

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1277 December 2013

重力式係船岸の新しい増深工法の開発

水谷 崇亮
森川 嘉之
渡部 要一
菊池 喜昭
合田 和哉
加藤 繁幸
小笠原哲也

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	4
1. はじめに	5
2. 既往の増深工法及び関連技術	6
2.1 既往の増深工法	6
2.2 関連技術の調査	6
2.3 既存断面情報の収集とモデル断面の設定	6
3. 検討課題の抽出	8
3.1 改良断面の力学特性に関する検討課題	8
3.2 設計に関する検討課題	8
3.3 施工に関する検討課題	8
3.4 本稿の構成	8
4. 改良断面の力学特性に関する実験	10
4.1 改良済マウンドの力学特性に関する実験	10
4.2 IG場における模型振動実験	17
4.3 遠心場における模型振動実験	22
4.4 まとめ	26
5. 捨石マウンドの現地調査	29
5.1 調査の目的	29
5.2 調査内容	29
5.3 調査結果	35
5.4 まとめ	47
6. 設計に関する検討	49
6.1 検討目的	49
6.2 増深後の断面の試設計	49
6.3 モデル断面に対する有効応力解析	59
6.4 遠心模型振動実験モデルの有効応力解析	83
6.5 まとめ	137
7. 捨石への注入実験	138
7.1 実験概要	138
7.2 予備注入実験	138
7.3 予備注入実験（その2）	167
7.4 ドラム缶を用いた可塑状グラウト材注入実験	176
7.5 大型土槽による可塑状グラウト材注入実験	188
7.6 まとめ	203

8. ケーソン底版に削孔した場合の耐力照査	205
8.1 検討概要	205
8.2 検討対象とするケーソン	205
8.3 底版配筋照査	207
8.4 まとめ	209
9. おわりに	210
謝辞	210
参考文献	211
付録 A. 工法の手引き（案）	212

Study on New Construction Method for Deepening Caisson-Type Quay Walls

Takaaki MIZUTANI*
Yoshiyuki MORIKAWA**
Yoichi WATABE***
Yoshiaki KIKUCHI****
Kazuya GOUDA*****
Shigeyuki KATO*****
Tetsuya OGASAWARA*****

Synopsis

In recent years, there has been increasing demand to reduce costs for public works in Japan. Correspondingly, great efforts have been directed toward using and upgrading existing infrastructures efficiently. In this context, the authors have been studying methods for enhancement and improvement of existing port facilities.

Because the caisson-type quay wall is one of the major types used in Japan, it is desirable that this type quay wall have more front-water depth to better accommodate the larger and larger vessels coming alongside. A method often employed for this improvement is to construct a new pier front onto the caisson quay wall. It is impossible, however, to adopt this method for a caisson quay wall when there is not enough frontal space: thus, a new improvement method applicable to such situations is being developed in the collaborative work between the Port and Airport Research Institute and the Japan Dredging and Reclamation Engineering Association. In the new method, a rubble mound beneath a caisson is solidified then cut to increase the front-water depth of the caisson.

Several series of model tests and numerical analyses related to the design and construction of the new method were conducted. The results declared the feasibility of the new method. This paper presents the results of the studies and suggests a guide lines for the new construction method in accordance with the results.

Key Words: caisson-type quay wall, rubble mound, ground improvement, front-water-depth enlargement, construction method

* Head, Foundations Group, Geotechnical Engineering Division
** Head, Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Division
*** Director, Geotechnical Engineering Division
**** Professor, Faculty of Science and Technology, Tokyo University of Science
***** Japan Dredging and Reclamation Engineering Association
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826, Japan
Phone: +81-46-844-5057 Fax: +81-46-844-0618 e-mail:mizutani-t@pari.go.jp

重力式係船岸の新しい増深工法の開発

水谷 崇亮*・森川 嘉之**・渡部 要一***・菊池 喜昭****
合田 和哉*****・加藤 繁幸*****・小笠原 哲也*****

要 旨

輸送船舶の大型化は近年の国際的な傾向であり、我が国においても、国際競争力確保の観点から、港湾施設における船舶大型化への対応が喫緊の課題である。一方、社会基盤全般に共通の課題として、既存ストックの有効活用が挙げられる。港湾分野においても、既存施設の適切な維持・管理や改修による高機能化が重要な課題となっている。

このような状況から、既存の係船岸の増深がしばしば検討され、事業化されている。しかしながら、増深とは、すでに所定の条件に対して適切に設計・施工されている係船岸についてその設計条件を変更するものであり、容易に実現できるものではない。例えば、重力式係船岸においてケーソンの安定を確保しつつ前面水深を大きくすることは極めて困難である。そのため、重力式係船岸の前面に新たな栈橋等を設けることで増深する方法がとられる。しかし、この方法では岸壁法線が海側へ移動することとなり、もとの岸壁の前面海域に余地が無い場合には対応できない。

重力式係船岸は我が国において大型の係船岸にしばしば用いられる形式であり、これを増深する工法を開発することは、今後の港湾施設整備において非常に有用である。そこで、港湾空港技術研究所においては、日本埋立浚渫協会と共同で、重力式係船岸の増深工法を開発する研究に取り組んできた。本稿はこの共同研究の成果を取りまとめたものである。

検討では、新工法として、捨石マウンドの一部を改良・固化し、掘削することで、重力式係船岸の法線の位置を変更せずに増深する工法を着想し、注人固化したマウンドの力学・変形特性に関する研究、設計法、施工法、施工管理手法の検討を実施した。検討の結果、新工法が設計上成立し、新工法で増深した重力式係船岸が増深前と同程度の耐震性を確保できること、可塑状グラウト材を用いることで捨石マウンドの一部分を改良することができ、新工法による増深の施工が実現可能であることなどを確認した。また、研究成果をもとに、新工法の手引き（案）を作成した。

キーワード：重力式係船岸、捨石マウンド、改良、増深、工法

* 地盤研究領域基礎工研究チームリーダー
** 地盤研究領域地盤改良研究チームリーダー
*** 地盤研究領域長
**** 東京理科大学理工学部教授
***** 一般社団法人日本埋立浚渫協会
〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1 港湾空港技術研究所
電話：046-844-5057 Fax：046-844-0618 e-mail:mizutani-t@pari.go.jp

1. はじめに

パナマ運河の拡張工事が行われていることからもわかるとおり、輸送船舶の大型化は近年の国際的な傾向である。我が国においても、国際競争力確保の観点から、港湾施設における船舶大型化への対応が喫緊の課題である。一方、社会基盤全般に共通の課題として、既存ストックの有効活用が挙げられる。港湾分野においても、既存施設の適切な維持・管理や改修による高機能化が重要な課題となっている。

このような状勢から、既存の係船岸の増深がしばしば検討され、事業化されている。しかしながら、増深とは、すでに所定の条件に対して適切に設計・施工されている係船岸についてその設計条件を変更するものであり、容易に実現できるものではない。例えば、重力式係船岸においてケーソンの安定を確保しつつ前面水深を大きくすることは極めて困難である。そのため、重力式係船岸の前面に新たな栈橋を設けることで増深する方法がとられる。しかし、この方法では岸壁法線が海側へ移動することとなり、もとの岸壁の前面海域に余地が無い場合には対応できない。

重力式係船岸は我が国において大型の係船岸にしばしば用いられる形式であり、これを増深する工法を開発することは、今後の港湾施設整備において非常に有用である。そこで、港湾空港技術研究所においては、日本埋立浚渫協会と共同で、平成21年12月より平成25年5月までの3年半にわたり、重力式係船岸の増深工法を開発する研究に取り組んできた。本稿はこの共同研究の成果を取りまとめたものである。研究会のメンバーを表-1.1に示す。

研究会では、既往の関連資料の収集・整理から作業を開始した。その結果を受けて、研究対象を、捨石マウンドの一部を改良・同化することで岸壁法線位置を変更することなく重力式係船岸を増深する工法（以下、新工法という。）とし、目標とする増深量を2~3mとした。既往の増深工法等については2章で述べる。また、具体的な検討課題及び本資料の構成については3章で述べることとする。

表-1.1 共同研究の研究会メンバー

独立行政法人	港湾空港技術研究所
菊池 喜昭	(特別研究官) *
渡部 要一	(地盤研究領域長)
森川 嘉之	(地盤改良研究チームリーダー)
水谷 崇亮	(基礎工研究チームリーダー)
平井 壮	(基礎工研究チーム研究員) **
一般社団法人	日本埋立浚渫協会
前田 涼一	(主査)(東洋建設)
三藤 正明	(副主査)(五洋建設)
竹内 純	(あおみ建設)
小滝 勝美	(本組)
藤田 芳樹	(株木建設)
高井 徹也	(同上) **
小笠原哲也	(五洋建設)
大久保泰宏	(同上) **
海野 方康	(同上) **
浅沼 丈大	(東亜建設工業)
加藤 繁幸	(同上)
永留 健	(同上)
太田 正規	(同上) **
水谷 征治	(東洋建設)
岩田 秀樹	(本組)
菅原 禎	(同上) **
田中 良典	(みらい建設工業)
山本 康雄	(同上) **
山本 健吾	(りんかい産業建設)
伊藤 光明	(同上) **
藤田 健志	(同上) **
木村 光俊	(若築建設)
合田 和哉	(事務局)(東洋建設)
寺内 潔	(事務局)(日本埋立浚渫協会第一調査研究部長)

* 平成24年度より日本埋立浚渫協会専門委員(東京理科大学)

** 途中退任したメンバー

2. 既往の増深工法及び関連技術

2.1 既往の増深工法

既存の係船岸を増深のため改良した例については、片岡ら¹⁾、日本海洋開発協会²⁾にとりまとめられている。これらによると、既存の重力式係船岸を増深する場合、矢板式や棧橋式の係船岸に構造を変更している例が多い。この原因として、重力式係船岸をそのまま増深するためには重力式構造物の設置水深を下げるなどの対応が必要となり、その施工が困難であることが挙げられている。最近の事例としては、苫小牧港における-10mの重力式係船岸の耐震強化及び増深の施工例があるが、この例でも矢板式構造への変更と法線の前出しが行われている³⁾(ただし、この事例では隣接する岸壁との連続性を確保するため、法線の前出しが必要とされていた)。また、海外においても、既設係船岸の構造によらず法線位置を変更して矢板式係船岸として増深する施工例が報告されている⁴⁾。このように、重力式係船岸の増深は、その前面に棧橋や矢板式係船岸の新設することにより行うのが一般的であると考えられる。

一方で、近年においては、種々の要請から法線位置を変更せずに重力式係船岸を増深した例もいくらか見受けられる。例えば、舞鶴港において-8mの重力式係船岸を法線位置を変更せずに増深した例が報告されている⁵⁾。この施工例では、ケーソンの裏埋部を軽量混合処理土とし、土圧低減を行うことで1mの増深を実施している。また、神戸港においては、-15mの重力式係船岸を1m増深するにあたり、ケーソンの上部コンクリートの陸側部分に高比重材を使用することでケーソン底面反力を調整する工法がとられている⁶⁾。しかしながら、これらの工法は、その工法原理から適用可能な岸壁が制限され、また、増深量が大きくなると対応が難しくなると考えられる。

本研究で検討する新工法のように、重力式係船岸のケーソンの下部を改良する工法に関しては、和歌山港において、-15mの重力式係船岸の耐震強化を行うため、マウンド下の置換砂(玉石・礫混り砂)を薬液注入する工法を検討した例がある⁷⁾⁸⁾。また、発電所の取放水施設の耐震強化のため、捨石マウンド内に可塑状グラウト材による遮蔽壁を構築し、その内側に水中不分離モルタルを打設することで捨石を改良した例が報告されている⁹⁾¹⁰⁾。これらは、いずれも係船岸の増深を目的として実施されたものではないが、これらの検討・施工実績は、新工法の施工方法を検討する上で大いに参考となるものと思われる。

2.2 関連技術の調査

(1) 充填技術の分類整理

水中において捨石のように間隙の大きい粗粒材料に適用例のある充填技術及び関連する技術としては、水中不分離性モルタル¹¹⁾¹²⁾、プレバックドモルタル¹³⁾¹⁴⁾、アスファルトマスチック¹⁵⁾、可塑状グラウト材、セメントベントナイト、浸透固化工法などが挙げられる。

水中不分離性モルタルでは捨石内部を充填した実績があるが、これは流動性を高めた上、型枠等で仕切られた範囲を充填したものである¹⁶⁾。プレバックドモルタルは施工方法や施工管理方法等が参考とできるが、一般的な杭骨材に対する実績しかない。アスファルトマスチックは表層の充填のみが適用範囲であり、強度部材として用いることはできないとされている¹⁵⁾。また、セメントベントナイトは止水を目的としたもので強度を期待できるものではない。浸透固化工法は、基礎捨石下の地盤に対して検討した事例があり、捨石の削孔方法やSEP台船による施工方法が参考となる⁸⁾。可塑状グラウト材は、本来トンネル背面の空洞充填などに使用されるものであるが、基礎捨石に遮蔽壁を構築した例が報告されており⁹⁾、空隙の大きな捨石にも適用できる可能性がある。

いずれの工法においても、新工法で求められるような捨石内の限定された範囲への充填は適用事例がなく、解決すべき課題が多い。捨石を対象とした適切な注人材の選定から研究を進める必要がある。

(2) 既存の捨石の状況に関する資料

既存の捨石の表面付着物に関する文献や、捨石間隙の上砂等の堆積状況等に関する文献及び公表資料は見つからなかった。非公開資料としては、研究会メンバーより付着物についての調査事例が2例示された。その1つである日本海側漁港における防波堤の事例では、被覆ブロックや捨石に海藻類の付着が見られた。しかしながら、もう一方の沖繩の事例では、ケーソン直下の捨石に藻の付着は見られていない。捨石の状況を把握できるだけの詳細なデータは得られていないと考えられ、研究を進めるにあたって、既存捨石マウンドの現地調査を実施し、検討条件として整理する必要がある。

2.3 既存断面情報の収集とモデル断面の設定

(1) 既存断面情報の収集

研究を進めるにあたって、検討課題を明確にすることを目的として既存断面の調査を実施した。調査対象は、調査が容易なケーソン式の公共バースとした。調査した施設は北海道から沖繩までの65港、166施設である。施設の中には、クレーン基礎を兼ねる構造や、スリットケ

ーンソン、異形ケーソン等の構造的な特徴を有するものが含まれている。しかしながら、岸壁の増深に関しては、基礎地盤の地盤改良の有無及び改良工法の種別、マウンドの形状及びフーチングの有無が重要と考えられる。そこで、これらについて、収集した断面を分類すると表-2.1のような結果が得られた。なお、掘込式で地盤改良なしのケースは、捨石による置換とも考えられるが、資料内に地盤改良の表記がないものについては地盤改良なしとして分類した。

表-2.1より、掘込式のマウンドが全体の8割を占めており、そのうち基礎地盤に地盤改良が行われていない断面が全体の5割以上を占めていることがわかる。原地盤が良質の砂質土や岩盤等の施設が多いことから、増深時の地盤支持力等の検討結果によっては、新工法の適用範囲が広がる可能性がある。また、フーチングの有無に関しては、東日本と西日本で明確に分かれており、東日本ではフーチングを持つ断面が少ないことがわかった。

(2) モデル断面の設定

新工法についてより具体的な検討を行うため、モデルとなる断面を設定することとした。モデル断面設定にあたっては、以下の2点を考慮した。

① 世界的な船舶の大型化への対応や、既存ストックの有効活用の観点から、既存の係船岸の増深がしばしば検討され、事業化されている。今後注目される事業として、国際コンテナ戦略港湾及び国際バルク戦略港湾の整備事業が挙げられるが、パナマックス船あるいはポストパナマックス船への対応として、現在-12m～-17mの水深を2～3m増深するとした計画が多い。そこで、今後発生の可能性が高い増深事業に対応した断面として、水深-16.1mを2m増深する断面とする。

② 新工法による増深を考える上で、基礎地盤の地盤条件等から生じる制約を少なくすることが望ましい。そこで、砂岩ズリにより床掘置換された基礎地盤上に9m程度の厚い捨石マウンドが存在する断面とする。

設定したモデル断面を図-2.1に示す。また、設計条件は表-2.2のとおりとする。

表-2.1 施設の分類結果

マウンド	地盤改良	フーチング	施設数
掘込	なし	有	37
	置換又はSCP		36
	CDM		0
	なし	無	51
	置換又はSCP		10
	CDM		2
盛上	なし	有	8
	置換又はSCP		10
	CDM		1
	なし	無	7
	置換又はSCP		3
	CDM		1

表-2.2 モデル断面の設計条件

設計水深	-16.1m
潮位	H.W.L. = +2.00m L.W.L. = ±0.00m
残留水位	R.W.L. = +0.67m
荷重	上載荷重 常時 20.0kN/m ² 地震時 10.0kN/m ²
設計震度	k _h = 0.15
土質条件	埋立材 砂 φ = 27.5° γ = 18.0kN/m ³ γ' = 10.0kN/m ³
	裏込材 割石 φ = 40.0° γ = 18.0kN/m ³ γ' = 10.0kN/m ³
	基礎 割石 φ = 40.0° γ = 18.0kN/m ³ γ' = 10.0kN/m ³
	原地盤 土丹 シルト層 c = 3.92kN/m ² γ = 14.7kN/m ³ 砂層 N = 0~5 γ = 17.6kN/m ³
摩擦係数	壁体底面と基礎との摩擦係数 μ = 0.6

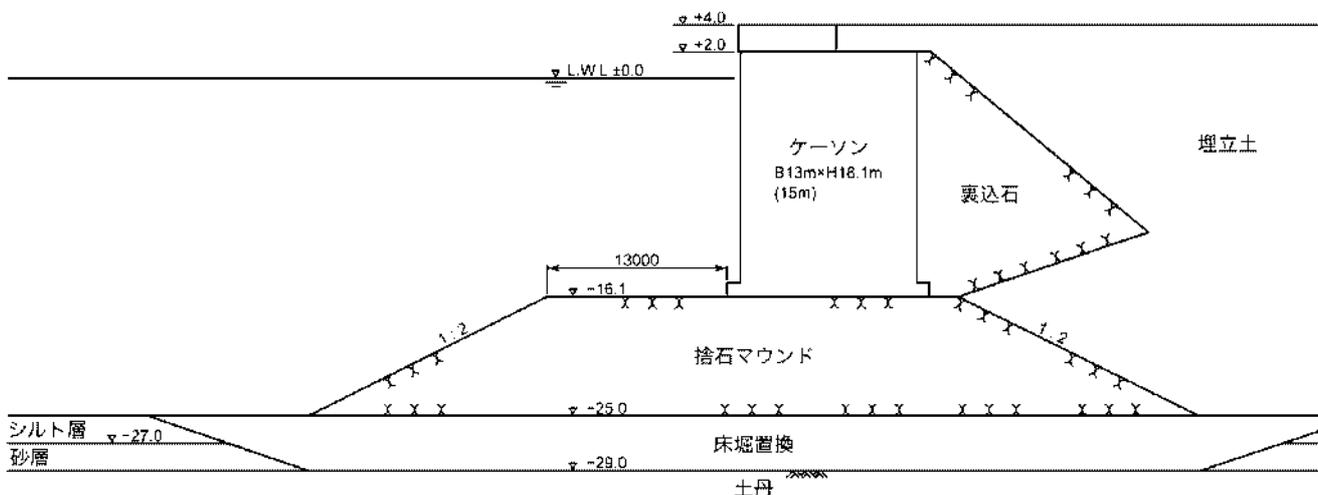


図-2.1 モデル断面図

3. 検討課題の抽出

3.1 改良断面の力学特性に関する検討課題

2章で調査した既往の施工実績等から、本検討で対象としている新工法（捨石マウンドの一部を改良・固化し、重力式係船岸を増深する工法）に対応するような技術はこれまで検討されていないことがわかった。新工法の成立の是非を知るには、まず、新工法により増深した重力式係船岸の挙動特性を把握する必要がある。そこで、以下の2点について実験的に検証することとした。

(1) 改良されたマウンドの力学特性

捨石マウンドのような粗粒材を改良・固化した例は少なく、固化した捨石の力学特性についても十分な知見があるとは言い難い。そこで、基本的な検討として、固化した粗粒材の力学特性を実験により確認し、その強度を支配する要因等を検討する。

(2) 増深後の重力式係船岸の挙動特性

新工法で増深した係船岸について、特に地震時の挙動については通常重力式係船岸とは全く異なる挙動特性を示す可能性がある。そのため、模型振動実験を行い、新工法で増深した係船岸の地震時挙動を把握する。初めに1G場における模型振動実験により定性的な挙動を把握し、その後、遠心場における模型実験を行ってより詳細なデータを取得する。

3.2 設計に関する検討課題

新工法により増深した重力式係船岸について、設計の観点から考えた場合に検討すべき課題として以下のようなものが挙げられる。

(1) 堤体全体の挙動

新工法では、堤体前面の捨石を撤去するため、増深後の堤体の挙動は通常のケーソン式係船岸と異なることが予想される。また、改良により造成される改良体がマウンド内に埋め込まれる構造となるため、係船岸全体の地震時挙動が複雑になることが予想される。従って、改良体に作用する外力を評価する上で、堤体全体の挙動を把握することが重要となる。

(2) 改良範囲の設定手法

新工法に関する設計手法は確立されたものがなく、捨石マウンドをどの範囲を改良すれば増深可能かは不明である。堤体全体の挙動を把握した上で、どのような設計手法が改良範囲の設定に適しているかの検証が必要となる。

(3) 改良体の強度検討手法

ケーソン直下の捨石マウンドを改良することにより、

捨石マウンドの剛性は改良部・未改良部とで異なったものとなる。即ち、ケーソンは一様でない剛性の捨石マウンドに支持されることとなる。そのため、ケーソンからの底面反力が固い改良体に集中し、改良体内に高い応力が発生することが懸念される。従って、改良体への応力集中を考慮した強度検討が必要となる。

3.3 施工に関する検討課題

2章における施工実績及び既存技術の収集整理の結果によって、新工法のように捨石マウンド内の限定範囲へ固化材を注入・固化する適用事例はないことがわかった。捨石直下地盤への浸透固化工法の適用事例⁸⁾、可塑状モルタルを用いた捨石層への充填事例⁹⁾が、新工法に最も類似する工法と考えられる。これらの事例から捨石の削孔方法などは参考にできると考えられるが、浸透固化材や可塑状モルタルの圧縮強度は一般的には新工法の必要強度と比較して小さいと考えられること、限定範囲への注入ではないこと、などが大きな違いとなる。そのため、新工法を適用するにあたって、適切な固化材の選定を含めて、以下のような課題が考えられる。

(1) 改良体の力学特性の把握

捨石のような粗粒材内に固化材を注入したときの改良体強度は、主に固化材の強度に影響されやすいと考えられるが、強度確認した事例は少ないため、改良体全体としての強度を確認する必要がある。また改良体強度に影響する要因を把握する必要があり、破壊性状、及び拘束圧の影響などを実験によって確認する必要がある。

(2) 限定範囲への注入方法の選定

粗粒材で構成される捨石マウンドに対して、限定範囲に固化材を注入するとき、固化材の逸散が懸念されることから、逸散の抑制方法を考慮した施工方法を選定する必要がある。例えば、何らかの壁を構築してから固化材を注入することや、限定範囲へ注入しやすい固化材を選定することが考えられ、実験により固化材の充填性能を把握した上で、注入方法を選定する必要がある。

3.4 本稿の構成

前節までに示した具体的な検討課題に対して、図-3.1に示すような検討フローに沿って研究を進めた。研究項目は、主として、改良断面の力学特性に関する研究、設計技術に関する検討、施工技術に関する検討の3つのテーマからなる。本稿の構成は以下のとおりである。

1章では本研究の背景等、2章では既往の増深技術等について述べた。本章ではこれらに基づいて、検討すべき課題を抽出した。

続く 4 章では、改良断面の力学特性に関する実験について述べる。砕石をセメントペースト等で固化させた供試体の圧縮試験と X 線 CT 装置による破壊形態の観察から、改良済みマウンドの力学特性に関して考察する。また、地震時挙動の定性的な把握と影響要因の抽出を目的として実施した IG 場における模型振動実験、地震時にケーソンに作用する外力の定量的な把握とデータ取得を目的に実施した遠心力場における模型実験について述べる。

5 章では、既設捨石マウンドの付着物や間隙の状況を把握するために実施した捨石マウンドの現地調査について述べる。

6 章では、数値解析による改良断面の検討と設計法に関する検討について述べる。主な検討内容は、モデル断面に対して従来の設計法を用いた増深構造の試設計、FLIP を用いた改良効果の検証、及び遠心力場における模型実験に対する FLIP による再現性の検討である。

7 章では、施工法に関する検討のために実施した捨石への注入実験について示す。注入材料の選定を目的として実施した各種注入材料に対する予備注入実験及び強度確認について述べる。その結果から、大粒径で大きな間隙を有する捨石マウンドの注入材料として可塑状グラウトを選定し、充填範囲と施工性の確認を目的に実施した二次元大型注入実験について示す。

8 章では、施工法の検討の一環として実施したケーソン底版の鉄筋が削孔により切断された状態の耐力検討結果を示す。この結果から、ケーソン上からケーソン底版を削孔して捨石マウンドを改良する施工の可能性について考察している。

9 章では、以上の研究成果として得られた知見と今後、実現場へ適用する際の課題について整理する。

また、本検討により得られた知見を基に作成した工法の手引き案を巻末に付録する。

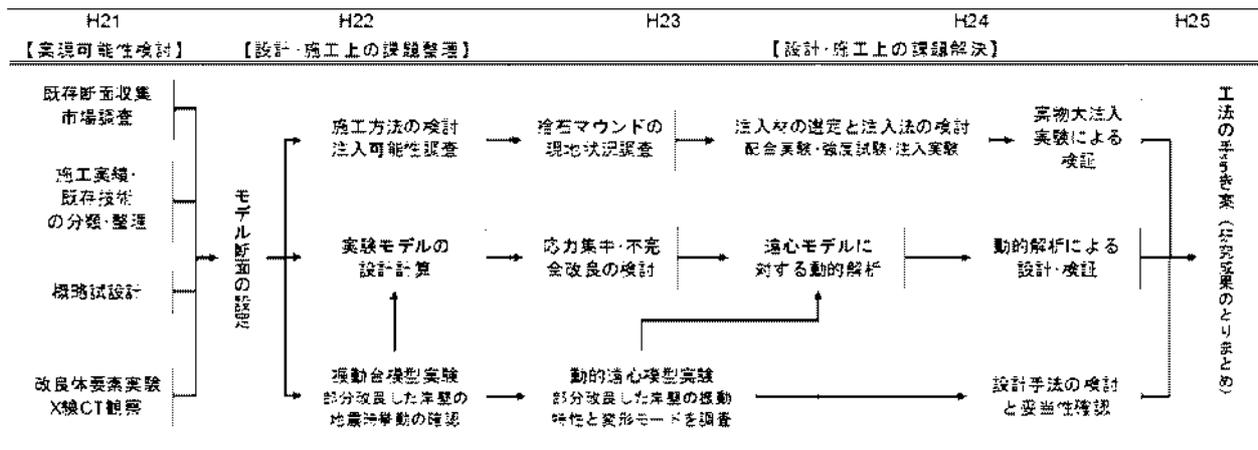


図-3.1 検討フロー

4. 改良断面の力学特性に関する実験

4.1 改良済マウンドの力学特性に関する実験

(1) 実験の目的

捨石マウンドのような粗粒材を注入工法等により改良することはこれまであまり行われておらず、改良後の粗粒材の破壊形態やその強度を支配する要因については十分な知見が無い。そこで、砕石をセメントペーストで固結させた供試体を作製し、セメントペーストの充填状況が異なる場合や、砕石間に夾雑物が存在する場合について、供試体の破壊形態や強度の変化を調査した。破壊形態の観察には、港湾空港技術研究所所有のマイクロフォーカス X 線 CT 装置を使用した。

(2) セメントペーストの充填状況の影響

a) 供試体の作製方法

砕石とセメントペーストを用いて様々な構造を有する供試体を人工的に作製し、力学特性を調査した。作製した構造は図-4.1 に示す 3 種である。A は砕石の間隙がセメントペーストで十分に充填されていないもの、B は間隙が充填されているもの、C は砕石同士の接点がないものである。尚、それぞれの構造について、砕石の間隙を 3 段階に変化させた。また、A の間隙大のケースでは充填率を変化させた供試体を、C の間隙小のケースではセメントペーストの強度を変化させた供試体を作製した。各供試体の作製方法を以下に述べる。

① 供試体 A の作製方法

下面に穴の開いたモールド(直径 50mm、高さ 100mm)に砕石をつめ、下部からセメントペースト(水セメント比 0.6)を注入した後、すぐに下面からペーストを排出させることにより作製した。間隙の充填率を変化させる場合は、しばらく後にセメントペーストの注入・排出をもう 1 度行って、充填率を高めた。使用した砕石は特 6 号である(写真-4.1 参照)。砕石の間隙は締め回数により、間隙大: 0 回、中: 1 回、小: 15 回の 3 段階に調整した。完成した供試体の状況を写真-4.2 に示す。

② 供試体 B の作製方法

供試体 A と同様、底部に穴の開いたモールド中に砕石をつめ、下部からセメントペースト(水セメント比 0.6)を注入して作製した。供試体 A の場合は、注入後すぐに下部からセメントペーストを排出したが、供試体 B の場合は排出を行わずそのまま養生した。砕石の間隙の調整方法は供試体 A の場合と同様である。出来上がった供試体 B の写真を写真-4.3 に示す。

③ 供試体 C の作製方法

供試体 C は、モールド内にセメントペーストを少し流

し込み、そこに砕石を手作業で落とし込むという工程を 3~4 回程度繰返すことで作製した。作業のイメージが分かりやすいように透明のカップを用いた作製のデモンストレーションの様子を写真-4.4 に示す。砕石の間隙は、各回に落とし込む砕石の個数で調整した。

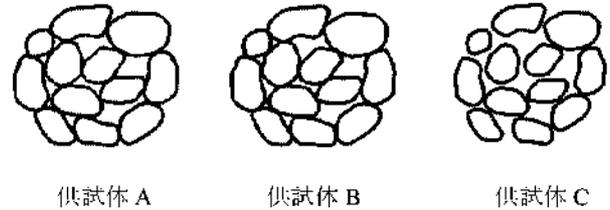


図-4.1 供試体構造の模式図

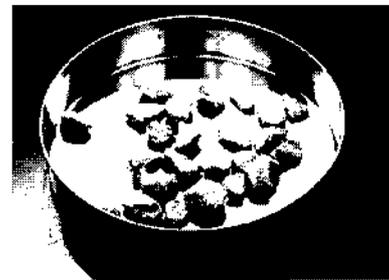


写真-4.1 使用した砕石



写真-4.2 供試体 A (供試体の上部は穴空きモールド)

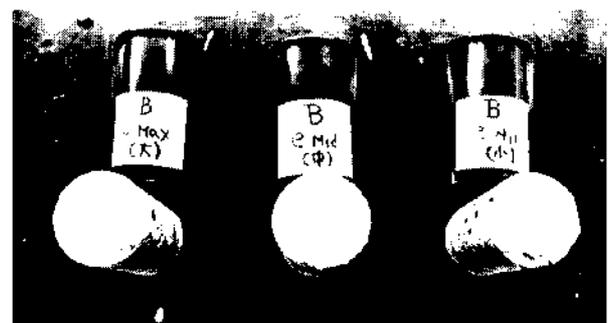


写真-4.3 供試体 B



写真-4.4 供試体 C の作製デモ

b) 一軸圧縮試験

作製した供試体について、一軸圧縮試験を実施した。いずれの供試体についても、水中で 7 日間養生した後、試験を実施している。試験で得られた各供試体の一軸圧縮強さを図-4.2～図-4.4 に示す。

図-4.2、図-4.3 に示した供試体 A 及び B では、間隙が小さい供試体で一軸圧縮強さが大きくなっているのに対し、図-4.4 に示した供試体 C では間隙が大きい供試体の方が一軸圧縮強さが大きい結果となっている。また、供試体 A で間隙が大きい場合においては、充填率が高い供試体の一軸圧縮強さが大きい。供試体 C で間隙が小さい場合については、セメントペーストの強度を低く設定する（今回の実験では、材齢が 2 日の供試体を用いることでセメントペーストの強度が低い供試体とした）と一軸圧縮強さも小さくなった。

図-4.5 に圧縮試験終了後に X 線 CT 装置で撮影した供試体 A と供試体 C の水平断面画像を示す。供試体 A の画像では右下付近にクラックが見られ、碎石とセメントペーストが剥離していることがわかる。セメントペーストのみの一軸圧縮強さは $16\sim 18\text{MN/m}^2$ 程度であり、供試体 A では碎石とセメントペーストの接着面が弱面となっていることが考えられる。

一方、供試体 C では、セメントペースト部にもクラックが見られる。しかしながら、クラックは、まず弱面である碎石とセメントペーストの接着面、その後セメントペースト部に発生すると考えるのが自然である。この場合、碎石とセメントペーストの間のクラック（剥離）を連結するようにセメントペースト中にクラックが進展する。間隙の小さい供試体ほど碎石とセメントペーストの接触面積が大きく、またそれらを連結するクラックも発生しやすい（碎石間の距離が短い）ことから、一軸圧縮強さが小さくなった可能性がある。

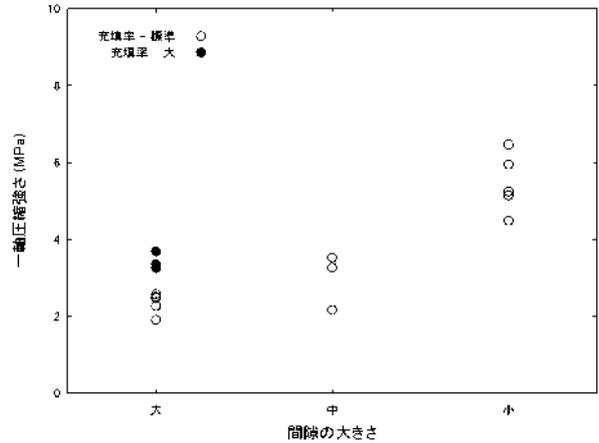


図-4.2 一軸圧縮試験結果（供試体 A）

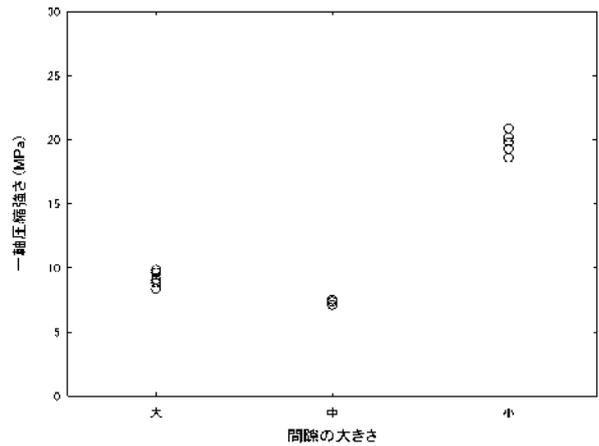


図-4.3 一軸圧縮試験結果（供試体 B）

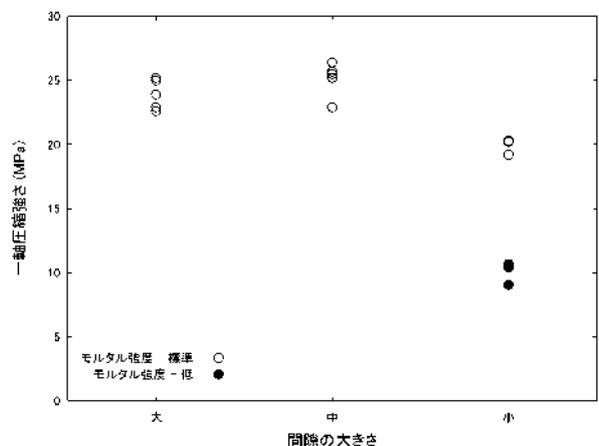
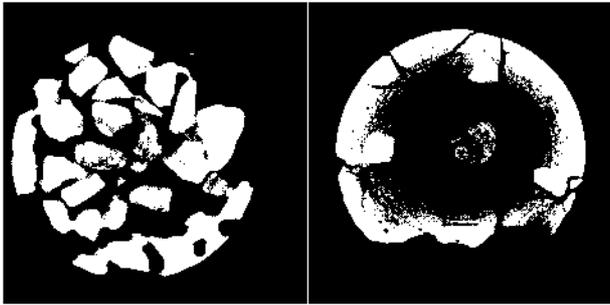


図-4.4 一軸圧縮試験結果（供試体 C）



供試体 A

供試体 C

図-4.5 試験後の供試体の X 線 CT 画像

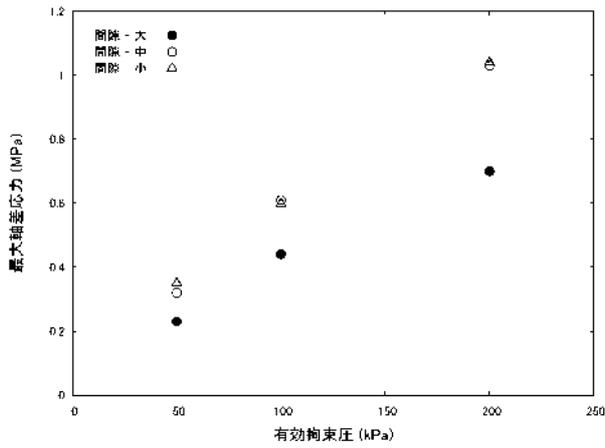


図-4.6 碎石の三軸圧縮試験結果

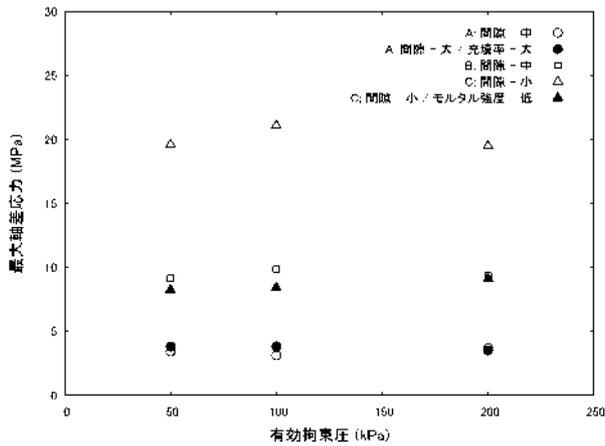


図-4.7 供試体 A, B, C の三軸圧縮試験結果

c) 三軸圧縮試験

一部の条件で作製した供試体については、三軸圧縮試験 (CD 試験) を実施した。碎石のみで作製した供試体の三軸圧縮試験結果を図-4.6 に、碎石とセメントペーストで作製した供試体の三軸圧縮試験結果を図-4.7 に示す。

図-4.6 に示した碎石の三軸試験結果では、拘束圧依存性が明確に見られるが、図-4.7 の碎石とセメントペーストによる供試体の場合は試験結果が拘束圧にあまり依存していない。碎石とセメントペーストの供試体は一軸圧縮強さが大きいことからわかるとおり粘着力が非常に大きく、拘束圧が相対的に低かったため、三軸圧縮試験においては拘束圧依存性が明確に現われなかったものと考えられる。

(3) 夾雑物の影響

a) 供試体の作製方法

A-1~A-4 の 4 ケースの実験を行った。A-1 は碎石の間隙がセメントペーストで十分に充填されていないもの (4.1 (2) の供試体 A と同条件であるが、使用する碎石やセメントのロットが異なるため再度試験した)、A-2 は碎石表面にシリコングリースを付着させた後にセメントペーストを充填させたもの、A-3、A-4 は碎石の間隙に砂を充填した後にセメントペーストを充填させたものである。各ケースの供試体作製方法は以下のとおりである。

① 供試体 A-1

下面に穴の開いたプラスチックモールド (直径 5cm, 高さ 10cm) に、碎石 (単粒度 6 号, 粒径 5~13mm) を詰め、セメントペースト (水セメント比 0.6) を注入し、注入後すぐに下面から排出させることにより作製した。

② 供試体 A-2

プラスチックモールド (直径 5cm, 高さ 10cm) に、あらかじめシリコングリースを付着させた碎石 (単粒度 6 号, 粒径 5~13mm) を詰め、セメントペースト (水セメント比 0.6) を注入した。供試体 A-1 の場合と同様、注入後すぐに下面からセメントペーストを排出することにより作製した。

③ 供試体 A-3

プラスチックモールド (直径 5cm, 高さ 10cm) に、碎石 (単粒度 6 号, 粒径 5~13mm) を 4 層に分けて詰め、各層作製ごとに碎石の間隙に砂 (相馬珪砂 6 号) を詰めた。砂の投入量は碎石の間隙体積の 30%程度とした。その後、A-1、A-2 と同様にセメントペースト (水セメント比 0.6) を注入し、注入後すぐに下面から排出させて作製した。

④ 供試体 A-4

A-3 と同様の作製方法で、使用する砂を相馬珪砂 4 号とした。

供試体は各ケース 3 本ずつ作製した。作製した供試体は、上部にラップ等を被せ約 1 日気中養生し、2 日日以降は水中養生とした。養生 7 日後に一軸圧縮試験を実施した。その際、供試体の圧縮量が 0.3mm 毎に X 線 CT 装置による撮影を行った。

b) 供試体内部の状況

実験前の全供試体について、X線CT装置により撮影した供試体中心を通る水平及び鉛直断面画像を図-4.8～図-4.11に示す。図-4.8に示した供試体A-1では、空隙が多いものの碎石がセメントペーストにより接着されており、図-4.1のAの構造の供試体が作製できている。図-4.9の供試体A-2については、A-1と同程度充填されているように見えるが、碎石とセメントペーストの間にグリースの影響によると思われる隙間が生じており、碎石とセメントペーストの付着状況は悪いようである。A-3(図-4.10)については、CTの画像からは砂が読み取れない(珪砂6号は粒径が細かく、この撮影条件では判別できない)が、いずれの供試体についても、供試体中央部の隙間にセメントペーストが充填されていないことがわかる。最後に、図-4.11のA-4については、供試体中央部の隙間が砂で充填されておりセメントペーストが浸透してきていない。

このように、碎石の表面が汚れるなどしている場合は隙間にセメントペーストが浸透してきても碎石とセメントペーストの付着が悪いこと、また、碎石の隙間に砂等の夾雑物が存在する場合はセメントペーストが隙間に浸透せず充填が十分に行われなことが確認できる。

c) 一軸圧縮試験

養生7日後にモールドを脱型し、供試体を取り出したところ、A-1は3本とも自立したが、A-2の1本、A-3の2本、A-4ではすべての供試体が自立しなかった。自立した供試体については、すべて一軸圧縮試験を実施した。試験の結果得られた一軸圧縮強さ(A-1: 3本、A-2: 2本、A-3: 1本、A-4: 0本)を図-4.12に示す。

図-4.12によると、供試体A-1の場合、 $1000\sim 2000\text{kN/m}^2$ の間で値が大きくばらついている。試験前の供試体のX線CT画像(図-4.8)によると、同じ供試体A-1であっても、供試体毎にセメントペーストの充填具合に差があることが見てとれる。このような供試体の内部構造の個体差が原因で、一軸圧縮強さの大きなばらつきが生じたものと思われる。

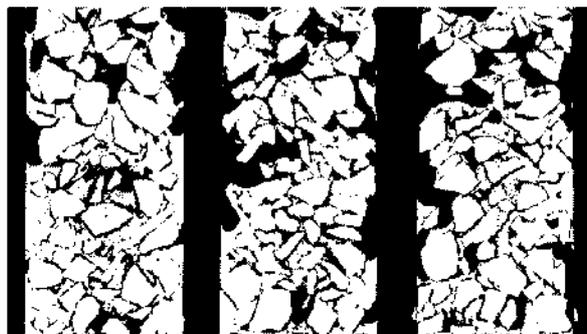


図-4.9 供試体A-2の水平及び鉛直断面画像

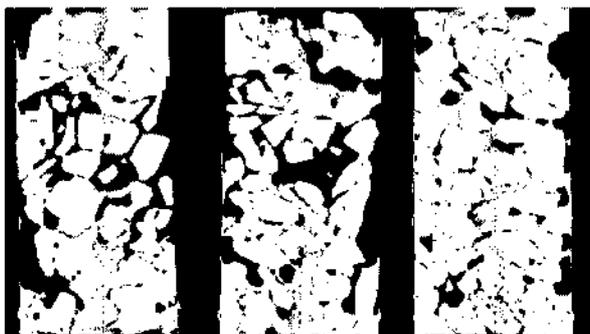


図-4.8 供試体A-1の水平及び鉛直断面画像



図-4.10 供試体A-3の水平及び鉛直断面画像

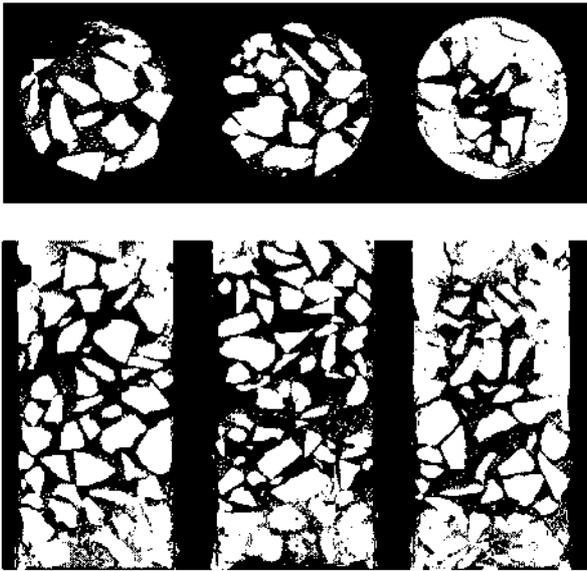


図-4.11 供試体 A-4 の水平及び鉛直断面画像

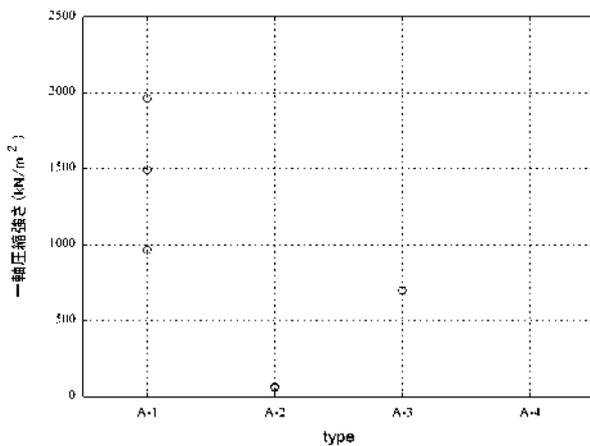


図-4.12 各供試体の一軸圧縮強さ（養生 7 日）

さらに、図-4.12によると、供試体 A-2 では、供試体は自立したものの一軸圧縮強さは非常に低く、 60kN/m^2 程度にとどまっていることがわかる。一方、先述のとおり、図-4.8、図-4.9 に示した試験前の画像からは、供試体 A-2 のセメントペーストの充填状況は供試体 A-1 と大きくは変わらず、セメントペーストと碎石の付着状況が悪いことが確認できる。このようなことから、改良済の供試体の強度は、セメントペーストと碎石の付着力に支配されていることが推定される。

供試体 A-3 については、試験が実施できた 1 本については、供試体 A-1 の半分程度の一軸圧縮強さが得られて

いる。砂が火雑する場合であっても、セメントペーストがうまく浸透し碎石を接着することができればそれなりの強度が得られると考えられる。実際のマウンドの改良にあたって、捨石マウンドの間に火雑物の存在が確認される場合は、それに合わせて浸透性の高い薬液等を用いて改良を行うなど、使用材料の選択に工夫が必要であると考えられる。

図-4.13 に一軸圧縮試験後の供試体の水平断面と鉛直断面を示す。図-4.13 によると、やや不鮮明ではあるが、いずれの供試体も、碎石とセメントペーストの境界部分から剥離するように破壊していると考えられる。従って、供試体の種類による破壊形態の違いはなく、セメントペーストと碎石との間の付着力で強度が決定されていると推定される。

(4) 懸濁型薬液を含む地盤材料の三軸圧縮試験

ここまではセメントペーストを用いて碎石を固化した場合について検討してきたが、他の改良方法として、シラクソル（懸濁型薬液）を使用して空隙を充填した場合についても実験を行った。

a) 供試体の作製方法

本実験では、供試体 D: シラクソルのみ、E: シラクソル+砂、F: シラクソル+捨石、G: シラクソル+砂+捨石の 4 種の供試体を作製し三軸圧縮試験を行った。用いた砂は硃砂 5 号である。用いた捨石は、8 章で用いたものと同じものであるが、供試体寸法の都合から、最大粒径を 20mm とした（写真-4.5）。

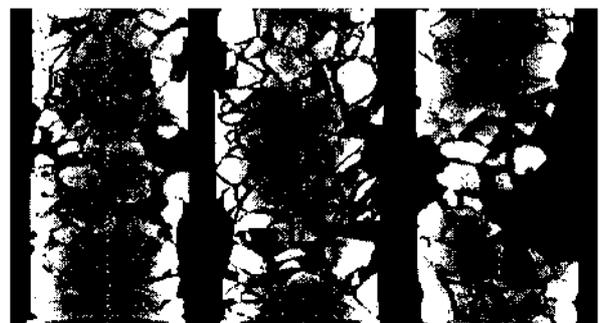


図-4.13 一軸圧縮試験後の供試体の様子
(左から A-1、A-2、A-3)



写真-4.5 実験に用いた捨石

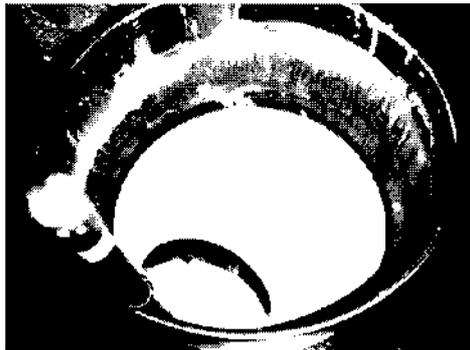


写真-4.6 実験に用いた懸濁型漿液（シラクソル）



写真-4.7 アクリル容器

シラクソル（懸濁型漿液）は、標準配合でモルタルミキサにより練り混ぜて作製した（写真-4.6）。標準配合とは、出来上がり1リットル当たり、急冷スラグ微粉末（SKU）を350g、苛性ソーダ（アクセルUD）を30g、混和剤（マイティー）を2ml、水を863g配合するものである。

供試体Dは上記のように配合したシラクソルを容器に充填することで作製した。供試体E、Fは次の手順で作製した。まず、アクリル容器（写真-4.7）の中にシラクソルを容器の1/3程度の高さまで入れておき、後から砂また

は捨石を投入した。投入中には振動を与えて供試体内部の気泡をなるべく取り除くとともに、一定のレベルで締め固めができるようにした。供試体Gについては、シラクソルをはじめに容器の1/3程度の高さまで入れておき、次いで捨石を容器の1/3程度の高さまで入れ、その後、砂をほぼ同じ高さまで投入し、締め固めた。この手順を所定の高さになるまで繰り返して供試体を作製した。いずれの供試体も直径7.5cm、高さ15cmとした。

b) 実験条件

ほぼ4週間、写真-4.8に示すように密閉養生した供試体について、端面を成型したのち、静的圧縮試験を行った。静的圧縮試験は、非排水三軸圧縮試験と排水三軸圧縮試験の2種類の試験を行った。

非排水三軸圧縮試験は、一軸圧縮強度に相当する強度を求めるために実施したもので、供試体を拘束圧 50kN/m^2 で等方圧密した後、非排水圧縮した。

一方、排水三軸圧縮試験は、強度の拘束圧依存性を確認するために実施した。供試体を拘束圧 50kN/m^2 で等方圧密し、ほぼピーク強度が発現したと思われる程度まで排水圧縮した後、一旦除荷する。その後、拘束圧 300kN/m^2 で等方圧密してさらに排水圧縮を行った。

いずれの圧縮試験においても軸圧縮速度は $0.03\%/\text{min}$ とした。

c) 実験結果

図-4.14は非排水三軸圧縮試験の結果得られた応力ひずみ曲線である。写真-4.9に破壊時の供試体の様子を示す。図からわかるようにこの時の圧縮強度は 2000kN/m^2 以上と非常に大きく、実験中に底面で測定した間隙水圧にも変化が出ていなかった。

拘束圧と比較して圧縮強度が非常に大きいことから、いわゆる過圧密状態でのせん断強度が得られているものと考えられる。その意味では、この強度はこの材料の一軸圧縮強度とほぼ同等と考えてよいと思われる。



写真-4.8 供試体の養生の様子

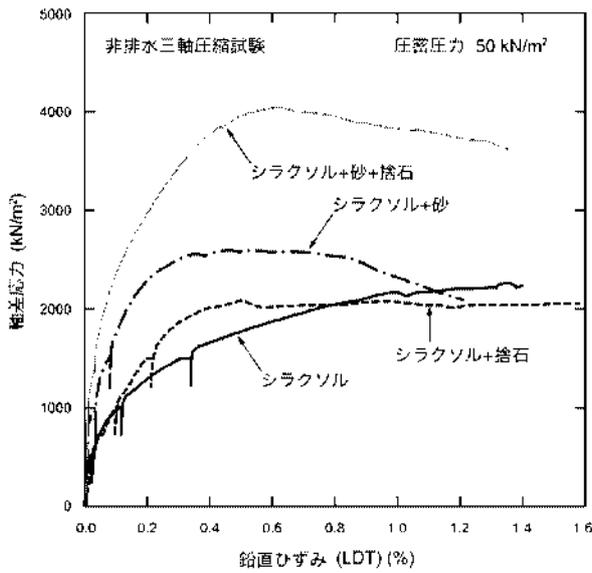


図-4.14 非排水三軸圧縮試験結果

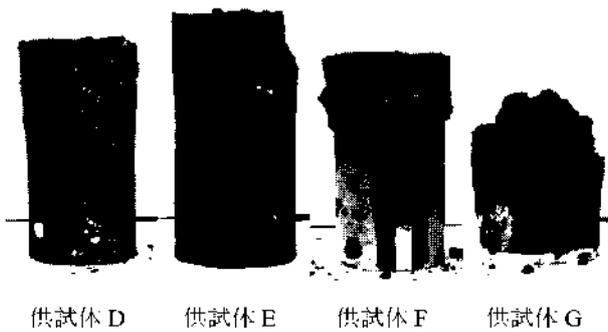


写真-4.9 非排水三軸圧縮試験で破壊後の供試体の様子

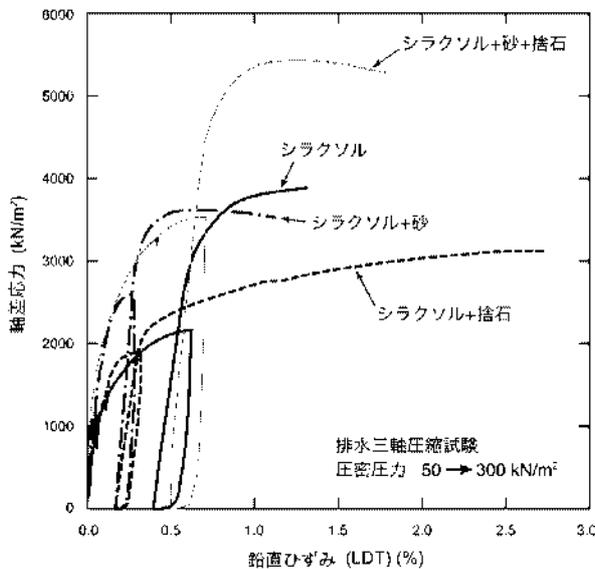


図-4.15 排水三軸圧縮試験結果

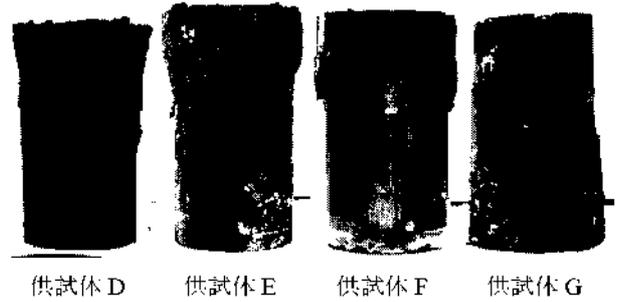


写真-4.10 排水三軸圧縮試験で破壊後の供試体の様子

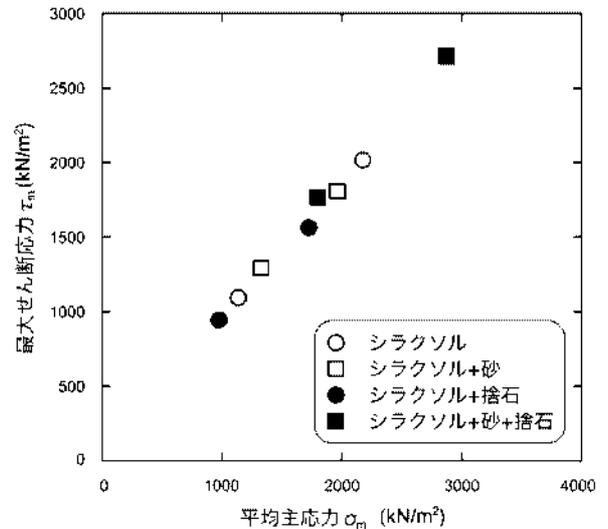


図-4.16 排水三軸圧縮試験における破壊時の応力状態

図-4.15 は排水三軸圧縮試験により得られた実験結果である。図からわかるように、いずれの供試体においても拘束圧 300kN/m²の時には、拘束圧 50kN/m²の時の圧縮強度よりも大きな強度を示している。写真-4.10 に破壊時の供試体の様子を示す。

赤井ら¹⁶⁾はこのような試験を実施することにより 1 本の供試体で強度パラメータの推定が可能であるとしている。図-4.16 には、2つの拘束圧での2つの最大軸差応力を発現したときの平均主応力 $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$ と最大せん断応力 $\tau_m = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ の関係を示した。これらの関係から、それぞれの条件の試料に対して、2つの応力状態の平均主応力 σ_{m1} , σ_{m2} とそれに対応する最大せん断応力 τ_{m1} , τ_{m2} から、せん断抵抗角 ϕ_d と粘着力 c_d が以下の式によって求めることができる。

$$\sin \phi_d = \frac{\tau_{m1} - \tau_{m2}}{\sigma_{m1} - \sigma_{m2}}$$

$$c_d = \frac{\tau_{m1} - \sigma_{m1} \sin \phi_d}{\cos \phi_d}$$

表-4.1 圧縮強度とせん断強度パラメータ

供試体種別	非排水圧縮試験 拘束圧: 50kN/m ² (kN/m ²)	排水圧縮試験			排水圧縮試験結果から推定されたせん断強度定数	
		拘束圧: 50kN/m ² (kN/m ²)	拘束圧: 300kN/m ² (kN/m ²)	拘束圧: 300kN/m ² (kN/m ²)	ϕ_b (°)	c_d (kN/m ²)
D: シラクソル	2092	2187	4038	52	313	
E: シラクソル+砂	2591	2582	3618	42	523	
F: シラクソル+捨石	2092	1882	3126	45	334	
G: シラクソル+捨石+砂	4048	3533	5437	52	537	

このようにして、 ϕ_b と c_d を推定した結果を表-4.1にまとめた。

以上の結果からわかるように、シラクソルを混合した地盤材料は $c-\phi$ 材料として挙動する。その時の粘着力 c_d の範囲はおよそ 300~500kN/m² の範囲であり、せん断抵抗角 ϕ_b は 40°以上である。

(5) まとめ

砕石とセメントペーストで作製した供試体について、セメントペーストの充填状況や砕石間の夾雑物の影響を調査した。実験結果より、供試体の強度が砕石とセメントペーストの付着力により支配されていること、夾雑物が存在する場合にはセメントペーストの充填が困難となり強度が低下することなどを確認した。砕石の空隙に砂等が存在する場合は、浸透性の高い薬液を利用するなどの工夫が必要であると思われる。また、シラクソル（懸濁型薬液）を用いて作製した供試体について、二軸圧縮試験を実施し、力学特性を調査した。その結果、シラクソルを混合した地盤材料は $c-\phi$ 材料として挙動することが確認できた。従って、拘束圧が大きい場合にはより大きな抵抗を期待できる可能性がある。ただし、 $c-\phi$ 材料として挙動するメカニズムや、新工法における改良後のマウンド掘削による拘束圧の変化などについて検討が不十分であり、当面は c 材として設計するのが妥当であると思われる。

4.2 1G 場における模型振動実験

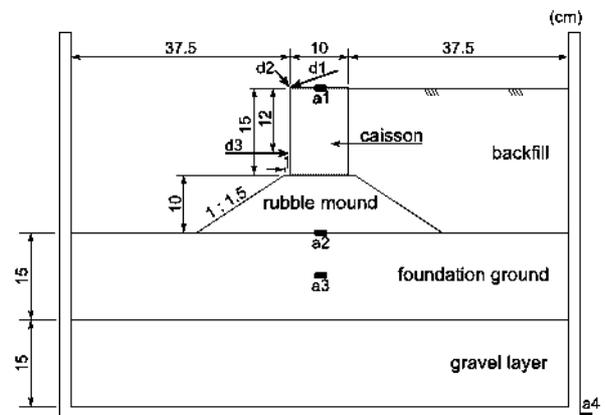
(1) 実験の目的

6章で述べる試設計などにより、捨石マウンドの一部分を改良しただけで、増深後の重力式係船岸の静的な安定が保たれることが確認された。しかしながら、この場合、改良により造成される改良体（固化体）がマウンド内に埋め込まれる構造となるため、係船岸全体の地震時の挙動が複雑となることが予想される。そこで、捨石マウンドの一部分を改良して増深した重力式係船岸について簡易な模型振動実験を行い、その地震時挙動を検討することにした。実験では、係船岸の地震時の挙動を定性的に把握することを目的とした。すなわち、増深後の重力式

係船岸の動的挙動を正確に再現することではなく、係船岸全体の地震時の変形モードを観察し影響要因を抽出することを目的とした。なお、定量的な検討は、後述の遠心力場における模型実験により、相似則等を考慮した実験を行うことで実施している。

表-4.2 動電式振動試験装置 (CV-600-070) の主な仕様

加振力	
正弦波	5.88 kN
ランダム波	2.04 kN rms
最大加速度	19.6 m/s ²
最大速度	0.7 m/s
最大変位	51 mm p-p
可動部質量	112 kg
振動数範囲	0.5 - 200 Hz
最大搭載質量	500 kg



a1~a4: 加速度計, d1~d3: 変位計

図-4.17 模型地盤の形状 (ケース 1)

(2) 実験方法

実験は港湾空港技術研究所内の動電式振動試験装置 (CV-600-070) を用いて実施した。装置の主な仕様を表-4.2に示す。実験では、振動台上に内寸幅 850mm、高さ 650mm、奥行き 354mm の土槽を設置し、土槽内に図-4.17に示すような重力式係船岸の模型を作製した。

土槽最下部の砕石層は土槽の一部として長期間にわたり設置されているもので、しっかりと締固まっております。

験中の変形は無いと考えられる。碎石層の上部には防砂シートが敷設されており、砂の出入も無い。今回の実験にあたっては、碎石層には手を加えず、図-4.17の基礎地盤から上の部分を実験毎に作製することとした。

上槽を振動台に設置した状態で、碎石層の上に空中落下法で基礎地盤を作製する。基礎地盤には相馬珪砂(6号)を使用し、相対密度がおおよそ60%となるように作製した。基礎地盤作製後、碎石(7号)を用いてマウンドを作製する。マウンドは手作業で盛り立てることとし、締め等は実施していない。マウンドの密度は約 $1.5g/cm^3$ である。マウンドの一部分を改良体とする場合には、マウンドの作製時、改良体模型を所定位置に設置した。改良体模型はセメントペーストを用いてあらかじめ所定の形状に作製したもので、上槽奥行き方向に3分割し、上槽壁面の影響を低減するよう工夫した。

マウンド上にケーソン模型を設置した後、背後地盤を空中落下法で作製し模型地盤は完成する。ケーソン模型は木箱に砂等を入れて重量調整をしたもので、密度は $0.98g/cm^3$ である。ケーソン模型も改良体と同様に上槽奥行き方向に3分割とし、中央断面で変位等を計測することで上槽壁面の影響を低減した。また、背後地盤は基礎地盤と同様に、相馬珪砂(6号)を用いて相対密度60%となるように作製した。なお、マウンドの背後地盤側の表面にはガーゼを置き、背後地盤の砂がマウンドの碎石内に落下することを防止した。本実験では、簡単のため、模型地盤を飽和せず、乾燥状態で実験を行った。

ケーソンの変位は、ケーソン天端の海側角(岸壁法線位置)に設置した2個の巻込み式変位計と、ケーソン海側の前面(天端から12cm下)に設置したひずみゲージ式変位計1個の計3個で計測した。加速度計や上圧計などのセンサー類は、地盤作製の作業中に適宜設置した。

地盤作製後、センサー類の接続ならびにデータロガーの設定等を確認し、振動台による加振を行った。入力波は10Hzの正弦波とし、最大加速度を100, 200, 300, 500, 800Galの5段階に変化させ、それぞれ50波加振するステップ加振により実験を行った。各ステップにおける加振終了後には、変位の記録やデータ収録・写真撮影などのため、ある程度の時間をおいてから次のステップの加振に移った。一部の実験ケースでは、模型の変形が非常に大きくなったため、最大加速度500Galの時点で実験を終了した。

(3) 実験結果と考察

a) 改良体の形状の影響

改良体の形状による岸壁挙動の変化を確認するため、5ケースの実験を行った。ケース1は増深前の断面、ケー

ス2~5は増深後の断面であり、マウンド・改良体部分の形状を除き、同じ実験条件とした。ケース1の模型形状はすでに図-4.17に示したとおりである。ケース2~5の改良体の形状を図-4.18に示す。また、実験終了後の地盤のスケッチを図-4.19に、実験の結果得られたケーソン天端の海側角(岸壁法線位置)の軌跡を図-4.20に、ケーソンの水平変位と傾斜角の関係を図-4.21に示す。

ケース1, 4, 5では、最大加速度500Galの加振の際に岸壁に大きな変位が発生したが、ケース2, 3では、最大加速度500Galではあまり大きな変位は生じず、800Galの加振で大きな変位が発生した。そのため、図-4.20, 図-4.21ではケース1, 4, 5については500Gal加振時、ケース2, 3については800Gal加振時のデータを示している。

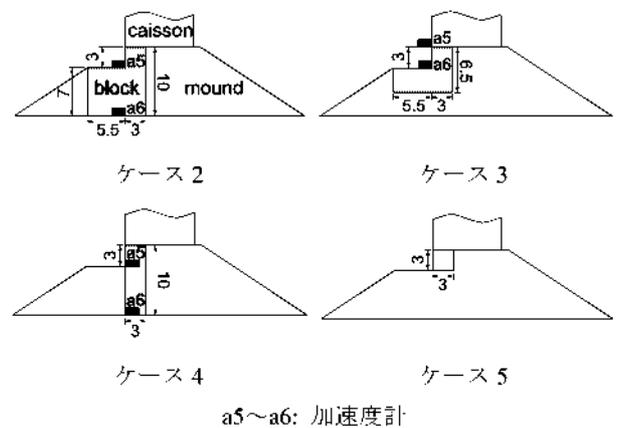


図-4.18 ケース2~5のマウンド・改良体の形状

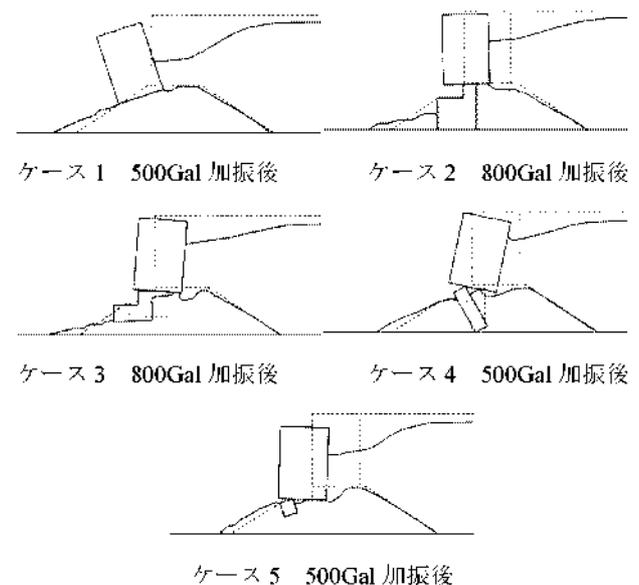


図-4.19 ケース1~5の実験終了後の地盤のスケッチ

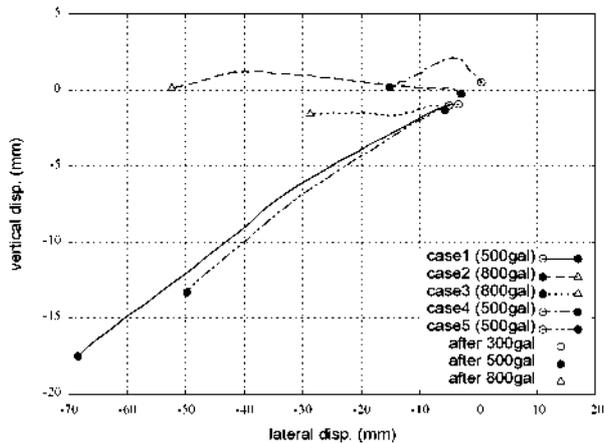


図-4.20 ケーソンの水平変位と鉛直変位の関係（海側への変位を負，沈下を負とする）

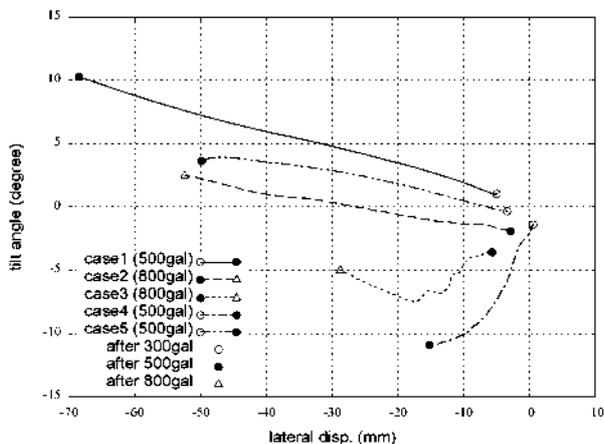


図-4.21 ケーソンの水平変位と傾斜角の関係（ケーソン上部が海側へ傾く傾斜を正とする）

図-4.19 のスケッチは，土槽側壁面からの観察であり，図-4.20，図-4.21 に示した変位等の計測位置とは断面が異なる（前述のとおり模型が奥行き方向に 3 分割されている）。また，マウンドの砕石と土槽側壁の間に砂が落ち込むため，マウンドと背後地盤との境界面は不明確であり，図-4.19 に示したラインはおおよその形状である。なお，いずれのケースについても，基礎地盤は数 mm 程度沈下したが，大きな変状は見られなかった。

岸壁の変形は大きく 3 グループに分かれるように見受けられる。ケース 1，5 とケース 2，3，ケース 4 の 3 グループである。まずケース 1，5 では，ケーソンの水平変位とともに沈下が生じていることが図-4.20 からわかる。図-4.21 に示されているように，ケース 1 では海側へのケーソンの前傾も大きい。図-4.19 によると，ケース 1，5 で

は海側のマウンドの崩壊とともにケーソンが背後からの土圧により押し出されているようである。ケース 5 の場合は，改良体もケーソンとともに変位している。次に，ケース 2，3 に着目すると，図-4.20 よりケーソンはあまり沈下せず，水平に変位していることがわかる。図-4.21 より，いずれの場合も 800Gal 加振前はケーソンは陸側に傾斜している。改良体に支えられた前趾側よりもマウンドに支えられた後趾側の方が沈下しやすかったためと思われる。その後，800Gal の加振の際に，ケーソンは改良体乗り越えていくようにして海側に水平に変位した。最後にケース 4 の場合，図-4.19 より改良体そのものが転倒していることが確認できる。そのため，図-4.20 に示されているように，ケーソンは一度持ち上げられた後もとの高さに戻っており，水平変位も比較的小さい。また，図-4.21 に示されているようにケーソンは陸側に大きく傾斜している。なお，改良体を有するケースでは，いずれのケースでも，改良体とマウンドの沈下差によりケーソン底盤が一部浮いてしまう状況が生じていた。

次に，改良体の有無や改良体の形状の違いが，地盤内及びケーソンの加速度に与える影響について検討する。最大加速度の増幅率を加速度計の設置高さで整理した結果を図-4.22，図-4.23 に示す。図-4.22，図-4.23 には，入力波の最大加速度が 100Gal，300Gal の 2 つの加振ステップの結果を示している。図に示した増幅率は，各加速度計で計測された加速度波形 1 周期毎の海側向き・陸側向きの最大加速度を，加振ステップ全体（入力波 50 波）にわたって平均し，それを同様にして求めた振動台加速度（a4，設置高さ 0cm）の最大加速度平均値で除したものである。なお，入力波の最大加速度が 100Gal の加振ステップではいずれの模型も変位を生じず，300Gal では最大 5mm 程度の変位は生じたが大規模な変形は生じなかった。また，最大加速度が 100Gal，300Gal の加振ステップ中は，加速度波形が比較的安定しており，波形 1 周期毎の加速度最大値も大きく変動することはない。入力波の最大加速度が 500Gal 以上の加振ステップでは，模型に大きな変形が生じ，加速度計が傾斜するなどして精度の良いデータが得られていないため，ここでは議論の対象としない。

図-4.22，図-4.23 より，入力波の最大加速度が 100Gal の加振ステップ（図中，灰色の印）では，加速度はあまり増幅せず，改良体（同化部）の有無や形状の違いによる差はあまりないことが確認できる。また，地盤内（白抜き）と比較すると改良部（塗潰し）での加速度の増幅はやや小さい。また，陸側向き（図-4.23）の加速度の方が海側向き（図-4.22）の加速度よりも増幅がわずかに大きい。

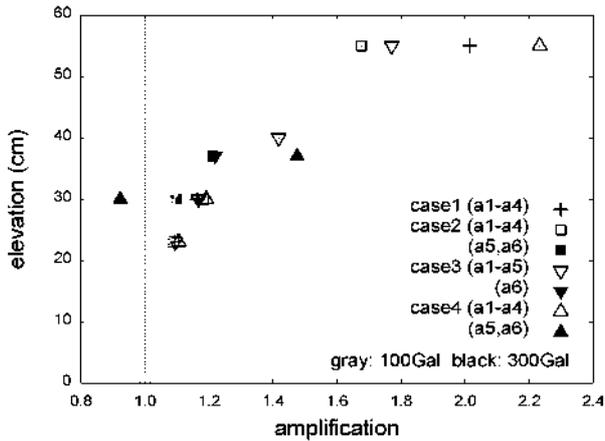


図-4.22 海側向きの最大加速度増幅

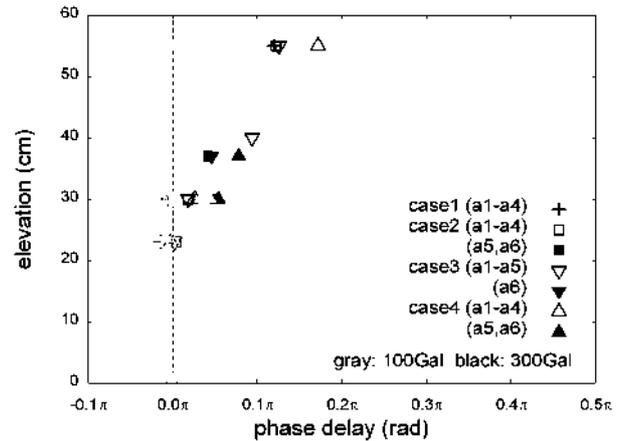


図-4.24 海側向きの加速度の位相遅れ

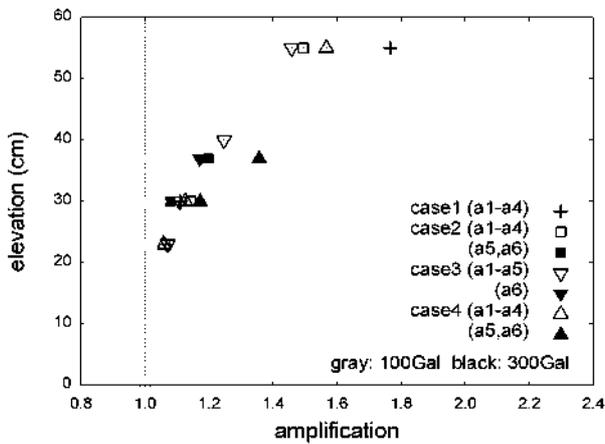


図-4.23 陸側向きの最大加速度増幅

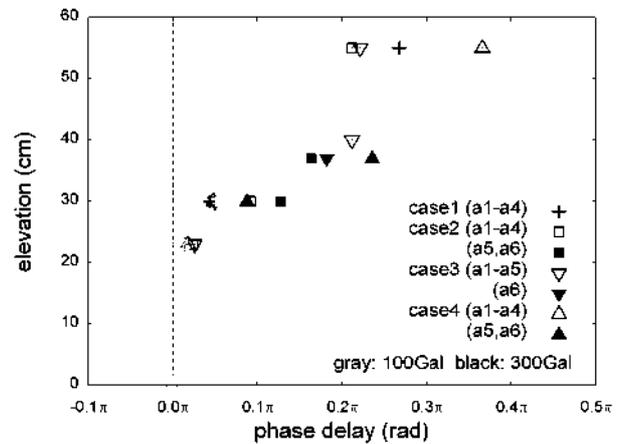


図-4.25 陸側向きの加速度の位相遅れ

一方、最大加速度 300Gal の加振ステップ (図中、黒色) では、改良体の有無や形状の違いにより加速度の増幅傾向が異なる。ケース 2、ケース 3 の場合、海側向き・陸側向きとも、ケーソン天端での加速度増幅が、増深前の断面 (ケース 1、改良部無し) よりも低下し、ケーソンの振動に対する安定性が向上していることがわかる。これに対しケース 4 の場合、ケーソン天端の陸側向きの加速度増幅は増深前の断面 (ケース 1) のよりも低下しているが、海側向きの加速度増幅は増深前よりも大きくなっている。また、ケース 4 の改良体の上部では、ケース 2、3 の場合よりも加速度の増幅が大きくなっている。

図-4.24、図-4.25 に加速度の位相遅れを示す。図に示した加速度の位相遅れは、加速度波形 1 周期毎に、各加速度計で計測された海側向き・陸側向きの最大加速度が振動台加速度 (a4) の最大値からどれだけ遅れているか求め、それを加振ステップ全体 (50 波) にわたって平均したものである。

図-4.24、図-4.25 より、最大加速度 100Gal では大きな遅れは生じておらず、300Gal では特に陸側向きの加速度最大値に位相の遅れが生じていることがわかる。また、ケース 2、3 の場合は、増深前のケース 1 と同様な傾向を示している。一方、ケース 4 では、他のケースと比較してケーソン天端における位相の遅れが大きく、特に陸側向きの加速度でその傾向が強く現れている。

このような加速度の位相遅れと、先述の加速度増幅特性をあわせて考えると、ケース 4 の場合、ケーソンは海側へ大きく投げ出されるような挙動となるため陸側向きの加速度の位相が遅れ、ケーソンが陸側に戻った時にはすでに海側へ動きはじめている背後地盤と強く衝突するような形となって海側向きの加速度が増幅されていると考えることができる。またこのような挙動が生じる原因の一つとして、ケーソンの前趾を支えている改良体自体が形状的に不安定であり、改良部において振動が増幅していることが考えられる。

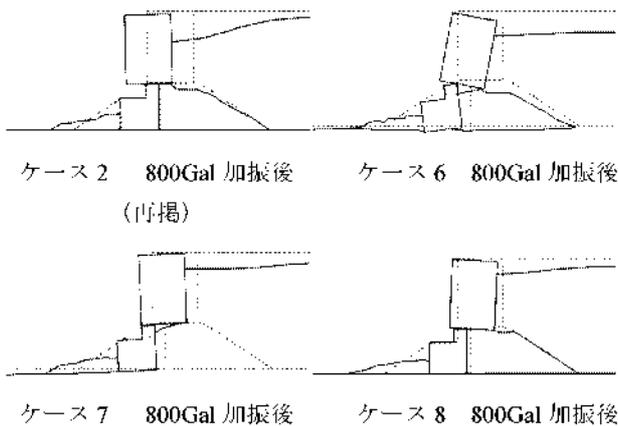


図-4.26 ケース 6～8 の実験終了後の地盤のスケッチ

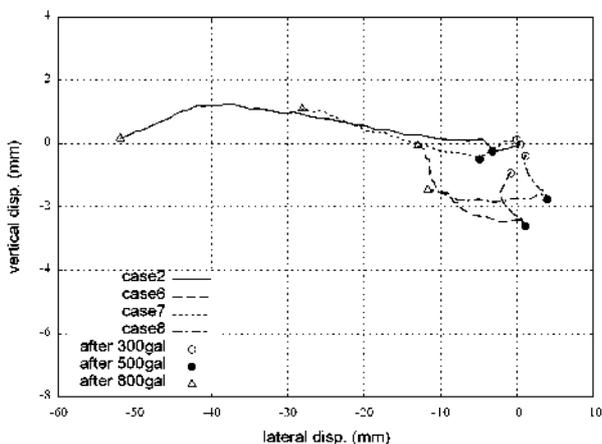


図-4.27 ケーソンの水平変位と鉛直変位の関係（海側への変位を負、沈下を負とする）

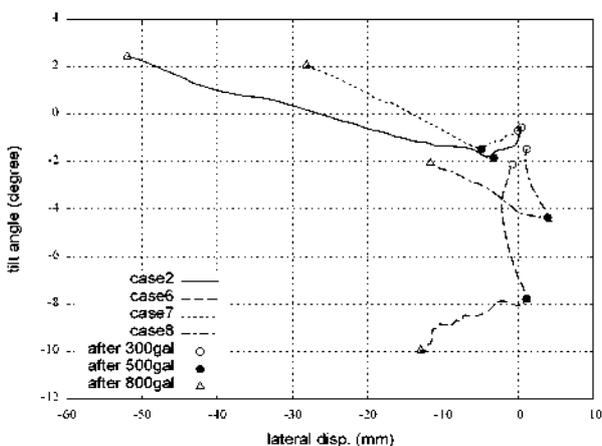


図-4.28 ケーソンの水平変位と傾斜角の関係（ケーソン上部が海側へ傾く傾斜を正とする）

b) 地盤条件その他の実験条件の影響

基礎地盤が緩い場合の挙動を調査するため、基礎地盤・背後地盤の相対密度を約 25%とした実験ケース 6 を実施した。また、改良体とケーソンが良く付着している場合を再現するため、改良体とケーソンの間にゴムマット（厚さ 3mm）を敷いた上で接着する実験ケース 7 を実施した。さらに、ケーソン重量の影響を調査するため、ケーソン重量を増加させ、密度を 2.2g/cm^3 と他のケースの倍程度にした実験ケース 8 を実施した。いずれの実験についても、その他の実験条件はケース 2 と同様とした。

図-4.26 に実験後の模型のスケッチを、図-4.27 にケーソンの変位の軌跡（ケーソン天端、法線位置）を、図-4.28 にケーソンの水平変位と傾斜の関係を示す。

基礎地盤の密度が低いケース 6 の場合、図-4.26 からわかるとおり、基礎地盤の沈下に伴いマウンドや改良体が基礎地盤部にめり込むように沈下している。また、改良体の前趾が沈下することで海側へと傾斜しているのに対し、ケーソンは陸側に傾斜している。図-4.27、図-4.28 によると、500Gal 加振時にケーソンが後趾側に傾きながら沈下し（この時水平変位はあまり発生しない）、その後、800Gal の加振によりさらに後趾側に傾きながら改良体を乗り越えるように海側へ水平変位をはじめている。沈下量が大きい点を除けば、ケース 4 に近い挙動（図-4.19 参照）となっており、改良体の安定が重要であることが確認できる。

次に、ケーソンと改良体がゴムマットを介して接着されているケース 7 に着目すると、図-4.26 より、加振終了時までケーソンと改良体が一体となって変位していることが確認できる。ケース 2 と比較すると、ケーソンの変位量は減少しているが、改良体の変位量は逆に大きい。つまり、ケーソンが改良体を引きずるように変位した可能性がある。図-4.27、図-4.28 によると、ケーソンの変位・傾斜についてはケース 2 と 7 の間に大きな差は生じておらず、ケーソンのみが動くか、ケーソンと改良体が一体化して動くかだけの差であったことが推測される。

ケース 7 の最大加速度 800Gal 加振時のビデオ観察によると、ケーソンが改良体を中心に大きく左右に振れていることが確認された。ケーソン天端に取り付けた加速度（容量 2G）は振り切れており、振動がかなり激しかったことがわかる（ケース 2 の場合、容量ぎりぎりであった）。ケーソンと改良体が一体化しているような場合、このように振動モードが変化する可能性があり、検討が必要である。なお、ケース 7 の場合、図-4.26 より、海側の基礎地盤が若干沈下し、改良体がわずかに傾斜する様子が確認できるが、この理由は不明である。模型作製時に海側

の基礎地盤が少し緩かった可能性がある。

最後に、ケーソンの重量が大きいケース 8 について述べる。図-4.26 でケース 8 とケース 2 を比較すると、ケーソンの海側への変位はケース 8 の方が小さく、改良体の海側への変位はケース 8 の方が大きいことがわかる。ケーソンが重いことで、ケーソン自身の変位はおさえられたが、ケーソンと改良体の間の摩擦が大きくなり、改良体がケーソンに引きずられるように海側へ変位したと考えられる。また、図-4.27、図-4.28 によると、800Gal 加振時のケーソンの挙動の傾向はケース 2、8 の間で大きな差はない。大変形時には、ケーソン重量はケーソンや改良体の変位量には影響するが、変形パターンには影響しないと見える。一方、100Gal から 500Gal までの加振中には、ケース 2 よりもケース 8 の方がケーソンの沈下量が大きく、また、陸側への傾斜が大きいことが図-4.27、図-4.28 から確認できる。ケーソンが重く沈下量が大きくなることで、改良体とマウンドの沈下差がより大きくなり、後趾側への傾斜が大きくなったものと思われる。

(4) 1G 場における模型振動実験のまとめ

模型実験により、マウンドの一部を改良することで増深をした重力式係船岸の地震時挙動を確認した。その結果、以下のような事項が確認された。

- ① 重力式係船岸の地震時安定性を確保するためには、増深後のマウンドの安定性、改良体自身の安定性が確保されることが必要である。
- ② 改良体で支えられたケーソン前趾と、マウンドで支えられた後趾の沈下差により、ケーソンが陸側に傾斜する。この傾向は、基礎地盤が緩い場合やケーソンが重い場合に顕著となる。
- ③ ケーソンの傾斜やマウンドの沈下に伴い、ケーソンの底盤が一部浮いてしまう状況が確認された。底盤の応力に関する照査が必要である。
- ④ ケーソンや改良体の変位・相対変位には、ケーソンと改良体の間の摩擦力が影響を与えと考えられる。
- ⑤ ケーソンと改良体の付着状況によっては、ケーソン及び改良体の振動モードが変化すると考えられ、今後検討が必要である。

さらに実験結果や、実験中の模型の観察結果などから岸壁の挙動に影響したと思われる要因を抽出すると、図-4.29 に示すような 6 つの要因が挙げられる。つまり、1: マウンドの海側法面の崩壊、2: 固化部及びその下部の状況（固化部形状とその安定性・固化部下のマウンド層厚等）、3: 固化部の変位、4: マウンドの沈下及びマウンドと固化部の沈下差、5: ケーソンの姿勢の変化（後傾）、6: ケーソンの変位、である。これらは相互に関係しながら

進行する。例えば、3 の固化部の変位は、1 のマウンドの海側法面の崩壊状況や 2 の固化部の下部の状況に依存し、4 のマウンドの沈下に影響を与える。マウンドの沈下は 5 のケーソンの姿勢に影響することで 6 のケーソンの変位に影響を与え、その結果生じるケーソンの変位状況は 3 の固化部の変位にも影響する。従って、設計の際は、個別の要因の発生状況と相互の因果関係を考慮しつつ、検討を進める必要があると考えられる。

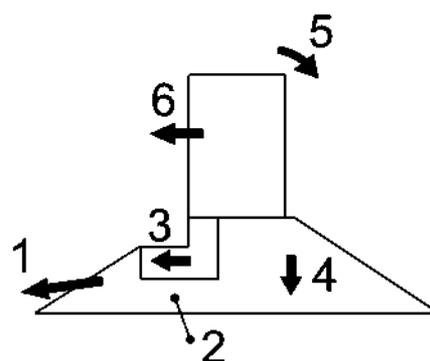


図-4.29 岸壁の挙動に影響する要因

4.3 遠心力場における模型実験

(1) 実験の目的

先述の 1G 場における模型振動実験では、増深後の重力式係船岸の地震時の挙動を定性的に把握することを目的とし、その結果から係船岸の地震時挙動に影響を与える要因を分析した。しかしながら、1G 場における模型振動実験では相似則が考慮されていないことから、その結果だけを基に実際の係船岸の挙動を推定することが難しい。そこで、捨石マウンドの一部を改良することで増深した重力式係船岸について、地震時にケーソンに作用する外力を定量的に把握すること、数値解析による検討を行う際にキャリブレーションに用いることのできるデータを取得することなどを目的として、遠心力場における模型振動実験を実施した。

(2) 実験の方法

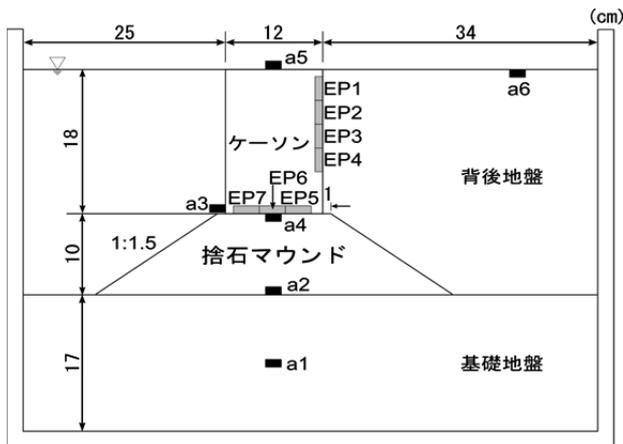
実験は、港湾空港技術研究所が所有する遠心模型実験装置を用いて実施した。装置の仕様を表-4.3 に、遠心模型実験の相似則を表-4.4 に、実験のために作製した模型の概要を図-4.30 に示す。使用した土槽の寸法は、幅 71cm、奥行き 20cm、高さ 50cm（いずれも内寸）である。

表-4.3 遠心模型実験の仕様

最大遠心加速度	113 G
回転腕直径	9650 mm
有効回転半径	3400-3800 mm
最大中心軸回転数	163 rpm
回転体最大速度	92 m/sec
スイングプラットフォームの大きさ	1600×1600 mm
最大積載質量	2760 kg
最大質量×加速度 容量	300 ton×G

表-4.4 遠心模型実験の相似則¹⁷⁾

項目	模型 / 実物
長さ	1/n
加速度	n
質量	1
力	1/n ²
応力	1
ひずみ	1
変位	1/n
時間 (圧密・浸透)	1/n ²
時間 (動的)	1/n
周波数	1/n



⇨ 加振方向

(a1～a6:加速度, EP1～EP7:ロードセル)

図-4.30 模型地盤概要図 (ケース 1)

模型の作製手順は以下のとおりである。まず、空中落下法により、土槽内に基礎地盤を作製する。基礎地盤は相馬珪砂 6号を用いて相対密度が約 90%となるように作製した。使用した相馬珪砂 6号の物理特性を表-4.5に示す。次に、粒径 4.75～9.5mm の碎石を用いて捨石マウンドを作製する。マウンドは手作業で盛り立て、締固めは実施していない。マウンドの乾燥密度は約 1.7g/cm³である。捨石マウンドの一部を改良する実験ケースの場合は、あらかじめセメントペーストを用いて所定の形状のブロックを作製しておき、このブロックを捨石マウンド内の所定の位置に設置することで改良部を模擬することとし

た。マウンド作製後、その上面にケーソン模型を設置し、背後地盤を作製する。ケーソン模型は鉄製で、背後地盤と接する面に 4 台、ケーソン底面に 3 台の二方向ロードセルが内蔵されている。これにより、背後地盤からケーソンに作用する土圧、背後地盤とケーソンの間の摩擦力、ケーソン底面に作用する反力及び摩擦力を計測することができる。ケーソン模型の寸法は幅 12cm、奥行き 19.5cm、高さ 18cm で、密度は 2.1g/cm³である。背後地盤は基礎地盤と同様に相馬珪砂 6号を使用し、空中落下法により相対密度が 90%となるように作製した。なお、捨石マウンドの上面 (背後地盤側のみ) にはガーゼを敷き、砂が碎石の隙間に落下することを防止した。

模型が完成した後、模型地盤を脱気水で飽和した。飽和は二段階に分けて行った。まず、1G 場において、土槽下部から地盤にボイリングが生じないように注意しながら注水し、ケーソン天端から約 1cm 下の高さまで水面を上昇させる。その後、模型を遠心模型実験装置に設置し、遠心模型実験装置を作動させて遠心加速度を 20G まで増加させる。この状態で脱気水の注水を再開し、ケーソン天端が水没する高さまで水面を上昇させ、模型を飽和した。飽和が終了した後、遠心模型実験装置をさらに加速し、遠心加速度を 50G まで増加させる。遠心加速度が 50G で安定したところで、模型振動実験を開始した。入力波は 100Hz (実物換算で 2Hz) の正弦波とし、最大加速度を 100, 200, 250, 300Gal の 4 段階に変化させて各段階で 50 波加振するステップ加振により実験を行った。加振方向は岸壁法線直角方向 (図-4.30 参照) である。

実験では、ケーソン模型に作用する土圧等の他に、地盤内の加速度、間隙水圧、ケーソン及び背後地盤表面の変位、ケーソンの加速度などを計測した。センサーの設置位置は図-4.30 に示したとおりである。また、実験に画像解析を行うため、模型地盤内にターゲットを埋設した。

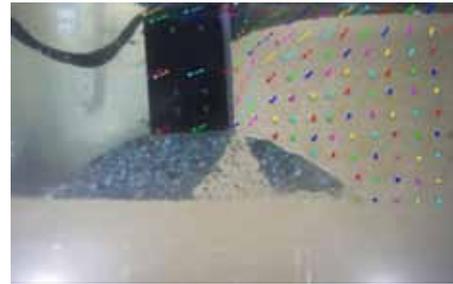
実験は 5 ケース行った。いずれのケースにおいても模型の形状は図-4.30 と同様で、マウンドの形状及び改良部の形状のみを表-4.6 のように変化させた (ケース 1 は増深前の断面で図-4.30 に示した通りである)。ケース 5 のみマウンドを相馬珪砂 4号を用いて空中落下法により相対密度が 50%程度となるように作製した。相馬珪砂 4号の物理特性は、すでに表-4.5 に示したとおりである。

表-4.5 使用材料の物理特性

	土粒子密度	最大間隙比	最小間隙比
相馬珪砂 6号	2.660	1.268	0.760
相馬珪砂 4号	2.644	0.970	0.634

表-4.6 実験ケース一覧

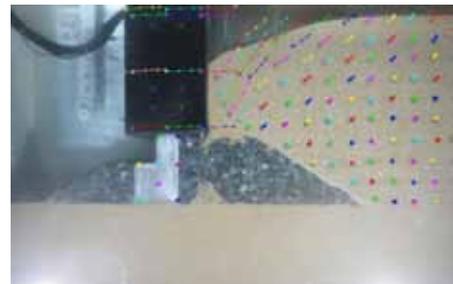
case	改良部形状	マウンド模型形状
2		
3		
4		
5		



ケース 1



ケース 2



ケース 3



ケース 4



ケース 5

(3) 実験結果と考察

a) 重力式係船岸の変位

実験中に各加振ステップにおける加振終了時の模型の様子を撮影し、実験後にその写真を比較することでケーソン模型や地盤の変位を読み取った。読み取った変位を、各実験ケースの実験終了後の写真に重ね書きしたものを図-4.31 に示す。また、岸壁法線におけるケーソン天端の変位の軌跡を図-4.32 に、ケーソン前趾直下の改良体天端の変位の軌跡を図-4.33 に示す。

ケース 1~4 においては、実験結果は概ね 1G 場における模型振動実験と同じ傾向を示している。つまり、改良体を基礎地盤に着底させないケース 2 が最も効果的にケーソンの変位を抑制している。ケース 3 のように改良体を着底させると、ケーソンと改良体との間で滑動が生じ、結果として大きな水平変位が発生する。また、ケース 4 のように改良範囲がせまい場合には、改良体が捨石マウンドとともに変位するため、ケーソンの変位を抑えることができない。

一方、マウンドを砂で作製したケース 5 では、図-4.31 よりマウンドの海側法面部が大きく変形するとともに、改良体がマウンドに少しめり込むような状態となっていることがわかる。その結果、ケーソンの沈下量は、増深前の断面（ケース 1）の場合よりも大きく、水平変位量は同程度となった。

図-4.31 ステップ 4 加振後の模型地盤状況

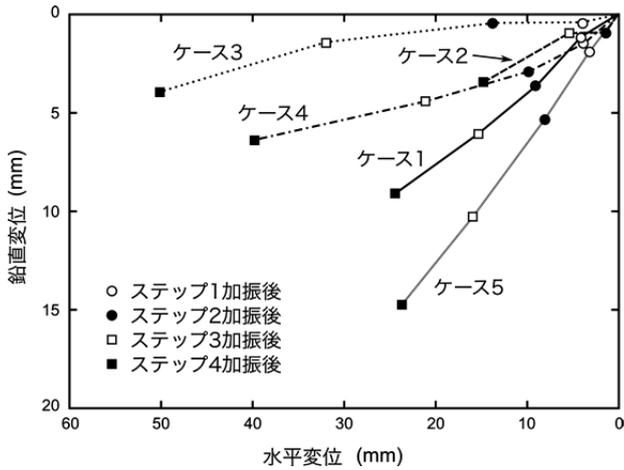


図-4.32 岸壁法線のケーソン天端の変位

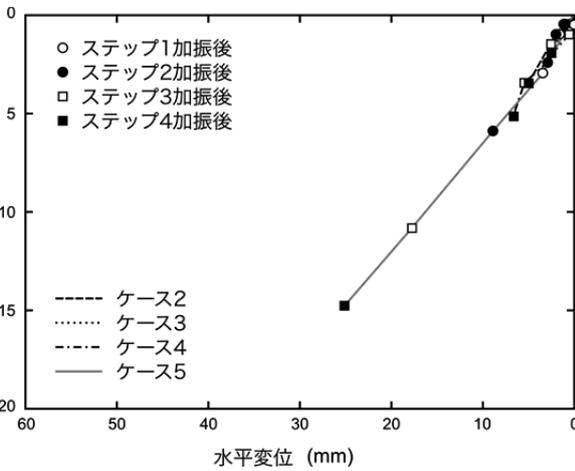
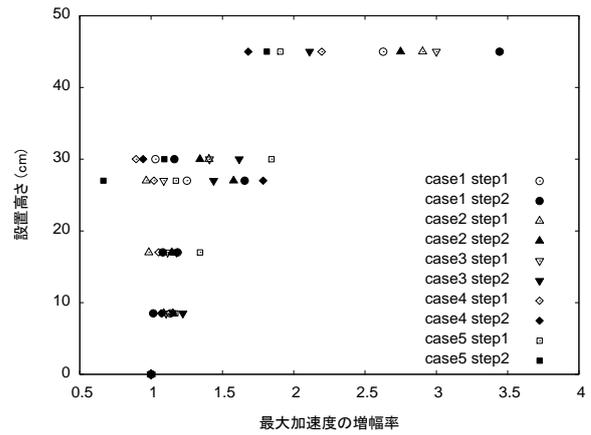
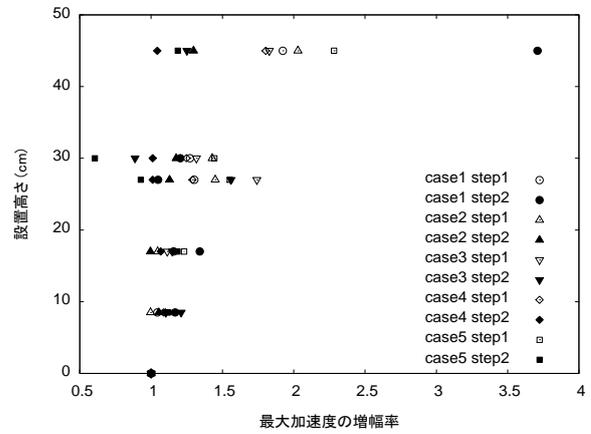


図-4.33 ケーソン前趾直下の改良体天端の変位



(海側向きの加速度)

(陸側向きの加速度)

図-4.34 ケーソン前趾直下の改良体天端の変位

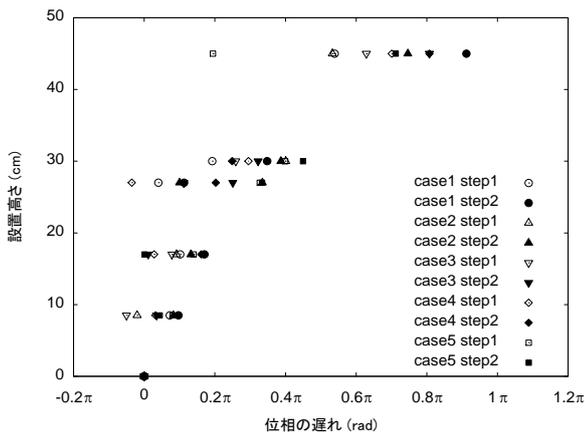
b) 振動特性

1G場における実験と同様に、地盤内やケーソンに設置した加速度計の計測結果をもとに、増深した係船岸の振動特性を調査した。図-4.34 に最大加速度の増幅率を、図-4.35 に位相遅れを示す。増幅率、位相遅れの求め方は、1G場における実験のケースと同様である(4.2 (3) a 参照)。

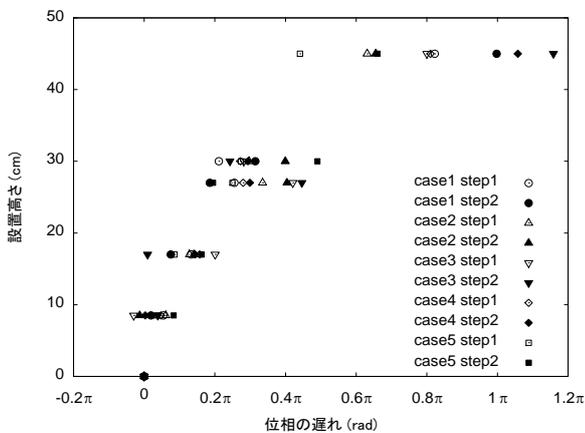
図-4.34 より、ステップ1(最大加速度 100Gal)では、いずれの実験ケースにおいてもケーソン天端(設置高さ 45cm)で増幅が大きいことがわかる。また、海側向きの加速度と陸側向きの加速度を比較すると、ケース5以外の実験ケースでは海側向きの加速度の方が増幅が大きい傾向がみられる。ケース5では捨石マウンドが砂で作製されており、他のケースよりも軟らかいため、かえって海側・陸側に均等に振動する結果となったのではないかとと思われる。

同じく図-4.34においてステップ2(最大加速度 200Gal)の結果に着目すると、改良体の有無により増幅傾向が大きく異なることがわかる。増深前の断面で改良体が存在しないケース1では、ステップ2における加速度増深率がステップ1の場合よりもかなり大きくなっているのに対し、他のケースでは逆にステップ2の場合の方がステップ1の場合よりも増幅が小さい結果となっている。特に陸側向きの加速度において、この傾向が顕著である。改良体によりケーソンの安定性が増した結果であると考えられる。

一方、図-4.35の位相遅れを見ると、全体としてステップ1よりもステップ2の方が位相遅れが大きく、また、海側向きよりも陸側向きの方が位相遅れが大きい。従って、いずれのケースにおいても、ケーソンが海側に投げ出されるような挙動を示し、陸側に戻る時は地盤より遅れる状況になっているものと推測される。



(海側向きの加速度)



(陸側向きの加速度)

図-4.35 ステップ1, 2における加速度の位相遅れ

なお、図-4.35 によると、マウンドが砂で作製されているケース5が最も位相の遅れが小さいことがわかる。マウンドが軟らかいため、ケーソンがマウンドに少しめり込むように沈下し、マウンドと一体的に振動しているものと思われる。

図-4.34, 図-4.35 にはステップ1~2の結果のみ示したが、ステップ3についても概ね同様な傾向であることを確認している。ステップ4では地盤の変形等により加速度計の傾斜が大きくなり、検討に適したデータが取得できなかったため、ここで示したような整理は実施しなかった。

c) ケーソン背面に作用する土圧

図-4.36 に各実験ケースでは計測された各加振ステップ毎の最大土圧を示す。図に示した最大土圧は、各加振ステップ中にそれぞれの高さで計測された土圧の最大値を示したもので、これらの土圧がケーソンに同時に作用

したものではない点に注意が必要である。

図-4.36 より、土圧分布には明確な傾向が見られないものの、ケース5のみ他のケースと傾向が異なり、ケーソン上部で土圧が小さく、下部で土圧が大きくなる傾向を示している。土圧の大きさについては、実験ケースによらず10~40kPaの範囲となっているが、ケース5では値がやや小さいように見受けられる。4.3 (3) b)で述べたとおり、ケース5ではケーソン天端の加速度の位相遅れが小さかったことから、背後地盤からケーソンに作用する土圧が小さくなったものと思われる。

d) ケーソンの底面反力

図-4.37 に各実験ケースで計測されたケーソン底面反力の分布を示す。図に示した底面反力は、先述の背面土圧の場合と同様に各加振ステップ中に計測された最大値を示したものであり、これらの最大値が同時に作用したものではない点に注意が必要である。

