

自 立 式 鋼 矢 板 擁 壁
設計マニュアル

平成 29 年 3 月

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会

一般財団法人 先端建設技術センター

はじめに

自立式鋼矢板擁壁は、根入れ式の柔構造であるため比較的軟弱な地盤への対応性や耐震性に優れるという構造上の特長と、コンクリート擁壁等に比べて狭小なスペースでの壁体構築が可能であるなど施工上の特長をもっている。切土箇所での設置の場合には、擁壁の設置スペース確保のための開削やその仮土留め等が不要となり建設費の縮減効果もあり、近年、自立式鋼矢板擁壁の適用事例が増えている。

しかしながら、「道路土工 擁壁工指針」（社団法人日本道路協会，平成 11 年 3 月）において簡単な構造紹介レベルの記述があるが、具体的な設計法に関しては言及されておらず、河川護岸および港湾岸壁で適用されている設計法を準用しているのが実状である。

このような実状に鑑み、経済的で安全な自立式鋼矢板を用いた道路擁壁の設計法を整備し、社会基盤の整備事業の一助に資することを目指して、この度「自立式鋼矢板擁壁設計マニュアル」を策定した。

本設計マニュアルの作成にあたっては、これまでの実績はもとより、静的・動的遠心载荷模型実験、および地盤の材料特性を評価できる構成モデルを用いた静的・動的有限要素解析により、自立式鋼矢板擁壁の耐震安定性、盛土及び切土の施工過程が自立式鋼矢板擁壁の挙動に及ぼす影響等を実験、解析の両面から検討した。これらの結果を踏まえて、合理的な設計法の構築を図るとともに、性能規定と具体的な性能照査方法を記述することで設計実務者が有効に活用できる内容となっている。

本設計マニュアルの策定にご尽力いただいた「自立式鋼矢板擁壁設計マニュアル検討委員会」および作業にご協力いただいた事務局の皆様にご心より感謝したい。

平成 19 年 12 月

名古屋工業大学 工学部都市社会工学科 教授

中 井 照 夫

自立式鋼矢板擁壁設計マニュアル検討委員会名簿

委員長	中井照夫	名古屋工業大学
委員	大窪克己	(株)高速道路総合技術研究所
	大下武志	(独)土木研究所
	大谷順	熊本大学
	大原泉	国土交通省
	岡原美知夫	(財)先端建設技術センター
	古関潤一	東京大学
	杉田秀樹	(独)土木研究所
	張鋒	名古屋工業大学
	中谷昌一	(独)土木研究所
	[渡邊義臣	国土交通省]

(50音順、[]内は交代委員前任者)

目 次

1 章 総 則	1
1.1 マニュアルの目的	1
1.2 適用範囲	2
1.3 用語の定義	3
2 章 設計の基本方針	5
2.1 設計の基本	5
2.2 鋼矢板擁壁に必要な性能	6
3 章 土質定数	9
3.1 土質定数	9
3.2 土の単位体積重量	9
3.3 砂質土の強度定数	11
3.4 粘性土の強度定数	11
3.5 裏込め土の強度定数	12
4 章 荷 重	13
4.1 荷重の種類	13
4.2 自 重	13
4.3 載荷重	13
4.4 常時の土圧	14
4.5 水 圧	16
4.6 地震の影響	17
4.7 雪荷重	20
4.8 風荷重	20
4.9 衝突荷重	21
4.10 荷重の組合せ	22
5 章 材料	23
5.1 土質材料	23
5.2 鋼矢板	23
5.3 鋼矢板の許容応力度	25
5.4 鉄筋	25
5.5 鉄筋の許容応力度	26
5.6 コンクリート	26
5.7 コンクリートの許容応力度	27
5.8 設計計算に用いるヤング係数	27
5.9 許容応力度の割増し	27
6 章 鋼矢板擁壁の設計	28
6.1 設計の基本	28
6.2 設計地盤面	31
6.3 水平方向地盤反力係数	32
6.4 許容変位量	33
6.5 簡便法による計算	36
6.6 弾塑性法及び動解法による計算	39

7 章 構造細目	42
7.1 排水工	42
7.2 上部コンクリート工	43
7.3 修景工	44

〔参考文献〕	46
--------------	----

〔参考資料〕

資料1 鋼矢板擁壁の設計計算例	48
資料2 鋼矢板擁壁の施工	65
資料3 鋼矢板擁壁の維持管理・補修方法	67
資料4 鋼矢板擁壁に関する遠心載荷模型実験	70
資料5 鋼矢板擁壁の数値解析例	105
資料6 施工過程の影響を考慮した鋼矢板擁壁の実験及び数値解析	110
資料7 鋼矢板擁壁の施工事例及び修景工の例	122
資料8 特殊条件下での構造対応例	124
資料9 鋼矢板の腐食代及び腐食後の断面性能	129

1 章 総 則

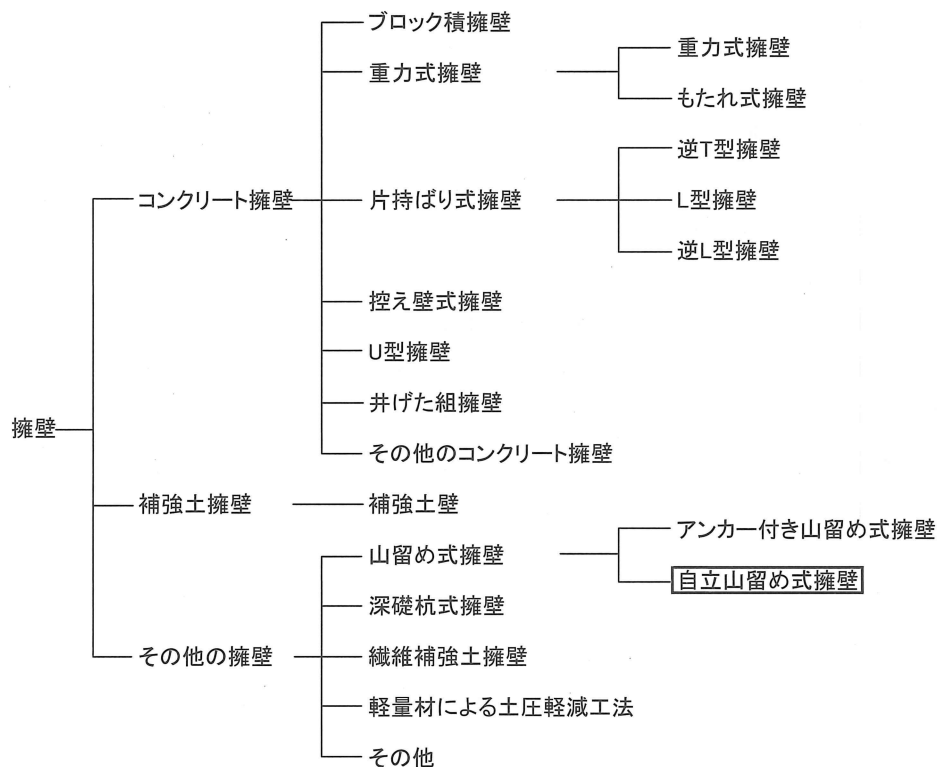
1.1 マニュアルの目的

本設計マニュアルは、道路土工における擁壁としての要求性能を満足する自立式鋼矢板擁壁（以下、「鋼矢板擁壁」という。）を設計する場合の基本的な考え方を示すものである。

【解説】

鋼矢板擁壁は、土圧などの荷重に対し、鋼矢板の曲げ剛性と地盤中への根入れ部での地盤反力により抵抗するものである。一般に擁壁は、用地の制約や地形条件などにより、通常の盛土のり面や切土のり面では安定が保ちえない場合などに用いられる。中でも鋼矢板擁壁は、建設時あるいは完成後において占有面積の少ない擁壁であり、用地制約がある場合には有用な構造形式である。また、地盤中に直接根入れが構築されることから、コンクリート擁壁等では表層部の置換や改良などが必要な場合でも、これらの処置を削減あるいは不要とできるという特長も有している。

一方、鋼矢板擁壁は、「道路土工 擁壁工指針」（社団法人日本道路協会、平成 11 年 3 月）において、解説 図 1.1 に示すように「山留め式擁壁」として位置付けられているが、詳細な設計法等に関する記述がないため、後述する基準・指針類に掲載された鋼矢板護岸としての設計法を準用しているのが実状である。本設計マニュアルは、このような状況に鑑み、道路土工として必要な性能を満足する鋼矢板擁壁を設計する場合の基本的な考え方を示すことを目的としている。



解説 図 1.1 擁壁の分類

【出典】「道路土工 擁壁工指針」（社団法人日本道路協会、平成 11 年 3 月）に加筆

下記に、河川、港湾、水路等の護岸で適用される自立式鋼矢板構造の代表的な基準・指針類を示す。

- ①(社)全国防災協会；災害復旧工事の設計要領，平成18年7月
- ②国土交通省監修、(社)日本港湾協会；港湾の施設の技術上の基準・同解説 第4編 施設編 第5章 係留施設 2.4 自立矢板式係船岸，平成19年7月
- ③水産庁監修、(社)全国漁港漁場協会；漁港・漁場の施設の設計の手引き 第6編 係留施設 4.3 自立矢板式係船岸，平成15年10月
- ④農林水産省農村振興局監修、(社)農業土木学会；土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」 第8章 水路施設の設計 8.1.6 矢板型水路，平成13年2月
- ⑤国土交通省河川局治水課；河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説，Ⅲ．自立式構造の特殊堤編，平成19年3月

1.2 適用範囲

本設計マニュアルは、道路土工において建設される壁高がおおむね4.0m程度以下の鋼矢板擁壁に適用するものとする。

【解説】

本設計マニュアルは、道路土工において建設される鋼矢板擁壁に適用するものとし、建設地点の地盤条件、施工条件および周辺構造物への影響条件などによっても異なるが、壁高がおおむね4.0m程度以下の鋼矢板擁壁に適用するものとする。

本設計マニュアルでは、液状化の可能性のある緩い飽和した砂質土地盤は対象としないものとする。また、河川や港湾等の護岸と兼用される鋼矢板擁壁の場合には、1.1に記載した該当基準・指針類における護岸としての機能を満足するように設計するものとする。

本設計マニュアルに記載のない事項については、下記の基準・指針類に準じて行うものとする。

- ①(社)日本道路協会；道路構造令の解説と運用，平成16年2月
- ②(社)日本道路協会；道路土工要綱，平成2年8月
- ③(社)日本道路協会；道路土工 擁壁工指針，平成11年3月
- ④(社)日本道路協会；道路土工 排水工指針，昭和62年6月
- ⑤(社)日本道路協会；道路土工 軟弱地盤対策工指針，昭和61年11月
- ⑦(社)日本道路協会；道路橋示方書 I 共通編Ⅳ下部構造編，平成14年3月
- ⑧(社)日本道路協会；道路橋示方書 V耐震設計編，平成14年3月

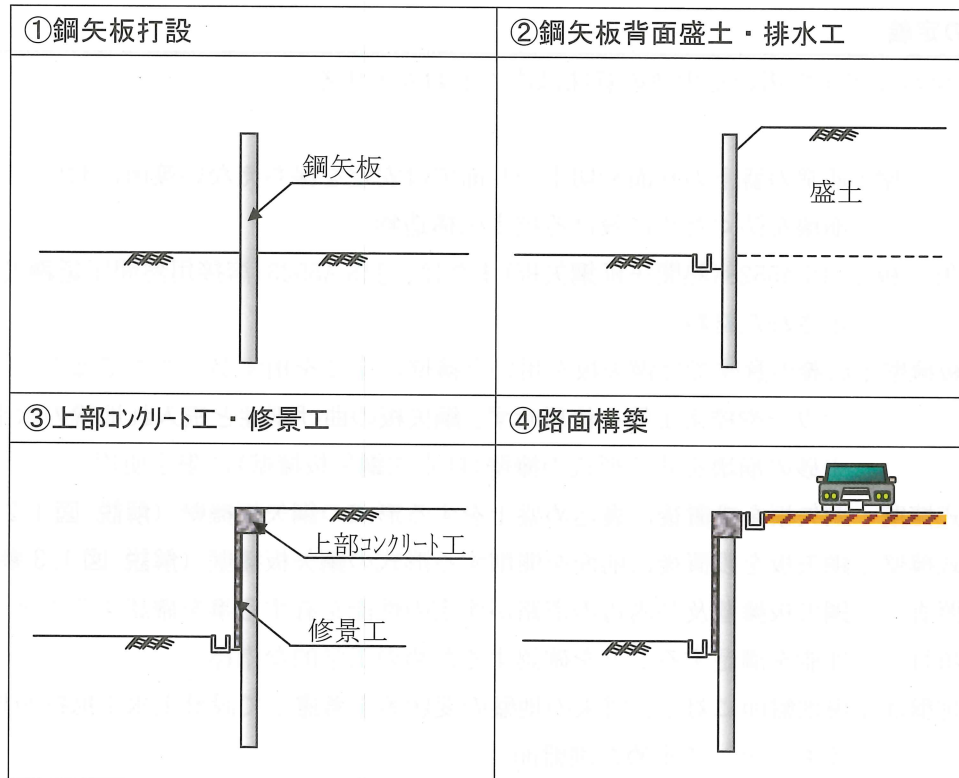
1.3 用語の定義

本設計マニュアルで用いる用語の意味は次のとおりとする。

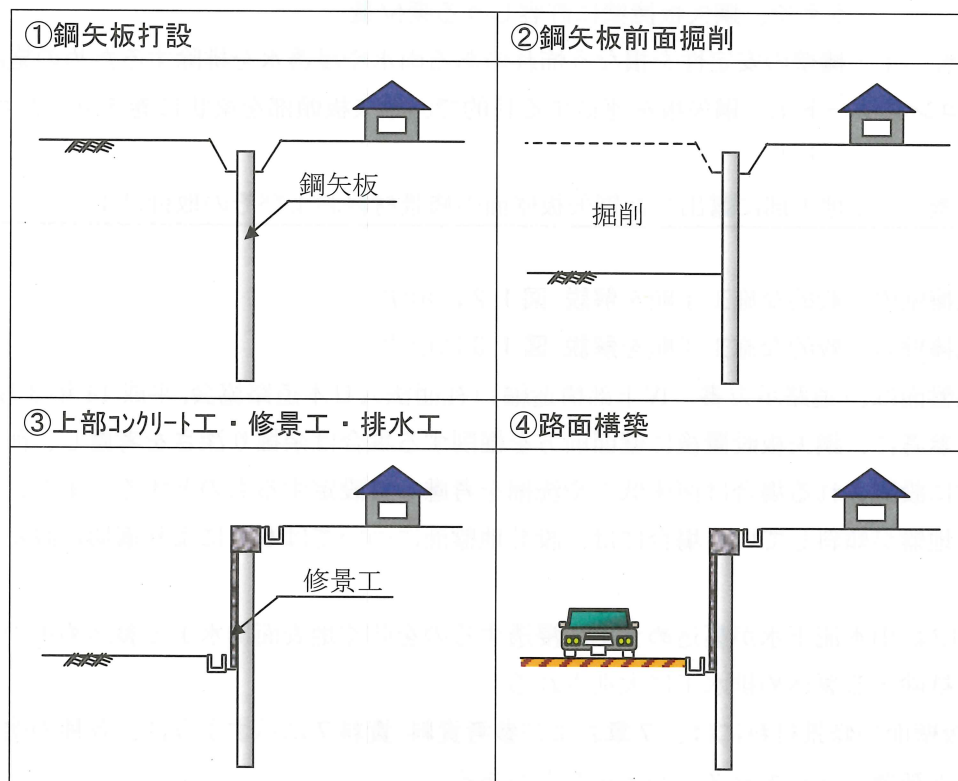
- (1) 擁壁；通常の盛土のり面や切土のり面では安定を保ちえない箇所において、土砂の崩壊を防ぐために設ける抗土圧構造物
- (2) 鋼矢板；JIS A5528(熱間圧延鋼矢板)または、JIS A5523(溶接用熱間圧延鋼矢板)に規定された材料
- (3) 鋼矢板擁壁；広義の意味では鋼矢板を用いた擁壁の全てを指すが、ここではグラウンドアンカーや控え工等を使用せず、鋼矢板の曲げ剛性と根入れ地盤の水平抵抗で土砂の崩壊を防ぐ形式の擁壁(自立式鋼矢板擁壁)に限定使用
- (4) 盛土式擁壁；鋼矢板を設置後に裏込め盛土をする形式の鋼矢板擁壁(解説 図 1.2 参照)
- (5) 切土式擁壁；鋼矢板を設置後に前面を開削する形式の鋼矢板擁壁(解説 図 1.3 参照)
- (6) 性能照査；鋼矢板擁壁及び周辺の道路が所定の性能を有する事を確認すること
- (7) 照査項目；性能を満足することを確認するための工学的な指標
- (8) 設計地盤面；現地地盤面に対し、将来の地盤の変状等を考慮して設計上水平抵抗が期待できるものとして定めた地盤面
- (9) 壁高；設計地盤面から鋼矢板擁壁天端までの高さ
- (10) 許容変位量；鋼矢板擁壁、その前背面の道路および周辺構造物の機能と安全性を保持するうえで、鋼矢板擁壁に許容しうる変位量
- (11) 排水工；擁壁の安定性を損なう恐れのある雨水や浸透水を排除するための施設
- (12) 上部コンクリート工；鋼矢板を連結する目的で、鋼矢板頭部を梁状に巻き立てたコンクリート工
- (13) 修景工；地上部に露出した鋼矢板壁面の修景材料およびその取付け工

【解説】

- (4) 盛土式擁壁の一般的な施工手順を解説 図 1.2 に示す。
- (5) 切土式擁壁の一般的な施工手順を解説 図 1.3 に示す。
- (8) 設計地盤面は、「道路示方書 IV下部構造編」(社団法人日本道路協会, 平成 14 年 3 月) pp. 251～253 を参考に、鋼矢板設置後に壁面前方を掘削する場合は余掘り深さを考慮し、河川などの浸水域内に設置される場合は河床低下や洗掘を考慮して設定するものとする。また、背面地盤及び前面地盤が傾斜している場合には、設計地盤面については 6.2 により適切に設定するものとする。
- (11) 排水工は、雨水流下水が裏込め土中に浸透するのを防ぐ地表面排水工と裏込め中の浸透水を速やかに排除する裏込め排水工に大別される。
- (13) 鋼矢板壁面の修景材料には、7 章および参考資料 資料 7 に示すように、各種の塗覆装、コンクリート被覆、プレキャストパネルなどがある。



解説 図 1.2 盛土式擁壁の施工手順



解説 図 1.3 切土式擁壁の施工手順

2 章 設計の基本方針

2.1 設計の基本

- (1) 鋼矢板擁壁の設計は、鋼矢板擁壁前背面の道路の利用者にとって必要な機能を確保するように行わなければならない。
- (2) 鋼矢板擁壁の設計にあたっては、事前に十分な調査を実施し、耐久性、周辺環境適合性、施工性および維持管理性を考慮して設計しなければならない。

【解説】

- (1) 「道路構造令の解説と運用」(社団法人日本道路協会, 平成 16 年 3 月)によると、道路の持つ機能には大きく交通機能と空間機能があり、さらに交通機能の中には、通行, アクセス, 滞留などの機能があるとされている。これらの道路機能のうち、本設計マニュアルでは、鋼矢板擁壁の自立安定性ととともに、主として車両及び歩行者の通行の確保を目的とした設計について記述している。ただし、道路の持つ機能は多用であり、通行機能以外の必要な機能の確保についても十分配慮して設計しなければならない。

外部からの作用に対して鋼矢板擁壁が安定を保っていても、鋼矢板擁壁の変形に伴って周辺地盤の変状が生じ、特に鋼矢板擁壁の背面地盤において沈下, 傾斜, 水平変形等の変状が生じる。これによって、鋼矢板擁壁前背面の道路の走行性に支障が生じる可能性があり、また、鋼矢板擁壁近傍に建築物がある場合には建築物に損傷が生じる可能性がある。このため、鋼矢板の発生応力の抑制とともに、鋼矢板擁壁の水平変位量及び鋼矢板擁壁の周辺地盤の変状を適切に抑制し、2.2 で規定する性能を満足させ、必要とされる機能を確保しなければならない。

- (2) 鋼矢板擁壁は、設計供用期間を通じて耐久性が確保されるように設計しなければならない。鋼矢板擁壁の耐久性を確保するためには、鋼矢板の腐食による影響を考慮して設計する必要がある。鋼矢板擁壁の供用期間は 100 年程度を想定し、鋼矢板の腐食率は一般的な環境下において 5.2 に基づき設定する。

また、鋼矢板擁壁は、景観や周辺環境との調和、施工および維持管理が容易であることが望ましい。修景工については、7.3 及び参考資料 資料 7 に基づき設計するものとする。鋼矢板擁壁の施工のうち、鋼矢板の打込みについては参考資料 資料 2、維持管理については参考資料 資料 3 を参考にすることができる。

2.2 鋼矢板擁壁に必要な性能

(1) 鋼矢板擁壁に必要な性能は、周辺地盤を含めた挙動として鋼矢板擁壁前背面の道路への影響を考慮し、以下の通り区分する。

性能1：想定する荷重によって道路の健全性が損なわれず道路機能に支障が生じない性能
(通常通行に影響を与えない)

性能2：想定する荷重による道路の損傷が限定的なものにとどまり、道路機能回復のための修復が比較的容易に行いうる性能(通行機能が回復可能な損傷にとどまる)

性能3：想定する荷重による道路の損傷が致命的とならない性能(崩壊せず)

(2) 鋼矢板擁壁に必要な性能は、想定する設計状況及び道路種別に応じて定めるものとし、表2.1を基本とする。鋼矢板擁壁前背面の道路に応じて、対応する性能の確保を目標として設計するものとする。

表 2.1 想定する設計状況と鋼矢板擁壁に必要な性能

想定する設計状況	広域幹線道路 または 緊急輸送道路	左記以外の道路
常時荷重(自重、載荷重、常時の土圧、水圧)、雪荷重、風荷重、衝突荷重、及びこれらの組合せ	性能1	
レベル1地震動による影響が支配的な状況	性能1	
レベル2地震動による影響が支配的な状況	性能2	性能3

【解説】

(1) 鋼矢板擁壁の設計で目標とする性能は、安全性、修復性、使用性のそれぞれの観点から、性能1～3の3段階のレベルを設定した。ここで、安全性とは、鋼矢板擁壁の倒壊及び道路の崩壊等の致命的な損傷が生じず、人命を損なうことのないようにする要求性能、修復性とは、道路の損傷を比較的容易に修復できる要求性能、使用性とは、道路の通行に支障が生じないようにする要求性能をいう。さらに、修復性では、主に被災時の応急復旧による修復性を指す短期的修復性と、本復旧による修復性を指す長期的修復性を考慮する。解説 表 2.1 に性能1～3の設定における安全性、修復性、使用性からの観点を示す。なお、レベル1地震動は鋼矢板擁壁の供用期間中に発生する確率が高い地震動、レベル2地震動は鋼矢板擁壁の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強さをもつ地震動である。

性能1は、常時荷重を考慮する場合及びレベル1地震動による影響を考慮する場合に確保することを目標とするもので、路面の崩壊及び鋼矢板擁壁の倒壊に対する安全性はもちろんのこと、応急復旧を実施しなくても通行機能が確保できることを盛り込んでいる。また、長期的修復に当たる本復旧としても、路面及び鋼矢板擁壁の軽微な修復のみで対応できることを盛り込んでいる。鋼矢板擁壁における軽微な修復とは、鋼矢板本体の補修は必要とせず、鋼矢板以外の修景工や上部コンクリート工の簡易な補修を指すものとする。

性能2は、広域幹線道路または緊急避難道路などに対して、レベル2地震動による影響を考慮する場合に確保することを目標とするもので、安全性の確保とともに、被災後においても路

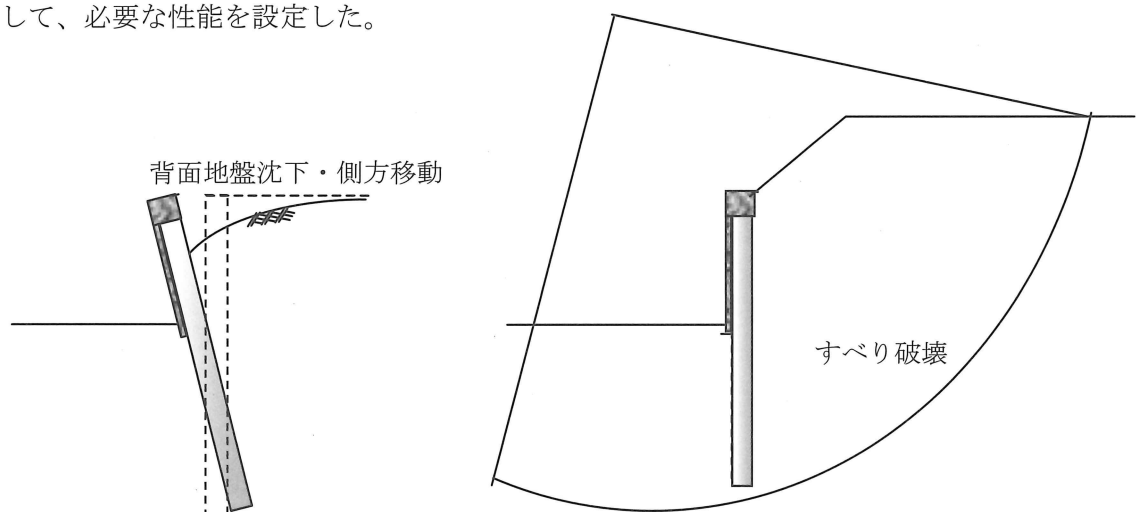
面の応急修復のみで速やかに通行機能が回復できることを盛り込んでいる。また、長期的修復に当たる本復旧では、路面においては比較的容易な復旧工法を対象とし、鋼矢板擁壁においては鋼矢板本体の修復までを必要とし、擁壁を新規に設置するか、または変状が部分的なものであれば鋼矢板擁壁の補強等が必要であることを盛り込んでいる。

性能3は、広域幹線道路及び緊急避難道路以外の道路などに対して、レベル2地震動による影響を考慮する場合に確保することを目標とするもので、鋼矢板擁壁の倒壊や道路の崩壊に対する安全性の確保を盛り込んでおり、修復性及び使用性の観点からの要求性能は含んでいない。

解説 表 2.1 鋼矢板擁壁の性能の観点

性能	安全性	修復性		使用性
		短期的修復性	長期的修復性	
性能1	路面が崩壊しない、 鋼矢板擁壁が倒壊しない	通行機能回復のための修復を必要としない	路面及び鋼矢板擁壁とも軽微な修復でよい	通行機能への支障が生じない
性能2		路面の応急修復により通行機能が回復できる	路面の本復旧が比較的容易である 鋼矢板擁壁の本復旧は新設または修復を行う	道路車線で部分的に通行機能が損なわれるが、速やかに機能回復できる
性能3				

鋼矢板擁壁の破壊形態としては、解説 図 2.2 に示すように鋼矢板擁壁の倒壊、及び鋼矢板擁壁を含む地盤全体の崩壊などが考えられる。参考資料 資料4に示す遠心模型実験においても、大規模地震時は適切な根入れ長や剛性を確保すれば鋼矢板擁壁の倒壊及び地盤の崩壊には至らない。また、鋼矢板擁壁の水平変形及び傾斜に伴って鋼矢板擁壁の背面地盤（主働側）では沈下等の変状が生じる一方で、鋼矢板擁壁の前面地盤（受働側）では変状は小さいことが確認されている。従って、鋼矢板擁壁の自立安定性と、鋼矢板擁壁の周辺地盤の機能に及ぼす影響を考慮して、必要な性能を設定した。



解説 図 2.2 鋼矢板擁壁の破壊形態（左：鋼矢板擁壁の傾斜、右：地盤全体の崩壊）

(2) 「道路橋示方書 V耐震設計編」(社団法人日本道路協会, 平成 14 年 3 月) p. 8 及び「道路震災対策便覧(震前対策編)」(社団法人日本道路協会, 平成 18 年 9 月) pp. 6~7 を参考に、想定する設計状況及び道路の種別に応じて、必要な性能を設定した。

また、鋼矢板擁壁前背面の道路は、「道路震災対策便覧(震前対策編)」(社団法人日本道路協会, 平成 18 年 9 月) pp. 6~7 をもとに、地震被災による機能支障を考え、社会経済活動に著しい影響を及ぼす広域幹線道路、緊急時の活動に大きな影響を及ぼす緊急輸送道路と、それ以外の道路の 2 つに区分した。ただし、この種別は標準的な指標を示したものであり、以下の 1)~4) の観点から、道路機能の消失または低下による影響を考慮して、適宜、必要な性能を設定してもよい。

1) 2 次災害の可能性

鋼矢板擁壁及び鋼矢板擁壁前背面の道路が損傷したとき、それが、他の構造物、施設に影響を及ぼす度合い

2) 利用状況と代替性(リダンダンシー)

通行機能を喪失したときの道路ネットワークの代替性(リダンダンシー)の有無

3) 機能回復の難易度

鋼矢板擁壁及び鋼矢板擁壁前背面の道路が損傷した後に、その機能回復に要する時間、費用の大きさ

4) 通行機能以外の役割と機能の重要度

アクセス機能、滞留機能、空間機能等、通行機能の他に確保すべき機能の選定とその機能の重要度

設計に必要な荷重及び荷重の組合せは、4 章に基づき適切に設定するものとする。

3 章 土質定数

3.1 土質定数

土質定数は、原則として地盤の調査を実施して、その結果を総合的に判断して設定するものとする。

【解説】

鋼矢板擁壁の設計においては、土質定数の設定が作用土圧や地盤反力、あるいは鋼矢板擁壁を含む地盤の全体安定等に大きく影響する。したがって、必要となる土質定数を適切に選択し、地盤の調査を実施することを原則とし、その結果を総合的に判断して、土質定数を設定するものとする。設計に用いる主な土質定数を解説 表 3.1 に示す。

解説 表 3.1 設計に用いる主な土質定数

検討内容	検討項目	必要諸数値
鋼矢板擁壁の設計	土 圧	γ 、 γ' 、 γ_w 、 c 、 ϕ 、 N 値、 δ
	水 圧	γ_w 、地下水位、間隙水圧
	水平方向地盤反力係数	E_0 、 N 値、 c

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

δ : 壁面の摩擦角 (度)

γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

E_0 : 土の変形係数 (kN/m³)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

3.2 土の単位体積重量

土の単位体積重量は、土質試験から得られた実重量を用いることを原則とする。

【解説】

単位体積重量は、一般に単位体積当りの空気中における重量をいい、これには湿潤単位体積重量と乾燥単位体積重量がある。また、水中における単位体積当りの重量を水中単位体積重量という。単位体積重量の測定において、粘性土は乱れの少ない試料採取法が確立しており、原位置を代表する試料が得られるので室内試験によって求めることができる。

湿潤単位体積重量は、土の基本的性質を示す指標の 1 つであり、土の硬さ、締まり具合の推定、土塊の重量、及び間隙比の計算などに用いられる。

土圧や荷重の算定に用いる土の単位体積重量は、土質試験から得られた実重量を用いることを原則とするが、十分な資料が得られない場合には、解説 表 3.2 を参考に設定してもよい。

解説 表 3.2 土の湿潤単位体積重量

(kN/m³)

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂および砂礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂および砂礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	18	

土の水中単位体積重量を用いて土圧を算定する場合には、土の飽和状態と湿潤状態の差を 1.0kN/m³と想定し、土の湿潤単位体積重量から 9.0kN/m³を差し引いた値を用いてよい。

3.3 砂質土の強度定数

砂質土のせん断抵抗角 ϕ は、標準貫入試験による N 値を用いて、式 3.1～式 3.3 によって算定することを標準とする。

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad (\text{ただし、} N > 5) \quad \text{式 3.1}$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \quad \text{式 3.2}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}' (x - h_w) \quad \text{式 3.3}$$

ここに、 ϕ : せん断抵抗角 (度)

σ'_v : 有効上載圧 (kN/m^2) で、標準貫入試験を実施した時点の値

N_1 : 有効上載圧 100 kN/m^2 相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50 \text{ kN/m}^2$ である場合には、 $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$ として算出する。

N : 標準貫入試験による N 値

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_{t2}' : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)

x : 地表面からの深さ (m)

h_w : 地下水位の深さ (m)

【解説】

一般に砂の不攪乱試料の採取は粘性土の場合に比べ技術的に難しく費用も大きい。このため、「道路橋示方書 IV 下部構造編」(社団法人日本道路協会、平成 14 年 3 月) pp. 564～566 に基づき、式 3.1～3.3 により推定してよいこととした。

3.4 粘性土の強度定数

粘性土の粘着力 c は、乱れの少ない試料を採取し、非排水状態において算定することを標準とする。

【解説】

乱れの少ない試料による室内試験や、原位置での他の試験から粘着力 c を求めるものとする。室内試験であれば三軸圧縮試験から求めるのがよいが、軟らかい粘性土においては、乱れの少ない試料による一軸圧縮試験から、一軸圧縮強度 q_u を求め、解説 式 3.1 から粘着力 c を求めてもよい。ただし、室内試験、原位置試験等の十分な資料がない場合には、標準貫入試験による N 値を用いて解説 表 3.3 に示した値を目安として用いてよい。なお、粘性土の非排水せん断強度を用いて設計する場合のせん断抵抗角 ϕ は、 $\phi = 0$ として扱うものとする。

$$c = \frac{1}{2} q_u \quad \text{解説 式 3.1}$$

ここに、 c ：粘着力 (kN/m^2)

q_u ：一軸圧縮強さ (kN/m^2)

解説 表 3.3 粘性土の粘着力と N 値の関係

硬さ	非常に軟らかい	軟らかい	中位	硬い	非常に硬い	固結した
N 値	2 以下	2～4	4～8	8～15	15～30	30 以上
粘着力 c (kN/m^2)	12 以下	12～25	25～50	50～100	100～200	200 以上

3.5 裏込め土の強度定数

裏込め土のせん断定数は、土質試験により求めるが、土質試験を行うことが困難な場合は、表 3.1 の値を用いてもよい。

表 3.1 裏込め土のせん断定数

裏込め土の種類	せん断抵抗角 (ϕ)	粘着力 (c) 注2)
礫 質 土 注1)	35°	—
砂 質 土	30°	—
粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	25°	—

注1) きれいな砂は礫質土の値を用いてもよい。

注2) 上表からせん断抵抗角を推定する場合には、粘着力 c を無視する。

【解説】

ここでのいう裏込め土は、盛土式擁壁の場合に鋼矢板擁壁背面に用いる土質材料である。裏込め土の強度定数は「道路土工 擁壁工指針」(社団法人日本道路協会、平成 11 年 3 月) p.19 に基づき考慮する。表 3.1 は擁壁工で一般的に用いられる裏込め土のせん断定数を経験的に推定した値である。土質試験を行うことが困難な場合は、4.4 による常時土圧及び、4.6 による地震時土圧の算定においては、表 3.1 のせん断抵抗角を用いてよいものとする。

4 章 荷重

4.1 荷重の種類

鋼矢板擁壁の設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。

- ①自 重
- ②載 荷 重
- ③土 圧
- ④水 圧
- ⑤地震の影響
- ⑥雪 荷 重
- ⑦風 荷 重
- ⑧衝突荷重

【解説】

鋼矢板擁壁を設計するときに考慮しなければならない荷重の種類を列挙したものであって、鋼矢板擁壁の設置位置や付帯設備などによって適宜選定するものとし、必ずしも全て採用する必要はない。

4.2 自重

鋼矢板は壁面重量が軽いので鋼矢板の自重を考慮する必要はない。修景及び防食等の目的でコンクリート被覆工を設置する場合や遮音壁等を設置する場合には、その影響を考慮する。

【解説】

鋼矢板擁壁の壁面にコンクリートによる被覆を施す場合は、その自重を考慮する。また、鋼矢板擁壁の頂部に直接遮音壁等の構造物を設置する場合には、その構造物の自重を考慮する。

4.3 載荷重

鋼矢板擁壁の設計で考慮する載荷重は、載荷重の種類、作用状態等を十分に考慮して設定する。

【解説】

鋼矢板擁壁の設計で考慮する載荷重は、鋼矢板擁壁にどのような種類の載荷重がどのような状態で載荷されるかを十分考慮して設計されるものであるが、載荷重の大きさは、一般に $q=10\text{kN/m}^2$ としてよい。ただし、自動車、建設用重機および建築物などが近接し、かつ明らかに 10kN/m^2 では危険側と判断される時は、別途適切な値を考慮しなければならない。また、地震時の設計をする場合の載荷重は、 $q=5\text{kN/m}^2$ を標準として考慮する。

4.4 常時の土圧

鋼矢板擁壁に作用する土圧強度は、式 4.1、式 4.2 により算定することを標準とする。

(i) 砂質土

$$p_A = K_A (\Sigma \gamma h + q) \quad \text{..... 式 4.1}$$

(ii) 粘性土

$$p_A = \Sigma \gamma h + q - 2c \quad \text{..... 式 4.2}$$

ここに、 p_A ：主働土圧強度 (kN/m²)、ただし、 $p_A \geq 0$ とする。

K_A ：クーロン土圧による主働土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right)^2}$$

γ ：土の単位体積重量 (kN/m³)

h ：各層の層厚 (m)

c ：土の粘着力 (kN/m²)

q ：地表面の上載荷重 (kN/m²)

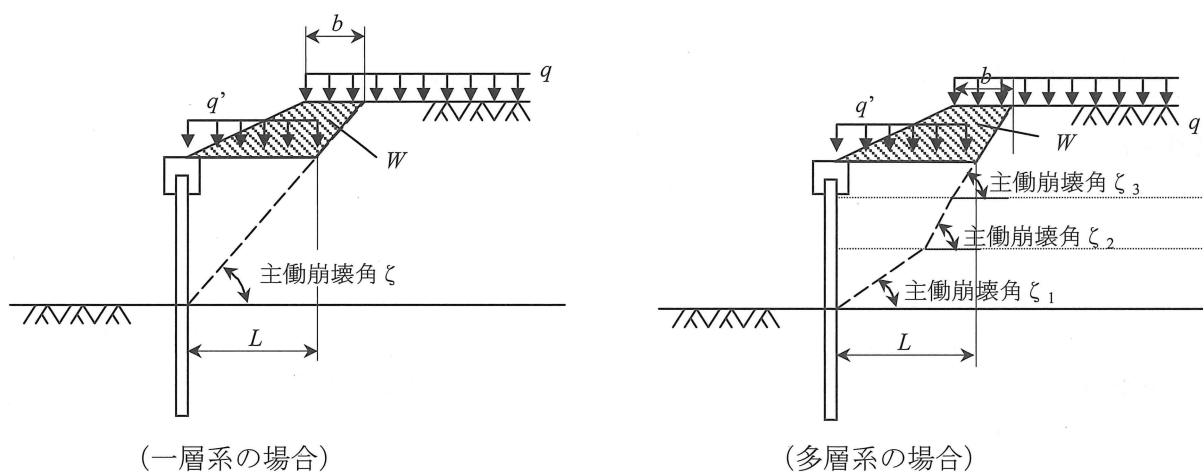
ϕ ：土のせん断抵抗角 (度)

δ ：壁背面と土との壁面摩擦角 (度)

【解説】

自立式鋼矢板擁壁に作用する土圧算定については、その規模が比較的小さい場合にはクーロン土圧式を用いても一般には実態と相違がないため、本設計マニュアルにおいてもクーロン系土圧式を用いるものとする。砂質土の主働土圧における壁面摩擦角 δ は 15° を標準とし、主働土圧強度の水平成分を求める場合には、 p_A に $\cos \delta$ を乗じる。

また、鋼矢板擁壁の背面地盤が平坦でない場合には、解説 図 4.1 に示す盛土部（着色部）の重量とその上の載荷重を解説 式 4.1 により換算した上載荷重 q' が作用するものとする。



解説 図 4.1 換算載荷重の算定

$$q' = \frac{(qb + W)}{L} \leq \gamma h' + q \quad \dots\dots\dots \text{解説 式 4.1}$$

- ここに、 q' : 換算上載荷重 (kN/m²)
 q : 盛土上の載荷重 (kN/m²)
 b : 盛土面における載荷重の載荷幅 (m)
 W : 主働崩壊面で切り取られた盛土重量 (kN/m)
 L : 主働崩壊面が鋼矢板擁壁天端を通る水平面を横切る長さ (m)
 γ : 盛土の単位体積重量 (kN/m³)
 h' : 盛土の高さ (m)

4.5 水圧

鋼矢板擁壁の前背後で水位差が生じる場合には、水圧を考慮するものとする。

【解説】

鋼矢板擁壁には、7.1 により排水工を設置することを原則とし、この場合は、鋼矢板背面の水圧は考慮しなくてもよいが、排水工の設置が困難な場合や排水効果が十分得られない場合は、水圧を考慮する。

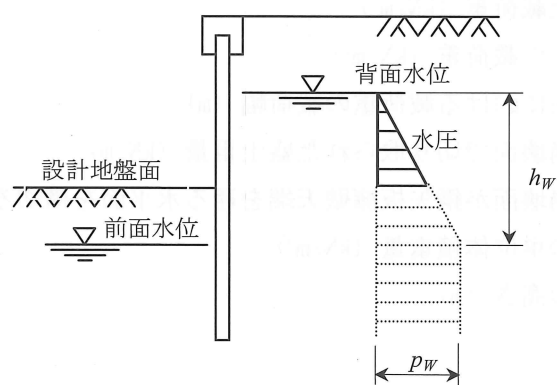
水圧の分布は、鋼矢板擁壁に作用する前背後の静水圧の差とし、前面水位の位置における水圧は、解説 式 4.2 により与えられるものとする。なお、一般的には設計地盤面以下では、水圧は考慮しなくてもよい。

$$p_w = \gamma_w h_w \quad \cdots \cdots \cdots \text{解説 式 4.2}$$

ここに、 p_w ：前面水位位置における水圧 (kN/m²)

γ_w ：水の単位体積重量 (kN/m³)

h_w ：背面水位と前面水位の水位差 (m)



解説 図 4.2 水圧分布

4.6 地震の影響

- (1) 地震の作用に伴い次のものを、地震の影響として考慮するものとする。
- ① 鋼矢板擁壁及び鋼矢板擁壁付帯構造の自重に起因する地震時慣性力
 - ② 背面土の地震時土圧
- (2) 地震時土圧の算定などに用いる設計水平震度は、想定地震動、地域、地盤種別等を考慮して適切に設定するものとする。

