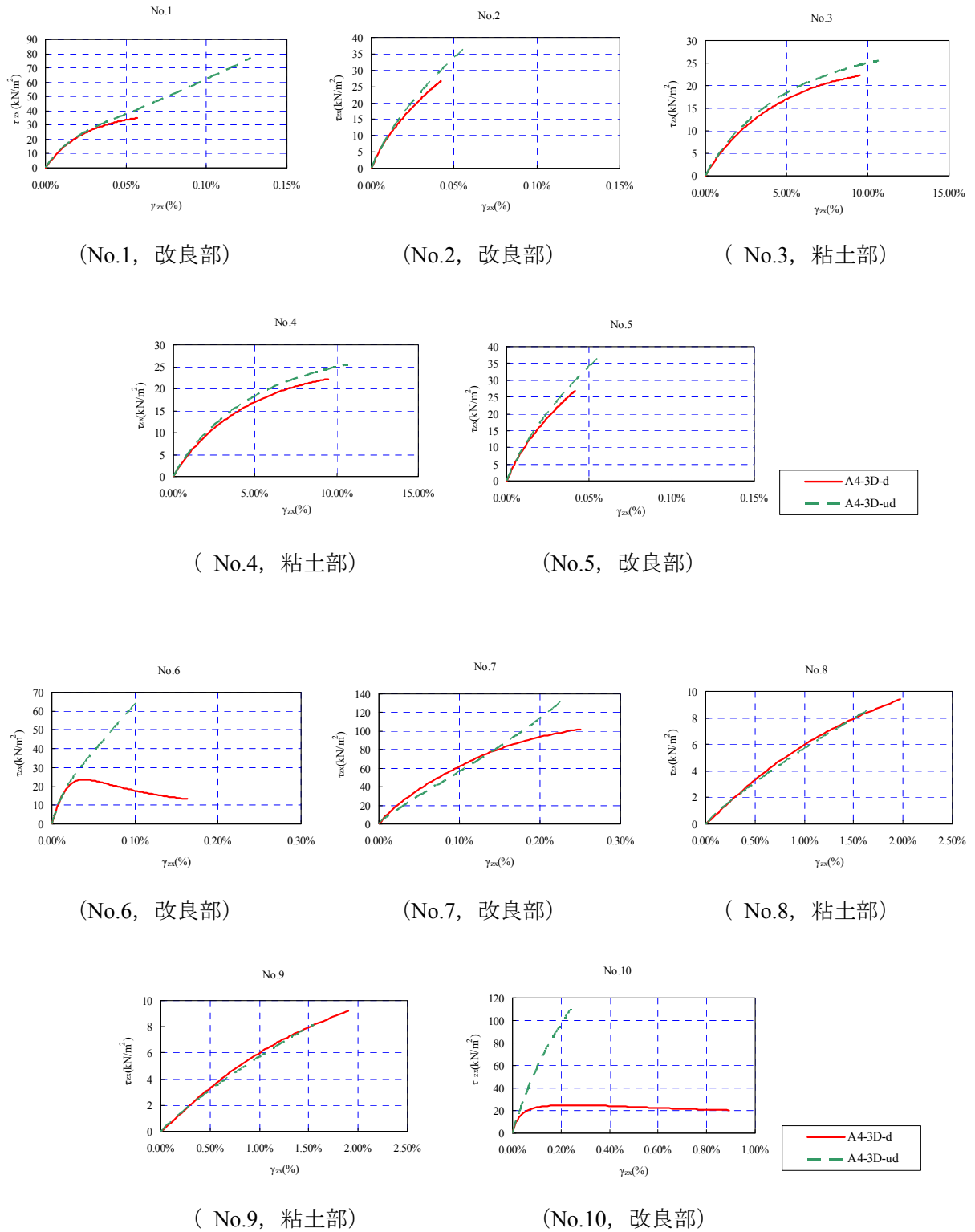


図 7-3-8 改良率の高い x-z 断面 (y=0.0m) における代表要素の応力-ひずみ関係

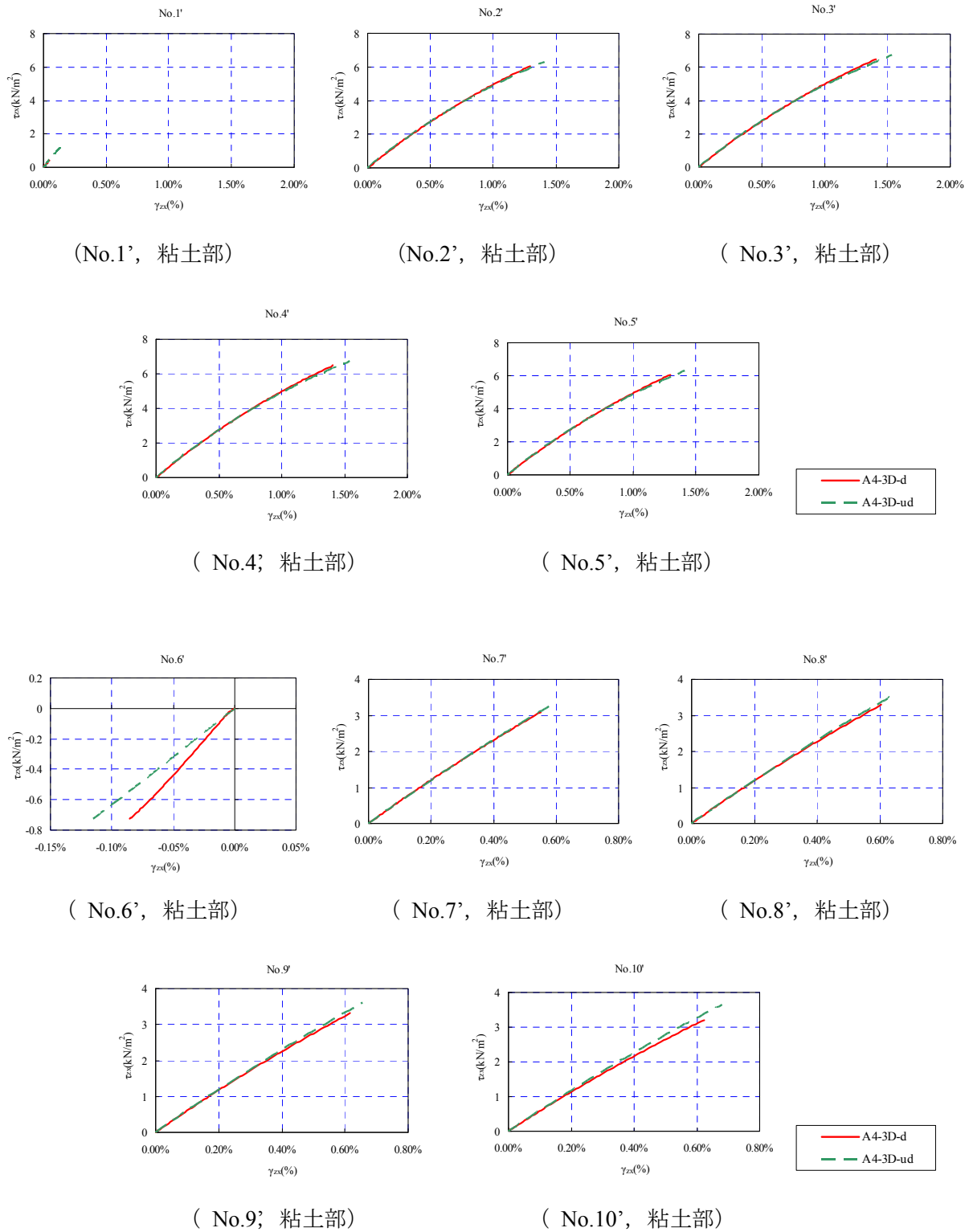


図 7-3-9 粘土のみの x-z 断面 (y=1.0m) における代表要素の応力-ひずみ関係

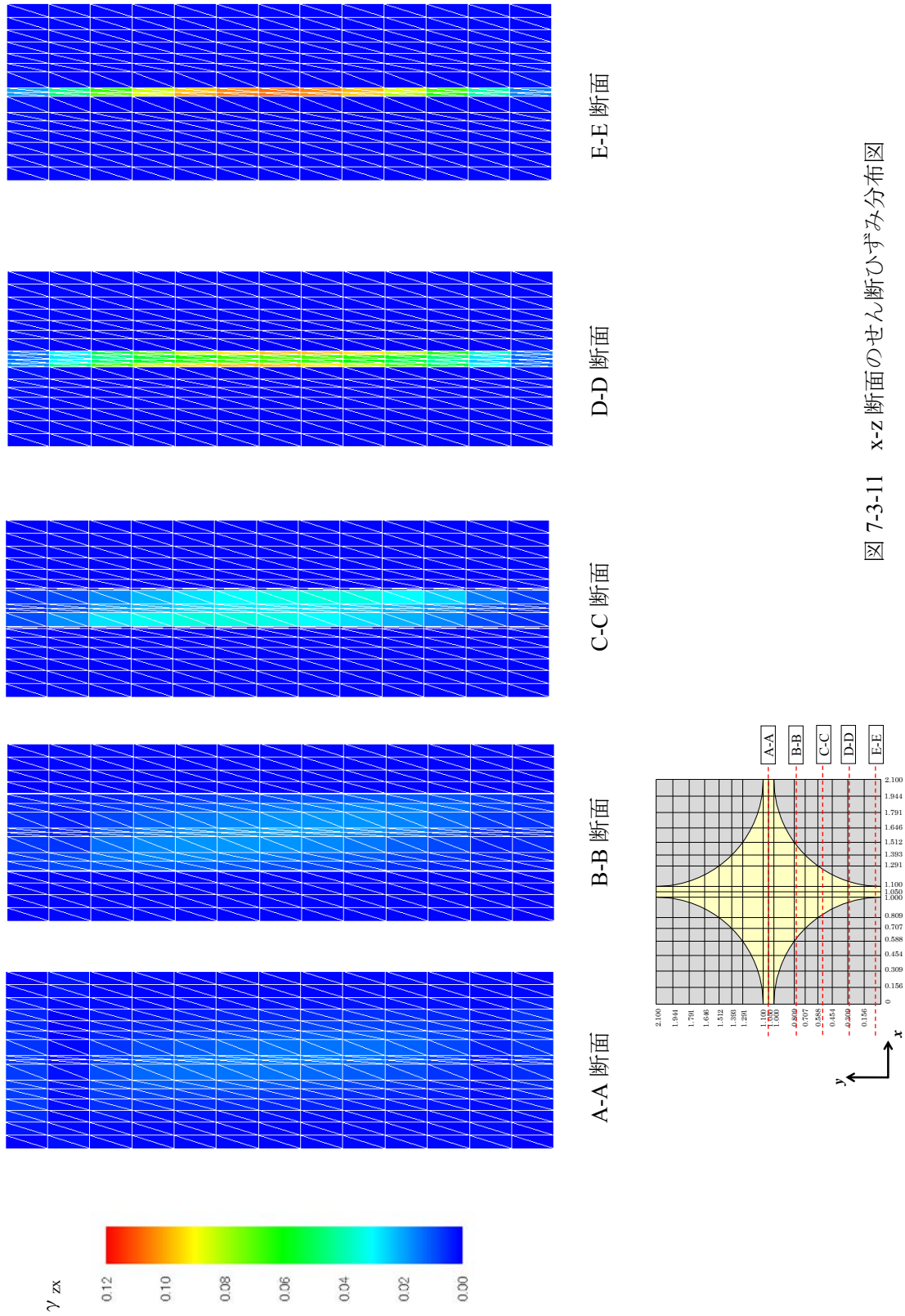


図 7-3-11 x-z 断面のせん断ひずみ分布図

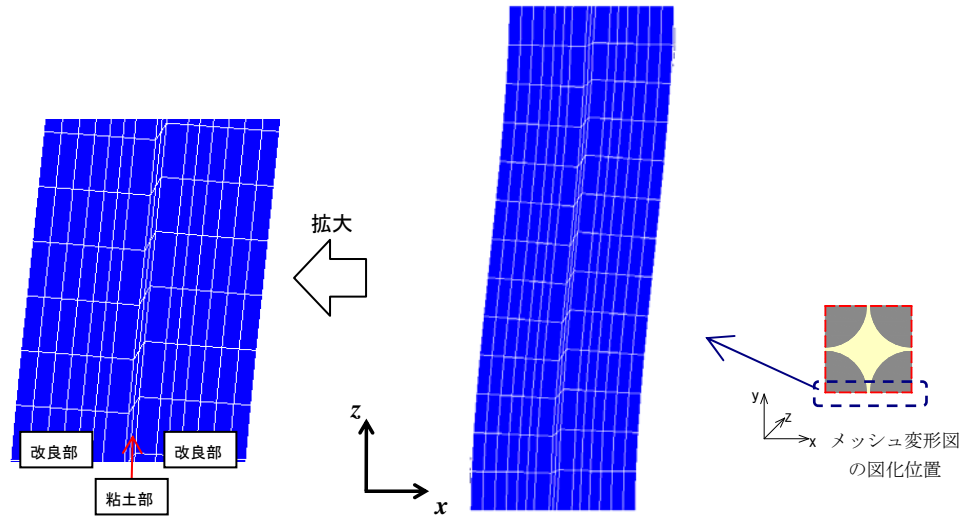


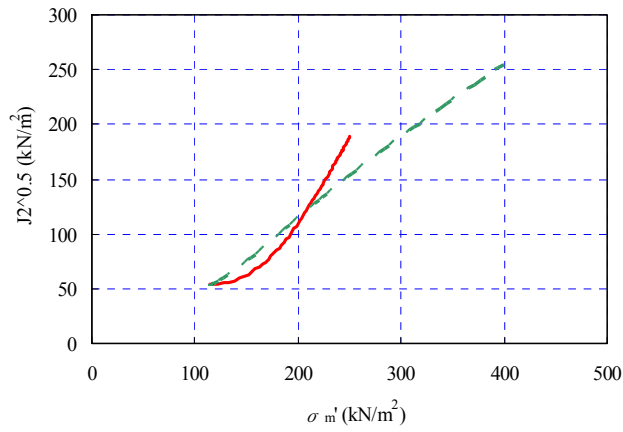
図 7-3-10 A4-3D-ud の
メッシュ変形図

(2) 改良部下端要素の応力経路

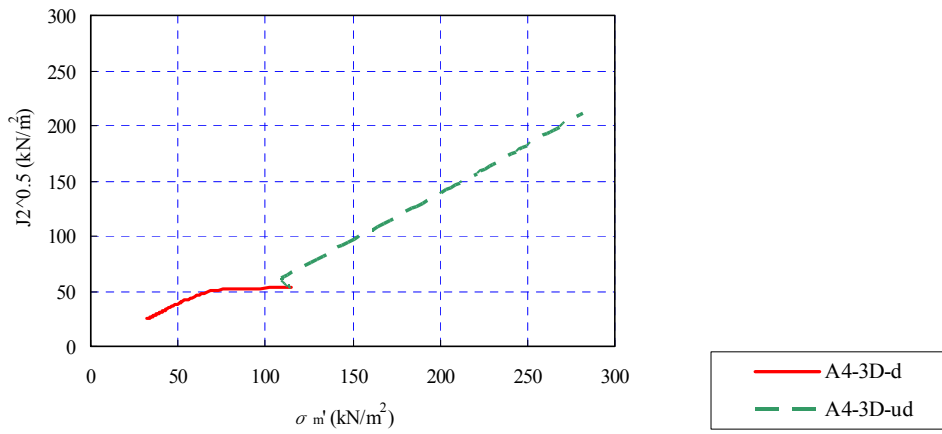
有効応力経路は、2次元モデルの検討と同様に、改良部の下端部の圧縮側の要素として No.7, 引張り側の要素として No.10 に着目した。有効応力経路図を図 7-3-12 に示す。なお、応力経路の横軸は σ_m' 、縦軸は偏差応力テンソルの第 2 不変量の 0.5 乗である。ここでは $J_2^{0.5}$ と記す。偏差応力の第 2 不変量は要素の破壊基準に寄与する物理量で(7-3-1)式で表される。

$$J_2 = \frac{1}{3}(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x\sigma_y - \sigma_y\sigma_z - \sigma_z\sigma_x + 3\tau_{xy}^2 + 3\tau_{yz}^2 + 3\tau_{zx}^2) \quad (7-3-1)$$

引張り側の No.10 において、非排水条件 (A4-3D-ud) では有効拘束圧が増加しているのに対し、排水条件 (A4-3D-d) では有効拘束圧が低下している。これにより先ほどの要素毎の応力-ひずみ関係において、ひずみが進展していったと考えられる。また、引張りが働く要素の非排水条件での有効拘束圧の増大は、これまでの結果と同じように、杭下部において鉛直応力が減少することによる軸差応力の増加に起因すると考えられる。一方で、No.7 では排水、非排水両条件とも有効拘束圧が増加している。圧縮によって鉛直応力が増加したためであるが、非排水条件の A4-3D-ud の方が σ_m' 、 $J_2^{0.5}$ とともに伸びており、正のダイレイタンシー特性の影響が現れていると考えられる。以上のように、3次元モデルにおける杭下部の応力経路は2次元モデルにおける結果と整合した結果となった。



No.7 圧縮側



No.10 引張り側

図 7-3-12 改良部下端要素の応力経路

7. 4 2次元モデルによる3次元挙動の再現モデルの検討

前節の3次元モデルによるSCP複合地盤の挙動において杭間粘土の影響が大きいことが分かった。このような複合地盤の3次元挙動に対し、実務レベルでの検討は2次元モデルにおいて行うことが一般的である。ここでは、前節の3次元挙動を2次元にて再現するモデル化手法について検討した。

7. 4. 1 検討モデルの設定

(1) 2次元モデル化の手法

本検討では、SCP改良杭の配置あるいは改良率を考慮した3パターンモデル化について検討する。それぞれの手法を概説する。

a) 改良地盤の奥行き幅を考慮するモデル

SCP改良地盤をモデル化する際に用いられてきた手法の一つとして奥行き幅を考慮するモデルがある。第6章における検討においても用いた手法であるが、通常は奥行き幅を単位幅とするのに対して、SCP改良部分の要素の剛性・せん断強度には改良杭体のものを与え、SCP改良部の奥行き幅を改良率相当で設定する手法である。これは、高置換改良のように改良率が高ければ杭間の粘土による影響は小さいという仮定に基づく手法である。本検討では、3次元モデルにおける改良率が約70%のため、物性は一様に鉄鋼スラグのものを与え、奥行き幅を0.7とした解析モデルとした(図7-4-1)。

b) 改良率相当の改良幅を与え、改良杭の高さと幅の比(縦横比)を合わせたモデル

図7-4-2に示すように、改良率に合わせて改良断面に対する改良幅を設定し、改良杭の配置に対し改良杭の高さと幅の比(縦横比)を合わせたモデルである。

c) 改良率相当の改良幅を与え、縦横比を小さくし、等間隔で配置したモデル

改良率に合わせて改良断面に対する改良幅を設定する点でb)による手法と同様であるが、図7-4-3に示すように改良杭の高さと幅の比(縦横比)を小さくし、細い杭にて等間隔で配置したモデルである。

(2) 境界条件

前節と同様に2段階の解析フェーズを設けており、第1段階では 74kN/m^2 で等方圧密を行い、第2段階においてx方向に単純せん断を行った。

圧密時およびせん断時における境界条件は「7.2」節で述べた手法と同様であり、モデルb)、c)においては、せん断時において改良領域の右端と左端のx方向およびy方向の節点変位が同じになる境界条件(循環境界)としている。