図-4.37 より、ケース1とケース2~5で背面反力の分布傾向が異なることがわかる。ケース1ではケーソン前趾側で大きな反力が生じているのに対し、ケース2~5では後趾側で反力が大きくなっている。図-4.31 に示したとおり、ケース1ではケーソンは前傾するもののマウンドで支えられているのに対し、ケース2~5ではケーソンは水平~後傾する傾向で、ケーソンの水平変位に伴ってケーソン前趾部分が浮いてしまうことに起因するものと思われる。

(4) 遠心力場における模型実験のまとめ

捨石マウンドの一部を改良することによって増深した重力式係船岸の地震時の挙動について、定量的なデータを得ることを目的に遠心力場における模型振動実験を行った。実験の結果得られた岸壁の変位や振動特性は、概ね1G場における模型振動実験と同様な傾向であった。本実験で取得した種々のデータは、FLIPによる数値解析を行う際のキャリブレーション用のデータとしても活用している。

4.4 まとめ

新工法により増深した重力式係船岸の挙動特性を把握するための基礎検討として、改良されたマウンドの力学特性に関する土質試験及び増深した重力式係船岸の模型振動実験(1G場, 遠心力場)を実施した。その結果、改良済マウンドの強度が砕石と充填材の付着力に支配されること、新工法により増深した重力式係船岸の地震時安定性が確保できることなどを確認し、その挙動特性に影響を与える要因を分析した。さらに、設計技術の検討のための定量的なデータを取得した。

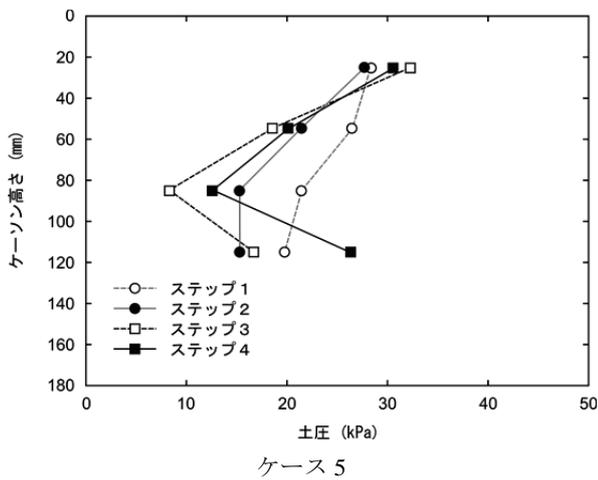
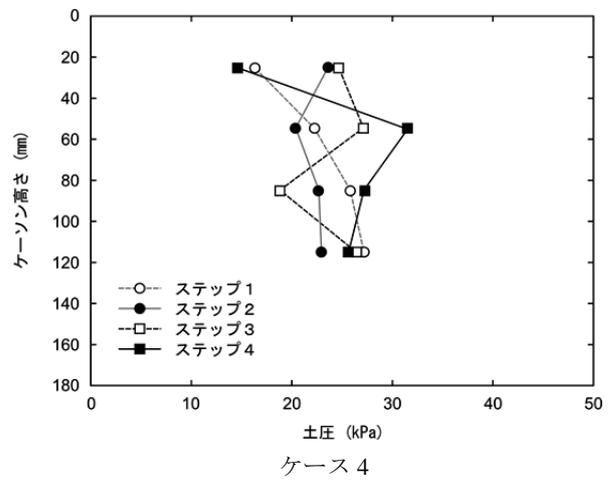
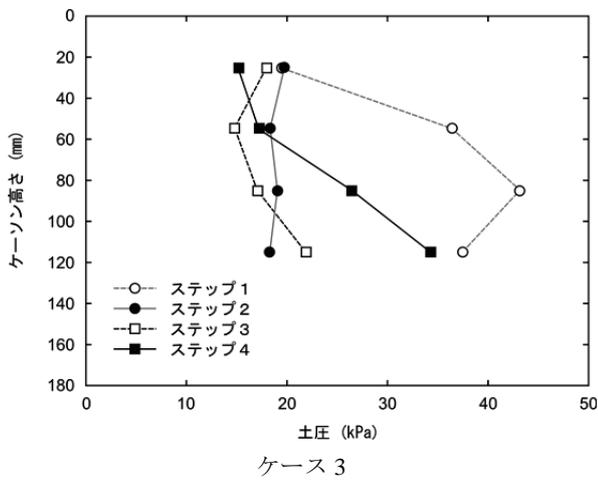
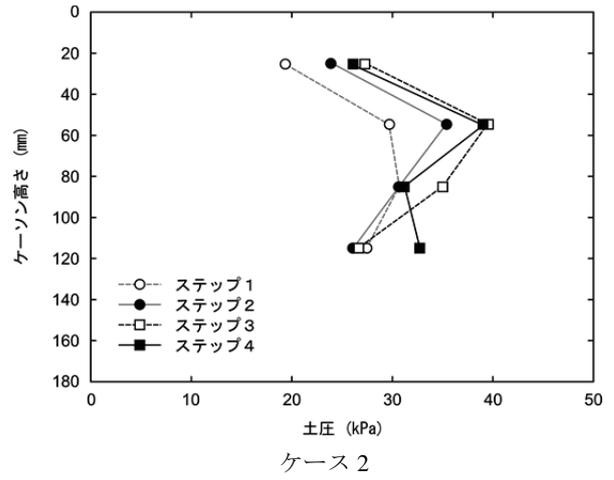
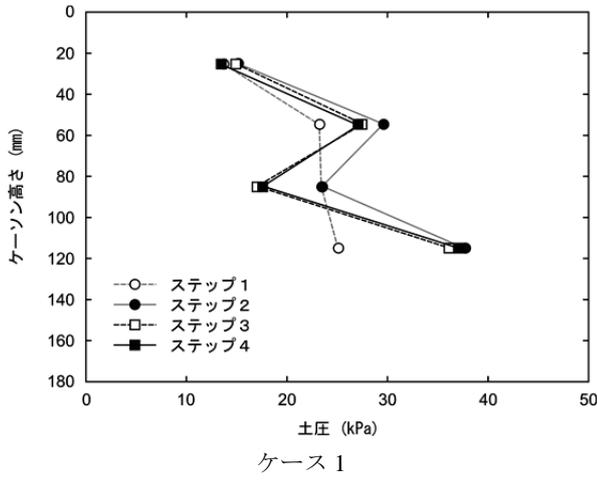


図-4.36 ケーソン背後に作用する最大土圧の鉛直方向分布
 (ケーソン高さ 0mm はケーソンの天端を示す)

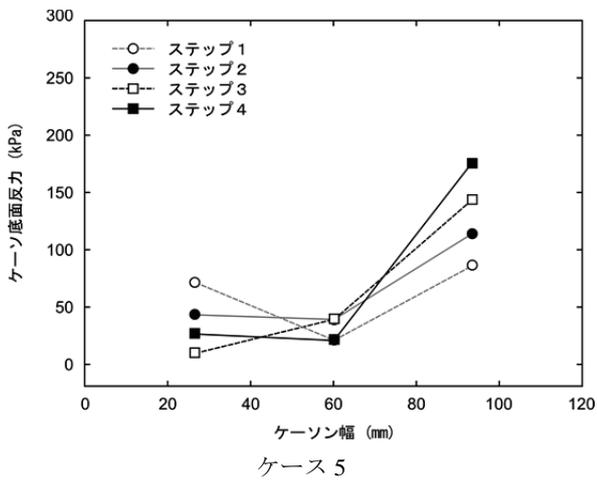
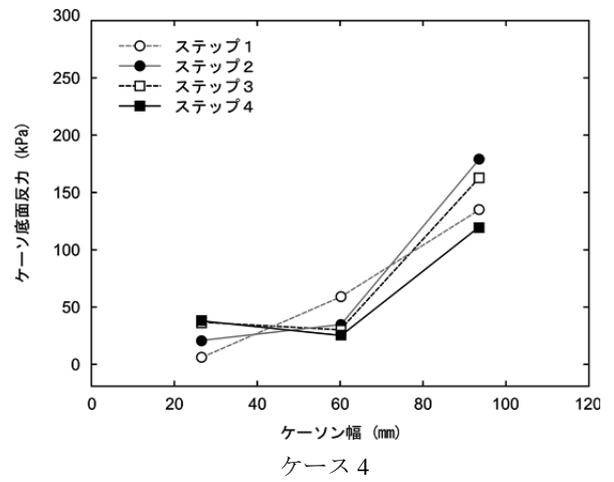
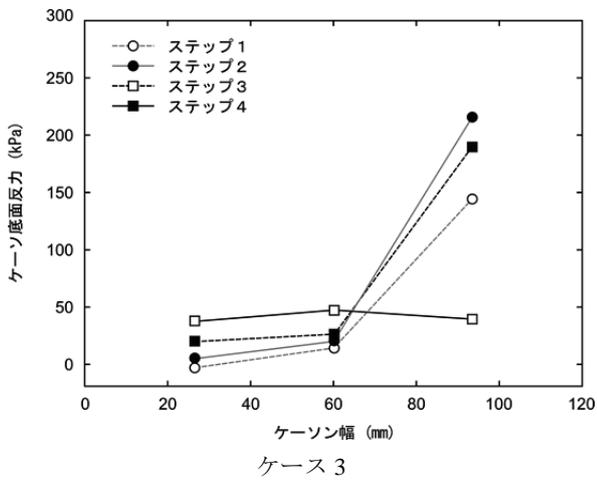
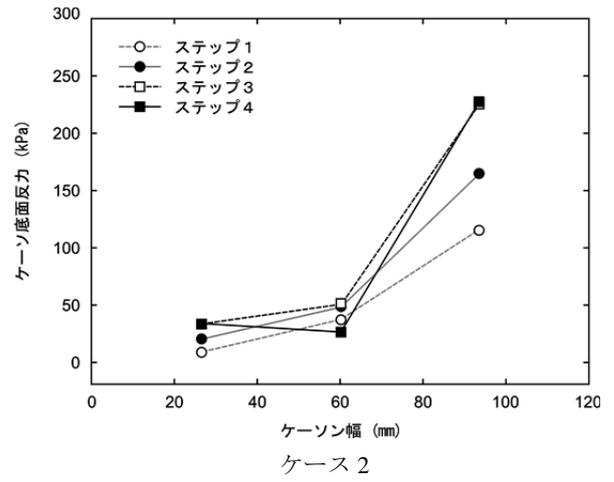
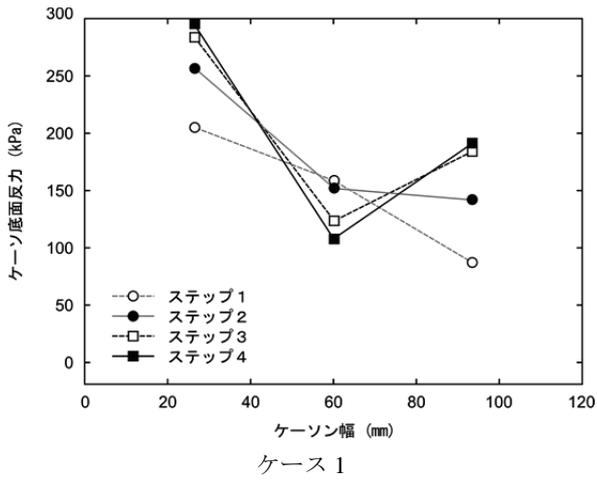


図-4.37 ケーソン底面に作用する最大底面反力の水平方向分布
(ケーソン幅 0mm はケーソン法線位置を示す)

5. 捨石マウンドの現地調査

5.1 調査調査の目的

新工法では、改良体の効果や施工性及び信頼性が、捨石の付着物や空隙の状況に大きく左右される。したがって、実際の捨石状況を反映した検討条件や適用条件の整理が重要となるが、既設捨石マウンドの付着物や空隙の状況について示された文献は見当たらず、検討を進める上での条件設定が難しい状況にあった。

そこで、以下の3項目の把握を目的として、実現場（鳥取港第3防波堤撤去工事（重要）（2工区））における捨石マウンドの状況調査を実施した。

- ① 捨石表面の付着物
- ② 捨石マウンド内部における土砂混入状況
- ③ ケーソン直下における捨石空隙状況

調査位置図、平面図、標準断面図を図-5.1～図-5.3にそれぞれ示す。

5.2 調査内容

(1) 調査項目と調査フロー

調査項目一覧を表-5.1に、調査フローを図-5.4にそれぞれ示す。

表-5.1 調査項目一覧

	調査方法	調査項目	時期
1	潜水土による表面 目視調査	藻・貝類の付着 ヘドロ等の堆積 空隙の閉塞状況	撤去工事 着手前
2	陸揚げした捨石の 目視観察	藻・貝類の付着 ヘドロ等の表面付着	捨石マウンド 撤去中
3	潜水土によるマウ ンド内部調査	藻・貝類の付着 土砂等の混入 内部空隙の状況	捨石マウンド 撤去後
4	潜水土によるマウ ンド表面調査	藻・貝類の付着 ヘドロ等の堆積 空隙の閉塞状況	ケーソン 撤去後

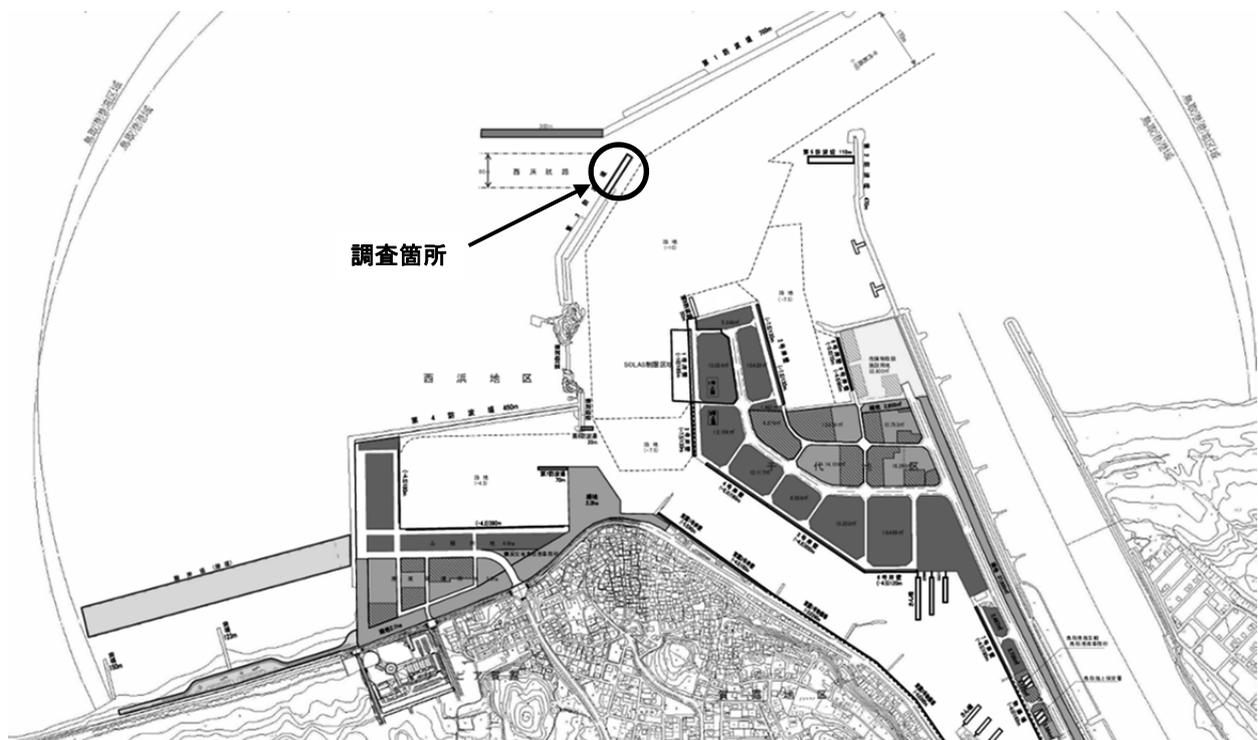


図-5.1 調査位置図

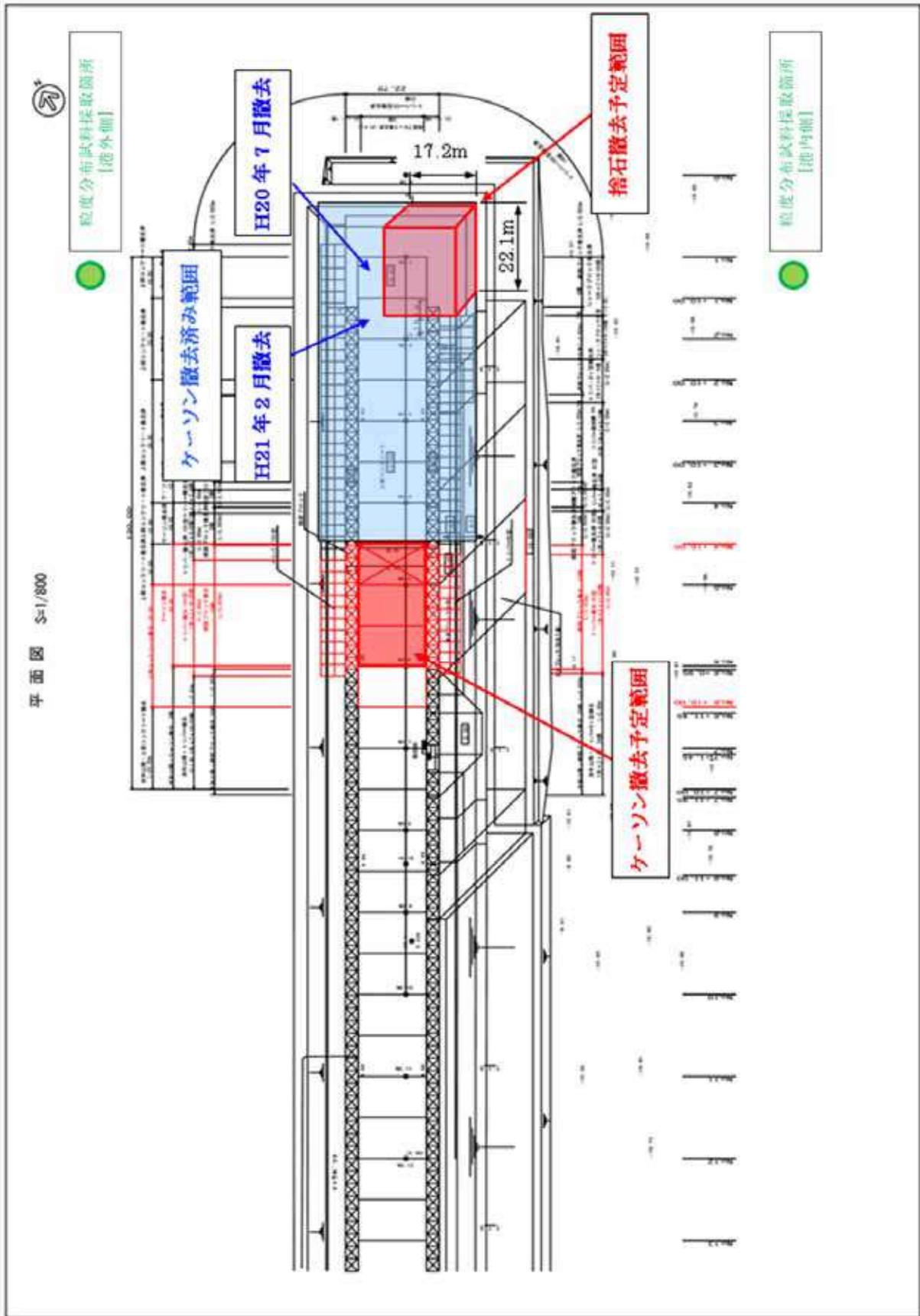


図-5.2 平面図

標準断面図

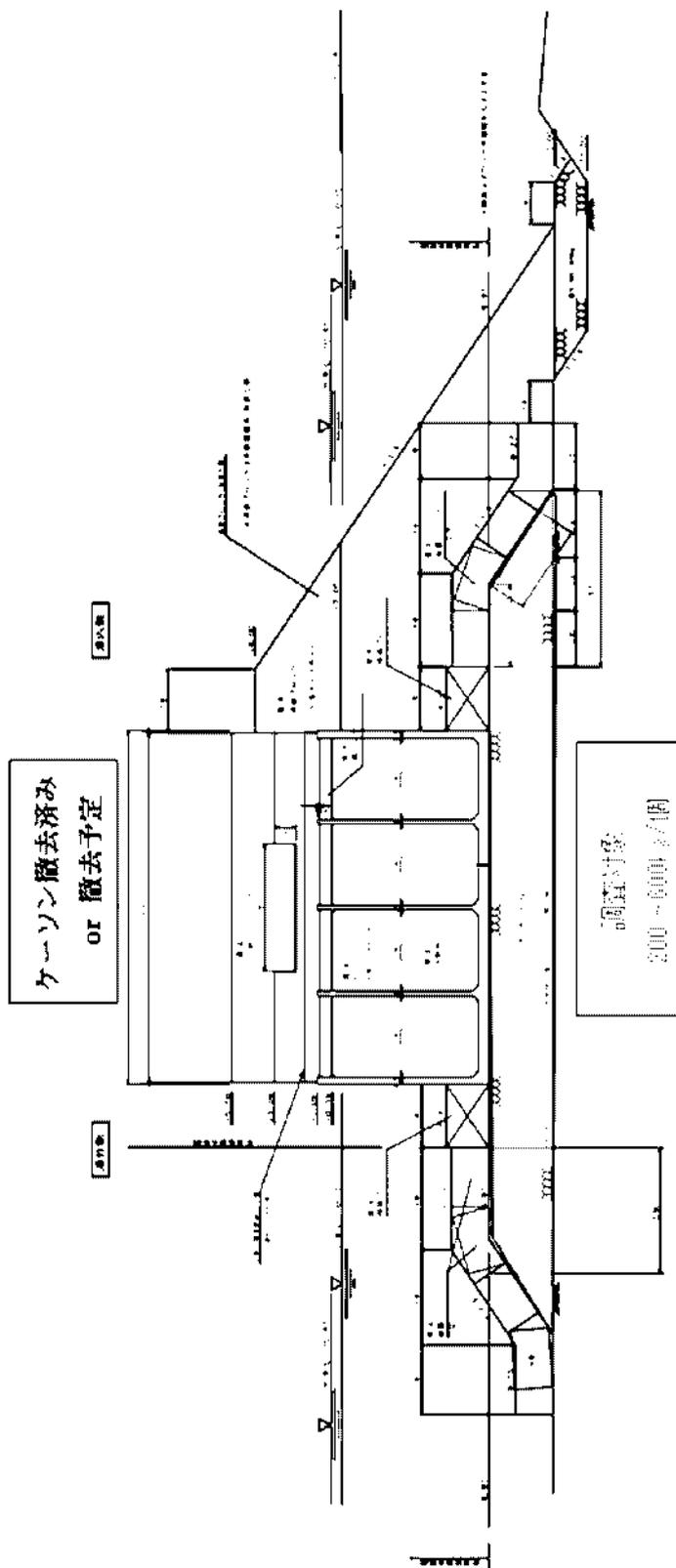


図-5.3 標準断面図

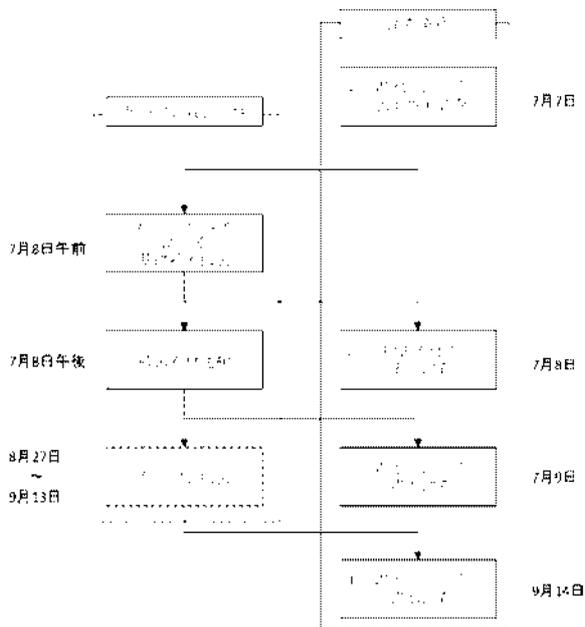


図-5.4 調査フロー図

(2) 使用機器及び人員

調査機器、作業員は表-5.2のとおりである。

(3) 調査工程

調査工程を表-5.3に示す。

(4) 調査記録

本調査は日視調査が主であるため、調査時の状況をできるだけビデオ及び写真で記録することに努めた。ガット船上での日視調査状況を写真-5.1に、潜水士による調査状況を写真-5.2にそれぞれ示す。

表-5.2 使用機器及び人員

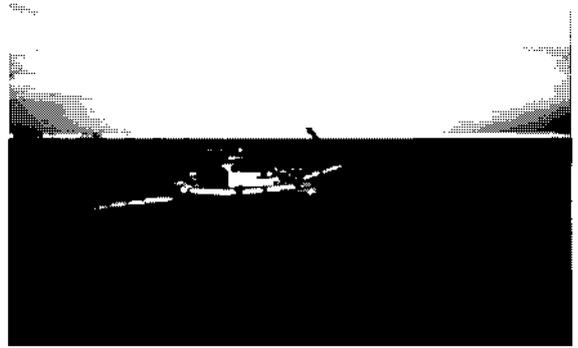
機器・作業員	仕様等	数量	単位
潜水士船	ウィンチ付	1	隻
潜水士	水中カメラ・ビデオ	2	人
送気員		1	人
連絡人		1	人
調査技術員	研究会メンバー	5~6	人

表-5.3 使用機器及び人員

作業・調査内容	7月							8月		
	6日	7日	8日	9日	10日	11日	12日	13日	14日	
調査準備										
準備・出立準備	■				■			■	■	
磯ノ口にある浜面調査		■								
磯田田村の浜面調査			■							
マウンス六町浜面調査				■						
マウンス六町浜面調査					■					
ガープン敷田後のマウンス浜面調査								■		
ガープン敷田工事										
既存マウンス敷田			■							
ガープン敷田・気置き								■		



(a) 交通船乗船状況



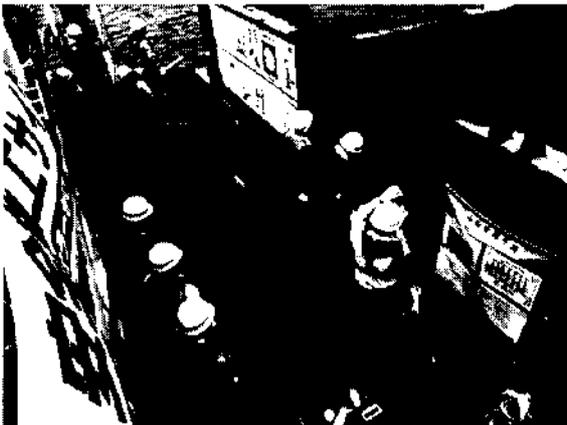
(b) 交通船にて移動状況



(c) ガットバージ船全景



(d) 船上より捨石表面日視調査状況

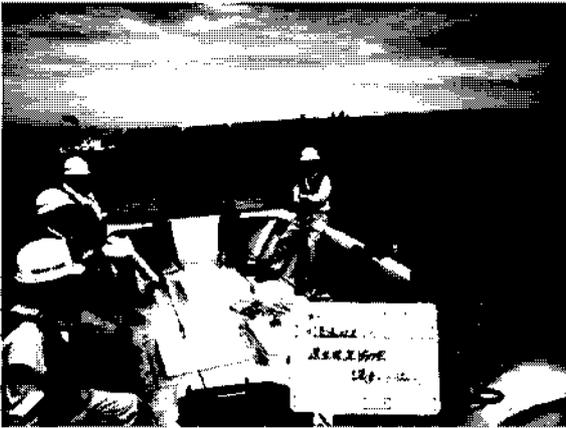


(e) 船上より捨石表面日視調査状況

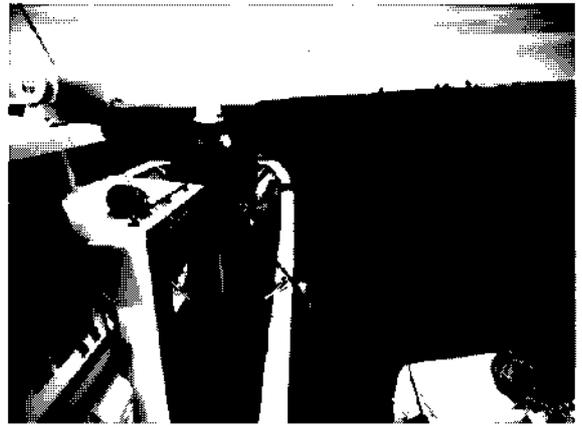


(f) 船倉における詳細日視調査状況

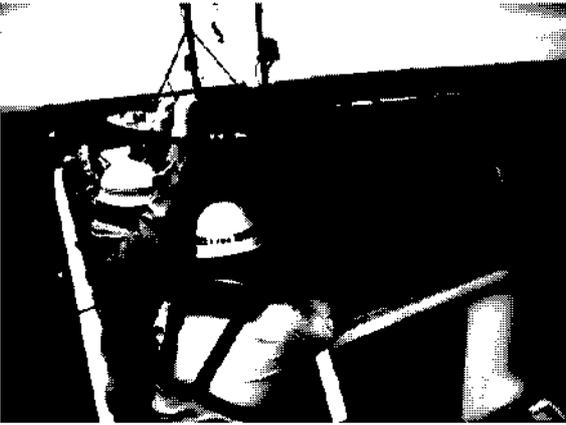
写真-5.1 ガット船上での日視調査状況



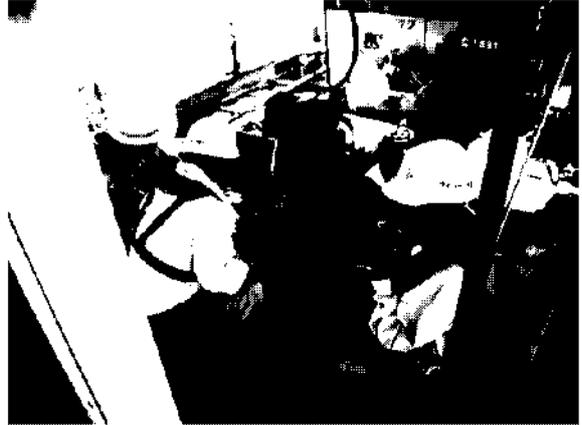
(a) 潜水士船上での打合せ状況



(b) 潜水状況（潜水士2名，送気員1名）



(c) 水中ビデオモニターによる目視調査状況



(d) 潜水士への作業指示状況



(e) 水中ビデオ機材

写真-5.2 潜水上による調査状況

5.3 調査結果

(1) 撤去工事着手前の表面目視調査

捨石掘削に先立ち、平成23年7月7日に潜水士によるマウンド表面の日視調査を実施した。調査測線を図-5.5に示す。掘削前の捨石表面の状況は、以下のようであった。

- ・ 捨石全面にフジツボや貝類の付着が見られ、所々海藻が見られた。
- ・ 捨石の間隙は砂あるいは礫が詰まった状態であり、空隙は見当たらなかった。
- ・ 間隙の砂に鉄筋を貫入させ、間隙の状況を確認した。調査測線5mライン(図-5.5中に5と表記された測線)において10cm程度貫入した以外は、0~5cm程度の貫入量であり、概ね捨石間隙には砂が詰まった状態であると考えられる。
- ・ 代表的な捨石の大きさは、密度を 2.70g/cm^3 と仮定した場合、おおよそ50~600kg程度であるが、5~10cm程度の小片も混じった状態であった。

表-5.4に調査結果を、写真-5.3に調査の状況をそれぞれ示す。

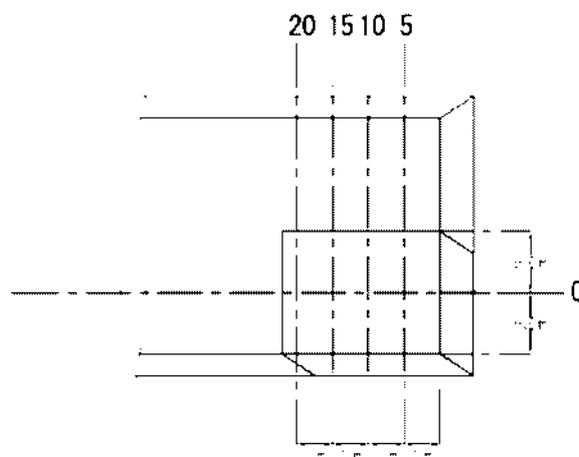
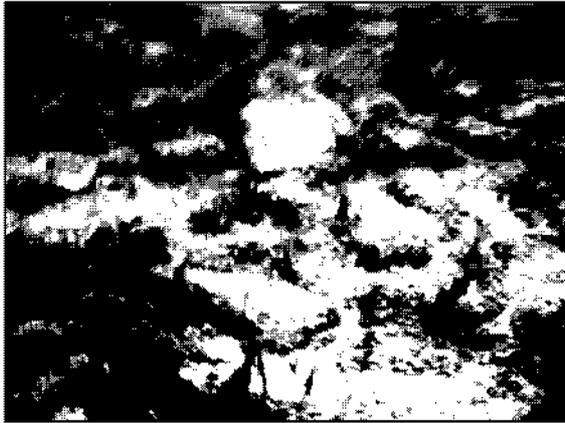


図-5.5 調査測線

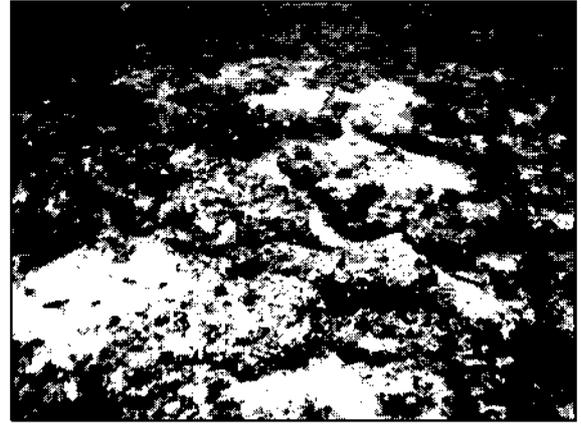
表-5.4 撤去工事着手前の表面目視調査結果

調査項目	調査測線5mライン	調査測線10mライン	調査測線15mライン	調査測線20mライン
表面付着物	全面にフジツボや貝類が付着 所々海藻が見られる	全面にフジツボや貝類が付着 所々海藻が見られる 貝殻が多い	全面にフジツボや貝類が付着 所々海藻が見られる 礫分が多い	全面にフジツボや貝類が付着 所々海藻が見られる 貝殻が多い
砂・粘土等の堆積状況	捨石の間隙は砂で満たされている	砂多い 捨石の間隙は砂で満たされている	砂・礫多い 捨石の間隙は砂で満たされている	砂多い 捨石の間隙は砂で満たされている
空隙の有無	空隙無し	空隙無し	空隙無し	空隙無し
間隙への鉄筋貫入深さ	10cm	0~2cm (貫入困難)	0~2cm (貫入困難)	5cm
捨石の大きさ	70×50×20 (cm) (189 kg)	50×40×20 (cm) (108kg)	40×25×20 (cm) (54 kg)	60×70×50 (cm) (567 kg)

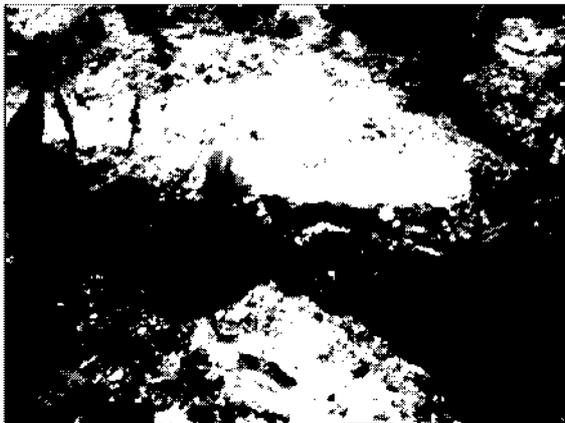
捨石の質量は計測された寸法から密度を 2.70g/cm^3 と仮定して算定



(a) 調査測線 10m ライン上の捨石の状況



(b) 調査測線 20m ライン上の捨石の状況



(c) フジツボや貝類・海藻等の付着状況
(調査測線 10m ライン)

写真-5.3 撤去工事着手前のマウンド表面の状況

(2) 調査陸揚げした捨石の目視観察

平成 23 年 7 月 8 日、捨石撤去開始時より、ガットバージ船士に乗り込み、揚船した捨石表面の状況を目視調査した。また、掘削完了後、船倉にて捨石表面の詳細目視調査を実施した。

当日の掘削量は 200m³ 程度（掘削深さ 2.0m 程度）であったため、上層部と中層部のみの目視調査となった。調査対象となる捨石の掘削位置を図-5.6 に示す。

a) 掘削時目視調査

ガットバージ船に揚船された上層部及び中層部の捨石の表面を観察したところ、以下のような状況であった。

①上層部

- ・フジツボや貝類、海藻類の付着が見られるが、各捨石における付着域の境界が明確であり、捨石の片面（海水に面していた側と思われる面）のみに付着している

状況であった。

- ・マウンド内部には付着物が見られなかったことから、フジツボや貝類、海藻類の付着は捨石マウンド表面部に限られるものと考えられる。
- ・土砂、粘土、ヘドロ等の付着は見られなかった。
- ・捨石の全表面積に対する付着部分の面積の比を付着率と定義すると、上層部全体としての付着率は 20% 程度であり、捨石 1 個の最大付着率は 50% 程度であった。
- ②中層部
 - ・全体的に付着物は少ない状態であったが、土砂の付着や、土砂と小片の混在した箇所も見られた。
 - ・フジツボや貝類、海藻類の付着する捨石も見られたが、掘削時の落石を拾い上げたものと思われる。
 - ・中層部全体としての付着率は、5%にも満たない。

b) 詳細日視調査

船倉にて揚船された捨石の詳細な日視調査を実施した。捨石の大きさは、大きいものと、標準的なものを日視で選別して測定した。上層部と中層部でばらつきは見られるが、大きいもので500~800kg程度、標準的なもので100~300kg程度であり、調査前に想定していた200~600kg/個から大きく外れるサイズではなかった。

調査の結果、捨石表面の付着物は、船上からの日視調査とほぼ同様な傾向であることを確認した。また、付着している土砂は、砂分が多いものと細粒分が混じったものが見られた。

調査結果をまとめると表-5.5のとおりである。調査状況を写真-5.4~写真-5.9に示す。

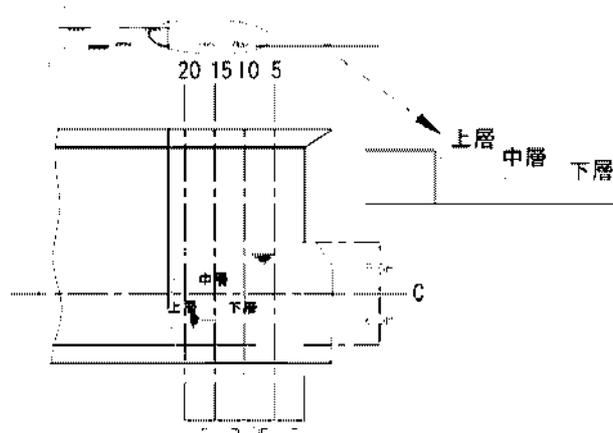


図-5.6 調査位置図

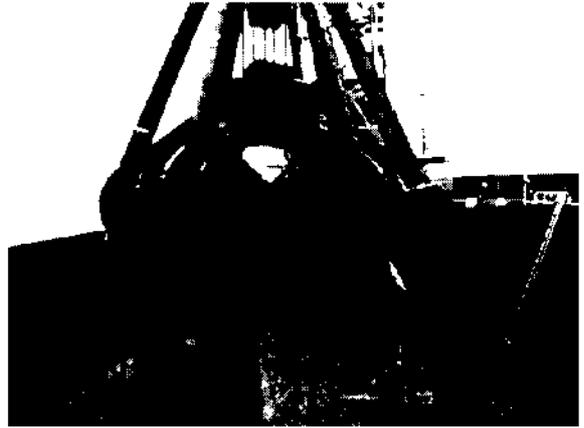
表-5.5 捨石表面の詳細日視調査結果

調査項目		上層部の捨石		中層部の捨石	
		大きめの捨石	標準サイズの捨石	大きめの捨石	標準サイズの捨石
表面付着物		海藻、フジツボ及び貝類	海藻、フジツボ及び貝類	土砂	土砂
表面付着の程度		付着無し～片面のみ付着 (付着率50%以下)	付着無し～片面のみ付着 (付着率50%以下)	付着無し～一部付着 (付着率10%以下)	付着無し～一部付着 (付着率10%以下)
捨石の大きさ	測定結果-1	90×70×50 (cm) (851 kg)	50×30×30 (cm) (122 kg)	90×65×30 (cm) (474 kg)	40×35×30 (cm) (113 kg)
	測定結果-2	80×80×40 (cm) (691 kg)	50×30×30 (cm) (122 kg)	100×75×35 (cm) (709 kg)	85×50×25 (cm) (287 kg)
	測定結果-3	80×50×55 (cm) (594 kg)	30×50×35 (cm) (142 kg)	80×55×45 (cm) (535 kg)	50×40×50 (cm) (270 kg)
	平均質量	712 kg	129 kg	573 kg	223 kg
備考		海藻、フジツボ及び貝類の付着が見られるが、捨石の片面のみに限られる。一部、土砂と小片が混在する箇所が見られた。		一部、土砂と小片が混在する箇所、捨石表面の半分は細粒分を含む土砂が付着する箇所が見られた。	

捨石の質量は計測された寸法から密度を2.70g/cm³と仮定して算定



(a) オレンジバケットの引き上げ状況



(b) オレンジバケットの移動



(c) 船倉への積み込み状況

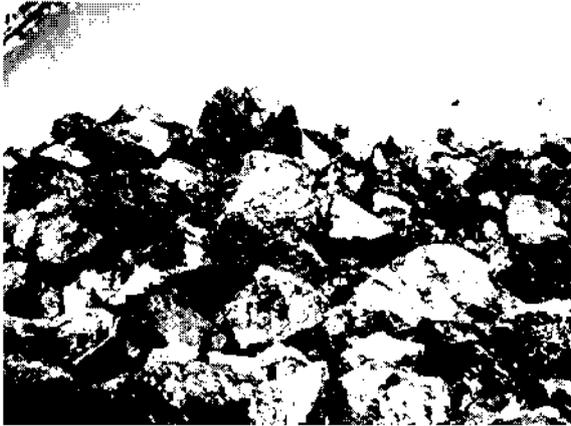


(d) 船倉内捨石全景
(手前側：上層の捨石，奥側：中層の捨石)

写真-5.4 オレンジバケットによる船倉への積み込み状況



写真-5.5 上層の捨石（フジツボ等の付着物の境界が明瞭に観察された）



(a) フジツボや貝類、海藻等の付着なし

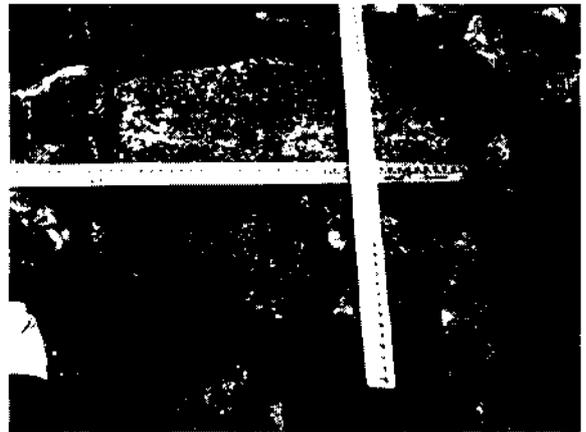


(b) 一部細粒分を含む土砂の付着あり

写真-5.6 中層の捨石状況



(a) 上層部 大きめの捨石1
(190×70×50cm)



(b) 上層部 大きめの捨石2
(80×80×40cm)



(c) 上層部 大きめの捨石3
(80×50×55cm)

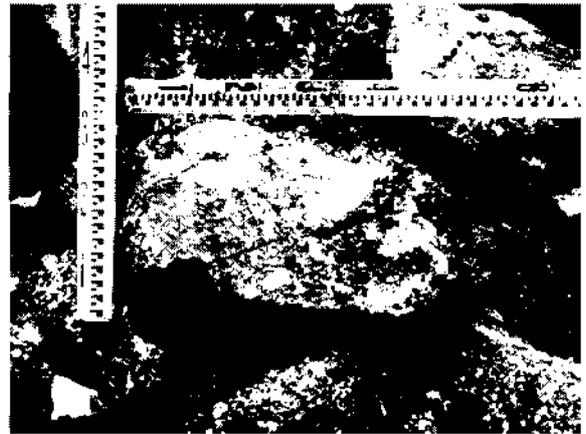


(d) 上層部 標準サイズの捨石1
(50×30×30cm)

写真-5.7 詳細目視調査による捨石状況 (1/3)



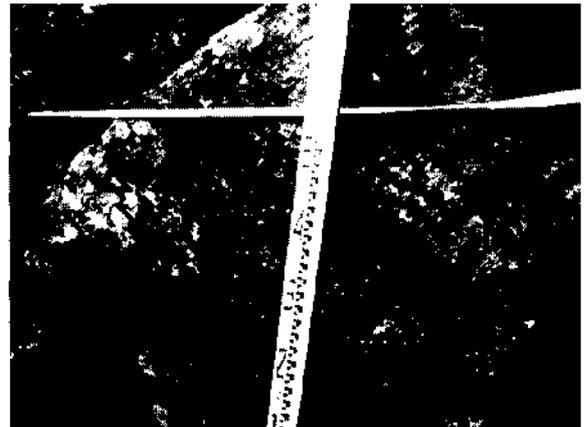
(a) 上層部 標準サイズの捨石 2 (片面のみ付着物有)
(50×30×30cm)



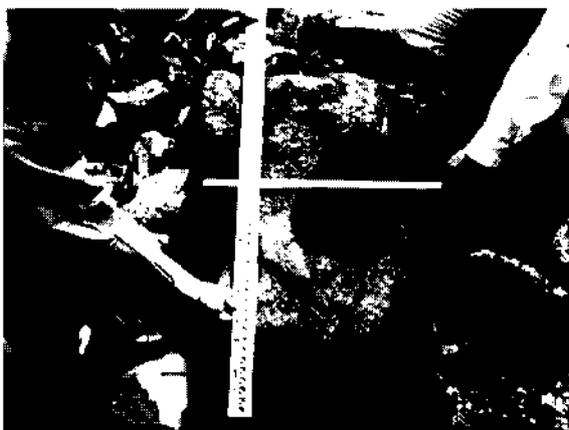
(b) 上層部 標準サイズの捨石 3
(30×50×35cm)



(c) 中層部 大きめの捨石 1 (土砂一部付着)
(90×65×30cm)



(d) 中層部 大きめの捨石 2 (土砂一部付着)
(100×75×35cm)

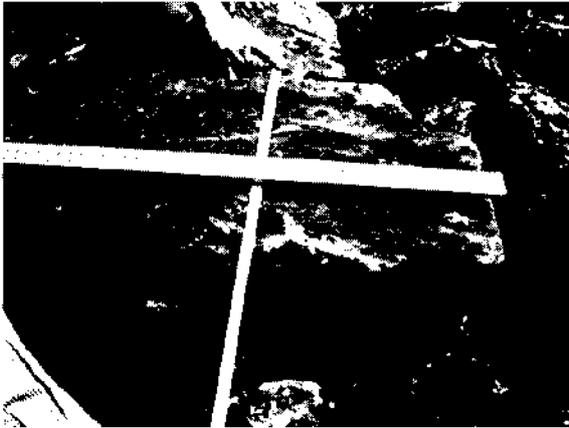


(e) 中層部 大きめの捨石 3 (土砂一部付着)
(80×55×45cm)



(f) 中層部 標準の捨石 1
(40×35×30cm)

写真-5.8 詳細H視調査による捨石状況 (2/3)



(a) 中層部 標準の捨石2
(80×50×55cm)



(b) 中層部 標準の捨石3 (上砂一部付着)
(50×30×30cm)



(c) 上層部 捨石内の上砂



(d) 中層部 上砂 (細粒分含む) 付着状況



(e) 小片と上砂の混在状況

写真-5.9 詳細口視調査による捨石状況 (3/3)

(3) マウンド内部調査

掘削翌日（平成 23 年 7 月 9 日）に、潜水上によるマウンド内部調査を実施した。

a) マウンド内部調査結果

調査状況を写真-5.10 に示す。当日は海水の濁りがひどく、透明度が低い状況であった。調査結果を表-5.6 に示す。調査結果をまとめると以下のようである。

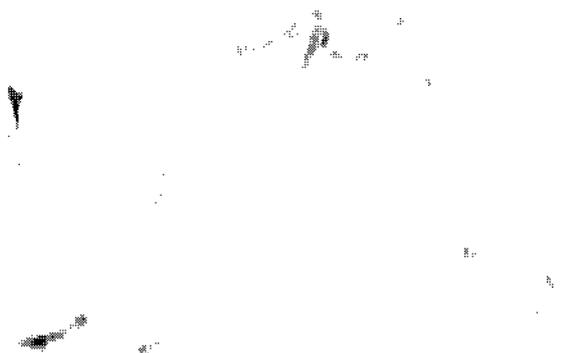
- ・ 掘削面は捨石天端から 1.5m～2.0m 程度まで掘り下げられていた。
- ・ 掘削底面部は掘削時に転がったと思われる転石が散乱した状態であり、捨石は軟らかい砂で覆われていた。事前表面目視調査時と比べて砂が軟らかかったことから、掘削時に舞い上げられた、あるいは崩れ落ちた砂が堆積した可能性も考えられる。
- ・ 捨石の表面付着物は見られなかった。一部、貝類や海藻の付着した石が見受けられたが、周辺の状況から掘削時に表面の石が転がったものと思われる。

- ・ 調査測線 10m と 20m のライン上で掘削の影響が少ないと思われる斜面部（掘削端部）において、鉄筋挿入、試料採取を行った。鉄筋挿入を 10cm～20cm 幅の捨石間隙部で実施したが、砂の抜け出し等の現象は見られなかった。

b) 堆積土砂の粒度分布

堆積していた土砂を採取し粒度分析を行った。採取位置は図-5.6 の上層、中層、下層の 3 箇所と図-5.2 に示した港内、港外の 2 箇所、計 5 箇所である。分析の結果を表-5.7 及び図-5.7 に示す。

採取した土砂の粒度分布の結果は、港内：粘性土まじり砂、上層：粘性土まじり礫質砂、中層：礫混じり砂、港外及び下層：礫質砂であった。いずれも似通った粒度分布であり、漂砂によって港外側から運ばれ堆積したものと考えられる。



(a) 5m ライン付近 掘削底面状況



(b) 5m ライン付近 掘削法面状況



(c) 15m ライン付近 掘削法面状況



(d) 鉄筋挿入調査状況

写真-5.10 マウンド内部調査状況

表-5.6 マウンド内部調査結果

調査項目		5mライン	10mライン	15mライン	20mライン
掘削深さ		2m程度 緩斜面続く	2m程度 掘削斜面が形成	1~2m程度 緩斜面続く	1m程度 掘削斜面が形成
表面付着物		付着物なし	付着物なし	付着物なし	付着物なし
表面付着率		0%	0%	0%	0%
砂・粘土等の堆積状況		砂・石の小片多い	砂・石の小片多い	砂多い 掘削時の転石多い	砂・石の小片多い
空隙の有無		空隙無し 捨石間隙に砂混入	空隙無し 捨石間隙に砂混入	空隙無し 捨石間隙に砂混入	空隙無し 捨石間隙に砂混入
間隙への 鉄筋貫入 長さ (cm)	捨石天端-0.5m	—	24cm (縦方向) 16cm (縦方向) 20cm (縦方向)	—	44cm (縦方向) 37cm (横方向)
	捨石天端-1.0m		67cm (横方向) 25cm (縦方向) 40cm (縦方向) 15cm (縦方向)		20cm (縦方向) 15cm (縦方向) 25cm (横方向)
	捨石天端-2.0m		35cm (縦方向) 28cm (横方向)		
粒度試験 試料採取 場所	捨石天端-0.5m				○
	捨石天端-1.0m	—	—	—	○
	捨石天端-2.0m	—	○	—	—

表-5.7 採取した土砂の工学的分類

試料名		港内	港外	上層	中層	下層	
粒 度	礫分 2~75mm (%)	4.3	23.8	20.9	13.5	49.1	
	砂分 75 μ m~2mm (%)	82.7	71.6	74	84.9	49.6	
	シルト分 5~75 μ m (%)	13.0	4.6	5.1	1.6	1.3	
	粘土分 5 μ m未満 (%)						
	均等係数	Uc	—	3.18	3.45	3.08	32.4
	曲率係数	Uc'	—	0.980	0.864	0.831	0.103
	最大粒径	mm	37.5	37.5	53	37.5	53
	粗粒率		—	—	—	—	—
分類	分類名	粘性土 まじり砂	礫質砂	粘性土まじ り礫質砂	礫まじり砂	礫質砂	
	分類記号	S-Cs	SG	SG-Cs	S-G	SG	

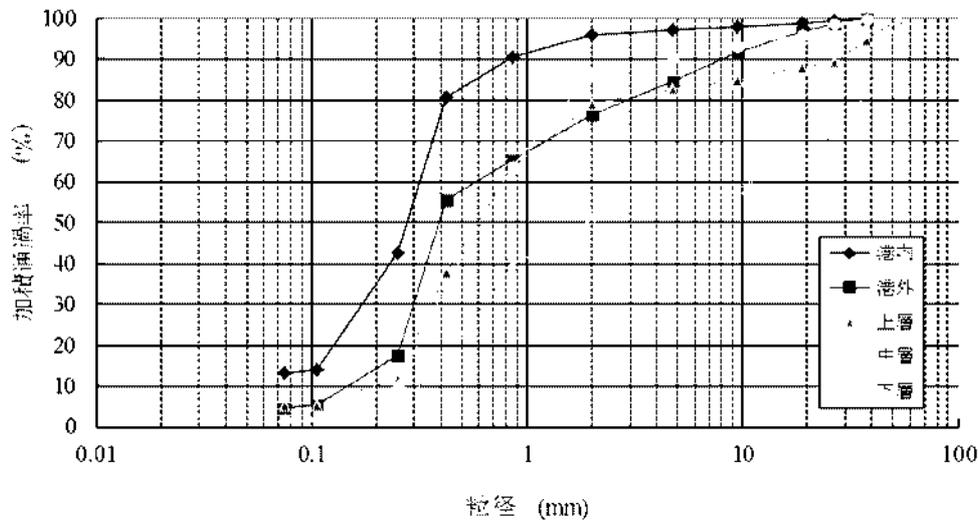


図-5.7 採取した土砂の粒度分布

(4) ケーソン撤去後のマウンド表面調査

a) 調査時の状況

第3函日のケーソン撤去翌日（平成23年9月14日）に、潜水士によるマウンド表面調査を実施した。各ケーソンの撤去履歴と調査時の状況を図-5.8に示す。港内側の捨石マウンド上に、多量の砂の分布が見られた。当初、中詰砂撤去作業時に港内側根固ブロック上にこぼれた砂を、表面調査終了後に撤去する予定であった。しかし、2函日を8月31日に撤去後、台風12号の影響で悪天候が9月1日～9日まで続いたことから、高波浪・強風の影響により、中詰砂が捨石上に運ばれたものと思われる。また、前日に撤去した箇所においても、港内側に砂の堆積が見られた。よって、調査は、法線平行方向にケーソン端部から65mまでの区間と、法線直角方向で砂の堆積が少ない2.5mラインと5.0mラインのみとした。

b) 調査結果

①法線方向の調査結果

ケーソンのおおよそセンターラインに沿って、既設ケーソン端部から65mまでの区間を調査した。調査結果を表-5.8に、調査状況を写真-5.11にそれぞれ示す。調査結果をまとめると以下のようなものである。

- ・ 今回のケーソン撤去区間は、港内側で中詰砂の堆積が見られたものの、港外側では堆積物及び付着物が見られなかった。捨石間隙は、下の捨石（2段目の捨石）天端に5～10cmの砂が堆積していたが、ケーソン直下は空隙のままである。
- ・ 撤去からの期間が長くなるほど土砂の堆積が多くなり、撤去後10ヶ月の30～40m区間からは捨石の間隙

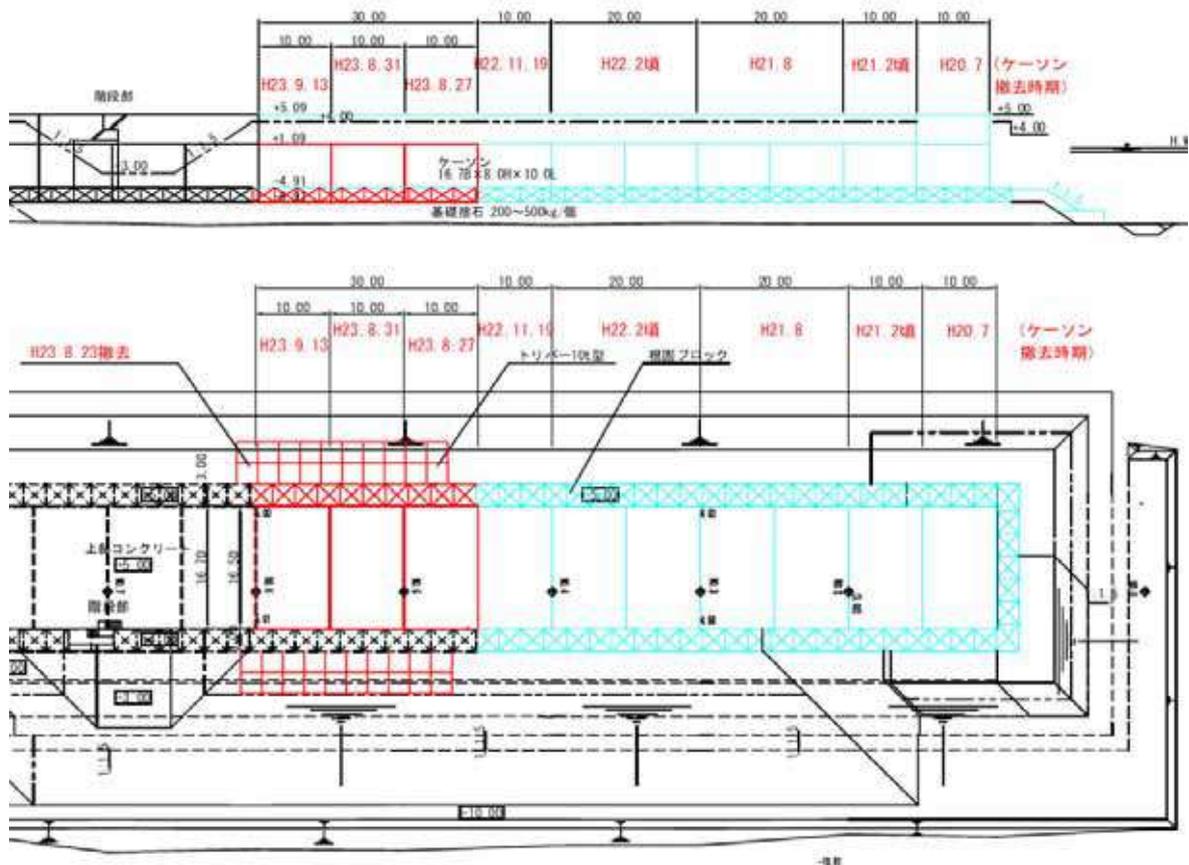
がほぼ土砂で覆われた状態にある。

- ・ 生物の付着も撤去後の期間が長くなるほど多くなり、1年7ヶ月の40～60m区間ではフジツボの付着が、2年1ヶ月の60m～区間では貝類に加えて海藻の付着が見られた。

②法線直角方向の調査結果

既設ケーソンから2.5m及び5.0m離れた法線直角方向ラインに沿って調査を実施した。調査結果を表-5.9に、調査状況を写真-5.12にそれぞれ示す。調査結果をまとめると以下のようなものである。

- ・ ケーソン撤去区間では、捨石の表面付着物は見られなかった。捨石間隙は、下の捨石（2段目の捨石）天端に5～10cmの砂が堆積していたが、ケーソン直下は空隙のままである。
- ・ 根固ブロック撤去箇所はケーソン撤去区間と同様な傾向にあった。
- ・ 根固消波ブロック（トリバー）撤去箇所は、土砂及び貝類の付着が見られたが、海藻の付着は少なかった。砂の堆積は、ブロック下に大きな空隙があるにもかかわらず10～20cm程度であり、捨石間の空隙が多く残っていた。
- ・ いずれの区間においても鉄筋挿入を行ったが、砂の抜け出し等の現象は見られなかった。マウンド内部調査とは異なり、捨石を掘削していないため、2段口以深の捨石間隙に土砂が入っているかどうかを確認できなかったが、表面の状況からは、ある程度の深さまで空隙である可能性が高い。



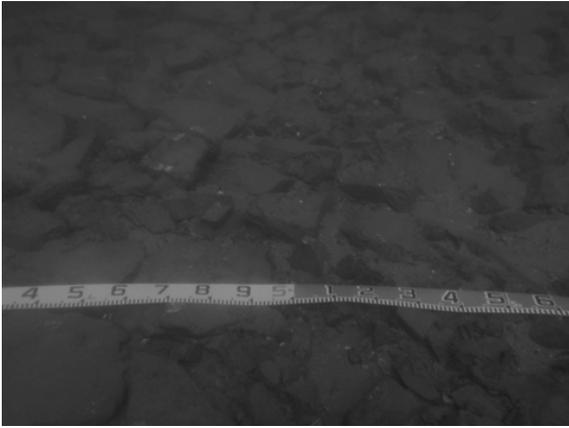
黒色：残置区間，水色：撤去済み，赤色：今年度撤去区間

図-5.8 各ケーソンの撤去履歴と調査時の状況

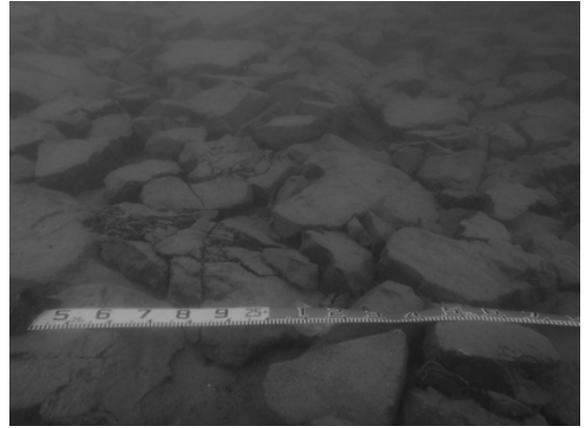
表-5.8 法線方向（ケーソン中心付近）調査結果

調査項目	センターライン（法線方向）			
	ケーソン端部より 0～30m区間	ケーソン端部より 30～40m区間	ケーソン端部より 40～60m区間	ケーソン端部より 60m～区間
ケーソン撤去時期	H23年9月13日 H23年8月31日 H23年8月27日	H22年11月 (10ヶ月前)	H22年2月 (1年7ヶ月前)	H21年8月 (2年1ヶ月前)
表面付着物	なし	なし	一部フジツボ等の付着が見られる	全面にフジツボや貝類が付着 所々海藻が見られる
砂・粘土等の堆積状況	港内側で中詰砂が堆積した個所が見られるが、港外側は堆積物が少ない	砂多い 捨石の間隙は、ほぼ砂で満たされている	砂多い 捨石の間隙は砂で満たされている	砂多い 捨石の間隙は砂で満たされている
空隙の有無	空隙有り	空隙少ない	空隙無し	空隙無し
間隙への鉄筋貫入長さ(cm)	間隙下の捨石表面まで貫入 間隙内に5～10cm程度の砂が堆積	20cm程度	5～10cm	5cm程度
捨石の大きさ(cm) [※]	30cm角～50cm角程度 (70～340kg程度)			

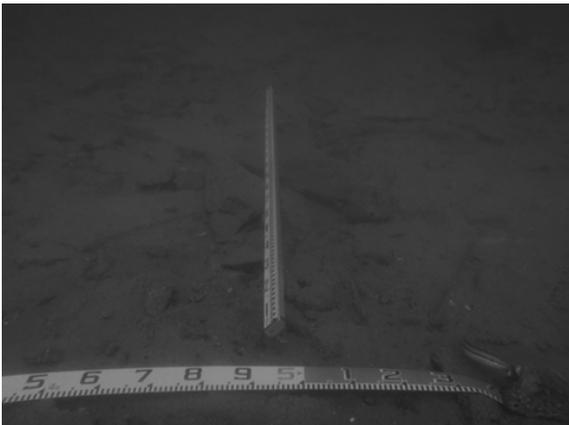
※()内数値は比重2.70と仮定した場合の重さ



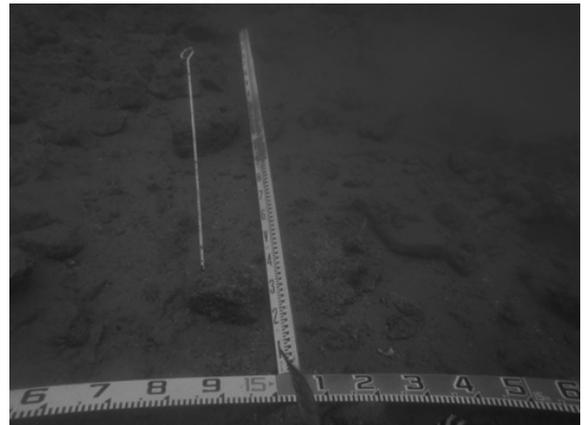
(a) 法線方向 5m 付近 (マウンド中心部)
捨石間隙は空隙状態, 付着物無し



(b) 法線方向 25m 付近 (マウンド中心部)
捨石間隙は空隙状態, 付着物無し



(c) 法線方向 35m 付近 (マウンド中心部)
砂の堆積が見られるが付着物無し



(d) 法線方向 45m 付近 (マウンド中心部)
砂の堆積とフジツボが付着

写真-5.11 ケーソン撤去後のマウンド状況

表-5.9 法線直角方向調査結果

調査項目	ケーソン撤去部(0~16.5m)		根固、ブロック撤去部(16.5~23m付近)	
	2.5mライン (法線直角方向)	5mライン (法線直角方向)	2.5mライン (法線直角方向)	5mライン (法線直角方向)
ケーソン・ブロック 撤去時期	H23年9月13日		H23年8月23日	
表面付着物	なし	なし	トリバー撤去部付近 にて土砂および貝類 が一部付着	なし
砂・粘土等の堆積状況	港内側で中詰砂が堆積した個所が見られる が、港外側は堆積物が少ない		一部土砂の堆積が見られ、捨石間隙下に砂 の堆積が見られる	
空隙の有無	空隙有り		空隙有り	
間隙への 鉄筋貫入長さ(cm)	間隙下の捨石表面まで貫入 間隙内に5~10cm程度の砂が堆積		間隙下の捨石表面まで貫入 間隙内に10~20cm程度の砂が堆積	
捨石の大きさ(cm) ^{※)}	30cm角~50cm角程度 (70~340kg程度)		70×60×50cm 100×60×60cm 85×75×40cm (550~1000kg程度)	

※()内数値は比重2.70と仮定した場合の重さ

(5) 潜水土へのヒアリング

調査終了後、鳥取港での施工経験をもつ潜水土に、捨石マウンド内の土砂堆積についてヒアリングを実施した。ヒアリング結果は、以下のとおりである。

- ・ 長期に亘って堆積した砂は黒っぽくなるので、今回、間隙に堆積していた砂は中詰砂である可能性が高いと思う。台風による影響が強かったのではないかな。
- ・ マウンド設置からケーソン据付まで連続した施工の場合には、マウンド上に砂の堆積はない。しかし、マウンド設置からケーソン据付までに時間が空いた場合には、マウンド上に土砂が堆積するケースもあり、ケーソン設置前にマウンド上の砂を撤去する事がある。
- ・ 捨石内部については分からないが、潮の行き来で堆積している可能性はあると思う。ケースバイケースではないかな。
- ・ 護岸等の捨石についても、潮の行き来で捨石内に土砂が堆積している可能性はあると思う。ただし、通常、黒っぽい土砂だと思う。

5.4 まとめ

捨石表面の付着物、ケーソン直下における捨石空隙状況、捨石マウンド内部における土砂混入状況の把握を目

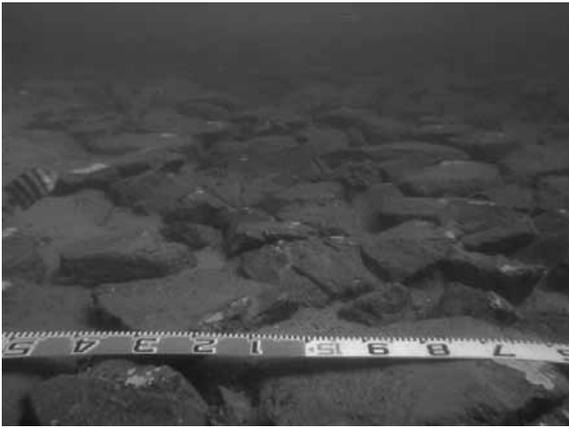
的として、鳥取港第3防波堤撤去工事（重要）（2工区）において捨石マウンドの状況調査を実施した。調査内容と結果概要を表-5.10に示す。

本調査では、調査対象が漂砂の影響が大きい防波堤であり、かつ詳細なデータを得ることは難しかったが、次のように結論づけられる。

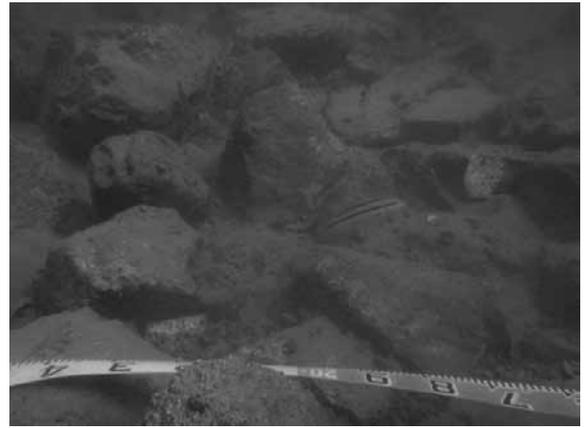
- ・ フジツボや貝類、海草類等の付着は海に曝されたマウンド表面に限られ、ケーソン直下やマウンド内部には見られない。
- ・ ケーソン直下は土砂の堆積が僅かであり、空隙が残された状態である。
- ・ 直接海に曝されたマウンド部分は土砂が堆積しやすい環境にある。

紙面の都合で詳細は示さないが、高知港三里地区防波堤での潜水土によるマウンドの表面目視調査でも同様の結果が得られた。

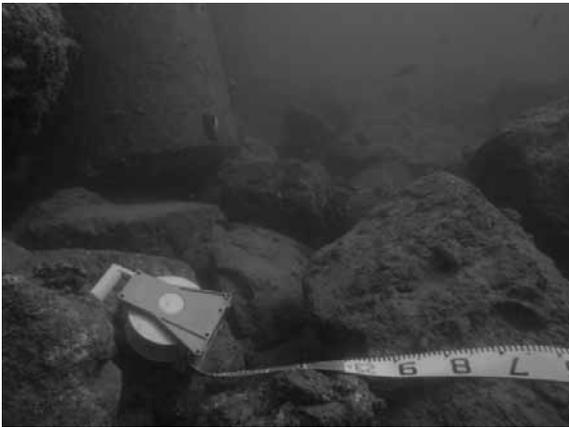
よって、捨石の間隙は空隙の大きな箇所と、土砂が混入した箇所が混在することを前提に、マウンド改良の実験・検討を進めることが望ましい。なお、この結果は2例の調査結果に過ぎず、現地条件によっては状況が異なる場合も考えられる。実施に当たっては、事前に対象とする捨石の状況を確認することが望ましいと考えられる。



(a) 法線直角方向 15m 付近（ケーソン近傍）
捨石間隙は空隙のままであり付着物も見られない



(b) 法線直角方向 20m 付近（根固め撤去部）
土砂の堆積が見られるが、捨石間隙は空隙が残り付着物がない



(c) 法線直角方向 23m 付近（トリバー10t 撤去部）
土砂の堆積が見られるが、捨石の間隙は空隙が残る

写真-5.12 ケーソン撤去後のマウンド状況

表-5.10 調査内容と結果概要

実施日	調査方法	調査目的・内容	結果概要
H23.7.7	潜水土による表面目視調査	撤去工事着手前の状況確認	捨石全面にフジツボや貝類、藻類の付着が見られ、捨石の間隙には土砂で詰まった状態。
H23.7.8	陸揚げした捨石の目視観察	ガットバージ上で撤去された捨石の表面を目視調査	マウンド表面の捨石にフジツボや貝類、藻類が付着。マウンド内部にあった捨石には付着物は見られなかった。
H23.7.9	潜水土によるマウンド内部調査	マウンド内部の状況を確認するため、マウンドの掘削面に沿って目視調査	捨石に付着物なし。砂が多く堆積し、捨石間隙の空隙の有無は確認できなかった。
H23.9.14	潜水土によるマウンド表面調査	ケーソン直下の状況を確認するため、ケーソン撤去翌日にマウンド表面を目視調査	捨石に付着物なし。ケーソン直下の捨石の間隙には土砂の混入がわずかであり、空隙が残る。

6. 設計に関する検討

6.1 検討目的

すでに述べてきたとおり、既設重力式係船岸の捨石マウンドの一部を改良・固化し、その後、掘削して増深することが本研究の目的である。このような工法に関する設計手法としては確立されたものがなく、捨石マウンドをどの程度改良すれば増深可能か、その範囲の決定方法及び必要な改良強度は不明である。

本章では、改良した捨石マウンドに要求される性能を把握することを目的に実施した設計に関する検討について述べる。まず 6.2 においてモデル断面を設定し、増深後の断面について従来の設計法を用いた試算を行う。

6.3 では、試算によって設定された断面について FLIP による解析を行い、改良効果の検証を実施する。ここでは、レベル 1 地震動だけでなくレベル 2 地震動についての検討も実施している。6.4 では、遠心模型振動実験モデルについて FLIP を用いた事後解析を行い、変位応答及び応答加速度の解析での再現性の検討を行った結果について述べる。

6.2 増深後の断面の試設計

(1) 概要

検討対象とする重力式係船岸のモデル断面を設定し、その断面を 2m 増深した場合の試設計を行う。検討フローを図-6.1 に示す。

(2) モデル断面

モデル断面は 2.3 で設定したものを使用する。設計条件を表-6.1 に、断面図を図-6.2 に示す。

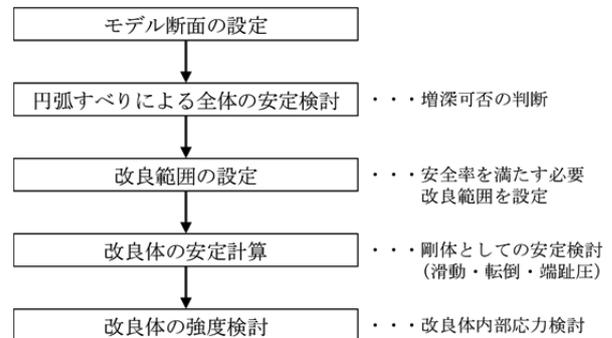


図-6.1 検討フロー

表-6.1 モデル断面の設計条件

設計水深	-16.1m
潮位	H.W.L. = +2.00m L.W.L. = ±0.00m
残留水位	R.W.L. = +0.67m
荷重	上載荷重 常時 20.0kN/m ² 地震時 10.0kN/m ²
設計震度	$k_h = 0.15$
土質条件	埋立材 砂 $\phi = 27.5^\circ$ $\gamma = 18.0\text{kN/m}^2$ $\gamma' = 10.0\text{kN/m}^2$
	裏込材 割石 $\phi = 40.0^\circ$ $\gamma = 18.0\text{kN/m}^2$ $\gamma' = 10.0\text{kN/m}^2$
	基礎 割石 $\phi = 40.0^\circ$ $\gamma = 18.0\text{kN/m}^2$ $\gamma' = 10.0\text{kN/m}^2$
	原地盤 土丹 シルト層 $c = 3.92\text{kN/m}^2$ $\gamma = 14.7\text{kN/m}^2$ 砂層 $N = 0 \sim 5$ $\gamma = 17.6\text{kN/m}^2$
摩擦係数	壁体底面と基礎との摩擦係数 $\mu = 0.6$

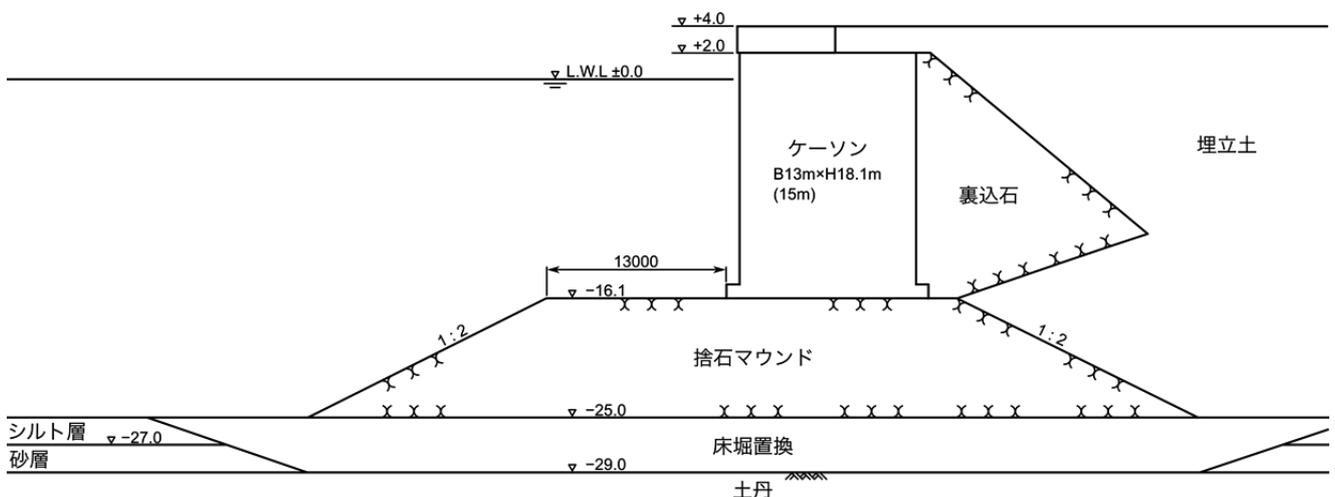


図-6.1 モデル断面図

表-6.2 ケーソン安定計算結果

検討項目	常時		地震時	
	上載荷重無	上載荷重有	上載荷重無	上載荷重有
滑動安全率	2.842 ≥ 1.2	3.084 ≥ 1.2	1.093 ≥ 1.0	1.126 ≥ 1.0
転倒安全率	4.931 ≥ 1.2	5.334 ≥ 1.2	1.797 ≥ 1.1	1.819 ≥ 1.1
支持力の検討	1.757 ≥ 1.2	1.745 ≥ 1.2	1.013 ≥ 1.0	1.014 ≥ 1.0
円弧すべり		1.468 ≥ 1.2		

表-6.3 ケーソン底面反力

	常時		地震時	
	上載荷重無	上載荷重有	上載荷重無	上載荷重有
M_h (kN/m)	5458.52	5458.52	15709.58	16131.05
M_v (kN/m)	26916.92	29117.89	28234.61	29335.10
P_v (kN/m)	3267.86	3546.46	3355.70	3495.00
B (m)	15.00	15.00	15.00	15.00
x (m)	6.57	6.67	3.73	3.78
e (m)	0.93	0.83	3.77	3.72
$B/6$ (m)	2.50	2.50	2.50	2.50
地盤反力分布	台形	台形	三角形	三角形
p_1 (kN/m ²)	299.16	314.83	599.37	616.73
p_2 (kN/m ²)	136.55	158.03	0.00	0.00
b (m)	15.00	15.00	11.20	11.33
q (kN/m ²)	248.81	265.81	449.58	462.55
$2b'$ (m)	13.13	13.34	7.46	7.56
H (kN/m)	690.01	690.01	1841.99	1862.89

この断面に対するケーソンの安定計算結果を表-6.2 に、底面反力を表-6.3 に示す。これらの数値をもとに、改良体に関する検討を実施する。

増深量は 2m (設計水深: -16.1m → -18.1m) とした。増深後の断面図を図-6.3 に示す。また、設計震度 $k_h = 0.15$ (見掛けの震度 $k_h' = 0.30$)、改良体の単位体積重量 $\gamma = 22.6\text{kN/m}^3$ ($\gamma' = 12.6\text{kN/m}^3$)、改良体底面の摩擦係数 $\mu = 0.7$ (原位置改良を想定) とした。

(3) 円弧すべり計算による全体の安定検討

増深により抵抗側重量となる捨石マウンドの一部を撤去するため、堤体の円弧すべり安全率は減少する。その結果、必要安全率を満足しない場合は、増深するために別途対策が必要となる。そこで、増深後の断面で常時上載荷重有のケースについて、円弧すべり計算結果を実施した。結果を図-6.4 に示す。増深後の円弧すべり安全率は表-6.2 に示す増深前より低下するが必要安全率は満足している ($F_s = 1.468 \rightarrow 1.338$)。なお、ここでは円弧すべりはビショップ法を用い、必要安全率は 1.2 としている。

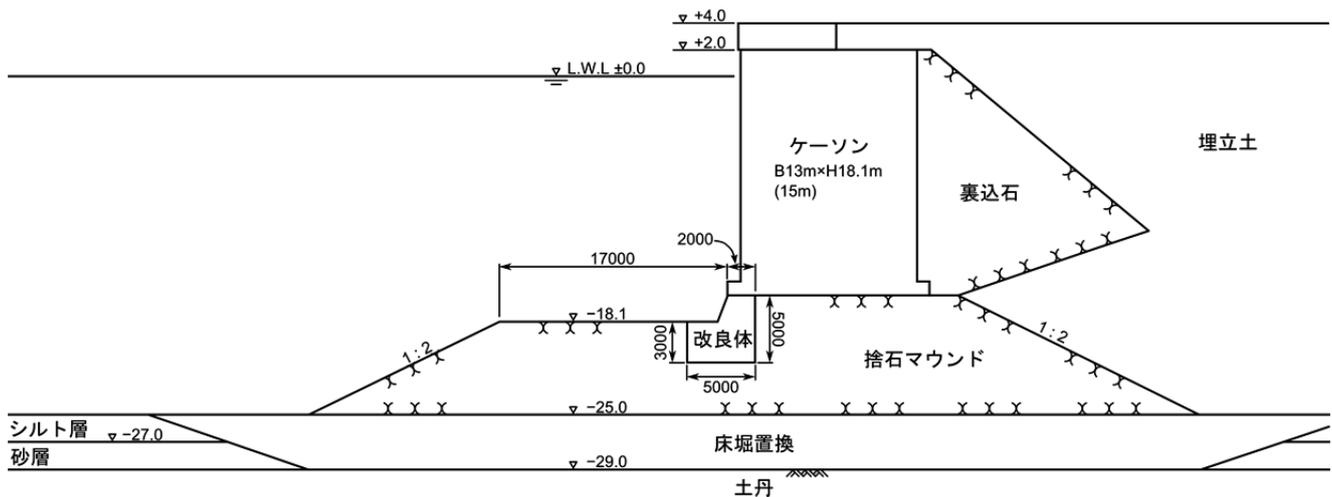


図-6.3 増深後の断面図 (2m 増深)

最小安全率 $F_s, \min = 1.338$
 円弧の中心 $X = -15.00 \text{ (m)}, Y = 13.00 \text{ (m)}$
 半径 $R = 41.79 \text{ (m)}$
 抵抗モーメント $M_R = 221708.1 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 起動モーメント $M_D = 165741.4 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

層番号	飽和重量 (kN/m ²)	湿潤重量 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度						
1	22.60	22.60	0.00	10000.00	0.00	0.00	0.00						
2	19.23	19.23	0.00	10000.00	0.00	0.00	0.00						
3	20.00	18.00	40.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
4	20.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
5	20.00	18.00	27.50	0.00	0.00	0.00	0.00						
6	20.00	18.00	27.50	0.00	0.00	0.00	0.00						
7	15.00	15.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00						
8	20.00	18.00	27.50	0.00	0.00 </tr <tr> <td>9</td> <td>19.00</td> <td>19.00</td> <td>0.00</td> <td>1000.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> </tr>	9	19.00	19.00	0.00	1000.00	0.00	0.00	0.00
9	19.00	19.00	0.00	1000.00	0.00	0.00	0.00						

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

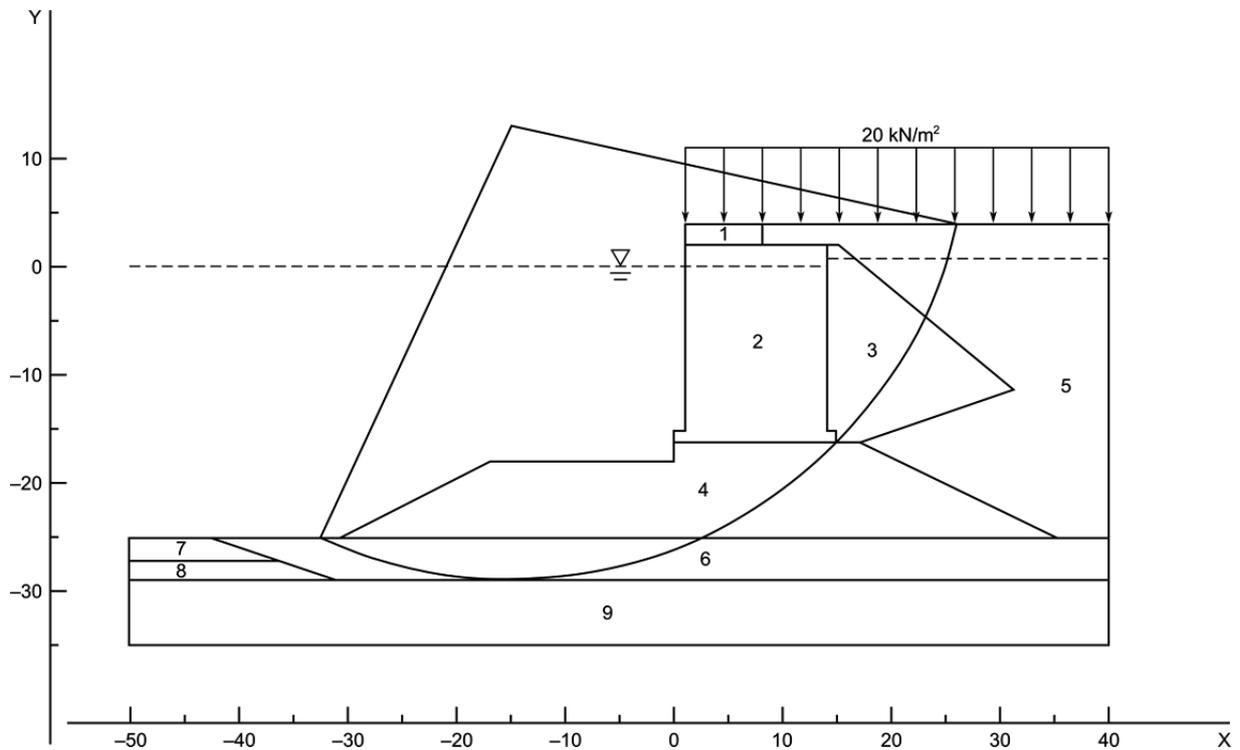


図-6.4 円弧すべり計算結果（増深後の断面）

(4) 改良範囲の設定

ケーソン下部で改良を要する幅を決定する目安として、増深のためのマウンド掘削によりケーソン前趾下部に生じる直立部が崩壊する範囲を考える。掘削は、仮想的にもともと直立部にあった擁壁を取り除いたと考えることができ、その結果、直立部には主働崩壊が発生するものと考えられる。

捨石の内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta = 0^\circ$ 、見掛けの震度 $k' = 0.30$ ($k = 0.15$) とすると、主働崩壊角 ζ_a は 51.7° となる。従って、崩壊する範囲は図-6.5 のとおり直立部

から 1.58m 背後までとなる。そこで、ここでは、安全側の値として、必要な改良幅を 2.0m とする。

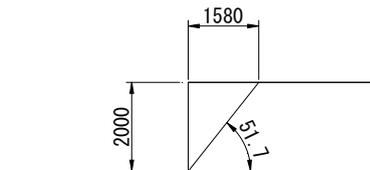


図-6.5 主働崩壊角による改良幅

次に、ケーソン底面反力に対して改良体の支持力が確保できているか確認するため、偏心傾斜荷重による改良体内を通るすべりについて検討する。

改良体の許容せん断応力度 τ_a は下式で求められる。

$$\tau_a = \frac{q_{uck}}{2 \cdot F}$$

ここで、 q_{uck} : 一軸圧縮強度、 τ_a : 許容せん断応力度、 F : 材料の安全率（常時 3、地震時 2）である。改良体強度は後述する 6.2 (6) の結果より $q_{uck} = 2.41\text{MPa}$ とする。従って、 τ_a は、常時で 400kN/m^2 、地震時に対して 600kN/m^2 となる。

常時及び地震時の支持力検討結果を図-6.6、図-6.7 に示す。許容安全率を常時は 1.2 以上、地震時は 1.0 以上とする¹⁸⁾と、支持力検討結果より改良幅 2m で許容安全率を満足していることがわかる。

次に、改良深さについて検討する。ケーソン直下の改

良幅を 2m に固定し、改良深さ H を変化させた（改良体の断面形状を幅 2m、高さ $H\text{m}$ の矩形とした）場合のビショップ法による安全率の計算結果を表-6.4 に示す。計算ケースは表-6.2 に示すケースのうち、安全率の最も低い地震時の上載荷重無のケースとした。

計算の結果、改良深さ 5m 以上の場合に必要安全率 1.00 を満たす結果となった。改良深さ 5m の場合に最小安全率を与える円弧を図-6.8 に示す。

表-6.4 ビショップ法による安定計算結果

改良深さ H	安全率
2.0m	0.871
3.0m	0.877
4.0m	0.949
5.0m	1.048
6.0m	1.155

最小安全率 $F_s \min = 2.538$
 円弧の中心 $X = -3.00 \text{ (m)}, Y = 46.00 \text{ (m)}$
 半径 $R = 64.16 \text{ (m)}$
 抵抗モーメント $M_R = 191316.3 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 起動モーメント $M_D = 75374.8 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

層番号	飽和重量 (kN/m^2)	湿潤重量 (kN/m^2)	内部摩擦角 ($^\circ$)	粘着力 (kN/m^2)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	20.00	18.00	35.00	20.00	0.00	0.00	0.00
2	22.60	22.60	0.00	400.00	0.00	0.00	0.00

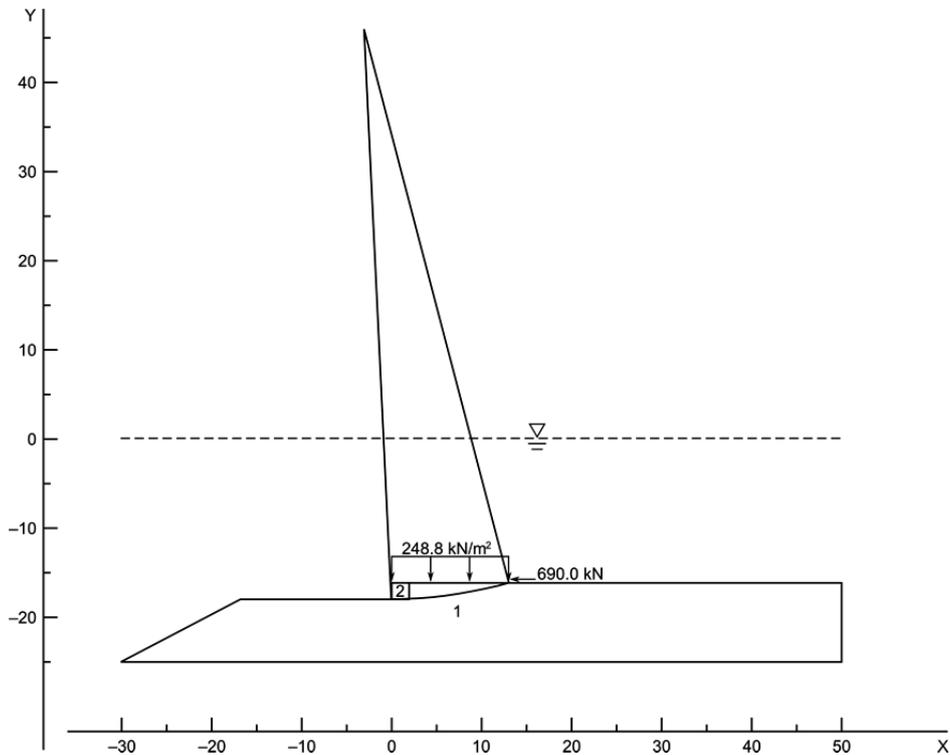


図-6.6 偏心傾斜荷重による支持力検討結果（常時）

最小安全率 $F_s_{min} = 1.102$
 円弧の中心 $X = -6.00 \text{ (m)}, Y = 20.00 \text{ (m)}$
 半径 $R = 38.53 \text{ (m)}$
 抵抗モーメント $M_R = 110107.1 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 起動モーメント $M_D = 99893.9 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

層番号	飽和重量 (kN/m ²)	湿潤重量 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	20.00	18.00	35.00	20.00	0.00	0.00	0.00
2	22.60	22.60	0.00	600.00	0.00	0.00	0.00

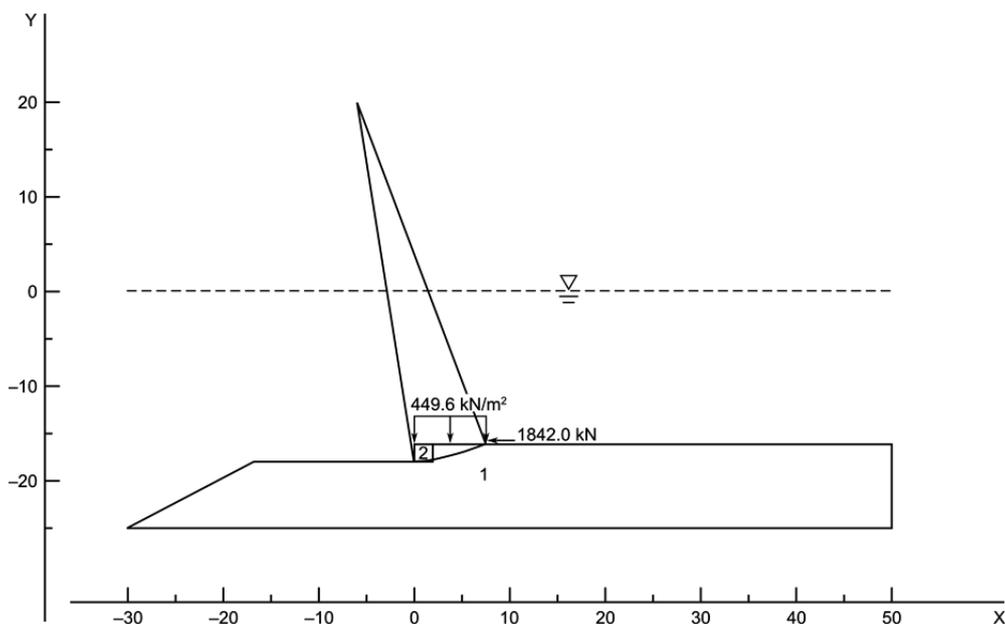


図-6.7 偏心傾斜荷重による支持力検討結果（地震時）

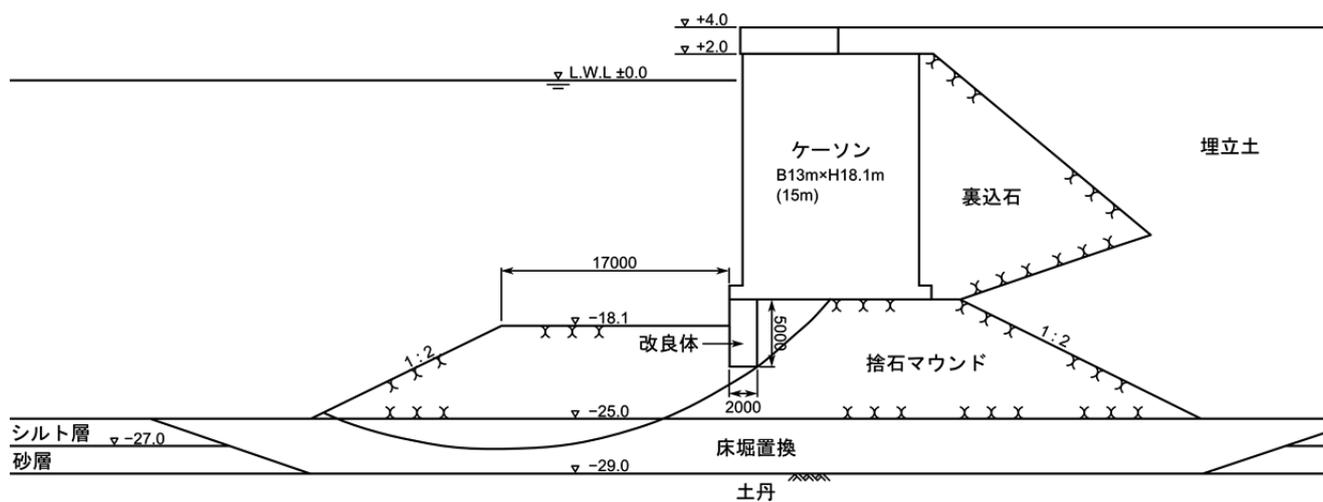


図-6.8 改良深さ5mのとき最小安全率を与える円弧（地震時上載荷重無）

(5) 改良体の安定計算

ここまでの検討より、改良幅 2m、改良深さ 5m とすれば増深後の係船岸の安定が保たれることがわかった。次に、改良体自体の安定について検討する。

縦長い矩形の改良体では改良体自体が不安定であることは明らかであるため、ここでは、図-6.9 に示すような逆 L 字形の形状に改良することを想定した。改良体の底面改良幅（図-6.9 で x としている幅）は、改良体の安定計算により設定することとし、深層混合処理工法¹⁹⁾と同様の安定検討手法を採用することとした。設計外力の概念は図-6.9 に示したとおりである。改良体前面の捨石マウンドの受働土圧を期待できる可能性もあるが、模型振動実験では改良体前面のマウンドの崩壊が見られたものもあったため（図-4.19 参照）、ここでは受働土圧は考慮しないこととした。

改良体前趾を支点とした外力の総括を表-6.5 に示す。計算ケースは表-6.2 に示すケースのうち、端趾圧がもっとも大きい「地震時上載荷重有」とした。

底面改良幅を変化させた場合の安定計算結果（滑動・転倒・端趾圧）を図-6.10 に示す。滑動については改良幅を増加させても安全率がほとんど変わらない結果となった。これは外力としてケーソン底面反力 W_c 及び主働土圧 P_{Ah} が支配的であり、改良体重量 W_d の摩擦抵抗への影響が小さいためである。転倒に関しては、改良幅を増すにしたがって安全率が上昇していき、端趾圧は下がる。

図-6.10 より、滑動及び転倒に関する安全率が必要安全率を満たした上、端趾圧が 6.2 (6) b) で述べる最大主応力 803kPa 以下となる改良幅 5.0m が最も適切な幅であると考えられる。このときの各値の計算結果は以下のとおりである。

①滑動

$$F_s = 1466.47 \text{ (kN/m)} \times 0.7 / 913.94 \text{ (kN/m)} = 1.12 > 1.0$$

②転倒

$$F_s = 5686.92 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} / 3045.89 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} = 1.87 > 1.1$$

③支持力

$$X = (5686.92 - 3045.89) / 1466.47 = 1.80 \text{ (m)}$$

$$e = 5.0 / 2 - 1.80 = 0.7 \text{ (m)}$$

$$p_1 = 539.31 \text{ (kN/m}^2) \dots \text{前趾}$$

$$p_2 = 47.28 \text{ (kN/m}^2) \dots \text{後趾}$$

(6) 改良体の必要強度の検討

ケーソン直下の捨石マウンドを改良することにより、捨石マウンドの剛性は改良部・未改良部とで異なったものとなる。その剛性差により改良体に応力の集中が生じることが懸念されるため、線型弾性解析により改良体に生ずる内部応力の検討を実施する。

なお、改良体直立部への応力集中を低減させるため、直立部の形状は係船岸の築造限界（図-6.11 参照）内で角部にハンチを設けることとした。

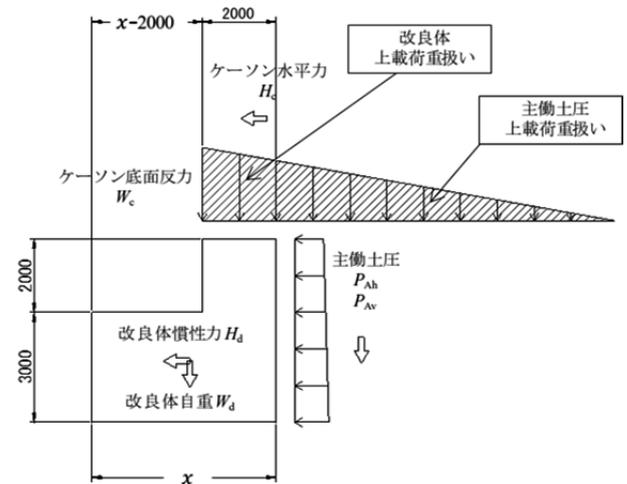


図-6.9 想定した改良体形状と外力の概念図

表-6.5 改良体に作用する外力

	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	M_x (kN·m/m)	M_y (kN·m/m)
改良体重量	237.50	64.41	668.75	130.52
ケーソン底面反力	1090.45	332.55	4325.56	1662.77
主働土圧	138.52	516.97	692.61	1252.60
合計	1466.47	913.94	5686.92	3045.89

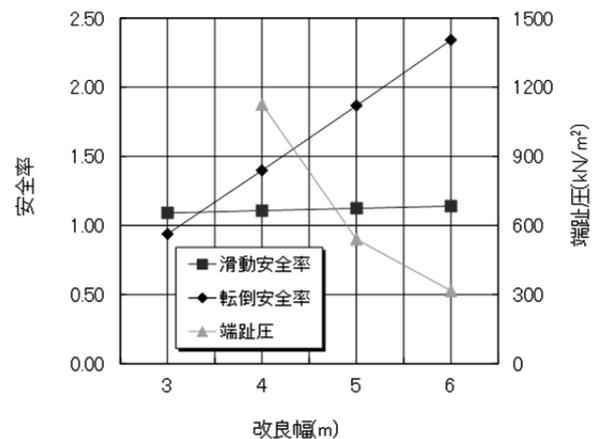


図-6.10 改良体安定照査結果（地震時上載荷重有）

a) ケーソン反力を改良体のみで負担する場合

ケーソン反力の応力集中を考慮し、ケーソンの全鉛直力が改良体に作用したと仮定した場合の改良体の必要強度を検討する。検討は常時上載荷重有の場合と、地震時上載有の場合について実施した。

改良体の内部安定計算に用いる外力の概念図を図-6.12に示す。ここでは、ケーソン反力の応力集中を考慮し、ケーソンの全鉛直力を改良体に作用させることとする。ただし、ケーソン水平力は、分担幅分のみ考慮する。

改良体に生ずる応力を線形弾性解析によって求める。改良体の弾性係数は深層混合処理工法と同様の $E = 500q_u$ とし¹⁹⁾、捨石マウンドの弾性係数は過去の調査²⁰⁾により求められた下限値に近い値である $E = 3500\text{kN/m}^2$ を用いた。計算に使用したパラメータを表-6.6に示す。また、検討モデルを図-6.13に示す。さらに、計算により得られた改良体に生ずる最大主応力図及び最大せん断応力図を図-6.14～図-6.15に示す。

次に計算により得られた最大主応力、最大せん断応力より、改良体の必要強度を求める。ここでは、深層混合処理工法¹⁹⁾と同様の考え方をを用いて検討を行う。

①改良体の圧縮強度

$$q_{uck} \geq \sigma_c \cdot F$$

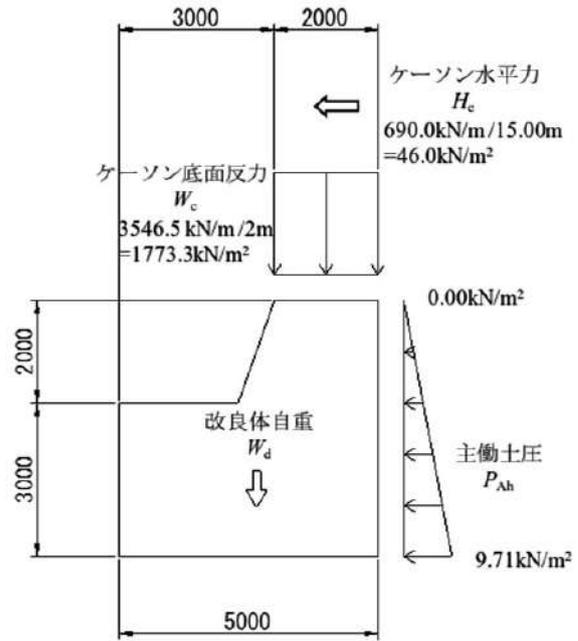
ここで q_{uck} : 設計基準強度, σ_c : 圧縮応力度, F : 材料の安全率 (常時 3, 地震時 2) である。 σ_c として計算により得られた最大主応力 (図-6.13 参照) を代入することにより、常時 $q_{uck} \geq 5.41\text{MPa}$, 地震時 $q_{uck} \geq 3.55\text{MPa}$ が得られる。