【解説】

(1) 地震の影響として①鋼矢板擁壁及び鋼矢板擁壁付帯構造の自重に起因する地震時慣性力、②背面土の地震時土圧を考慮する必要がある。しかし、鋼矢板擁壁の場合には、4.2 で述べたように一般に壁面重量が軽いので地震時慣性力を考慮する必要はないが、鋼矢板擁壁前面に重量の大きいコンクリート被覆等を施した場合や鋼矢板頂部に直接遮音壁等の構造物を設置した場合には、地震時慣性力を考慮する。その場合、コンクリート被覆や遮音壁等の構造物が脱落及び剥落しないように十分な対策を施すものとする。

また、鋼矢板擁壁に作用する地震時の土圧強度は、解説 式 4.3、解説 式 4.4 により算定することを標準とする。土圧強度の水平成分を求める場合には、 p_A に $\cos \delta$ を乗じる。ただし、 $\phi - \theta < 0$ のときは、 $\sin(\phi - \theta) = 0$ として主動土圧係数を算定するものとする。

1) 砂質土

$$p_A = K_A (\sum \gamma h + q) \dots\dots\dots \text{解説 式 4.3}$$

この場合において、

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right)^2}$$

2) 粘性土

$$p_A = \frac{(\sum \gamma h + q) \sin(\zeta + \theta)}{\cos \theta \sin \zeta} - \frac{c}{\cos \zeta \sin \zeta} \dots\dots\dots \text{解説 式 4.4}$$

この場合において、

$$\zeta = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\sum \gamma h + 2q}{2c} \right) \tan \theta}$$

ここに、 p_A , K_A , γ , h , c , q , ϕ , δ は 4.4 に同じである。

$$\theta : \text{地震合成角 } \theta = \tan^{-1} k_h \text{ あるいは } \theta = \tan^{-1} k'_h$$

k_h : 設計水平震度

k'_h : 見かけの震度

ζ : 崩壊面が水平となす角 (度)

3) 見かけの震度

背面水位面以下の地震時土圧は、解説 式 4.5 によって得られる見かけの震度を用いて算定することを標準とする。

$$k_h' = \frac{\gamma}{\gamma - 10} k_h \quad \cdots \cdots \cdots \text{解説 式 4.5}$$

ここに、 k_h' : 水中における見かけの震度

k_h : 設計水平震度

γ : 水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (kN/m³)

(2) 設計水平震度は、「道路土工 擁壁工指針」(社団法人日本道路協会, 平成 11 年 3 月) 及び「道路橋示方書 V 耐震設計編」(社団法人日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に、それぞれ記載されているが、ここでは安全側を考慮して、自重に起因する地震時慣性力及び地震時土圧の算出に用いる設計水平震度は、より大きな設計水平震度となる「道路橋示方書 V 耐震設計編」(社団法人日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に準じて設定するものとした。

地震時土圧の算出に用いる設計水平震度は、解説 式 4.6 により求めるものとする。また、レベル 2 地震動には、タイプ I 地震動及びタイプ II 地震動があるが、設計水平震度としては、値の大きいタイプ II 地震動に対応する値を採用した。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} \quad \cdots \cdots \cdots \text{解説 式 4.6}$$

ここに、 k_h : 設計水平震度 (小数点以下 2 けたに丸める)

k_{h0} : 設計水平震度の標準値で、解説 表 4.1 を用いてもよい。

c_z : 解説 表 4.2 に示す地域別補正係数。ただし、鋼矢板擁壁の設置地点が地域の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとるものとする。

解説 表 4.1 設計水平震度の標準値 k_{h0}

	地盤種別		
	I 種	II 種	III 種
レベル 1 地震動	0.16	0.20	0.24
レベル 2 地震動	0.80	0.70	0.60

解説 表 4.2 地域別補正係数 c_z

地域区分	地域別補正係数
強震帯地域 (A)	1.0
中震帯地域 (B)	0.85
弱震帯地域 (C)	0.70

解説 表 4.2 の地域区分の具体的な対象地域については「道路橋示方書 V 耐震設計編」(社団法人日本道路協会, 平成 14 年 3 月) によるものとする。耐震設計上の地盤種別は、解説 式 4.7 で算出される地盤の特性値 T_g をもとに、解説 表 4.3 により区分するものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots \text{解説 式 4.7}$$

ここに、 T_G : 地盤の特性値 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるとき、地表面から i 番目の地層の番号。

解説 表 4.3 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_G (s)
I 種	$T_G < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_G$

4.7 雪荷重

雪荷重を考慮する必要がある地域においては、鋼矢板擁壁の設置地点の積雪状況や管理の実状に応じて適切な雪荷重を考慮する。

【解説】

雪荷重は「道路土工 擁壁工指針」（社団法人日本道路協会，平成 11 年 3 月）p.36 に基づき考慮する。

十分に圧縮された雪の上を車両が通行する場合、規定の載荷重の他に雪荷重として 1.0kN/m^2 （圧縮された雪で約 15cm 厚）を考慮するものとする。

雪だけが荷重としてかかる場合、雪荷重は、解説 式 4.8 により算出するものとする。雪の平均単位体積重量は、地方や季節などにより異なるが、多雪地域においては一般に 3.5kN/m^3 としてよい。また、設計積雪深は、通常の場合には設置地点における再現期間 10 年に相当する年最大積雪深を考慮すればよい。

$$S_w = P_s \cdot Z_s \cdots \cdots \text{解説 式 4.8}$$

ここに、 S_w ：雪荷重（ kN/m^2 ）

P_s ：雪の平均単位体積重量（ kN/m^3 ）

Z_s ：設計積雪深（m）

4.8 風荷重

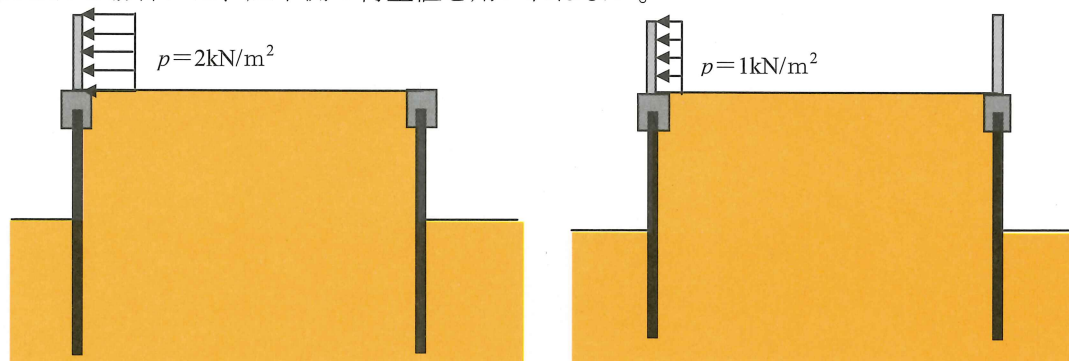
鋼矢板擁壁の頂部に高さ 5m 以下の遮音壁を直接設ける場合には、遮音壁に作用する風荷重 p を考慮する。

【解説】

風荷重は「道路土工 擁壁工指針」（社団法人日本道路協会，平成 11 年 3 月）p. 37 に基づき考慮する。風荷重は遮音壁の側面に直角に作用する水平荷重とし、

風上側： $p=2\text{kN/m}^2$ ，風下側： $p=1\text{kN/m}^2$

とする。風上側とは解説 図 4.3(a) に示すように遮音壁が道路の片側のみに設置され、土圧の作用方向と同じ方向に風荷重が作用する場合である。解説 図 4.3(b) のように遮音壁が道路の両側に設置される場合には、風下側の荷重値を用いればよい。



(a) 遮音壁が道路の片側に設置される場合

(b) 遮音壁が道路の両側に設置される場合

解説 図 4.3 風荷重の載荷方法

4.9 衝突荷重

防護柵は、擁壁頭部に直接設置する場合と擁壁背後に設置する場合がある。

鋼矢板擁壁の頂部に車両用防護柵などを直接設ける場合には、鋼矢板擁壁の頭部に衝突荷重を考慮する。

【解説】

衝突荷重は、防護柵の側面に直角に作用する水平荷重とし、その大きさと作用高さは、防護柵の形式に応じて解説 表 4.4 または解説 表 4.5 に示す通りとする。なお、上部工に直接設置された防護柵に衝突荷重を受けた場合の鋼矢板擁壁の設計においては、上部工の目地間に設置された鋼矢板全数が均等に衝突荷重を負担するものとして取り扱ってよい。なお、目地間隔が 10m を超える場合には、10m を最大長さとする。

解説 表 4.4 たわみ性防護柵の衝突荷重

防護柵の種別	衝撃度 (kJ)	衝突荷重 P(kN)	路面からの荷重 作用高さ*) h (m)
C	45	30	0.6
B	60	30	0.6
A	130	55	0.6
S C	160	60	0.675
S B	280	80	0.76
S A	420	100	0.76
S S	650	130	0.76

*) 作用高さは防護柵の形式によって異なるので注意する。

解説 表 4.5 剛性防護柵の衝突荷重

防護柵の 種 別	衝突荷重 P (kN)			路面からの荷重 作用高さ h (m)
	単スロープ型	フロリダ型	直壁型	
S C	34	35	43	0.8
S B	57	58	72	0.9
S A	86	88	109	1.0
S S	135	138	170	1.0

注) 詳細は、「防護柵の設置基準・同解説」、「車両用防護柵標準仕様・同解説」を参照。

4.10 荷重の組合せ

鋼矢板擁壁の設計において、一般的な荷重の組合せは次の通りである。通常の場合、常時に対しては①および②、地震時に対しては③の組合せについて設計を行うものとする。

①自重＋載荷重＋土圧

②自重＋土圧

③自重＋地震の影響

なお、設置される環境、構造形式、形状寸法などによっては、上記の組合せ荷重に、その他の荷重を付加して設計しなければならない。

【解説】

水圧および雪荷重については、鋼矢板擁壁の設置地点の状況によって上記の①～③の組合せに付加して設計する。また、鋼矢板擁壁の頂部に遮音壁や防護柵を直接取り付ける場合には、風荷重や衝突荷重を付加するが、地震の影響と同時に作用する可能性は小さいので②の組合せに付加して設計してよい。その際には風荷重と衝突荷重が同時に作用する可能性は小さいので、これらの組合せは考慮しなくてもよい。

また、鋼矢板擁壁の頂部に遮音壁や防護柵を直接取り付ける場合には、鋼矢板擁壁の安定性とともに、遮音壁及び防護柵の安定性、特に、作用外力に対して鋼矢板擁壁頂部での取り付け部の安定性と構造強度を確保するように十分留意して設計する必要がある。

5 章 材料

5.1 土質材料

鋼矢板擁壁では、鋼矢板設置後に背面を埋める盛土式擁壁と、鋼矢板設置後に前面を開削する切土式擁壁がある。盛土式擁壁の場合には、裏込め土質が完成後の安定性に大きな影響を与えるので①締固め施工性、②締固め後の強度・圧縮性、③透水性等に配慮して裏込め材の選定を行うものとする。

【解説】

一般的には、粒度分布の良い砂質土が適しているが、環境等への配慮から現地発生土を利用する場合には、上記のような観点から土質材料を選定し、そのままの状態では裏込め材として適さない場合には、土質改良などを行って利用するものとする。なお、切土式擁壁の場合には、現地盤をそのまま鋼矢板擁壁背後に利用することが多い。盛土工及び切土工は、**参考資料 資料 2**に基づき適切に施工するものとする。

5.2 鋼矢板

- (1) 鋼矢板擁壁に用いる鋼矢板は、JIS A 5523（溶接用熱間圧延鋼矢板）または JIS A 5528（熱間圧延鋼矢板）の規格に適合するものを使用する。
- (2) ハット形鋼矢板を用いる場合には全断面有効（断面性能の有効率は 100%）とし、U 形鋼矢板を用いる場合には、断面性能の有効率を考慮して適宜断面性能を低減して構造計算を行う。
- (3) 設計に用いる鋼矢板の腐食代は片面 1mm（両面 2mm）を標準とする。

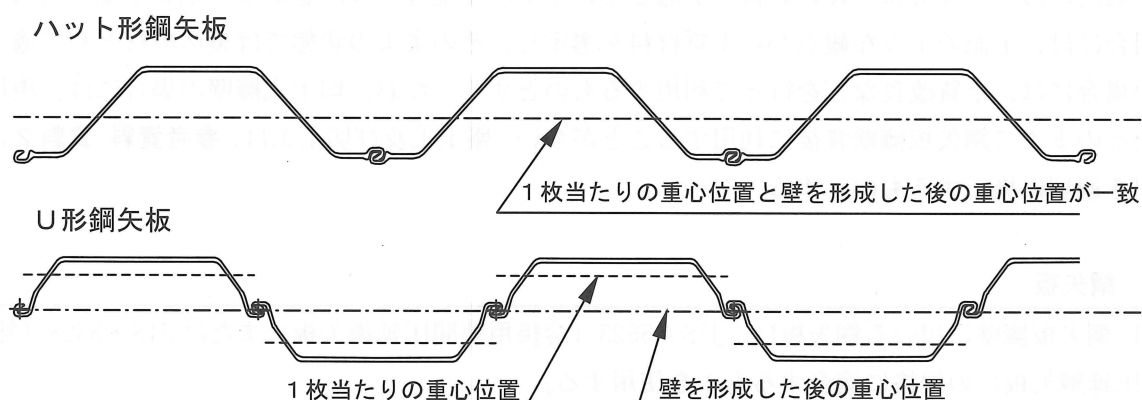
【解説】

- (1) 鋼矢板には、JIS A 5523 と JIS A 5528 の規格があるが、一般には、JIS A 5523 によるものとする。
- (2) 鋼矢板擁壁の頭部は原則として上部コンクリートにより連結するものとする。U 形鋼矢板壁は、継手が壁体中心線に位置し、隣り合う鋼矢板が逆向きとなるように配置され一枚あたりの重心位置と壁を形成した後の重心位置が異なる構造であり、土圧等による曲げ荷重を受ける時、継手の位置する中心線に鉛直方向の縦せん断力が作用する。このとき、継手のせん断抵抗が不足すると継手にずれが生じ、隣り合った鋼矢板が一体として動くことが出来ず、一体として計算される断面二次モーメントや断面係数よりも低い値となる。この値を継手が滑らないとしたときの断面性能の値で除したものを断面性能の有効率と言う。『災害復旧工事の設計要領』によれば、U 形鋼矢板壁の頭部に上部コンクリートを施した場合には、断面二次モーメントで 80%、断面係数で 100% の有効率としており、これに準拠して**解説 表 5.1** の断面性能の有効率を用いるものとした。

なお、**解説 図 5.1** に示すように継手位置が壁体の最外縁に位置するハット形鋼矢板は、壁体構築後の重心位置と鋼矢板 1 枚あたりの重心が一致する断面形状であるため、断面二次モーメントおよび断面係数は全断面有効（断面性能の有効率 100%）とする。

解説 表 5.1 鋼矢板擁壁の断面二次モーメントおよび断面係数の有効率

項 目	計算種別	断面性能の有効率	
		ハット形鋼矢板	U形鋼矢板
断面二次モーメント	根入れ長の計算	全断面有効 (100%)	
	変位, 断面力計算	全断面有効 (100%)	全断面有効の 80%
断面係数	応力度の計算	全断面有効 (100%)	



解説 図 5.1 鋼矢板の単体と壁体の重心位置の関係

また、修景及び防食等の目的で鋼矢板にコンクリート被覆を施す場合、構造計算では、4.2 及び 4.6 に示すように自重及び地震時慣性力等の荷重としては考慮するが、断面性能については、鋼矢板のみの断面性能を考慮し、コンクリート被覆による断面性能の増加は考慮しないことを標準とする。

- (3) 鋼矢板の腐食は、周辺の環境により異なるため、腐食しやすい環境にあるかどうか十分に調査・検討し、維持管理手法も考慮した上で、設計に反映する必要がある。腐食環境が厳しい場合には防食工を施すことが必要となる。ただし、一般に陸上に設置される鋼矢板擁壁の腐食環境は比較的緩やかであるため、腐食代を考慮して設計することを基本とする。一般的な土壌に埋設された鋼材の 100 年後の平均腐食減量 (片面) は約 1mm と算出されており、鋼矢板擁壁の最大曲げモーメントの発生位置は根入れ部 (土中部) であることから、鋼矢板の腐食代としては前背面 1mm (合計 2mm) を標準とした。ただし、設計供用期間が長い場合には、腐食環境、維持管理手法、ライフサイクルコストなども考慮した上で、腐食代または防食工を適切に設定する必要がある。また、地上部前面は通常、コンクリート被覆や塗装などによる防食工を施すことが多いが、防食工の有無によらず鋼矢板全長にわたり上記の腐食代を見込むものとする。腐食後の鋼矢板の断面性能は、参考資料 資料 9 によるものとする。

5.3 鋼矢板の許容応力度

鋼矢板の許容応力度は、表 5.1 を基本とする。

表 5.1 鋼矢板の許容応力度 (N/mm²)

鋼種 応力度の種類	SYW295 SY295	SYW390 SY390
曲げ引張応力度（純断面積につき）	180	235
曲げ圧縮応力度（純断面積につき）	180	235
せん断応力度（純断面積につき）	100	125

【解説】

5.2 に示す鋼矢板の JIS 規格に対し、JIS A 5523 では SYW295 及び SYW390 の材質を、JIS A 5528 では SY295 及び SY390 の材質を規定している。SYW295 及び SY295 の場合の降伏応力度は 295 N/mm²、鋼矢板の材質が SYW390 及び SY390 の場合の降伏応力度は 390 N/mm² とする。

5.4 鉄筋

鋼矢板擁壁の上部コンクリート工及びコンクリート被覆による修景工等に用いる鉄筋コンクリート用棒鋼は、JIS G 3112（鉄筋コンクリート用棒鋼）の規定に適合するものを用いる。

【解説】

鋼矢板擁壁上部コンクリート工及びコンクリート被覆による修景工等に用いる鉄筋コンクリート用棒鋼は、JIS G 3112 に規定している種類のうち、異形棒鋼 SD295A、SD295B および SD345 を標準とする。

5.5 鉄筋の許容応力度

鉄筋(直径 51mm 以下)の許容応力度は、表 5.2 を基本とする。

表 5.2 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

鉄筋の種類		SD295A	SD345
応力度、部材の種類		SD295B	
引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重 あるいは地震の影響を含 まない場合	一般の部材 ^{注1)}	180
		厳しい環境下の部材 ^{注2)}	160
	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む 場合の許容応力度の基本値		180
	鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合		180
圧 縮 応 力 度		180	200

注 1) 通常的环境や常時水中、土中の場合。

注 2) 一般の環境に比べて乾湿の繰り返しが多い場合や有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合（海洋環境などでは別途かぶりなどについて考慮する。）

【解説】

ガス圧接継手の許容応力度は、十分な管理を行う場合は、母材の許容応力度と同等としてよい。

5.6 コンクリート

鋼矢板擁壁に用いるコンクリートは、次に示す設計基準強度以上のものを用いることを標準とする。

鉄筋コンクリート部材 21N/mm²

【解説】

鋼矢板擁壁で使用するコンクリート部材としては、主に上部コンクリート工と壁面の防食コンクリート工の二つである。コンクリートの設計基準強度は、「道路土工 擁壁工指針」（社団法人日本道路協会、平成 11 年 3 月）p. 41 に準拠して設定したものである。

5.7 コンクリートの許容応力度

鉄筋コンクリートの許容応力度は表 5.3 を基本とする。

表 5.3 鉄筋コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度		21	24	27	30
応力度の種類					
圧縮応 力度	曲げ圧縮応力度	7	8	9	10
	軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5
せん断 応力度	コンクリートのみでせん断力を負担 する場合	0.36	0.39	0.42	0.45
	斜め引張鉄筋と共同して負担する場 合	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度	0.85	0.9	0.95	1.0
付着応 力度	異形棒鋼に対して	1.4	1.6	1.7	1.8

【解説】

コンクリートの許容応力度については、「道路土工 擁壁工指針」（社団法人日本道路協会，平成 11 年 3 月）に準拠して設定した。

5.8 設計計算に用いるヤング係数

鋼矢板及び普通鋼材のヤング係数は、 2.0×10^5 N/mm² とする。

【解説】

鋼材の他、コンクリートのヤング係数を用いる場合は、「道路土工 擁壁工指針」（社団法人日本道路協会，平成 11 年 3 月）p. 48 によるものとする。

5.9 許容応力度の割増し

地震の影響、風荷重や衝突荷重を考慮した許容応力度は、5.3，5.5，5.7 に規定する許容応力度に、荷重の組合せに応じて表 5.4 に示す割増し係数を乗じた値とする。

表 5.4 許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ	割増し係数
地震の影響を考慮する場合	1.50
風荷重を考慮する場合	1.25
衝突荷重を考慮する場合	1.50

【解説】

鋼矢板擁壁の安全維持のためには、想定外力のばらつき、設計計算法の誤差、製作、施工等に含まれる不確定要素などを考慮して設計する必要がある。

6 章 鋼矢板擁壁の設計

6.1 設計の基本

- (1) 鋼矢板擁壁の設計は、2.2 で規定する性能に対する照査を行うものとし、鋼矢板擁壁の安定性、及び道路の使用性の観点から、表 6.1 に示す項目を照査すれば、それぞれの性能を満たしているとみなすものとする。

表 6.1 必要な性能に対する照査項目

必要な性能	鋼矢板擁壁の安定性		通行機能に関する道路の使用性
	鋼矢板擁壁本体の安定性	擁壁前面の受働側地盤の安定性	
性能 1	応力度 $\leq$ 常時許容応力度または地震時許容応力度	設計地盤面での鋼矢板擁壁の水平変位量 $\leq$ 鋼矢板擁壁根入れ部の地盤水平抵抗が工学的に弾性挙動と評価できる変位量	頭部水平変位量 $\leq$ 許容変位量
性能 2	応力度 $\leq$ 降伏応力度	根入れ部先端に弾性領域が存在すること	頭部水平変位量 $\leq$ 許容変位量
性能 3			

- (2) 鋼矢板擁壁の性能照査は、線形地盤反力（弾性床上の梁）モデルによる静的照査法（以下、「簡便法」という。）、弾塑性地盤反力モデルによる静的照査法（以下、「弾塑性法」という。）、または非線形動的解析による動的照査法（以下、「動解法」という）のいずれかによることを標準とする。

【解説】

- (1) 解説 図 6.1 に、6.2～6.6 の規定に基づく性能照査手順を示す。ただし、鋼矢板擁壁構造を含む地盤の全体系の破壊に対する検討が必要な場合は、「道路土工 のり面工・斜面安定工指針」（社団法人日本道路協会、平成 11 年 3 月）の規定により、別途、円弧すべりなどの検討を行うものとする。

性能 1 の照査では、想定する荷重を常時及びレベル 1 地震時として行うものとし、許容変位量は 6.4 に、許容応力度は 5.3 及び 5.9 によるものとする。また性能 1 に対する照査では、参考資料 資料 4 の遠心実験結果及び参考資料 資料 5 の数値解析結果などから、鋼矢板擁壁の頭部水平変位は鋼矢板擁壁の背面地盤の最大沈下量より大きいと仮定できるため、鋼矢板擁壁の頭部水平変位を抑制することで、鋼矢板擁壁の背面地盤の沈下が抑制できるものとしている。

性能 2、または性能 3 の照査では、想定する荷重をレベル 2 地震として行う。ただし、レベル 2 地震に対する検討の必要性は、「道路土工 擁壁工指針」（社団法人日本道路協会、平成 11 年 3 月）等の関連基準類により判断するものとする。ちなみに、「道路土工 擁壁工指針」（社団法人日本道路協会、平成 11 年 3 月）p.29 では、参考として、復旧が困難できわめて重要な二次的被害のおそれのある場合については、レベル 2 地震動に対する検討を行い、その他の場合は、レベル 2 地震動の検討は省略してもよいとされている。

性能 2 の照査では、鋼矢板頭部水平変位量及び周辺地盤の沈下量を 6.4 に示す許容値以下、

鋼矢板の発生応力度を 5.3 に示す降伏応力度以下とし、さらに、鋼矢板根入れ部先端に弾性領域が存在するように根入れ長を確保するものとする。また、性能 1 を満足していれば、性能 3 の照査では、レベル 2 地震時においても致命的な損傷には至らないものと考え、鋼矢板擁壁の水平変位量及び背面地盤沈下量の照査は行わず、鋼矢板の塑性化が発生しないように発生応力度を 5.3 に示す降伏応力度以下とし、鋼矢板根入れ部先端に弾性領域が存在するように根入れ長を確保するものとする。

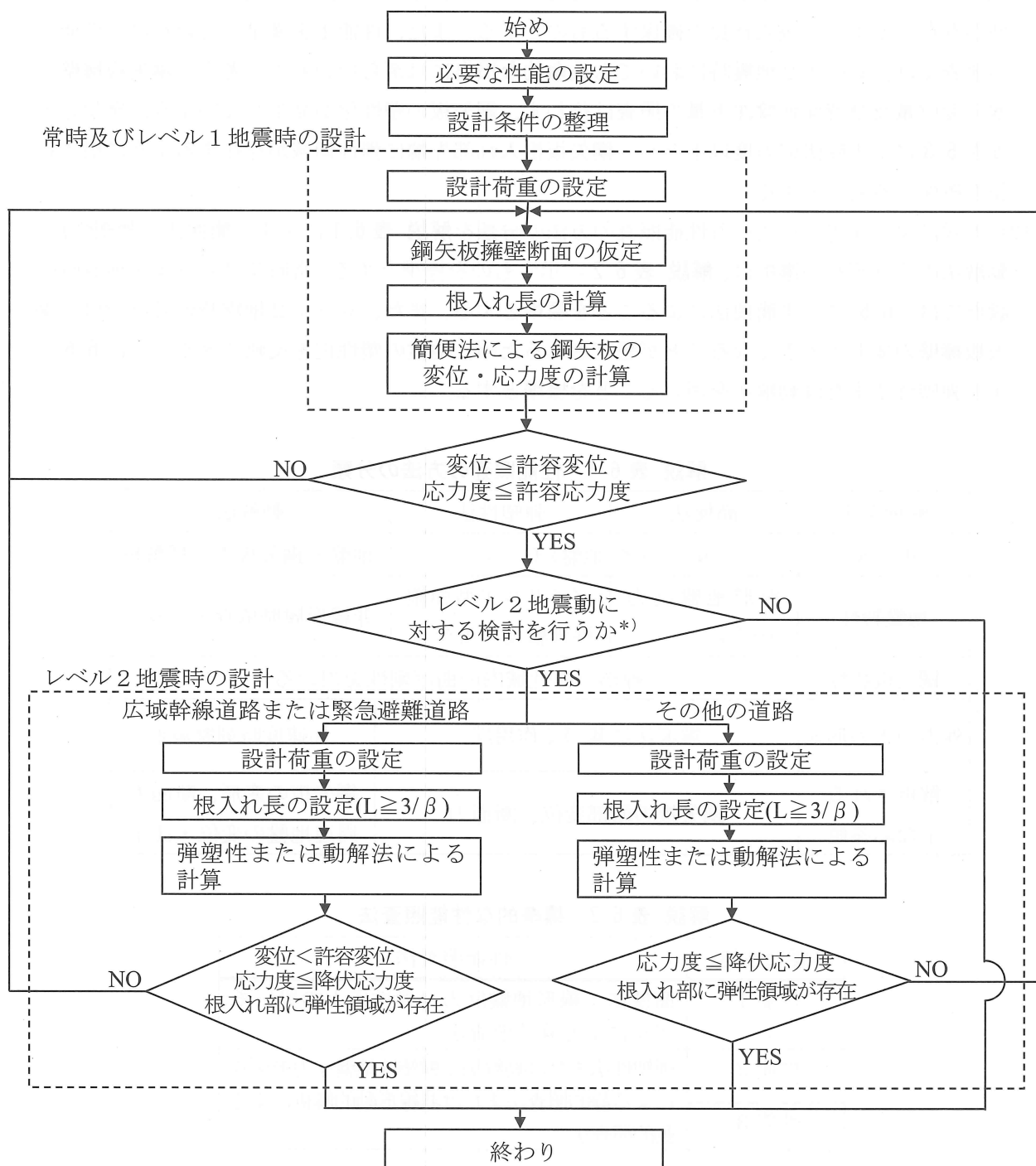
- (2) 本設計マニュアルで述べる性能照査の方法の分類を解説 表 6.1 に示す。簡便法、弾塑性法、動解法のそれぞれの選択は、解説 表 6.2 に示すものを標準とする。常時及びレベル 1 地震時の設計では、6.5 に示す簡便法によることを標準とする。また、レベル 2 地震時の設計では、鋼矢板擁壁の変形が大きくなることが想定されるため、地盤の塑性化を反映できるように 6.6 に示す弾塑性法または動解法を用いることを標準とする。

解説 表 6.1 性能照査の方法の分類

解析手法	簡便法	弾塑性法	動解法
モデル	梁－バネ(地盤)モデル		地盤と鋼矢板の一括解析
地盤特性	線形地盤反力モデル	バイリニア型弾塑性地盤反力モデル	非線形履歴依存モデル
鋼矢板特性	線形（弾性域内の曲げ剛性を用いる）		
外力の入力形式	震度法に基づく作用圧		加速度時刻歴波形
解析される主な応答値	鋼矢板の頭部変位、断面力		鋼矢板の変形、断面力 周辺地盤の変位・沈下

解説 表 6.2 標準的な性能照査法

必要な性能	性能照査法
性能 1	簡便法：線形地盤反力（弾性床上の梁）モデルによる静的照査法
性能 2	弾塑性法または動解法：弾塑性地盤反力モデルによる静的照査法または非線形動的解析による動的照査法
性能 3	



*1) 「道路土工 擁壁工指針」(社団法人日本道路協会, 平成 11 年 3 月) では、復旧が困難で、きわめて重要な二次的被害のおそれのある場合については、レベル 2 地震に対する検討を行うとされている。

解説 図 6.1 鋼矢板擁壁の照査手順

6.2 設計地盤面

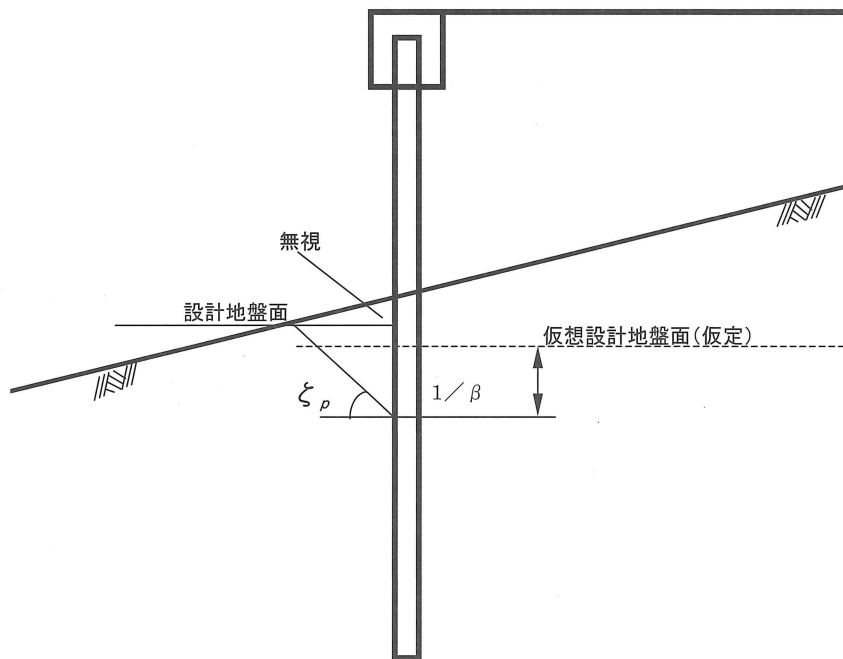
設計地盤面は、鋼矢板擁壁の供用期間中の地盤変動などを鑑み、水平抵抗が期待できることを考慮して設定するものとする。

【解説】

設計地盤面を定めるには、長期にわたり安定して存在し、水平抵抗が期待できるか否かの判断が必要である。一般に、鋼矢板擁壁前面地盤が長期にわたり安定して存在する場合には前面地盤を設計地盤面としてよい。

前面地盤が傾斜している場合は、前面地盤が水平の場合に比べて地盤反力が小さくなることが予想される。そのため、「漁港・漁場の施設の設計の手引」（全国漁港漁場協会，2003年版）を参考に、解説図6.2に示す方法により設計地盤面を下方に設定して検討する必要がある。この設定方法は以下の①～④の手順による。

- ①設計地盤面を仮定して $1/\beta$ の位置から受働崩壊線を引く。
- ②崩壊線と前面地盤の交点高さを仮の設計地盤面として、仮想設計地盤面と仮の設計地盤面が一致するまで計算を繰り返す。
- ③設計地盤面が決定した後は、設計地盤面より上の地盤を無視して構造計算を行う。
- ④鋼矢板下端を通る円弧すべりなどの検討で、斜面の安定を確認する。



解説 図 6.2 前面地盤が傾斜している場合の設計地盤面の設定

6.3 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は、地盤調査、土質試験の結果を十分に検討して定めるものとし、簡便法及び弾塑性法などの構造計算に用いるものとする。

【解説】

水平方向地盤反力係数は、各種の調査、試験結果により得られた変形係数を用いて、載荷幅等の影響を考慮して定める必要がある。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots \text{解説 式 6.1}$$

ここに、 k_H ：水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H ：換算載荷幅 (m) ここでは、 $B_H=10\text{m}$ とする

k_{H0} ：直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

E_0 ：解説 表 6.3 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α ：地盤反力係数の推定に用いる係数で解説 表 6.3 に示す。

解説 表 6.3 E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0 (kN/m ²)	α
①ボーリング孔内で測定した変形係数	4
②供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
③標準貫入試験の N 値より $E_0=2,800 N$ で求めた変形係数	1

土留め壁のように延長が長い場合の換算載荷幅 B_H については、必ずしも明確ではないので、「道路土工 仮設構造物工指針」(社団法人日本道路協会、平成 11 年 3 月) に準拠して、 $B_H=10\text{m}$ と設定する。

6.4 許容変位量

- (1) 許容変位量は、鋼矢板擁壁の安定性の確保と鋼矢板擁壁の背面地盤の変状を制御するために、2.2で規定する性能を満たすように適切に設定しなければならない。
- (2) 性能1では残留変形が大きくなり、鋼矢板擁壁の根入れ部の地盤水平抵抗が工学的に弾性挙動として評価できる範囲に鋼矢板擁壁の変位を抑えるものとする。
- (3) 性能2または性能3では鋼矢板擁壁前背面の道路に応じて、適切に許容変位量を設定するものとする。
- (4) 鋼矢板擁壁の背後に建築物等の構造物がある場合には、これらの構造物に影響を及ぼさないように留意して許容変位量を設定するものとする。

【解説】

- (2) 性能1では、許容変位量を解説表6.4のように設定する。

解説表 6.4 性能1での許容変位量

必要な性能	想定する設計状況	許容変位量
性能1	常時荷重が支配的な状況	設計地盤面での鋼矢板水平変位量：15mm 以下 かつ、鋼矢板頭部水平変位量：壁高の1.0%以下
	レベル1地震動の影響が支配的な状況	設計地盤面での鋼矢板水平変位量：15mm 以下 かつ、鋼矢板頭部水平変位量：壁高の1.5%以下

性能1では、「道路橋示方書 IV下部構造編」（社団法人日本道路協会，平成14年3月）における橋台基礎と同様に、残留変形が大きくなり、鋼矢板擁壁の根入れ部の地盤水平抵抗が工学的に弾性挙動として評価できる範囲として、設計地盤面での許容水平変位量を15mmとする。

また、河川護岸等では、鋼矢板頭部の許容水平変位量を常時50mm，地震時75mmとして設計する場合が多い。また、この鋼矢板頭部の許容水平変位量を、壁高4m程度までを対象とする鋼矢板擁壁において壁高比であらわすと、常時1%程度，地震時1.5～2.0%程度となる。さらに、参考資料 資料4の遠心模型実験から、レベル1地震時相当の加振では壁高の1.5%以下の水平変位レベルであれば、鋼矢板擁壁の残留変位量は小さくなり、工学的に弾性挙動と評価できることを確認しており、十分な安定性を確保できるものと考えられる。

ただし、壁高が小さく、壁高の1.0%または1.5%としたときの鋼矢板頭部の許容水平変位量が15mmを下回る場合には、鋼矢板頭部の許容水平変位量は15mmとしてもよい。

- (3) 性能 2 または性能 3 では、許容変位量を解説 表 6.5 を目安として設定する。

解説 表 6.5 性能 2、3 での許容変位量の目安

必要な性能	想定する設計状況	許容変位量
性能 2	レベル 2 地震動の影響 が支配的な状況	鋼矢板擁壁頭部水平変位：30cm 以下
性能 3		許容変位量は設定しない

道路の被災度の分類として、「道路震災対策便覧（震災復旧編）」（社団法人日本道路協会，平成 19 年 3 月）を参考にとすると、盛土道路で中被害（盛土が部分的に崩壊し、車線通行の一部に支障がある場合）に対応する変状として、亀裂幅 30cm 以下と設定されている。また、一般に鋼矢板擁壁頭部の水平変位量は鋼矢板擁壁背面地盤の亀裂幅より大きい為、道路の損傷を限定的なものに留めて通行機能回復のための応急復旧を可能とすることを目標として解説 表 6.5 に示す許容変位量を設定したものである。これは、鋼矢板擁壁背面に道路がある場合を対象として設定した数値である。

参考資料 資料 4 の遠心模型実験結果及び参考資料 資料 5 の数値解析結果からは、鋼矢板擁壁の周辺地盤では背面地盤の変状が大きく、前面の地盤変状は小さいことが確認されている。すなわち、鋼矢板擁壁背面に道路がある場合を想定しておけば、鋼矢板擁壁の前面あるいは鋼矢板擁壁の前面と背面の両方に道路がある場合も含んで性能が確保されと考えられる。これらのことを考慮して、本設計マニュアルでは、解説 表 6.5 を性能 2 の照査に用いる許容変位量の目安とした。

性能 3 については、解説 表 2.1 に示すように修復性及び使用性の観点からの要求性能は盛り込んでいないこと、また、常時及びレベル 1 地震時において性能 1 を満足していれば致命的な損傷には至らないと考え、鋼矢板擁壁の変位量の照査は行わないこと（応力度照査と根入れ部の弾性領域の照査のみ）とした。

- (4) 鋼矢板擁壁近傍に構造物等がある場合は、対象構造物との距離、対象構造物の構造、重要度、基礎杭や地盤改良の実施の有無等を勘案して適切に判断し、許容変位量等を設定するものとする。なお、保全対象物に許容変位量等についての基準がある場合には、その基準に準拠するものとする。

参考までに、「建築基礎構造設計指針」（社団法人日本建築学会，昭和 63 年 1 月）による小規模建築物以外の構造物における許容総沈下量を解説 表 6.6 に、「小規模建築物基礎設計の手引き」（社団法人日本建築学会，昭和 63 年 1 月）による、木造建築物の不同沈下障害と変形角の限界を解説 表 6.7 に示す。例えば、これらで規定される沈下量及び傾斜角に対して、鋼矢板擁壁の変形を抑制し、建築物への影響に配慮する等の対処が必要となる。

解説 表 6.6 許容総沈下量（即時沈下の場合）

（単位：cm）

構造物種別	コンクリートブロック造	鉄筋コンクリート造		
基礎形式	連続(布)基礎	独立基礎	連続(布)基礎	べた基礎
標準値	1.5	2	2.5	3～(4)
最大値	2	3	4	6～(8)

() は大きい梁せいあるいは2重スラブなどで十分に剛性が大きい場合

解説 表 6.7 木造建築物の不同沈下障害と変形角

段階	不同沈下障害の状況	変形角(傾斜)の限度
初期段階	モルタル外壁・コンクリート犬走りに亀裂が発生する。	1/1,000 ^{*1}
第1段階	つか立て床の不陸を生じ、布基礎、土間コンクリートに亀裂が入る。	3/1,000 ^{*2}
第2段階	壁と柱の間に隙間が生じ、壁やタイルに亀裂が入る。窓、額縁や出入口枠の接合部に隙間が生じ、犬走りやブロック壁などの外部構造物に被害が生じる。	5/1,000 ^{*2}
第3段階	柱が傾き、建具の開閉が不良となる。 床が傾斜して支障を生じる。	10/1,000 ^{*2}
最終段階	柱の傾斜が著しく倒壊の危険がある。 床の傾斜もひどく使用困難である	15/1,000 ^{*2}

(注)*1 間片ほか：シールド掘削に伴う地盤沈下と家屋障害について：土と基礎，1980.6

*2 芳賀保夫：木造建物の不同沈下障害（その1）；日本建築学会大会学術講演概集，1987

6.5 簡便法による計算

- (1) 簡便法の水平方向地盤反力モデルでは、弾性地盤反力モデルを用いるものとする。
 (2) 鋼矢板の地盤中への根入れ長は、設計地盤面から式 6.1 に示す長さを確保するものとする。

$$\ell_0 \geq \frac{3}{\beta} \quad \dots\dots\dots \text{式 6.1}$$

ここに、 ℓ_0 ：根入れ長 (m)

β ：杭の特性値 (m^{-1})

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H B}{4EI}}$$

k_H ：水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) で通常 $1/\beta$ の範囲の平均値とし、解説 式 6.1 による。

B ：擁壁の幅 (m) で単位幅とする。

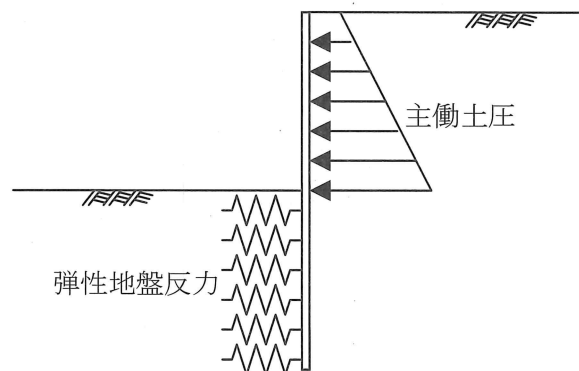
E ：擁壁のヤング係数 (kN/m^2)