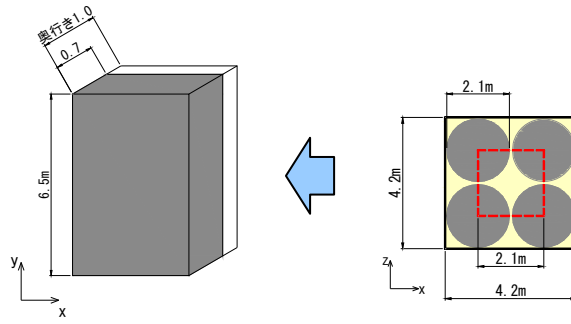


図 7-4-1 改良地盤の奥行き幅を考慮するモデル

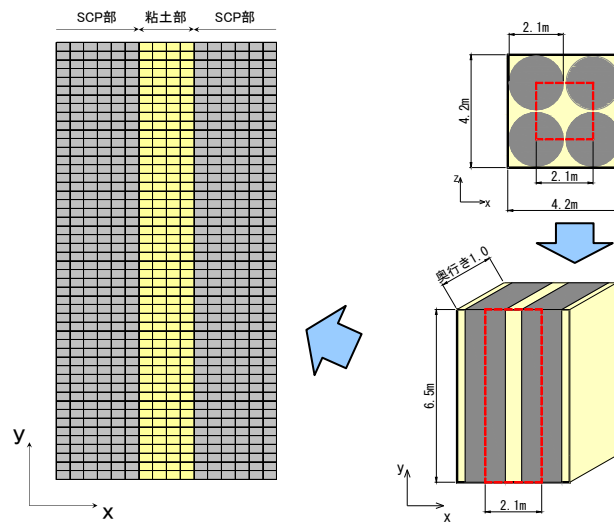


図 7-4-2 改良率相当の改良幅を与え改良杭の縦横比を合わせたモデル

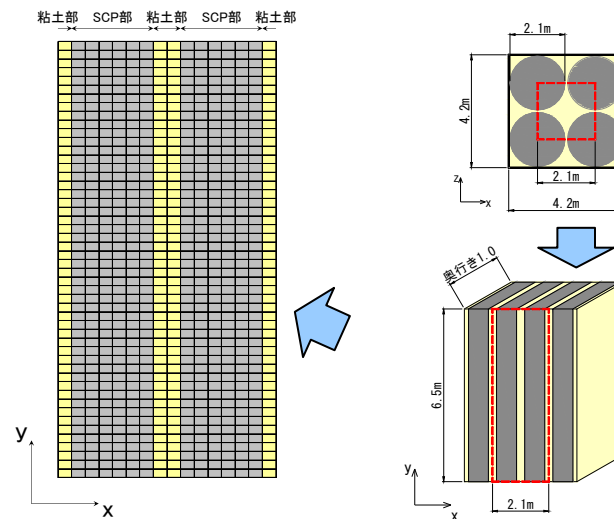


図 7-4-3 改良率相当の改良幅を与えるが縦横比を小さくしたモデル

(3) 解析ケース

比較を行う解析ケースを表 7-4-2 に示す。排水条件ごとに2次元モデルおよび3次元モデルにおける複合地盤全体のせん断応力とせん断ひずみの関係を比較する。

表 7-4-2 比較する解析ケース

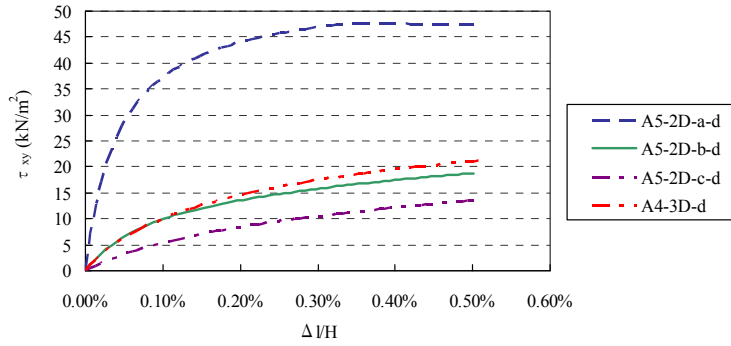
Case	モデル	SCP 部の考え方	排水条件
A5-2D-a-d	2次元	奥行き幅で設定	排水
A5-2D-b-d	2次元	改良幅・縦横比で設定	排水
A5-2D-c-d	2次元	改良幅のみで設定	排水
A4-3D-d	3次元	——	排水
A5-2D-a-ud	2次元	奥行き幅で設定	非排水
A5-2D-b-ud	2次元	改良幅・縦横比で設定	非排水
A5-2D-c-ud	2次元	改良幅のみで設定	非排水
A4-3D-ud	3次元	——	非排水

7. 4. 2 検討結果と考察

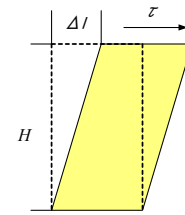
図 7-4-4 にそれぞれの解析ケースにおけるモデル上端面に作用する平均せん断応力 τ_A —モデル全体のせん断ひずみ γ_A 関係を示す。結果より、排水条件でも非排水条件でも、改良杭の縦横比を合わせたモデル (A5-2D-b-d, A5-2D-b-ud) が、3D モデルの τ_A — γ_A 関係にほぼ整合するということがわかった。すなわち、2次元モデルにて、改良幅・改良配置を考慮してモデル化を行う場合、SCP 改良地盤の改良杭の縦横比が重要となる。

また、鉄鋼スラグ単体で、改良率を奥行幅にてモデル化する手法 (A5-2D-a-d, A5-2D-a-ud) では、それぞれのひずみレベルでのせん断応力の値が 3次元モデルの値よりも著しく大きくなった。杭間に粘土がある状況を解析した場合、同じひずみにおけるせん断抵抗を過大に評価している可能性が指摘される。この傾向は、非排水条件においてはダイレイタンスー特性が働くことにより顕著に現れている。これまでの結果を踏まえて、モデル化の違いから考察すると、改良率を奥行き幅にてモデル化する手法では、解析領域全体が一様にせん断変形し、改良部においてせん断応力の伝達がなされるのに対し、杭間に粘土が存在するモデルでは、その粘土で大きなせん断ひずみが発生し改良部の変形は曲げに近い変形モードとなり、改良杭間への応力の伝達が小さくなると考えられる。特に非排水条件においてはせん断応力が伝達されることでダイレイタンスーの影響がおおきくなるため、その差は顕著となる。

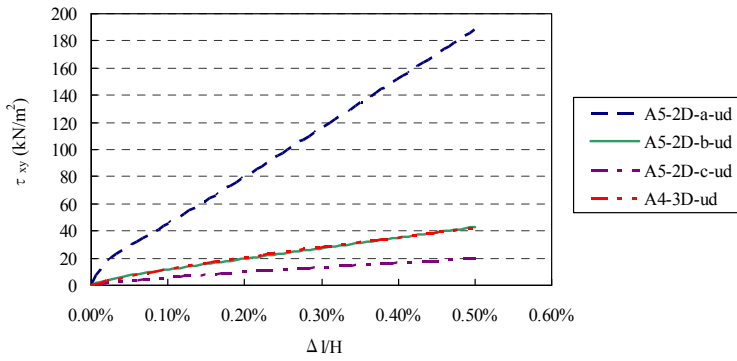
なお、SCP 改良地盤では改良杭の排水効果により原地盤の粘性土の圧密が促進され、複合地盤中の粘性土には強度増加が発生する。また野津²⁾は、実施工における計測結果において杭間粘土の強度増加が生じている点について、SCP の造成において改良杭の拡径の過程で杭間粘土に応力が加わることによるものと考え、解析的に検討を加えている。これらの点は、杭間粘土における応力伝達の改善を示す事項であり、すなわち、実改良地盤において生じている SCP 改良による杭間粘土の強度特性の変化について、より詳細に把握することが重要であると考えられる。



(a)排水条件



モデル全体の
せん断ひずみの定義



(b)非排水条件

図 7-4-4 モデル全体のせん断応力-せん断ひずみの関係

7. 5 まとめ

本章では、鉄鋼スラグによる SCP 改良杭の間に粘土が存在するような複合地盤に対して、2次元および3次元での数値解析を行い、その変形挙動について検討した。2次元モデルでは SCP 改良部の縦横比（アスペクト比）を変え、その影響について検討し、3次元モデルでは高置換による SCP 改良の実配置を考慮した複合地盤モデルに対して、分析した。さらに3次元モデルにおける複合地盤全体のせん断変形を、2次元モデルにて再現する手法について検討を行った。得られた結果について以下にまとめる。

■2次元モデルの変形挙動

- 1) 改良杭と粘性土からなる複合地盤にせん断力を作用させた結果、改良杭の変形は曲げに近いモードとなり、粘土部は単純せん断が卓越するという既往の研究成果と整合する結果が得られた。
- 2) 改良下部の要素の応力経路を調べたところ、SCP 杭の縦横比の違いによって伸張側要素および圧縮側要素の鉛直応力の増減に違いがあり、これにより有効拘束圧および軸差応力に相違が生じることから有効応力経路は異なる結果となる。この傾向は非排水条件の場合、ダイレイタンシー特性の影響でさらに顕著に現れる。
- 3) 複合地盤のせん断抵抗は、同じ改良率でも改良杭の縦横比の違いによる影響を受け、改良長に対し改良幅が大きくなると全体の变形抵抗が大きくなることが分かった。特に、ダイレイタンシー特性の効果が改良杭の縦横比に大きく影響をうけるとということが分かった。

■3次元モデルの変形挙動

- 1) 改良率 70%相当の高置換改良における実配置を想定した3次元モデルの複合地盤においても、改良杭の変形は曲げに近いモードで、杭間の粘土部ではせん断変形が卓越する結果となり、2次元モデルの結果と整合する結果が得られた。
- 2) 3次元モデルにおいて、杭間粘性土の変形は一様では無く、せん断変形の方角に対し、SCP 改良杭の杭間粘土の幅が小さいところで、杭間粘土のせん断変形が大きくなった。すなわち、高置換改良であってもせん断方向に対し杭間粘土が存在する場合、杭間粘土部にせん断変形が集中して発生する。これにより改良杭の応力の伝達が小さくなり、改良杭の変形モードに影響を及ぼすと考えられる。
- 3) 2次元モデルと同様に改良杭要素の応力状態は、ダイレイタンシー特性によって

大きな影響を受けることが分かった。特に、非排水条件では、引張りが作用する要素に対しては、軸差せん断に伴い正のダイレイタンス特性が生じることで有効拘束圧が増加し、せん断強度が増加する結果となった。

■2次元モデルによる3次元挙動の再現モデルの検討

- 1) 3次元モデルに対する挙動の再現モデルとしては、SCP改良地盤の改良率に合わせて改良断面に対する改良幅を決定し、さらに実地盤の改良杭と縦横比を合わせる手法が最も再現性が高い結果が得られた。
- 2) 奥行き幅を単位幅とするのに対してSCP改良部の奥行き幅を改良率相当で設定する手法では、3次元モデルに対する挙動の再現は得られなかった。奥行き幅を考慮する手法では、せん断方向に対し改良部が連続しているのに対し、実施した3次元の挙動検討では、せん断方向に対し杭間に粘土が存在して粘土のせん断変形が卓越し、応力の伝達に影響を及ぼしていることが要因と考えられる。
- 3) なお、SCP改良では杭間粘土の強度増加について既往の研究において示されており、応力の伝達の影響を考えた場合、これらの強度特性の変化の詳細な把握が重要と考えられる。

第7章 参考文献

- 1) Iai,S. : Three dimensional formulation and objectivity of a strain space multiple mechanism model for sand, Soils & Foundations, Vol.33, No.1, pp.192-199, 1993.
- 2) 野津光夫 : 砂杭による軟弱地盤改良の工法原理とその応用に関する研究, 名古屋大学博士論文, 1995.

第 8 章 変形照査のための解析モデルの適用性の検討

8. 1 概要

第 7 章における検討の結果、SCP 改良地盤においては隣合う SCP 改良杭の間の粘性土の影響が大きく、さらに、SCP 改良杭の縦横比が変形挙動に影響を及ぼすことが明らかとなった。また、高置換率 70%相当の複合地盤に対する 3 次元モデルでの単調載荷による解析結果に対し 2 次元モデルでの再現性を検討したところ、SCP 改良地盤の改良配置に合わせて解析断面に対する改良杭を配置し、さらに改良幅を改良率相当に設定する手法において、3 次元での変形挙動の再現性が高かった。一方で、従来より提案されている改良率に合わせた奥行き幅を与えるモデル化手法では、改良部をモデル化した要素が隣合うことにより拘束しあっているため複合地盤のせん断強度が大きくなり、3 次元モデルの挙動を再現できなかった。

本章では、上記の結果を受け、SCP 改良地盤に対する検証実績を有する、兵庫県南部地震（1995 年）におけるポートアイランド PC14, 15 バースの被災断面に対し、SCP 杭の縦横比を考慮した解析を実施した。この縦横比を考慮する解析結果に対し、これまで SCP 改良地盤の地震時変形解析において用いられることが多い、改良率を奥行き幅で考慮する手法による解析結果とを比較することで、改良エリアのモデル化手法が地震後の変形に及ぼす影響について分析した。また SCP 改良の材料として従来の砂および鉄鋼スラグを用いた場合で行い、材料の相違に関しても合わせて分析した。以上の解析により得られた結果に対し、SCP 改良地盤における地震時の変形照査のためのモデル化に対する課題についてまとめた。本章では、これらの検討結果について述べる。

8. 2 検討条件

8. 2. 1 検討対象

検討対象は、既往の研究においても述べた、兵庫県南部地震（1995年）において被災したポートアイランド PC14, PC15 バースのケーソン岸壁である。海底面より 20~25m の層厚で沖積粘土が堆積しており、ケーソン岸壁下の粘土地盤を改良径 $\phi 2.0\text{m}$ の SCP によって改良率 70% の高置換で地盤改良が施されている。また改良エリアの前面部は、経済性を勘案して支持層から改良杭を浮かす袖型改良となっており、SCP 改良エリアにおける改良幅は約 40m 程度である。ケーソン前面には床掘に伴い置換砂が施工されており、ケーソン背面は裏込石および埋立土となっている。埋立土については地震時に液状化したと想定される¹⁾。検討対象の断面を図 8-2-1 に示す。

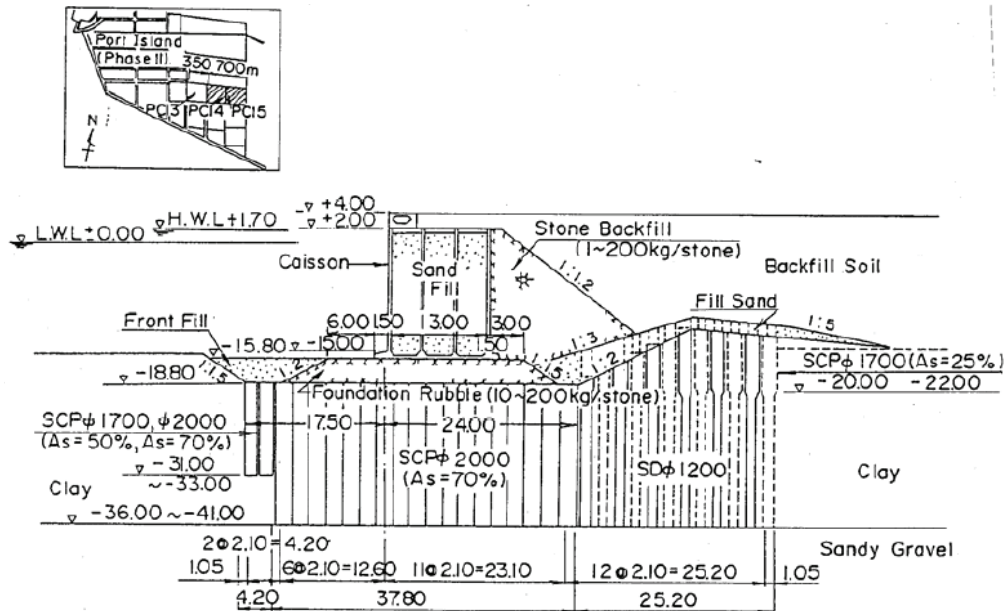


図 8-2-1 検討対象（ポートアイランド(2期)PC14,15 バース(北)断面)¹⁾

この被災断面に対しては、有効応力解析プログラム FLIP を用いた再現解析が実施されている。本検討では、これまでの検証解析の実績を基本として検討を進めたが、検証解析が行われた段階より FLIP においては構成則と数値計算手法の改良が行われている。具体的には構成則においては tmp7 法²⁾、数値計算手法においては改良型非線形反復計算法²⁾が構築されており、これに伴い、N 値と F_c からパラメータを推定できる従来の簡易設定法³⁾は再訂版⁴⁾が提案されている。

本検討では、これらの点について FLIP の改良後の手法にて検討を行うものとする。

8. 2. 2 検討モデル

(1) 検討モデル

検討モデルの全体メッシュ図を図 8-2-2 に示す。側方境界条件は粘性境界とし、その設定位置としては、海側は護岸法線から 80m、陸側は護岸法線から 170m とした。基盤面は、PC13～15 バースにおける洪積砂層上端の平均的な標高として CDL-38m としている。

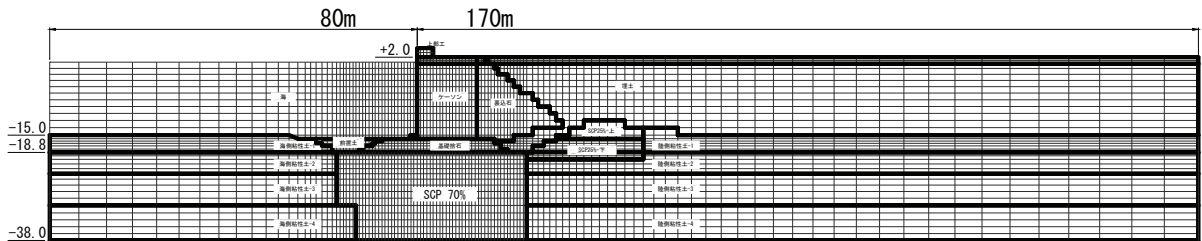


図 8-2-2 全体メッシュ図

(2) SCP 改良エリアの評価

当該地区では改良率 70%相当の改良が施されており、改良径 $\phi 2000\text{mm}$ の SCP 杭を改良ピッチは正方形配置で $\square 2.1\text{m}$ ピッチで造成している。これに対する 2 次元モデルでの表現手法として、前章の検討結果を踏まえた SCP の縦横比を考慮する手法と、従来の検証解析において実施されている奥行き幅により改良率を評価する手法の 2 種類の手法により検証する。

a) SCP の配置および縦横比を考慮したモデル化

図 8-2-3 に示すように $\square 2.1\text{m}$ の改良配置に対し、2 次元のモデルで SCP 杭と粘性土、交互に配列する。すなわち、断面奥行き方向に対し SCP による壁としてモデル化する。本章ではモデル a と称す。