②改良体の圧縮強度

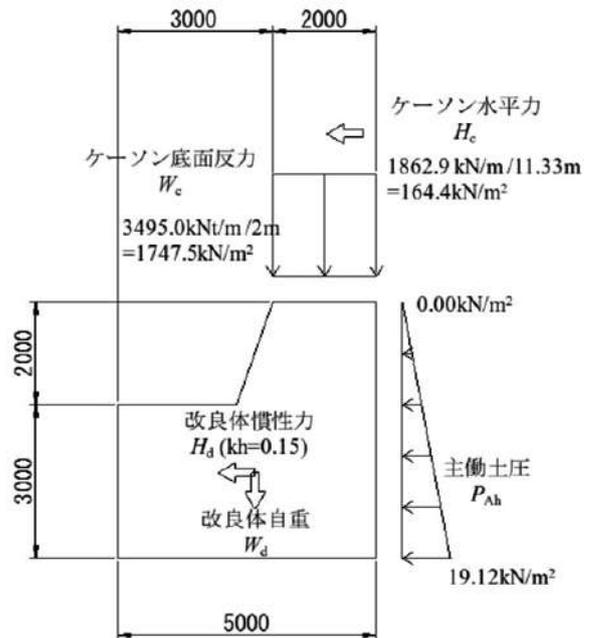
$$q_{uck} \geq 2 \cdot \tau \cdot F$$

ここで τ : せん断断応力度である。 τ として計算により得られた最大せん断応力 (図-6.14 参照) を代入することにより、常時 $q_{uck} \geq 5.41\text{MPa}$, 地震時 $q_{uck} \geq 3.55\text{MPa}$ が得られる。

以上より、ケーソン全重量が改良体に作用する場合には、改良体の必要強度として 5.41MPa 以上の設計基準強度が必要となること分かる。



ケース 1 (常時上載有)



ケース 2 (地震時上載有)

図-6.12 設計外力概念図

表-6.6 入力パラメータ

要素	E (kN/m^2)	ν	q_{uck} (MPa)	ϕ ($^\circ$)	γ' (kN/m^3)
改良体	3000000	0.33	6.00		12.6
マウンド	3500	0.33		40	10.0
砂岩グリ	7000	0.33		40	10.0

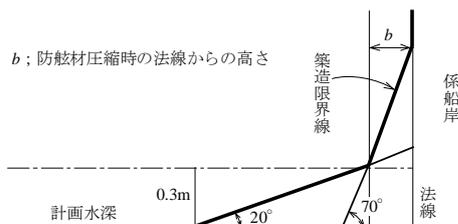
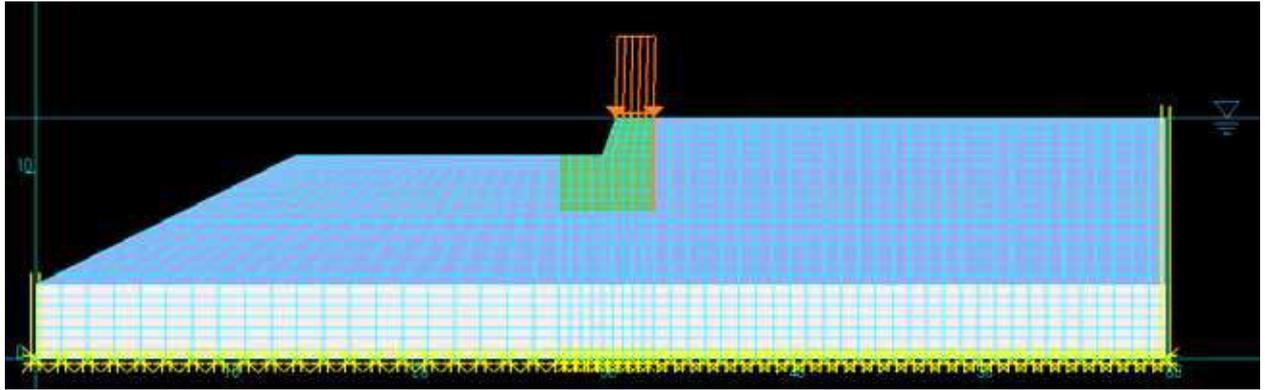
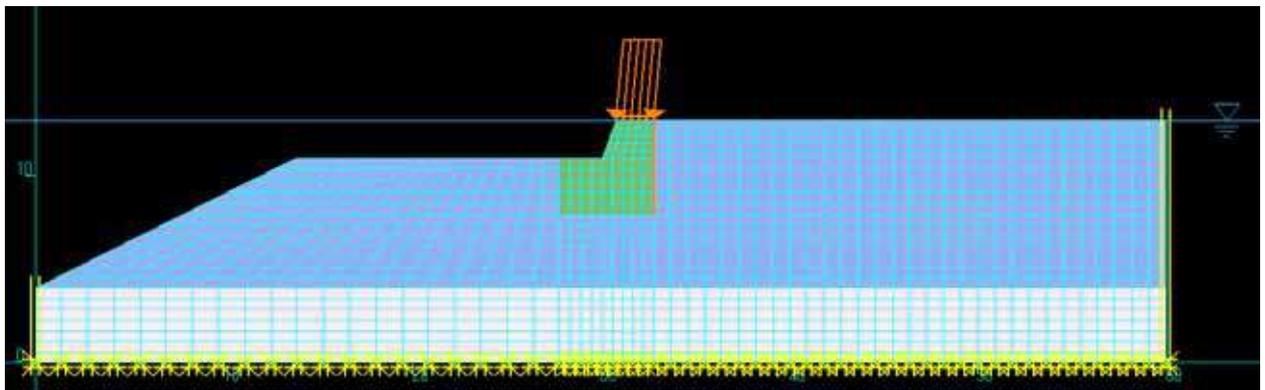


図-6.11 岸壁の築造限界¹⁸⁾

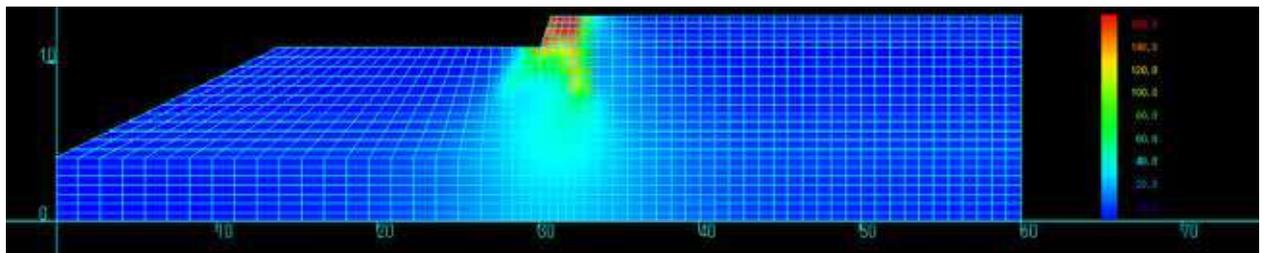


ケース 1 (常時上載有)

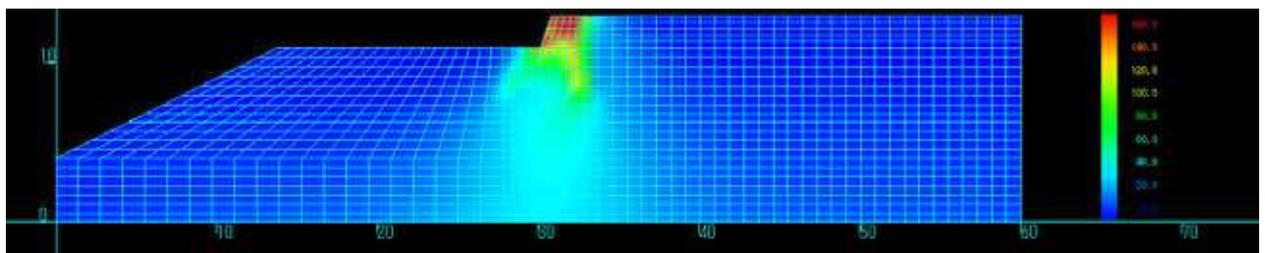


ケース 2 (地震時上載有)

図-6.13 検討モデル図

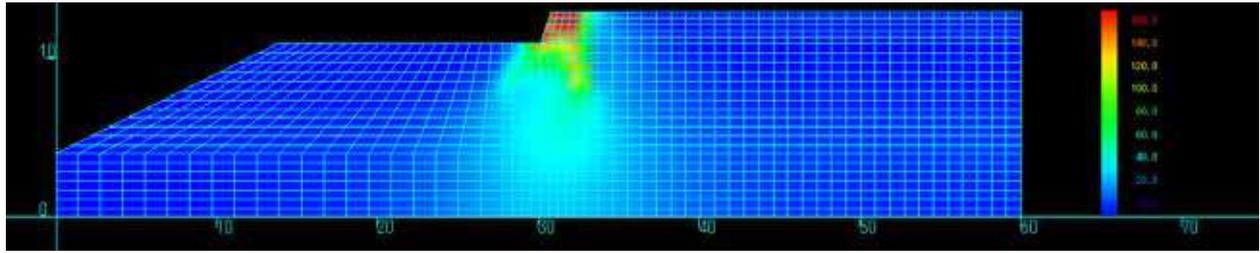


ケース 1 (常時上載有) : $\sigma_{\max} = 1.803\text{MPa}$

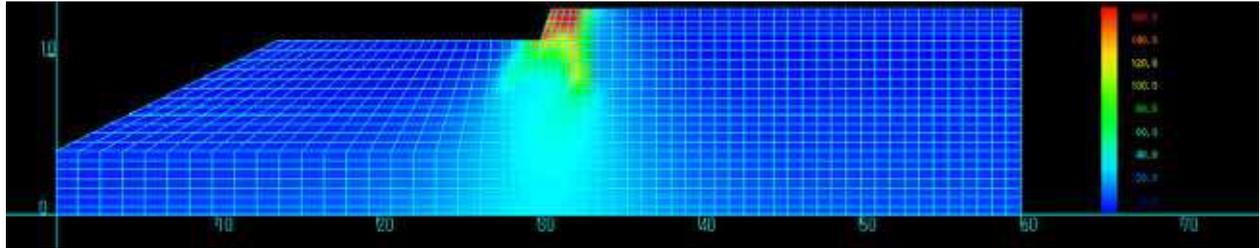


ケース 2 (地震時上載有) : $\sigma_{\max} = 1.776\text{MPa}$

図-6.14 最大主応力図



ケース 1 (常時上載有) : $\sigma_{\max} = 0.767\text{MPa}$



ケース 2 (地震時上載有) : $\sigma_{\max} = 0.765\text{MPa}$

図-6.15 最大せん断応力図

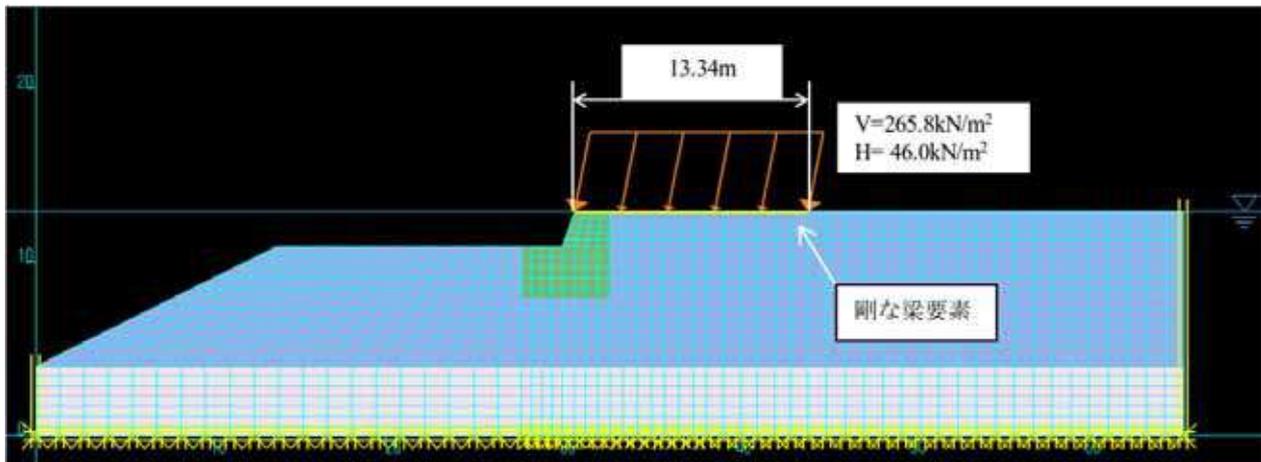


図-6.16 検討モデル図

b) 剛な要素でケーソンを模擬する場合

ケーソン反力を改良体のみで負担するケースは、マウンドの未改良部からの反力を無視した計算であり、安全側の検討である。ここでは、マウンド上にケーソンを模擬した剛な梁要素ケーソンを設置し、底面反力が改良体にどの程度集中するかを検討を行った。計算は常時上載荷重有の場合について実施した。検討モデルを図-6.16に、使用したパラメータを表-6.7に示す。また、計算により得られた改良体に生ずる最大主応力図及び最大せん断応

力図を図-6.17～図-6.18に示す。

計算により得られた最大主応力 (0.803MPa)、最大せん断応力 (0.304MPa) より、a) の場合と同様に改良体の必要強度を求めると、常時 $q_{\text{uck}} \geq 2.41\text{MPa}$ 、地震時 $q_{\text{uck}} \geq 1.82\text{MPa}$ が得られる。従って、この検討結果によると、改良体の必要強度として、2.41MPa 以上の設計基準強度が必要となる。

(7) まとめ

従来から用いられている改良体を剛体と見なす考え方にに基づき、モデル断面を2m増深した場合の検討を行った。検討の結果に基づいて得られた断面を図-6.19に示す。この検討の妥当性は次節でさらに検証する。

表-6.7 入力パラメータ

要素	E (kN/m^2)	ν	q_{uck} (MPa)	ϕ ($^\circ$)	γ' (kN/m^3)
改良体	1205000	0.33	2.41		12.6
マウンド	3500	0.33		40	10.0
砂岩ズリ	7000	0.33		40	10.0

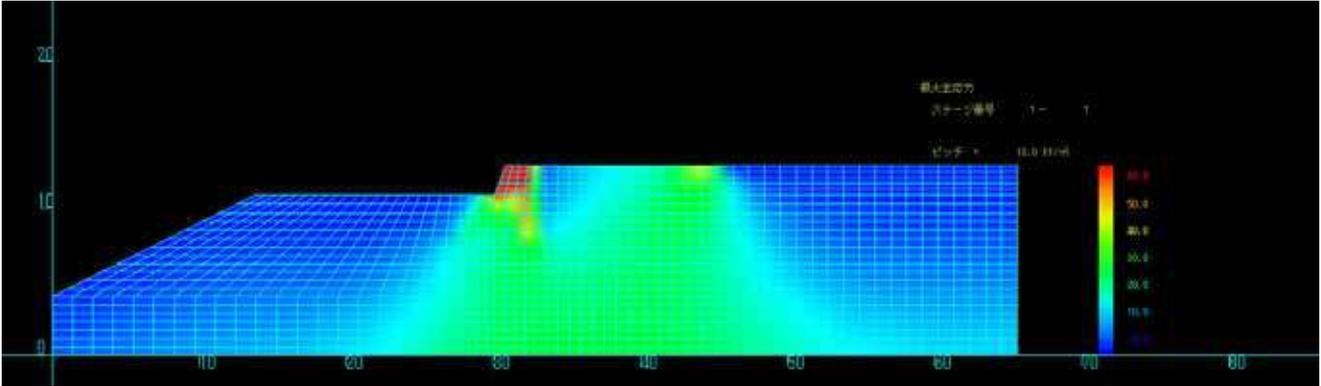


図-6.17 最大主応力図 ($\sigma_{\text{max}} = 0.803\text{MPa}$)

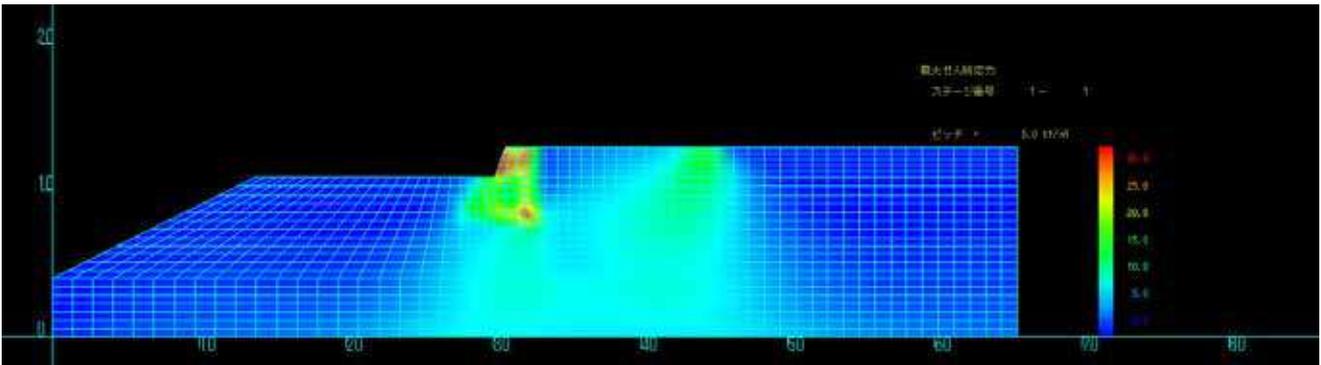


図-6.18 最大せん断応力図 ($\sigma_{\text{max}} = 0.304\text{MPa}$)

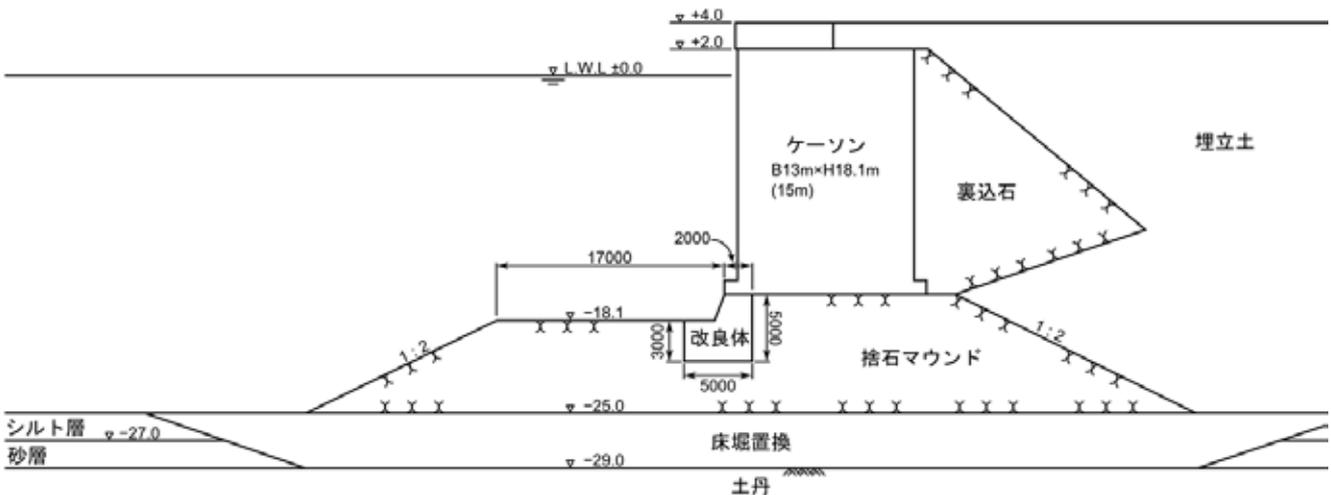


図-6.19 2m増深後の断面

6.3 モデル断面に対する有効応力解析

(1) 検討概要

モデル断面を2m増深した断面について、6.2で静的な検討を行った。ここでは、レベル1地震動に対する有効応力解析を実施することにより、6.2で実施した検討結果の妥当性を検証する。また、参考までにレベル2地震動に対しても有効応力解析を実施する。

図-6.20に解析対象とする岸壁構造を示す。解析プログラムは運輸省港湾技術研究所（当時）で開発された2次元動的有効応力解析プログラムFLIPを使用する。構成則及び非線形反復計算法は従来法²¹⁾を適用した。使用したプログラムのバージョンは7.2.3である。

本検討では、表-6.8に示す4つのケースについて解析する。レベル1地震動、レベル2地震動のいずれについても、モデル断面と増深後の断面に対する動的解析を実施することにより、新工法の適用性を確認する。

解析に使用したレベル1地震動とレベル2地震動を図-6.21及び図-6.22に示す。

表-6.8 解析ケース

ケース	地震動	検討断面
CASE-L1-1	レベル1	モデル断面
CASE-L1-2	レベル1	増深後の断面
CASE-L2-1	レベル2	モデル断面
CASE-L2-2	レベル2	増深後の断面

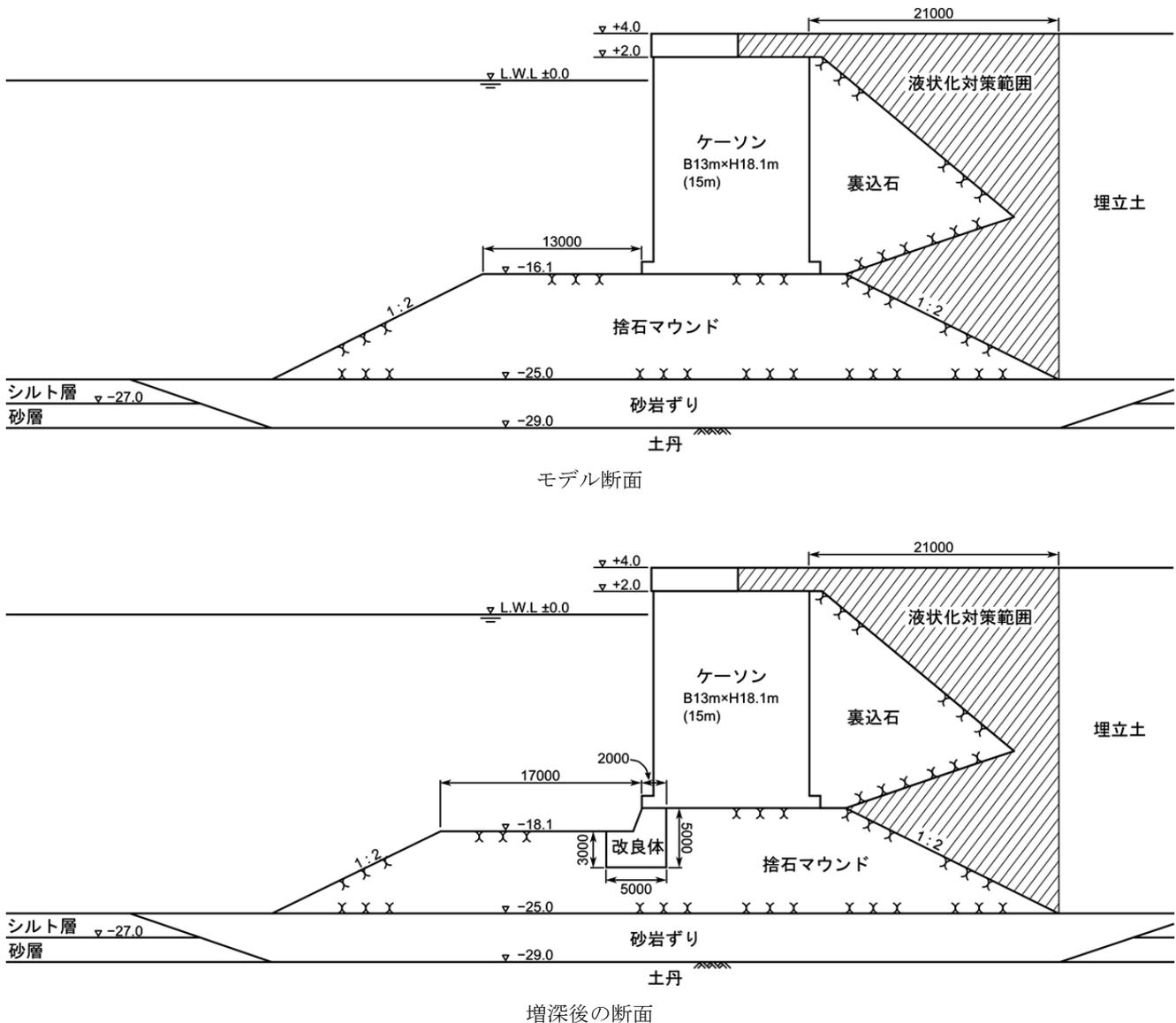


図-6.20 岸壁構造モデル

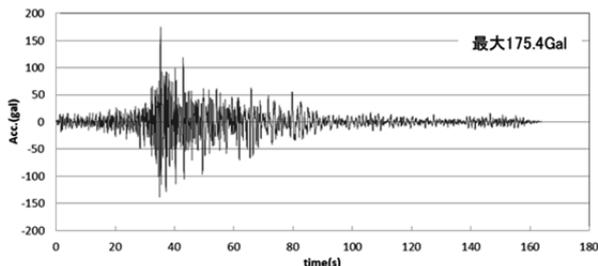


図-6.21 レベル1地震動

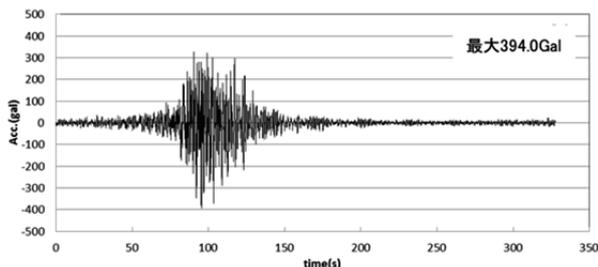


図-6.22 レベル2地震動

(2) FLIP に用いるパラメータの設定

a) 地盤

地盤はマルチスプリング要素として設定した。FLIP のマルチスプリング要素では、土のせん断応力～せん断ひずみの非線形関係を多重せん断ばねモデル²²⁾で表現し、過剰間隙水圧モデルとしては井合モデル²³⁾が採用されており、主に動的変形特性に関するパラメータと液状化特性に関するパラメータが必要となる。表-6.9 に FLIP に用いるパラメータの一覧を示す。

本解析では、 N 値と関連付けてパラメータを設定する簡

易設定法²¹⁾により、FLIP に用いるパラメータの設定を行う。しかしながら、一部、 N 値が得られていない土層もあり、実績や仮定をもとにパラメータを設定していく必要がある。以下、パラメータの設定方法について記述する。

①原地盤砂質土

原地盤の砂質土については、 $N = 5$ として簡易設定法²¹⁾により FLIP に用いるパラメータを設定する

②原地盤シルト

岸壁前面のシルトについては、 $c = 3.92\text{kN/m}^2$ から簡易設定法²¹⁾により FLIP に用いるパラメータを設定する。

一方、岸壁背面のシルトは、埋立土の影響を受けて強度増加しているものと考えられるため、岸壁前面と異なったパラメータを設定する。強度増加率 $m = 0.375$ に相当するせん断抵抗角 $\phi' = 30^\circ$ をもとに、次式から粘着力 c を算出し、簡易設定法²¹⁾により FLIP に用いるパラメータを設定する。

$$c = \sigma'_m \sin \phi'$$

③埋立土

埋立土については、せん断抵抗角 $\phi = 27.5^\circ$ とし、以下に示す Dunham 式²⁵⁾より N 値を設定し、簡易設定法²¹⁾により FLIP に用いるパラメータを設定する。

$$\phi = \sqrt{12N} + 15 \quad (\text{丸い粒子で粒径が一樣な場合})$$

$$N = (\phi - 15)^2 \div 12$$

なお、液状化対策を実施している範囲については、液状化特性に関するパラメータを設定しないことで非液状化材として取り扱う。また、埋立土については、細粒分含有率 $F_c = 10\%$ を仮定する。

表-6.9 FLIP に用いるパラメータ一覧²⁴⁾

種別	項目	記号	単位	備考
物理特性	湿潤密度	ρ	t/m ³	
	間隙率	n		
動的変形特性	基準有効拘束圧力	σ'_{ma}	kN/m ²	
	基準初期せん断弾性係数	G_{ma}	kN/m ²	
	基準初期体積弾性係数	K_{ma}	kN/m ²	
	初期せん断弾性係数の有効拘束圧依存性の指数	m_G		$G_0 = G_{ma} \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}} \right)^{m_G}$
	初期体積弾性係数の有効拘束圧依存性の指数	m_K		$K_0 = K_{ma} \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}} \right)^{m_K}$
	粘着力	c	kN/m ²	
	せん断抵抗角	ϕ'	°	
液状化特性	最大減衰	h_{max}		
	変相角	ϕ_p	°	
		S_1		
		w_1		
		p_1		
	p_2			
	c_1			

④捨石マウンド、裏込石、砂岩ずり

捨石マウンド及び裏込石については、表-6.10 に示す値をもとに FLIP に用いるパラメータを設定する。砂岩ずりについては、便宜的に裏込石相当のパラメータとするが、せん断抵抗角については、既存の研究成果^{27),28)}より得られた排水せん断抵抗角の平均値 $\phi_0 = 38^\circ$ をせん断抵抗角 $\phi' = 38^\circ$ として設定した。

表-6.11 及び表-6.12 に FLIP に用いた地盤のパラメータを示す。

b) ケーソン、フーチング、上部工、改良体

ケーソン、フーチング、上部工及び改良体は線形平面要素として設定した。FLIP に用いるパラメータとしては、設計基準強度 $f_{ck}' = 24\text{N/mm}^2$ に対応する一般的な値を用いることとする。改良体に対しても同様の値を用いることとする。使用したパラメータを表-6.13 に示す

c) ジョイント要素

ケーソンの背面及び底面、改良体の側面及び底面には、滑り及び剥離を考慮するため、各境界にジョイント要素を設定した。FLIP に用いるパラメータは、設計事例集²⁶⁾を参考に設定する。図-6.23 にジョイント要素の概念図を、表-6.13 に FLIP に用いたパラメータを示す。

表-6.10 捨石のモデル化における推奨方法²⁶⁾

モデル化の項目	モデル化の方法
せん断抵抗角	$c = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \phi' = 35^\circ$
最大減衰定数	$h_{\text{max}} = 0.2 \sim 0.3$
初期せん断剛性	マウンド $V_s = 300 \text{ (m/s)}$
水の体積弾性係数	$K_f = 2.2 \times 10^4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 以下の小さな値

表-6.13 ケーソン、フーチング、上部工、改良体のパラメータ（線形平面要素）

種別	対象	対象標高 (D.L.m)	湿潤密度 ρ_t (t/m^3)	ヤング率 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν
ケーソン	岸壁	+2.0m ~ -14.1m	1.919	2.50E+07	0.17
フーチング	岸壁	-14.1m ~ -16.1m	2.354	2.50E+07	0.17
上部工	岸壁	+4.0m ~ +2.0m	2.300	2.50E+07	0.17
改良体	マウンド	-16.1m ~	2.300	2.25E+07	0.17

表-6.14 捨石のモデル化における推奨方法²⁶⁾

種別	対象	法線方向剛性 K_n ($\text{kN/m}^2/\text{m}$)	接線方向剛性 K_s ($\text{kN/m}^2/\text{m}$)	粘着力 c_j (kN/m^2)	摩擦角 ϕ_j ($^\circ$)
ケーソン背面	岸壁	1.0×10^6	1.0×10^6	0	15
ケーソン底面	岸壁	1.0×10^6	1.0×10^6	0	31
改良体側面	マウンド	1.0×10^6	1.0×10^6	0	15
改良体底面	マウンド	1.0×10^6	1.0×10^6	0	31

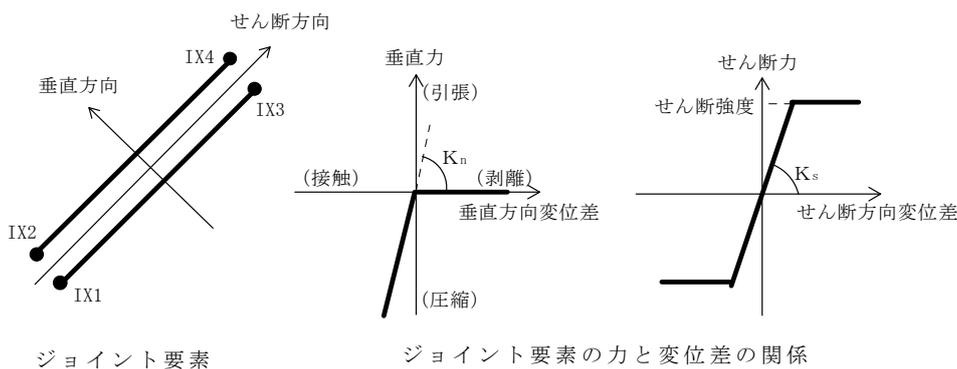


図-6.23 ジョイント要素の概念図

表-6.11 地盤の変形特性に関するパラメータ (マルチスプリング要素)

土層名	対象	対象標高 (D.L.m)	平均有効 土被圧 σ_v' (kN/m^2)	濕潤密度 ρ_t (t/m^3)	間隙率 n	初期せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)	初期体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	基準化平均 有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m^2)	有効拘束圧 依存性係数 m_G, m_K	ポアソン比 ν	せん断 抵抗角 ϕ_f ($^\circ$)	粘着力 C (kN/m^2)	最大 減衰定数 h_{max}
原地盤	砂質土	-27.0m ~ -29.0m	-	1.800	0.45	69,252	180,597	98.0	0.5	0.33	39	-	0.24
	シルト	-25.0m ~ -27.0m	4.9	1.500	0.55	1,333	3,476	3.7	0.5	0.33	-	3.92	0.20
埋立土	砂質土	-25.0m ~ -27.0m	322.6	1.500	0.55	41,133	107,269	242.0	0.5	0.33	30	-	0.20
	捨石マウンド	-	-	1.800	0.45	67,905	177,086	98.0	0.5	0.33	39	-	0.24
裏込石	-	-	-	2.000	0.45	180,000	469,000	98.0	0.5	0.33	35	20	0.24
	-	-	-	2.000	0.45	180,000	469,000	98.0	0.5	0.33	35	20	0.24
砂岩ずり	-	-25.0m ~ -29.0m	-	2.000	0.45	180,000	469,000	98.0	0.5	0.33	38	-	0.24

表-6.12 地盤の液状化特性に関するパラメータ (マルチスプリング要素)

土層名	対象	対象標高 (D.L.m)	細粒分 含有率 F_c (%)	変相角 ϕ_p ($^\circ$)	wI	pI	$p2$	cI	sI
原地盤	砂質土	全域	0.0	28.0	2.278	0.500	1.068	1.600	0.005
	シルト	岸壁前面	-	-	-	-	-	-	-
		岸壁背面	-	-	-	-	-	-	-
埋立土	-	+0.67m ~ -25.0m	10.0	28.0	8.124	0.500	0.973	1.600	0.005
捨石マウンド	-	-16.1m ~ -25.0m	-	-	-	-	-	-	-
裏込石	-	+2.0 ~ -16.1m	-	-	-	-	-	-	-
砂岩ずり	-	-25.0m ~ -29.0m	-	-	-	-	-	-	-

(3) 解析モデル

図-6.24 及び図-6.25 に解析モデル図を示す。解析モデルは、岸壁法線より海側、陸側ともに約 150m の範囲を対象とした。

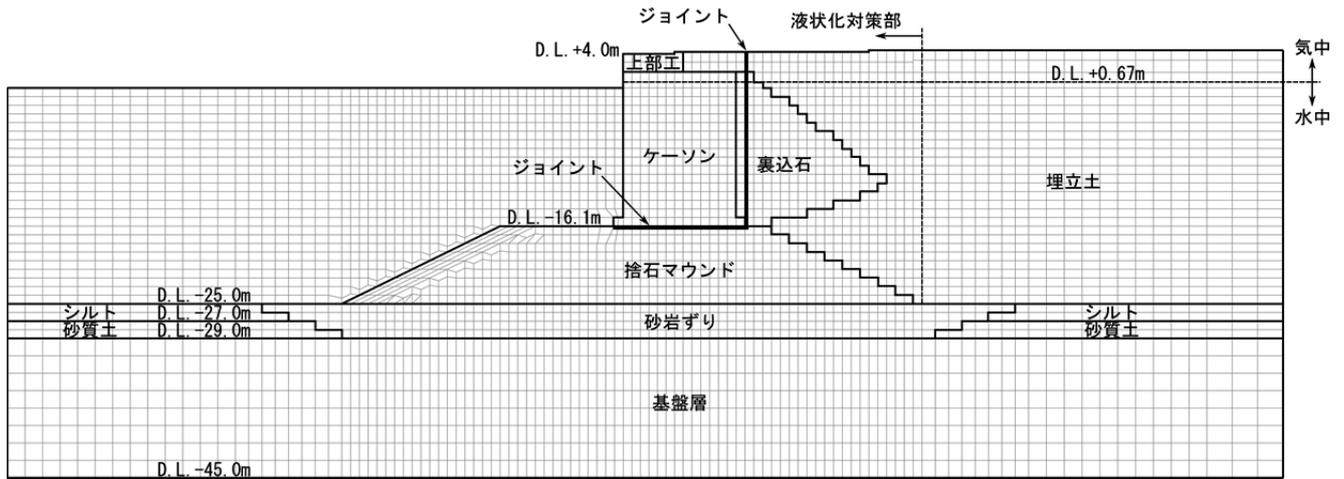


図-6.24 解析モデル図 (モデル断面: CASE-L1-1, CASE-L2-1)

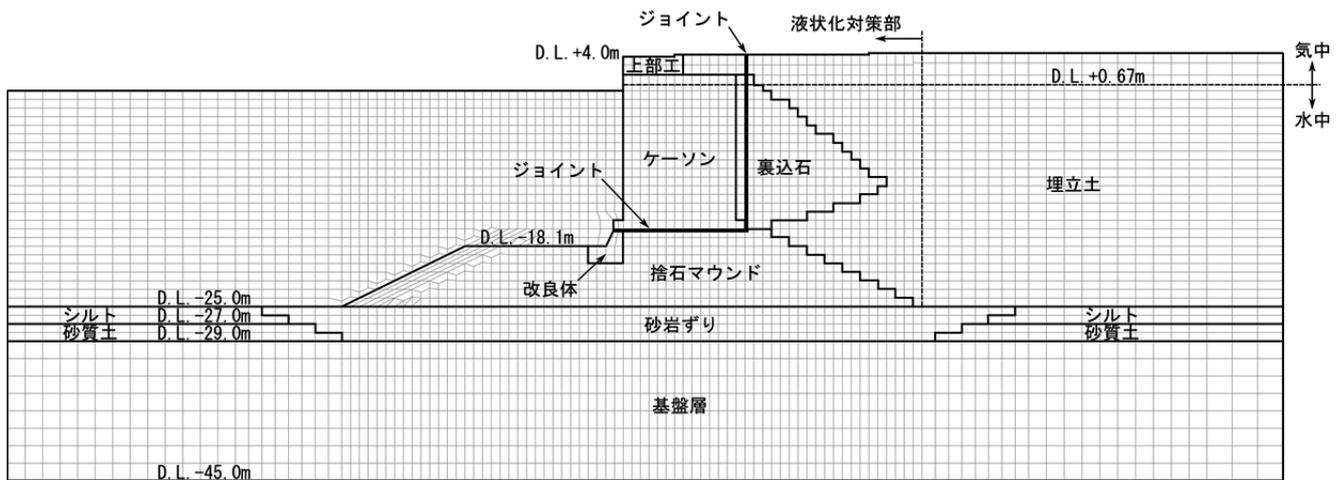


図-6.25 解析モデル図 (増深後の断面: CASE-L1-2, CASE-L2-2)

(4) レベル1地震動に対する解析結果

a) 変位, 加速度, 過剰間隙水圧比

解析により得られた変位, 加速度, 過剰間隙水圧比コンターを図-6.26, 図-6.27に示す.

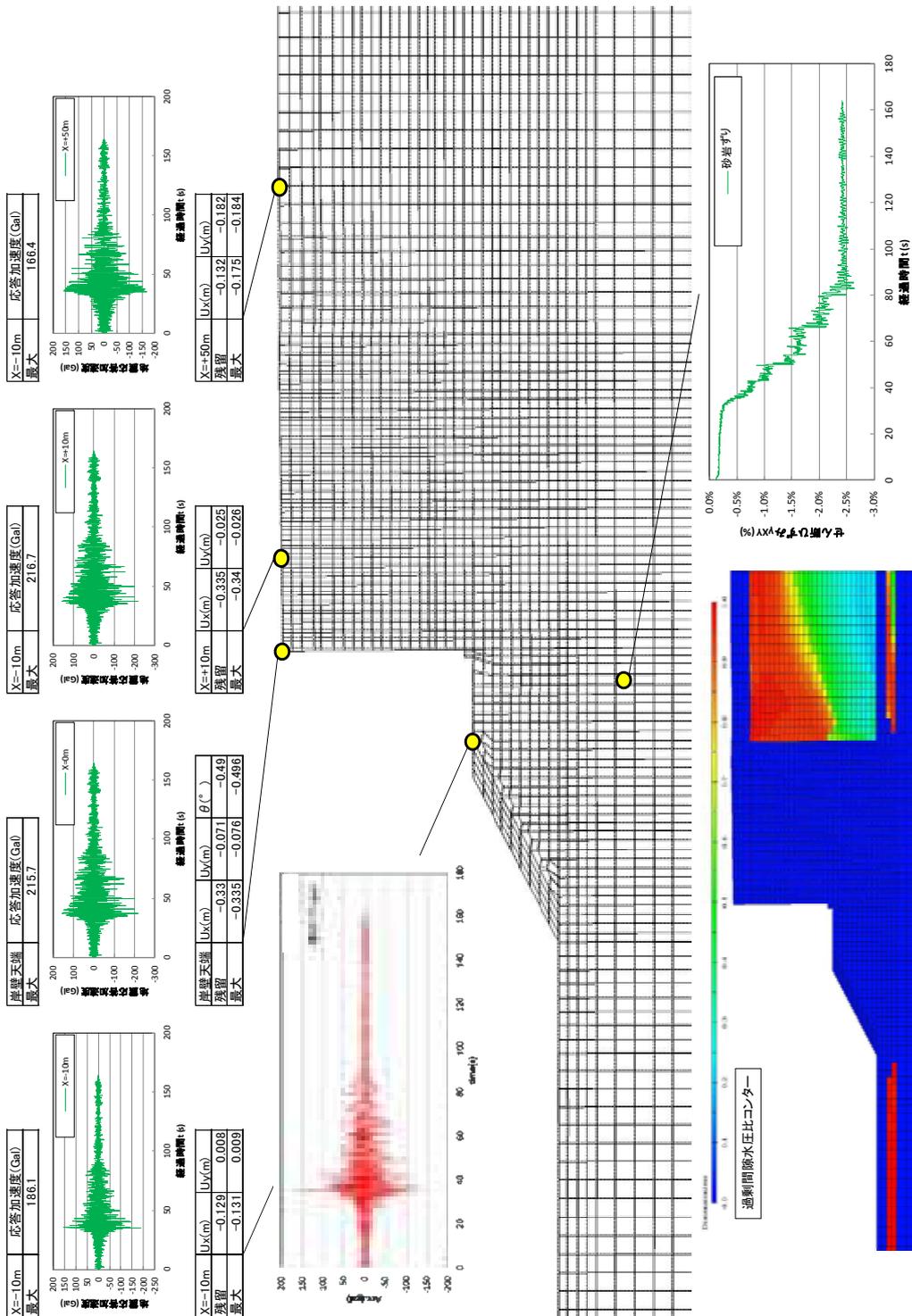


図-6.26 CASE-L1-1 (レベル1地震動, モデル断面) の解析結果

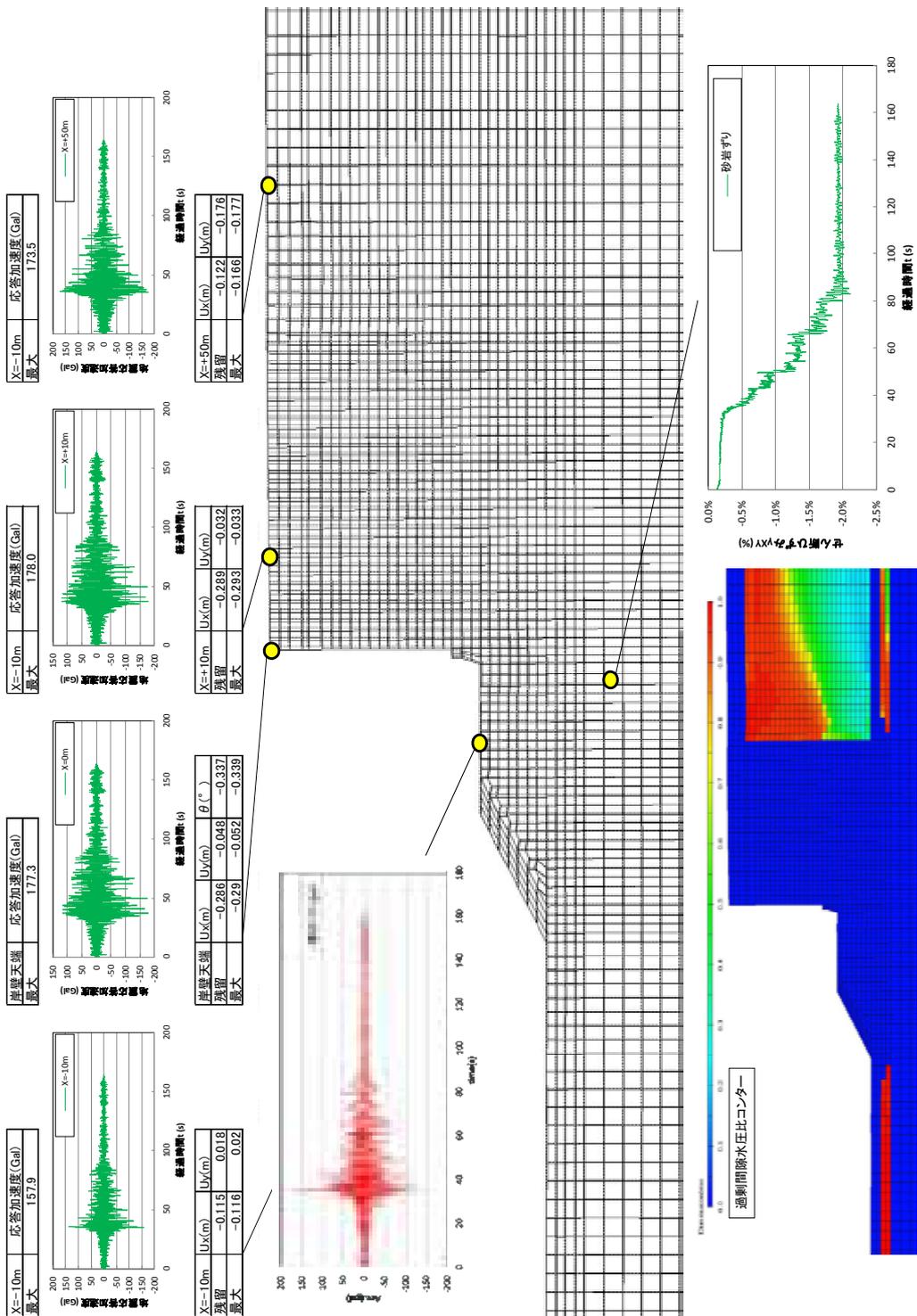


図-6.27 CASE-L1-2 (レベル1地震動, 増深後の断面) の解析結果

b) 改良体発生応力

図-6.28 に、解析により得られた改良体に生ずる応力を示す（引張りを正として表示）。

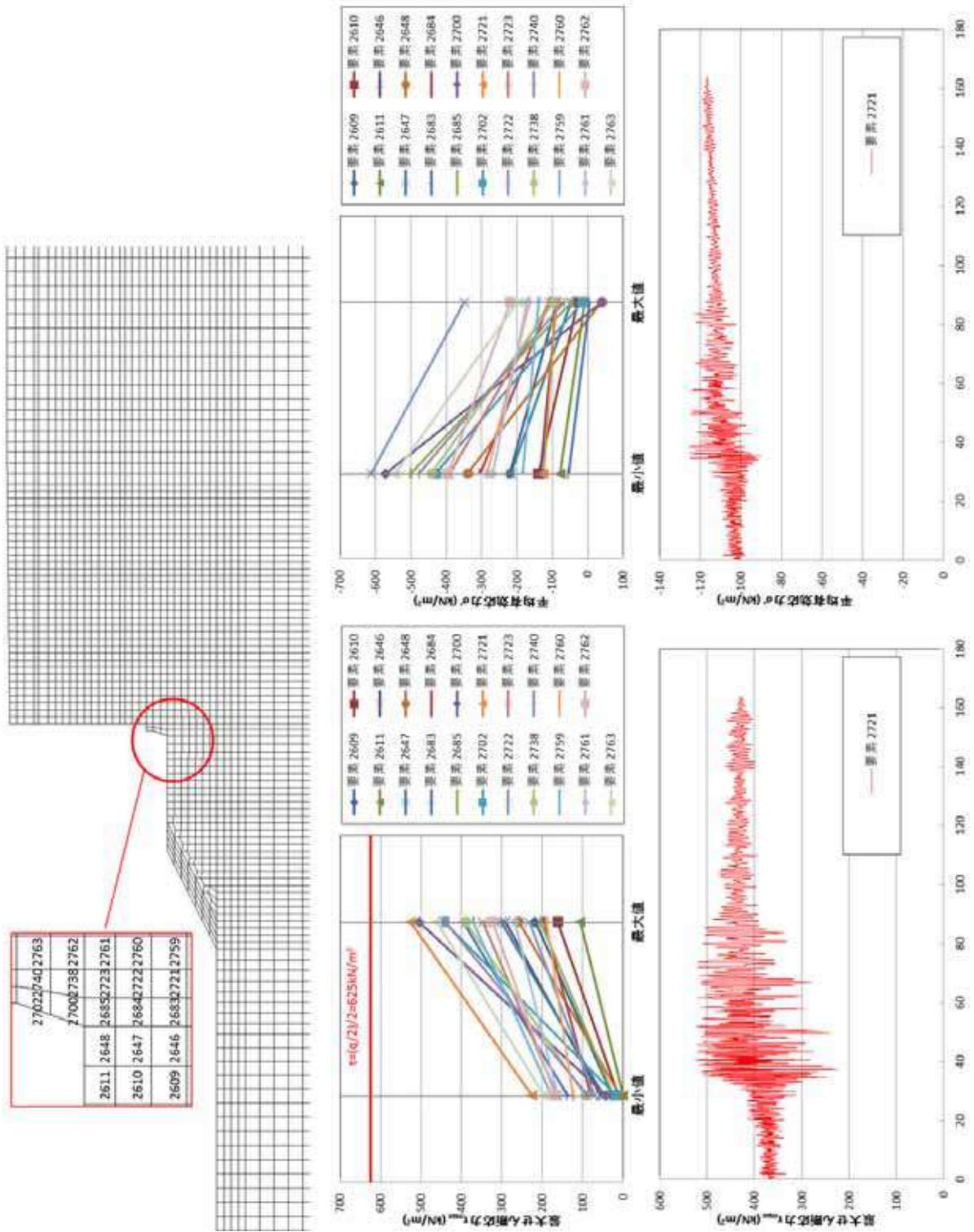
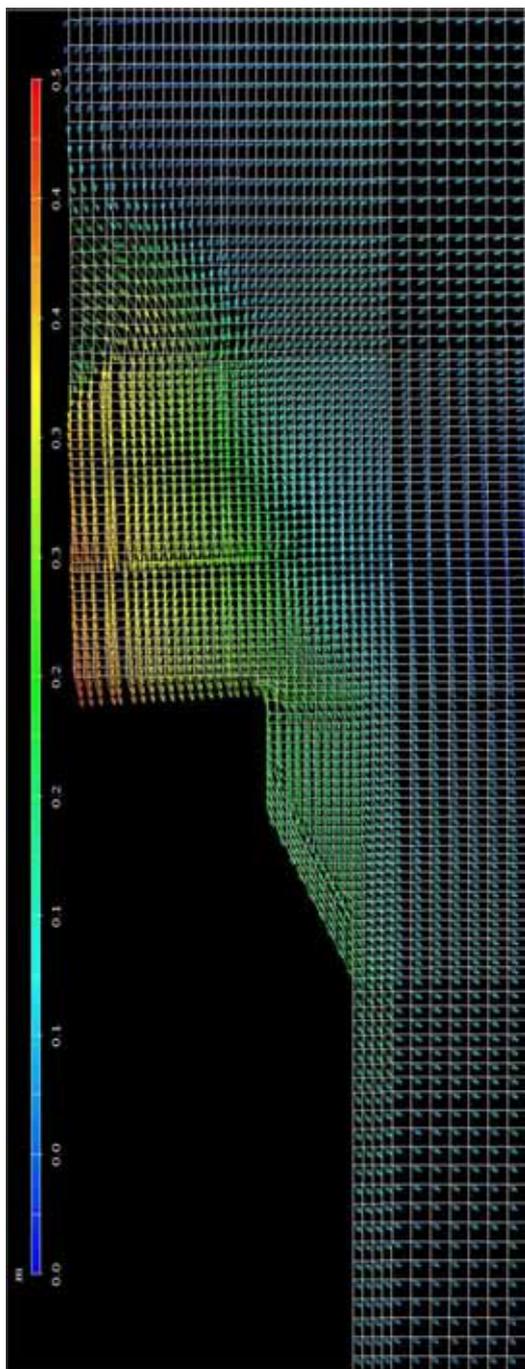
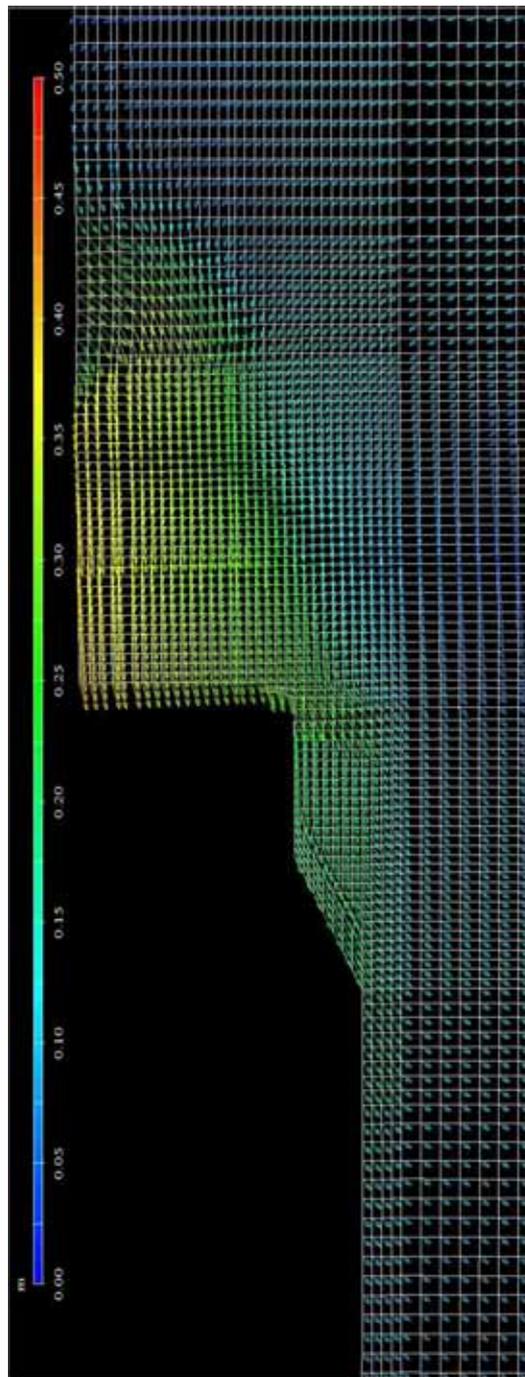


図-6.28 CASE-L1-2（レベル1地震動，増深後の断面）の改良体発生応力

c) レベル1地震動に対する解析結果の比較
モデル断面と増深後の断面の変位ベクトルを図-6.29
に、せん断ひずみコンターを図-6.30に示す。

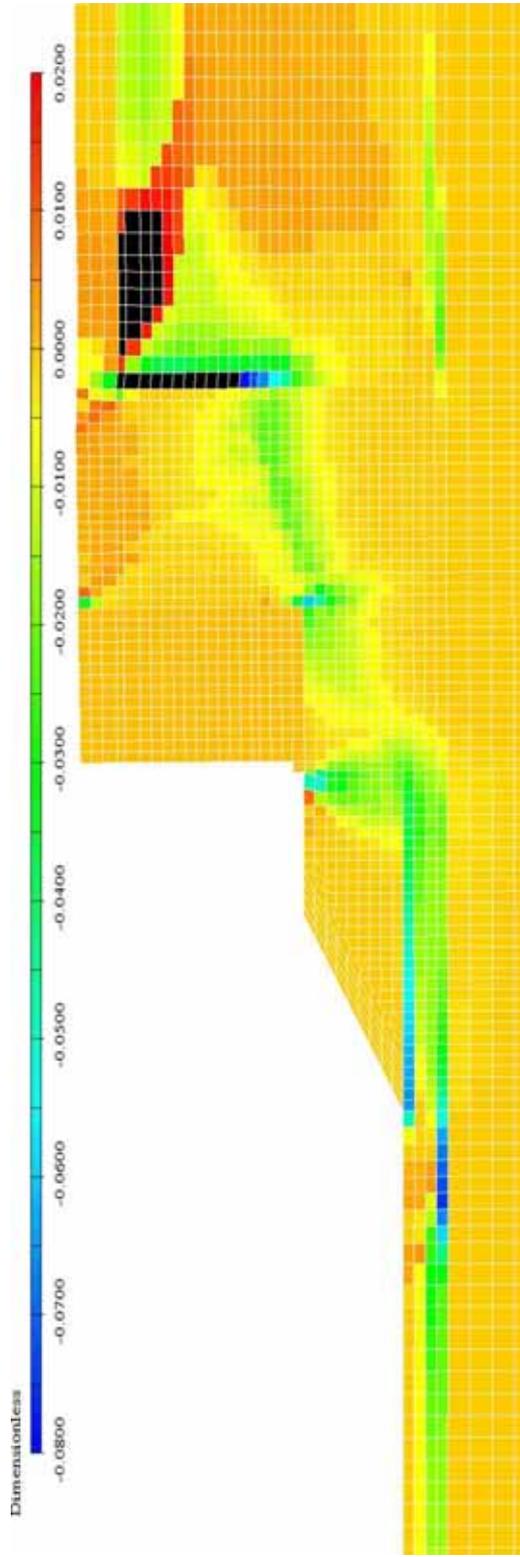


CASE-L1-1 (レベル1地震動, モデル断面)

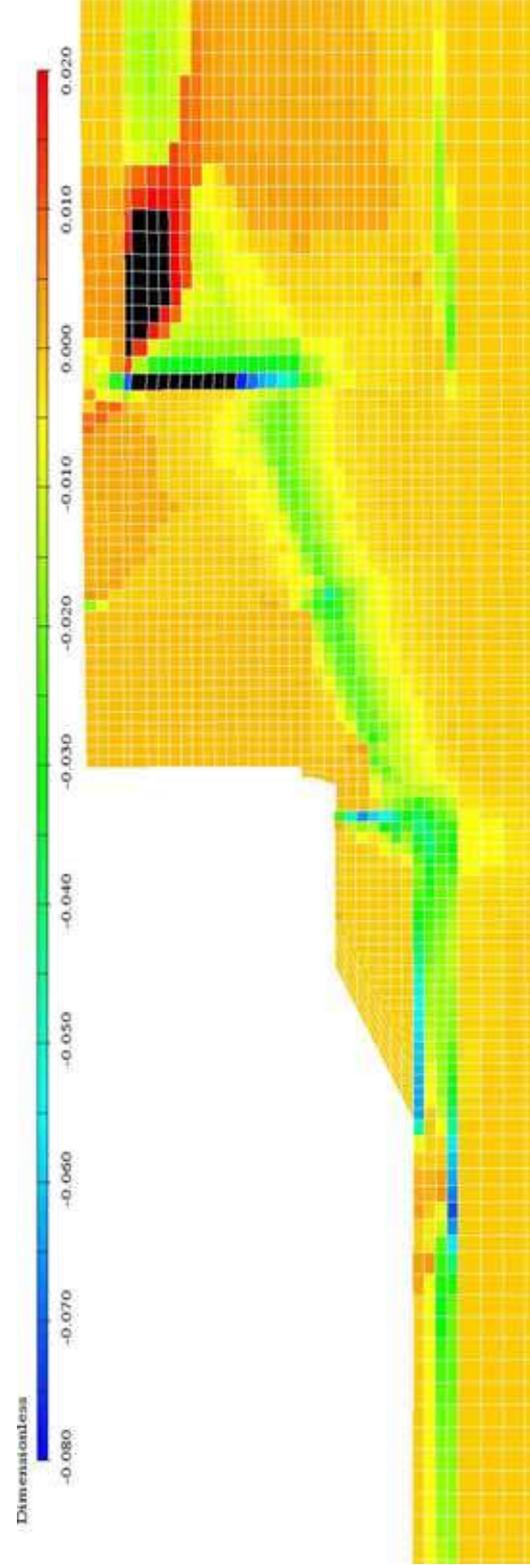


CASE-L1-2 (レベル1地震動, 増深後の断面)

図-6.29 変位ベクトル図



CASE-L1-1 (レベル1地震動, モデル断面)



CASE-L1-2 (レベル1地震動, 増深後の断面)

図-6.30 せん断ひずみ γ_{xy} コンター図

d) レベル1地震動に対する解析結果

ここまで示したレベル1地震動に対する解析結果から以下のようなことが読み取れる。

- ・ レベル1地震動に対しては、モデル断面より増深後の断面の方が、岸壁天端の変位及び傾斜、地震応答加速度が、若干抑制される。
- ・ 改良体で発生するせん断応力は、最大 520kN/m^2 程度であった。これは、改良体強度 ($q_u/2$) 1250kN/m^2 以下であり、安全率は2.4程度である。
- ・ 改良体の一部では、 50kN/m^2 程度の引張応力が生じた。これは、改良体強度 1250kN/m^2 に対して $1/25$ 程度であった。なお、引張応力が生じる位置は、改良体上面の折れ点付近である。
- ・ 砂岩ずり内のせん断ひずみは、新工法により増深することで抑制する効果が確認できた。
- ・ 増深後の断面は、改良体がケーソン下部のせん断変形を抑制し、地表面部の変形を小さくする。改良体に生じるせん断応力は 520kN/m^2 程度であり、地震時の設計安全率2.0を満足するが、一部で引張応力が生じる。しかしながら、引張応力の大きさはせん断応力の $1/25$ 程度であり、コンクリートの場合は、引張強度が圧縮強度の $1/10\sim 1/13$ 程度であることを考慮すると、問題ないものと思われる。

以上のことから 6.2 で行った検討により得られた断面は妥当であるものと考えられる。また、改良体の設計基準強度 q_{uck} は 6.2 (6) で求められた 2.41MPa で十分であると考えられる。

(5) レベル2地震動に対する解析結果

a) 変位, 加速度, 過剰間隙水圧比

解析により得られた変位, 加速度, 過剰間隙水圧比コンターを図-6.31, 図-6.32 に示す.

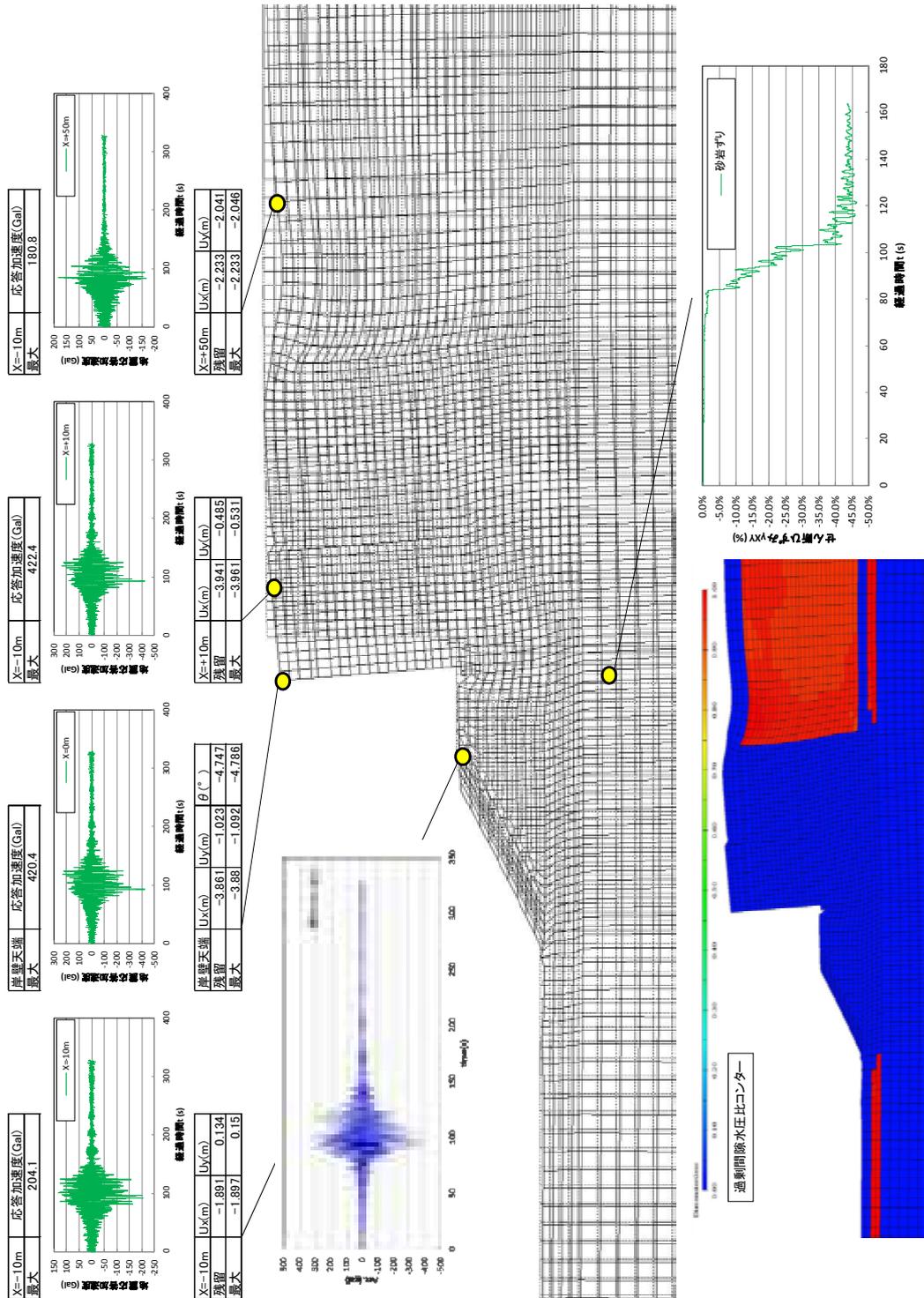


図-6.31 CASE-L2-1 (レベル2地震動, モデル断面) の解析結果

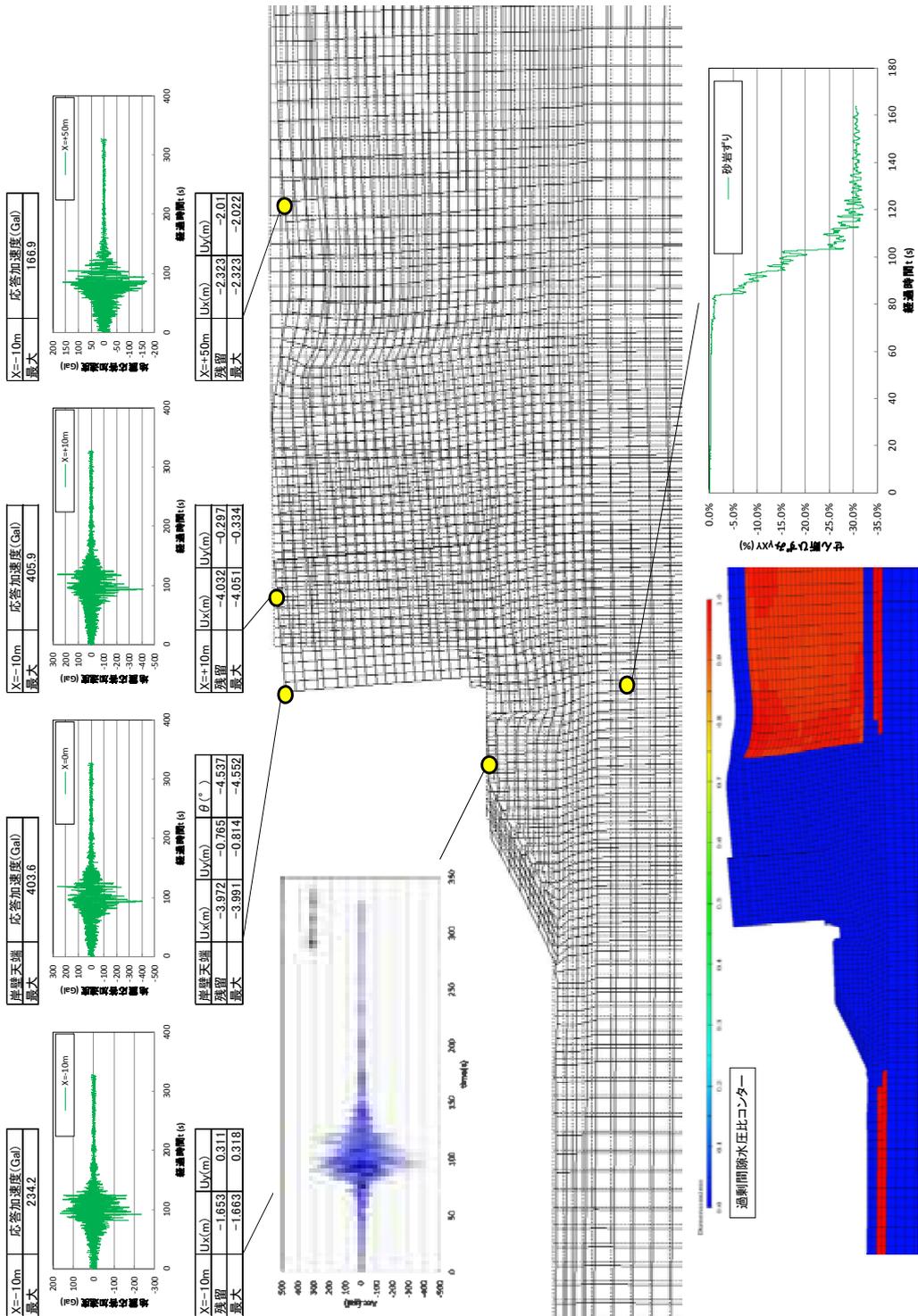


図-6.32 CASE-L2-2 (レベル2地震動, 増深後の断面) の解析結果

b) 改良体発生応力

図-6.33 に、解析により得られた改良体に生ずる応力を示す（引張りを正として表示）。

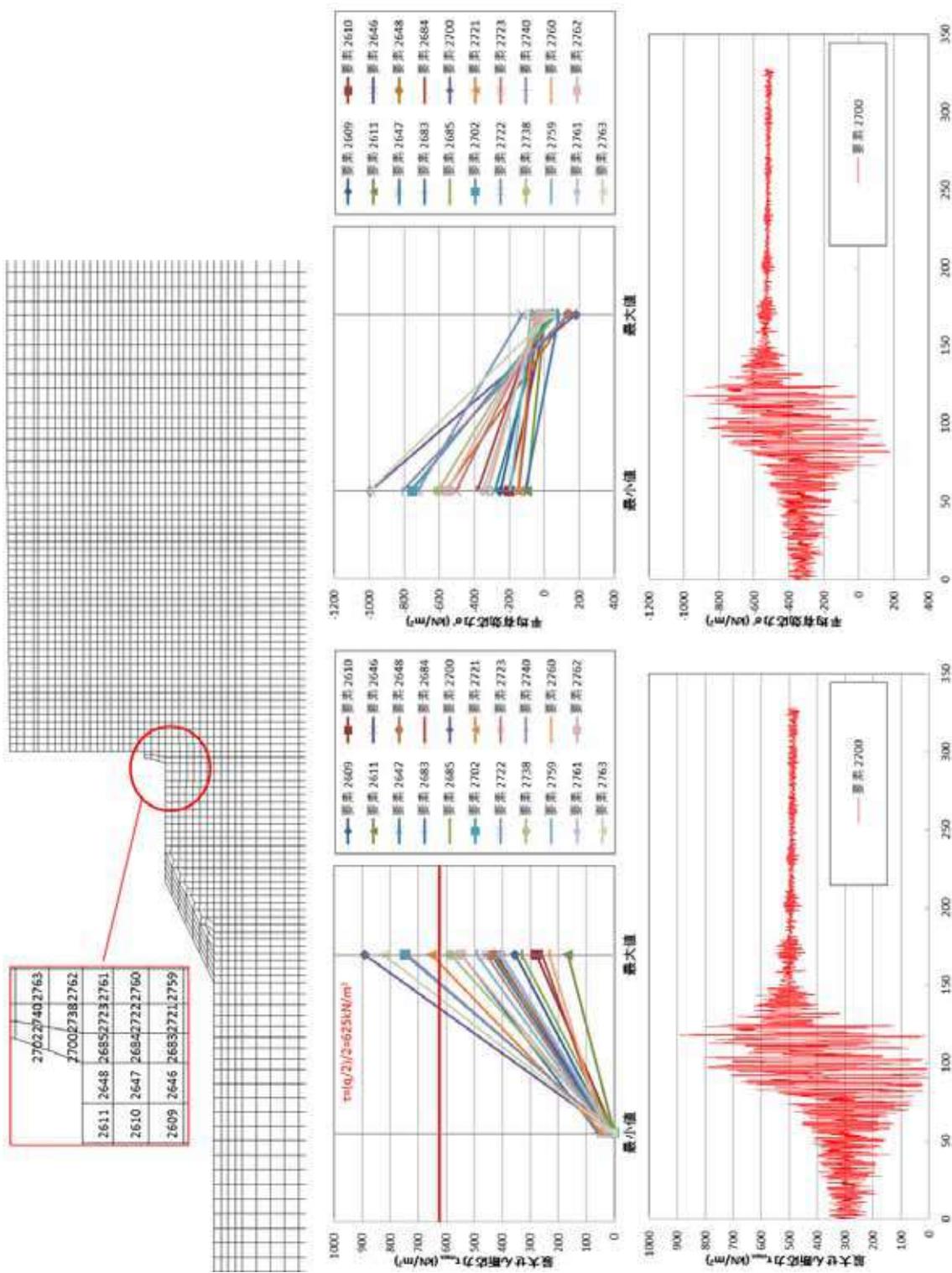
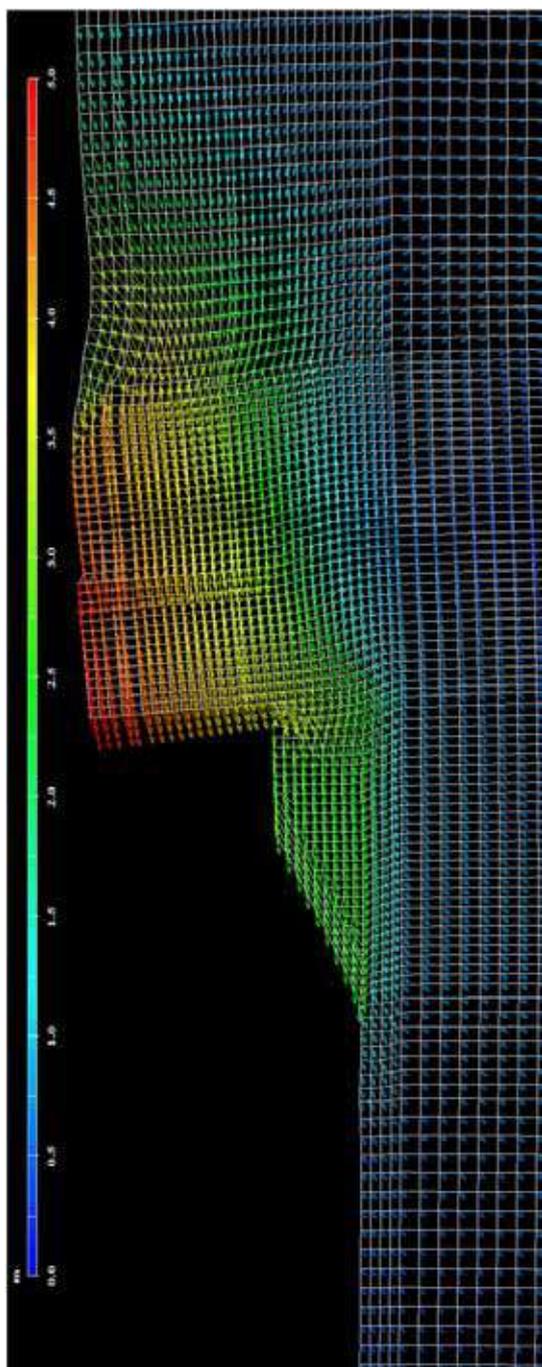
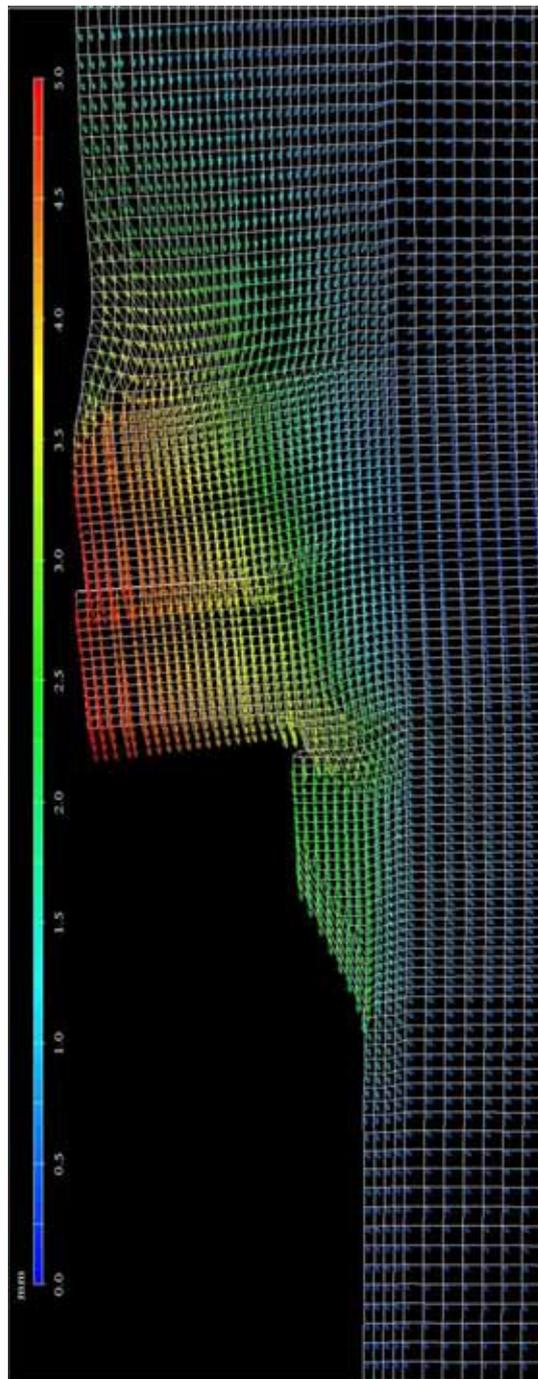


図-6.33 CASE-L2-2（レベル2地震動，増深後の断面）の改良体発生応力

c) レベル2地震動に対する解析結果の比較
モデル断面と増深後の断面の変位ベクトルを図-6.34
に、せん断ひずみコンターを図-6.35 に示す。

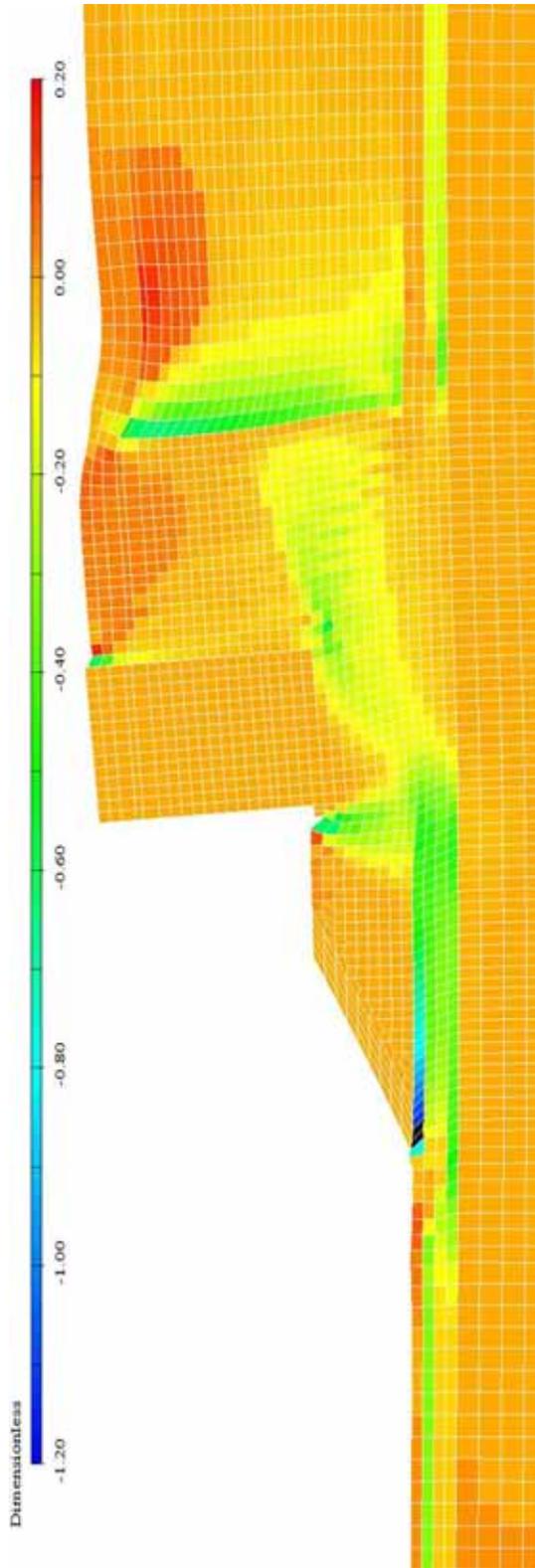


CASE-L2-1 (レベル2地震動, モデル断面)

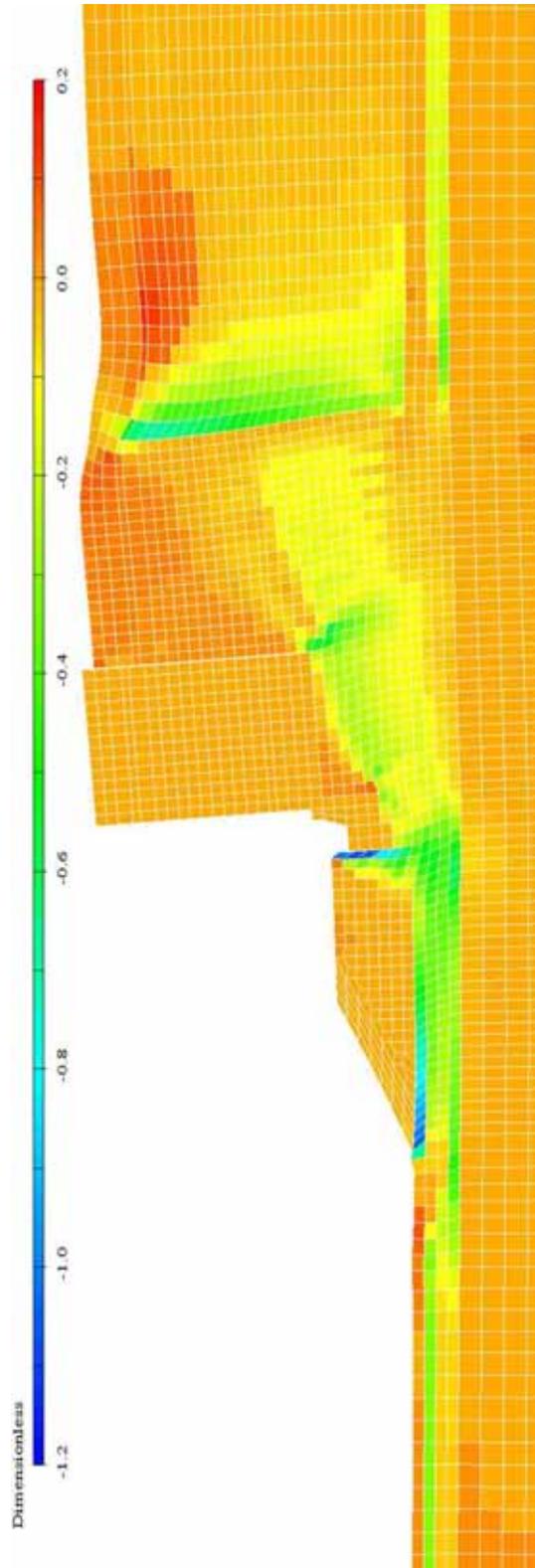


CASE-L2-2 (レベル2地震動, 増深後の断面)

図-6.34 変位ベクトル図



CASE-L2-1 (レベル2地震動, モデル断面)



CASE-L2-2 (レベル2地震動, 増深後の断面)

図-6.35 せん断ひずみ γ_{xy} コンター図

d) レベル2地震動に対する解析結果

ここまで示したレベル2地震動に対する解析結果から以下のようなことが読み取れる。

- ・ レベル2地震動に対しては、モデル断面より増深後の断面の方が、岸壁天端の水平変位が若干増加することがわかった。しかしながら、鉛直変位、傾斜及び地震応答加速度は若干抑制される。
- ・ 改良体で発生するせん断応力は、最大 900kN/m^2 程度であった。これは、改良体強度 ($q_u/2$) 1250kN/m^2 以下であるが、安全率は1.4程度となる。
- ・ 改良体の一部では、 200kN/m^2 程度の引張応力が生じた。これは、改良体強度 1250kN/m^2 に対して $1/6$ 程度であった。なお、引張応力が生じる位置は、改良体上面付近である。
- ・ 砂岩ずり内のせん断ひずみは、新工法により増深することで、抑制することができる。
- ・ 増深後の断面は、改良体がケーソン下部のせん断変形を抑制するが、改良体全体が海側かつ鉛直下向きに変位することで、地表面の水平変位が大きくなる。これは、ジョイント要素を配置したことや捨石が改良体全体の変形に抵抗できず、改良体周辺の捨石が集中的に

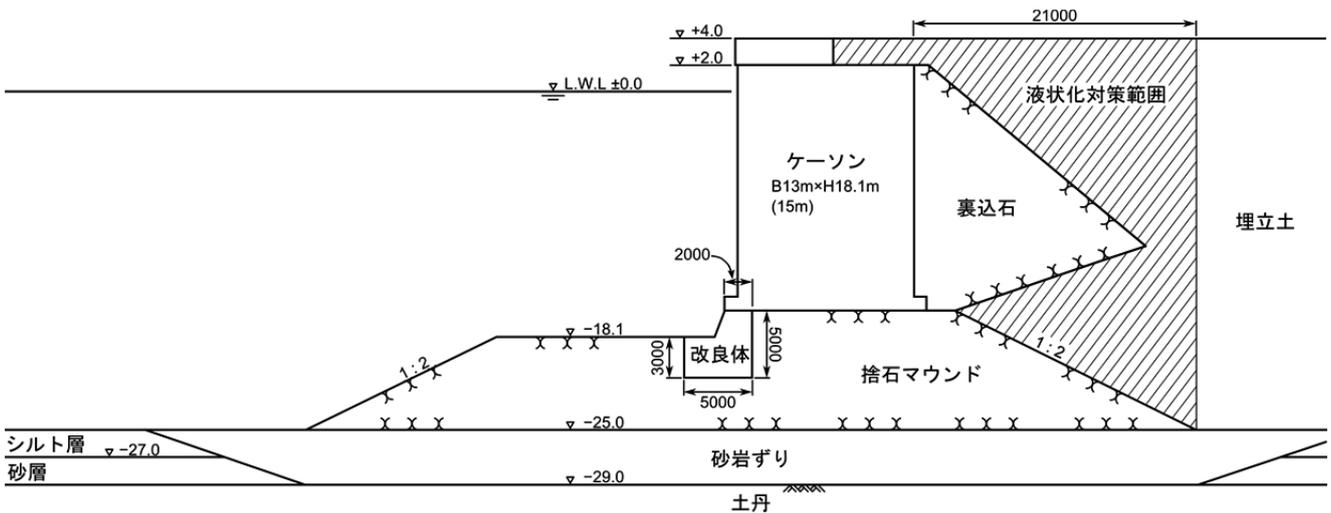
変形したことが、岸壁全体が前出ししたと要因と思われる。改良体に生じるせん断応力は 900kN/m^2 程度であり、地震時の設計安全率 2.0 を下回る。また、改良体強度の $1/6$ 程度の引張応力が改良体上面で生じ、改良体は破壊すると思われる。

(6) 改良形状の違いによる改良効果の検討

改良形状を変化させた場合の改良効果の違いを把握するため、追加の数値解析を実施した。対象とする入力波形は、レベル1地震動(図-6.21参照)とした。検討ケースを表-6.14に示す。フーチング直下の直立部の改良幅は一定とし、改良底面幅及び改良深さを変化させた4ケースを比較検討した。検討断面を図-6.36及び図-6.37に示す。FLIPに用いたパラメータは6.3(2)と同様とした。

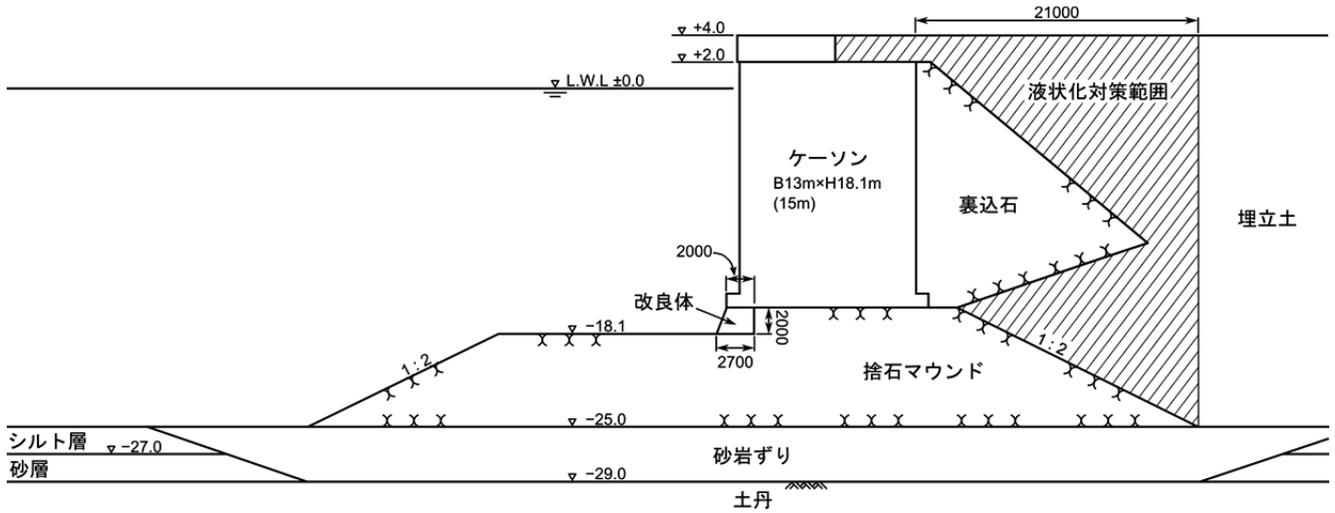
表-6.14 追加検討ケース

ケース	改良体形状	
	改良底面幅	改良深さ
CASE-std	5.0m	5.0m
CASE-A	2.7m	2.0m
CASE-B	2.7m	5.0m
CASE-C	5.0m	8.9m

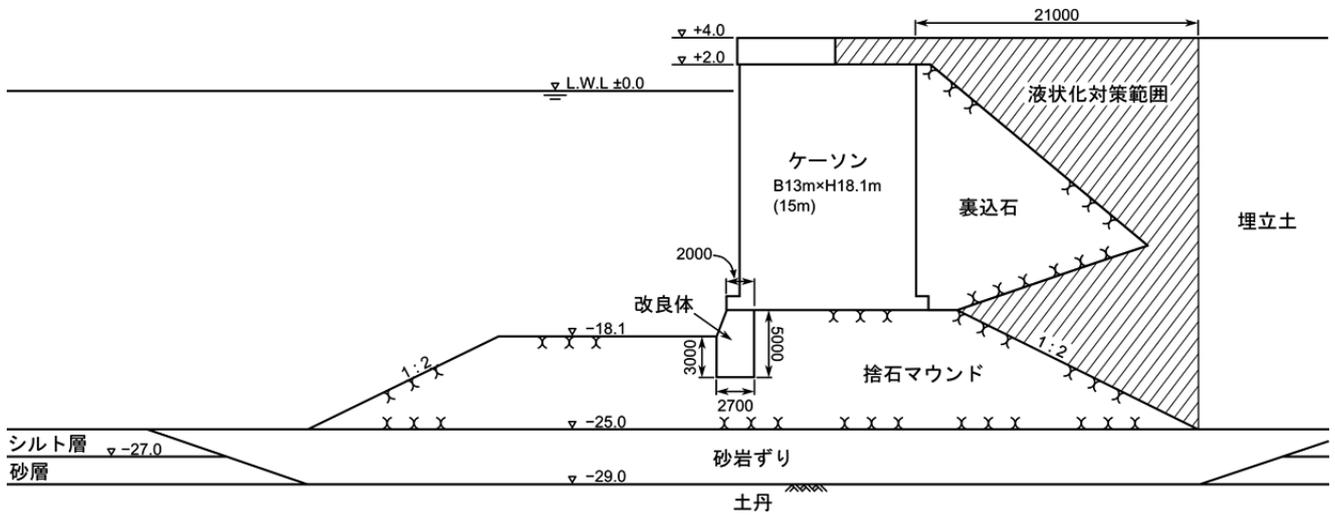


CASE-std (改良底面幅 5.0m, 改良深さ 5.0m) の増深後の断面図

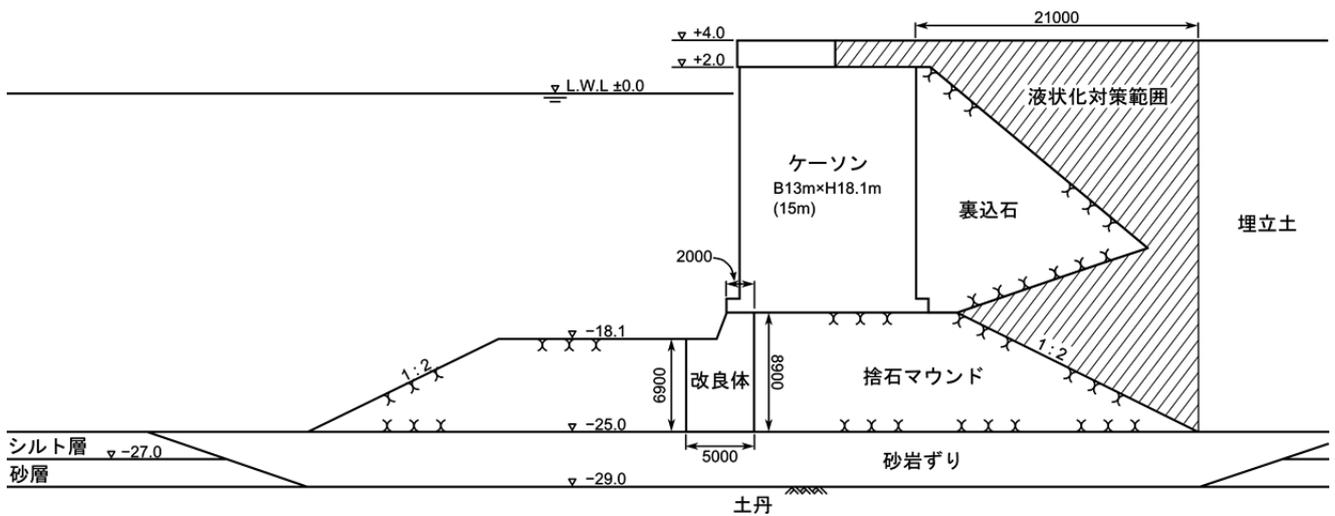
図-6.36 検討ケース断面図 (1)



CASE-A (改良底面幅 2.7m, 改良深さ 2.0m) の増深後の断面図



CASE-B (改良底面幅 2.7m, 改良深さ 5.0m) の増深後の断面図



CASE-C (改良底面幅 5.0m, 改良深さ 8.9m) の増深後の断面図

図-6.37 検討ケース断面図 (2)

a) 変位, 加速度, 過剰間隙水圧比
 解析により得られた変位, 加速度, 過剰間隙水圧比
 コントラを図-6.38~図-6.41に示す.