I ：擁壁の単位幅当たりの断面二次モーメント (m^4)

【解説】

- (1) 簡便法による鋼矢板擁壁の地盤反力モデルは、河川護岸等で用いられる Chang の式によるものとする。解説 図 6.3 に示すように、設計地盤面以下に弾性地盤反力を考慮し、設計地盤面以上の鋼矢板擁壁の背面部分に 4.4 の常時の主働土圧または 4.6 の地震時の主働土圧を作用させ、4.10 に従って適宜、他の荷重を組合せるものとする。なお、弾性地盤反力は解説 式 6.2 に示すものとする。

ここで、鋼矢板擁壁には 1.3 に示すように盛土式擁壁と切土式擁壁があり、鋼矢板挙動に施工過程の影響が出ることが考えられるが、アルミ棒積層実験^{11),19)}及び FEM 解析¹⁹⁾等において、自立式鋼矢板構造では、盛土式擁壁、切土式擁壁の施工過程による影響は若干生じるものの、変位量、発生曲げモーメントには大きな差はないことが確認されている。従って、盛土式擁壁、切土式擁壁とも計算モデルは同じものを用いるものとした。



解説 図 6.3 簡便法の計算モデル (Chang の式による)

$$p = k_H \cdot y \quad \dots\dots\dots \text{解説 式 6.2}$$

ここに、 p ：鋼矢板擁壁の根入れ部の地盤反力 (kN/m²)

k_H ：6.2 による水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

y ：鋼矢板擁壁の根入れ部の水平変位 (m)

鋼矢板の発生応力度は最大曲げモーメントから、解説 式 6.3 により算定するものとする。

$$\sigma_{\max} = \frac{|M_{\max}|}{Z} \times 10^{-3} \quad \dots\dots\dots \text{解説 式 6.3}$$

ここに、 $\sigma_{\max}$ ：鋼矢板擁壁の応力度 (N/mm²)

$M_{\max}$ ：鋼矢板擁壁に発生する最大曲げモーメント (kN・m)

Z ：鋼矢板擁壁の単位幅当たりの断面係数 (m³)

簡便法では、骨組み解析等を用いて鋼矢板擁壁の変形分布、曲げモーメント分布を算出することができる。鋼矢板の断面諸量は、5.2 で規定する腐食代や必要に応じて断面性能の有効率を考慮するものとする。腐食後及び腐食前の鋼矢板の断面性能は参考資料 資料 9 を用いることができる。

また、根入れ長を $3/\beta$ 確保していることから、解説 式 6.4 及び解説 式 6.5 により、半無限長の杭として扱って、鋼矢板の水平変位量及び発生曲げモーメントを算出してよい。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad \dots\dots\dots \text{解説 式 6.4}$$

ここに、 δ ：鋼矢板擁壁頭部の変位量 (m)

δ_1 ：設計地盤面での変位量 (m)

δ_2 ：設計地盤面でのたわみ角による変位量 (m)

δ_3 ：設計地盤面以上の片持ばりの変位量 (m)

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h_0)}{2EIe\beta^3} P$$

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2\beta h_0)}{2EIe\beta^2} PH$$

$$\delta_3 = \frac{H^3}{6EI} \sum (3 - \alpha_i) \alpha_i^2 P_i$$

β ：杭の特性値 (m⁻¹)

h_0 ：設計地盤面から合力の作用位置までの高さ (m) (解説 図 6.4 参照)

P ：側圧の合力 (kN) (解説 図 6.4 参照)

E ：鋼矢板のヤング係数 (kN/m²)

I ：鋼矢板壁の断面二次モーメント (m⁴)

e ：有効率

H ：鋼矢板擁壁高さ (m)

α_i ：作用高さと壁高の比 = h_0/H

$$M_{\max} = \frac{P}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}\right) \dots\dots\dots \text{解説 式 6.5}$$

ここに、 $M_{\max}$ ：鋼矢板擁壁に発生する最大曲げモーメント（kN・m）

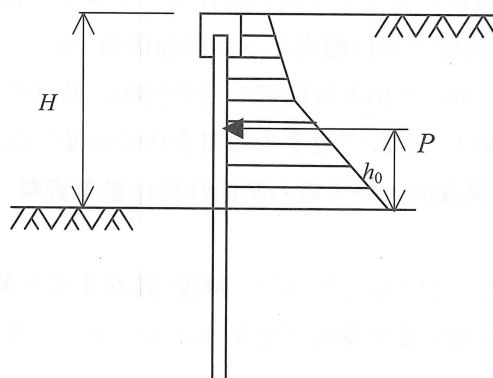
Z ：鋼矢板擁壁の単位幅当たりの断面係数（m³）

P ：側圧の合力（kN）（解説 図 6.4 参照）で単位幅の値とする

h_0 ：設計地盤面から合力の作用位置までの高さ（m）（解説 図 6.4 参照）

β ：杭の特性値（m⁻¹）

（ただし、ここで用いる逆三角関数の単位は（rad）である）



解説 図 6.4 鋼矢板擁壁に作用する土圧および水圧

(2) 一般に鋼矢板擁壁の根入れ長で半無限長とみなせる長さは $3/\beta$ 以上であり、それより根入れ長が短い場合は鋼矢板先端の影響が出てくるとされている。また、参考資料 資料 4 に示す遠心载荷試験においては、常時及びレベル 1 地震動において鋼矢板擁壁の頭部水平変位は $2.5/\beta$ と $3/\beta$ では優位な差異は認められなかったが、レベル 2 地震動等の大きな加振においては、根入れ長さを $3/\beta$ とすることで頭部水平変位が若干小さくなることが確認されている。

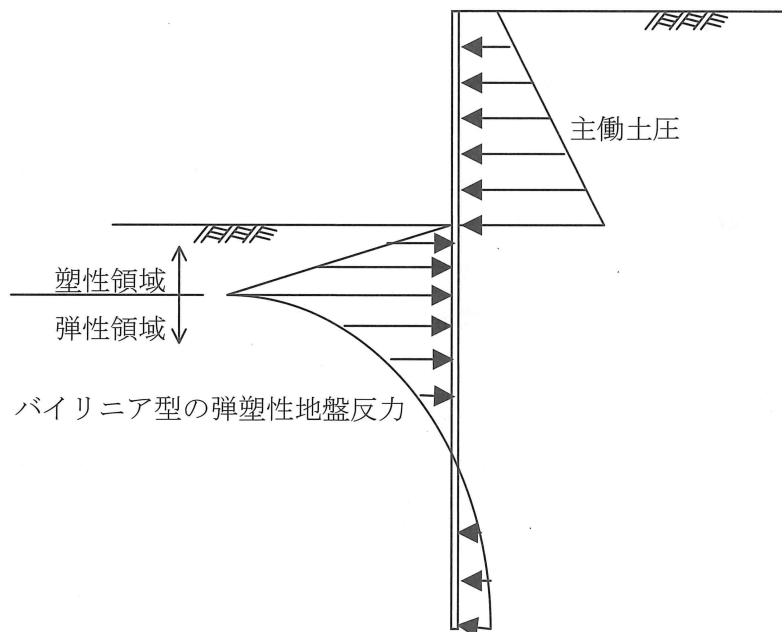
本設計マニュアルでは、半無限長とみなすことができ、かつ、耐震安定性を確保に有効と考えられることから、根入れ長さを $3/\beta$ 以上とするものとした。

6.6 弾塑性法及び動解法による計算

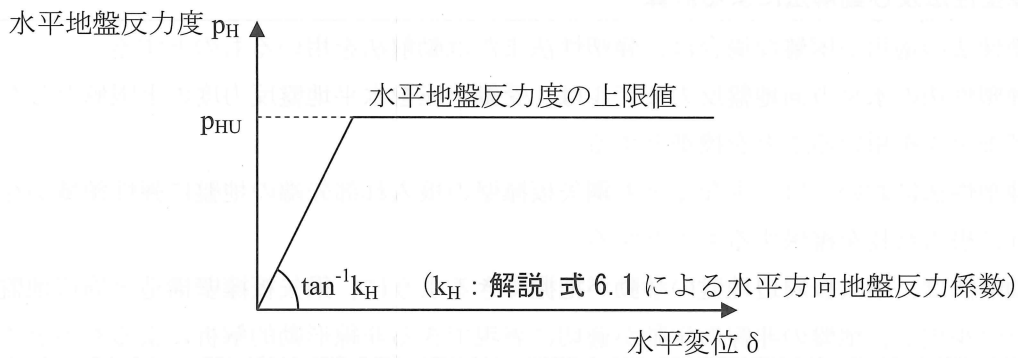
- (1) 簡便法の適用が困難な場合は、弾塑性法または動解法を用いるものとする。
- (2) 弾塑性法の水平方向地盤反力モデルは、受働土圧を水平地盤反力度の上限値としたバイリニアモデルを用いることを標準とする。
- (3) 弾塑性法においては、少なくとも鋼矢板擁壁の根入れ部先端の地盤に弾性領域が存在するように根入れ長を確保するものとする。
- (4) 動解法は、鋼矢板周辺地盤の挙動が把握できるように、鋼矢板擁壁構造と周辺地盤を含めてモデル化し、地盤の非線形挙動が適切に表現できる非線形動的解析によるものとする。

【解説】

- (1) 簡便法で用いる弾性地盤反力モデルは、鋼矢板擁壁の変位量が大きく受働側地盤の塑性化が大きい場合には適用が困難となる。これに対し、弾塑性法は、受働側地盤の塑性化を考慮した鋼矢板擁壁の挙動が把握できるが、周辺地盤の挙動を直接算定できず、例えば、鋼矢板擁壁近傍の構造物への影響を照査する場合等、周辺地盤の詳細挙動の把握が必要な場合には適用が困難である。一方、動解法は、周辺地盤の挙動を直接算定できるが、使用する解析手法及び解析パラメータの設定によって結果に差が出るため注意が必要である。ひとつの方法として、弾塑性法で決定した鋼矢板擁壁断面に対して動解法で照査を加える方法も考えられる。
- (2) 弾塑性法による鋼矢板擁壁の計算モデルを解説 図 6.5 に示す。弾塑性法では、設計地盤面以下に解説 図 6.6 に示すバイリニア型の弾塑性地盤反力を考慮し、設計地盤面以浅の鋼矢板擁壁背面部分には地震時の主働土圧を作用させ、4.10 の規定に従って適宜、他の荷重を組合せるものとする。



解説 図 6.5 弾塑性法の計算モデル



解説 図 6.6 弾塑性地盤反力モデル

弾塑性地盤反力モデルの水平方向地盤反力度の上限値は、解説 式 6.6 及び解説 式 6.7 によるものとする。地盤反力度の水平成分を求める場合には、 p_{HU} に $\cos \delta$ を乗じる。

(砂質土の場合) $p_{HU} = K_p (\Sigma \gamma h + q)$ 解説 式 6.6

(粘性土の場合) $p_{HU} = K_p (\Sigma \gamma h + q) + 2c\sqrt{K_p}$ 解説 式 6.7

この場合において、 $K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right)^2}$

ここに、 γ 、 h 、 ϕ は 4.4 の γ 、 h 、 ϕ と同じ数値を表すものとする。

p_{HU} : 水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m²)

K_p : 受働土圧係数

q : 受働側地盤地表面の上載荷重 (kN/m²)

δ : 鋼矢板壁面と土の摩擦角で $-\phi/6$ とする (度)

- (3) レベル 2 地震時においては、鋼矢板擁壁の水平変位量が大きくなり、受働側地盤の塑性化が進むことが予想されるため、解説 図 6.5 に示すように、少なくとも鋼矢板擁壁の根入れ部先端には弾性領域が存在する以上の長さの根入れ長を確保するものとする。ただし、弾性領域が確保されていても、設計地盤面からの根入れ長は、式 6.1 による根入れ長 $3/\beta$ より短くしてはならない。
- (4) 動解法によるレベル 2 地震時の性能照査では、鋼矢板擁壁および周辺地盤の変形、鋼矢板に生じる断面力の評価が必要となる。これらを高精度で評価するための必要な条件を解説 表 6.8 に示す。特に地盤特性については、対象とする土質条件に応じて解析モデルを選定し、また、土質試験を実施してパラメータを設定するなど、適切な解析方法を選択するように留意する必要がある。

なお、解説 表 6.8 に挙げた条件を満たす動解法は、種々、開発されているが、地盤と構造物との一括解析（連成解析）において十分な使用実績のあるもの、または実験シミュレーション等により適用性が検証されたものを用いることが望ましい。

解説 表 6.8 動解法に必要と考えられる条件

解析手法		時刻歴応答解析（動的解析）
解析 モデル	一般	地盤と構造物の一括解析（連成解析） 2次元または3次元モデル
	地盤特性	非線形モデル（全応力または有効応力モデル）とし、繰り返し し载荷を含む履歴依存性を考慮できること
	構造特性（鋼矢板）	線形もしくは非線形の梁モデル
	地盤－構造間特性	地盤－構造間の滑りを考慮
解析に用いる外力の入力形式		加速度時刻歴波形（設計基盤に入力）

7 章 構造細目

7.1 排水工

鋼矢板擁壁の排水にあたっては、擁壁の規模・背面地盤の土質条件・地下水位・周辺構造物への影響を考慮した上で排水工を検討する必要がある。

【解説】

鋼矢板擁壁の排水については、地表面排水と裏込め排水に大別される。地表面排水は雨水などの地表面水が裏込め土中に浸透するのを防ぐものであり、裏込め排水は裏込め中に浸透してきた水を速やかに排除するための排水工である。

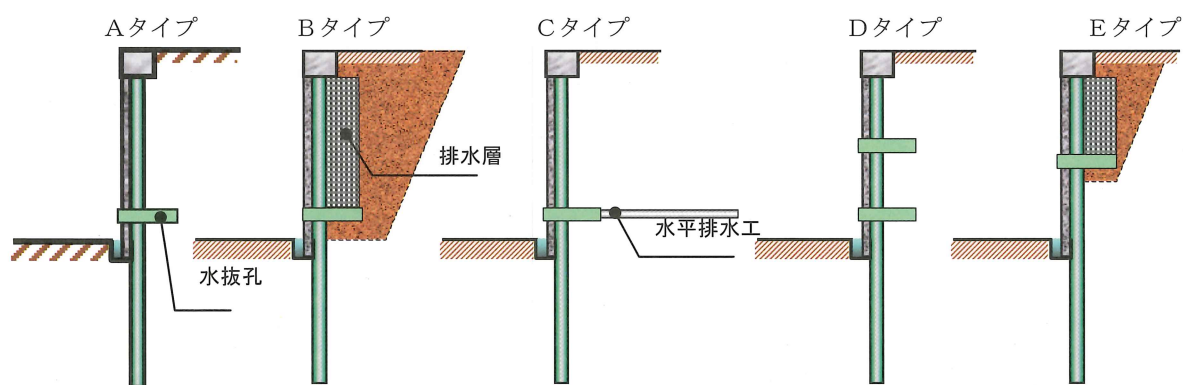
水抜き孔は鋼矢板擁壁の背面の排水をよくするため、鋼矢板擁壁の面積 $2\sim 3\text{m}^2$ に 1 箇所の割合で設置することが望ましい。水抜き孔は内径 $5\sim 10\text{cm}$ 程度の硬質塩化ビニルなどの材料を排水方向に適当な勾配で壁に埋め込んで設けるのがよい。また、水抜き孔の入口に吸出し防止材や孔径より大きめの栗石や碎石を設置して、水抜き孔から裏込め土が流出しないように配慮する必要がある。

切土式擁壁の場合、土中に直接鋼矢板壁を構築するため排水工の設計、施工が不十分となり易い。したがって、地下水の影響、湧水のある場所や集水地形となっている場所などで採用することは避けることが望ましい。

排水工を設置する必要がある場合には、Bタイプに示すような排水層を設置するのが一般的であるが、背面の近接構造物等の影響で排水層の設置が困難な場合にはCタイプを設置することもある。また、壁高が高い場合にはDタイプのように水抜き孔を多段に設置する場合もある。Eタイプは排水層を壁高の一部に設置した場合である。

特にA、D、Eの方法を用いた場合には排水効果が十分得られない可能性も有り、適切な設計背面水位を設定し、必要に応じて、4.5 に基づき水压を考慮した設計をするものとする。

なお、鋼矢板の根入れにより地下水流を妨げる恐れがある場合には、鋼矢板に予め穴を開けて排水させる方法²²⁾等がある。



解説 図 7.1 排水構造例

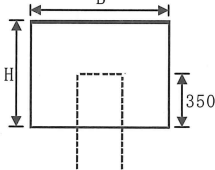
7.2 上部コンクリート工

鋼矢板擁壁の頭部は、原則として上部コンクリート工により連結するものとする。

【解説】

鋼矢板頭部の埋込み長は 30cm 以上確保する。また、上部コンクリート工には 10m 程度に 1 箇所割合で伸縮目地を施す。解説 表 7.1、解説 図 7.2 に上部コンクリートの寸法形状例を示す。

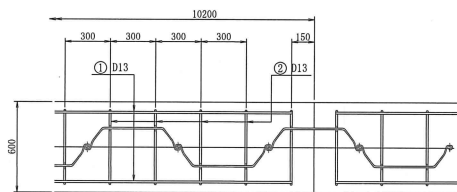
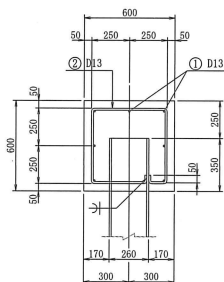
解説 表 7.1 上部コンクリートの寸法形状例

	タイプ	型式	B (mm)	H (mm)
	1	Ⅱ _W 、10H	600	600
	2	25H	650	600
	3	Ⅲ _W	700	600
	4	Ⅳ _W 、Ⅴ _L	750	600
	5	Ⅵ _L	800	600

断面図

平面図

600幅

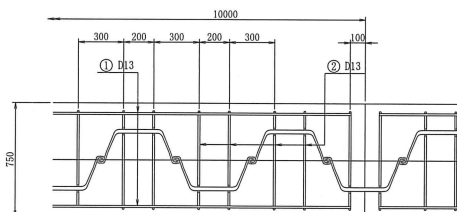
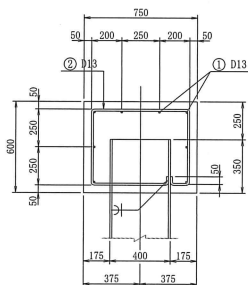


(a) 矢板幅600mmタイプ (SP-Ⅱ_Wの例)

断面図

平面図

500幅

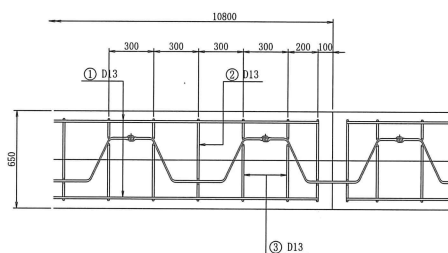
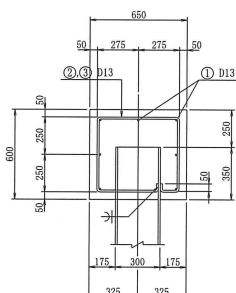


(b) 矢板幅500mmタイプ (SP-Ⅴ_Lの例)

断面図

平面図

900幅



(c) 矢板幅900mmタイプ (SP-25Hの例)

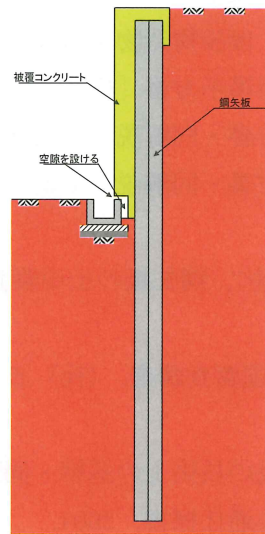
解説 図 7.2 上部コンクリートの例

7.3 修景工

- (1) 鋼矢板擁壁の壁面については、必要に応じ修景工を施すものとする。鋼矢板擁壁の修景方法としては以下に挙げる方法が考えられる。
- ・塗装・有機ライニングなどによる被覆
 - ・コンクリート被覆
- (2) 塗装・有機ライニングなどによる被覆に関しては、施工後現場にて塗装を行うものと、予め工場等で被覆する方法がある。これらは、一般的に鋼矢板の変位に追従するものであり設計に際しては、地震時の鋼矢板壁の変位、外力等は考慮する必要は無い。
- (3) コンクリート被覆の場合、一般的に鋼矢板の変形挙動と異なるため、地震時の鋼矢板壁の変位、外力等により脱落することが無いように鋼矢板に取り付ける。また、コンクリート被覆では、発生しうる外力に対して、破壊しないようにコンクリート部材の検討を行う必要がある。

【解説】

- (1) 鋼矢板擁壁の前面が道路等になっている場合、鋼矢板擁壁直前面での通行人が予想される。このような場所で鋼矢板擁壁を用いる場合は、修景方法により、地震時等に修景部材が崩壊することを避けなければならない。
- (2) 塗装・有機ライニングなどによる被覆は、塗膜厚が薄く軽量であり、環境条件に応じて塗装の種類や塗膜厚を選択できるが、塗装の耐用年数等を勘案して適宜点検維持管理を行う必要がある。
- (3) コンクリートによる被覆としては以下のものに大別される
- ①プレキャストコンクリートを金具等により鋼矢板に取り付けるもの
 - ②プレキャストコンクリートと鋼矢板の間に間詰コンクリートを施すもの
 - ③場所打ちコンクリートにて施すもの
- ①のプレキャストコンクリートを金具等により鋼矢板に取り付ける場合は、上部または下部の支持構造部分において可動とし、地震時等の鋼矢板壁の変形・外力により脱落することが無いように対策を行う。
- ②のプレキャストコンクリートと鋼矢板の間に間詰コンクリートを施すものあるいは③の場所打ちコンクリートを施すものについては、地震時慣性力や鋼矢板壁のたわみ変形による荷重、および自重に対して、抵抗できる断面を決定する。なお、解説図 7.3 に示すように下端部に空隙を設け、コンクリート部分を極力拘束しない構造とした場合はたわみ変形による荷重を無視してもよい。



解説 図 7.3 コンクリート被覆の取り付け状況例

〔参考文献〕

- 1) (社) 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針，平成 11 年 3 月
- 2) (社) 日本道路協会：道路土工 仮設構造物工指針，平成 11 年 3 月
- 3) (社) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，平成 14 年 3 月
- 4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，平成 14 年 3 月
- 5) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 14 年 3 月
- 6) 守屋進・村瀬正次・中野啓眞：鋼杭、鋼矢板の土中腐食性状の統計的検討，土木技術資料，2005. 3.
- 7) 守屋進：河川護岸用鋼矢板の全国腐食調査，(社) 日本鋼構造協会 第 22 回鉄構塗装技術討論会発表予稿集，1999. 11
- 8) (社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成 19 年 7 月
- 9) (社) 日本港湾協会：港湾工事共通仕様書，2004.
- 10) 鋼管杭協会：鋼矢板 設計から施工まで，2007.
- 11) 菊池喜昭・水谷崇亮：二次元模型地盤における矢板壁の挙動，港湾空港技術研究所資料 No. 1064, 2003. 12.
- 12) (社) 日本建築学会：5. 2. 1 地表面沈下量，山留め設計施工指針，平成 12 年 2 月
- 13) 芳賀保夫：木造建物の不同沈下障害(その 1)，日本建築学会大会学術講演概集，1987.
- 14) 間片博之・高橋良文・山田孝治・吉田保：シールド掘削に伴う地盤沈下と家屋被害について，土と基礎，1980. 6.
- 15) (財) 沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(改訂版)，平成 9 年 4 月
- 16) (財) 沿岸開発技術研究センター：港湾構造物の維持・補修マニュアル，平成 11 年 6 月
- 17) 黒澤辰昭・吉野久能・元木卓也・奥田洋一：鋼矢板を用いた道路擁壁の動態観測；第 39 回地盤工学研究発表会 平成 16 年度発表講演集，2004.
- 18) 黒澤辰昭・吉野久能・納見昭広・奥田洋一：鋼矢板を用いた道路擁壁の動態観測(その 2)；第 40 回地盤工学研究発表会 平成 17 年度発表講演集，2005.
- 19) 野田健二・張鋒・中井照夫・H. M. Shahin・林将記・原田典佳・恩田邦彦：自立式鋼矢板の変形性能に関する解析；第 42 回地盤工学研究発表会 平成 19 年度発表講演集，2007.
- 20) 左合靖樹・東出有加・張鋒・中井照夫・原田典佳・恩田邦彦：自立式鋼矢板の耐震性能に関する解析；第 42 回地盤工学研究発表会 平成 19 年度発表講演集，2007.
- 21) 鋼管杭協会：ハット形鋼矢板 900 技術資料，2006.
- 22) 鋼管杭協会：透水性鋼矢板技術資料，2004.

〔参 考 資 料〕

資料 1	鋼矢板擁壁の設計計算例	48
資料 2	鋼矢板擁壁の施工	65
資料 3	鋼矢板擁壁の維持管理・補修方法	67
資料 4	鋼矢板擁壁に関する遠心載荷模型実験	70
資料 5	鋼矢板擁壁の数値解析例	105
資料 6	施工過程の影響を考慮した鋼矢板擁壁の実験及び数値解析	110
資料 7	鋼矢板擁壁の施工事例及び修景工の例	122
資料 8	特殊条件下での構造対応例	124
資料 9	鋼矢板の腐食代及び腐食後の断面性能	129

資料 1 鋼矢板擁壁の設計計算例

本設計マニュアルで記述した性能 1 の照査例（想定する荷重を常時及びレベル 1 地震時とした設計計算例）と、広域幹線道路または緊急輸送道路を対象とした性能 1 および性能 2 の照査例（レベル 2 地震時に対する検討まで行う場合の設計計算例）を示す。

1. 常時及びレベル 1 地震時に対する設計計算例

(1) 設計条件

1) 標高

①天端高 ; C.H. = +2.50m

②設計地盤面 ; D.L. = ±0.00m

③鋼矢板背面水位 ; R.W.L. = ±0.00m

④鋼矢板前面水位 ; W.L. = ±0.00m

2) 自重 ; 鋼矢板及び修景工の自重は考慮しない（修景工は塗覆装による）。
鋼矢板擁壁頂部には構造物は設置しないものとする。

3) 上載荷重 ; $q = 10 \text{ kN/m}^2$ (常時), $q' = 5 \text{ kN/m}^2$ (地震時)

4) 土質条件

①裏込め土 (C.H. ~ D.L.)

内部摩擦角 ; $\phi = 30^\circ$

単位体積重量 ; $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

②設計地盤面以深(D.L.~)

平均 N 値 ; $N=10$

受働側地盤のせん断抵抗角 ; $N=10$ として式 3.1 により算定。受働側地表面から 5m 未満までを対象とすれば、有効上載圧 $\sigma_v' < 50 \text{ kN/m}^2$ となるため、
 $\sigma_v' = 50 \text{ kN/m}^2$ として算定

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 = 4.8 \log \left(\frac{170 \times 10}{50 + 70} \right) + 21 = 34^\circ$$

③壁面摩擦角

主働土圧算定時の砂質土での壁面摩擦角 ; $\delta = 15^\circ$

5) 水の単位体積重量 ; $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$

6) レベル 1 地震時の設計水平震度 ; II 種地盤，強震帯地域として解説 式 4.6 により算定

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} = 1.0 \times 0.20 = 0.20$$

7) その他の荷重 ; 雪荷重は考慮しない。また、鋼矢板擁壁頂部には遮音壁や防護柵を直接設置しないため、風荷重，衝突荷重は考慮しない。

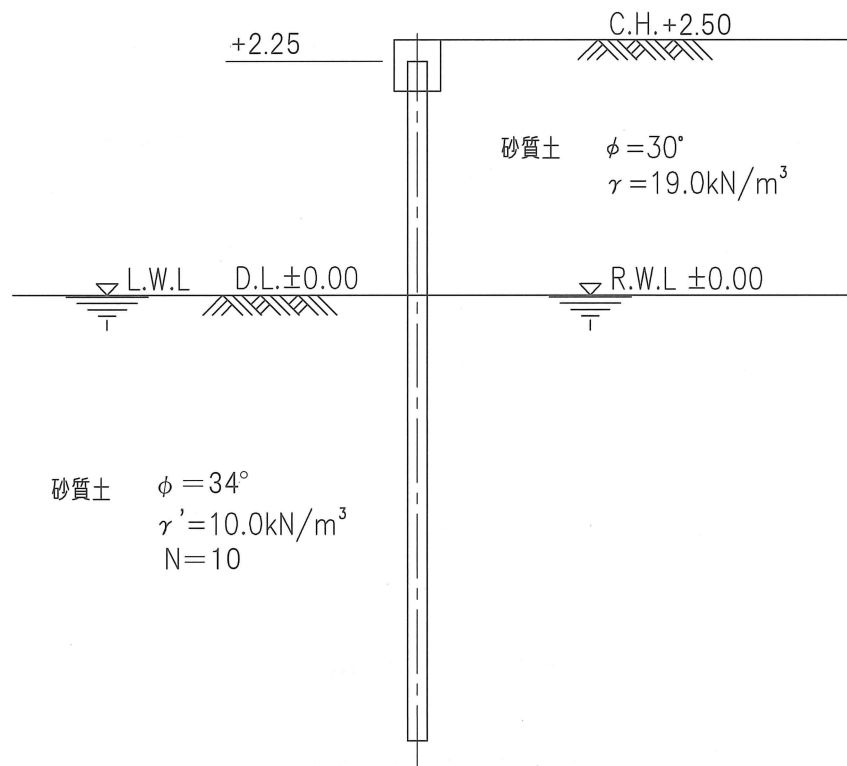
8) 腐食代および断面性能の有効率

腐食代は片面 1mm、両面で 2mm を考慮する。ハット形鋼矢板を使用するものとし、断面二

次モーメントおよび断面係数の有効率は解説 表 5.1 のとおり 100%として計算する。

9) 許容変位量

設計地盤面での許容水平変位量は、常時及びレベル 1 地震時とも 15mm 以下、鋼矢板頭部の許容水平変位量は常時 1.0%、レベル 1 地震時 1.5%以下とする。ここでは、鋼矢板擁壁周辺には建築物はないものとする。



(2) 土圧強度

1) 土圧係数

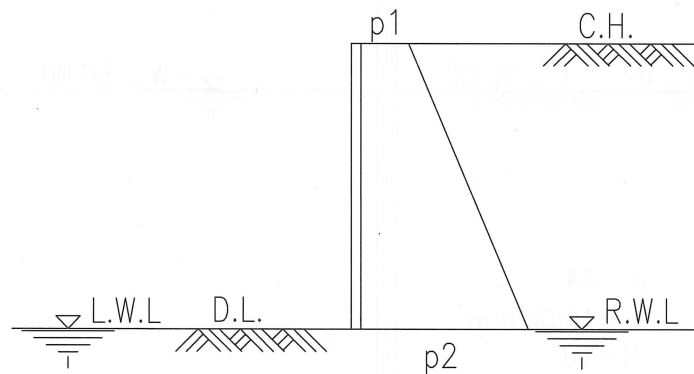
4章 4.4 及び 4.6 の土圧式により算出した土圧係数を参考 表 1.1 に示す。

参考 表 1.1 土圧係数

せん断抵抗角 ϕ	壁面摩擦角 δ	設計震度 k	土圧係数 $K_A \cos \delta$
30°	+15°	0.00	0.291
		0.20	0.437

2) 土圧強度

参考 図 1.2 に示す各土層境界面における土圧強度を算出すると参考 表 1.2 のようになる。



参考 図 1.2 記号図

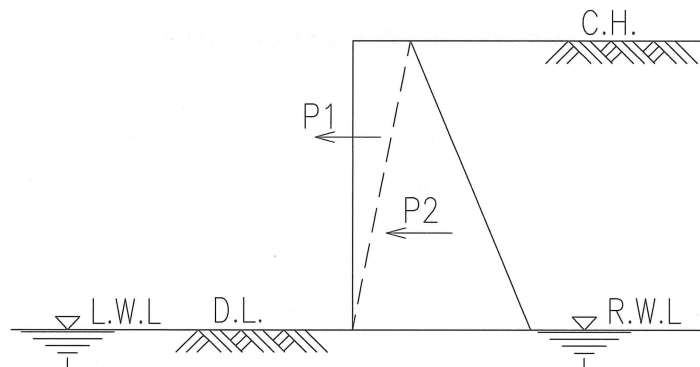
参考 表 1.2 土圧強度

i	常 時			地 震 時		
	土圧係数 K_i	荷重 w_i (kN/m ²)	土圧強度 $p_i = K_i \cdot w_i$ (kN/m ²)	土圧係数 K_i	荷重 w_i (kN/m ²)	土圧強度 $p_i = K_i \cdot w_i$ (kN/m ²)
1	0.291	10.0	2.91	0.437	5.0	2.18
2	0.291	57.5	16.74	0.437	52.5	22.92

(3) 地上部の荷重

1) 水平力とモーメント

設計地盤面より上の土圧による荷重を、参考 図 1.3 に示すように分割して算出する。



参考 図 1.3 荷重図

参考 表 1.3 水平力及びモーメント

j	常 時			地 震 時		
	水平力 P_j (kN/m)	距離 ℓ_j (m)	モーメント $M_j=P_j \cdot \ell_j$ (kN・m/m)	水平力 P_j (kN/m)	距離 ℓ_j (m)	モーメント $M_j=P_j \cdot \ell_j$ (kN・m/m)
1	3.64	1.67	6.08	2.73	1.67	4.56
2	20.93	0.83	17.37	28.65	0.83	23.78
計	$P=24.57$	—	$\Sigma M=23.45$	$P=31.38$	—	$\Sigma M=28.34$

合力作用位置 h_0 は下記のように求められる。

$$\textcircled{1} \text{ 常 時 ; } h_0 = \frac{\Sigma M}{P} = \frac{23.45}{24.57} = 0.954\text{m}$$

$$\textcircled{2} \text{ 地震時 ; } h_0 = \frac{28.34}{31.38} = 0.903\text{m}$$

(4) 鋼矢板壁の設計

ハット形鋼矢板 SP-10H 型を使用するものとして設計を行う。この場合、鋼矢板壁の断面性能は参考表 9.3 により求められた腐食後の数値を用いるものとする。構造計算は 6 章 6.5 に示す簡便法によるものとし、半無限長として計算するものとする。

参考表 1.4 鋼矢板壁の断面性能

項目	腐食前	腐食後
断面二次モーメント	$I_0 = 10,500 \times 10^{-8} \text{m}^4/\text{m}$	$I = 8,300 \times 10^{-8} \text{m}^4/\text{m}$
断面係数	$Z_0 = 902 \times 10^{-6} \text{m}^3/\text{m}$	$Z = 713 \times 10^{-6} \text{m}^3/\text{m}$

1) 鋼矢板長の検討

設計地盤面以下の平均 N 値=10 より、水平方向地盤反力係数 k_H を解説 式 6.1 より推定する。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 = \frac{1}{0.3} \times 1 \times 2800 \times 10 = 93,300 \text{kN/m}^3$$

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} = 93,300 \times \left(\frac{10}{0.3} \right)^{-3/4} = 6,730 \text{kN/m}^3$$

鋼矢板上端の標高は、上部コンクリート天端より 0.25m 下げた位置の+2.25m として鋼矢板長 ℓ を式 6.1 より求める。

$$\beta' = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI_0}} = \sqrt[4]{\frac{6730 \times 1.00}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 10500 \times 10^{-8}}} = 0.532 \text{m}^{-1} \quad (\text{根入長計算用})$$

$$\ell \geq 2.25 + \frac{3}{0.532} = 7.89 \text{m}$$

以上の結果より使用鋼矢板は SP-10H 型 $\ell=8.0\text{m}$ とする。

2) 最大曲げモーメント

次に、最大曲げモーメント $M_{\max}$ を解説 式 6.5 より求める。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{6730 \times 1.00}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 8300 \times 10^{-8}}} = 0.564 \text{m}^{-1} \quad (\text{応力検討及び変位検討用})$$

$$\begin{aligned} \text{①常時;} M_{\max} &= \frac{P}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}\right) \\ &= \frac{24.57}{2 \times 0.564} \times \sqrt{(1+2 \times 0.564 \times 0.954)^2 + 1} \times \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2 \times 0.564 \times 0.954}\right) \\ &= 32.04 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{②地震時;} M_{\max} &= \frac{31.38}{2 \times 0.564} \times \sqrt{(1+2 \times 0.564 \times 0.903)^2 + 1} \times \exp\left(\tan^{-1} \frac{1}{1+2 \times 0.564 \times 0.903}\right) \\ &= 39.56 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

3) 応力度の検討

腐食代を見込んだ断面係数を用いて、曲げ応力度 σ を解説 式 6.3 より求める。

$$\textcircled{1} \text{常 時} ; \sigma = \frac{|M_{\max}|}{Z} = \frac{32.04 \times 10^6}{713 \times 10^3} = 44.9 \text{N/mm}^2 \leq 180 \text{N/mm}^2$$

$$\textcircled{2} \text{地震時} ; \sigma = \frac{39.56 \times 10^6}{713 \times 10^3} = 55.5 \text{N/mm}^2 \leq 270 \text{N/mm}^2$$

4) 変位量の検討

解説 式 6.4 より擁壁の変位を求める。

$$\textcircled{1} \text{常 時} ; \delta_1 = \frac{(1 + \beta h_0)}{2E\ell\beta^3} P = \frac{1 + 0.564 \times 0.954}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 8300 \times 10^{-8} \times 0.564^3} \times 24.57$$

$$= 0.0063 \text{m} = 6.3 \text{mm} \leq 15 \text{mm}$$

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2\beta h_0)}{2E\ell\beta^2} PH = \frac{1 + 2 \times 0.564 \times 0.954}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 8300 \times 10^{-8} \times 0.564^2} \times 24.57 \times 2.50$$

$$= 0.0121 \text{m} = 12.1 \text{mm}$$

$$\delta_3 = \frac{BH^3 \sum Q_j}{EI} = \frac{1.0 \times 2.50^3 \times 1.656}{2.0 \times 10^8 \times 8300 \times 10^{-8}} = 0.0016 \text{m} = 1.6 \text{mm}$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 6.3 + 12.1 + 1.6 = 20.0 \text{mm} \leq 25 \text{mm}$$

$$\textcircled{2} \text{地震時} ; \delta_1 = \frac{1 + 0.564 \times 0.903}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 8300 \times 10^{-8} \times 0.564^3} \times 31.38$$

$$= 0.0080 \text{m} = 8.0 \text{mm} \leq 15 \text{mm}$$

$$\delta_2 = \frac{1 + 2 \times 0.564 \times 0.903}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 8300 \times 10^{-8} \times 0.564^2} \times 31.38 \times 2.50$$

$$= 0.0150 \text{m} = 15.0 \text{mm}$$

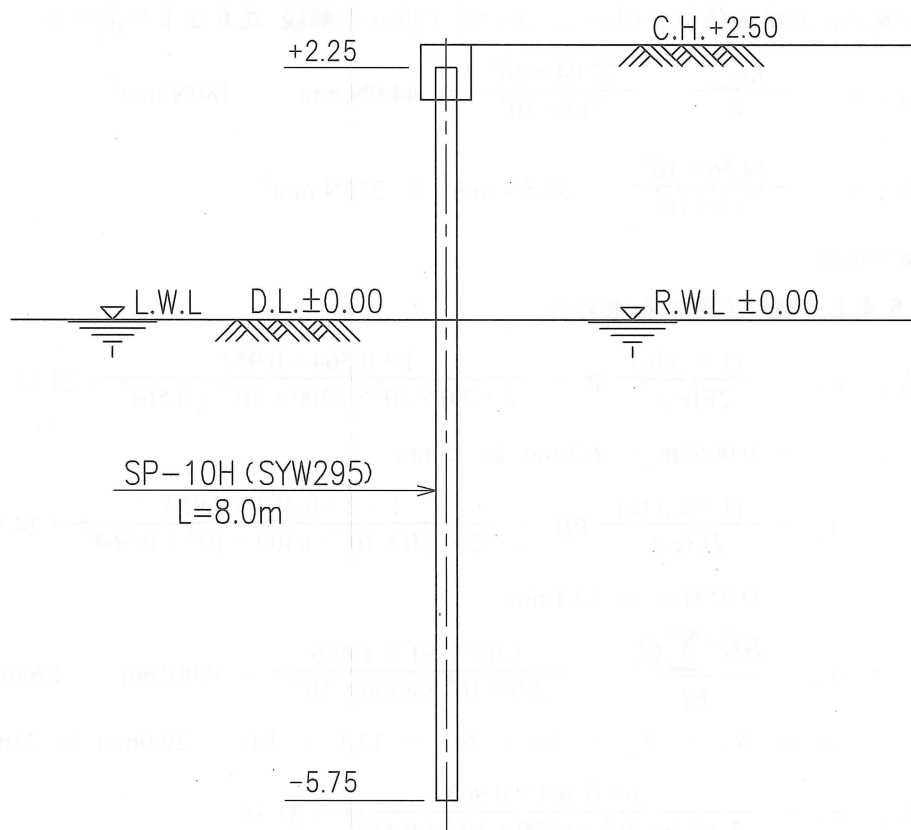
$$\delta_3 = \frac{1.0 \times 2.50^3 \times 1.876}{2.0 \times 10^8 \times 8300 \times 10^{-8}} = 0.0018 \text{m} = 1.8 \text{mm}$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 8.0 + 15.0 + 1.8 = 24.8 \text{mm} \leq 37.5 \text{mm}$$

参考 表 1.5 変形係数

j	常 時			地 震 時		
	Aj= ℓ/h	Zj= $(3-Aj)Aj^2/6$	Qj= $Zj \cdot Pj$	Aj= ℓ/h	Zj= $(3-Aj)Aj^2/6$	Qj= $Zj \cdot Pj$
1	0.668	0.173	0.630	0.668	0.173	0.472
2	0.332	0.049	1.026	0.332	0.049	1.404
計	—	—	$\Sigma Q=1.656$	—	—	$\Sigma Q=1.876$

以上の検討結果から使用鋼矢板は SP-10H 型 $\ell=8.0\text{m}$ とすれば、許容変位量を十分満足する。



参考 図1.4 標準断面

2. レベル2地震時の検討まで行う場合の設計計算例

ここでは、設計対象の道路擁壁が被災した場合に、本復旧が困難で通行不能となった場合に地域の社会経済活動にきわめて重大な影響を及ぼす等によって、レベル2地震時の設計が必要と判断されたものとする。設計法としては本設計マニュアルに記述されている通り、常時及びレベル1地震時には簡便法を用い、レベル2地震時には弾塑性法による照査とした。

(1) 設計条件

1) 標高

①天端高 ; C.H. = +3.00m

②設計地盤面 ; D.L. = ±0.00m

③鋼矢板背面水位 ; R.W.L. = ±0.00m

④鋼矢板前面水位 ; W.L. = ±0.00m

2) 自重 ; 鋼矢板及び修景工の自重は考慮しない（修景工は塗覆装による）。
鋼矢板擁壁頂部には構造物は設置しないものとする。

3) 上載荷重 ; $q = 10 \text{ kN/m}^2$ (常時), $q' = 5 \text{ kN/m}^2$ (地震時)

4) 土質条件

①裏込め土 (C.H. ~ D.L.)

