

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1204

December 2009

SG-Wall 式矢板岸壁の設計・施工法に関する検討

菅野 高弘
長屋 淳一
新舎 博
大久保 泰宏
喜田 浩
北村 卓也
太田 正規
岸 真裕
久保 滋
平井 貴雄
弘中 淳市
足立 雅樹
宮田 喜壽

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	3
1. まえがき	4
2. 関連技術	5
2.1 固化処理工法	5
2.2 補強土壁工法	7
2.3 岸壁増深及び耐震性向上法	8
2.4 FLIP解析	9
2.5 SG-Wall工法	10
3. SG-Wall工法の適用	11
3.1 目的	11
3.2 概説	11
3.3 適用範囲	11
4. SG-Wall工法の耐震性能	12
4.1 水中振動台実験	12
4.2 FLIP解析	16
5. SG-Wall工法構成材料の特性	23
5.1 固化処理土	23
5.2 ジオグリッド	24
5.3 固化処理土とジオグリッドの複合構造体	28
5.4 矢板とジオグリッドの連結部材	32
6. SG-Wall工法の設計	36
6.1 設計一般	36
6.2 静的設計法	37
6.3 動的設計法	52
7. SG-Wall工法の施工方法	56
7.1 施工概要	56
7.2 配合設計	56
7.3 施工手順	56
7.4 施工管理	58
8. 今後の課題	59
8.1 SG-Wall工法に用いる材料	59
8.2 SG-Wall工法の設計	59
8.3 SG-Wall工法の工法の施工	59
9. 結論	60
参考文献	61
謝辞	62
付録-A：水中振動台実験の結果一覧	CD
付録-B：FLIP解析の結果一覧	CD
付録-C：SG-Wall工法の経済性比較	63

Design and construction procedures of SG-Wall for sheet pile-type quay wall

Takahiro SUGANO*
Junichi NAGAYA**
Hiroshi SHINSHA***
Yasuhiro OKUBO****
Hiroshi KITA*****
Takuya KITAMURA*****
Masaki OTA*****
Masahiro KISHI*****
Shigeru KUBO*****
Takao HIRAI*****
Junichi HIRONAKA*****
Masaki ADACHI*****
Yoshiaki MIYATA*****

Synopsis

A new construction method of port facilities using dredged material is proposed. The proposed method (SG-Wall) is the combination of stabilization technique (S) of dredged material and geogrid (G) for quay wall (Wall). The target of the method is both new construction of a quay wall and renewal of existing quay walls with increase the water depth for large vessels. The authors conducted static tests and numerical analyses such as effective stress dynamic FEM (FLIP) to examine the behavior of the composite material of stabilized soil and geogrid. The tests results prevail that the proposed method is feasible to the practical construction field and the quay wall constructed by the method have a high seismic resistance. The authors also proposed the design and construction procedures of SG-Wall for steel sheet-pile type quay wall based on these results.

Key Words: sheet pile-type wall, retrofit, shake table test, geogrid, soil stabilization

* Director, Earthquake Disaster Prevention Engineering Division, Geotechnical and Structural Engineering Dept.

** General Manager, Engineering Dept. Geo-Research Institute, Japan

*** General Manager, Civil Eng. Design Div., Penta-ocean Construction Co., LTD

**** Section Manager, Penta-ocean Construction Co., LTD

***** Manager, Construction Technology Dept., Sumitomo Metal Industries, Ltd.

***** Manager, Construction Technology Dept., Sumitomo Metal Industries, Ltd.

***** General Manager, Engineering Research and Development Center, Toa Corporation

***** Manager, Design Dept., Toa Corporation

***** Manager, Civil Construction Div. Civil Design & Service Dept., Toyo Construction Co., LTD

***** Manager, Civil Engineering Materials Dept., Mitsui Chemicals Industrial Products, LTD

***** Member, Civil Engineering Materials Dept., Mitsui Chemicals Industrial Products, LTD

***** Senior Staff, Engineering Dept., Mirai Construction Co., LTD

***** Associate Professor, Dept. of Civil and Environmental Eng., National Defence Academy Japan.

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-844-5058 Fax : +81-46-844-0839 e-mail:sugano@pari.go.jp

SG-Wall 式矢板岸壁の設計・施工法に関する検討

菅野 高弘*
長屋 淳一**
新舎 博***
大久保泰宏****
喜田 浩*****
北村 卓也*****
太田 正規*****
岸 真裕*****
久保 滋*****
平井 貴雄*****
弘中 淳市*****
足立 雅樹*****
宮田 喜壽*****

要 旨

浚渫土等を用いた港湾構造物の新しい構築工法として、固化処理工法（Soil stabilization）と補強土工法（Geosynthetics；特にジオグリッド）を組み合わせた工法（SG-Wall 工法）を開発した。本工法の対象は、新規の岸壁の建設だけではなく、増深を伴うような既存施設の機能更新である。

既存施設の機能更新においては耐震補強効果も要求されることから、模型矢板式岸壁に対し水中振動台実験及び有効応力地震応答解析（FLIP 解析）を実施した。その結果、本工法による既存岸壁の耐震補強効果は非常に大きいことが明らかとなった。実験結果及び解析結果をもとに、矢板式岸壁に対して耐震補強及び増深等の機能更新のために本工法を適用する場合の、設計・施工法などの考え方についてとりまとめた。

キーワード：矢板式岸壁，耐震補強，ジオグリッド，固化処理土，振動実験

* 地盤・構造部 地震防災研究領域 領域長
** 株式会社地域地盤環境研究所 技術部 統括部長
*** 五洋建設株式会社 土木本部土木設計部 部長
**** 五洋建設株式会社 土木本部土木設計部 係長
***** 住友金属工業株式会社 建設技術部 担当次長
***** 住友金属工業株式会社 建設技術部 担当課長
***** 東亜建設工業株式会社 技術研究開発センター センター長
***** 東亜建設工業株式会社 設計部 課長
***** 東洋建設株式会社 土木事業本部 土木技術部 部長
***** 三井化学産資株式会社 環境資材事業部 土木資材部 部長代理
***** 三井化学産資株式会社 環境資材事業部 土木資材部
***** みらい建設工業株式会社 技術部 主任
***** 防衛大学校 システム工学群 建設環境工学科 准教授
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所
電話：046-844-5058 Fax：046-844-0839 e-mail:sugano@pari.go.jp

1. まえがき

平成18年3月に「耐震強化岸壁緊急整備プログラム」が国土交通省から発表された。本プログラムは東海地震、東南海・南海地震、日本海溝・千島海溝周辺海溝型地震、首都直下地震など大規模地震発生が逼迫していることに鑑み、岸壁の建設・改良に際して、大規模地震が発生した場合にも、震災直後の緊急物資、建設機械等の海上輸送機能を担う耐震強化施設の整備を加速することを目的としている。一方、昨今の我国の経済状況から高い耐震性を確保しつつコスト削減を図る必要があることが命題として提示されている。

また、中央防災会議や地震調査研究推進本部などによる大規模地震に関する調査・研究の進展により大規模地震に関する新たな知見も明らかになりつつあり、地域防災計画の見直しなど、港湾における大規模地震対策に関して考慮しなければならない事項も大きく変化してつつある。

平成7年兵庫県南部地震の甚大な被災を背景として、港湾施設の耐震設計が大きく変革し耐震強化岸壁などの耐震強化施設については、平成11年度に港湾の施設の技術上の基準が見直され、レベル2地震動（施設の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動）が考慮されるようになった（国土交通省、1999）。さらに平成19年4月に港湾の施設に対する設計思想が、従来の仕様規定から性能規定へ移行（国土交通省、2007）したことから、設計者の自由度が上がり、新工法や新しい設計手法への扉が大きく開かれつつある。

耐震強化施設には様々な構造形式があるが、概ね栈橋式、矢板式、重力式の三形式が主であり、平成19年度末現在で整備済みの施設の割合は栈橋式38%、矢板式19%、重力式42%となっている。

国の海岸保全施設の延長は約11,000km（国土交通省管轄、農林水産省管轄、水産庁管轄）であり、平成16年度版海岸統計によると、2671kmについては耐震化の必要が無い施設、耐震化が必要と判断され補強が完了している施設延長が961km、今後耐震対策が必要と判断されている施設延長が768kmであり、残りの6,600km（全体の約60%）については調査が進んでいないのが現状である。特に、都市部の海岸保全施設には矢板式の構造形式が多く耐震性評価に基づく耐震性確保が急務となっている。

これらの背景をふまえ、陸上での実績の多い補強土工法を海洋構造物へ適用することを目指して実施した共同研究（海洋構造物への補強土工法の適用性に関する共同研究、(独)港湾空港技術研究所・(財)地域地盤環境研究所・

三井化学産資(株)・みらい建設工業(株)：平成14年12月～平成17年12月)では、既存岸壁の耐震補強や新設岸壁の建設コスト削減だけでなく、既存岸壁の増深などの機能更新にも有効な新工法（SG-Wall工法）を提案している。これは、岸壁（quay Wall）等の港湾構造物の新しい構築工法として、浚渫土等に対する固化処理工法（Soil stabilization）と補強土工法（Geo-synthetics；特にジオグリッド）を組み合わせた工法（SG-Wall）である。

SG-Wall工法の開発は、当初は矢板式の構造をターゲットとして、補強土工法への造詣の深い防衛大学の研究グループのアドバイスを受けながら実施してきた。矢板式のSG-Wallについては、平成15年度に特許出願され、平成17年度に特許公開されている（特願2003-423111、特開2005-180041）。一方で、平成16年度に適用性について兵庫県南部地震などの経験をふまえてのアドバイスを近畿地方整備局から頂いたところ、既存ケーソン式岸壁への適用方法へと発展し、ケーソン型のSG-Wall工法を平成17年度に特許出願、平成20年に特許登録にいたっている（特許4131447）。共同研究会の提案する新工法（SG-Wall工法）について、矢板式及びケーソン式のそれぞれについての検討結果を2005年12月に港湾空港技術研究所資料No.1111「固化処理土とジオグリッドの併用による港湾構造物の増深および耐震性向上法（SG-Wall工法）の検討」としてとりまとめた。その後、共同研究（固化処理土補強工法（SG-Wall工法）を用いた耐震・増深技術に関する共同研究、(独)港湾空港技術研究所・(財)地域地盤環境研究所・三井化学産資(株)・みらい建設工業(株)・五洋建設(株)・住友金属工業(株)・東亜建設工業(株)・東洋建設(株)：平成18年7月～平成21年3月)では、矢板式岸壁を対象としたSG-Wall工法の設計・施工方法の確立に向け、水中振動台実験やFLIPによる動的解析を実施した。本資料は、これらの研究成果をとりまとめたものである。

以下に本資料の構成を概説する。1章では上述のように本研究の背景を述べた。2章では、既往の研究について、固化処理工法・補強土壁工法・岸壁の耐震補強工法及び増深工法・FLIP解析・これまでのSG-Wall工法の順にとりまとめる。3章では、SG-Wall工法の適用目的およびその安定機構について述べる。4章では、SG-Wall工法の水中振動実験結果とそのFLIP解析結果を述べる。5章では、SG-Wall工法に用いる材料の特性について述べる。6章では静的および動的設計法について述べる。7章では施工方法についての概念について述べる。8章では、今後の課題としての各種状況への適用性についての見解と発展性を述べる。9章はまとめである。なお、実験結果の一覧、経済性についての見解等を付録にとりまとめている。

2. 関連技術

2.1 固化処理工法

(1) 固化処理工法の分類

固化処理工法には、表-2.1.1に示すように適応土質、混練り方法などの違いにより軟質土固化処理工法、事前混合処理工法、軽量混合処理土工法、深層混合処理工法がある。軟質土固化処理工法は、軟弱な粘性土の固化処理工法の総称であり、粘性土と固化材の攪拌混合方式の違いによって、プラント混合方式と管中混合方式に区別される。これら固化処理工法の内、管中混合固化処理工法（(財)沿岸技術研究センター，2008a）、事前混合処理工法（(財)沿岸技術研究センター，2008b）、軽量混合処理土工法（(財)沿岸技術研究センター，2008c）、及び深層混合処理工法（(財)沿岸技術研究センター，2008d）は、既往の研究成果をまとめた技術マニュアルが整備され、調査・試験、設計、配合設計・配合試験、施工などが体系化されている。

SG-Wall工法は、深層混合処理工法を除く全ての固化処

理工法の適用が可能であると考えている。

(2) 管中混合固化処理工法

管中混合固化処理工法は、軟弱な浚渫土を空気圧送にて輸送する際に、圧送管内で発生するプラグ流による乱流効果を利用して、浚渫土と固化材を攪拌混合するものである。1996年頃の小型機（50m³/h級）での実用化を皮切りに開発が進められてきた。1998～1999年度にかけて、積み重ねられた実績等から得られた成果に基づき、工法の分類、用途、許容応力度設計法に基づく配合設計の考え方、体積変化率の定義、施工管理方法、処理土の工学的性質などの整理がなされた。（運輸省第五港湾建設局中部空港調査室，1999；(財)沿岸開発技術研究センター，2001）2001年～2002年には、中部新国際空港の埋立地盤約8,600,000m³の造成に適用され、固化処理土の設計の考え方、配合に関する管理、出来形、環境負荷に関する調査結果と課題がまとめられた（佐藤，2004）。その後、各地で実績が積み重ねられ、2007年度までに39件の施工実績が報告されている（(財)沿岸技術研究センター，2008a）。

表-2.1.1 固化処理工法の分類（管中混合固化処理工法技術マニュアル（改訂版）より抜粋）

工法名		適応土質 (地盤)	混練り方法	特 徴
軟質土 固化処理工法	管中混合方式 (管中混合処理工法)	粘性土	空気圧送のプラグ流を利用した管中混合	<ul style="list-style-type: none"> 比較的高含水比の粘性土に、固化材を添加して混合する。 管中混合方式は、大規模な埋立地盤などの急速施工が可能であり、固化材の添加位置および添加方法によって、種々の方法がある。 粘性土の含水比が低い場合には、圧送の効率を確保するために加水を行うことがある。
	プラント混合方式	粘性土	混練りミキサによる機械式混合	<ul style="list-style-type: none"> 粘性土に固化材を添加して、ミキサで混合する。含水比の比較的低い粘性土にも適応可能である。 小規模から中規模の施工に適している。 プラント混合方式にはミキサによる混練り後に、空気や油圧で圧送するものとベルトコンベヤで運搬するものがある。
事前混合 処理工法		礫質土 砂質土 および 粘性土	ベルトコンベヤ・自走式土質改良機による混合	<ul style="list-style-type: none"> 含水比の低い（15%程度以下）土砂にセメントなどの安定材と分離防止材を事前に添加・混合する。 ベルトコンベヤ上で土砂と安定材の混合を行うので、大量で連続施工が可能である。 小規模工事では自走式土質改良機が用いられる。
			回転式破碎混合機による破碎混合	<ul style="list-style-type: none"> 礫混じり土砂などベルトコンベヤ・自走式土質改良機で均質な混合が困難な場合に用いる。 固結粘性土、軟岩、土丹などに適用。 砂質土と粘性土の混合処理も可能。
			混練りミキサによる混合	<ul style="list-style-type: none"> 比較的高含水比の高い土砂は、混練りミキサにより混合する。
軽量混合 処理土工法 (SGM 軽量土)		粘性土	混練りミキサによる混合	<ul style="list-style-type: none"> 浚渫土や建設残土に加水を行って含水比を調節し、その後セメントなどの安定材と軽量材（気泡または発泡ビーズ）を混合し、軽量で安定した地盤材料を造る。 通常の土砂に比較して密度が小さい（$\gamma_r=10\sim12\text{kN/m}^3$程度）。
深層混合 処理工法 (CDM)		粘性土 および 砂質土	現位置での攪拌翼による混合	<ul style="list-style-type: none"> セメントなどの安定材を地盤中に供給し、攪拌翼を用いて混合する。 設計強度は $q_u=500\sim2500\text{kN/m}^2$ であり、他の工法が $100\sim500\text{kN/m}^2$ であるのと比較すると大きい。

(3) プラント混合方式

プラント混合方式の固化処理工法は、粘性土にセメント等の固化材を添加し、機械式のミキサを用いて攪拌・混合するものである。処理土は、油圧や空気を用いて圧送したり、ベルトコンベヤを用いたりして打設場所まで輸送する。施工能力が30~200m³/h程度の小型の機械が中心であり、港湾工事でも1992年頃から適用されるようになった。2002年度までに、小規模、中規模の工事を中心に14件の施工実績が報告されている（(社)日本埋立浚渫協会, 2003）。

(4) 事前混合処理工法

事前混合処理工法は、砂質土に少量の安定材（セメント等）と分離防止材を事前に添加・混合し、新材料に処理した後、所定の場所に運搬・投入してそのまま安定した地盤を造成する工法である。混合・投入打設時の処理土の状態によってドライ方式、ウェット方式、スラリー方式に分類される。1987年頃にセメント混合した砂質土の基礎的特性に関する研究（善ら, 1987）が始まり、1989年には、設計のためのいわゆる手引き書（(財)沿岸開発技術研究センター, 1989）が発行された。その後、東京湾横断道路木更津人工島などにおける施工実績をもとに、工法の用途・適用、配合設計の考え方、処理土地盤の設計法、施工法及び施工管理方法、処理土の工学的性質などの整理がなされた。2008年度までに、32件の施工実績が報告されている（(財)沿岸技術研究センター, 2008b）。

(5) 軽量混合処理工法

軽量混合処理工法は、液性限界以上に加水してスラリー化させた粘性土など原料土に、軽量化材、固化材などを添加・混合して作製した単位体積重量8~13kN/m³の軽量混合処理土を、地盤材料として港湾・空港での埋立や裏埋材などに用いるものである。軽量混合処理工法は、1992年より港湾技術研究所、(財)沿岸開発技術研究センター、民間23社で発足した「港湾・海洋環境を対象とした軽量混合地盤材料の開発に関する研究会（SGM軽量土研究会）」を中心として開発が進められ、材料特性（石塚ら, 1994など）、施工性（土田ら, 1994など）、設計（奥村ら, 1996など）に関する基礎研究を経て、1997年度に阪神淡路大震災による被災岸壁の復旧工事での実施工採用にいたった。その後、羽田空港沖合展開事業等の採用実績を踏まえて、工法の特徴・用途、配合設計の考え方、処理土地盤の設計法、施工法及び施工管理方法、処理土の工学的性質などの整理がなされた。2008年度までに岸壁・護岸背後の裏込め・埋立材料や軟弱地盤上への盛土

など44件の施工実績が報告されている（SGM軽量土工法協会, 2008）。

(6) 固化処理土地盤の被災

固化処理土地盤が地震により被災を受けた例は、2003年十勝沖地震における釧路港西港区岸壁があげられる。当該岸壁は、ケーソン式で裏埋部の液状化対策として管中混合固化処理土が用いられていた。被災プロセスは、まず設計を超える地震動によりケーソン及び裏込め石の安定性が低下し、ケーソンが海側へ0.15~0.4m程度移動、拘束圧が低下して裏込め石の変形性が高まり、ケーソンの移動を埋めるように裏込め石が変形し0.56~0.78m程度沈下した。この際、裏込め石には揺すり込みにより全体的に約0.5~2%程度の体積減少も発生した。固化処理土は、裏込め石の変形によって地盤下方から支えがなくなり、応力の高くなる部位に亀裂が発生し、エプロン部分も沈下したと考えられる（千葉ら, 2004）。学識経験者及び有識者による「十勝沖地震による釧路港第4埠頭被災に関する検討委員会」によって示された『ケーソン本体への影響がなかったため、裏埋石の被災前までの高さの復旧と被災を受けた舗装・路盤の復旧を実施する。』という基本方針に基づき、2004年度に復旧工事が行われている。裏埋め部の亀裂がおよぼす影響及び対策に関しては、(社)日本埋立浚渫協会も復旧工事の施工中に現地調査を行い、既往の研究成果をもとに考察を行っている。以下その概要を述べる。

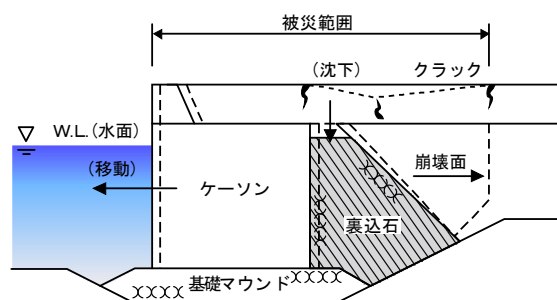


図-2.1.1 釧路港西港区第4埠頭被災プロセス

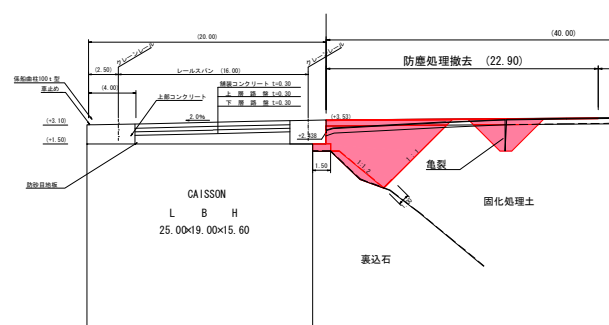


図-2.1.2 釧路港西港区第4埠頭復旧工標準断面

a) 亀裂の影響

亀裂が発生した場合の固化処理土の強度は、処理土の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験結果より、拘束圧を受けている状態では降伏後もピーク強度とほぼ同程度の強度を保持する(渡部ら, 2001)ことから、亀裂が発生してもケーソンへの作用土圧や上載荷重の支持の観点では問題がない。一方、海水養生した試料の時間経過と劣化領域に関する研究では、カルシウム分の溶出により固化処理土の海水(自由水)と接触した表面が1年で10mm程度、20年後で50~60mm程度まで劣化(強度低下)することが報告されている(池上ら, 2002)。当該岸壁における固化処理土の亀裂部分では、潮汐に連動した海水(自由水)が確認されており、長期的に見て処理土の劣化による亀裂の拡大が懸念されるため、海水(自由水)の浸入を防ぐ対策が必要であるとしている。

b) 対策方法

復旧工事の現設計通り、亀裂部分を平均水面程度まで掘削し、粗粒材で置き換えるとともに、亀裂内部を十分に突き固めるなどして充填処理を行うことで海水(自由水)の影響を防ぐことができるとしている。



図-2.1.3 釧路港西港区第4埠頭固化処理土の亀裂

2.2 補強土壁工法

(1) 補強土壁工法の概要

土中に帯鋼、鉄筋、あるいはジオテキスタイルなどの補強材を配して、土塊を安定させる工法を一般に補強土工法(例えば、(社)地盤工学会, 1999)という。補強土工法のメカニズムについて簡単に説明すると、土塊に外力が作用すると、補強材に引張り力が生じて土に作用するせん断力が減少する。さらに土には拘束圧が作用し、土のせん断強度と剛性が大きくなる。この2つのメカニズムを期待するのが補強土工法の基本的な考え方である。補強土工法の原型は、古くは紀元前の中国において葦や小枝を用いた構造物にみられ、日本や欧米においても同様の例が存在した(例えば、(社)地盤工学会, 1986)。近代的な補強土工法の発展は、1963年にフランスのH.Vidalによって開発された帯鋼補強土壁工法(別名: テールアルメ)の登場がきっかけであるとされている(例えば、(社)地盤工学会, 2000)。帯鋼補強土壁工法の概要を図-2.2.1に示す。盛土中に帯鋼を敷設しこれを壁面材と連結させるという画期的な構造形式で、この工法の開発をきっかけに補強土工法は急速に発展した。わが国においては、1980年代はじめにアンカー補強土壁工法が開発された。アンカー式補強土壁工法の概要を図-2.2.2に示す。剛な壁面と連結されたタイバー端部のアンカープレートによって小さな変形で大きな引抜き抵抗力が得られ、現場発生土などを幅広く適用できるという利点を持つ。

次に1979年、英国において剛性の大きいジオグリッドが開発されると、1980年代にはジオテキスタイルを用いた補強土工法が急速に発展した。さらに、1990年代には、引張り剛性を有する面上のジオテキスタイルを盛土内に敷設し、法面に壁面工を設けることで急勾配あるいは鉛直に近い法面を有する盛土を構築する、ジオテキスタイル補強土壁工法が開発された(例えば、苗村ら, 1993)。ジオテキスタイル補強土壁工法の概要を、図-2.2.3に示す。盛土材と盛土中に敷設されたジオテキスタイル、そして壁面工が一体となって外力や土圧に抵抗する。そのため、比較的軟弱な地盤上の構築においても、直接基礎形式が可能となり、用地に制約のある場合に有効な工法である。また、補強と排水の両方の機能を併せ持たせたジオテキスタイルを用いれば、低品質な現場発生土も有効に活用できる(龍岡, 1991)。また、最近の地震被災事例により、優れた耐震性を有することも確認されている(館山ら, 1996)。ジオテキスタイル補強土壁の開発当初は、工事用道路などの比較的重要度の低い構造物への適用が多かったが、最近では道路や鉄道あるいは橋梁などの重要構造物への適用も広く行われている(館山ら,

1993).

陸上では、適用範囲が広がりつつある補強土壁工法であるが、港湾構造物においては菊池らによってアンカー補強土壁と帯鋼補強土壁の適用性が検討されている以外は、ほとんど適用例が見当たらない(菊池ら, 1999)。しかし、現場発生土を有効活用でき、軟弱地盤上にも大掛かりな基礎を必要とせず、耐震性にも優れた補強土壁工法を港湾構造物へ適用することは有効であると考えられる。

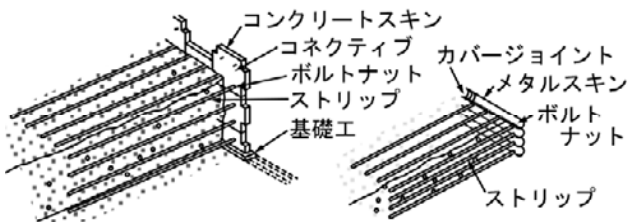


図-2.2.1 帯鋼補強材の概要 (地盤工学会, 1999)

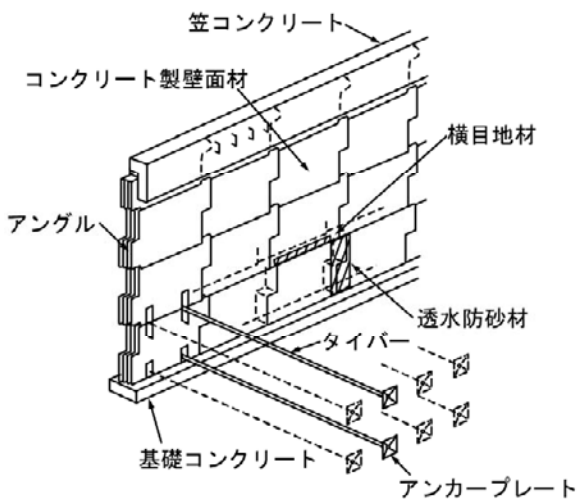


図-2.2.2 アンカー補強土壁工法の概要 (地盤工学会, 1999)

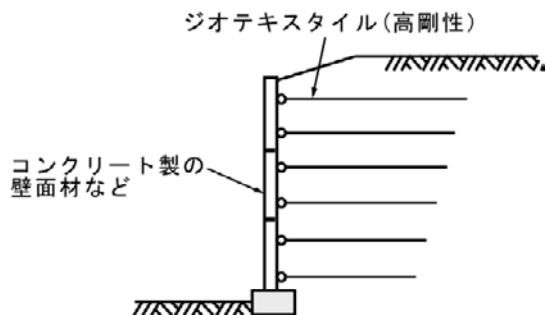


図-2.2.3 ジオテキスタイル補強壁工法の概要 (地盤工学会, 1999)

2.3 岸壁増深及び耐震性向上法

(1) 岸壁の増深

コンテナ等の貨物の海上輸送コストは船舶のサイズ(船型)と航行日数に依存する。そこで、岸壁の水深を深くすることにより、従来は着岸できなかった船舶を荷主のより近くに寄港させることで、陸上輸送費用に加えて、場合によっては船舶の航行日数を削減することで輸送費用を削減することができる。すなわち、岸壁の増深により、輸送ルートが変更され、輸送コストを削減することが可能となる。また、輸送ルートの変更を伴わない場合においても、船舶を大型化することによる輸送コスト削減も期待できる(港湾事業評価手法に関する研究委員会, 2004)。

このため、既存の岸壁を増深する技術の開発が期待されている。しかし、一般に、既存の岸壁を現位置で増深することは極めて難しく、岸壁法線を前だして新規に岸壁を作成することが多い。

(2) 耐震性向上法

既存の矢板式岸壁に対する耐震補強は、重力式に比べて構造が複雑であり、矢板本体や控え工の荷重バランスを保つことが難しいことから、それほど多くの種類は提案されていない。例えば、図-2.3.1に示すように、既存の矢板の直背面あるいは直前面に矢板を新設して一体化させる工法や、控え工を増設する工法、図-2.3.2に示すように栈橋等の構造物を前だしする工法がある。

しかし、実際には、矢板式の岸壁が設置されているところの場合、控え工を増設や前だしの用地幅を確保することが難しく、適切な耐震補強工法(および増深工法)がない場合が多い。

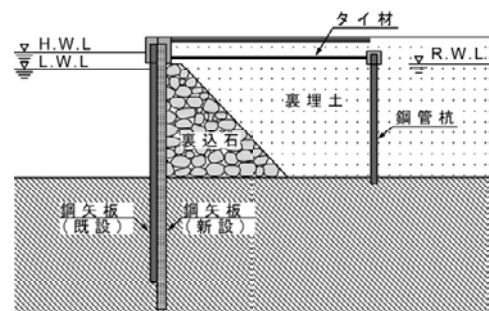


図-2.3.1 新設矢板一体化工法(直背面)

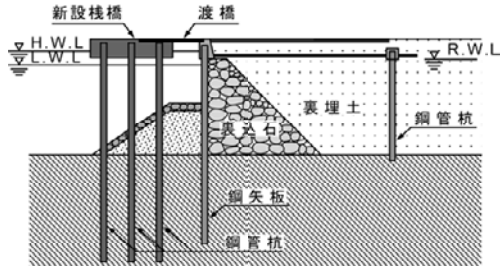


図-2.3.2 橋橋による前だし工法

2.4 FLIP 解析

本研究では、SG-Wall工法による矢板の変位抑制効果を調べるために動的FEM解析を実施し、解析プログラムとして「液化化による構造物被害予測プログラム FLIP」を用いた。FLIPでは、有効応力モデルを用い、砂の変形特性を規定するモデルとして東畑・石原による多重せん断バネモデル(Towhata and Ishihara, 1985)、過剰間隙水圧の上昇を規定するモデルとして非排水条件下における有効応力経路を液化化フロントを用いて表す井合モデル(Iai et al, 1990)を適用し、砂の変形特性を規定している。多重せん断バネモデルは、任意方向のせん断面において仮想的な単純せん断バネの作用があるものとし、これらのせん断バネの作用の結果、土全体のせん断抵抗が発揮されるものとしている。また、せん断バネの特性を表現する方法としては双曲線モデルが用いられている。過剰間隙水圧の上昇を規定する井合モデルは、図-2.4.1に示すような液化化フロントを用いて表され、有効拘束圧 σ'_m と偏差応力 q をそれぞれ初期有効拘束圧 σ'_{m0} で正規化し、非排水かつ全拘束圧力一定の条件下において σ'_m/σ'_{m0} に一致する状態変数 S およびせん断応力比 $r=q/\sigma'_{m0}$ で定義される正規化した座標系を用いて表される。