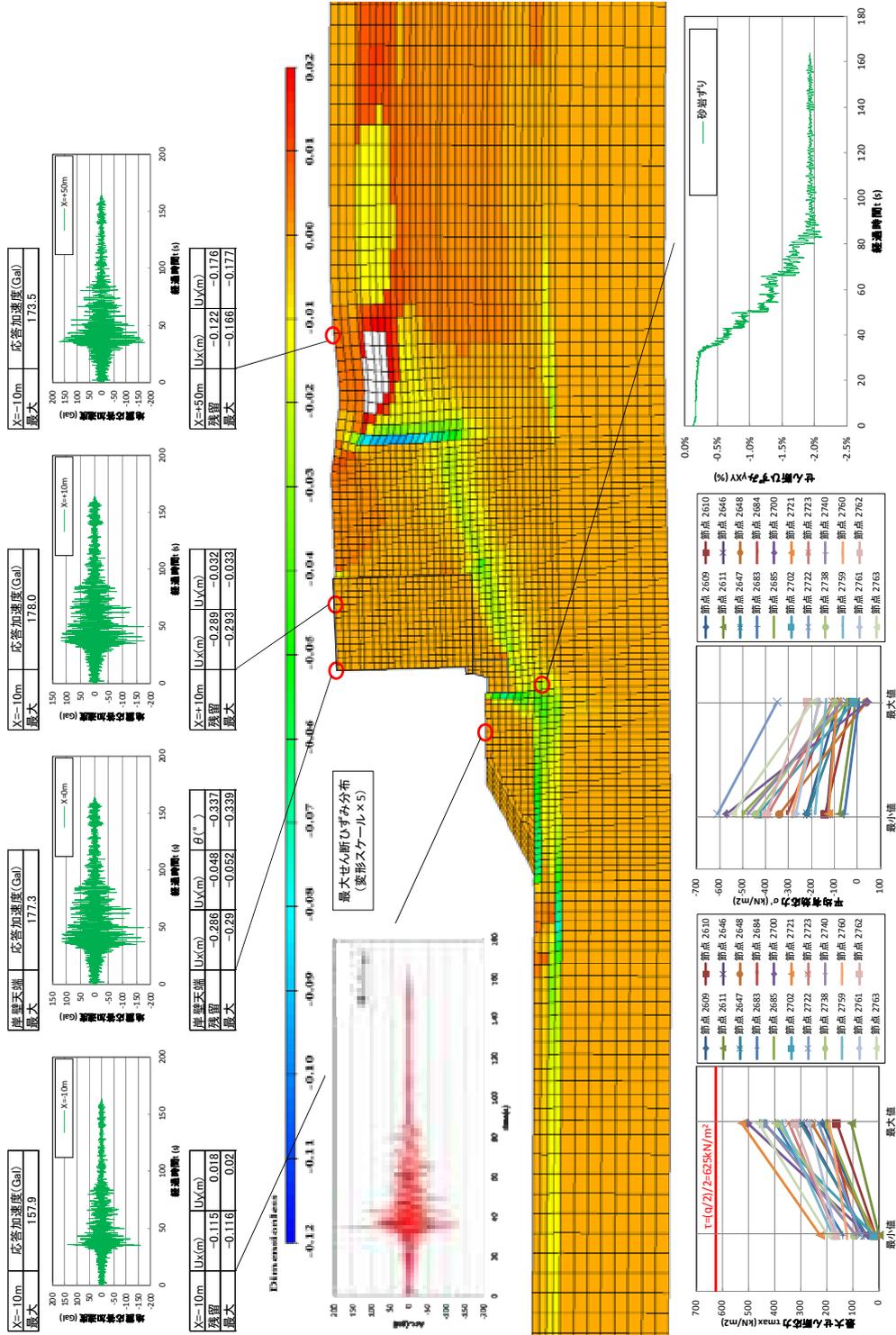


図-6.38 CASE-std (改良底面幅 5.0m, 改良深さ 5.0m) の解析結果

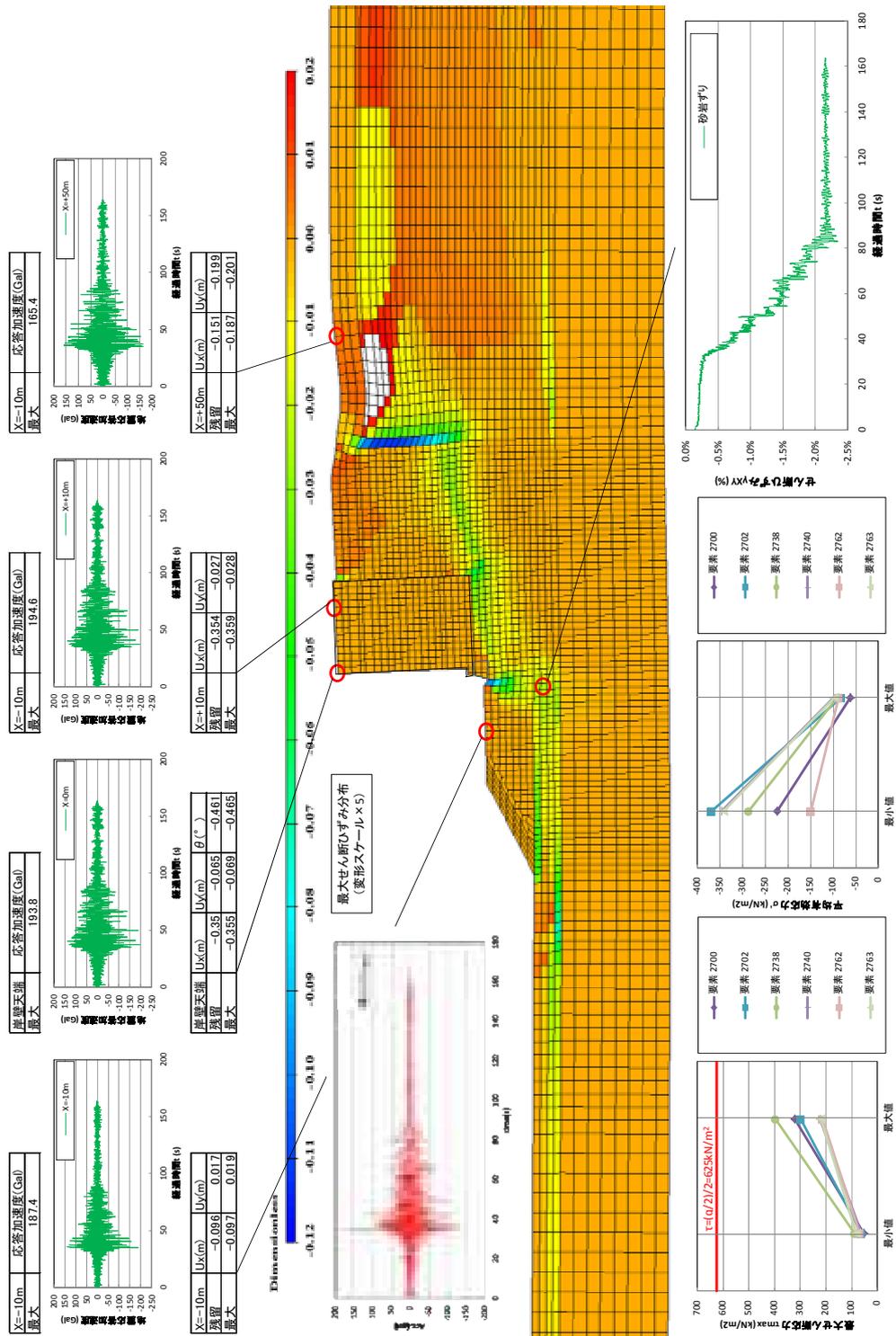


図-6.39 CASE-A (改良底面幅2.7m, 改良深さ2.0m) の解析結果

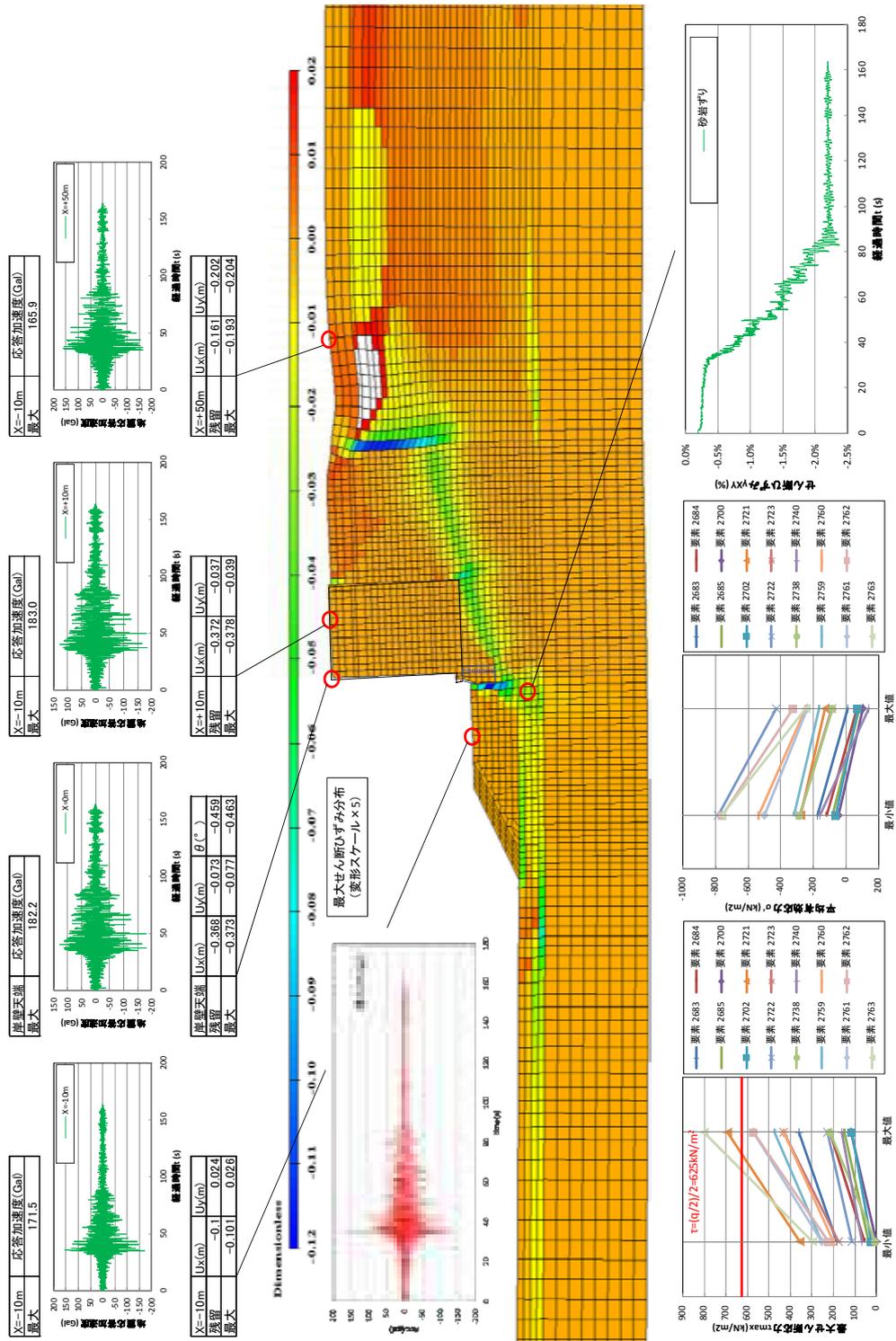


図-6.40 CASE-B (改良底面幅 2.7m, 改良深さ 5.0m) の解析結果

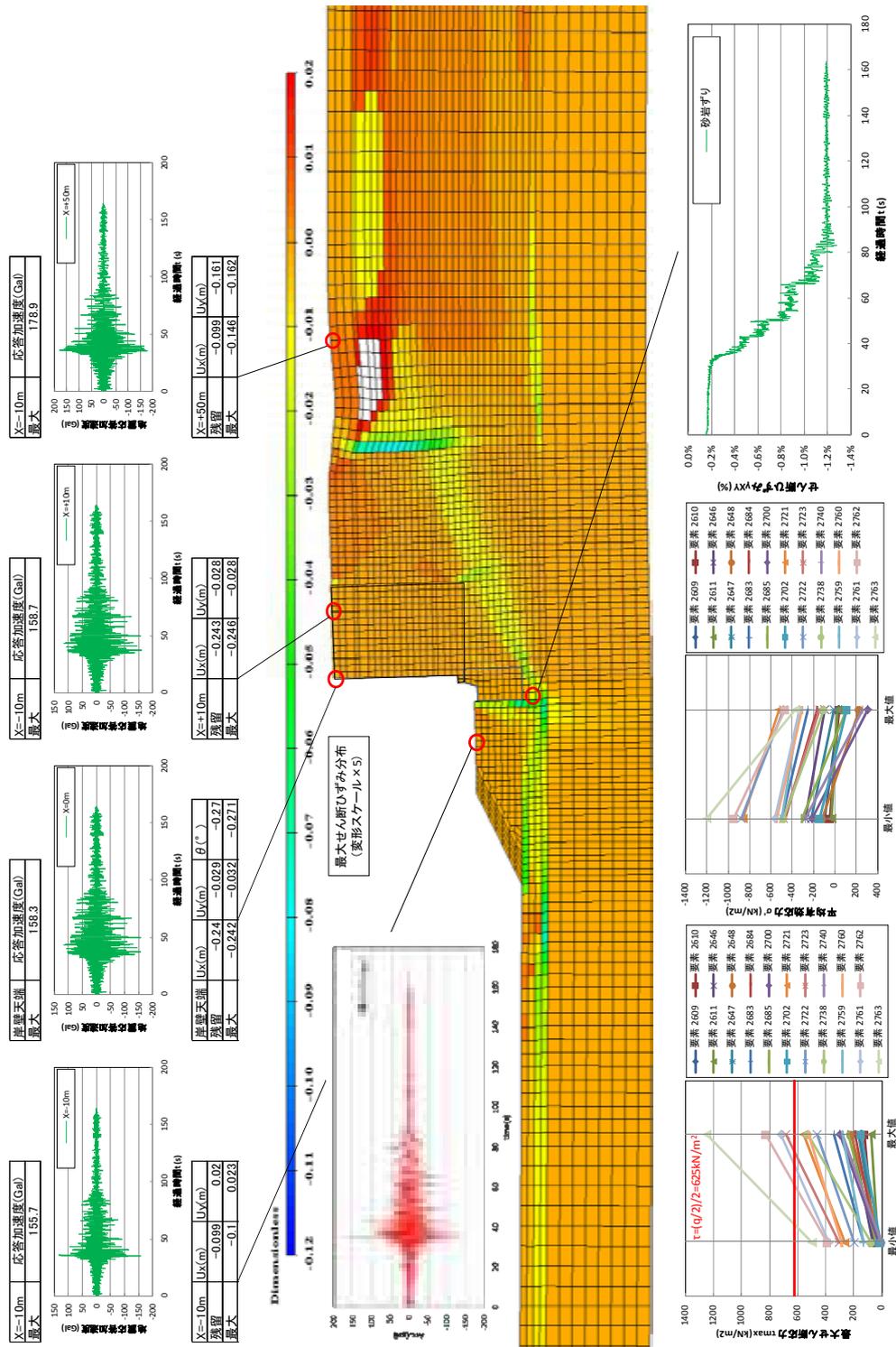


図-6.41 CASE-C (改良底面幅 5.0m, 改良深さ 8.9m) の解析結果

b) 改良効果の検証

図-6.42 に改良形状の拡大図を示す。また、表-6.15 に各ケースの岸壁天端の変位と傾斜を示す。改良形状により、相対的に以下の2種類の傾向に分類することができる。

- ①改良底面幅が小さく、岸壁天端の変位と傾斜が相対的に大きいもの。(CASE-A, CASE-B)
- ②改良底面幅が大きく、岸壁天端の変位と傾斜が相対的に小さいもの。(CASE-std, CASE-C)

また、表-6.16 に各ケースの改良体内部に生じる応力を示す。改良体のせん断強度 625kN/m^2 を上限値と考えれば、改良体形状により、以下の2種類の傾向に分類することができる。

- ①改良体のせん断強度 625kN/m^2 を下回るもの。(CASE-std, CASE-A)
- ②改良体のせん断強度 625kN/m^2 を上回るもの。(CASE-B, CASE-C)

これらの傾向から、増深の改良効果メカニズムを、図-6.43 に示すフローで考察することができる。

表-6.15 岸壁天端の変位と傾斜

検討ケース	水平変位 (m)	鉛直変位 (m)	傾斜 (°)
CASE-std	-0.29	-0.05	0.34
CASE-A	-0.35	-0.07	0.46
CASE-B	-0.37	-0.07	0.46
CASE-C	-0.24	-0.03	0.27

表-6.16 改良体の内部応力 (最大値)

	最大せん断応力の最大値 (kN/m^2)	平均有針応力の最大値 (kN/m^2)
CASE-std	526	611
CASE-A	396	369
CASE-B	803	783
CASE-C	1250	1202

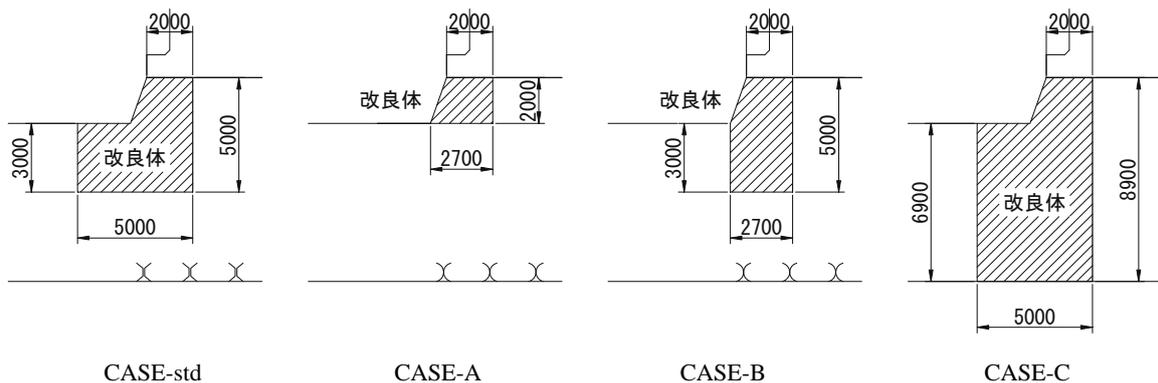


図-6.42 追加解析ケースの改良部拡大図

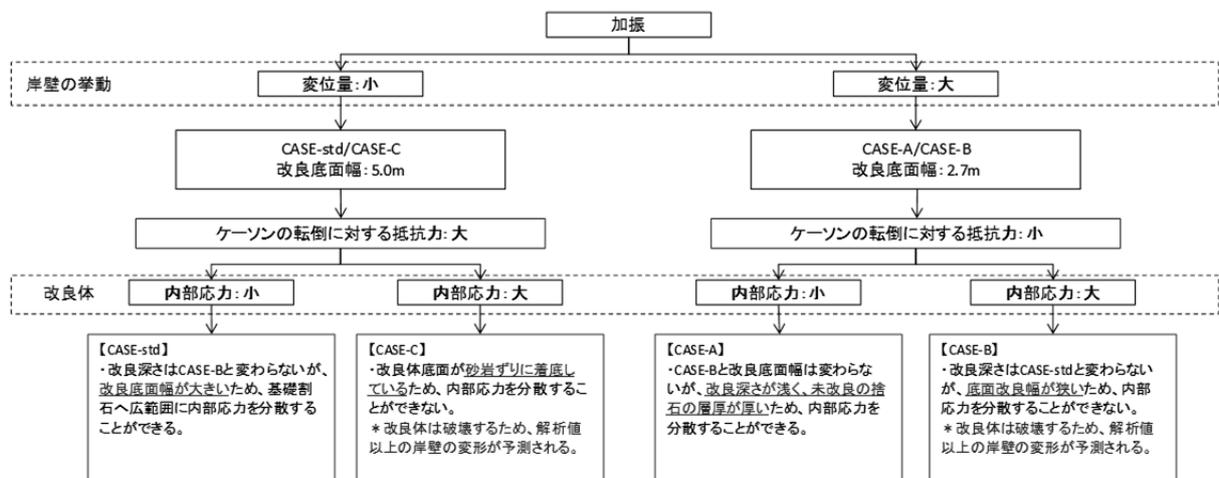
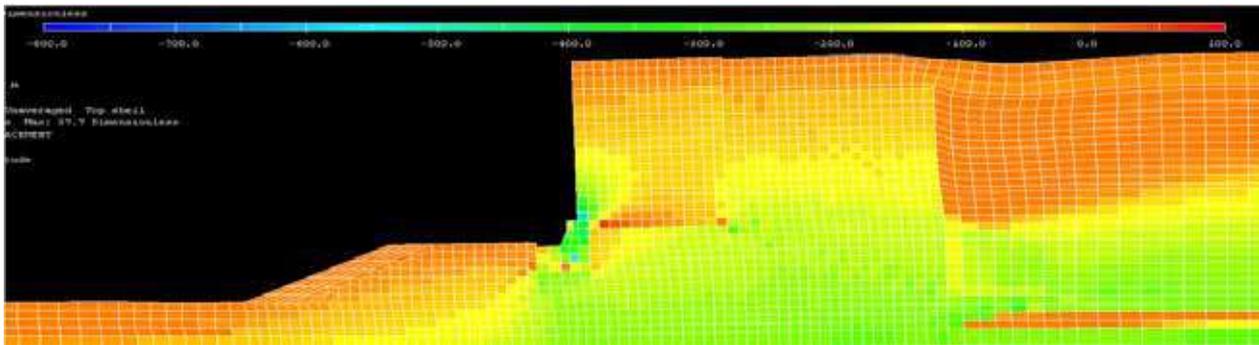


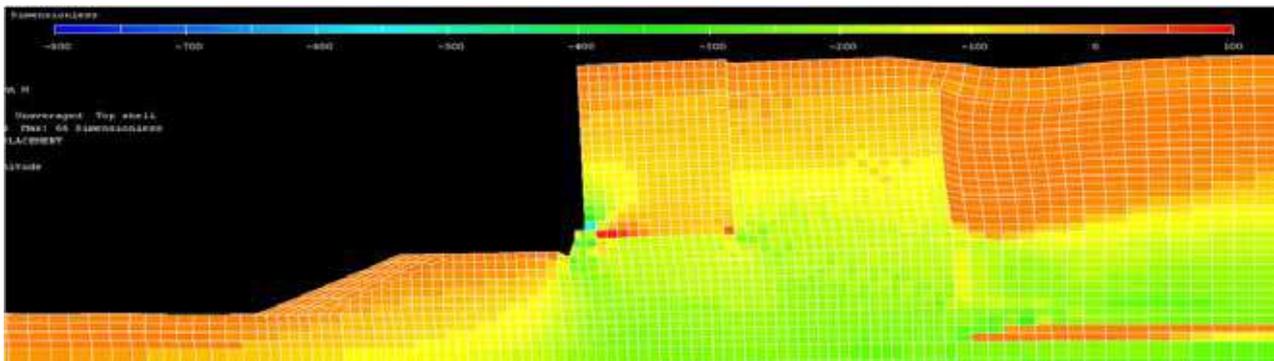
図-6.43 増深の改良効果メカニズム

変形量の大小は、改良形状に起因するものと思われる。各ケースの解析結果に示したせん断ひずみコンターによれば（図-6.38～図-6.41 参照），CASE-std 及び CASE-C は改良体前面のせん断ひずみが5%程度であるのに対して，CASE-A 及び CASE-B では8～10%程度である。つまり，改良幅をある程度大きくすることでケーソンの安定性が向上すると考えられる。

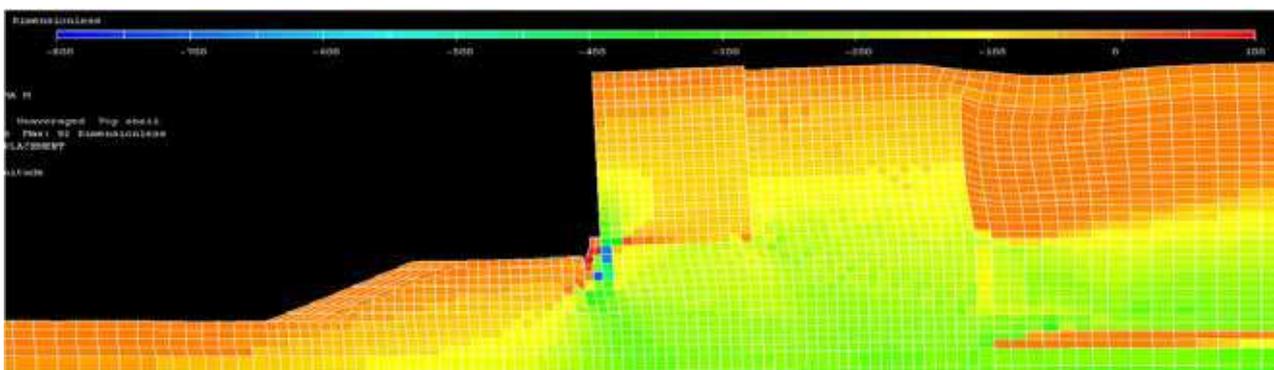
一方，改良体内部応力の大小については，応力分散の始点となる改良底面幅と改良体底面下の捨石の層厚が関連しているものと思われる。応力分散範囲が広範囲かつ捨石の層厚が厚いほど，改良体内部に生じた応力は捨石に分散され（図-6.44，図-6.45 参照），改良体の内部応力は小さくなると考えられる。



CASE-std（改良底面幅 5.0m，改良深さ 5.0m）

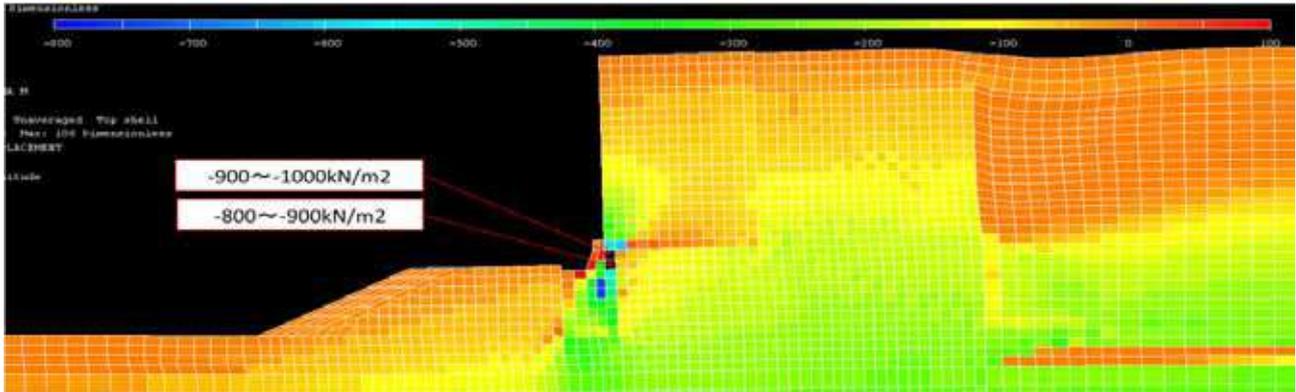


CASE-A（改良底面幅 2.7m，改良深さ 2.0m）



CASE-B（改良底面幅 2.7m，改良深さ 5.0m）

図-6.44 動的解析後の平均有効応力コンター（-: 圧縮，+: 引張）（1/2）



CASE-C (改良底面幅 5.0m, 改良深さ 8.9m)

図-6.45 動的解析後の平均有効応力コンター (-: 圧縮, +: 引張) (2/2)

6.4 遠心模型振動実験モデルの有効応力解析

(1) 検討概要

遠心模型振動実験モデルについて FLIP を用いた事後解析を行い、応答変位及び応答加速度の解析での再現性の検討を行う。実験の詳細は 4.3 を参照されたい。遠心模型振動実験のモデルを図-6.46 に、表-6.17 に地盤条件等を示す。

解析は、主に捨石マウンドの FLIP に用いるパラメータを変えた 3 パターンについて実施した。捨石のモデル化について、既往の研究では ϕ 材として評価するモデルと c- ϕ 材として評価するモデルの 2 つ検討されている²⁹⁾。ここでは、両モデルでの解析を行った後、実験結果に対してパラメータフィッティングした解析を行った。解析のパターンは表-6.18 のとおりである。

パターン 1 の解析後、実験で大きな滑動量が発生した Case3 及び Case4 は FLIP による解析では、再現することが難しいと判断されたため、パターン 2 及びパターン 3 では Case1 及び Case2 のみの解析とした。各解析パターン毎の解析ケースを表-6.19 に、各解析ケースにおける改良部の形状を図-6.47 に示す。

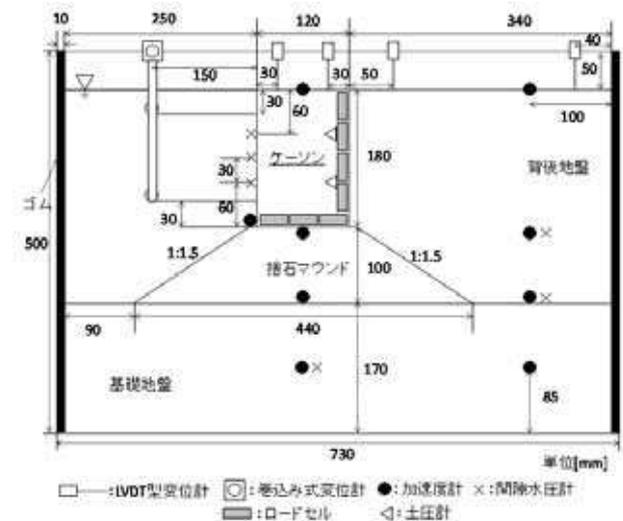


図-6.46 遠心模型振動実験モデルの概要図

表-6.18 解析パターン

解析パターン	解析モデルの特徴
パターン 1	捨石マウンド: ϕ 材
パターン 2	捨石マウンド: c- ϕ 材 ジョイント要素に個別レーレー減衰を適用
パターン 3	捨石マウンド: パラメータフィッティング 改良体周辺にジョイント要素を設置

表-6.17 遠心模型振動実験モデルの地盤条件

項目	仕様
基礎地盤	相馬硅砂 6号, 相対密度 90%
背後地盤	
捨石マウンド	粒径 4.75~9.5mm 碎石
ケーソン	L120×H180×B195(mm) 密度 2.1g/cm ³
改良体	セメント及び砂を用いて作製
水	脱気水

表-6.19 解析ケース

解析パターン	解析ケース	改良体形状
パターン 1	Case1	未改良
	Case2	浮型改良
	Case3	着底型改良
	Case4	増深部のみ改良
パターン 2	Case1	未改良
	Case2	浮型改良
パターン 3	Case1	未改良
	Case2	浮型改良

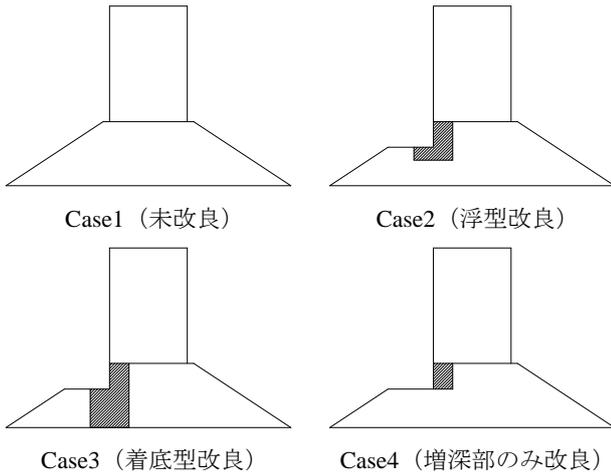


図-6.47 各解析モデルの改良部の形状

(2) 解析パターン1

a) 概要

解析では模型実験モデル (1/50 縮尺) を実規模に置き換えてモデル化を行った。解析プログラムは、2次元動的有効応力解析プログラム FLIP version 7.1.3 を使用した。境界条件は、側方境界は鉛直ローラーとし、底面境界については水平・鉛直方向固定とした。

b) FLIP に用いるパラメータの設定

①地盤

地盤はマルチスプリング要素で定義する。FLIP のマルチスプリング要素では、主に動的変形特性に関するパラメータと液状化特性に関するパラメータに大別される。木下ら³⁰⁾を参考に、相馬珪砂6号 ($D_r=90\%$) の地盤及びマウンドのパラメータを設定した。本検討では、すべての土層について液状化特性を考慮せずパラメータの設定を行った。使用したパラメータを表-6.20 に示す。

表-6.20 地盤及びマウンドのパラメータ (マルチスプリング要素)

土層名	飽和重量 γ_t (kN/m^3)	水中重量 γ' (kN/m^3)	湿潤重量 γ (kN/m^3)	動的変形特性									
				基準初期せん断剛性 G_{ms} (kN/m^2)	基準体積弾性係数 K_{ms} (kN/m^2)	基準平均有効拘束圧力 σ_{ms} (kN/m^2)	拘束圧依存係数 m_G (kN/m^2)	拘束圧依存係数 m_K (kN/m^2)	間隙率 n	せん断抵抗角 ϕ_f ($^\circ$)	せん断強度 c (kN/m^2)	間隙水の体積弾性係数 K_f (kN/m^2)	最大減衰 h_{max}
背後地盤・基礎地盤 珪砂6号 $D_r=90\%$	20.0	10.0	18.0	104300	272000	98	0.5	0.5	0.45	41	0	2200000	0.32
マウンド	20.0	10.0	18.0	180000	469400	98	0.5	0.5	0.45	40	0	2200000	0.24

土層名	液状化特性					せん断波速度 V_s (m/s)
	変相角 ϕ_p ($^\circ$)	液状化パラメータ				
	wf	pf	$p2$	cf	sf	
背後地盤・基礎地盤 珪砂6号 $D_r=90\%$	-	-	-	-	-	171
マウンド	-	-	-	-	-	300

②ケーソン及び改良体

ケーソン及び改良体については剛体とし、線形平面要素として設定した。使用したパラメータを表-6.21 に示す。

③ジョイント要素

ケーソン周辺において滑り及び剥離を考慮するため、各境界にジョイント要素を設定した。ケーソン底面とマウンドはケーソン (鋼製) と礫との摩擦係数として 0.4 を採用し、ケーソン側面と砂地盤は壁面摩擦角の通常値として、 $\delta=15^\circ$ の値を採用した。ジョイント要素に設定したパラメータを表-6.22 に示す。

c) メッシュ分割

原則として、加振周波数が地中を通過できるように要素高さを決定する。要素高さ H の決定には次式を用いる。

$$H \leq V_s / (5f)$$

ここに、 f : 解析で対象とする振動数の上限、 V_s : せん断波速度である。

後で述べるとおり、入力加速度の周波数が 2Hz であるから、 $f=2\text{Hz}$ とする。このとき、要素最大高さは地盤のせん断波速度のみに比例する。そのため、 V_s は加振中に最も剛性が低下したときのせん断波速度を用いる。その低下程度は非液状化地盤で $1/\sqrt{10}$ 、液状化地盤で $1/\sqrt{50}$ とする。本検討では非液状化層と設定しているため、 $1/\sqrt{10}$ を採用する。背後地盤のせん断波速度は表-6.20 に示したとおりであるから、最大要素高さの最小値は 5.4m である。なお、ここでは、応力集中等による要素分割を考慮して、要素高さを最大 1m とした。

表-6.21 ケーソン及び改良体のパラメータ

構造物(材料)	ヤング率 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν	飽和重量 γ_t (kN/m^3)	水中重量 γ' (kN/m^3)	質量密度	
					初期自重 解析 γ' (t/m^3)	地震応答 解析 γ' (t/m^3)
ケーソン	2.50E+07	0.20	21.0	10.9	1.11	2.14
改良体	2.50E+07	0.20	22.6	12.5	1.28	2.31

d) 動的解析時の条件設定

FLIP は、動的解析において数値解析の安定性を高めるためレーレー減衰を用いている。ここでは微小ひずみ時における地盤の減衰 $\beta = 1\%$ を採用し、レーレー減衰を設定した。動的解析における設定条件を表-6.23 に示す。

e) 解析モデル

図-6.48～図-6.51 に各解析ケースの解析モデルを示す。

f) 入力波形

解析モデル底面に入力する波形は、実験の容器下部（基盤）で計測した加速度時刻歴波形とする。入力波の条件は以下のとおりである。

入力波：正弦波

加速度：100Gal, 200Gal, 300Gal, 350Gal (4 ステップ)

周波数：2Hz

波数：50 波 (1STEPにつき)

図-6.52～図-6.55 に、入力波の時刻歴を示す。

表-6.22 ジョイント要素のパラメータ

位置	K_n (kN/m ²)	K_s (kN/m ²)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	備考
ケーソン 底面	1.0×10^6	1.0×10^6	0	21.8	$\tan^{-1} 0.4$
ケーソン 背面	1.0×10^6	1.0×10^6	0	15	$\delta = 15^\circ$

表-6.23 運動方程式全体系に関する解析条件

条件項目	設定条件
レーレー減衰	$\alpha = 0.0, \beta = 0.0013$
積分手法	Wilson θ 法 ($\theta = 1.4$)
積分時間間隔	$\Delta t = 0.01$

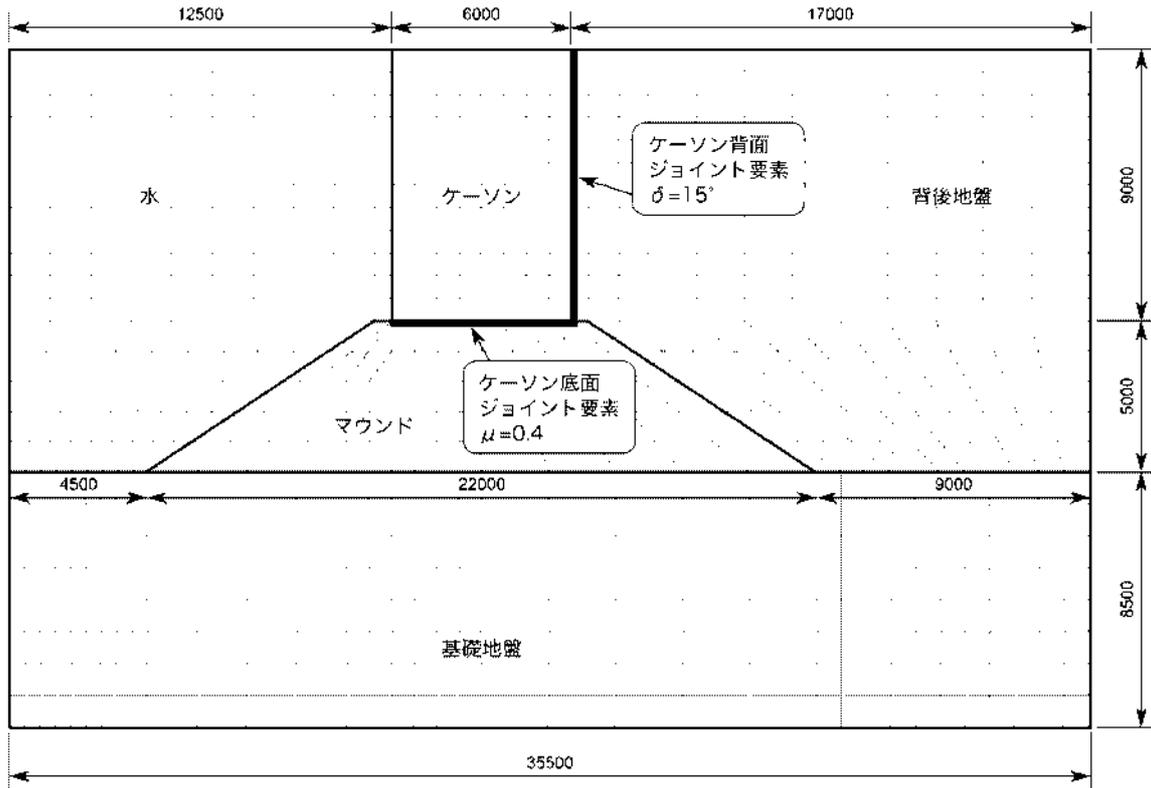


図-6.48 解析モデル図 (Case1)

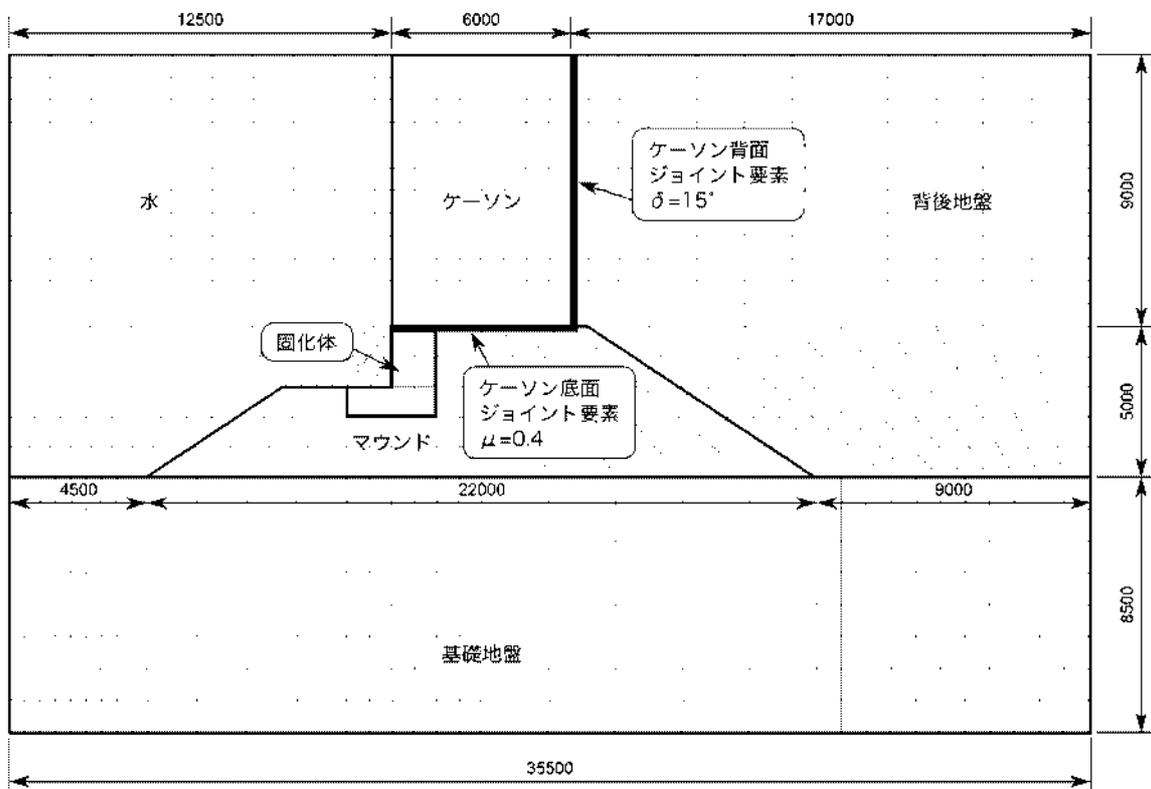


図-6.49 解析モデル図 (Case2)

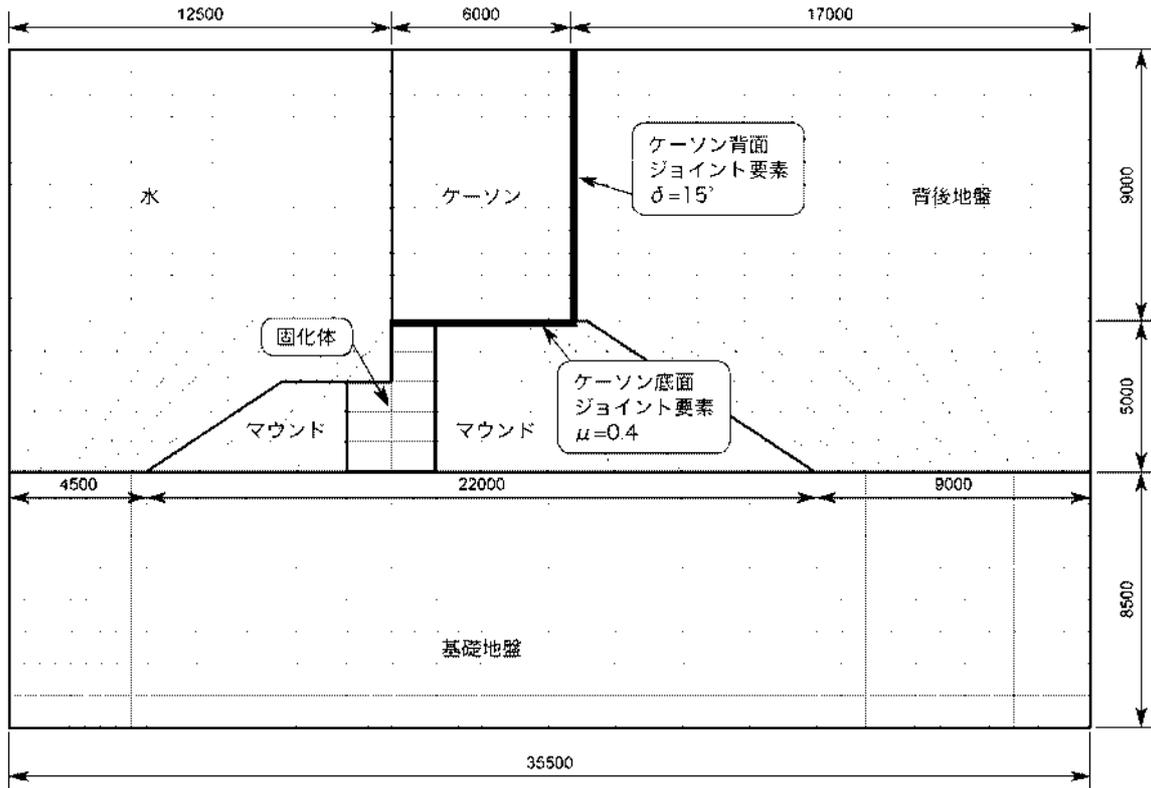


図-6.50 解析モデル図 (Case3)

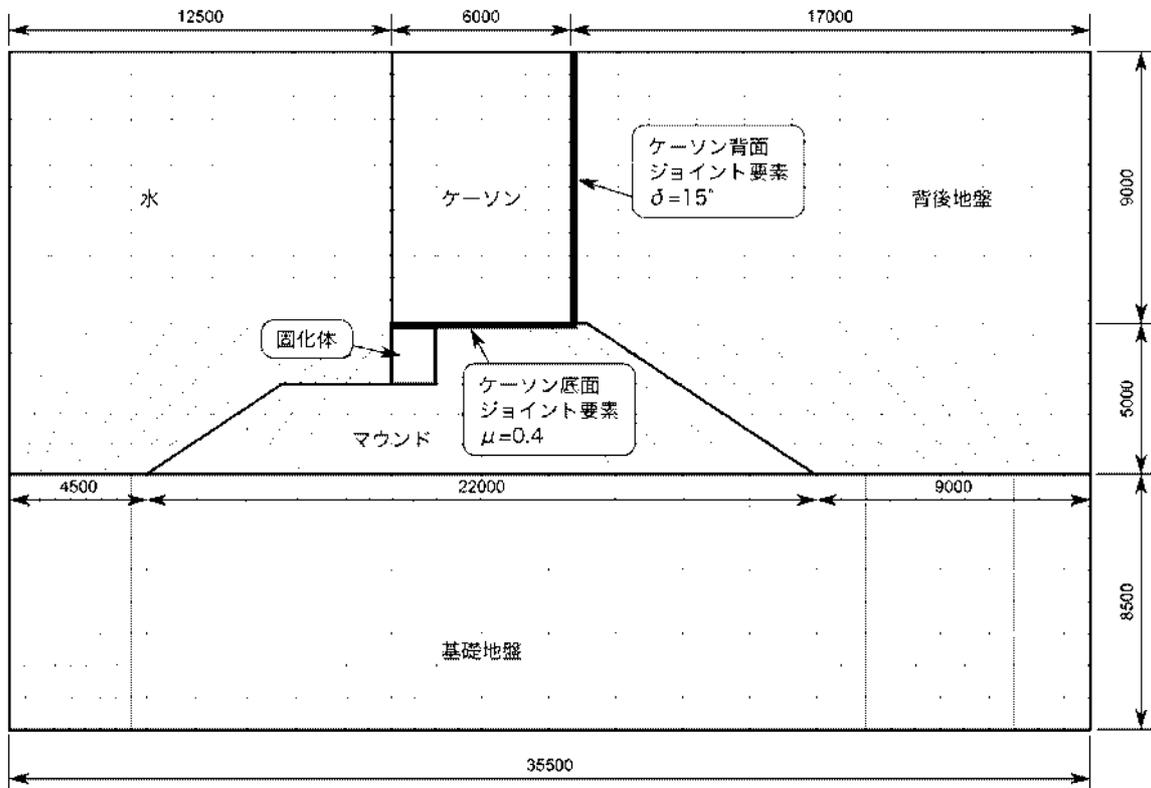


図-6.51 解析モデル図 (Case4)

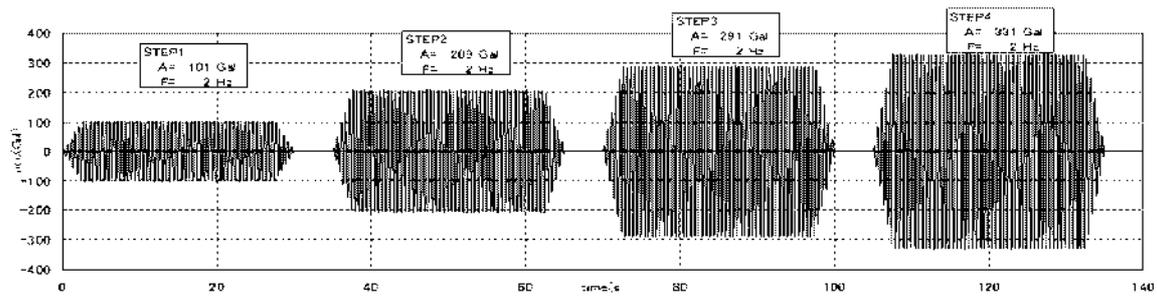


图-6.52 入力加速度 (Case1)

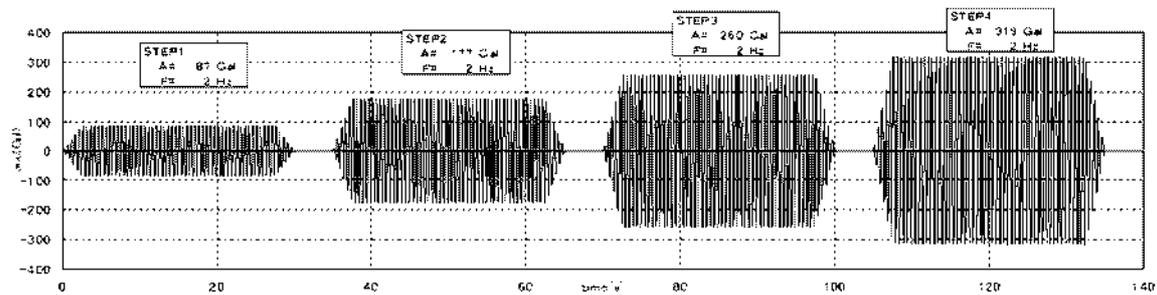


图-6.53 入力加速度 (Case2)

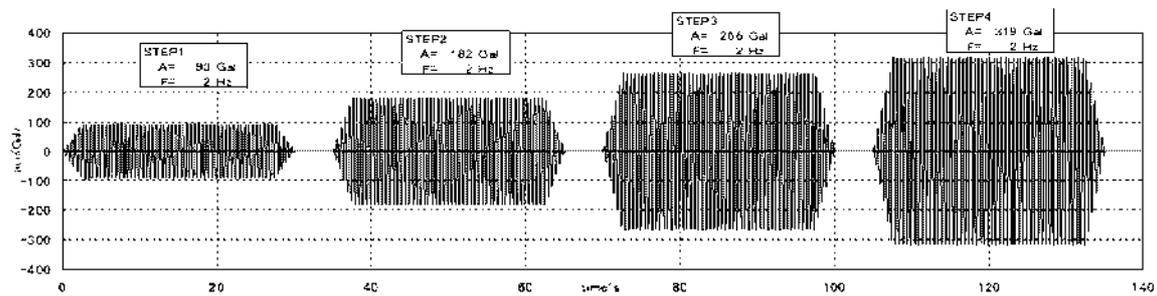


图-6.54 入力加速度 (Case3)

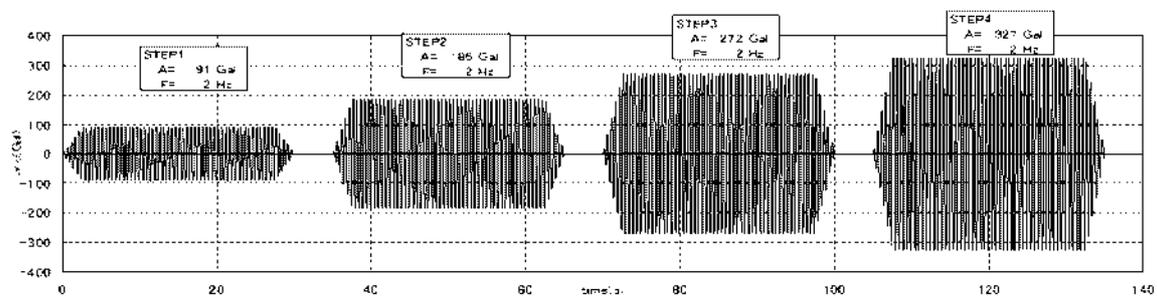


图-6.55 入力加速度 (Case4)

g) 解析結果

解析によって得られた各ケースの残留変形図を 図-6.56～図-6.71 に示す。なお、変形量は3倍して表示している。

STEP1

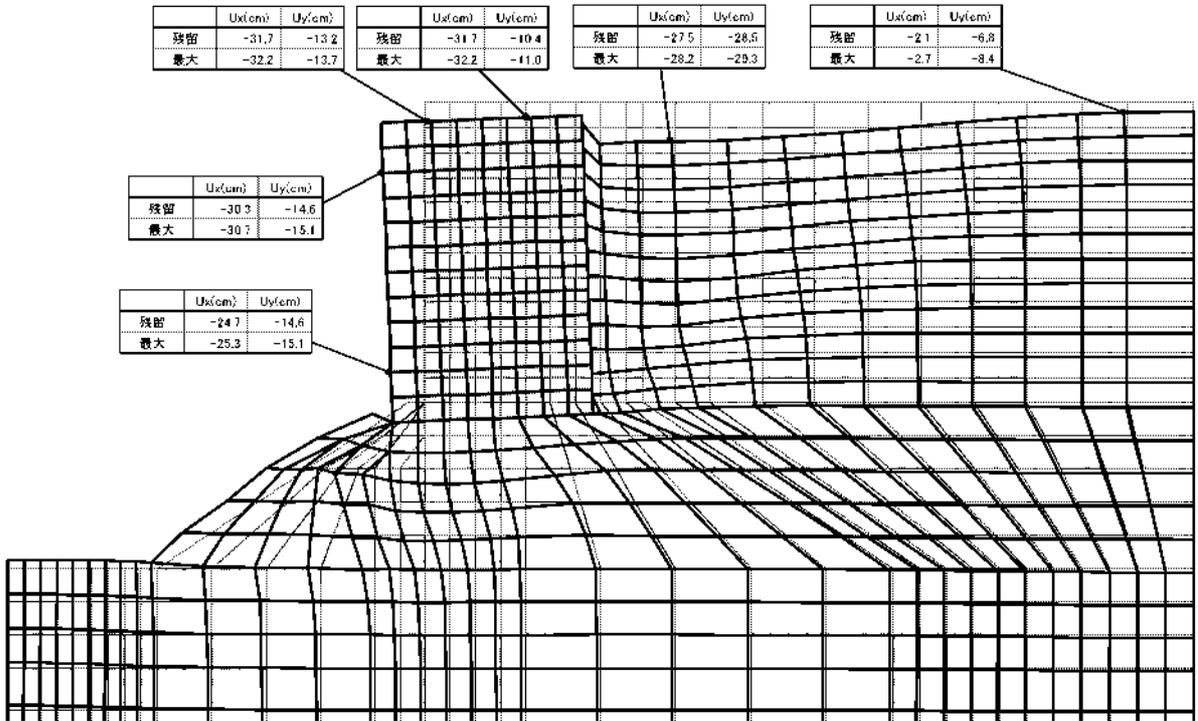


図-6.56 ケース1ステップ1 (101Gal) 加振後の残留変形図

STEP2

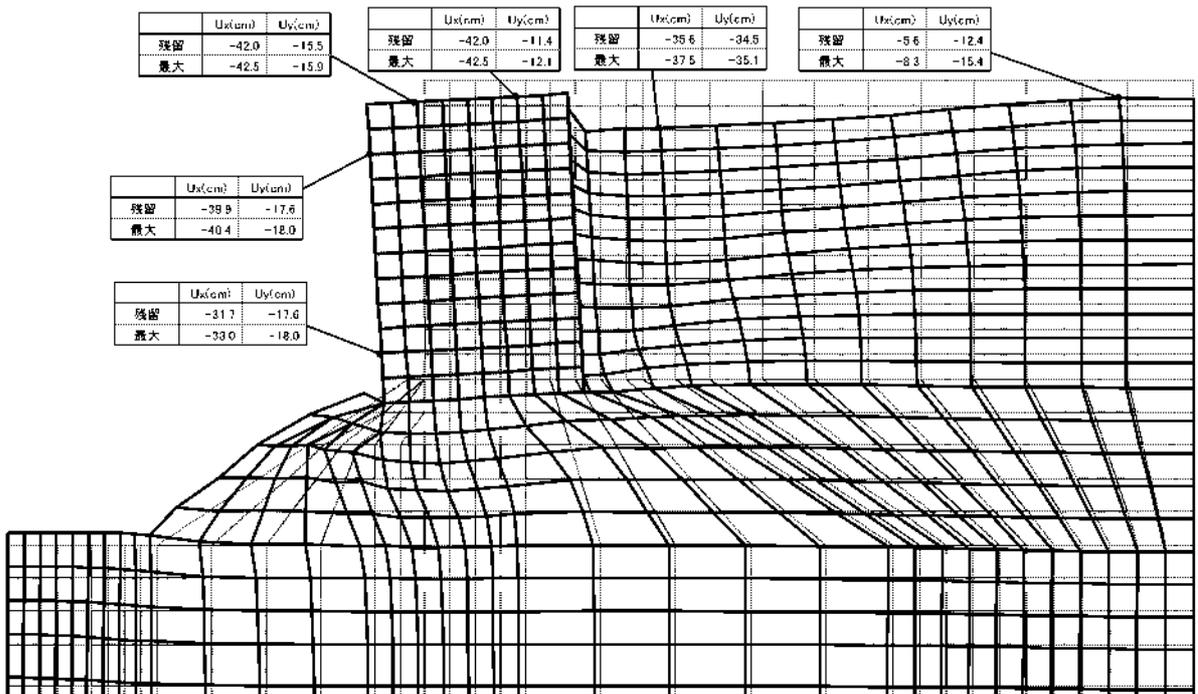


図-6.57 ケース1ステップ2 (209Gal) 加振後の残留変形図

STEP3

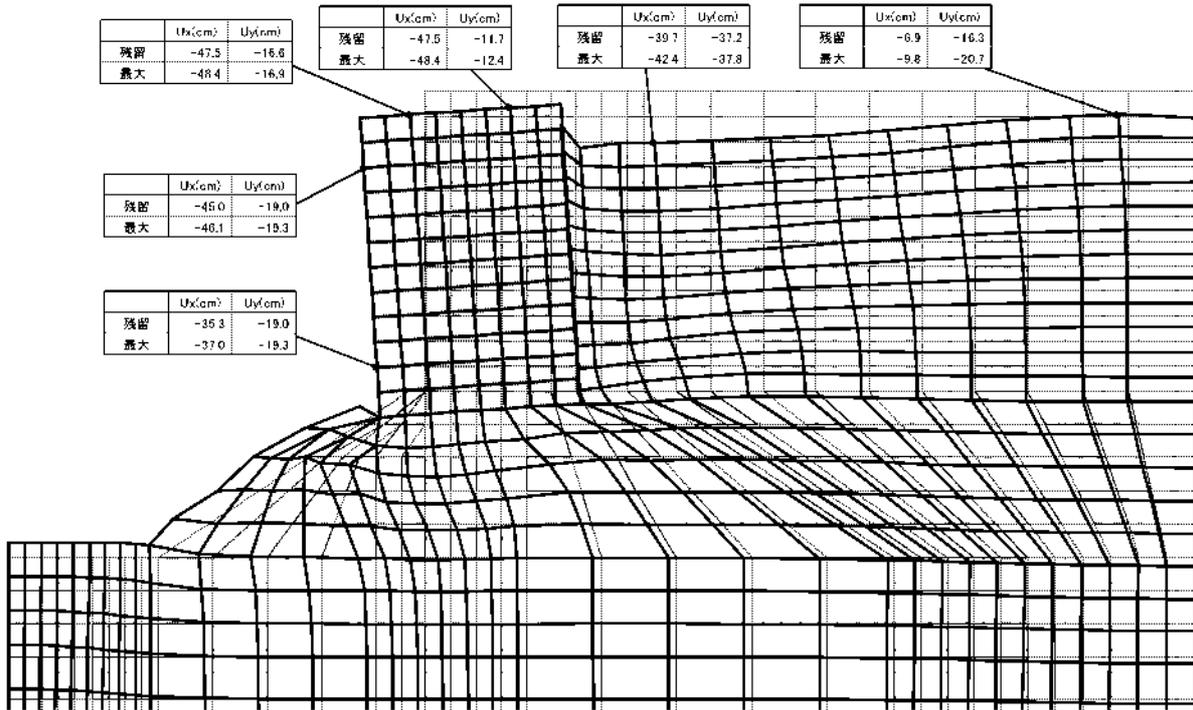


図-6.58 ケース1ステップ3 (291Gal) 加振後の残留変形図

STEP4

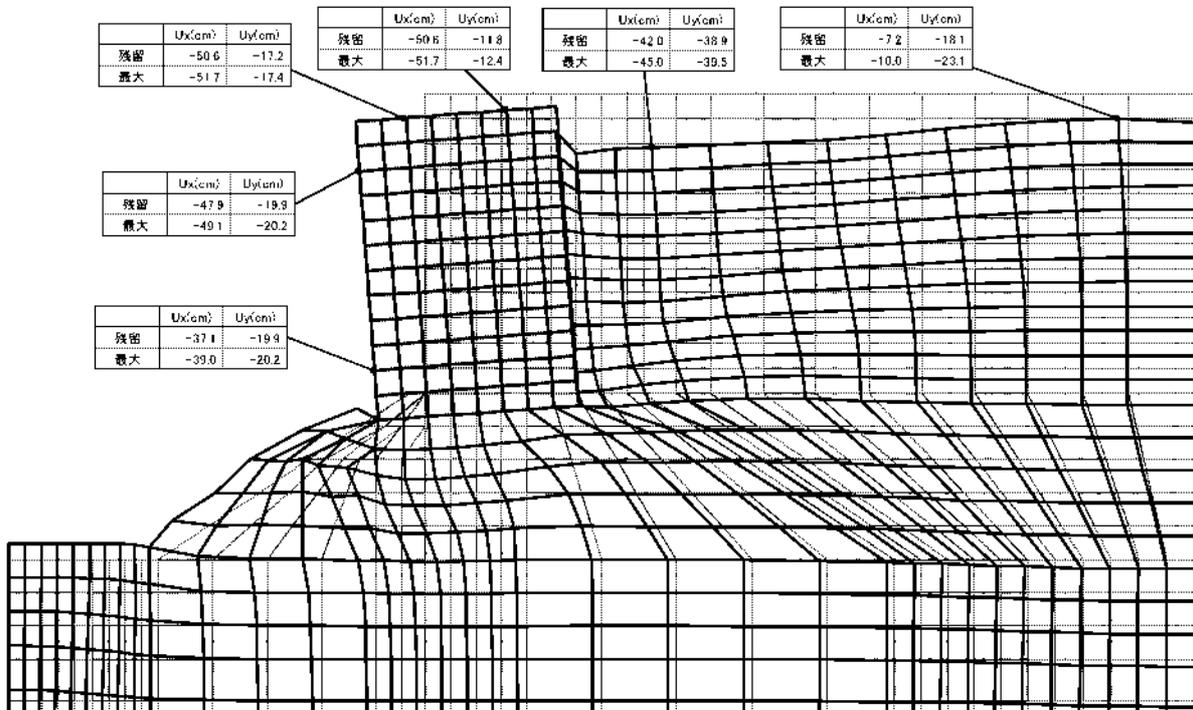


図-6.59 ケース1ステップ4 (331Gal) 加振後の残留変形図

STEP1

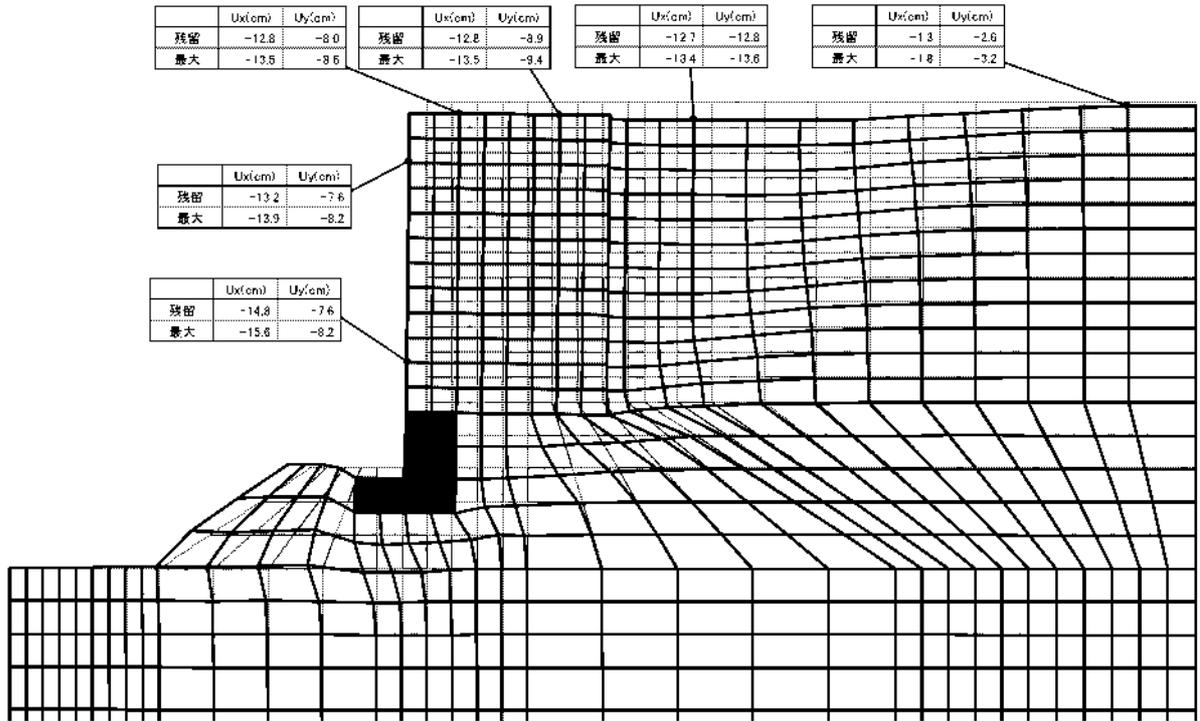


図-6.60 ケース2 ステップ1 (87Gal) 加振後の残留変形図

STEP2

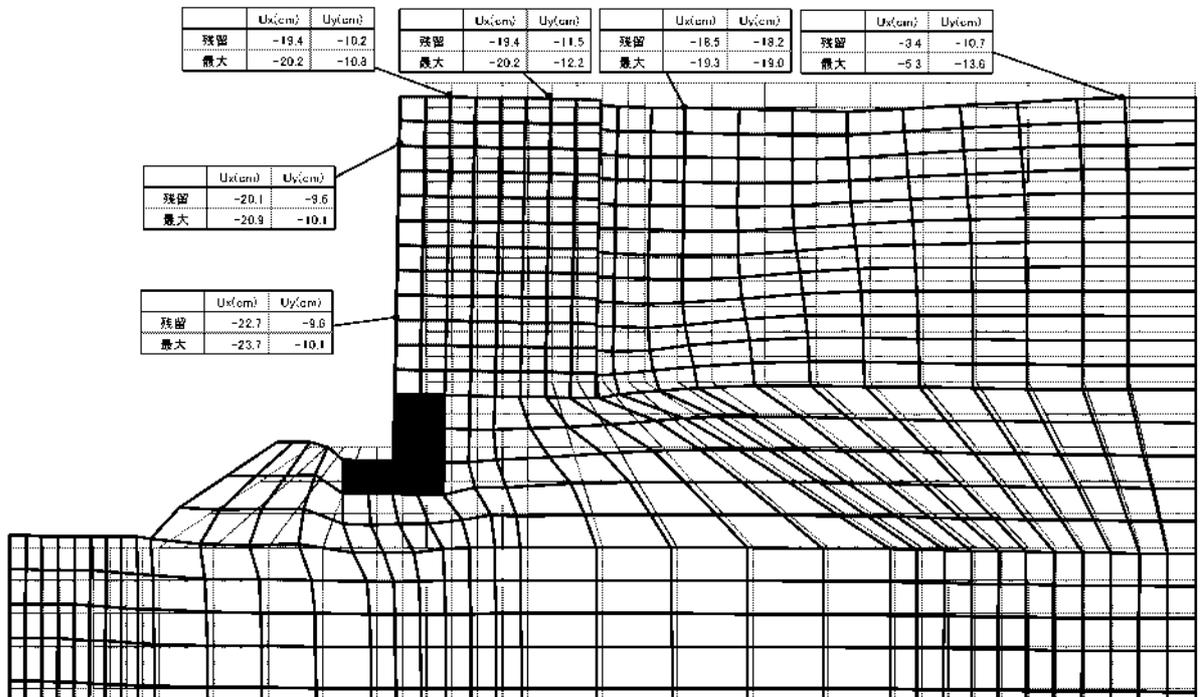


図-6.61 ケース2 ステップ2 (177Gal) 加振後の残留変形図

STEP3

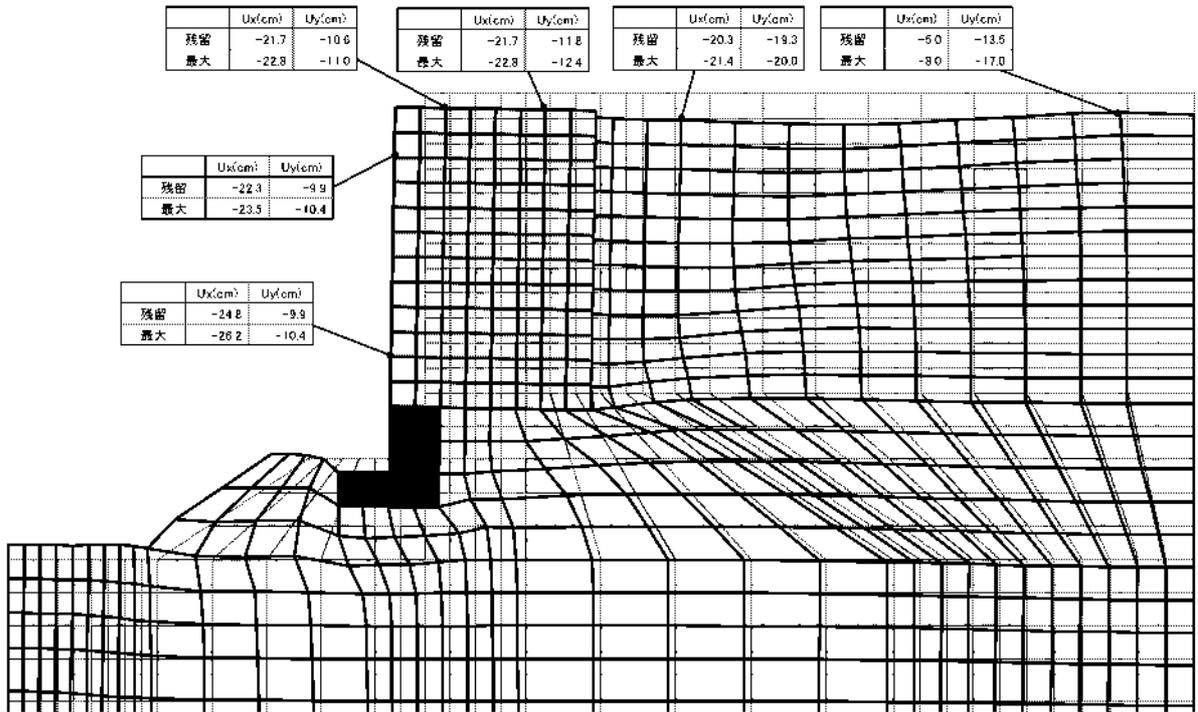


図-6.62 ケース2 ステップ3 (260Gal) 加振後の残留変形図

STEP4

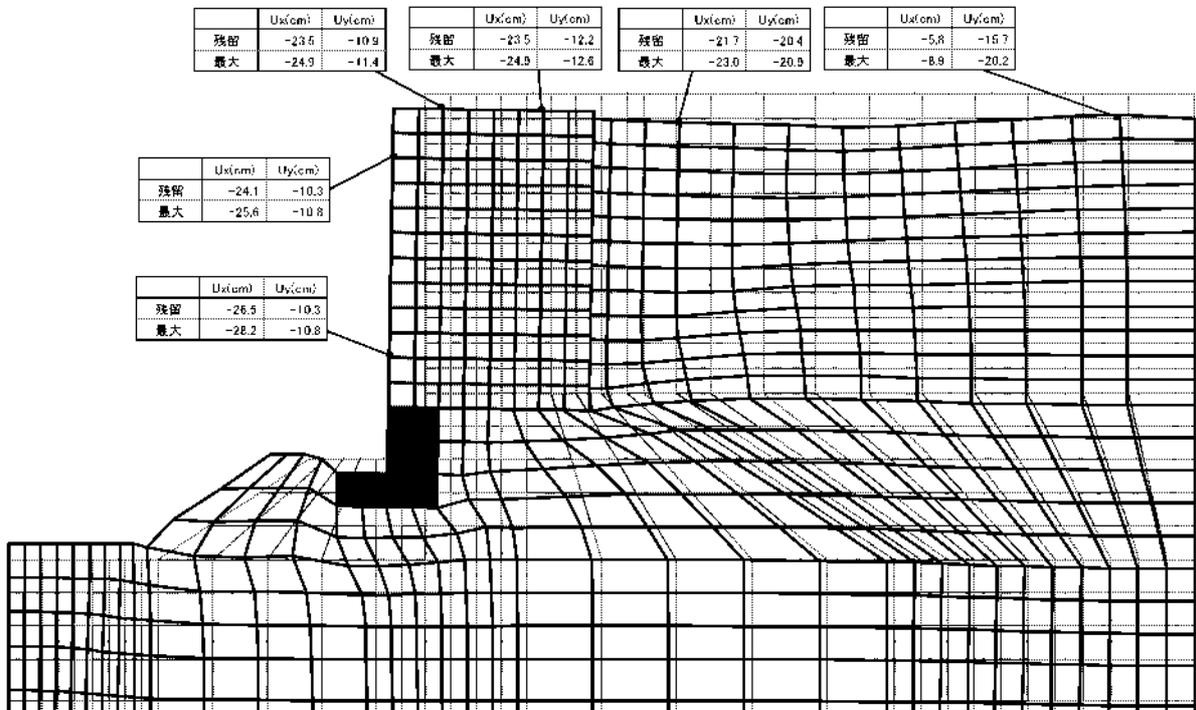


図-6.63 ケース2 ステップ4 (319Gal) 加振後の残留変形図

STEP1

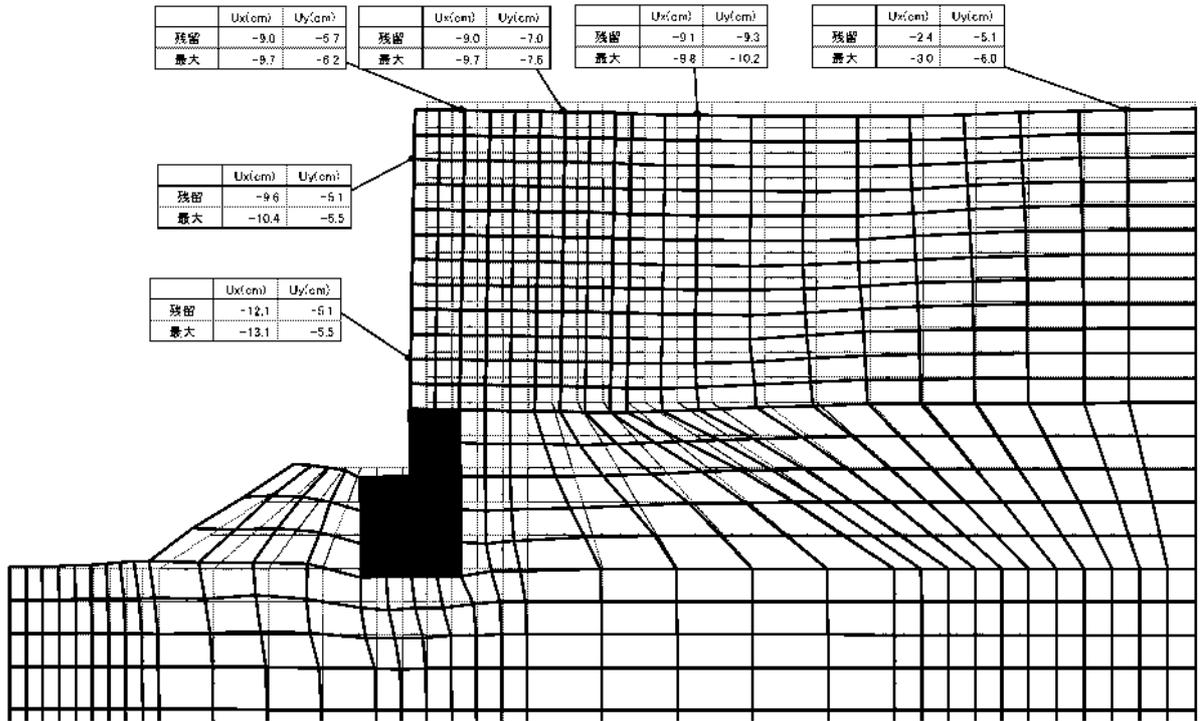


図-6.64 ケース3 ステップ1 (87Gal) 加振後の残留変形図

STEP2

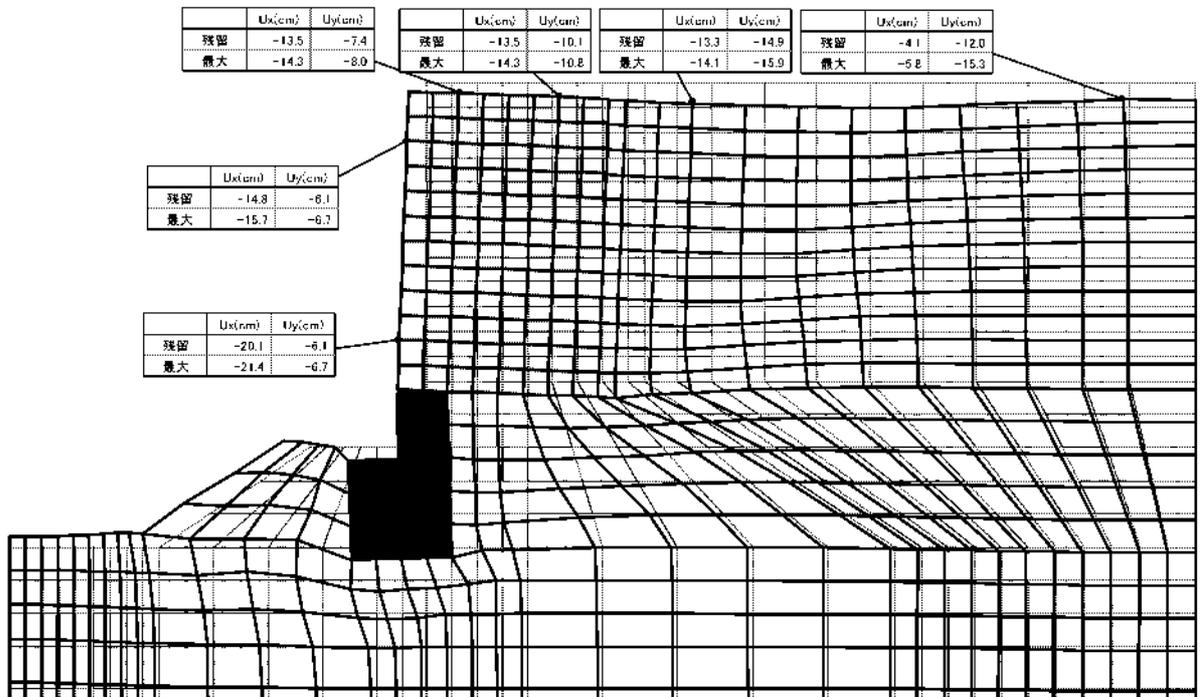


図-6.65 ケース3 ステップ2 (182Gal) 加振後の残留変形図

STEP3

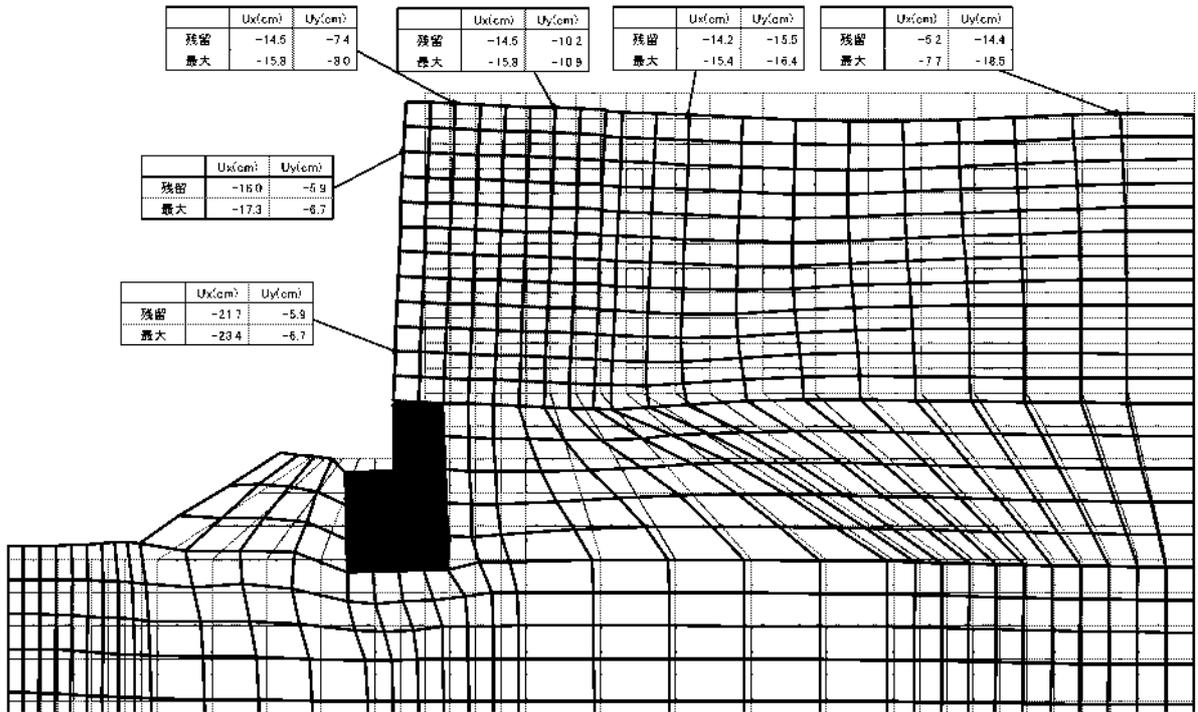


図-6.66 ケース3 ステップ3 (266Gal) 加振後の残留変形図

STEP4

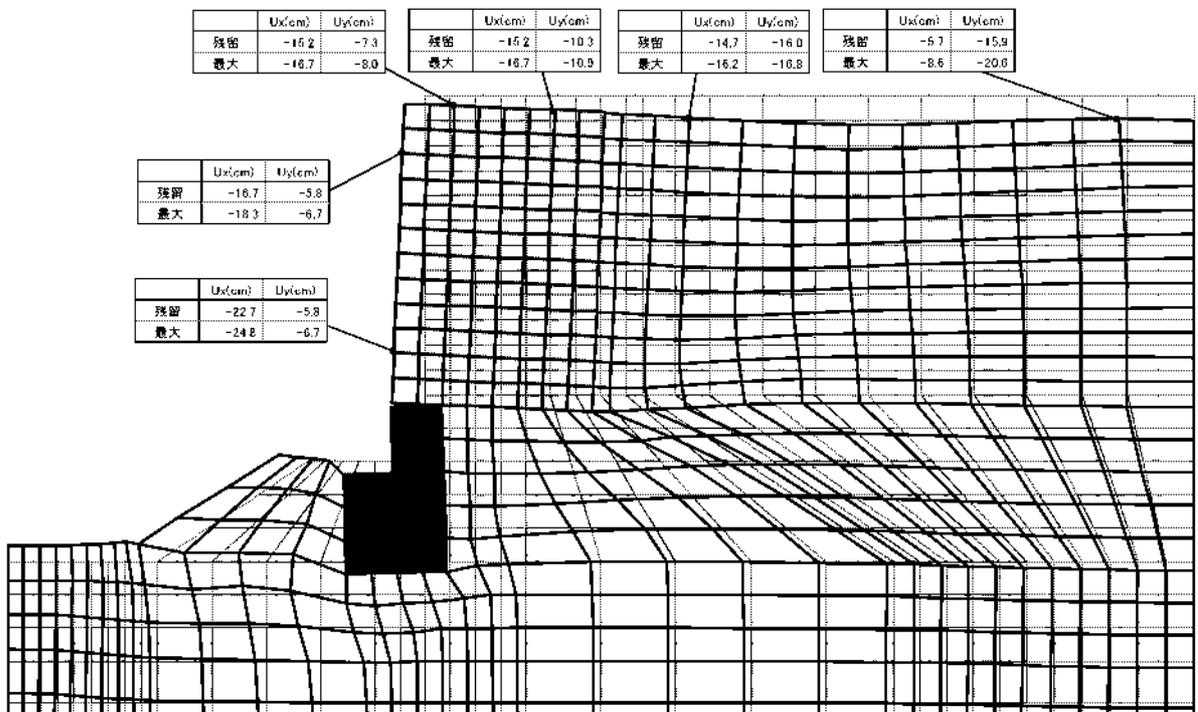


図-6.67 ケース3 ステップ4 (319Gal) 加振後の残留変形図

STEP1

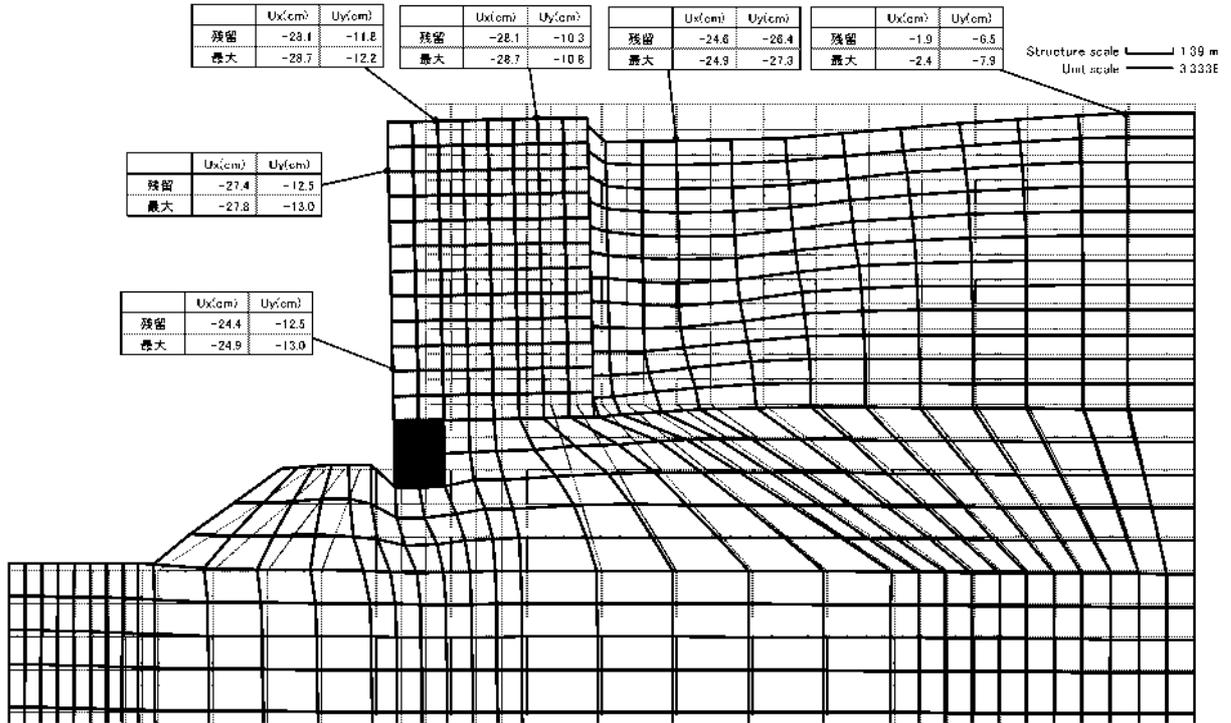


図-6.68 ケース4 ステップ1 (91Gal) 加振後の残留変形図

STEP2

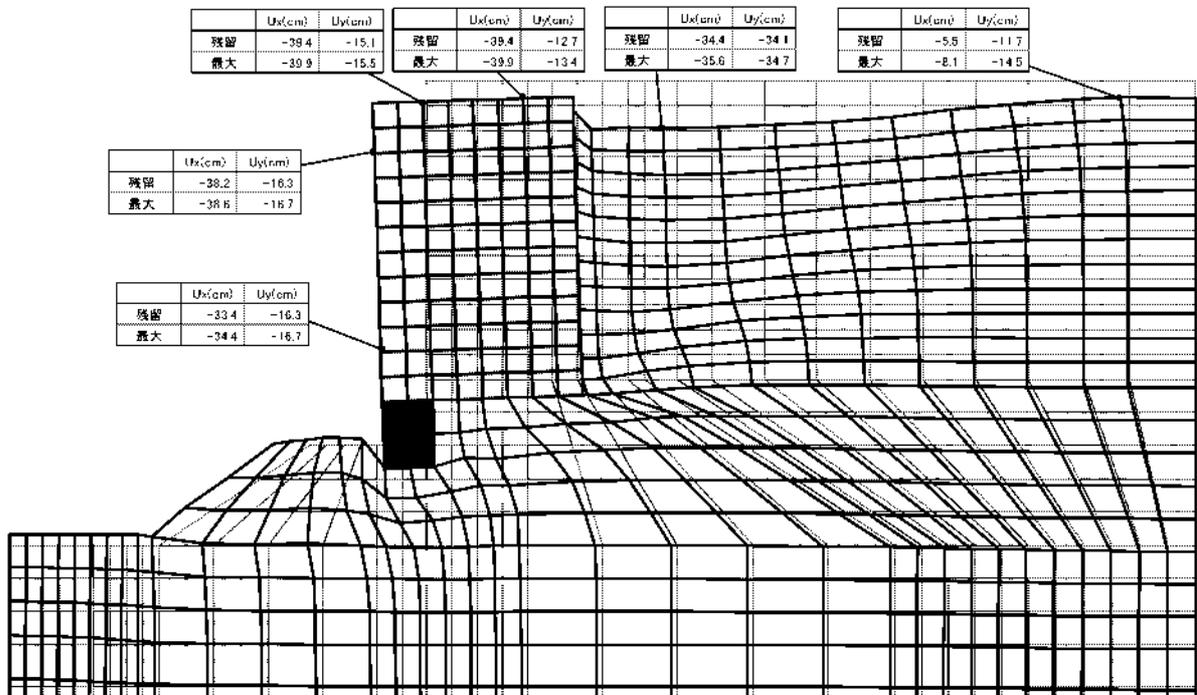


図-6.69 ケース4 ステップ2 (186Gal) 加振後の残留変形図

STEP3

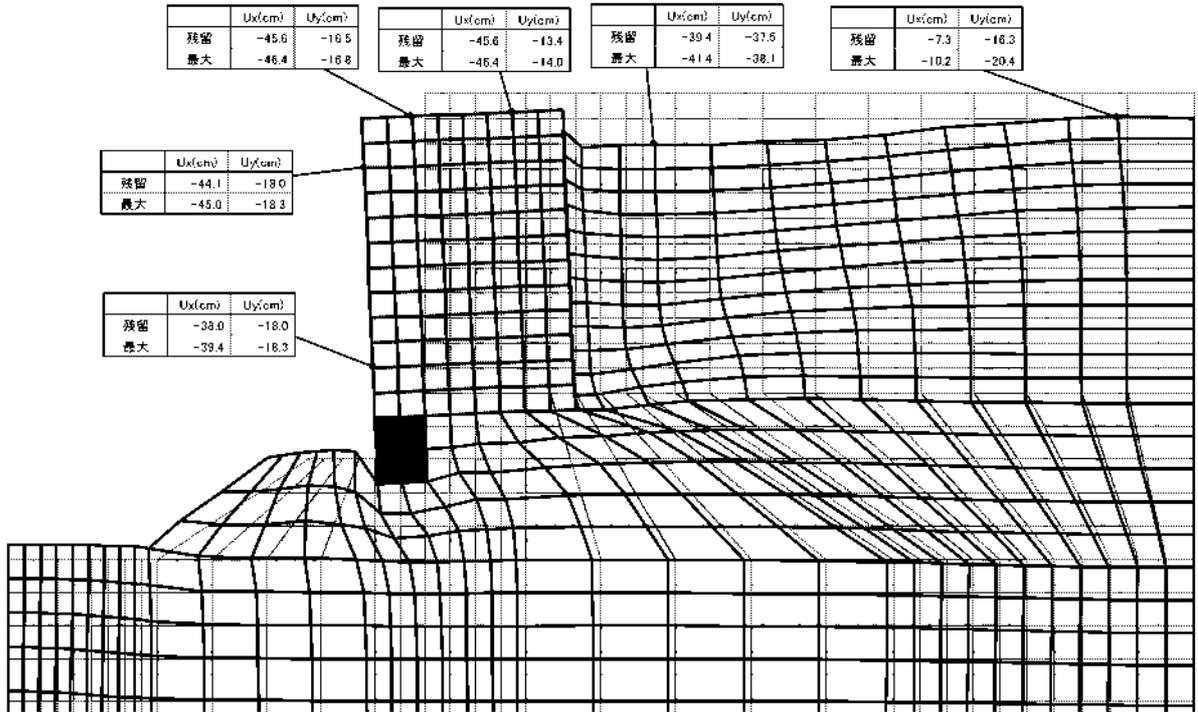


図-6.70 ケース4 ステップ3 (272Gal) 加振後の残留変形図

STEP4

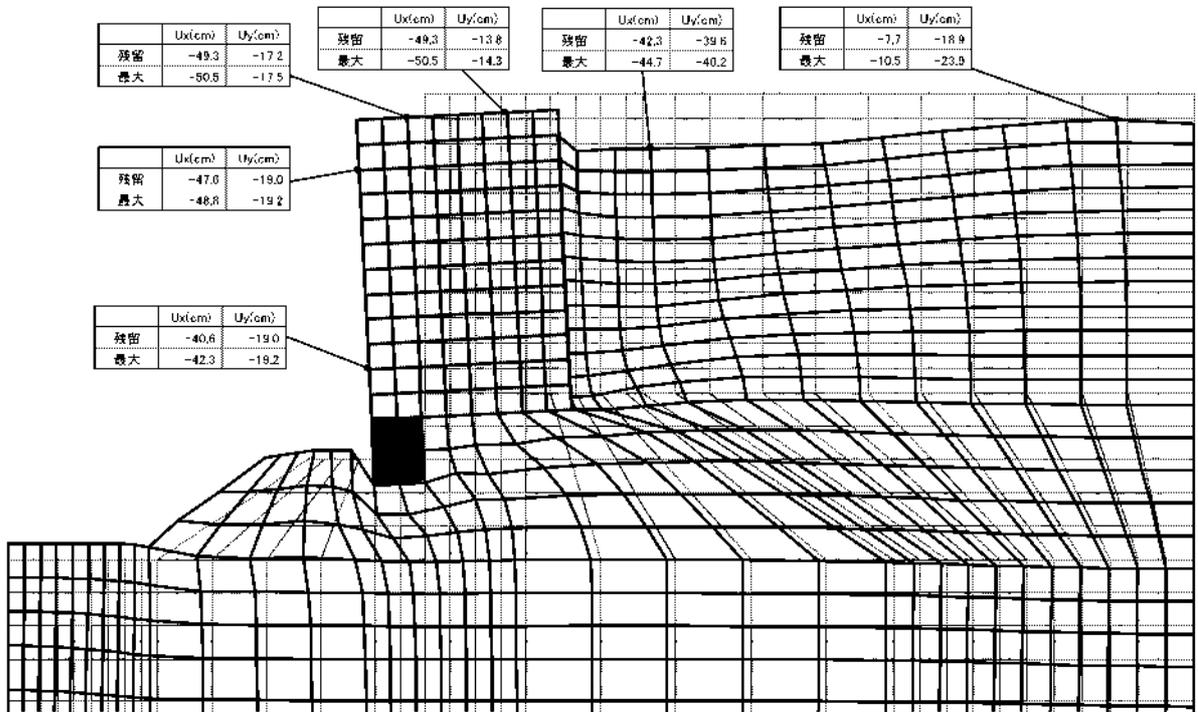


図-6.71 ケース4 ステップ4 (327Gal) 加振後の残留変形図

b) 解析結果と実験結果との比較

表-6.24 に、解析結果と実験結果のケーソン最終変位量の比較を示す。

i) 解析パターン 1 の解析結果の考察

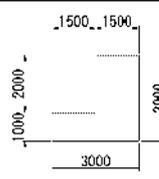
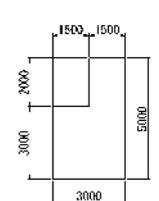
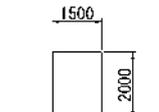
解析により得られたケーソンの最終変位は、実験値に比較して解析値は概ね半分以下となった。これはケーソンが改良体上を滑っているケース 3 及びケース 4 において違いが顕著であり、ケーソン底面と改良体とのすべりがうまく表現できていないことが原因と考えられる。これは、有限要素解析における一般的な問題で、有限要素解析では大変形が生じた場合の挙動を精度良く表現する

ことが難しい。例えば、FLIP を用いてこのすべりを再現するには、大変形に対応した解析プログラム FLIP/TULIP を使用することや、ジョイント要素に何らかの工夫を行うことが必要であると考えられる。

本検討では、大変形時の挙動の再現は今後の課題とすることとし、パターン 2 以降の検討は以下の方針で実施した。

- ・ 実験断面の動的解析ケースは、ケース 1 及びケース 2 とする。
- ・ 実験計測データ（加速度計、土圧計、間隙水圧計、ロードセル等）と整合性を図り、解析精度の向上を図る。

表-6.24 解析結果（パターン 1）と実験結果の比較

				ケーソン最終変位量	
				実験値 ^{※)}	解析値
Case1	固化体なし (増深前)	水平変位	ケーソン上端	115(cm)	51(cm)
			ケーソン下端	70(cm)	37(cm)
		鉛直変位	ケーソン海側	40(cm)	17(cm)
			ケーソン背後側	25(cm)	12(cm)
Case2		水平変位	ケーソン上端	70(cm)	23(cm)
			ケーソン下端	65(cm)	27(cm)
		鉛直変位	ケーソン海側	25(cm)	11(cm)
			ケーソン背後側	30(cm)	12(cm)
Case3		水平変位	ケーソン上端	240(cm)	15(cm)
			ケーソン下端	220(cm)	23(cm)
		鉛直変位	ケーソン海側	15(cm)	7(cm)
			ケーソン背後側	-	10(cm)
Case4		水平変位	ケーソン上端	200(cm)	49(cm)
			ケーソン下端	185(cm)	41(cm)
		鉛直変位	ケーソン海側	30(cm)	17(cm)
			ケーソン背後側	-	14(cm)

※実験と平行して解析を行ったため、実験値はその時点での実験結果速報値を実寸換算した値としている。

(3) 解析パターン2

a) パターン1からの変更点

解析パターン2では、捨石マウンドの物性値として、せん断抵抗角の拘束圧依存性を表現するFLIP研究会で提案されているパラメータ²⁹⁾を採用した。パターン1, 2の捨石マウンドのパラメータ比較を表-6.25に示す。

また、解析パターン1において、捨石マウンド内の加速時計A6の応答加速度を実験と解析で比較したところ、解析では応答値がかなり小さかった。これはジョイント要素に採用していた全体系のレーレー減衰のためであると考えられる。そこで、解析パターンの2においては、ジョイント要素に個別レーレー減衰 $\beta_j = 0.0$ を採用した。ジョイント要素のパラメータ比較を表-6.26に示す。この変更により、ジョイント要素の挙動が不安定となる場合があるため、対策として時間積分間隔 Δt をパターン1の1/10である0.001sとした。

先述のとおり、解析パターン2では、ケース1, 2のみを解析対象とした。その他の解析条件については、解析パターン1と同様である。解析モデルを図-6.72, 図-6.73に示す。

表-6.26 ジョイント要素のパラメータ

	K_0 (kN/m^2)	K_s (kN/m^2)	レーレー減衰
パターン1	1.0×10^6	1.0×10^6	$\beta = 0.0013$
パターン2	1.0×10^6	1.0×10^6	$\beta_j = 0.0$

表-6.25 捨石マウンドのパラメータ

	動的変形特性										せん断波速度 V_s (m/s)
	基準初期せん断剛性 G_{no} (kN/m^2)	基準体積弾性係数 K_{no} (kN/m^2)	基準平均有効拘束圧力 σ_{no} (kN/m^2)	拘束圧依存係数 m_G (kN/m^2)	拘束圧依存係数 m_K (kN/m^2)	間隙率 n	せん断抵抗角 ϕ_i ($^\circ$)	せん断強度 C (kN/m^2)	間隙水の体積弾性係数 K_f (kN/m^2)	最大減衰 h_{max}	
パターン1	180000	469400	98	0.5	0.5	0.45	41	0	2200000	0.24	300
パターン2	180000	469400	98	0.5	0.5	0.45	35	20	22000	0.24	300

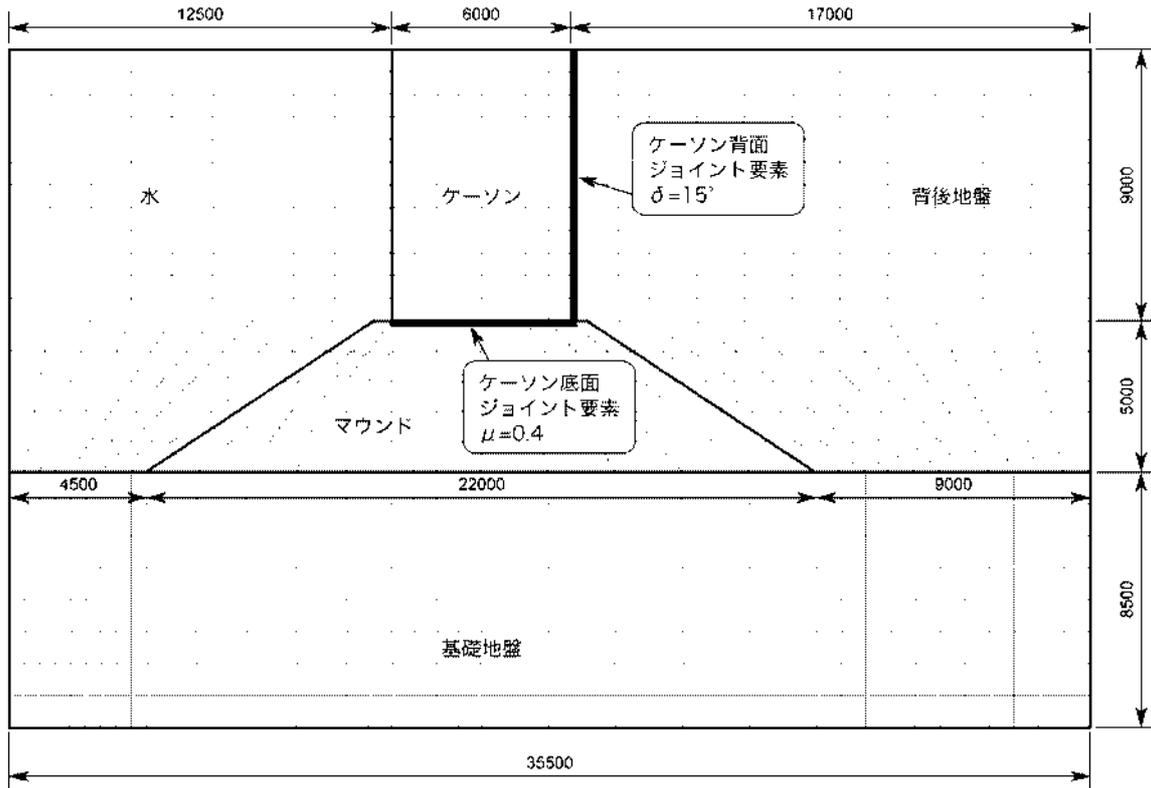


図-6.72 解析モデル図 (ケース 1)