内部摩擦角 ; $\phi = 30^\circ$

単位体積重量 ; $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

②設計地盤面以深(D.L.~)

平均 N 値 ; $N=15$

受働側地盤のせん断抵抗角 ; $N=15$ として式 3.1 により算定。受働側地表面から 5m 未満までを対象とすれば、有効上載圧 $\sigma_v' < 50 \text{ kN/m}^2$ となるため、 $\sigma_v' = 50 \text{ kN/m}^2$ として算定

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 = 4.8 \log \left(\frac{170 \times 15}{50 + 70} \right) + 21 = 36^\circ$$

③壁面摩擦角

主働土圧算定時の砂質土での壁面摩擦角 ; $\delta = 15^\circ$

5) 水の単位体積重量 ; $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$

6) 地震時の設計水平震度

①レベル1地震時の設計水平震度 ; II種地盤，強震帯地域として解説 式 4.6 により算定

$$k_h = cz \cdot k_{h0} = 1.0 \times 0.20 = 0.20$$

②レベル2地震時の設計水平震度 ; II種地盤，強震帯地域として解説 式 4.6 により算定

$$k_h = cz \cdot k_{h0} = 1.0 \times 0.70 = 0.70$$

7) その他の荷重 ; 雪荷重は考慮しない。また、鋼矢板擁壁頂部には直接遮音壁や防護柵を直接設置しないため、風荷重，衝突荷重は考慮しない。

8) 腐食代および継手効率

腐食代は片面 1mm、両面で 2mm 考慮する。ここではU形鋼矢板を使用するものとし、断面

二次モーメントおよび断面係数の有効率は解説 表 5.1 によるものとする。

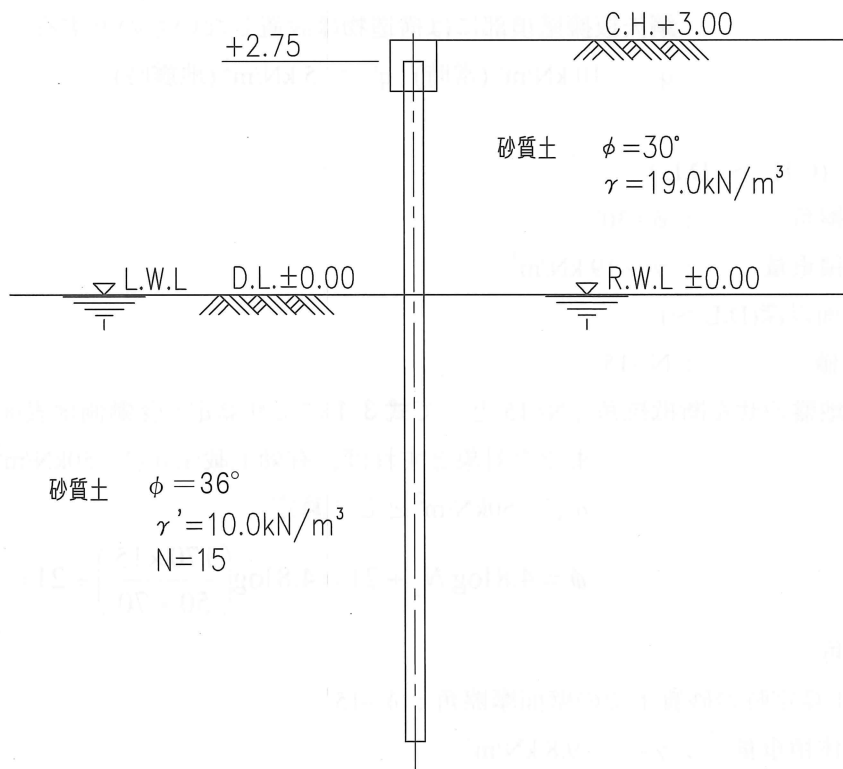
9) 許容変位量

①性能 1 (常時及びレベル 1 地震時) に対する許容水平変位

設計地盤面での許容水平変位量は、常時及びレベル 1 地震時とも 15mm 以下、鋼矢板頭部の許容水平変位量は常時 1.0%、レベル 1 地震時 1.5%以下とする。ここでは、鋼矢板擁壁周辺には建築物はないものとする。

②性能 2 (レベル 2 地震時) に対する許容水平変位

鋼矢板頭部の許容水平変位量はレベル 2 地震時で 30cm とする。ここでは、鋼矢板擁壁周辺には建築物はないものとする。



参考 図 1.5 モデル図

(2) 常時及びレベル1地震時の設計

1) 土圧係数

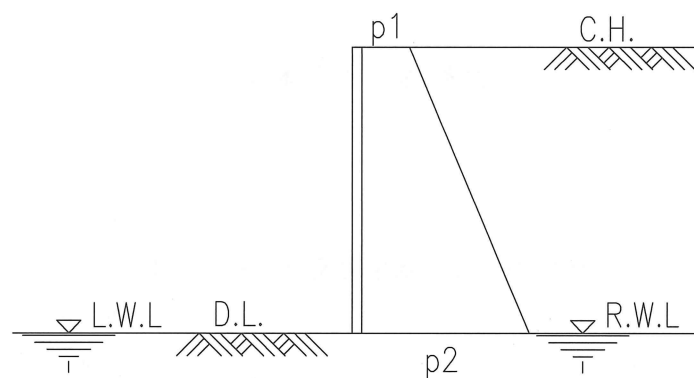
4章4.4及び4.6の土圧式により算出した土圧係数を参考表1.6に示す。

参考表1.6 土圧係数

せん断抵抗角 ϕ	壁面摩擦角 δ	設計震度 k	土圧係数 $K_A \cos \delta$
30°	+15°	0.00	0.291
		0.20	0.437

2) 土圧強度

参考図1.6に示す各土層境界面における土圧強度を算出すると参考表1.7のようになる。



参考図1.6 記号図

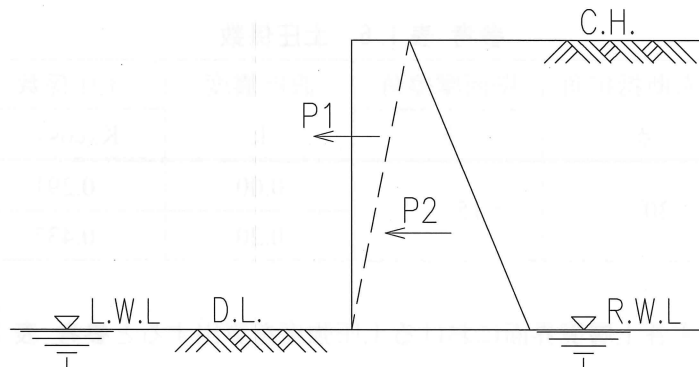
参考表1.7 土圧強度

i	常 時			地 震 時		
	土圧係数 K_i	荷重 w_i (kN/m ²)	土圧強度 $p_i = K_i \cdot w_i$ (kN/m ²)	土圧係数 K_i	荷重 w_i (kN/m ²)	土圧強度 $p_i = K_i \cdot w_i$ (kN/m ²)
1	0.291	10.0	2.91	0.437	5.0	2.18
2	0.291	67.0	19.51	0.437	62.0	27.07

3) 地上部の荷重

①水平力とモーメント

設計地盤面より上の土圧による荷重を、参考 図 1.7 に示すように分割して算出する。



参考 図 1.7 荷重図

参考 表 1.8 水平力及びモーメント

j	常 時			地 震 時		
	水平力 P_j (kN/m)	距離 ℓ_j (m)	モーメント $M_j=P_j \cdot \ell_j$ (kN・m/m)	水平力 P_j (kN/m)	距離 ℓ_j (m)	モーメント $M_j=P_j \cdot \ell_j$ (kN・m/m)
1	4.37	2.00	8.74	3.27	2.00	6.54
2	29.27	1.00	29.27	40.61	1.00	40.61
計	P=33.64	—	$\Sigma M=38.01$	P=43.88	—	$\Sigma M=47.15$

合力作用位置 h_0 は下記のように求められる。

$$\text{i) 常 時 ; } h_0 = \frac{\Sigma M}{P} = \frac{38.01}{33.64} = 1.130\text{m}$$

$$\text{ii) 地震時 ; } h_0 = \frac{47.15}{43.88} = 1.075\text{m}$$

4) 鋼矢板壁の設計

U 形鋼矢板 SP-IVw 型を使用するものとして設計を行う。この場合、鋼矢板壁の断面性能は参考表 9.3 により求められた腐食後の数値を用いるものとする。構造計算は 6 章 6.5 に示す簡便法によるものとし、半無限長として計算するものとする。

参考表 1.9 鋼矢板壁の断面性能

項目	腐食前	腐食後
断面二次モーメント	$I_0 = 56,700 \times 10^{-8} \text{m}^4/\text{m}$	$I = 49,900 \times 10^{-8} \text{m}^4/\text{m}$
断面係数	$Z_0 = 2,700 \times 10^{-6} \text{m}^3/\text{m}$	$Z = 2,380 \times 10^{-6} \text{m}^3/\text{m}$

①鋼矢板長の検討

設計地盤面以下の平均 N 値=15 より、水平方向地盤反力係数 k_H を解説 式 6.1 より推定する。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 = \frac{1}{0.3} \times 1 \times 2800 \times 15 = 140,000 \text{kN/m}^3$$

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} = 140,000 \times \left(\frac{10}{0.3} \right)^{-3/4} = 10,100 \text{kN/m}^3$$

鋼矢板上端の標高は、上部コンクリート天端より 0.25m 下げた位置の +2.75m として鋼矢板長 ℓ を式 6.1 より求める。

$$\beta' = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI_0}} = \sqrt[4]{\frac{10100 \times 1.00}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 56700 \times 10^{-8}}} = 0.386 \text{m}^{-1} \quad (\text{根入長計算用})$$

$$\ell \geq 2.75 + \frac{3}{0.386} = 10.52 \text{m}$$

以上の結果より使用鋼矢板は SP-IVw 型 $\ell=11.0\text{m}$ とする。

②最大曲げモーメント

次に、最大曲げモーメント $M_{\max}$ を解説 式 6.5 より求める。

$$I = 49900 \times 10^{-8} \text{m}^4/\text{m} \times 0.8 = 39900 \times 10^{-8} \text{m}^4/\text{m}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{10100 \times 1.00}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 39900 \times 10^{-8}}} = 0.422 \text{m}^{-1} (\text{応力検討及び変位検討用})$$

$$\begin{aligned} \text{i) 常時;} M_{\max} &= \frac{P}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}\right) \\ &= \frac{33.64}{2 \times 0.422} \times \sqrt{(1+2 \times 0.422 \times 1.130)^2 + 1} \times \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2 \times 0.422 \times 1.130}\right) \\ &= 54.51 \text{kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ii) 地震時;} M_{\max} &= \frac{43.88}{2 \times 0.422} \times \sqrt{(1+2 \times 0.422 \times 1.075)^2 + 1} \times \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2 \times 0.422 \times 1.075}\right) \\ &= 69.08 \text{kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

③応力度の検討

腐食代を見込んだ断面係数を用いて、曲げ応力度 σ を解説 式 6.3 より求める。

$$\text{i) 常 時 ; } \sigma = \frac{|M_{\max}|}{Z} = \frac{54.51 \times 10^6}{2380 \times 10^3} = 22.9 \text{ N/mm}^2 \leq 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{ii) 地震時 ; } \sigma = \frac{69.08 \times 10^6}{2380 \times 10^3} = 29.0 \text{ N/mm}^2 \leq 270 \text{ N/mm}^2$$

④変位量の検討

解説 式 6.4 式より擁壁の変位を求める。

$$\begin{aligned} \text{i) 常 時 ; } \delta_1 &= \frac{(1 + \beta h_0)}{2EI\epsilon \beta^3} P = \frac{1 + 0.422 \times 1.130}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 39900 \times 10^{-8} \times 0.422^3} \times 33.64 \\ &= 0.0041 \text{ m} = 4.1 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{(1 + 2\beta h_0)}{2EI\epsilon \beta^2} PH = \frac{1 + 2 \times 0.422 \times 1.130}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 39900 \times 10^{-8} \times 0.422^2} \times 33.64 \times 3.00 \\ &= 0.0069 \text{ m} = 6.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\delta_3 = \frac{BH^3 \sum Q_j}{EI} = \frac{1.0 \times 3.00^3 \times 2.190}{2.0 \times 10^8 \times 39900 \times 10^{-8}} = 0.0007 \text{ m} = 0.7 \text{ mm}$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 4.1 + 6.9 + 0.7 = 11.7 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{ii) 地震時 ; } \delta_1 &= \frac{1 + 0.422 \times 1.075}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 39900 \times 10^{-8} \times 0.422^3} \times 43.88 \\ &= 0.0053 \text{ m} = 5.3 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{1 + 2 \times 0.422 \times 1.075}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 39900 \times 10^{-8} \times 0.422^2} \times 43.88 \times 3.00 \\ &= 0.0088 \text{ m} = 8.8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\delta_3 = \frac{1.0 \times 3.00^3 \times 2.556}{2.0 \times 10^8 \times 39900 \times 10^{-8}} = 0.0009 \text{ m} = 0.9 \text{ mm}$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 5.3 + 8.8 + 0.9 = 15.0 \text{ mm} \leq 45 \text{ mm}$$

参考 表 1.10 変形係数

j	常 時			地 震 時		
	Aj= ℓ/h	Zj= $(3-Aj)Aj^2/6$	Qj= $Zj \cdot Pj$	Aj= ℓ/h	Zj= $(3-Aj)Aj^2/6$	Qj= $Zj \cdot Pj$
1	0.667	0.173	0.756	0.667	0.173	0.566
2	0.333	0.049	1.434	0.333	0.049	1.990
計	—	—	$\Sigma Q=2.190$	—	—	$\Sigma Q=2.556$

故に、常時及びレベル 1 地震時の性能 1 に対する必要な性能を満たしている。

次にレベル 2 地震時の性能 2 に対する検討を行う。

(3) レベル 2 地震時の設計

1) 土圧係数

4章 4.6 の土圧式により算出した主働土圧係数を参考 表 1.11 に示す。ここで、 $\phi - \theta < 0$ のときは、 $\sin(\phi - \theta) = 0$ として主働土圧係数を算定する。

参考 表 1.11 主働土圧係数

せん断抵抗角 ϕ	壁面摩擦角 δ	設計震度 k	土圧係数 $K_A \cos \delta$
30°	$+15^\circ$	0.70	1.820

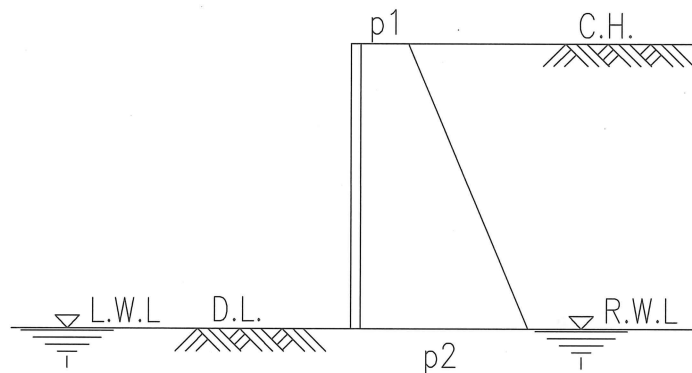
解説 式 6.6 により算出した受働土圧係数を参考 表 1.12 に示す。

参考 表 1.12 受働土圧係数

せん断抵抗角 ϕ	壁面摩擦角 $\delta (= -\phi/6)$	設計震度 K	土圧係数 $K_p \cos \delta$
36°	-6°	0.70	4.752

2) 土圧強度

参考 図 1.8 に示す各土層境界面における土圧強度を算出すると参考 表 1.13 のようになる。



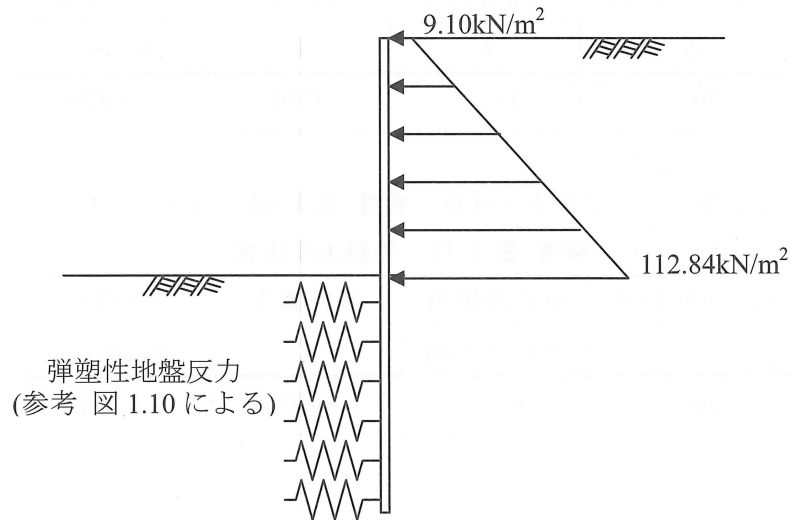
参考 図 1.8 記号図

参考 表 1.13 土圧強度

i	土圧係数 K_i	荷重 w_i (kN/m ²)	土圧強度 $p_i = K_i \cdot w_i$ (kN/m ²)
1	1.820	5.0	9.10
2	1.820	62.0	112.84

3) 鋼矢板壁の設計

U形鋼矢板 SP-IVw 型を使用するものとして設計を行う。鋼矢板壁の断面性能は参考 表 1.9 の通りである。構造計算は 6 章 6.5 に示す弾塑性性法によるものとし、参考 図 1.9 及び参考 図 1.10 に示すモデルにて計算するものとする。

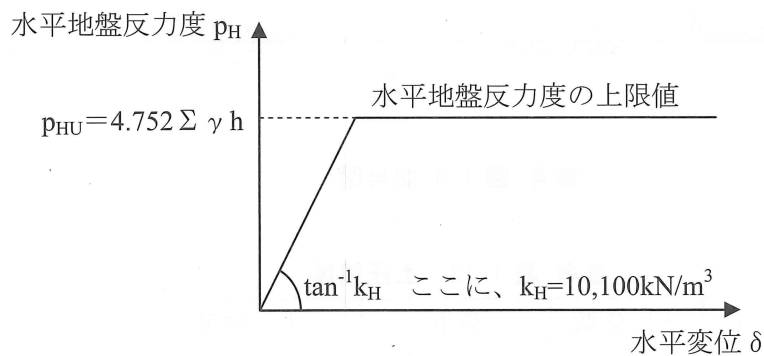


参考 図 1.9 鋼矢板壁構造計算モデル

設計地盤面以下の平均 N 値=15 より、水平方向地盤反力係数 k_H を解説 式 6.1 より推定する。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 = \frac{1}{0.3} \times 1 \times 2800 \times 15 = 140,000 \text{ kN/m}^3$$

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} = 140,000 \times \left(\frac{10}{0.3} \right)^{-3/4} = 10,100 \text{ kN/m}^3$$



参考 図 1.10 弾塑性地盤反力モデル

①鋼矢板長の仮定

鋼矢板上端の標高は、上部コンクリート天端より 0.25m 下げた位置の+2.75m として鋼矢板長 ℓ を式 6.1 より求める。

$$\beta' = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI_0}} = \sqrt[4]{\frac{10100 \times 1.00}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 56,700 \times 10^{-8}}} = 0.386 m^{-1} \quad (\text{根入長計算用})$$

$$\ell \geq 2.75 + \frac{3}{0.386} = 10.52 m$$

以上の結果より使用鋼矢板は SP-IVw 型 $\ell = 11.0m$ を用いると仮定する。

②水平変位量，最大曲げモーメント，応力度の計算

6章 6.6 に基づく計算により、鋼矢板の頭部水平変位量，最大曲げモーメント，応力度を求める。

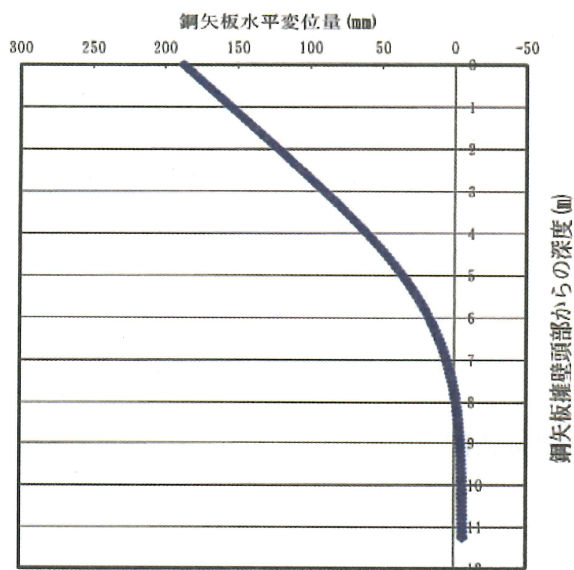
$$\delta = 18.8 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 534.89 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

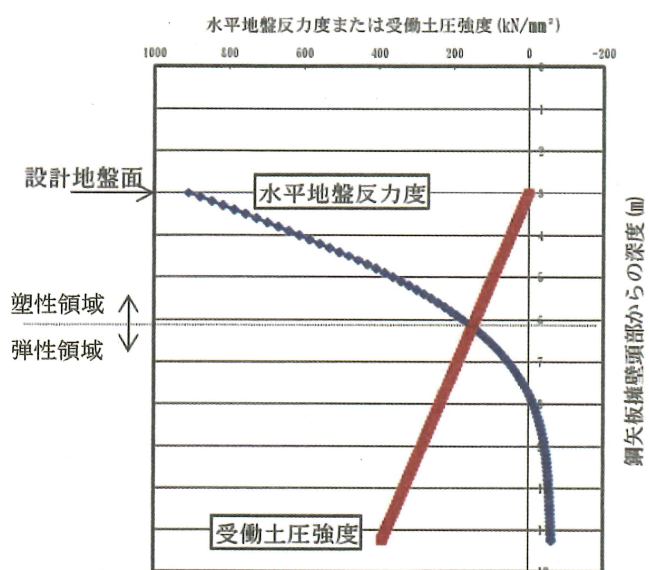
$$\sigma = \frac{|M_{\max}|}{Z} = \frac{534.89 \times 10^6}{2,380 \times 10^3} = 225 \text{ N/mm}^2 \leq 295 \text{ N/mm}^2$$

③根入れ部の弾性領域の確認

参考 図 1.11 に鋼矢板擁壁の水平変位図を示す。参考 図 1.12 鋼矢板擁壁周辺地盤の強度分布より、鋼矢板頭部から 6.17m（設計地盤面から 3.17m）以深で水平地盤反力度は受働土圧強度よりも小さくなっており、鋼矢板根入れ部先端に弾性領域が存在することが確認できることから、鋼矢板長は 11.0m と決定する。



参考 図 1.11 鋼矢板擁壁の水平変位図



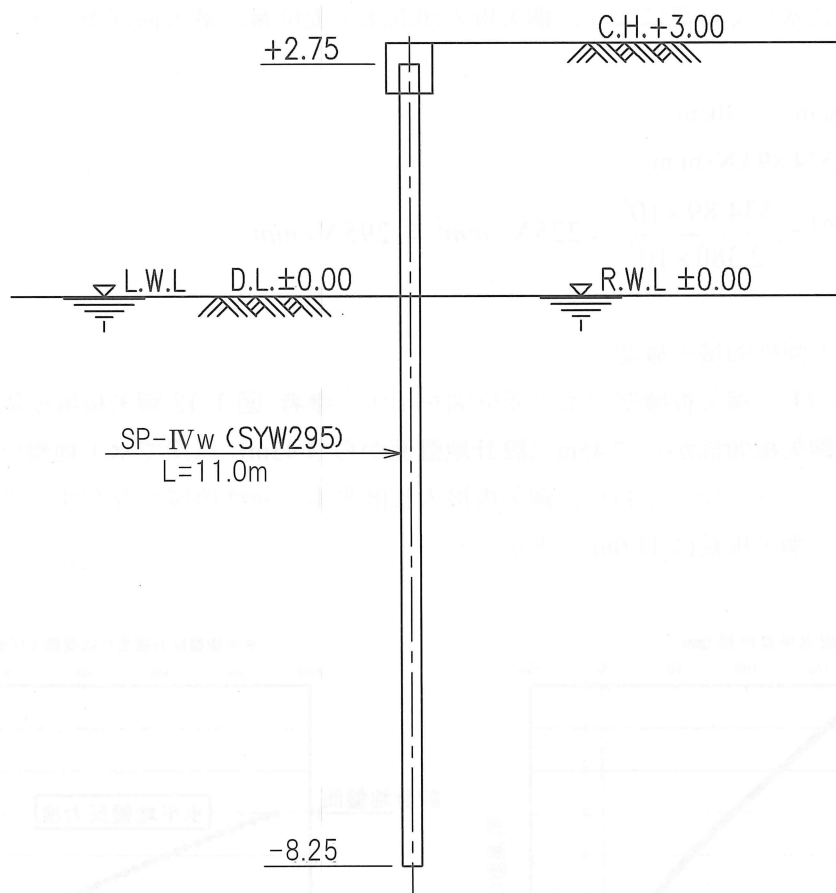
参考 図 1.12 鋼矢板擁壁周辺地盤の強度分布

(4) 検討結果のまとめ

常時及びレベル 1 地震時、レベル 2 地震時の計算結果を参考 表 1.14 に示す。

参考 表 1.14 計算結果

項目	常時	レベル 1	レベル 2
矢板長	10.52m→11.0m	10.52m→11.0m	10.52m→11.0m
応力	$22.9 \text{ N/mm}^2 \leq 180 \text{ N/mm}^2$	$29.0 \text{ N/mm}^2 \leq 270 \text{ N/mm}^2$	$225 \text{ N/mm}^2 \leq 295 \text{ N/mm}^2$
変位量	$11.7 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm}$	$15.0 \text{ mm} \leq 45 \text{ mm}$	$188 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$



参考 図 1.12 標準断面図

以上の検討結果から使用鋼矢板は SP-IVw 型 $\ell=11.0\text{m}$ とする。

資料 2 鋼矢板擁壁の施工

本資料では鋼矢板擁壁の施工に関する基本的な事項について記述する。

1. 施工計画

鋼矢板擁壁の施工にあたっては、設計図書等に明記された施工の諸条件を遵守しなければならない。鋼矢板擁壁に要求される性能を確保する為には、施工に先立ち十分な調査を行い、これに基づいた施工計画を立てる必要がある。また、調査結果が、設計段階で推定・設定した地盤・土質条件等と大きく異なる場合には、必要に応じて追加の調査を行い、鋼矢板擁壁の性能に大きく影響を及ぼすと考えられる場合には、設計の見直しや補強・改良などの対策、施工法の見直しなどの検討も必要である。

施工のための調査項目としては、①現地盤や地下水、②周辺の構造物、③現場の施工条件、④気象などの環境条件などがある。特に近接した構造物などがある場合にはそれらの基礎や構造についても調査し、鋼矢板擁壁の変形に伴う周辺地盤の沈下、移動、傾斜などにより被害を与えないように留意する必要がある。

2. 施工方法

鋼矢板の代表的な施工法であるバイブロハンマ工法と油圧圧入工法の概要と特徴を示す（参考図 2.1 参照）。

1) バイブロハンマによる施工

バイブロハンマによる振動工法は、起振機により発生させた鉛直方向の振動力を利用して打ち込む工法であり、施工能率が高く経済的な施工が可能である。また、施工途中においても引抜くことが出来るため、傾斜の修正が容易である。騒音は比較的少ないが、振動が大きいため適用場所が限定される。締まった砂層や砂礫層で、ウォータージェットを併用する場合は、地盤のゆるみに留意する必要がある。



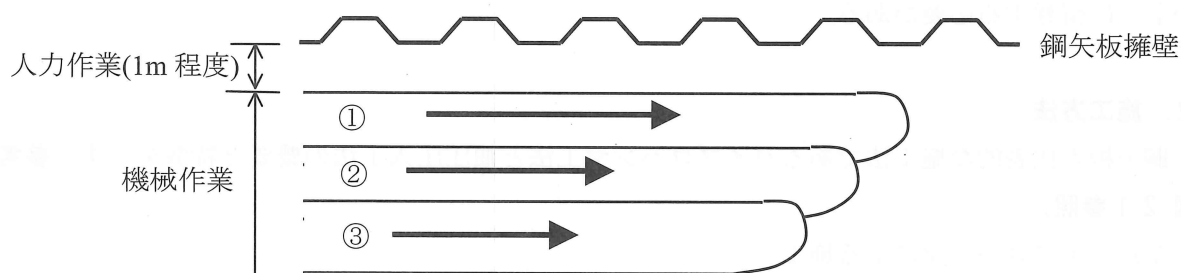
参考 図 2.1 鋼矢板の施工方法（左：バイブロハンマ 右：油圧圧入機）

2) 油圧圧入機による施工

油圧圧入機を用いた圧入工法は、騒音・振動が極めて少なく、市街地や住宅地等における施工に適している。既に打ち込んだ鋼矢板の引抜き抵抗力を反力として新しい鋼矢板を油圧で静的に押し込む為、圧入力にはおのずと限界がある。ウォータージェット等を併用する場合は、地盤のゆるみに留意する必要がある。

3. 盛土工及び切土工

鋼矢板擁壁の施工のうち、盛土工及び切土工については、「道路土工 擁壁工指針」（社団法人日本道路協会，平成 11 年 3 月）を参考に施工するものとする。盛土工では、補強土擁壁での盛土工を参考として、参考 図 2.2 に示すように、盛土材のまき出しは、鋼矢板壁面と平行に、かつ鋼矢板壁面側から盛土奥側に向けて行い、さらに、建設機械は鋼矢板壁面から 1m 程度離すものとし、施工機械による鋼矢板擁壁への過剰な応力による変状を生じないように注意するものとする。また、切土工では、施工中に一時的に標準のり勾配より急に掘削することがあるため、事前調査を行って十分に施工計画，安全衛生計画を作成した上で切土を実施するとともに、設計上の余掘り量をこえないように留意して掘削（過掘りを防止）する。



参考 図 2.2 盛土材のまき出し・敷均しの考え方

4. 施工管理

鋼矢板擁壁の品質確保のためには、十分な出来形管理を行う必要がある。参考として、以下に『港湾工事共通仕様書』の港湾工事出来形管理基準を示す。

- 1) 矢板法線に対する出入り $\pm 10\text{cm}$
- 2) 矢板法線に対する傾斜 10/1000 (1.0%)

鋼矢板擁壁は、近接施工や現況交通、周辺環境への影響などの、施工条件の厳しい箇所で選定されることの多い擁壁形式である。そのため、周辺環境に及ぼす影響に配慮し適切な施工方法を選択する必要がある。

資料3 鋼矢板擁壁の維持管理・補修方法

本設計マニュアルは、鋼矢板擁壁の設計に関わる事項を主に記述している。しかしながら、鋼矢板擁壁に要求される機能を十分に発揮するためには適切な維持管理・補修を行うことが不可欠である。

そこで、本資料では、擁壁一般の維持管理・補修方法に加えて、鋼矢板の特性を考慮した補修・補強対策を記述する。

1. 維持管理・補修方法の基本

鋼矢板擁壁の機能を良好に維持し、鋼矢板の安全性の低下を防止するために、鋼矢板擁壁の設置条件等に応じて、点検、評価、補修等の総合的な維持管理計画を行う必要がある。鋼矢板擁壁に要求される機能を十分に発揮するためには建設に先立って十分な調査を行っておくとともに、供用期間中の劣化などの経年的な変化についても十分な調査を行って維持管理を行うことが必要である。

鋼矢板擁壁の設計においては現地の地盤条件や要求される性能から鋼矢板断面を決定し、所定の安定計算を行うが、これらの設計資料はできるだけ詳細に記録し保存するものとする。その際に、所定の様式を定め、取りまとめておくことが望ましい。

鋼矢板擁壁に限らず、擁壁はある程度の変形を生じながら安定するものであり、施工後安定するまでにの間に若干の変形を生じる場合がある。このような特徴を十分理解し、変状の進行などに関する維持管理記録は、設計資料、工事記録とともに保存する必要がある。

点検・検査、評価、維持、補修・補強等の維持管理に関するデータは、鋼矢板擁壁の健全度に対する適切な評価、維持あるいは補修等を行うための基礎的な情報であるとともに、鋼矢板擁壁の劣化対策を行う際や鋼矢板擁壁のライフサイクルコストの低減を検討する際等に有用である。

鋼矢板擁壁の維持管理にあたっては、目視による外観点検を主として行い、状況に応じてさらに詳細な点検、調査を行うことにより変状を把握する必要がある。鋼矢板擁壁の点検には、全国で一斉に行われる防災総点検、定期的に鋼矢板擁壁に接近して行う定期点検、異常気象の前後など必要に応じて行う異常時点検、通常巡回の際に行う日常点検がある。これらの点検を効率的に行うためには橋梁などの構造物と同様に鋼矢板擁壁についても台帳を作成しておくことが望ましい。巡回の際の点検項目と着眼点は、他の擁壁構造物に準拠し、参考 表 3.1 に従う。

参考 表 3.1 巡回時の点検項目と着眼点

点検項目	着眼点
ひびわれ ゆるみ はらみ	欠落または崩壊に結びつく著しいひびわれ、ゆるみ、または、はらみだしはないか また、その進展のおそれはないか
沈下 移動 倒れ	倒壊に結びつく著しい沈下、移動、または倒れはないか また、その進展のおそれはないか 背面土の異常はないか
目地の異常	目地のずれ、開き、またその程度はどうか
洗掘	基礎または本体の周辺が著しく洗掘されていないか また、その進展のおそれはないか
排水 漏水	水抜き孔や目地から著しい出水、にぎり、水量の変化、または水抜き孔の詰まりはないか
鉄筋の露出 腐食	鋼矢板のコーピングコンクリートや化粧パネルの主鉄筋が大きく露出したり、腐食していないか また、その進展のおそれはないか
鋼矢板の腐食	鋼矢板に、孔食等の著しい腐食がないか また、その進展のおそれはないか

鋼矢板擁壁の点検により変状が認められ、補修・補強が必要が生じた場合には、まず、道路交通や第三者の安全確保を第一に考え応急的な対策を講ずるものとする。

応急対策後、原因把握などの調査を行い、恒久的な補修・補強が必要かどうかを判断し、対策を講ずるものとする。鋼矢板擁壁の補修・補強が応急対策でよいか、恒久対策が必要かの判断は原因を十分に把握し、慎重に決定する必要がある。調査はボーリングによる資料採取や土質試験など時間や費用が必要となるが、工事記録や点検記録、補修・補強記録などから大まかな原因把握ができることが多い。鋼矢板擁壁に変状が認められた場合の応急対策としては、鋼矢板擁壁背面への地表水の浸透防止など鋼矢板擁壁の変状が進行しないように努めるものとする。場合によっては、水抜きボーリングや背面土の排除などの早急な対策が必要となる。応急対策を行っても鋼矢板擁壁の安定性が不十分な場合や、鋼矢板擁壁本体の変状が大きく鋼矢板擁壁の補強が必要と考えられる場合には、変状の程度に応じた補修・補強対策を講じるものとする。

2. 鋼矢板本体の補修・補強方法

鋼矢板本体の補修・補強工法としては、以下のものが挙げられる

- 1) 腐食等の局所的な断面不足であれば、「港湾構造物防食・補修マニュアル 平成9年4月(財団法人沿岸開発技術研究センター)」を参考にして補修する。
- 2) はらみ出しや移動、倒れなどの場合、変状の原因、変状の位置やその程度にもより大幅に対策が異なる。特に鋼矢板擁壁では、はらみ出しや移動、倒れの発生は、地盤変状に起因する場合が多く、鋼矢板擁壁の変状原因、地盤および周辺条件などを十分に検討した上で対策を講ずる必要がある。具体的には以下の対策が考えられる。
 - ①鋼矢板前面へ鋼矢板、地下連続壁などを増打ちすることによる根入れ部を補強する方法
 - ②背面地盤、前面地盤へ薬液注入などを行い、地盤を強化する方法
 - ③PC 鋼線、PC 鋼棒などの鋼材をアンカー材としてボーリング孔内に挿入し、グラウト注入によりアンカーを定着し安定を図る方法

鋼矢板擁壁の老朽化が著しく、補強をしても十分な効果が得られない場合や、鋼矢板擁壁の変状が大きく補修・補強が困難な場合には、変状した鋼矢板擁壁を取り壊し、新しく鋼矢板擁壁を設けることがある。鋼矢板擁壁の更新は抜本的な対策ではあるが、工事費も増加することになるので、適切な維持管理や補強を適宜行うことが重要である。

資料 4 鋼矢板擁壁に関する遠心载荷模型実験

鋼矢板擁壁の耐震安定性を検証するため、動的遠心载荷装置を用いた振動実験を実施した。実験における主な確認項目は下記のとおりである。

- ① 地震時の鋼矢板変位レベルの把握
- ② 鋼矢板根入れ長の（妥当性の）確認
- ③ 地震時の作用土圧性状の把握
- ④ 鋼矢板擁壁の終局状態の確認

1. 遠心力模型実験

(1) 実験内容

1) 実験ケース

実験ケースを参考 表 4.1 に示す。遠心加速度は 40G とした。

参考 表 4.1 実験ケース

ケース	壁高 (mm) *1 <実スケール(m)>	鋼矢板模型 板厚 (mm)	根入れ (mm) *5	地盤	加振波*2
S-1	—	鋼板 4.6mm (V_L 相当)	160mm ($1.9/\beta$ 相当)	豊浦砂 (乾燥) Dr60%	— (頭部水平载荷)
予備 1*2	110mm <4.5m>	鋼板 4.6mm (V_L 相当)	160mm ($1.9/\beta$ 相当)	豊浦砂 (乾燥) Dr60%	実地震波+正弦波 L1、L2、破壊
D-1			250mm ($3.0/\beta$ 相当)		実地震波+正弦波 L1、L2、破壊
D-2			210mm ($2.5/\beta$ 相当)		実地震波+正弦波 L1、L2、破壊
D-EX			210mm (—)	(乾燥) Dr75%	実地震波+正弦波 L1、L2、破壊
D-4		鋼板 2.7mm (Π_w 相当)	145mm ($2.5/\beta$ 相当)	(乾燥) Dr60%	実地震波+正弦波 L1、L2、破壊
D-5	60mm <2.4m>		145mm ($2.5/\beta$ 相当)		実地震波+正弦波 L1、L2、破壊
予備 2	110mm <4.5m>	鋼板 4.6mm (V_L 相当)	160mm (—)	(乾燥) Dr75%	実地震波+正弦波 L1、L2、破壊
L-1	110mm <4.5m>	L 型擁壁模型	20mm		実地震波+正弦波 L1、L2、破壊

*1 実験模型サイズについては、弾性バネ—はりモデル (Chang 式) による試設計結果をもとに、相似則を考慮して決定した。

*2 本载荷前に、①周波数応答特性の把握、②鋼矢板先端支持条件の設定、③加振波形および加振レベルの確定等を目的として、予備試験体による実験を行った。

*3 全ケースについて、高速カメラ撮影等により地盤変形を記録した。

*4 地盤へのメッシュ書きは、全ケースで実施した。

*5 根入れ長は、S-1 試験における地盤バネ推定値を用いて、模型長さを確定した。

参考 表 4.2 実験の着目点と主たる対象ケース

実験の着目点	実験ケース									備考
	予備 1	D-1	D-2	D-EX	D-4	D-5	予備 2	S-1	L-1	
①模型特性の把握、条件設定	◎									先行実施
②根入れ長の影響	◎	◎	◎			○				2/β ~ 3/β 相当
③壁高の違いによる影響			◎			◎				2.4~4.5m 相当
④鋼矢板剛性の違いによる影響			◎		◎	○				矢板型式Ⅱ _w ~Ⅴ _L
⑤地盤相対密度の影響			◎	◎			◎			Dr=60~75%
⑥地盤バネの推定								◎		静的載荷
⑦終局状態の確認			◎			◎			◎	L型擁壁模型と比較

◎：着目点に対する比較・検討ケース

○：着目点に対する参考ケース

2) 鋼矢板模型

- ・板厚 4.6mm (Ⅴ_L型相当模型)、2.7mm (Ⅱ_w型相当模型) の鋼板を作成 (曲げ剛性で相似則を合わせた)。
- ・曲げひずみ計測のため、奥行き方向に 3 分割して短冊状の模型を作成し、中央の矢板にひずみゲージを貼り付けた。
- ・下端はフリー条件とした。

3) 地盤作成

- ・模型地盤は、1G 場において空中落下にて作成した。
- ・気乾状態の豊浦標準砂を用いて Dr=60%、75% を目標に、密度管理で作成した。

4) 実験に用いた材料の特性

①地盤材料

模型地盤作成に用いる豊浦標準砂の密度試験結果を参考 表 4.3 に示す。また、三軸圧縮試験結果を参考 表 4.4 に示す。

参考 表 4.3 豊浦標準砂の密度試験結果

	土粒子密度	最大密度	最小密度
豊浦標準砂	2.652 (g/cm ³)	1.648 (g/cm ³)	1.336 (g/cm ³)

参考 表 4.4 豊浦標準砂の三軸圧縮試験結果

	相対密度 Dr	φ _d
豊浦標準砂	60 (%)	37.4 (°)
	70 (%)	39.6 (°)
	80 (%)	41.1 (°)

②鋼材

鋼矢板模型に用いた鋼材（板厚 $t4.6\text{mm}$ 、 $t2.7\text{mm}$ ）の材料強度を参考表 4.5 に示す。

参考表 4.5 鋼矢板模型に用いた鋼材（板厚 $t4.6\text{mm}$ 、 $t2.7\text{mm}$ ）の材料強度

種 類	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)
板厚 $t4.6\text{mm}$	215	399	38
板厚 $t2.7\text{mm}$	220	440	32