FLIPで用いられる有効応力モデルのパラメータは、表-2.4.1に示すような動的変形特性に関する4つのパラメータと液化化特性に関する6つのパラメータがある。

表-2.4.1 FLIPの有効応力モデルのパラメータ

分類	記号	パラメータ
動的変形特性	G_{ma}	せん断弾性係数($\sigma'_m - \sigma'_{ma}$ における値)
	K_{ma}	体積弾性係数($\sigma'_m - \sigma'_{ma}$ における値)
	ϕ_f	内部摩擦角
	h_{max}	履歴減衰の上限
液化化特性	ϕ_p	変相角
	w_l	液化化特性全体を規定するパラメータ
	p_1	液化化特性の前半を規定するパラメータ
	p_2	液化化特性の後半を規定するパラメータ
	c_l	液化化特性の下限値を規定するパラメータ
	S_l	液化化の終局状態を規定するパラメータ

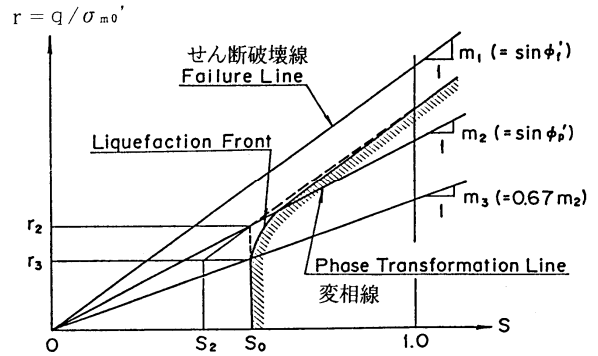


図-2.4.1 過剰間隙水圧モデルの概念図

動的変形特性に関するパラメータは、PS検層によるS波速度 V_s や繰返し三軸試験の応力経路の包絡線から、液化化特性に関するパラメータは液化化層を対象とした液化化強度曲線およびFLIPを用いて行う要素シミュレーションにより決定される。また、森田ら(森田ら, 1997)はこれらのパラメータを通常の地盤調査で比較的入手しやすい標準貫入試験と関連付けて設定する簡易設定法を提案している。

FLIPは運輸省港湾技術研究所で開発され、FLIP(Ver3.3)が平成9年1月に(財)沿岸開発技術研究センターを通じて公開された。以来、FLIPによる地震時の動的解析が実際の被災事例などに適用され、多くの解析事例が積み重ねられ、解析事例を通していくつかの問題点が生じた。平成9年5月に組織された「FLIP研究会」では、これらの問題に対処し、解析精度を向上するために様々な解析プログラムの改良されており、現在はFLIP(Ver6.0.6)が公開されている。

その1つとして変相線を越えた応力空間におけるせん断仕事の負のダイレタンシーへの寄与の評価は解析結果に影響を与えるケースがあることがわかり、変相角を超えた応力空間における塑性せん断仕事は、負のダイレタンシーの発現に寄与を見直した。塑性せん断仕事の負のダイレタンシーに対する寄与係数 R をゼロとしたtmp3法(小堤ら, 2001)、さらに従来法とtmp3法の間中間的な挙動を示すように第二変相線を設定したtmp7法が提案され、変相線を超えた応力空間においてなされる塑性せん断仕事の負のダイレタンシーへの寄与程度を適切に評価することの必要性が示されている。この他にも、非線形反復計算法の改良(小堤ら, 2004)や非排水せん断極限状態としてSteady Stateが表現できるような改良(小堤ら, 2008)が行われている。

2.5 SG-Wall工法

陸上での実績の多い補強土工法を海洋構造物へ適用することを目指して開発したSG-Wall工法は、平成14年12月～平成17年12月の共同研究においてその効果を確認した。ここでは、新規の岸壁の建設だけでなく、増深を伴うような既設施設の機能更新を対象とした。具体的には、既存の港湾施設を-16mに増深するケースを想定して1/24スケールの模型岸壁を作成した。また、これからの既存施設の機能更新においては耐震補強効果も要求されることから、模型岸壁に対し水中振動台による振動破壊実験を実施した。模型の製作過程において本工法の実施工の可能性について確認できただけでなく、振動実験の結果から本工法による既存岸壁の耐震補強効果は非常に大きいことが明らかとなった。そして、実験の結果をもとに、既存のケーソン式岸壁及び矢板式岸壁に対して耐震補強及び増深等の機能更新のために本工法を適用する場合の、施工法などの考え方について整理し、2005年12月に港湾空港技術研究所資料 No.1111「固化処理土とジオグリッドの併用による港湾構造物の増深および耐震性向上法（SG-Wall工法）の検討」としてとりまとめた。しかし、この段階では設計手法の確立までには至っていない。

3. SG-Wall工法の適用

3.1 目的

固化処理工法と補強土工法を組み合わせた SG-Wall 工法は、浚渫土等を用いた港湾構造物の新しい構築工法として新規の岸壁の建設だけでなく、増深を伴うような既存施設の機能更新として適用できる。例えば老朽化した控え式矢板のリニューアルに際し、ほとんど岸壁法線を変更することなく、耐震性能を向上させるとともに、コンテナ船の大型化に対応するための増深を目的として適用できる。また、新設の護岸・岸壁はもちろんのこと、地震被災後の復旧工法としての適用も期待できる。

3.2 概説

SG-Wall 式矢板岸壁は、鋼（管）矢板背後を固化処理土に置き換えるとともに、面状補強材（ジオグリッド）を介して一体化させた構造体である。本工法に適用可能な固化処理土は、5.1 固化処理土に示す管中混合処理工法、事前混合処理工法、軽量混合処理工法による固化処理土である。また、ジオグリッドとしては、耐薬品性に優れた高密度ポリエチレンのシートに一定間隔で孔を開け、これを一方向に加熱延伸して成形された引張り剛性の高い格子状材料を基本とし、5.2 ジオグリッドに示す各性能を確認したジオグリッドが適用できる。

本工法の特徴は以下の通りである。

- ・ 高い耐震性能を有する構造体を構築できる。
- ・ 浚渫土や建設残土を固化処理土として利用することで有効活用できる。
- ・ 護岸（岸壁）法線をほとんど変更することなく、耐震強化と増深が同時に図られる。したがって、老朽化した矢板式岸壁（護岸）のリニューアルに有効である。
- ・ 護岸に適用した場合、矢板と固化処理土が一体化しているため、津波や高潮に伴う吸出しによる損傷を軽減できる。
- ・ 陸上機械での施工も可能であり、工事区域をコンパクトにすることができる。
- ・ 従来の控え式改良に比べ、5～10%程度のコストダウンを実現できる。

図-3.2.1 は従来の控え式矢板式岸壁を SG-Wall 工法を用いてリニューアルした際のイメージ図である。SG-Wall 工法は以下の効果を発揮する。その安定メカニズムを図-3.2.2 に示す。

- ・ ジオグリッドの引張抵抗

- ・ ジオグリッドと固化処理土の一体化効果
- ・ 矢板の根入れ効果
- ・ 矢板と補強固化体による拘束効果
- ・ 仮想壁体の摩擦抵抗

また、現場条件により異なるが、概ね従来の控え式改良の工費と比較して、同程度あるいはコスト縮減が可能である。（付録 CD 掲載の試算では 5～10%程度のコスト縮減となった。）

3.3 適用範囲

SG-Wall 工法は、増深および耐震性向上技術であり、新規の岸壁の建設だけでなく、増深を伴うような既存施設の機能更新、または老朽化した控え式矢板式岸壁のリニューアルへの適用も期待できる。

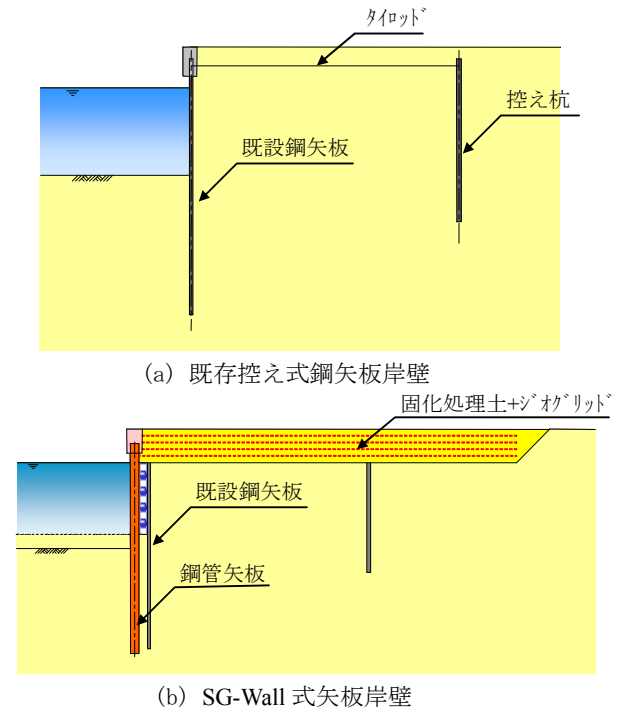


図-3.2.1 SG-Wall 工法による既存控え式鋼矢板岸壁のリニューアル方法

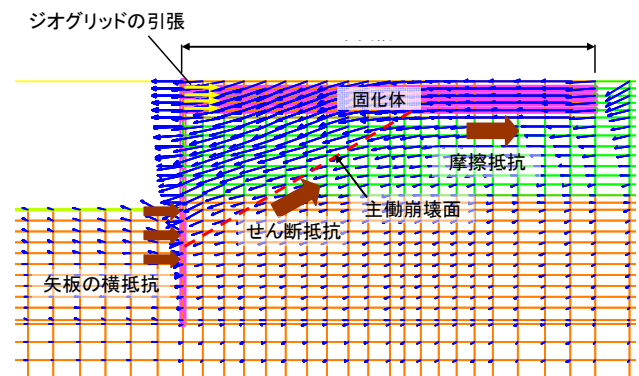


図-3.2.2 SG-Wall 式矢板岸壁の安定メカニズム

4. SG-Wall工法の耐震性能

4.1 水中振動台実験

SG-Wall 式矢板岸壁における耐震補強効果メカニズムを解明するとともに、構造設計に必要な基礎データを収集することを目的として全9ケースの3次元水中振動実験を実施した。本節では、矢板下端が根入れされている場合において、ジオグリッド補強固化体の控え効果を定量的に確認し、補強固化体の改良幅、ジオグリッドの定着長の影響について検討した4ケースについて示す。

(1) 実験概要

図-4.1.1は、実験土槽の概要である。模型地盤は、模型土槽内に相馬砂5号を相対密度80%に締め固め、厚さ10mmのアルミ製矢板を根入れ250mmで設置した。矢板背面にはジオグリッド1枚を連結治具で固定し、養生5日で目標一軸圧縮強さ80kN/m²を目標として配合した固化処理土(木節粘土+普通ポルトランドセメント)を厚さ300mm(ジオグリッドの上100mm, 下200mm)で打設し、定着させた。ジオグリッドは目合いが縦28mm×横40mmの格子形状で、製品基準強度が17kN/mのポリプロピレン製の耐アルカリ性に優れたジオグリッドを使用した。模型は、1つの土層を仕切板(合板にビニルシート被覆+潤滑材塗布)で3等分し、ジオグリッドの敷設長の影響、矢板との連結の有無による影響、固化体幅の影響について比較した。実験ケースは、固化体幅1000mmとしてジオグリッド敷設長250mmで矢板と連結したCase-1、ジ

オグリッド敷設長700mmで矢板と連結せず自立式矢板としたCase-2、ジオグリッド敷設長700mmで矢板と連結したCase-3、固化体幅2300mmとしてジオグリッド敷設長700mmで矢板と連結したCase-4の計4ケースである。各ケースの概要を表-4.1.1に示す。計測項目は、ジオグリッドに約100mm間隔で貼付けたひずみゲージから引張りひずみ、矢板に100mm間隔で貼付けたひずみゲージから曲げひずみ、矢板に設置した変位計から矢板の変位量である。また、Case-1~3においては矢板とジオグリッドの連結部に荷重計を設置し、ジオグリッドの引張り力も計測した。加振条件は周波数2Hzの正弦波を1加振20波とし、加速度は100, 200, 300, 400Galの段階加振とした。

表-4.1.1 実験ケース

ケース	固化体幅 (mm)	ジオグリッド敷設長 (mm)	矢板とジオグリッドの連結
Case-1	1000	250	有り
Case-2	1000	700	無し
Case-3	1000	700	有り
Case-4	2300	700	有り

(2) 引抜き過程における引張り力分布

振動実験ではジオグリッドにひずみゲージを貼付け、ジオグリッドのひずみ分布を計測した。そこで、引抜き過程におけるジオグリッドの引張り力分布を把握するために、図-4.1.2の試験装置を用いたひずみゲージ付きジオグリッドの引抜き試験を別途実施した。なお、ジオグリッドは振動実験と同銘柄を使用し、約100mm間隔でひずみゲージを貼付けた。試験条件を表-4.1.2に示す。図-4.1.3は、引抜き荷重と引抜き変位の関係である。ジオグリッドは、引抜き変位18mmで土槽とチャックの間で破断した。これは、後変位がまったく変位していないことから、固化処理土との十分な摩擦抵抗によってジオグリッドの本体強度以上の引抜き荷重が作用したためである。図-4.1.4は、ひずみゲージより計測されたひずみを引張り力に換算した引張り力分布である。ここでは、ひずみゲージ貼付け位置を引抜き方向の土槽端部からの敷設位置として示し、引抜き過程(引抜き変位: 1.3 / 2.5 / 3.3 / 5.0 / 7.4mm)におけるジオグリッドの引張りひずみを、別途実施した引張り速度1mm/minのキャリブレーション結果から換算している。なお、敷設長ゼロのプロットは図-4.1.2で示している荷重計の値であり、ひずみゲージ換算値との関係を示している。これより、固化処理

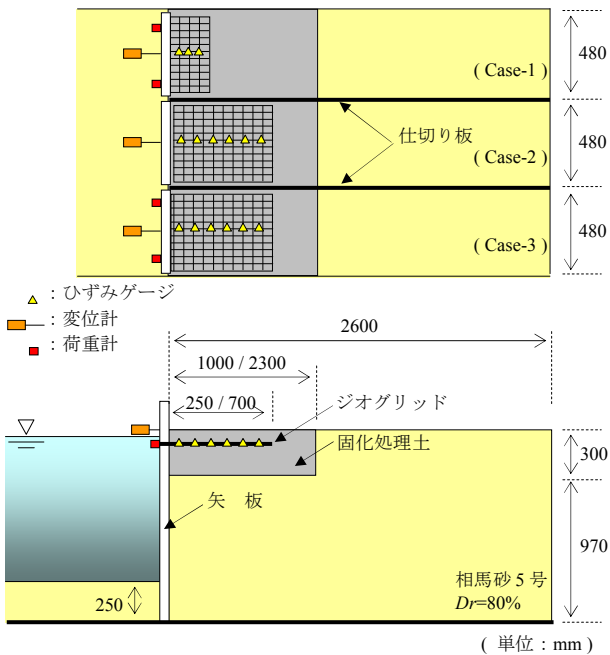


図-4.1.1 振動実験概要

土中におけるジオグリッドの引張り力は、引抜き変位が進むにつれて増加し、その分布は引抜き方向から離れた敷設位置ではほぼゼロに収束する。このゼロに収束した領域は、引抜きを抑制する定着部の機能を発揮していると考えられる。つまり、引抜き変位が進行し、引抜き荷重が大きくなるにしたがって引張り力が固化処理土中に伝達する。引張り力が伝達していない領域は引抜きを抑制する定着部として機能し、この定着部は引抜き変位および引抜き荷重の増加に伴って小さくなり、最終的には後ろ端部が引抜かれることによって残留状態となる。残留状態では、拘束圧に依存して引抜き抵抗を發揮する。

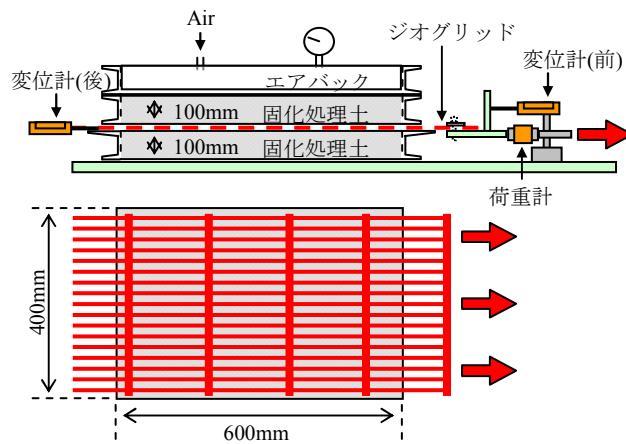


図-4.1.2 引き抜き試験装置の概要

(3) 振動実験結果

図-4.1.5は、図-4.1.1に示す変位計により計測された矢板の累積変位量である。矢板とジオグリッドを連結していない Case-2 では、加振前の段階で約 10mm 海側へ変位している。これは、模型製作時に矢板を固定していた切梁を撤去し、矢板に土圧が作用した時点の変位である。その後、200Gal 以降では累積変位が 20mm を超えたために加震実験を終了した。一方、矢板とジオグリッドを連結した Case-1、Case-3 および Case-4 では、400Gal でも累積変位は 2.0mm 以内に収まっており、矢板の控え工としての効果を發揮している。ここで、ジオグリッドの敷設長が異なる Case-1 と Case-3 の累積変位量を拡大して示したのが図-4.1.6 である。各ケースの矢板は、200Gal までほとんど変位していないが、300Gal 以降ではわずかなではあるものの敷設長の短い Case-1 の方が変位は大きくなっている。図-4.1.7 は、矢板とジオグリッドの連結部に設置した荷重計より計測された各加振後の累積荷重を、単位幅あたりのジオグリッドの引張り力として示している。図-4.1.6 と同様、300Gal 以降で引張り力に差が生じているが、Case-1 では 300Gal と 400Gal はほとんど同じであり、加震による引張り力の増加は確認できない。

次に、ひずみゲージより計測された矢板の曲げモーメント分布を図-4.1.8 に、ジオグリッドの引張りひずみ分布を図-4.1.9 にそれぞれ累積値で示す。Case-1、Case-3 および Case-4 では、ジオグリッド連結部と矢板根入れ部を支点としてスパン中央付近で最大となる曲げモーメント分布で、ジオグリッドの引張りひずみは矢板との連結部で最大値を示している。一方、Case-2 ではジオグリッドを連結していないために矢板根入れ部を支点とした曲げモーメント分布で、加振による引張りひずみの発現は確認できない。これよりジオグリッドは、固化体下部の砂地盤の土圧に抵抗し、矢板とジオグリッドを連結することによって矢板の変位を大幅に抑制することがわかる。

表-4.1.2 引き抜き試験条件

項目	内容
試験機	土中引抜き試験機 土槽幅：40cm 土槽長さ：60cm 土槽高さ：20cm (下 10cm, 上 10cm)
試料土	固化処理土： $qu=60 \text{ kN/m}^2$
養生	水中養生 (4 日間)
垂直応力	10 kN/m^2
ジオグリッド	SS-2 (製品基準強度:17kN/m)
引抜き速度	1mm/min

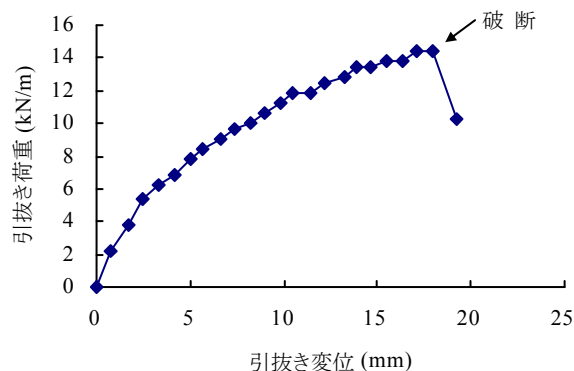


図-4.1.3 引抜き荷重と変位の関係

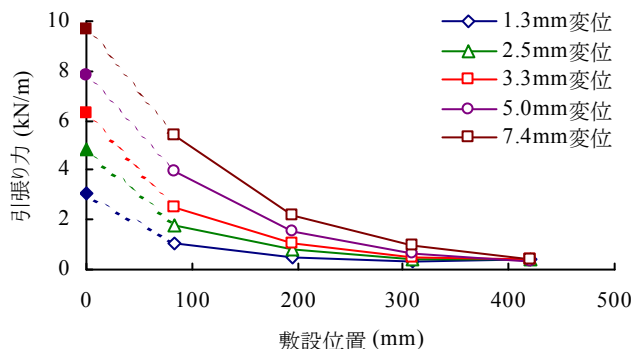


図-4.1.4 引抜き過程における引張り力分布

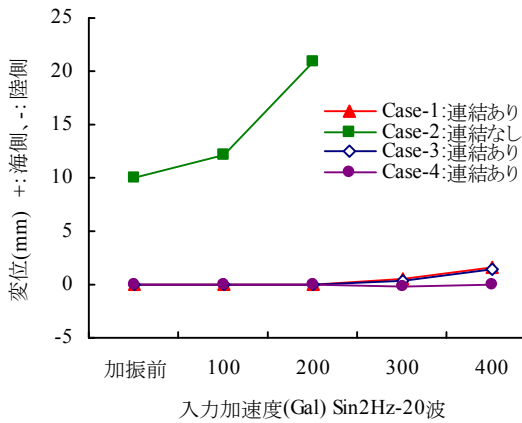


図-4.1.5 矢板の累積変位量

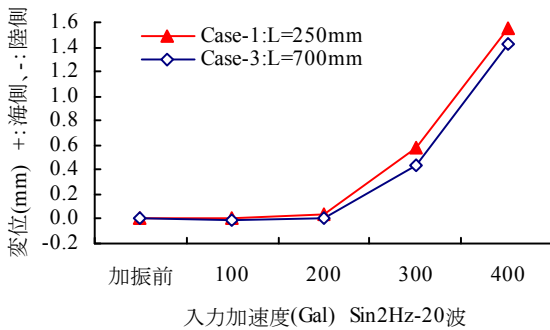


図-4.1.6 矢板の累積変位量(Case-1, 3)

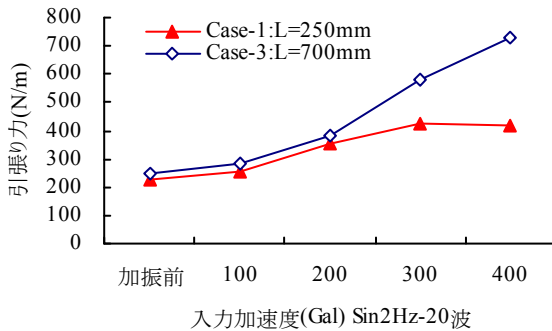


図-4.1.7 ジオグリッドの累積引張り力(Case-1, 3)

また、敷設長 250mm の Case-1 よりも 700mm の Case-3 の方がジオグリッドの引張りひずみが大きく、矢板天端の変位が小さいことから、ジオグリッドの引張り力による矢板変位抑制効果はジオグリッドの敷設長に起因することがうかがえる。また、矢板とジオグリッドを連結していない Case-2 では、加振によるひずみの増加は確認できないが、矢板とジオグリッドを連結した Case-1 および Case-3 では矢板との連結部付近で最大値を示し、加振に

伴ってひずみも増加している。その分布は矢板から離れた敷設位置になるにしたがって収束し、図-4.1.4 の引抜き試験における引張り力分布と非常に類似している。つまり、ジオグリッドを矢板と連結することにより、ジオグリッド補強固化体が矢板の控え工として機能し、矢板の変位を抑制することがわかる。しかし、ジオグリッドの敷設長が 250mm の Case-1 と 700mm の Case-3 では引張りひずみの発現に違いがあることから、その効果はジオグリッドの敷設長に影響する。Case-3 では、矢板から 300mm 以降で引張りひずみがほとんど発生していないことから定着部として引抜けに抵抗し、Case-1 よりも引張りひずみが卓越する。Case-1 では、300Gal 以降で定着部がなく、ジオグリッドが引抜かれた残留状態であることが考えられる。これは、図-4.1.7 の 300Gal 以降でジオグリッドの引張り力が増加していないことから推測できる。しかし、図-4.1.6 において 300Gal 以降の矢板変位の差は小さいことから、残留状態においても引抜き抵抗を発揮し、矢板の変位を抑制することによって構造体の安定性を向上させる。

次に、固化体幅の影響についてジオグリッド敷設長 700mm で固化体幅 1000mm の Case-3 と固化体幅 2300mm の Case-4 で比較する。図-4.1.5 より 300Gal 以降の変位は固化体幅の大きい Case-4 の方が小さく、その傾向と関連して図-4.1.9 より引張りひずみが大きくなっている。以上より、ジオグリッドと矢板の連結、ジオグリッドの敷設長に加え、固化体幅も矢板の変位抑制に寄与することがわかる。

(4) まとめ

水中振動台実験より得られた結果を下記にまとめる。

- 1) 引抜き過程におけるジオグリッドは、引張り力が固化処理土中に伝達し、引張り力が伝達していない領域は引抜けを抑制する定着部として機能する。この定着部は引抜き変位および引抜き荷重の増加に伴って小さくなり、最終的には後ろ端部が引抜かれることによって残留状態となる。
- 2) 矢板式岸壁での SG-Wall 工法の適用を想定した水中振動実験では、矢板とジオグリッドを連結することによって引抜き抵抗力が発揮され、ジオグリッド補強固化体が矢板の控え工として機能し、矢板の変位を抑制すると共に構造体の安定性を向上させる。さらに、その効果は固化体幅の影響を受ける。

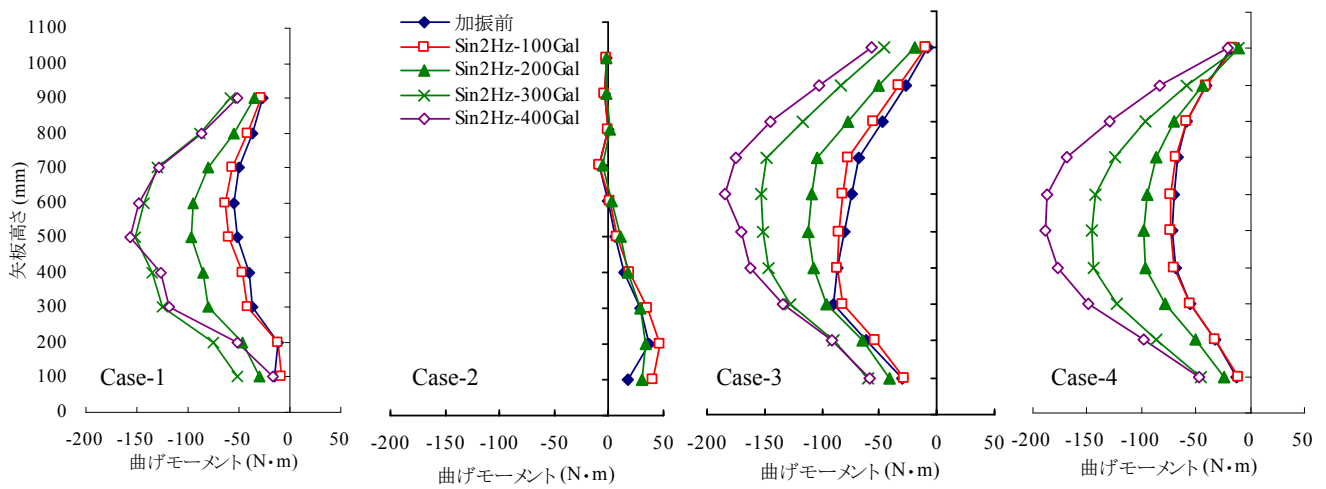


図-4.1.8 矢板の曲げモーメント分布（累積）

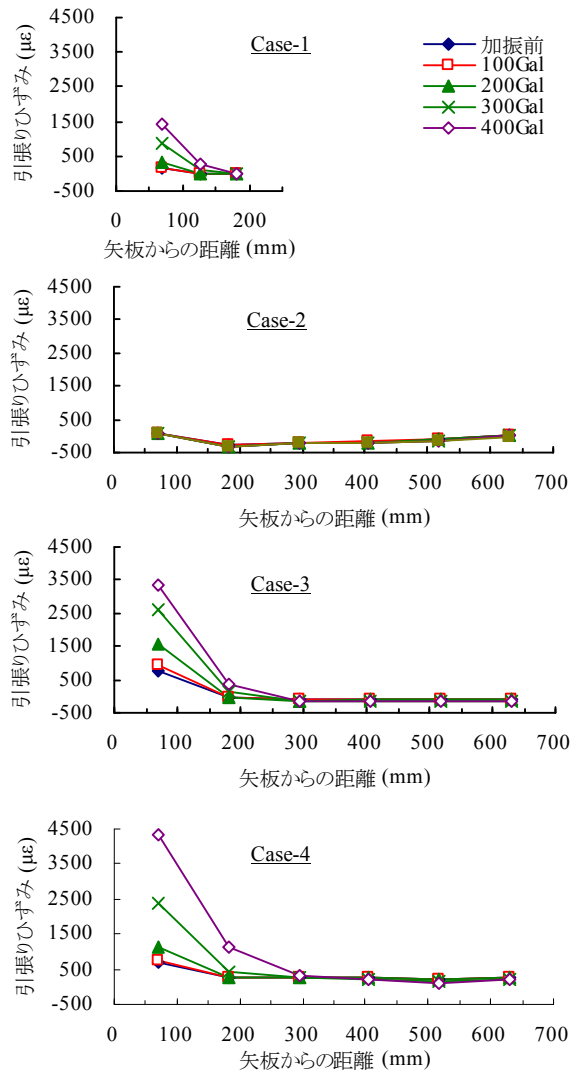


図-4.1.9 ジオグリッドの引張りひずみ分布（累積）

4.2 FLIP 解析

4.1に示した水中振動台実験について液状化による構造物被害予測プログラムFLIPを用いて動的数値解析シミュレーションを行い、固化処理土とジオグリッドによる矢板の変位を拘束するメカニズムを調べるとともに、解析手法の妥当性を検証する。

(1) 解析モデルの概要

一般に有効応力モデルとしては、せん断応力～せん断ひずみ関係と過剰間隙水圧に関するモデルが必要となる。このうち、せん断応力～せん断ひずみ関係は、東畑・石原 (Towhata and Ishihara, 1985) により提案された多重せん断バネモデル (マルチスプリングモデル) を用いている。このモデルでは図-4.2.1に示すように任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が発生するものとし、これらのせん断バネの作用の結果、土全体のせん断抵抗が發揮されるものとしており、せん断バネの特性を表現するモデルには(4.2.1)式に示す双曲線モデルを適用している。

$$\tau = \frac{G_m \cdot \gamma}{1 + \frac{G_m \cdot \gamma}{\tau_m}} \quad (4.2.1)$$

双曲線モデルにおいて(4.2.2)式で表される基準ひずみを用いると (4.2.1)式は(4.2.3)式のように変換される。

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_m} \quad (4.2.2)$$

$$\frac{\tau}{\tau_m} = \frac{\gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (4.2.3)$$

双曲線モデルを規定する τ_m 、 G_m は、いずれも有効拘束圧 σ_m' に依存することが知られており、その関係は以下の式で表される。

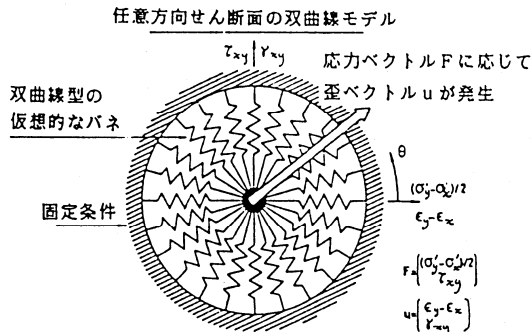


図-4.2.1 多重せん断モデルの概念図 (Towhata and Ishihara, 1985)

$$\tau_m = \sigma_m \cdot \sin \phi_f \quad (4.2.4)$$

$$G_m = G_{ma} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_m'}{\sigma_{ma}'}} \quad (4.2.5)$$

ここに、 ϕ_f : 内部摩擦角、 G_{ma} : せん断弾性係数の値で有効拘束圧 $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ におけるもの。