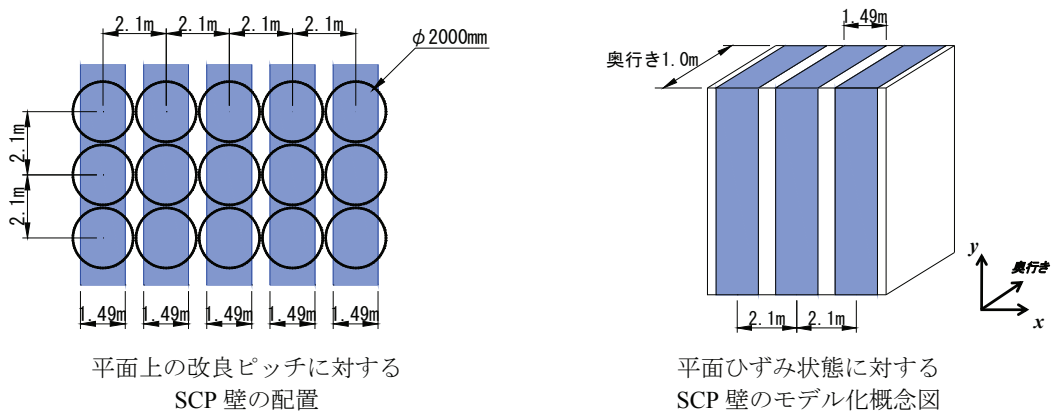


図 8-2-3 改良配置および縦横比を考慮したモデル化の考え方

解析モデル上では以下のメッシュの分割上に SCP 改良部を配置する。

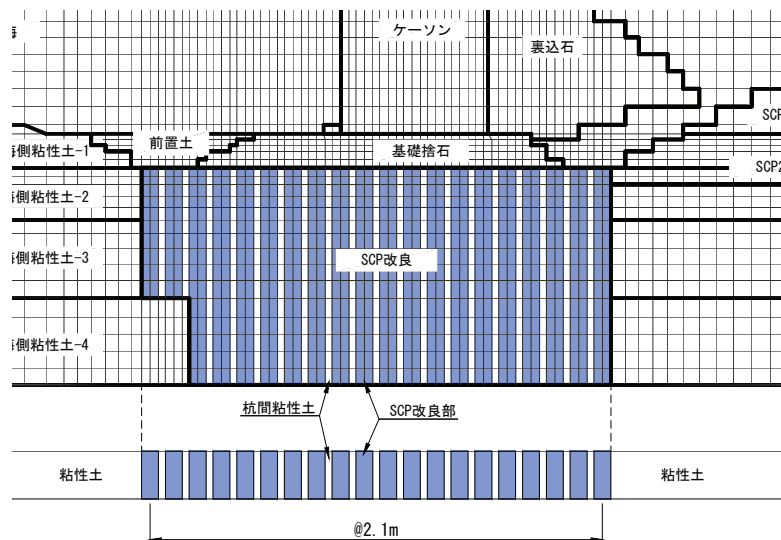


図 8-2-4 SCP の配置および縦横比を考慮したモデル図

b) 奥行き幅により改良率を評価する手法

第 6 章における検討において用いたモデル化と同様であり，SCP 改良率が $a_s=70\%$ 相当であることから奥行き幅を 0.7 とし，改良部の密度のみを右図に示すように砂杭部に組み入れることで杭間粘性土に起因する慣性力を考慮させる。本章ではモデル b と称す。

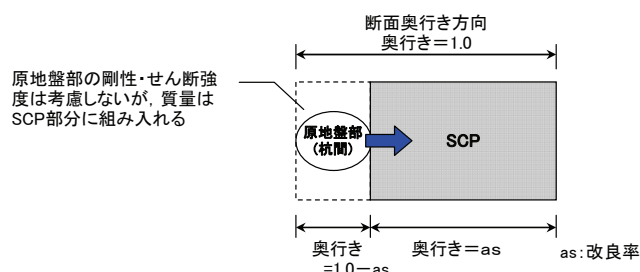


図 8-2-5 高置換 SCP 改良に対する均一物性モデルの概念図

(3) 境界条件

地震時解析における境界条件としては，側面には粘性境界を与え，底面は入力地震動に E+F 波を用いていることから固定としている。

自重解析時においては，SCP 部と杭間粘性土を交互に配置する場合，SCP 部の剛性により杭間粘性土の変形が妨げられ応力状態が十分に再現されない可能性がある。そこで，下図に示すように，SCP 改良天端までのモデル化土層において，粘性土部と SCP 部のブロックを分け，各ブロックで自重圧密を実施する。次に，隣り合う粘性土部ブロックと SCP 部ブロックの節点変位を拘束し，SCP 改良天端より上部のモデル化土層を含めた自重解析を実施する。

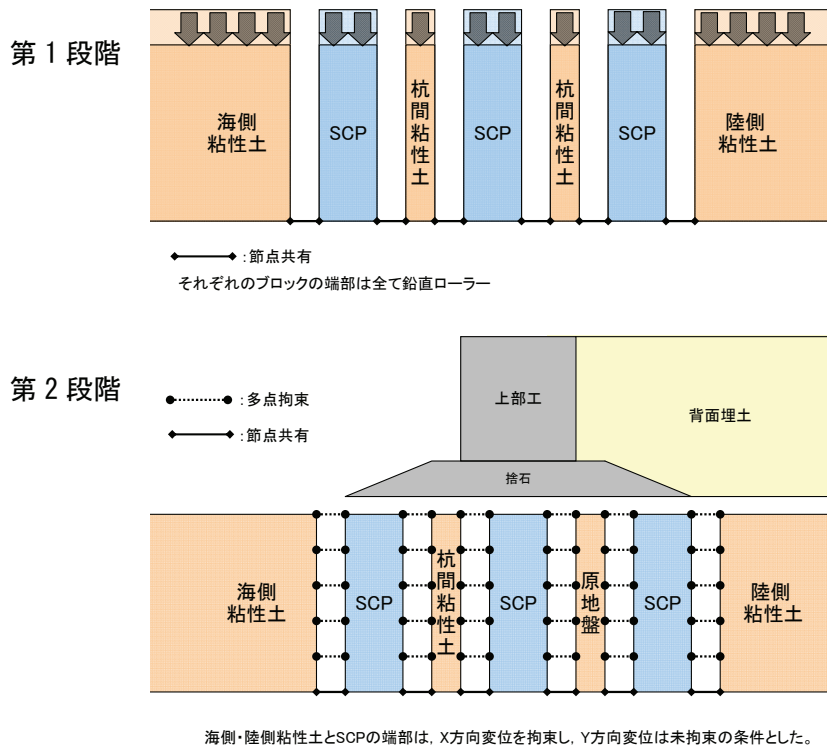


図 8-2-6 自重解析時の考え方

なお、モデル a においては自重解析における収束性が低下した。SCP 改良部が複雑なモデルとなり、剛性のコントラストが大きく応力集中の生じる要素が増加したためと考えられる。ただし、自重解析によって得られた応力等は極端な異常値を示しておらず、動的解析結果に与える影響は小さいと考えられる。

(4) 入力地震動

入力地震動としては、神戸港ポートアイランドの鉛直アレー地震観測網による 1995 年兵庫県南部地震の際の GL-32m での観測波形 (NS 成分 : E+F 波) を用い、継続時間は 20 秒とする。なお、対象とした岸壁の向きを考慮して -NS 成分を用いた。

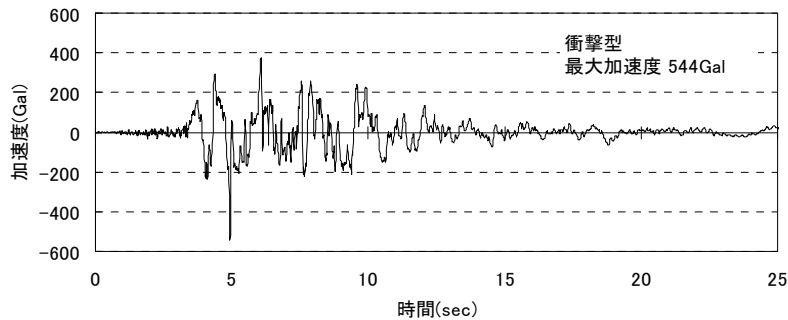


図 8-2-7 入力地震動

8. 2. 3 解析ケースおよび解析パラメータ

解析ケースとしては、改良部に対する 2 種類のモデル化手法に対し、改良材料を砂あるいは鉄鋼スラグとしたケースを実施した。解析ケースの一覧を表 8-2-1 に示す。

表 8-2-1 解析ケース

Case	SCP 改良エリアのモデル化		改良材
A6-Sand-a	改良幅・縦横比で設定	モデル a	砂
A6-Sand-b	奥行き幅で設定	モデル b	砂
A6-Slag-a	改良幅・縦横比で設定	モデル a	鉄鋼スラグ
A6- Slag -b	奥行き幅で設定	モデル b	鉄鋼スラグ

解析パラメータとしては、既往の検証解析により設定する。ただし、埋立土の液状化パラメータは、temp7 法・改良型非線形反復計算法により再設定している。

改良材を砂とした場合のパラメータは、6 章における検討と同様に、改良部の評価として等価 N 値で 20 とし FLIP 研究会において示されている簡易パラメータ設定法を用いて設定したものを用いる。鉄鋼スラグにおけるパラメータは、これまでの検討成果を用いた。なお、改良部に対する排水条件としては、地震解析時においてダイレイタンシー特性を考慮し非排水条件とした。

設定したパラメータの一覧を表 8-2-2 に示す。

表 8-2-2 の設定パラメータ
(a) マルチスプリング要素

No	土層名	湿潤密度 ρ_t (g/m^3)	静止土圧 係数 K_0	ポアソン比 ν	基準 有効応力 σ_{ms} (kN/m^2)	初期せん断 剛性 G_{ms} (kN/m^2)	拘束圧 保存係数 m	初期体積 弾性係数 K_{ms} (kN/m^2)	間隙率 n	間隙水の 体積弾性係数 K_w (kN/m^2)	単位 実行基準 W	最大間隙 深さ h_{max}	粘着力 c (kN/m^2)	内部 摩擦角 ϕ, f ($^\circ$)	変相角 ϕ, p ($^\circ$)	液化化パラメータ				せん断仕事 に要する係数 c_1
																S1	w1	p1	p2	
1	埋土	2.25	0.50	0.33	98	119854.00	0.5	312560.4	0.45	2.20E+06	1.0	0.24	0.0	33.0	33.0	0.005	7.5	0.5	0.85	2.39
2	裏込石	2.00	0.50	0.33	98	180000.00	0.5	469411.8	0.45	2.20E+06	1.0	0.24	0.0	40.0	40.0	0.0	0	0	0	0
3	捨石	2.00	0.50	0.33	98	180000.00	0.5	469411.8	0.45	2.20E+06	1.0	0.24	0.0	40.0	40.0	0.0	0	0	0	0
4	前置土	2.25	0.50	0.33	98	119854.00	0.5	312560.4	0.45	2.20E+06	1.0	0.24	0.0	33.0	33.0	0.005	7.5	0.5	0.85	2.39
5	粘土層割1	1.60	0.50	0.33	8.428	543.90	0.5	1418.4	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	30.0	0.0	0	0	0	0
6	粘土層割2	1.60	0.50	0.33	26.95	1748.32	0.5	4559.3	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	30.0	0.0	0	0	0	0
7	粘土層割3	1.60	0.50	0.33	52.43	3400.60	0.5	8868.2	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	30.0	0.0	0	0	0	0
8	粘土層割4	1.60	0.50	0.33	84.574	5488.00	0.5	14311.8	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	30.0	0.0	0	0	0	0
9	粘土層割1	1.60	0.50	0.33	186.886	12132.40	0.5	31639.4	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	30.0	0.0	0	0	0	0
10	粘土層割2	1.60	0.50	0.33	205.506	13337.80	0.5	34782.9	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	30.0	0.0	0	0	0	0
11	粘土層割3	1.60	0.50	0.33	230.888	14984.20	0.5	39076.4	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	30.0	0.0	0	0	0	0
12	粘土層割4	1.60	0.50	0.33	263.032	17071.60	0.5	44520.1	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	30.0	0.0	0	0	0	0
13	SOP25%-上	1.70	0.50	0.33	145.53	60917.00	0.5	158862.0	0.525	2.20E+06	1.0	0.21	0.0	35.0	35.0	0.0	0	0	0	0
14	SOP25%-下	1.70	0.50	0.33	169.246	65121.00	0.5	169825.4	0.525	2.20E+06	1.0	0.21	0.0	35.0	35.0	0.0	0	0	0	0
15	SD-1	1.60	0.50	0.33	205.506	13337.80	0.5	34782.9	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	30.0	0.0	0	0	0	0
16	SD-2	1.60	0.50	0.33	230.888	14984.20	0.5	39076.4	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	30.0	0.0	0	0	0	0
17	SD-3	1.60	0.50	0.33	263.032	17071.60	0.5	44520.1	0.55	2.20E+06	1.0	0.20	0.0	30.0	30.0	0.0	0	0	0	0
18	SOP(砂)	2.07	0.50	0.33	98.00	1.274E+05	0.5	3.322E+05	0.43	2.20E+06	0.7	0.24	0.0	40.2	28	0.005	6.2	0.5	0.59	4.78
18'	SOP(鉄鋼スラグ)	2.34	0.50	0.33	98.00	1.720E+05	0.5	4.480E+05	0.43	2.20E+06	0.7	0.24	0.0	43.5	28	0.005	30	0.5	0.5	3.69

(b) 線形平面要素

No	土層名	湿潤 密度 ρ_t (g/m^3)	ヤング率 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν
19	上部コンクリート	0.00	2.94E+07	0.2
20	ケーソン本体	2.10	2.23E+07	0.2
21	フーチング	2.45	2.94E+07	0.2

(c) ジョイント要素

No	土層名	初期自重解析				地震応答解析				粘着力 c_j (kN/m^2)	内部 摩擦角 ϕ_j ($^\circ$)
		法線方向		接線方向		法線方向		接線方向			
		剛性 K_n (kN/m^2)	基準変位 IUSS	剛性 K_s (kN/m^2)	基準変位 IUSS	剛性 K_n (kN/m^2)	基準変位 IUSS	剛性 K_s (kN/m^2)	基準変位 IUSS		
12	ジョイント(ケーソン産面)	1.0E+06	1	1.0E+06	1	1.0E+06	1	1.0E+06	1	0	31
13	ジョイント(ケーソン産面)	0.0E+00	1	1.0E+06	1	1.0E+06	1	1.0E+06	2	0	15

8. 3 検討結果および考察

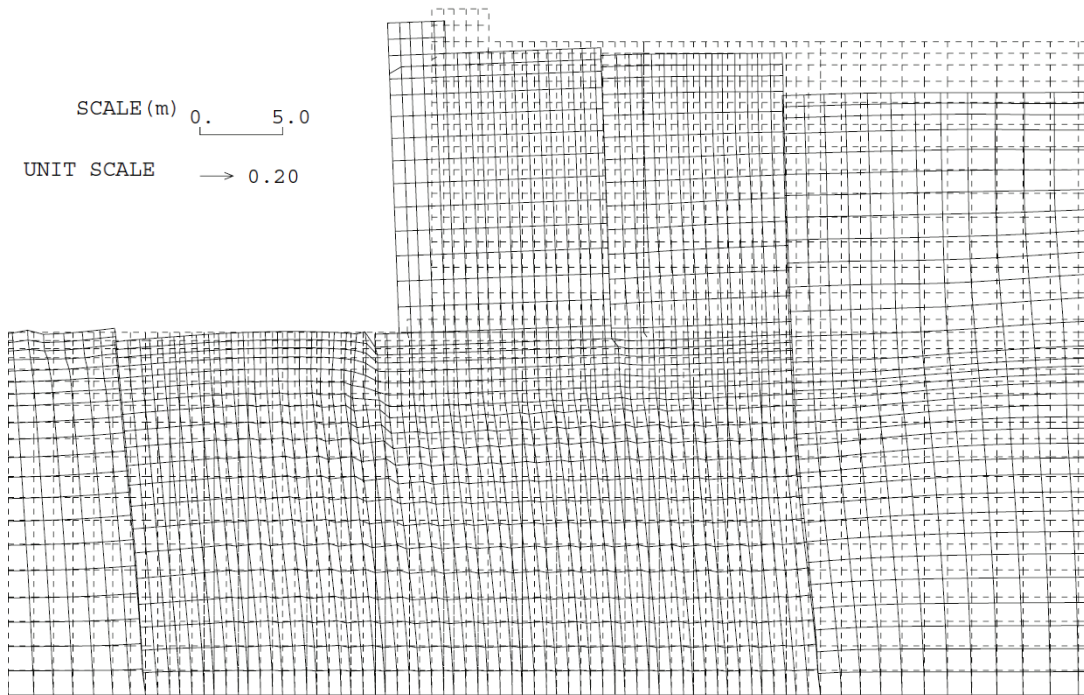
8. 3. 1 自重解析

(1) 全体メッシュ変形図

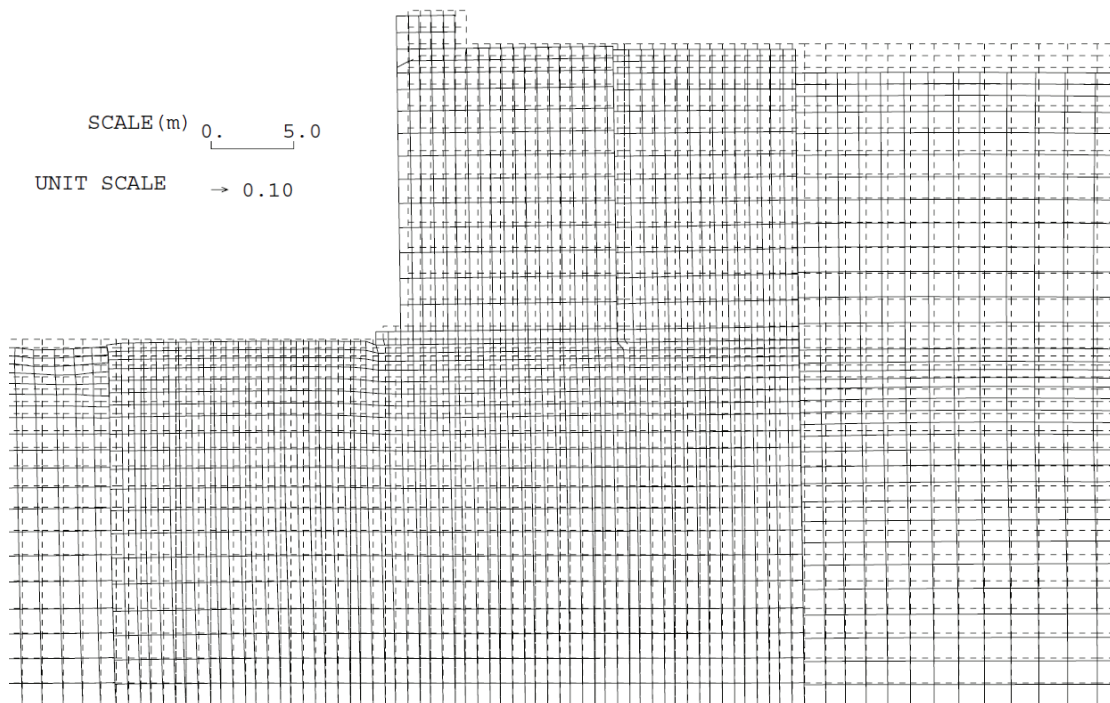
自重圧密終了段階における全体メッシュ変形図を図 8-3-1 に示す。変形モードとしては、A6-Sand-b および A6-Slag-b の結果に見られるように、モデル b の場合において、SCP 改良エリア全体として挙動している傾向が明らかである。これに対して、A6-Sand-a および A6-Slag-a における変形では、杭間粘土においてせん断変形が卓越し、改良部においては曲げに近い変形モードが発生している。また改良エリアおよびケーソンの変形も A6-Sand-a および A6-Slag-a の方が大きく生じており、粘土部のせん断変形の影響が大きいと考えられる。以上の結果は前章の検討結果に整合している。