2. 実験結果

(1) 静的載荷実験（ケース S-1）

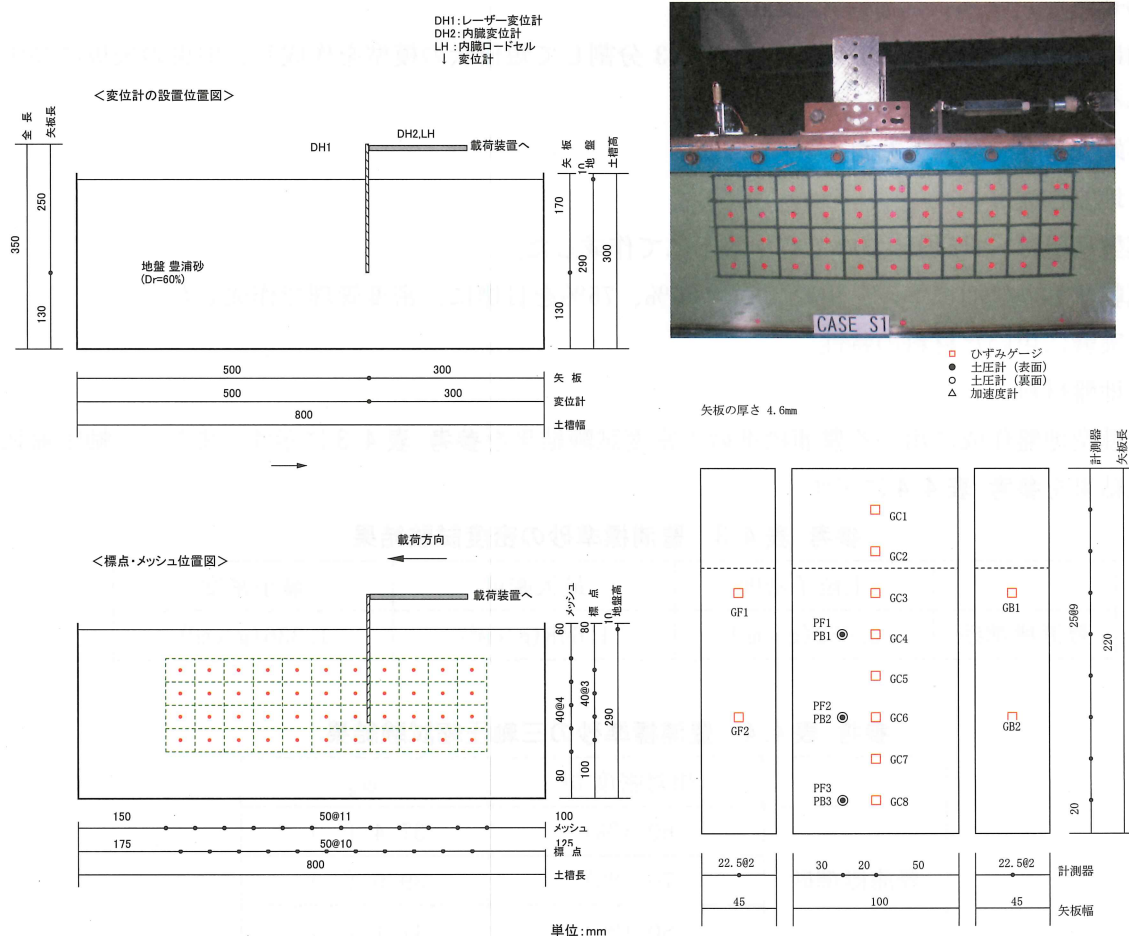
1) 目的

鋼矢板の根入れ長を決定するため、本実験結果より模型地盤の抵抗特性（バネ値）を推定する。

2) 実験条件

参考図 4.1 に模型形状概要及び計測器、標点・メッシュ位置図を示す。

地盤相対密度は、 $Dr=59.8\%$ （60%目標）であった。



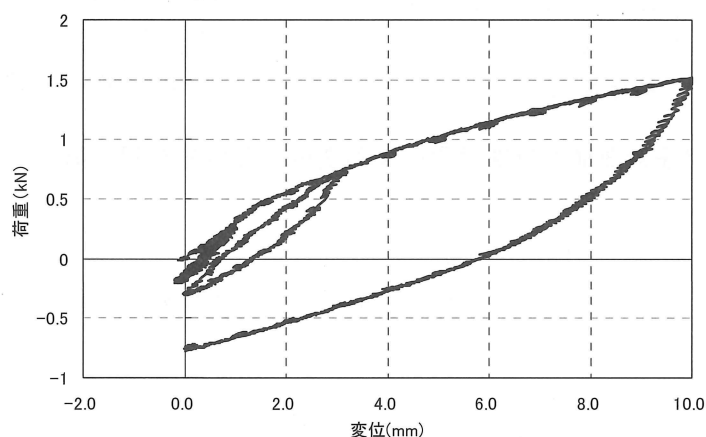
参考図 4.1 模型概要及び計測器、標点・メッシュ位置図（ケース S-1）

荷重パターンは3段階ステップとし、各段階ともに荷重は片押しとし、変位 0 まで引き戻すこととした。遠心加速度 40G 付与後に第 1 ステップを 2 ループ、第 2、第 3 ステップを各 1 ループずつ荷重した。

予備 1 ケースにおける遠心加速度 40G 付加時及びステップ 1 加振後の鋼矢板模型の水平変位量から、本実験 (S-1) の地盤抵抗特性の評価を、荷重点水平変位 1.0mm 時点 (第 1 ステップ最大) で行った。

3) 荷重－変位曲線

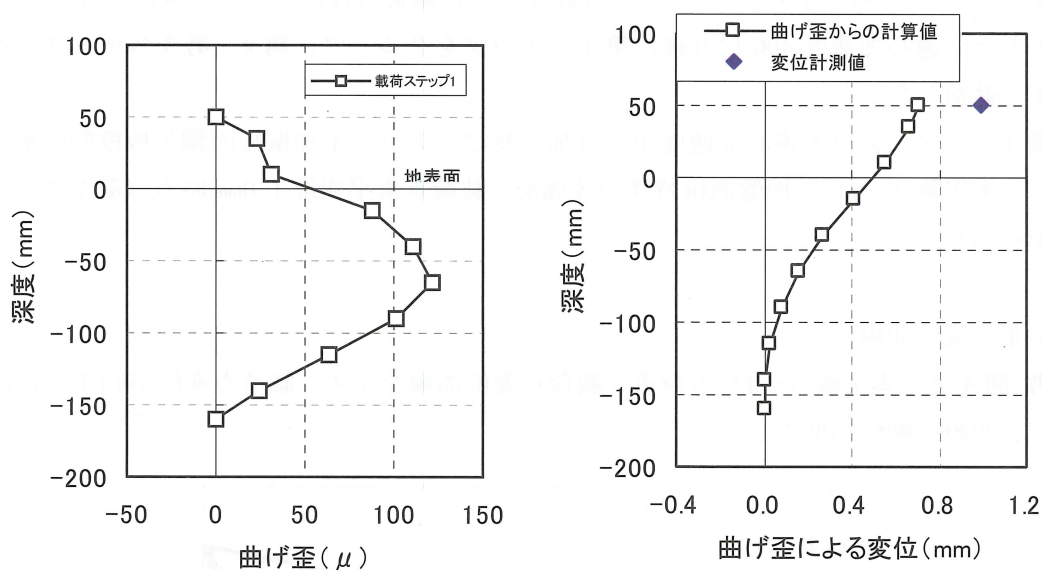
参考 図 4.2 に本実験 (S-1) の荷重－荷重点変位曲線を示す。荷重点変位が約 1.0mm 以降において、明瞭に剛性が低下している。



参考 図 4.2 荷重－荷重点変位曲線

4) 曲げ歪（モーメント）分布

参考 図 4.3 に本実験 (S-1) の曲げ歪及び曲げ歪から逆算した変位分布を示す。曲げ歪分布より鋼矢板の先端で回転が生じていると考えられる。また、曲げ歪（モーメント）分布による鋼矢板たわみ量計算値（荷重点）は、0.71mm であり、計測値 0.996mm のおよそ 70% 程度であった。（撓み成分による変位：先端回転による変位＝7：3）



参考 図 4.3 曲げ歪計測値及び曲げ歪による変位計算値分布図（第 1 ステップ最大時）

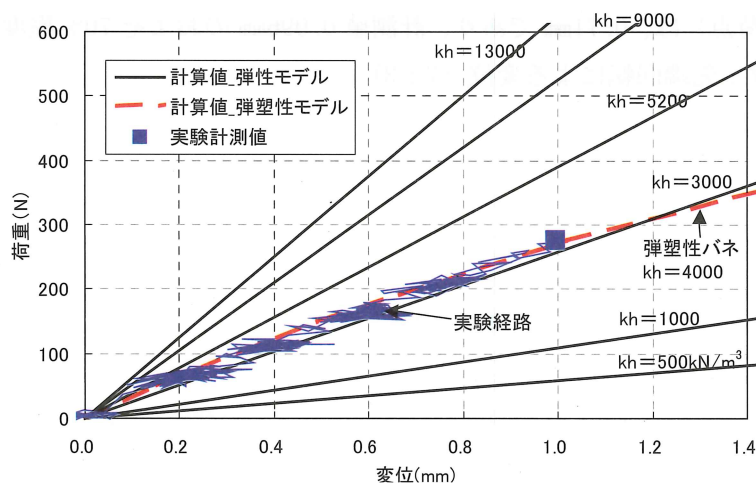
5) 地盤バネ（水平地盤反力係数）推定

下記の 2 通りのモデルによる計算値と実験計測値との比較を行い、模型地盤のバネ値（水平地盤反力係数）の推定を試みた。

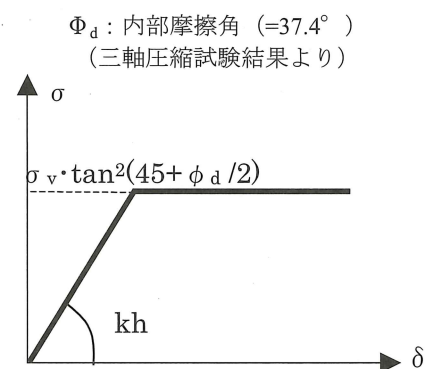
(a) 有限長のチャン式（弾性バネモデル）

(b) 弾塑性バネモデル（参考 図 4.5 参照）

各モデルによる計算値と実験計測値の比較を参考 図 4.4 に示す。実験結果と計算値の比較から水平地盤反力係数 kh は $3000 \sim 4000 \text{ kN/m}^3$ 程度であると推定される。当初の実験計画では室内の三軸試験結果をもとに $kh=13000 \text{ kN/m}^3$ としたが、計画時の値は過大であったと考えられる。道路橋示方書記載の式 $E_0=2800N$ より、 N 値を逆算すると N 値 5 程度となる。



参考 図 4.4 計算値と実験計測値の比較



参考 図 4.5 弾塑性バネ

6) 地盤バネ値修正による鋼矢板長の変更

地盤バネ kh を当初計画の 13000 kN/m^3 から 4000 kN/m^3 に変更

参考 表 4.5 地盤バネ値修正による鋼矢板長の変更

壁高	板厚	変更前 ($kh=13000 \text{ kN/m}^3$)	変更後 ($kh=4000 \text{ kN/m}^3$)
110mm (4.5m 相当)	t4.6mm (鋼矢板 VL 相当)	$\frac{2.0}{\beta}$ 相当 235mm (125mm 根入れ)	$\frac{1.9}{\beta}$ 相当 270mm (160mm 根入れ)
		$\frac{2.5}{\beta}$ 相当 270mm (160mm 根入れ)	$\frac{2.5}{\beta}$ 相当 320mm (210mm 根入れ)
		$\frac{3.0}{\beta}$ 相当 300mm (190mm 根入れ)	$\frac{3.0}{\beta}$ 相当 360mm (250mm 根入れ)

(2) 動の実験

1) 目的

本実験では、根入れ長と矢板模型剛性、壁高、地盤相対密度（乾燥地盤、60%目標、75%目標）をパラメータとして実験を実施した。また、比較のため、L 型擁壁模型による実験を実施した。実験ケースを参考 表 4.6 に示す。

参考 表 4.6 実験ケース

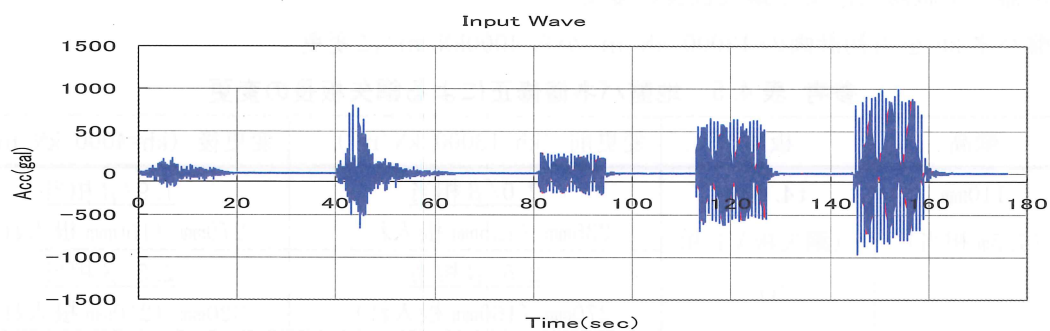
ケース	地盤相対密度		鋼矢板模型		壁高 (mm)	加振ステップ
	目標値	出来形	板厚	長さ (根入れ)		
予備 1	60%	58.7%	4.6mm (型式 VL 相当)	270mm (160mm)	110	参考 図 4.6 参照
予備 2	75%	74.8%		270mm (160mm)	110	同上
D-1	60%	60.4%		360mm (250mm)	110	同上
D-2	60%	61.6%		320mm (210mm)	110	同上
D-4	60%	60.4%	2.7mm	255mm (145mm)	110	同上
D-5	60%	61.7%		205mm (145mm)	60	同上
D-EX	75%	74.9%	4.6mm	320mm (210mm)	110	同上
L-1	75%	73.6%	20mm 根入れ		110	同上

2) 実験条件

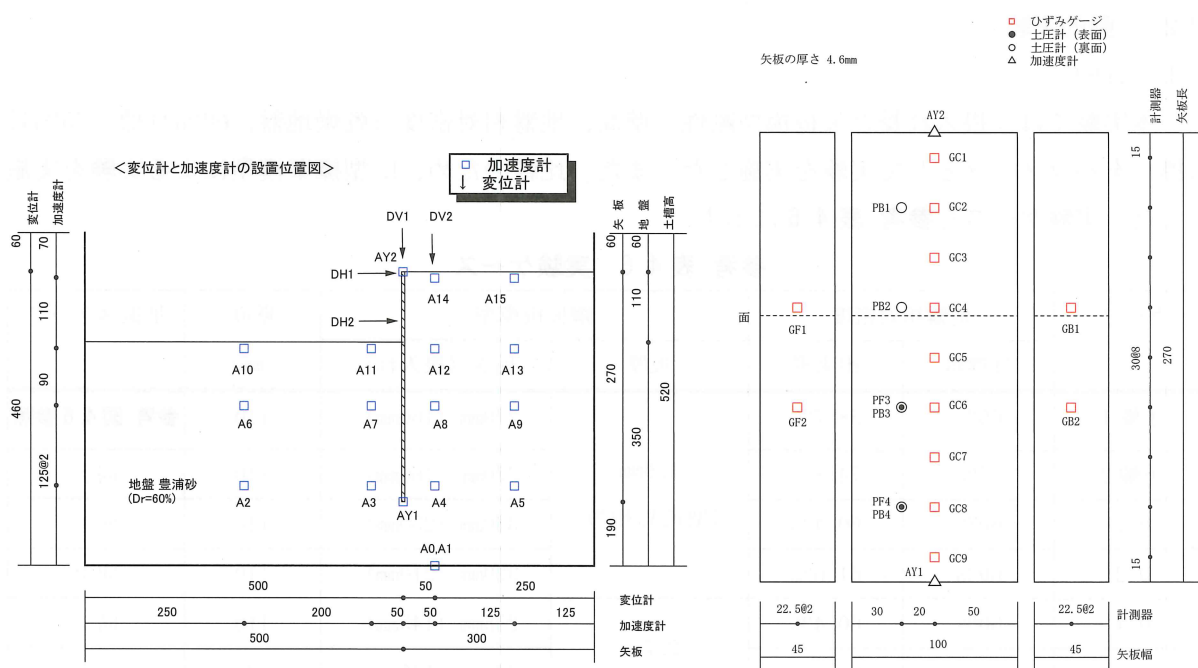
参考 図 4.7～参考 図 4.12 に模型形状概要及び計測器、標点位置図を示す。

入力地震波（参考 図 4.6）は以下①～⑤の 5 波である（1 G 場換算で表示）。実験では、①、②を入力後、一旦遠心加速度を落とした後、再度遠心加速度を上げ、③～⑤を入力した。

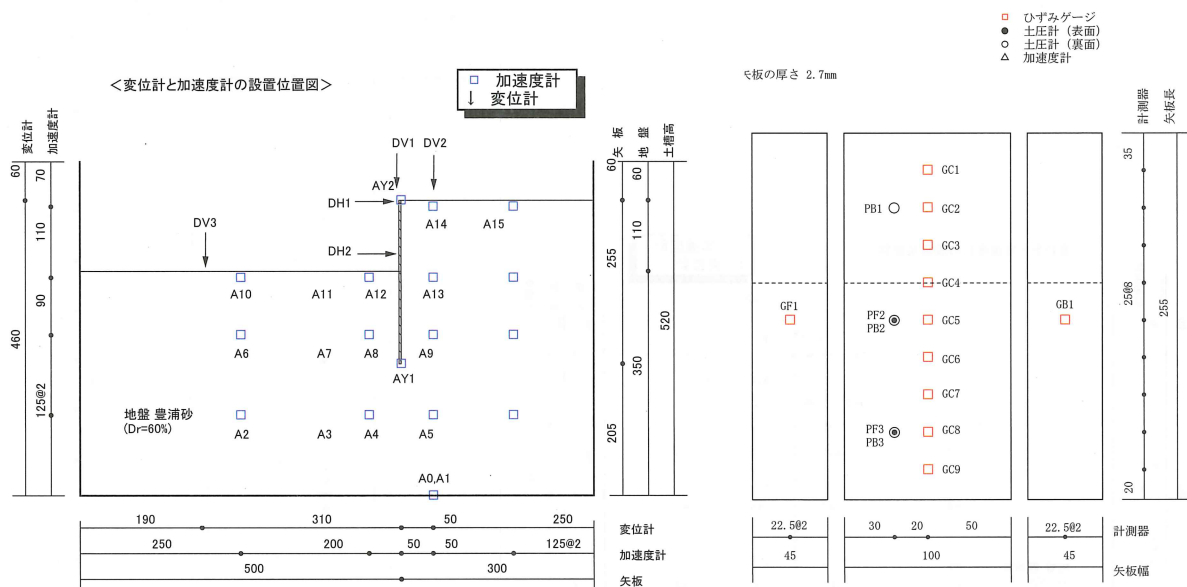
- ① 実地震波 L1 相当(大船渡波 最大 7.2G 実大 180gal 相当)
- ② 実地震波 L2 相当(神戸 PI 波 最大 32G 実大 800gal 相当)
- ③ 正弦波 8G_20(最大 8G 実大 200gal 相当)
- ④ 正弦波 20G_20(最大 20G 実大 500gal 相当)
- ⑤ 正弦波 30G_20(最大 30G 実大 750gal 相当)



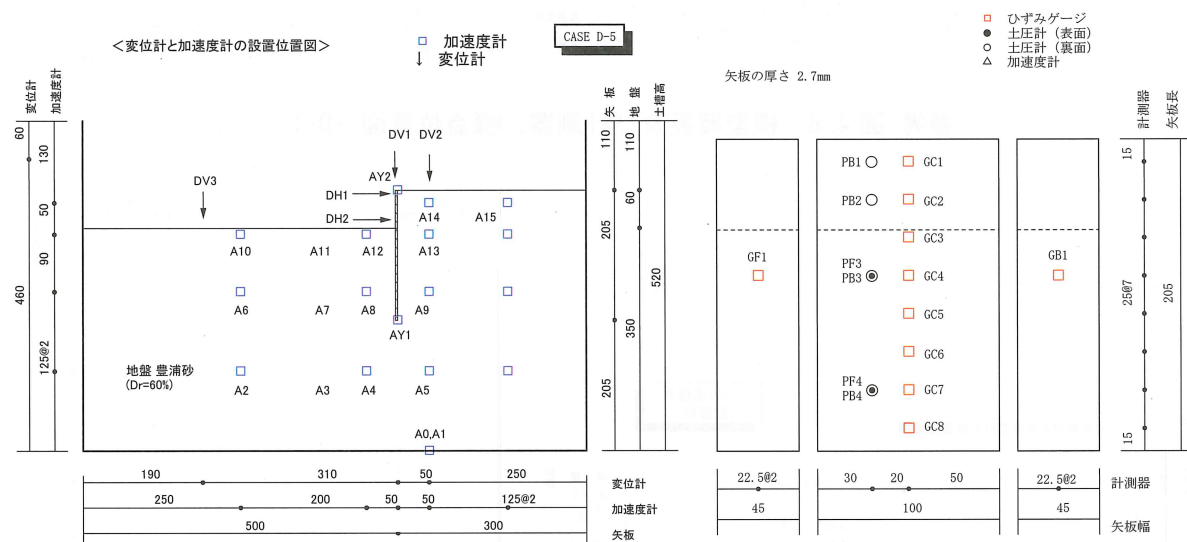
参考 図 4.6 入力波形 (5 ステップ)



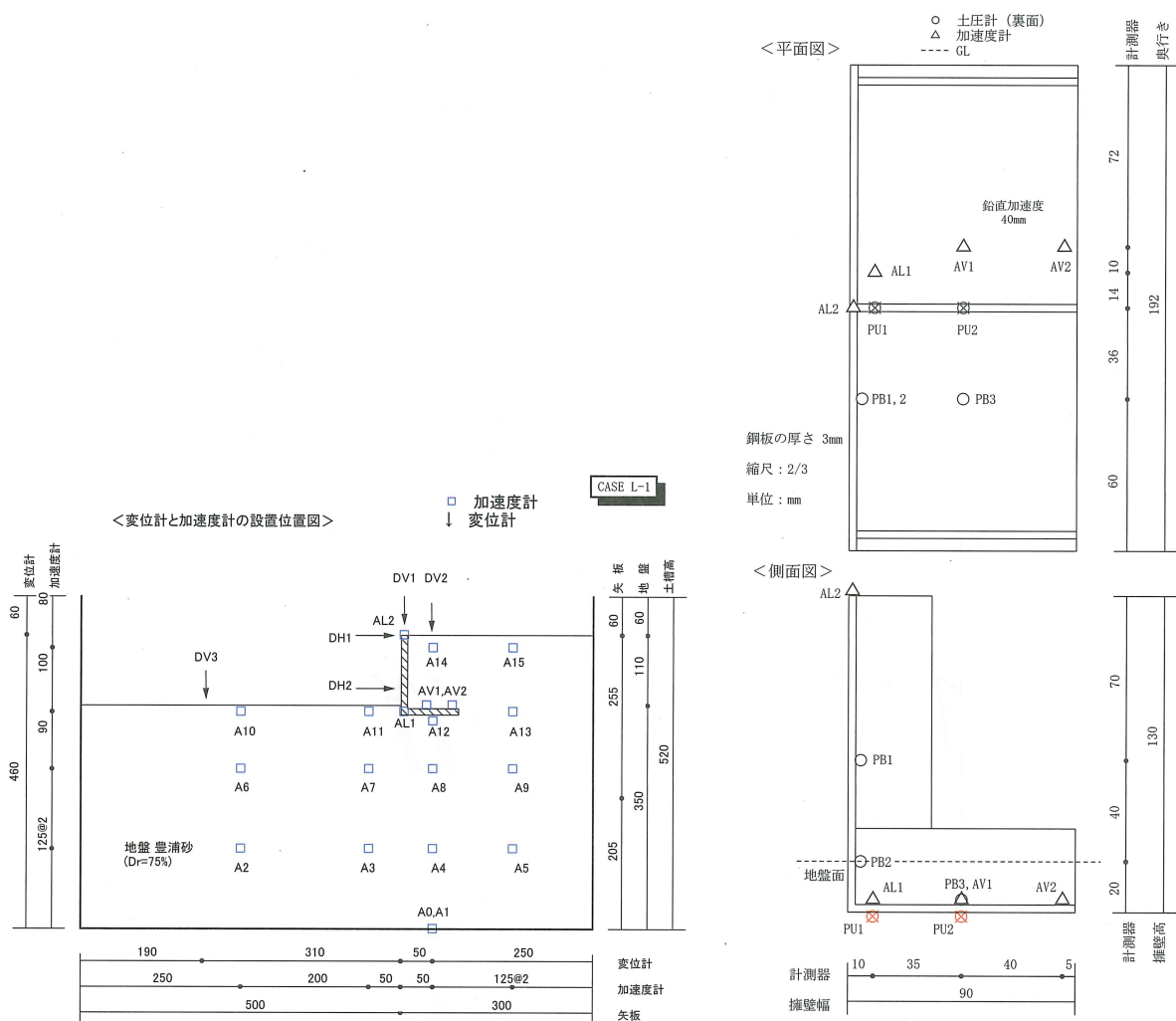
参考 図 4.7 模型概要及び計測器、標点位置図 (予備 1、予備 2)



参考 図 4.10 模型概要及び計測器、標点位置図 (D-4)



参考 図 4.11 模型概要及び計測器、標点位置図 (D-5)

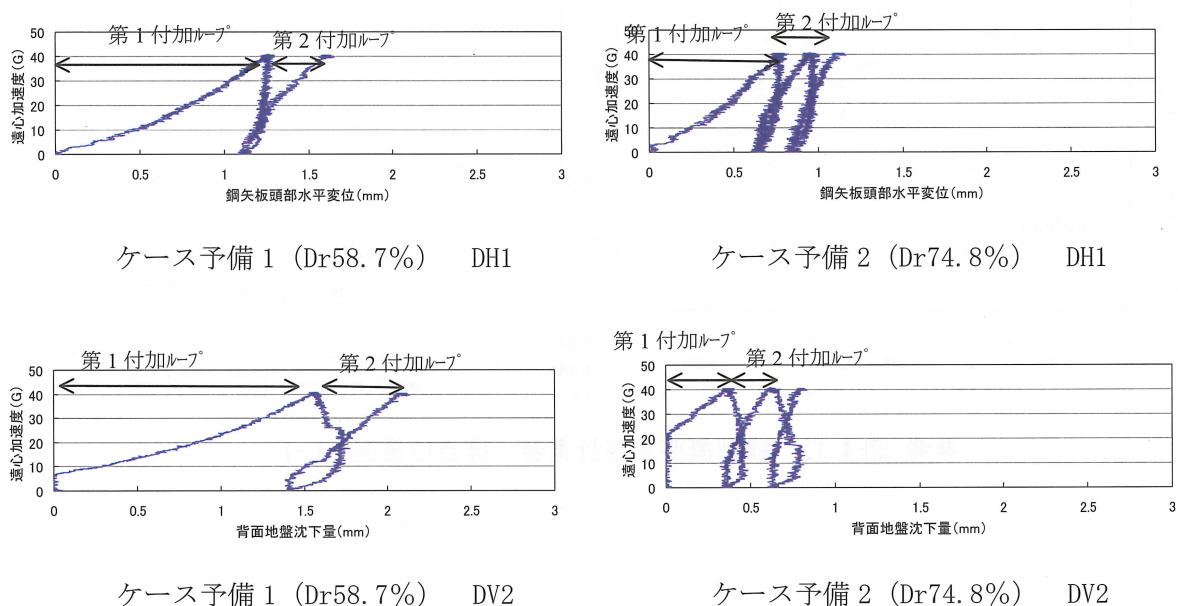


参考 図 4.12 模型概要及び計測器、標点位置図 (L-1)

3) 遠心加速度付与時（加振前）の挙動

予備 1、2 の 2 ケースについて、付加する遠心加速度と壁体変形の関係を参考 図 4.13 に示す。また、各ケースの遠心加速度 40G 付加時の壁体変形量を参考 表 4.7 に示す。これらより以下のことが言える。

- ・遠心力付加の 1 回目ループにおいては、模型地盤は载荷履歴がほぼ 0 (1G 場での自重のみ) の状態でスタートするため、許容値（参考））に比べて変形量が大きめになっていると考えられる。
- ・一度、40G 場において自重による载荷履歴を受けた後の遠心力付加 2 回目ループにおいては、1 回目ループに比べて変形量は半分以下となっている。
- ・予備 1（根入れ長 $1.9/\beta$ ）に比べて、D-1（根入れ長 $3.0/\beta$ ）、D-2（根入れ長 $2.5/\beta$ ）では、鋼矢板頭部水平変位 DH1、背後地盤沈下量 DV2 とともに、やや小さくなる結果となった。D-1（根入れ長 $3.0/\beta$ ）と D-2（根入れ長 $2.5/\beta$ ）の変形量はほぼ同等であった。



参考 図 4.13 遠心加速度と壁体変形の関係

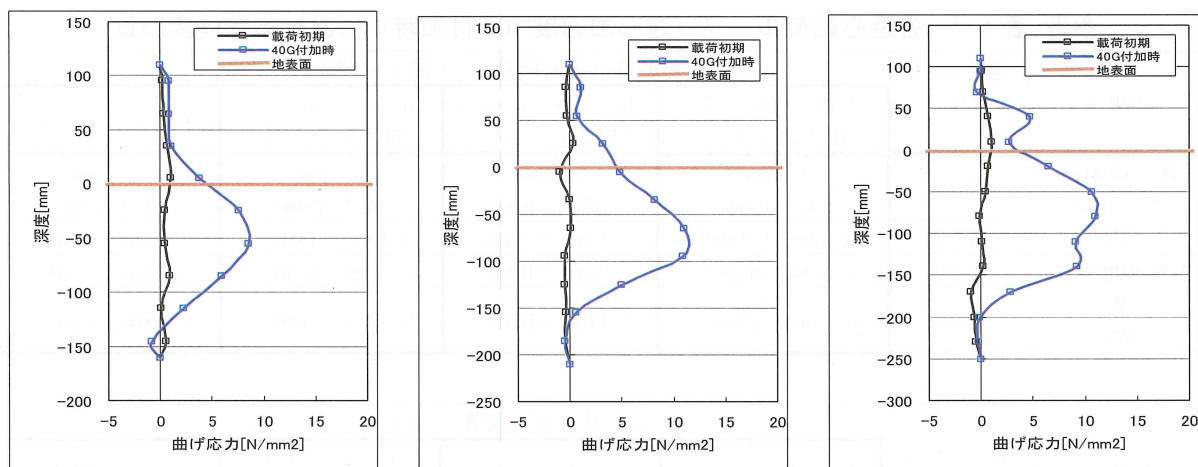
参考 表 4.7 各遠心載荷ループ（遠心加速度 40G 付加時）における壁体変形量

計測点	遠心力付加 ループ	変形量（実大換算）（予備 1～予備 2 ケース）			
		予備 1 (Dr58.7) (根入れ 1.9/β)	D-1 (Dr 60.4) (根入れ 3.0/β)	D-2 (Dr 60.4) (根入れ 2.5/β)	予備 2 (Dr74.8)
鋼矢板頭部 水平変位 DH1	1 回目	1.32mm (実大 53mm)	1.22mm (実大 48mm)	1.21mm (実大 48mm)	0.77mm (実大 31mm)
	2 回目	0.52mm (21mm)	0.44mm (18mm)	0.45mm (18mm)	0.33mm (13mm)
背後地盤沈下 量 DV2	1 回目	1.57mm (63mm)	1.21mm (48mm)	1.17mm (47mm)	0.40mm (16mm)
	2 回目	0.71mm (28mm)	0.41mm (16mm)	0.39mm (16mm)	0.29mm (12mm)

計測点	遠心力付加 ループ	変形量（実大換算）（D-4～L-1 ケース）			
		D-4 (Dr 60.4) (根入れ 2.5/β)	D-5 (Dr 61.7) (壁高小)	D-EX (Dr 74.9) (D-1 と根入長 同)	L-1 (Dr 73.5) (L 型擁壁)
鋼矢板頭部 水平変位 DH1	1 回目	1.68mm (実大 67mm)	0.59mm (実大 24mm)	0.96mm (実大 38mm)	0.71mm (実大 28mm)
	2 回目	0.74mm (30mm)	0.25mm (10mm)	0.39mm (15mm)	0.25mm (10mm)
背後地盤沈下 量 DV2	1 回目	0.93mm (37mm)	1.36mm (54mm)	1.34mm (54mm)	0.42mm (17mm)
	2 回目	0.58mm (23mm)	0.56mm (22mm)	0.21mm (8mm)	0.16mm (6mm)

ケース予備 1（根入れ長 1.9/β）D-1（根入れ長 3.0/β）および D-2（根入れ長 2.5/β）における遠心加速度 40G 付加時の鋼矢板の曲げ応力分布を参考 図 4.14 に示す。ケース予備 1（根入れ長 1.9/β）および D-2（根入れ長 2.5/β）の鋼矢板の推定作用土圧分布を参考 図 4.15 に示す。図中の土圧分布は、曲げモーメント計測値をスプライン関数により補間して曲線を作成し、2 階微分することで推定したものである。これらより以下のことが言える。

- ・いずれのケースでも鋼矢板先端より上で応力のゼロ点が生じている。このことより、鋼矢板先端での回転は無かったと推定できる。
- ・予備 1（根入れ長 1.9/β）に比べて、根入れの長い D-1（根入れ長 3.0/β）、D-2（根入れ長 2.5/β）では、最大応力がやや大きくなった。
- ・予備 1 (Dr58.7%)、予備 2 (Dr74.8%) では、曲げ応力に明瞭な差異は見られなかった。
- ・ケース予備 1（根入れ 1.9/β）においては、地盤面から -30mm 位置で抵抗反力ピークが発生しているのに対し、D-2（根入れ 2.5/β）では抵抗反力ピークがより深い約 -90mm 位置で発生している。

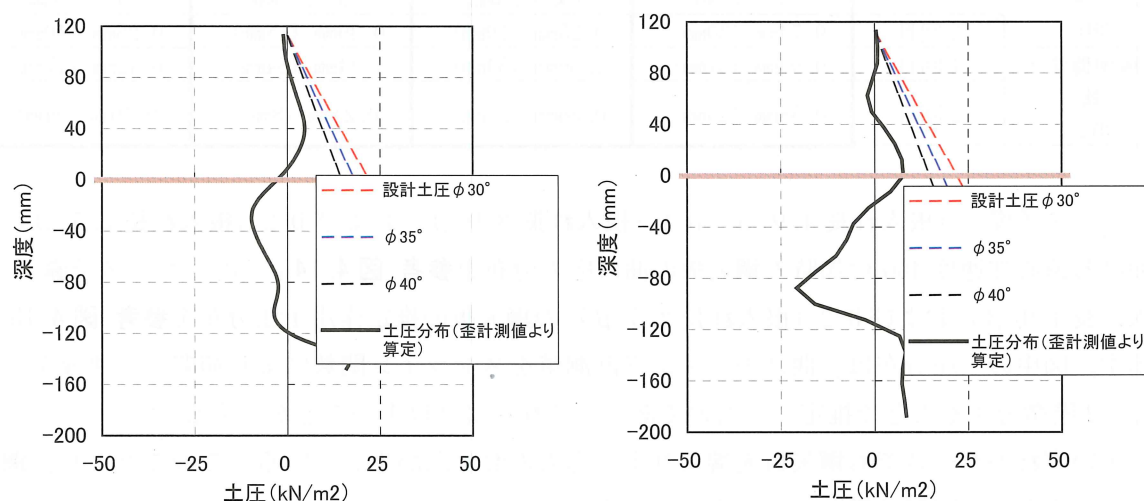


(a) 予備 1 (根入れ 1.9/β)

(b) D-2 (根入れ 2.5/β)

(c) D-1 (根入れ 3.0/β)

参考 図 4.14 鋼矢板曲げ応力分布 (遠心力 40G 付加時)



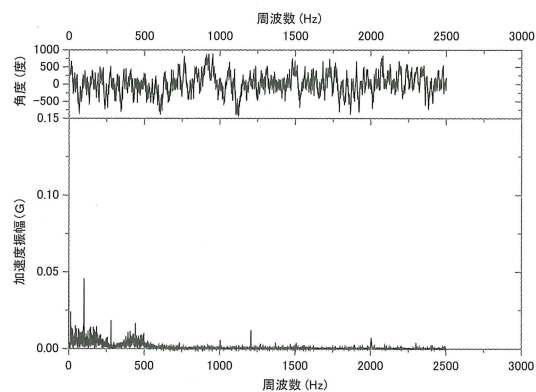
(a) ケース予備 1 (根入れ 1.9/β)

(b) D-2 (根入れ 2.5/β)

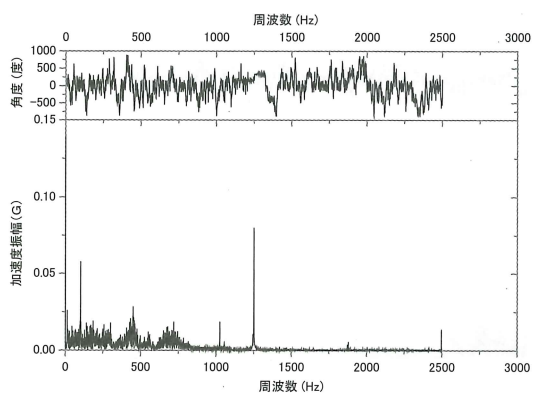
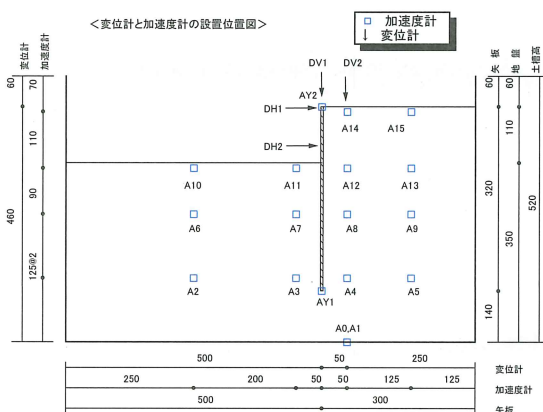
参考 図 4.15 作用土圧分布 (ケース予備 1、40G 付加時)

4) 地盤応答特性

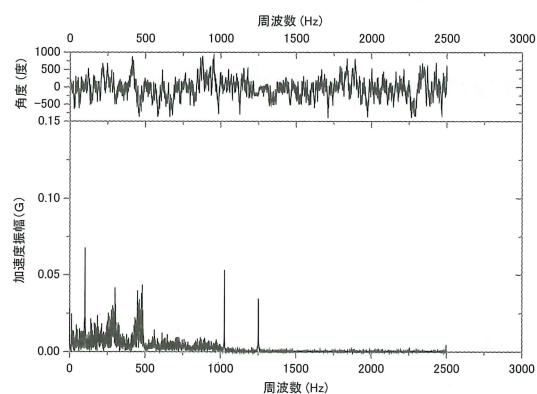
鋼矢板擁壁のケース「D-EX」、および、L型擁壁のケース「L-1」の場合のランダム波に対する各加速度計測点における応答特性（フーリエスペクトル）を参考 図 4.16、参考 図 4.17 に示す。鋼矢板擁壁「D-EX」ケースと L 型擁壁「L-1」ケースのフーリエスペクトルは、ほぼ近似しており、応答特性に際立った差異はなかった。



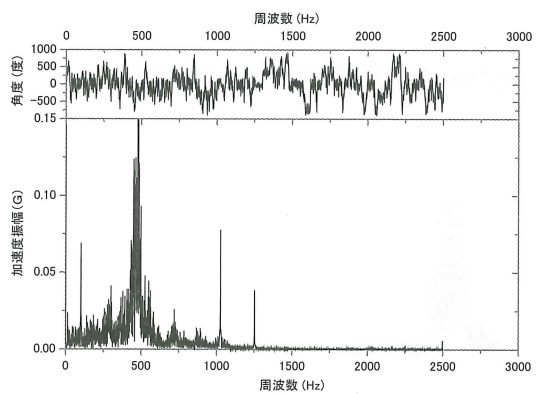
(a) A0 (土槽基盤)



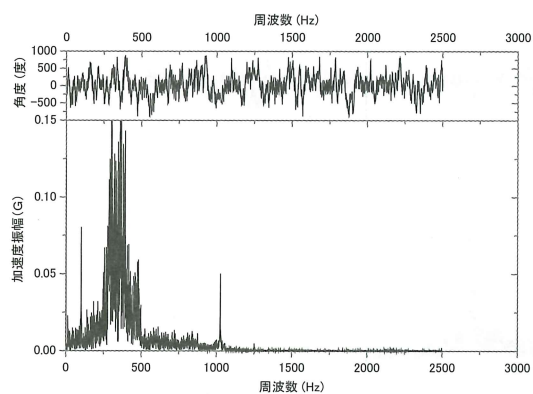
(b) A2



(c) A8

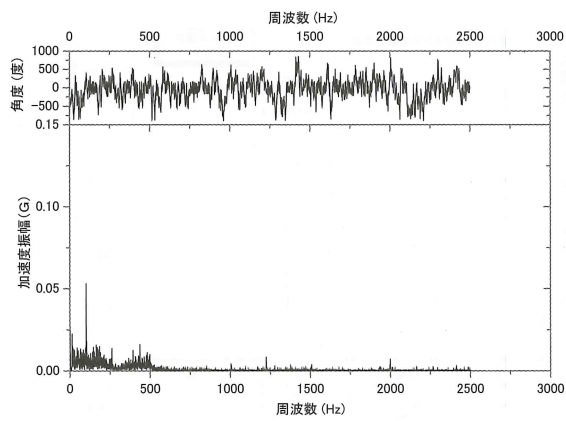


(d) A10

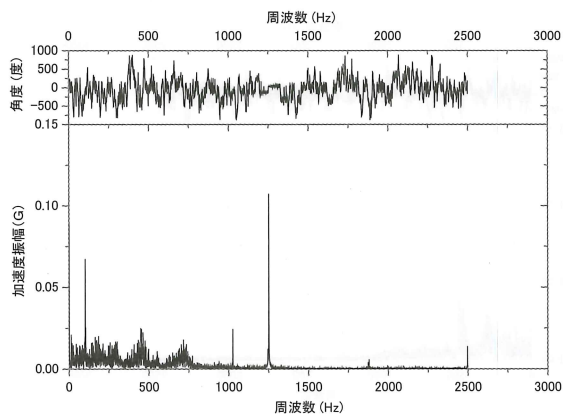
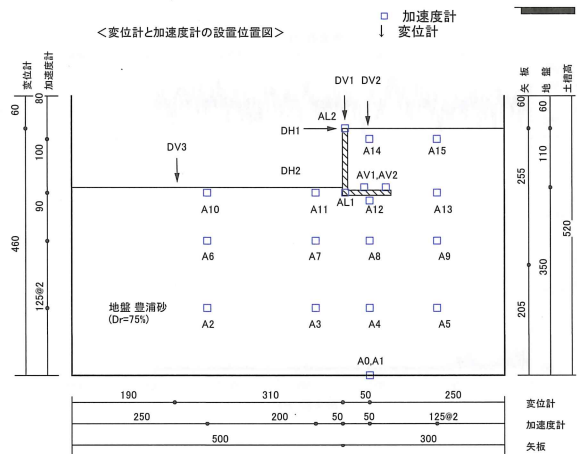