また、基準ひずみ γ_m の有効応力依存性は、(4.2.4)式、(4.2.5)式を(4.2.2)式に代入することにより、(4.2.6)式で表される。

$$\gamma_m = \gamma_{ma} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_m'}{\sigma_{ma}'}} \quad (4.2.6)$$

ここに、 γ_{ma}' : 基準ひずみの値で、有効拘束圧 $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ におけるもの。

一方、過剰間隙水圧は、塑性せん断仕事およびせん断応力の関数として以下のように与えている。まず、静的非排水かつ全拘束圧力一定の条件下において σ_m'/σ_{m0}' に一致する状態変数 S およびせん断応力比 $r = q/\sigma_{m0}'$ で定義される正規化した座標系を用いて、液状化フロントの形を図-4.2.2に示すような変相線以下では鉛直、変相線を越えるとせん断破壊線に平行になるものとし、液状化フロントパラメータ S_0 を用いて、次式により与えている。

$$S = S_0 \quad (r \leq r_3 \text{ の時}) \quad (4.2.7)$$

$$S = S_2 + \sqrt{\left\{ (S_0 - S_2)^2 + \left(\frac{r - r_3}{m_1} \right)^2 \right\}} \quad (4.2.8)$$

($r > r_3$ の時)

ここに、 $r_2 = m_2 S_0$ 、 $r_3 = m_3 S_0$ 、 $S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m_1$ 、 $m_1 = \sin \phi_f$ 、 $m_2 = \sin \phi_p$ 、 $m_3 = 0.67 m_2$ 、

ϕ_f : 内部摩擦角、 ϕ_p : 変相角

これらの関係において等方圧密条件における準静的繰

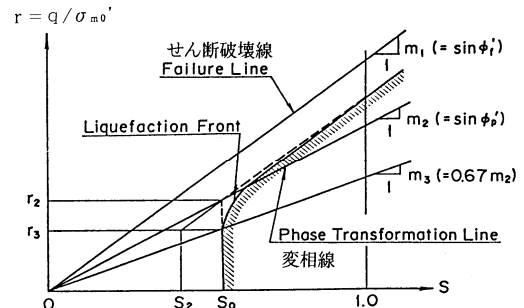


図-4.2.2 過剰間隙水圧モデルの概念図 (Iai et al, 1990)

返しせん断における過剰間隙水圧 u は、初期有効拘束圧

力 σ_{m0}' と現在の有効拘束圧力 σ_m' より次式により与えられる。

$$u = \sigma_{m0}' - \sigma_m' \quad (4.2.9)$$

特に、全拘束圧力 ($=\sigma_m'+u$) が一定の場合には $S = \sigma_m'/\sigma_{m0}'$ であるから、この場合には、過剰間隙水圧は、状態変数 S を用いて以下のとおりに求められる。

$$u = (1-S) \cdot \sigma_{m0}' \quad (4.2.10)$$

(4.2.10)式中の液状化フロントパラメータ S_0 は、正規化した塑性せん断仕事 $w (=W_s/W_n, W_s: 塑性せん断仕事, W_n = (\tau_{m0} \cdot \gamma_{m0})/2)$ の関数として次式により与えている。

$$S_0 = 1 - 0.6 \left(\frac{w}{w_1} \right)^{p1} \quad (w \leq w_1 \text{ の時}) \quad (4.2.11)$$

$$S_0 = (0.4 - S_1) \left(\frac{w_1}{w} \right)^{p2} + S_1 \quad (w > w_1 \text{ の時}) \quad (4.2.12)$$

有効応力解析に当たっては、(4.2.7),(4.2.8)式から求められる状態変数 S から、これに等価な塑性体積ひずみを求める。また、液状化の進行 (すなわち、状態変数 S および液状化フロントパラメータ S_0 の変化) に伴って、双曲線モデルのせん断強度 τ_m およびせん断弾性係数 G_m を次により与える。

$$\tau_m = \tau_{m0}, \quad G_m = \frac{\tau_m}{\gamma_{m0}} \quad (S_0 > 0.4 \text{ の時}) \quad (4.2.13)$$

$$\tau_m = \tau_{m0} \cdot S + \Delta\tau_m, \quad G_m = \frac{\tau_m}{\gamma_m} \quad (4.2.14)$$

($S_0 < 0.4$ の時)

ここに、 $\Delta\tau_m = \Delta r_m \cdot \sigma_{m0}'$

$$\Delta r_m = (m_1 - m_2) \cdot (0.4 - S_0)$$

$$\gamma_m = \gamma_{m0}' \cdot (S_0/0.4)$$

(2) 解析条件

a) 有限要素メッシュ

図-4.2.3 に解析に用いた有限要素メッシュを示す。締め固め砂はマルクスプリングモデル、固化処理土は弾性体、ジオグリッドは弾性ビーム材料とした。また、土と構造物の間の滑りと剥離挙動を表現するために矢板と締め固め砂の間、ジオグリッドと固化処理土の間にジョイント要素を配置した。

b) 入力地震波

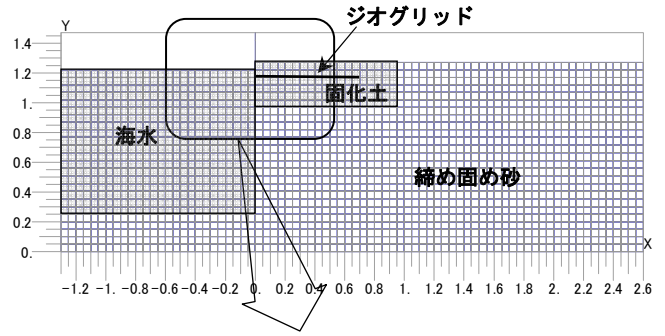


図-4.2.3 有限要素メッシュ図

模型実験では段階加振で行ったが、本解析では 200, 400Gal の加振を対象としてシミュレーション解析を行った。図-4.2.4 に解析に用いた入力波 (= 実験時に計測した振動台の加速度) を示す。

c) 解析ケース

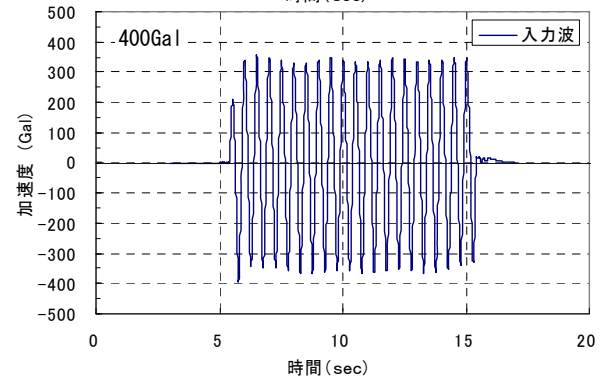
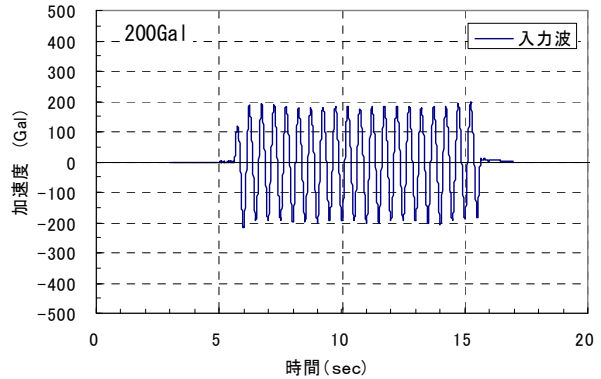


図-4.2.4 解析に用いた入力波

表-4.2.1 にシミュレーション解析を行った振動台実験の実験ケースを示す。シミュレーション解析を実施したのは、実験ケースのうち、固化体の幅、ジオグリッドの敷設長、矢板と補強材の連結の有無の影響を検討したケースについて実施した。

表-4.2.1 シミュレーション解析ケース

ケース	固化体の幅 (mm)	ジオグリッドの敷設長 (mm)	矢板とジオグリッドの連結
Case-1	1000	250	有り
Case-2	1000	700	無し
Case-3	1000	700	有り
Case-4	2300	700	有り

d) 計算条件

動的解析の計算ステップは2400であり、ステップの時間増分は $\Delta t=0.005$ 秒である。また、レーレー減衰定数は、 $\alpha=0$ 、 $\beta=0.005$ とし、初期剛性比例型を用いた。

(3) 材料パラメータ

a) 固化処理土 (弾性体)

固化処理土は弾性体とし、ヤング係数 E は、固化処理土の引張試験における応力～ひずみ関係の初期勾配より設定した。図-4.2.5に固化処理土の引張試験結果、表-4.2.2に固化処理土の材料パラメータを示す。

表-4.2.2 固化処理土の材料パラメータ

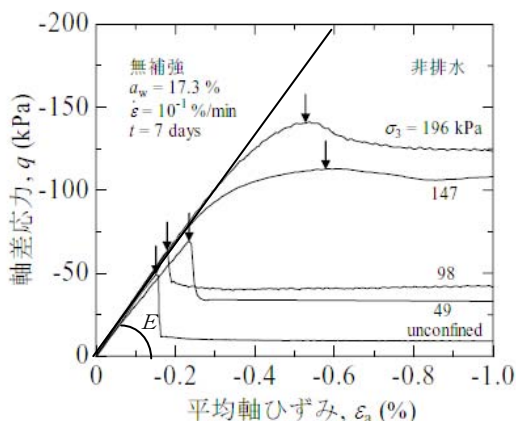


図 4.2.5 固化処理土 (無補強) の引張試験結果

ヤング率 E	ポアソン比 ν	質量密度
$3.0 \times 10^4 \text{ kPa}$	0.2	$1.4 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$

b) 締め固め砂 (マルチスプリング要素)

締め固め砂はマルチスプリング要素を用い、等価N値 $N_{65}=10$ 、細粒分含有率 $F_c=0$ と仮定し、FLIPの簡易設定法(森田ら, 1997)より求めた。但し、振動台実験では、振

動に伴う過剰間隙水圧がほとんど発生しておらず、実験結果の過剰間隙水圧の発生状況をシミュレートするために、液状化パラメータ w_l を大きな値に設定しており、 ϕ_f と p_2 も適宜に調整した。表-4.2.3に締め固め砂の材料パラメータを示す。

表-4.2.3 締め固め砂の材料パラメータ

締め固め砂				
初期せん断弾性係数 G_{ma} (kPa)	8.45×10^4	液状化特性	変相角 ϕ_p	28.0
体積弾性係数 K_{ma} (kPa)	2.20×10^5		s_l	0.005
基準化拘束圧 σ_{ma} (kPa)	98		w_l	2915
拘束圧依存係数 m_G/m_K	0.5		p_l	0.5
質量密度 ρ (g/cm ³)	2.0		p_2	0.54
間隙率 n	0.45		c_l	1.0
粘着力 C (kPa)	0			
内部摩擦角 ϕ_f (°)	42.08			
ポアソン比 ν	0.33			

c) 矢板 (線形ビーム要素)

振動台実験において矢板は厚さ10mmのアルミ板を使用しており、解析における材料パラメータは使用した材料に合わせて設定した。表-4.2.4に矢板の材料パラメータを示す。

表-4.2.4 矢板の材料パラメータ

ヤング率 E (kPa)	質量密度 ρ (kg/m ³)	断面積 (m ² /m)	断面 2次モーメント (m ⁴ /m)
7.0×10^7	2.7×10^3	0.01	8.33×10^{-8}

d) ジオグリッド (線形ビーム要素)

ジオグリッドは線形ビーム要素とし、ジオグリッドの引張試験より求めた。図-4.2.6にジオグリッドの引張り試験結果、表-4.2.5にジオグリッドの材料パラメータを示す。

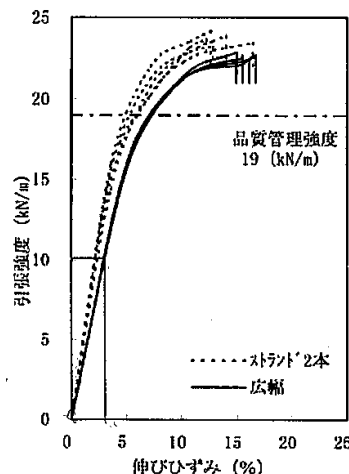


図-4.2.6 ジオグリッドの引張試験結果

表-4.2.5 ジョグリッドの材料パラメータ

ヤング率 E (kPa)	質量密度 ρ (kg/m ³)	断面積 (m ² /m)	断面 2次モーメント (m ⁴ /m)
8.8×10^5	0.34	3.8×10^{-4}	4.5×10^{-12}

e) ジョグリッドと固化処理土間のジョイント

ジョグリッドと固化処理土の滑りを表現するためにジョイント要素を配置した。b ジョイント要素のせん断抵抗力およびせん断方向接線剛性は、図-4.2.7に示す固化処理土におけるジョグリッドの引抜き試験結果より以下のように求めた。表-4.2.6にジョイント要素の材料パラメータを示す。

①粘着力

引抜き荷重のピーク値は23kN/mであり、せん断抵抗力 τ は、 $\tau=23/(0.6 \times 2) = 19\text{kPa}$ (=引抜き荷重のピーク値/せん断面の面積)である。せん断抵抗力 τ_f は、 $\tau_f = c_j + \sigma \tan \phi_j$ であるが、ここでは、 $\phi_j = 0$ 、 $c_j = 19\text{kPa}$ とする。

②せん断接線剛性

ピーク値に達する時の前変位は6.5mm、後変位は0mmであり、平均値の3.25mmをせん断面の平均変位と仮定し、 $k_s = 19/(3.25 \times 10^{-3}) = 5846\text{kN/m}^3$ とする。

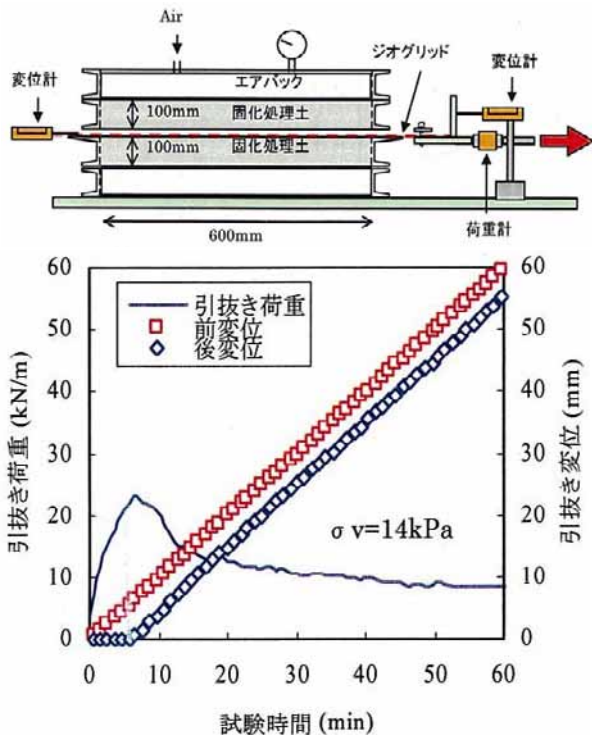


図-4.2.7 固化処理土における補強材の引抜き実験

表-4.2.6 ジョイント要素の材料パラメータ

垂直方向接線剛性 k_n (kN/m ³)	せん断方向接線剛性 k_s (kN/m ³)	粘着力 c_j (kPa)	摩擦角 ϕ_j (°)
1.0×10^9	5.85×10^3	19.0	0

f) 矢板と固化処理土, 締め固め砂間のジョイント

振動台実験で矢板とジョグリッドの連結がない場合には、矢板が剥離する実験結果となった。シミュレーション解析において矢板の剥離を表現するために矢板と固化処理土および締め固め砂の間にジョイント要素を設置し、表-4.2.7のような材料パラメータを仮定した。

表-4.2.7 ジョイント要素の材料パラメータ

垂直方向接線剛性 k_n (kN/m ³)	せん断方向接線剛性 k_s (kN/m ³)	粘着力 c_j (kPa)	摩擦角 ϕ_j (°)
1.0×10^6	1.0×10^4	0.0	15

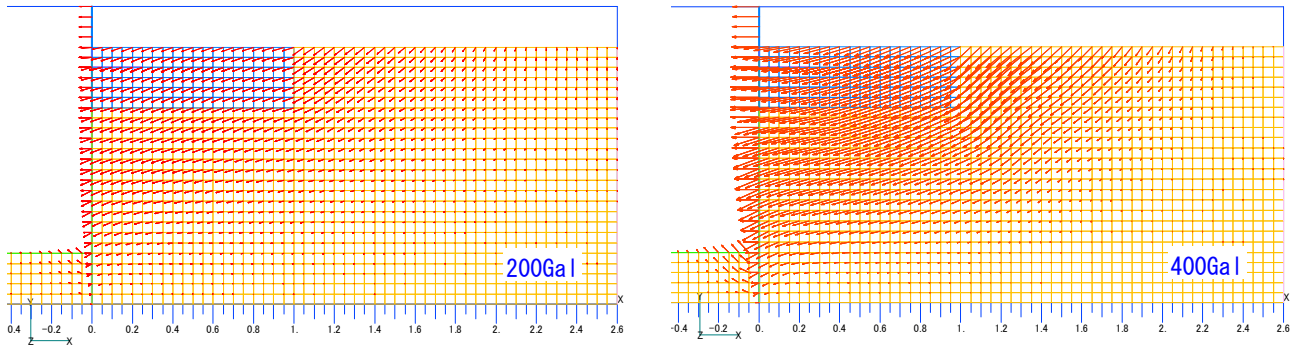
(4) シミュレーション解析結果

以下に解析結果と実験結果の比較を示す。実験は、100Gal 毎の段階加振で行っているが、ここで示す実験結果は 400Gal 加振時の増分値を示してある。

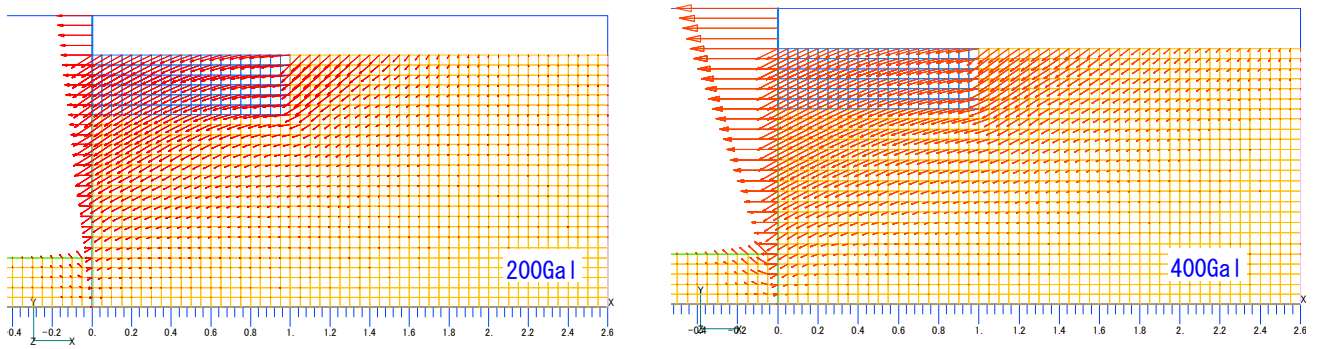
a) 矢板変位

図-4.2.8 にシミュレーション解析結果における最終状態の変位ベクトル図、図-4.2.9 に各ケースの矢板天端において水平変位の時刻歴、図-4.2.10 に最終変位分布を示す。矢板とジョグリッドの連結なしのケース (Case-2) の場合、矢板が転倒し、測定ができないため、実験値が得られなかった。それに対し、矢板とジョグリッドを連結した場合には 1~2mm 程度の変位であり、矢板とジョグリッドを連結することによって矢板の変位を抑制されている。解析においても、同様な傾向を評価している。但し、矢板の変位量については両者の相違があり、Case-2 (連結なし) において、実験結果では 200Gal の加振により矢板が徐々に海側に傾き、400Gal では矢板が倒れる結果であるが、解析の矢板変位量は実験結果ほど大きくない。原因として、実験上、矢板と砂地盤が剥離すると、砂粒子がすぐにその隙間に入り込み、矢板をさらに変位させると考えられる。解析では、このような現象をシミュレーションができない為、加振後、矢板の残留傾斜量は小さく評価されると思われる。

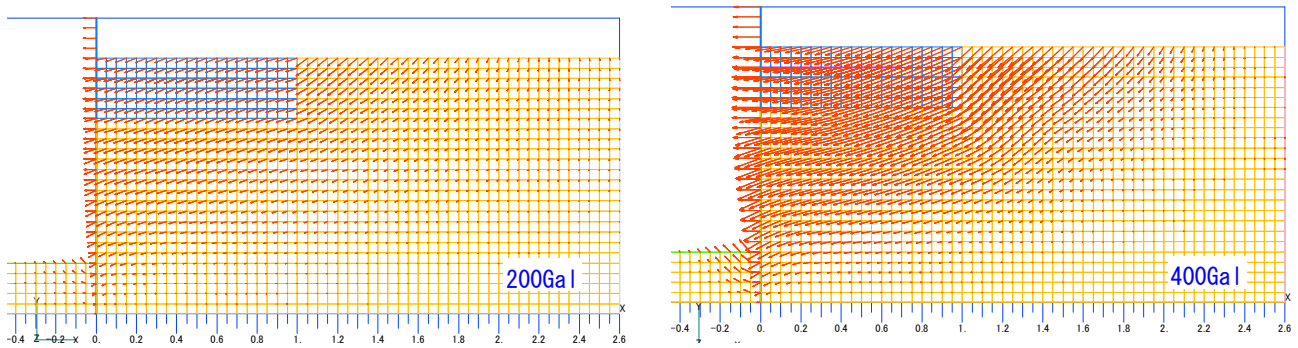
また、Case-4(固化処理土の幅 2300mm)は Case-3(固化処理土の幅 1000mm)より矢板の変位が小さく、固化処理土の幅が矢板の変形に影響するが、Case-1(ジョグリッド敷設長 250mm)と Case-3(ジョグリッド敷設長 700mm)に大きな差はなく、ジョグリッド敷設長の影響は少ないと考えられる。



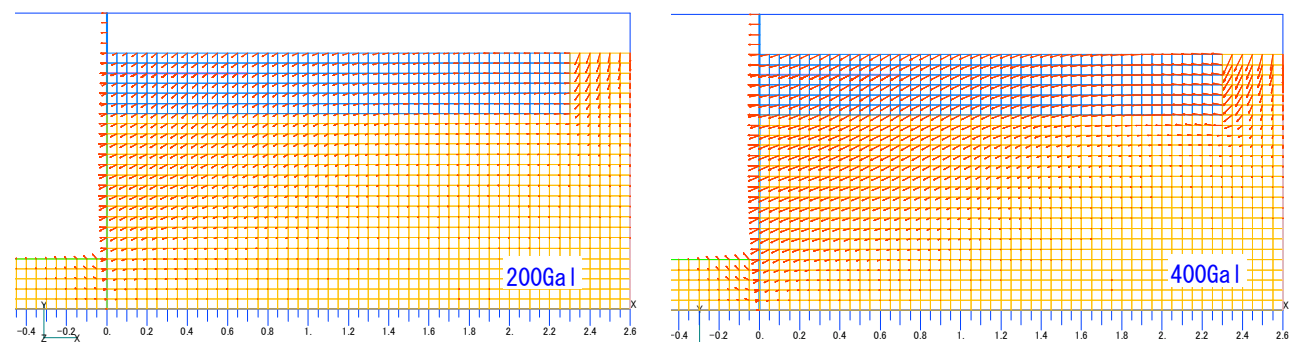
a) Case-1 (固化体幅 1000mm, ジョグリットの敷設長 250mm, 矢板とジョグリットの連結有り)



b) Case-2 (固化体幅 1000mm, ジョグリットの敷設長 700mm, 矢板とジョグリットの連結なし)



c) Case-3 (固化体幅 1000mm, ジョグリットの敷設長 700mm, 矢板とジョグリットの連結有り)



d) Case-4 (固化体幅 2300mm, ジョグリットの敷設長 700mm, 矢板とジョグリットの連結有り)

図-4.2.8 振動台実験のシミュレーション解析における変位ベクトル図

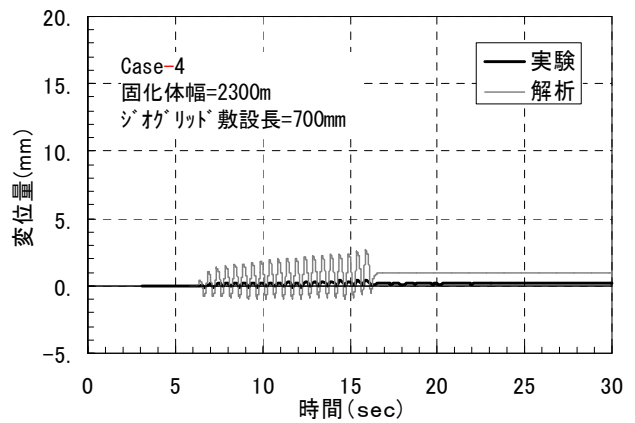
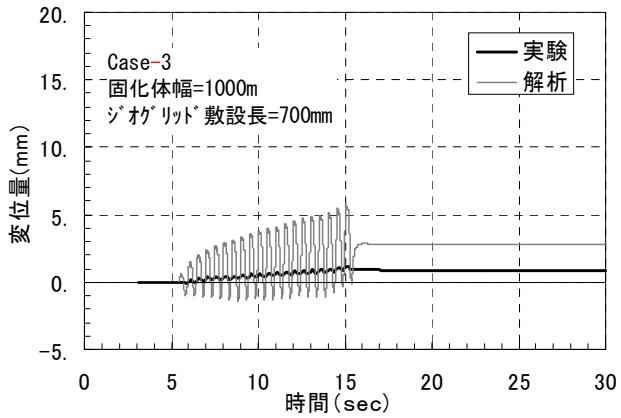
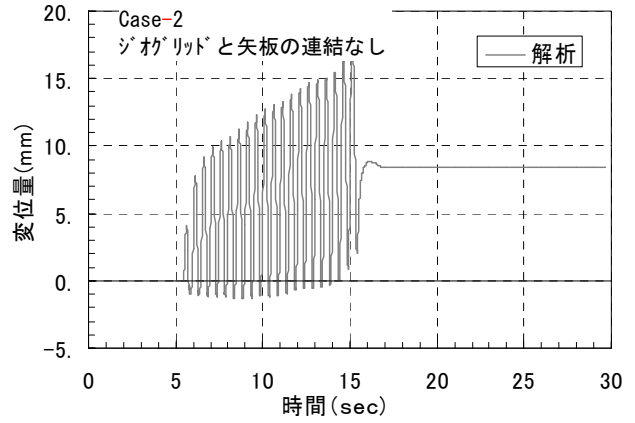
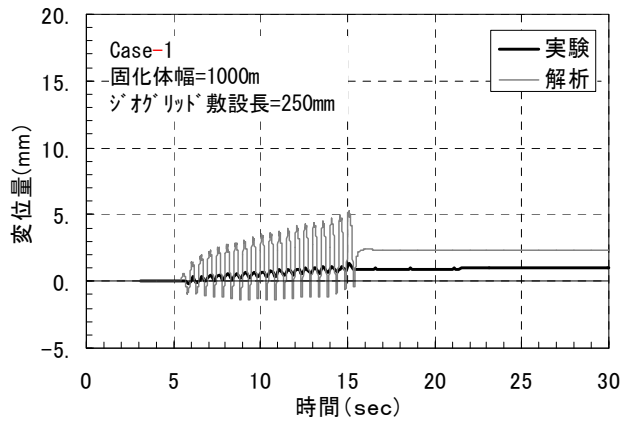


図-4.2.9 矢板天端における水平変位の時刻歴

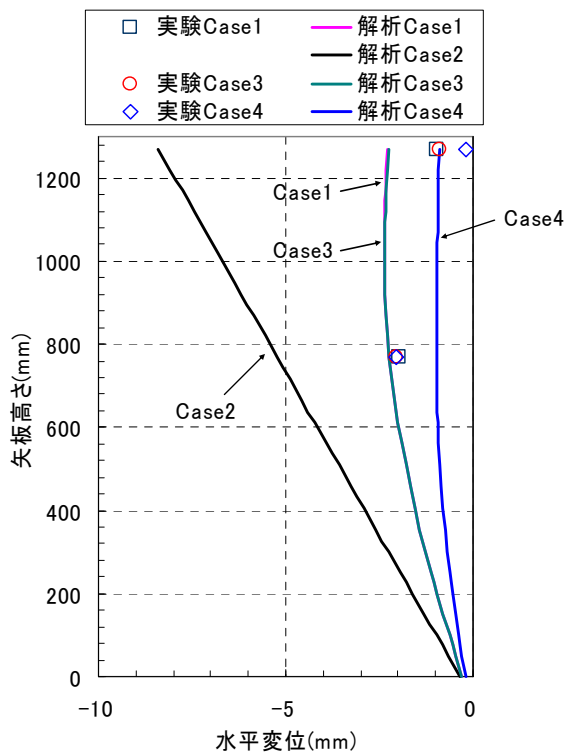


図-4.2.10 矢板の変位分布

b) 矢板モーメントの分布

図-4.2.11 に矢板の曲げモーメント分布を示す。

Case-1,3,4 では中央付近で最大となっており、解析結果は実験結果と同じ傾向を示している。なお、Case-2は矢板が転倒したため、測定不能であった。

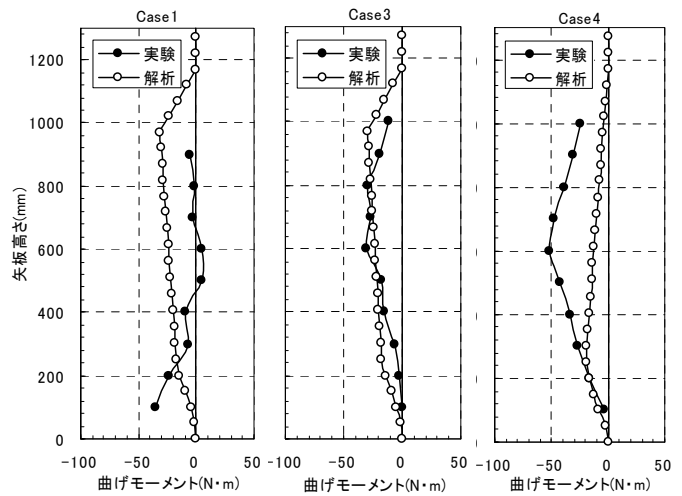


図-4.2.11 矢板の曲げモーメント分布

c) ジオグリッドの引張りひずみ分布

図-4.2.12 にジオグリッドの引張りひずみ分布を示す。ジオグリッドの引張りひずみは、連結部で最大値を示し、矢板から離れると、徐々に小さくなっており、解析はそのような実験結果の傾向を定量的に評価している。

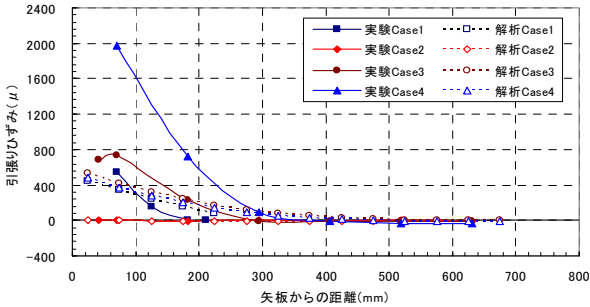


図-4.2.12 加振後ジオグリッドの残留ひずみ

d) 過剰間隙水圧比

図-4.2.13 に過剰間隙水圧比の経時変化、図-4.2.14 に過剰間隙水圧の計測位置を示す。実験結果より、各ケースにおいて過剰間隙水圧はほとんど発生しなかった。解析では、過剰間隙水圧を抑えるためのパラメータを用