(2) せん断応力比の分布

改良エリアの応力状態について、自重圧密終了段階でのせん断応力比 τ_{\max}/σ_m' ($\tau_{\max} = \sqrt{\tau_{xy}^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2/4}$) の分布を調べた結果を図 8-3-2 に示す。A6-Sand-b および A6-Slag-b における τ_{\max}/σ_m' の分布では、ケーソン前趾の直下のエリアが改良エリア全体と比較して、集中的に 0.6~0.7 程度と大きな値を示す結果となった。一方で、A6-Sand-a および A6-Slag-a における分布では、ケーソンおよびその背面部の直下の広範囲の改良杭のそれぞれにおいて τ_{\max}/σ_m' が 0.6~0.7 程度と大きくなる結果となった。この τ_{\max}/σ_m' の分布は、改良杭の比較的深い領域においても大きくなっている状況となっており、SCP 改良エリアのモデル化によって、 τ_{\max}/σ_m' の分布の広がりは大きくことなる結果となった。この結果の相違について考察すると、A6-Sand-a および A6-Slag-a の場合、背面の埋立土、裏込石およびケーソンからの荷重に対して、改良エリアの杭間の粘土にせん断変形が卓越することから、改良エリア内での応力がうまく伝達されずに、上部からの荷重を改良杭のそれぞれが応力集中を生じつつ受け持ったと考えられる。剛性の大きい鉄鋼スラグにおいては、応力集中が大きいためこの傾向がより顕著に現れたと考えられる。これに対して A6-Sand-b および A6-Slag-b の場合、背面の埋立土、裏込石およびケーソンからの荷重に対し、改良エリア内の応力の伝達がスムーズに行われることから最も荷重の作用として厳しくなるケーソン前趾に向けて τ_{\max}/σ_m' は改良エリア内で徐々に大きくなり、ケーソン前趾の直下のエリアでより明瞭に現われたと考えられる。以上のように、改良エリアのモデル化によって、自重解析段階での最大せん断応力比の分布に大きな違いがあることが分かった。

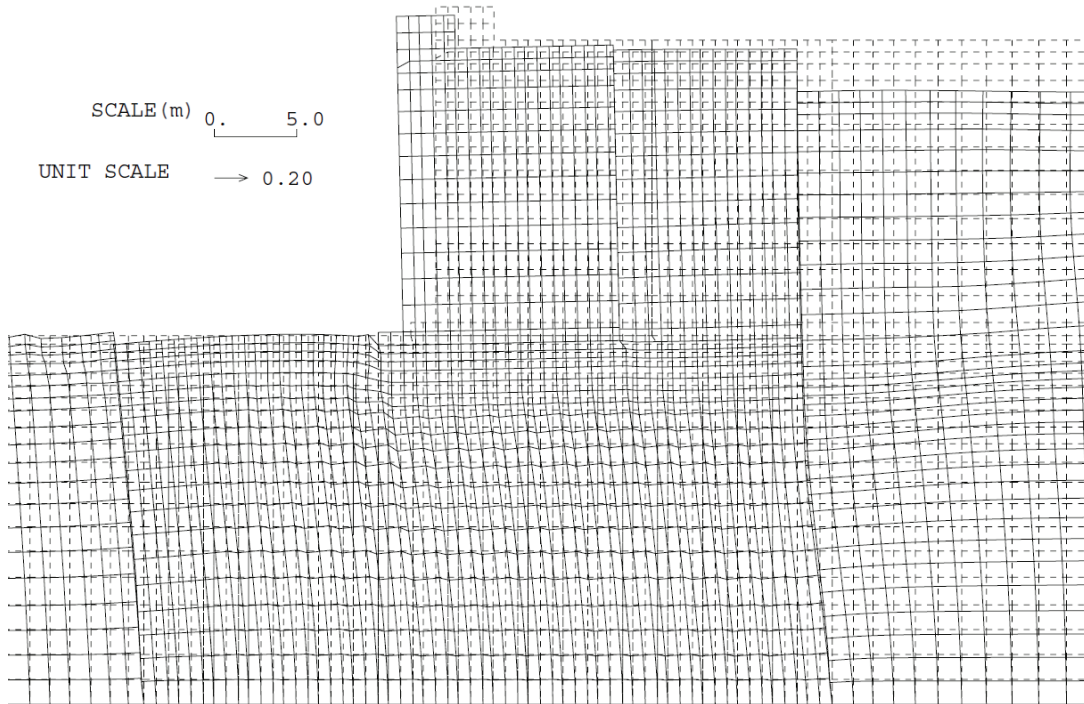


(a)A6-Slag-a

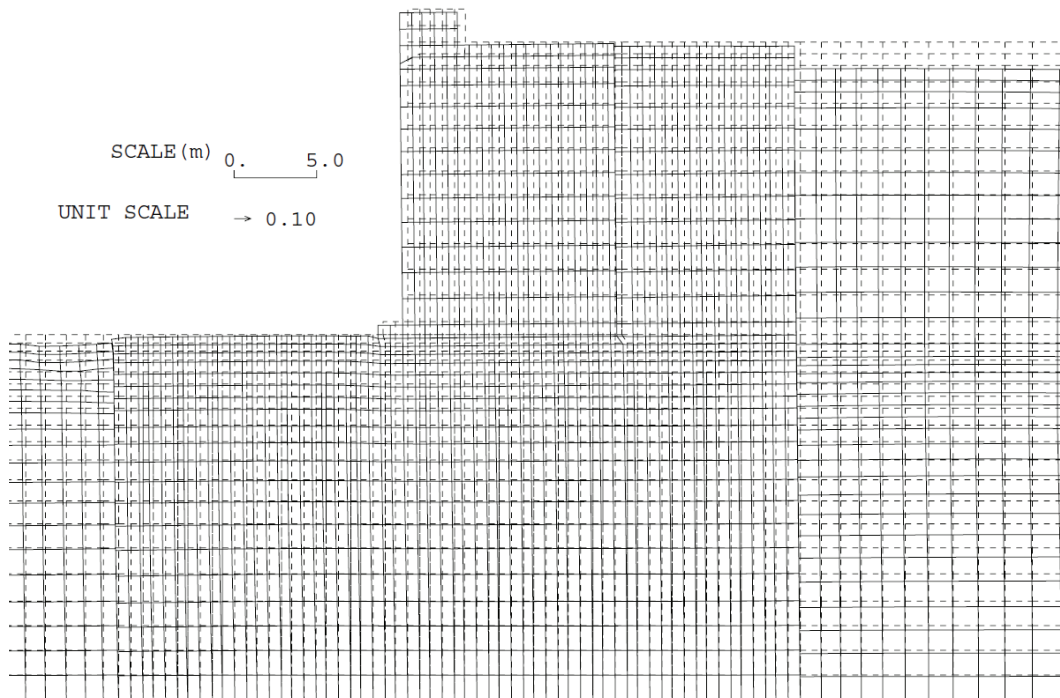


(b)A6-Sand-b

図 8-3-1 自重解析終了時のメッシュ変形図



(c)A6-Slag-a



(d)A6-Slag-b

図 8-3-1 自重解析終了時のメッシュ変形図

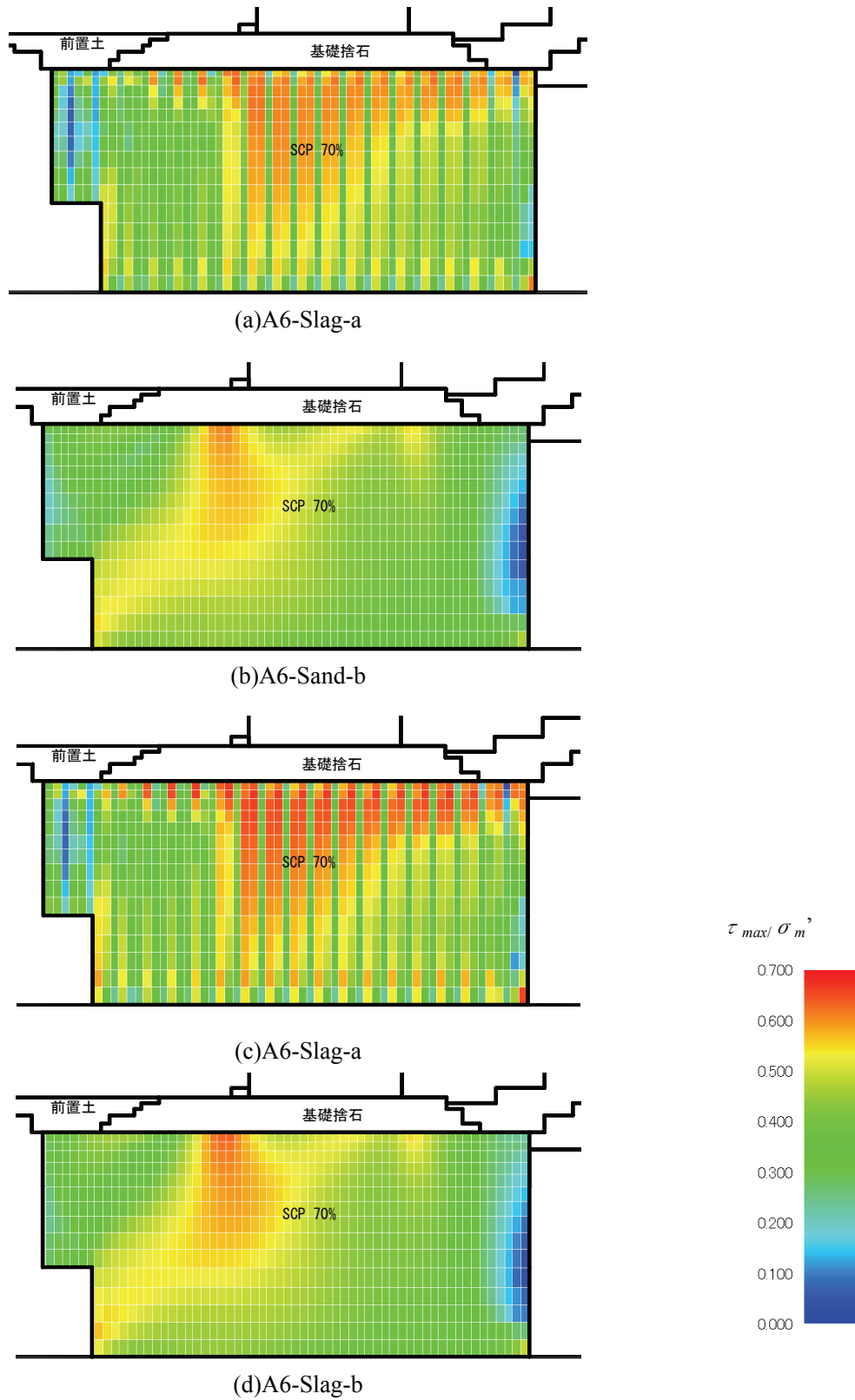


図 8-3-2 自重圧密終了時のせん断応力比 (τ_{max}/σ'_m)

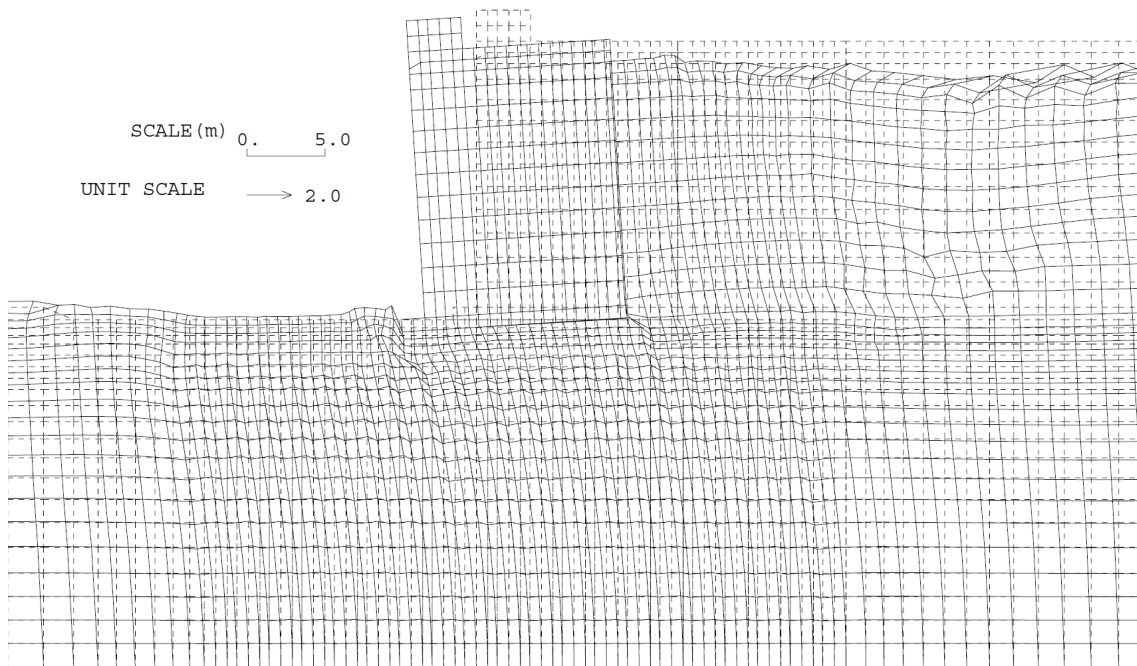
8. 3. 2 地震応答解析

(1) メッシュ変形図

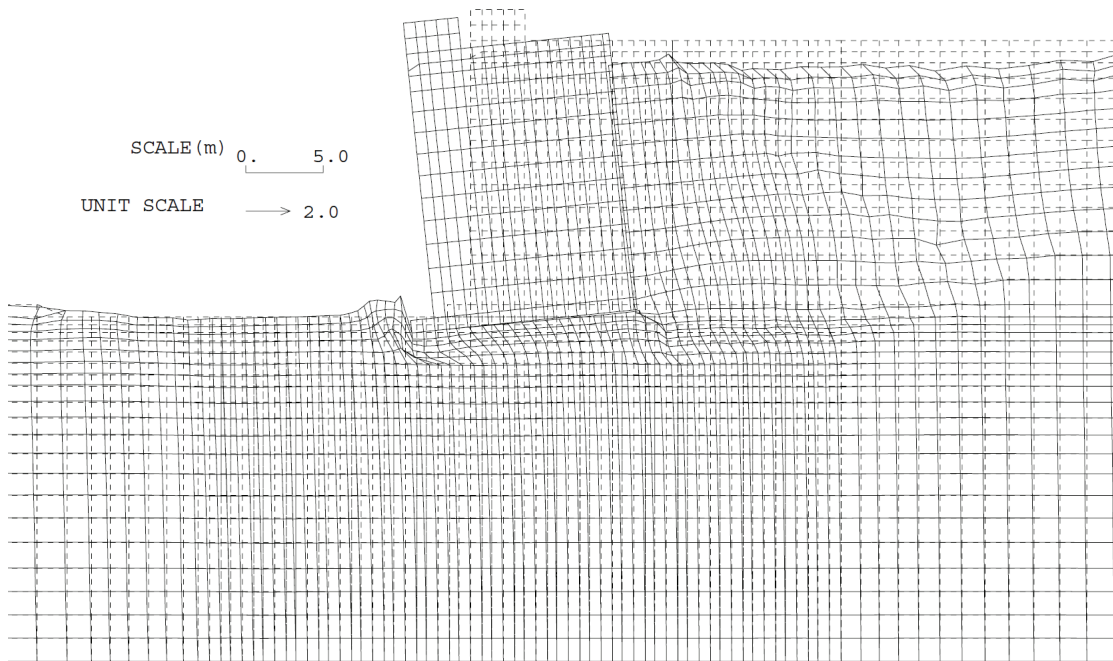
地震応答解析終了後のメッシュ変形図を図 8-3-3 に示す。A6-Sand-a および A6-Slag-a における変形では、自重圧密段階での結果と同様に、杭間粘土においてせん断変形が卓越し、改良部において曲げに近い変形モードが発生している。そして、ケーソンは全体的に水平方向に変位しているが、その変形は、改良エリアの変形によってもたらされる結果となっている。これに対し A6-Sand-b および A6-Slag-b における変形では、改良エリア全体でせん断変形に耐えており、改良エリアにおいて大きな変形は発生していない。ただし、改良エリアの上部の基礎捨石において変形が大きく発生しており、ケーソンの滑動による変形と合わせて、ケーソンは全体的に水平方向に変位している。以上のようにモデル a および b では上部構造物への変形モードが異なる結果となった。

(2) 最大せん断ひずみ分布

地震応答解析終了後における改良エリアの最大せん断ひずみ $\gamma_{max} (= \sqrt{\gamma_{xy}^2 + (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2})$ の分布を図 8-3-4 に示す。ただし、改良エリアのモデル化手法の差がわかり易いように γ_{max} の最大値を 15% とした。A6-Sand-a および A6-Slag-a における分布図において、杭間粘土における γ_{max} はほとんどの要素において 15% 以上を超えており、せん断ひずみが大きく進展していることが分かる。SCP 改良部においてはケーソン前趾部分の数地点において 15% 程度となっている点を除けば、 γ_{max} はケーソン直下から背面側の比較的上部のエリアで高い値を示している。この分布の状況は、前述の自重圧密終了段階のせん断応力比 τ_{max}/σ_m' の分布状況と合っており、地震応答解析においても、地震力および背面部の液状化土圧を伴った上部工からの荷重に対し、改良部においては改良杭のそれぞれに対して応力集中が生じ、これに伴い改良部のせん断ひずみが進展したと考えられる。次に、A6-Sand-b および A6-Slag-b における分布図においては、前述の自重圧密終了段階のせん断応力比 τ_{max}/σ_m' の分布状況と同様に、ケーソン前趾側において γ_{max} が大きくなるエリアが分布する結果となった。なお、ケーソン後趾側においても γ_{max} が大きくなっているが、これは地震動により x 方向（紙面上において右方向）に加速度が加わったときに、後趾側への荷重の集中が生じたためと考えられる。改良材の違いを比較すると、改良エリアのモデル化手法の違いに関わらず、改良部の γ_{max} の分布は、鉄鋼スラグを用いたケースの方が小さい結果となり、地震時の繰返しせん断に対しひずみの進展が抑えられている状況がうかがえる。