(e) A14

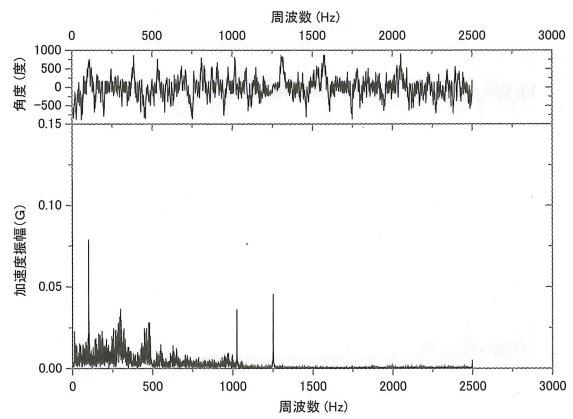
参考 図 4.16 ケース「D-EX」(鋼矢板擁壁、Dr75%) 加速度応答のフーリエスペクトル



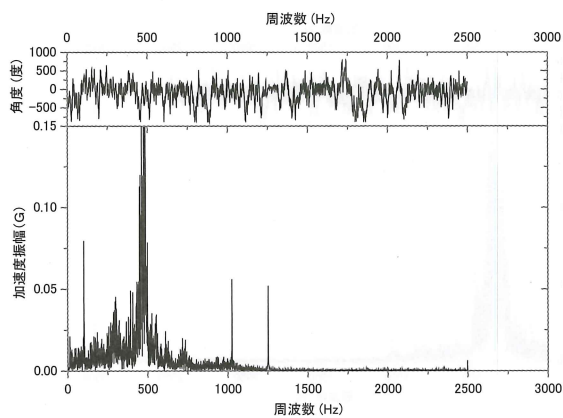
(a) A0 (土槽基盤)



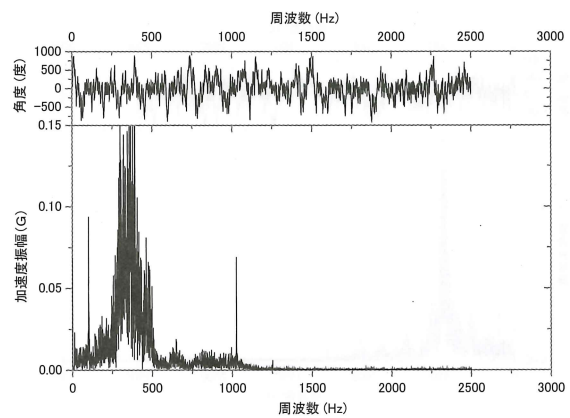
(b) A2



(c) A8



(d) A10

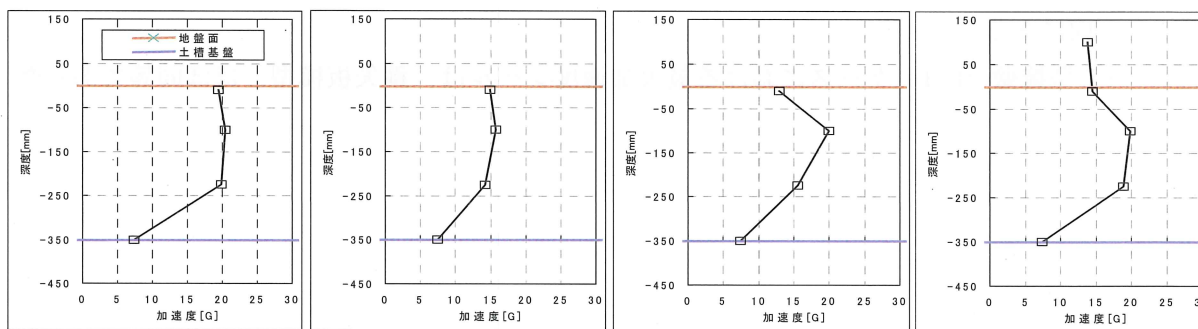
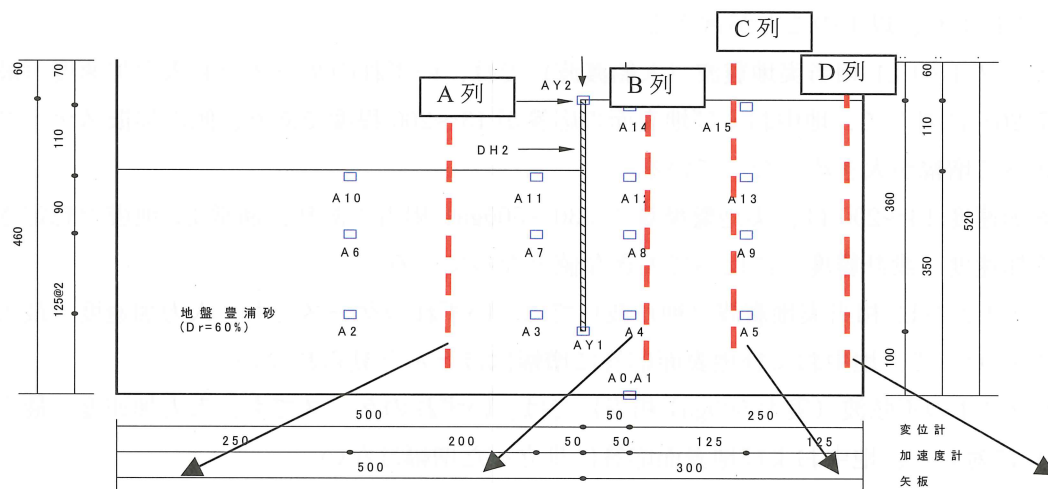


(e) A14

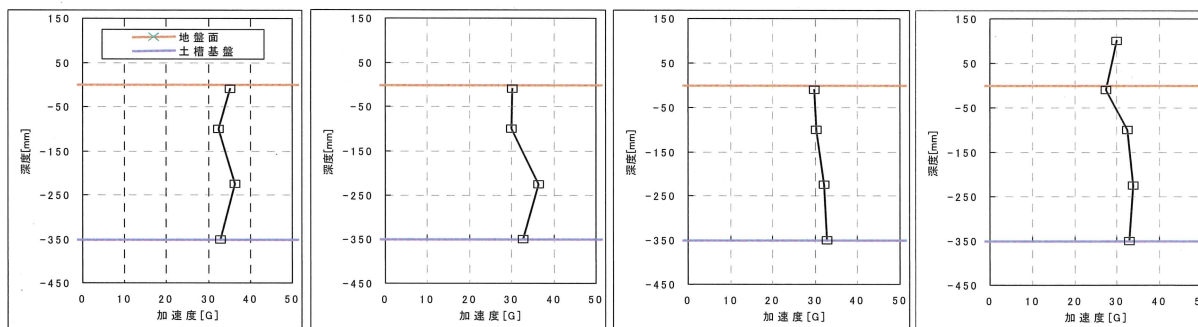
参考 図 4.17 ケース「L-1」(L型擁壁、Dr75%) 加速度応答のフーリエスペクトル

各ケースの加振ステップ1、2、4における最大応答加速度分布を参考 図 4. 18～参考 図 4. 19 に示す。これより、以下のことが言える。

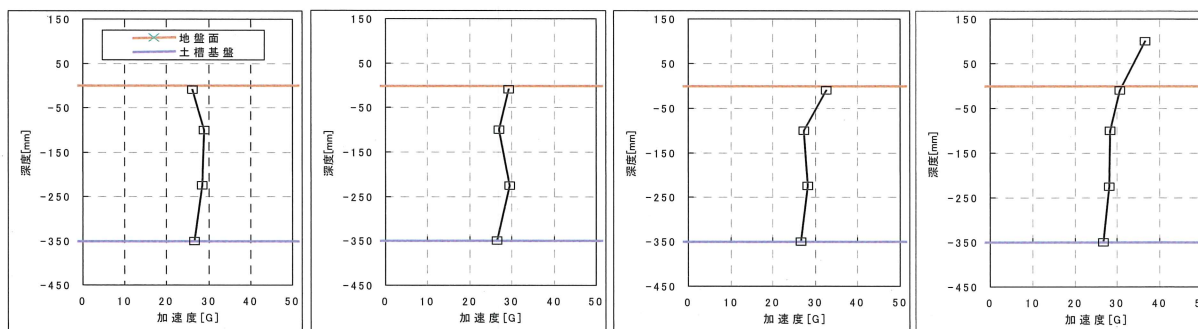
- ・ステップ 1 の L1 相当実地震波（大船渡波）では、いずれのケースでも入力加速度（最大 7. 2G）に対して、地中および地表面の応答が 13～20G 程度であり、他の加振ステップに比べて増幅が大きめとなっている。
- ・応答加速度 13～20G は、実地盤換算で 330～500gal 相当であり、通常 L1 地震で想定される加速度（設計震度）に比べて大きな値となっている。
- ・ステップ 2 の L2 相当実地震波（神戸波）では、いずれのケースでも、入力加速度（最大 32G）に対して、地中および地表面応答に増幅はほとんど見られない。
- ・ステップ 4 の正弦波（実大 500gal 相当）では、いずれのケースでも、入力加速度（最大 24G）に対して、地中および地表面応答に目立った増幅はない。
- ・総じて相対密度 75%地盤の最大加速度は相対密度 75%地盤の最大加速度をやや上回る傾向にある。
- ・L 型擁壁「L-1」ケースにおける最大加速度レベルは、鋼矢板模型とほぼ同等であった。



(a) ステップ1 加振時

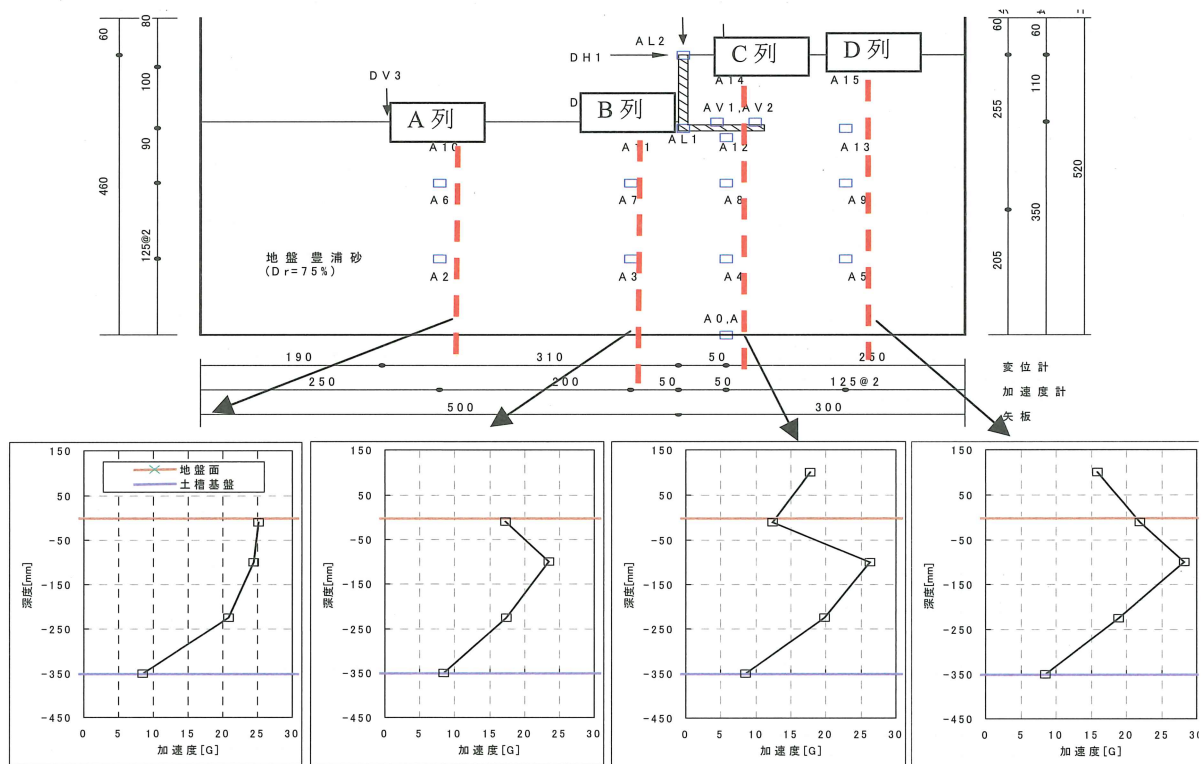


(b) ステップ2 加振時

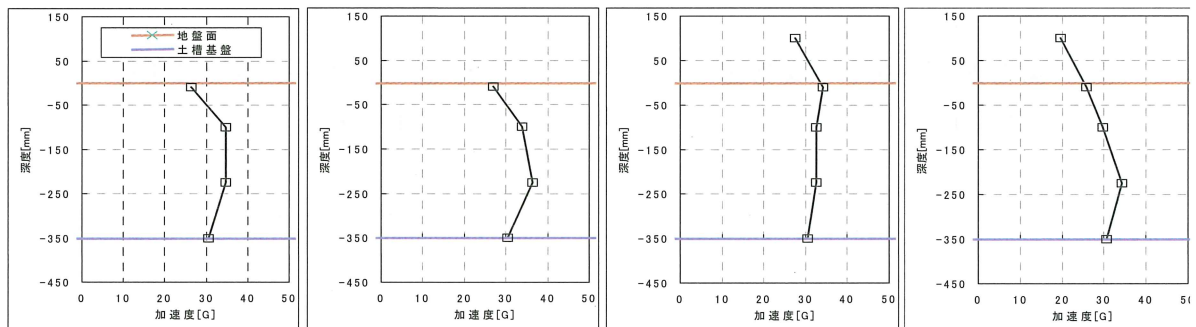


(c) ステップ4 (正弦波 500gal 相当) 加振時

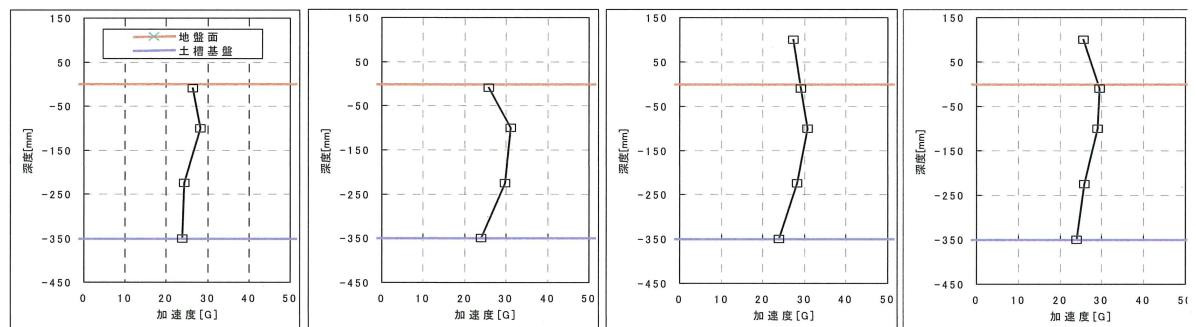
参考 図 4.18 ケース D-1 ($Dr=60.4\%$ 、根入れ長 $250\text{mm}=3.0/\beta$) の最大加速度分布



(a) ステップ 1 加振時



(b) ステップ 2 加振時

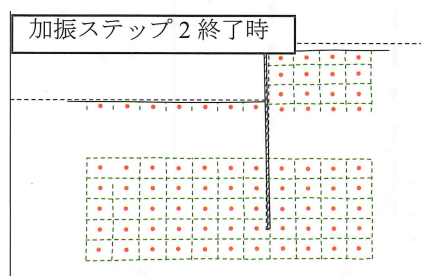


(c) ステップ 4 (正弦波 500gal 相当) 加振時

参考 図 4.19 ケース L-1 ($D_r 73.6\%$ 、L 型擁壁) の最大加速度分布

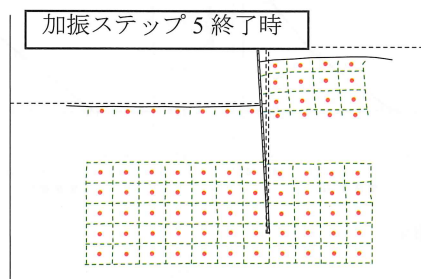
5) 加振時の壁体変形

各ケースにおける加振ステップ 2 およびステップ 5 の終了後の変形図を参考 図 4. 20～参考 図 4. 27 に示す。

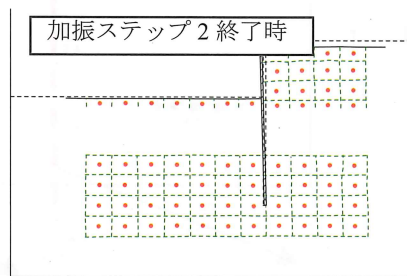


<STEP1～5>

相対密度 : $D_r=60\%$
矢板厚さ : $t=4.6\text{mm}$
壁 高 : 110mm
根入れ : 250mm

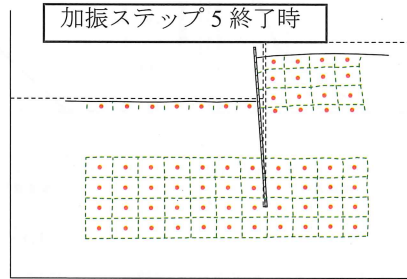


参考 図 4. 20 ケース D-1 変形図
(根入れ $3/\beta$)

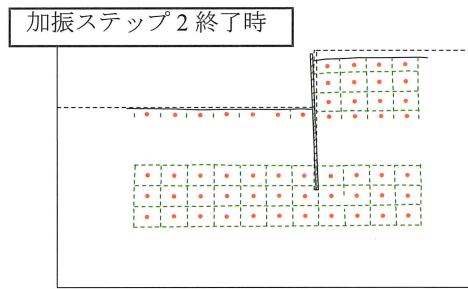


<STEP1～5>

相対密度 : $D_r=60\%$
矢板厚さ : $t=4.6\text{mm}$
壁 高 : 110mm
根入れ : 210mm

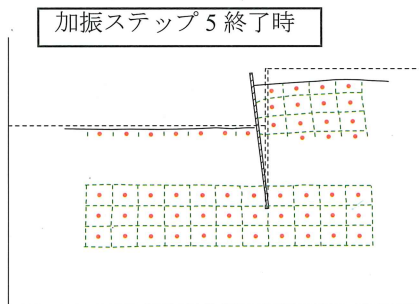


参考 図 4. 21 ケース D-2 変形図
(根入れ $2.5/\beta$)

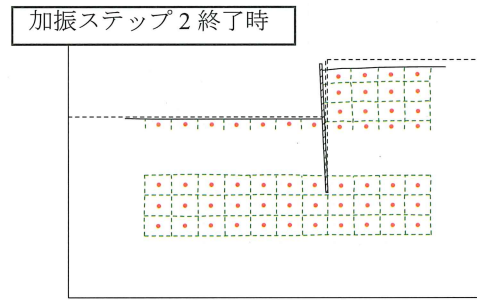


相対密度 : $Dr=60\%$
矢板厚さ : $t=4.6\text{mm}$
壁 高 : 110mm
根入れ : 160mm

<STEP1~5>

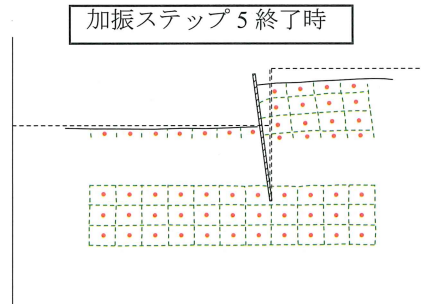


参考 図 4.22 ケース予備-1 変形図
(根入れ $1.9/\beta$)

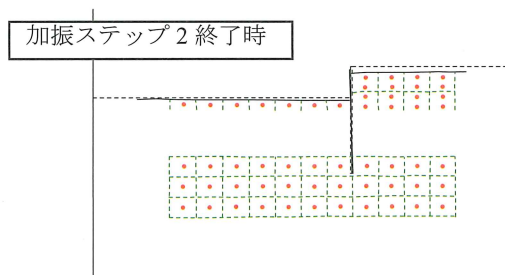


相対密度 : $Dr=60\%$
矢板厚さ : $t=2.7\text{mm}$
壁 高 : 110mm
根入れ : 145mm

<STEP1~5>

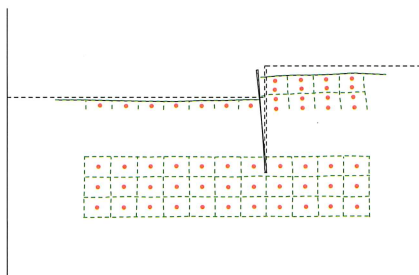


参考 図 4.23 ケース D-4 の変形図
(鋼矢板剛性小)

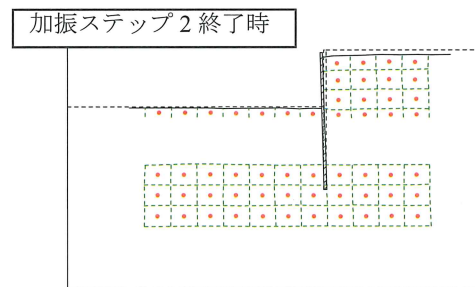


相対密度 : $Dr=60\%$
矢板厚さ : $t=2.7\text{mm}$
壁 高 : 60mm
根入れ : 145mm

加振ステップ 5 終了時

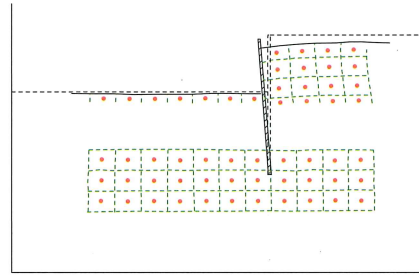


参考 図 4.24 ケース D-5 変形図
(壁高小)

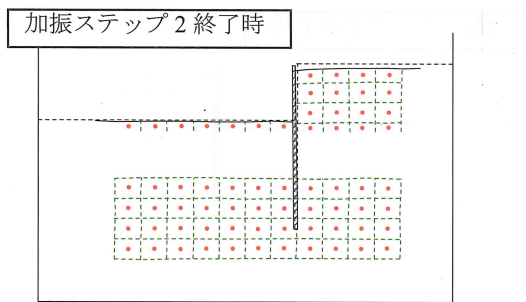


相対密度 : $Dr=75\%$
矢板厚さ : $t=4.6\text{mm}$
壁 高 : 110mm
根入れ : 160mm

加振ステップ 5 終了時

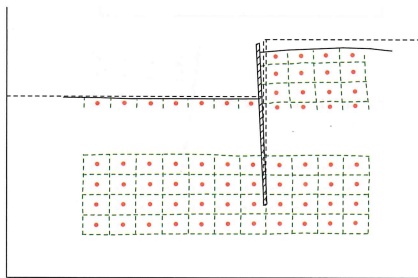


参考 図 4.25 ケース予備 2 変形図
(地盤密度 74.8%)

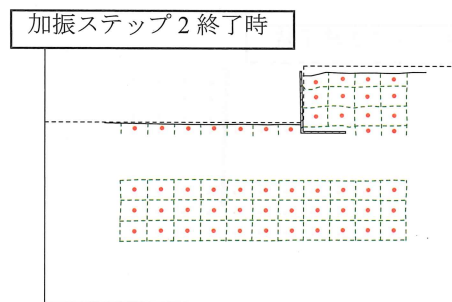


加振ステップ5 終了時

相対密度 : $D_r=75\%$
矢板厚さ : $t=4.6\text{mm}$
壁 高 : 110mm
根入れ : 210mm

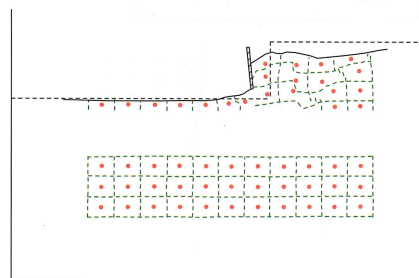


参考 図 4. 26 ケース D-EX(追加実験)の変形図

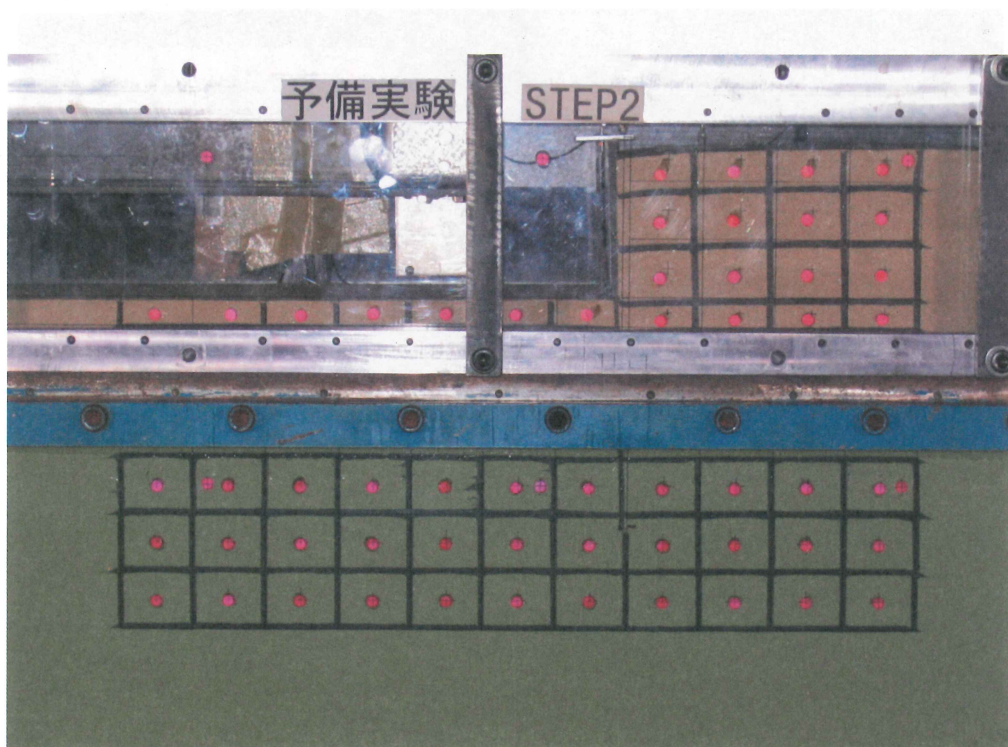


加振ステップ4 終了時

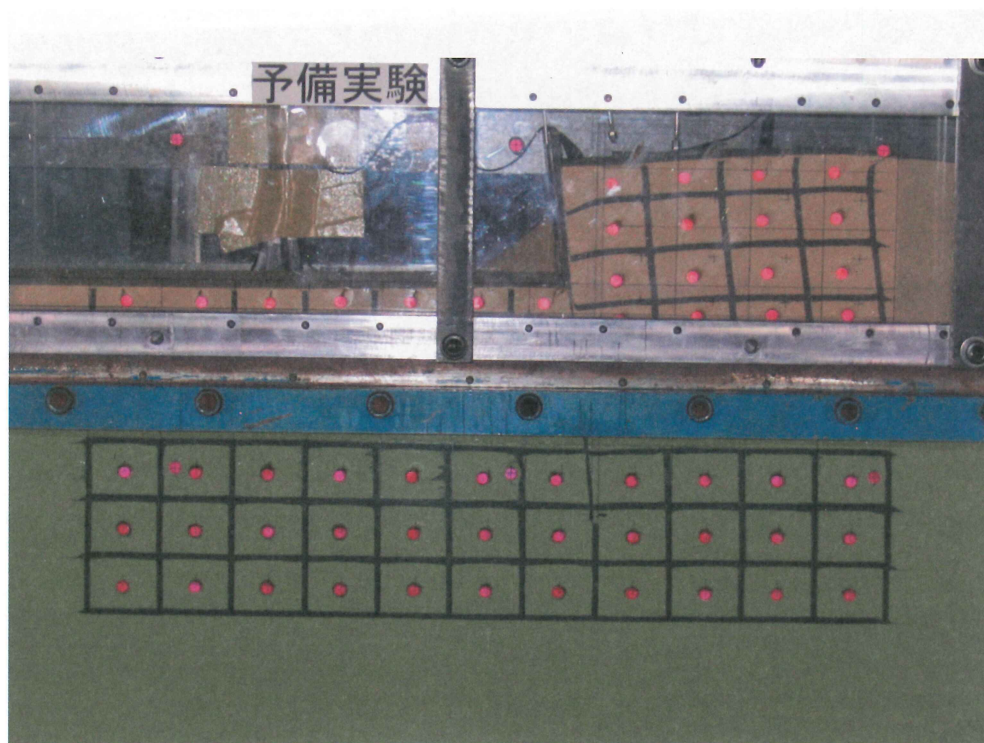
相対密度 : $D_r=75\%$
対策工 : 擁壁
壁 高 : 110mm
根入れ : 15mm
※STEP4で崩壊したため、STEP5加振は中止した



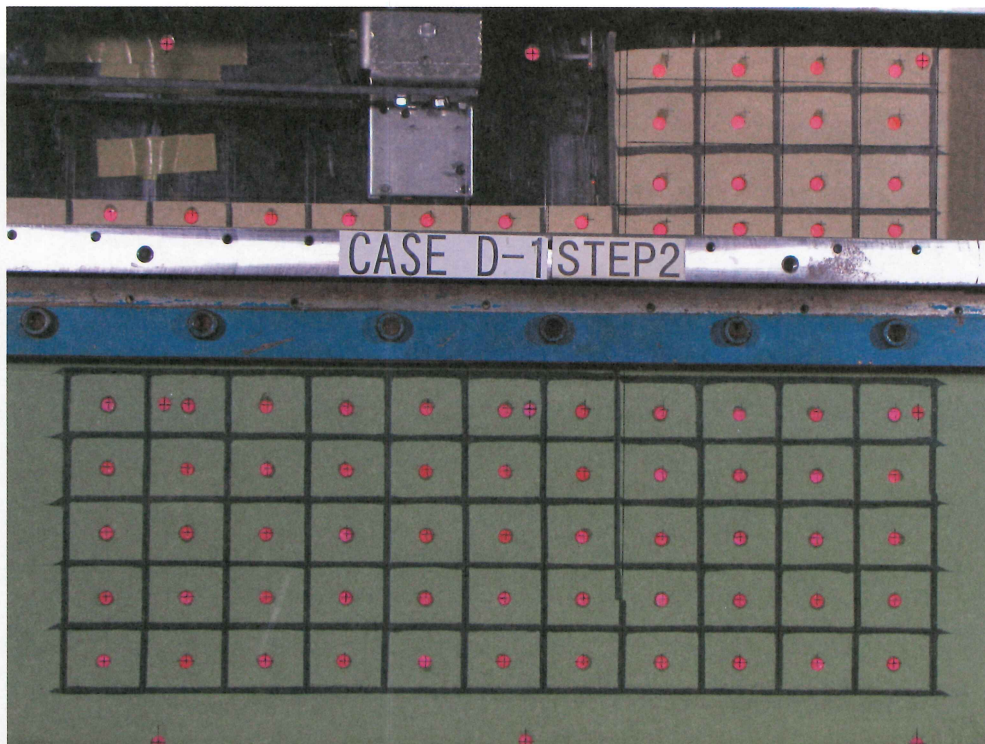
参考 図 4. 27 ケース L-1(L 型擁壁)の変形図



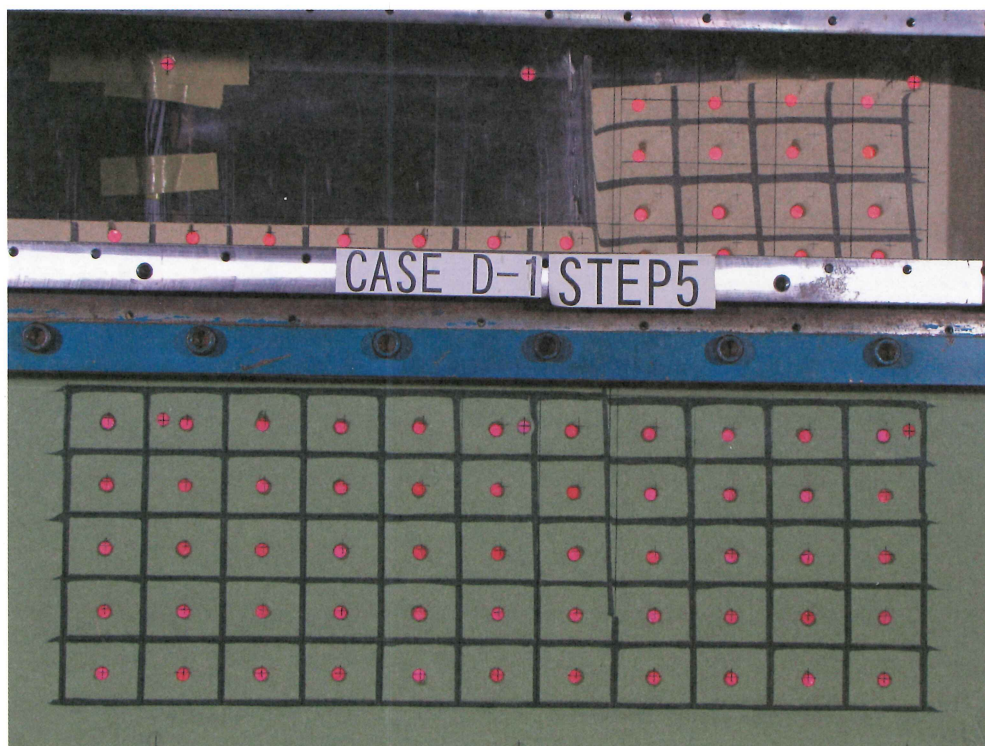
参考 写真 4.1 ケース予備 1 (根入れ長 $1.9/\beta$ 、 $Dr58.7\%$) ステップ 2 (L2 相当) 波加振後



参考 写真 4.2 ケース予備 1 (根入れ長 $1.9/\beta$ 、 $Dr58.7\%$) ステップ 5 (正弦波 30G 波) 加振後



参考 写真 4.3 ケース D-1（根入れ長 $3.0/\beta$ 、 $Dr60.4\%$ ）ステップ 2 波（L2 相当）加振後



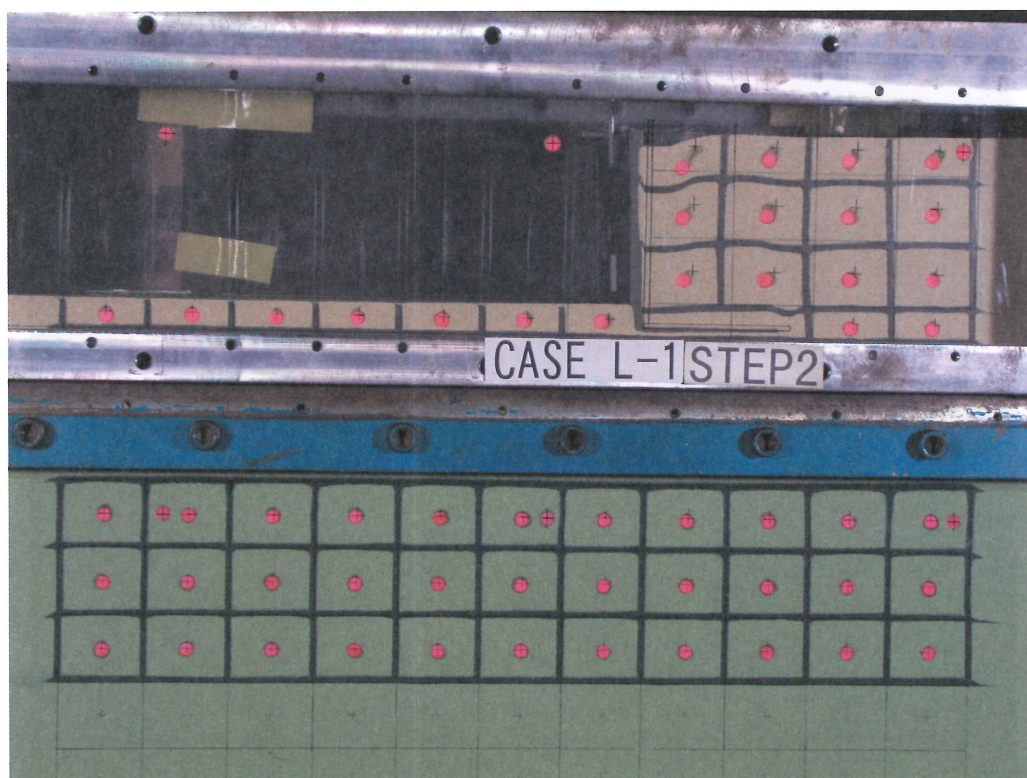
参考 写真 4.4 ケース D-1（根入れ長 $3.0/\beta$ 、 $Dr60.4\%$ ）ステップ 5 波（正弦波 30G 波）加振後



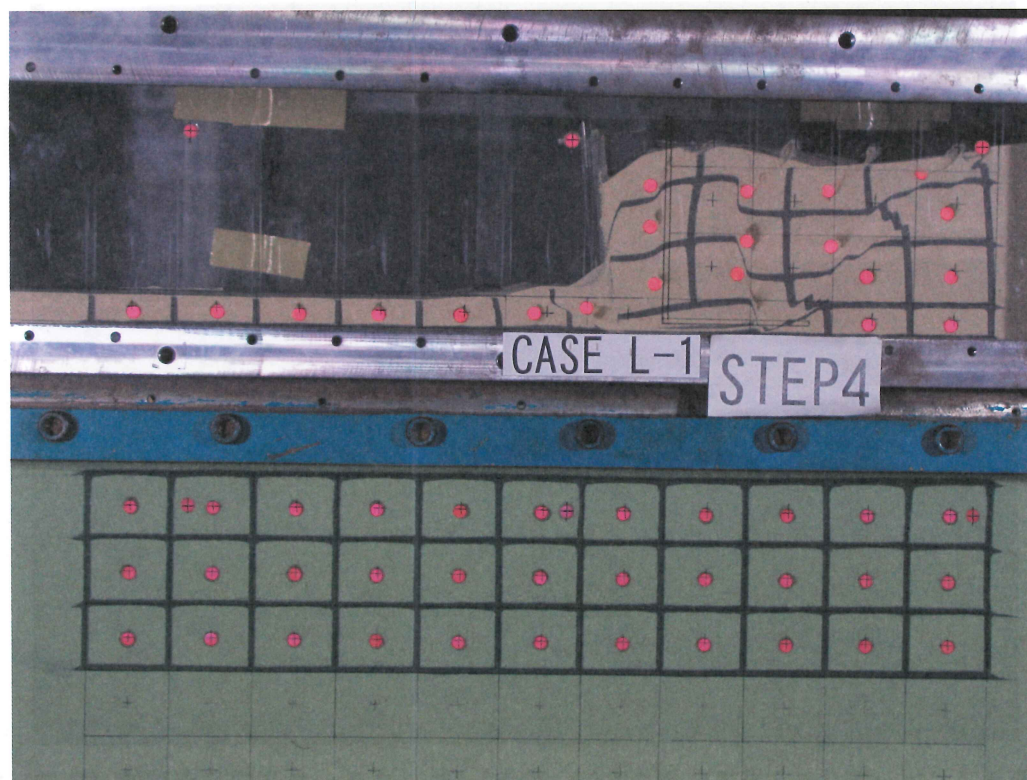
参考 写真 4.5 ケース D-2 (根入れ長 $2.5/\beta$ 、 $Dr61.6\%$) ステップ 2 波 (L2 相当) 加振後



参考 写真 4.6 ケース D-2 (根入れ長 $2.5/\beta$ 、 $Dr61.6\%$) ステップ 5 波 (正弦波 30G 波) 加振後



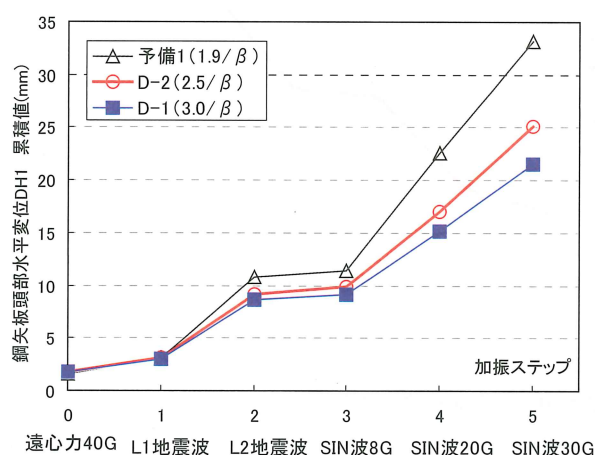
参考 写真 4.7 ケース L-1 (L 型擁壁模型、Dr73.6%) 加振ステップ 2 (L2 相当) 加振後