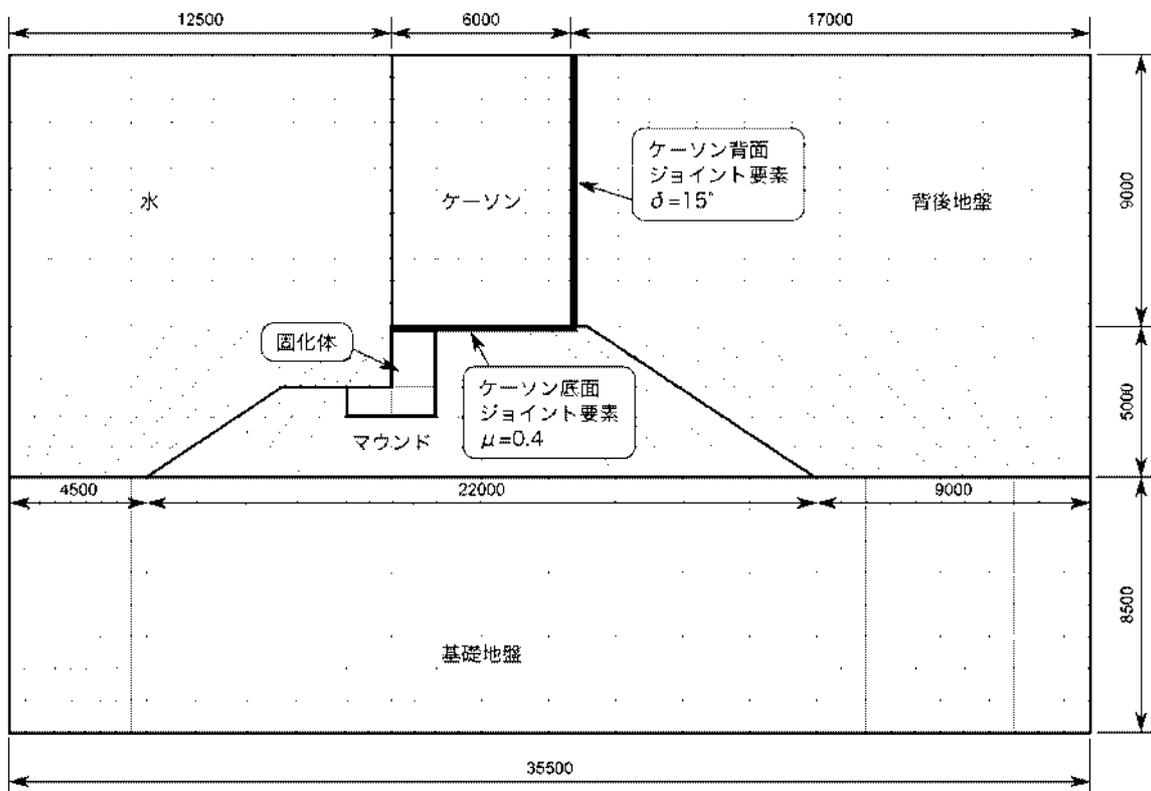


図-6.73 解析モデル図 (ケース 2)

b) 解析結果

解析で得られた加振終了後の残留変形を図-6.74～図

-6.81 に、実験と解析との残留変位の比較を表-6.26～表

-6.33 に、実験と解析との加速度時刻歴の比較を図-6.82

～図-6.89 に示す。

STEP1

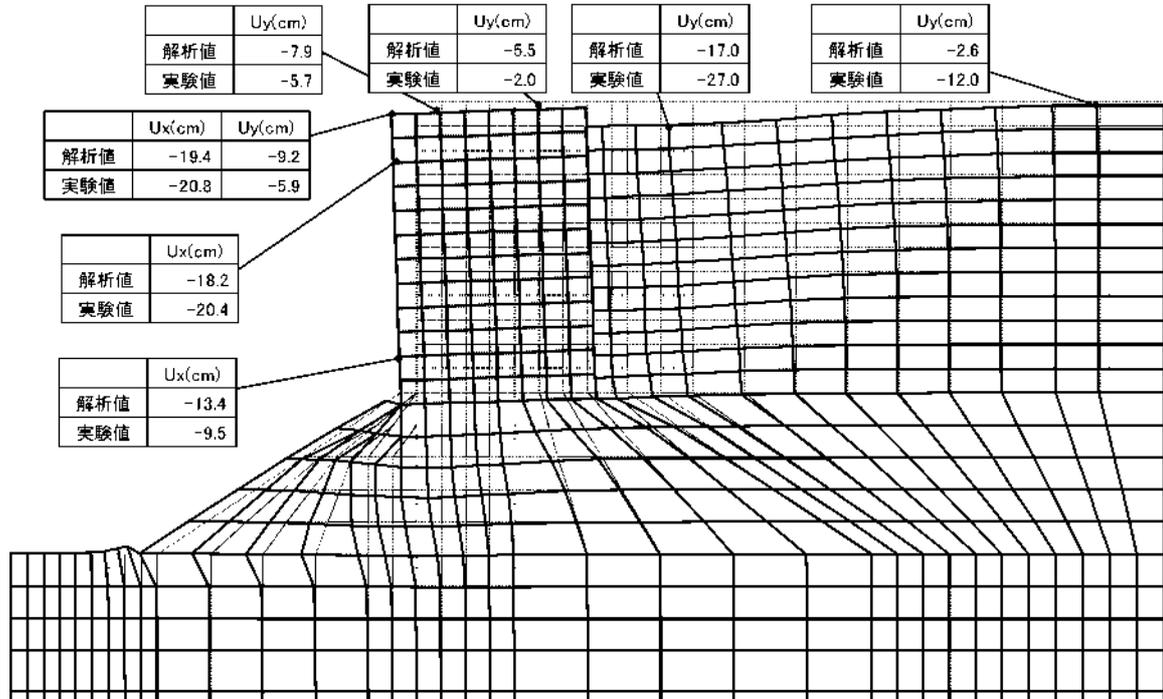


図-6.74 ケース1 ステップ1 (101Gal) 加振後の残留変形図

STEP2

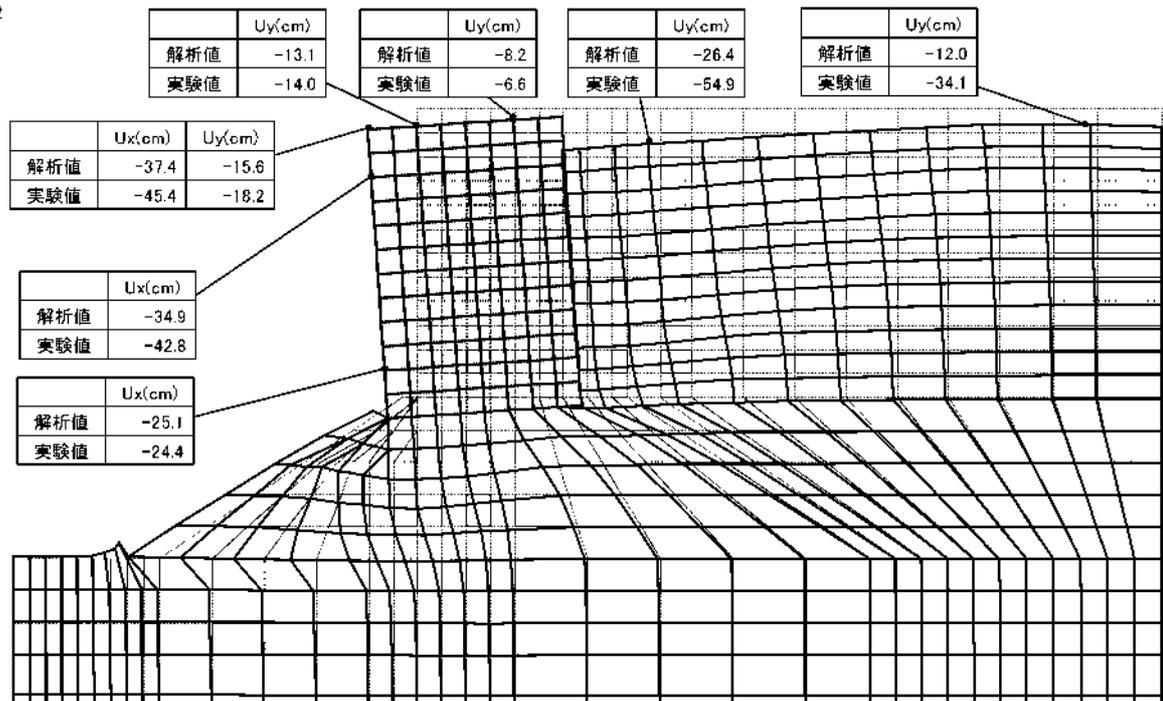


図-6.75 ケース1 ステップ2 (209Gal) 加振後の残留変形図

STEP3

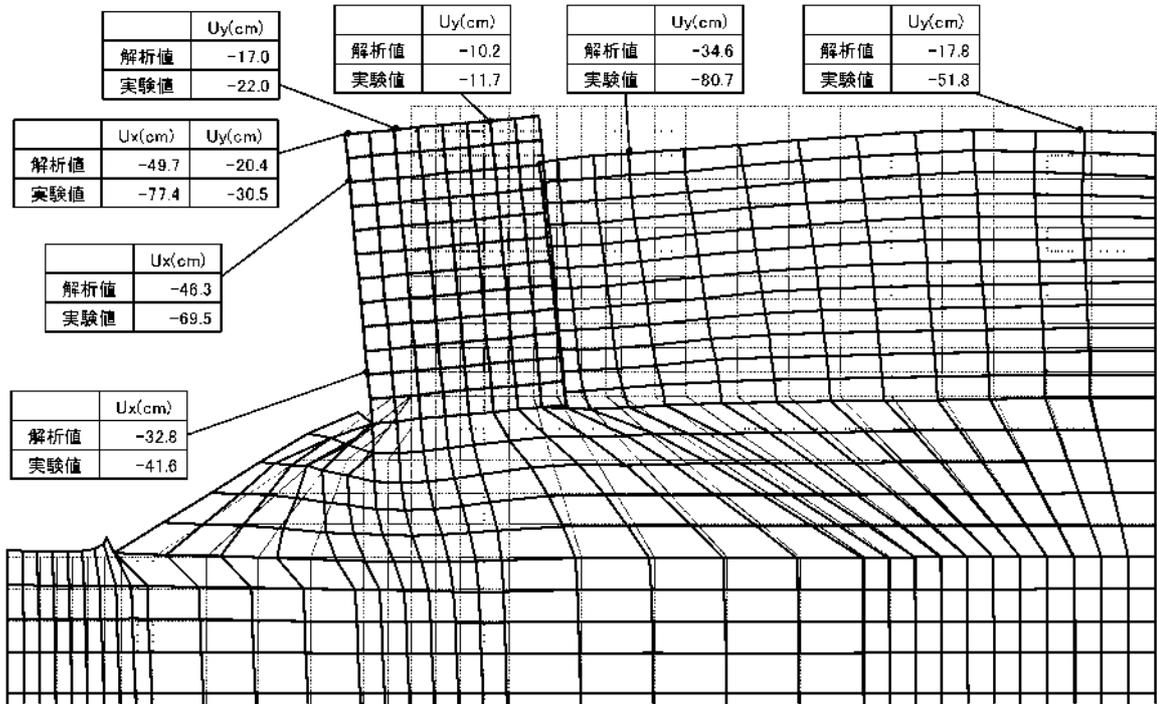


図-6.76 ケース1ステップ3 (291Gal) 加振後の残留変形図

STEP4

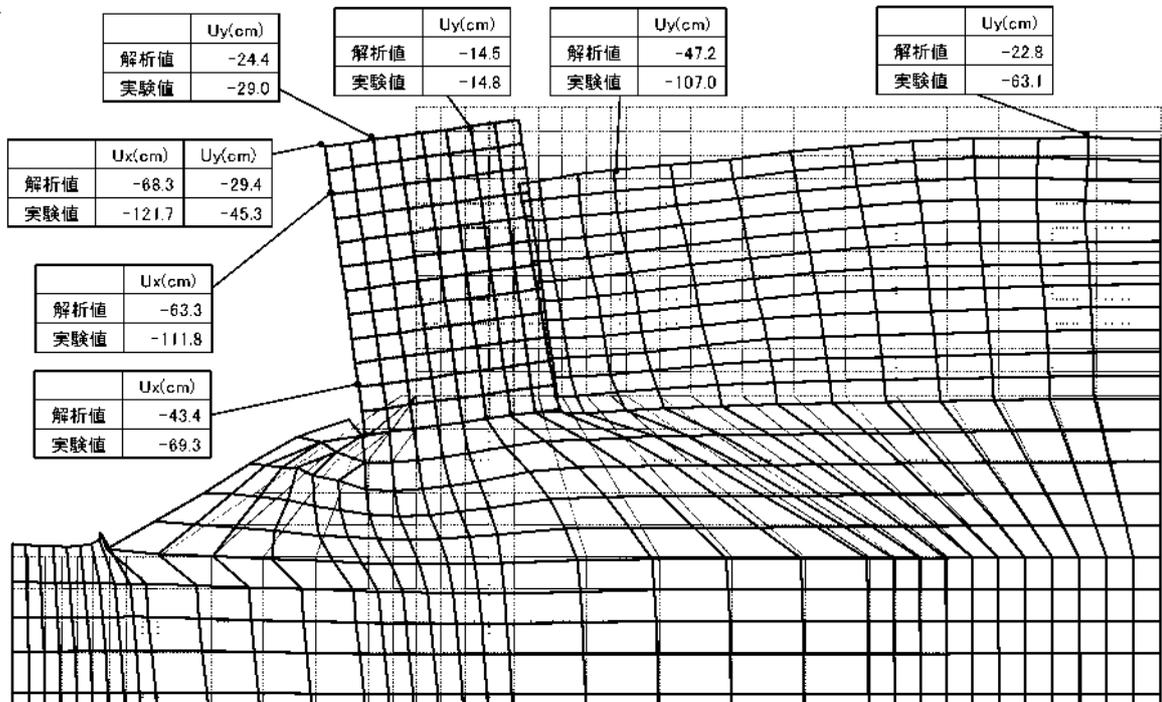


図-6.77 ケース1ステップ4 (331Gal) 加振後の残留変形図

STEP1

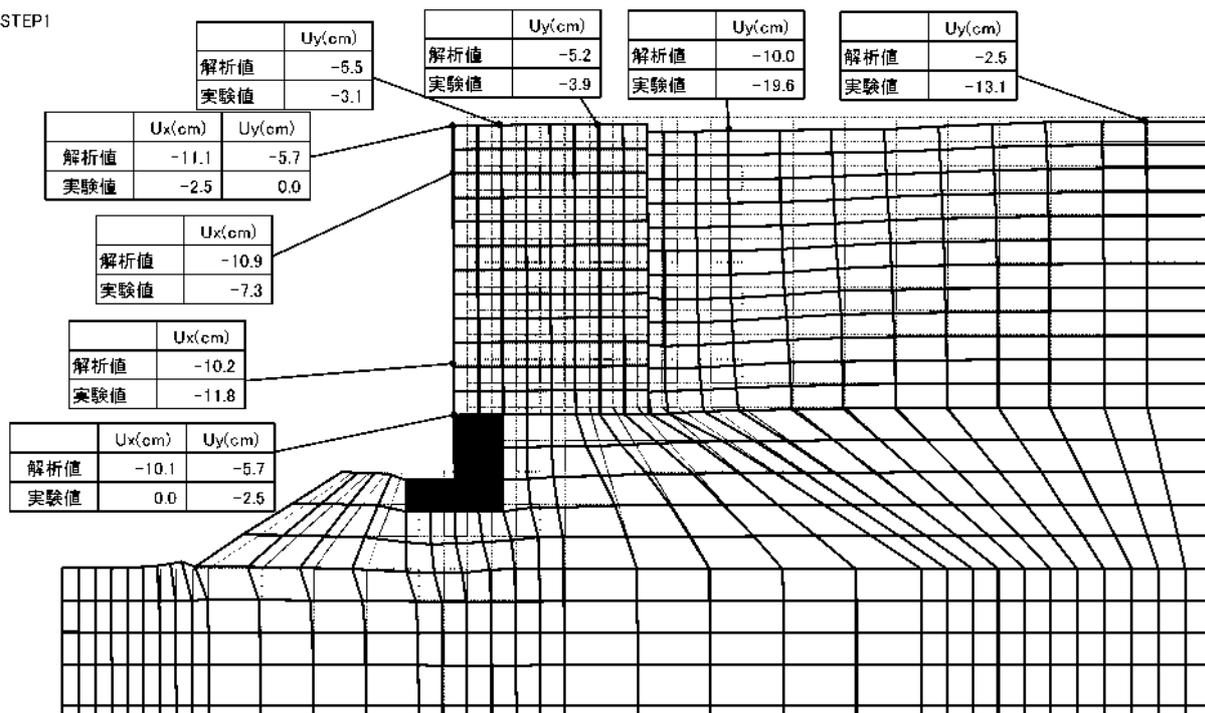


図-6.78 ケース2 ステップ1 (87Gal) 加振後の残留変形図

STEP2

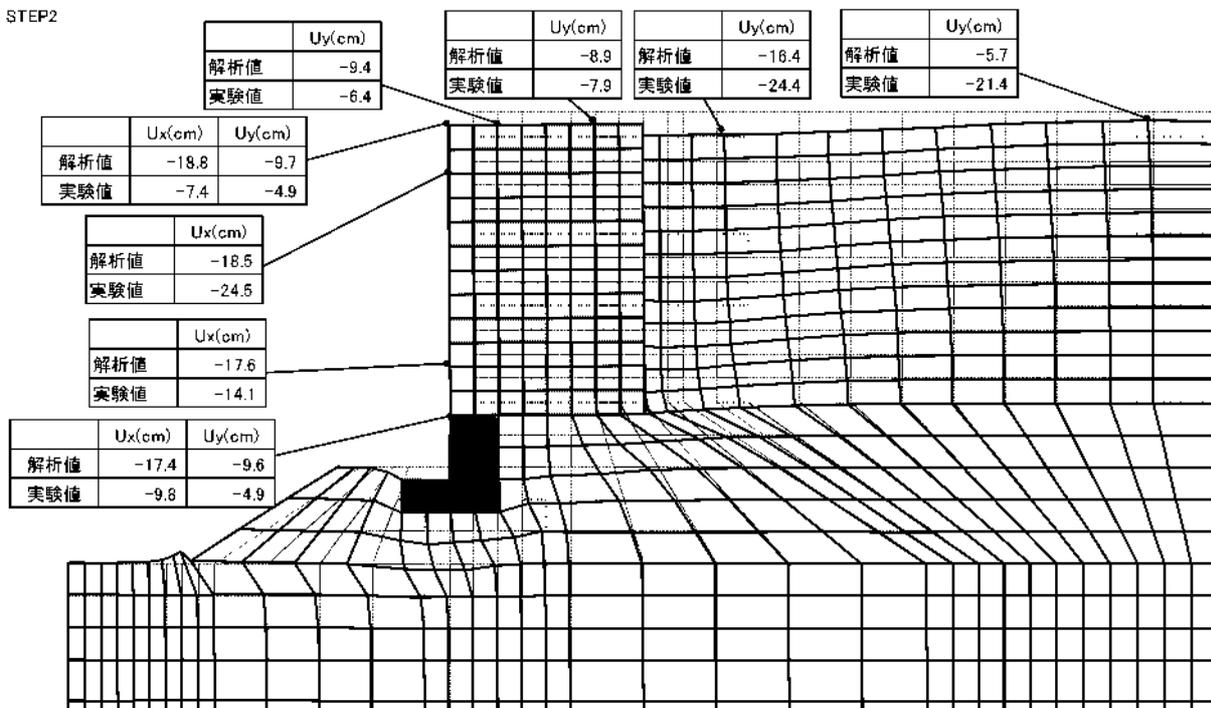


図-6.79 ケース2 ステップ2 (177Gal) 加振後の残留変形図

STEP3

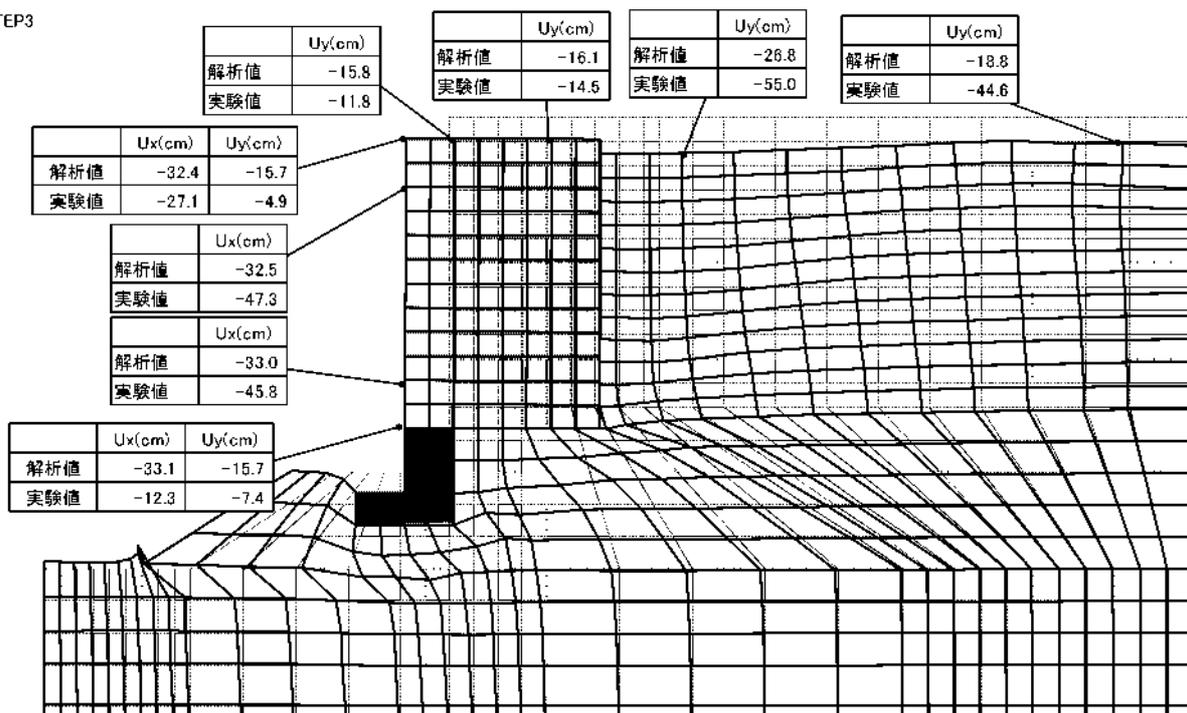


図-6.80 ケース2 ステップ3 (260Gal) 加振後の残留変形図

STEP4

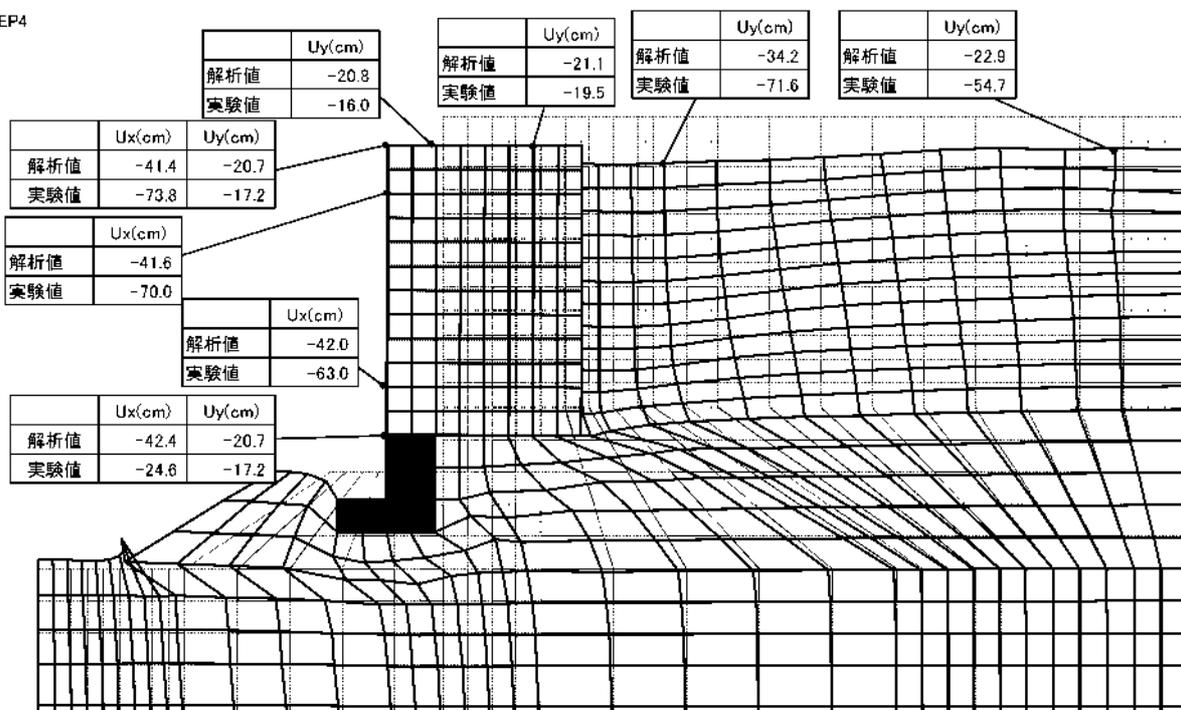


図-6.81 ケース2 ステップ4 (319Gal) 加振後の残留変形図

表-6.26 ケース 1 ステップ 1 (101Gal) 加振後の残留変位の比較

	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-19.4	-20.8	0.93	-9.2	-5.9	1.56
ケーソン上部	-18.2	-20.4	0.89	-	-	-
ケーソン下部	-13.4	-9.5	1.41	-	-	-
改良体天端	-	-	-	-	-	-
ケーソン海側	-	-	-	-7.9	-5.7	1.39
ケーソン陸側	-	-	-	-5.5	-2.0	2.75
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-17.0	-12.0	1.42
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-2.6	-12.0	0.22

表-6.27 ケース 1 ステップ 2 (209Gal) 加振後の残留変位の比較

	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-37.4	-45.4	0.82	-15.6	-18.2	0.86
ケーソン上部	-34.9	-42.8	0.82	-	-	-
ケーソン下部	-25.1	-24.4	1.03	-	-	-
改良体天端	-	-	-	-	-	-
ケーソン海側	-	-	-	-13.1	-14.0	0.94
ケーソン陸側	-	-	-	-8.2	-6.6	1.24
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-26.4	-34.1	0.77
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-12.0	-34.1	0.35

表-6.28 ケース1 ステップ3 (291Gal) 加振後の残留変位の比較

	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-49.7	-77.4	0.64	-20.4	-30.5	0.67
ケーソン上部	-46.3	-69.5	0.67	-	-	-
ケーソン下部	-32.8	-41.6	0.79	-	-	-
改良体天端	-	-	-	-	-	-
ケーソン海側	-	-	-	-17.0	-22.0	0.77
ケーソン陸側	-	-	-	-10.2	-11.7	0.87
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-34.6	-51.8	0.67
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-17.8	-51.8	0.34

表-6.29 ケース1 ステップ4 (331Gal) 加振後の残留変位の比較

	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-68.3	-121.7	0.56	-29.4	-45.3	0.65
ケーソン上部	-63.3	-111.8	0.57	-	-	-
ケーソン下部	-43.4	-69.3	0.63	-	-	-
改良体天端	-	-	-	-	-	-
ケーソン海側	-	-	-	-24.4	-29.0	0.84
ケーソン陸側	-	-	-	-14.5	-14.8	0.98
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-47.2	-63.1	0.75
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-22.8	-63.1	0.36

表-6.30 ケース2 ステップ1 (87Gal) 加振後の残留変位の比較

	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-11.1	-2.5	4.44	-5.7	0.0	--
ケーソン上部	-10.9	-7.3	1.49	-	-	-
ケーソン下部	-10.2	-11.8	0.86	-	-	-
改良体天端	-10.1	0.0	--	-5.7	-2.5	2.28
ケーソン海側	-	-	-	-5.5	-3.1	1.77
ケーソン陸側	-	-	-	-5.2	-3.9	1.33
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-10.0	-13.1	0.76
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-2.5	-13.1	0.19

表-6.31 ケース2 ステップ2 (177Gal) 加振後の残留変位の比較

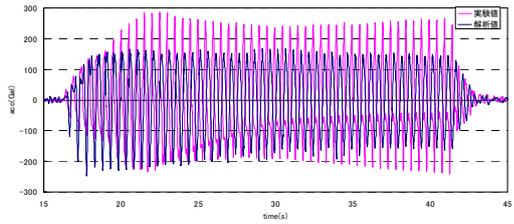
	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-18.8	-7.4	2.54	-9.7	-4.9	1.98
ケーソン上部	-18.5	-24.5	0.76	-	-	-
ケーソン下部	-17.6	-14.1	1.25	-	-	-
改良体天端	-17.4	-9.8	1.78	-9.6	-4.9	1.96
ケーソン海側	-	-	-	-9.4	-6.4	1.47
ケーソン陸側	-	-	-	-8.9	-7.9	1.13
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-16.4	-21.4	0.77
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-5.7	-21.4	0.27

表-6.32 ケース2 ステップ3 (260Gal) 加振後の残留変位の比較

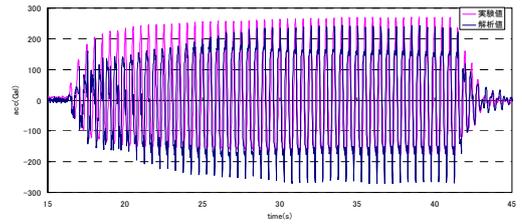
	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-32.4	-27.1	1.20	-15.7	-4.9	3.20
ケーソン上部	-32.5	-47.3	0.69	-	-	-
ケーソン下部	-33.0	-45.8	0.72	-	-	-
改良体天端	-33.1	-12.3	2.69	-15.7	-7.4	2.12
ケーソン海側	-	-	-	-15.8	-11.8	1.34
ケーソン陸側	-	-	-	-16.1	-14.5	1.11
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-26.8	-44.6	0.60
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-18.8	-44.6	0.42

表-6.33 ケース2 ステップ4 (319Gal) 加振後の残留変位の比較

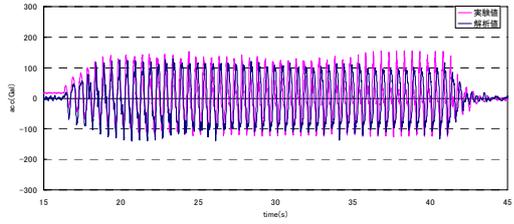
	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-41.4	-73.8	0.56	-20.7	-17.2	1.20
ケーソン上部	-41.6	-70.0	0.59	-	-	-
ケーソン下部	-42.0	-63.0	0.67	-	-	-
改良体天端	-42.4	-24.6	1.72	-20.7	-17.2	1.20
ケーソン海側	-	-	-	-20.8	-16.0	1.30
ケーソン陸側	-	-	-	-21.1	-19.5	1.08
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-34.2	-54.7	0.63
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-22.9	-54.7	0.42



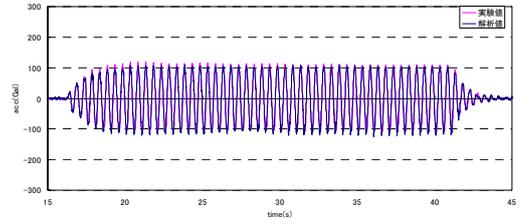
A8



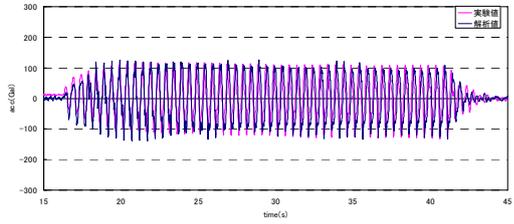
A9



A6



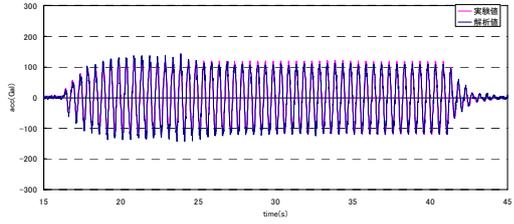
A7



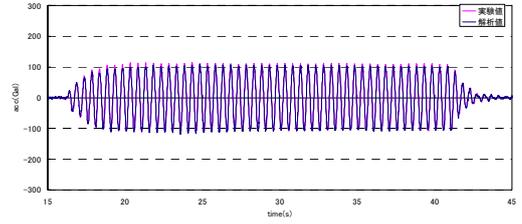
A5



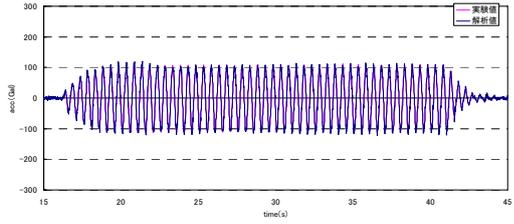
A4



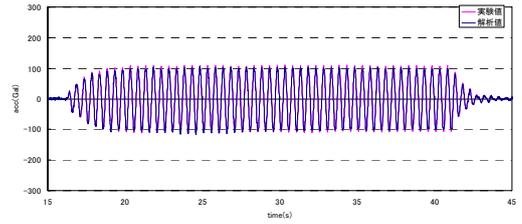
A3



A4



A1



A2

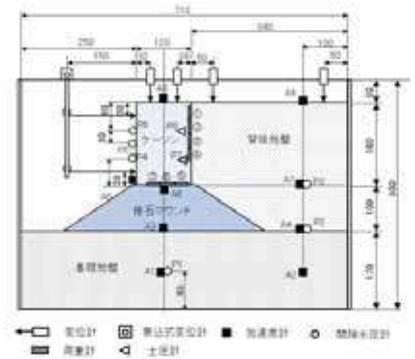
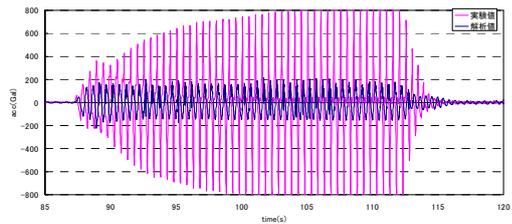
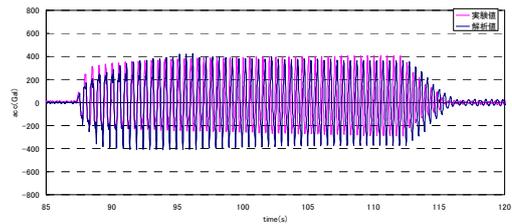


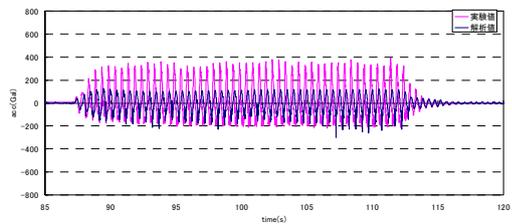
図-6.82 ケース1 ステップ1 (101Gal) 加速度時刻歴の比較



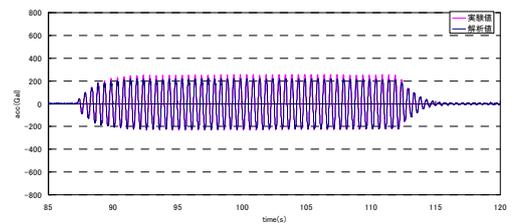
A8



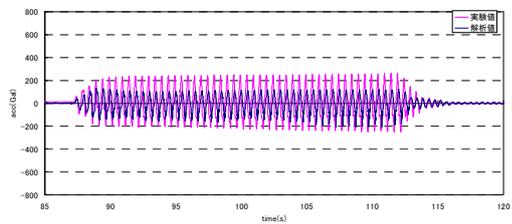
A9



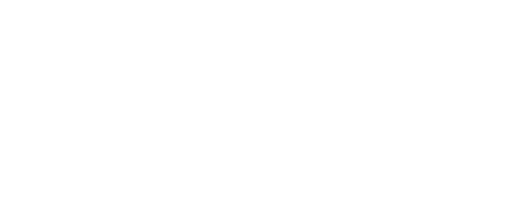
A6



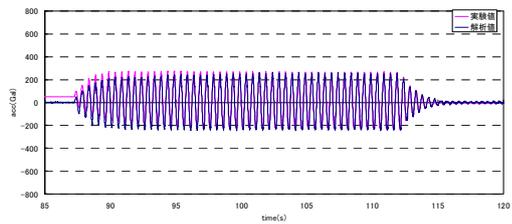
A7



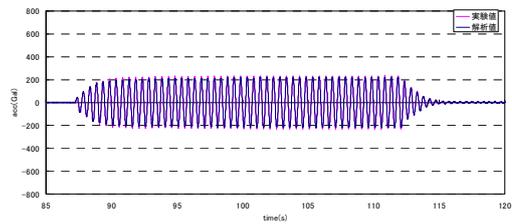
A5



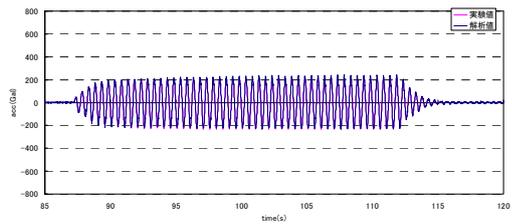
A4



A3



A2



A1

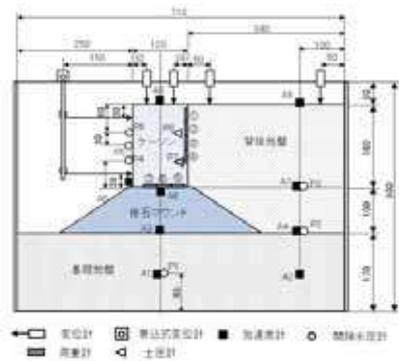
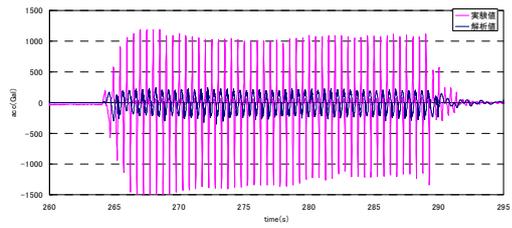
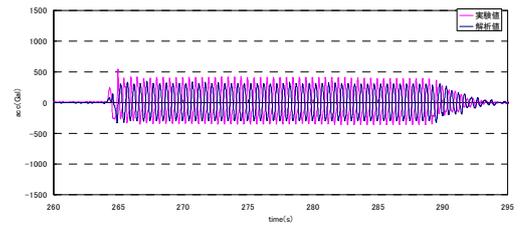


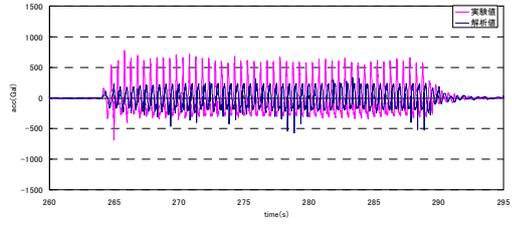
図-6.83 ケース1 ステップ2 (209Gal) 加速度時刻歴の比較



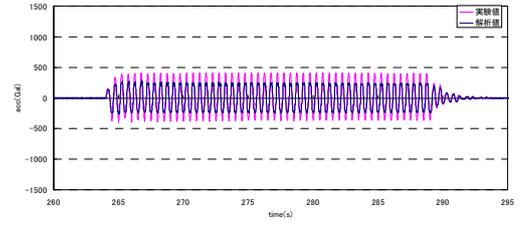
A8



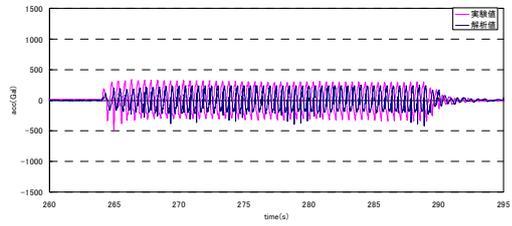
A9



A6



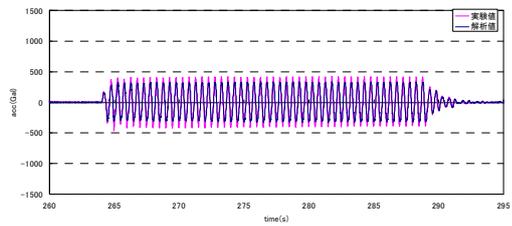
A7



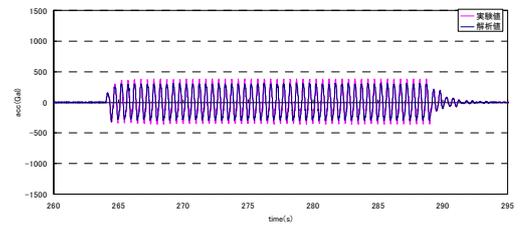
A5



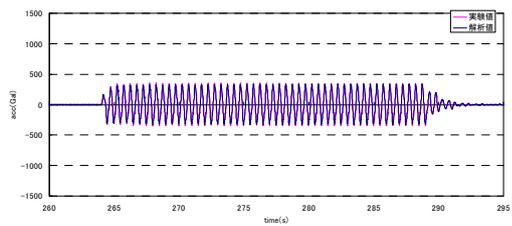
A4



A3



A2



A1

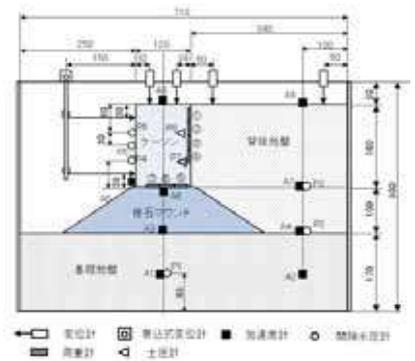
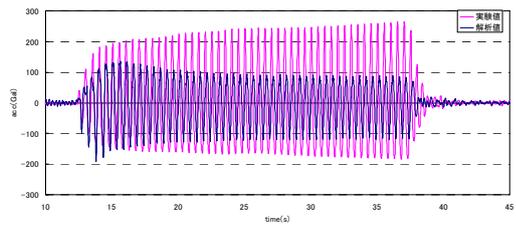
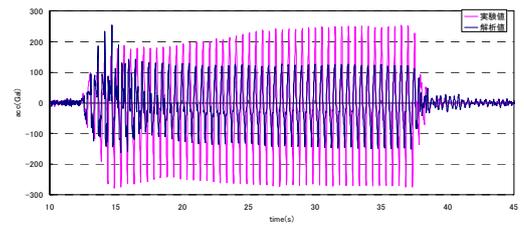


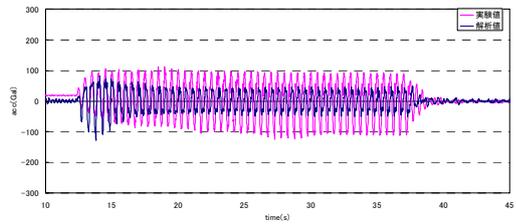
図-6.85 ケース1 ステップ4 (331Gal) 加速度時刻歴の比較



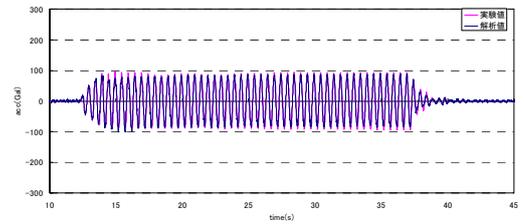
A8



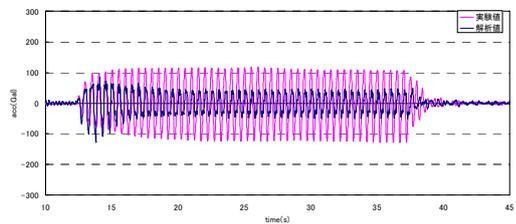
A9



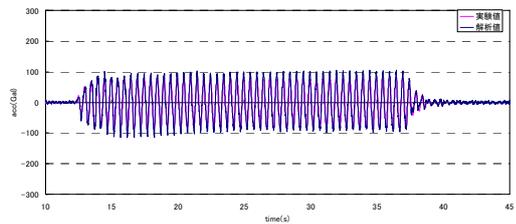
A6



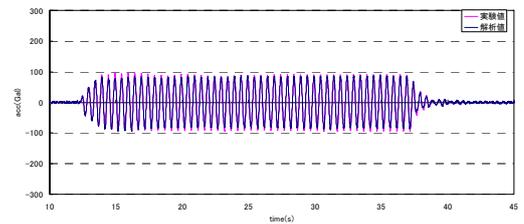
A7



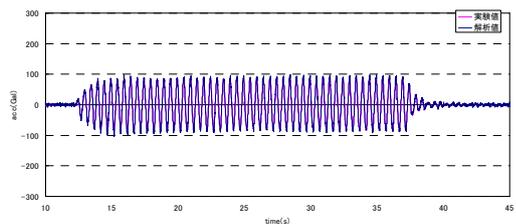
A5



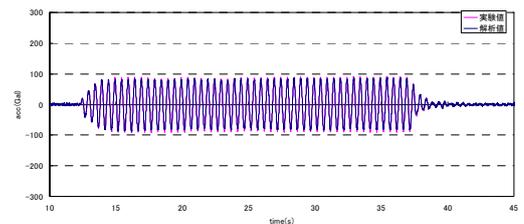
A3



A4



A1



A2

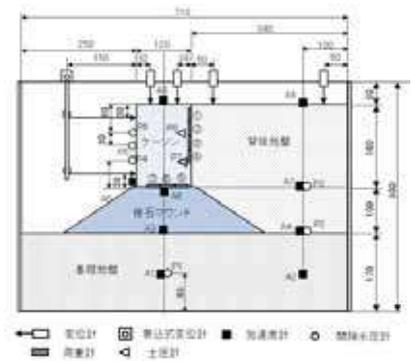
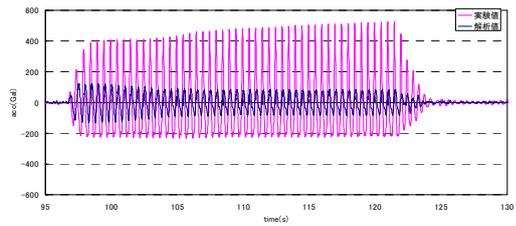
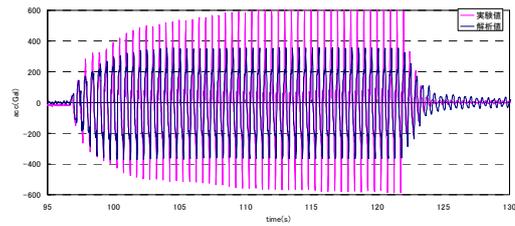


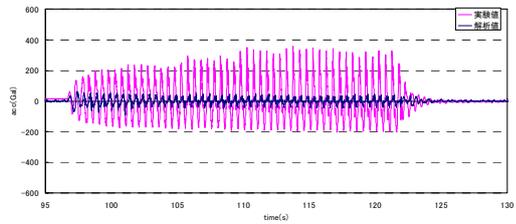
図-6.86 ケース 2 ステップ 1 (87Gal) 加速度時刻歴の比較



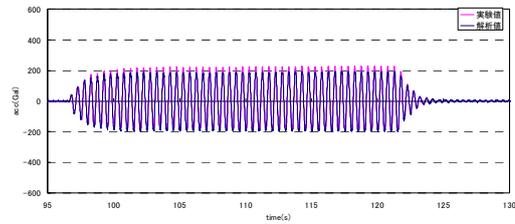
A8



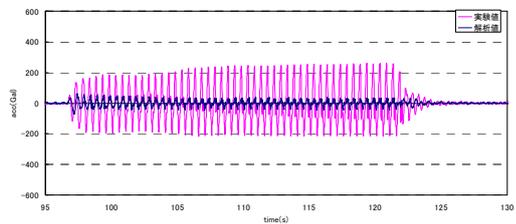
A9



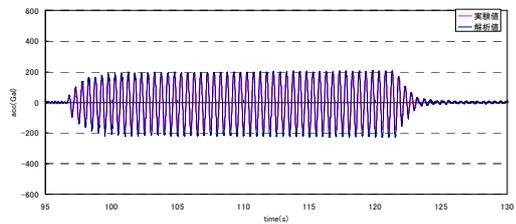
A6



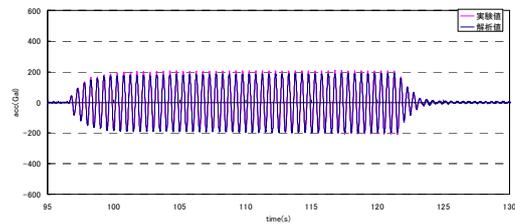
A7



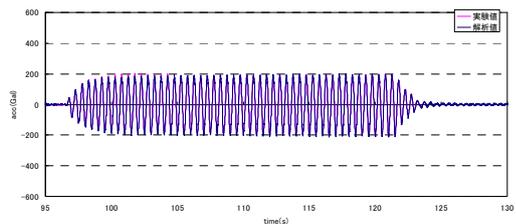
A5



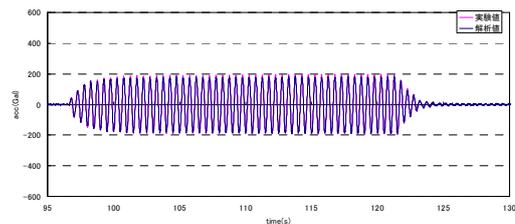
A3



A4



A1



A2

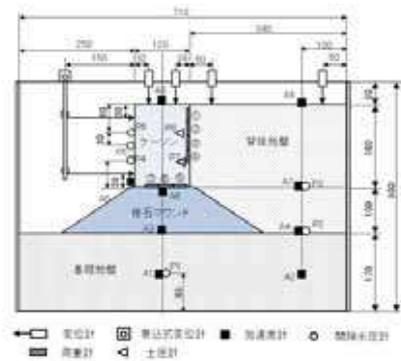
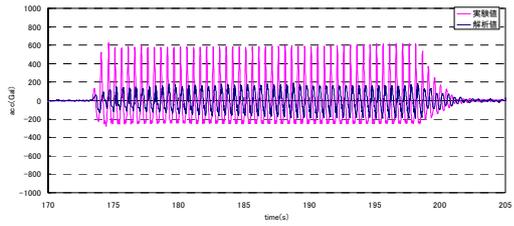
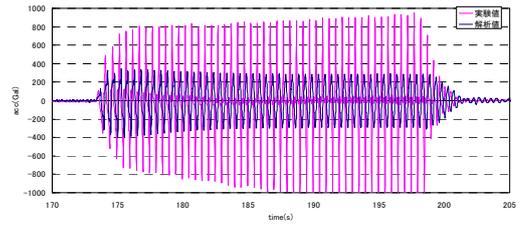


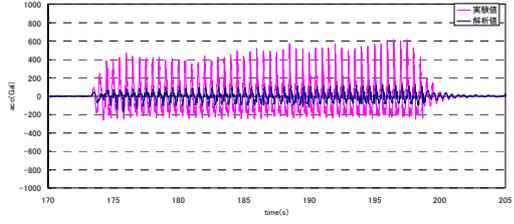
図-6.87 ケース2 ステップ2 (177Gal) 加速度時刻歴の比較



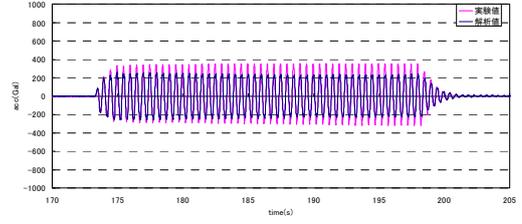
A8



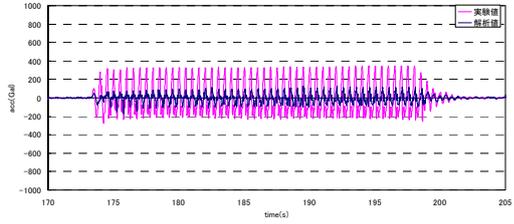
A9



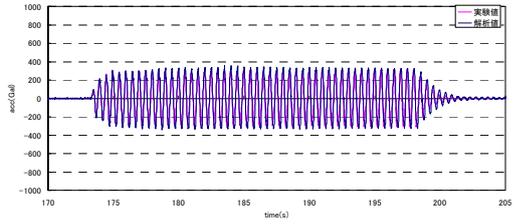
A6



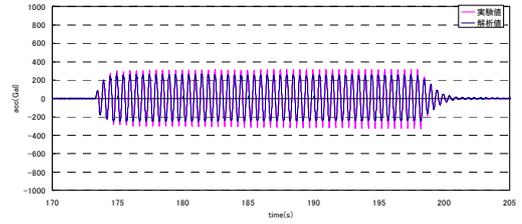
A7



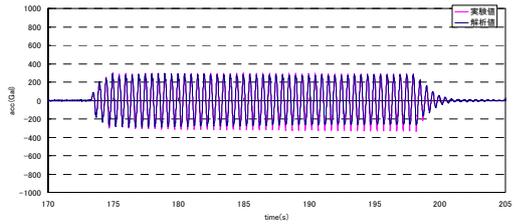
A5



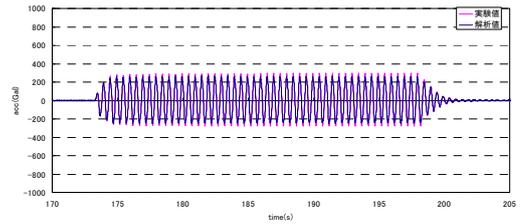
A3



A4



A1



A2

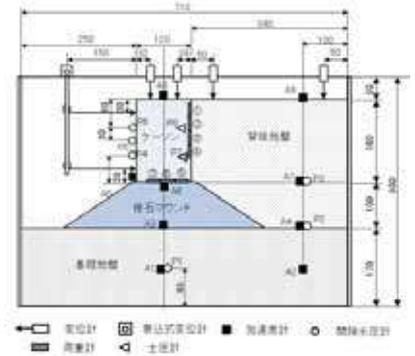
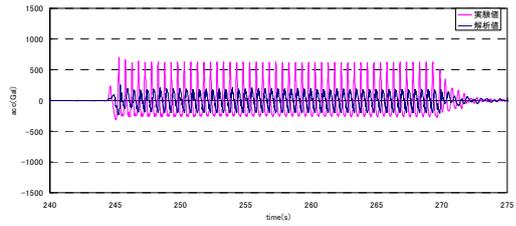
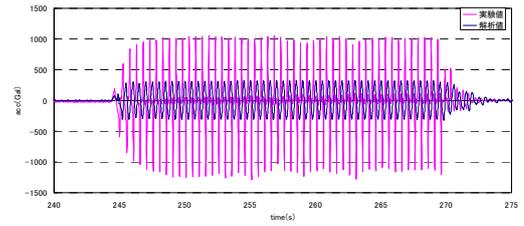


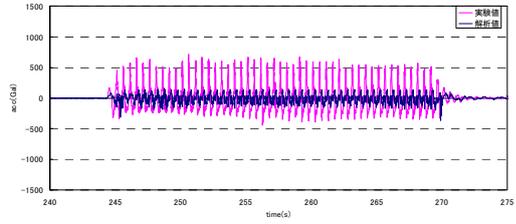
図-6.88 ケース 2 ステップ 3 (260Gal) 加速度時刻歴の比較



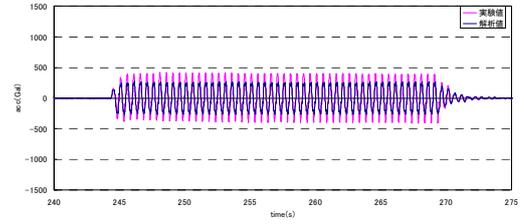
A8



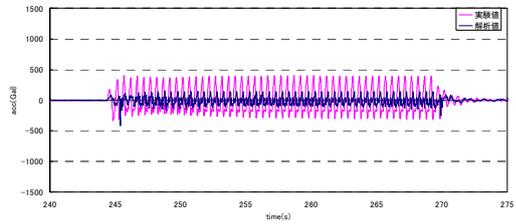
A9



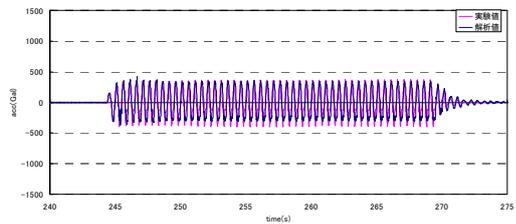
A6



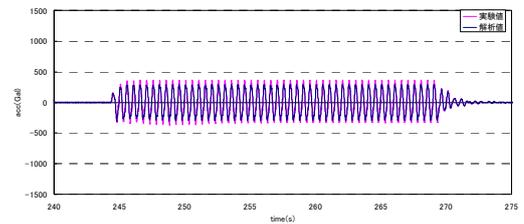
A7



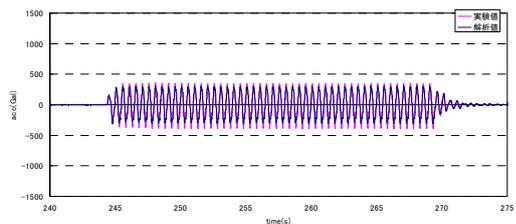
A5



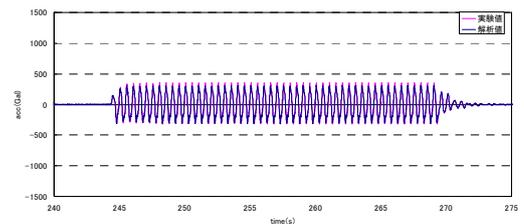
A3



A4



A1



A2

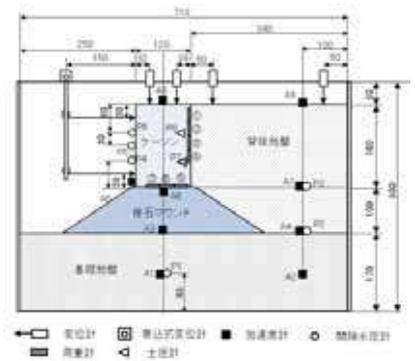


図-6.89 ケース2 ステップ4 (319Gal) 加速度時刻歴の比較

c) 解析パターン2の解析結果のまとめ

基礎地盤及び背後地盤の応答加速度は、地表面を除き整合性が良い結果が得られた。このことから、パターン2で設定したパラメータの設定値は妥当であるものと考えられる。ただし、捨石マウンド及びケーソンの加速度の応答値及び位相については、実験結果と解析結果との整合性に課題が残る結果となった。特に、加速度が大きい場合及び改良体を設置したケース2の実験値と解析値の違いが顕著である。

模型実験と数値解析で得られたケーソン天端及び改良体天端の水平変位を図-6.90、図-6.91に示す。ケーソン天端の水平変位についても、加速度応答値と同様、入力加速度が大きい場合に解析値と実験値の差異が大きくなる傾向を示している。一方、改良体天端の水平変位位置に関しては、解析値と実験値で値には差があるものの、入力加速度の変化に対する水平変位量の変化傾向は、解析値と実験値で概ね同様な結果となった。

(4) 解析パターン3

a) パターン2からの変更点

パターン2の加速度時刻歴の解析結果(例えば図-6.82)を見ると、捨石マウンドの下端(A3)の加速度時刻歴は実験と解析で概ね整合しているものの、マウンド上端(A6)における加速度は解析の方が遅れる傾向が見受けられる。そこで増深前の断面であるケース1について、実験で得られた加速度波形(A3, A6)から捨石マウンドにおけるせん断剛性低下率(G/G_0)とせん断ひずみ(γ)を求め、パラメータのフィッティングを行うことにした。

また、実際の施工では原位置改良を想定しているが、実験では改良体を事前に製作してから模型作成時に設置した。このため、地盤と改良体間の境界条件は、模型ケーソンと同様であると考えられる。このことから模型ケーソン同様に改良体周辺にジョイント要素を設定することとした。改良体底面についてはコンクリートと捨石との摩擦係数を0.6とし、改良体側面については壁面摩擦角 $\delta=15^\circ$ とした。設定したジョイント要素を表-6.34に示す。なお、ジョイント要素での減衰を抑えるため、個別にレーレー減衰 $\beta_j=0.0$ を設定した。

b) パラメータフィッティング

実験で得られたマウンド下端の加速度時刻歴(A3)とマウンド上端の加速度時刻歴(A6)の位相のずれ T よりせん断剛性 G を次式により推定する。

$$G = \rho V_s^2$$

$$V_s = H/T$$

ここで、 ρ : 密度、 H : マウンドの高さである。

一方、A3, A6の加速度時刻歴を2回積分することによ

り各位置での水平変位 δ_{A3} , δ_{A6} を求め、次式によりせん断ひずみ片振幅 γ を算出する。

$$\gamma = (\delta_{A6} - \delta_{A3}) / H$$

FLIPのマルチスプリングモデルの仮想せん断ばねに使用されている双曲線モデルを等価線形法におけるひずみ依存曲線($G/G_0 \sim \gamma$)で表す場合、次式で規定される。

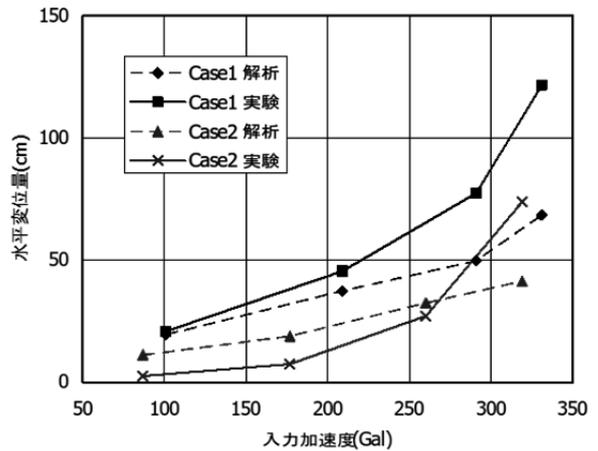


図-6.90 ケーソン天端の水平変位量の比較

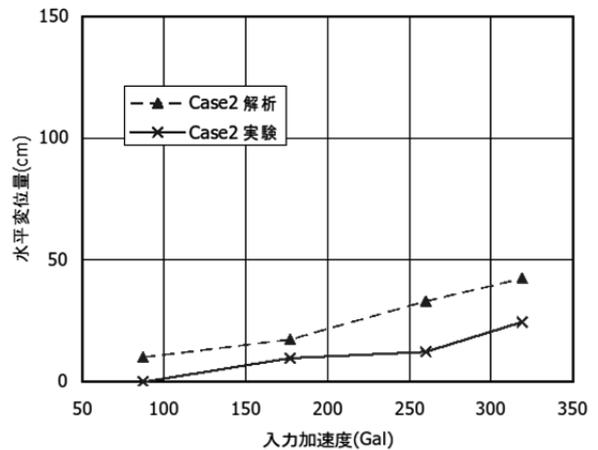


図-6.91 改良体天端の水平変位量の比較

表-6.34 ジョイント要素のパラメータ

位置	K_n (kN/m ²)	K_s (kN/m ²)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	備考
改良体底面	1.0×10^6	1.0×10^6	0	31	$\tan^{-1} 0.6$
改良体背面	1.0×10^6	1.0×10^6	0	15	$\delta = 15^\circ$

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}$$

ここに、 G/G_0 と γ は、それぞれひずみ依存曲線におけるせん断剛性比とせん断ひずみであり、 γ_r は双曲線モデルにおける基準ひずみである。基準ひずみは、FLIP に用いるパラメータと対象地盤の有効拘束圧力により以下のよう規定される。

$$\gamma_r = \frac{\tau_m}{G_0} = \frac{c \cdot \cos \phi + \sigma'_m \cdot \sin \phi}{G_{ma} \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}} \right)^{0.5}}$$

ここに、 τ_m :せん断強度、 G_0 :初期せん断弾性係数、 σ'_{ma} :基準有効拘束圧力、 G_{ma} :基準初期せん断弾性係数、 σ'_m :対象地盤の有効拘束圧力である。 σ'_m は静止土圧係数 $k_0 = 0.5$ として FLIP における拘束圧力の定義により次式を用いて算出する。

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_x + \sigma'_y}{2} = \frac{\sigma'_v(1 + k_0)}{2} = \frac{3\sigma'_v}{4}$$

実験で得られた加速度時刻歴 A3, A6 から求めた加振ステップ毎のせん断弾性係数及びせん断ひずみを表-6.35 に示す。表-6.35 に示したせん断ひずみ片振幅 γ は全サイクルの平均値である。

これらの値を用いて、 V_s , ϕ 及び c を変化させてパラメータフィッティングした結果を図-6.92~図-6.94 に示す。図-6.92 に示す $V_s = 300\text{m/s}$ の場合は、 c 及び ϕ を大きくしていくと、せん断ひずみが大きい範囲では整合する。しかしひずみが小さい範囲では整合しない。図-6.93 に示す $V_s = 350\text{m/s}$ の場合は、 c 及び ϕ を大きくしていくと、 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線との整合性が高くなった。しかし c 及び ϕ の数値がかなり大きく非現実的である。図-6.94 に示す $V_s = 400\text{m/s}$ の場合は、他のケースと比較してさらに整合性がよくなる。

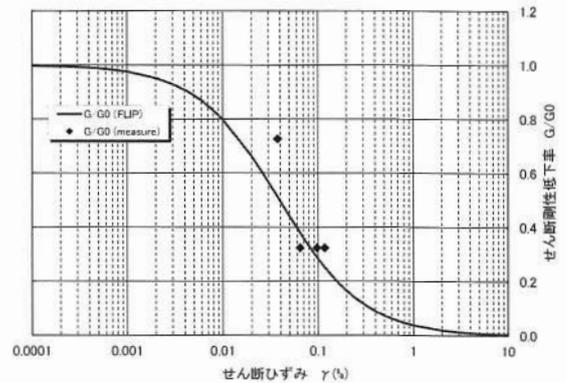
FLIP では物性値に c , ϕ 双方を設定すると、解析の収束性が低下するため、図-6.94 に示す $V_s = 400\text{m/s}$, $\phi = 60^\circ$ を採用することにした。

c) 解析モデル

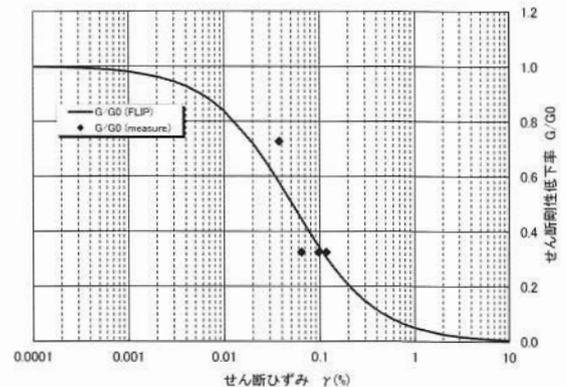
図-6.95, 図-6.96 に解析モデルを示す。

表-6.35 実験結果から算定したせん断弾性係数等

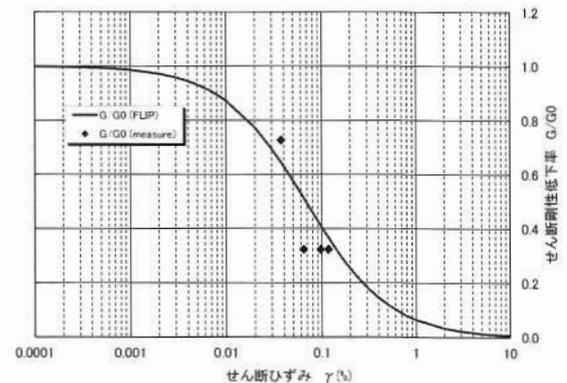
STEP	位相ずれ T (sec)	せん断波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係 数 G (kN/m^2)	せん断ひずみ 片振幅 γ (%)
1	0.02	250	125000	0.038
2	0.03	167	55000	0.065
3	0.03	167	55000	0.097
4	0.03	167	55000	0.117



($\phi = 35^\circ$, $c = 20\text{kN/m}^2$)

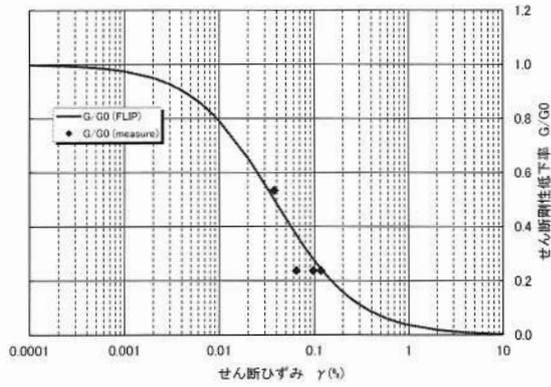


($\phi = 80^\circ$, $c = 0\text{kN/m}^2$)

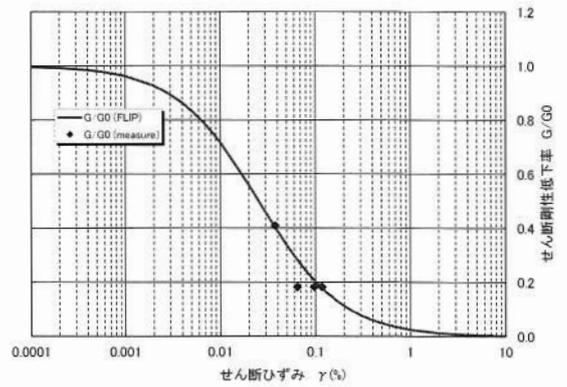


($\phi = 35^\circ$, $c = 80\text{kN/m}^2$)

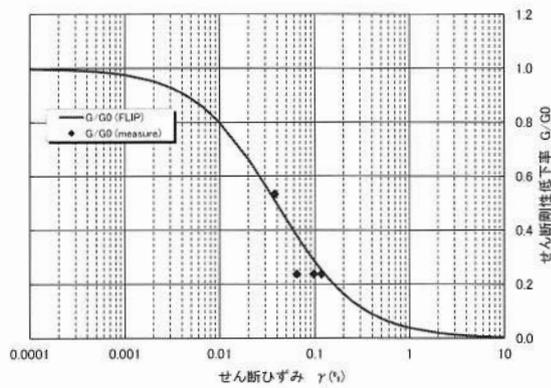
図-6.92 $V_s = 300\text{m/s}$ 場合のフィッティング結果



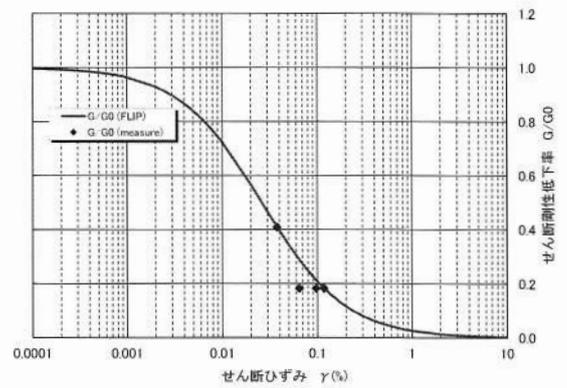
($\phi = 80^\circ, c = 0\text{kN/m}^2$)



($\phi = 60^\circ, c = 0\text{kN/m}^2$)



($\phi = 35^\circ, c = 50\text{kN/m}^2$)



($\phi = 35^\circ, c = 35\text{kN/m}^2$)

図-6.93 $V_s = 350\text{m/s}$ 場合のフィッティング結果

図-6.94 $V_s = 400\text{m/s}$ 場合のフィッティング結果

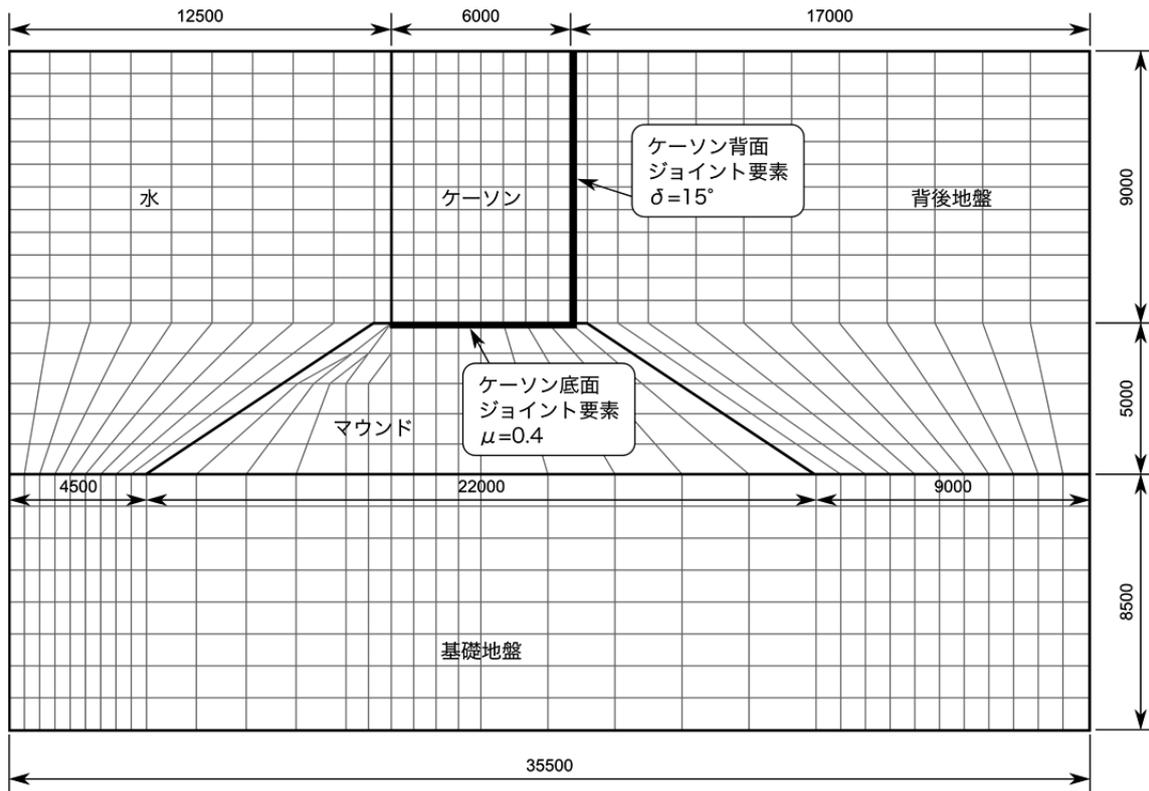


図-6.95 解析モデル (ケース 1)

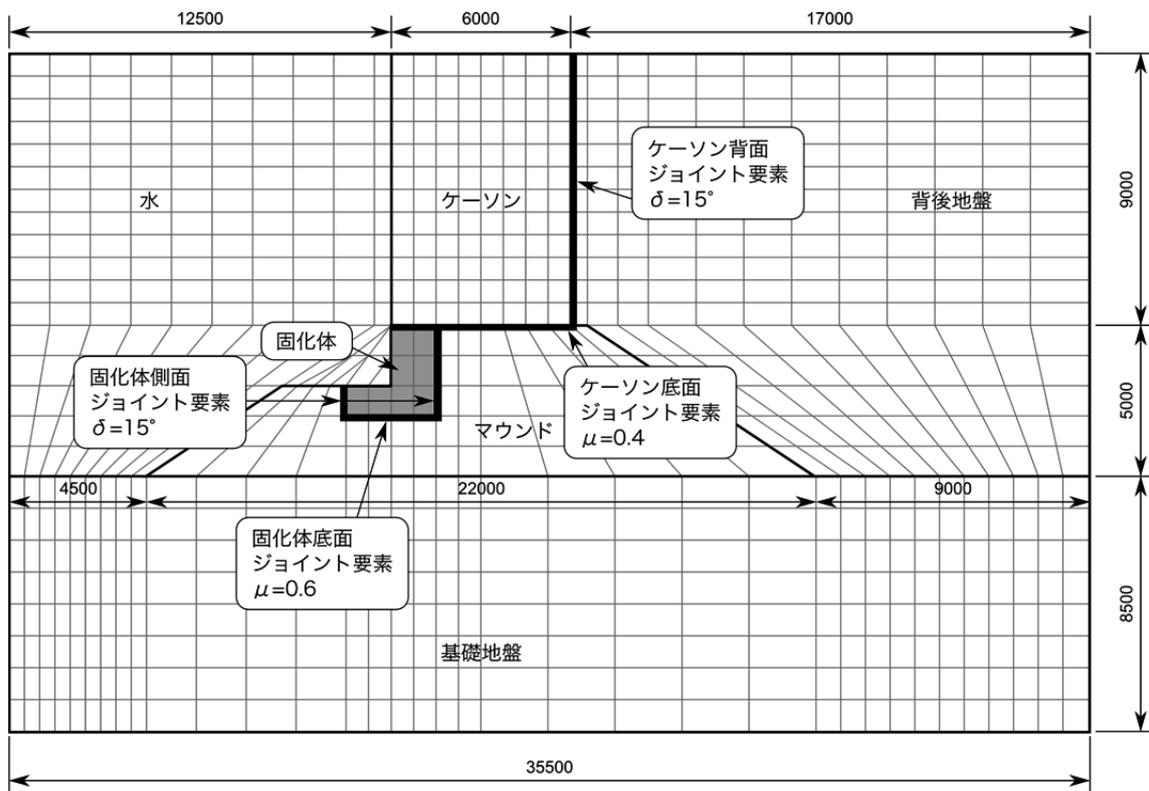


図-6.96 解析モデル (ケース 2)

d) 解析結果
 解析で得られた加振終了後の残留変形を図-6.97～図-6.104に、実験と解析との残留変位の比較を表-6.36～表

-6.43に、実験と解析との加速度時刻歴の比較を図-6.105～図-6.112に示す。

STEP1

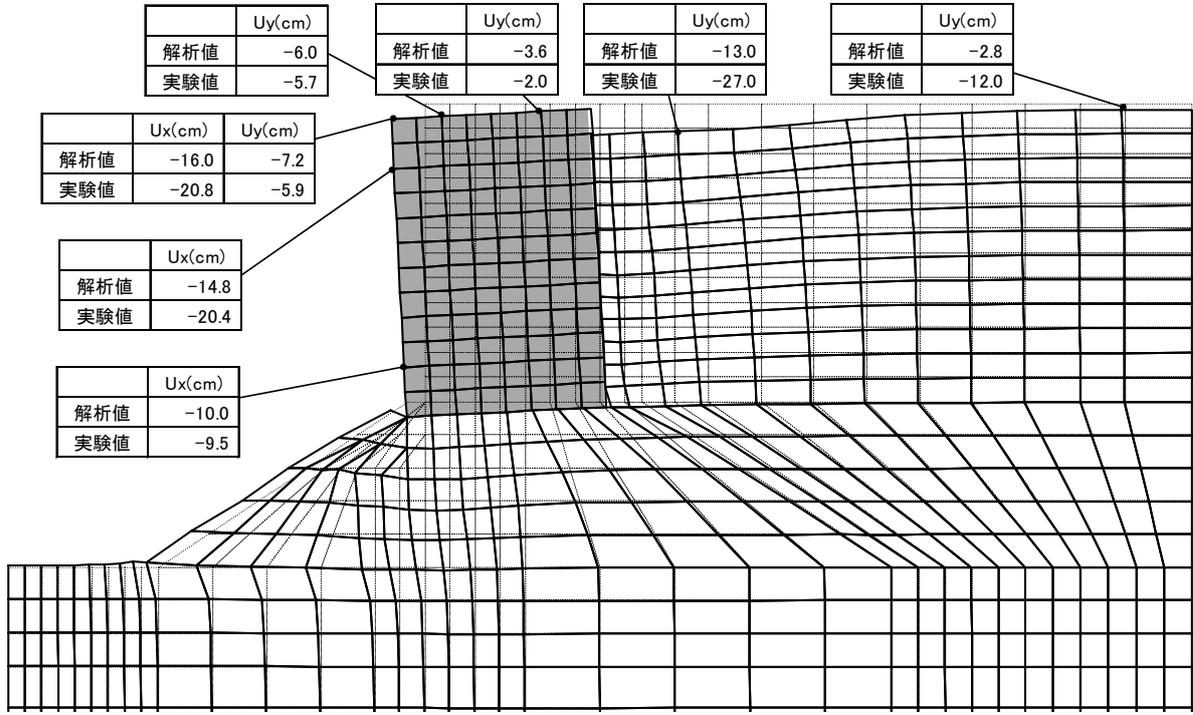


図-6.97 ケース1ステップ1 (101Gal) 加振後の残留変形図

STEP2

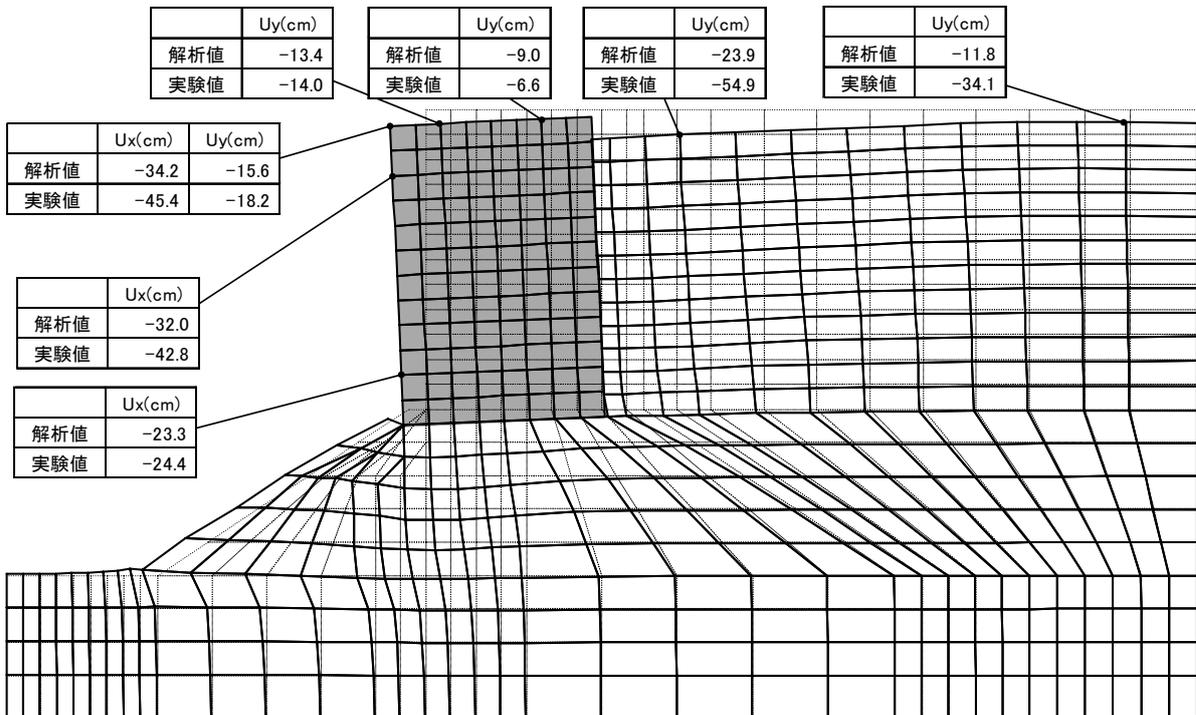


図-6.98 ケース1ステップ2 (209Gal) 加振後の残留変形図

STEP3

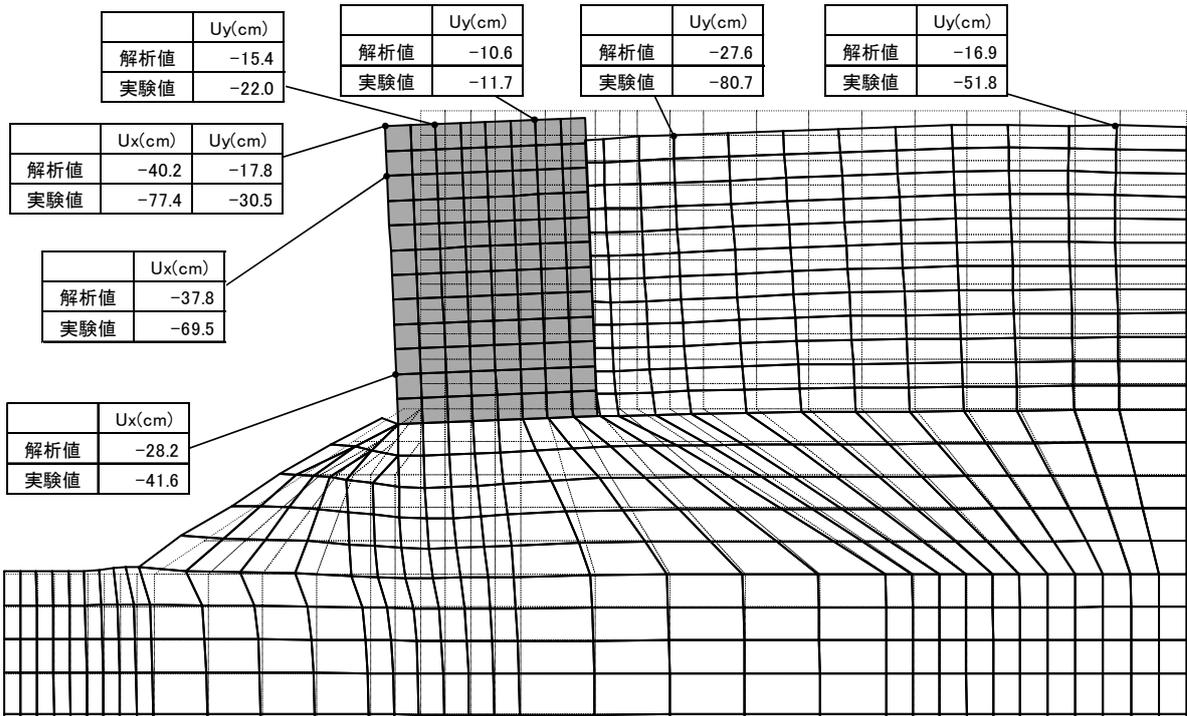


図-6.99 ケース1 ステップ3 (291Gal) 加振後の残留変形図

STEP4

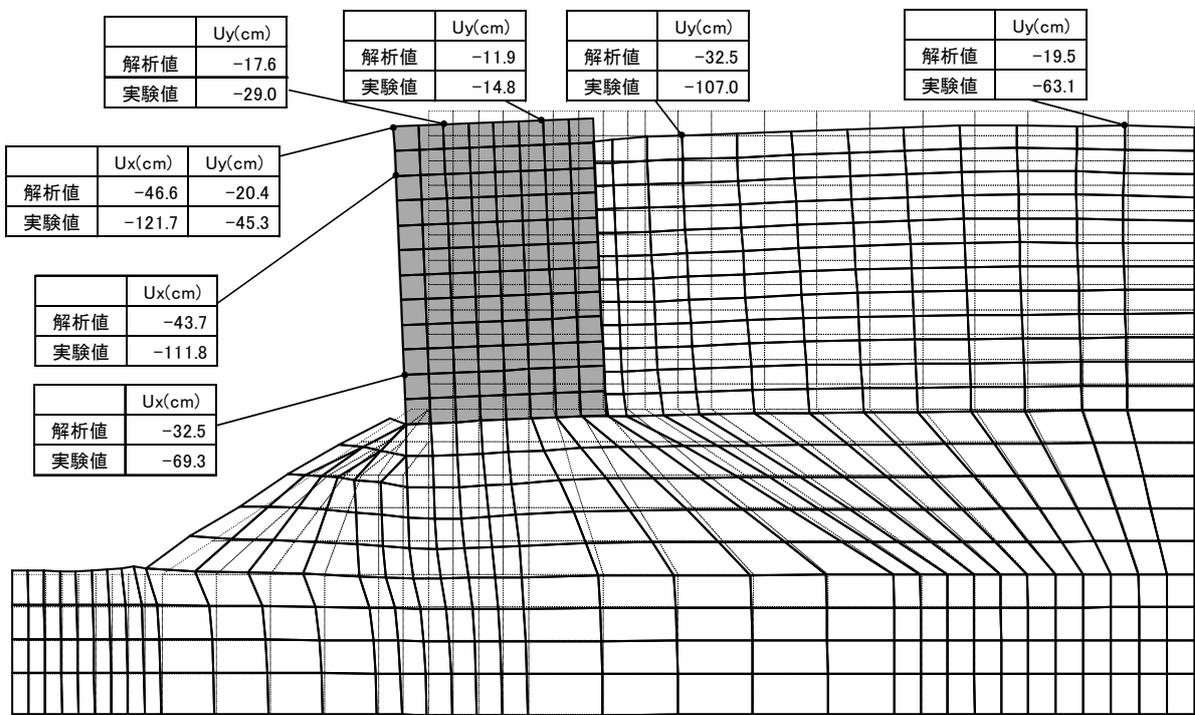


図-6.100 ケース1 ステップ4 (331Gal) 加振後の残留変形図

STEP1

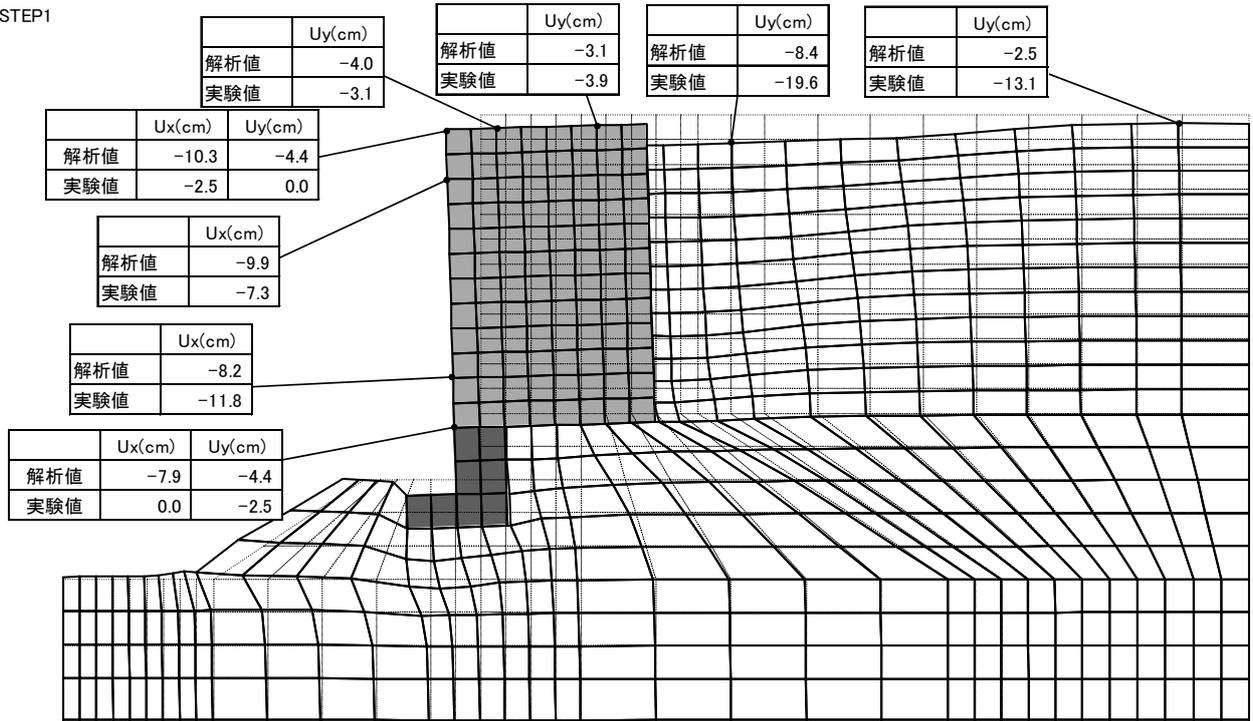


図-6.101 ケース2 ステップ1 (87Gal) 加振後の残留変形図

STEP2

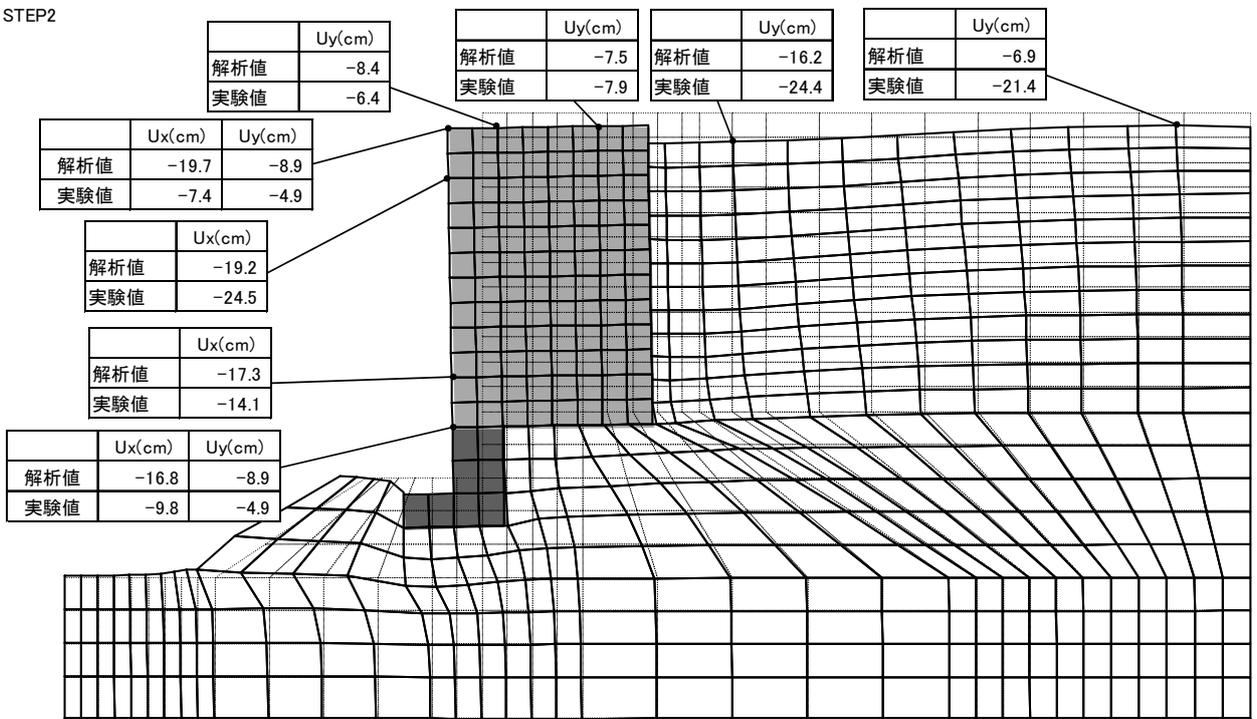


図-6.102 ケース2 ステップ2 (177Gal) 加振後の残留変形図

STEP3

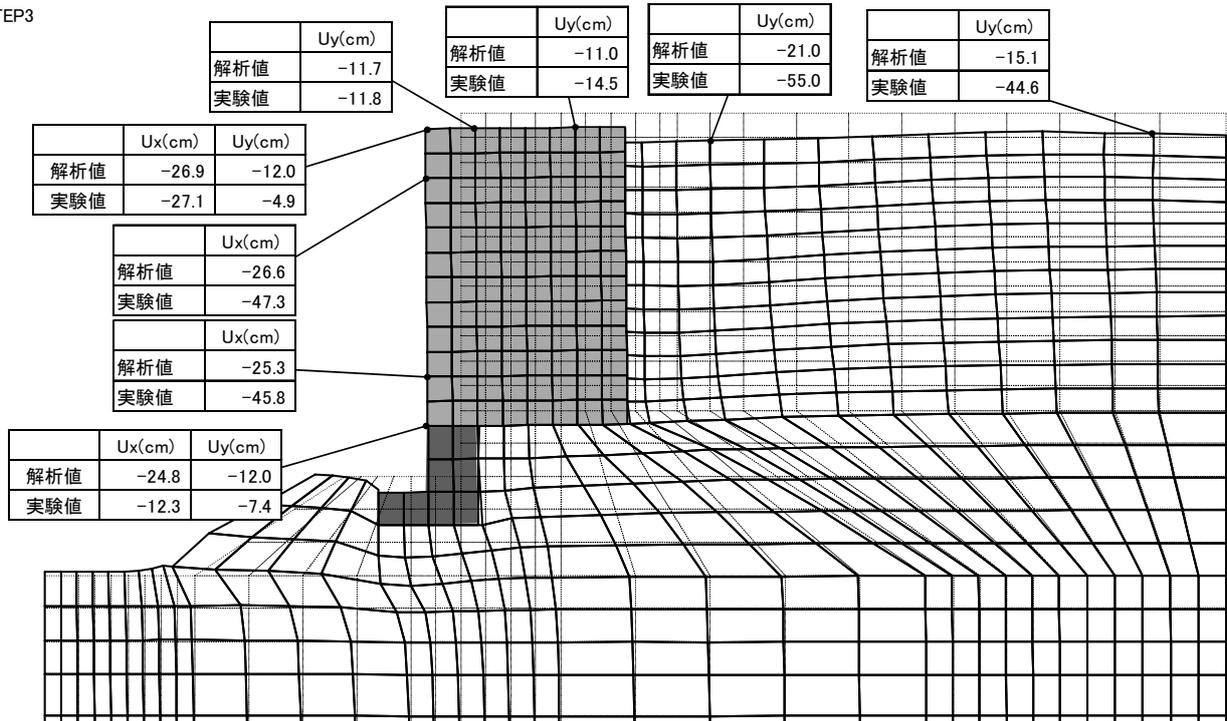


図-6.103 ケース2 ステップ3 (260Gal) 加振後の残留変形図

STEP4

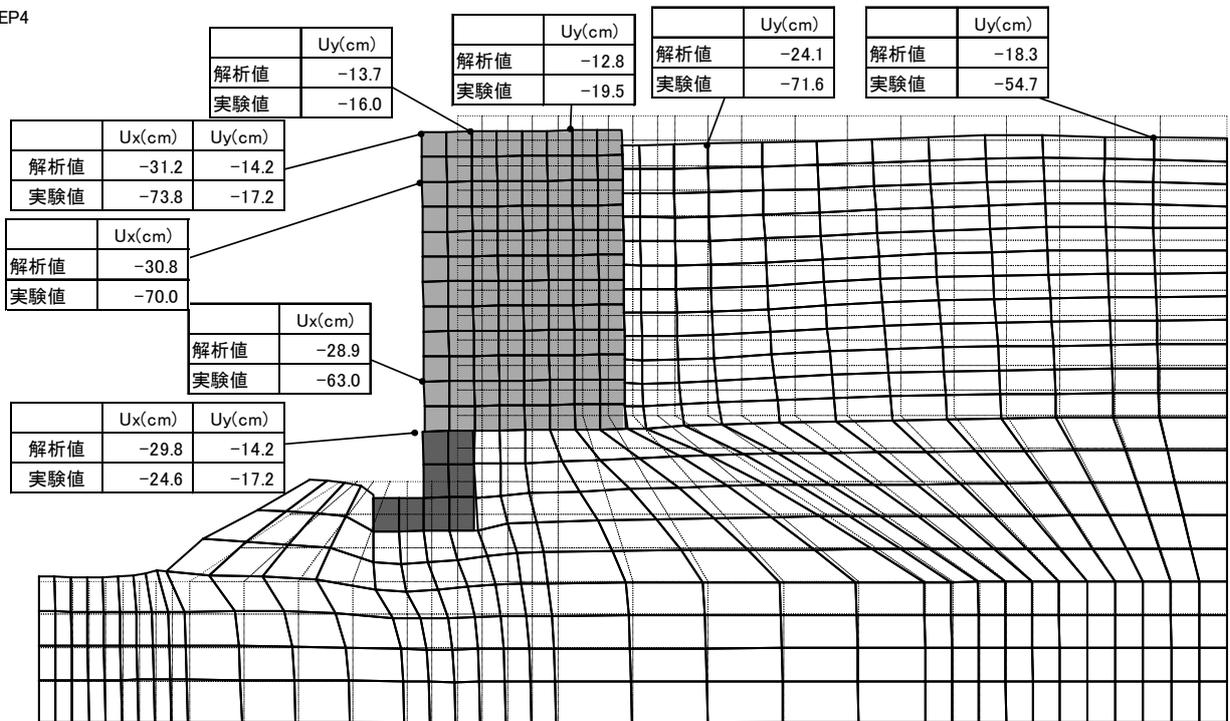


図-6.104 ケース2 ステップ4 (319Gal) 加振後の残留変形図

表-6.36 ケース1 ステップ1 (101Gal) 加振後の残留変位の比較

	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-16.0	-20.8	0.77	-7.2	-5.9	1.22
ケーソン上部	-14.8	-20.4	0.73	-	-	-
ケーソン下部	-10.0	-9.5	1.05	-	-	-
改良体天端	-	-	-	-	-	-
ケーソン海側	-	-	-	-6.0	-5.7	1.05
ケーソン陸側	-	-	-	-3.6	-2.0	1.80
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-13.0	-12.0	1.08
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-2.8	-12.0	0.23

表-6.37 ケース1 ステップ2 (209Gal) 加振後の残留変位の比較

	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-34.2	-45.4	0.75	-15.6	-18.2	0.86
ケーソン上部	-32.0	-42.8	0.75	-	-	-
ケーソン下部	-23.3	-24.4	0.95	-	-	-
改良体天端	-	-	-	-	-	-
ケーソン海側	-	-	-	-13.4	-14.0	0.96
ケーソン陸側	-	-	-	-9.0	-6.6	1.36
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-23.9	-34.1	0.70
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-11.8	-34.1	0.35

表-6.38 ケース1 ステップ3 (291Gal) 加振後の残留変位の比較

	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-40.2	-77.4	0.52	-17.8	-30.5	0.58
ケーソン上部	-37.8	-69.5	0.54	-	-	-
ケーソン下部	-28.2	-41.6	0.68	-	-	-
改良体天端	-	-	-	-	-	-
ケーソン海側	-	-	-	-15.4	-22.0	0.70
ケーソン陸側	-	-	-	-10.6	-11.7	0.91
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-27.6	-51.8	0.53
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-16.9	-51.8	0.33

表-6.39 ケース1 ステップ4 (331Gal) 加振後の残留変位の比較

	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-46.6	-121.7	0.38	-20.4	-45.3	0.45
ケーソン上部	-43.7	-111.8	0.39	-	-	-
ケーソン下部	-32.5	-69.3	0.47	-	-	-
改良体天端	-	-	-	-	-	-
ケーソン海側	-	-	-	-17.6	-29.0	0.61
ケーソン陸側	-	-	-	-11.9	-14.8	0.80
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-32.5	-63.1	0.52
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-19.5	-63.1	0.31

表-6.40 ケース2 ステップ1 (87Gal) 加振後の残留変位の比較

	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-10.3	-2.5	4.12	-4.4	0.0	--
ケーソン上部	-9.9	-7.3	1.36	-	-	-
ケーソン下部	-8.2	-11.8	0.69	-	-	-
改良体天端	-7.9	0.0	--	-4.4	-2.5	1.76
ケーソン海側	-	-	-	-4.0	-3.1	1.29
ケーソン陸側	-	-	-	-3.1	-3.9	0.79
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-8.4	-13.1	0.64
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-2.5	-13.1	0.19

表-6.41 ケース2 ステップ2 (177Gal) 加振後の残留変位の比較

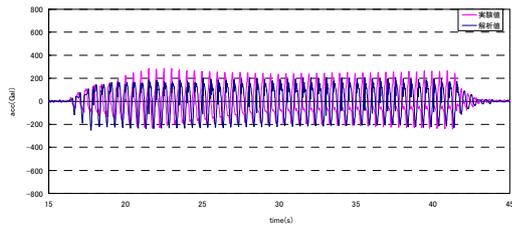
	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-19.7	-7.4	2.66	-8.9	-4.9	1.82
ケーソン上部	-19.2	-24.5	0.78	-	-	-
ケーソン下部	-17.3	-14.1	1.23	-	-	-
改良体天端	-16.8	-9.8	1.71	-8.9	-4.9	1.82
ケーソン海側	-	-	-	-8.4	-6.4	1.31
ケーソン陸側	-	-	-	-7.5	-7.9	0.95
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-16.2	-21.4	0.76
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-6.9	-21.4	0.32

表-6.42 ケース2 ステップ3 (260Gal) 加振後の残留変位の比較

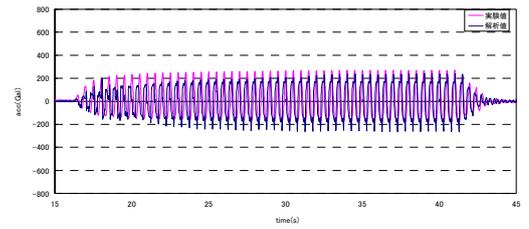
	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-26.9	-27.1	0.99	-12.0	-4.9	2.45
ケーソン上部	-26.6	-47.3	0.56	-	-	-
ケーソン下部	-25.3	-45.8	0.55	-	-	-
改良体天端	-24.8	-12.3	2.02	-12.0	-7.4	1.62
ケーソン海側	-	-	-	-11.7	-11.8	0.99
ケーソン陸側	-	-	-	-11.0	-14.5	0.76
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-21.0	-44.6	0.47
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-15.1	-44.6	0.34

表-6.43 ケース2 ステップ4 (319Gal) 加振後の残留変位の比較

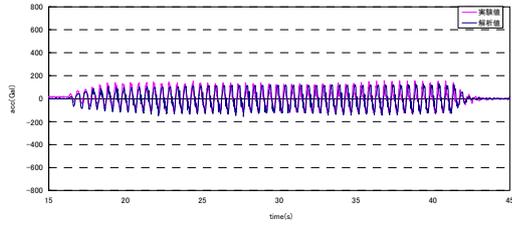
	水平変位			鉛直変位		
	解析値	実験値	解析/実験	解析値	実験値	解析/実験
ケーソン天端	-31.2	-73.8	0.42	-14.2	-17.2	0.83
ケーソン上部	-30.8	-70.0	0.44	-	-	-
ケーソン下部	-28.9	-63.0	0.46	-	-	-
改良体天端	-29.8	-24.6	1.21	-14.2	-17.2	0.83
ケーソン海側	-	-	-	-13.7	-16.0	0.86
ケーソン陸側	-	-	-	-12.8	-19.5	0.66
背後地盤 (ケーソン側)	-	-	-	-24.1	-54.7	0.44
背後地盤 (陸側)	-	-	-	-18.3	-54.7	0.33



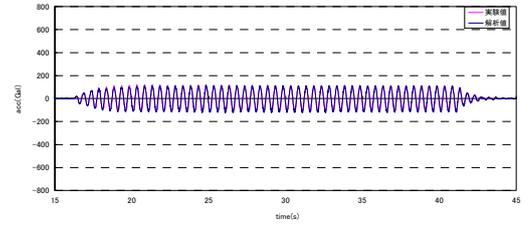
A8



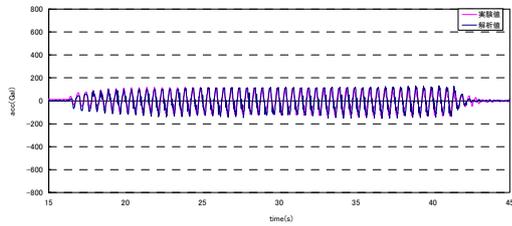
A9



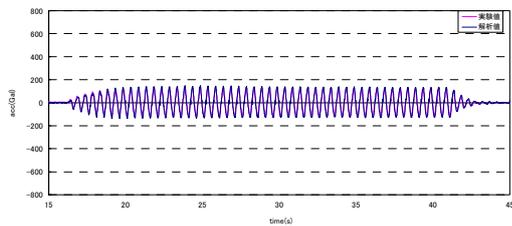
A6



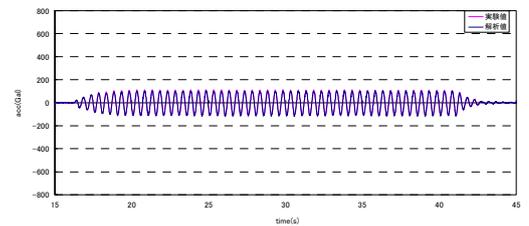
A7



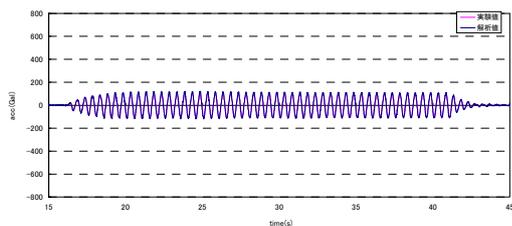
A5



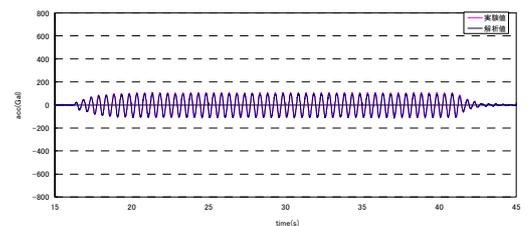
A3



A4



A1



A2

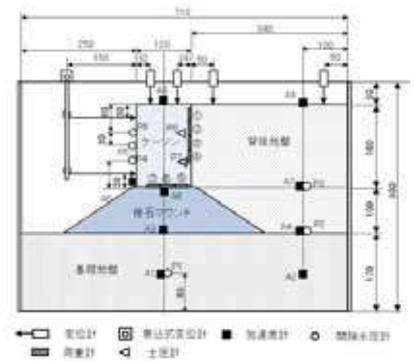
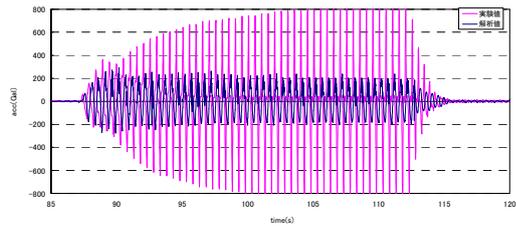
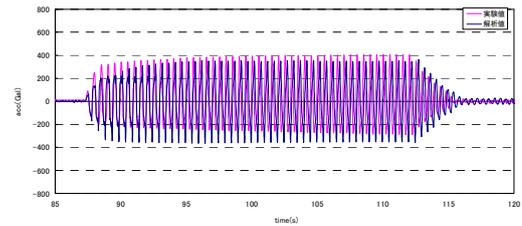


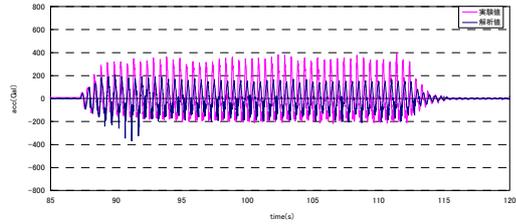
図-6.105 ケース1 ステップ1 (101Gal) 加速度時刻歴の比較



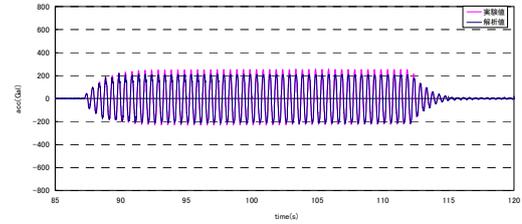
A8



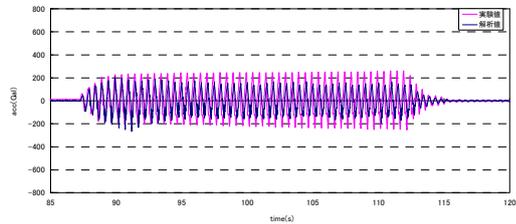
A9



A6



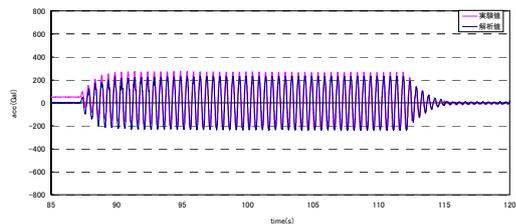
A7



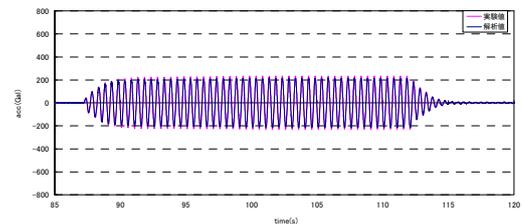
A5



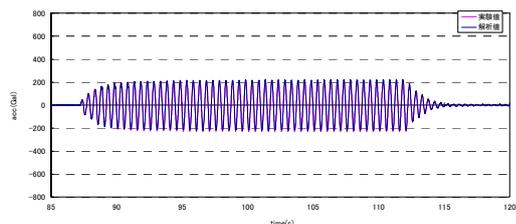
A4



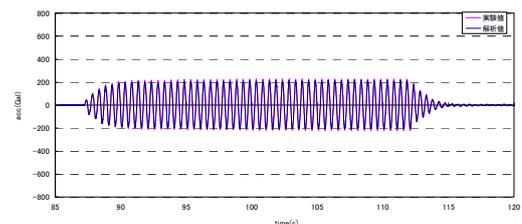
A3



A2



A1



A2

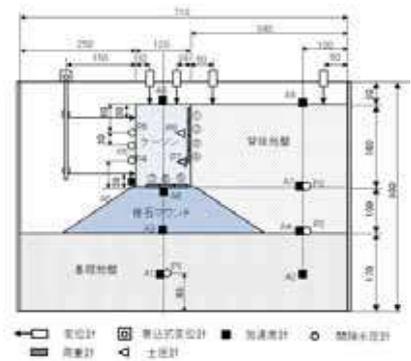
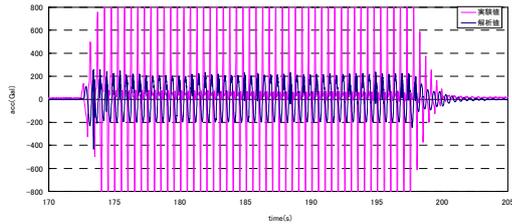
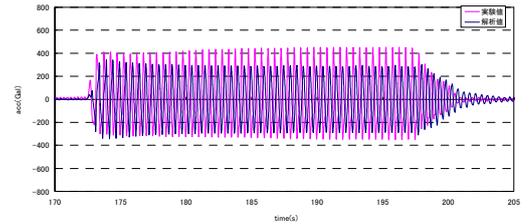