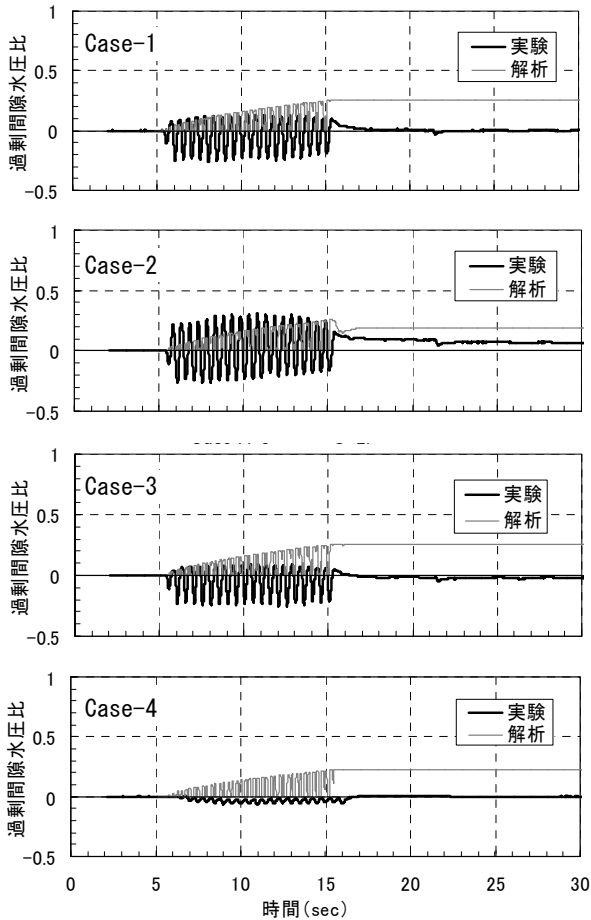


図-4.2.13 過剰間隙水圧比の経時変化

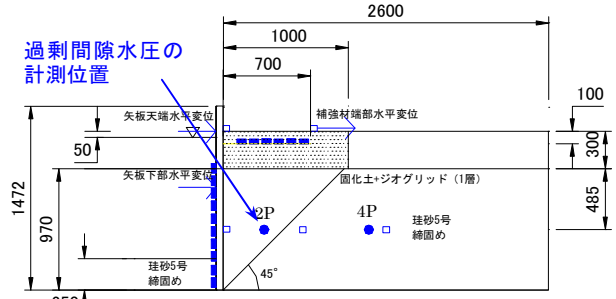


図-4.2.14 過剰間隙水圧の計測位置

いて計算したが、過剰間隙水圧を完全に抑えることができず、解析値は実験値を上回り、過剰間隙水圧が累積増加する結果となった。

(5) まとめ

振動台実験の再現解析を行い、固化処理土とジオグリッドによる矢板の変位を拘束するメカニズムを調べるとともに、解析手法の妥当性を検証した。その結果、以下の結論を得た。

- ① 矢板とジオグリッドの連結なしの場合、矢板は大きく変位し、最終的には転倒するが、矢板とジオグリッドを連結した場合には 1~2mm 程度の変位であり、矢板とジオグリッドを連結することによって矢板の変位が抑制される。解析においても同様な傾向が示された。
- ② 固化処理土の幅が矢板の変形に影響するが、ジオグリッド敷設長の影響は少ないと考えられる。
- ③ ジオグリッド連結部と矢板根入れ部を支点として矢板中央付近で最大となっており、解析結果は実験結果と同じ傾向を示している。
- ④ ジオグリッドの引張りひずみの実験結果は、連結部で最大値を示し、矢板から離れると、徐々に小さくなっており、矢板からの離隔が 400mm 以上では、引張りひずみはほとんど発生していない。解析結果は、これらの実験傾向を定性的に評価している。
- ⑤ SG-Wall の振動台実験を FLIP によりシミュレーション解析を行った結果、解析結果は計測結果の挙動を概ね再現している。FLIP による動的解析により SG-Wall の地震時における挙動を表しており、実現場における SG-Wall の地震時挙動を評価できると考えられる。

5. SG-Wall 工法構成材料の特性

5.1 固化処理土

本工法に適用可能な固化処理土は、2.1 固化処理工法のうち、現位置攪拌工法である深層混合処理工法以外の軟弱土固化処理工法(管中混合方式、プラント混合方式)、事前混合処理工法、軽量混合処理工法による固化処理土である。

これらの固化処理土は空中、水中に関係なく打設可能であり、本工法での使用には特に大きな問題はないと思われる。



図-5.1.1 軽量混合処理土のトレミー打設状況

また、最近ではこれらの固化処理工法の発達により、原料土として浚渫土、現地掘削土(裏埋土)、建設残土などの粘性土から砂質土、礫質土まで様々なものが用いられるようになってきており、処理土の物性も様々である。

固化処理工法による主な改良土の物性をまとめると以下のようなになる。

表-5.1.1 固化処理土の主な物性

工法名	管中混合固化 処理工法	事前混合 処理工法	軽量混合 処理土工法
設計基準強度 q_u (kN/m ²)	100~500	50~400	100~500
最大粒径 (mm)	10 (圧送船による)	200 (回転式)	10
フロー値 (mm)	90~250 程度	—	180~200 程度
変形係数 E_{50} (kN/m ²)	50~300 q_u	50~ 500 q_u	100~200 q_u
改良土の評価	c材	c-φ材	c材

また、本工法の効果は、ジオグリッドと固化処理土とのせん断抵抗および摩擦抵抗の発現に大きく影響する。したがって、使用材料の最大粒径や固化処理土のフロー値、投入方法等について検討を行い、固化処理土を極力平坦に敷き均しておく必要がある。

5.2 ジオグリッド

SG-Wall 工法には、主に盛土の補強材として開発されたジオグリッドを用いる。ジオグリッドとしては、耐薬品性に優れる高密度ポリエチレンのシートに一定間隔で孔を開け、これを一方向に加熱延伸して成形され、その延伸工程において高分子が延伸方向に配向することにより製造される引張り剛性の高い格子状材料が代表的である。

ジオグリッドによる土構造物の補強は、引張り抵抗性に乏しい土粒子間を格子状構造であるジオグリッドが拘束し、構造物を内的に安定させるものである。したがって、土構造物の補強は高い引張り強さと適切な伸び特性を有し、土の変形に追従して補強機能を発揮するものが好ましいと考えられる。

SG-Wall に用いるジオグリッドとしては、特に以下の特性を有する必要がある。

- ① 高い引張り強さを有する一方で、地震による（衝撃）エネルギー吸収の面から適切な伸び特性を有する材料であること。
- ② 自然環境下における耐久性とともに、固化処理土打設時の高アルカリ環境下での耐久性に優れている材料であること。
- ③ 固化処理土を格子状構造が強く拘束し、固化処理土とのせん断抵抗および摩擦抵抗が十分期待できる材料であること。
- ④ 被補強構造物（鋼矢板やケーソンなど）との接続強さが十分に期待できる材料であること。

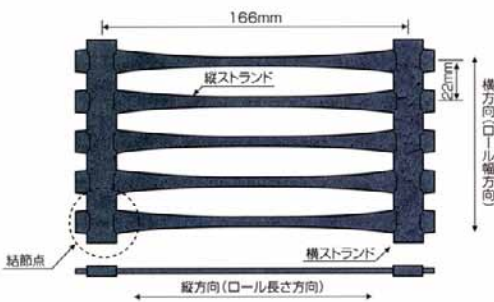


図-5.2.1 ジオグリッドの代表例

(1) 設計引張り強さ

SG-Wall 工法に用いるジオグリッドの設計引張り強さは、使用条件に応じた適切な材料係数を考慮して決定する。例えば、建技審証第 0901 号（財）土木研究センター記載のジオグリッド（商品名：テンサー）の場合は、以降の結果より各材料係数 F は 1.0 と設定する。

① 永続状態

$$T_{AS} = \frac{T_{CR}}{F_B \cdot F_C \cdot F_D \cdot F_{BW}} \quad (5.2.1)$$

ここで、

T_{AS} : 設計引張り強さ (kN/m)

T_{CR} : クリープ限度強さ (kN/m)

F_B : 接続部の強度低下を考慮した材料係数

F_C : 施工中の損傷を考慮した材料係数

F_D : 耐久性を考慮した材料係数 (主には $F_{DS} \times F_{DC}$)

F_{DS} : 耐候性を考慮した材料係数

F_{DC} : 耐薬品性を考慮した材料係数

F_{BW} : 連結部の強度低下を考慮した材料係数

② 変動状態（レベル 1 地震時）

$$T_{AD} = \frac{T_{max}}{F_B \cdot F_C \cdot F_D \cdot F_{BW}} \quad (5.2.2)$$

ここで、

T_{AD} : 設計引張り強さ (kN/m)

T_{max} : 設計基準引張強さ (kN/m)

F_B : 接続部の強度低下を考慮した材料係数

F_C : 施工中の損傷を考慮した材料係数

F_D : 耐久性を考慮した材料係数 (主には $F_{DS} \times F_{DC}$)

F_{DS} : 耐候性を考慮した材料係数

F_{DC} : 耐薬品性を考慮した材料係数

F_{BW} : 連結部の強度低下を考慮した材料係数

(2) 引張り強度特性

SG-Wall 工法にジオグリッドを使用するにあたり、その引張り強度特性（引張り強さと伸び率の関係）を把握することが必要である。引張り試験は、記録装置付定速伸長形引張り試験機を用いて一定速度でジオグリッドを引張り、その時の引張り強度特性を確認するものである。引張り試験は、JIS L 1908:2000「ジオテキスタイル試験方法」の 5.5 引張強さ及び伸び率の方法に従って実施する。主な試験条件は、表-5.2.1 に示す通りである。

表-5.2.1 引張り試験条件

項目	内容
試験機	記録装置付 定速伸張形引張り試験機
試験環境 (標準状態)	次のいずれかの状態とする. 1) 温度20±2℃ 湿度65±5% 2) 温度23±2℃ 湿度50±5%
引張り ひずみ速度	20±5 %/min
供試体幅	20cm以上
供試体数	5枚以上

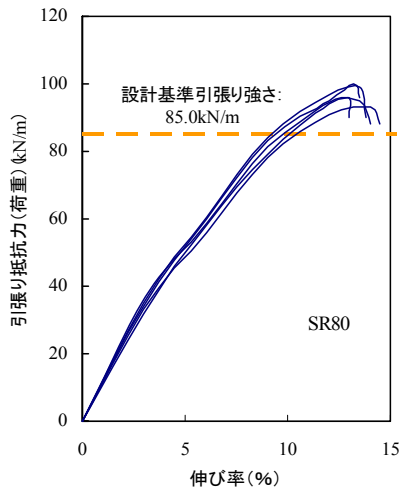


図-5.2.2 ジオグリッドの引張り強度特性の代表例

表-5.2.2 ジオグリッドの引張り強度特性の代表例

銘柄		SR80	SR110
引張り 試験結果 N=20	平均引張り強さ T_{AVE} (kN/m)	93.5	133.0
	平均破断時 伸び率(%)	12.3	12.3
設計基準引張り強さ T_{max} (kN/m)		85.0	117.0

(3) 接続部の強度特性および結節点の強度特性

SG-Wall 工法にジオグリッドを使用するにあたり、縦方向のジオグリッド同士の接続や被補強構造物（鋼矢板やケーソンなど）との接続が必要となる。これらの接続部の強さは、いずれの場合も接続時にジオグリッドの格子形状が維持され、局部的に過度な荷重の集中を防ぐ構造であることが基本となる。この接続に対する適応性の1段階の判断基準としてジオグリッド同士の接続強度特

性を把握することが必要である。

接続強度試験は、接続部を持つジオグリッドの供試体の引張り試験を実施し、接続部の強度特性を求めるものである。引張り試験は、JIS L 1908:2000「ジオテキスタイル試験方法」の5.5 引張強さ及び伸び率の方法に従って実施し、その他詳細な条件については、ISO 10321:1992“Geotextiles -- Tensile test for joints/seams by wide-width method”に準拠して試験を実施することが望ましい。



図-5.2.3 接続強度試験状況

表-5.2.3 ジオグリッドの接続強度特性の代表例

銘柄		SR80	SR110
接続強さ T_{B1} (kN/m)	1	94.1	128.1
	2	95.7	124.1
	3	94.8	127.6
	4	96.4	124.1
	5	93.3	122.5
	平均	94.6	125.3
設計基準引張り強さ T_{max} (kN/m)		85.0	117.0

接続に対する適応性の第2段階の判断基準として、ジオグリッドとして必要な縦ストランドと横ストランドの一体性を確認すること、すなわち、ジオグリッドの結節点の強度特性を把握することが必要である。

結節点の強度試験は、供試体の一方を図-5.2.4に示す特殊チャックで保持し、結節点に応力が集中するように引張り試験を実施する。



図-5.2.4 結節点強度試験状況

表-5.2.4 ジオグリッドの結節点強度特性の代表例

銘柄		SR80	SR110
結節点強さ T_{B2} (kN/m)	1	95.1	133.4
	2	97.3	134.1
	3	95.1	134.1
	4	98.0	133.2
	5	95.5	130.9
	平均	96.2	133.1
設計基準引張り強さ T_{max} (kN/m)		85.0	117.0

(4) クリープ特性

一般に、土中に敷設して使用する土構造物のジオグリッドには長期にわたって継続的な荷重が作用すると考えられている。

SG-Wall 工法にジオグリッドを使用するにあたり、静的設計を行う際には、従来の考え方に従い、クリープ特性を考慮した引張り強さ(クリープ限度強さ)を用いる。

クリープ試験は、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版」((財)土木研究センター, 2000) の方法に従って実施する。

(5) 施工時の耐衝撃性

SG-Wall 工法に使用する固化処理土は、ジオグリッドを損傷するような角のある礫などが混入することはない。しかし、陸上での展張作業や被補強構造物との接続作業などの際に引きずられるなどの原因により損傷を受ける可能性は皆無とはいきれない。そこで、一般の砂質土程度に対する耐衝撃性(損傷抵抗)は確認しておくことが望ましい。



図-5.2.5 クリープ試験状況

表-5.2.5 ジオグリッドのクリープ限度強さの代表例

銘柄	SR80	SR110
クリープ限度強さ T_{CR} (kN/m)	42.0	60.0
設計基準引張り強さ T_{max} (kN/m)	85.0	117.0

(6) 耐久性

SG-Wall 工法にジオグリッドを使用するにあたり、耐候性、耐薬品性、耐寒・耐熱性などの耐久性が必要となる。特に固化処理土の使用を前提とする SG-Wall 工法では高アルカリ環境下での耐久性が特に重要である。

なお、設計引張り強さは、これらの耐候性や耐薬品性などの長期的な耐久性を考慮して設定する。

a) 耐候性

耐候性については、ジオグリッドの搬入後、固化処理土中に敷設を完了するまでの期間、太陽光線に曝される可能性がある。この暴露期間(最大3ヶ月程度)に対して十分な耐候性を有する必要がある。3ヶ月程度の暴露に対する強度保持率の低下が顕著に見られる場合は、設計引張り強さに対して適切な材料係数 F_{DS} を考慮する。

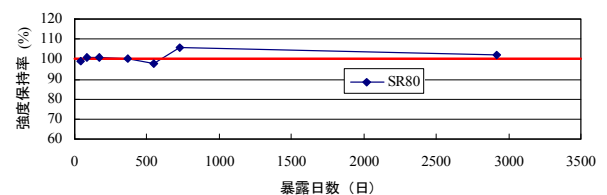


図-5.2.6 屋外暴露試験による強度変化の代表例

b) 耐薬品性

耐薬品性に関しては、固化処理土打設時の高アルカリ環境下での耐久性が特に重要である。また、浚渫土中に含まれる成分に対する耐久性が必要となる。

耐薬品性の試験は、固化処理土の高アルカリ環境などを想定し、 $pH \leq 4$ の酸性環境下、 $pH \geq 10$ のアルカリ性環境下での耐久性を有する必要がある。これらの環境条件下に対する試験の方法は、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版」(財)土木研究センター、2000)の方法に従って実施する。(表-5.2.6 参照)

本条件に対する強度保持率の低下が顕著に見られる場合は、設計引張り強さに対して適切な材料係数 F_{DC} を考慮する。

表-5.2.6 耐薬品性試験条件

項目	内容
使用薬品	①蒸留水 ②塩化ナトリウム (3.0%溶液) ③水酸化カルシウム (飽和溶液) ④水酸化ナトリウム (10%溶液) ⑤塩酸 (10%溶液) ⑥硫酸 (10%溶液)
浸漬温度	50±2 °C
浸漬時間	250、500、750、1,000時間
試料数	各N=5

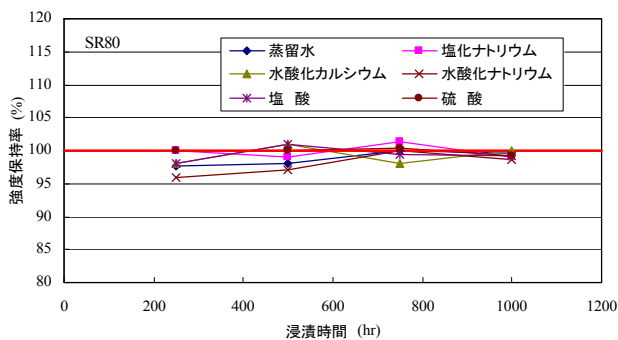


図-5.2.7 耐薬品性試験(促進試験)による強度変化の代表例

(7) ジオグリッドの連結部強度特性

ジオグリッドと矢板などを連結するにあたり、連結部強度特性を把握することが必要である。連結部強度試験は、連結部を持つジオグリッドの引張り試験を実施し、連結部の強度特性を求めるものである。連結部強度試験状況を図-5.2.8に、試験条件を表-5.2.7に示す。



図-5.2.8 連結部強度試験状況

表-5.2.7 連結部強度試験条件

項目	内容
試験機	定速伸張形引張り試験機
供試体銘柄	SR80 SR110
供試体幅	20cm以上 (縦ストランド10本)
引張りひずみ速度	20±5 %/min
連結方法	単管パイプφ50+ジョイナー

本条件に対する強度保持率の低下が顕著に見られる場合は、設計引張り強さに対して適切な材料係数 F_{BW} を考慮する。

表-5.2.8 ジオグリッドの連結部強度特性の代表例

銘柄	SR80	SR110
本体引張強度 (kN/m)	95.4	127.2
連結部強度 (kN/m)	95.5	132.5
強度比 (%)	100.1	104.2

$$\text{強度比}(\%) = \frac{\text{連結部強度}}{\text{本体引張強度}} \times 100$$

5.3 固化処理土とジオグリッドの複合構造体

SG-Wall 工法において、ジオグリッドに適切な引張り力が作用するためには、固化処理土との間に十分な摩擦抵抗が発揮されなければならない。

そこで、本節では固化処理土とジオグリッドの複合体の引抜き試験と三軸引張試験を実施した。

(1) 引抜き試験

ここで実施した試験は、引抜き試験機の土槽内の固化処理土中にジオグリッドを敷設し、引抜くことによりその引抜き抵抗特性を把握するものであり、基本的には「土とジオテキスタイルの摩擦特性試験方法（地盤工学会基準案）」（木暮ら，1994）に準拠している。なお、本試験で用いた固化処理土の原泥は、浚渫土の代用として比較的品质のばらつきが少ない木節粘土を用いた。

a) 固化処理土条件

固化処理土の原泥は、浚渫土として木節粘土を使い、含水比 150%に調整した木節粘土に目標一軸圧縮強度 $q_u=250\text{kPa}$ となるように普通ポルトランドセメントを添加した。木節粘土の基本物性を表-5.3.1に示す。

固化処理土の作成は、ミキサーにて十分に攪拌・混合させ、水温 20℃の状態にて4日間の水中養生を行った。なお、なお、各ケースで打設した固化処理土は、6 箇所から内径 50mm、高さ 100mm のモールドにサンプリングを行い、一軸圧縮試験にて強度を確認した。

b) 引抜き試験条件

試験装置を図-5.3.1に、その概要を図-5.3.2に示す。試験土槽の作成は、土槽（幅 40cm×長さ 60cm×高さ 20cm）内に固化処理土を打設し、ジオグリッドを土槽 10cm 高さに敷設した。ジオグリッドは、目合いが縦 166mm×横 22mm の格子形状で、製品基準強度 100kN/m の高密度ポリエチレン製ジオグリッドを使用した。また、垂直応力は直接錘により均等に載荷し、所定の垂直応力を載荷した後、引抜き速度 1mm/min で試験を実施した。その条件を表-5.3.2に示す。

c) 結果の整理

本試験では、固化処理土中引抜き試験の結果から得られる引抜き量-引抜き荷重の関係曲線の最大引抜き荷重を用いて(5.3.1)式により固化処理土とジオグリッドとのせん断強さ (τ^*) を求める。

表-5.3.1 木節粘土の基本性状

	項目	数値
物理的性質	土粒子の密度	2.651 g/cm ³
	液性限界	96.9%
コンシステンシー	塑性限界	31.9%
	塑性指数	65.0
	砂分	2.8%
粒度特性	シルト分	32.0%
	粘土分	65.2%
	最大粒径	0.425mm

表-5.3.2 試験条件

項目	内容
試験機	土中引抜き試験機 土槽幅:40cm 土槽長さ:60cm 土槽高さ:20cm (下層10cm,上層10cm)
試料土	固化処理土 (木節粘土+普通ポルトランドセメント)
ジオグリッド	SR110 (製品基準強度 100kN/m)
垂直応力	$\sigma_v=14, 28, 42, 56 \text{ kN/m}^2$
引抜き速度	1mm/min



図-5.3.1 引抜き試験装置

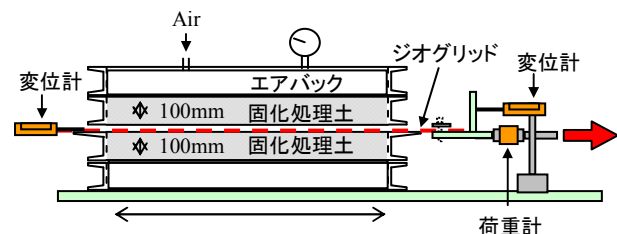


図-5.3.2 引抜き試験装置概要

$$\tau^* = \frac{T_{p-\max}}{2 \cdot L_p} \quad (5.3.1)$$

τ^* : 土とジオグリッドのせん断応力(kN/m²)
 $T_{p-\max}$: 最大引抜き荷重(kN/m)
 L_p : 引抜き試験機内の敷設長(m)

次に、(5.3.1)式で求めた固化処理土とジオグリッドとのせん断応力と垂直応力(σ_v)との関係をグラフ上にプロットし、(5.3.2)式の関係から固化処理土とジオグリッドの見かけの粘着力(c^*)、固化処理土とジオグリッドの見かけのせん断抵抗角(ϕ^*)を求める。

$$\tau^* = c^* + \sigma_v \tan \phi^* \quad (5.3.2)$$

τ^* : 固化処理土とジオグリッドのせん断応力(kN/m²)
 c^* : 固化処理土とジオグリッドの見かけの粘着力(kN/m²)
 σ_v : 固化処理土とジオグリッドの接触面での垂直応力(kN/m²)
 ϕ^* : 固化処理土とジオグリッドの見かけのせん断抵抗角(°)

d) 試験結果

水温20℃の状態にて4日間の水中養生を行った固化処理土の一軸圧縮強度は、平均249kPa、変動係数12%であり、比較的ケースによるばらつきは小さいことが確認できた。

図-5.3.3は、各垂直応力での引抜き荷重と引抜き変位量の関係である。引抜き荷重は、垂直応力とともに増加し、最大値後の残留値は一定に収束している。ここで、引抜き過程における固化処理土中のジオグリッドの挙動を把握することを目的に、試験時間に対する引抜き荷重と変位量の関係を図-5.3.4に示す。なお、ここでは垂直応力 $\sigma_v=28\text{kPa}$ を取り上げており、後変位とは、図-5.3.2で示しているジオグリッドの後ろ端部に取り付けた変位計の値である。引抜き荷重は、試験開始10分後で最大となり、それとほぼ同じタイミングで後変位が変位し始め、その後は前変位とほぼ同じ挙動で追従している。ここで、この前後の変位量の差がジオグリッドに発生する伸びであるとすると、その伸びひずみは、敷設長60cmであることから約1.7%である。この挙動は、他の垂直応力においても同じ傾向にあるが、その伸びひずみは垂直応力に依存する。これより、固化処理土中におけるジオグリッドの摩擦特性は、与えられた垂直応力条件下で固化処理土とジオグリッドの摩擦が一旦切れた後は、ほぼ全長で一定の摩擦を発揮する傾向にあることがわかる。

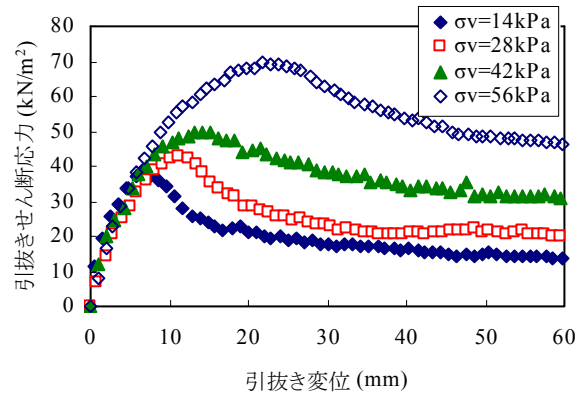


図-5.3.3 引抜き荷重-変位関係

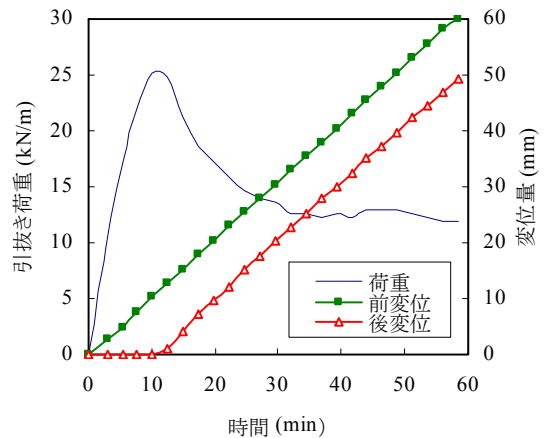


図-5.3.4 引抜き過程におけるジオグリッド変位量

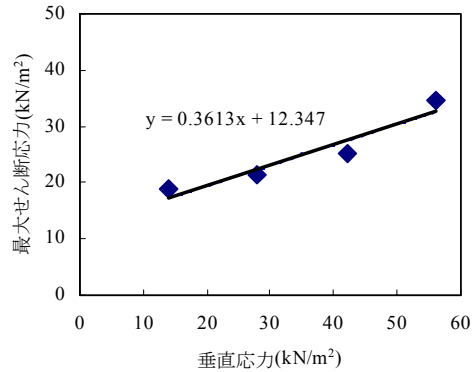


図-5.3.5 最大せん断応力-垂直応力関係

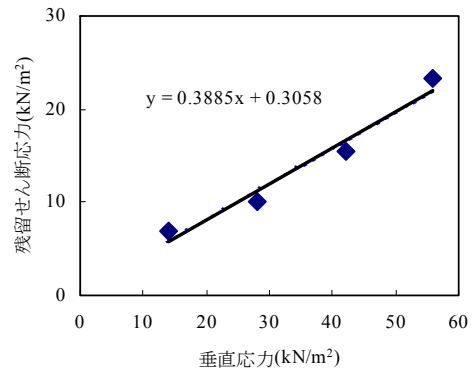


図-5.3.6 残留せん断応力-垂直応力関係

ここで、(5.3.1)式により引抜き荷重の最大値を用いた引抜きせん断応力と垂直応力の関係を図-5.3.5に、残留値を用いた引抜きせん断応力と垂直応力の関係を図-5.3.6に示している。この関係式と(5.3.2)式の関係より、最大値を考慮した固化処理土とジオグリッドの見かけのせん断抵抗角は $\phi^*=19.9^\circ$ 、見かけの粘着力は $c^*=12.3\text{kN/m}^2$ である。残留値を考慮した固化処理土とジオグリッドの見かけのせん断抵抗角は $\phi^*=21.2^\circ$ 、見かけの粘着力は $c^*=0.3\text{kN/m}^2$ である。

これより、固化処理土とジオグリッドの摩擦抵抗は $c\phi$ 材のごとく挙動し、摩擦抵抗が最大値を迎えた後の残留状態では、 $c\phi$ 材というよりはむしろ ϕ 材のごとく挙動する傾向にある。

固化処理土は、固化材による固結強度であるため、一般に一軸圧縮強度 q_u で評価され、その土質定数は粘着力 c =一定($\phi=0$)の材料として取り扱われる。しかし、本引抜き試験の結果から、固化処理土中におけるジオグリッドの摩擦特性は、見かけのせん断抵抗角に大きく起因していることから、設計時においては、この見かけのせん断抵抗角を考慮すべきであると考えられる。

e) まとめ

固化処理土中におけるジオグリッドの引抜き試験より得られた結果を下記にまとめる。

- ① 固化処理土中におけるジオグリッドの引抜き荷重は、垂直応力の増加と共に増加し、最大値を迎えた後の残留値はそれぞれ一定に収束する傾向にある。
- ② 粘着力 c =一定($\phi=0$)の材料として取り扱われる固化処理土の引抜き特性は、見かけのせん断抵抗角に大きく起因していることから、設計時においてはこの見かけのせん断抵抗角を考慮すべきであると考えられる。

(2) 三軸引張試験

ここでは、ジオグリッドの性状が補強した固化処理土の引張強度特性に及ぼす影響について検討した。

a) 実験の概要

実験の概要を図-5.3.7に示す。50×50×100mmの角柱供試体に引張り力を作用させる実験である。供試体と固定具の接着には模型用石膏を用い、载荷はひずみ速度0.1%/minで行った。供試体は、含水比135%に調整した表-5.3.1の木節粘土に固化材として普通ポルトランドセメントを所定の量を添加混合し1週間水中密閉養生し

て作製した。固化材の配合は一軸圧縮強度が110kPaとなるように調整した。セメント添加率としては、木節粘土の乾燥重量に対する重量比として17.3%である。養生には、2つ割りモールドを用いた。固化処理土にジオグリッドを配置した供試体を作製する際は、2つ割りモールドの中央部にあらかじめジオグリッドを設置し、供試体中央部に水平に位置するようにした。

図-5.3.8に実験に用いた3種類のジオグリッド形状を示す。供試体が小さいので、実際に用いられるジオグリッドより強度や目合いが小さい製品を選択した。これらは全て高密度ポリエチレン製の格子状のネットである。それらに対して実施した引張試験の結果を図-5.3.9に示す。引張試験を実施した補強材の形状は50×100mmで、ひずみ速度は10⁻¹%/minで行った。ジオグリッドの材料特性は表-5.3.3である。本文中では、これらのジオグリッドを引張剛性の小さい順に、補強材A、B、Cと称し、実験結果の提示と考察を行う。