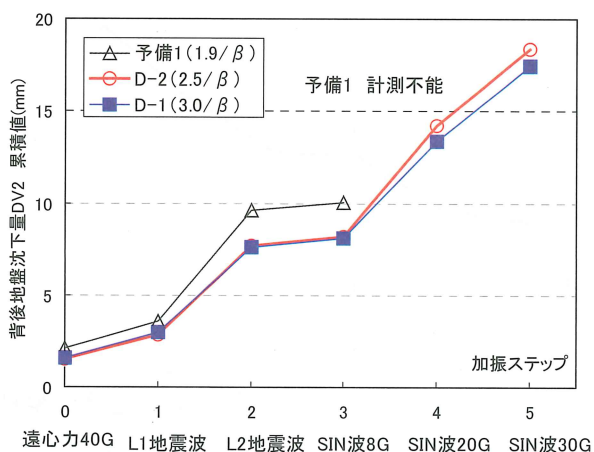
参考 写真 4.8 ケース L-1 (L 型擁壁模型、Dr73.6%) 加振ステップ 4 (正弦波 20G 波) 加振後

根入れ長を変えた、予備1（根入れ長 $1.9/\beta$ ）、D-1（根入れ長 $3.0/\beta$ ）および D-2（根入れ長 $2.5/\beta$ ）の鋼矢板頭部水平変位 DH1 および背後地盤沈下量 DV2 について、累積変形量を参考 図 4.28 に示す。また、各加振ステップ毎に生じる変形量を参考 図 4.29 に示す。これより以下のことが言える。

- ・遠心加速度 40G 付加時および L1 加振時（加振ステップ 1）においては、矢板根入れ長による壁体変形量の違いは、ほとんど見られなかった。
- ・L2 加振（加振ステップ 2）以降の加振ステップ 2～5 において、矢板根入れ長が長いほど、矢板頭部水平変位量が小さくなる傾向が確認できた。

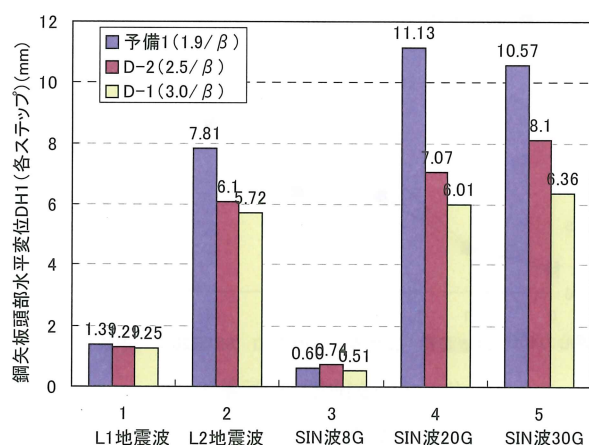


(a) 鋼矢板頭部水平変位 DH1

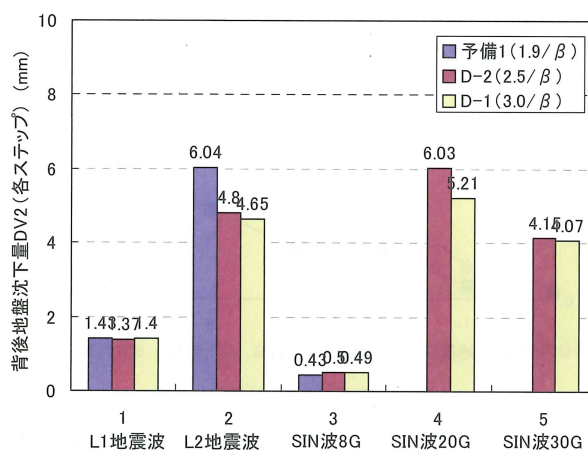


(b) 背後地盤沈下量 DV2

参考 図 4.28 壁体の累積変形量 (Dr60%地盤の根入れ長の影響)



(a) 鋼矢板頭部水平変位 DH1

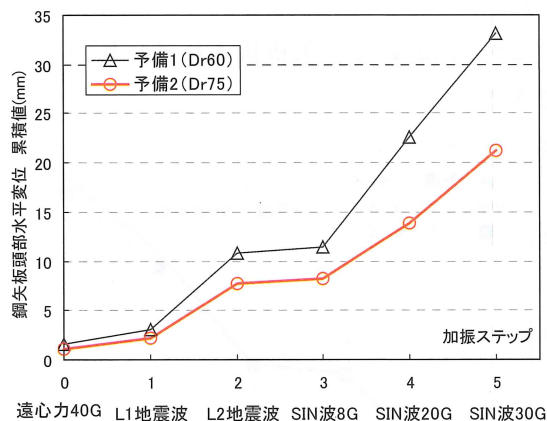


(b) 背後地盤沈下量 DV2

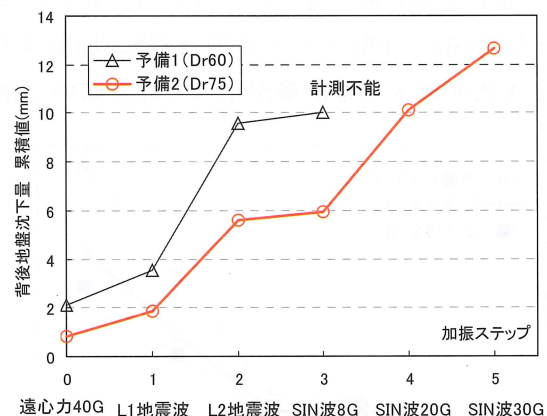
参考 図 4.29 各加振ステップ毎に生じる壁体の変形量 (Dr60%地盤の根入れ長の影響)

以下の参考 図 4. 30～参考 図 4. 32 に、①地盤密度の影響、②壁高の影響、③Dr75%地盤における根入れ長の影響、④L 型擁壁模型との相対評価、について比較した図を示す。

- ・鋼矢板頭部水平変位については加振ステップ 3 までは同等であるが、ステップ 4 で L 型擁壁が大きく動いた。背後地盤沈下量は、加振ステップ 3 までは鋼矢板擁壁に比べて L 型擁壁は小さい。



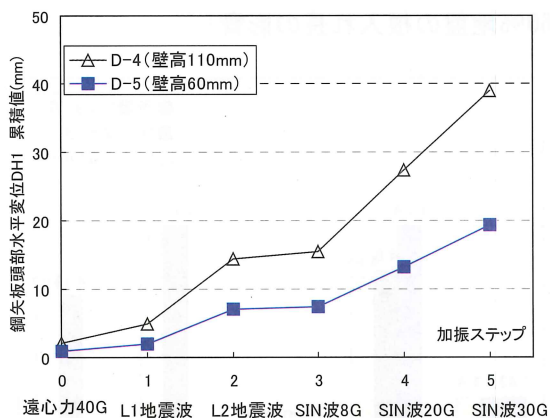
(a) 鋼矢板頭部水平変位 DH1



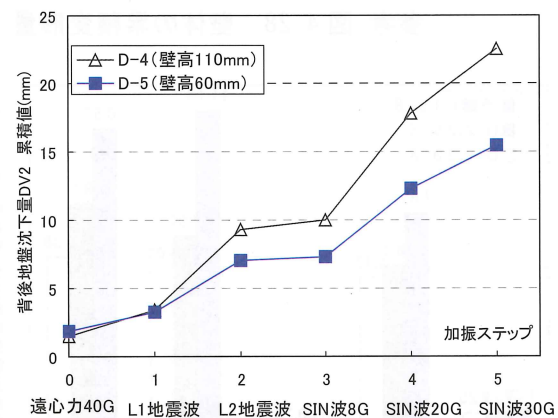
(b) 背後地盤沈下量 DV2

参考 図 4. 30 壁体の累積変形量（地盤密度の影響）

- ・鋼矢板頭部水平変位、背後地盤沈下量ともに、予備 2 (Dr74. 8%) は予備 1 (Dr58. 7%) に比べて、30～40%程度、抑えられている。



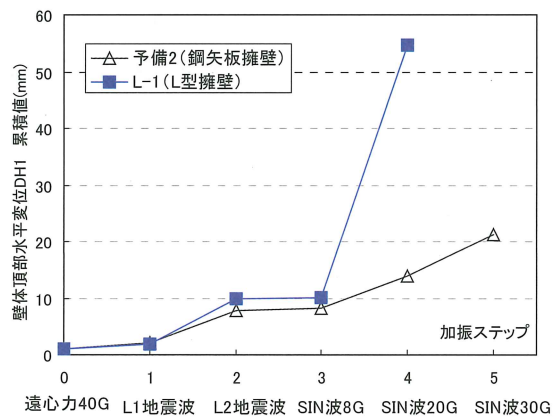
(a) 鋼矢板頭部水平変位 DH1



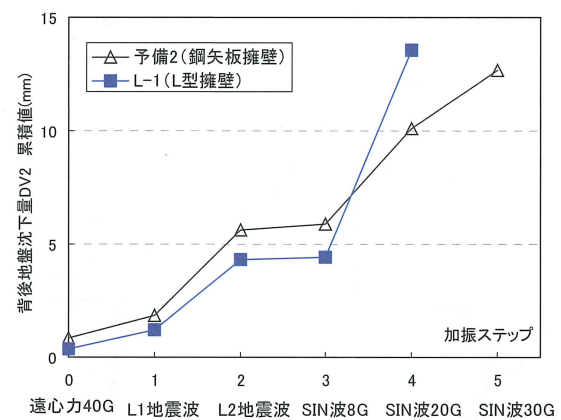
(b) 背後地盤沈下量 DV2

参考 図 4. 31 壁体の累積変形量（壁高の影響）

- ・鋼矢板頭部水平変位は、ほぼ壁高比（2：1）に応じた関係となっている。背後地盤沈下量は壁高比（2：1）ほどの差はなかった。



(a) 鋼矢板頭部水平変位 DH1

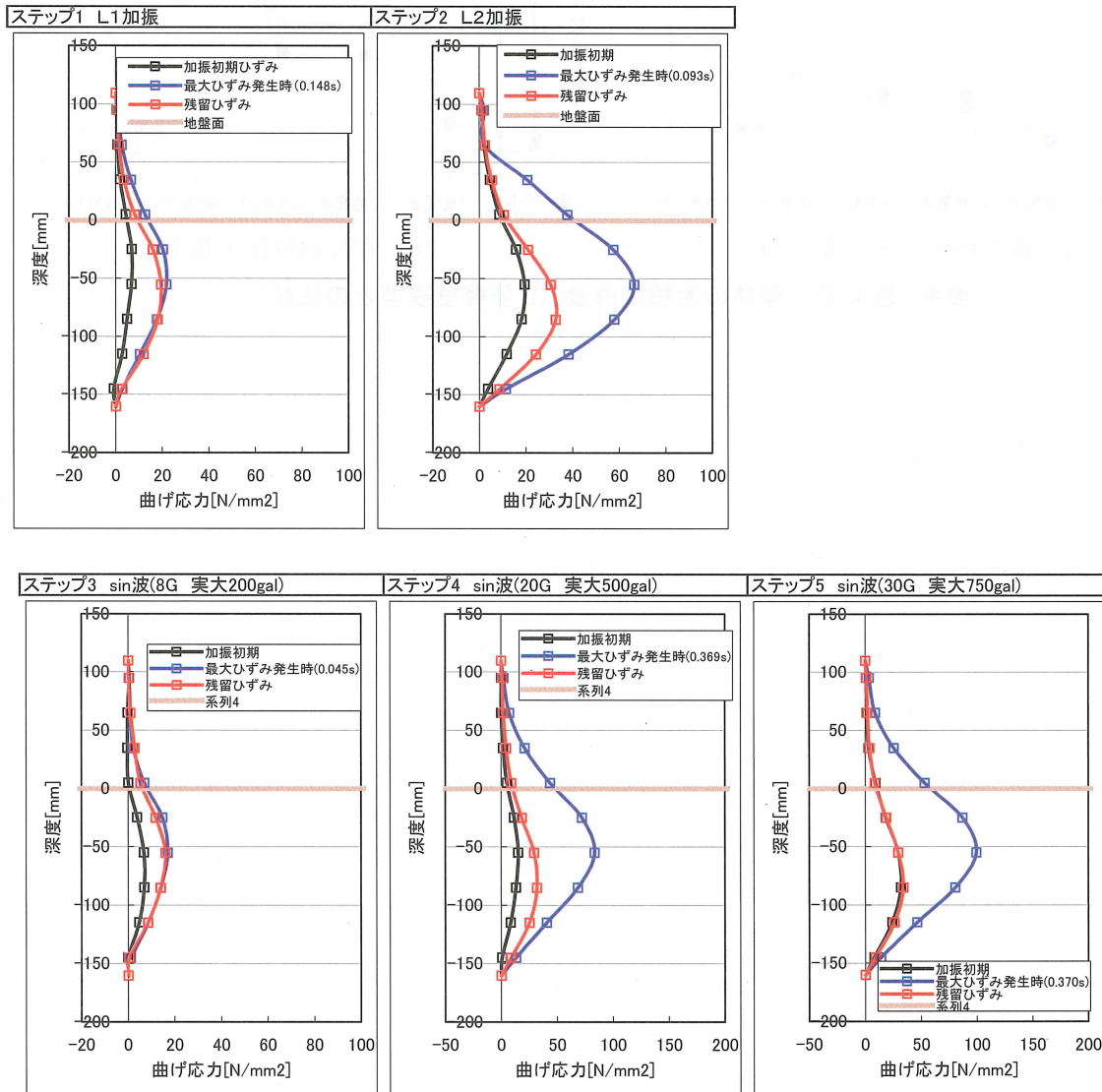


(b) 背後地盤沈下量 DV2

参考 図 4.32 壁体の累積変形量 (L 型擁壁模型との比較)

6) 曲げ応力分布

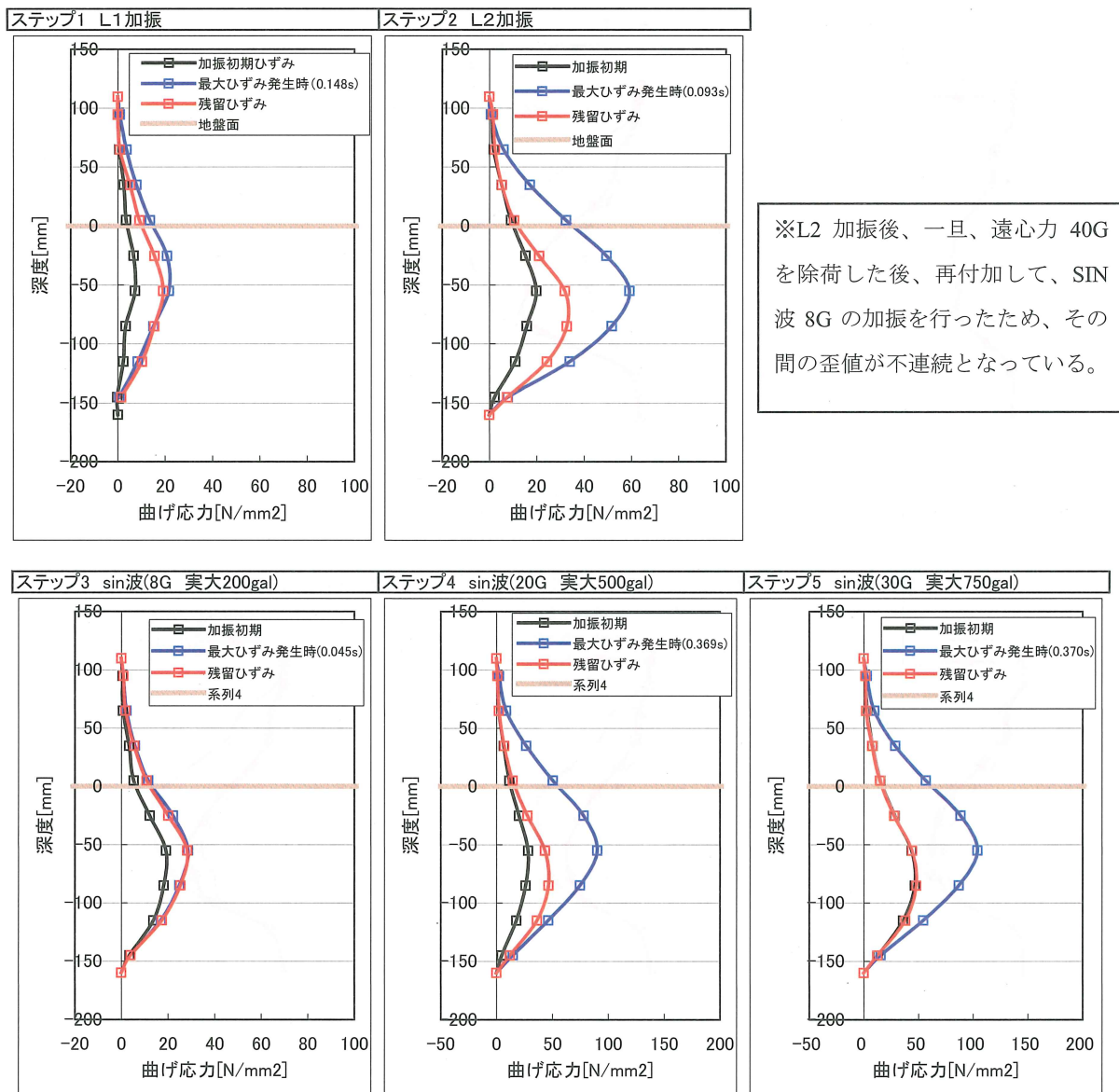
根入れ長を変えた、予備 1（根入れ長 $1.9/\beta$ ）、D-1（根入れ長 $3.0/\beta$ ）、D-2（根入れ長 $2.5/\beta$ ）および地盤密度を 75% 目標とした予備 2（根入れ長は予備 1 と同等）の各加振ステップ毎の ①加振初期、②最大ひずみ発生時、③加振後の残留、の曲げ応力分布を参考 図 4.33～参考 図 4.36 に示す。また、ケース予備 1 における、3 枚に分割している鋼矢板模型の各箇所



参考 図 4.33 ケース予備 1 の各加振ステップ毎の曲げ応力分布

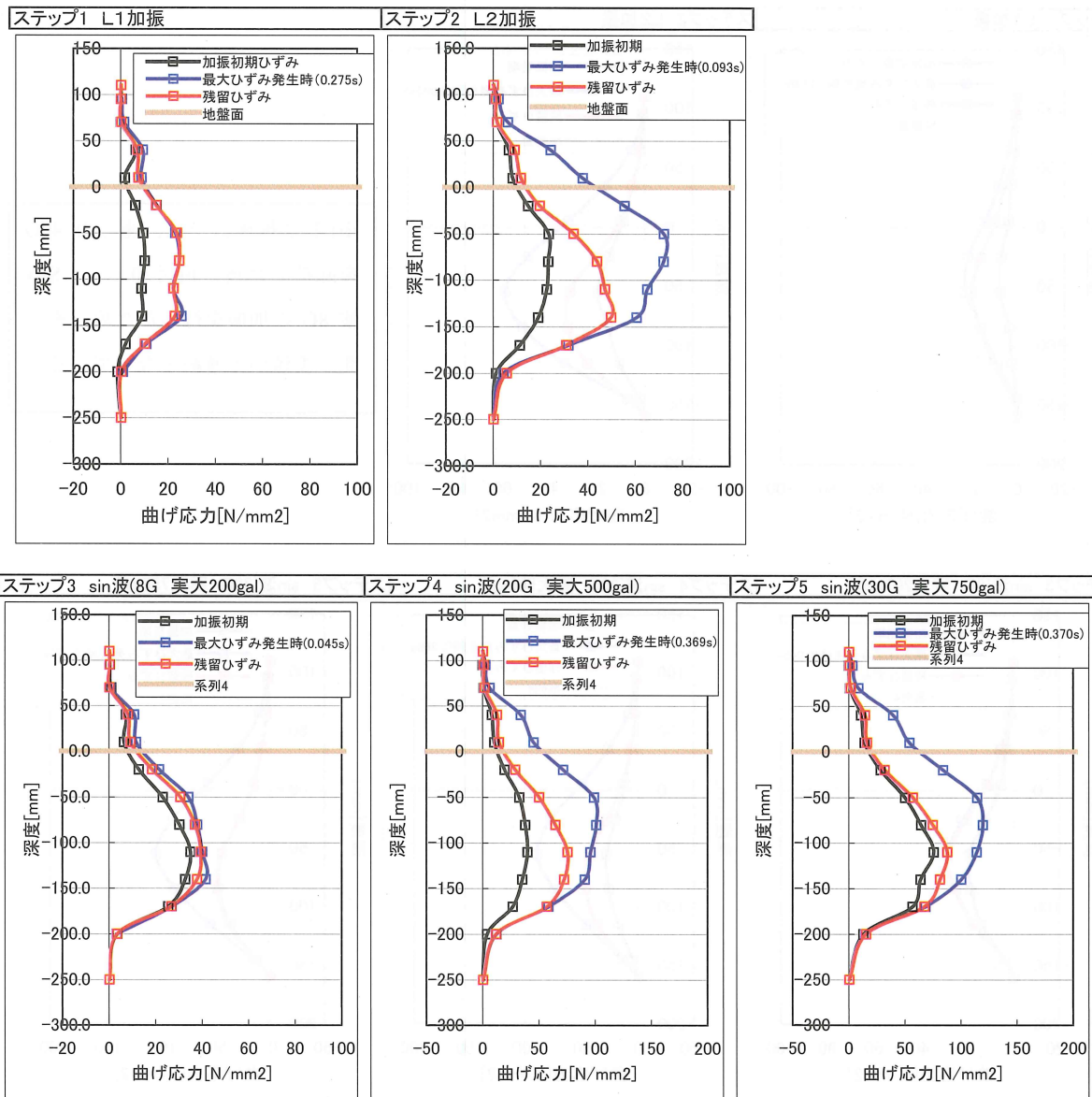
※L2 加振後、一旦、遠心力 40G を除荷した後、再付加して、正弦波 8G の加振を行ったため、その間の応力値が不連続となっている。

- ・ 曲げ応力の分布形状より、いずれの加振ステップにおいても鋼矢板先端で回転が生じていると考えられる。
- ・ 残留応力分布形状に比べて、最大ひずみ発生時の曲げ応力分布は、最大点がより地中の浅い位置に生じる傾向がある。



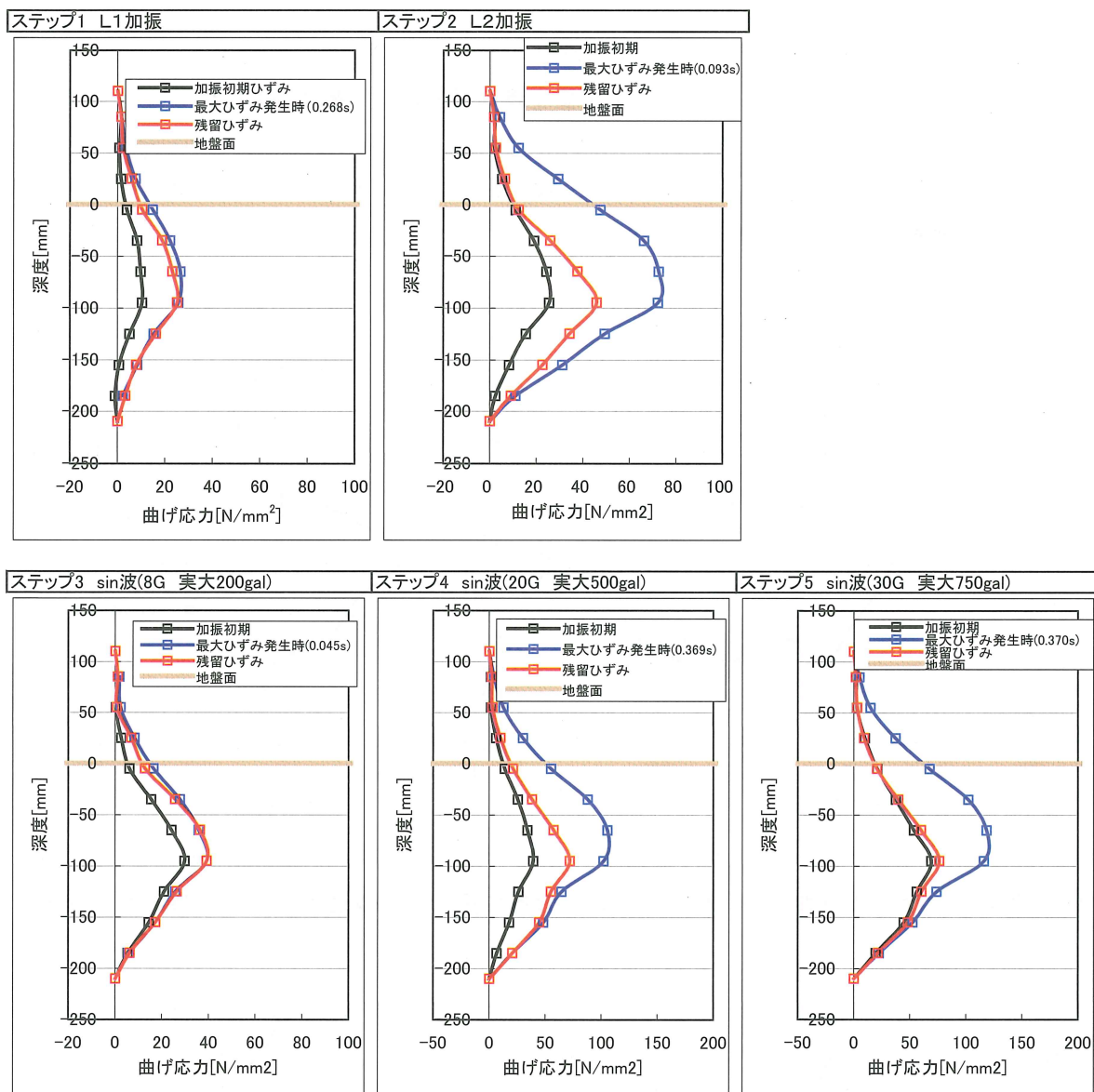
参考 図 4.34 ケース予備 2 の各加振ステップ毎の曲げ応力分布

- 曲げ応力の分布形状より、いずれの加振ステップにおいても鋼矢板先端で回転が生じていると考えられる。
- 残留応力分布形状に比べて、最大応力発生時の曲げ歪分布は、最大応力点が地中の浅い位置に生じる傾向がある。

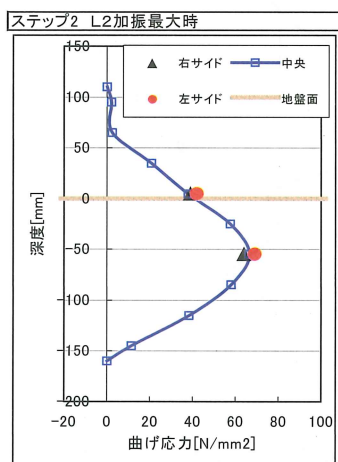


参考 図 4.35 ケース D-1 (根入れ長 $3.0/\beta$) の各加振ステップ毎の曲げ応力分布

- ・ 深度-200mm 地点以深で曲げ応力がほぼ 0 となっている。また写真等の画像からも加振ステップ 2 までは鋼矢板先端の回転はなかったと推察される。
- ・ 残留応力分布形状に比べて、最大応力発生時の曲げ歪分布は、最大応力点が地中の浅い位置に生じる傾向がある。



参考 図 4.36 ケース D-2 (根入れ長 $2.5/\beta$) の各加振ステップ毎の曲げ応力分布

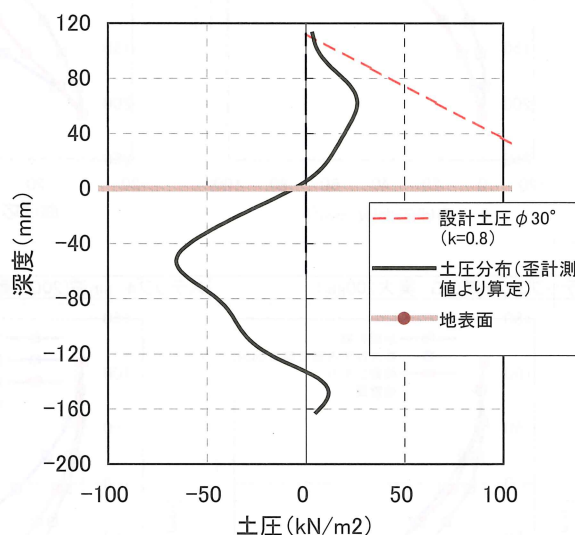
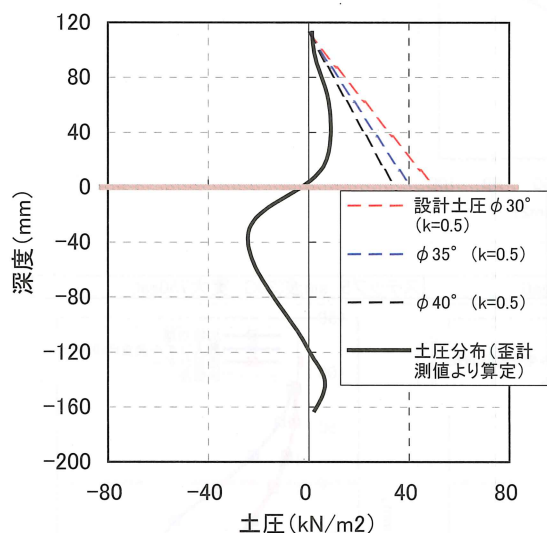


- ・ 曲げ応力分布よりステップ 1 (L1 相当) 加振までは先端回転はごく僅かであったと考えられる。ステップ 2 (L2 相当) 加振以降、鋼矢板先端が明確に回転している。
- ・ 残留応力分布形状に比べて、最大応力発生時の曲げ歪分布は、最大応力点が地中の浅い位置に生じる傾向がある。

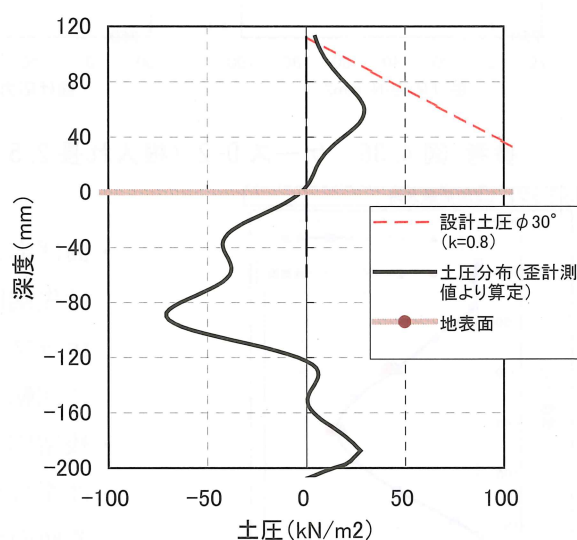
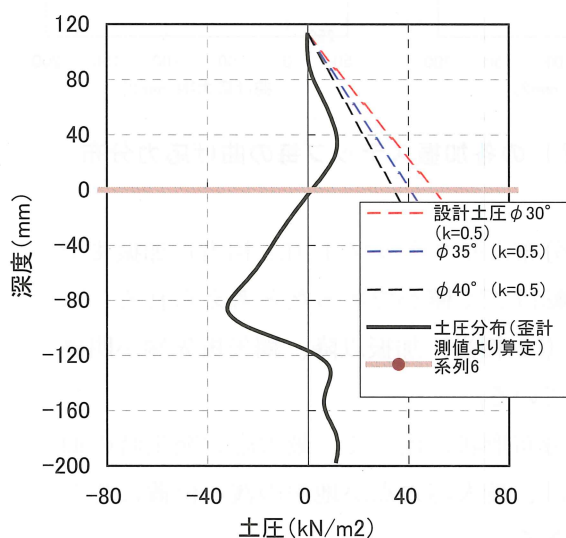
参考 図 4.37 分割模型の応力比較 (ケース予備 1)

7) 作用土圧の推定

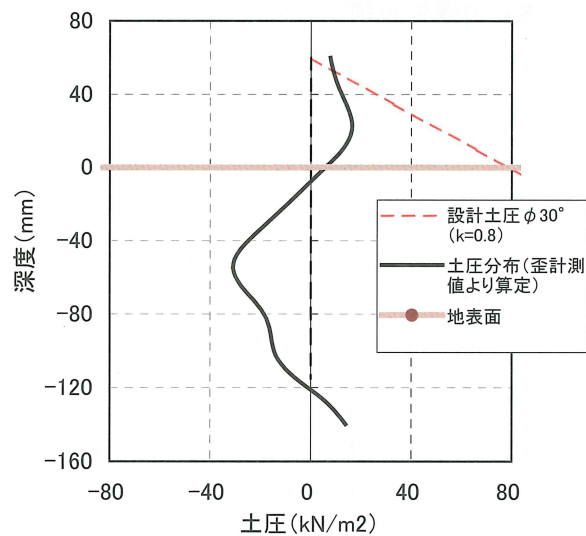
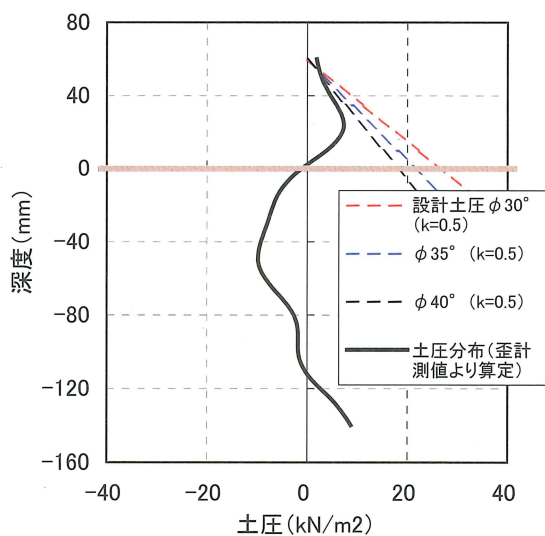
ケース予備 1 (根入れ $1.9/\beta$)、D-2 (根入れ $2.5/\beta$) および D-5 (壁高小) の加振ステップ 1、2 における最大曲げ応力時の土圧分布推定値を参考 図 4.38～参考 図 4.40 に示す。図中の実線は、曲げモーメント分布をスプライン曲線で近似し、2 階微分して得た土圧分布である。また、図中の破線は、主働土圧設計値であり、設計震度 k は、地表面付近の加速度応答値 (参考 図 4.18, 参考 図 4.19 参照) より決めた。



(a) ステップ 1 : L1 相当波 最大曲げ応力時 (b) ステップ 2 : L2 相当波 最大曲げ応力時
参考 図 4.38 ケース予備 1 (根入れ $1.9/\beta$) の各加振ステップ最大曲げ応力時の土圧分布



(a) ステップ 1 : L1 相当波 最大曲げ応力時 (b) ステップ 2 : L2 相当波 最大曲げ応力時
参考 図 4.39 D-2 (根入れ $2.5/\beta$) の各加振ステップ最大曲げ応力時の土圧分布



(a) ステップ 1 : L1 相当波 最大曲げ応力時 (b) ステップ 2 : L2 相当波 最大曲げ応力時
参考 図 4.40 D-5 (壁高小、根入れ 145mm) の各加振ステップ最大曲げ応力時の土圧分布

- いずれのケースでも、地表面（深度 0mm 位置）で土圧が反転している（深度 0mm 以深では主働土圧は発生していない）。
- 実験において推定した土圧は、設計値（物部-岡部方式）を下回っている（実験土圧／設計土圧 < 1.0）。ただし、壁高の小さい D-5 ケースでは、壁高の大きいケースと比較して実験土圧／設計土圧が大きくなっている。
- ケース予備 1（根入れ $1.9/\beta$ ）においては、地盤面から -30～-50mm 位置で抵抗反力ピークが発生しているのに対し、D-2（根入れ $2.5/\beta$ ）では抵抗反力ピークがより深い約 -90mm 位置で発生している。

3. 遠心力模型実験まとめ

(静的載荷実験 S-1)

- ・実験結果と計算値の比較から水平地盤反力係数 k_h は $3000 \sim 4000 \text{ kN/m}^3$ 程度であると推定される。当初の実験計画では室内の三軸試験結果をもとに $k_h = 13000 \text{ kN/m}^3$ としたが、計画時の値は過大であったと考えられる。このため、 $k_h = 4000 \text{ kN/m}^3$ を用いて再計算を実施し、根入れ長を変更した。

(動的実験)

- ・遠心加速度 40G 付与時点では、根入れ長 $1.9/\beta \sim 3.0/\beta$ のいずれのケースでも鋼矢板先端より上で応力のゼロ点が生じており、鋼矢板先端での回転は無かったと推定できる。また、予備 1 (根入れ長 $1.9/\beta$) に比べて、根入れの長い D-1 (根入れ長 $3.0/\beta$)、D-2 (根入れ長 $2.5/\beta$) では、鋼矢板頭部の水平変位がやや小さくなるものの大きな差異はなかった。
- ・各加振ステップの応答加速度について、ステップ 1 の L1 相当実地震波 (大船渡波) では、いずれのケースでも入力加速度 (最大 $7.2\text{G}/1\text{G}$ 場換算では 180gal) に対して、地中および地表面の応答が $13 \sim 20\text{G}$ 程度 (1G 場換算では $330 \sim 500\text{gal}$) まで増幅した。
一方、ステップ 2 の L2 相当実地震波 (神戸波) およびステップ 3 以降の正弦波では、いずれのケースでも、地中および地表面応答に極端な増幅は見られなかった。
- ・また、鋼矢板擁壁模型と L 型擁壁模型において、地震応答特性に有意な差異は見られなかった。
- ・遠心加速度 40G 付加時およびステップ 1 (L1 相当) 加振においては、矢板根入れ長による壁体変形量の違いはほとんど見られなかった。
- ・L2 加振 (加振ステップ 2) および正弦波入力の大規模加振時 (加振ステップ 3~5) においては、矢板根入れ長が長いほど矢板頭部水平変位量が小さくなる傾向が確認できた。
- ・鋼矢板の曲げ応力の分布形状より、L1 加振時において、根入れ長 $3.0/\beta$ の場合は鋼矢板先端の回転は発生していないものと考えられ、根入れ長 $2.5/\beta$ の場合はわずかに回転が生じたと考えられる。一方、根入れ長 $1.9/\beta$ の場合では明らかに鋼矢板先端の回転が生じていた。
- ・L2 加振以降は、いずれの根入れ長のケースにおいても、鋼矢板先端の回転が生じていたと考えられるが、構造が不安定になることはなかった。
- ・鋼矢板擁壁と L 型擁壁の比較から、壁体の水平変位については加振ステップ 3 までは、ほぼ同等であるが、ステップ 4 (正弦波 20G) で L 型擁壁が大きく動き、崩壊に至った。対して、鋼矢板擁壁ではいずれのケースでも最終加振ステップ 5 (正弦波 30G) まで、変形は進行するものの、致命的な崩壊が生じることはなかった。
- ・曲げモーメント分布より推定した作用土圧は、設計値 (物部-岡部式) を下回る傾向にある。また、地表面 (深度 0mm 位置) 以深では主働土圧は発生していない。

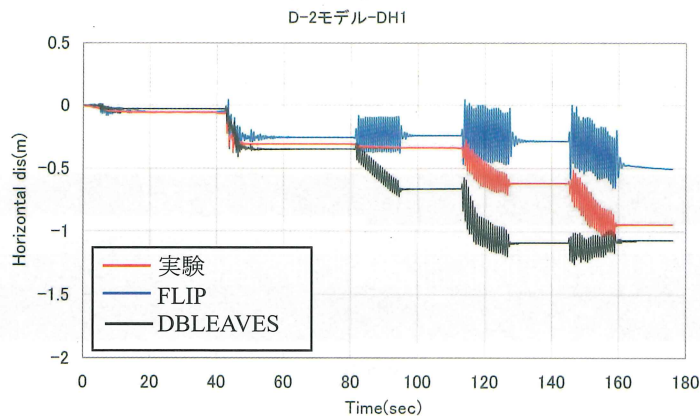
資料 5 鋼矢板擁壁の数値解析例

レベル2地震動の性能照査法の一つとして動解法がある。動的FEM解析には様々な手法が提案されているが、ここでは、解析コードとしてFLIP¹⁾及びDBLEAVES²⁾を用い、参考資料 資料4で示した遠心模型実験に対する解析結果と、実地盤に対応した解析例を示す。

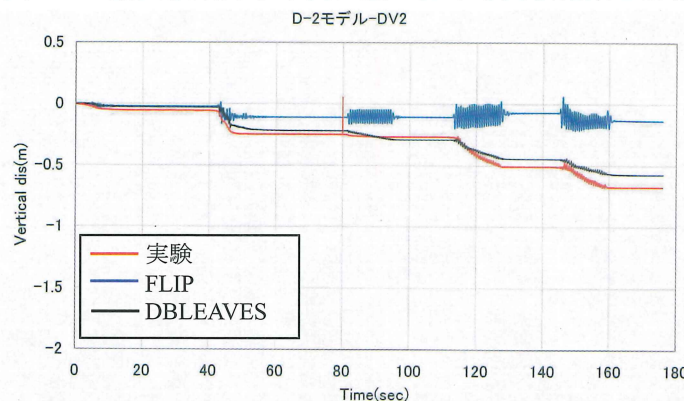
1. 遠心模型実験に対する解析

参考資料 資料4に示す遠心模型実験に対する解析を実施した。一例として、参考 図5.1及び参考 図5.2に、ケースD-2に関して実験と解析を比較した結果を示す。参考 図5.1は鋼矢板頭部水平変位量を比較したもの、参考 図5.2は鋼矢板背面の地盤沈下量を比較したものである。

ただし、解析では、L1(大船渡波)→L2(神戸PI波)→SIN波 200gal→SIN波 500gal→SIN波 750galと5波連続して入力している。これによると、2波目のL2(神戸PI波)加振までの鋼矢板頭部水平変位量は、実験と解析では概ね一致しており、3波目の加振以降は実験と解析の結果は異なってくる。また、鋼矢板背面の地盤沈下量はDBLEAVESが実験結果をよく再現している。