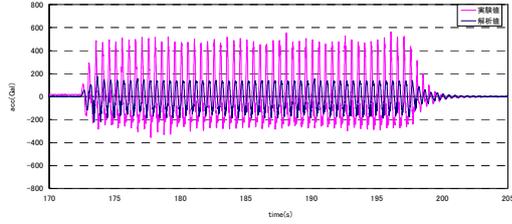
図-6.106 ケース 1 ステップ 2 (209Gal) 加速度時刻歴の比較



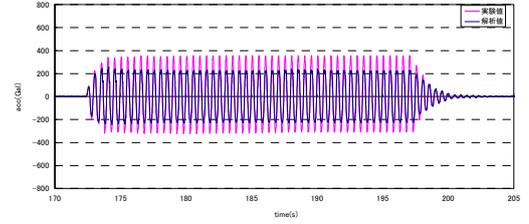
A8



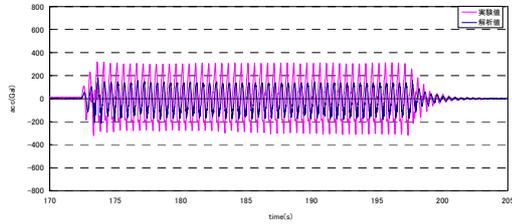
A9



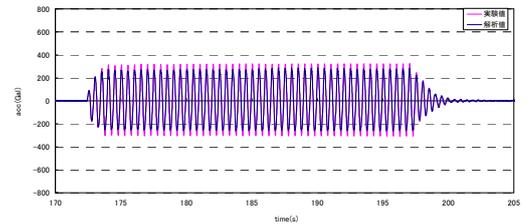
A6



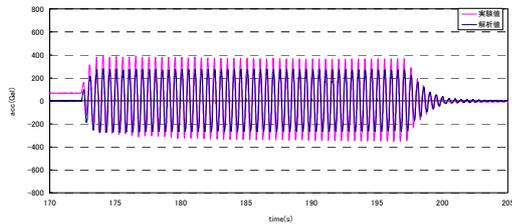
A7



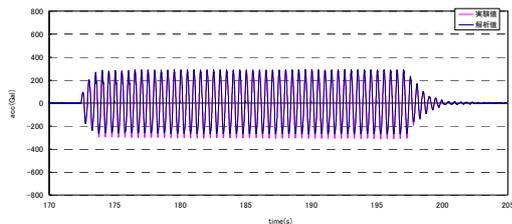
A5



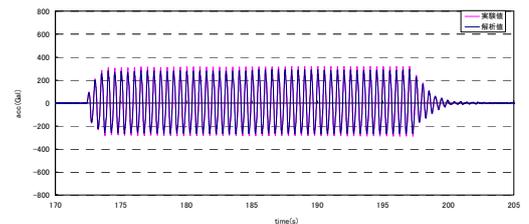
A4



A3



A1



A2

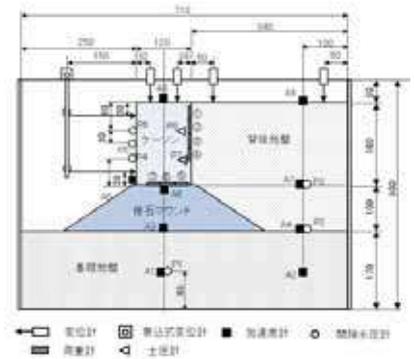
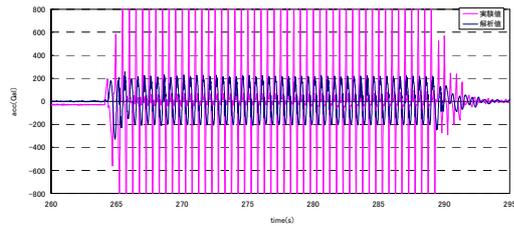
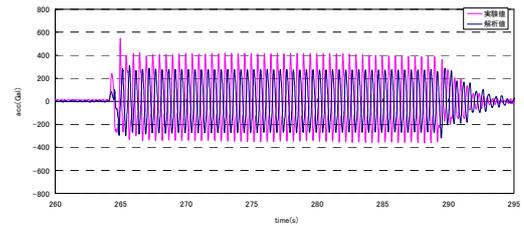


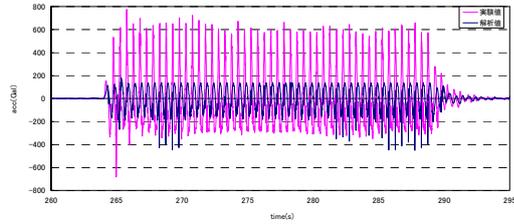
図-6.107 ケース1 ステップ3 (291Gal) 加速度時刻歴の比較



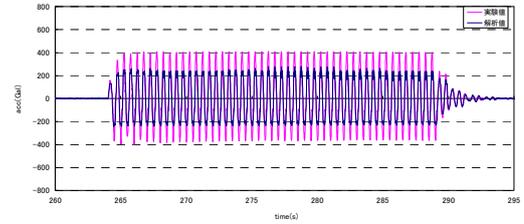
A8



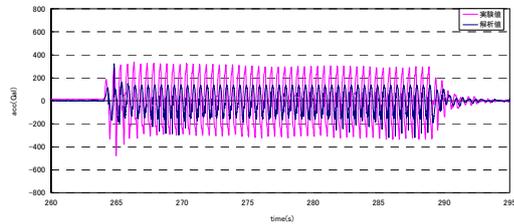
A9



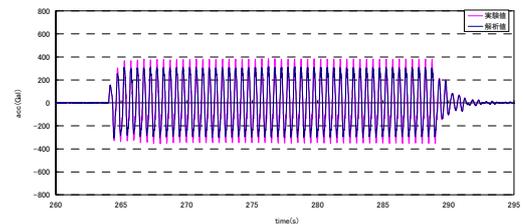
A6



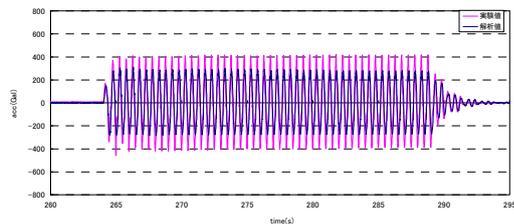
A7



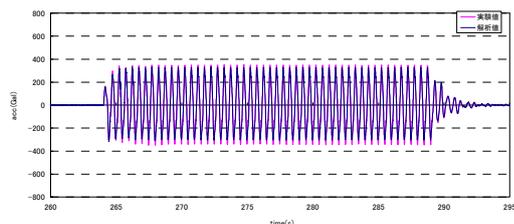
A5



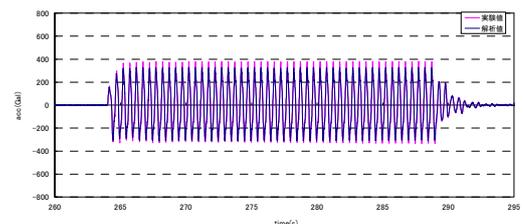
A4



A3



A1



A2

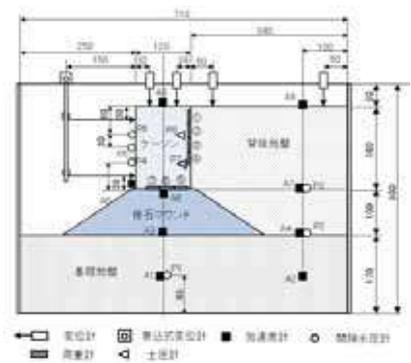
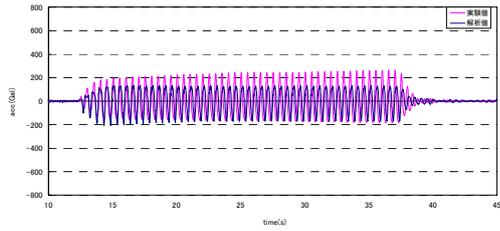
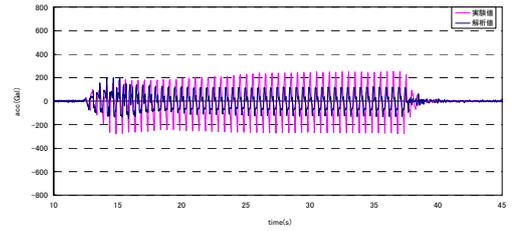


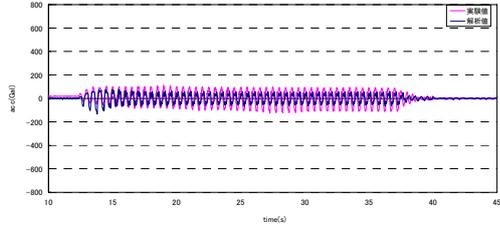
図-6.108 ケース1 ステップ4 (331Gal) 加速度時刻歴の比較



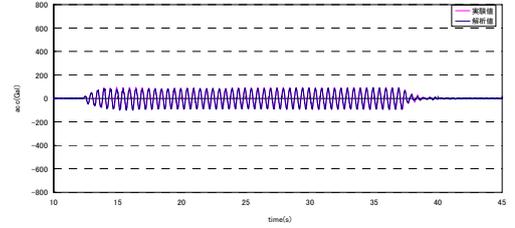
A8



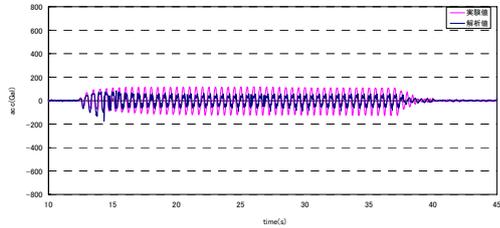
A9



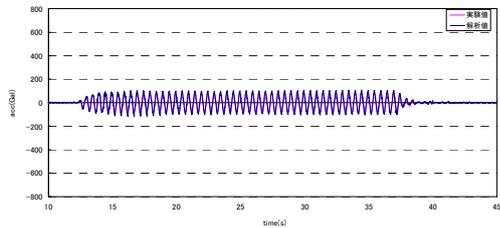
A6



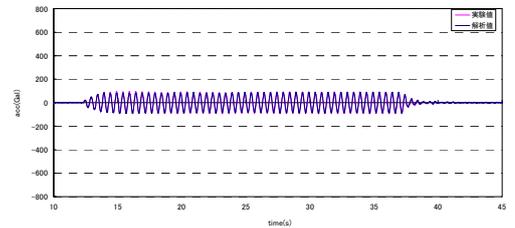
A7



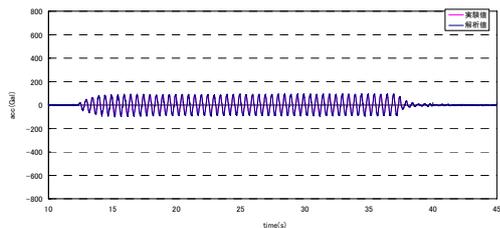
A5



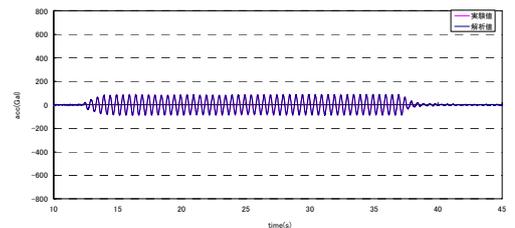
A3



A4



A1



A2

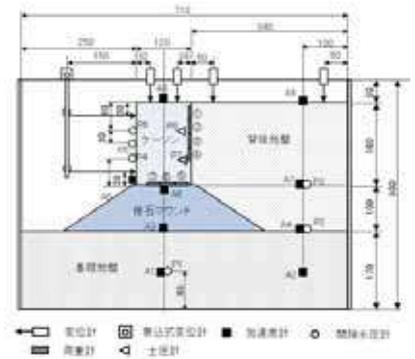
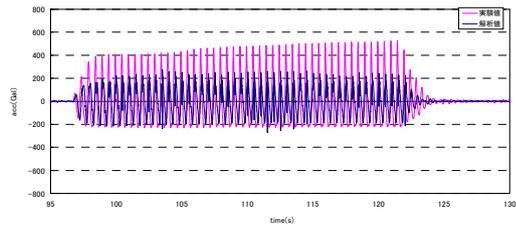
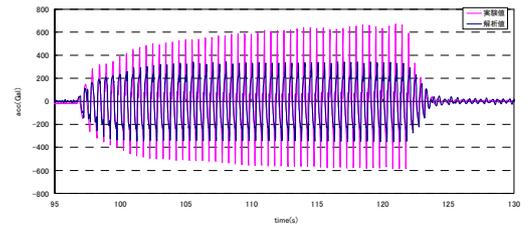


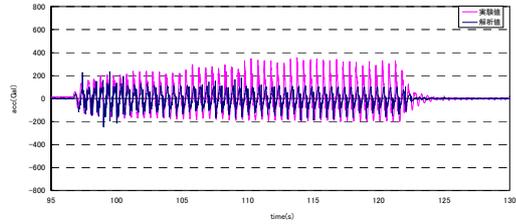
図-6.109 ケース 2 ステップ 1 (87Gal) 加速度時刻歴の比較



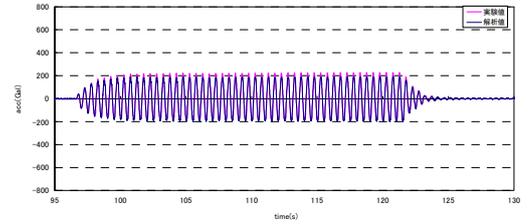
A8



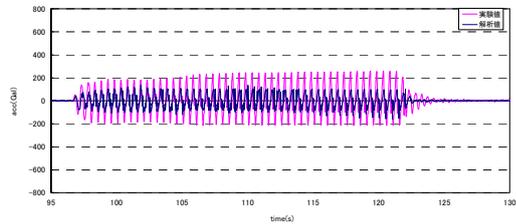
A9



A6



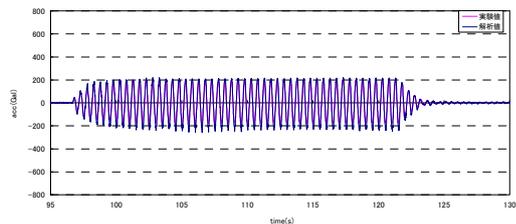
A7



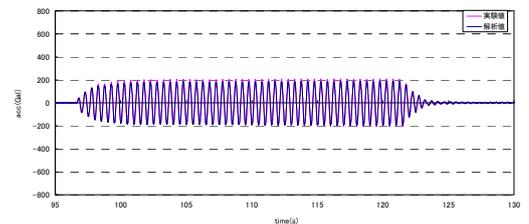
A5



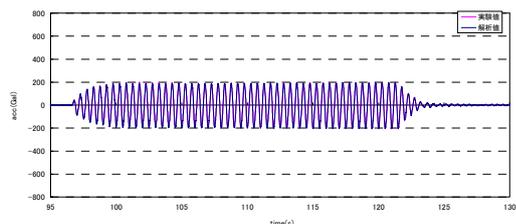
A4



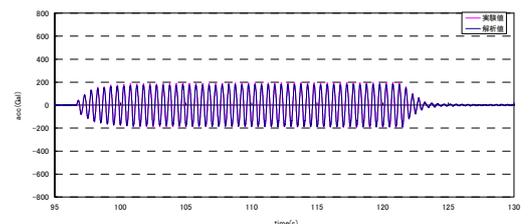
A3



A2



A1



A2

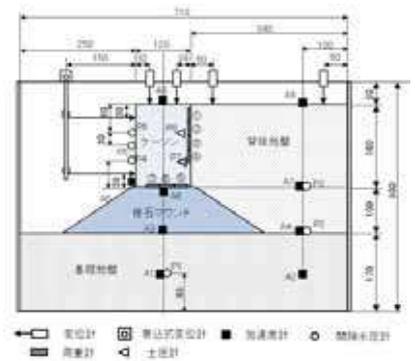
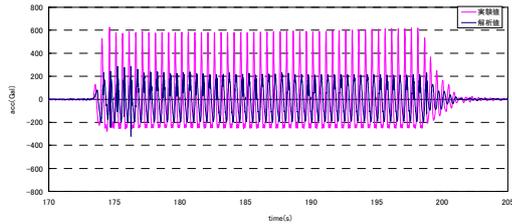
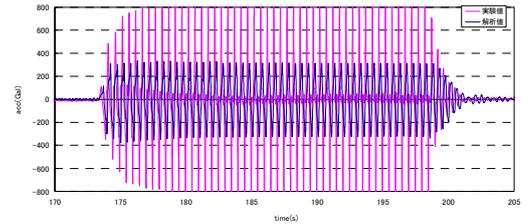


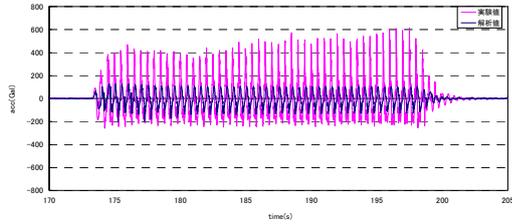
図-6.110 ケース2 ステップ2 (177Gal) 加速度時刻歴の比較



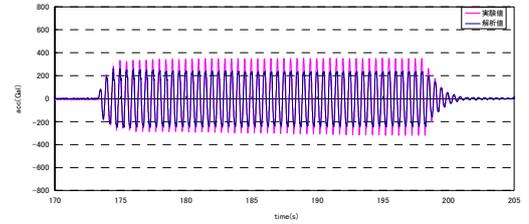
A8



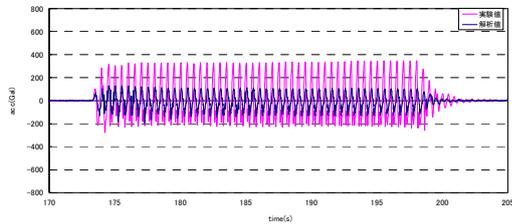
A9



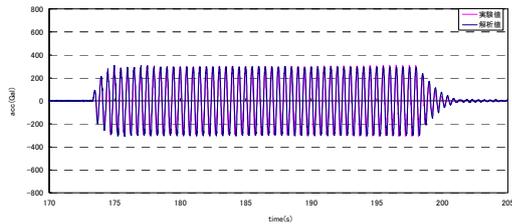
A6



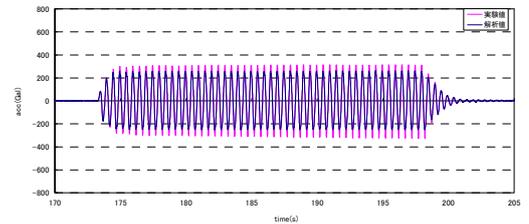
A7



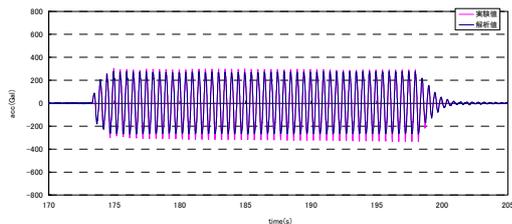
A5



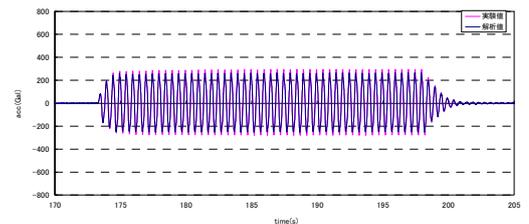
A3



A4



A1



A2

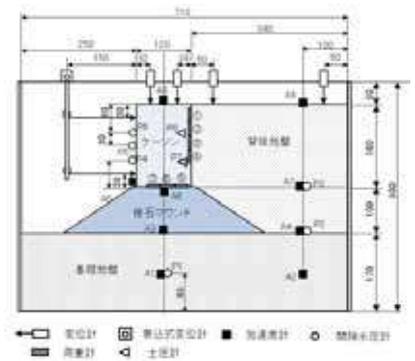
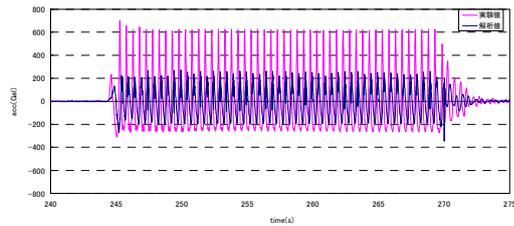
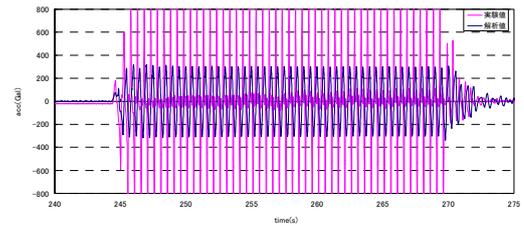


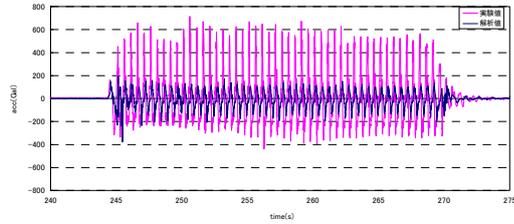
図-6.111 ケース2 ステップ3 (260Gal) 加速度時刻歴の比較



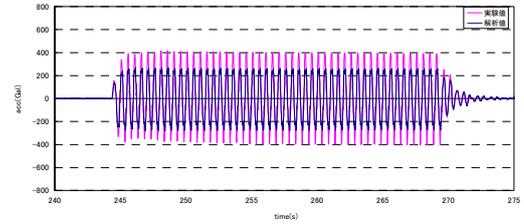
A8



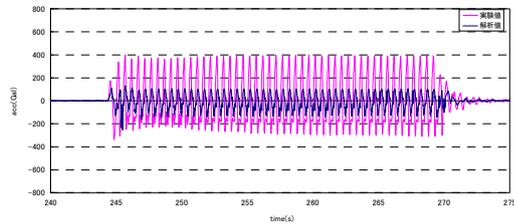
A9



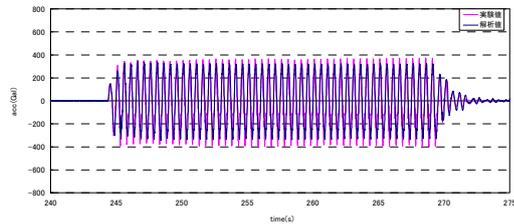
A6



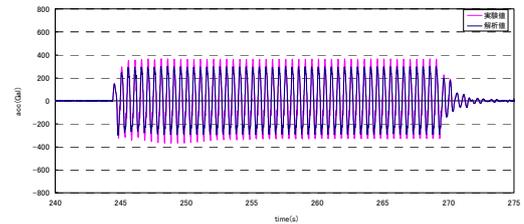
A7



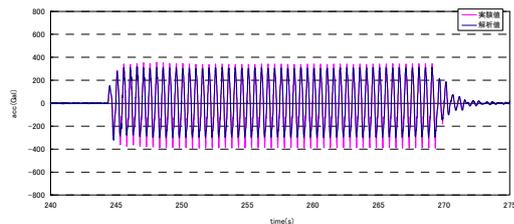
A5



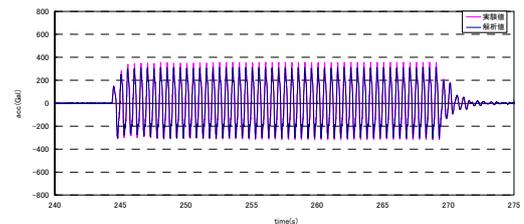
A3



A4



A1



A2

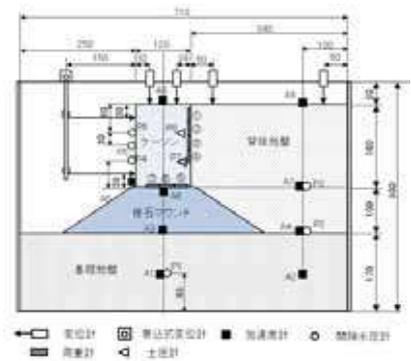
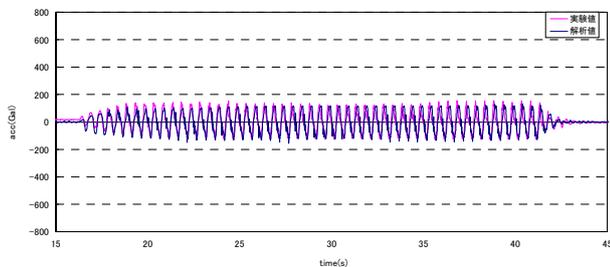


図-6.112 ケース 2 ステップ 4 (319Gal) 加速度時刻歴の比較

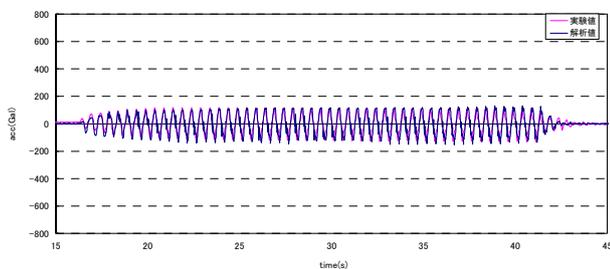
e) 解析パターン3の解析結果のまとめ

基礎地盤及び背後地盤の応答加速度は、応答値及び位相とも地表面を除き整合性が良い結果となった（図-6.113）。解析パターン3で設定したパラメータは妥当であるものと考えられる。捨石マウンド及びケーソンについては、パラメータフィッティングによりパラメータを定めたことで100Gal程度の入力加速度での整合性は改善されたが、入力加速度が大きい場合には整合性に課題が残る（図-6.114参照）。

実験で得られたケーソン天端及び改良体天端の水平変位とパターン3の解析で得られた水平変位の比較を図-6.115、図-6.116に示す。図-6.115に示したケーソン天端の水平変位において、加速度が大きくなると解析値と実験値の差異が大きくなる傾向は、図-6.90に示したパターン2の結果とさほど変わらなかった。一方、図-6.116の改良体天端の水平変位に着目すると、捨石マウンドの応答加速度時刻歴の整合性が改善されたため、パターン2の結果より実験値と解析結果の差が小さなものとなった。ケーソンの水平変位が、入力加速度が大きい場合に整合しない原因は、ケーソンの振動特性が解析と実験とで異なっていることにあるのではないかと推察される。

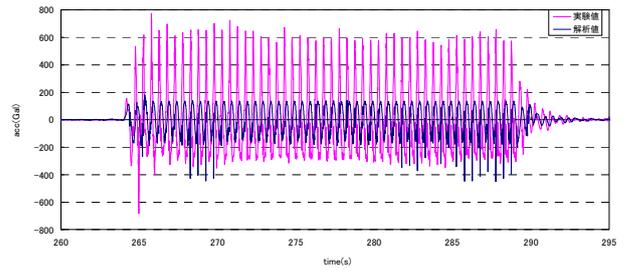


捨石マウンド上端 (A6)

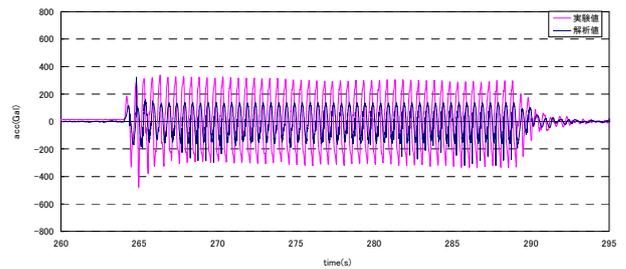


ケーソン下端 (A5)

図-6.113 ケース1ステップ1 (101Gal) の応答加速度



捨石マウンド上端 (A6)



ケーソン下端 (A5)

図-6.114 ケース1ステップ4 (331Gal) の応答加速度

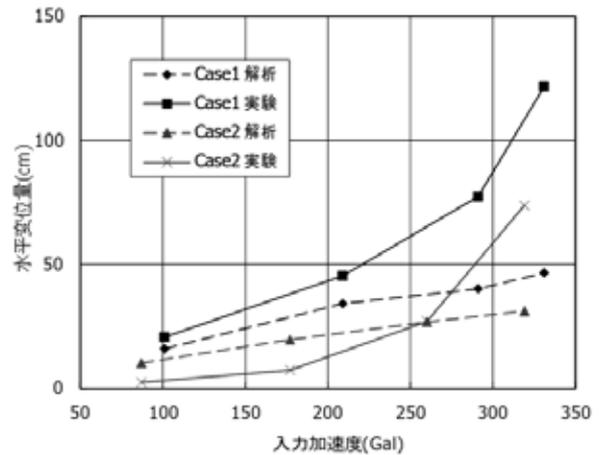


図-6.115 ケーソン天端の水平変位量の比較

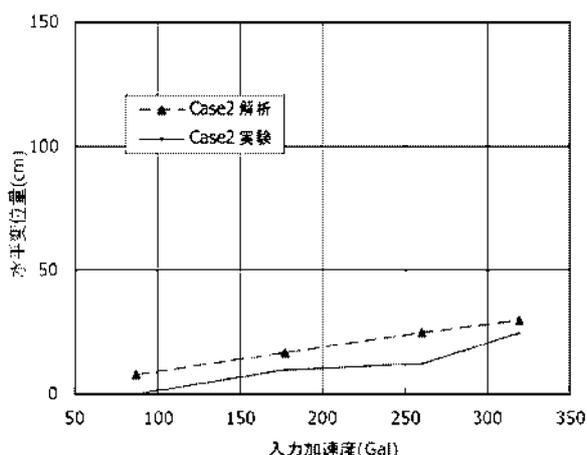


図-6.116 改良体天端の水平変位量の比較

(5) 遠心模型振動実験モデルの有効応力解析のまとめ

解析の条件を変え 3 パターンの検討を行ったが、遠心模型振動実験で得られた変位・加速度等の応答値と一致する結果を得ることができなかった。入力加速度の小さい場合には整合性は見られたが、入力加速度が大きい場合には整合性に課題が残る。

しかしながら、ケース 1 (増深前の断面) 及びケース 2 (浮型改良による増深) では、実験・解析ともケース 2の方がケーソンの水平変位が低減されている。このことから、重力式係船岸を新工法により増深することは、堤体の地震時安定性を向上させることができると判断される。

6.5 まとめ

捨石マウンドの一部を改良することにより増深した重力式係船岸について、静的安定計算に基いた手法により増深後の断面形状の試計算を行った。また、この試計算により得られた断面について、有効応力解析による検証を行い、静的安定計算に基づく設計手法が妥当なものであることを示した。

さらに、有効応力解析により遠心模型振動実験で得られた種々のデータの再現性の検討を行った。入力加速度が大きい場合には再現性に課題が残ったが、入力加速度が小さい場合には解析により実験結果を概ね再現することができた。一般に有限要素解析では大変形挙動を再現することが難しいことを考慮すると、十分な精度で実験を再現することができたものと考えられる。解析の結果から、重力式係船岸を新工法により増深することで、堤体の地震時安定性が向上することが確認された。

今後の課題としては以下の項目が考えられる。

- 本検討では、改良体の強度設定において、深層混合処理工法と同様の安全率を用いたが、構造物の重要性、荷重の種類、設計計算方法、材料の信頼性を考慮した検証が必要である。
- 実施時の改良部の強度のバラツキ・出来形を考慮した改良強度設定及び改良範囲の設定方法の検討が必要と考えられる。

7. 捨石への注入実験

7.1 実験概要

(1) 実験の目的

ここまでの検討結果から、新工法において堤体の安定性が最も良好だったのは、係船岸の前趾付近を適度な大ききで一部改良し、浮き基礎タイプの改良体としたときであった。

しかし、捨石のような大きな間隙を有する粗粒材に対して、基礎地盤から浮かせて一部分に固化材を注入する場合、広い充填範囲を期待して流動性を高めた固化材では、自重が卓越して下方へ自由落下しやすく、基礎地盤から浮かせた改良体の施工が実現可能か懸念された。また、自由落下を抑制するために流動性を低くした固化材では、下方への落下が小さくても、同時に横方向への広がり小さくなると想定され、注入管ピッチが狭くなることから施工効率が著しく低下すると懸念された。

そこで、水中の捨石において、所要の充填範囲に、必要強度を有する改良体を構築する上で、要求性能を満足できる最適な固化材を選定することを目的として各種実験を行った。また、選定した固化材により、二次元の大型注入実験を行い、その充填範囲と施工性を確認した。

(2) 実験概要

a) 固化材の選択

2章における既存技術の収集整理の結果では、水中の捨石間隙に対して注入可能と考えられる固化材として以下のようなものがあった。

- ①可塑状グラウト材
- ②セメントベントナイト（以下、CB という）
- ③水中不分離性モルタル
- ④水中不分離性コンクリート
- ⑤懸濁型薬液

本章では、上記の固化材について水中にある捨石の大きな間隙に対して、施工の効率を著しく落とすことなく限定された範囲内に注入可能かどうか、必要強度を満足するかどうか、特に注目して実験を行った。

これらのうち、水中不分離性コンクリートは粗骨材を含むことから、捨石の大きな間隙に対しても、あまり広範囲に広がらずに閉塞してしまうと予想されるが、限定範囲に注入するときの壁のような役割を発揮できるかどうかを検討した。

懸濁型薬液は、液状であるため、捨石のような大きな間隙に対する注入では、逸散しやすく不向きと考えられるが、捨石内に砂が混在する場合の注入材として適用できる可能性があるため、捨石間隙内に砂を混入した供試

体に対して予備注入実験にて充填状況を確認した。

b) 実験手順

はじめに、抽出した固化材に対して予備実験を行い、固化材の充填範囲と圧縮強度を把握した。その後、予備注入実験（その2）以降は、捨石マウンドの調査結果（5章参照）を踏まえて捨石内に砂が混入していないことを想定して注入実験を行い、固化材を選定した。最後に選定した固化材に対して二次元の大型注入実験を実施し、固化材の充填範囲及び施工性を確認した。実験のフローを図-7.1に示す。

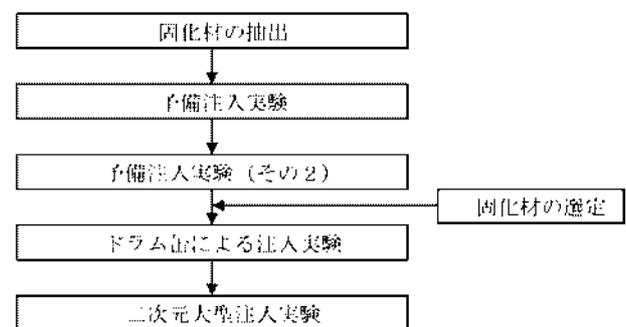


図-7.1 実験のフロー

7.2 予備注入実験

(1) 実験の目的

さまざまな固化材について、予備実験としてポイド管に詰められた捨石を利用した注入実験を行い、注入状況の観察と改良体強度の確認を目的とした。

最初の予備注入実験としては、CB、水中不分離性モルタル、懸濁型薬液を対象とし、以下に示す予備注入実験を実施した。なお、懸濁型薬液に関しては、捨石のような大きな間隙に対する注入には不向きと考えられるが、捨石内に砂が混在する場合の固化材として適用できる可能性があるため、捨石間隙内に砂を混入した供試体に対して実験を行った。実施項目は以下の3点である。

- ①固化材の配合試験
- ②改良体の強度確認実験
- ③小型土槽を用いた捨石地盤への注入実験

(2) 固化材の配合試験

a) 試験方法

試験に用いる固化材は、懸濁型薬液、CB、水中不分離性モルタルの3種類とした。懸濁型薬液については、ホモゲルとサンドゲルの2種類の供試体を作製した。サン

ドゲルに用いる砂の粒度分布は、鳥取における現地調査結果を踏まえて単一粒径の珪砂(珪砂5号)を使用した。一軸圧縮試験用の供試体はモールド(直径50mm、高さ100mm)にて作製した。供試体は恒温恒湿室で養生し、材令7、28日において一軸圧縮試験を行った。

b) 配合試験

選定した懸濁型薬液(ホモゲル、サンドゲル)及びCBの配合を表-7.1～表-7.3に示す。

水中不分離性モルタルでは、その耐久性から水セメント比の最大値が表-7.4のように定められている。本検討における適用対象は、海中の無筋コンクリートであることから水セメント比を60%とした。水中不分離性混和剤の量を少なくすると、流動性は向上するが濁りが生じたため、標準的な添加量1.1%とした。また、流動性をなるべく向上するため、砂セメント比(重量比)を1とした。選定した水中不分離性モルタルの配合を表-7.5に示す。

各固化材を用いた供試体作製の様子を写真-7.1、写真-7.2に示す。また、一軸圧縮試験結果を表-7.6に、試験の状況を写真-7.3、写真-7.4に示す。

表-7.1 懸濁型薬液・ホモゲルの配合(1L当たり)

急冷スラグ高微粉末	硬化促進剤	分散剤	水
350 g	30 g	2 ml	863 ml

表-7.2 サンドゲルの配合(1L当たり)

珪砂	懸濁型薬液
1560 g	400 ml

珪砂間隙率40%として配合

表-7.3 CBの配合(1L当たり)

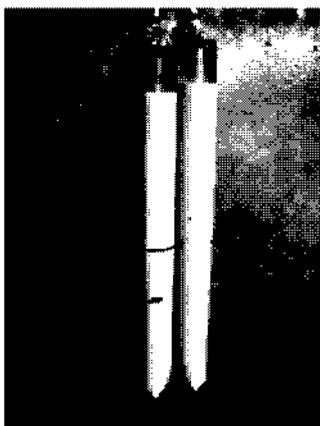
高炉セメントB種	ベントナイト(赤城)	水
500 g	50 g	816 ml

表-7.4 耐久性から定まるコンクリートの最大の水セメント比³⁾⁾

環境	コンクリートの種類	無筋コンクリート	鉄筋コンクリート
	淡水中	65	55
	海中	60	50

表-7.5 水中不分離性モルタルの配合

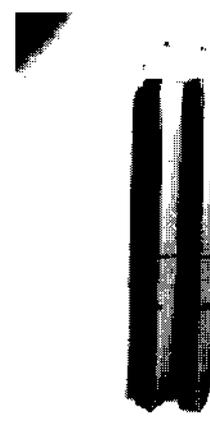
水セメント比 W/C	砂セメント比 S/C	水 W	高炉セメントB種 C	陸砂 S	高性能AE減水剤	水中不分離 混和剤
60%	1	446 kg	743 kg	742 kg	14.86 kg (C×2%)	4.91 kg (W×1.1%)



懸濁型薬液ホモゲル

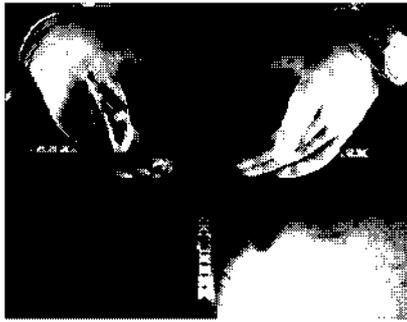


懸濁型薬液サンドゲル

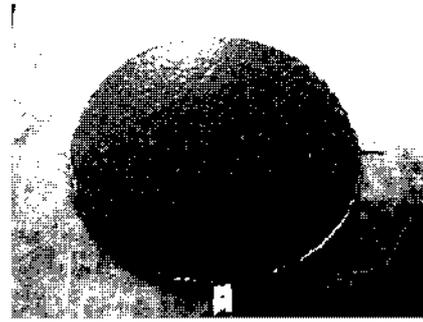


CB

写真-7.1 供試体作製状況(ホモゲル、サンドゲル、CB)



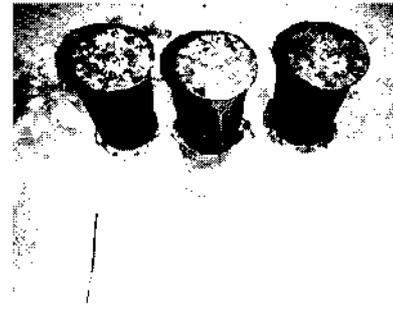
フロー試験状況



フロー試験結果



水中供試体採取状況

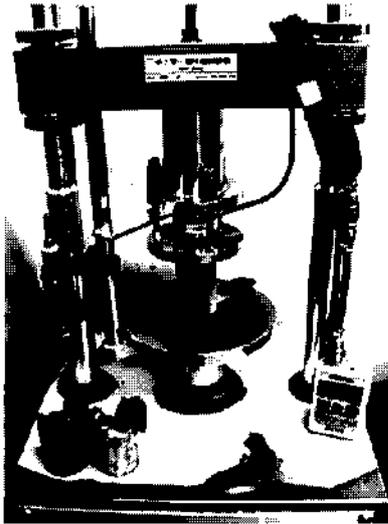


供試体採取状況

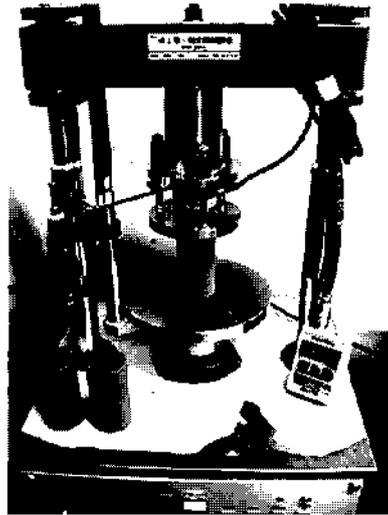
写真-7.2 供試体作製状況（水中不分離性モルタル）

表-7.6 配合試験（一軸圧縮試験）結果

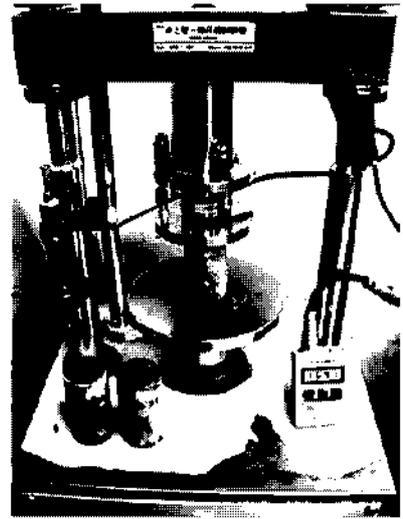
	材齢 7 日		材齢 28 日	
	懸濁型薬液 ホモゲル	3,813 kN/m ² 3,792 kN/m ² 4,137 kN/m ²	平均 3,914 kN/m ² (3.9 N/mm ²)	4,660 kN/m ² 5,855 kN/m ² 5,043 kN/m ²
懸濁型薬液 サンドゲル	5,377 kN/m ² 5,146 kN/m ² 5,640 kN/m ²	平均 5,388 kN/m ² (5.4 N/mm ²)	7,138 kN/m ² 6,981 kN/m ² 7,198 kN/m ²	平均 7,106 kN/m ² (7.1 N/mm ²)
CB (セメントベントナイト)	1,716 kN/m ² 1,660 kN/m ² 2,032 kN/m ²	平均 1,803 kN/m ² (1.8 N/mm ²)	4,613 kN/m ² 4,702 kN/m ² 5,663 kN/m ²	平均 4,993 kN/m ² (5.0 N/mm ²)
水中不分離性 モルタル (気中)	18.7 N/mm ² 18.0 N/mm ² 18.3 N/mm ²	平均 18.3 N/mm ² (18,300 kN/m ²)	41.0 N/mm ² 37.9 N/mm ² 39.2 N/mm ²	平均 39.4 N/mm ² (39,400 kN/m ²)
水中不分離性 モルタル (水中)			37.1 N/mm ² 39.1 N/mm ² 38.0 N/mm ²	平均 38.1 N/mm ² (38,100 kN/m ²) 水中気中強度比 0.97



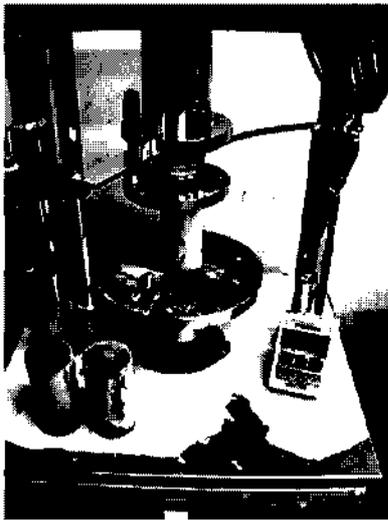
懸濁型薬液ホモゲル (σ_7)



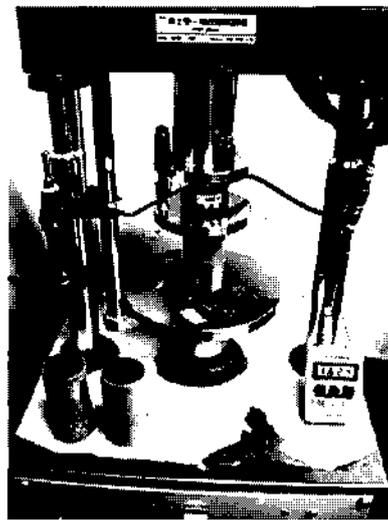
懸濁型薬液サンドゲル (σ_7)



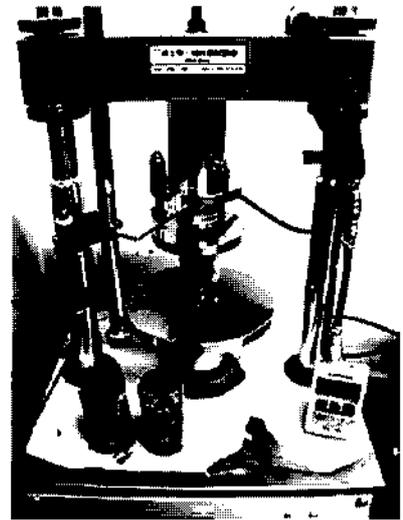
CB (σ_7)



懸濁型薬液ホモゲル (σ_{28})

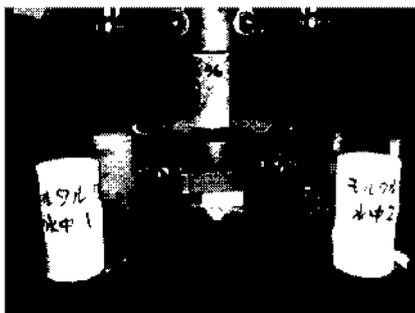


懸濁型薬液サンドゲル (σ_{28})



CB (σ_{28})

写真-7.3 一軸圧縮試験状況 (ホモゲル, サンドゲル, CB)



水中採取供試体



気中採取供試体

写真-7.4 一軸圧縮試験状況 (水中不分離性モルタル)

(3) 改良体の強度確認実験

a) 実験概要

ボイド管内に固化材によって改良した捨石地盤を作製し、養生後一軸圧縮試験を行い、固化材によって改良された捨石地盤の強度を把握した。試験ケースを表-7.7に示す。実験に用いる固化材は、懸濁型薬液、CB、水中不分離性モルタルの3種類とし、地盤条件として、捨石のみの場合、捨石の間に砂を混入した場合、捨石のみの地盤と捨石の間に砂を混入した地盤とした複合地盤の場合の3種類とした。

b) 実験方法

実験用の型枠として、図-7.2に示すようなボイド管(直径 500mm、高さ 1000mm)を使用した。実際に捨石マウンドに用いられるサイズ材料では、ボイド管のサイズに対して大きすぎると考えられるため、最大粒径が 200mm 以下となるように粒度調整した材料を用いて供試体の作製を行った。供試体はボイド管内に捨石地盤を作製し、固化材を注入することにより作製した(ケース③-1 除く)。図-7.3に各実験ケースの地盤条件を示す。捨石地

盤はボイド管内に数回に分けて石を投入し締固めて作製した。懸濁型薬液を注入する間隙に砂のあるケースでは、捨石上に砂を撒出し振動を与えながら充填を行った。供試体内部には十分に飽和する量の水を注入した。捨石地盤完成後、注入を行った。注入は、注入孔を捨石地盤の下層部に固定して注入を行い、供試体を完成させた。ケース④の複合地盤の場合、一次注入としてセメントペントナイトによる注入を行った後、懸濁型薬液による二次注入を行った。

c) 使用材料

捨石は福島県白河産のものを最大粒径が 200mm 以下となるように粒度調整して使用した。捨石を写真-7.5に示す。

間隙砂には、模型実験の作業効率を考慮し、鳥取における捨石マウンド調査時に採取された砂の粒度分布の範囲(表-5.7及び図-5.7の港内、港外のデータ)における粒度の平均値に近い粒度分布を持つ飯豊砕砂 5号を使用した。図-7.4に間隙砂の粒度分布を示す。

表-7.7 実験ケース一覧

	ケース①	ケース②	ケース③-1	ケース③-2	ケース④
地盤条件	捨石のみ	捨石のみ	捨石 + 間隙砂	捨石 + 間隙砂	複合地盤
注入材	CB	水中不分離性モルタル	懸濁型薬液を張ったボイド管内に地盤材料を投入	懸濁型薬液を用いた薬液注入	1次: CB 注入 2次: 懸濁型薬液注入
材齢	27日	28日	27日	28日	28日

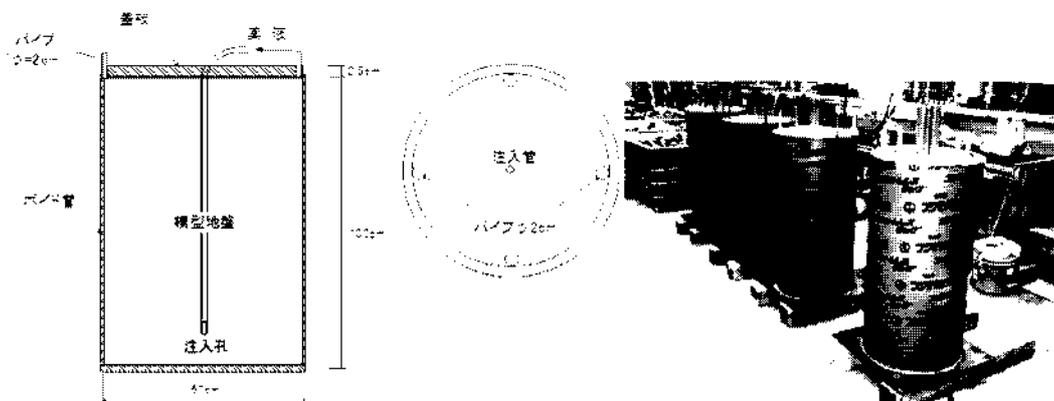


図-7.2 強度確認実験用の供試体の概要

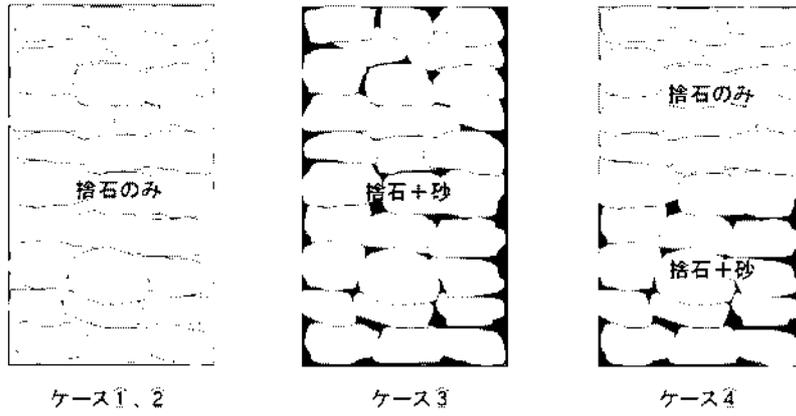


図-7.3 強度確認実験用の供試体の地盤条件



写真-7.5 使用した捨石

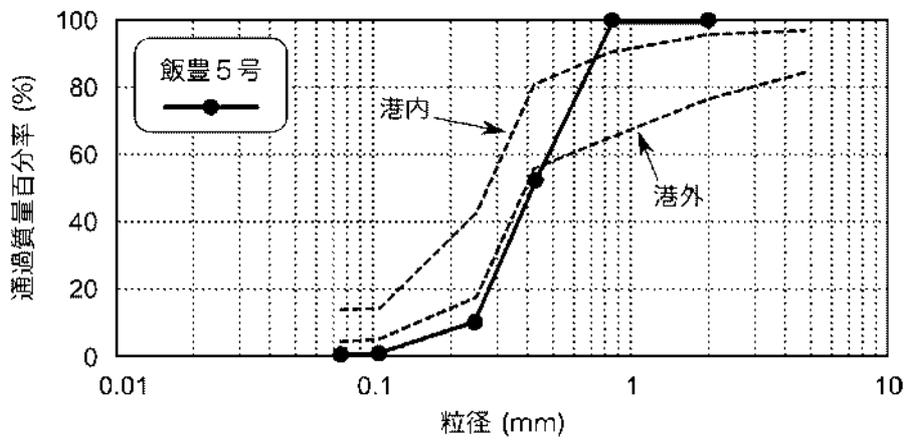
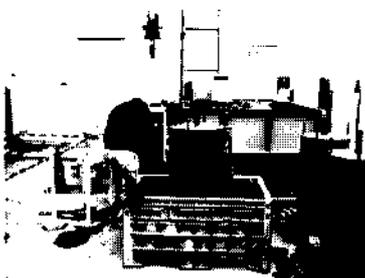


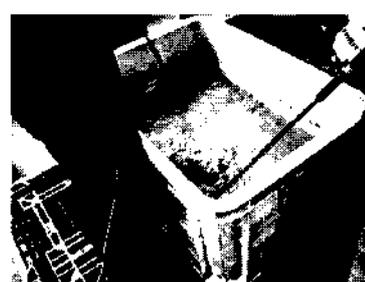
図-7.4 間隙砂の粒度分布

d) 実験の実施状況

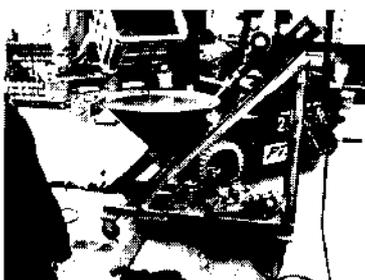
ケース① (CB) の供試体作製状況を写真-7.6 に示す。



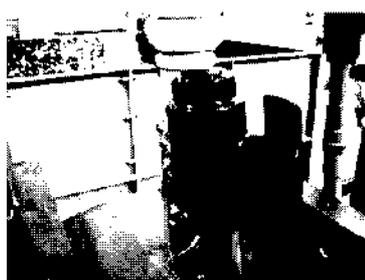
供試体及び使用材料 (CB)



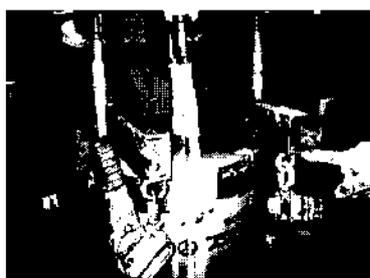
CB 配合・攪拌作業



スクイズポンプへの投入・注入管への接続状況



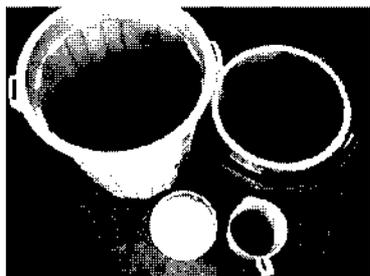
注人状況・注人時の観測孔の様子 (間隙水が菓液の注人に伴い流出している)



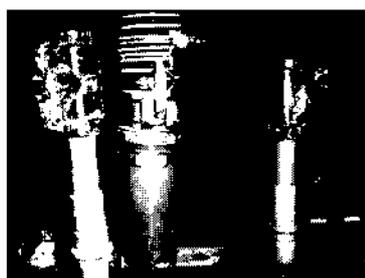
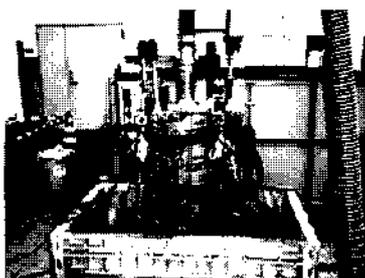
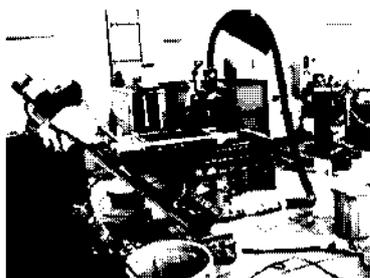
充填完了 (観測孔や観測孔周辺のモルタル蓋から CB が流出)

写真-7.6 ケース① (CB) 供試体作製状況

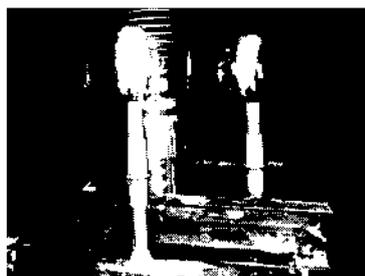
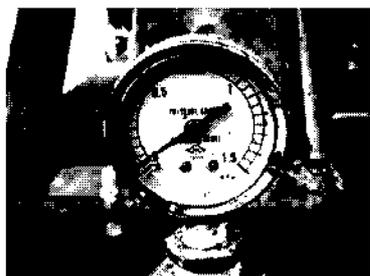
ケース②（水中不分離性モルタル）の供試体作製状況を写真-7.7に示す。



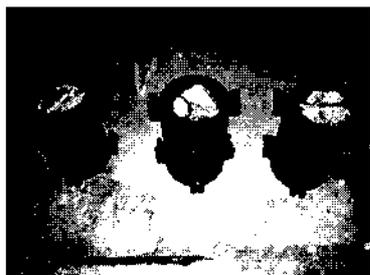
水中不分離性モルタル配合・攪拌



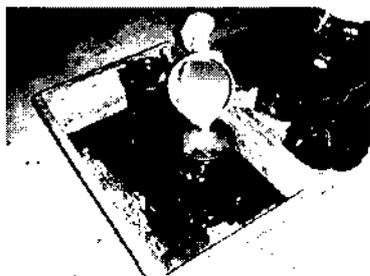
水中不分離性モルタル注入状況



注入状況～充填完了（視測孔や視測孔周辺のモルタル蓋からモルタルが流出）



モールド内に圧縮試験用供試体を作製（3供試体分）

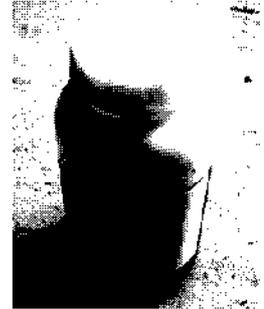


3供試体の内、1つはモルタルを気中投入、2つはモルタルを水中にて投入

写真-7.7 ケース②（水中不分離性モルタル）供試体作製状況

ケース③-1 では、ボイド管内に懸濁型薬液を張った状態で地盤材料を所定量投入して供試体を作製した。作製状況を写真-7.8 に示す。このケースは、捨石間隙内に薬

液が高い充填率で注入された状態を想定して実施したものである。



懸濁型薬液の材料（急冷スラグ高微粉末、硬化促進剤、分散剤）



懸濁型薬液練混ぜ及び投入



薬液・捨石・間隙砂を交互に少しずつボイド缶に詰めていく



ボイド缶の上まで石・砂・薬液が到達したら懸濁型薬液を上から再度注入し供試体作製終了

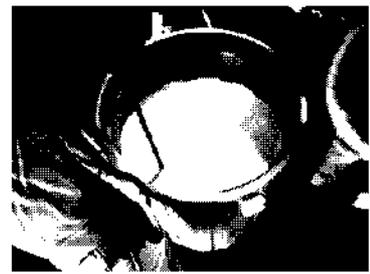
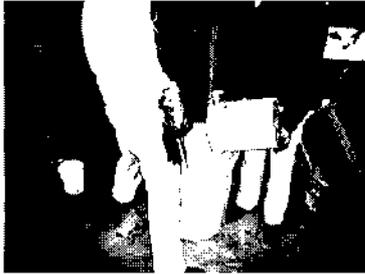
写真-7.8 ケース③-1（懸濁型薬液）供試体作製状況

ケース③-2 では捨石と間隙砂で作製した地盤に懸濁型薬液を注入した。作製状況を写真-7.9 に示す。

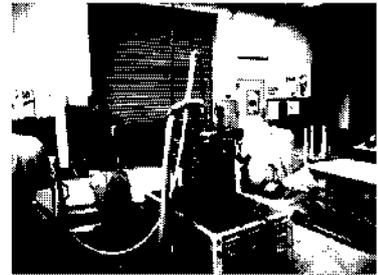
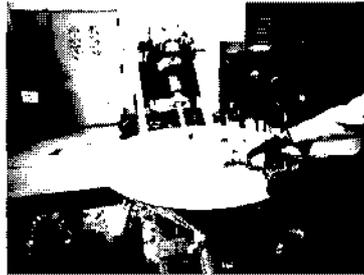
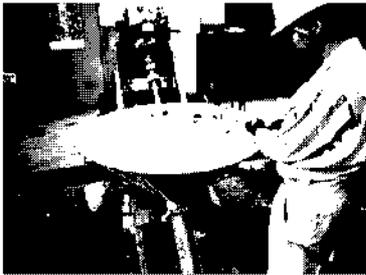
ケース④の作製状況は、ケース①及びケース③-2 と同様であるため、作製状況の写真は省略する。



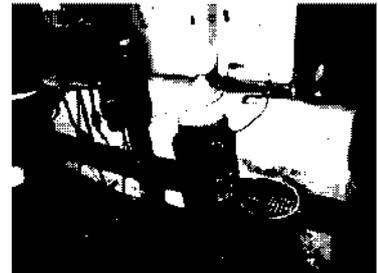
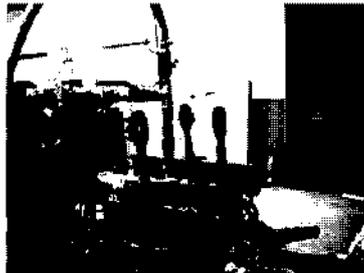
懸濁型薬液（急冷スラグ高微粉末，硬化促進剤，分散剤）



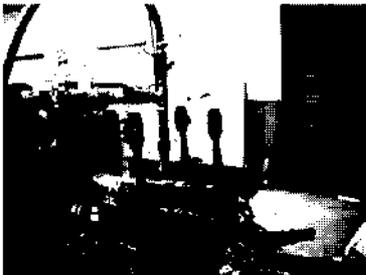
懸濁型薬液練混ぜ



懸濁型薬液注入



注入状況（観測孔より薬液と置換された間隙水が排出）



充填完了（観測孔や観測孔周辺のモルタル蓋から懸濁型薬液が流出）

写真-7.9 ケース③-2（懸濁型薬液）供試体作製状況

表-7.8 作製後の供試体の諸元

ケース	地盤条件	注入材	体積 (L)	捨石 (kg)	砂 (kg)	注水量 (kg)	間隙率 (%)
①	捨石のみ	CB	190	326.3		83.2	43.7
②	捨石のみ	水中不分離性モルタル	187	322.4		82.9	44.5
③-1	捨石+砂	懸濁型薬液（事前投入）	190	326.3	89.3	36.9	19.4
③-2	捨石+砂	懸濁型薬液（注入）	177	277.1	142.9	41.5	23.5
④	複合地盤	1次：CB 2次：懸濁型薬液	177	271.3	67.3	42.8	24.2



脱型後

載荷直前

試験状況

試験後

写真-7.10 ケース① (CB) の圧縮強度試験状況

ポイド管供試体の諸元については、表-7.8 に示す通りである。捨石のみで供試体を作製した場合、供試体の間隙率は約 44%であった。ここで、間隙率は注水量を体積で除して求めた値である。

e) 実験結果

作製した供試体は、養生後、一軸圧縮試験によって強度を確認した。試験にあたっては、型枠解体後、供試体表面を石膏によるキャッピングを行い、表面の不陸を成型した。一軸圧縮試験には、アムスラー試験機（最大容量 2,000kN）を使用した。

なお、JIS A 1108-2006「コンクリートの圧縮強度試験方法」では、圧縮応力度の増加が毎秒 $0.6 \pm 0.4\text{N/mm}^2$ となるように載荷速度を規定しているが、本実験に適用する場合、荷重に換算すると毎秒 118kN となる。

これでは、懸濁型薬液の場合、瞬時に試験が終わるおそれがある。また、土質試験の載荷速度の規定である毎分 1%のひずみとした場合でも、毎分 10mm の変位となり、著しく早い速度となる。

そこで、全供試体で載荷速度を統一することを考慮して、最大耐力を示すと考えられたケース②の水中不分離

性モルタルにおいて使用する試験機の作動条件で、最も遅い毎分 200kN で載荷した。

ケース① (CB) の圧縮強度試験状況を写真-7.10 に示す。写真-7.10 の脱型後写真のように表面に局所的な未充填部が散見されたが、目視により概ね充填されていると確認できた。破壊性状としては、捨石とセメントベントナイトが剥離したような箇所が観察され、捨石界面での付着破壊が卓越していると考えられる。最大荷重は 187kN、一軸圧縮強度は 950kN/m^2 であった。

ケース②の水中不分離性モルタルを用いた供試体については、脱型後の写真-7.11 に見られるように、捨石内にモルタルが十分行き渡って充填されていると目視確認できた。圧縮強度試験では、圧縮試験機の最大容量である 2000kN まで載荷を行ったところ、供試体にひび割れが数本確認できたが、破壊に至らなかった。従って、 10.2N/mm^2 以上の強度を有するものと考えられる。

ケース②の供試体では圧縮強度の確認ができなかったため、別途作製しておいた小型の供試体（直径 150mm、高さ 300mm）を用いて圧縮強度試験を行った（写真-7.7 参照）。この際、使用する捨石は直径 150mm のモールド

に入る大きさを上限とした。圧縮強度は、表-7.9 に示すとおりであり、写真-7.12 に示すように、捨石界面で剥離するような破壊が観察された。

ケース③-1 の供試体では、懸濁型薬液の投入後に地盤材料を投入していることから、写真-7.13 の載荷直前のように、目視により確実に充填されていると確認できた。破壊性状は、他の供試体と同様に、捨石界面での付着破壊が卓越していると考えられる。最大荷重は 423kN、圧縮強度は 2150kN/m²であった。

ケース③-2 の供試体では、写真-7.14 の載荷前のように、目視により確実に充填されていると確認できた。破壊性状としては、捨石とサンドゲルが剥離したような箇所が観察され、捨石界面での付着破壊が卓越していると考えられる。最大荷重は 459kN、圧縮強度は 2340kN/m²であった。

ケース④では、最初にセメントベントナイトを充填し、

その後懸濁型薬液を充填したが、写真-7.14 に示すように、充填度は良好と観察された。写真の供試体上部で、捨石の隙間に砂がない箇所にはセメントベントナイト、下部の捨石隙間に砂がある箇所については、懸濁型薬液が充填されていた。破壊性状としては、他の供試体と同様に捨石と固化材が剥離したような箇所が観察され、捨石界面での付着破壊が卓越していると考えられる。最大荷重は 520kN、圧縮強度は 2650kN/m²という結果であった。

表-7.9 ケース②小型供試体の圧縮試験結果

	気中	水中	
強度	21.2 N/mm ² (21200kN/m ²)	20.5 N/mm ² 18.6 N/mm ²	平均) 19.6 N/mm ² (19600 kN/m ²)

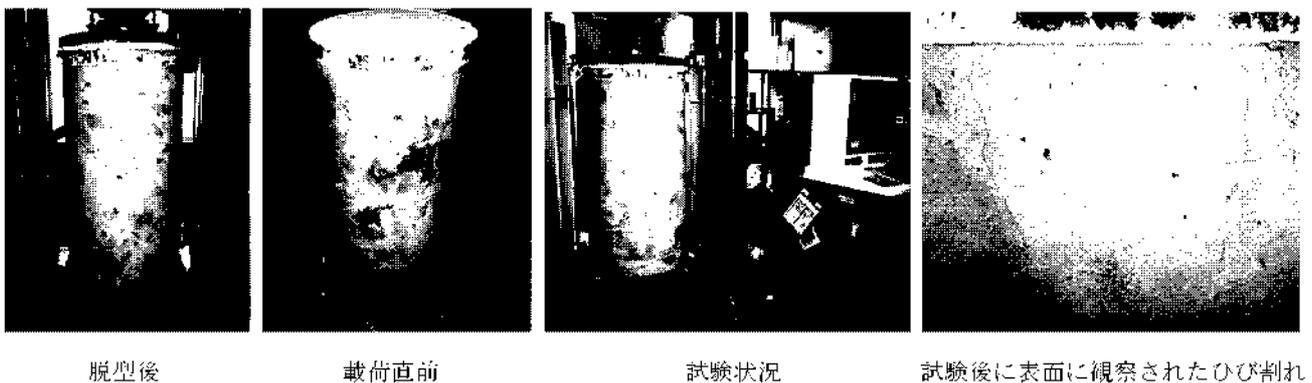


写真-7.11 ケース②（水中不分離性モルタル）の圧縮強度試験状況

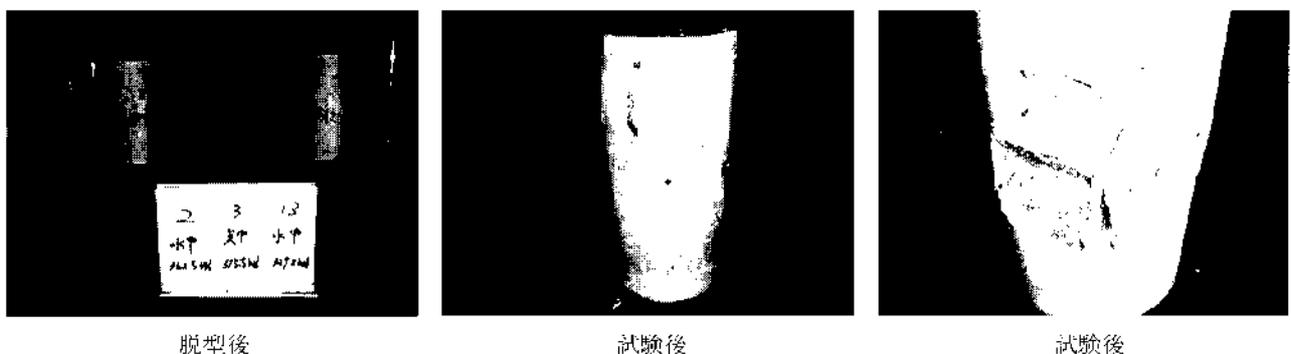
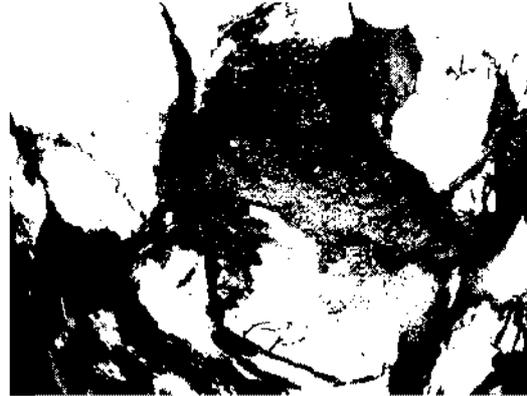


写真-7.12 ケース②（水中不分離性モルタル）の小型供試体の圧縮強度試験状況

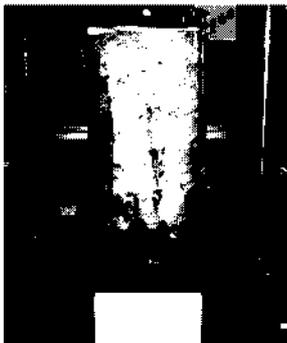


載荷前

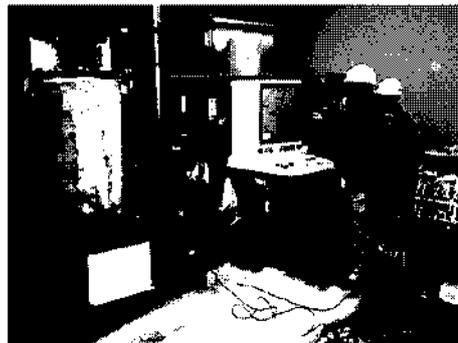


試験後の剝離条況

写真-7.13 ケース③-1 (懸濁型薬液・事前投入) の圧縮強度試験状況



載荷直前



試験状況



試験後



捨石が見えている

写真-7.14 ケース③-2 (懸濁型薬液・注入) の圧縮強度試験状況



脱型後



載荷直前



試験後



捨石が見えている

写真-7.14 ケース③-2 (懸濁型薬液・注入) の圧縮強度試験状況

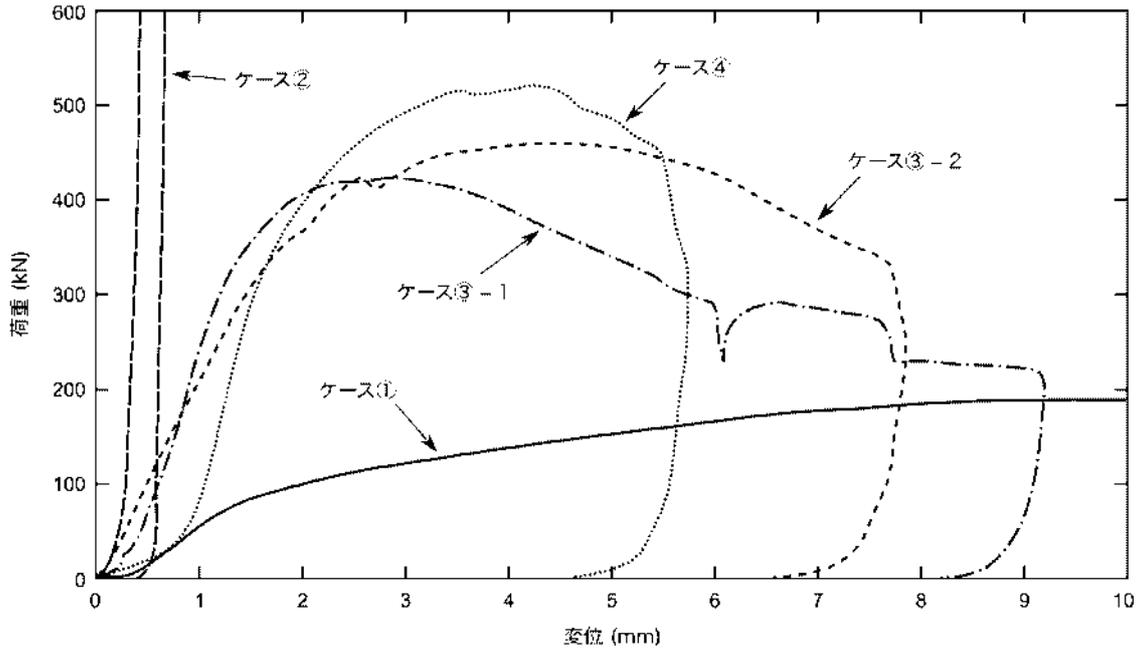


図-7.5 荷重-変位曲線

表-7.10 試験により求めた一軸圧縮強度と弾性係数

ケース	地盤条件	注入材	一軸圧縮強度 (kN/m ²)	弾性係数 (MN/m ²)	固化材強度に 対する強度比
①	捨石のみ	CB	950	410	0.19
②	捨石のみ	水中不分離性モルタル	> 10200	22500	0.50
③-1	捨石+砂	懸濁型薬液 (事前投入)	2150	1800	0.31
③-2	捨石+砂	懸濁型薬液 (注入)	2340	1200	0.33
④	複合地盤	1次: CB 2次: 懸濁型薬液	2650	2200	

図-7.5 に各実験で得られた荷重-変位関係を示す。また、表-7.10 に荷重-変位関係の傾きから求めた概略の弾性係数を示す。ケース②の水中不分離性モルタルでは、他のケースと比較して概略の弾性係数が高かった。

f) 改良体の強度確認実験のまとめ

ケース①～④で得られた改良体の強度は表-7.10 にまとめたとおりである。また、大型供試体で強度の確認ができなかったケース②については、小型供試体での実験結果により、19600 kN/m²という強度を確認した(表-7.9 参照)。

6章の検討を参考に、岸壁を増深するときに必要な目標強度を 2.5N/mm² (2,500kN/m²) とすると、所要性能を満足できるのはケース②と④である。ケース②の水中不分離性モルタルについては、所要強度を十分満足した。しかしながら、ケース①のCBに関しては、配合(水セメント比)を見直すことにより、所要強度を確保できる可能性は十分ある。また、ケース③の懸濁型薬液については、

わずかに所要強度を満足しない。配合を見直すことで強度確保できる可能性はあるが、そのためには急冷スラグ高微粉末を増加させる必要があり、その分流動性に影響があると考えられる。砂への充填性を確認する必要がある。

ケース④については、ケース①と③の複合体であるが、①、③と比較して強度が向上し、わずかであるが所要強度を上回った。CBよりも懸濁型薬液の強度に近い結果であった。大きな間隙にあらかじめセメントベントナイトを注入し、その後、小さな間隙に懸濁型薬液を注入するケース④の場合、本実験ではケース④で生じたようなセメントベントナイトの未充填部が生じなかったため、結果的に懸濁型薬液とほぼ同等の強度を発現したと考えられる。

また、改良体の強度は、捨石の間隙に注入された固化材の強度に影響されると考えられる。しかしながら、注入・固化した大型供試体の一軸圧縮強度と固化材単味の

一軸圧縮強度（表-7.6）の強度比は 0.19～0.50 と非常に小さい。また、大型一軸圧縮試験における破壊性状として、捨石と固化材部分が剥離したような箇所が観察され、捨石と固化材の境界面での付着破壊が卓越していると考えられる。これは、4.1 における考察と整合するものである。

(4) 改良体の強度確認実験（追加実験）

(3) で実施した捨石改良地盤の強度確認実験において、セメントペントナイト及び懸濁型薬液の圧縮強度が、6章で求めたモデル岸壁の必要強度 2.5N/mm^2 を下回った。そこで、配合を変更して再試験を行った。

試験は以下の手順で行った。

①追加配合試験

②懸濁型薬液の浸透試験

③捨石改良地盤の強度試験

a) 追加配合試験

CB について、追加で試験した配合を表-7.11 に示す。追加配合では、当初の配合よりも水セメント比を下げた他、水中にある捨石の大きな空隙内に打設することを重視し、硫酸バンド（硫酸アルミニウム）によって可塑性を付与した CB とした。気中採取の直径 50mm、高さ 100mm における一軸圧縮強度試験結果を表-7.12 に示す。水セメント比を下げることで強度は増加した。なお、CB2-①、CB-②の配合では、材齢 7 日から 28 日までの強度増加率が他配合よりやや劣った。これは、硫酸バンドの影響によると考えられる。

表-7.11 追加配合試験の CB 配合表（1L 当たり）

	高知セメント B 種	ペントナイト（様名）	硫酸バンド	水
CB1-①	600 g	30 g	—	791 ml
CB1-②	700 g	25 g	—	760 ml
CB1-③	800 g	20 g	—	729 ml
CB1-④	900 g	15 g	—	698 ml
CB2-①	900 g	30 g	60 ml	632 ml
CB2-②	900 g	30 g	30 ml	662 ml

表-7.12 CB の一軸圧縮試験結果

	材齢 7 日 (σ_7)		材齢 28 日 (σ_{28})		σ_{28} / σ_7
	値	平均	値	平均	
CB1-①	2,900 kN/m ²	3,164 kN/m ²	7,046 kN/m ²	7,299 kN/m ²	2.31
	3,216 kN/m ²		7,091 kN/m ²		
	3,375 kN/m ²		7,761 kN/m ²		
CB1-②	4,595 kN/m ²	4,686 kN/m ²	9,264 kN/m ²	9,387 kN/m ²	2.00
	4,048 kN/m ²		10,261 kN/m ²		
	5,414 kN/m ²		8,635 kN/m ²		
CB1-③	6,990 kN/m ²	6,255 kN/m ²	18,845 kN/m ²	16,532 kN/m ²	2.64
	5,978 kN/m ²		12,843 kN/m ²		
	5,797 kN/m ²		17,908 kN/m ²		
CB1-④	9,037 kN/m ²	8,182 kN/m ²	24,605 kN/m ²	21,641 kN/m ²	2.64
	8,573 kN/m ²		22,776 kN/m ²		
	6,937 kN/m ²		17,002 kN/m ²		
CB2-①	13,475 kN/m ²	12,235 kN/m ²	23,967 kN/m ²	21,657 kN/m ²	1.77
	14,903 kN/m ²		23,598 kN/m ²		
	8,326 kN/m ²		17,406 kN/m ²		
CB2-②	11,599 kN/m ²	12,021 kN/m ²	17,839 kN/m ²	18,219 kN/m ²	1.51
	12,433 kN/m ²		22,347 kN/m ²		
	12,032 kN/m ²		14,470 kN/m ²		

懸濁型薬液については、当初の予備注入実験では、急冷スラグ高微粉末を 350kg/m^3 (表-7.1 参照) で練り混ぜたが、追加配合試験では、強度向上のため表-7.13 に示すように急冷スラグ高微粉末を増加した。なお、流動性を確保するため分散剤の量も増加した。懸濁型薬液については、ホモゲルとサンドゲルの2種類の供試体を作製した。気中採取の直径 50mm、高さ 100mm の供試体による一軸圧縮強度試験結果を表-7.14 に示す。

当初の予備注入実験より急冷スラグ高微粉末の量を増

やしたにも関わらず、表-7.6 に示す強度より低下しているものがあるが、これは当初の予備注入実験時と実験時期が異なったため、材料温度に差が生じて硬化時間が短くなり、固化体が圧密されなかったためと考えられる。相対比較として、急冷スラグ高微粉末 400g の S①よりも急冷スラグ高微粉末を増加した S②や S③の強度は増加したことから、急冷スラグ高微粉末を増加すると強度は増加すると考えられる。

表-7.13 追加配合試験の懸濁型薬液配合表 (1L 当たり)

	急冷スラグ高微粉末	硬化促進剤	分散剤	水
S①	400 g	30 g	2 ml	846 ml
S②	500 g	30 g	4 ml	809 ml
S③	600 g	30 g	8 ml	771 ml

表-7.14 懸濁型薬液 (ホモゲル, サンドゲル) の一軸圧縮試験結果

		材齢 7 日 (σ_7)		材齢 28 日 (σ_{28})	
懸濁型薬液 ホモゲル	S①	3,177 kN/m ²	平均 2,656 kN/m ²	3,976 kN/m ²	平均 3,681 kN/m ²
		2,575 kN/m ²		3,912 kN/m ²	
		2,217 kN/m ²		3,155 kN/m ²	
	S②	4,868 kN/m ²	平均 4,123 kN/m ²	4,636 kN/m ²	平均 4,886 kN/m ²
		4,139 kN/m ²		4,447 kN/m ²	
		3,362 kN/m ²		5,575 kN/m ²	
	S③	4,861 kN/m ²	平均 5,985 kN/m ²	6,137 kN/m ²	平均 7,881 kN/m ²
		7,017 kN/m ²		9,141 kN/m ²	
		6,076 kN/m ²		8,366 kN/m ²	
懸濁型薬液 サンドゲル	S①	2,618 kN/m ²	平均 2,683 kN/m ²	3,305 kN/m ²	平均 3,517 kN/m ²
		2,683 kN/m ²		3,660 kN/m ²	
		2,748 kN/m ²		3,586 kN/m ²	
	S②	4,341 kN/m ²	平均 4,411 kN/m ²	5,914 kN/m ²	平均 5,984 kN/m ²
		4,211 kN/m ²		5,593 kN/m ²	
		4,682 kN/m ²		6,446 kN/m ²	
	S③	5,040 kN/m ²	平均 5,197 kN/m ²	8,153 kN/m ²	平均 8,079 kN/m ²
		4,991 kN/m ²		7,911 kN/m ²	
		5,560 kN/m ²		8,173 kN/m ²	

b) 懸濁型薬液の浸透試験

懸濁型薬液の配合において、急冷スラグ高微粉末の量を増やすと、強度は向上すると考えられるが、粘度が上昇し砂内への充填性能が低下すると考えられる。そこで、ポイド管内への注入の前に、どの配合を選定するかの目安として、粘度を測定し、合わせて簡易的な浸透試験を行った。懸濁型薬液の浸透時圧力を 50kPa とし、長さ 140mm、直径 52mm のパイプの上下にフィルター用の砂を入れ、供試体として 100mm の 5 号珪砂を充填して、懸濁型薬液を浸透させた。

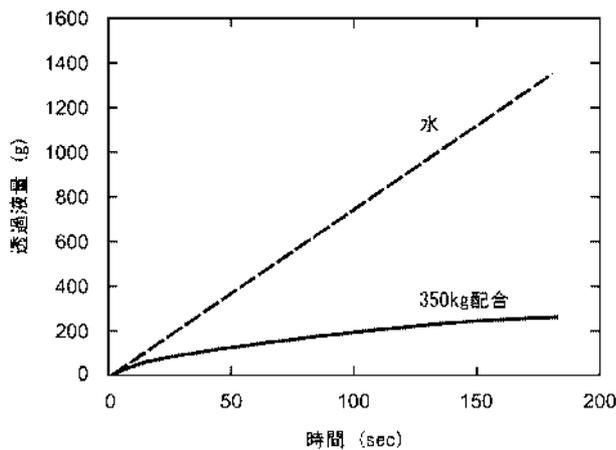
浸透試験に使用した配合を表-7.15 に、試験結果のグラフを図-7.6 に示す。表-7.15 に示すように、急冷スラグ高微粉末が増加するごとに粘度が増加した。図-7.6 (a) に示すように、粘度が上がったことから、水よりも浸透度が低くなったと考えられる。また、図-7.6 (b) に示すよう

に、配合によって浸透液量と時間の関係が異なり、当初配合（急冷スラグ高微粉末 350kg）と近いのは S①（400kg 配合）であった。S②（500kg 配合）では、20～30 秒で浸透量が増加しない結果となったので、追加の配合として混和剤を倍にした配合（S②混和剤増量）で試験を行ったが、急冷スラグ高微粉末 350kg 配合より浸透性は劣る結果となった。

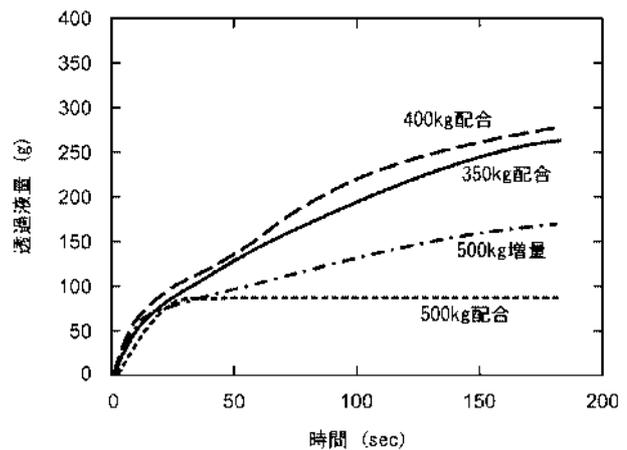
この浸透試験はあくまで目安であり、ポイド管内の砂への浸透性を厳密に判断できるものではないが、ある程度の判断材料になると考えられる。わずかに強度を満足しない当初の予備注入実験に対して、多少の強度向上を図った上で、浸透性を確保することを優先し、次節からのポイド管内への捨石改良地盤の強度試験では、S①の配合（急冷スラグ高微粉末 400kg 配合）を使用することとした。

表-7.15 浸透試験の懸濁型薬液配合表 (1L 当たり)

配合	急冷スラグ高微粉末	硬化促進剤	分散剤	水	粘度
当初配合 (350kg 配合)	350 g	30 g	2.4 g	863 ml	5.6 mPa·s
S① (400kg 配合)	400 g	30 g	2.4 g	846 ml	8.3 mPa·s
S② (500kg 配合)	500 g	30 g	4.8 g	809 ml	13.6 mPa·s
S②混和剤増量 (500kg 増量)	500 g	30 g	9.6 g	805 ml	5.8 mPa·s



(a) 水と 350kg 配合の比較



(b) 各種配合の比較

図-7.6 浸透試験結果

c) 捨石改良地盤の強度試験

(3) で実施した実験と同様に、ポイド管(直径 500mm, 高さ 1000mm) 内に固化材によって改良した捨石地盤を作製し、養生後一軸圧縮試験を行い、固化材によって改良された捨石地盤の強度を把握した。捨石は同様に最大粒径約 200mm とした。供試体の地盤条件を図-7.7 に、試験ケースを表-7.16 に、ケース 1 の CB の配合を表-7.17 に示す。

ケース 2 で注入する懸濁型薬液の配合については、配合試験時に S①配合(表-7.15 参照)を選定し、実際にポイド管内に注入したが、注入管先端にて閉塞したため、表-7.18 のように配合を変更した。

追加実験による圧縮強度試験結果を表-7.19 に示す。捨石内に CB を注入するケース 1 では、7,710kN/m²(=7.71N/mm²) の圧縮強度を発現し、目標の圧縮強度を 2.5N/mm² とすると目標性能を満足した。当初の実験(表-7.10 参照)と比較して約 8 倍の強度であった。また、大型供試体と固化材単味の強度比についても向上していることが確認できる。この強度比は、ケース②(水中不分離性モルタル)で得られた強度比 0.50 に近く、水セメント比を下げたことと、硫酸バンドによる両者の効果が現れたものと考えられる。また、懸濁型薬液においても、目標の圧縮強度 2.5N/mm² を十分満足した。以上のように、配合を工夫することで強度のコントロールが可能であることがわかった。

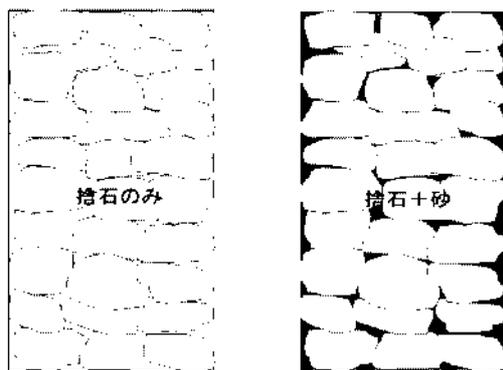


図-7.7 追加実験の供試体の地盤条件

表-7.16 追加実験の捨石改良地盤の強度試験ケース

	ケース 1	ケース 2
地盤条件	捨石	捨石 + 砂
注入材	CB	懸濁型薬液
材齢	28 日	25 日

表-7.17 ケース 1 の CB 配合 (CB2-②)

高炉セメント B 種	ペントナイト (捺石)	硫酸バンド	水
900 g	30 g	30 ml	662 ml

表-7.18 ケース 2 の懸濁型薬液の配合 (変更後)

急冷スラグ高微粉末	硬化促進剤	分散剤	水
400 g	20 g	4 ml	846 ml

表-7.19 圧縮試験結果

	一軸圧縮強度	固化材強度に対する強度比
ケース 1	7710 kN/m ²	0.42
ケース 2	3514 kN/m ²	1.00

(5) 小型土槽を用いた捨石地盤への注入実験

a) 実験方法

小型土槽内に捨石マウンドを想定した模型地盤を作製し、固化材の注入実験を行った。固化材の配合には、(2) で選定した表-7.1~表-7.3 及び表-7.5 に示すものを使用し、表-7.20 及び図-7.8 に示す実験ケースに対して注入を行った。使用した土槽は、プラスチック製コンテナで、容量 300L、長さ 1000mm、幅 650mm、高さ 520mm である。地盤材料は、ポイド管の実験と同様に、粒度調整した捨石(最大粒径約 200mm)と飯豊砕砂 5号を用いた。

地盤作製では、土層内に数回に分けて石を投入し締固めて作製した。間隙に砂のあるケースでは、捨石上に砂を撒出して砂を充填した。模型地盤完成後、間隙を水で満たした状態にて注入を行った。表-7.21 に地盤作製時の地盤材料の投入量、水の注入量及び算定した間隙率を示す。

固化材の注入は、模型地盤に設置した注入管を通して、模型地盤下部より行った。ケース①(複合地盤)の場合、一次注入として CB による注入を行った後、懸濁型薬液による二次注入を行った。注入・固化後に土槽を解体して、固化材の充填状況の確認を行い、さらに供試体内部も調査した。

表-7.20 実験ケース

	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
地盤条件	捨石のみ	捨石のみ	捨石 + 間隙砂	複合地盤
注入材	CB	水中不分離性 モルタル	懸濁型薬液	1次:CB 2次:懸濁型薬液

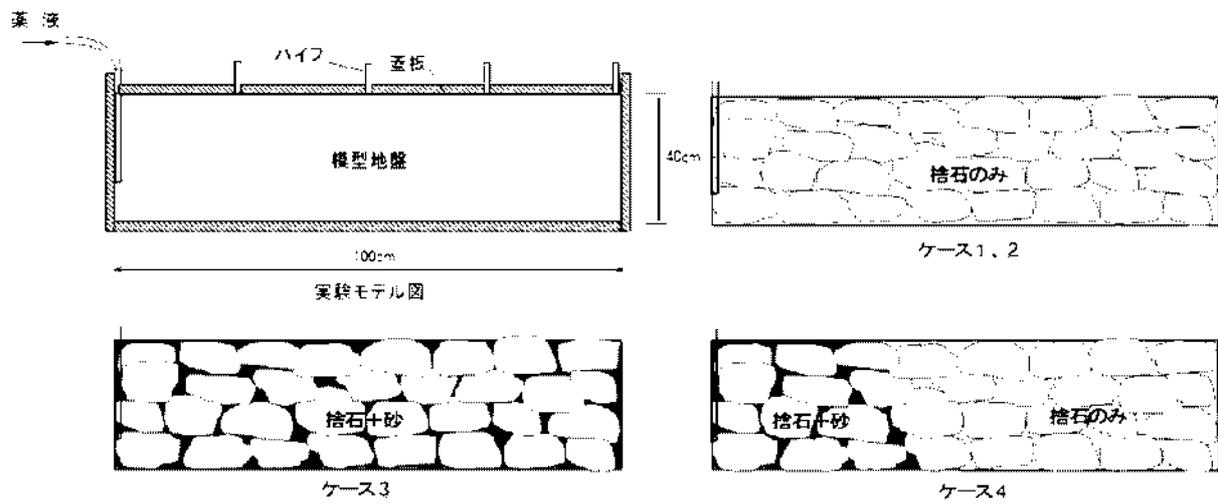


図-7.8 小型土槽実験のモデルの概要

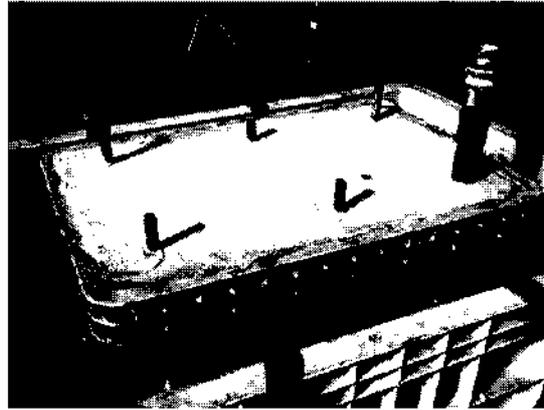
表-7.21 小型土槽模型地盤の諸元

ケース	地盤条件	注入材	体積 (L)	捨石 (kg)	砂 (kg)	注水量 (kg)	間隙率 (%)
①	捨石のみ	CB	270	429.3		111.22	41.2
②	捨石のみ	水中不分離性モルタル	270	406.1		117.56	43.5
③	捨石+砂	懸濁型薬液	270	421.5	166.0	40.21	14.9
④	複合地盤	1次:CB 2次:懸濁型薬液	270	426.8	97.9	63.90	23.7

b) 実験状況

写真-7.15 にケース①の注入状況を示す。注入時には、空気抜孔から水が排出され、続いて CB が流出した。CB は、注入孔に近い位置から遠い位置の順に流出した。原

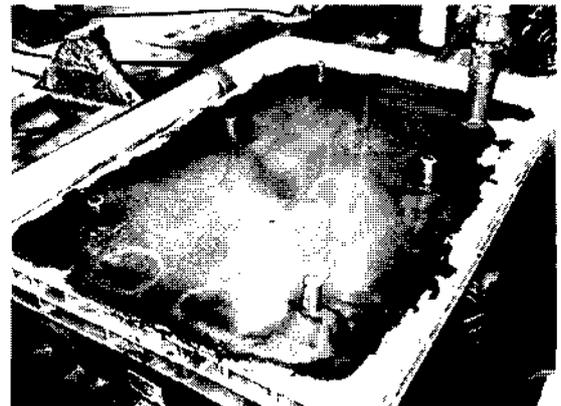
液に近い CB が、空気抜孔から流出することを確認してから注入完了とした。土槽解体後の外観では、著しいものではないが未充填部が散見された。



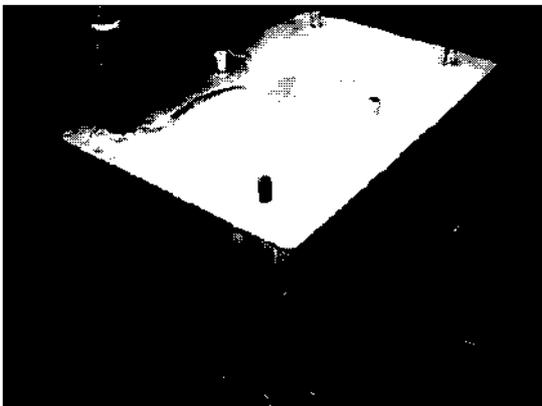
注入直前



写真左列手前の管から注入中
写真右列中央の管から排水が見られる



注入完了
写真手前の管から CB が排出



注入完了後
未充填部が散見される

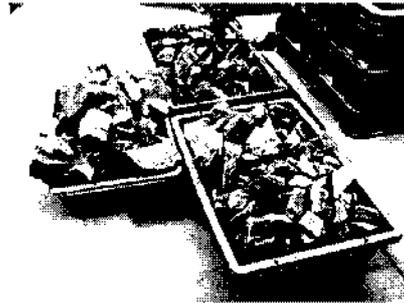


注入完了後

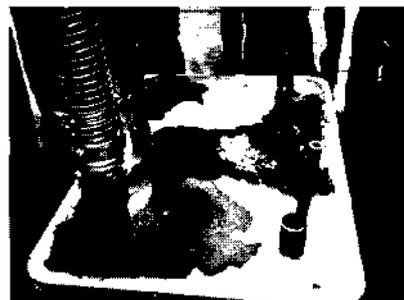
写真-7.15 ケース①の注入状況

写真-7.16にケース②における注人状況を示す。ケース①と同様に、注入時には空気抜孔から水が排出され、続いて水中不分離性モルタルが流出した。水中不分離性モルタルは、注入孔に近い位置から遠い位置の順に流出したが、空気抜孔において注入面を確認したところ、流動勾配は大きくなかった。原液に近い水中不分離性モルタル

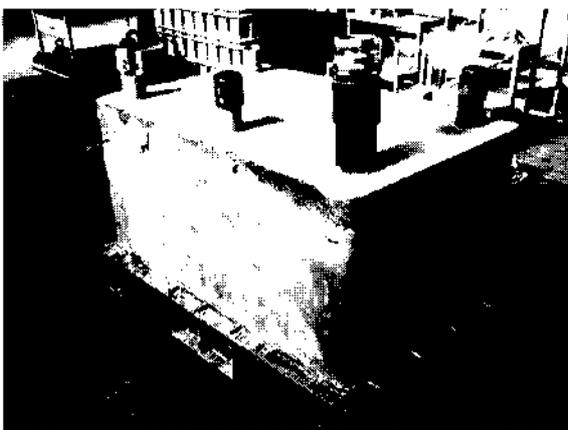
ルが、空気抜孔から流出することを確認してから注人完了とした。土槽解体後の外観では、ほぼ完全に充填されているように観察された。注人中の状況や充填状況の外観から、水中不分離性モルタルは、捨石の間隙内に十分充填可能であると判断でき、逆に逸散が懸念された。



地盤作製状況

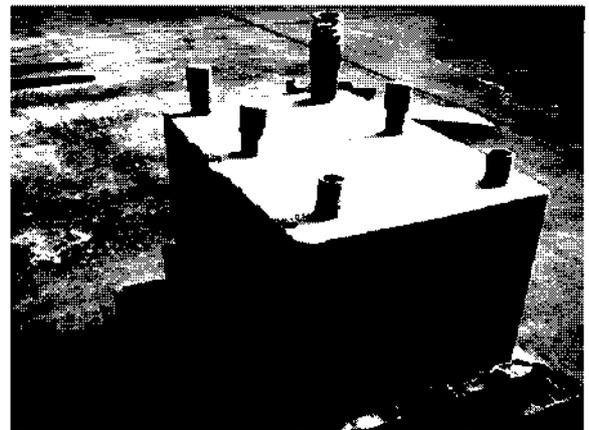


水中不分離性モルタル注入状況



注入完了後

外観ではほぼ完全に充填されている



注入完了後

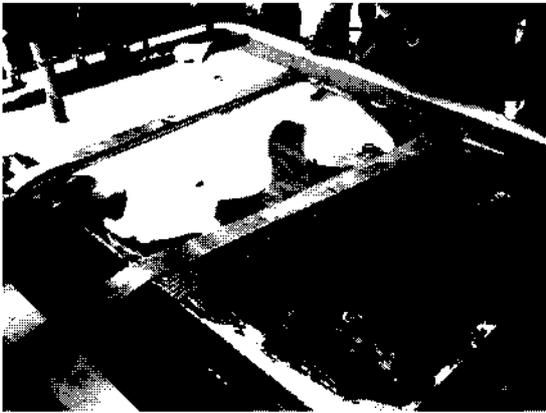
写真-7.16 ケース②の注入状況

写真-7.17にケース③の注入状況を示す。懸濁型薬液を砂の中に注入するためには、薬液に注入圧力を作用させて砂の中に侵入させる必要がある。しかし、コンテナを使用する本実験では、コンテナの形状が四角形であり、また剛性がやや低く薬液の注入圧力に対して変形しやすいことから、コンテナと地盤の境界面から懸濁型薬液が漏出しやすい状況となった。モルタルによる上蓋の厚みを10cmと厚くすること、石膏や不織布などでの漏出防止を試みたが、完全には漏出を防止できず、注入孔からコンテナ延長の1/2程度までの充填状況となった。

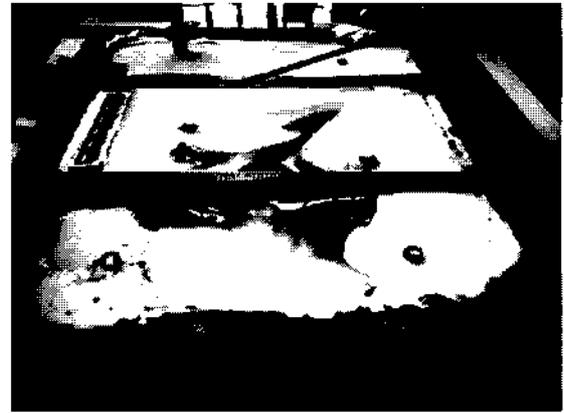
後述するケース④（複合地盤）の場合には、先行して供試体上側にセメントベントナイトが注入されるため、

蓋として懸濁型薬液の漏出対策になったと考えられ、本ケースと比較して注入状況は良好であった。なお、円形のボイド管では、注入管内への砂の流入防止対策と、注入管の周囲からのリーク防止を行った上で、モルタル蓋を厚くすることで、薬液に注入圧力を作用させることが可能であり、3回の供試体作製の結果、ボイド管のケース③-2のように良好な充填状況を得た。

以上のことから、懸濁型薬液を注入する場合には、ケーソン前面は土かぶりが少ない箇所となるため、注入時に薬液に圧力を作用させることができるように、捨石マウンド上に漏出防止対策が必要と考えられる。



写真左上端の管から注入
写真中央やや左の管から薬液が排出されている



写真右側の土槽端より薬液が漏出



注入完了後（左端の管が注入管）
右下部に砂のみの部分が観察される



注入完了後

写真-7.17 ケース③の注入状況

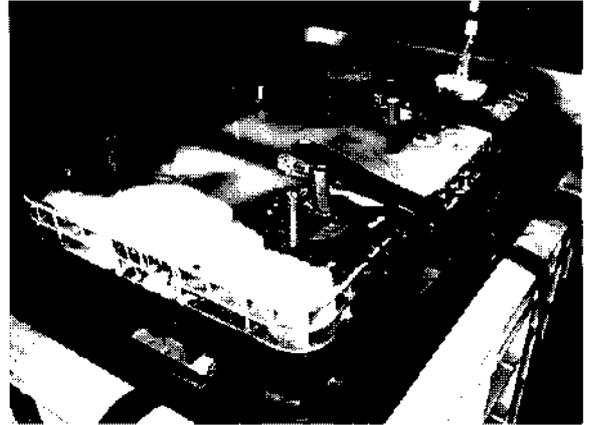
写真-7.18 にケース④の注入状況を示す。ケース③懸濁型薬液と比較して、外観では充填状況は良好と観察され

る。しかし、サンドゲルとならず砂のみが観察される箇所もある。



写真右上端の管から CB 注入

写真右手前から 2 本目の管より CB が排出されている



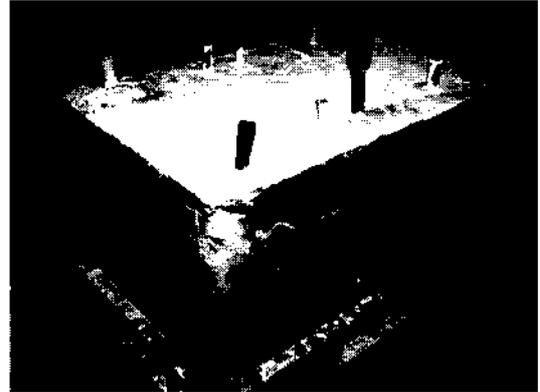
写真右上端の管から懸濁型薬液注入

注入管の手前の管より薬液が排出されている



上部に CB・下部に薬液が充填されている

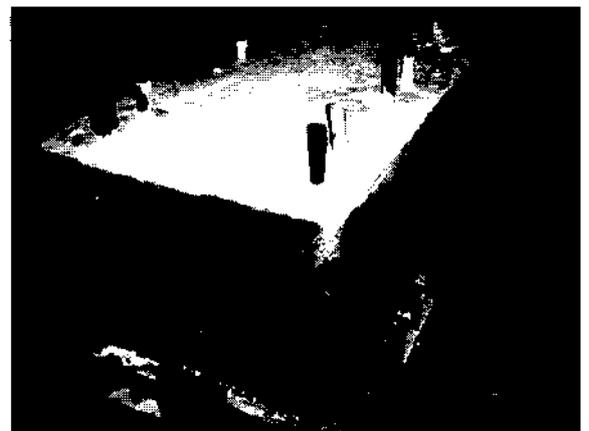
写真左側の下部は砂のみで薬液の充填が不十分



注入完了後



注入完了後



注入完了後

写真-7.18 ケース④の注入状況

c) 供試体解体による内部の充填状況観察

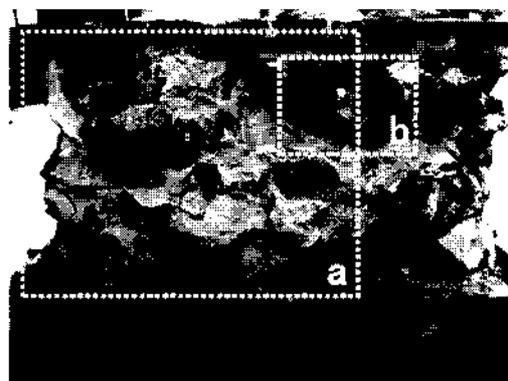
外観の充填状況だけではなく、捨石内部の充填状況をより詳細に調査するため、ブレイカーなどを用いて供試体の解体を行い、供試体内部を観察した。