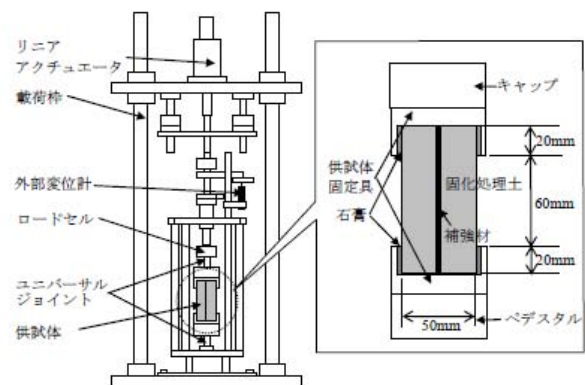


図-5.3.7 実験の概要

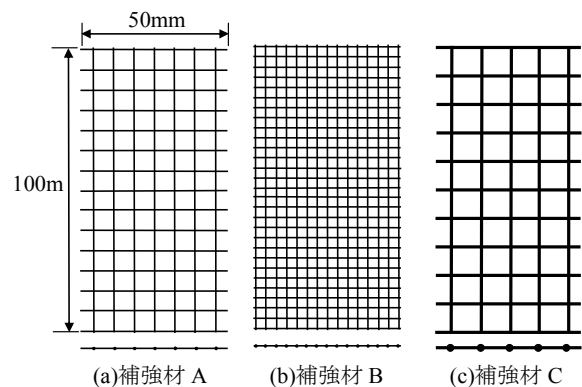


図-5.3.8 使用した補強材

表-5.3.3 ジオグリッドの緒元

	補強材 A	補強材 B	補強材 C
目合 (mm×mm)	7.0×7.0	3.5×3.5	10×10
厚さ (mm)	1.0	1.0	2.0

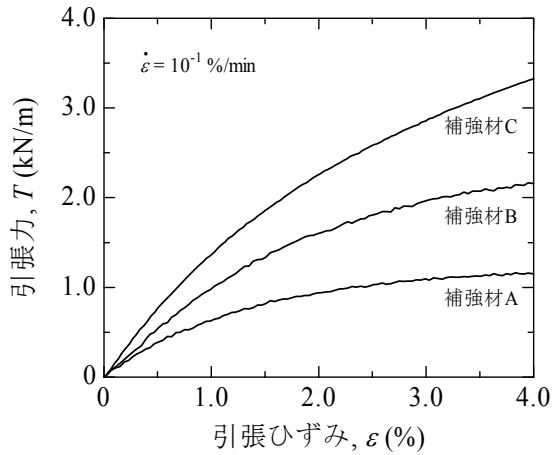


図-5.3.9 実験に用いた3種類の補強材の引張強度特性

b) 実験結果

軸差応力 q と平均軸ひずみ ε_a の関係を、拘束圧 0kPa の場合を図-5.3.10に、拘束圧 147kPa の場合を図-5.3.11に示す。拘束圧 0kPa においては、残留強度は補強材 C, A, B の順に大きく、いずれも無補強時より大きな値を示している。しかし、いずれもそれほど高い補強効果は得られていない。また、補強材 C は q が下げ止まった後、すぐに残留強度を発揮し始めているのに対し、補強材 A, B は下げ止まったまま q はほとんど増加していない。一方、拘束圧 147kPa においては、いずれも明確なピークを示さず、そのまま残留状態に推移していることがわかる。また、残留強度は補強材 C, B, A の順に大きく、いずれも無補強時より大きな値を示している。補強材の剛性は C, B, A の順に大きいことから、拘束圧が小さいとジオグリッドによる補強効果は低く、拘束圧が大きいとジオグリッドによる補強効果が卓越することがわかる。

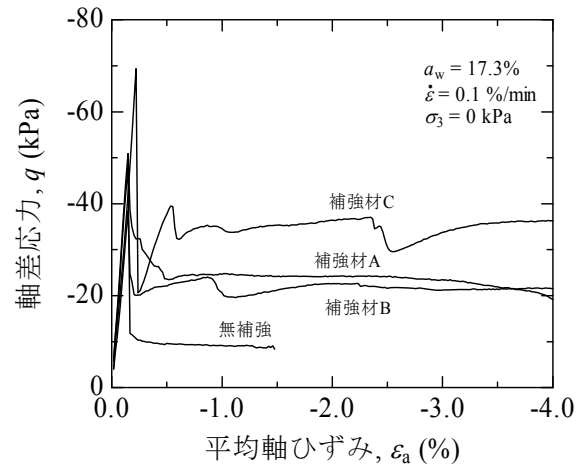


図-5.3.10 $q-\varepsilon_a$ 関係 (拘束圧 0kPa)

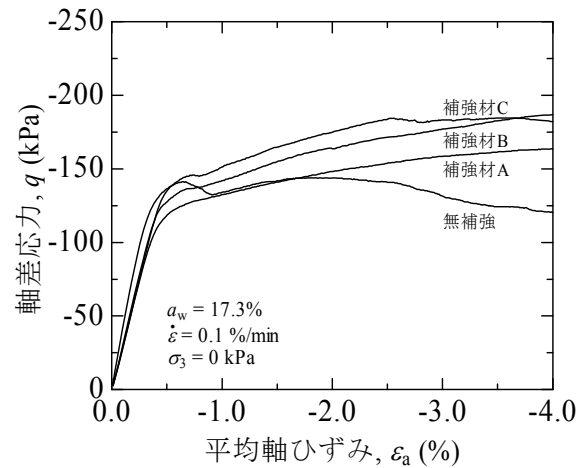


図-5.3.11 $q-\varepsilon_a$ 関係 (拘束圧 147kPa)

c) まとめ

固化処理土単体およびジオグリッドを配置した固化処理土に対して実施した三軸引張試験より得られた結果を下記にまとめる。

- ① 拘束圧0kPaにおける残留強度は、ジオグリッドを配置することによりいずれも無補強時より大きな値を示すが、それほど高い補強効果は得られていない。
- ② 拘束圧147kPaにおいては、いずれも明確なピークを示さず、そのまま残留状態に推移する。また、残留強度はジオグリッドの引張強度が大きいほど大きく、いずれも無補強時より大きな値を示している。
- ③ 拘束圧が小さいとジオグリッドによる補強効果は低く、拘束圧が大きいとジオグリッドによる補強効果が卓越する。

5.4 矢板とジオグリッドの連結部材

本工法において用いられる連結部材には、矢板壁を構成する矢板と、矢板に取り付けられる部材（以下、連結部材と言う）がある。この連結部材は、固化処理土の補強に用いられるジオグリッドを矢板壁に連結する役割を果たす。ここでは、これらの部材の材質や断面性能の例を示すとともに、その構造上の留意点を矢板壁が鋼管矢板の場合を例として記載する。

(1) 鋼部材の材質および寸法・断面性能

a) 矢板壁

鋼矢板および鋼管矢板単体の鋼材の材質（化学成分お

よび機械的性質）と矢板壁としての寸法・断面性能を表-5.4.1～表-5.4.4に、コンクリート矢板（高強度コンクリート矢板）の種類と規格を表-5.4.5示す。

一般に矢板は、矢板壁の法線方向に継手で連結されているため、壁構造として使用する場合には、表-5.4.3～表-5.4.5に示されるように、断面性能は矢板壁の法線方向について壁幅1m当りの値で表される。

b) 連結部材

連結部材に用いられる材料には、形鋼等の構造用鋼材がある。連結部材の一例について、鋼材の材質を表-5.4.6に、寸法・断面性能を表-5.4.7、表-5.4.8に示す。

表-5.4.1 鋼矢板の化学成分および機械的性質

記号	化学成分%					引張強さ (N/mm ²)	降伏点 又は耐力 (N/mm ²)	伸び%
	C	Si	Mn	P	S			
SYW295	0.18以下	0.55以下	1.50以下	0.04以下	0.04以下	490以上	295以上	17以上
SYW390	0.18以下	0.55以下	1.50以下	0.04以下	0.04以下	540以上	390以上	15以上
SY295	—	—	—	0.04以下	0.04以下	490以上	295以上	17以上
SY390	—	—	—	0.04以下	0.04以下	540以上	390以上	15以上

※) SYW295, SYW390 : 溶接用熱間圧延矢板, SY295, SY390 : 熱間圧延矢板

表-5.4.2 鋼管矢板の化学成分および機械的性質

記号	化学成分%					引張強さ (N/mm ²)	降伏点 又は耐力 (N/mm ²)	伸び%
	C	Si	Mn	P	S			
SKY400	0.25以下	—	—	0.04以下	0.04以下	400以上	235以上	18以上
SKY490	0.18以下	0.55以下	1.50以下	0.04以下	0.04以下	490以上	315以上	18以上

表-5.4.3 鋼矢板の寸法・断面性能

呼称	寸法			断面性能（壁幅1m当り）			
	有効幅 (mm)	有効高さ (mm)	厚さ (mm)	断面積 (cm ² /m)	断面二次モーメント (cm ⁴ /m)	断面係数 (cm ³ /m)	単位質量 (kg/m ²)
SM-J	600	200	13.0	185.3	12,090	1,175	145
SP-10H	900	230	10.8	122.2	10,500	902	96
SP-II _w	600	130	10.3	131.2	13,000	1,000	103
SP-III _w	600	180	13.4	173.2	32,400	1,800	136
SP-IV _w	600	210	18.0	225.2	56,700	2,700	177
SP-V _L	500	200	24.3	267.6	63,000	3,150	210
SP-VI _L	500	225	27.6	306.0	86,000	3,820	240

表-5.4.4 鋼管矢板の寸法・断面性能例

寸法				断面性能（壁幅1m当り）			
外径 (mm)	肉厚 (mm)	継手形状	継手間隔 (mm)	断面積 (cm ² /m)	断面二次モーメント (cm ⁴ /m)	断面係数 (cm ³ /m)	単位質量 (kg/m ²)
900	12	P-T型 (φ165.2×t9)	180.0	310.0	306,000	6,790	286

表-5.4.5 港湾用PC矢板の標準断面性能

記号	幅 (mm)	高さ (mm)	部材厚 (mm)	断面積 (cm ²)	断面二次 モーメント(cm ⁴)	断面係数 (cm ³)	有効 応力度 σ _{ce} (N/mm ²)	断面耐力(曲げモーメント)(kN・m/m)		
								使用限界状態		終局 限界状態
								引張応力 発生限界	ひび割れ 発生限界	
H-350	1,246	350	130	1,930	214,300	12,250	10.0	99	133	245
∩ ※										
H-750	1,246	750	130	2,846	1,737,700	46,340	11.1	411	543	980
∩ ※										
H-1200	1,246	1,200	130	3,967	6,091,400	101,520	11.0	895	1,183	2,137

※) この間、矢板高さは50mmピッチ

表-5.4.6 構造用鋼材の化学成分および機械的性質

鋼種	板厚、外径 (mm)	化学成分%					引張強さ (N/mm ²)	降伏点 又は耐力 (N/mm ²)	伸び%
		C	Si	Mn	P	S			
SM400A	板厚：5を超え16以下	0.23 以下	—	2.5×C 以上	0.035 以下	0.035 以下	400~510	245以上	18以上
	板厚：16を超え40以下								
SM490A	板厚：5を超え16以下	0.20 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下	490~610	325以上	17以上
	板厚：16を超え40以下								
STK400	全外径	0.25 以下	—	—	0.040 以下	0.040 以下	400以上	235以上	縦方向 :21以上※
STK490	全外径	0.18 以下	0.55 以下	1.50 以下	0.040 以下	0.040 以下	490以上	315以上	横方向 :17以上※

※) 全製管方法に関する4号試験片での値

表-5.4.7 連結部材(カット形鋼)の寸法・断面性能例

寸法(mm)	材質	断面性能(部材1本当たり)			単位質量 (kg/m)
		有効断面積 (cm ²)	断面二次モーメント (cm ⁴)	有効断面係数(フランジ側) (cm ³)	
H294×B300×t ₁ 12×t ₂ 20	400材	引張側：93.61 圧縮側：80.63	強軸：6,680 弱軸：4,500	強軸(圧縮側)：1,080 強軸(引張側)：535 弱軸：300	73.5
	490材	引張側：93.61 圧縮側：77.35		強軸(圧縮側)：1,080 強軸(引張側)：407 弱軸：300	
H450×B300×t ₁ 16×t ₂ 28	400材	引張側：152.9 圧縮側：120.6	強軸：29,100 弱軸：6,320	強軸(圧縮側)：2,570 強軸(引張側)：1,050 弱軸：421	120
	490材	引張側：152.9 圧縮側：114.7		強軸(圧縮側)：2,570 強軸(引張側)：802 弱軸：421	

表-5.4.8 連結用棒部材(角形鋼管)の寸法・断面性能例

寸法(mm)	断面性能(部材1本当たり)			単位質量(kg/m)
	断面積(cm ²)	断面二次モーメント(cm ⁴)	断面係数(cm ³)	
H200×B200×t ₉	65.98	3,920	392	51.8
H300×B300×t ₉	102.0	14,200	946	80.1

(2) 連結部の構造

a) 連結方法と留意点

実験および解析結果によって得られたジオグリッドの矢板壁直行方向の引張力分布から、連結部にはその最大値が作用するものと仮定する。次に、連結部材の取付け易さ、固化処理土の施工性、並びにジオグリッドの展張性等を勘案して連結部の構造概要を定め、先に求めた引張力に対して連結部各部（矢板、連結部材、ジオグリッド、およびこれらの接合部）の安全が確保されるよう、適切に構造諸元を定める。連結部の構造例を図-5.4.1の平面図に示す。

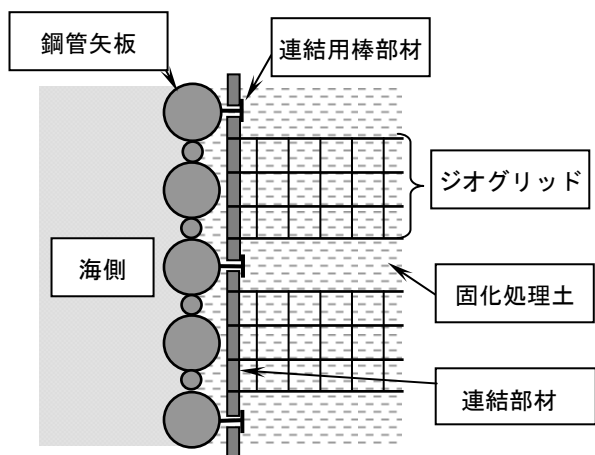


図-5.4.1 SG-Wall工法平面概要

図-5.4.1において、施工手順は「固化処理土撒出し」→「連結用棒部材（ジオグリッド巻付け済み）の落とし込み」→「ジオグリッド展張敷設」を繰り返す。この施工手順により、連結用棒部材と展張敷設したジオグリッドは、これらの上に新たに撒き出された固化処理土で固定される。また、鋼管矢板と連結部材は、溶接によって一体化する。

上記の連結方法と施工手順、およびジオグリッドに作

用する引張力等を考慮すると、SG-Wall工法の連結部に係る留意点は次のとおり整理される。

- ①連結部材は、連結部各部（矢板、連結部材、ジオグリッド、およびこれらの接合部）の安全が確保される範囲で、施工性・経済性等を考慮して適切な形状および配置に設定する。
- ②鋼材同士の溶接接合は、完全溶け込みの全強伝達が望ましい。
- ③連結用棒部材から作用する荷重は、連結部材の受圧面に鉄筋等の支点を設け、連結部材の端に作用することを避ける。

b) 連結部の構造例

a)に記載した留意点を踏まえ策定した連結部の構造例を図-5.4.2、図-5.4.3に、採用した鋼材一覧を表-5.4.9に示す。

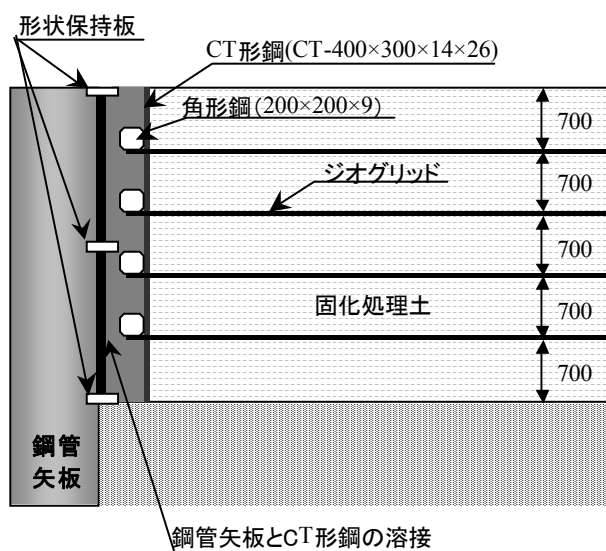


図-5.4.2 連結部構造例（側面図）

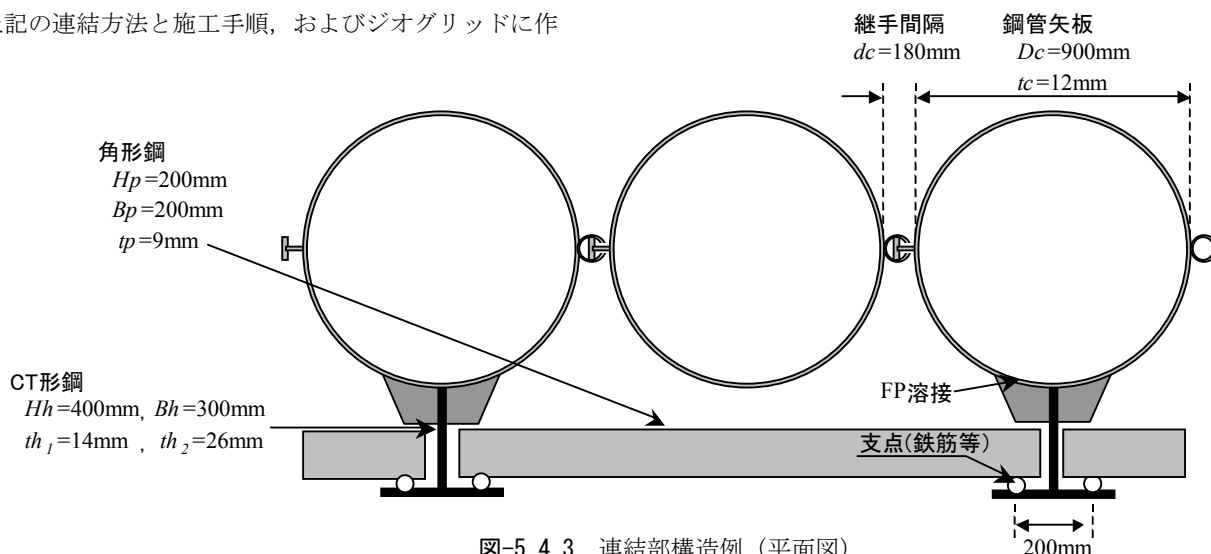


図-5.4.3 連結部構造例（平面図）

表-5.4.9 連結部の構造例に用いた鋼材一覧

部 位	部材名称	寸法 (単位 : mm) [材 質]
矢 板	鋼管矢板	φ900×t12 (継手 PT 型)
連結部材	カットT形鋼	H400×B300×t ₁ 14×t ₂ 26 [SM490A]
連結用棒部材	角形鋼管	H200×B200×t9 [STKB400]

この構造例では、連結部材の主部材にカットT形鋼を採用して、鋼管矢板1本置きに連結部材を配置している。また、カットT形鋼の倒れを防止し、鋼管矢板の形状を保持するため、厚板による形状保持板を連結部材1ヶ所当たり3段取り付けている。なお、この構造例の試算においては、簡単のため安全側の検討として、ジオグリッド（センサーSR110）から作用する引張力には、想定引張力を以下のとおり設定し”想定引張り力×敷設面積”から求めた値を用いている。

- ・永続状態
 - ：60kN/m（センサーSR110のクリープ強さ）
- ・変動状態（レベル1地震動作用時）
 - ：117kN/m（センサーSR110の設計基準引張り強さ）

6. SG-Wall工法の設計

6.1 設計一般

(1) 適用範囲

a) 対象構造

本章に記述する設計法は、SG-Wall工法を用いた矢板岸壁および護岸（以下、「SG-Wall式矢板岸壁」という）に適用することができる。本章に記述のない事項については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（以下、「技術基準」という）を参考とすることができる。

SG-Wall式矢板岸壁とは、鋼矢板または鋼管矢板の背後に固化処理工法による固化体をジオグリッドを介して付加した構造形式（図-6.1.1参照）である。

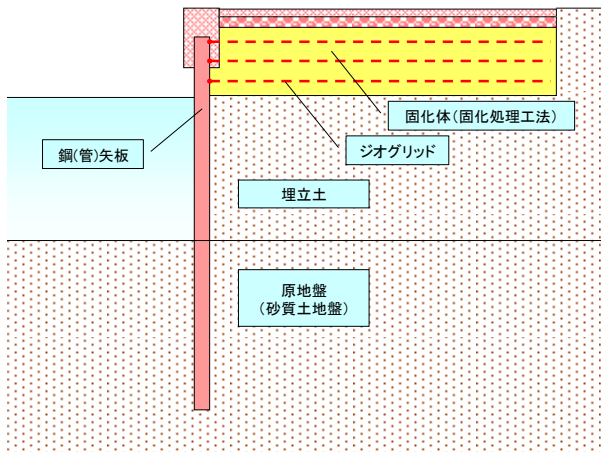


図-6.1.1 SG-Wall式矢板岸壁の概念図

本章に示す設計法は、模型実験（4.1 水中振動台実験参照）および動的解析（4.2 FLIP 解析, 6.3 動的設計法参照）の結果をふまえて設定したものである。したがって、これらの模型実験や動的解析を実施した条件と、設計対象とする断面の条件が著しく異なる場合には、本設計法の適用には十分に注意する必要がある。

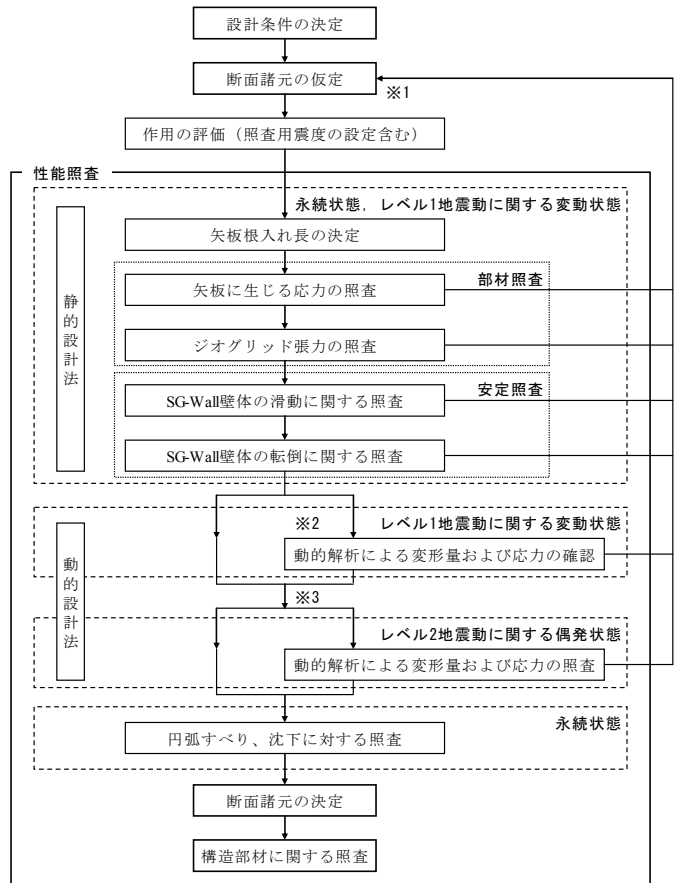
b) 対象とする地盤

模型実験および動的解析は、砂質土地盤に対して実施した。したがって、現段階ではSG-Wall式矢板岸壁が対象とする地盤は砂質土であることが前提であり、粘性土については予めサンドコンパクション等による地盤改良を施す必要がある。どうしても地盤改良ができないといった制約がある場合には、その現場条件を適切に反映した実験や解析等を行い、所定の性能を満足することを確認する必要がある。

(2) 設計手順および共通事項

a) 設計手順

本構造は、今のところ実績のない新たな形式であり、現段階では後述する静的設計法で基本断面を設定し、模型実験の再現性が確認された動的設計法（FLIP解析）により地震動の作用に対する変形量および応力の確認または照査を行うことを標準とする。SG-Wall式矢板岸壁の性能照査順序（案）を図-6.1.2に示す。



※1：液状化の影響の評価については別途考慮する必要がある。

※2：現段階では、動的解析によりレベル1地震動に対する変形量および応力の確認を行うことを標準とする。

※3：耐震強化施設は、レベル2地震動に対する照査を行う。

図-6.1.2 SG-Wall式矢板岸壁の性能照査順序（案）

b) 断面諸元の仮定

SG-Wall式矢板岸壁の安定性は、固化体の幅に大きく依存し、計算上、改良厚はほとんど寄与しないことが確認されている。また、固化体が水面下にあるとジオグリッド敷設などの施工も難しくなる。したがって、改良厚は固化体下端が前面水位程度となるように仮定し、所定の安定性を満足するような改良幅を検討するのがよい。た

だし、改良幅を極端に広げても、実際の安定性向上の効果には限界があると考えられることから、注意が必要である。なお、施工上の理由などから固化体端部を斜め状にする場合、その部分は静的設計法における安定照査では無視するものとする。

また、矢板の根入れ長は π/β （チャンの方法において、計算上無限長と見なせる長さ）以上となるように定めるものとする。

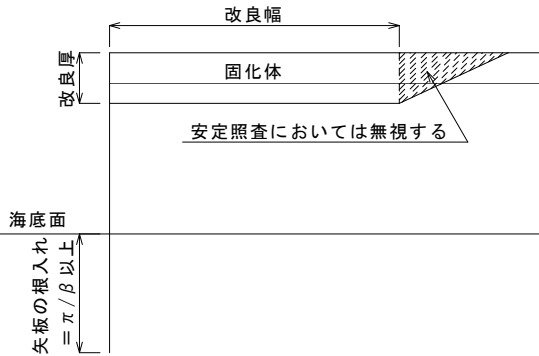


図-6.1.3 SG-Wall式矢板岸壁の断面の考え方

c) 作用の評価

平成19年に改訂された技術基準では、レベル1地震動に関する変動状態における照査用震度の特性値は構造特性を考慮して適切に算定することとされている。

SG-Wall式矢板岸壁の静的設計に用いる照査用震度の特性値は、模型実験および動的解析の結果をふまえ、便宜的に平成11年の技術基準に記述された(6.1.1)式により算定してもよいこととした。

$$\left. \begin{array}{l} \cdot \alpha \text{が } 200\text{Gal 以下の場合} \\ k_{hk} = \alpha/g \\ \cdot \alpha \text{が } 200\text{Gal を超える場合} \\ k_{hk} = \frac{1}{3}(\alpha/g)^{1/3} \end{array} \right\} (6.1.1)$$

ここに、

- k_{hk} : 照査用震度の特性値
- α : 地表面における地盤の最大加速度 (Gal)
- g : 重力加速度 (Gal)

地表面における地盤の最大応答加速度 α は、固化体の背面における地盤応答解析から求める。

その他、静的設計における作用の考え方については、次節6.2 静的設計法に記述する。

6.2 静的設計法

(1) 概要

静的設計の主たる目的は、永続状態における性能照査を行うことと、地震動の作用に関する動的解析を行うための断面を設定することにある。

模型実験の結果から、SG-Wall式矢板岸壁は極めて高い安定性を有し、変位抑制効果は改良幅が広いほど大きいことが判った。動的解析の結果も同様であり、矢板背面の主働崩壊面は仮想固定点付近から生じていることが確認された。そこで、SG-Wall式矢板岸壁では、矢板自体の横抵抗に加え、固化体が下部の地盤を抱え込んだ仮想壁体の下面にせん断抵抗が働くとともに、主働崩壊面よりも背面側の固化体下面に摩擦抵抗が働くことなどによって、全体として高い安定性を発揮しているのではないかと推定した(図-6.2.1参照)。さらに当初は、矢板の反力(矢板への押し込み力に相当する支持力)も安定性に寄与しているのではないかと考えたが(岸ら, 2008)、動的解析の結果、SG-Wall式矢板岸壁では、通常の控え式矢板岸壁よりも矢板への押し込み力はむしろ小さいことが確認された。また、矢板に生じる曲げモーメントは控え式矢板に類似した分布となっている。

これらの結果をふまえ、基本断面を安全側かつ簡易に設定する方法として、次に示すような部材照査モデルと安定照査モデルを考えた。

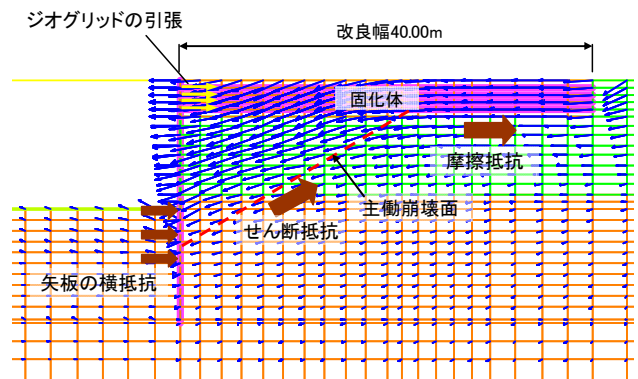


図-6.2.1 SG-Wall式矢板岸壁の安定性の概念 (推定)

(2) 部材照査

部材照査では、控え式矢板岸壁の標準的な照査方法として技術基準に示されている「ロウの方法」を用いることとした。図-6.2.2に部材照査モデルを示す。

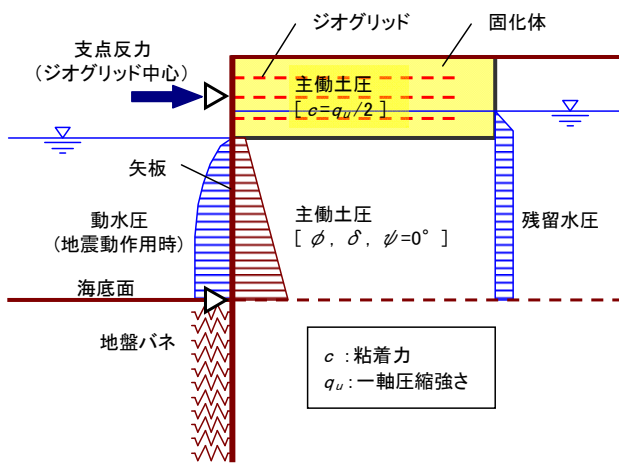


図-6.2.2 部材照査モデル

技術基準におけるロウの方法は、仮想ばり法の計算値に補正係数（壁高、地盤パネ値等から算定）を乗じることにより、簡易に断面力を算定することができる。

SG-Wall式矢板岸壁では、上側の支点をジオグリッド取付点中心、下側の支点を海底面とする仮想ばりを考え、矢板背面の主働土圧、残留水圧および動水圧（レベル1地震動作用時のみ）を作用させる。固化体部分の主働土圧は、一軸圧縮強さを q_u としたとき、粘着力 $c=q_u/2$ である粘性土の土圧として算定すればよい。

矢板の発生応力度は(6.2.1)式により照査できる。式中の添字 d は設計用値を示す。なお、作用や断面力の設計用値の算定において、特性値に乘じる部分係数は全て1.0としてよい。

$$\sigma_{yd} \geq \gamma_a \frac{M_{\max,d}}{Z} \quad (6.2.1)$$

ここに、

- σ_y : 矢板の曲げ降伏応力度 (N/mm²)
- M_{\max} : 矢板に生じる最大曲げモーメント (N・mm/m)
- Z : 矢板の断面係数 (mm³/m)
- γ_a : 構造解析係数 (表-6.2.1 参照)

表-6.2.1 矢板の応力照査に用いる構造解析係数※

鋼種	永続状態	変動状態 (レベル1地震動)
SKY400	1.68	1.12
SKY490	1.71	1.14
SY295	1.64	1.10
SY390	1.66	1.11

※降伏応力度と平成11年の技術基準における許容応力度との比として設定した。

ジオグリッド張力は(6.2.2)式により照査できる。式中の添字 d は設計用値を示す。なお、作用や断面力の設計用値の算定において、特性値に乘じる部分係数は全て1.0としてよい。

$$T_{Rd} \geq \gamma_a \frac{R_d}{n} \quad (6.2.2)$$

ここに、

- T_R : ジオグリッドの設計引張り強さ (kN/m)
- 永続状態においてはクリープ限度強さから求められる T_{AS} 、変動状態においては設計基準引張り強さから求められる T_{AD} を用いる。
(5.2(7) 設計引張り強さ参照)
- R : ロウの方法による支点反力 (kN/m)
- n : ジオグリッドの取付段数 (段)
- γ_a : 構造解析係数 (1.0としてよい)