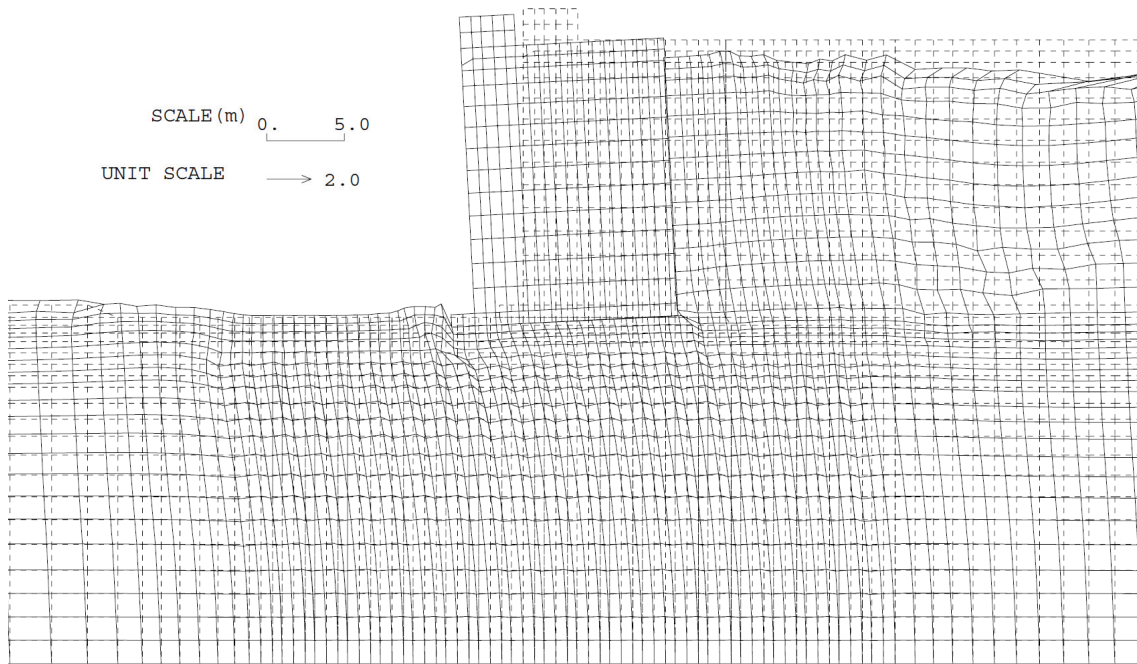


(a)A6-Sand-a

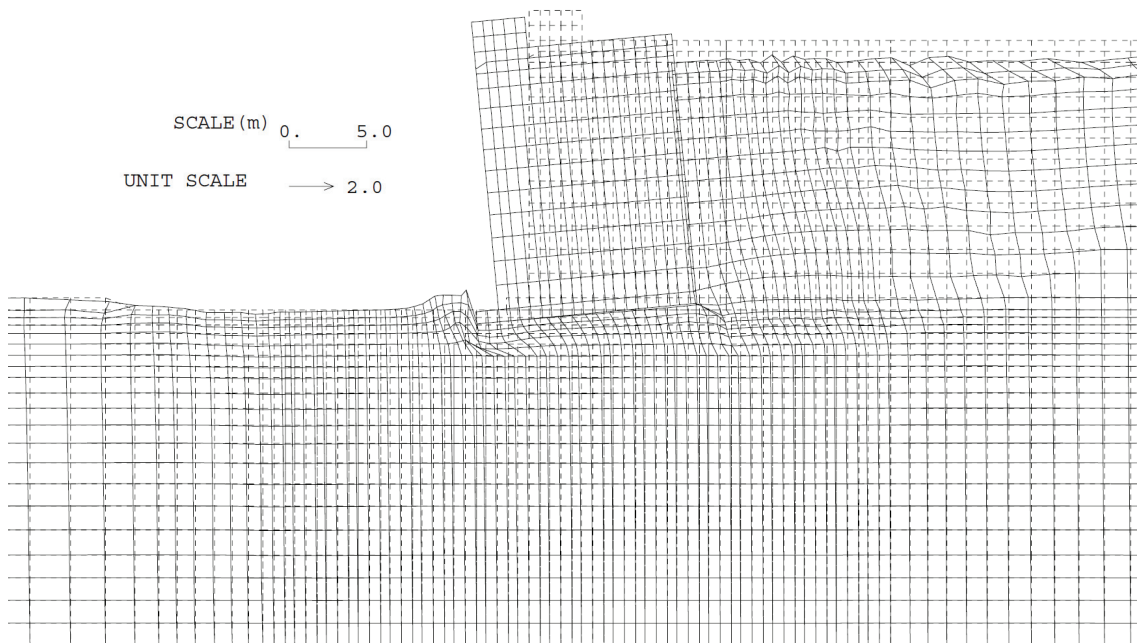


(b)A6-Sand-b

図 8-3-3 地震終了時のメッシュ変形図



(c)A6-Slag-a



(d)A6-Slag-b

図 8-3-3 地震終了時のメッシュ変形図

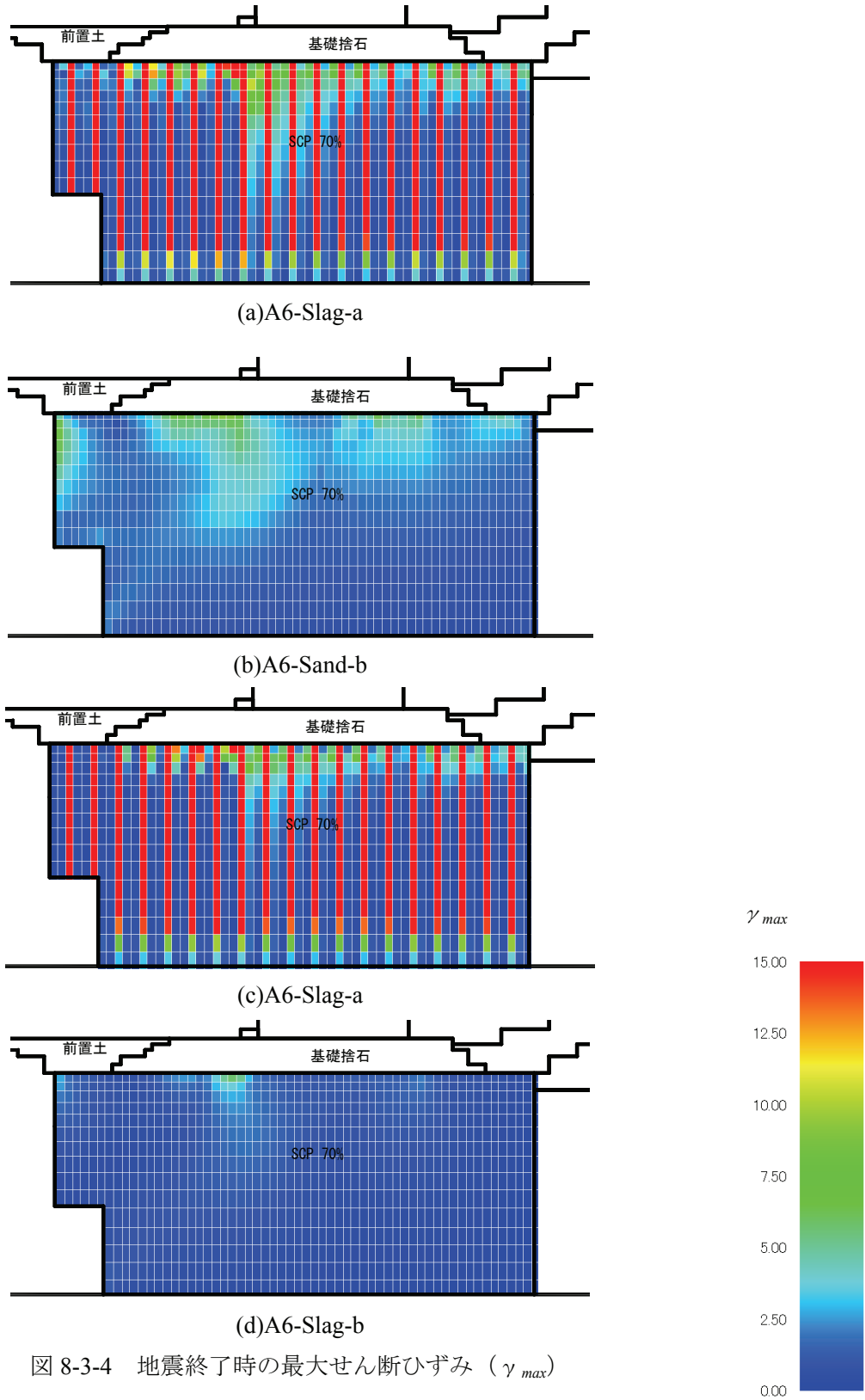


図 8-3-4 地震終了時の最大せん断ひずみ (γ_{max})

(3) 変位分布

地震終了時における変形分布について、図 8-3-5 に示すように護岸法線部の残留水平変位、法線前面改良部の残留水平分布、袖型改良部の残留水平分布について整理する。

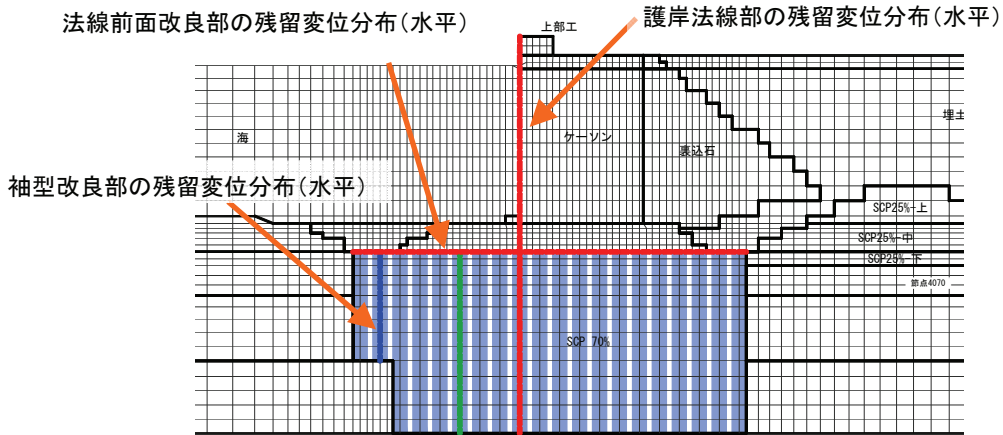
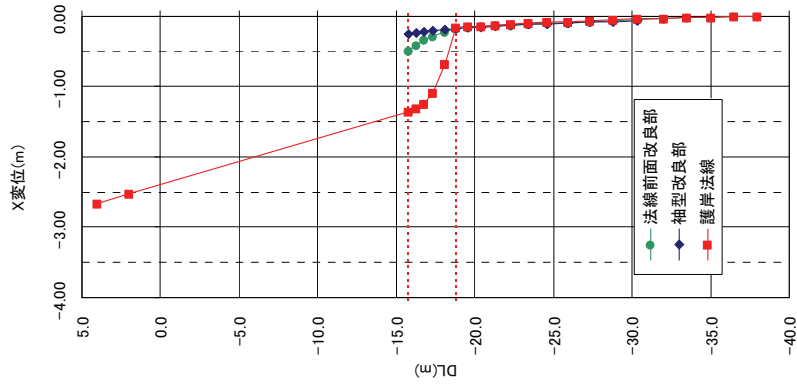


図 8-3-5 変位分布の抽出ライン

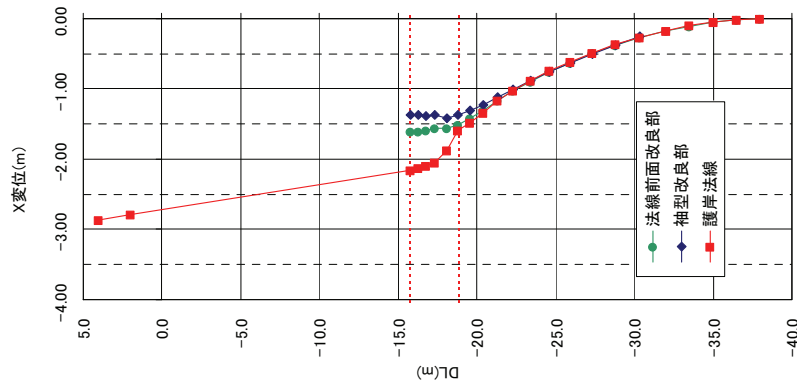
図 8-3-6 に示すのは、護岸法線、法線前面改良部、袖型改良部の残留水平分布である。ケーソン天端の水平変位量としては、いずれのケースにおいても、3.0m 前後となっており、改良材の違いによる比較では、砂による改良のケースに対し、鉄鋼スラグによる改良の方が若干であるが、変位が小さくなる傾向となっている。被災断面において実際に計測された水平変位量としては 2.0m~3.0m 程度であり、砂による改良のケースである A6-Sand-a および A6-Sand-b の水平変位量はともに、概ね整合する結果となった。

改良エリアにおける変位は、A6-Slag-b が A6-Sand-b に対し 50%程度となり、小さくなる傾向を示しているが、A6-Slag-a と A6-Sand-a では有意な差は見受けられない。最大せん断ひずみ γ_{max} の分布では、A6-Slag-a の方が A6-Sand-a よりもひずみが抑えられる傾向であったが、粘土部におけるせん断変形が支配的に働いているため、変位分布に有意な差が生じなかったと考えられる。

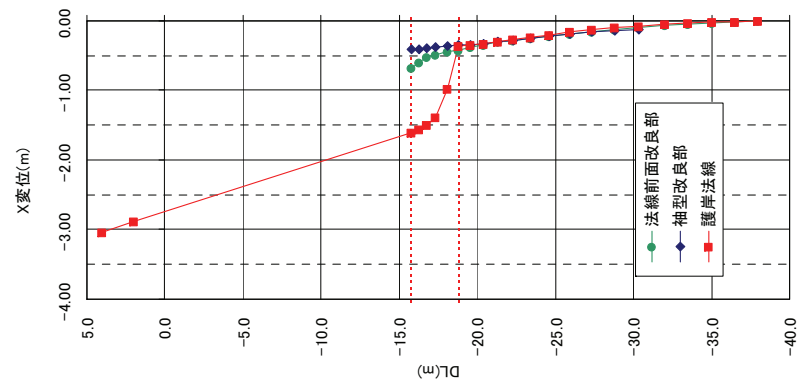
護岸法線部の変位分布は、前述のメッシュ変形図において述べたように、A6-Sand-a および A6-Slag-a では改良エリアにおいて変位が大きく発生しているのに対し、A6-Sand-b および A6-Slag-b では改良エリアの変位は小さく、基礎捨石において大きく変位が発生している。改良部が連続している A6-Sand-b および A6-Slag-b では改良エリア全体でせん断変形に耐えていると考えられるが、一方で、改良エリアで変位に抵抗した分だけ、地震力および背面部の液状化土圧を伴った上部工からの荷重に対し基礎捨石における変位が卓越したと考えられる。



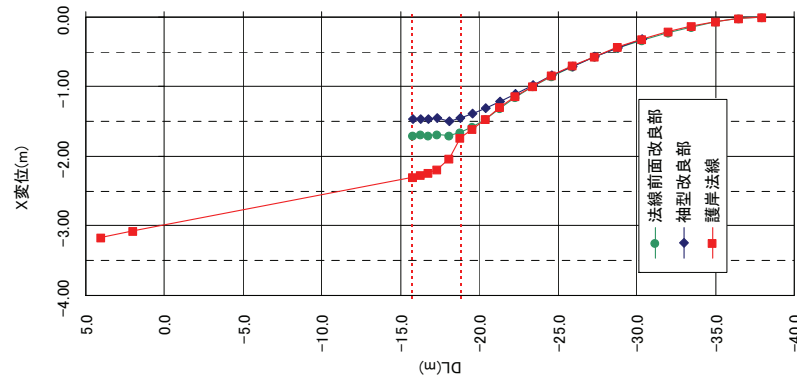
(d)A6-Slag-b



(c)A6-Slag-a



(b)A6-Sand-b



(a)A6-Sand-a

図 8-3-6 抽出ラインの水平変位分布

(4) 改良天端の加速度時刻歴

図 8-3-7 に示しているケーソン法線ラインの改良天端の位置における水平加速度の応答時刻歴を図 8-3-8 に示す。結果から明らかなように、SCP 改良エリアのモデル化によってその加速度の大きさは異なり、A6-Sand-a および A6-Slag-a では、A6-Sand-b および A6-Slag-b と比較して加速度時刻歴は小さくなる傾向となった。また入力加速度時刻歴と比較しても、減衰している状況がうかがえる。A6-Sand-a および A6-Slag-a では杭間粘土が存在し、この粘土部におけるせん断変形（せん断ひずみ）が卓越しており、このせん断変形により地震動が減衰したと考えられる。一方で、A6-Sand-b および A6-Slag-b では水平加速度の減衰は見受けられない。以上のように、SCP 改良エリアのモデル化によって改良エリア内の地震応答特性が異なることが分かった。また、このような、地震応答特性の違いは改良地盤上部の構造物の加速度応答および変位応答に大きく影響していると考えられる。

(5) 着目要素の経時変化

最大せん断応力比 γ_{max} は、SCP 改良エリアのモデル化手法によりその分布状況が異なっていたことから、ここでは、図 8-3-7 に示すケーソン法線ラインの要素について着目し、せん断応力 τ_{xy} —せん断ひずみ γ_{xy} 、軸差応力 $((\sigma_y - \sigma_x)/2)$ —軸差ひずみ $(\epsilon_x - \epsilon_y)$ の関係について比較することで改良部における挙動を分析した。なお、ここでは γ_{max} が大きく生じている改良材が砂のケースを比較した。

図 8-3-9 に示すせん断応力 τ_{xy} —せん断ひずみ γ_{xy} の関係より、A6-Sand-b において A6-Sand-a よりも大きなせん断応力が作用し、せん断ひずみも大きく発生している。これに対し、図 8-3-10 に示す軸差応力 $((\sigma_y - \sigma_x)/2)$ —軸差ひずみ $(\epsilon_x - \epsilon_y)$ の関係では、A6-Sand-a において A6-Sand-b よりも大きな軸差応力が作用し、軸差ひずみも大きく発生している。特に、A6-Sand-a においては、改良エリアの上部の要素よりも下層の要素で軸差応力が大きくなっており応力集中の影響が顕著である。これらの傾向に示されているように、モデル化の手法によって、改良部の要素に働く応力とそれに伴うひずみの進展に相違が生じていることが分かった。

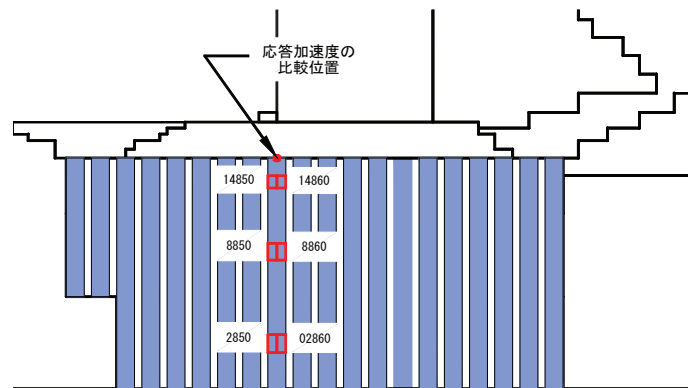
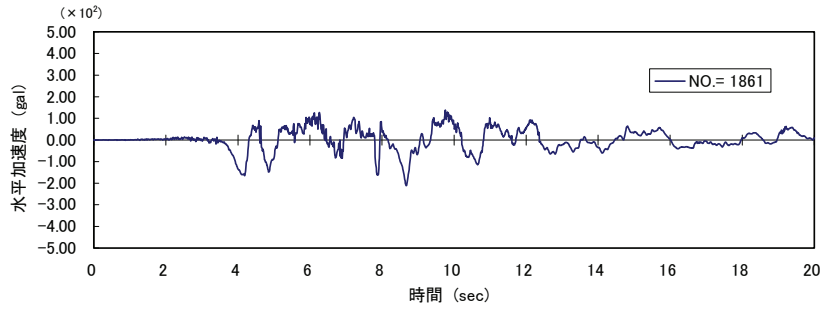
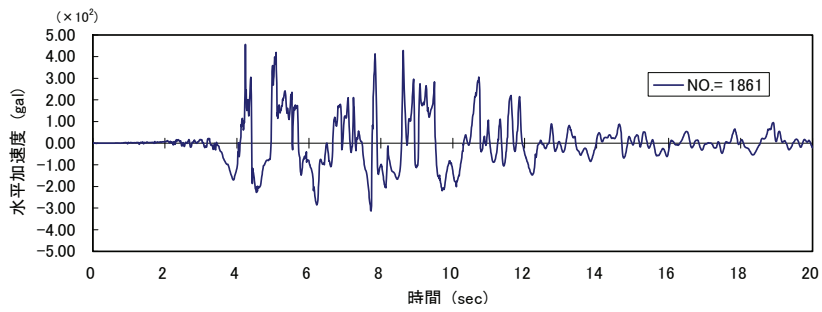