ケース① (CB) の供試体解体後の内部の充填状況を写真-7.19 に示す。写真-7.19 (b) から、解体後の供試体内部の状況を観察すると、捨石間隙内はセメントペント

ナイトで良く充填されている様子が確認できる。また、より詳細に観察した写真-7.19 (c)、(d) から充填状況は良好であることがわかる。このように解体前の状況から、外観において未充填部が散見されるものの、捨石間隙内へのセメントペントナイトの充填状況は良好であるものと考えられる。



(a) 解体前 (注入孔は右手前側)



(b) 解体後



(c) 写真 (b) の a 部拡大

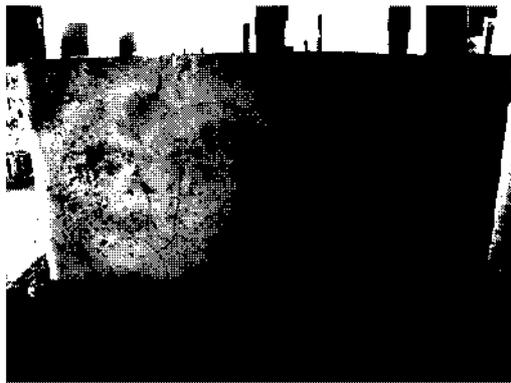


(d) 写真 (b) の b 部拡大

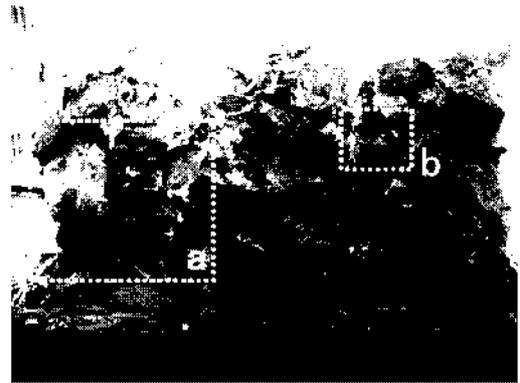
写真-7.19 ケース①の解体状況

ケース②の供試体解体後の内部の充填状況を写真-7.20に示す。解体前の外観（写真-7.20 (a)）及び解体後の状況（写真-7.20 (b)~(d)）から、捨石内部の間隙は水中不分離性モルタルで、良好に充填されていることが確

認できる。さらに、写真-7.20 (d) から捨石と水中不分離性モルタルとの付着状況を見ると大きな隙間は観察されず、付着状況は良好であるものと推察される。



(a) 解体前（注入孔は右手前側）



(b) 解体後



(c) 写真 (b) の a 部拡大



(d) 写真 (b) の b 部拡大

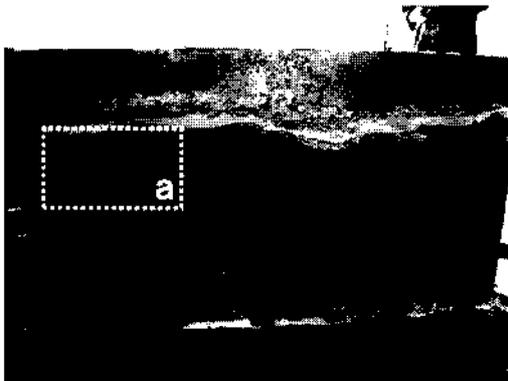
写真-7.20 ケース②の解体状況

ケース③の供試体の外部の充填状況を写真-7.21 に示す。写真-7.21 (a), (b) によると、懸濁型薬液が充填されていない箇所があり、捨石の間隙が大きな場所が散見される。これは注入時に懸濁型薬液の漏出を完全に防止できず、注入孔からコンテナ延長の1/2程度までの充填となったことが原因であると考えられる。

また、写真-7.21 (c) にコンテナ解体直後の状況を示す。供試体は、コンテナ解体後、トラックにて供試体の解体場所に輸送した。写真-7.21 (b) は輸送後(供試体解体前)の状況であり、写真-7.21 (c) と同様の箇所を示している。

これらの状況から懸濁型薬液が十分に充填されていない部分は、運搬により固結していない砂が崩れた状況が確認できる。

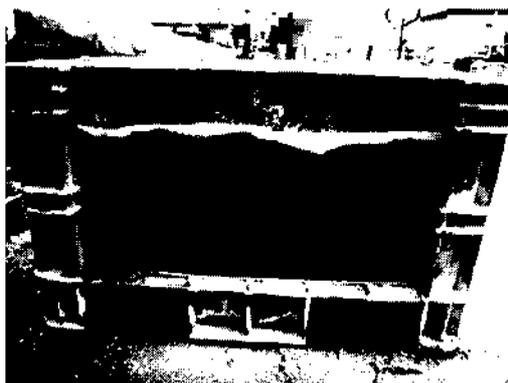
写真-7.21 (d) は、写真-7.21 (a) の一部分を拡大した写真であるが、懸濁型薬液がよく充填されていない部分では、写真のように砂が残っている状況が確認された。このような部分を手で触れてみると、ぼろぼろと崩れてくるような状況であった。このような状況は1箇所ではなく、供試体の中に多数見られた。



(a) 解体前（注入孔は右奥側）



(b) 解体前（写真 (a) の裏面）



(c) コンテナ解体直後（写真 (a) と同じ面）

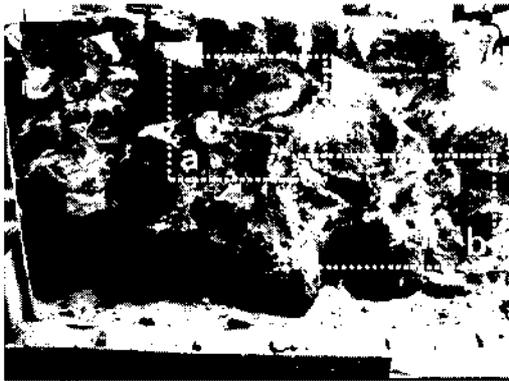


(d) 写真 (a) の a 部拡大

写真-7.21 ケース③の外観の観察

次に、ケース③の供試体解体後の内部の状況を写真-7.22に示す。ここで写真-7.22 (b) は、表面の砂を取り除くために供試体に水をかけた後の状況である。供試体の外観の状況から、供試体下部を除き、懸濁型薬液がよく充填されているようである。しかしながら写真-7.22 (c) の左上部及び写真-7.22 (d) の下部を見ると、捨石内部に

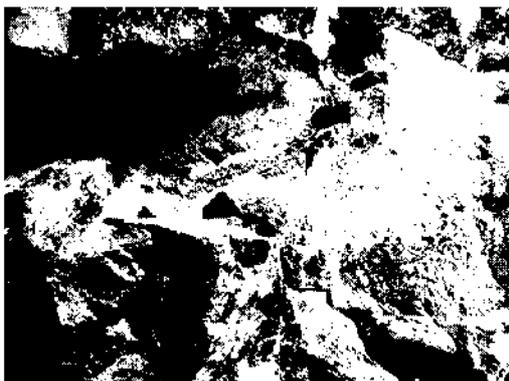
大きな間隙が残っている箇所もあり、場所によって充填状況に差があるものと考えられる。なお、写真-7.22 (c) 右下部及び写真-7.22 (d) 左部にクラックが確認できるが、これは解体時の影響（ブレイカーの振動など）によるものと考えられる。



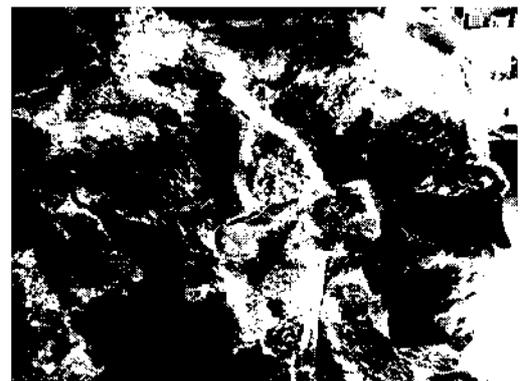
(a) 解体後（注入孔は右奥側）



(b) 解体後（写真 (a) と同じ面）



(c) 写真 (a) の a 部拡大



(d) 写真 (a) の b 部拡大

写真-7.22 ケース③の解体状況

ケース④の供試体の外部の充填状況を写真-7.23 に示す。ケース③の場合と同様に、コンテナ解体直後の状況写真でシラクソルがよく充填されていない場所（写真-7.23 (a) 左下部）については、運搬により砂が崩れ捨石がむき出しになっている状況を確認できる（写真-7.23 (b) 左下部）。

写真-7.23 (c) に示すように、供試体の内部において砂のみが観察される箇所が多々あり、シラクソルが完全に充填されていない状況を確認できる。また、写真-7.23 (d) のように、注入管付近でシラクソルの原液のみが固化し、注入管の周辺へ充填できていない状況も確認できた。



(a) コンテナ解体直後（注入孔は左奥側）



(b) 供試体解体前（写真 (a) と同じ面）



(c) 供試体解体後の状況



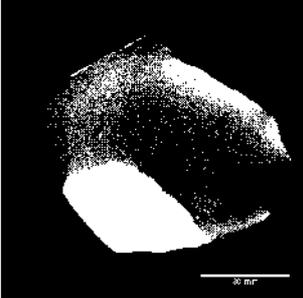
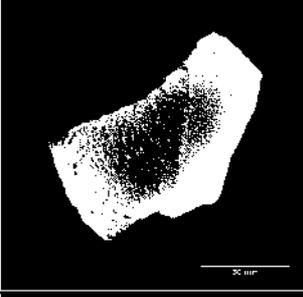
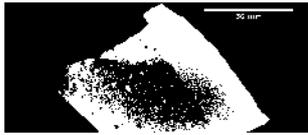
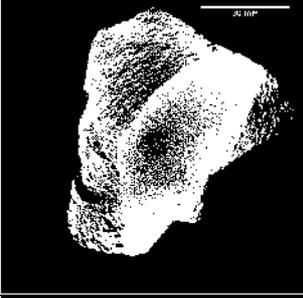
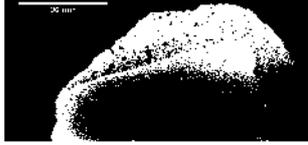
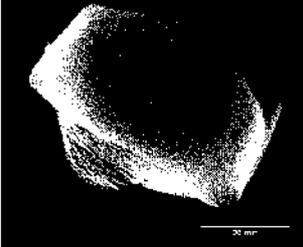
(d) 供試体解体後の状況

写真-7.23 ケース④の解体状況

固化材と捨石との充填及び付着状況を観察するため、供試体解体の際、供試体の一部を採取し、X線 CT 装置を用いて内部状況の観察を行った。各供試体の観察結果を表-7.22 に示す。いずれにおいても、捨石と固化材の界面に空隙は見られず、捨石と固化材の充填及び付着状況は

概ね良好であることがわかる。さらにケース①（複合地盤）では、CB と懸濁型薬液の付着状況も良好であることが確認できる。なお、ケース①（CB）の鉛直断面画像では捨石の近辺にクラックのようなものが観察できるが、この発生要因については不明である。

表-7.22 X線 CT 装置による供試体の観察結果

	供試体写真	水平断面画像	鉛直断面画像
ケース① CB			
ケース② 水中不分離性 モルタル			
ケース③ 懸濁型薬液			
ケース④ CB + 懸濁型薬液			

(6) 予備注入実験のまとめ

小型土槽を用いた捨石地盤への注入実験を行った結果、以下のような知見を得た。

- ・ 砂のない捨石内へのセメントベントナイトの注入では、未充填部が散見された（ただし、追加実験を行うまえの硫酸バンドを混入していない配合で実施した実験結果である）。供試体内部を確認したところ、内部に関しては概ね良好な充填状況であった。
- ・ 砂のない捨石内への水中不分離性モルタルの充填性は十分であった。逆に、逸散の可能性が懸念された。
- ・ 砂内への懸濁型薬液注入には、注入圧力を作用させる必要があり、固化材として懸濁型薬液を使用する場合、ケーソン前面のような土かぶりがない箇所には、懸濁型薬液の漏出防止対策を施工する必要がある。
- ・ ケース①の複合地盤への注入では、ケース①のセメントベントナイトや、ケース③懸濁型薬液よりも、外観では充填度がよいように見える。
- ・ X線 CT 装置を用い、捨石と固化材との充填状況及び付着状況を観察した結果、概ね良好であることが確認された。

7.3 予備注入実験（その2）

(1) 実験の目的

7.2で述べた予備注入実験により、固化材の基礎的な充填状況と圧縮強度を把握できた。そこで、次の課題として、捨石内の限定的な範囲に注入することを想定して、予備注入実験（その2）を行った。ケーソンの現場調査（5章）の結果を踏まえて、予備注入実験（その2）以降では、捨石内に砂は混入していないと想定した。そのため、本

実験以降は、固化材として懸濁型薬液を対象外とした。また、捨石の大きな間隙への限定的な充填に適すると考えられる可塑状グラウト材を新たに候補とした。

予備注入実験（その2）では、固化材を注入するにあたって、図-7.3.1のような一次注入（逸散防止）と二次注入（改良部への注入）を想定して、固化材の配合選定を行った。また試験的にアクリルパイプに詰めた捨石の中に固化材を充填し、その充填状況を目視観察した。

(2) 実験方法及び実験結果

a) 実験方法

写真-7.24のような直径300mm、高さ1mの透明のアクリルパイプの中に捨石を詰めて、水を注水し、パイプ上部から固化材を投入した。その際、パイプ外壁をとおして固化材の注入状況を観察した。



写真-7.24 予備実験（その2）供試体

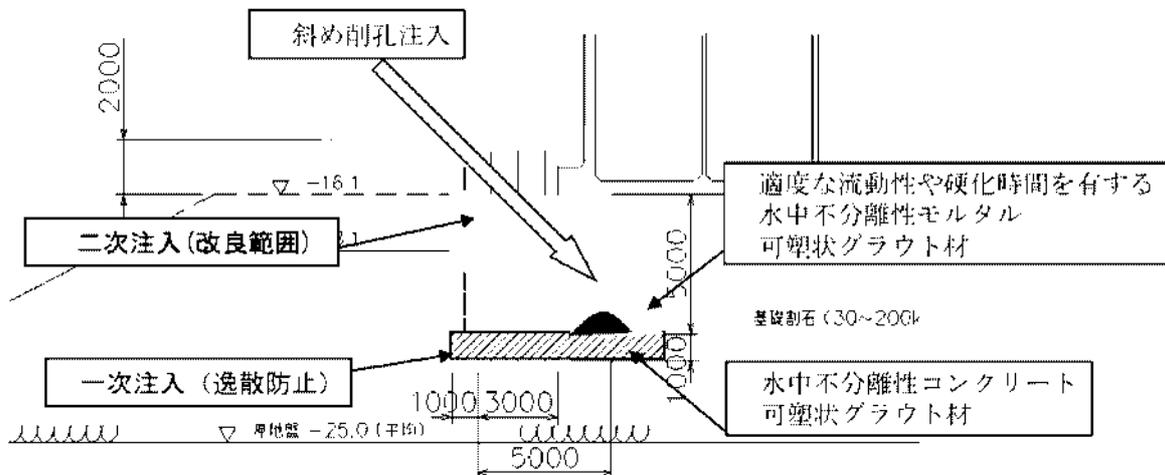


図-7.9 予備実験（その2）で想定する施工方法のイメージ

b) 水中不分離性コンクリート

改良部より底部を先行固化させる（一次注入）材料を想定して、粗骨材を含み、捨石内で逸散しにくいと考えられる通常の水中不分離性コンクリートを抽出した。水中不分離性コンクリートでは、表-7.23のようなスランブフローが標準とされている。そこで、一般の場合としてスランブフロー500mm、流動性が求められる場合として550mmのスランブフローと設定した。

粗骨材は、通常使用されるものより小さく、最大寸法15mmとした。逸散抑制を重視すると、スランブフローを小さく、粗骨材量を大きくする必要がある。一方、削孔ピッチの拡大を重視すると、スランブフローを大きく、粗骨材量を小さくする必要がある。このように逸散抑制と削孔ピッチの拡大は相反するものであるから、注入実験を実施しないと、配合の設定方法を定めることができない。そこで、簡易的な注入実験を行うことで判断指標とした。

粗骨材率については、細骨材率により変化させた。標準の細骨材率を35～45%と設定している例が多い¹⁰⁾¹²⁾。そこで、細骨材率を35%、40%、45%の3段階に変化させて実験を行った。水セメント比については、水中不分離性モルタルで設定したものと同様に、W/C=60%とした。

設定した目標スランブフローに対して配合選定を行った結果を表-7.24に示す。これらのうち、配合5及び配合2について、捨石を詰めたアクリルパイプ内に投入し、充填状況を観察した。配合5は、最も粗骨材が少なく流動性が高いものであり、配合2は標準的な配合である。写真-7.25に水中不分離性コンクリートのフレッシュ性状例を示す。

アクリルパイプの中の捨石に、配合5の水中不分離性コンクリートを上部から投入した。写真-7.26に投入状況を示す。配合5は、粗骨材が最も多く、スランブフローの大きい配合である。写真-7.26(b)からもわかるとおり、コンクリートはパイプの上部（色が変化しているあたりまで）にのみ充填され、捨石内にあまり入らなかった。写真-7.26(c)に示した排水後の観察からも、アクリルパイプ下部にはコンクリートが入っていないことが確認できる。このことから、1次注入材としては適用可能性があらと考えられる。

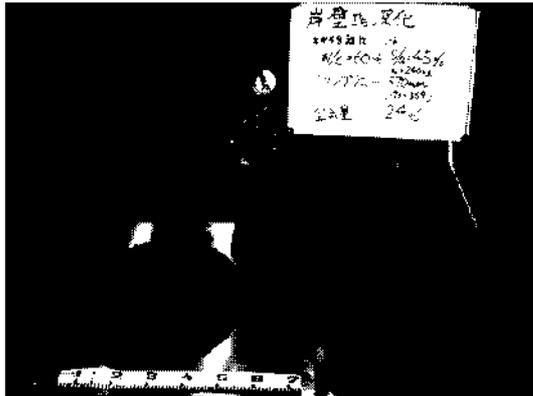
また、標準的な配合2の水中不分離性コンクリートをアクリルパイプ内の捨石に投入した状況を写真-7.27に示す。配合5と同様に、目視観察では、捨石内にあまり入らなかった。粗骨材によって閉塞し捨石間隙内に入っていないものと考えられる。

表-7.23 水中不分離性コンクリートのスランブフロー¹¹⁾

施工条件		スランブフローの範囲 (cm)
急斜面の張石 (1:1.5~1:2) の固結、斜面の薄いスラブ (1:8 程度まで) の施工等で、流動性を小さく押さえたい場合		35~40
単純な形状の部分に打ち込む場合		40~50
一般の場合、標準的な鉄筋コンクリート構造物に打ち込む場合		45~55
複雑な形状の部分に打ち込む場合 特別に良好な流動性が求められる場合		55~60

表-7.24 水中不分離性コンクリート配合

No	W/C (%)	目標スランブフロー (mm)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)						スランブフロー (mm)	空気量 (%)	
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	水中不分離性混和剤	助剤			AE 減水剤
1	60	550	40	235	392	644	980	W / 1.1%	C × 2.5%	C × 0.25%	560	1.9
2		500		220	367	671	1015				520	1.0
3		550		240	400	715	886				570	2.4
4		500	205	342	781	964	490				1.6	
5		550	35	235	392	565	1060				545	1.6
6		500		205	342	607	1140				485	1.4



配合 3: スランプフロー570mm, s/a=45%

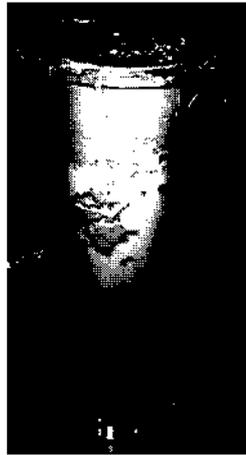


配合 5: スランプフロー540mm, s/a=35%

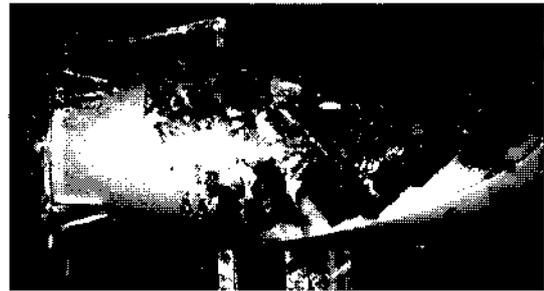
写真-7.25 水中不分離性コンクリートフレッシュ性状例



(a) 投入前

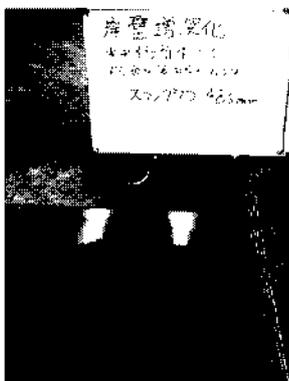


(b) 投入後



(c) 排水後の観察状況

写真-7.26 水中不分離性コンクリート投入状況 (配合 5)



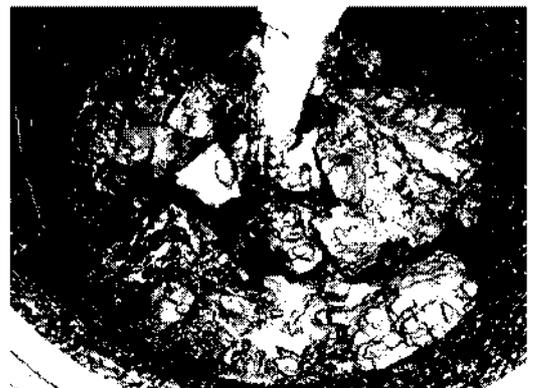
(a) フレッシュ状況



(b) 投入後



(c) 排水後



(d) 実験後の内部 (粗骨材が観察される)

写真-7.27 水中不分離性コンクリート投入状況 (配合 2)

c) 水中不分離性モルタル

水中不分離性コンクリートと同様に、水セメント比 $W/C = 60\%$ とした。また、流動性の調整によって限定範囲に充填できるかを考え、砂セメント比 S/C を変化させて、モルタルフロー目標値を 250mm, 200mm, 150mm とした。

表-7.25 に示す配合により所要のモルタルフローが得られた。写真-7.28 に水中不分離性モルタルのフレッシュ性状を示す。

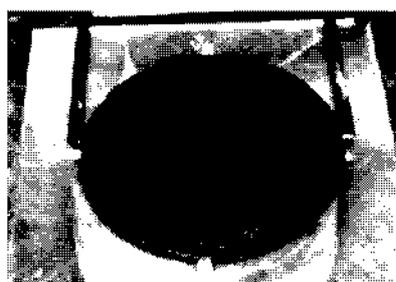
ここでは、最も流動性の高い配合①と最も流動性の低い配合③について、アクリルパイプ内の捨石に投入する実験を行った。

配合①をパイプ内に投入した状況を写真-7.29 に示す。モルタルは、捨石内を自由落下し続け、底面まで落下してから上に向かって積層した。捨石の上から投入する方法では、自由落下により材料分離することが観察された。

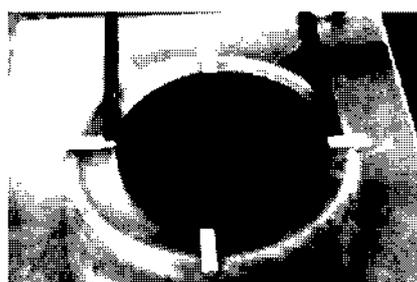
一方、最も流動性の低い配合③をパイプ内に投入した状況を写真-7.30 に示す。配合①の場合と同様に捨石内を自由落下し続け、底面まで落下してから上に向かって積層した。捨石の上から投入する方法では、自由落下により材料分離することが観察された。このことから、水中不分離性モルタルでは、捨石内の所定範囲を限定的に注入することは難しいと思われる。

表-7.25 水中不分離性モルタル配合

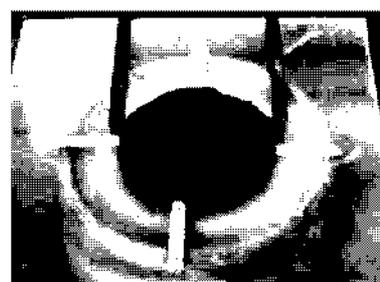
No	W/C	砂セメント比 S/C	水 W	高炉セメント B 種 C	陸砂 S	高性能 AE 減水剤	水中不分離性 混和剤	モルタル フロー
①	60%	1	447kg	745kg	747kg	C×2%	W×1.1%	275mm (275mm×275mm)
②		2.42	317kg	528kg	1278kg	C×2%	W×1.1%	202mm (202mm×201mm)
③		3	283kg	472kg	1418kg	C×2%	W×1.1%	155mm (160mm×150mm)



①モルタルフロー275mm



②モルタルフロー202mm



③モルタルフロー155mm

写真-7.28 水中不分離性モルタルフレッシュ性状

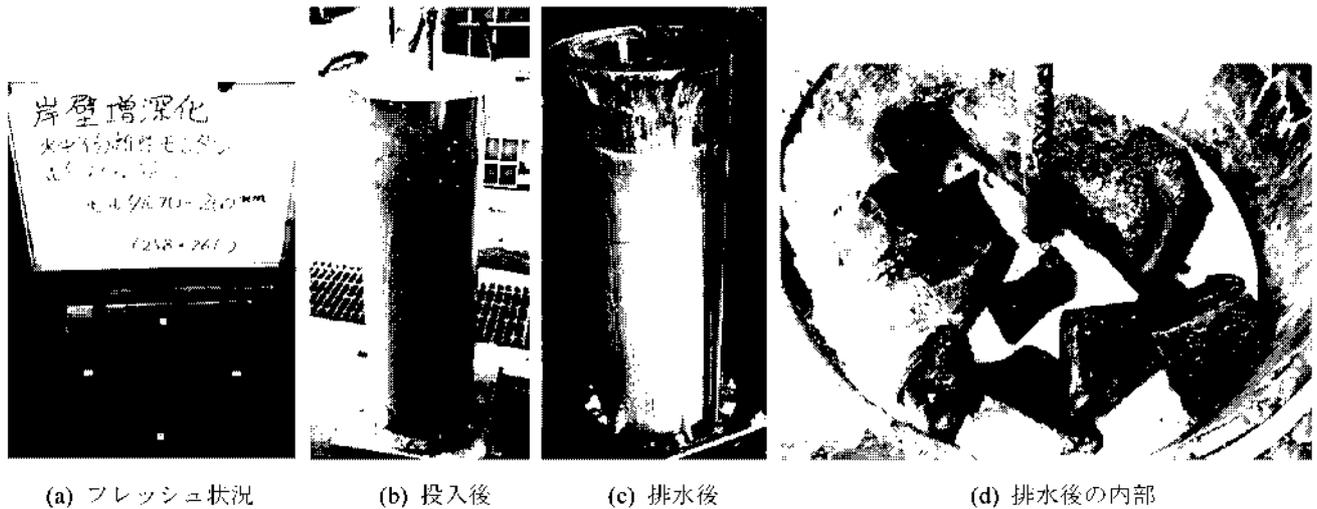


写真-7.29 水中不分離性モルタル投入状況 (配合①)

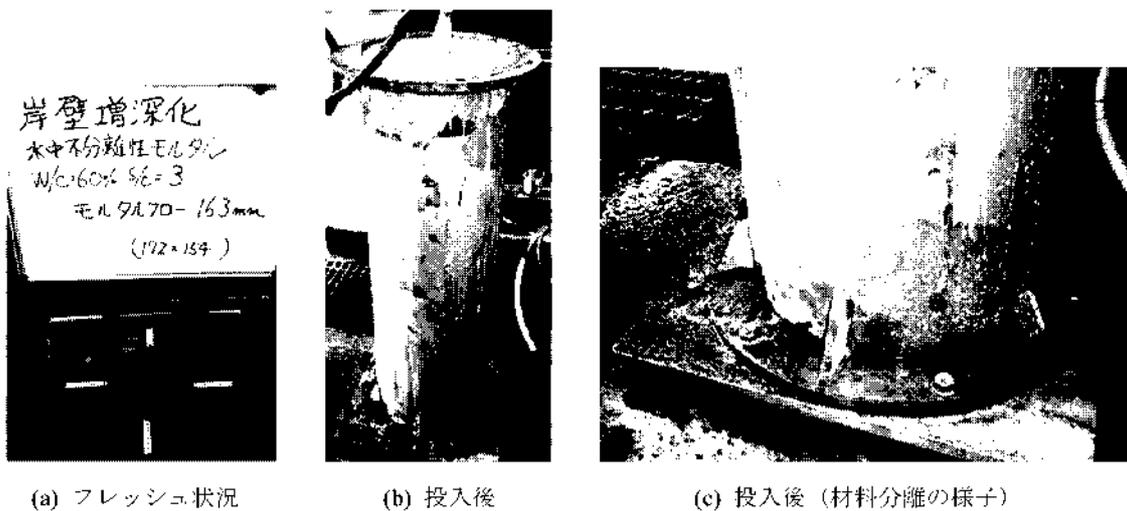


写真-7.30 水中不分離性モルタル投入状況 (配合③)

d) 可塑状グラウト材

可塑状グラウト材について、基本性状の把握及び配合検討を目的として実験を行った。可塑状グラウト材には商品化された多数の材料(工法)があるが、ここでは比較的強度が大きい材料を選定し、その材料を用いて捨石内の限定的な範囲に注入するのに適した配合を検討した。

可塑状グラウト材の使用材料を表-7.26に示す。実験は、標準的な配合Ⅰ、充填性向上のために軟かくした配合Ⅱ、その中間的な固さを狙った配合Ⅲの3種について実施した。配合条件を表-7.27に示す。

配合したグラウトについて表-7.28に示すような基本

性状について試験を実施した。試験結果を表-7.29に、フレッシュ性状を写真-7.31に示す。写真-7.31に示すように打撃後の広がり方が、配合によりやや異なった。これは可塑材Aの量による影響と考えられる。

次に、アクリルパイルへの投入実験を実施した。投入実験は配合Ⅰ～Ⅲのすべてについて実施した。投入状況を写真-7.32～写真-7.34に示す。配合Ⅰではグラウトは表層にとどまったのに対し、配合Ⅱについては最下部まで流下し材料分離も見られた。配合Ⅲではパイプの1/3程度まで充填ができた。このことは、配合を調整することで注入範囲を限定できる可能性を示唆するものである。

表-7.26 可塑状グラウト材の使用材料

材料名	密度 (g/cm ³)	外観	機能
普通ポルトランドセメント	3.15	粉末	水と反応して硬化物を形成する。
水	1.00	液体	主に充填材の流動性を高め、かつセメントと反応して硬化物を形成する。
減水剤	1.03~1.10	液体	基材の流動性を高め、さらに基材の可使時間を延長する。
可塑剤 A	—	液体	充填材に可塑性を付与する。
可塑剤 B	1.49	液体	充填材に可塑性を付与する可塑剤 A の働きを助け、かつ水和反応を促進する。
可塑剤 C		粉末	充填材の材料分離抵抗性（水中不分離性、ブリーディング抵抗性）を高める。

表-7.27 可塑状グラウト材の配合

	基材			可塑材				備考
	セメント	水	減水剤	可塑剤 A	可塑剤 B	可塑剤 C	水	圧縮強度
	kg	L	kg	kg	kg	kg	L	N/mm ²
配合 I	1212	485	6.06	0.61	6.06	2.50	121	24
配合 II				0.30				
配合 III				0.48				

表-7.28 可塑状グラウト材の試験項目

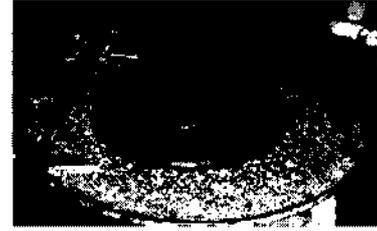
試験名	試験方法	配合 I	配合 II	配合 III	測定値
コンシステンシー試験	JHS A 313-1992	○	○	○	フロー値
凝結試験	JHS A 313-1992	○			フロー値
水中不分離性試験	JHS 基準	○	○		pH, 濁度 (目視)

表-7.29 可塑状グラウト材の各種性状試験結果

	コンシステンシー試験 フロー値 (mm)		凝結試験 静置フローの経時変化 (mm)				水中不分離試験 pH の変化		
	静置	打撃	30 分後	60 分後	90 分後	120 分後	原水	30 分後	60 分後
配合 I	103.0	157.0	95.5	91.0	89.0	86.0	7.65	7.76	7.83
配合 II	161.5	203.0	-	-	-	-	7.93	8.05	8.16
配合 III	110.0	167.0	-	-	-	-	-	-	-



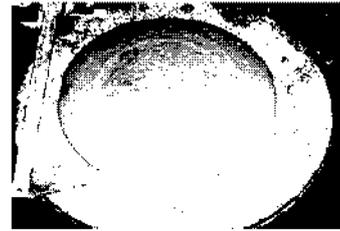
配合 I: 静置



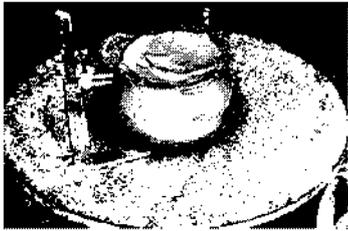
配合 I: 15 回打撃



配合 II: 静置



配合 II: 15 回打撃



配合 III: 静置



配合 III: 15 回打撃

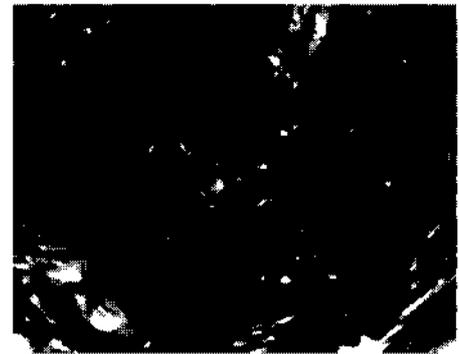
写真-7.31 可塑状グラウト材フレッシュ性状



(a) 投入後
(表面にとどまっている)



(b) 排水後
(下部には充填されていない)

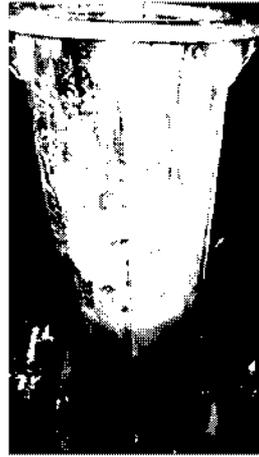


(c) 内部の様子

写真-7.32 可塑状グラウト材投入状況 (配合 I)



(a) 投入後
(下部まで落ちる)



(b) 排水後
(材料分離が見られる)



(c) 内部の様子

写真-7.33 可塑状グラウト材投入状況 (配合 II)



(a) 投入後
(途中まで充填できた)



(b) 排水後
(約 1/3 まで充填している)



(c) 内部の様子

写真-7.34 可塑状グラウト材投入状況 (配合 III)

(3) 予備注入実験 (その2) のまとめ

水中不分離性コンクリートは、捨石の上部にとどまり、下部への逸散は少なかった。そのため一次注入材料として適用できる可能性がある。ただし、今回の実験では水平方向への充填範囲が不明である。水平方向への充填範囲が小さい場合、削孔本数が多くなり施工効率が悪くなる。

水中不分離性モルタルの場合、自重により下へ自由落下し続けた。一次注入材料としての適用は難しいと考え

られる。また、二次注入材として適用する場合でも、自由落下をなるべく避けた施工方法に留意する必要があることがわかった。7.2 (5) で述べた小型上槽による注入実験では、固化材を下から圧入して充填する方法であったため、固化材の自由落下による強度や充填性への影響は、あまりなかったと考えられる。しかし、今回の実験で、捨石内を自由落下したモルタルの性状は、練り上がり時に比較して濃度が薄くなっているように観察された。

可塑状グラウト材に関しては、配合により充填範囲が

異なった。捨石間隙の大きさに対して配合を変化させフロー値を調整すれば、限定範囲への充填を行える可能性がある。今回の石の大きさでは、配合Ⅲが適切であったが、実際の大きさの捨石の間隙に対して、適切なフロー値を設定する必要がある。また、配合Ⅱについて自由落下した場合、材料分離が観察されたため、自由落下をなるべく避けた施工方法が望ましいと考えられる。

以上をまとめると、表-7.30 のようになる。

表-7.30 に示したように、予備注入実験（その2）の実験結果から、水中不分離性コンクリートは充填範囲が狭

く効率的な施工が難しいと想定されることや、水中不分離性モルタルは、二次注入材として期待されるが、逸散や自由落下による材料分離が懸念されることが確認された。

そこで、捨石の限定範囲に注入可能な固化材として、可塑状グラウト材を選定することとした。また、図-7.9 のような一次注入、二次注入のような施工方法ではなく、図-7.10 のような可塑状グラウト材を球体のような形で注入する施工イメージが望ましいと考えられる。

表-7.30 予備注入実験（その2）の実験結果まとめ

材料	結果のまとめ・考察
水中不分離性コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> ・ 1次注入材として捨石間隙の詰めの効果はあるが、水平方向への広がりに疑問が残る。 ・ 注入孔のピッチや注入方法に工夫が必要。
水中不分離性モルタル	<ul style="list-style-type: none"> ・ 1次注入材としての利用は難しい。 ・ 2次注入材としての利用は期待できるが、配合と水平方向の広がりとの関係をつかむ必要があり、また自由落下による材料分離が懸念される。
可塑状グラウト材	<ul style="list-style-type: none"> ・ 1次注入材及び2次注入材としての利用が期待されるが、配合と2次元的な広がりとの関係をつかむ必要がある。
全材料共通	<ul style="list-style-type: none"> ・ いずれの材料についても、鉛直方向と水平方向の広がりと同程度である（重力の関係でやや鉛直方向に広がる傾向）と考えられ、1次注入において水平方向のみに広がりをもたせる限定注入はむずかしい。 ・ 注入状況を見ると、分離や希釈が問題になる可能性があり、注入後の強度についても確認が必要である。 ・ 次のステップとして、フロー値と2次元的な広がりとの関係を確認することが望ましい。 ・ 注入材のフロー値が予想以上に注入状況に影響を及ぼす可能性があると考えられ、施工管理の面からできるだけ単純な施工とすることが望ましい。

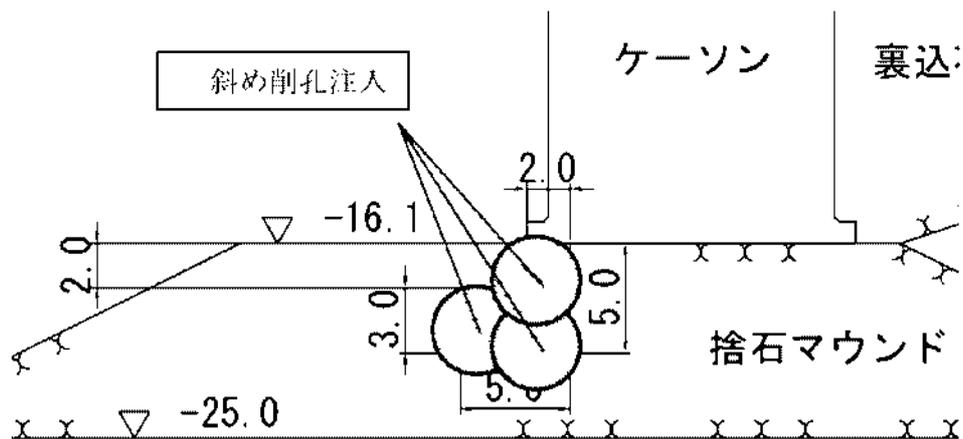


図-7.10 予備実験（その2）の結果に基づく施工方法のイメージ

7.4 ドラム缶を用いた可塑状グラウト材注入実験

(1) 実験概要

予備注入実験（その2）により可塑状グラウト材を固化材として選定したが、二次元の大型注入実験を実施する前に、ドラム缶を用いた予備実験を行うこととした。実験では、ドラム缶に詰められた捨石に対して可塑状グラウト材を圧入することで、その充填範囲を把握することを目的とした。また、フロー値の相違と圧入速度による影響を調査した。さらに、通常のもルタルのように、可塑状グラウト材が重力によって下方へ卓越して自由落下しないかを確認した。

(2) 実験方法

ドラム缶内に、予備注入実験で使用したものと同様の最大粒径 200mm 程度の捨石（写真-7.5 参照）を詰め、注入管から可塑状グラウト材を注入した。供試体は 4 個作製し、表-7.31 のように配合と注入速度を変化させて注入を行った。実施した試験項目を表-7.32 に示す。

可塑状グラウト材の材料は、予備注入実験（その2）で使用したものと同様に、表-7.26 に示したものである。可塑状グラウト材の配合は、予備注入実験（その2）の結果を踏まえて表-7.33 に示す2種類とした。配合Ⅰは標準タイプであり、配合Ⅱは可塑剤 A を増加した硬練りタイプ

である。

通常、可塑状グラウト材は、セメントミルクである基材と可塑材を別々に練り混ぜ、別系統のポンプで圧送した後、注入箇所付近で静止ミキサにより混合して製造を行う。しかし、本実験では実施と比較して数量が少ないため、静止ミキサでの混合は不均一になると考えられたため、基材と可塑材をハンドミキサにより混合した。また、各材の練混ぜもハンドミキサにより行った。図-7.11 に製造手順を、写真-7.35 に製造状況を示す。

その他、使用した機器の概要を表-7.34 に示す。

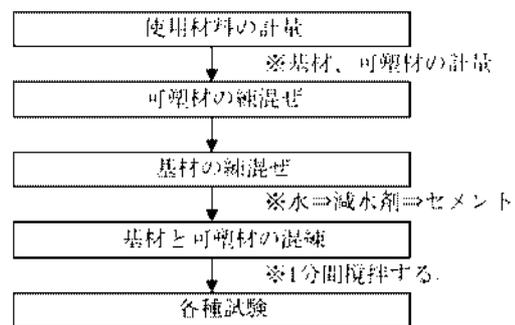


図-7.11 可塑状グラウト材の製造手順

表-7.31 実験条件

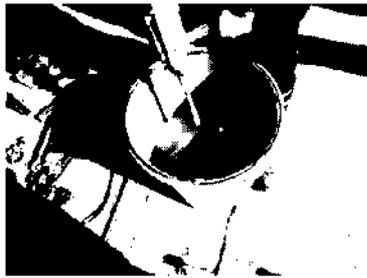
供試体	可塑状グラウト材の配合	注入速度	捨石の間隙率	充填センサ
No.1	配合Ⅰ（標準タイプ）	10 l/min	42%	設置
No.2	配合Ⅰ（標準タイプ）	20 l/min	41%	無
No.3	配合Ⅱ（硬練りタイプ）	10 l/min	41%	無
No.4	配合Ⅱ（硬練りタイプ）	20 l/min	40%	無

表-7.32 試験実施項目

試験項目	試験内容	数量	試験方法
物性試験	フロー値測定 密度測定	2 配合×1 回	JHSA 313-1992 「エアモルタル及びエアミルクの試験方法」
充填センサによる計測	固化材の広がりモニタリング	1 供試体×1 回	注入管の吐出口上部に充填センサを取付け充填時に計測
出来形確認	ドラム缶を解体し観察	1 供試体×1 回	目視観察

表-7.33 可塑状グラウト材の配合（1m³あたり）

名称	基材			可塑材				備考		
	セメント kg	水 L	減水剤 kg	可塑剤 A kg	可塑剤 B kg	可塑剤 C kg	水 L	タイプ	フロー値 (静置時) mm	単味の 圧縮強度 N/mm ²
配合Ⅰ	1212	485	6.06	0.61	6.06	2.50	121	標準	100 程度	24
配合Ⅱ				0.91				硬練り	90 程度	



(a) 可塑材練混ぜ



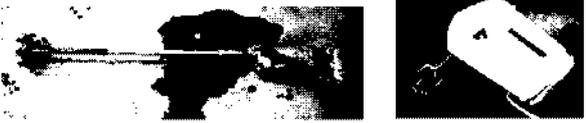
(b) 可塑材投入



(c) 可塑状グラウト材練混ぜ

写真-7.35 可塑状グラウト材の製造状況

表-7.34 使用機器一覧表

機器名称	用途・仕様・規格	外視
スクイズポンプ	グラウト充填用 吐出量 35 l/min 圧力 2.5MPa 200V、1.5kw	
ハンドミキサ	基材製造及びグラウト製造用電動攪拌機 可塑材製造用	
コントロールシステム	注入材料の流量圧力制御及び記録計	
充填センサ	コンクリート充填状況の感知	

a) 供試体の作製

供試体の作製手順は以下のとおりである。

- ① ドラム缶(直径 570mm、高さ 880mm)内に捨石(200mm 以下)を詰める。
- ② ドラム缶には、注入管(塩ビ管 VP40)及び充填時ドラム缶内の水を排出する水抜きパイプ(塩ビ管 VP16)を設置する。水抜きパイプはドラム缶の下端に 2 本と上端に 2 本設置した。
- ③ ドラム缶上部をモルタルで閉塞し、充填材の漏洩を防止する(キャッピング)。
- ④ モルタル硬化後、ドラム缶内を水で充水する。その際、

充水量を測定することで、供試体の間隙率を算出した。ドラム缶の供試体構造図を図-7.12 に、供試体作製状況を写真-7.36 に示す。

供試体 No.1 については、可塑状グラウト材の充填状況をモニタリングするため、ドラム缶内に充填センサを取付けた。充填センサは、センサの電極間に蓄積された電荷の放電過程で生じる残留電圧を測定することで、電気伝導度の異なる材料を識別するものである。充填センサは、あらかじめ注入管の先端から 0.2m 上部に貼り付けておいた。充填センサ設置状況を写真-7.37 に示す。

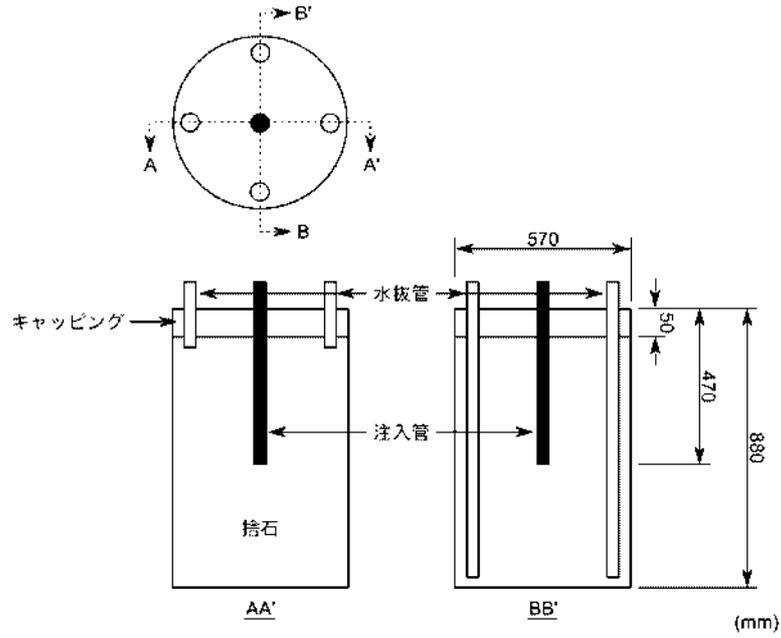
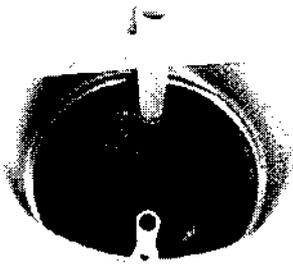


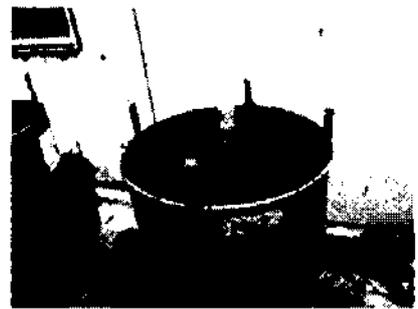
図-7.12 供試体構造図



(a) 捨石詰め状況

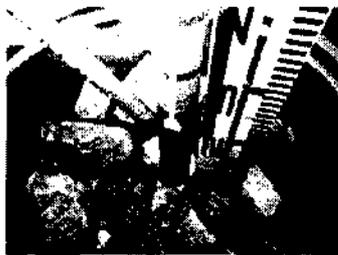


(b) キャッピング前

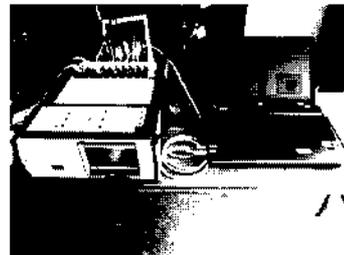


(c) 供試体完成

写真-7.36 供試体作製状況



(a) 注入管への貼付状況



(b) 計測システム

写真-7.37 充填センサ設置状況

b) 物性試験の方法

JHSA 313-1992「エアモルタル及びエアミルクの試験方法」(シリンダー法)及びJIS R 5201-1997「セメントの物理試験方法」(フロー試験)に準拠して行った。試験手順は以下のとおりである。

- ① シリンダー (内径 80mm, 高さ 80mm 黄銅製または硬質プラスチック製) を水平な鋼製または硬質プラスチック製の板の上に静置する。
- ② 材料をシリンダーからあふれさせないように、シリンダーの上端まで静かに入れる。凝結時間確認のため必要数採取する。
- ③ 材料の表面が水平かつシリンダーの上端に一致するように、シリンダーの側面を指で軽くたたく。
- ④ シリンダーを静かに鉛直上方に引き上げ、遮水材料が広がって1分後に、最大と認められる方向の径と、これに直角方向の径を測定する。
- ⑤ フローテーブル上の試験体を15秒間に15回の落下運動を与え、広がった後の径を最大と認める方向と、こ

れと直角な方向で測定しその平均値で表す。使用する試験器具を図-7.13に示す。

c) 可塑状グラウト材の注入方法

前述のとおり、少量の注入であるため、通常使用する静止ミキサを使用せず、以下の注入方法で行った。

- ① 可塑状グラウト材を製造。
- ② 供試体 No.1 では充填前から充填センサによる計測を開始した。
- ③ コントロールシステムで注入速度を設定した。
- ④ スクイズポンプで充填を開始。
- ⑤ 充填中は、水抜きパイプからの排出状況、キャッピング部からの漏洩、充填圧力などを監視し記録する。
- ⑥ 所定の充填量 40L に達したことを確認し充填終了とした。
- ⑦ 充填後、翌日まで (24 時間程度) 養生し硬化を待つ。
- ⑧ 供試体 No.1 については夕方まで計測を継続し、充填センサの測定値の変化を記録した。

注入方法のイメージ図を図-7.14に示す。

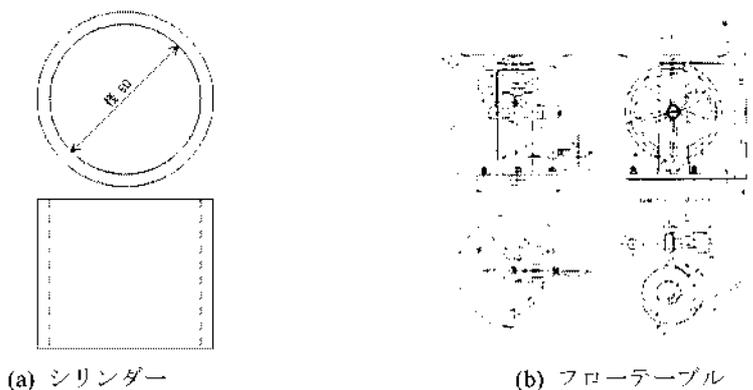


図-7.13 フロー試験器具

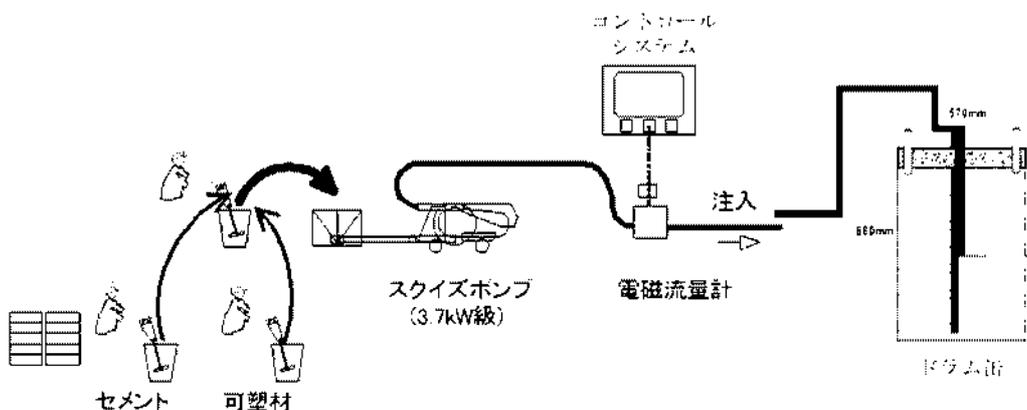


図-7.14 可塑状グラウト材の注入方法のイメージ

(3) 実験結果

a) 物性試験結果

表-7.35 に可塑状グラウト材の物性試験結果を、写真-7.38 に試験状況を示す。配合Ⅰの静置フローは、設定値に対してやや大きい値を示した。一方、配合Ⅱについては設定値どおりの静置フローが得られた。密度は設定値に対し小さい値を示したが、計量誤差の範囲内であると考えられる。

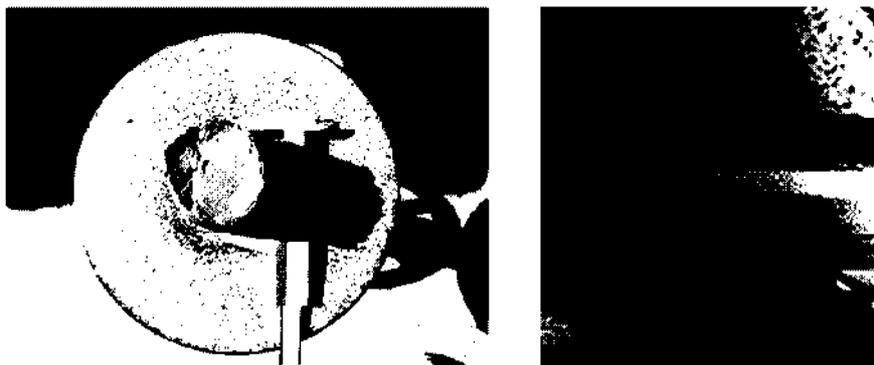
表-7.35 物性試験の結果

	静置フロー (mm)	打撃フロー (mm)	密度 (kg/l)
配合Ⅰ	109 (100)	168	1.78 (1.80)
配合Ⅱ	91 (91)	134	

() 内は設定値



配合Ⅰ（標準タイプ）静置フロー・密度測定状況



配合Ⅱ（硬練りタイプ）静置フロー測定状況

写真-7.38 可塑状グラウト材の物性試験の状況

b) 注人実験の結果

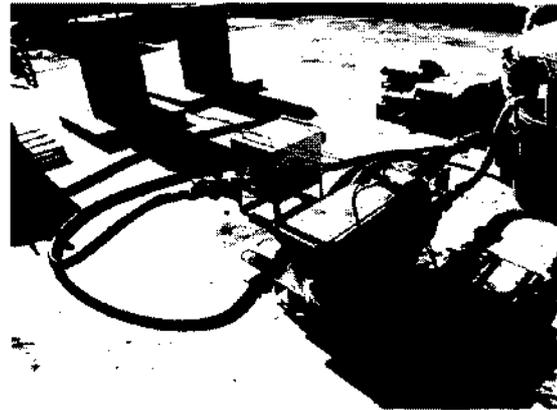
可塑状グラウト材をハンドミキサで製造後、ポリバケツから直接スクイズポンプで圧送してドラム缶内へ注人した。すべての供試体で、注人開始と共に水抜きパイプから水の排出が確認された。実験計画どおり 40L 注人したことを確認し、終了とした。注人結果を表-7.36 に、注人状況を写真-7.39 に示す。

表-7.36 ドラム缶への注人結果

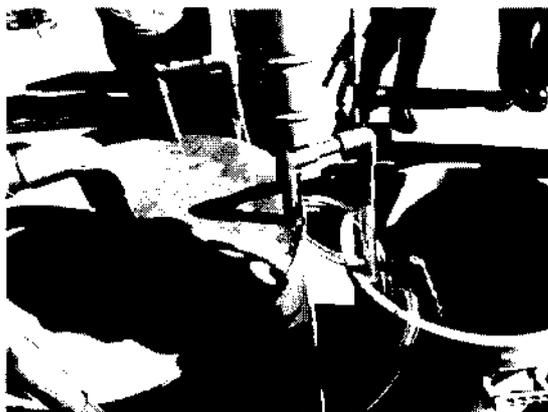
供試体	空隙率 (%)	注入量 (L)	注入時間 (sec)	注入速度 (L/min)	注入圧力 (MPa)
No.1	42	39.6	243	9.5	0.21
No.2	41	39.6	147	15.9	0.22
No.3	41	39.6	257	9.2	0.22
No.4	40	39.9	143	15.5	0.28



(a) 充填状況全景



(b) スクイズポンプによる充填



(c) 水抜きパイプ排出状況



(d) コントロールシステムによる制御・記録

写真-7.39 ドラム缶への注人状況

c) 充填センサ測定結果

供試体 No.1 の注入時には充填センサによる計測を行った。計測間隔は1秒とした。図-7.15 に計測結果を示す。

計測は、ドラム缶内を充水する前（気中状態）から行った。10時ごろからの水の充水と共に供試体内のセンサの電圧値が上昇し、450～460mV程度の安定した電圧を示した。

一方、固化材を製造後、ピーカー内に採取した固化材に、キャリブレーション用の充填センサ（供試体内に設置したものと同型のもの）を投入した（図-7.15 の破線）。

充填開始時の供試体内のセンサの計測値を図-7.16 に示す。図-7.16 には可塑状グラウト材の注入圧・流量を

あわせて示している。図-7.16 からわかるとおり、充填開始から約150秒後にセンサが反応している。この時の電圧が、図-7.15 に示したようにキャリブレーション用のセンサの電圧とほぼ同等であることから、この時点でセンサ設置位置に固化材が到達したと考えられる。

固化材が到達した時点で電圧は約1000mVとなり、その後約800mVまで低下して安定した。充填後は、計測間隔を1分とし、2時間経過するまで継続したが、キャリブレーション用のセンサと供試体内のセンサは同様の値を示した。

以上より、充填センサは、充填の目安を確認するために使用できると考えられる。

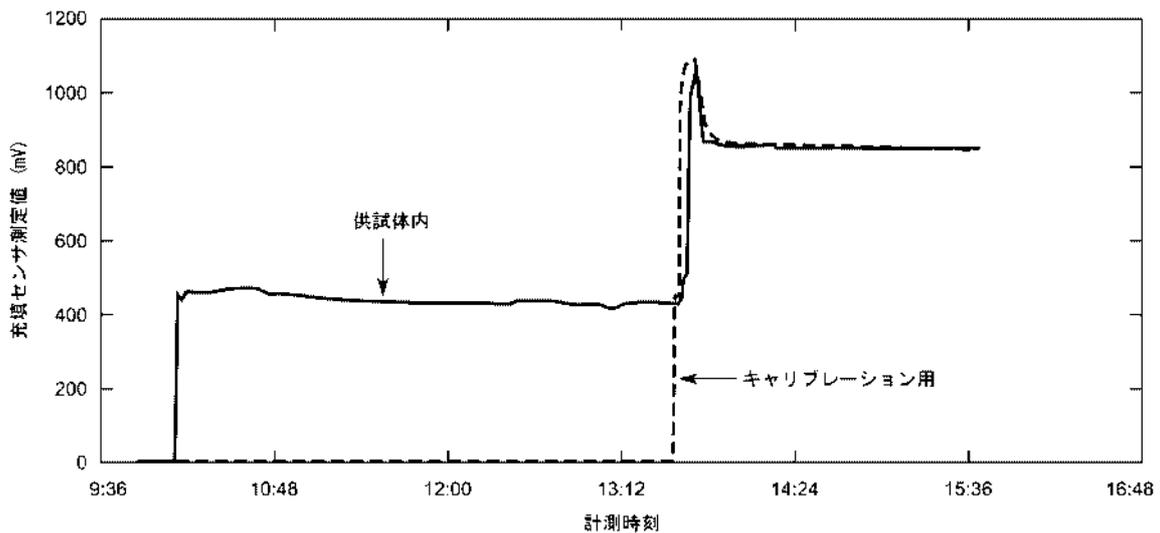


図-7.15 充填センサ測定結果

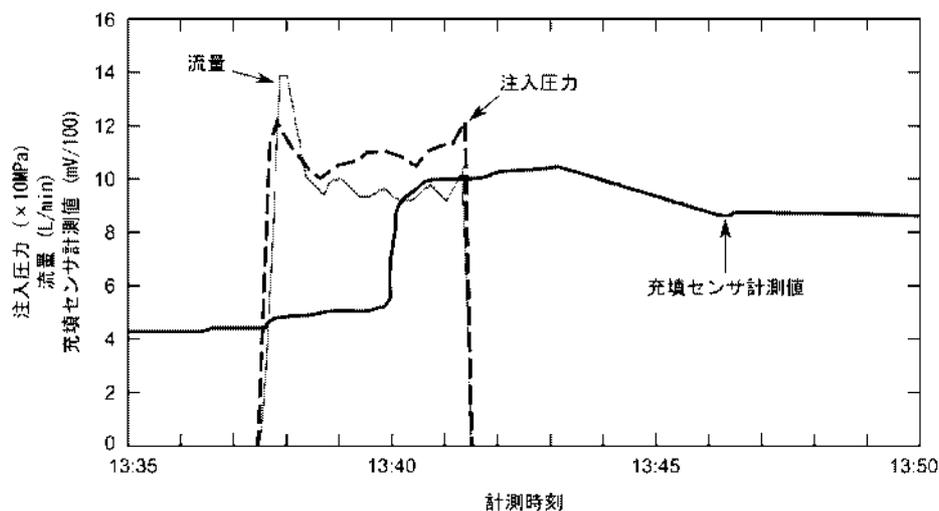


図-7.16 可塑状グラウト材充填時の測定結果

d) 出来形確認

固化材を注入後、24 時間養生し、ドラム缶の側面に電気ドリルで穴を開け、水抜きを行ったあと、供試体を一部解体（一次開口）して内部を観察した。開口箇所は、水抜きパイプ間を上下3段、4方向の計12か所とした。固化状態の観察の結果、より大きく開口することが可能と考えられたので、出来形全体を把握するため、さらに5日間養生し、大きく解体することとした。写真-7.40にドラム缶解体及び出来形確認状況を示す。また、大きく開口したあとの出来形確認結果を表-7.37～表-7.40に示す。

表-7.37～表-7.40により、ドラム缶解体後の出来形について、H視による充填状況の観察から評価を行った。

- ① 供試体 No.1 は、比較的注入管の先端から下側に充填されていた。
- ② 供試体 No.4 は、比較的注入管の先端から横側に広がって充填されていた。

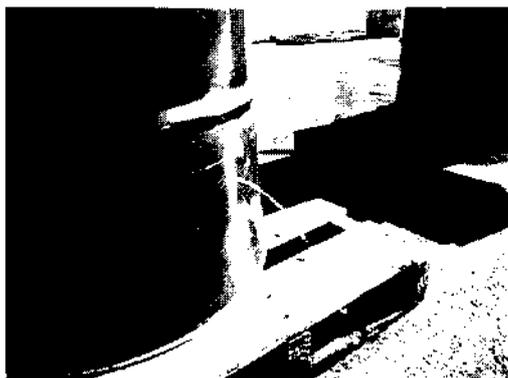
③ 供試体 No.2 は、No.1 と No.3 と比較して注入管の横側に広がって充填されていた。

④ 充填速度が早いケース（No.2, No.4）が、注入管の先端から下側ではなく、比較的横側に充填されていた。

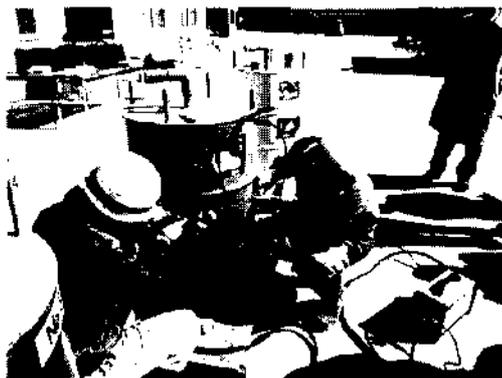
⑤ 全般的に、球のような等方性の充填ではなく、少し偏りがある、やや異方性のある充填状況であった。

以上より供試体 No.4 が新工法への適用性が最も高いと思われる。

今回のドラム缶実験結果によると、硬めの配合を、ある程度早めの注入速度で送る方が、捨石の下方ではなく横方向へ広がって充填されると考えられる。ただし、標準配合である No.2 供試体においても比較的良好であったので、次節で述べる大型十槽における二次元注入実験では、標準配合と硬めの配合の2種類について実験を行うこととした。



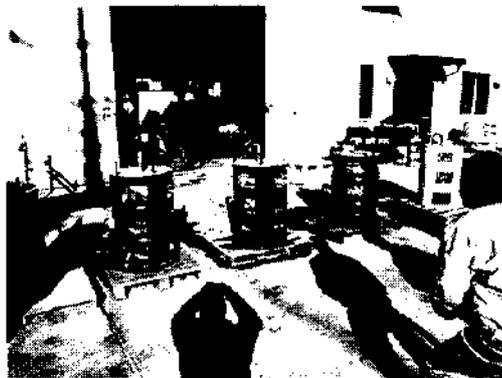
(a) 水抜き



(b) 切断状況



(c) 開口状況



(d) 観察状況

写真-7.40 ドラム缶の解体状況

表-7.37 供試体 No.1 実験及び解体結果報告

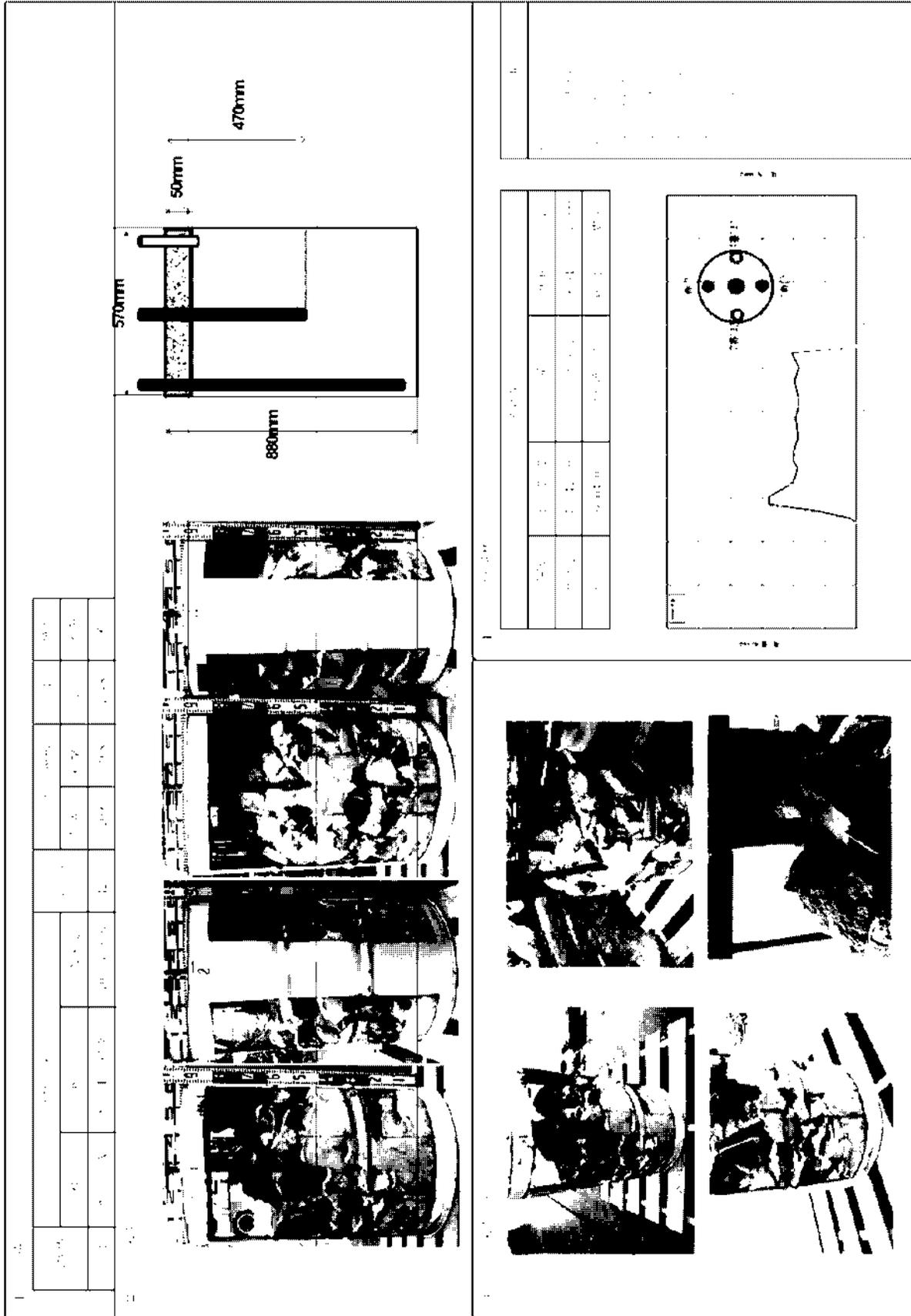


表-7.39 供試体 No.3 実験及び解体結果報告

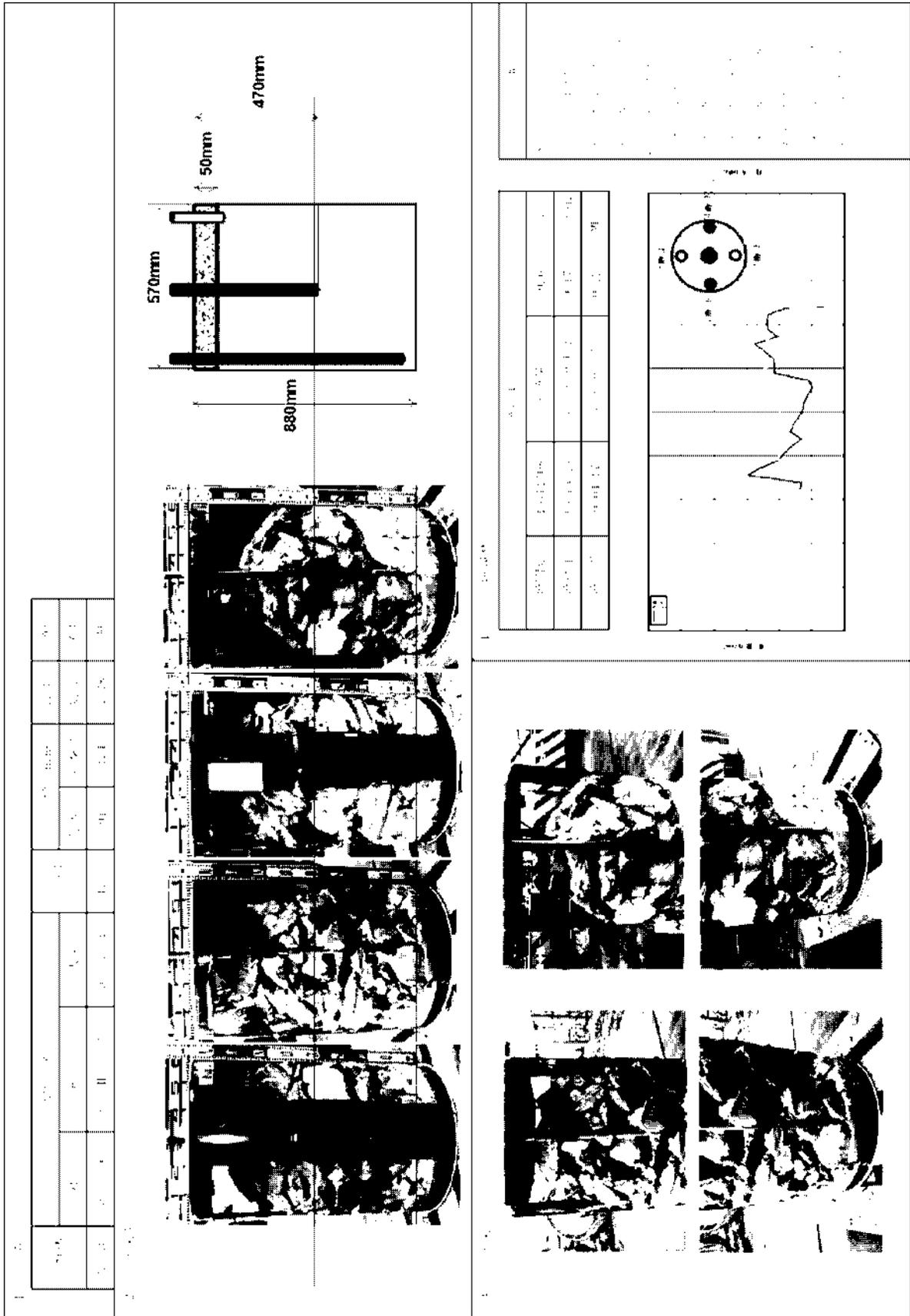
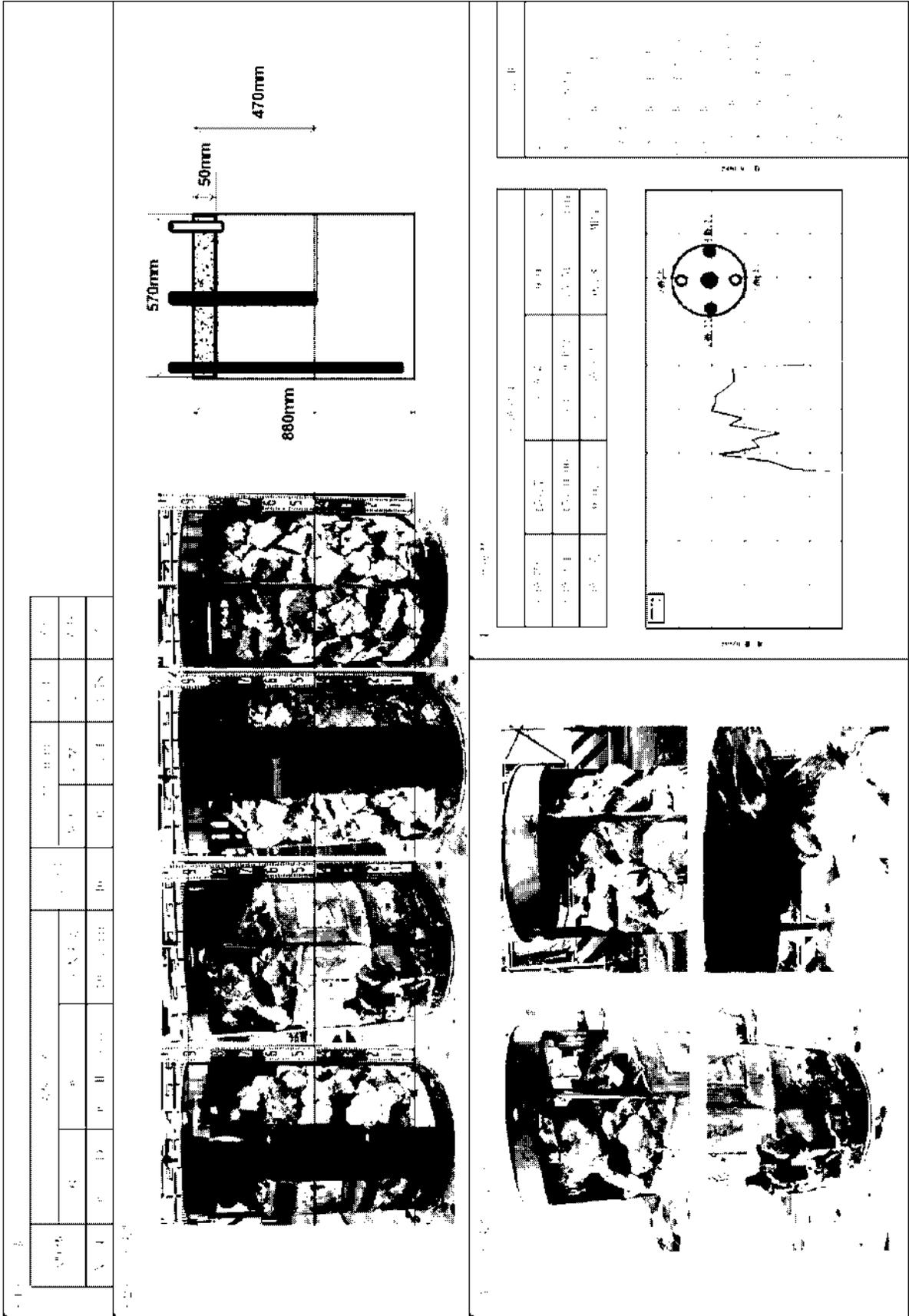


表-7.40 供試体 No.4 実験及び解体結果報告



7.5 大型土槽による可塑状グラウト材注入実験

(1) 実験概要

透明アクリルパイプやドラム缶を用いた注入実験により、捨石の限定範囲に注入できる可能性のある材料として可塑状グラウト材を選定した。そこで、捨石マウンドにおいて可塑状グラウト材を注入したときの充填範囲及び施工性の確認を目的として、大型土槽を用いた模型実験を実施した。実験には、港湾空港技術研究所の大型土

圧実験棟内の長さ 6m、幅 3m、高さ 3m の大型土槽内を使用し、二次元の捨石マウンドを 2 つ作製して、可塑状グラウト材の注入実験を行った。

(2) 実験方法

大型土槽内に図-7.17 に示すような 2 つの二次元の捨石地盤模型を作製し、表-7.41 に示す 2 種類の可塑状グラウト材を注入して、充填範囲を観察した。

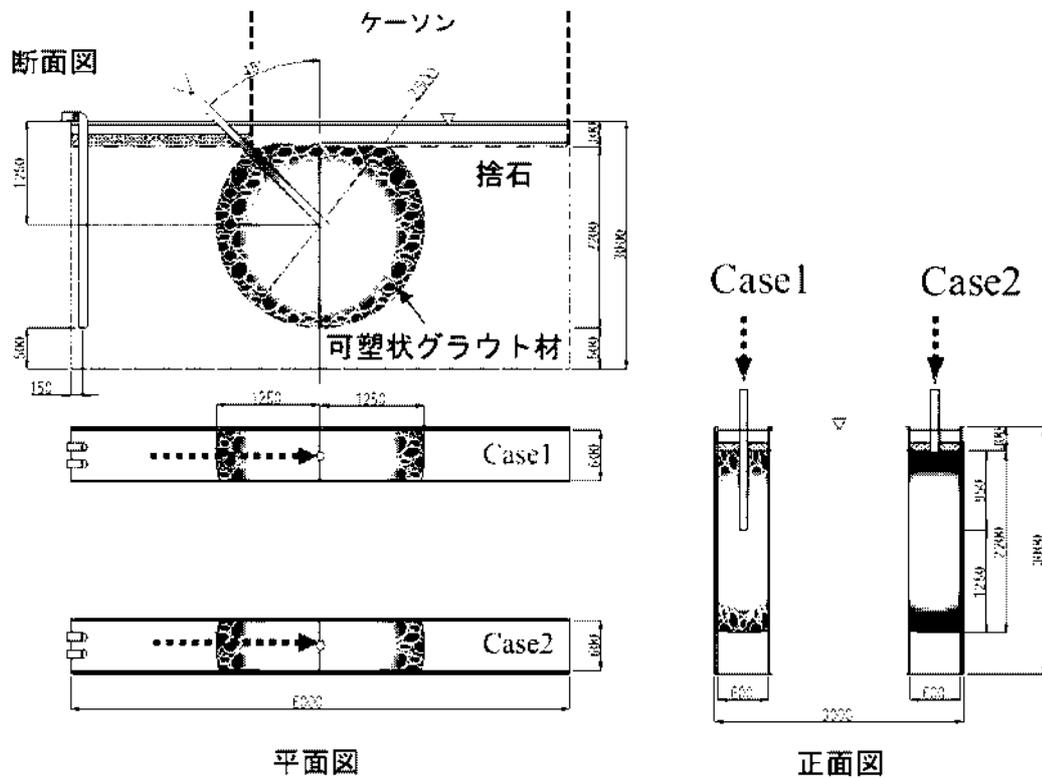


図-7.17 大型土槽における可塑状グラウト材の二次元注入実験イメージ

(断面図中の「ケーソン」はケーソンの想定位置を示したもので模型としては作製していない)

表-7.41 可塑状グラウト材配合表 (設計強度 $24\text{N}/\text{mm}^2$)

No.	配合タイプ	基材			可塑材				フロー (静置時)
		セメント	水	減水剤	可塑剤A	可塑剤B	可塑剤C	水	
		kg	L	kg	kg	kg	kg	L	mm
Case1	破練り	1212	485	6.06	0.91	6.06	2.50	121	93mm
Case2	標準				0.61 (0.48※)				104mm (105mm※)

※ Case2 の最初の約 370 リットルは、可塑剤 A: 0.48kg、フロー: 105mm で注入

表-7.41 に実験ケースを示す。配合の影響を把握するために、ケース 1 では可塑状グラウト材の配合を硬練りタイプ、ケース 2 では標準タイプとした。可塑状グラウト材の注入速度は、実施上では 50L/min が標準であるが、水中にある捨石間隙内への注入の実験であるため、静止ミキサの混合可能である最小流速 30 L/min とした。なお、ケース 2 では、約 1m³ の注入後に 50 L/min まで注入速度を上げて、実施上と同様な注入速度での施工性を確認した。

実験フローを図-7.18 に示す。大型十槽内に簡易土留めを用いて捨石地盤を作製し、内部にあらかじめセンサを設置してから、注入を行った。水中の捨石を想定しているため、十槽内部に貯水した状態で可塑状グラウト材を注入した。注入後、約 2 週間の養生した後、十槽から排水して土留めを撤去・地盤を解体し、充填範囲を確認した。

捨石地盤内に注入される可塑状グラウトの充填状況の日安を把握するため、コンクリート充填センサを用いた。図-7.19 にセンサ配置図を、写真-7.41 に十槽壁面への取付け状況を示す。センサの個数は、1 断面 42 個とした。

以下、実験に使用した機器及び実験手順の詳細について述べる。

a) 実験十槽

実験には、写真-7.42 に示す港湾空港技術研究所の大型

十圧実験棟内の十槽を用いた。内寸法は幅 6m、奥行き 3m、高さ 3m である。この十槽内を鋼製簡易土留材で仕切り、幅 0.6m、長さ 6m、深さ 3m の 2 つの模型地盤を作製した。

b) 鋼製簡易土留材

掘削作業などに用いる簡易土留材をピット内の中央に建て込み、捨石地盤の型枠がわりとした。写真-7.43 に使用した簡易土留材を示す。また、図-7.20 に簡易土留材の設置状況図を示す。

c) 捨石

地盤作製に用いた捨石は、これまでの実験と同様に福島県白河産であり、直径最大約 200mm のものを用いた。それより大きいものは規格外として地盤作製の作業時に除去した。規格外を除去する前の捨石を写真-7.43 (a) に、実験後に十槽内から採取して並べた捨石を写真-7.43 (b) に示す。また、注入実験後に採取した捨石に対して行った粒度試験の結果を図-7.21 に示す。実験後の捨石の採取は、ケース 1, 2 それぞれについて注入管背後側（ケーソン前面側）と注入管前側（ケーソン直下側）の計 4 箇所について行った。図-7.21 より、ケース 1 の注入管前側において 75mm より小さい粒度の石が若干多く見受けられ、ケース 2 の注入管前側においてやや粗い粒度の石が多く見受けられるものの、大きな相違はないと考えられる。

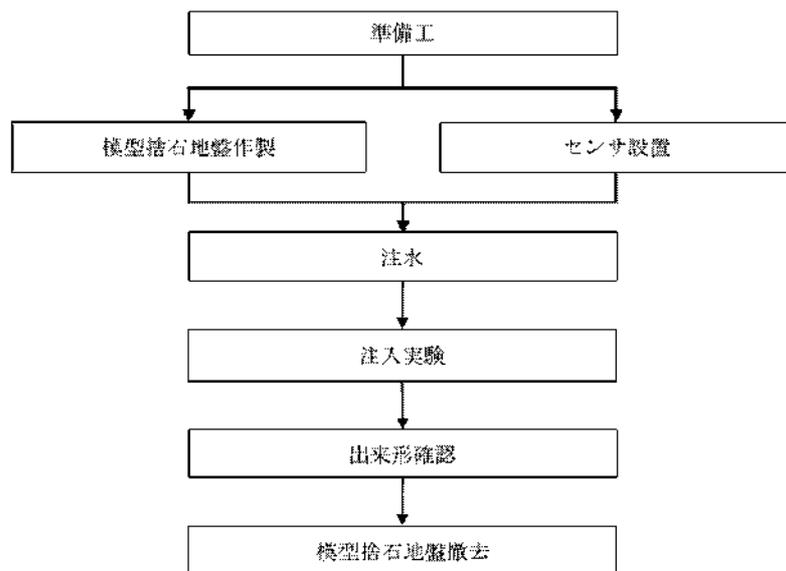


図-7.18 実験フロー

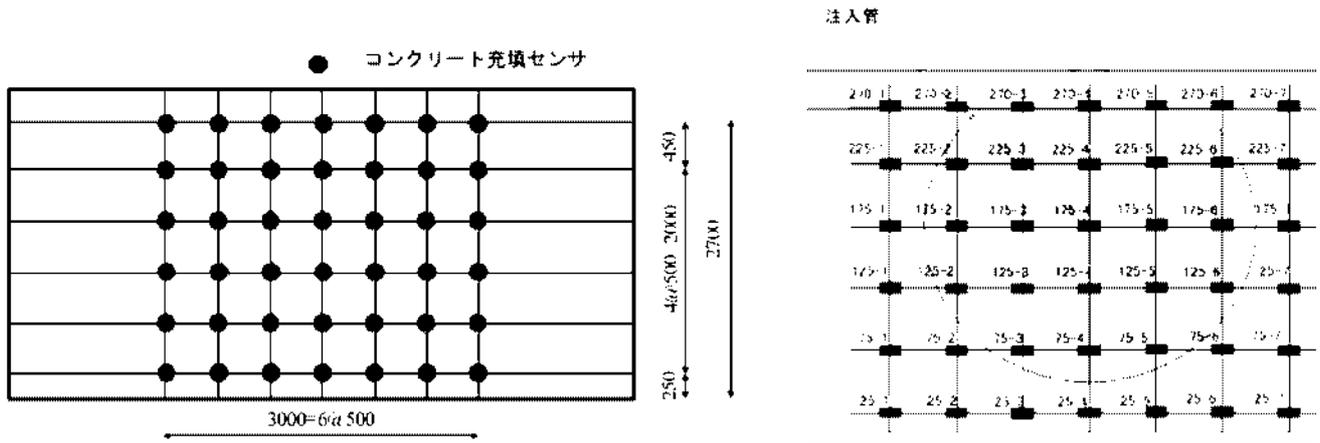


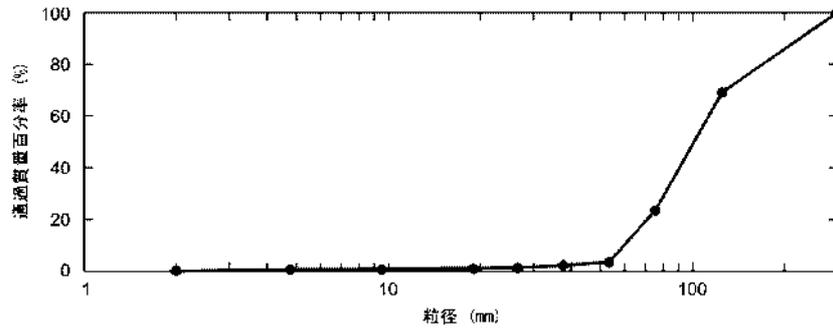
図-7.19 コンクリート充填センサ配置図



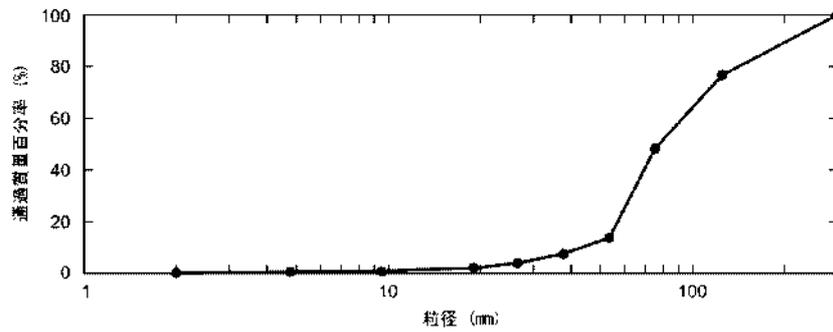
写真-7.41 充填センサ取付け状況



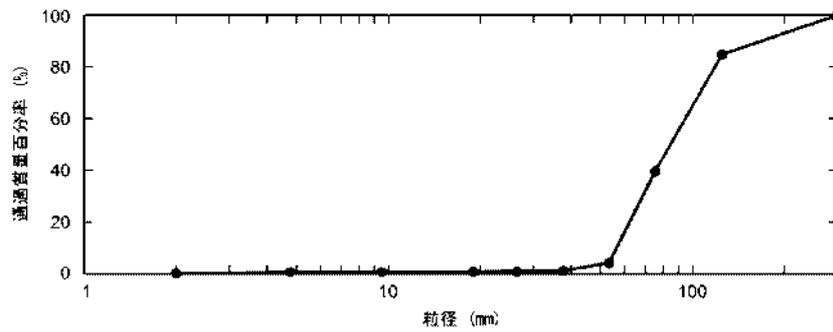
写真-7.42 実験土槽



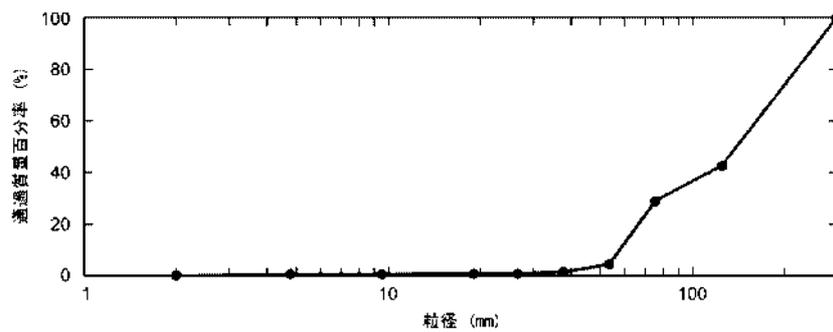
(a) ケース1 注入管背後側（ケーソン前面側）で採取した捨石の粒度分布



(b) ケース1 注入管前側（ケーソン直下側）で採取した捨石の粒度分布



(c) ケース2 注入管背後側（ケーソン前面側）で採取した捨石の粒度分布



(d) ケース2 注入管前側（ケーソン直下側）で採取した捨石の粒度分布

図-7.21 捨石の粒度試験結果

d) 捨石地盤の作製方法

模型捨石地盤の作製方法の手順は以下のとおりである。

- ① 捨石が投入されるピット内の側面及び底版を厚さ12mmの合板パネルで養生保護する(写真-7.44(a)参照)。
- ② 地上において、捨石昇降用の帆布に捨石をバックホウで載せる(写真-7.44(c)参照)。
- ③ 捨石昇降用帆布を床土式操作クレーンを用いて土槽内に降ろし、作業員の手作業により別途作製された鋼製型枠内に捨石を敷き詰める(図-7.22, 写真-7.44(d)~(f)参照)。
- ④ 捨石が鋼製型枠の天端から下の高さ500mmまで達したら、次の段の鋼製型枠を組み立てる。
- ⑤ ①~④まで繰り返し行い、高さ2700mmまで捨石を充填する。必要に応じて簡易足場を用いた。

捨石地盤の作製にあわせて、以下のような付帯作業を行った。

- ⑥ 出来形確認のための解体中において、因結部落下を防止するため、想定される捨石固結箇所付近に、ピット側壁のねじ穴に接続した鉄筋(L=590mm)を高さ500mmピッチで設置した(図-7.23参照)。
- ⑦ 捨石投入充填の際、コンクリート充填感知センサを500mm×500mm間隔で取り付けた(写真-7.44(g)参照)。
- ⑧ 捨石の充填途中に、排水管及びグラウト材の注入管(φ50mm)を設置した。注入管の先端を斜めにカットし、カット面を上向きとした。また注入管先端が石で閉塞されないように注意して設置した(写真-7.44(e)参照)。
- ⑨ 固化材注入に際し、捨石地盤表面から固化材が漏出することを防止するため、模型地盤表面にブルーシート、合板及びH鋼などの重錘によりキャッピングした。
- ⑩ 土槽内に水道水を注水した。

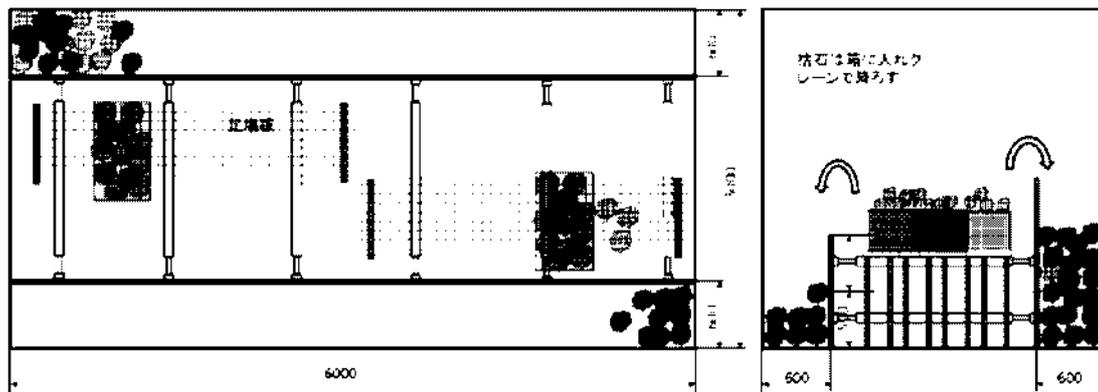


図-7.22 捨石地盤作製方法のイメージ図

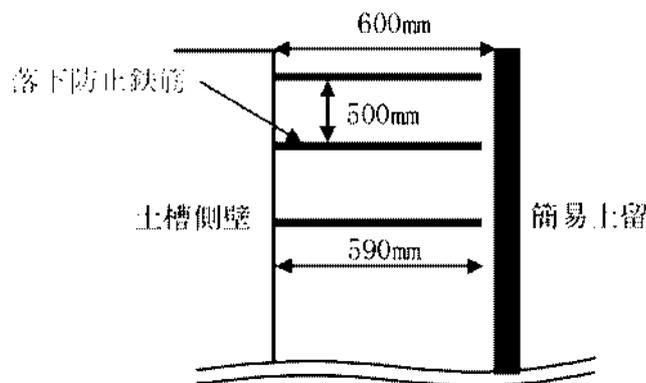


図-7.23 落下防止鉄筋



(a) 大型土槽実験前



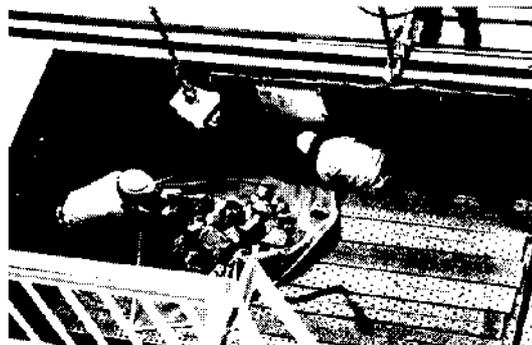
(b) 簡易土留め設置



(c) 捨石昇降用帆布積込み



(d) 捨石投入状況



(e) 捨石投入状況



(f) 捨石投入状況



(g) 充填センサ設置状況



(h) 注入管設置状況

写真-7.44 捨石地盤作製状況

e) 注水及び上載荷重設置

捨石地盤の作製後、土槽内に注水し、捨石地盤上に上載荷重となる鋼材を設置した。作業状況を写真-7.45に示す。

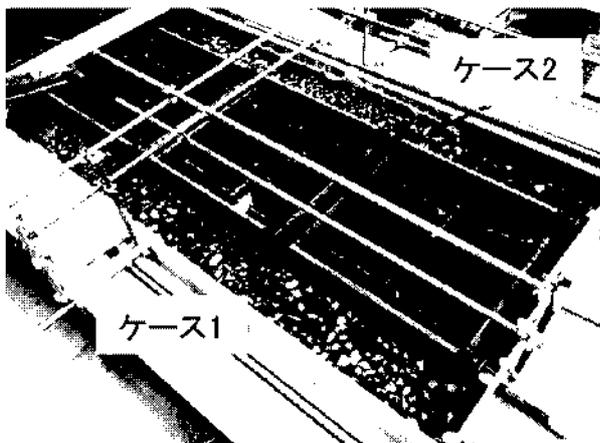
f) 可塑状グラウト材の製造

使用材料は、予備注入実験（その2）で使用したものと同様で表-7.26に示したとおりである。また、本実験で使用した可塑状グラウト材の配合はすでに表-7.41に示したとおりである。

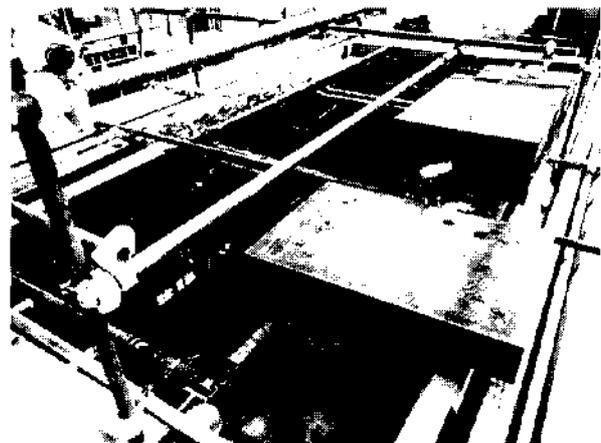
可塑状グラウト材は、実施工においては、基材、可塑材を別々で練り混ぜて別系統で圧送し、注入箇所付近に

設置した静止ミキサで合流・混合する。本実験では、現場で使用される機材を用いて、現場と同様の製造～注入方法により可塑状グラウト材を作製することとした。可塑状グラウト材の注入量は、直径2.5mの円盤形の出来形を想定したため、直径2.5m、厚さ0.6m、空隙率0.42より約1.2m³と推定した。図-7.24に製造フロー、写真-7.46に製造機器及び可塑状グラウト材の練混ぜ状況を示す。

なお、写真-7.46(e)に示した静止ミキサは、パイプ内にエレメントが挿入された形状のものであり、材料がエレメント部分を通過する際にエレメントが回転し、材料が練り混ぜられる仕組みとなっている。



(a) 注水後捨石地盤



(b) 上載荷重の設置状況

写真-7.45 注水及び上載荷重の設置状況

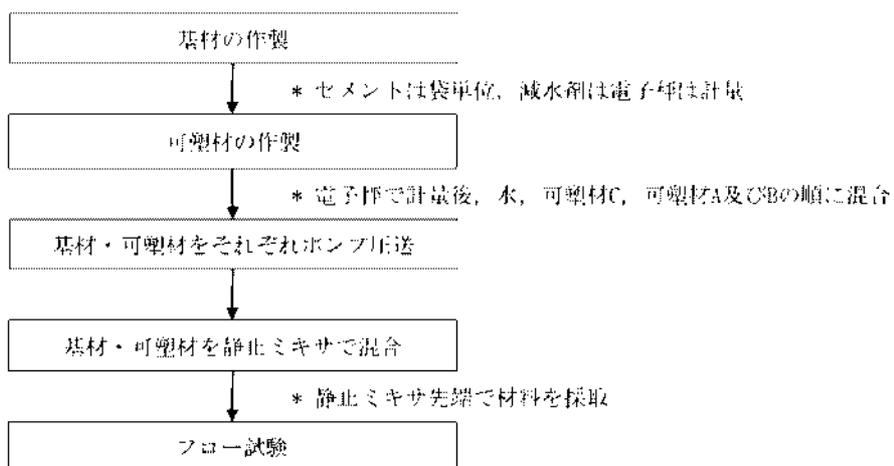


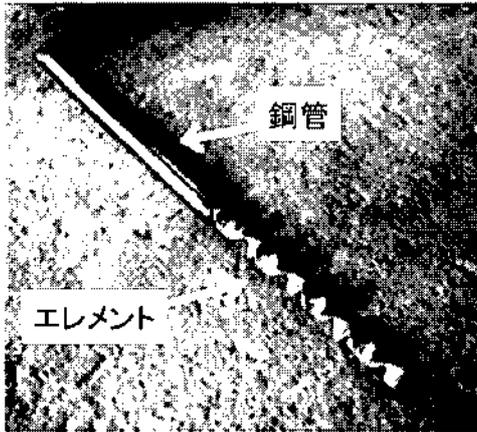
図-7.24 可塑状グラウト材の製造フロー



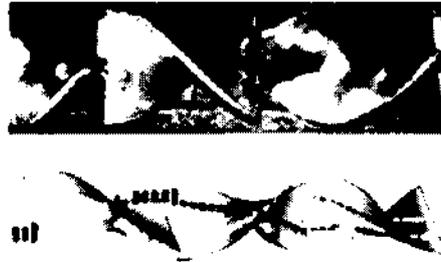
(a) 基材練混ぜミキサ



(b) 可塑材練混ぜミキサ



(c) 静止ミキサ



複数の材料がエレメントを通過する
たびに流れの分割と混合が行われ
均質化する。



(d) 可塑材練混ぜ状況



(e) 基材練混ぜ状況

写真-7.46 可塑状グラウト材製造機器及び製造状況

(3) 注人実験結果

捨石の投入時には捨石の重量を測定した。その累計重量と、投入枠内の体積及び仮定した捨石の密度 (2.6g/cm³) から概略の間隙率を算定した。その結果、表-7.42 に示すように捨石の間隙率は約 42% となった。

可塑状グラウト材については、JHS A 313-1992「エアモルタル及びエアミルクの試験方法」に準拠してフロー試験を実施した。試験結果を表-7.43 に、可塑状グラウト材のフレッシュ性状を写真-7.46 に示す。

また、同日の同一材料ではないが、注人実験の後日、

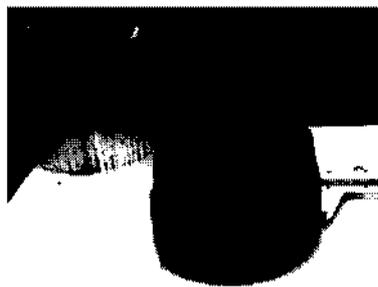
同材料・同配合で作製した可塑状グラウト材のフロー試験を行い、加えて JIS R5201-1997「セメントの物理試験方法」(フロー試験) に準拠した打撃フロー試験 (静置フロー試験後の試料に対してフローテーブルの上で 15 秒間に 15 回の落下運動を加えたあとのフローを測定) を実施した。結果を表-7.44 に、試験状況を写真-7.47 に示す。静置時よりも、15 回打撃後のフローの変化に配合毎の相違があり、標準タイプの方が打撃によって生じる広がりが大きかった。

表-7.42 捨石の間隙率

投入枠内 体積 (m ³)	投入量 (kg)		地盤密度 (t/m ³)		間隙率 (%)	
	Case1	Case2	Case1	Case2	Case1	Case2
9.49	14,319	14,418	1.51	1.52	42.0	41.6

表-7.43 可塑状グラウト材のフロー試験結果

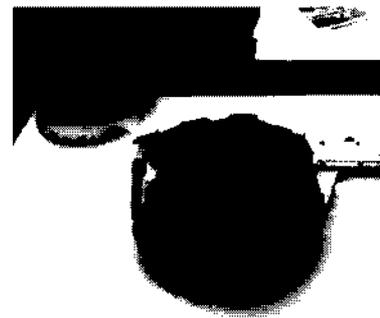
	配合	馬材			可塑材				フロー値 (静置時) mm
		セメント	水	減水剤	可塑剤 A	可塑剤 B	可塑剤 C	水	
		kg	L	kg	kg	kg	kg	L	
Case1	硬練り	1212	485	6.06	0.91	6.06	2.50	121	93
Case2 (370L まで)	軟練り	1212	485	6.06	0.48	6.06	2.50	121	105
Case2 (370~1200L)	標準	1212	485	6.06	0.61	6.06	2.50	121	104