模型実験や動的解析の結果から、SG-Wall式矢板岸壁の変位抑制効果は改良幅（固化体の幅）に大きく依存し、ジオグリッド敷設長の影響は小さいことが判っている。また、ジオグリッド張力は矢板取付点付近で大きな値が生じ、矢板から離れると徐々に小さな値へと収束していく傾向にある。しかしながら、固化体の途中で縦クラック等が生じると、見かけ上、改良幅が減少して変位抑制効果が損なわれる恐れがあることから、ジオグリッドは固化体全体に渡って敷設することが望ましい。

本モデルにより算定した部材断面力と模型実験で得られた最大断面力との比較を図-6.2.3～図-6.2.4に示す。

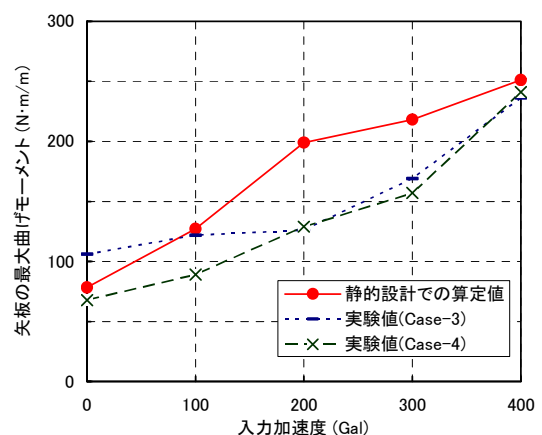


図-6.2.3 矢板の最大曲げモーメントの比較

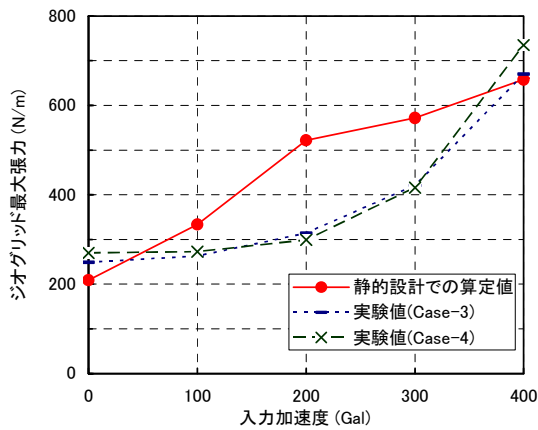


図-6.2.4 ジョグリッドの最大張力の比較

模型実験において、地表面加速度は入力加速度とほぼ等価となっていた。また、模型実験では動水圧の作用は確認されなかったことから、ここでの静的設計の算定値には動水圧は加味していない。

静的設計による計算値は、実験値よりも概ね安全側の値を与えており、その差異も比較的小さい。

(3) 安定照査

安定照査では、便宜的に、固化体端部と矢板の仮想固定点（チャンの方法における $1/\beta$ ）を結んだ台形状の範囲を仮想壁体と見なし、壁体の滑動（作用する水平力の釣り合い）および転倒について検討することとした。図-6.2.5に安定照査モデルを示す。

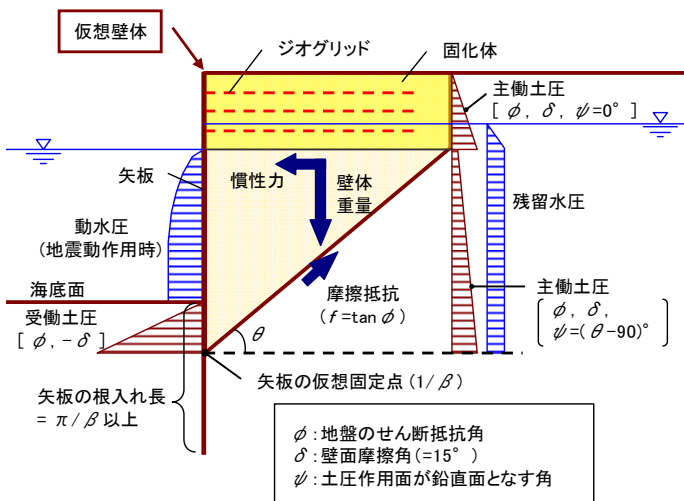


図-6.2.5 安定照査モデル

仮想壁体に対して、背面の主働土圧および残留水圧、壁体重量、壁体慣性力および動水圧（レベル1地震動作用

時のみ）、仮想固定点までの受働土圧を作用させる。仮想壁体の底面には、前述の作用によって底面垂直方向に働く合力に応じた摩擦抵抗力が働くものとする。

動的解析の結果、本モデルにより設定した断面の安定性（地震動作用時の変形量）は、同一の設計条件を満足する控え式矢板岸壁とほぼ同等であることが確認されている（6.3 動的設計法参照）。

仮想壁体の滑動（作用する水平力の釣り合い）は、(6.2.3) 式により照査してよい。式中の添字 d は設計用値を示す。作用の設計用値の算定において、特性値に乗じる部分係数は全て1.0としてよい。

$$f_d(V_d \cos \theta - P_d \sin \theta) \cdot \cos \theta \geq \gamma_a P_d \quad (6.2.3)$$

ここに、

- f : 仮想壁体底面と地盤との摩擦係数
地盤のせん断抵抗角を ϕ としたとき、 $f = \tan \phi$ として求めてよい。
- V : 仮想壁体に作用する全鉛直力 (kN/m)
- P : 仮想壁体に作用する全水平力 (kN/m)
- θ : 仮想壁体底面の傾斜角
- γ_a : 構造解析係数
(永続状態においては1.2, レベル1地震動に関する変動状態においては1.0としてよい)

仮想壁体の転倒は、(6.2.4) 式により、回転中心を海底面および矢板の仮想固定点の2箇所として照査してよい。式中の添字 d は設計用値を示す。作用の設計用値の算定において、特性値に乗じる部分係数は全て1.0としてよい。

$$V_d x \geq \gamma_a P_d y \quad (6.2.4)$$

ここに、

- V : 仮想壁体に作用する全鉛直力 (kN/m)
- x : 全鉛直力の合力の作用線から矢板法線までの距離 (m)
- P : 仮想壁体に作用する全水平力 (kN/m)
- y : 全水平力の合力の作用線から回転中心までの距離 (m)
- γ_a : 構造解析係数
(永続状態においては1.2, レベル1地震動に関する変動状態においては1.1としてよい)

(4) 設計計算例

静的設計法による計算例を以下に示す。

a) 設計条件

① 計画および利用条件

岸壁天端高	+3.50 (m)
設計水深	-9.00 (m)
設計供用年数	50 (年)
上載荷重	
永続状態	20 (kN/m ²)
地震動作用時	10 (kN/m ²)

② 潮位

H.W.L.	+2.10 (m)
L.W.L.	±0.00 (m)
R.W.L.	+1.40 (m) …潮位差の2/3

③ 地盤条件

地盤条件は以下のとおりとする。

+3.50	
埋立土	$\phi=30^\circ$ $w_r=18\text{kN/m}^3$, $w=20\text{kN/m}^3$, $w'=10\text{kN/m}^3$
-9.00	
砂質土 (原地盤)	$\phi=30^\circ$ $w_r=18\text{kN/m}^3$, $w=20\text{kN/m}^3$, $w'=10\text{kN/m}^3$ $\bar{N}=15$
-50.00	
基盤	$\bar{N} > 50$

固化体(固化処理工法)の強度および単位体積重量は次のとおりとする。

$$q_u=120\text{kN/m}^2, c=q_u/2=60\text{kN/m}^2$$

$$w_r=14\text{kN/m}^3, w=14\text{kN/m}^3, w'=4\text{kN/m}^3$$

④ 鋼材の腐食

設計供用期間を50年として、期間中は電気防食(防食効率90%)を適用する。腐食速度を

海側 (L.W.L.-1m~海底面)	0.2 (mm)
陸側 (残留水位以下)	0.02 (mm)

とすれば、見込むべき腐食量は

海側	$0.2 \times 50 \times (1-0.9) = 1.0$ (mm)
陸側	$0.02 \times 50 = 1.0$ (mm)

となる。

b) 断面諸元の仮定

断面諸元は次のとおりとする。

固化体の幅(改良幅)	40.00 (m)
固化体下端高	±0.00 (m)
ジオグリッド諸元	
テンサーSR-110相当	
設計引張り強さ	
永続状態…	60 (kN/m)
変動状態…	117 (kN/m)
取付段数	4 (段)
取付高さ	+2.80~+0.70 (m)
(取付中心高さ)	+1.75 (m)

矢板諸元

鋼管矢板 (SKY490) $\phi 900 \times 12t$, P-T継手

$$I = 3.08 \times 10^3 \text{ (m}^4\text{/m)} \quad \dots \text{腐食考慮せず}$$

$$Z = 6.28 \times 10^3 \text{ (m}^3\text{/m)} \quad \dots \text{腐食考慮}$$

矢板の根入れ

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B \cdot k_{CH}}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1.0 \times 22500}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 3.08 \times 10^{-3}}}$$

$$= 3.09 \times 10^{-1} \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$1/\beta = 3.24 \text{ (m)}$$

$$\pi/\beta = 10.16 \text{ (m)}$$

根入れ下端高

$$-9.00 - 10.16 = -19.16 \rightarrow -19.50 \text{ (m)}$$

ここに、

B : 矢板の幅 (m)

k_{CH} : チャンの方法における地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{CHk} = 1500\bar{N} = 1500 \times 15 = 22,500 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

E : 矢板のヤング係数 (kN/m²)

I : 矢板の断面2次モーメント (m⁴)

SG-Wall式矢板岸壁の標準断面を図-6.2.6に、また参考として、同一条件に対して設計した控え式矢板岸壁の標準断面を図-6.2.7に示す。

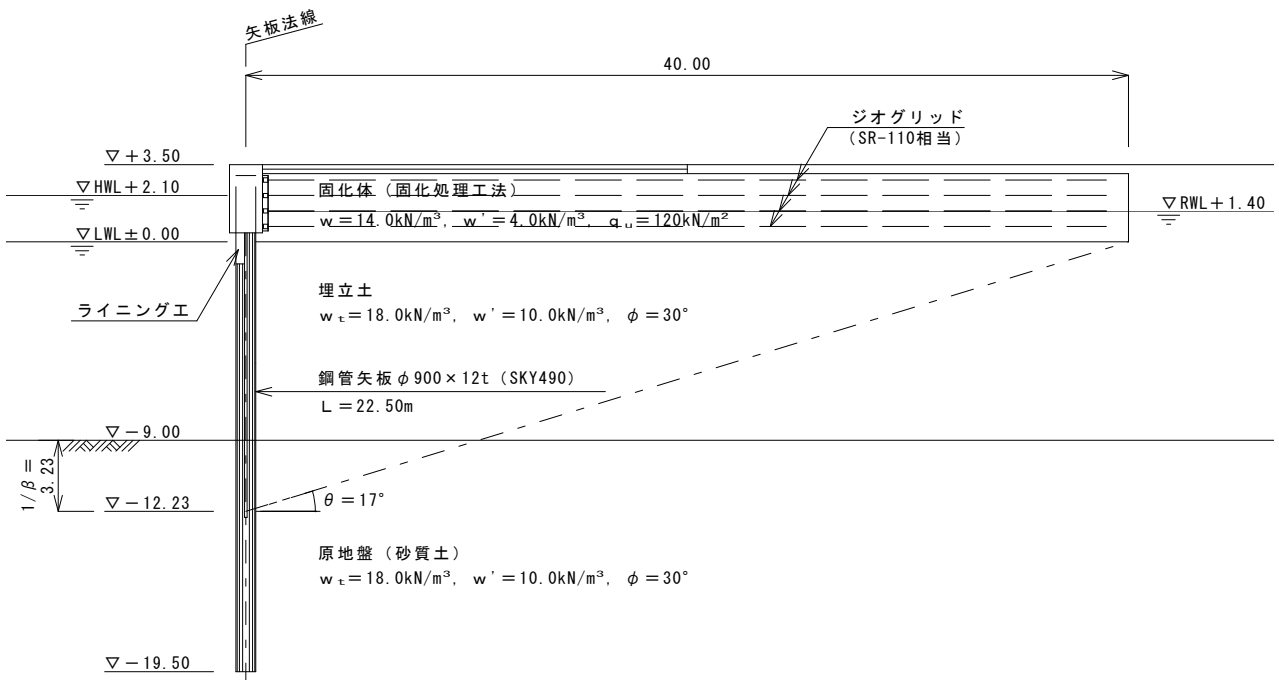


図-6.2.6 SG-Wall 式矢板岸壁標準断面図

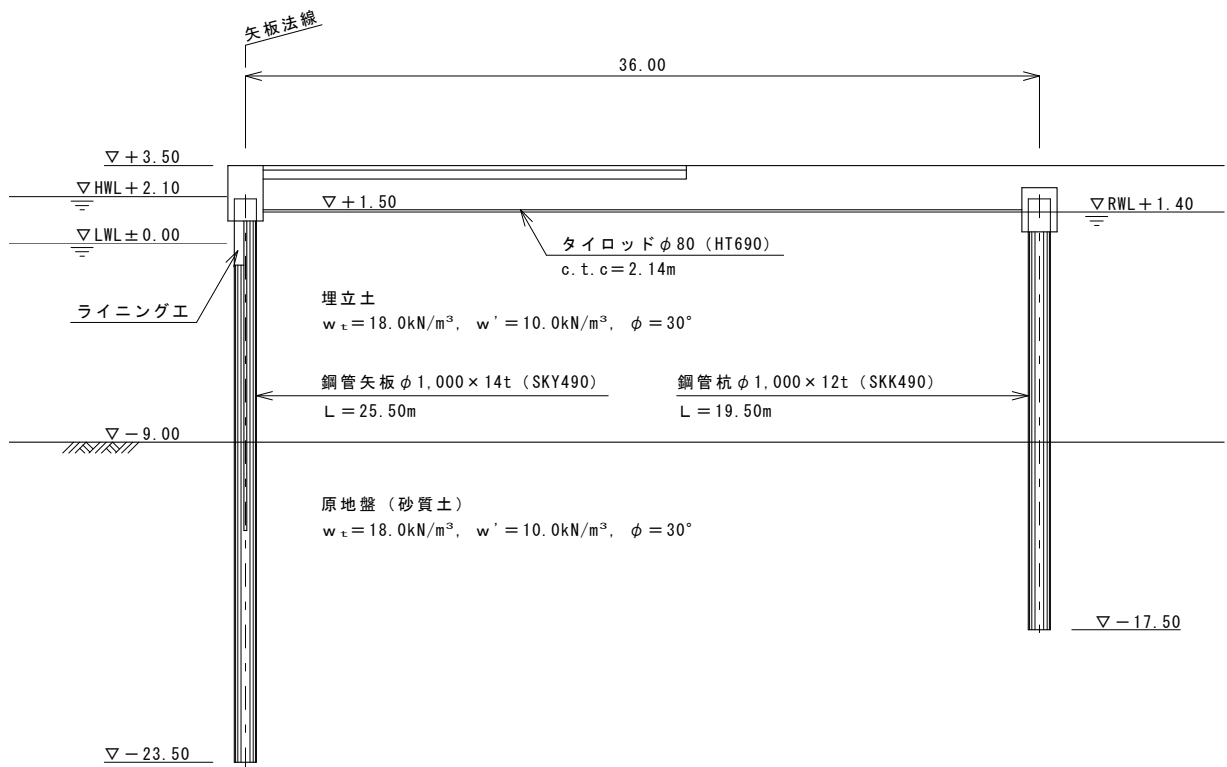


図-6.2.7 控え式矢板岸壁標準断面図 (参考)

c) 作用の評価

レベル1地震動作用時の照査用震度は、(6.1.1)式により地震応答解析で求めた地表面加速度から算定する。ここでは、地表面加速度の値として300Galが得られたものとして、照査用震度を次のとおり算定する。また、本検討では地盤の液状化は生じないものとする。

$$k_{hd} = k_{hk} = \frac{1}{3}(\alpha/g)^{1/3} = \frac{1}{3}(300/980)^{1/3} = 0.22$$

d) 部材照査

① 部材照査に用いる作用

1. 土圧

矢板に作用する土圧は、固化体部分についてはランキンの式、砂質土についてはクーロンの式により算定する。算定した土圧分布を表-6.2.2～表-6.2.3に示す。

2. 残留水圧

残留水圧は以下のとおりである。

+1.40m (R.W.L.) $p_w = 0.00$ (kN/m²)
 ±0.00m (L.W.L.) $p_w = 10.1 \times 1.40 = 14.14$ (kN/m²)

3. 動水圧

レベル1地震動作用時に矢板の海側に作用する負の動水圧は(6.2.5)式により求める。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} k_h \rho_w g \sqrt{Hy} \quad (6.2.5)$$

ここに、

- p_{dw} : 動水圧強度 (kN/m²)
- k_h : 照査用震度
- $\rho_w g$: 海水の単位体積重量 (kN/m³)
- H : 水深 (m)
- y : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

動水圧分布を表-6.2.4に示す。

表-6.2.2 矢板に作用する主働土圧分布
(永続状態)

標高 (m)	層厚 (m)	区分	w_t or w' (kN/m ³)	ϕ (°)	δ (°)	c (kN/m ²)	ψ (°)	震度 k_h or k_h'	土圧係数 $K_a \cos \delta$	土圧強度 p_a (kN/m ²)
+3.50	2.10	固化体 (気中)	14.0	-	-	60.0	0.0	0.000	-	0.00
+1.40										0.00
+1.40	1.40	固化体 (水中)	4.0	-	-	60.0	0.0	0.000	-	0.00
±0.00										0.00
±0.00	9.00	埋立土 (水中)	10.0	30.0	15.0	-	0.0	0.000	0.291	16.01
-9.00										42.22

表-6.2.3 矢板に作用する主働土圧分布
(レベル1地震動に関する変動状態)

標高 (m)	層厚 (m)	区分	w_t or w' (kN/m ³)	ϕ (°)	δ (°)	c (kN/m ²)	ψ (°)	震度 k_h or k_h'	土圧係数 $K_a \cos \delta$	土圧強度 p_a (kN/m ²)
+3.50	2.10	固化体 (気中)	14.0	-	-	60.0	0.0	0.220	-	0.00
+1.40										0.00
+1.40	1.40	固化体 (水中)	4.0	-	-	60.0	0.0	0.257	-	0.00
±0.00										0.00
±0.00	9.00	埋立土 (水中)	10.0	30.0	15.0	-	0.0	0.364	0.633	28.48
-9.00										85.44

標高 (m)	動水圧 p_{dw} (kN/m ²)
±0.00	0.00
-1.00	5.83
-2.00	8.25
-3.00	10.10
-4.00	11.67
-5.00	13.04
-6.00	14.29
-7.00	15.43
-8.00	16.50
-9.00	17.50

②部材断面力

1. 仮想ばりによる断面力

上側の支点をジオグリッド取付中心 (+1.75m), 下側の支点を海底面 (-9.00m) とした仮想ばりに前述の作用を載荷したときに生じる断面力は以下のとおりである.

- ・永続状態

$$M_T = 576.1 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$(M_T \text{ が生じる位置 } -4.03\text{m})$$

$$T_T = 155.2 \text{ (kN/m)}$$

- ・レベル 1 地震動に関する変動状態

$$M_T = 1,039.3 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$(M_T \text{ が生じる位置 } -4.21\text{m})$$

$$T_T = 262.8 \text{ (kN/m)}$$

ここに,

$$M_T : \text{仮想ばり法による最大曲げモーメント}$$

$$T_T : \text{仮想ばり法による支点反力 (上側)}$$

2. ロウの方法による断面力 (補正後)

次式により, 前述の仮想ばり法による断面力を補正する.

- ・永続状態

$$\mu_N = M_F / M_T = 3.8625 \omega^{-0.2} + 0.2255$$

$$= 3.8625 \times 520.31^{-0.2} + 0.2255 = 1.3311$$

$$\tau_N = T_F / T_T = 1.8259 \omega^{-0.2} + 0.6232$$

$$= 1.8259 \times 520.31^{-0.2} + 0.6232 = 1.1459$$

- ・レベル 1 地震動に関する変動状態

$$\mu_S = M_F / M_T = 4.5647 \omega^{-0.2} + 0.1329$$

$$= 4.5647 \times 520.31^{-0.2} + 0.1329 = 1.4396$$

$$\tau_S = T_F / T_T = 2.3174 \omega^{-0.2} + 0.5514$$

$$= 2.3174 \times 520.31^{-0.2} + 0.5514 = 1.2148$$

ここに,

$$\mu_N : \text{最大曲げモーメントの補正係数 (永続状態)}$$

$$\tau_N : \text{支点反力の補正係数 (永続状態)}$$

$$\mu_S : \text{最大曲げモーメントの補正係数 (変動状態)}$$

$$\tau_S : \text{支点反力の補正係数 (変動状態)}$$

$$M_F : \text{補正後の曲げモーメント (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$T_F : \text{補正後の支点反力 (kN/m)}$$

$$\omega : \text{シミラリティナンバー}$$

$$\omega = \rho \ell_h = 520.31$$

$$\rho : \text{フレキシビリティナンバー}$$

$$\rho = H_T^4 / EI = 21.68 \text{ (m}^3 \text{/MN)}$$

$$H_T : \text{仮想ばりのスパン長 } 10.75 \text{ (m)}$$

$$E : \text{矢板のヤング係数 } 2.0 \times 10^5 \text{ (MN/m}^2 \text{)}$$

$$I : \text{矢板の断面2次モーメント } 3.08 \times 10^{-3} \text{ (m}^4 \text{/m)}$$

$$\ell_h : \text{地盤反力係数 } 24 \text{ (MN/m}^3 \text{)} \text{ (図-6.2.8 より)}$$

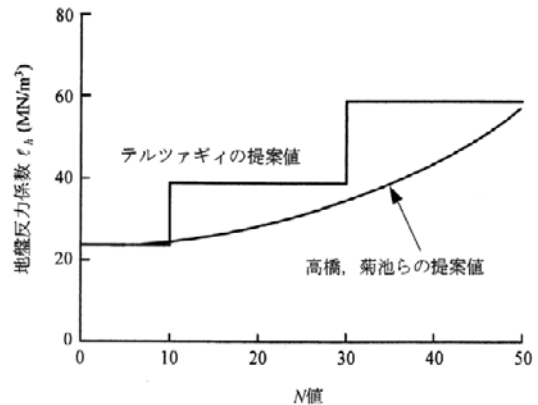


図-6.2.8 N 値と地盤反力係数 (ℓ_h)

以上より, ロウの方法による断面力は次のとおり求められる.

- ・永続状態

$$M_F = \mu_N M_T = 1.3311 \times 576.1 = 766.8 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$T_F = \tau_N T_T = 1.1459 \times 155.2 = 177.8 \text{ (kN/m)}$$

- ・レベル 1 地震動に関する変動状態

$$M_F = \mu_S M_T = 1.4396 \times 1,039.3 = 1,496.2 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$T_F = \tau_S T_T = 1.2148 \times 262.8 = 319.2 \text{ (kN/m)}$$

③ 部材の照査

1. 矢板応力の照査

・永続状態

$$\sigma = \gamma_a \frac{M_{\max d}}{Z} = 1.71 \times \frac{766.8 \times 10^6}{6.28 \times 10^6} = 208 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\leq \sigma_{yd} = 315 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.}$$

・レベル 1 地震動に関する変動状態

$$\sigma = \gamma_a \frac{M_{\max d}}{Z} = 1.14 \times \frac{1,496.2 \times 10^6}{6.28 \times 10^6} = 271 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\leq \sigma_{yd} = 315 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.}$$

ここに、

σ : 矢板に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max d}$: 矢板の最大曲げモーメント (N・mm/m)

$$M_{\max d} = M_F$$

Z : 矢板の断面係数 (mm³/m)

γ_a : 構造解析係数

永続状態 1.71

レベル 1 地震動に関する変動状態 1.14

(表-6.2.1 より)

σ_{yd} : 矢板の曲げ降伏応力度 (N/mm²)

2. ジオグリッド張力の照査

・永続状態

$$T = \gamma_a \frac{R_d}{n} = 1.0 \times \frac{177.8}{4} = 44.5 \text{ (kN/m)}$$

$$\leq T_{Rd} = 60 \text{ (kN/m)} \quad \text{O.K.}$$

・レベル 1 地震動に関する変動状態

$$T = \gamma_a \frac{R_d}{n} = 1.0 \times \frac{319.2}{4} = 79.8 \text{ (kN/m)}$$

$$\leq T_{Rd} = 117 \text{ (kN/m)} \quad \text{O.K.}$$

ここに、

T : ジオグリッドに生じる張力 (kN/m)

R_d : ロウの方法による支点反力 (kN/m)

$$R_d = T_F$$

n : ジオグリッド取付段数 4 (段)

γ_a : 構造解析係数 1.0

T_{Rd} : ジオグリッドの引張強さ (kN/m)

e) 安定照査

① 安定照査に用いる作用

1. 壁体重量およびモーメント

壁体重量およびモーメントの計算を図-6.2.9 および表-6.2.5～表-6.2.8 に示す。

2. 壁体慣性力およびモーメント

1.より、レベル 1 地震動作用時の壁体慣性力およびそのモーメントは以下のとおりとなる。

・海底面以上

$$\text{慣性力} : 6,510.4 \times 0.22 = 1,432.3 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{モーメント} : 45,521.2 \times 0.22 = 10,014.7 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

・仮想固定点以上

$$\text{慣性力} : 6,851.5 \times 0.22 = 1,507.3 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{モーメント} : 67,284.3 \times 0.22 = 14,802.5 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

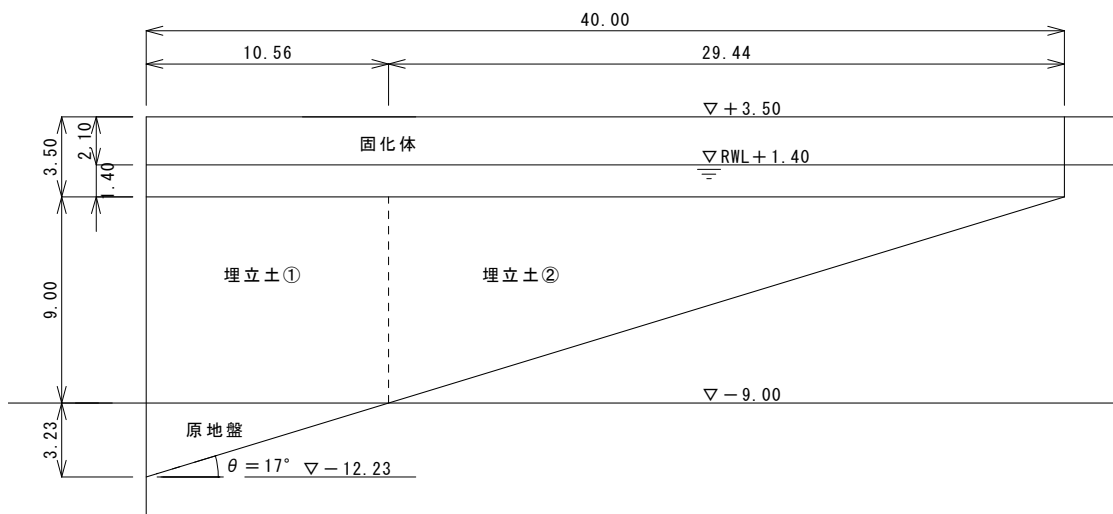


図-6.2.9 壁体重量の算定区分

表-6.2.5 壁体の有効重量およびモーメント (海底面以上)

区分	形状寸法 (m)	個数	体積 V (m ³)	w_i or w' (kN/m ³)	重量 W (kN)	作用位置		モーメント	
						x (m)	y (m)	$W \cdot x$ (kN·m)	$W \cdot y$ (kN·m)
固化体(気中)	40.00×2.10	1	84.00	14.00	1,176.0	20.00	11.45	23,520.0	13,465.2
固化体(水中)	40.00×1.40	1	56.00	4.00	224.0	20.00	9.70	4,480.0	2,172.8
埋立土①	10.56×9.00	1	95.04	10.00	950.4	5.28	4.50	5,018.1	4,276.8
埋立土②	1/2×29.44×9.00	1	132.48	10.00	1,324.8	20.37	6.00	26,990.6	7,948.8
合計			367.52		3,675.2	16.33	7.58	60,008.7	27,863.6

表-6.2.6 壁体の全重量およびモーメント (海底面以上)

区分	形状寸法 (m)	個数	体積 V (m ³)	w (kN/m ³)	重量 W (kN)	作用位置		モーメント	
						x (m)	y (m)	$W \cdot x$ (kN·m)	$W \cdot y$ (kN·m)
固化体	40.00×3.5	1	140.00	14.00	1,960.0	20.00	10.75	39,200.0	21,070.0
埋立土①	10.56×9.00	1	95.04	20.00	1,900.8	5.28	4.50	10,036.2	8,553.6
埋立土②	1/2×29.44×9.00	1	132.48	20.00	2,649.6	20.37	6.00	53,981.2	15,897.6
合計			367.52		6,510.4	15.85	6.99	103,217.4	45,521.2

表-6.2.7 壁体の有効重量およびモーメント (仮想固定点以上)

区分	形状寸法 (m)	個数	体積 V (m ³)	w_i or w' (kN/m ³)	重量 W (kN)	作用位置		モーメント	
						x (m)	y (m)	$W \cdot x$ (kN·m)	$W \cdot y$ (kN·m)
固化体(気中)	40.00×2.10	1	84.00	14.00	1,176.0	20.00	14.68	23,520.0	17,263.7
固化体(水中)	40.00×1.40	1	56.00	4.00	224.0	20.00	12.93	4,480.0	2,896.3
埋立土①	10.56×9.00	1	95.04	10.00	950.4	5.28	7.73	5,018.1	7,346.6
埋立土②	1/2×29.44×9.00	1	132.48	10.00	1,324.8	20.37	9.23	26,990.6	12,227.9
原地盤	1/2×10.56×3.23	1	17.05	10.00	170.5	3.52	2.15	600.3	367.2
合計			384.57		3,845.7	15.76	10.43	60,609.0	40,101.7

表-6.2.8 壁体の全重量およびモーメント (仮想固定点以上)

区分	形状寸法 (m)	個数	体積 V (m ³)	w (kN/m ³)	重量 W (kN)	作用位置		モーメント	
						x (m)	y (m)	$W \cdot x$ (kN·m)	$W \cdot y$ (kN·m)
固化体	40.00×3.5	1	140.00	14.00	1,960.0	20.00	13.98	39,200.0	27,400.8
埋立土①	10.56×9.00	1	95.04	20.00	1,900.8	5.28	7.73	10,036.2	14,693.2
埋立土②	1/2×29.44×9.00	1	132.48	20.00	2,649.6	20.37	9.23	53,981.2	24,455.8
原地盤	1/2×10.56×3.23	1	17.05	20.00	341.1	3.52	2.15	1,200.6	734.5
合計			384.57		6,851.5	15.24	9.82	104,418.0	67,284.3

3. 土圧およびモーメント

壁体に作用する土圧は、土圧作用面が鉛直面となす角 ψ を考慮してクーロンの式により算定する。算定した土圧およびそのモーメントを表-6.2.9～表-6.2.18に示す。

表-6.2.9 壁体に作用する主働土圧分布
(永続状態)

標高 (m)	層厚 (m)	区分	w_t or w' (kN/m^3)	ϕ ($^\circ$)	δ ($^\circ$)	c (kN/m^2)	ψ ($^\circ$)	震度 k_h or k_h'	土圧係数 $K_a \cos \delta$	土圧強度 p_a (kN/m^2)
+3.50 +1.40	2.10	埋立土 (気中)	18.0	30.0	15.0	—	0.0	0.000	0.291	5.82 16.83
+1.40 ±0.00	1.40	埋立土 (水中)	10.0	30.0	15.0	—	0.0	0.000	0.291	16.83 20.90
±0.00 -9.00	9.00	埋立土 (水中)	10.0	30.0	15.0	—	-73.0	0.000	0.094	6.73 15.17
-9.00 -12.23	3.23	原地盤 (水中)	10.0	30.0	15.0	—	-73.0	0.000	0.094	15.17 18.20