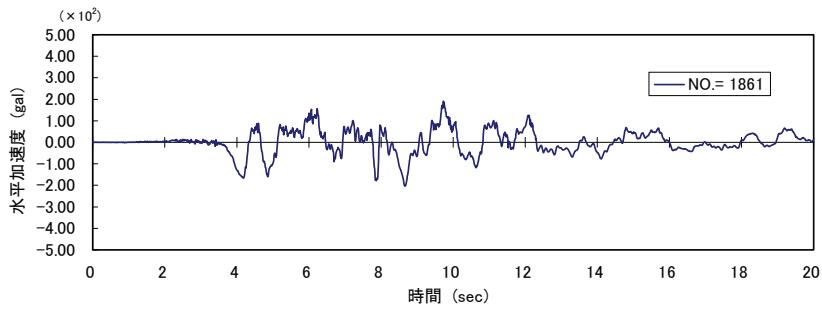
図 8-3-7 加速度時刻歴および応力-ひずみ関係の着目位置



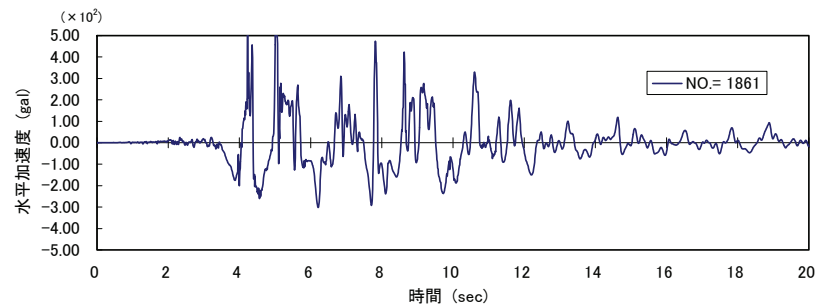
(a)A6-Sand-a



(b)A6-Sand-b

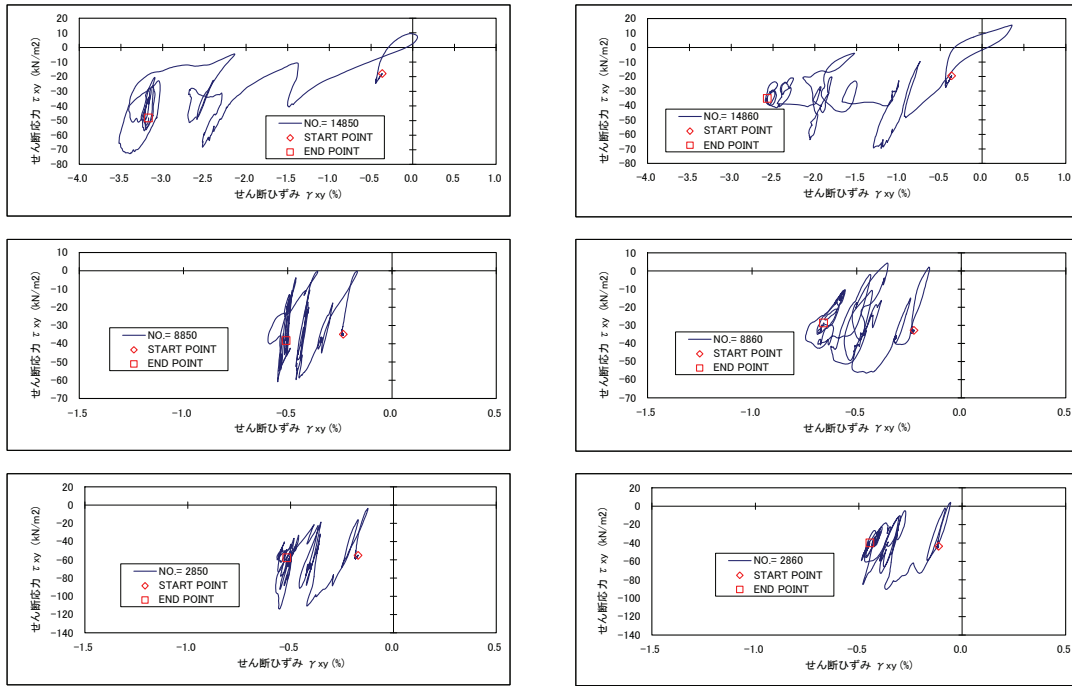


(c)A6-Slag-a

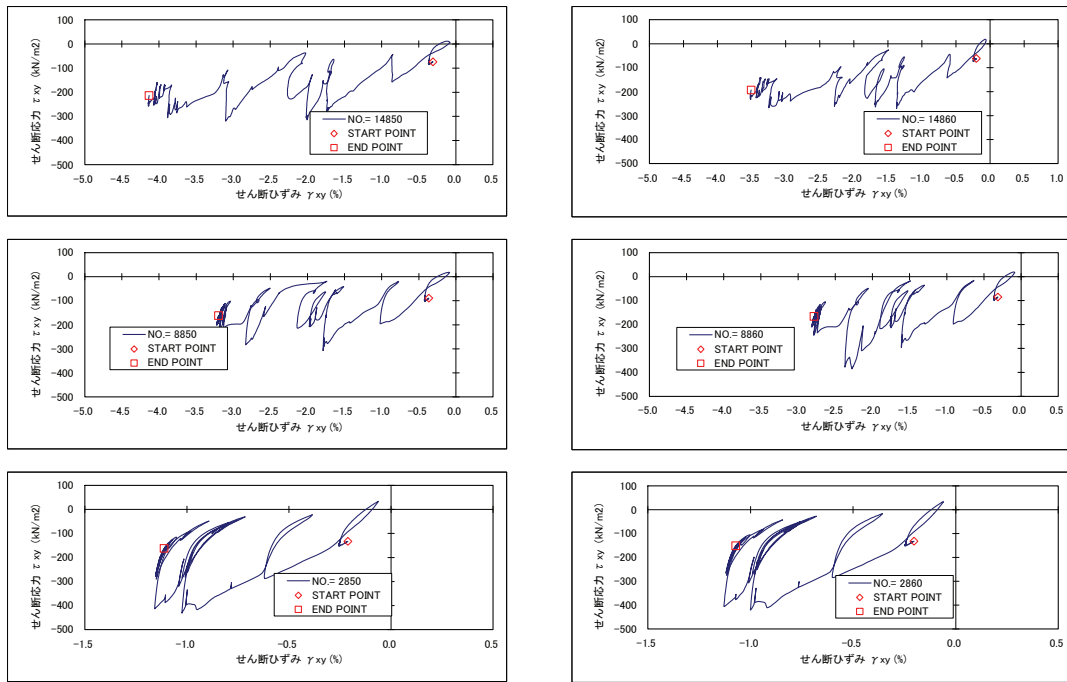


(d)A6-Slag-b

図 8-3-8 改良天端における応答加速度時刻歴

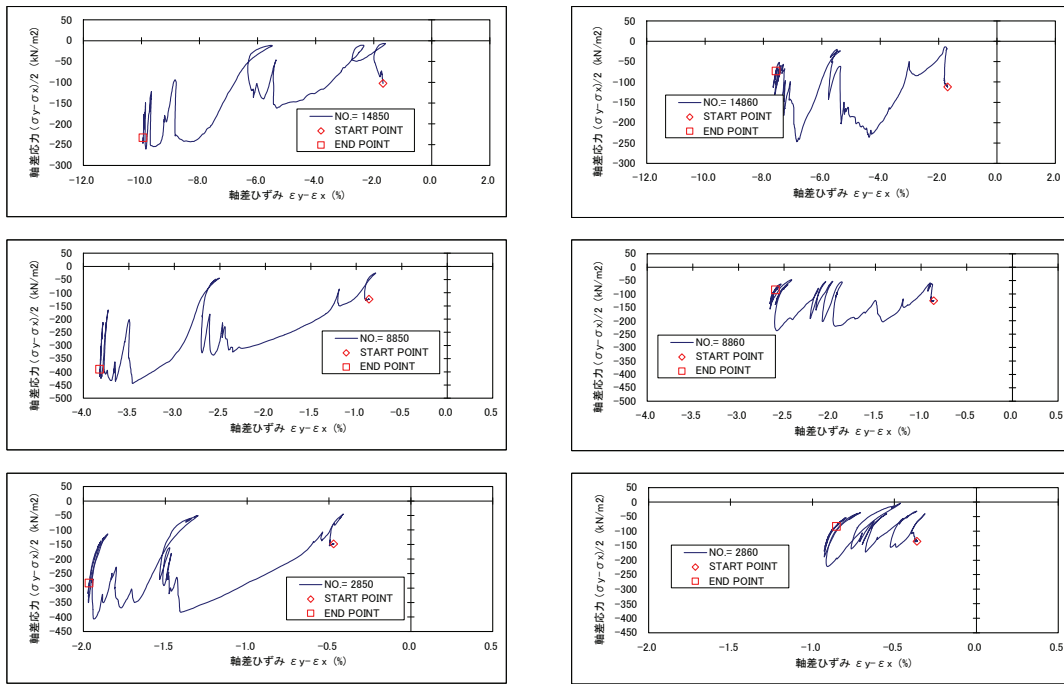


(a)A6-Sand-a

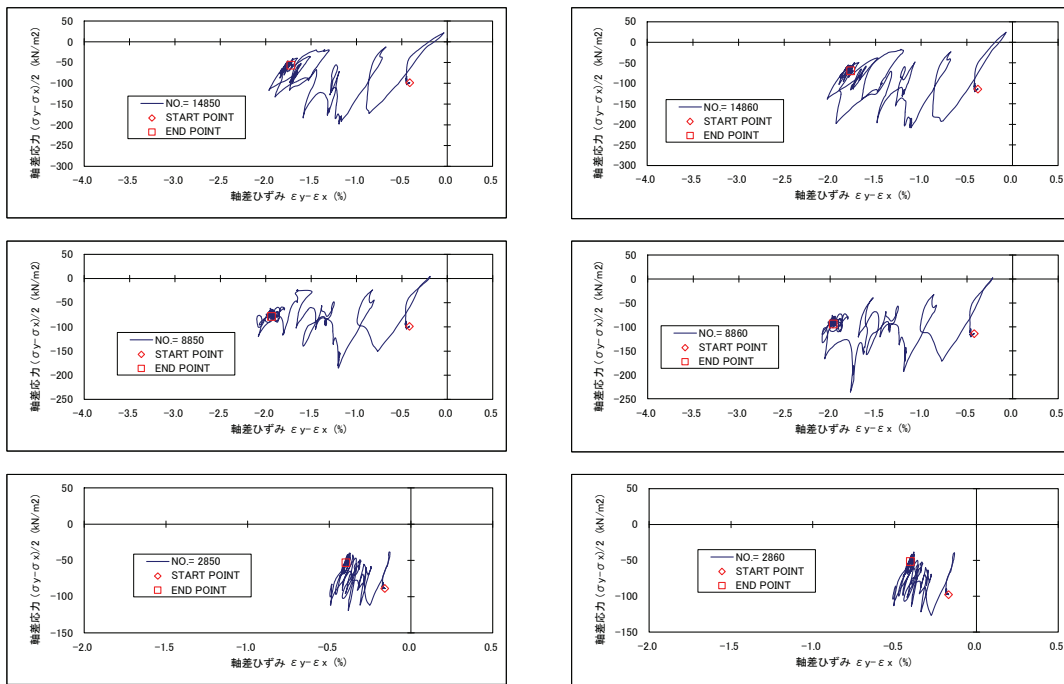


(b)A6-Sand-b

図 8-3-9 着目要素のせん断応力 τ_{xy} —せん断ひずみ γ_{xy} の関係



(a)A6-Sand-a



(b)A6-Sand-b

図 8-3-10 軸差応力 $((\sigma_y - \sigma_x)/2)$ －軸差ひずみ $(\varepsilon_x - \varepsilon_y)$ の関係

8. 4 SCP の造成を考慮した考察

前節までの検討結果より、SCP 改良エリアのモデル化手法によって、改良部の応力状態、ひずみの進展、また改良エリアの地震応答特性に相違があることが分かった。ここでは、SCP 改良杭の造成方法より、改良エリアのモデル化について考察を行う。

(1) SCP の造成手順

実施工における SCP 改良は、図 8-4-1 に示すように中空管のケーシングパイプを強制的に原地盤に貫入し、所定の深度に到達後ケーシングパイプを引き抜くと同時に中詰め材を地盤中に排出し、さらにケーシングを打ち戻し、排出した材料を拡径する。この引き抜き・打ち戻しを繰り返す行うことにより、締め固まった改良杭を原地盤中に造成する。

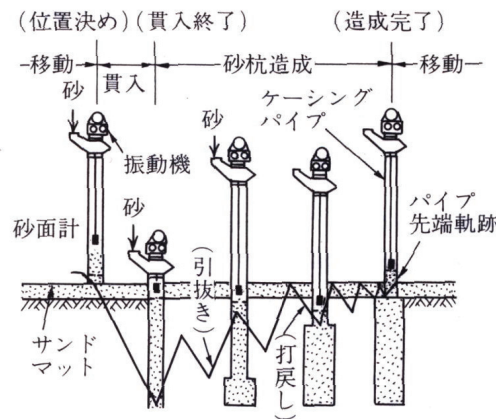


図 8-4-1 打ち戻し式 SCP の造成手順⁵⁾

この造成時におけるケーシングパイプの引き抜き長は概ね 3m で、打ち戻しが 2m 程度である。海上の SCP 工法においては、近年の施工方法ではケーシング先端はφ1.2m で、これより排出された材料を投入材料の体積変化を考慮しつつφ2.0m の改良杭に拡径することとなる。一方で、この改良杭のφ2.0m は、材料の引き抜きおよび打ち戻しという過程の中で理想的に造成された場合であり、原地盤の状態によっては拡径によって径の大きな砂杭が造成される可能性が考えられる。

(2) 海上 SCP 改良地盤の調査報告⁶⁾

実際の SCP 改良杭の出来形形状の観測記録として、東京湾横断道路川崎人工島における連続地中壁内部掘削に伴い、海上 SCP 工法による改良地盤を TP-28.0m～TP-55.0m まで掘削したときの記録がある。SCP の施工は平成元年 8 月～12 月に実施されており、当時の改良径はφ1.6m が一般的であり、これを正方形配置で□1.6m ピッチで改良し改良率 78.5%による改良が施された。調査は掘削深度毎に砂杭の形状を確認し、求められた面積比率としての砂の出現率と砂杭試料による砂杭の物理特性等が行われた。ここで砂の出現率とは、調査対象面積内に占める砂の面積比率を表す数値であり、SCP 工の設計に使用する改良率 as

に対応する値である。

各掘削深度毎における調査結果から、砂の出現率と改良深度の関係を整理した図を図 8-4-2 に示す。同図より、有効土被り荷重が小さく、含水比が高く、一軸圧縮強さの低い土層においては、砂の出現率が設計値 ($as=78.5\%$) よりも大きく、TP-30m~TP-40m 付近までで 85%以上、特に深度の浅い部分では 90%以上となっている。すなわち、実際の SCP 改良杭では、原地盤の特性にもよるが設計よりも改良径が大きく、改良杭同士は接円以上の接触が行われていると考えられる。図 8-4-3 に示すのは、調査結果より想定される砂杭の深度方向の形状イメージである。

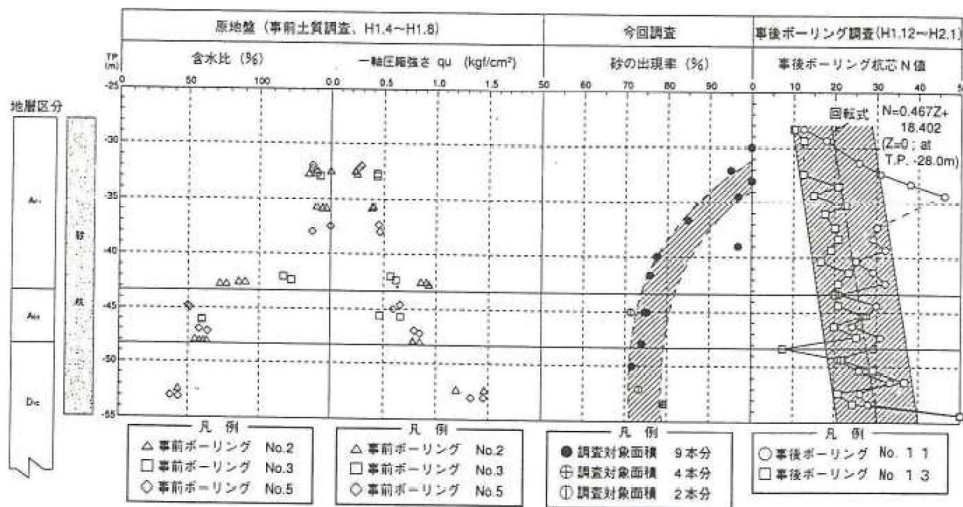


図 8-4-2 原地盤の土性と SCP 砂杭の出現率調査結果⁶⁾

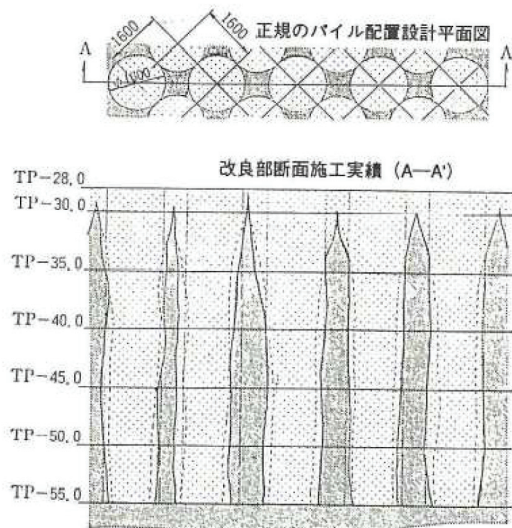


図 8-4-3 造成された SCP 杭のイメージ図⁶⁾

(3) 本検討断面における土質調査結果を考慮した再解析

ポートアイランド(Ⅱ期)における土質調査の結果を図 8-4-4 に示す。埋土造成後の間もない時期における土質調査結果で、埋土荷重により強度増加がそれほど大きく発生していないと考えると、原地盤の粘性土の一軸圧縮強さは、標高-28m 程度までで 0.5kgf/cm^2 程度となっており軟弱である。すなわち、前述の実績を踏まえると、想定より大きな改良率で造成されている可能性が高いと言える。

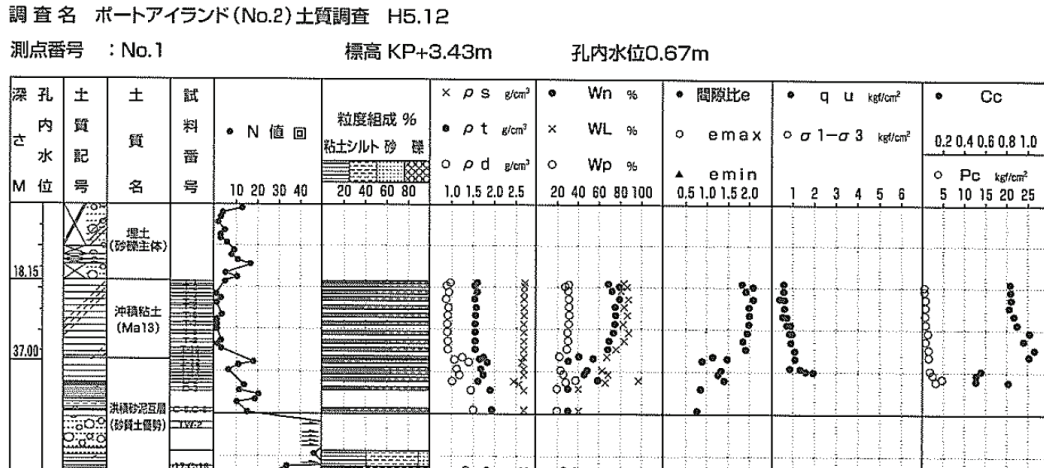


図 8-4-4 神戸ポートアイランド(Ⅱ期)における土質調査結果¹⁾

そこで、ここでは以下のような仮定の下で追加解析を行った。

- ・ 東京湾横断道路の実績より、 0.5kgf/cm^2 程度以下で海底面より-8~-10m程度の地盤では平均的に改良杭の出現率が 90%程度とする。
- ・ このとき、設計における改良率は 78.5%であることから、改良率の増加は $90/78.5 = 1.14$ 倍となる。
- ・ 次にポートアイランドⅡ期の土質調査結果において原地盤の粘性土が緩いことから、同様に海底面-8~-10m程度の地盤で設計の改良率より広がっているものとする。
- ・ このときの増加は東京湾横断道路の実績と同様とし、 $\phi 2.0\text{m}$, $\square 2.1\text{m}$ ピッチの仕様では改良率は $as=71\%$ となることから、 $71\% \times 1.14 \approx 80\%$ が海底面より-8m~-10mにおける改良率とする。