ケース 1: フロー93mm



ケース 2: フロー105mm

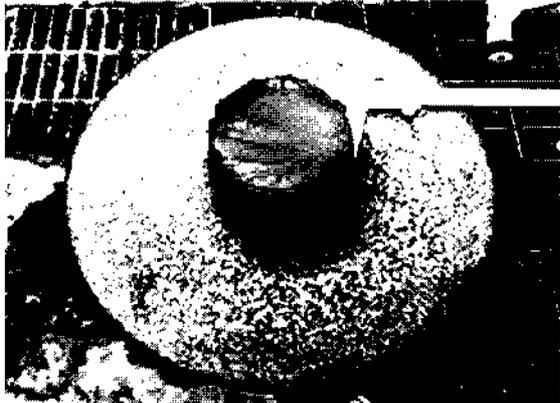


ケース 2: フロー104mm

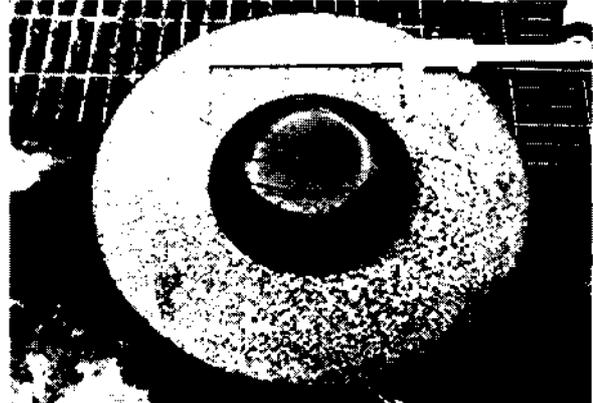
写真-7.46 可塑状グラウト材フレッシュ性状

表-7.44 可塑状グラウト材のフロー試験結果（後日実施分）

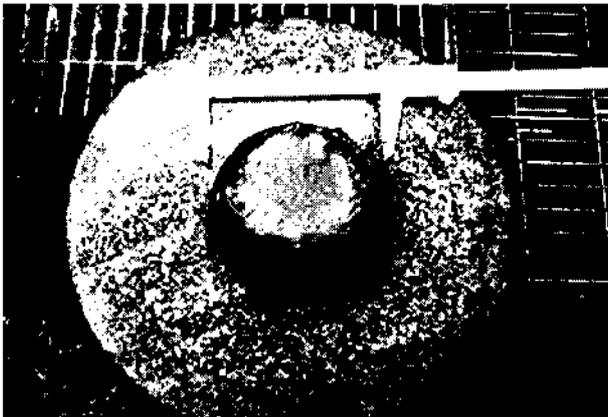
配合	フロー値（静置時）	フロー値（15回打撃後）
硬練り	94mm	139mm
標準	117mm	186mm



硬練り・静置



硬練り・15回打撃後



標準・静置



標準・15回打撃後

写真-7.47 可塑状グラウト材フロー試験状況（後日実施分）

本実験における可塑状グラウト材の出来形を直径 2.5m の円盤形と想定したため、予定注入量である 1200L を注入するか、もしくは注入に不都合が生じたときに注入完了と計画していた。

可塑状グラウト材の注入結果を表-7.45 に、注入流量と注入圧力の時間変化を図-7.25、図-7.26 に示す。ケース 1、ケース 2 ともに注入流量約 30L/min と設定どおりであったが、ケース 1 では注入圧力が約 0.3MPa と想定より高く、捨石上面に設置していた上載物では地盤の隆起を抑制できなかった。そのため、予定注入量より少なく 489L で注入を終了した。

ケース 2 については、注入流量約 30L/min と設定どおりで、注入圧力約 0.10MPa の安定した状態で注入できた。これはケース 1 よりケース 2 における可塑状グラウト材の配合の流動性が高いことが影響していると考えられる。順調な注入状態と考えられたため、注入総量約 1000L から、注入流量を約 50L/min と増加させて注入したが、注入圧力は 0.10MPa から上がらず、安定した状態で注入可能であった。このことから本実験に使用した捨石では、注入流量約 50L/min で注入可能と判断できた。ケース 2 では、予定注入量 1200L を注入できた時点で注入完了とした。注入状況を写真-7.48 に示す。

表-7.45 可塑状グラウト材の注入結果

	配合	注入量 (L)	注入時間 (分)	平均注入流量 (L/min)	平均注入圧力 (MPa)
Case1	硬練り	489	18分	27.7	0.28
Case2	軟練り～標準	1200	38分	30.8	0.10

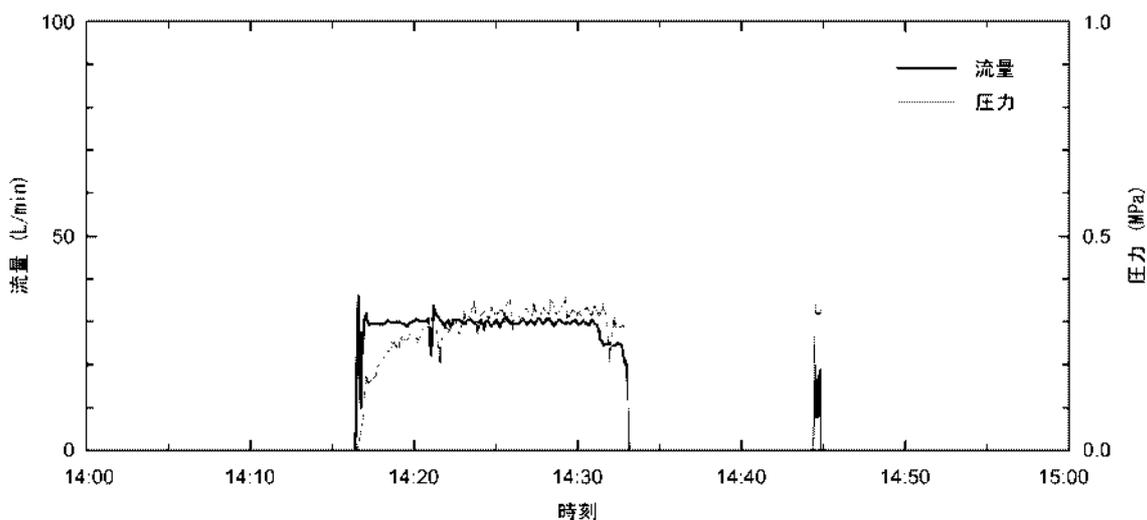


図-7.25 可塑状グラウト材の注入流量と注入圧力 (ケース 1)

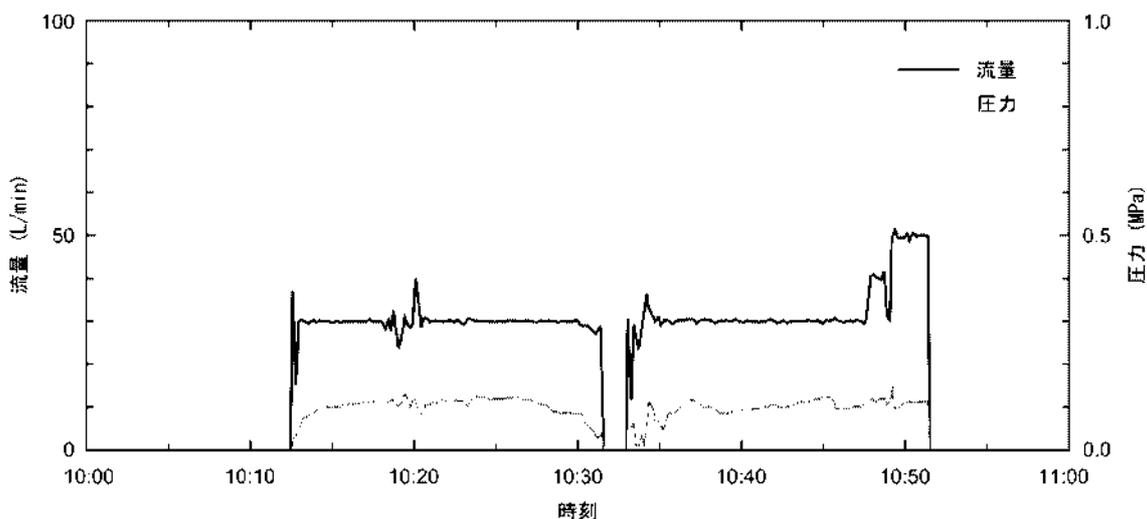
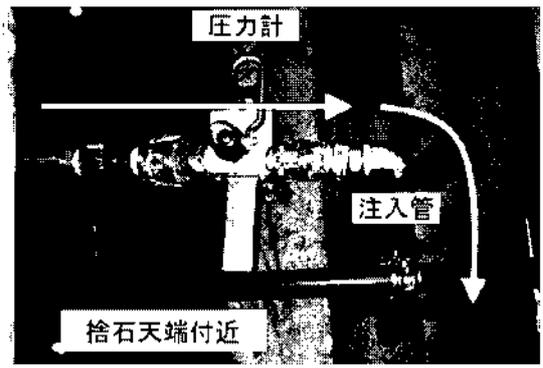


図-7.26 可塑状グラウト材の注入流量と注入圧力 (ケース 2)



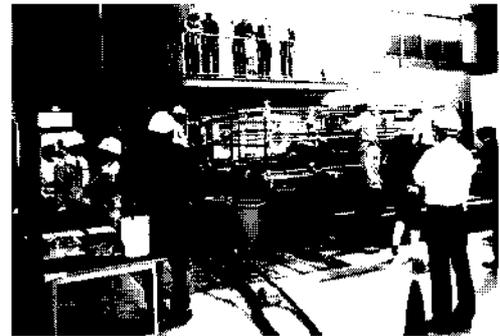
(a) 静止ミキサ



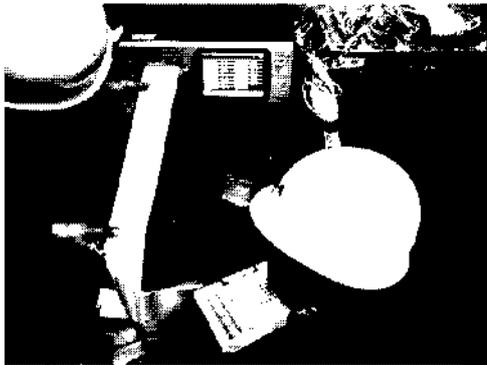
(b) 注入管・圧力計



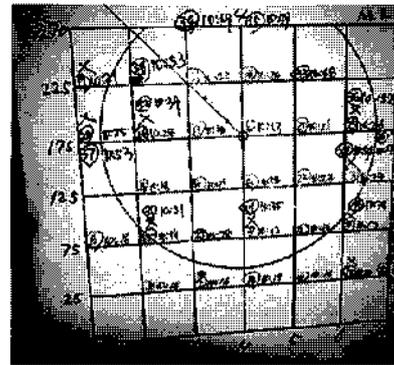
(c) 注入管と圧送ホースの接続部



(d) 注入状況



(e) 充填センサ確認状況



(f) 充填センサ反応位置の速報板



(g) ケース1の捨石表面隆起状況



(h) ケース2 注入完了後

写真-7.48 可塑状グラウト材注入状況

充填センサの測定結果例を図-7.27に示す。図-7.27に示したデータは中央の列（図-7.19参照）の測定結果である。リアルタイムの注入管理において充填範囲の目安として活用した。

ドラム缶を用いた可塑状グラウト材注入実験の結果から電圧約 800mV に達したとき充填されたこととすると（図-7.15参照）、可塑状グラウト材が充填センサ位置に

達した時刻は図-7.27のグラフ中に矢印で示した時刻となる。図-7.27によると、中心付近の到達時刻が早く、その後周囲に固化材が充填されている傾向にあるように見える。ただし、注入中に値が緩かに変化し、安定するまでに時間がかかったため、リアルタイムの管理では、どの時点を可塑状グラウト材の到達時と判断するか難しい面があった。

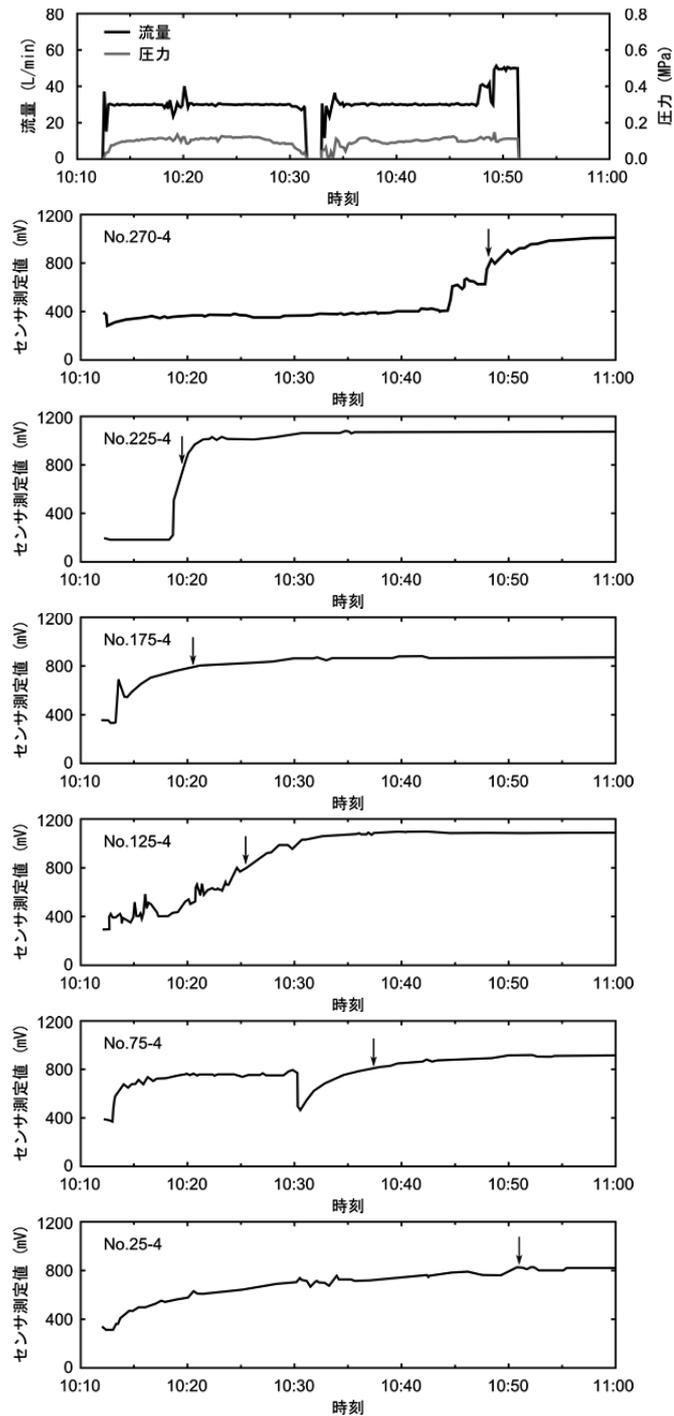


図-7.27 充填センサの測定結果例（Case2 中央列）
（センサ配置は図-7.19参照・注入管の筒先はNo.175-4付近）

各充填センサの充填完了後の電圧を図-7.28に示す。ドラム缶を用いた可塑状グラウト材注入実験では、約800mV以上で可塑状グラウト材が充填されたと判定した。今回の実験でも同様と想定して後述する出来形と合わせてみると、概ね整合性はとれていると考えられる。しかし、後述の出来形観察によって充填されていないと判定したケース2の下から25cmや75cmの箇所センサにおいても800mVを越えていた。可塑状グラウト材が水中不分離性を有するとはいえ、わずかなアルカリ分やノロが生じ、これらに充填センサが反応したものと考えられる。本センサは充填範囲の大まかな目安となる可能性があるが、取り扱いには注意する必要があると考えられる。

(4) 出来形確認

ケース1, 2における土留め脱型後の出来形測定結果を図-7.29及び写真-7.49に示す。

図-7.29より、ケース1では、注入管先端位置を中心として、自重によって生じる下方向への注入が卓越せず、横や上にも広がっていることが確認できる。想定より注入圧力が高くなり、上向き圧力を拘束できず所定量を注入しなかったため充填範囲は小さくなったが、ある程度制御しながら注入可能であることがわかった。

一方、ケース2では、図-7.29から確認できるとおり、注入管先端を中心として直径約2.5mの円盤に近い形で想定した形状に充填されていた。捨石空隙率42%から想定した所定の注入量1.2m³に対して予想した出来形に近く、改良範囲を制御して非常に良好に充填できたと考えられる。また、捨石天端を押さえていたシート（その上に合板+上載物）の直下まで充填されており、実施工においても係船岸の底版直下まで充填できることが示唆された。

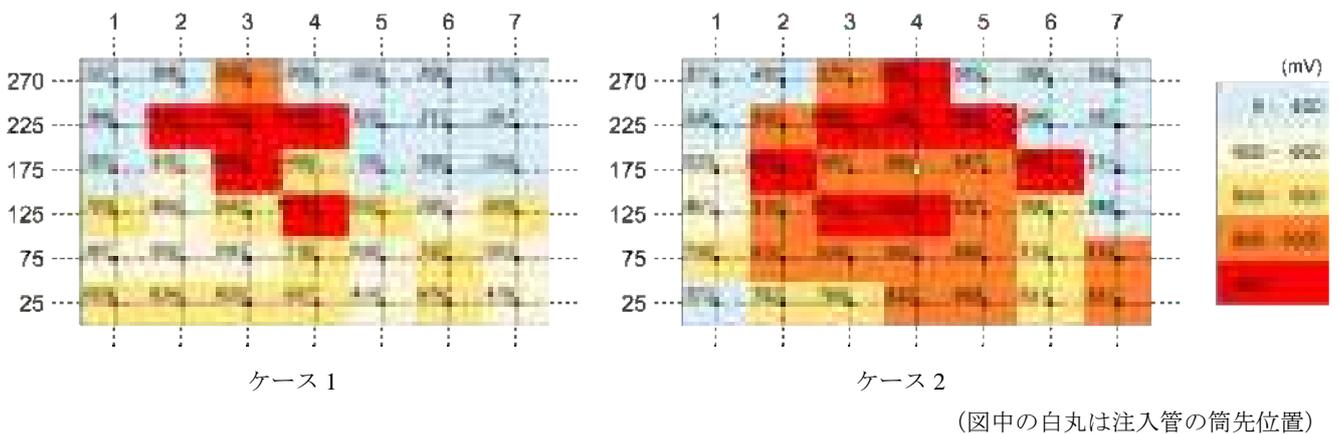


図-7.28 充填センサの電圧測定結果（充填後）

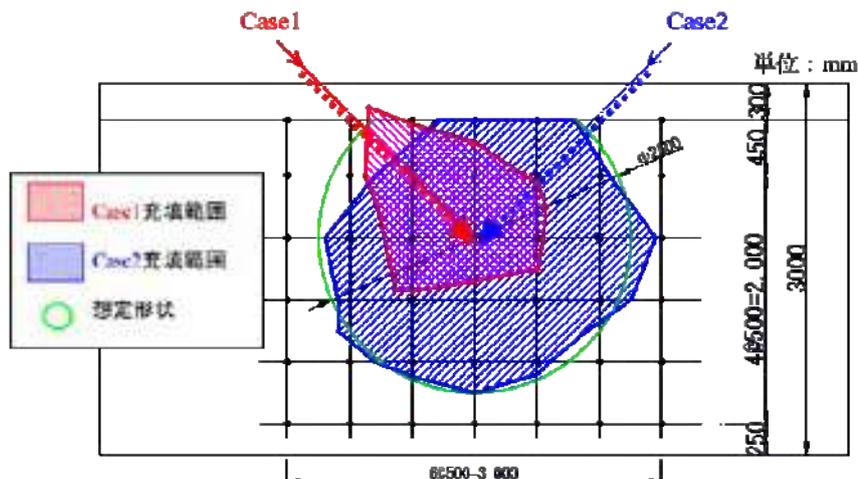
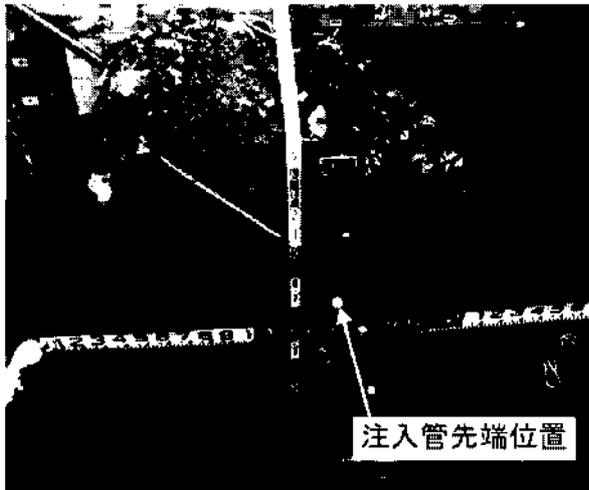
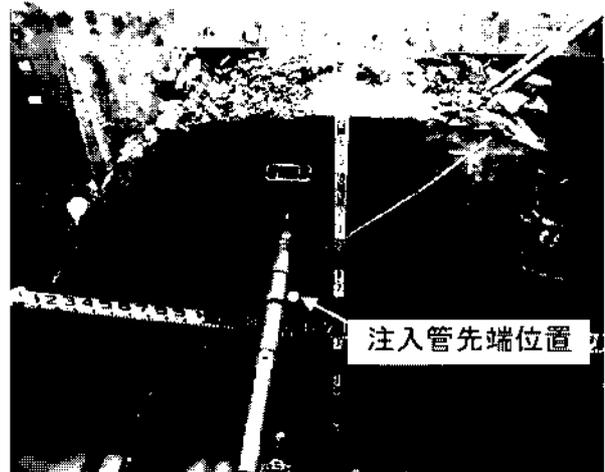


図-7.29 可塑状グラウト材の注入出来形測定結果



ケース 1: 上部の出来形確認



ケース 2: 上部の出来形確認



ケース 1 下部の出来形確認 (上部出来形と合成)



ケース 2: 下部の出来形確認 (上部出来形と合成)

写真-7.49 可塑状グラウト材の注入出来形確認状況

7.6 まとめ

本研究で対象としている新工法のように、捨石のような大きな間隙に対して、基礎地盤から浮かせて一部分に注入する場合、広い充填範囲を期待して流動性を高めた固化材では、自重が卓越して下方へ自由落下しやすく、基礎地盤から浮かせた改良体を実現可能か懸念された。また、自由落下を抑制するために流動性を低くした同固化材では、下方への落下が小さくても、同時に横方向への広がりが小さくなると想定され、注入管ピッチが狭くなることから施工効率が著しく低下すると懸念された。

そこで、水中にある捨石の大きな間隙に対して、施工の効率を著しく落とすことなく限定された範囲内に注入

可能かどうか、必要強度を満足するかどうかには、特に注目して実験を行った。

固化材としては、文献調査などから以下の 5 種類を抽出し、上記の性能を確認した。

- ①可塑状グラウト材
- ②セメントベントナイト
- ③水中不分離性モルタル
- ④水中不分離性コンクリート
- ⑤懸濁型薬液

予備注入実験 (ポイド管内の捨石への固化材注入結果)、及び予備注入実験 (その 2) (透明アクリルパイプ内の捨石への固化材注入結果) から、固化材として可塑状グラ

ウト材が適切であると選定した。可塑状グラウト材は静置状態では流動性が低く、圧力や振動を受けると流動しやすいという可塑性を有するため、静置状態では自重によって下方へ流動しにくく、注入圧力によって放射状に充填されると想定される。そのため、充填範囲をある程度制御した注入が可能と考えられた。

そこで、ドラム缶を用いた可塑状グラウト材注入実験により可塑状グラウト材の充填性能を確認した後、大型土槽を用いて二次元注入実験を行い、可塑状グラウト材による捨石マウンド固化の充填範囲及び施工性確認を行った。実験は 2 種類の配合に対して行ったが、ケース 2 の配合において可塑状グラウト材は、注入管先端を中心に直径約 2.5m の円盤に近い形で捨石内に充填され、計画した出来形に近く、非常に良好な充填状況を示した。また、捨石天端を押さえていたシートの直下まで充填されており、ケーソン底版直下まで充填できることが示唆された。

以上より、適切な配合条件を設定することで、捨石内に可塑状グラウト材を所定の範囲に計画通りに注入できる可能性が示されたと考えられる。

なお、可塑状グラウト材に関して、本検討では捨石に注入した改良体強度を確認していないが、本検討に使用した可塑状グラウト材は単体で圧縮強度 24N/mm^2 を発現するものであり、水中不分離性モルタルと同様の強度発現を示すと考えられる。従って、改良体強度としては、必要強度を十分満足すると考えられる。

8. ケーソン底版に削孔した場合の耐力照査

8.1 検討概要

現地の状況によっては、陸上から鉛直にケーソンを買いて捨石マウンドの改良を行うことも考えられる。本章では、陸上から施工する場合を想定し、貫通されるケーソンの底版の耐力について検討を行う。

8.2 検討対象とするケーソン

ここでは、削孔の可能性のある底版は海側と想定し、あるケーソンの最もスパンの大きいハッチ部分の底版（図-8.1 参照）を計算対象とする。底版配筋図を図-8.2 に、作用外力図を図-8.3 に示す。また、四辺固定版として、算定した底版に発生する曲げモーメントを図-8.4 に示す。

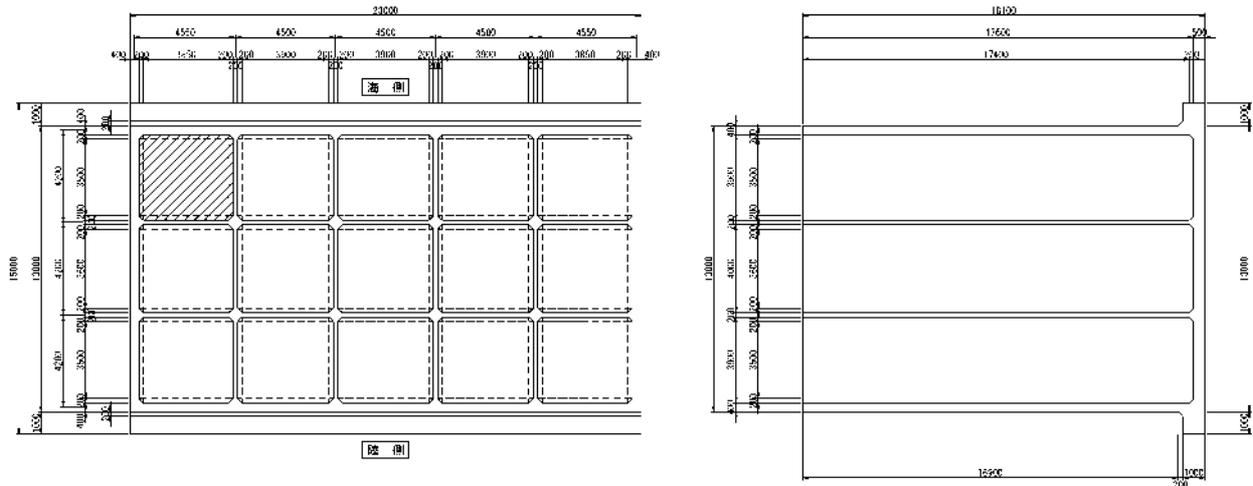


図-8.1 ケーソン構造図

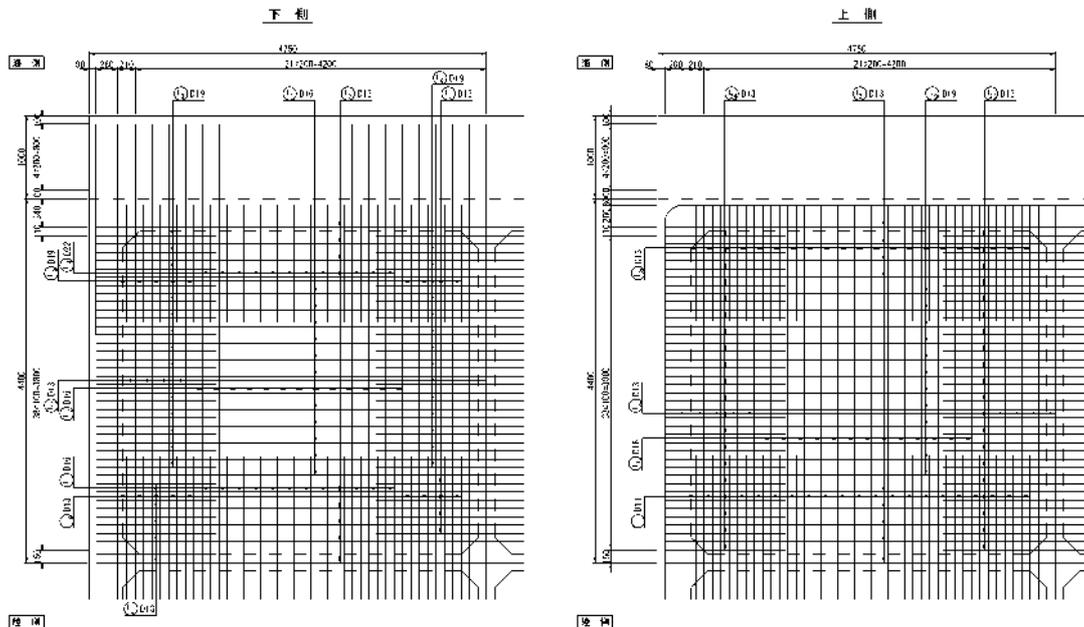


図-8.2 ケーソン底版配筋図

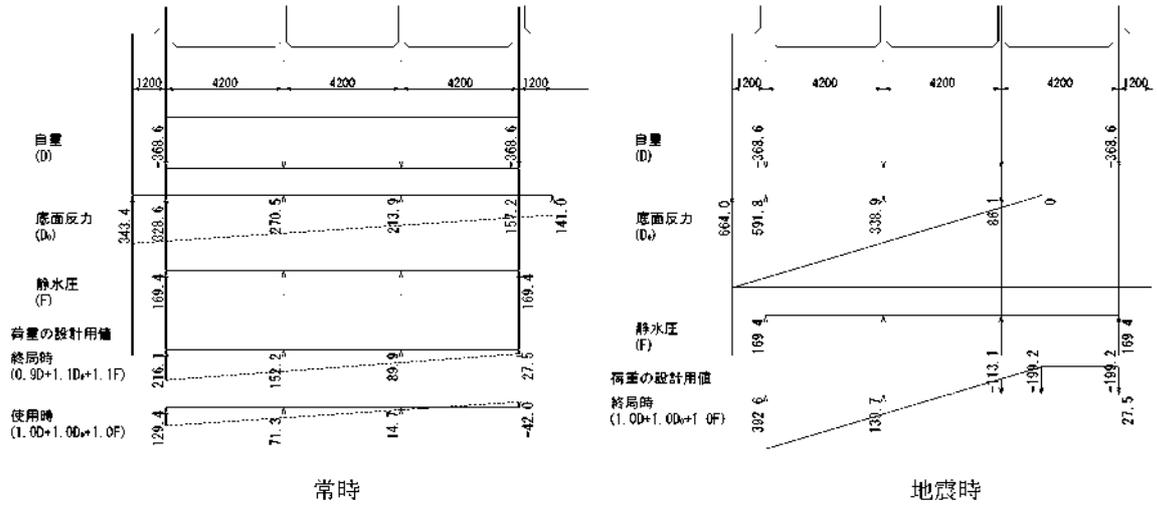


図-8.3 底版に作用する外力

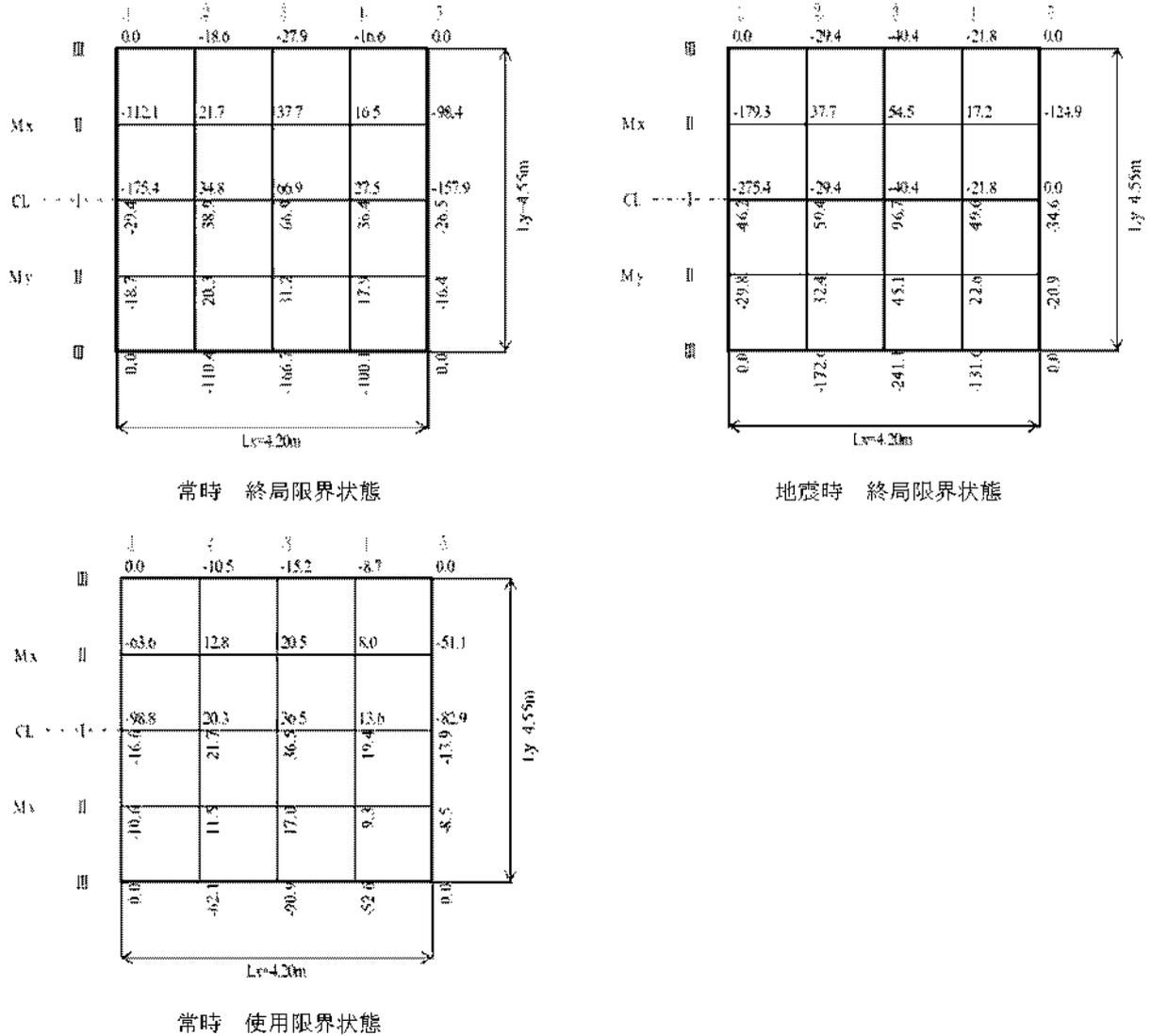


図-8.4 底版に発生する曲げモーメント

8.3 底版配筋照査

(1) 現況の照査

常時及び地震時の照査結果を表-8.1～表-8.3に示す。

表-8.1 現況の底版配筋照査結果 (常時・終局限界状態)

		法線平行方向							法線直角方向								
		M_d	d	A_{s1}	配筋	A_s	M_{ult}	$\gamma_1 \cdot M_d$	M_d	d	A_{s1}	配筋	A_s	M_{ult}	$\gamma_1 \cdot M_d$		
		(kN·m)	(cm)	(cm ²)		(cm ²)	(kN·m)	M_{ult}	(kN·m)	(cm)	(cm ²)		(cm ²)	(kN·m)	M_{ult}		
下側	III	2	110.4	46.6	7.70	D13,D19-20	20.67	287.50	0.42	1	112.1	48.6	7.48	D13,D19-20	20.67	300.20	0.41
		3	166.7	46.6	11.73	D16,D19-20	24.26	334.30	0.55	3	0.0	48.6	0.00	D13-20	6.34	95.30	—
		4	100.1	46.6	6.96	D13,D16-20	16.27	228.70	0.48	5	98.4	48.6	6.55	D13-10	12.68	187.80	0.58
		2	0.0	40.0	0.00	D13-20	6.34	78.10	—	1	175.4	42.0	13.81	D16,D22-20	29.29	356.20	0.54
	I	3	0.0	40.0	0.00	D16-20	9.93	121.20	—	3	0.0	42.0	0.00	D16-20	9.93	127.40	—
		4	0.0	40.0	0.00	D13-20	6.34	78.10	—	5	157.9	42.0	12.39	D16-10	19.86	248.10	0.70
		2	0.0	42.0	0.00	D13-10	12.68	161.50	—	1	0.0	44.0	0.00	D13-10	12.68	170.50	—
		3	0.0	42.0	0.00	D19,D13-20	20.67	257.60	—	3	37.7	44.0	2.75	D13-20	6.34	86.40	0.48
上側	III	2	0.0	42.0	0.00	D13-10	12.68	161.50	—	5	0.0	44.0	0.00	D13-10	12.68	170.50	—
		3	0.0	42.0	0.00	D13-10	12.68	161.50	—	1	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	16.27	217.20	—
		4	0.0	42.0	0.00	D13-10	12.68	161.50	—	3	66.9	44.0	4.90	D16-20	9.93	134.30	0.55
		2	38.9	42.0	2.98	D13-20	6.34	82.10	0.52	5	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	16.27	217.20	—
	I	3	66.9	42.0	5.15	D19-20	14.33	181.70	0.41	1	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	16.27	217.20	—
		4	36.4	42.0	2.79	D13-20	6.34	82.10	0.49	3	66.9	44.0	4.90	D16-20	9.93	134.30	0.55
		2	0.0	42.0	0.00	D13-10	12.68	161.50	—	5	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	16.27	217.20	—
		3	0.0	42.0	0.00	D13-10	12.68	161.50	—	1	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	16.27	217.20	—

表-8.2 現況の底版配筋照査結果 (地震時・終局限界状態)

		法線平行方向							法線直角方向								
		M_d	d	A_{s1}	配筋	A_s	M_{ult}	$\gamma_1 \cdot M_d$	M_d	d	A_{s1}	配筋	A_s	M_{ult}	$\gamma_1 \cdot M_d$		
		(kN·m)	(cm)	(cm ²)		(cm ²)	(kN·m)	M_{ult}	(kN·m)	(cm)	(cm ²)		(cm ²)	(kN·m)	M_{ult}		
下側	III	2	172.6	46.6	12.16	D13,D19-20	20.67	287.50	0.60	1	179.3	48.6	12.09	D13,D19-20	20.67	300.20	0.60
		3	241.1	46.6	17.19	D16,D19-20	24.26	334.30	0.72	3	0.0	48.6	0.00	D13-20	6.34	95.30	—
		4	131.6	46.6	9.20	D13,D16-20	16.27	228.70	0.58	5	134.9	48.6	8.35	D13-10	12.68	187.80	0.67
		2	0.0	40.0	0.00	D13-20	6.34	78.10	—	1	375.4	42.0	22.30	D16,D22-20	29.29	356.20	0.77
	I	3	0.0	40.0	0.00	D16-20	9.93	121.20	—	3	0.0	42.0	0.00	D16-20	9.93	127.40	—
		4	0.0	40.0	0.00	D13-20	6.34	78.10	—	5	0.0	42.0	0.00	D16-10	19.86	248.10	0.00
		2	0.0	42.0	0.00	D13-10	12.68	161.50	—	1	0.0	44.0	0.00	D13-10	12.68	170.50	—
		3	0.0	42.0	0.00	D19,D13-20	20.67	257.60	—	3	54.5	44.0	3.98	D13-20	6.34	86.40	0.63
上側	III	2	0.0	42.0	0.00	D13-10	12.68	161.50	—	5	0.0	44.0	0.00	D13-10	12.68	170.50	—
		3	0.0	42.0	0.00	D13-10	12.68	161.50	—	1	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	16.27	217.20	—
		4	0.0	42.0	0.00	D13-10	12.68	161.50	—	3	66.9	44.0	4.90	D16-20	9.93	134.30	0.50
		2	59.4	42.0	4.56	D13-20	6.34	82.10	0.72	5	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	16.27	217.20	—
I	III	3	96.7	42.0	7.49	D19-20	14.33	181.70	0.53	1	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	16.27	217.20	—
		4	49.6	42.0	3.80	D13-20	6.34	82.10	0.60	3	66.9	44.0	4.90	D16-20	9.93	134.30	0.50
		2	0.0	42.0	0.00	D13-10	12.68	161.50	—	5	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	16.27	217.20	—
		3	0.0	42.0	0.00	D13-10	12.68	161.50	—	1	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	16.27	217.20	—

表-8.3 現況の底版配筋照査結果 (常時・使用限界状態)

		法線平行方向							法線直角方向								
		M_d	配筋	A_s	d	σ_{sd}	ひび割れ幅	許容ひび割れ幅	M_d	配筋	A_s	d	σ_{sd}	ひび割れ幅	許容ひび割れ幅		
		(kN·m)		(cm ²)	(cm)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)	(kN·m)		(cm ²)	(cm)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)		
下側	III	2	62.1	D13,D19-20	20.67	46.6	69.81	0.017	0.032	1	21.7	D13,D19-20	20.67	48.6	68.60	0.014	0.025
		3	90.9	D16,D19-20	24.26	46.6	87.65	0.021	0.032	3	36.5	D13-20	6.34	48.6	0.00	0.000	0.026
		4	52.6	D13,D16-20	16.27	46.6	74.65	0.021	0.032	5	19.4	D13-10	12.68	48.6	88.31	0.018	0.026
		2	0.0	D13-20	6.34	40.0	0.00	0.000	0.033	1	0.0	D16,D22-20	29.29	42.0	88.60	0.017	0.024
	I	3	0.0	D16-20	9.93	40.0	0.00	0.000	0.032	3	0.0	D16-20	9.93	42.0	0.00	0.000	0.025
		4	0.0	D13-20	6.34	40.0	0.00	0.000	0.033	5	0.0	D16-10	19.86	42.0	107.99	0.021	0.025
		2	0.0	D13-10	12.68	42.0	0.00	0.000	0.029	1	0.0	D13-10	12.68	44.0	0.00	0.000	0.021
		3	0.0	D19,D13-20	20.67	42.0	0.00	0.000	0.028	3	0.0	D13-20	6.34	44.0	77.00	0.015	0.021
上側	III	2	0.0	D13-10	12.68	42.0	0.00	0.000	0.029	5	0.0	D13-10	12.68	44.0	0.00	0.000	0.021
		3	0.0	D13-10	12.68	42.0	0.00	0.000	0.029	1	0.0	D16,D13-20	16.27	44.0	0.00	0.000	0.021
		4	0.0	D13-10	12.68	42.0	0.00	0.000	0.029	3	20.5	D16-20	9.93	44.0	88.32	0.016	0.026
		2	21.7	D13-20	6.34	42.0	85.45	0.021	0.029	5	0.0	D16,D13-20	16.27	44.0	0.00	0.000	0.021
I	III	3	36.5	D19-20	14.33	42.0	65.08	0.015	0.028	1	0.0	D16,D13-20	16.27	44.0	0.00	0.000	0.021
		4	19.4	D13-20	6.34	42.0	76.56	0.019	0.029	3	66.9	D16-20	9.93	44.0	88.32	0.016	0.026
		2	0.0	D13-10	12.68	42.0	0.00	0.000	0.029	5	0.0	D16,D13-20	16.27	44.0	0.00	0.000	0.021
		3	0.0	D13-10	12.68	42.0	0.00	0.000	0.029	1	0.0	D16,D13-20	16.27	44.0	0.00	0.000	0.021

(2) 鉄筋切断時の照査

削孔機械のケーシング径は20cm以内であると仮定する。この場合、図-8.5に示すように、一つの削孔に対して10cmピッチの配筋の場合は2本切断、20cmピッチの場合は1本切断される。このような条件で切断される鉄筋本数を現状の本数より減じて、検討を行う。

ここでは削孔を1mピッチで行うと仮定し、切断時の照査を行う。常時及び地震時の照査結果を表-8.4～表-8.6に示す。

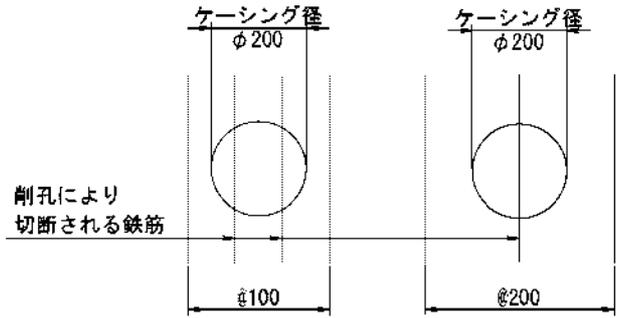


図-8.5 削孔により切断される鉄筋

表-8.4 切断時の底版配筋照査結果（常時・終局限界状態）

			法線平行方向							法線直角方向								
			M_d (kN·m)	d_s (cm)	A_{st} (cm^2)	配筋	A_s (cm^2)			M_{red} (kN·m)	$\gamma_f \cdot M_d / M_{red}$	M_d (kN·m)	d_s (cm)	A_{st} (cm^2)	配筋	A_s (cm^2)	M_{red} (kN·m)	$\gamma_f \cdot M_d / M_{red}$
下側	III	2	110.4	46.6	7.70	D13,D19-20	16.53	232.30	0.52	II	1	112.1	48.6	7.48	D13,D19-20	16.53	242.60	0.51
		3	166.7	46.6	11.73	D16,D19-20	19.40	270.50	0.68		3	0.0	48.6	0.00	D13-20	5.07	76.40	—
		4	100.1	46.6	6.96	D13,D16-20	13.01	184.30	0.60		5	98.4	48.6	6.55	D13-10	10.14	151.00	0.72
	I	2	0.0	40.0	0.00	D13-20	5.07	62.70	—	I	1	175.4	42.0	13.81	D16,D23-20	23.42	289.60	0.67
		3	0.0	40.0	0.00	D16-20	7.94	97.40	—		3	0.0	42.0	0.00	D16-20	7.94	102.40	—
		4	0.0	40.0	0.00	D13-20	5.07	62.70	—		5	157.9	42.0	12.39	D16-10	15.88	200.50	0.87
上側	III	2	0.0	42.0	0.00	D13-10	10.14	130.10	—	II	1	0.0	44.0	0.00	D13-10	10.14	137.10	—
		3	0.0	42.0	0.00	D19,D13-20	16.53	208.40	—		3	37.7	44.0	2.75	D13-20	5.07	69.20	0.60
		4	0.0	42.0	0.00	D13-10	10.14	130.10	—		5	0.0	44.0	0.00	D13-10	10.14	137.10	—
	I	2	38.9	42.0	2.98	D13-20	5.07	65.90	0.65	I	1	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	13.01	174.80	—
		3	66.9	42.0	5.15	D19-20	11.46	146.50	0.50		3	66.9	44.0	4.90	D16-20	7.94	107.80	0.68
		4	36.4	42.0	2.79	D13-20	5.07	65.90	0.61		5	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	13.01	174.80	—

表-8.5 切断時の底版配筋照査結果（地震時・終局限界状態）

			法線平行方向							法線直角方向								
			M_d (kN·m)	d_s (cm)	A_{st} (cm^2)	配筋	A_s (cm^2)			M_{red} (kN·m)	$\gamma_f \cdot M_d / M_{red}$	M_d (kN·m)	d_s (cm)	A_{st} (cm^2)	配筋	A_s (cm^2)	M_{red} (kN·m)	$\gamma_f \cdot M_d / M_{red}$
下側	III	2	172.6	46.6	12.16	D13,D19-20	16.53	232.30	0.74	II	1	179.3	48.6	12.09	D13,D19-20	16.53	242.60	0.74
		3	241.1	46.6	17.19	D16,D19-20	19.40	270.50	0.89		3	0.0	48.6	0.00	D13-20	5.07	76.40	—
		4	131.6	46.6	9.20	D13,D16-20	13.01	184.30	0.71		5	124.9	48.6	8.35	D13-10	10.14	151.00	0.83
	I	2	0.0	40.0	0.00	D13-20	5.07	62.70	—	I	1	275.4	42.0	22.20	D16,D23-20	23.42	289.60	0.95
		3	0.0	40.0	0.00	D16-20	7.94	97.40	—		3	0.0	42.0	0.00	D16-20	7.94	102.40	—
		4	0.0	40.0	0.00	D13-20	5.07	62.70	—		5	0.0	42.0	0.00	D16-10	15.88	200.50	0.00
上側	III	2	0.0	42.0	0.00	D13-10	10.14	130.10	—	II	1	0.0	44.0	0.00	D13-10	10.14	137.10	—
		3	0.0	42.0	0.00	D19,D13-20	16.53	208.40	—		3	54.5	44.0	3.98	D13-20	5.07	69.20	0.79
		4	0.0	42.0	0.00	D13-10	10.14	130.10	—		5	0.0	44.0	0.00	D13-10	10.14	137.10	—
	I	2	59.4	42.0	4.56	D13-20	5.07	65.90	0.90	I	1	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	13.01	174.80	—
		3	96.7	42.0	7.49	D19-20	11.46	146.50	0.66		3	66.9	44.0	4.90	D16-20	7.94	107.80	0.62
		4	49.6	42.0	3.80	D13-20	5.07	65.90	0.75		5	0.0	44.0	0.00	D16,D13-20	13.01	174.80	—

表-8.6 切断時の底版配筋照査結果（常時・使用限界状態）

		縦向き荷重							横向き荷重								
		M_x (kN・m)	配筋	A_s (cm^2)	d (cm)	σ_{s1} (N/mm 2)	ひび割れ幅 (cm)	許容ひび割れ (cm)	M_y (kN・m)	配筋	A_s (cm^2)	d (cm)	σ_{s1} (N/mm 2)	ひび割れ幅 (cm)	許容ひび割れ (cm)		
下側	III	2	62.1	D13,D19-20	16.53	46.6	86.64	0.021	0.032	1	21.7	D13,D19-20	16.53	46.6	85.04	0.017	0.025
		3	90.9	D16,D19-20	19.40	46.6	108.77	0.026	0.032	3	36.5	D13-20	5.07	46.6	0.00	0.000	0.026
		4	52.6	D13,D16-20	13.01	46.6	92.66	0.027	0.032	5	19.4	D13-10	10.14	46.6	109.85	0.022	0.026
		2	0.0	D13-20	5.07	40.0	0.00	0.000	0.033	1	0.0	D16,D22-20	23.42	42.0	109.84	0.021	0.024
	I	3	0.0	D16-20	7.94	40.0	0.00	0.000	0.032	3	0.0	D16-20	7.94	42.0	0.00	0.000	0.025
		4	0.0	D13-20	5.07	40.0	0.00	0.000	0.033	5	0.0	D16-10	15.88	42.0	134.03		
		2	0.0	D13-10	10.14	42.0	0.00	0.000	0.029	1	0.0	D13-10	10.14	44.0	0.00	0.000	0.021
		3	0.0	D19,D13-20	16.53	42.0	0.00	0.000	0.028	3	0.0	D13-20	5.07	44.0	95.98	0.018	0.021
上側	III	4	0.0	D13-10	10.14	42.0	0.00	0.000	0.029	5	0.0	D13-10	10.14	44.0	0.00	0.000	0.021
		2	21.7	D13-20	5.07	42.0	106.30	0.026	0.029	1	0.0	D16,D13-20	13.01	44.0	0.00	0.000	0.021
		3	36.5	D19-20	11.46	42.0	80.77	0.019	0.028	3	20.5	D16-20	7.94	44.0	109.75	0.020	0.026
		4	19.4	D13-20	5.07	42.0	93.25	0.023	0.029	5	0.0	D16,D13-20	13.01	44.0	0.00	0.000	0.021
	I	2	0.0	D13-20	5.07	40.0	0.00	0.000	0.033	1	0.0	D16,D22-20	23.42	42.0	109.84	0.021	0.024
		3	0.0	D16-20	7.94	40.0	0.00	0.000	0.032	3	0.0	D16-20	7.94	42.0	0.00	0.000	0.025
		4	0.0	D13-20	5.07	40.0	0.00	0.000	0.033	5	0.0	D16-10	15.88	42.0	134.03		
		2	0.0	D13-10	10.14	42.0	0.00	0.000	0.029	1	0.0	D13-10	10.14	44.0	0.00	0.000	0.021

8.4 まとめ

削孔により鉄筋が切断された場合、隔壁近傍の 1 箇所で、使用限界状態のひび割れ幅が制限値を超える結果となった（表-8.6 の着色部）。しかしながら、削孔位置やピッチ等を多少工夫することで、底版の削孔によりケースン上からの施工が十分に可能であることを示す結果となったと考えられる。

ただし、削孔直後の底版は鉄筋の切断面がコンクリートから露出することになるため、海水による腐食を受けやすい環境となる。コンクリートで孔埋めする等の鉄筋の維持管理対策を施す必要があると考えられる。

9. おわりに

新工法の開発を目的として、注人固化したマウンドの力学・変形特性に関する研究、設計法、施工法、施工管理手法の検討を実施した。得られた結論は以下のようである。

- ① 改良済マウンドの力学特性に関する実験結果より、供試体の強度が砕石とセメントペーストの付着力により支配されていること、夾雑物により充填が十分でない場合には強度が低下することなどを確認した。捨石間隙に砂などが存在する場合には、浸透性の高い薬液を利用するなどの工夫が必要である。
- ② 1G場及び遠心場における模型振動実験の結果、マウンドの一部を固化することにより、増深後のケーソンの安定が確保できること、適切な堤体幅を持った浮き基礎タイプ（改良体を基礎地盤に着底させない形状）が最も効果的にケーソンの変位を抑制することが分かった。
- ③ 同じく模型実験の結果から、改良体の有無及び形状によって、振動特性や、ケーソン背面に作用する土圧及びケーソン底面反力の分布傾向が異なることが確認された。係船岸の挙動に影響を与える要因として、マウンドの海側法面の崩壊、改良体の形状とその安定性・改良体下のマウンド層厚等、改良体の変位、マウンドの沈下及びマウンドと改良体との沈下差、ケーソンの後傾、ケーソンの変位が挙げられる。
- ④ 捨石マウンドの現地調査結果から、捨石の付着物はマウンド表面に限られ、直接海に曝されたマウンド部分は土砂が堆積しやすい環境にあるものの、ケーソン直下は空隙が残された状態にあると考えられる。
- ⑤ 設計は、従来から用いられている改良体を剛体と見なした設計法によって可能である。
- ⑥ FLIPによる動的解析により、既設重力式係船岸のマウンドの一部を固化することで堤体の地震時安定性を向上させる効果が確認できた。改良幅が広いほどケーソンの安定性が向上し、改良体下のマウンド層厚が厚いほど改良体の内部応力が小さくなる傾向にあり、改良体の形状と変形量及び内部応力等に関連づけて整理した。
- ⑦ ケーソン底版の配筋によってはケーソン上から底版を貫通して削孔し、施工することも可能であることが分かった。ただし、各々の施設に対する検証と、切断された鉄筋及びコンクリートの補修方法に注意が必要である。
- ⑧ 注人固化材の検討として、可塑状グラウト材、セメン

トベントナイト、水中不分離性モルタル、水中不分離性コンクリート、懸濁型薬液を選定し、予備注入実験及び強度確認を行った。その結果、大きな間隙を有する捨石マウンドに対しては、可塑状グラウト材が最適であると判断された。

- ⑨ ケーソン直下のように間隙に堆積物がない捨石に対して、可塑状グラウト材の充填性能に関する予備実験及び大型土槽を用いた二次元注入実験を実施した結果、可塑状グラウトを用いることにより充填範囲を制御した注人が可能であると判断された。

以上の研究成果から、基礎研究レベルの検討は終わり、実現場でのフィールド実験を行う段階にあると考える。これらの研究成果をもとに作成した新工法の手引き（案）を付録として巻末に添付する。

また、新工法及び捨石マウンドの注人固化技術は、増深工法のみでなく、既設係船岸の基礎支持力の向上を目的とした耐震補強工法としての利用や、津波に対する防波堤等の基礎支持力の強化、あるいは津波の流れや越流波に対する捨石マウンドの安定性向上など“粘り強い構造”を実現する補強工法としての利用など、増深以外の目的への応用が期待される。

なお、実施工を行うにあたっては、以下に示す項目に関して更なる課題解決と開発に取り組み、信頼性の高い工法を目指す必要があると考える。

- ① 1G場における模型振動実験や遠心場における模型実験の結果から、ケーソン底版における応力集中の発生やケーソンと改良体の付着状況の検討などの課題が挙げられる。
- ② 施工に関しては、捨石マウンド内部の調査方法と石材等の条件に応じた配合決定法、注入範囲などの出来形確認や改良体の強度確認などの施工管理・品質管理方法、固化した捨石マウンドの効率的な掘削方法の開発などの課題がある。

(2013年8月9日受付)

謝辞

本研究の実施にあたっては、関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所より多くのご支援・ご助言を賜った。また、捨石マウンドの現地調査においては、鳥取県港湾事務所にご協力頂くとともに、四国地方整備局高松港湾空港技術調査事務所にも高知港の調査結果を提供して頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 片岡眞二・高橋邦夫・横田 弘・菊池喜昭・石原弘一・梶原修治：港湾構造物の改良・更新における技術課題の検討，港湾技研資料，No.781，1994.
- 2) 日本海洋開発建設協会：海洋構造物の補修・補強・更新技術，2008.
- 3) 遠藤仁彦：苫小牧港（東港区）耐震岸壁の設計事例，基礎工，Vol.37，No.3，2009，pp.78-80.
- 4) Reiter, D.: Making them fit for the big ones, Ports and Harbors, Vol.52, No.6, 2007, pp.61-64.
- 5) 細見知一：大型フェリーの日々の運航確保を考慮した岸壁増深改良工法について，平成 21 年度近畿地方整備局研究発表会論文集，2009，施工・安全管理部門 No.12.
- 6) 高島 翠：神戸港スーパー中樞港湾事業の着工について，平成 19 年度近畿地方整備局研究発表会論文集，2007，調査・計画・設計部門 No.11.
- 7) 佐藤昌治：既設岸壁の耐震改良に関する技術検討について，平成 21 年度近畿地方整備局研究発表会論文集，2009，調査・計画・設計部門 No.17.
- 8) 福岡 正・小谷 拓・松井 創・平澤充成・高津宣治：供用中の重力式岸壁の耐震改良について，沿岸技術研究センター論文集，No.9，2009，pp.13-16.
- 9) 羽生 剛・檜垣貫司・木岡浩一・鈴木俊輔：可塑性モルタルを用いた捨石層への充填，土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集，2012，VI-401.
- 10) 大喜多亮・羽生 剛・木岡浩一・鈴木俊輔：水中不分離モルタルによる基礎捨石マウンドの改良，土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集，2012，VI-402.
- 11) 土木学会：水中不分離性コンクリート設計施工指針（案），1991.
- 12) 沿岸開発技術研究センター・漁港漁村建設技術研究所：水中不分離性コンクリート・マニュアル，1990.
- 13) 赤塚雄三・関 博：水中コンクリートの施工法，鹿島出版会，1982.
- 14) 本州四国連絡橋公団：児島・坂出ルートプレバックドコンクリート施工記録，海洋架橋調査会，1986.
- 15) 海洋アスファルト工法研究会：アスファルトマスク技術マニュアル，2008.
- 16) 赤井浩一・大西有三・李 徳河：多段階三軸試験とその飽和軟岩への適用について，土木学会論文報告集，No.311，1981，pp.93-103.
- 17) Terashi, M.: Development of PHRI Geotechnical Centrifuge and its Application, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 24, No. 3, 1985.
- 18) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 19) 沿岸開発技術研究センター：海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル，1999.
- 20) 水上純一・小林正樹：マウンド用捨石材の大型三軸試験による強度特性，港湾技研資料，No.699，1991.
- 21) 森田年一・井合 進・Hanlong Liu・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.
- 22) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. of 5th International Conference on Numerical Method in Geomechanics, 1985, pp.523-530.
- 23) Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, 1990, pp.27-56.
- 24) 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（事例編），2011.
- 25) Dunham, J.W.: Pile foundations for building, Proc. of the A.S.C.E., Journal of the Soil Mech. and Found. Div., Vol.80, No.385, 1954, p.7.
- 26) 沿岸技術研究センター：港湾構造物設計事例集，上巻，2007，pp.1_56-76.
- 27) 塩見雅樹・戸引 勲・木内 誠・水上純一・藤原幸彦・中嶋英勝・中島敬祐：大型三軸試験による砂岩ズリの強度特性，第 30 回土質工学研究発表会発表講演集，1995，pp.743-744.
- 28) 笹井 剛・深沢 健・御手洗義夫・堺谷常廣：港湾工事に用いる岩ズリの強度特性について，第 40 回地盤工学研究発表会発表講演集，2005，pp.541-542.
- 29) FLIP 研究会捨石作業部会：捨石のモデル化に関する検討，成果報告書，2001.
- 30) 木下洋樹・井康二・土田 孝・森川嘉之・高橋英紀・篠崎晴彦・丸山憲治・高橋裕徳：固結特性を有する鉄鋼スラグを用いた SCP 改良地盤の地震時変形挙動の評価，広島大学大学院工学研究科研究報告，No.59, Vol.1, 2010.
- 31) 土木学会：コンクリート標準示方書，施工編，2012.

付録 A 工法の手引き(案)

A.1 概要

- (1) 本手引きは、既設の重力式係船岸の法線位置を変更せずに増深する方法として、重力式係船岸の捨石マウンドの一部を改良・固化することで増深する工法の基本的な考え方を示すものである。
- (2) 本手引きは、新工法の調査、設計、施工について、記載するものである。

A.2 工法の適用範囲

- (1) 新工法は、既設の重力式係船岸に対して2～3m程度増深する場合を適用対象の基本とする。
- (2) 新工法は、捨石マウンド内部の調査結果によって、捨石の間隙内に夾雑物として、砂、粘土などがほとんどない場合に適用できる。

[解説]

- (1) 本手引きは、既設の重力式係船岸を2～3m程度増深する場合に適用する。しかし、捨石マウンドの一部を固化するという技術の特徴から、増深工法だけでなく、既設係船岸の基礎支持力の向上を目的とした耐震補強工法としての利用や、津波に対する防波堤などの基礎支持力の強化、あるいは津波の流れや越流波に対する基礎マウンドの安定性向上など“粘り強い構造”を実現するための補強工法としての利用など、増深以外の目的へ応用できる可能性がある。
- (2) 新工法は、可塑状グラウト材によって捨石マウンドの一部を改良・固化することとしているため、捨石の間隙内に夾雑物として砂、粘土などが多量に存在する場合、改良・固化は困難である。捨石間隙に砂、粘土などが多量に存在する場合は、固化材の選定、限定範囲への注入方法を実験などにより確認の上、適切に設定しなければならない。なお、本資料において、鳥取や高知における捨石マウンドの現地調査を行った結果、表層には浮泥などの堆積がやや見られたものの、ケーソン下やマウンド内部には混入物はなかった。

A.3 捨石マウンド内部調査

- (1) 新工法の適用にあたって、事前に捨石マウンド内部の調査を行うものとする。
- (2) 捨石マウンド内部の調査は、ボーリングにより行うことが望ましい。

[解説]

- (1) 捨石マウンド内部の状況は、固化材の充填範囲や改良体強度に大きく影響するため、新工法の適用にあたっては、事前に捨石マウンド内部の調査を行うこととした。調査項目としては、捨石の粒度分布、捨石間隙の大きさ、捨石の空隙率、砂や粘土などの夾雑物の有無、藻類などの生物付着状況などである。
- (2) 空隙調査などの一般的な手法としては、電磁波や弾性波などを用いた物理的探査手法とボーリング孔などを利用して行なう直接的探査手法に分類されるが、物理的探査手法では基礎捨石の一つ一つの間隙の様子を評価することは困難で、相対的に密度の大きいところと小さいところの変化しか捉えることができない。

ボーリングは、その地点での情報しか得られないが、コア観察や、可能であれば孔内の観察（ボアホールカメラなど）により視覚的にわかりやすいデータが得られる。ただし、間隙に砂などの夾雑物がある場合、掘削によって流れてしまう可能性がある。ボーリング孔が自立し、かつ孔内水の透明度が高ければボアホールカメラによる観察が適用できる。図-A.1にボアホールカメラの例、図-A.2にボアホールカメラによる調査例を示す。径の小さな夾雑物は掘削時に流れてしまう可能性が大きい。石の大きさからすれば石の積重なり状況が大きく変わることはないと考えられる。したがって、孔壁の状況が観察できれば、空隙の割合などを推定する基礎的なデータが得られることになる。

また、ボーリングでは大局的な調査結果とはならないため、一部の捨石を布掘りすることにより、断面の観察を潜水士によって行い、空隙状況の直接的な目視調査を行う方法もある。



図-A.1 ボアホールカメラの例

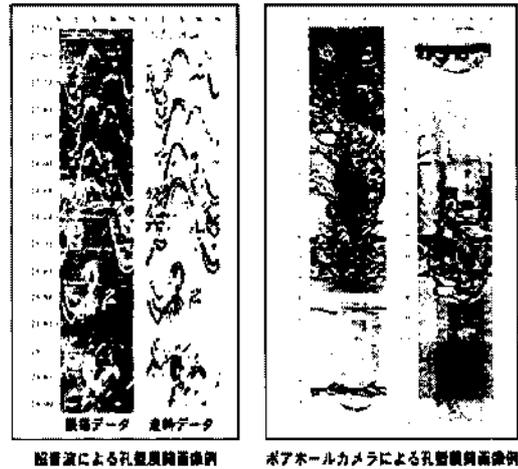


図-A.2 ボアホールカメラの展開画像例と音波検出結果の例

A.4 固化材の選定

新工法に使用する固化材の選定にあたっては、以下に示す条件を整理したうえで、安全性、施工性、経済性の面で最も合理的な注入が可能な材料を選定しなければならない。

- ①充填性、流動性、可塑性
- ②水中不分離性
- ③非収縮性
- ④硬化時間
- ⑤強度
- ⑥密度
- ⑦耐久性

〔解説〕

捨石内の一部を注入・固化する新工法に使用する固化材としては、各種実験の結果から可塑状グラウト材が適切と考えられる。ただし、本文中の①から⑦の条件を整理して選定することが肝要である。また、新工法の可塑状グラウト材はセメント系材料であり、水中不分離性を有していることから、従来の水中不分離性モルタルなどと同等の耐久性を有していると考えられるが、供用年数に応じた材料を選定する必要がある。

A.5 設計

A.5.1 一般

新工法の設計について、本章に示していない事項については次の基準に準拠する。

- ①港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会）（以下、技術基準という）。

〔解説〕

本章では、特に断りのない場合、技術基準に示されている事項がそのまま適用される。

A.5.2 設計の基本的考え方

新工法の改良体の設計では、対象とする施設の目的、機能及び要求性能を満たすよう、構造物全体としての安定ならびに構造物自体の耐力を検討することを標準とする。

〔解説〕

- (1) 新工法の改良体は、未改良の捨石マウンドと比べて強度及び変形係数が大きい。岸壁が破壊しマウンドが大きく変形するような場合でも改良体自体の変形量は小さいと考えられ、設計上は改良体を一種の構造物とみなすことができる。そ

のため、改良体を構造物とみなした構造物全体の安定の検討と、改良体自体の破壊の検討が必要である。

- (2) 新工法の改良形状により、上部構造物（本体工）の地震時の変形モードは異なることが分かっている¹¹²⁾。そのため、対象とする施設の要求性能に応じて、新工法の採用に当たっては構造物全体系の変位を検討する。

A.5.3 設計の手順

設計は図-A.3に示す手順で行うことを標準とする。

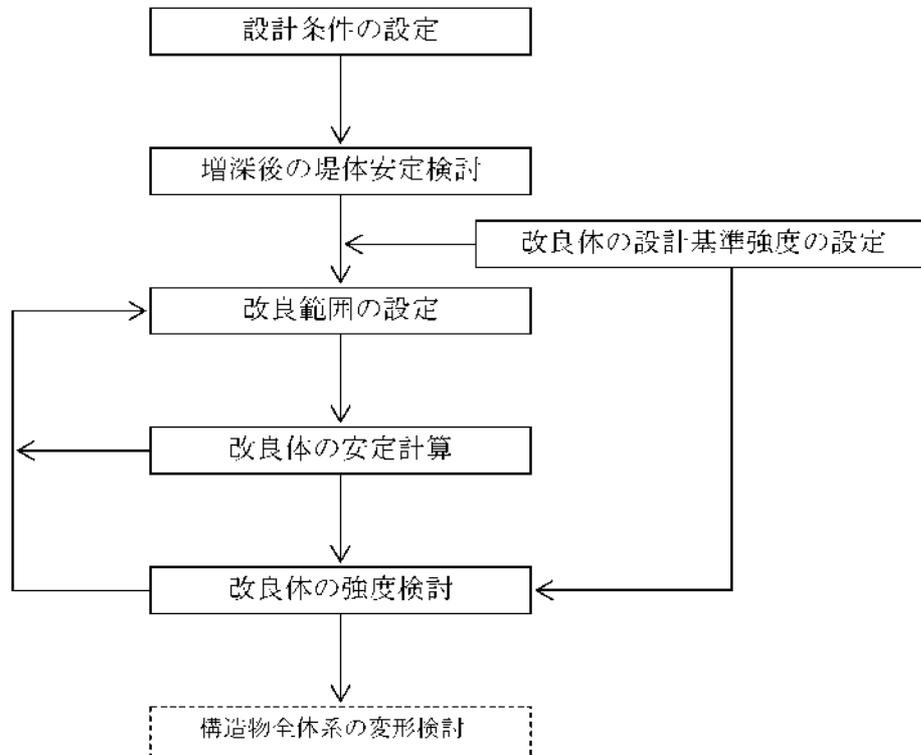


図-A.3 設計フロー

[解説]

- (1) 改良体の安定計算とは、滑動、転倒及び支持地盤の支持力等、改良体が剛体として挙動し破壊に至る過程の安定検討である。
- (2) 改良体の強度検討とは、外的に安定した改良体内部の破壊に対する検討である。

A.5.4 設計条件の設定

新工法の設計にあたっては、下記の項目について十分考慮する。

- ① 一般条件
捨石マウンドの状態、土質条件、地震、その他（潮位、波浪、流れ等）
- ② 利用条件
本体工の安定状態、計画水深、その他
- ③ 施工条件、その他

A.5.5 増深後の堤体安定検討

増深後の堤体は、円弧すべりに対して十分安全なものとする。

[解説]

堤体前面の捨石を撤去するため、増深後の堤体の円弧すべりに対する安全性は一般的に低下する。そのため、増深後の堤体円弧すべりに対して十分に安全であることを確認する必要がある（図-A.3 参照）。円弧すべりの検討は技術基準第4編第

2章3.2.1「円弧すべり面による安定解析」に準じる。増深により必要安全率を満足しなくなる場合には、別途対策工法が必要となる。

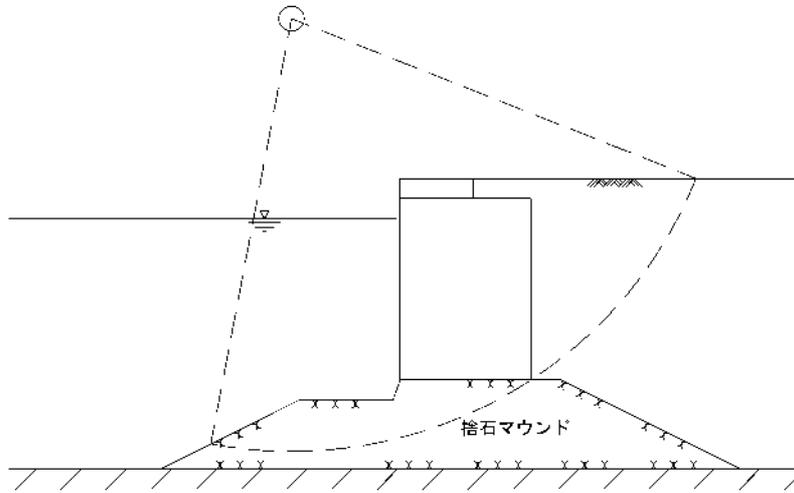


図-A.4 増深後の堤体の円弧すべり

A.5.6 設計基準強度

改良体の設計では、構造物全体としての安定と、構造物自体の耐力の検討が必要である。改良体内部に発生する応力の検討に当たっては、許容応力度を適切に設定する必要がある。

〔解説〕

(1) 改良体の許容圧縮応力度 σ_{ca} は設計基準強度を基本として式から求める。

$$\sigma_{ca} = \frac{1}{F} q_{uck}$$

ここに、

σ_{ca} : 許容圧縮応力度 (kN/m²)

F : 材料の安全率

q_{uck} : 設計基準強度 (kN/m²)

許容圧縮応力度 σ_{ca} は一軸圧縮強さを基準としているため、クリープ、繰返し載荷等の影響も加味する必要がある。材料の安全率 F は、構造物の重要性、荷重の種類、設計計算方法、材料の信頼性を考慮して、適切な値とする必要がある。深層混合処理工法の施工例では、常時 $F=3$ 、地震時は $F=2$ としている例が多い³⁾。

(2) 改良体の許容せん断応力度 τ_a と許容引張応力度 σ_{ta} は、それぞれ許容圧縮応力度をもとに次式で与えられる。

$$\tau_a = \frac{1}{2} \sigma_{ca}$$

$$\sigma_{ta} = 0.15 \sigma_{ca}$$

A.5.7 改良範囲の決定

新工法の改良範囲は、対象とする本体工の形式に応じた要求性能を満足するとともに、施工性・経済性などを考慮して、改良厚さ・改良深さ及び改良幅を設定する。

〔解説〕

(1) 改良範囲の設定には大きく分けて、浮き型と着底型の2パターンが考えられる(図-A.5及び図-A.6参照)。模型実験の結果¹⁾²⁾から、着底式改良の場合は本体工と改良体がそれぞれ別々の挙動を示し、本体工に大きな変位が見られた。一

方、浮き型改良の場合は本体工と改良体が一体となって挙動する傾向が確認され、浮き型改良の方が本体工に生ずる変形量は小さい結果となった。

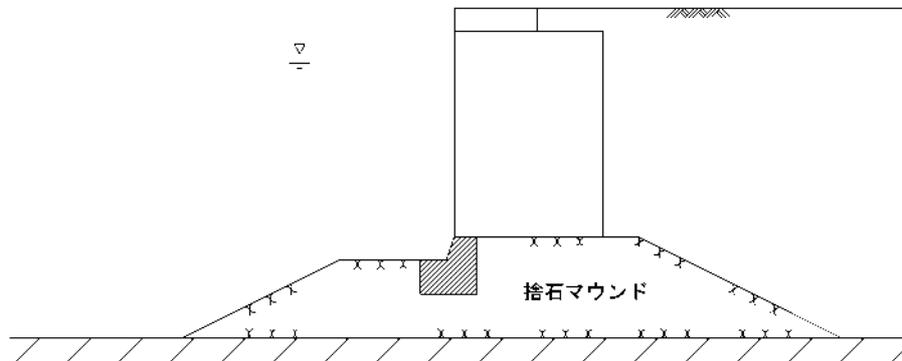


図-A.5 浮き型改良

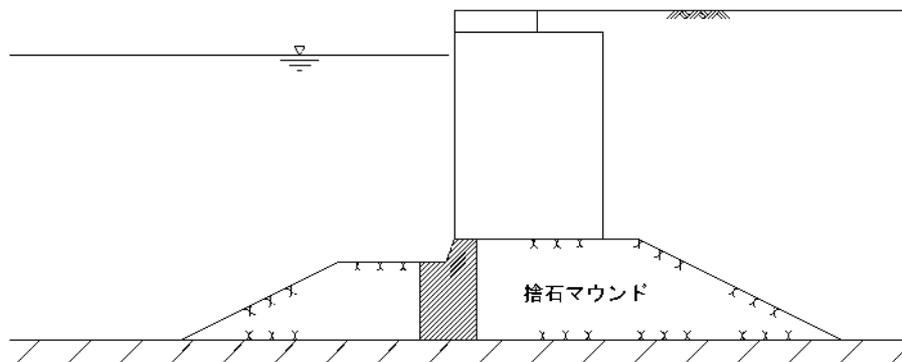


図-A.6 着底型改良

- (2) 堤体前面の捨石を撤去するため、本体工の支持力に対する安定性も一般的に低下する。改良範囲は本体工の支持力を満足することを原則とし、本体工からの偏心傾斜荷重に対して、改良体内を通るすべりと改良体外を通るすべりについて安定性を照査する（図-A.7 参照）。検討手法は技術基準第4編第2章 2.2.5「偏心傾斜荷重に対する支持力」に準じる。ただし、改良形状によっては改良体に大きな応力集中が生じることがあるため、本体工底面反力の分布形状には注意が必要である。

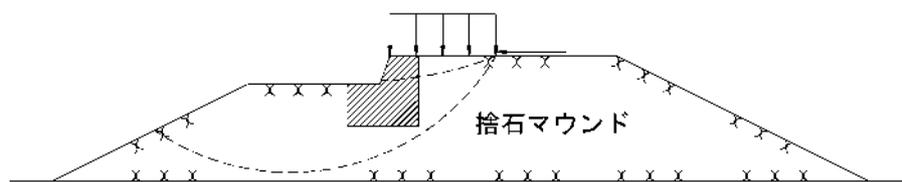


図-A.7 支持力の照査

- (3) 改良部の直立壁となる部分は、本体工直下の施工となるため、できるだけ幅が少ない方が施工性は良い。しかし本体工の底面反力を最も大きく受ける重要な部分であるため、最小幅を図-A.8の通りとする。

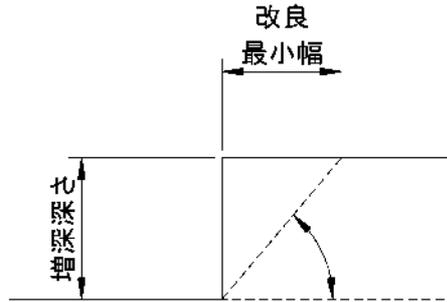


図-A.8 直立壁部改良最小幅

直立壁部は応力の集中を受けやすいため、図-A.9 に示す岸壁の築造限界の範囲内で斜の形状として応力の集中を緩和することができる。

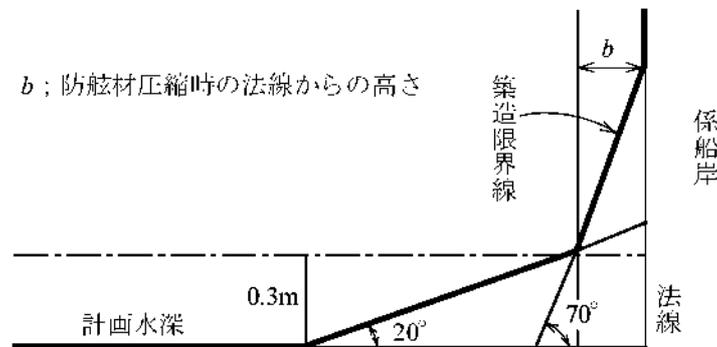


図-A.9 築造限界⁴⁾

A.5.8 改良体の安定計算

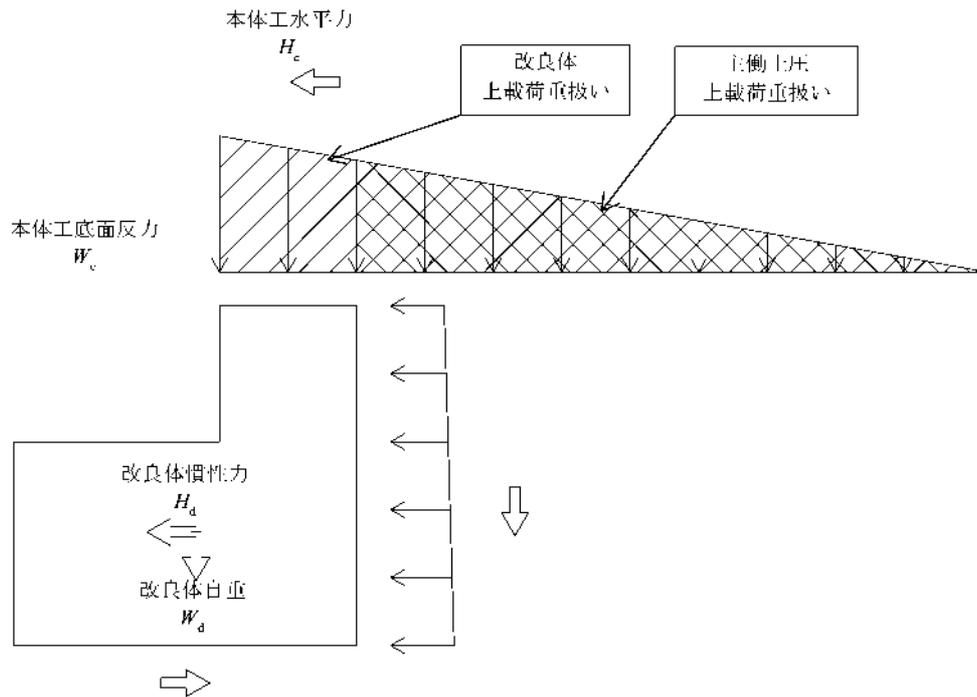
A.5.8.1 外力の算定

改良体に作用する外力としては下記のものを考慮する。

- ①上部構造物（本体工）の底面反力
- ②自重
- ③地震力
- ④土圧
- ⑤改良体底面反力及びせん断抵抗
- ⑥その他

〔解説〕

- (1) 改良体に作用する外力の概念図を図-A.10 に示す。なお、通常、外力は単位奥行き当たりで算定する。
- (2) 土圧の算定に際しては、技術基準第3編第5章1「土圧」に準じる。改良体前面に作用する受働土圧は、地震による崩壊が考えられるため考慮しないものとする。
- (3) 荷重条件によっては、ケーソン（本体工）からの荷重を受けないときの方が改良体の設計条件が厳しくなる場合もあるため、注意する必要がある。



ここに、

- P_{Ah} : 主働側側面に作用する単位奥行き当たり土圧の水平成分 (kN/m)
- P_{Av} : 主働側側面に作用する単位奥行き当たり土圧の鉛直成分 (kN/m)
- W_c : 本体外工の底面に作用する単位奥行き当たりの鉛直反力 (kN/m)
- H_c : 本体外工の底面に作用する単位奥行き当たりの水平力 (kN/m)
- W_d : 改良体に作用する単位奥行き当たりの重量 (kN/m)
- H_d : 改良体に作用する単位奥行き当たりの水平力 (kN/m)
- F_R : 改良体底面に作用する単位奥行き当たりのせん断抵抗力 (kN/m)

図-A.10 設計外力概念図

A.5.8.2 滑動の検討

改良体の滑動に対する安定性は、下式より求められる安全率で評価する。

$$F_s = \frac{F_R}{\sum H_A}$$

ここに、

F_s : 滑動の安全率

$F_R = \sum V \cdot \mu$ (kN/m)

$\sum V = W_c + W_d + P_{Av}$ (kN/m)

μ : 改良体底面の摩擦係数

$\sum H_A = H_c + H_d + P_{Ah}$ (kN/m)

[解説]

滑動の安全率は、常時 1.2 以上、地震時は 1.0 以上を標準とする。

A.5.8.3 転倒の検討

改良体の転倒に対する安定性は、下式より求められる安全率で評価する。

$$F_s = \frac{\sum M_R}{\sum M_{IIA}}$$

ここに、

F_s : 転倒の安全率

$$\sum M_R = W_c \cdot x_{Wc} + W_d \cdot x_{Wd} + P_{Av} \cdot x_{PAv} \quad (\text{kN/m})$$

x_{Wc}, x_{Wd}, x_{PAv} : 改良体前趾と各鉛直力合力の作用点との水平距離 (m)

$$\sum M_{IIA} = H_c \cdot y_{Hc} + H_d \cdot y_{Hd} + P_{Ah} \cdot y_{PAh} \quad (\text{kN/m})$$

y_{Hc}, y_{Hd}, y_{PAh} : 改良体底面と各水平力合力の作用点との鉛直距離 (m)

[解説]

転倒の安全率は、常時 1.2 以上、地震時は 1.1 以上を標準とする。

A.5.9 改良体の強度検討

改良体の強度検討では、改良体内部に発生する応力が改良体の許容応力度を超えないものとする。

[解説]

新工法の改良体は、未改良の捨石マウンドと比べて強度及び変形係数が大きく、破壊時のひずみ量は小さい。そのため、ケーソン直下の捨石マウンドを改良することにより、捨石マウンドの剛性は改良部・未改良部で異なったものとなる。その剛性差により、改良体に応力の集中が生じることが想定されるため、線形弾性解析を用いて改良体に生ずる内部応力の検討を実施する。線形弾性解析の例を図-A.11 に示す。

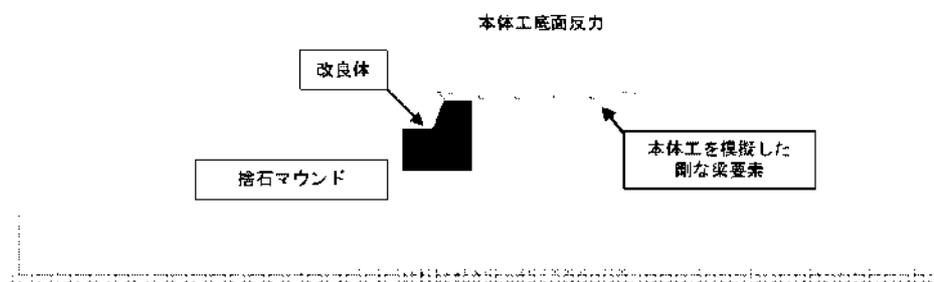


図-A.11 線形弾性解析の例

A.5.10 構造物全体系の変形検討

新工法を採用した岸壁の変形量は、施設の要求性能に応じて、適切な手法を用いて検討するものとする。

[解説]

- (1) 構造物全体の許容変形量は、本土工の要求性能に応じて適切に定めることが望ましい。
- (2) FLIP を用いた変形照査例を図-A.12 に示す。

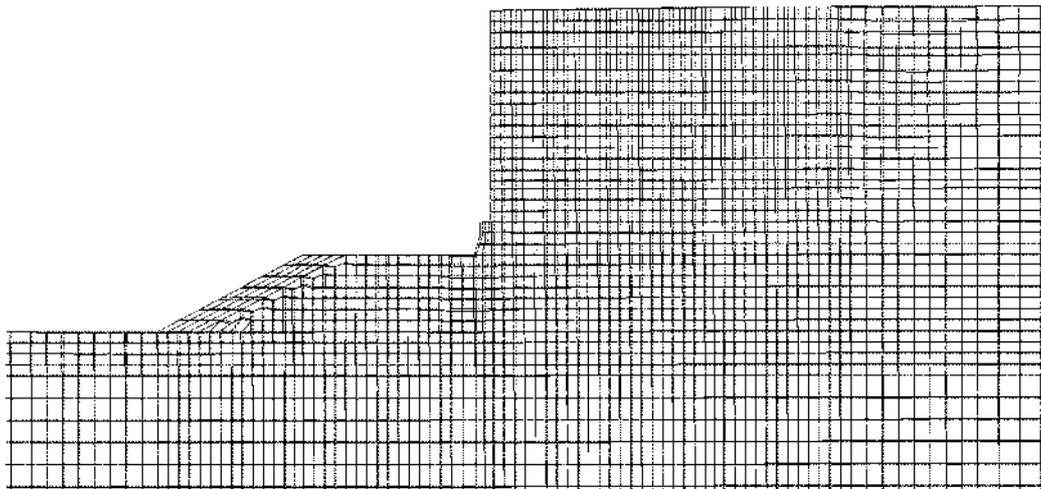


図-A.12 構造物全体系変位検討例

A.6 施工

A.6.1 一般

施工にあたっては、設計図書並びに各適用基準に従い、現場条件、地質条件、気象・海象条件などを考慮しなければならない。

[解説]

新工法の施工手順を図-A.13 に、本資料におけるモデル断面での施工イメージを図-A.14 に示す。なお、施工にあたっては、捨石などの条件に応じた配合決定法、注入範囲などの出来形確認や固化体の強度確認などの施工管理・品質管理方法、固化した捨石マウンドの効率的な掘削方法の開発など、実用化に向けての課題が残っているため、試験施工を行うなどして確認することが望ましい。

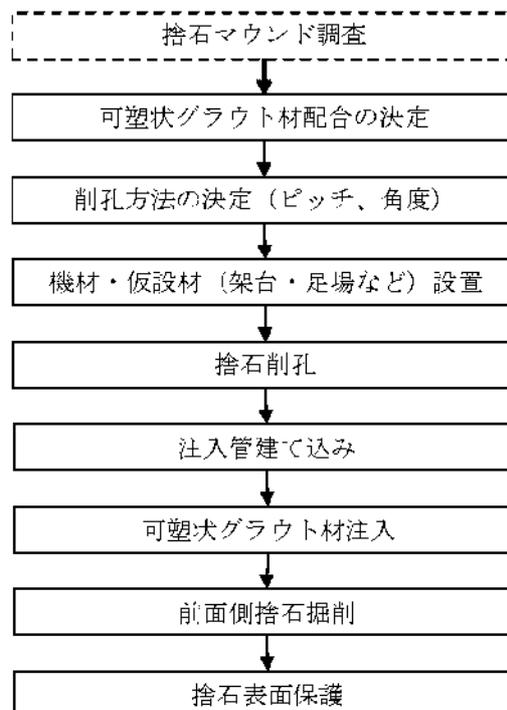


図-A.13 新工法の施工手順

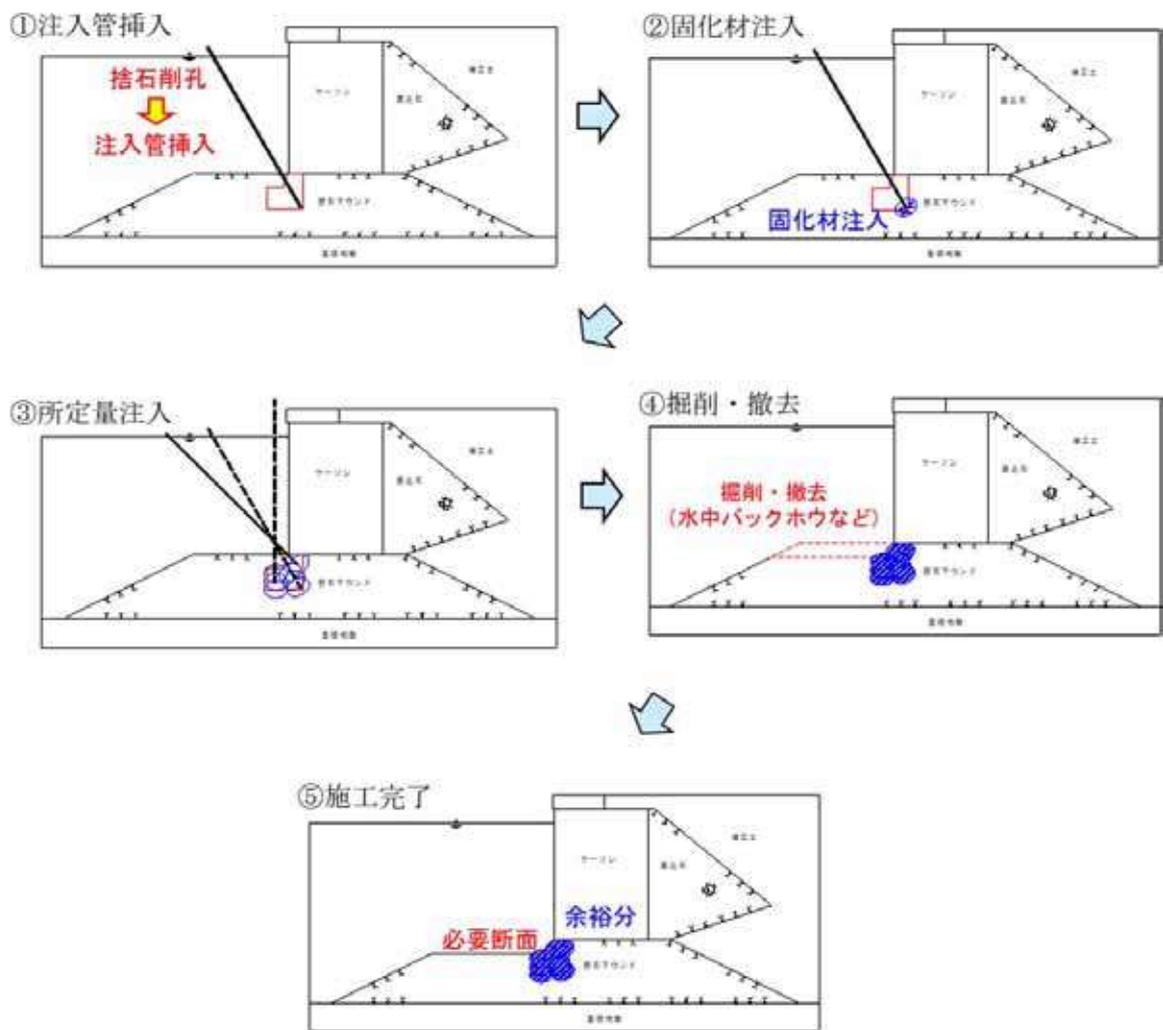


図-A.14 新工法の施工イメージ

A.6.2 可塑状グラウト材配合の決定

捨石マウンド内部の調査結果に基づいて、所要の充填性能と強度を有する可塑状グラウト材の配合を決定する。

〔解説〕

捨石マウンド内部の調査によって得られた捨石の粒度分布、捨石間隙の大きさ、捨石の空隙率、砂や粘土などの夾雑物の有無、藻類などの生物付着状況を踏まえて、所要の充填性能と強度を有する可塑状グラウト材の配合を決定する。本資料で実験を行った捨石（最大粒径 200mm 程度）に対しては、可塑状グラウト材の静置フロー100mm 程度の配合が適切であった。捨石の性状に応じた配合を決定するには、実験などで確認することが望ましい。

A.6.3 捨石削孔

- (1) 捨石削孔にあたって、捨石マウンドの内部状況、可塑状グラウト材の充填性能、改良体範囲及び改良体箇所を勘案して、削孔方法、削孔ピッチ、及び削孔角度を決定する。
- (2) 堅固な捨石を削孔しなければならないため、捨石において実績のある削孔方法を選定する必要がある。

〔解説〕

- (1) 新工法では、捨石マウンド内に固化材を圧力注入するため、捨石を削孔し捨石内に注入管を挿入しておく必要がある。削孔方法としては、係船岸上から削孔する方法、自己昇降式作業台船（SEP 台船）により前面側から削孔する方法などがある。なお、ケーソン底版の配筋に余裕がある施設では、図-A.15 のように、ケーソン上からの削孔も検討する必要がある。削孔ピッチについては、改良体の範囲と、可塑状グラウト材の充填可能範囲の関係によって決定できる。確実

な充填のためには、可塑状グラウト材の充填可能範囲より短い削孔ピッチにすることが望ましい。本資料での実験結果では、捨石（最大粒径 200mm 程度）に対して可塑状グラウト材を直径約 2.5m で充填できた。

- (2) 堅固な捨石を削孔することから、通常使用される回転や圧入のみの削孔では時間と手間がかかりすぎ、推進することができない。捨石削孔には、パーカッションによる打撃を加えるととも先端ビットで回転掘削しながらの削孔が適する。写真-A.1 に捨石削孔の施工例を示す。陸上からの捨石の削孔方法の例として、作業スペースが比較的広いと想定されるので、機動性に優れたクローラ型ドリリングマシンがある。海上からの捨石の削孔方法として、SEP 台船を足場とし、単管パーカッションドリルにより行った事例がある。SEP 台船上は狭いため、定置式のスキッド型ドリリングマシンが使用されている。

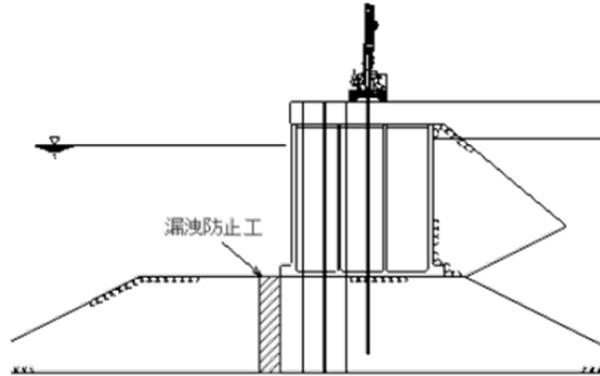


図-A.15 ケーソン底版削孔の施工イメージ図



陸上からの捨石削孔例



海上からの捨石削孔例

写真-A.1 ケーソン底版削孔の施工イメージ図

A.6.4 可塑状グラウト材注入

- (1) 可塑状グラウト材の注入は、現場作業条件に適合する性能を有する施工機械を選定して行うものとする。
- (2) 可塑状グラウト材の注入前に、係船岸前面側の捨石表面に漏洩防止処置を実施することが望ましい。
- (3) 可塑状グラウト材の注入順序は、所定の範囲を確実に充填できるように定める必要がある。
- (4) 可塑状グラウト材の注入圧力は、固化材の種類及び施工方法を十分考慮し、捨石からの漏出や係船岸への悪影響を生じないように、注入が可能な範囲で小さくしなければならない。
- (5) 新工法における可塑状グラウト材の注入・固化範囲は、広範囲にわたると想定されるため、一度に注入できないことから施工目地を計画して注入する必要がある。

〔解説〕

- (1) 新工法の可塑状グラウト材は、セメント系材料である基材と、可塑性を発揮させる可塑材を別々に練り混ぜ、別系統で圧送したあと、注入管に近い箇所に設置したミキシング装置内で混合してから捨石に注入・固化した。図-A.16に可塑状グラウト材の注入系統図例を示す。1日の打設数量と、製造能力及び貯液量に留意して、注入に必要な量よりも十分に余裕を持った能力の設備を選定する必要がある。また、現場条件及び各材料の圧送可能距離を考慮して、各プラントやミキシング装置の配置を考える必要がある。本資料の実験では、ミキシング装置として静止ミキサを使用した。

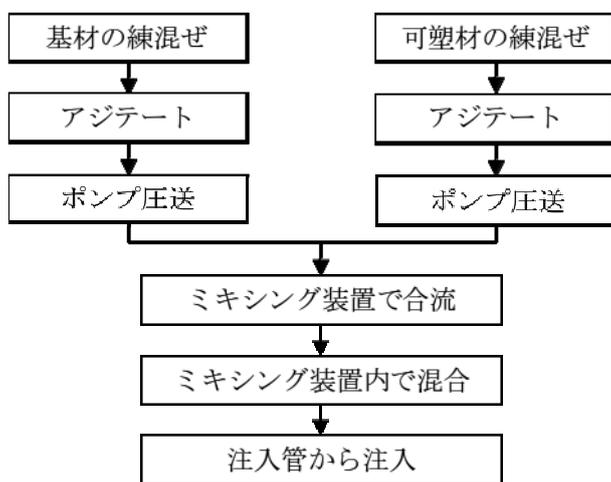


図-A.16 グラウト材注入系統図 (例)

- (2) 新工法の可塑状グラウト材は、注入圧力により捨石内に注入するため、捨石表層部の注入中に外部へ漏洩することが考えられる。そのため、係船岸前面側の捨石表面に、砂やシートなどによる漏洩防止処置を行うことが望ましい。ただし、実施工などの漏洩状況により不要となる場合も想定されることや、さらなる処置が必要になることも考えられるので、潜水士による目視などで確認しておくことが望ましい。
- (3) 新工法の可塑状グラウト材の注入順序は、充填しやすい順序とする必要があり、断面的には充填範囲の下方から順次仕上げるのが適切であると考えられる。平面的には片押しで順次一方向に注入する方法と、間をあけて注入し、その後、あと追いで間を注入する順序などが考えられるので、充填範囲の形状から望ましい方法を設定するとよい。
- (4) 可塑状グラウトの注入圧力は、圧力計により管理を行うが、大きな圧力を作用させると捨石から可塑状グラウトが漏出することや、係船岸へ上方向の圧力を作用させて悪影響を及ぼす懸念がある。そのため、注入可能な範囲でなるべく注入圧力を小さくしなければならない。本資料の実験では、注入圧力は0.1~0.2MPa程度の注入圧力で安定していた（静水圧のない場合）。
- (5) 充填範囲が広範囲にわたる場合は、一度に注入できないので施工目地が必要である。法線直角方向の鉛直目地については問題にならないと考えられるが、法線平行方向の鉛直目地や水平目地は改良体の一体性を損ねる可能性があるため、極力設けないように施工計画を行うのがよい。

A.6.5 前面側捨石掘削

- (1) 捨石の掘削は、改良体が必要強度を発現したことを確認してから掘削する必要がある。
- (2) 係船岸の前趾直近の捨石掘削では、係船岸に近接した掘削となることから、目視確認を行いながら慎重に掘削する必要がある。
- (3) 捨石掘削後、係船岸前趾にて急勾配で凹凸のある壁面となった捨石表面に対して、成形または表面保護を行う必要がある。

〔解説〕

- (1) 捨石の固化後、係船岸前面の捨石を掘削するにあたって、施工時においても係船岸の安定性を確保するために、改良体が必要強度に達したことを確認しなければならない。改良体の強度確認は、現地に則した条件で行うものとする。なお、固化材の強度が必要強度より著しく大きい場合には、掘削する部分の捨石に充填された固化材強度が必要強度を満足したあと、早めに掘削することが望ましい。
- (2) 前面側捨石の掘削について、現状で考えられる施工フロー（例）を図-A.17に示す。係船岸から離れた位置である捨石マウンドのり肩付近（未改良部分）の撤去では、オレンジバケットを使用することが考えられる。係船岸や改良の影響のない範囲については、オレンジバケットによる撤去が効率的である。係船岸からの離隔を確保できるため、係船岸に損傷を与える可能性は少ない。次工程のため、水中バックホウの足場を確保できるような撤去とすることが望ましい。撤去状況を目視確認できず、水上からの管理となるため掘削精度は劣る。

次に、図-A.18に示すように、水中バックホウを使用し、係船岸近傍の捨石を撤去することが考えられる。水中での目視確認による撤去作業のため、係船岸に損傷を与えない。用途に応じた各種アタッチメントを使用することにより、改良部分の捨石も容易に撤去できる。撤去した捨石はワイヤーモッコを使用し、陸上のクローラクレーンで引き上げる。撤去と並行して捨石マウンド天端の荒均しを行う。

係船岸前趾直近の捨石掘削では、構造物に損傷を与えない必要がある。しかし、一方で固結した捨石であり堅固であるため、人力での掘削は難しく、潜水士により直接目視確認しながら、慎重に水中ブレーカによってはつりながら成形することが考えられる。しかし、掘削効率は低いと考えられる。

上記の3種類の掘削方法は代表的な施工方法と考えられるが、構造物に損傷を与えず、かつ固化した捨石マウンドを効率的に掘削できる既存の方法をさらに検討する必要がある、または新規に開発することが望まれる。

- (3) 係船岸前趾直近の捨石掘削は、現状では潜水士及び水中ブレーカによる方法を想定しており、その場合凹凸のある斜面となる。その斜面に波浪などの外力が長期間作用すると、斜面の風化や崩壊が進行すると考えられ、斜面を水中不分散性コンクリートなどの固化材で保護する必要があると考えられる。

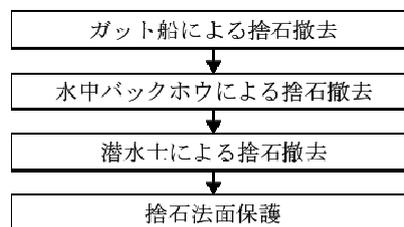


図-A.17 捨石掘削施工フロー（例）

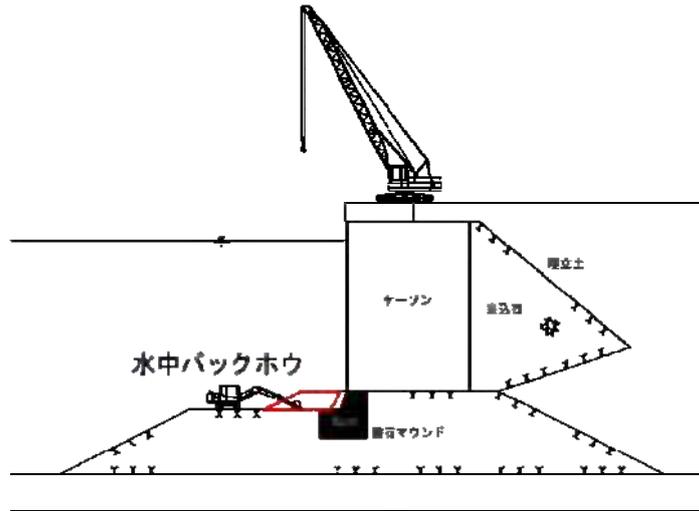


図-A.18 水中バックホウによる捨石掘削イメージ

A.7 施工管理

- (1) 可塑状グラウト材の充填性能について、フローコーンによるフロー値を測定して管理することとする。
- (2) 可塑状グラウト材を注入するにあたって、施工中の充填確認として、注入流量及び注入圧力を測定しなければならない。また、適切な位置に設けた観測孔により充填範囲を管理することを基本とする。
- (3) 改良体強度の確認のため、固化材自体の強度管理に加えて、当初はコアサンプリングによる強度確認を実施することを基本とする。
- (4) 可塑状グラウト材注入時には、係船岸の前面側に汚濁防止膜を設置することが望ましい。

〔解説〕

- (1) 可塑状グラウト材の充填性能を管理するために、フロー値を測定することを基本とする。ただし、静置フロー値の差はわずかであるため、振動を与えたときのフロー値もあわせて測定するのが望ましい。
- (2) 可塑状グラウト材を注入するときには、圧力計により注入圧力を測定しなければならない。急激な圧力変化がないか、注入圧力が安定した状態での注入であるかを管理し、また打ち止めの参考とする。本資料の実験では、0.1～0.2MPa程度の注入圧力で安定していた。ただし、実工事の対象箇所は、水中の水深深いところと考えられるので、静水圧を考慮する必要がある。他に、流量計によって注入速度及び総注入量を測定しなければならない。また、想定される充填範囲と観測孔による測定結果から注入管理を行うことを基本とする。
- (3) 新工法の適用当初においては、注入・固化後にコアサンプリングを採取することにより、固化体強度を確認するとともに、充填状況の調査を実施することとする。
- (4) 可塑状グラウト材は、水中不分離性を有しており、通常の水の中不分離性コンクリートと同程度の水質への影響と考えられるが、施工時には汚濁防止膜を設置することが望ましい。

付録Aの参考文献

- 1) 本編 4.2
- 2) 本編 4.3
- 3) 沿岸開発技術研究センター：海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル，1999，p.27.
- 4) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007，p.947.

港湾空港技術研究所資料 No.1277

2013. 12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社ワコー

Copyright © (2013) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。



古紙配合率70%再生紙を使用しています