表-6.2.10 壁体に作用する主働土圧およびモーメント
(永続状態・海底面以上)

標高 (m)	水平土圧		作用高さ y (m)	モーメント $P_H \cdot y$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)
	計算式	P_H (kN/m)		
+3.50	$1/2 \times 5.82 \times 2.10$	6.11	11.80	72.1
+1.40	$1/2 \times 16.83 \times 2.10$	17.67	11.10	196.2
+1.40	$1/2 \times 16.83 \times 1.40$	11.78	9.93	117.0
±0.00	$1/2 \times 20.90 \times 1.40$	14.63	9.47	138.5
±0.00	$1/2 \times 6.73 \times 9.00$	30.29	6.00	181.7
-9.00	$1/2 \times 15.17 \times 9.00$	68.27	3.00	204.8
		148.74		910.3

表-6.2.11 壁体に作用する主働土圧およびモーメント
(永続状態・仮想固定点以上)

標高 (m)	水平土圧		作用高さ y (m)	モーメント $P_H \cdot y$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)
	計算式	P_H (kN/m)		
+3.50	$1/2 \times 5.82 \times 2.10$	6.11	15.03	91.8
+1.40	$1/2 \times 16.83 \times 2.10$	17.67	14.33	253.2
+1.40	$1/2 \times 16.83 \times 1.40$	11.78	13.16	155.1
±0.00	$1/2 \times 20.90 \times 1.40$	14.63	12.70	185.8
±0.00	$1/2 \times 6.73 \times 9.00$	30.29	9.23	279.5
-9.00	$1/2 \times 15.17 \times 9.00$	68.27	6.23	425.3
-9.00	$1/2 \times 15.17 \times 3.23$	22.88	2.15	49.3
-12.23	$1/2 \times 18.20 \times 3.23$	29.39	1.08	31.6
		201.02		1,471.7

表-6.2.12 壁体に作用する受働土圧分布
(永続状態)

標高 (m)	層厚 (m)	区分	w' (kN/m^3)	ϕ ($^\circ$)	δ ($^\circ$)	c (kN/m^2)	ψ ($^\circ$)	震度 k_h'	土圧係数 $K_p \cos \delta$	土圧強度 p_p (kN/m^2)
-9.00	3.23	原地盤 (水中)	10.0	30.0	-15.0	-	0.0	0.000	4.807	0.00
-12.23										155.50

表-6.2.13 壁体に作用する受働土圧およびモーメント
(永続状態・仮想固定点以上)

標高 (m)	水平土圧		作用高さ y (m)	モーメント $P_H \cdot y$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)
	計算式	P_H (kN/m)		
-9.00	$1/2 \times 0.00 \times 3.23$	0.00	2.15	0.0
-12.23	$1/2 \times 155.50 \times 3.23$	251.13	1.08	270.4
		251.13		270.4

表-6.2.14 壁体に作用する主働土圧分布
(レベル1地震動に関する変動状態)

標高 (m)	層厚 (m)	区分	w_t or w' (kN/m^3)	ϕ ($^\circ$)	δ ($^\circ$)	c (kN/m^2)	ψ ($^\circ$)	震度 k_h or k_h'	土圧係数 $K_a \cos \delta$	土圧強度 p_a (kN/m^2)
+3.50	2.10	埋立土 (気中)	18.0	30.0	15.0	-	0.0	0.220	0.456	4.56
+1.40										21.78
+1.40	1.40	埋立土 (水中)	10.0	30.0	15.0	-	0.0	0.248	0.484	23.14
± 0.00										29.91
± 0.00	9.00	埋立土 (水中)	10.0	30.0	15.0	-	-73.0	0.342	0.028	1.73
-9.00										4.24
-9.00	3.23	原地盤 (水中)	10.0	30.0	15.0	-	-73.0	0.395	0.066	7.80
-12.23										9.46

表-6.2.15 壁体に作用する主働土圧およびモーメント
(レベル1地震動に関する変動状態・海底面以上)

標高 (m)	水平土圧		作用高さ y (m)	モーメント $P_H \cdot y$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)
	計算式	P_H (kN/m)		
+3.50	$1/2 \times 4.56 \times 2.10$	4.79	11.80	56.5
+1.40	$1/2 \times 21.78 \times 2.10$	22.87	11.10	253.8
+1.40	$1/2 \times 23.14 \times 1.40$	16.20	9.93	160.9
± 0.00	$1/2 \times 29.91 \times 1.40$	20.94	9.47	198.2
± 0.00	$1/2 \times 1.73 \times 9.00$	7.79	6.00	46.7
-9.00	$1/2 \times 4.24 \times 9.00$	19.08	3.00	57.2
		91.66		773.4

表-6.2.16 壁体に作用する主働土圧およびモーメント
(レベル1地震動に関する変動状態・仮想固定点以上)

標高 (m)	水平土圧		作用高さ y (m)	モーメント $P_H \cdot y$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)
	計算式	P_H (kN/m)		
+3.50	$1/2 \times 4.56 \times 2.10$	4.79	15.03	72.0
+1.40	$1/2 \times 21.78 \times 2.10$	22.87	14.33	327.7
+1.40	$1/2 \times 23.14 \times 1.40$	16.20	13.16	213.2
± 0.00	$1/2 \times 29.91 \times 1.40$	20.94	12.70	265.8
± 0.00	$1/2 \times 1.73 \times 9.00$	7.79	9.23	71.9
-9.00	$1/2 \times 4.24 \times 9.00$	19.08	6.23	118.9
-9.00	$1/2 \times 7.80 \times 3.23$	12.60	2.15	27.1
-12.23	$1/2 \times 9.46 \times 3.23$	15.28	1.08	16.4
		119.53		1,113.0

表-6.2.17 壁体に作用する受働土圧分布
(レベル1地震動に関する変動状態)

標高 (m)	層厚 (m)	区分	w' (kN/m ³)	ϕ (°)	δ (°)	c (kN/m ²)	ψ (°)	震度 k_h'	土圧係数 $K_p \cos \delta$	土圧強度 p_p (kN/m ²)
-9.00	3.23	原地盤 (水中)	10.0	30.0	-15.0	-	0.0	0.440	2.843	0.00
-12.23										91.96

表-6.2.18 壁体に作用する受働土圧およびモーメント
(レベル1地震動に関する変動状態・仮想固定点以上)

標高 (m)	水平土圧		作用高さ y (m)	モーメント $P_H \cdot y$ (kN・m/m)
	計算式	P_H (kN/m)		
-9.00	$1/2 \times 0.00 \times 3.23$	0.00	2.15	0.0
-12.23	$1/2 \times 91.96 \times 3.23$	148.52	1.08	159.9
		148.52		159.9

4. 残留水圧およびモーメント

壁体に作用する残留水圧およびモーメントを表-6.2.19～表-6.2.20に示す。

表-6.2.19 残留水圧およびモーメント
(海底面以上)

残留水圧		作用高さ y (m)	モーメント $P_w \cdot y$ (kN・m/m)
計算式	P_w (kN/m)		
$1/2 \times 14.14 \times 1.40$	9.90	9.47	93.7
14.14×9.00	127.26	4.50	572.7
	137.16		666.4

表-6.2.20 残留水圧およびモーメント
(仮想固定点以上)

残留水圧		作用高さ y (m)	モーメント $P_w \cdot y$ (kN・m/m)
計算式	P_w (kN/m)		
$1/2 \times 14.14 \times 1.40$	9.90	12.70	125.7
14.14×12.23	172.93	7.73	1,336.8
	182.83		1,462.4

5. 動水圧およびモーメント

レベル1地震動作用時に矢板の海側に作用する負の動水圧は(6.2.6)式により求める。

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k_h \rho_w g H^2 \quad (6.2.6)$$

$$h_{dw} = \frac{3}{5} H$$

ここに、

P_{dw} : 動水圧合力 (kN/m)

k_h : 照査用震度

$\rho_w g$: 海水の単位体積重量 (kN/m³)

H : 水深 (m)

h_{dw} : 水面から動水圧合力作用点までの距離 (m)

動水圧合力およびモーメントは次のとおりである。

$$P_{dw} = \frac{7}{12} \times 0.22 \times 10.1 \times 9.00^2 = 105.0 \text{ (kN/m)}$$

$$h_{dw} = \frac{3}{5} \times 9.00 = 5.40 \text{ (m)}$$

・海底面以上のモーメント

$$P_{dw} \cdot y = 105.0 \times (9.00 - 5.40) = 378.0 \text{ (kN/m)}$$

・仮想固定点以上のモーメント

$$P_{dw} \cdot y = 105.0 \times (12.23 - 5.40) = 717.2 \text{ (kN/m)}$$

6. 作用の集計

永続状態における壁体への作用を表-6.2.21～表-6.2.24に、レベル1地震動に関する変動状態における壁体への作用を表-6.2.25～表-6.2.28に示す。

表-6.2.21 鉛直力およびモーメント
(永続状態・海底面以上)

荷重区分	鉛直力 V (kN/m)	モーメント $V \cdot x$ (kN・m/m)
壁体有効重量	3,675.2	60,008.7
上 載 荷 重	800.0	16,000.0
合 計	4,475.2	76,008.7

表-6.2.22 水平力およびモーメント
(永続状態・海底面以上)

荷重区分	水平力 P (kN/m)	モーメント $P \cdot y$ (kN・m/m)
主 働 土 圧	148.7	910.3
残 留 水 圧	137.2	666.4
合 計	285.9	1,576.7

表-6.2.23 鉛直力およびモーメント
(永続状態・仮想固定点以上)

荷重区分	鉛直力 V (kN/m)	モーメント $V \cdot x$ (kN・m/m)
壁体有効重量	3,845.7	60,609.0
上 載 荷 重	800.0	16,000.0
合 計	4,645.7	76,609.0

表-6.2.24 水平力およびモーメント
(永続状態・仮想固定点以上)

荷重区分	水平力 P (kN/m)	モーメント $P \cdot y$ (kN・m/m)
主 働 土 圧	201.0	1,471.7
受 働 土 圧	-251.1	-270.4
残 留 水 圧	182.8	1,462.4
合 計	132.7	2,663.7

表-6.2.25 鉛直力およびモーメント
(レベル1地震動に関する変動状態・海底面以上)

荷重区分	鉛直力 V (kN/m)	モーメント $V \cdot x$ (kN・m/m)
壁体有効重量	3,675.2	60,008.7
上 載 荷 重	400.0	8,000.0
合 計	4,075.2	68,008.7

表-6.2.26 水平力およびモーメント
(レベル1地震動に関する変動状態・海底面以上)

荷重区分	水平力 P (kN/m)	モーメント $P \cdot y$ (kN・m/m)
壁 体 慣 性 力	1,432.3	10,014.7
主 働 土 圧	91.7	773.4
残 留 水 圧	137.2	666.4
動 水 圧	105.0	378.0
上 載 荷 重 慣 性 力	88.0	1,100.0
合 計	1,854.1	12,932.4

表-6.2.27 鉛直力およびモーメント
(レベル1地震動に関する変動状態・仮想固定点以上)

荷重区分	鉛直力 V (kN/m)	モーメント $V \cdot x$ (kN・m/m)
壁体有効重量	3,845.7	60,609.0
上 載 荷 重	400.0	8,000.0
合 計	4,245.7	68,609.0

表-6.2.28 水平力およびモーメント
(レベル1地震動に関する変動状態・仮想固定点以上)

荷重区分	水平力 P (kN/m)	モーメント $P \cdot y$ (kN・m/m)
壁 体 慣 性 力	1,507.3	14,802.5
主 働 土 圧	119.5	1,113.0
受 働 土 圧	-148.5	-159.9
残 留 水 圧	182.8	1,462.4
動 水 圧	105.0	717.2
上 載 荷 重 慣 性 力	88.0	1,384.2
合 計	1,854.2	19,319.5

② 壁体の滑動に関する照査

壁体の滑動（作用する水平力の釣り合い）に関する照査は、(6.2.3)式により行う。ここに、仮想壁体地面と地盤との摩擦係数 f は次のとおり求められる。

$$f = \tan 30^\circ = 0.577$$

1. 永続状態

耐力 R :

$$\begin{aligned} R &= f_d (V_d \cos \theta - P_d \sin \theta) \cdot \cos \theta \\ &= 0.577 \times (4,645.7 \times \cos 17^\circ - 132.7 \times \sin 17^\circ) \times \cos 17^\circ \\ &= 2,430.0 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

作用 S :

$$\begin{aligned} \gamma_a &= 1.2 \\ S &= \gamma_a P_d = 1.2 \times 132.7 = 159.2 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\therefore R \geq S \quad (R/S = 15.26) \quad \text{O.K.}$$

2. レベル1地震動に関する変動状態

耐力 R :

$$\begin{aligned} R &= f_d (V_d \cos \theta - P_d \sin \theta) \cdot \cos \theta \\ &= 0.577 \times (4,245.7 \times \cos 17^\circ - 1,854.2 \times \sin 17^\circ) \times \cos 17^\circ \\ &= 1,941.2 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

作用 S :

$$\begin{aligned} \gamma_a &= 1.0 \\ S &= \gamma_a P_d = 1.0 \times 1,854.2 = 1,854.2 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\therefore R \geq S \quad (R/S = 1.05) \quad \text{O.K.}$$

③ 壁体の転倒に関する照査

壁体の転倒に関する照査は、回転中心を海底面および矢板の仮想固定点の2箇所として、(6.2.4)式により行う。

1. 続状態

- 海底面を回転中心とした場合

耐力 R :

$$R = V_d x = 76,008.7 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

作用 S :

$$\begin{aligned} \gamma_a &= 1.2 \\ S &= \gamma_a P_d y = 1.2 \times 1,576.7 = 1,892.0 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\therefore R \geq S \quad (R/S = 40.17) \quad \text{O.K.}$$

- 仮想固定点を回転中心とした場合

耐力 R :

$$R = V_d x = 76,609.0 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

作用 S :

$$S = \gamma_a P_d y = 1.2 \times 2,663.7 = 3,196.4 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$\therefore R \geq S \quad (R/S = 23.97) \quad \text{O.K.}$$

2. レベル1地震動に関する変動状態

- 海底面を回転中心とした場合

耐力 R :

$$R = V_d x = 68,008.7 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

作用 S :

$$\begin{aligned} \gamma_a &= 1.1 \\ S &= \gamma_a P_d y = 1.1 \times 12,932.4 = 14,225.6 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\therefore R \geq S \quad (R/S = 4.78) \quad \text{O.K.}$$

- 仮想固定点を回転中心とした場合

耐力 R :

$$R = V_d x = 68,609.0 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

作用 S :

$$S = \gamma_a P_d y = 1.1 \times 19,319.5 = 21,251.5 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$\therefore R \geq S \quad (R/S = 3.23) \quad \text{O.K.}$$

6.3 動的設計法

(1) 動的設計の概要

a) 動的設計法

SG-Wall工法の設計では、最初に6.2節に示す静的設計法によって設定された矢板、固化処理土およびジオグリッドの補強工の断面諸元を設定するが、実際の地震動に対する地盤を構造物の相互作用を考慮した構造物の変位および応力を解析し、動的な荷重に対する安全性を検証する必要がある。SG-Wall工法の設計においては、静的設計法により設定された断面諸元に対して動的FEM解析を実施し、変位量および部材応力の照査をおこなって断面諸元を決定する。現段階では、レベル1地震動に対する動的解析を行うことを標準とし、耐震強化施設についてはレベル2地震動に対する動的解析も行うものとする。

b) 解析手法

動的FEM解析には、5.2節の振動台実験のシミュレーション解析で解析モデルの妥当性が検証されたFLIP(Ver.7.0.3)を用いるものとする。FLIPの解析モデルおよび材料パラメータの設定については、4.2節を参照されたい。ここでは、SG-Wall工法の動的FEM解析を行う上で留意すべき点としてa)固化処理土とジオグリッド間のすべり、b)初期応力の計算手法について述べる。

① 固化処理土とジオグリッド間のすべり

SG-Wall工法は、護岸背面に固化処理土とジオグリッドの複合体で地震時の護岸変位を抑制するものであり、これらの補強効果を動的解析で評価するには、固化処理土とジオグリッド間の応力伝達を適正に評価する必要がある。振動台実験におけるジオグリッドの引張ひずみは、矢板との結合部をピークにして矢板からの離隔に伴い減衰しながらも、矢板から離れた位置においても引張ひずみの発生が見られる。これに対して、動的解析において固化処理土とジオグリッド間のすべりを考慮しない解析を行うとジオグリッドの引張ひずみは、矢板との接合部のみに集中して発生し、固化処理土内のジオグリッドには引張ひずみがほとんど発生しない結果となった。これは固化処理土の引張強度が小さく、矢板の変位に伴う背面地盤の引張力はジオグリッドが負担すると考えられるが、固化処理土とジオグリッド間のすべりを考慮しない場合、固化処理土とジオグリッドは一体化して固化処理土も引張力に抵抗することとなり、ジオグリッドに発生するひずみが小さく評価されると考えられる。しかし、実際には固化処理土内のジオグリッドにも引張ひずみは発生しており、固化処理土とジオグリッド間にはすべり

が生じていると考えられる。よって、SG-Wall工法の補強工を適正に評価するには固化処理土とジオグリッド間にジョイント要素を設けてすべりを考慮する必要がある。このとき、固化処理土とジオグリッド間のせん断抵抗力は引抜試験を実施して設定することが望ましい。

② 初期応力の計算手法

矢板式岸壁に対してFLIPによる動的解析を行う場合、地震時挙動の解析結果は地盤の初期応力条件に大きく影響される。そのため、控え式矢板の場合の動的解析では、

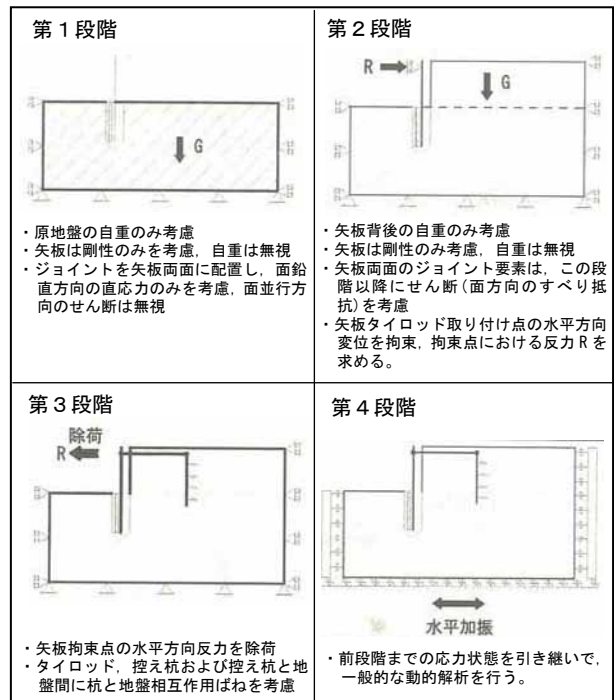


図-6.3.1 控え式矢板の場合の4段階法

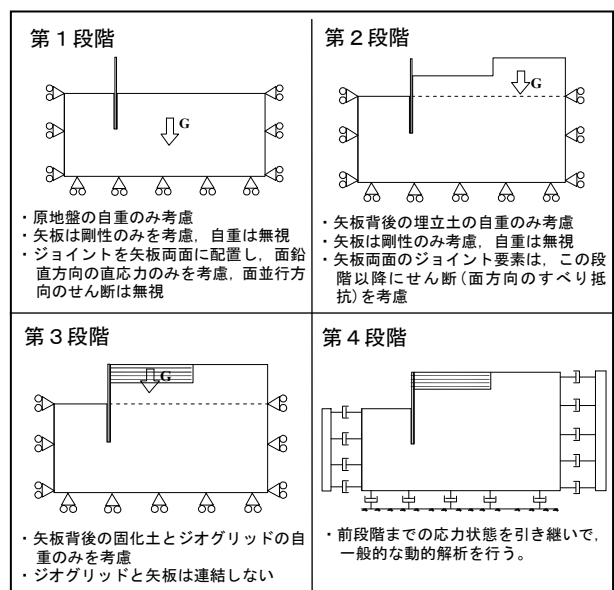


図-6.3.2 SG-Wall工法の場合の4段階法

地盤の初期応力を忠実に再現するために4段階法(井合ら, 2001)が提案されている. 図-6.3.1に4段階法の解析手順を示す. SG-Wall工法の動的解析を実施する場合にも, 地盤の初期応力を忠実に再現するために図-6.3.2のような手順で初期応力を求める.

(2) 設計計算例

a) 解析ケース

6.2において静的設計を実施した実大規模の現場を対象に動的解析を実施した. 表-6.3.1に解析ケースを示す. Case-1は既存の控え矢板式岸壁, Case-2はCase-1から水深を7m→9mに増深, 設計震度を0.2→0.22に耐震性向上を図るために控え矢板式により改築したケースである. これに対してCase-3はSG-Wall工法による改築について固化体の幅40mのケースをおこない, 控え矢板式による改築と比較した.

表-6.3.1 解析ケース

Case	水深 (m)	設計震度	固化体幅	矢板	タイロッド	控え杭
1	-7	0.2	—	鋼矢板VL型	Φ55@2m	H400×408×13×21
2	-9	0.22	—	Φ1000×14t	Φ80@2.14m	Φ1000×12t
3	-9	—	40m	Φ900×12t	—	—

b) 解析条件

図-6.3.3に入力地震動の加速度波形を示す. 入力する地震動は, ポートアイランド波で基盤最大加速度を350Galとした. 図-6.3.4に各ケースの解析モデルを示す. 砂質土はマルチスプリングモデル, 固化処理土は弾性, ジョグリッドは弾性ビーム材料とした. また, 土と構造物の間の滑りと剥離挙動を表現するために, 矢板と砂質土の間, ジョグリッドと固化処理土の間にジョイント要素を配置した. なお, 地盤の初期応力計算には, 実現場で想定される施工過程を考慮した4段階法を用いた.

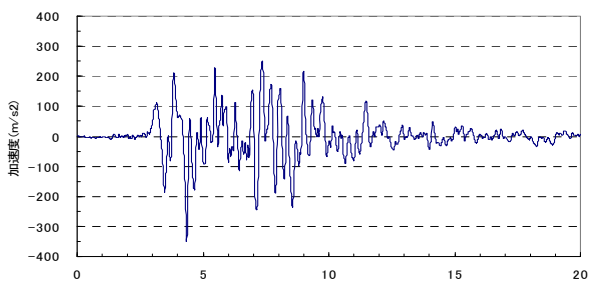


図-6.3.3 入力地震動の加速度波形

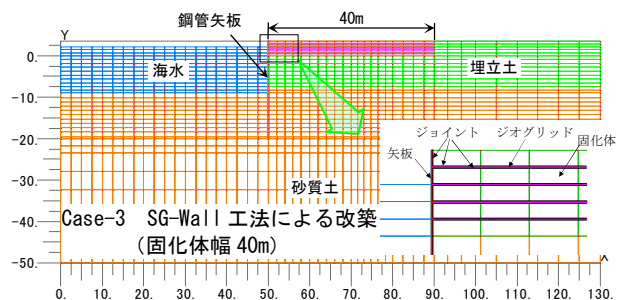
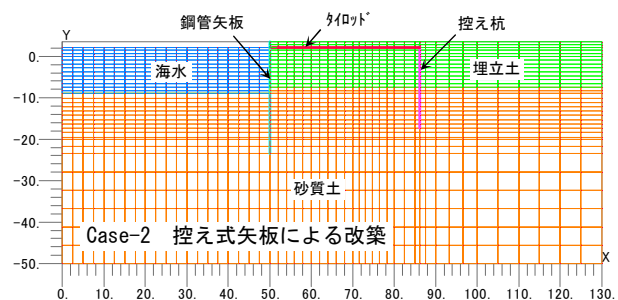
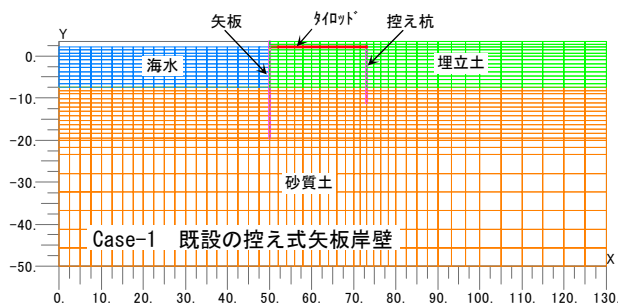


図-6.3.4 各ケースの解析モデル

c) 材料パラメータ

① 砂質土・埋立土 (マルチスプリング要素)

砂質土および埋立土の材料パラメータは等価N値 $N_{65}=25$, 細粒分含有率 $F_c=0$ と仮定し, FLIPの簡易設定法(森田ら, 1997)により求めた. 表-6.3.2に砂質土の材料パラメータを示す.

表-6.3.2 砂質土および埋立土の材料パラメータ

砂質土・埋立土				
初期せん断弾性係数 G_{ma} (kPa)	1.89×10^5	液状化特性	変相角 ϕ_p	28
体積弾性係数 K_{ma} (kPa)	4.95×10^5		s1	0.005
基準化拘束圧 σ_{ma} (kPa)	98		w1	16.91
拘束圧依存係数 m_c/m_k	0.5		p1	0.5
質量密度 ρ (g/cm^3)	1.8		p2	0.499
間隙率 n	0.45		c1	10.61
粘着力 C (kPa)	0			
内部摩擦角 ϕ_f ($^\circ$)	43.31			
ポアソン比 ν	0.33			

② 矢板・タイロッド・控え杭 (線形ビーム要素)

矢板、タイロッドおよび控え杭は線形ビーム要素とし、静的設計により設定された各材料の断面諸元より材料パラメータを設定した。表-6.3.3～表-6.3.5に矢板、タイロッドおよび控え杭の材料パラメータを示す。

表-6.3.3 矢板の材料パラメータ

	材料	ヤング率 $E(\text{kPa})$	質量密度 $\rho(\text{kg/m}^3)$	断面積 (m^2/m)	断面2次 モーメント (m^4/m)
Case-1	鋼矢板 VL型	2.1×10^8	7.8×10^3	2.67×10^{-2}	6.30×10^{-4}
Case-2	鋼管矢板 $\Phi 1000 \times 14\text{t}$	2.1×10^8	7.8×10^3	4.30×10^{-2}	5.26×10^{-3}
Case-3	鋼管矢板 $\Phi 900 \times 12\text{t}$	2.1×10^8	7.8×10^3	3.72×10^{-2}	3.67×10^{-3}

表-6.3.4 タイロッドの材料パラメータ

	材料	ヤング率 $E(\text{kPa})$	質量密度 $\rho(\text{kg/m}^3)$	断面積 (m^2/m)	断面2次 モーメント (m^4/m)
Case-1	$\phi 55$ ピッチ 2m	2.1×10^8	7.8×10^3	1.19×10^{-3}	2.24×10^{-7}
Case-2	$\phi 80$ ピッチ 2.14m	2.1×10^8	7.8×10^3	2.35×10^{-3}	9.39×10^{-8}

表-6.3.5 控え杭の材料パラメータ

	材料	ヤング率 $E(\text{kPa})$	質量密度 $\rho(\text{kg/m}^3)$	断面積 (m^2/m)	断面2次 モーメント (m^4/m)
Case-1	H400×408×13×21 ピッチ 2m	2.1×10^8	7.8×10^3	1.11×10^{-2}	3.39×10^{-4}
Case-2	鋼管杭 $\Phi 1000 \times 12\text{t}$ (SKK490)	2.1×10^8	7.8×10^3	3.7×10^{-2}	4.54×10^{-3}

③ 固化処理土（弾性要素）

固化処理土は弾性要素とし、変形係数Eは固化処理土の引張試験より設定した。表-6.3.6に固化処理土の材料パラメータを示す。

表-6.3.6 固化処理土の材料パラメータ

	ヤング率 $E(\text{kPa})$	ポアソン比 ν	質量密度 $\rho(\text{kg/m}^3)$
Case-3	3.0×10^4	0.2	1.4×10^3

④ ジオグリッド（線形ビーム要素）

ジオグリッドは設計ビーム要素とし、ジオグリッドの引張試験より求めた。表-6.3.7にジオグリッドの材料パラメータを示す。

表-6.3.7 ジオグリッドの材料パラメータ

銘柄	見かけの弾性率 $E(\text{GPa})$	合計断面積 $A(\text{m}^2/\text{m})$	見かけの断面2次モーメント (m^4)
SR110	2.46	5.86×10^{-4}	19.5×10^{-11}

⑤ ジオグリッドと固化処理土間のジョイント要素

ジオグリッドと固化処理土間におけるジョイント要素は、固化処理土における補強材の引抜試験結果を基に設定した。表-6.3.8にジョイント要素の材料パラメータを示す。

表-6.3.8 ジョイント要素の材料パラメータ

垂直方向 接線剛性 K_n (kN/m^3)	せん断方向 接線剛性 K_s (kN/m^3)	粘着力 C_j (kPa)	摩擦角 ϕ_j ($^\circ$)
1.0×10^9	4.414×10^3	12.3	19.9

d) 解析結果

図-6.3.5に加振後の矢板の残留変位と曲げモーメントの深度分布、図-6.3.6に矢板付近の残留変位ベクトルを示す。既設の控え矢板式岸壁(Case-1)に対し、Case-2,3は改築により矢板の水平変位が小さくなっている。また、Case-2,3では、矢板背面の沈下も抑制されており、その沈下量はCase-2よりもCase-3の方が小さく、SG-Wall工法で矢板背面に固化体を構築することにより矢板背面の沈下抑制にも効果があることがわかる。表-6.3.9に各ケースの残留変位および発生応力による補強効果の比較表を示す。図-6.3.6よりSG-Wall工法の固化体幅40mの場合に控え矢板式による改築と同程度の変位拘束効果が見られる。図-6.3.7にCase-3のジオグリッド最大張力を示す。図-6.3.7よりジオグリッドの張力は連結部で最大値を示し、矢板から離れるとほとんど張力は発生していない。ジオグリッドに作用する張力はジオグリッドと固化処理土の剛性比および固化処理土とジオグリッド間のすべりを如何に評価するか依存し、固化処理土をジオグリッド間における摩擦抵抗の評価が今後の課題である。

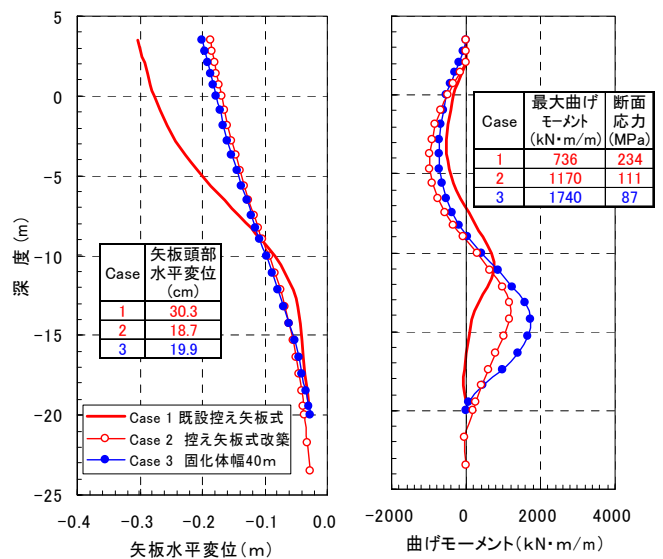


図-6.3.5 矢板の残留変位と曲げモーメントの深度分布

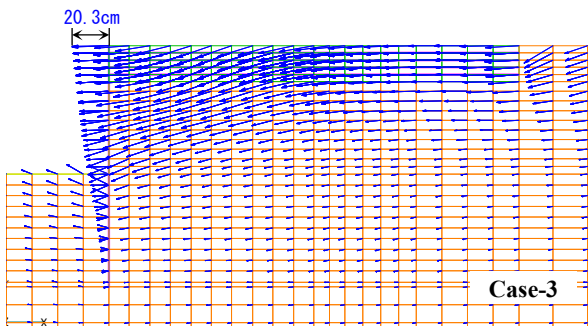
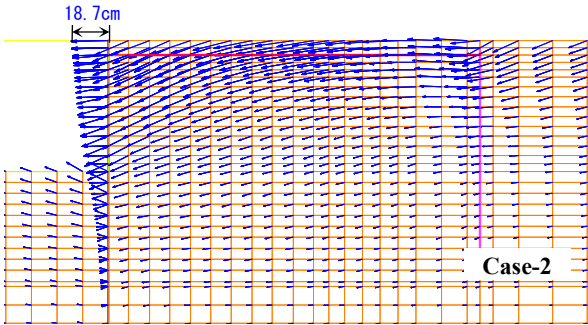
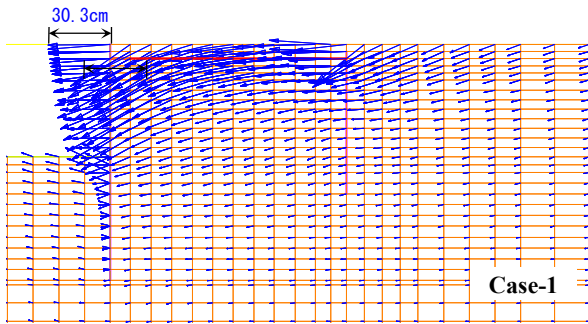