以上の仮定に対し、A6-Sand-a および A6-Slag-a のモデルにおいて、杭間粘土部の要素を改良部に変更し、改良部が断面方向に連続したモデルとした。本章ではモデル c と称す。ただし、改良率 80%程度となるように、元々の杭間粘土部の奥行き幅を 0.3 とした。追加する解析のケースとしては、表 8-4-1 に示すとおりである。

なお、本解析においてはメッシュに対する要素の材料の設定が複雑となり、この影響で前置土において計算の収束性が不安定となった。そのため、前置土の表面部を非液状化と

して解析を行っている。なお、A6-sand-b に対して同様に前置土の表面部を非液状化とした条件の解析を実施し、変形モードおよび変形量に及ぼす影響はほとんど無いことを確認している。要素の変更部分を図 8-4-5 に示す。また改良率 80%のエリアにおけるモデルの概念図を図 8-4-6 に示す。

表 8-4-1 追加解析のケース

Case	SCP 改良エリアのモデル化		改良材
A6-Sand-c	改良幅・縦横比で設定し、 上部のみ奥行き幅による考え方を併用	モデル c	砂
A6-Slag-c	改良幅・縦横比で設定し、 上部のみ奥行き幅による考え方を併用	モデル c	鉄鋼スラグ

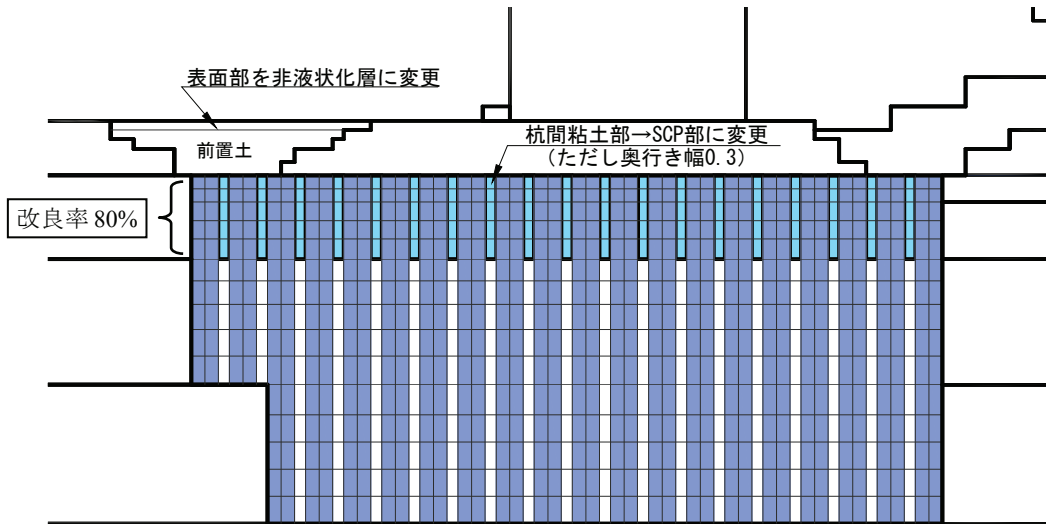


図 8-4-5 要素の変更箇所

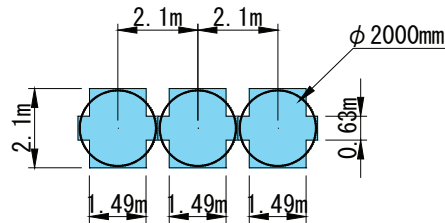


図 8-4-6 上部の改良率 80%に対するモデルの概念図

(4) 再解析の結果と考察

再解析の結果として、地震応答解析終了後のメッシュ変形図を図 8-4-7 に示す。図より、改良エリアの下部では、杭間粘土のせん断変形が卓越し、曲げに近い変形モードとなっているが、改良率を 80%として評価し改良部を断面方向に連続した上部において改良エリアが一体となって変形に抵抗している傾向となった。また、改良エリアより上部の変形としては、基礎捨石の変形が卓越している。

次に A6-Sand-c のケースについて、改良エリアにおける自重圧密終了段階でのせん断応力比 τ_{max}/σ_m' 、および地震応答解析終了段階での最大せん断ひずみ γ_{max} の分布を図 8-4-8、図 8-4-9 に示す。せん断応力比 τ_{max}/σ_m' の分布では、ケーソン前趾側のエリアで大きくなる傾向とともに、杭間粘土が存在する深度より、ケーソンおよびその背面部の直下の広範囲の改良杭で大きくなり、応力集中が起こっている状況となっている。最大せん断ひずみ γ_{max} の分布は、ケーソン前趾側で卓越している状況とともに、杭間粘土が存在する深度の境界付近において改良部のせん断ひずみが大きくなっている。また杭間粘土のせん断ひずみは 15%以上を超える部分がほとんどとなっている。

これらの状況より、モデル a のケースと、モデル b のケースの両方の特徴が現れていると言える。

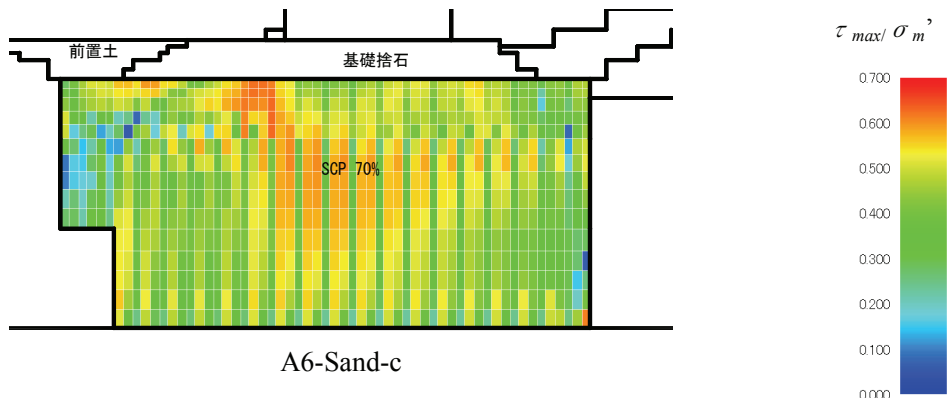


図 8-4-8 自重圧密終了時のせん断応力比 (τ_{max}/σ_m')

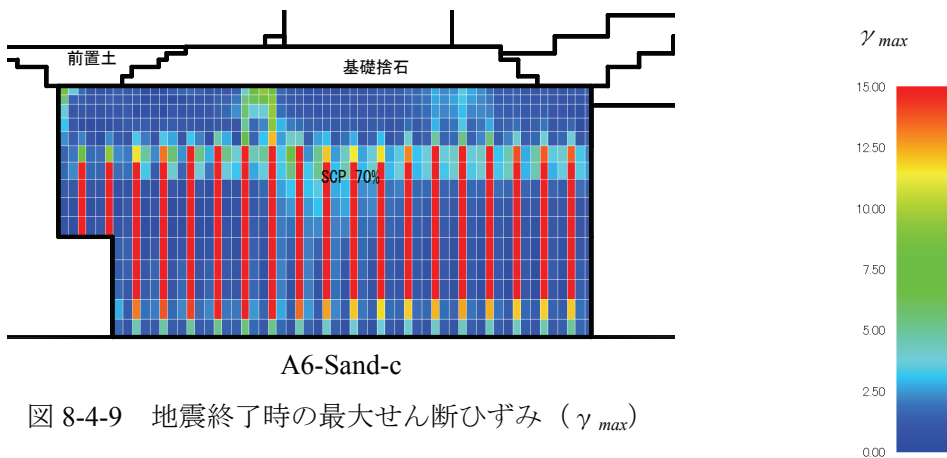
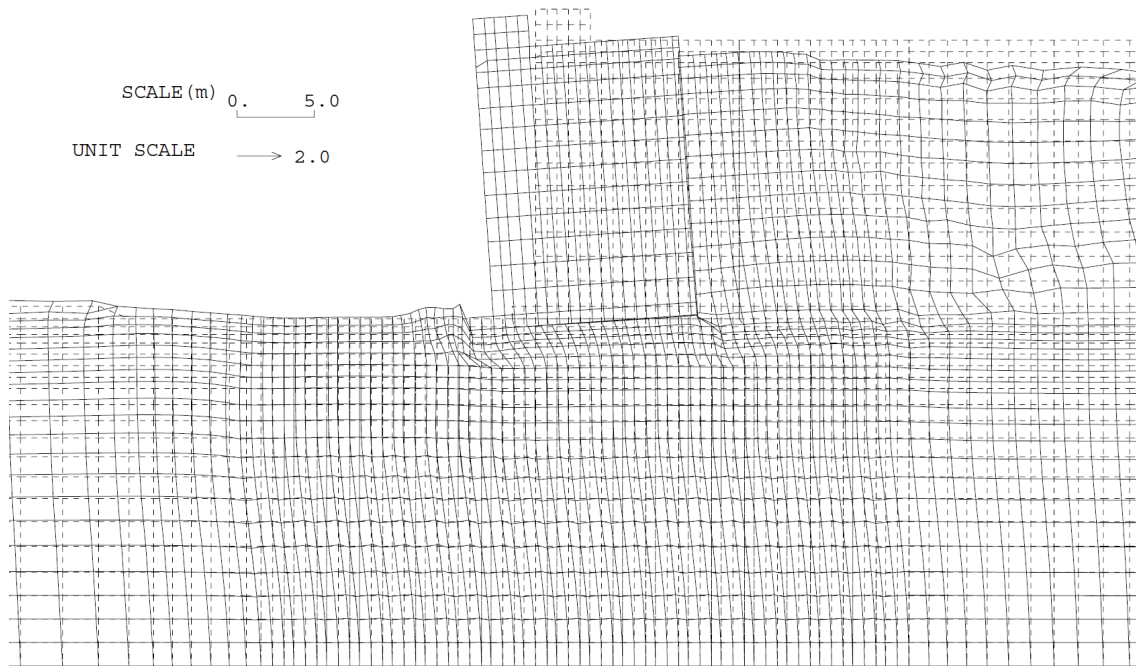
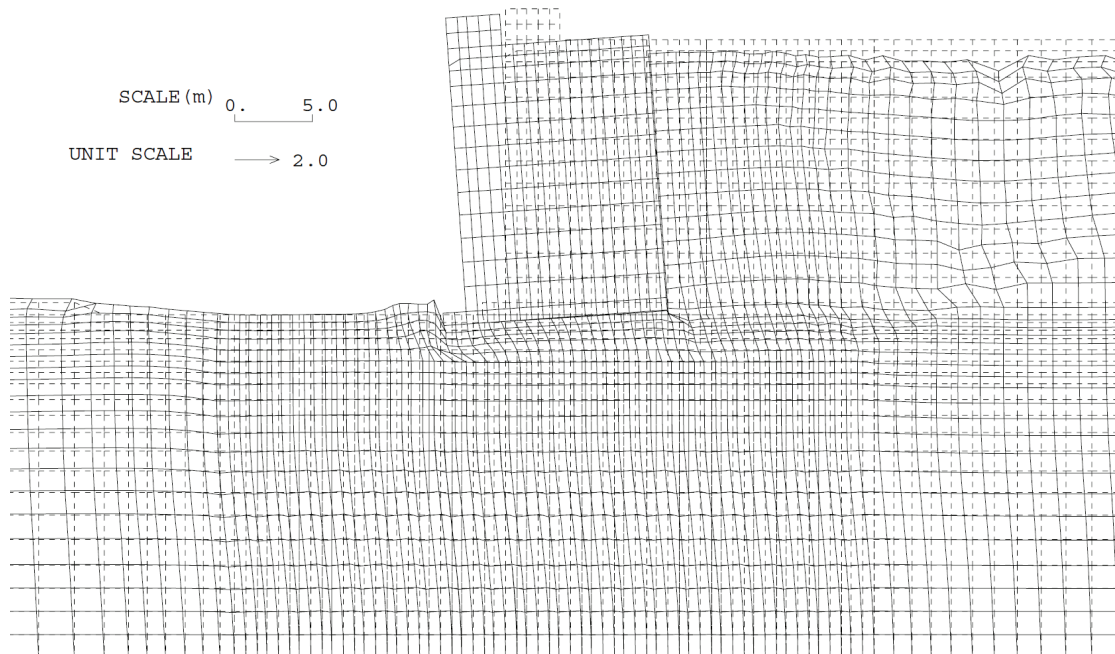


図 8-4-9 地震終了時の最大せん断ひずみ (γ_{max})



(a)A6-Sand-c



(b)A6-Slag-c

図 8-4-7 地震終了時のメッシュ変形図

図 8-4-10 に抽出したラインの水平変位分布を示す。図より、改良エリアにおける変位が改良の上部で抑制されていることが分かる。この変位の抑制により A6-Sand-c よりも A6-Slag-c の方が改良エリアの変位量が 20%程度低減されている。すなわち、改良部が連続している状況において、鉄鋼スラグの応力伝達がスムーズとなり、変位の抑制効果が上手く働いたと考えられる。一方で、基礎捨石部において変位が大きく発生している状況となっており、図 8-3-6 に示すケースとの水平変位分布を比較すると、モデル c では、モデル a のケースとモデル b のケースとのそれぞれ中間的な挙動をとっており、ケーソンの水平変位量としては、前項までの結果と大きく変わらない結果となった。

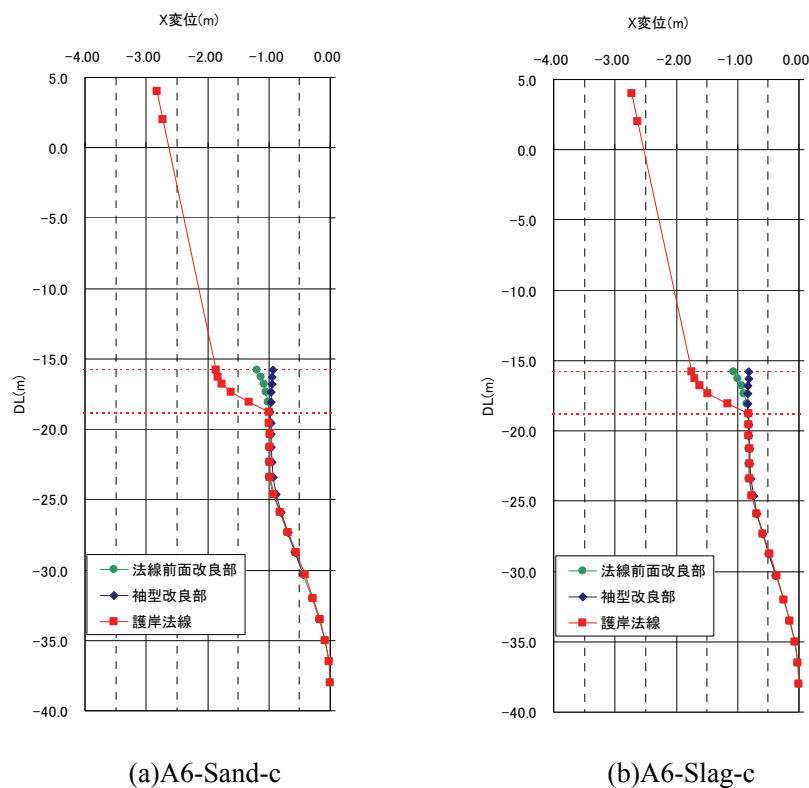
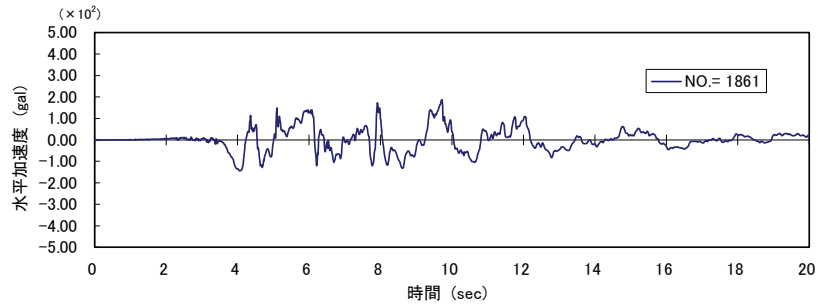
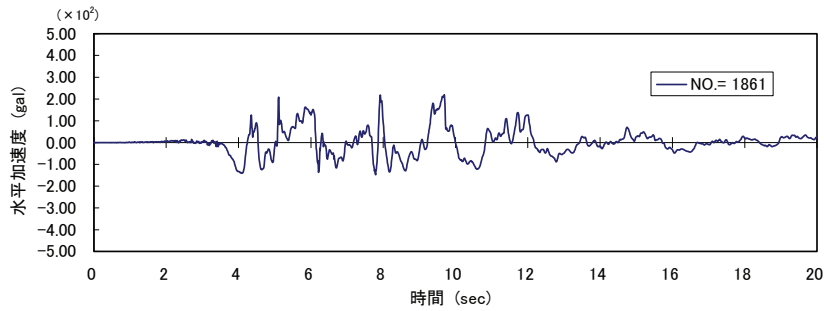


図 8-4-10 抽出ラインの水平変位分布

図 8-4-11 にケーソン法線ラインの改良天端の位置における水平加速度の応答時刻歴を示す。図 8-3-7 に示す結果では、モデル a のケースで地震動が減衰している傾向となったが、追加で実施したモデル c においても、入力地震動に対して減衰している傾向となり、杭間粘土のモデル化が地震応答特性に大きい影響を及ぼすことがわかった。



(b)A6-Sand-c



(c)A6-Slag-c

図 8-4-11 改良天端における応答加速度時刻歴

8.5 まとめ

本章では、ポートアイランド PC14, 15 バースの被災断面に対し、SCP 改良エリアの評価として、SCP 杭の縦横比を考慮したモデル化（改良部と改良部の間に杭間粘土が存在するモデル、ここではモデル a と称す）、改良部は連続している状態で改良率を奥行き幅で考慮したモデル化（ここではモデル b と称す）による解析を実施し、改良エリアのモデル化手法が地震後の変形に及ぼす影響について分析した。これらの比較においては、SCP 改良の材料として従来の砂および鉄鋼スラグを用いた場合で行い、材料の相違に関しても合わせて分析した。さらに、当該地区の土質調査結果から SCP 改良部の上層における改良率が設計における条件より高まっているとの仮定の条件にて、モデル a を基本としつつこの上部のエリアについては改良部が連続するようなモデル化（ここではモデル c と称す）による解析を行い比較した。得られた結果および地震時の変形照査のためのモデル化に対する留意事項を以下にまとめる。

- 1) 自重解析終了段階におけるせん断応力比 τ_{max}/σ'_m の分布では、モデル a およびモデル b で大きくことなり、モデル a では独立している改良部のそれぞれに応力集中が生じつつ τ_{max}/σ'_m が分布するのに対し、モデル b ではケーソン前趾の直下のエリアでより明瞭に現われており、応力の伝達がスムーズに行われている状況を反映している結果となった。
- 2) モデル a における地震応答解析による変形およびせん断ひずみは、杭間粘土におけるせん断変形が大きく発生し、改良エリアの変形はこのせん断変形に大きく依存する。一方でモデル b での結果は、改良地盤全体でせん断変形に抵抗しており、モデル a およびモデル b で改良エリアの変形モードおよび変形量は大きく異なった。
- 3) 改良エリアより上部の変形は、モデル a では改良エリアの変形に追従して基礎捨石およびケーソンの変位が発生している。一方で、モデル b では改良エリアの変形は少ないが、基礎捨石の変形が大きく、これによりケーソンの変位が発生しており、改良エリアで変形に抵抗した分だけ、地震力および背面部の液状化土圧を伴った上部工からの荷重に対し、基礎捨石における変位が卓越したと考えられる。また、被災断面に対する水平変位に対して、改良材が砂の場合におけるケーソンの水平変位を比較したところ、モデル a、モデル b とともに概ね整合する結果となった。
- 4) 改良材による比較の結果、モデル b において SCP に砂を用いた場合より鉄鋼ス

ラグを用いた場合の方が改良エリアにおける変位は 50%程度に低減した。これに対してモデル a では両者の差はほとんど無かった。モデル a では杭間粘土のせん断変形が卓越していることに改良エリアの変位が依存されているから、改良材による差が顕著に現れなかったと考えられる。

- 5) 以上の結果より、鉄鋼スラグによる改良地盤においては、改良杭同士の応力の伝達が行われることで、変位低減の効果が大きく現れると言える。
- 6) モデル c による解析結果では、改良エリアにおいてモデル a とモデル b のそれぞれの特徴が現れる結果となった。また、その変位の傾向として、モデル c はモデル a よりも改良エリアの変位が小さくなるものの、上部の基礎捨石における変形が大きくなり、結果的にモデル a, b, c とともにケーソンの変位量に大きな差が生じなかった。
- 7) モデル a, b, c におけるケーソン法線ラインの改良天端の位置における水平加速度の応答時刻歴を比較したところ、入力地震動に対し、モデル a および c において水平加速度は減衰する傾向となり、杭間粘土のモデル化が地震応答特性に大きい影響を及ぼすことがわかった。

本章および第 7 章で得られた結果から、SCP 改良地盤の変形解析におけるモデル化に当たっては、SCP 改良地盤において応力の伝達がスムーズになされる状態となっているかが重要となることがわかった。

本章のポートアイランドにおける被災断面の検証において、上部工のケーソンの変位で評価を行った場合、検討したいずれのモデルに対しても解析結果による水平変位量は概ね被災断面の変位量に整合している結果となった。一方で SCP の実改良地盤に対して生じている変形状態については調べられていない。すなわち、今後より精度の高い変形解析を行っていく上で、実際の SCP 改良地盤の状態を即したモデルとなっているかの調査研究が課題と考えられる。なお、ここで示した課題は、第 7 章のまとめにおいても述べたように、SCP 改良に伴う杭間粘土の強度特性の詳細な把握の必要性を含むものである。

また、本章で得られた結果においては、改良天端における地震動の応答加速度が、モデル b の改良部が連続して応力の伝達がスムーズになされる状態と、モデル a あるいは c の杭間粘土が存在するモデルとで大きく異なる結果となっており、実改良地盤の改良天端における加速度計による計測記録によって改良エリアの地震時の挙動の解明につながる可能性が挙げられる。

第 8 章 参考文献

- 1) 稲富隆昌, 善功企ほか: 1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等の被災報告, 港湾技術研究所資料, No.857, 1995.
- 2) 小堤治, 塩崎禎朗, 一井康二, 井合進, 森玄: 二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討, 第 29 回海洋開発シンポジウム論文集, 2004
- 3) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.
- 4) 中原知洋, 井合進, 一井康二, 小堤治, 関谷千尋: 解析プログラム FLIP における砂の細流分を考慮した解析定数簡易設定法, 第 45 回地盤工学研究発表会, pp.1519-1520, 2010.
- 5) 地盤工学会: 軟弱地盤対策工法—調査・設計から施工まで—, p.138, 1988.
- 6) 小林肇, 古郷誠, 鈴木健一, 酒井成之: 東京湾横断道路川崎人工島内部掘削時における SCP 改良地盤調査報告, 土木学会論文集, No.553, pp.41-48, 1996.

第9章 結論

本研究は、鉄鋼スラグを用いた SCP 改良地盤の地震時変形挙動を明らかにし、さらにその評価手法を提案することを目的として行った。特に、粘性土に対する SCP 改良地盤では、物性の異なる粘性土と鉄鋼スラグによる複合地盤となることから、その挙動は複雑である。本研究では、まず複合地盤中の鉄鋼スラグにおいて生じている挙動を明らかにし、鉄鋼スラグ改良部に対する評価手法の提案を行った。次に実際の変形挙動に留意し、実断面レベルを想定した遠心模型実験を行い変形挙動を分析するとともに、提案した鉄鋼スラグ改良部の評価手法を用いて再現解析を行うことで妥当性の検証を行った。また各種の改良形式（改良幅および改良長）に対する鉄鋼スラグの改良効果について解析的検討により分析を加えた。さらに SCP 改良杭の杭間粘性土が変形に及ぼす影響について検討を加え、変形解析による評価を行う上でのモデル化の問題点について分析した。

本章では、これらの検討を行った第3章から第8章の要約を行うことで主要な成果を述べ結論とする。

第3章では SCP 改良杭と粘土からなる複合地盤の模型を作製し、中空ねじりせん断試験機を用いて繰返し荷重を与える実験を行った。実験においては、複合地盤のひずみの進展と SCP 改良部の過剰間隙水圧に着目した。その結果、SCP 改良部の過剰間隙水圧を測定結果より、砂あるいは鉄鋼スラグによる改良部の両方において、せん断とともに有効応力の回復（過剰間隙水圧の低下）が生じており、鉄鋼スラグによる改良杭においても締め固めた粒状材料において顕著に現れる正のダイレイタンスーの特性が発生することを明らかにした。また、繰返しせん断に伴い改良杭の過剰間隙水圧は上昇するが、急激なひずみの進展には至っておらず、正のダイレイタンスーにより有効応力が回復することでせん断抵抗が得られていると考えられる。このひずみの進展を鉄鋼スラグおよび砂による複合地盤と比較した結果、鉄鋼スラグの方がせん断ひずみが抑制される。

第4章では、有効応力法による解析プログラムを用いて、第3章に示した鉄鋼スラグ改良部と粘土からなる複合供試体の繰返し荷重実験において得られた結果に対し、数値シミュレーションによる検討を行った。検討では鉄鋼スラグ改良部と粘土との複合地盤に対する繰返しせん断によるせん断ひずみの進展に着目し、この特性に留意してダイレイタンスー

一特性を評価したパラメータの提案を行い、実験結果と解析結果でせん断ひずみの進展がうまく整合する結果を示した。すなわち、実験結果で生じていることが確認された正のダイレイタンシー特性うまく表現することで、鉄鋼スラグ改良地盤の繰返しせん断による挙動を評価できることを明らかにした。

第5章では、SCPによる改良地盤を基礎地盤とする重力式ケーソン護岸を模擬した断面に対して、遠心場での模型振動実験を行いその変形挙動について調べた。実験では、実際に発生する変形挙動が、改良地盤だけでなく原地盤および上部工を含めた全体の相互作用の中で生じることに留意し実断面レベルを想定して、天然砂および鉄鋼スラグを用いたケースによりその挙動を比較した。その結果、改良地盤における加振後の残留変形ベクトルおよびせん断ひずみ分布から、鉄鋼スラグによる改良地盤、砂による改良地盤では同様の変形モードとなることを明らかにした。また、改良地盤における着目点に対し水平変位、鉛直変位は比較し、鉄鋼スラグによる改良地盤の方が砂による改良地盤よりも変位が低減されることを確認した。

第6章では、これまでの検討において得られた鉄鋼スラグの改良効果について、解析的な検討を加えた。まず第4章で提案した鉄鋼スラグ改良部のダイレイタンシー特性を表現するパラメータを用いて、模型振動実験に対する変形挙動を再現し、提案した評価手法が妥当であることを示した。すなわち、地震時の残留変形を評価する場合、鉄鋼スラグのせん断強度および動的変形特性とともに、ダイレイタンシー特性を適切に評価することが重要であることを明らかにした。ただし、再現できるひずみの範囲に留意する必要がある。

次に、改良形状にかかわらず鉄鋼スラグの利用によって改良地盤の変形が低減されているかどうかについて、SCP改良部の改良幅 B および改良長 L を数パターン変えて（改良長に対する改良幅の比 $B/L=1.00\sim 2.10$ ）、砂による改良地盤と鉄鋼スラグによる改良地盤の残留変形量をそれぞれの材料特性を考慮した数値解析により比較し、いずれのパターンでも模型振動実験結果と同様に変形量が60%~80%程度に低減されることを示した。

これらの検討を踏まえ、SCP改良部の変位量は、SCPの中詰め材料、改良断面によって左右されることから、地震時におけるSCPの改良効果について分析を行った。具体的には、SCPによる改良幅をいくつかのケースで変動させた断面に対し、SCP改良部の条件を砂あるいは鉄鋼スラグを用いた場合とし、特性の異なる2種類の地震動を用いて地震応答解析を実施した。その結果、SCP改良エリアにおける初期（地震前）のせん断応力比 τ_{\max}/σ_m' と地震後の最大せん断ひずみ γ_{\max} の分布状況は、ばらつきをもちながらも曲線状に分布する傾向を示した。また、この曲線状の分布傾向としては、地震動によって異なる曲線を持つこと、SCPの材料を砂および鉄鋼スラグとした場合において異なる曲線となること、SCPの材料と地震動が同じ条件の場合、改良幅の相違にかかわらずある特定の関係が存在しSCPの材料および地震動特性に応じた τ_{\max}/σ_m' と γ_{\max} の関係があることを明らかにした。

第7章では、改良杭および杭間粘土のそれぞれが変形に及ぼす影響に着目し、鉄鋼スラグによるSCP改良杭の間に粘土が存在するような複合地盤を2次元および3次元でモデル化し、単調載荷を与えた数値解析を行った。

2次元モデルでは、粘土ー改良部ー粘土のように粘土と改良杭が交互に配列されるモデルを用いた結果、改良杭の変形は曲げに近いモードとなり、粘土部は単純せん断が卓越することを示した。また、同じ改良率で杭径（改良部の幅）の異なる複合地盤とで比較を行った結果、同じ改良率でも改良杭の縦横比の違いによる影響を受け、改良長に対し改良幅が大きくなると全体の变形抵抗が大きくなる傾向を示し、特に、ダイレイタンシー特性の効果が改良杭の縦横比に大きく影響をうけるということを明らかにした。

3次元モデルにおいては、改良率70%相当の高置換改良におけるSCP改良杭の実配置（改良径 ϕ 2.0m、正方形 \square 2.1mピッチによる配置）をモデル化した。このモデルにおいては改良杭と改良杭の間に薄い粘性土が存在するモデルとなるが、杭間の粘土部ではせん断変形が卓越し、改良杭の変形は曲げに近いモードとなる結果を示し、高置換改良であってもせん断方向に対し杭間粘土が存在する場合、杭間粘土部にせん断変形が集中して発生することを示した。そして改良杭の変形モードおよび改良杭の応力の伝達に影響を及ぼすことを明らかにした。

さらに、3次元モデルに対する解析結果に対し、2次元モデルでの再現性について検討し、SCP改良地盤の改良率に合わせて改良断面に対する改良幅を決定して、さらに実地盤の改良杭と縦横比を合わせる手法が最も再現性が高いことを示した。一方で、2次元モデルにおいて従来から用いられる手法の一つである、奥行き幅を単位幅とするのに対してSCP改良部の奥行き幅を改良率相当で設定する手法では、3次元モデルに対する挙動を再現できず、応力の伝達がスムーズに行われることにより、改良地盤全体として大きなせん断強度となることを示した。

第8章では、第7章における結果を受け、SCP改良地盤に対する検証実績を有する兵庫県南部地震（1995年）における、ポートアイランドPC14、15バースの被災断面に対し、SCP改良エリアの評価として、SCP杭の縦横比を考慮したモデル化（改良部と改良部の間に杭間粘土が存在するモデル、ここではモデルaと称す）、改良部は連続している状態で改良率を奥行き幅で考慮したモデル化（ここではモデルbと称す）による解析を実施し、改良エリアのモデル化手法が地震後の変形に及ぼす影響について分析した。その結果、モデルaにおける地震応答解析による変形およびせん断ひずみは、杭間粘土におけるせん断変形が大きく発生し、改良エリアの変形はこのせん断変形に大きく依存する傾向を示した。一方でモデルbでの結果は、改良地盤全体でせん断変形に抵抗しており、モデルaおよびモデルbで改良エリアの変形モードおよび変形量は大きく異なることを明らかにした。

また、被災断面に対する水平変位に対して、改良材が砂の場合におけるケーソンの水平変位を比較したところ、モデルa、モデルbともに概ね整合する結果が得られているが、そ

の変位が、モデル a では改良エリアの変形に追随して基礎捨石およびケーソンの変位が発生しているのに対して、モデル b では改良エリアの変形は小さいが、基礎捨石の変形が大きく、モデルによって異なることを示した。

本解析では、改良材による比較も実施しており、モデル b においては SCP に砂を用いた場合より鉄鋼スラグを用いた場合の方が改良エリアにおける変位は 50%程度に低減したのに対し、モデル a では両者の差はほとんど無いことを示した。これは、モデル a では杭間粘土のせん断変形が卓越していることに改良エリアの変位が依存されているから、改良材による差が顕著に現れなかったと考えられ、以上の結果より、鉄鋼スラグによる改良地盤における変位低減の効果は、改良杭同士の応力の伝達が重要であることを示した。

また、改良天端における地震動の応答加速度に対し、モデル b の改良部が連続している応力の伝達がスムーズになされる状態と、モデル a の杭間粘土が存在するモデルとで大きく異なる結果となっており、実改良地盤の改良天端における加速度計による計測記録によって改良エリアの地震時の挙動の解明につながる可能性があることを述べた。

第7章および第8章の結果から、SCP 改良地盤の変形解析におけるモデル化に当たっては、SCP 改良地盤において応力の伝達がスムーズになされる状態となっているかが重要となることが分かった。今後より精度の高い変形解析を行っていくため上で、実際の SCP 改良地盤の状態を即したモデルとなっているかの調査研究が課題と考えられる。さらにこの課題においては、SCP 改良に伴う杭間粘土の強度特性の詳細な把握も重要であると考えられる。

謝辞

本論文は、2009年10月から3年間在籍した広島大学大学院工学研究科博士課程後期（社会環境システム専攻）における研究成果をまとめたものです。本研究および本論文の作成を行うにあたり、多くの方々にお世話になり御指導を頂きましたことに深く感謝の意を表します。

広島大学大学院工学研究科一井康二准教授には、研究の全般また本論文をまとめるにあたり、終始懇切丁寧に御指導を頂きました。深く感謝いたします。大学を卒業後、主には実務を行う日々で研究活動に携わることがほとんどなかった私ですが、先生の御指導・御鞭撻のお陰で本論文の完成に至ることができました。

広島大学大学院工学研究科土田孝教授には、鉄鋼スラグの挙動と力学的評価について考える上で多くの御助言と御指導を頂きました。また本論文をまとめるうえで大変貴重な御指導を頂きました。深く御礼申し上げます。

広島大学大学院工学研究科藤井堅教授、河合研至教授、広島大学大学院国際協力研究科山本春行教授には、ご多忙の中、本論文を査読頂き、また本論文の審査にあたり熱心な討議とご指導を頂きました。深く御礼申し上げます。

本研究における一連の模型実験および有効応力解析による検証は、広島大学、港湾空港技術研究所、新日鐵住金株式会社、株式会社不動テトラの共同研究の一環として実施されたものです。共同研究の皆様には深く感謝いたします。共同研究会は、入社後研究活動に携わることがほとんどなかった私にとって、大変貴重な経験でした。港湾空港技術研究所地盤研究領域地盤改良研究チームリーダー森川嘉之博士ならびに動土質研究チーム主任研究官高橋英紀博士には、実験結果における挙動そして改良地盤の評価について様々な御指導を頂き、また実験の再現解析を進めるにあたり多くの御指導・御助言を頂きました。新日鐵住金株式会社本社スラグ・セメント事業推進部中川雅夫上席主幹、大阪支社部長小林茂雄博士、土木建築技術部スラグ利用技術室主幹篠崎博士には、鉄鋼スラグの挙動と性質について御教授を頂くとともに、鉄鋼スラグの基礎データについてご提供を頂きました。株式会社ジオデザイン技術課丸山憲治課長には、遠心模型実験において多大なる御協力を頂きました。また共同研究の皆様からは終始暖かい励ましを頂きました。ありがとうございました。

広島大学地盤工学研究室のスタッフ及び学生の方々にも大変お世話になりました。皆様に深く御礼申し上げます。高橋裕徳氏（現中電技術コンサルタント株式会社）には、学部4

年生から修士学生の3年間にもわたり、お世話になりました。高橋裕徳氏の行った中空ねじり試験機による載荷実験の成果や複合状態に対する解析成果から、多くの知見が得られたとともに本論文のまとめにおいても様々な考察を行うことができました。社会人博士課程の三上武子さん（応用地質株式会社）には、博士課程での研究の取り組み方について御助言頂くとともに、本研究を進める上では、研究成果を大変参考にさせていただきました。社会人博士課程の北出圭介氏（中電技術コンサル株式会社）には、ゼミを御一緒させていただくとともに、解析において様々な御助言を頂きました。

本研究は、株式会社不動テトラに在籍しながら完成にいたりしました。不動テトラ株式会社竹原有二代表取締役社長、地盤事業本部長奥田眞也常務取締役には、本研究に対して多くの御支援と御配慮を頂きました。深く感謝いたします。地盤事業本部営業部東祥二部長、地盤事業本部技術部長大林淳博士には、広島大学での研究に向けてご尽力頂きました。深く感謝いたします。大林淳部長には大学入学後の研究と会社勤務の両立において様々な御配慮を頂きました。地盤事業本部技術部原田健二博士、深田久博士（現地盤事業本部開発部長）、新川直利課長には、折りにふれて研究内容の相談に乗って頂き、研究の方向性について御助言を頂きました。深く感謝いたします。また地盤事業本部技術部の皆様には多くの御支援と暖かい励ましを頂きました。ありがとうございました。

3年間の研究期間の内、最後の1年間は株式会社不動テトラ中国支店に勤務しながらの研究活動となりました。直属の上司である地盤事業本部技術部村上恵洋室長、田中克実グループリーダー（現大阪本店グループリーダー）には、研究を進めやすい環境を御配慮して頂きました。また、中国支店古川淳一支店長、藤岡徹課長、松田透課長、多賀久勝課長、北崎俊之氏、石丸小絵さんには、最後の本論文のとりまとめにおいて様々な面で御配慮を頂くとともに、暖かい励ましを頂きました。深く感謝いたします。

以上述べましたように、本論文は多くの方々に支えていただくことで完成いたしました。改めて感謝の意を表します。この3年間の経験と研究成果を糧に、さらに一層の努力をして参る所存です。

木下 洋樹