図-6.3.6 加振後の残留変位ベクトル図

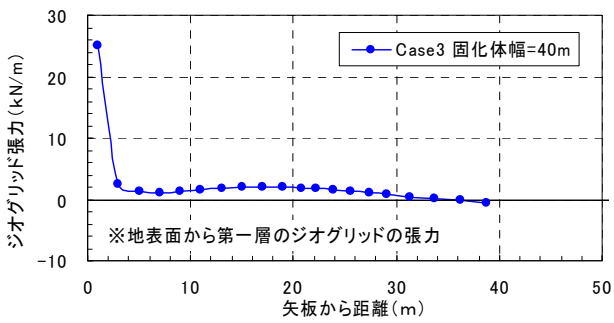


図-6.3.7 ジョグリッドの張力

表-6.3.9 補強効果の比較表

Case		残留変位 (cm)			最大曲げ モーメント	断面応力 (MPa)
		天端	中部	下部		
Case1	既設の控え 矢板式岸壁	30.3	25.6	14.1	736	233.7
Case2	控え矢板式 による改築	18.7 (38%)	14.7 (43%)	10.3 (27%)	1170	111.2
Case3	固化体幅40m	20.3 (33%)	17.3 (32%)	12.2 (13%)	1447	177.4

7. SG-Wall工法の施工方法

研究の主たる目的が耐震補強・増深としているので、既存の控え式矢板岸壁の改築を想定した基本的な施工例を示す。

7.1 施工概要

(1) 施工断面

前面水深-7.5mの控え式矢板岸壁を-9.0mに増深，かつ耐震補強した施工断面(SG-Wall式矢板岸壁)を想定する。

以下に，施工前・後の断面を示す。

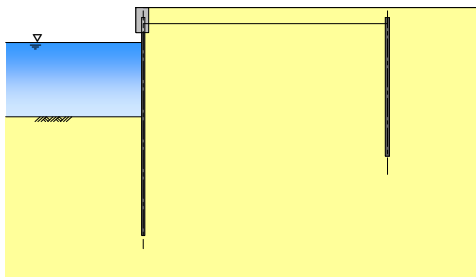


図-7.1.1 控え式矢板岸壁の断面図(施工前)

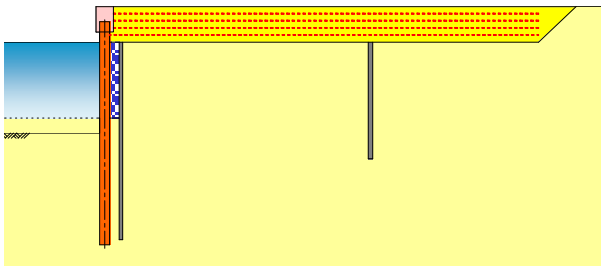


図-7.1.2 SG-Wall 式矢板岸壁の断面図(施工後)

(2) 施工フロー

想定している施工手順を図-7.1.3に示す。

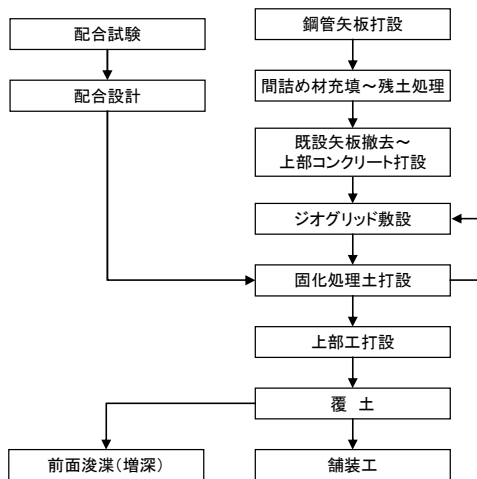


図-7.1.3 SG-Wall 式矢板岸壁の施工フロー図

7.2 配合設計

(1) 固化処理土の配合試験・配合設計

固化処理土の配合試験・配合設計は，使用する工法により技術マニュアル等で定められている考え方に基づいて行う。

ここでは，軟質土固化処理工法の一つとして配合設計がマニュアル化されている管中混合固化処理工法（(財)沿岸技術研究センター，2008）での配合試験・配合設計の手順を示す。

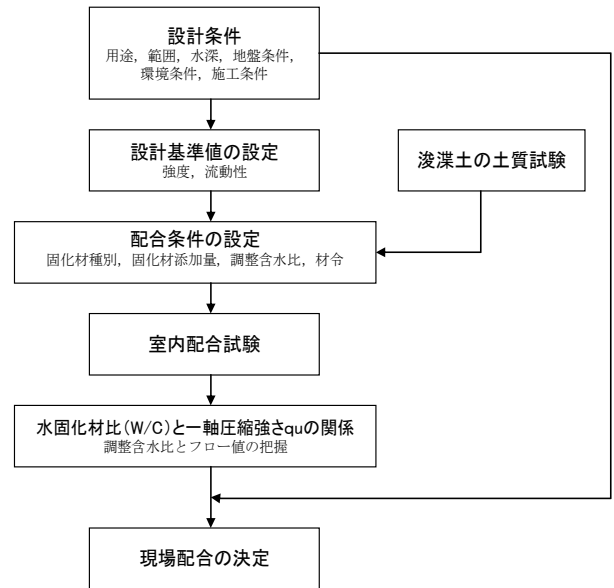


図-7.2.1 配合設計の手順（管中混合固化処理工法）

7.3 施工手順

(1) 鋼管矢板の打設

杭打船（海上施工）または杭打機（陸上施工）により，既設矢板前面に鋼管矢板を打設する。

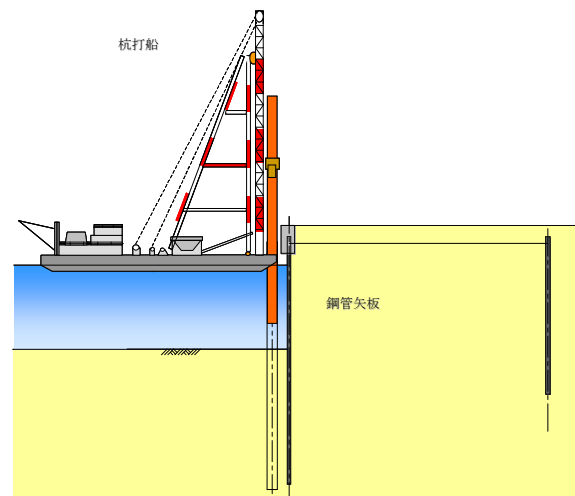


図-7.3.1 鋼管矢板の打設

(2) 間詰め材充填, 背後土砂の掘削, 残土処理

間詰め材は, 再生クラッシュラン等 (C-40) を用い, 既設鋼矢板と鋼管矢板の間に補強固化体の床付け面まで充填する。

背後土砂は, 必要に応じて仮設土留矢板等により端部の土留め対策を講じた上でバックホウ等により掘削する。掘削に際しては, 既設のタイロッドに損傷を与えないよう十分注意する。

残土は, ダンプトラックにより近傍の仮置き場または処分場に運搬する。

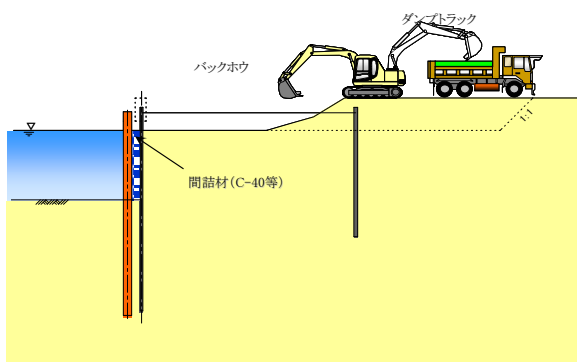


図-7.3.2 間詰め材充填～残土処理

(3) 既設矢板・控え杭頭部の撤去, タイロッド撤去, 連結治具取付け, 上部コンクリート打設

既設矢板と控え杭を固化体の床付け面で切断し撤去する。タイロッドは, 掘削中に既設矢板が自立式としての安定性が確保された時点で撤去する。

その後, 上部工の型枠を組立て, ジオグリッドと連結治具 (アンカー等) を連結し, 上部コンクリートを打設する。

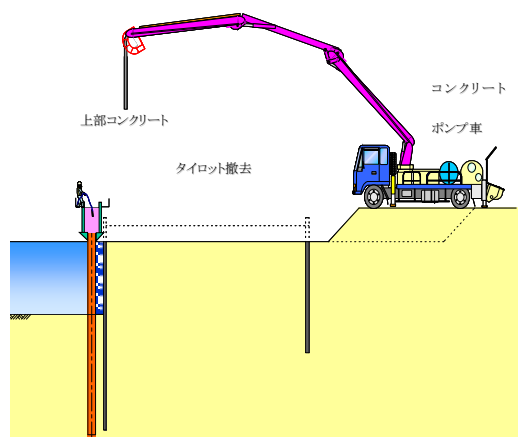


図-7.3.3 既設矢板撤去～上部コンクリート打設

(4) ジオグリッド敷設, 固化処理土打設

ジオグリッドと鋼管矢板を連結する連結材は, 工場加工 (溶接) にて鋼管矢板に取り付けて現場に搬入することが望ましい。現在, 検討しているガイドレール式の連結材を図-7.3.4に示す。

連結材は, ガイドレールとジオグリッドを巻きつけた棒部材から構成されるが, ガイドレールは工場での溶接が可能のため, 現場での作業はジオグリッドの巻きつけだけである。

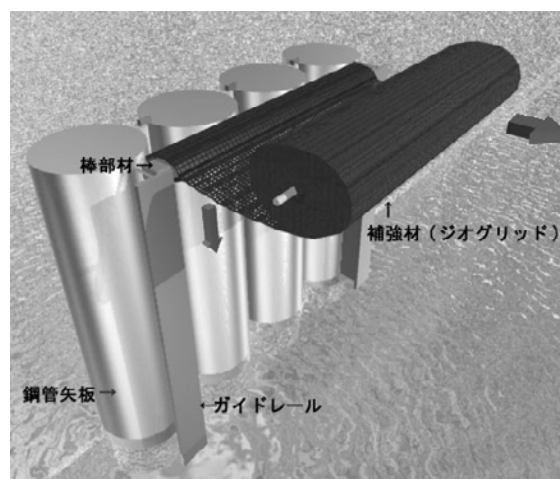


図-7.3.4 連結材の概要

ジオグリッドは, 設計時の内的安定性により決定された所定の間隔に配置されるようにする。陸上で長さ等を加工しロール状にまとめたものを連結治具に固定したうえで展張, 敷設する。

固化処理土は, 原料土として浚渫土や建設残土を用い, 陸上または海上台船上にプラントを設置して適切な配合管理を行いながら製造する。固化処理土の打設を行う際, 管中混合固化処理工法や軽量混合処理工法の場合, 水中打設にあたっては, トレミー管などの打設装置を用いるが, 軽量混合処理土は比重が小さく, トレミー打設の場合でも吐出された形状で残る傾向が見られ, 平坦打設が困難となる。さらに, 事前混合処理工法の場合, 原料土の物性によってはトレミー打設ではなくシュート打設やクラムシェルによる直接打設を行う場合があり, 大きな不陸が発生する可能性があるため, 平坦性が確保できない場合, ジオグリッド敷設までに固化処理土を均しておく必要がある。固化処理土の打設高さは, 施工性を考慮し, 0.5~1m程度になるようジオグリッドの敷設間隔を設定する。

ここでは, ジオグリッドが4層, 固化処理土の打設層厚を70cmとした場合の事例を示す。処理土は, 既往の文献

(久野悟郎, 1997)によれば気中打設の法勾配がフロー値200mm前後の場合に2~5%程度となる。したがって、法勾配を5%とした場合、16mピッチで打設位置を移動すれば平坦性は $\pm 20\text{cm}$ 以内となり、ジオグリッドの最小土被りは50cmになる。

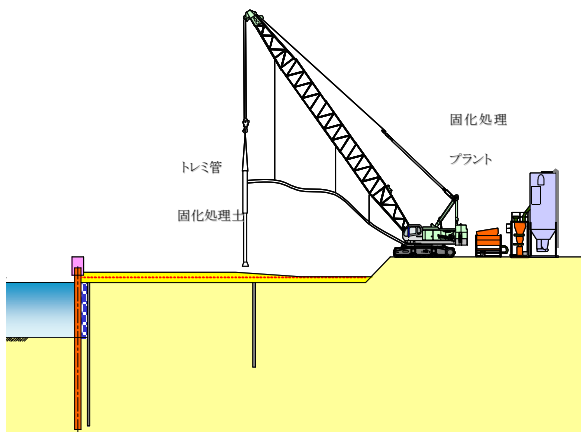


図-7.3.5 ジオグリッド敷設～固化処理土打設

7.4 施工管理

(1) 打設管理

固化処理土の打設は、打設量および打設区画を管理するとともに、周辺構造物の安定や海域などの環境への影響に配慮して行う。打設管理は、打設計画に基づきGPS等の位置出し装置を用いた打設位置、流量計等による打設量などを的確に把握する。また、打設高さをレッド等により管理するとともに、平坦性に大きな影響を及ぼす処理土の流動性をフロー試験等により確認する。

ジオグリッドは、固化処理土の打設によりめくれ上がりなどの展張状態に不具合が生じる可能性がある。打設中はレッド等を用いて展張状態を確認し、不具合が生じた場合には潜水土により適切な処置を講じる。

(2) 品質管理

固化処理土が配合試験に基づく所定の品質を満足できるかを確認するため、施工中は、浚渫土等の原料土の含水比、湿潤密度、固化処理土のフロー値、湿潤密度、モールドサンプリングによる一軸圧縮試験などの品質管理を行う。また、施工後において、その品質の確認が必要な場合は、コーン貫入試験や現位置サンプリングによる一軸圧縮試験などを行う。

(3) 出来形管理

水中施工における出来形管理は、打設範囲を音響測深

器やレッド、あるいは、潜水土による深淺測量などにより管理する。また、陸上施工における出来形管理は、打設範囲をトランシット、レベルなどにより管理する。

(4) 環境管理

SG-Wall 工法における固化処理土の水中打設は、矢板で仕切られた閉鎖区域での施工となる。したがって、周辺海域への水質汚濁の影響はほとんど無いと考えられるが、施工中は、監視地点を設け、水質管理の管理基準を定めて常時監視する。

8. 今後の課題

8.1 SG-Wall 工法に用いる材料

SG-Wall工法に用いる材料は、これまでに多くの実績を積んでいるために大きな課題は残されていない。しかし、今後の信頼性解析に対応させるために強度データの変動係数等を整理する必要がある。また、矢板とジオグリッドの連結部材については、鋼材同士の溶接接合、実現場での取り付け方法などについて実施工を通じて確認する必要がある。

8.2 SG-Wall 工法の設計

6. SG-Wall工法の設計に示した設計法には次のような課題が残されている。

(1) 静的設計法

a) 照査用震度の取り扱い

模型実験や動的解析の結果をふまえ、6.2 静的設計法では、SG-Wall式矢板岸壁の照査用震度の特性値を平成11年の技術基準に記述された(8.2.1)式により算定した値を用いることとした。

$$\left. \begin{array}{l} \alpha \text{ が } 200\text{Gal 以下の場合} \\ k_{hk} = \alpha/g \\ \alpha \text{ が } 200\text{Gal を超える場合} \\ k_{hk} = \frac{1}{3}(\alpha/g)^{1/3} \end{array} \right\} \quad (8.2.1)$$

ここに、

- k_{hk} : 照査用震度の特性値
 α : 地表面における地盤の最大加速度 (Gal)
 g : 重力加速度 (Gal)

一方、平成19年に改訂された技術基準では、照査用震度は、地震動の周波数特性や継続時間の影響等を考慮し、対象構造の変形特性に応じた適切な値とする必要があるとしており、重力式および矢板式構造の照査用震度を求める方法として、1次元地震応答解析から得られる加速度時刻歴を処理するためのフィルターや加速度最大値の補正式などが示されている。

現状のSG-Wall式矢板岸壁の設計においては、静的設計法で設定した断面に対して2次元動的解析を行い、変形量や応力を確認することを標準としており、前述の課題はクリアできている。しかしながら、今後、SG-Wall工法を普及させる上では、他の構造形式と同様、1次元地震応答解析の結果から変形特性などを考慮して照査用震度を求

める方法についても検討していく必要がある。

b) 部分係数法への対応

平成19年の技術基準では、構造形式毎に目標とする信頼性指標と各パラメータの感度に応じた部分係数が示されている。

6.2 静的設計法では、従来設計における許容応力度法や安全率法に相当する構造解析係数を用いることとしたが、今後、動的解析による地震時挙動や破壊モードなどの検証がさらに進んだ段階において、他形式と同様、信頼性解析に基づいた部分係数について検討していくことが望ましい。

(2) 動的設計法

FLIPを用いた動的解析では、ジオグリッドに作用する引張力がジオグリッドと固化処理土の剛性比および固化処理土をジオグリッド間のすべりを如何に評価するか依存するため、固化処理土をジオグリッド間における摩擦抵抗の評価が今後の課題である。

8.3 SG-Wall 工法の施工

SG-Wall工法の施工性については、実施工を通じて確認する必要がある。

現時点で考える主な課題は、以下のとおりである。

- ・ 図-7.3.4に示している矢板への連結材の取付けを現場でスムーズに行う事ができるかどうかを確認する必要がある。
- ・ 固化処理土の間にジオグリッドを敷設するため固化処理土の平坦性の確保が重要となる。

9. 結論

本資料では、固化処理土とジオグリッドの併用による矢板式岸壁（SG-Wall工法）の検討結果をとりまとめた。これは、「固化処理土補強工法（SG-Wall工法）を用いた耐震・増深技術に関する共同研究，(独)港湾空港技術研究所・(財)地域地盤環境研究所・五洋建設(株)・住友金属工業(株)・東亜建設工業(株)・東洋建設(株)・三井化学産資(株)・みらい建設工業(株)：平成18年7月～平成21年3月」において実施した検討の成果の一部である。

まず，1章では，検討の背景として，海洋構造物への補強土工法の適用性についての検討を始めた経緯と，本工法の必要性を述べた。

2章では，関連技術について固化処理土工法，補強土壁工法，既存港湾構造物の増深や耐震補強工法，FLIP解析，これまでに検討してきたSG-Wall工法についてとりまとめた。海洋域での補強土工法の適用性については研究がほとんど実施されておらず，本研究が極めて先駆的なものであり，また，今後に必要な既存港湾構造物の補強工法の検討および開発プロジェクトとしても先駆的なものであることが，既往の研究との比較から明らかとなった。

3章では，SG-Wall工法の概要及び適用目的について整理した。また，本研究から得られた結果を基に推定されるSG-Wall工法の安定機構について紹介している。

4章では，本共同研究で実施した水中振動実験及びFLIP解析から，SG-Wall工法の耐震性能について検討した。その結果，固化体前面の矢板はほとんど傾斜せず固化体と矢板がほぼ一体となって挙動すること，矢板背面が固化処理土と補強材で一体化されている領域ではほとんど曲げモーメントは作用せず，矢板が根入れされている領域では根入れ効果が発揮されて顕著に曲げが発生するモードになることなどが明らかとなった。

5章では，SG-Wall工法に用いる材料の特性について固化処理土，ジオグリッド，固化処理土とジオグリッドの複合構造体，矢板とジオグリッドの連結部材についてそれぞれ整理した。特にジオグリッドについては，6章の設計手法における設計引張り強さを決定するための各種材料係数の算定試験について整理している。

6章では，4章の検討結果を基に静的および動的設計法について検討し，設計手法を提案した。また，静的設計法では実断面を想定した設計計算例を示している。

7章では，施工方法についての概念について述べた。ここでは既設の控え式矢板式岸壁の増深および耐震補強を想定し，施工手順についても詳しく述べている。しかし，

詳細については実施工を通じて確認する必要があることも述べている。

8章では，本資料で提案するSG-Wall工法の今後の課題を整理した。これらの課題を克服することにより，本工法が大きな発展性を秘めた工法であることを述べた。

なお，3章で検討した水中振動実験結果一覧およびFLIP解析結果一覧，SG-Wall工法と既存工法の経済性比較については付録にとりまとめる。今後は，実施工を通じてより合理的な施工法などについての検討を引き続き行っていく予定である。

参考文献

- 井合進, 龍田昌毅, 小堤治, 溜幸生, 山本祐司, 森浩章 (2001): 地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討, 土木学会第 26 回地震工学研究発表会, pp.809-812.
- 池上正春, 増田勝人, 一場武洋, 鶴谷広一, 佐藤茂樹 (2002): 深層混合処理工法により改良され 20 年を経過した海底粘土の健全性, 土木学会第 57 回年次学術講演会, pp.123-124.
- 石塚浩次, 奥村樹郎, 黒山英伸, 堀隆, 石松和宏 (1994): 浚渫粘土を使用した気泡混合処理土の材料特性(その 1), 第 29 回土質工学研究発表会講演集, pp.2415-2416.
- 運輸省第五港湾建設局中部空港調査室 (1999): 管中混合固化処理工法.
- S G M 軽量土工法協会 (2008): S G M 軽量土工法の施工実績.
- (財) 沿岸開発技術研究センター (1989): 事前混合固化処理工法による処理地盤の設計について.
- (財) 沿岸開発技術研究センター (2001): 管中混合固化処理工法技術マニュアル.
- (財) 沿岸技術研究センター (2008a): 管中混合固化処理工法技術マニュアル (改訂版).
- (財) 沿岸技術研究センター (2008b): 事前混合固化処理工法技術マニュアル (改訂版).
- (財) 沿岸技術研究センター (2008c): 港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル (改訂版).
- (財) 沿岸技術研究センター (2008d): 海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル (改訂版).
- 奥村樹郎, 稲垣紘史, 舟田邦雄, 高橋但, 山本実 (1996): 軽量混合処理土を裏込め材に用いたケーソン岸壁の振動台模型実験, 第 31 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1197-1198.
- 菊池喜昭, 北詰昌樹, 川田祐二 (1999): 補強土壁工法の港湾構造物への適用性, 港湾技研資料 No.946, 運輸省港湾技術研究所.
- 岸真裕, 山村和宏, 新舎博, 喜田浩, 高羽泰久, 菅野高弘 (2008): SG-Wall 工法を用いた矢板式岸壁の静的設計法の提案, 土木学会第 63 回年次学術講演会, pp.523-524.
- 港湾事業評価に関する研究委員会 (2004): 港湾投資の評価に関する解説書 2004, (財) 港湾空間高度化環境研究センター.
- 国土交通省 (1999): 港湾の施設の技術上の基準.
- 国土交通省 (2007): 港湾の施設の技術上の基準.
- 小堤治, 井合進, 多島津賀夫, 三輪滋, 中山裕章, 溜幸生, 沢田俊一, 竹島康人, 森浩章 (2001): 変相線を越えた応力空間における塑性せん断仕事の負のダイレタンシーへの寄与について, 第 46 回地盤工学シンポジウム, pp.83-88.
- 小堤治, 塩崎偵郎, 一井康二, 井合進, 森玄 (2004): 二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討, 第 29 回海洋開発シンポジウム論文集.
- 小堤治, 井合進, 一井康二, 納見昭広 (2008): 砂質土の定常状態を考慮するために行った過剰間隙水圧モデルにおける応力経路の修正, 第 43 回地盤工学研究発表会, pp.1797-1798.
- 佐藤恒夫 (2004): 海上空港用地造成への管中混合固化処理工法の適用に関する研究, 港湾空港技術研究所資料 No.1076, 港湾空港技術研究所.
- (社) 地盤工学会 (1986): 土質基礎工学ライブラリー 補強土工法, (社) 地盤工学会, pp.3-7.
- (社) 地盤工学会 (1999): 入門シリーズ 24 補強土入門, (社) 地盤工学会, pp.110-111.
- (社) 地盤工学会 (2000): 地盤工学ハンドブック 第 4 編 第 7 章 補強土構造物, (社) 地盤工学会, pp.1157-1158.
- 善功企, 山崎浩之, 渡辺篤 (1987): セメント混合した砂質土の埋立工法に関する研究, 港湾技研資料 No.579, 運輸省港湾技術研究所.
- 龍岡文夫 (1991): 補強土擁壁の過去・現在・将来—メカニズムからの一考—, 基礎工, Vol.11, pp.8-29.
- 館山勝, 村田修, 龍岡文夫 (1993): 講座「ジオテキスタイルを用いた補強土工法」9. 補強土壁工法—壁面工を考慮した設計—, 土と基礎, Vol.41, No.12, pp.81-88.
- 館山勝, 龍岡文夫, 古関潤一 (1996): 阪神淡路大震災における土構造物の挙動, 土と基礎, Vol.44, No.2, pp.10-13.
- 千葉仁, 中内勲, 中野克彦, 松本浩史, 矢川光弘, 大塚夏彦 (2004): 重力式岸壁裏込め石の地震変形特性に関する現地調査, 海洋開発論文集, 第 20 巻, pp.143-148.
- 土田孝, 奥村樹郎, 井上茂, 橋詰文伯, 高橋但, 八木英樹 (1994): 気泡混合処理土の水中打設, 第 29 回土質工学研究発表会講演集, pp.2413-2414.
- (財) 土木研究センター (2000): ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版.
- 苗村正三, 小野寺誠一 (1993): 講座「ジオテキスタイルを用いた補強土工法」7. 補強土工法—基本的な考え方—, 土と基礎, Vol.41, No.10, pp.91-97.
- (社) 日本埋立浚渫協会 (2003): セメント固化処理土の利

用に関する資料収集報告書.

久野吾郎 (1997) : 土の流動化処理工法, 技報堂出版.

森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博

(1997) : 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.860.

渡部要一, 土田孝, 引屋敷英人, 古野武秀 (2001) : 浚渫

泥土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性及

び材料特性, 港湾技術研究所報告, 第 40 巻, 第 2

号, pp.14-15.

Iai,S., Matsunaga,Y., and Kaneoka,T. (1990) : Strain space

plasticity model for cyclic mobility, Report of Port and

Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56.

Towhata,I. and Ishihara,K. (1985) : Modelling soil behaviour

under principal stress axes rotation, Proc.5th

International Conference on Numerical Methods in

Geomechanics, Vol.1, pp.523-530.

謝 辞

本資料の作成にあたって, 多くの方々から支援・協力をいただいた。水中振動台実験の実施の際には東京電気大学(元港湾空港技術研究所特別研究員)田中智宏氏, 神奈川県(元港湾空港技術研究所派遣職員)枝秀紀氏の協力をいただいた。また, FLIP 解析には同済大学(元財団法人地域地盤環境研究所)叶斌氏の協力をいただいた。ここに記して謝意を表する次第である。

付録-C SG-Wall 工法の経済性比較

静的安定照査の結果に基づき、控え矢板式と控え式矢板で改修した場合（SG-Wall工法）について、延長100mあたりの直接工事費の比較を試みた。以下に、その結果を示す。

以上のことから、SG-Wall 工法は、控え式矢板よりも経済的になることがわかる。

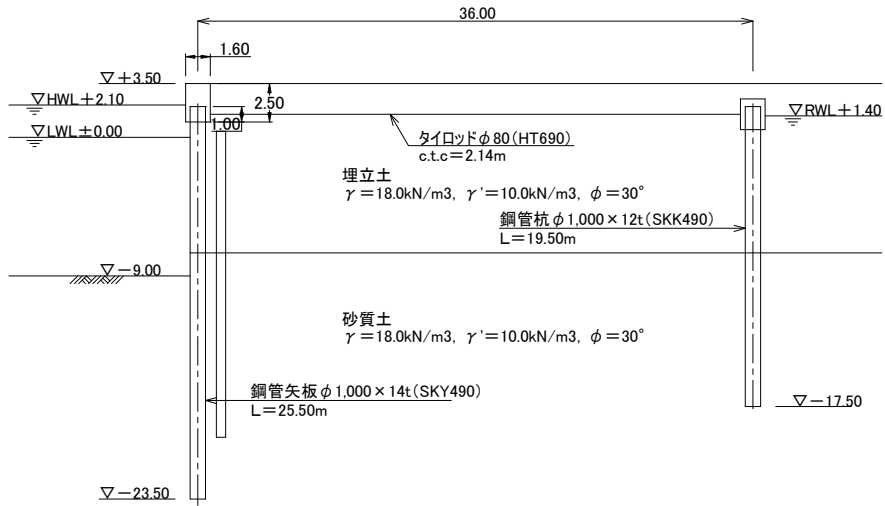


図-D.1 CASE-0

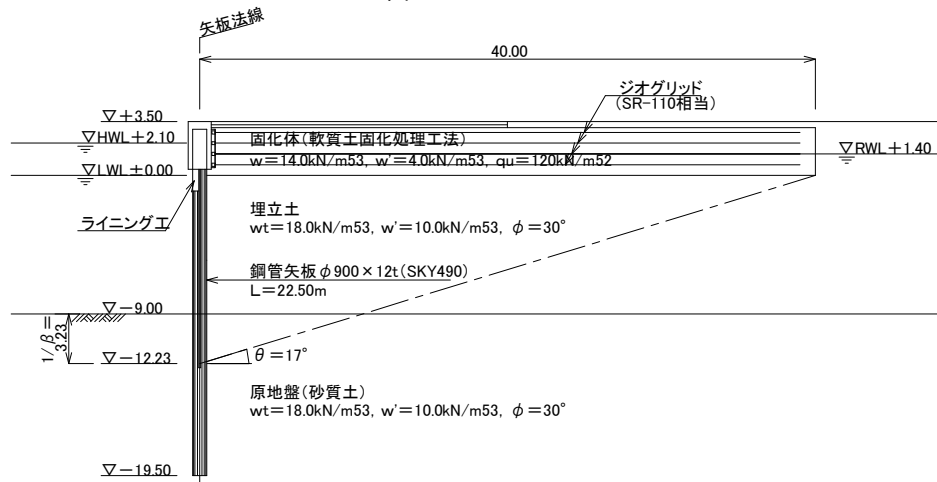


図-D.2 CASE-1

項目	細目	CASE-0	CASE-1 (1/β)
		控え式矢板	W=40m、t=3.5m
固化体	幅(m)		40.0
	厚さ(m)		3.5
	1mあたりの土量(m³/m)		140
	土量(m³)		14,000
	比率	1.00	0.93

港湾空港技術研究所資料 No. 1204

2009. 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 昭和情報プロセス株式会社

Copyright © (2009) 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。