参考 図 5.1 鋼矢板頭部水平変位量における実験結果と解結果析の比較



参考 図 5.2 鋼矢板背面の地盤沈下量における実験結果と解結果析の比較

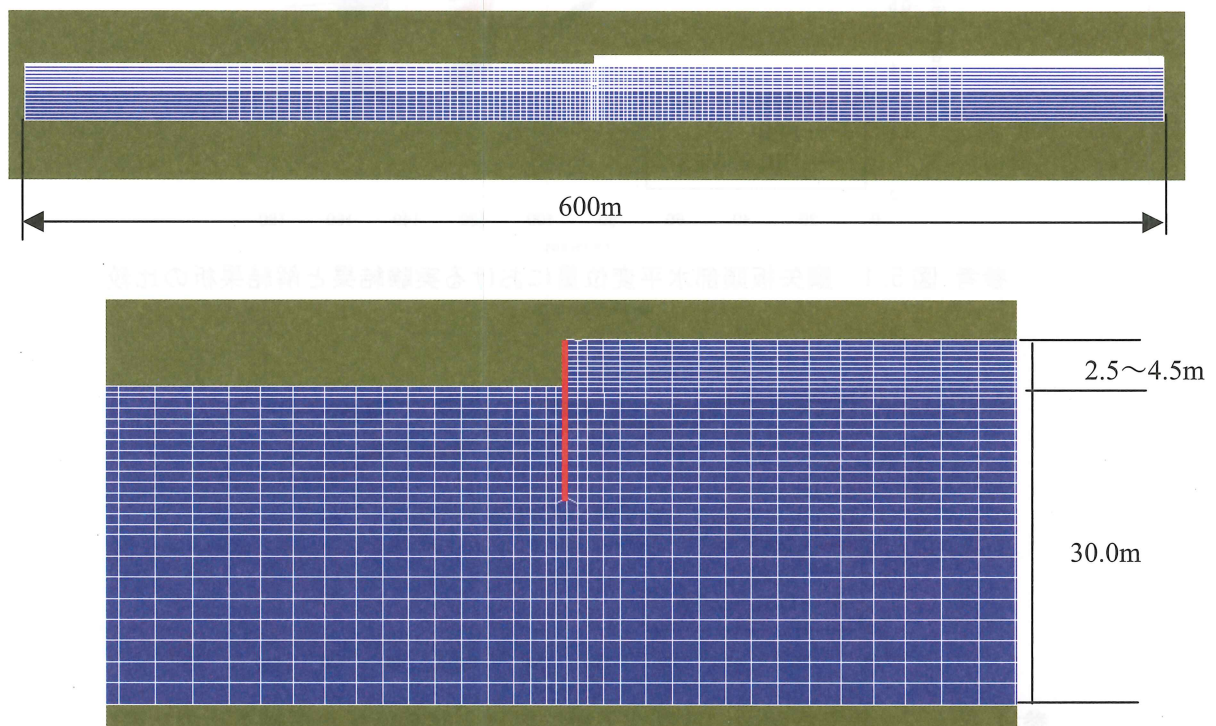
- 1)例えば、Susumu Iai, Yasuo Matsunaga, Tomohiro Kameoka : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, 1990
- 2)例えば、B. Ye, G.L. Ye, F. Zhang and A. Yashima : Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundations, Vol.47, No.3, 2007

2. 実地盤に対応した数値解析（DBLEAVES による解析）

遠心模型実験では、側方及び底面が剛壁であったため、実地盤に対応した条件した境界条件で DBLEAVES による数値解析を行った。数値解析ケース及び解析モデルを参考 表 5.1、参考 図 5.3 に示す。

参考 表 5.1 数値解析ケース

	壁高H	地盤			鋼矢板				地震波
		γ	Dr	N値	型式	根入れ長	根入れ長	全長	
caseA-1	2.5m	17	60%	5	10H	$2.5/\beta$	5.5	8.0	L1
caseA-2									L2
caseB-1	3.5m					$2.5/\beta$	5.5	9.0	L1
caseB-2									L2
caseC-1	4.5m					$2.5/\beta$	5.5	10.0	L1
caseC-2									L2
caseD-1					5L	$2.5/\beta$	8.5	13.0	L1
caseD-2									L2
caseE-1						$3.0/\beta$	10.5	15.0	L1
caseE-2									L2



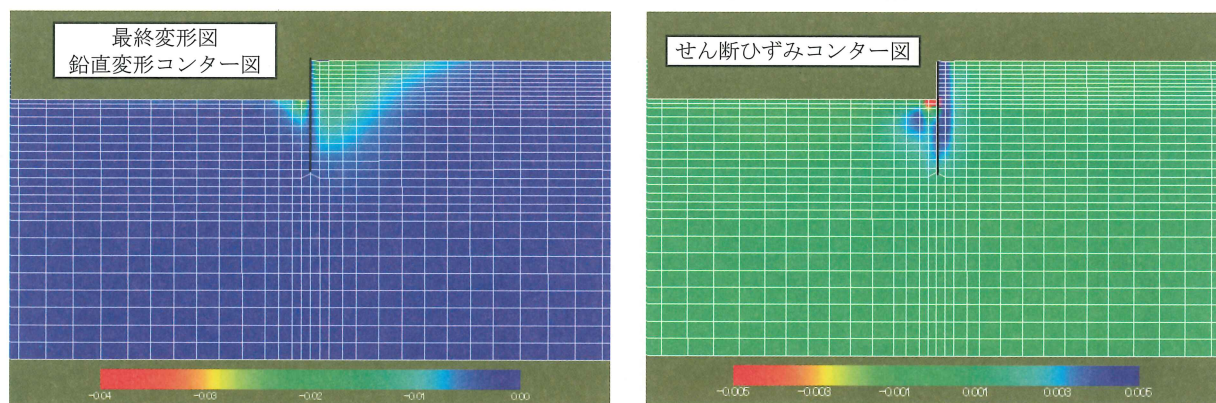
参考 図 5.3 解析モデル

各解析ケースの水平変位及び鉛直変位の結果一覧を参考 表 5.2 に、水平変位の残留変形及び残留体積ひずみの解析結果の一例を参考 図 5.4、参考 図 5.5 に示す。L1 地震では地盤の変形は鋼矢板周辺に限られるのに対し、L2 地震では地盤の変形が広範囲にわたることがわかる。また、残留体積ひずみから、L2 地震では鋼矢板前面の受働地盤の塑性化が進展していることもわかる。

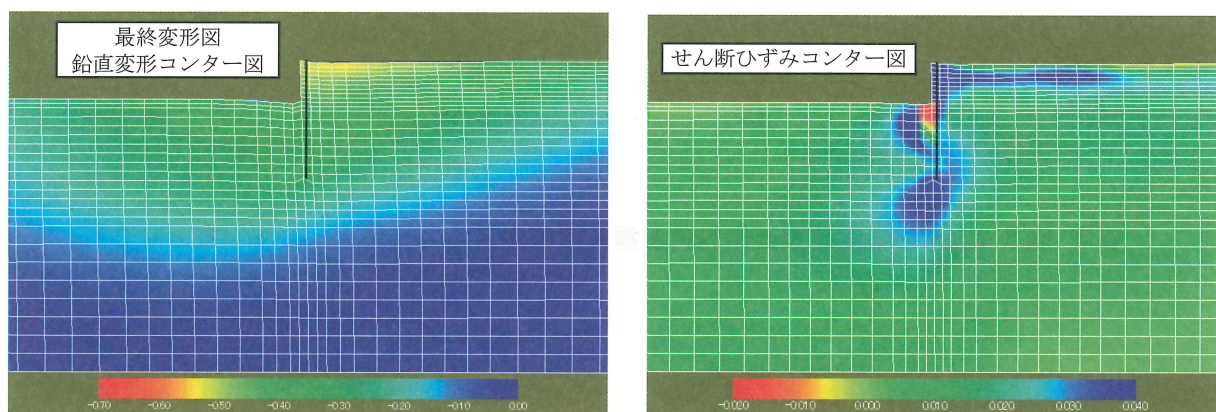
参考 表 5.2 水平変位及び鉛直変位

解析ケース	地震波	地震波	水平変位 (m)		鉛直変位 (m) [*]	
			最大	残留	最大	残留
1	CaseA-1	L1	-0.104	-0.038	-0.018	-0.018
2	CaseA-2	L2	-0.678	-0.490	-0.203	-0.203
3	CaseB-1	L1	-0.111	-0.042	-0.020	-0.020
4	CaseB-2	L2	-0.793	-0.556	-0.246	-0.246
5	CaseC-1	L1	-0.116	-0.042	-0.021	-0.020
6	CaseC-2	L2	-0.884	-0.604	-0.309	-0.309
7	CaseD-1	L1	-0.115	-0.037	-0.026	-0.026
8	CaseD-2	L2	-0.782	-0.515	-0.185	-0.185
9	CaseE-1	L1	-0.116	-0.036	-0.027	-0.027
10	CaseE-2	L2	-0.815	-0.515	-0.167	-0.167

残留変形及び残留せん断ひずみの解析結果の一例を参考 図 5.4、参考 図 5.5 に示す。

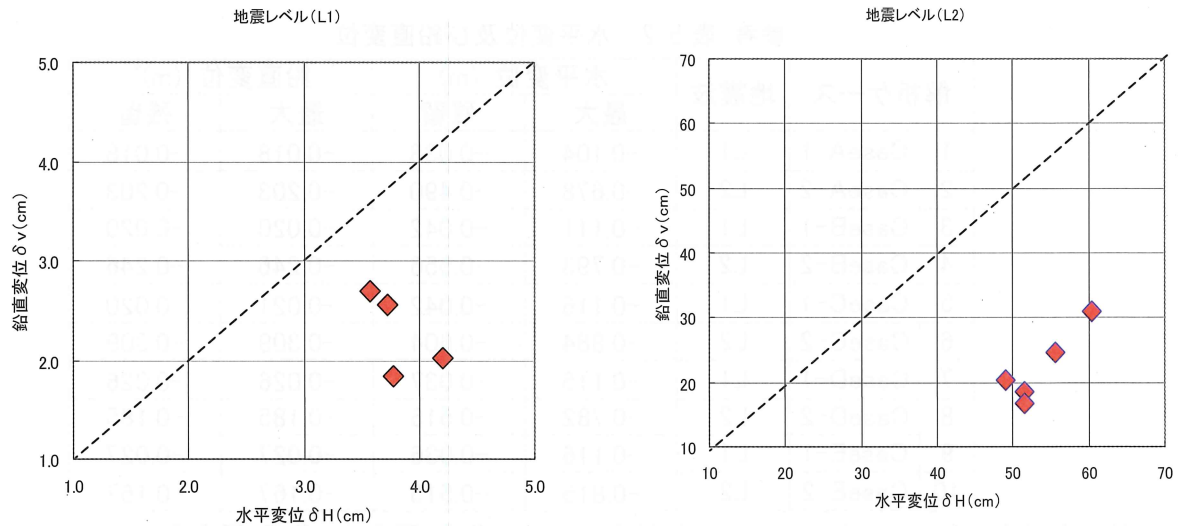


参考 図 5.4 残留変形及び残留せん断ひずみ (CaseD-1 : L1 地震動)

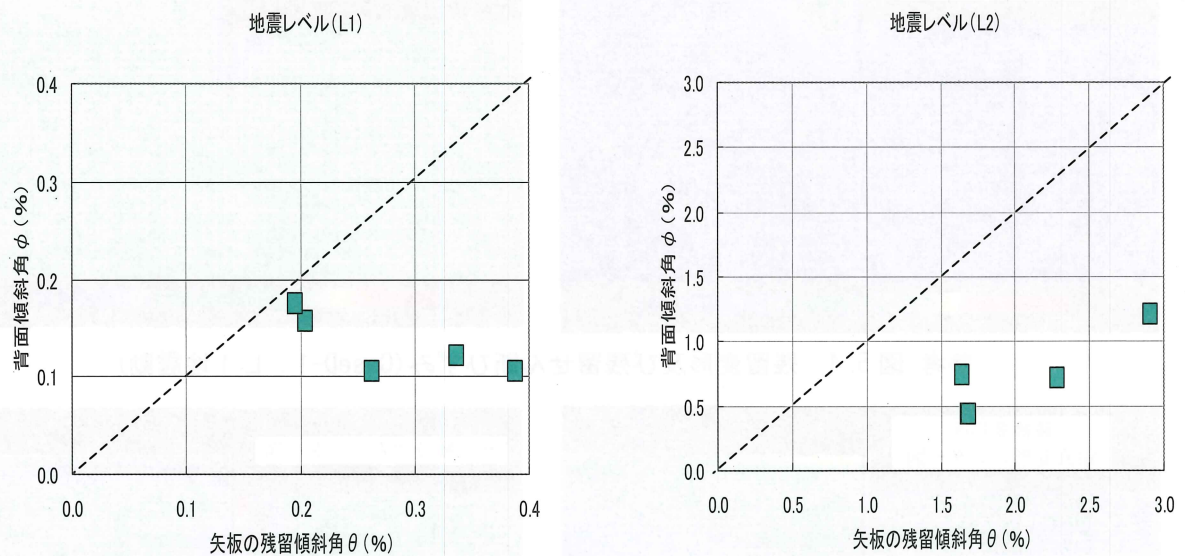


参考 図 5.5 残留変形及び残留せん断ひずみ (CaseD-2 : L2 地震動)

参考 図 5.6、参考 図 5.7 に鋼矢板の頭部水平変位量と背面地盤の沈下量の関係を示す。鋼矢板水平変位 $>$ 背面地盤沈下量、及び、鋼矢板傾斜角 $>$ 背面地盤傾斜角の傾向がある。尚、頭部水平変位量、背面地盤沈下量とも常時からの増分の値である。



参考 図 5.6 背面地盤の最大沈下量と鋼矢板頭部水平変位の比較 (左 : L 1 , 右 : L 2)

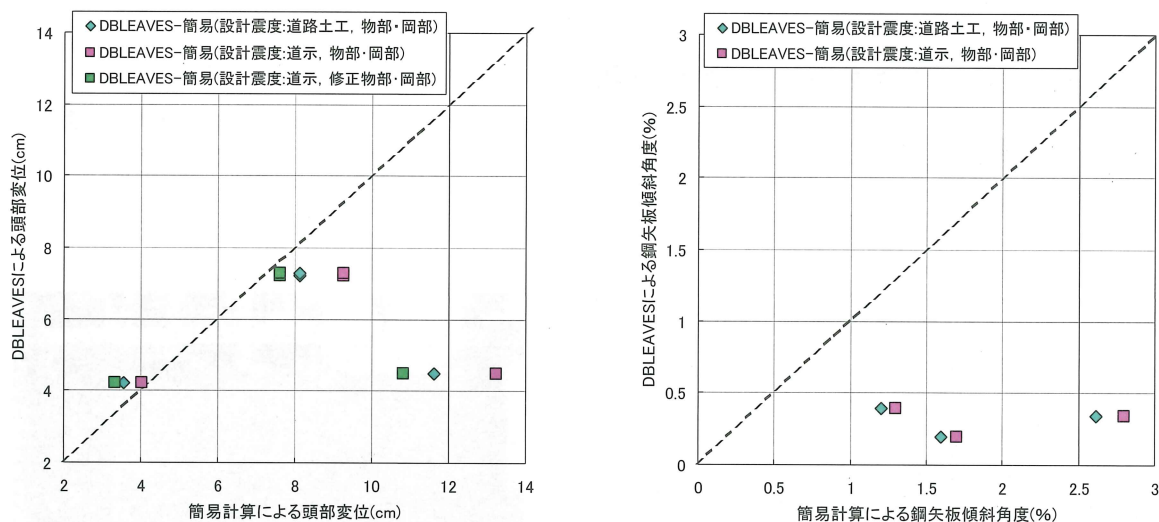


参考 図 5.7 背面地盤地表面傾斜角と鋼矢板の傾斜角の比較 (: L 1 , 右 : L 2)

3. 数値解析と簡易計算及び弾塑性計算の比較

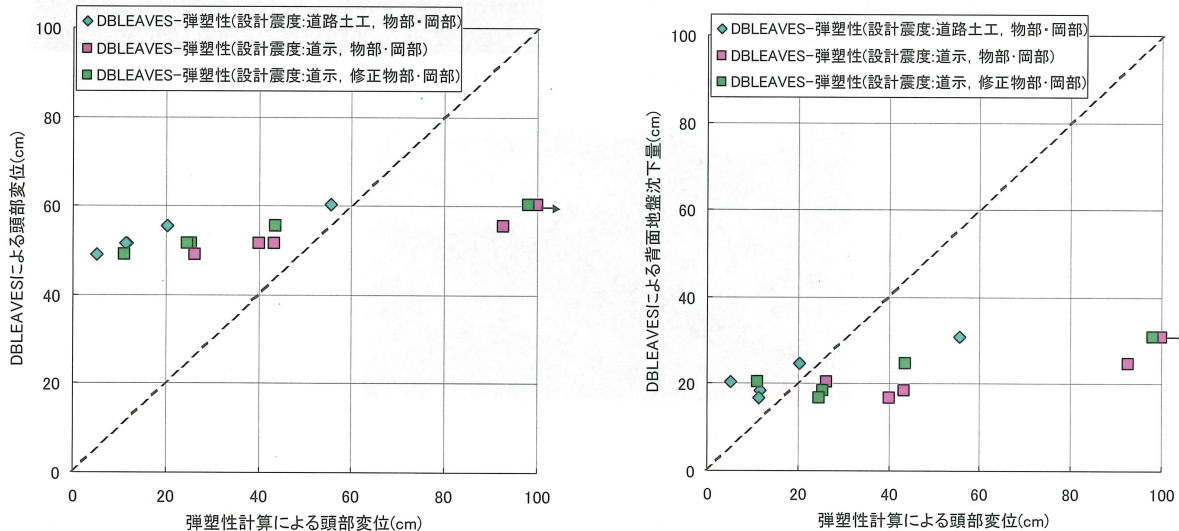
数値解析結果と簡易計算及び弾塑性計算との比較を行った。簡易計算及び弾塑性計算の背面土圧の算定方法として、

- ①設計震度：道路土工擁壁工指針（社団法人日本道路協会，H11. 3），土圧式：物部・岡部式（ $\phi=25^\circ$ ）
- ②設計震度：道示V耐震設計編（社団法人日本道路協会，H14. 3），土圧式：物部・岡部式（ $\phi=25^\circ$ ）
- ③設計震度：道示V耐震設計編（社団法人日本道路協会，H14. 3），土圧式：修正物部・岡部式の3種類を用いた。参考 図 5.8 及び参考 図 5.9 に示すように、②を用いた場合が、最も鋼矢板の変位量が大きくなる。L1地震時には、鋼矢板頭部水平変位、鋼矢板傾斜角とも数値解析より簡易計算の方が概ね大きな値となる。L2地震時には、土圧算定を②とすることで、弾塑性計算による鋼矢板頭部水平変位量>FEM解析による背面地盤沈下量の関係がみられる。



参考 図 5.8 L1地震時における数値解析と簡易計算の比較

（左：鋼矢板頭部水平変位量、右：鋼矢板傾斜角）



参考 図 5.9 L2地震時における数値解析と弾塑性計算の比較

（左：鋼矢板頭部水平変位量、右：鋼矢板頭部水平変位量－鋼矢板背面地盤沈下量）

資料 6 施工過程の影響を考慮した鋼矢板擁壁の実験及び数値解析

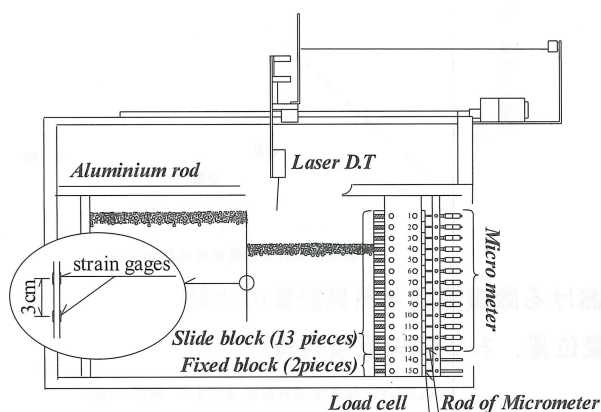
盛土、切土等の施工過程が異なる場合、鋼矢板への作用土圧も異なることから、これらの施工過程を考慮した鋼矢板擁壁の模型実験及び数値解析を行い、設計計算への影響度合いを把握する。

アルミ棒積層地盤による 2 次元モデル試験とともに、subloading t_{ij} model による弾塑性モデルを用いた数値解析による検討を実施した。この他、モール・クーロン則による弾塑性モデルによって、本設計マニュアルの簡便法による設計計算結果との比較を行った。

1. 模型実験（アルミ棒積層地盤による 2 次元モデル実験）

（1）実験機および実験に用いた材料

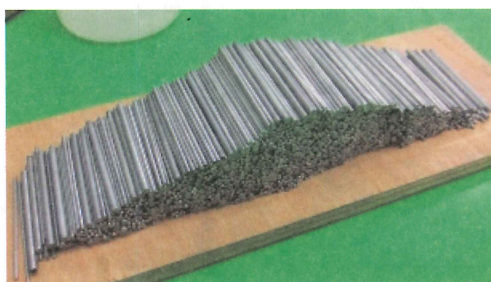
2 次元モデル実験機を参考 図 6.1、参考 写真 6.1 に示す。実験装置は高さ 45cm×幅 68cm のものであり、直径・が 1.6 mm と 3 mm（長さ 5cm）の 2 種類のアルミニウム製の丸棒（参考 写真 6.2）を重量比 3:2 で混合したものを積み上げ地盤材料とした。鋼矢板は長さ 29cm×幅 6cm で厚さが 0.8mm と 1.2mm の 2 種類のアルミ板を用いる。



参考 図 6.1 2 次元モデル実験機の概要



参考 写真 6.1 2 次元モデル試験機

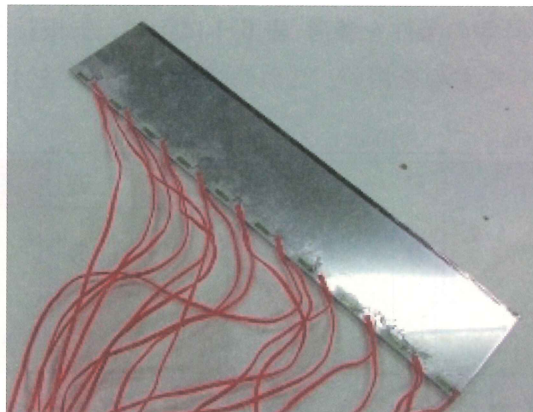


参考 写真 6.2 アルミ棒

本実験では、掘削と盛土による基本的な挙動の違いを検討するため、アルミ棒を積み上げた積層体を仮想地盤と見立て、自立式矢板壁に関する 2 次元モデル実験を実施した。この実験では、鋼矢板はアルミ板で表現し、掘削・盛土の段階によって、矢板壁の変形等に注目した。

なお、本実験で観測するデータは鋼矢板の変形量とひずみであり、変形量は一定量の掘削また

は盛土をした際に写真撮影を行い、画像解析ソフト（デジタイザー）を用いて変形量を算出している。ひずみは鋼矢板に見立てたアルミ板にひずみゲージを参考 図 6.2、参考 写真 6.3 のような位置に張り付けデータロガーを通じ、値を読み取り測定している。



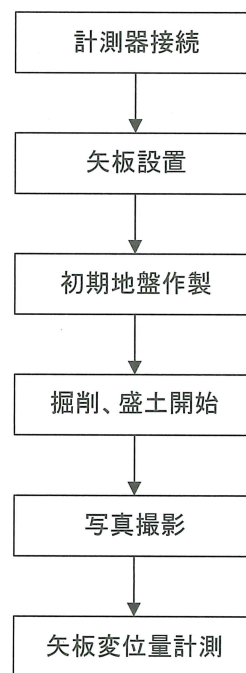
参考 図 6.2 ひずみゲージの添付間隔 参考 写真 6.3 アルミ板とひずみゲージ

（２）モデル試験の手順

この実験では、矢板を建て込み、矢板に曲げが生じないように矢板の両側に同じ高さの地盤を作製する。その後、片側を掘削もしくは盛土（積み上げ）することにより矢板の左右の地盤高に差をつける実験を行った。

大まかな実験の手順を参考 図 6.3 に示す。まず、初期地盤を作製する。初期地盤の作製時は、矢板の背面部を固定し、矢板が鉛直に建てられていることをしっかりと確認しながら積み込む。アルミ板は実験機の左端から 38cm の位置に設置している。掘削は、一層当たりの掘削量は 1cm とし、一定量かつ掘削面が水平に行った。一方、盛土は、掘削時同様、一層当たりの盛土量は 1cm とし、下層との間に境目が残らないように注意しながらアルミ棒を積んで行なった。それぞれのケースで 1cm 地盤高に差がつくごとに、矢板変位量の計測と地盤の変形状態を知るための写真撮影を行った。

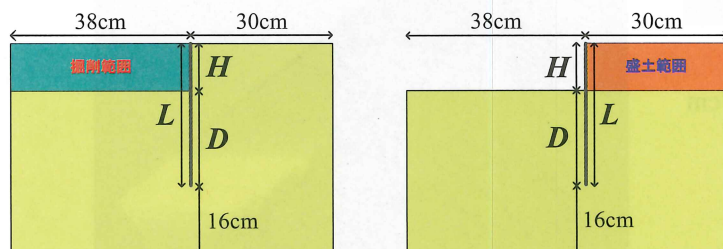
掘削・盛土を 9cm 行った後、掘削の場合は矢板が倒れこむまで掘削し、盛土の場合は構造物と見立てた $q=10.0\text{kN/m}^2$ 相当の荷重（重さ 100g、載荷幅 5cm）を盛土した地表面の矢板に限りなく近い位置に置き、同様に矢板変位量の計測と写真撮影を行った。



参考 図 6.3 実験手順

(3) 実験パターン

実験は最終的に参考 図 6.4 で示す形であり、掘削と盛土において根入れ長が異なる 3 パターンを、矢板の厚さの異なる 2 パターン、計 6 パターン行なうことでそれぞれ比較をしている。各 Case の根入れ長等の条件を参考 表 6.1 に示す。矢板長や根入れ長、矢板厚さは参考 表 6.2、参考 表 6.3 に示したものをを用い、これらは実大サイズを 1/50 スケールに縮小したものである。



参考 図 6.4 各 Case の条件 (左:掘削、右:盛土)

参考 表 6.1 各 Case の条件

	D	L	H (Target)
Case 1,4	13cm	22cm	9cm
Case 2,5	20cm	29cm	9cm
Case 3,6	17cm	26cm	9cm

参考 表 6.2 各 Case の縮尺比較 (盛土高、根入れ長)

		Case1,4	Case2,5	Case3,6
盛土高 h	実大サイズ	$h_P=4.5\text{m}$	$h_P=4.5\text{m}$	$h_P=4.5\text{m}$
	モデルサイズ	$h_M=9\text{cm}$	$h_M=9\text{cm}$	$h_M=9\text{cm}$
根入れ長 l	実大サイズ	$l_P=6.4\text{m}$	$l_P=10.0\text{m}$	$l_P=8.4\text{m}$
	モデルサイズ	$l_M=13\text{cm}$	$l_M=20\text{cm}$	$l_M=17\text{cm}$

参考 表 6.3 各 Case の縮尺比較 (矢板)

Prototype	model		Ideal model	
	size	Similarity rule	Ideal size	Ideal similarity rule
鋼矢板 V_L $EI=1.03 \times 10^5$ $\text{kN} \cdot \text{m}^2$	アルミ板 $t=1.2\text{mm}$ $EI=1.22 \times 10^{-2}$ $\text{kN} \cdot \text{m}^2$	$1/8477306$ 約 1/54	アルミ板 $t=1.328\text{mm}$ $EI=1.65 \times 10^{-2}$ $\text{kN} \cdot \text{m}^2$	$1/6250000$ 1/50
鋼矢板 II_L $EI=2.13 \times 10^4$ $\text{kN} \cdot \text{m}^2$	アルミ板 $t=0.8\text{mm}$ $EI=3.60 \times 10^{-3}$ $\text{kN} \cdot \text{m}^2$	$1/5916667$ 約 1/49	アルミ板 $t=0.797\text{mm}$ $EI=3.41 \times 10^{-3}$ $\text{kN} \cdot \text{m}^2$	

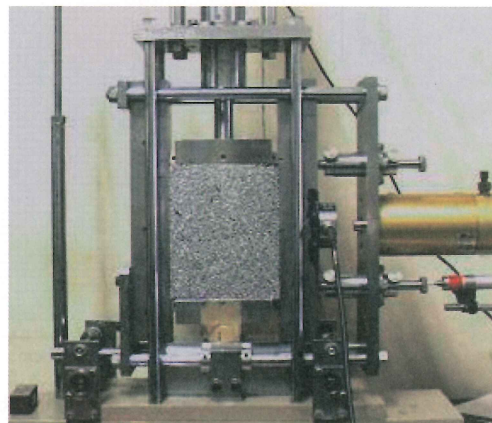
(4) 実験結果

実験結果は、次ページ以降の「2. 模型実験に対する数値解析 (subloading t_{ij} model による弾塑性モデル)」において、数値解析結果の比較とともに示す。

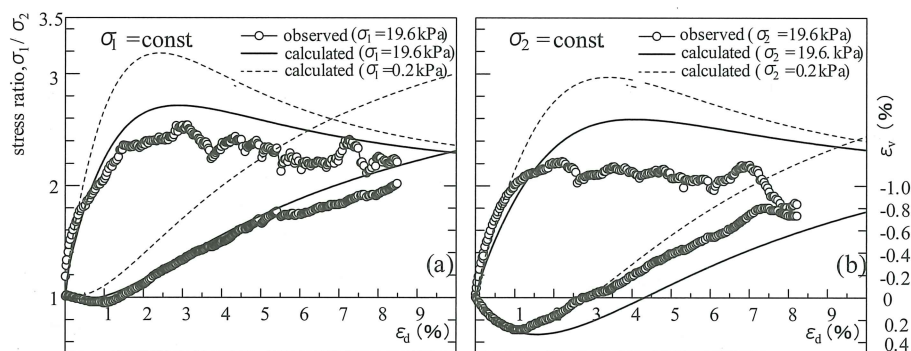
2. 模型実験に対する数値解析 (subloading t_{ij} model による弾塑性モデル)

(1) 数値解析の概要

有限要素解析は、密度や拘束応力の影響を考慮できる等方硬化型の弾塑性構成式(subloading t_{ij} model)を用いた。要素には4節点のアイソパラメトリック要素を用い、平面ひずみ、微小変形理論、排水条件下で解析を行なった。地盤材料は、モデル試験に用いたアルミ棒積層体を想定し、2軸圧縮試験を実施した結果をもとに解析の材料パラメータを決定した。数値解析に用いた材料・矢板パラメータは参考表 6.4、参考表 6.5 に示す。参考写真 6.4 に2軸圧縮試験装置を、参考図 6.5 に試験結果と要素解析結果を示す。また、矢板と見立てたアルミ板はビーム要素で表現している。



参考写真 6.4 2軸圧縮試験装置



参考図 6.5 2軸圧縮試験と要素解析の結果

解析にも実大スケールを 1/50 スケールに縮小したモデルサイズの値と矢板擁壁の縮小後の値を利用し解析を行った。

地盤の初期応力は単位体積重量 $\gamma_d = 20.4 \text{ kN/m}^3$ 、初期応力状態 $p = 9.8 \times 10^{-5} \text{ kPa}$ において間隙比 e が $e_{ini} = 0.328$ とし、自重圧密のみによって深さ方向に応力と間隙比が分布するように作成した。このようにして解析地盤を作成し、初期の応力状態と間隙比をもとにして解析を行っていく。この地盤の初期状態はすべての解析において共通のものである。境界条件は底面を完全固定、側面は水平固定とした。

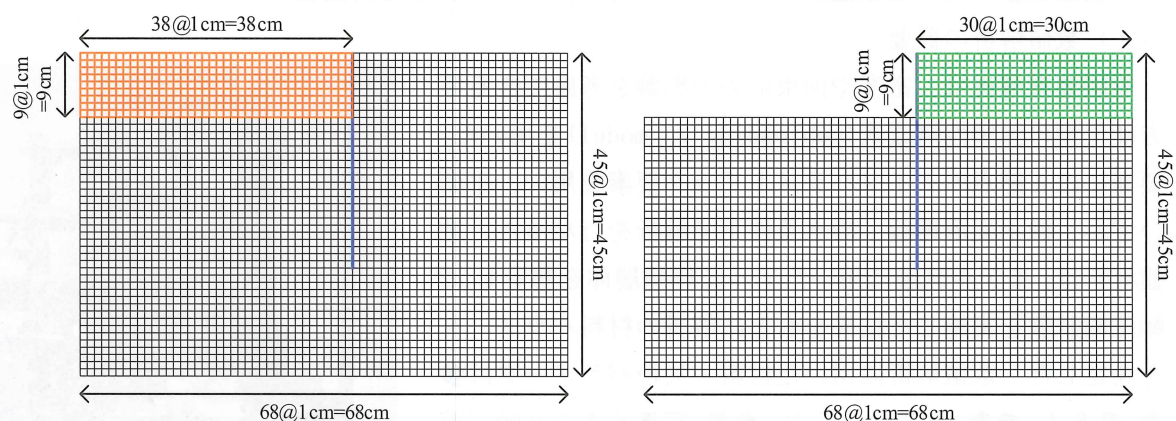
本数値解析に用いた2次元メッシュを参考図 6.6 に示す。本メッシュは根入れ長が 29cm (Case2, 5) のものである。

参考表 6.4 地盤材料パラメータ

λ	0.008
κ	0.004
$N=e_{NC}$ at $p=98\text{kPa}$ & $q=0\text{kPa}$	0.3
$Rcs=(\sigma_1/\sigma_3)cs(comp)$	1.8
β	1.2
w	0.20
a	1300

参考表 6.5 矢板パラメータ

解析に用いた各材料定数		
地盤材料	アルミ棒	
	$\gamma = 20.4 \text{ (kN/m}^3\text{)}$	
矢板擁壁	アルミ板	
	$t = 0.12\text{(cm)}$	$t = 0.08\text{(cm)}$
	$EI = 12.15\text{[N}\cdot\text{m]}$	$EI = 3.63\text{[N}\cdot\text{m]}$
	$EA = 10.51 \times 10^4\text{[N/m]}$	$EA = 6.76 \times 10^4\text{[N/m]}$



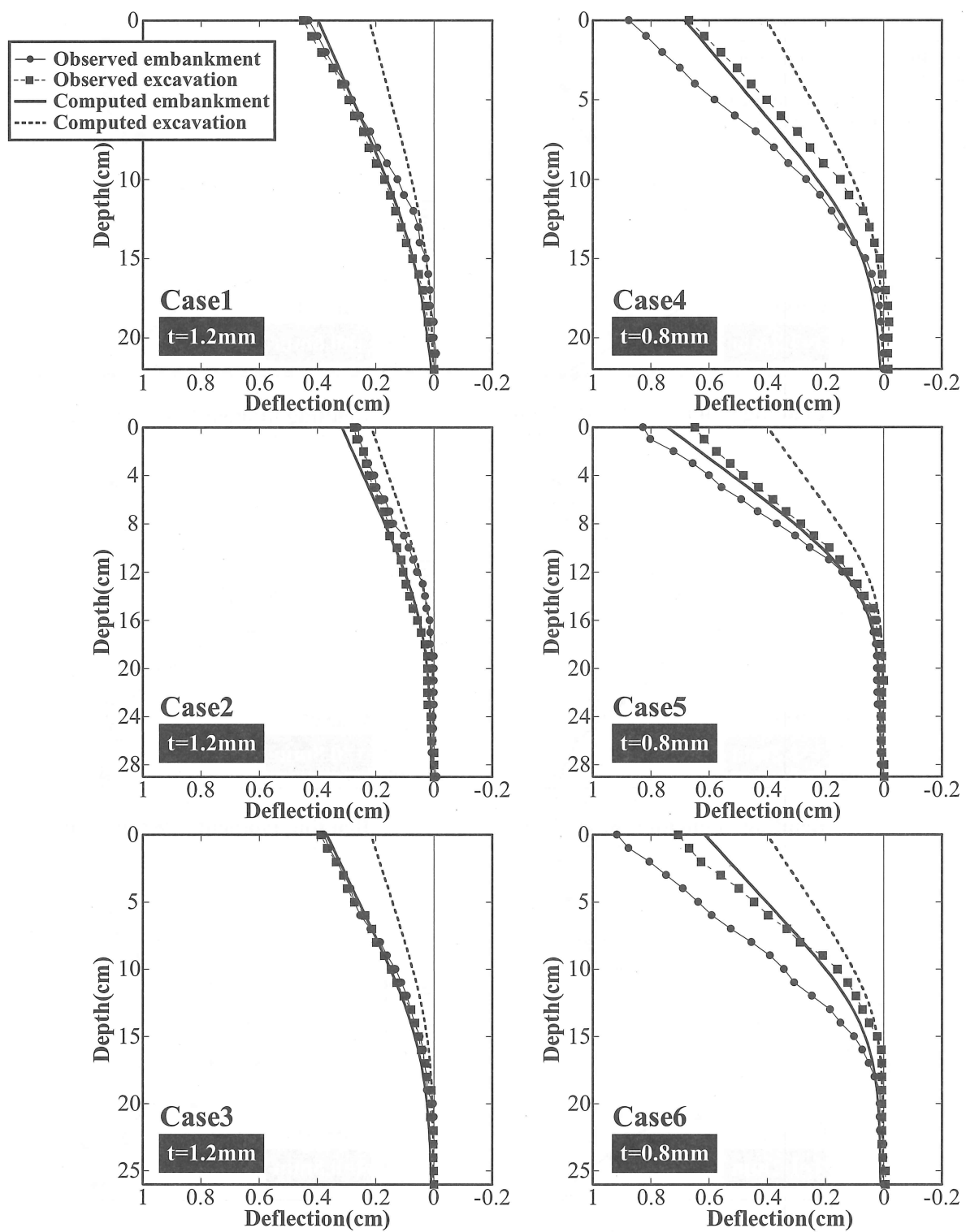
参考 図 6.6 数値解析に用いたメッシュ（左：掘削、右：盛土）

（２）実験結果及び数値解析結果との比較

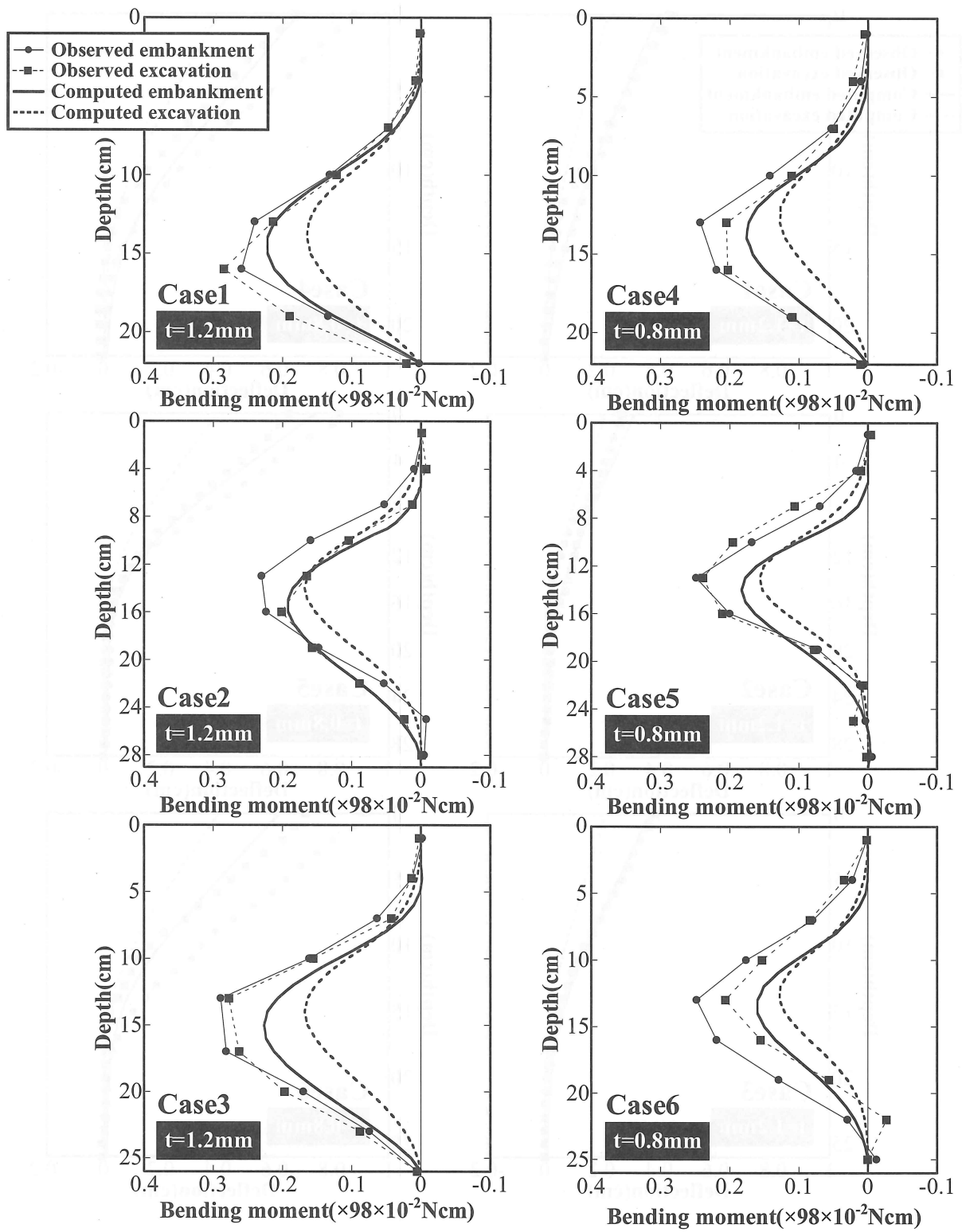
参考 図 6.7、参考 図 6.8 に各ケースの掘削または盛土を 9cm 行った際の矢板変位と曲げモーメントのグラフを示す。矢板変位のグラフは、縦軸に深さを、横軸に変位量を表している。また、曲げモーメントのグラフは、縦軸に深さを、横軸に曲げモーメントを表している。凡例はプロットがあるものが実験値で、丸が盛土を、四角が掘削を示している。また、実線が盛土の、破線が掘削の解析値を示している。

Case1, 2, 3 と Case4, 5, 6 は鋼矢板をモデル化したアルミ板の厚さが異なるケースで、変形に関して顕著に違いがみられる。掘削と盛土での挙動の違いを検討する。全般的に掘削に比べて盛土の方が曲げモーメント、矢板変位量ともに若干大きな値を示している。この要因として、地盤の強度が挙げられる。掘削と盛土を 9cm 行った際、形状はともに同じになる（参考 図 6.4 参照）が、矢板左側における地盤の強度は掘削の徐荷過程により、過圧密状態になっているので、盛土の場合の地盤に比べて剛性強度が大きいと考えられる。それによって、矢板の変形と曲げモーメントに差が表れたと言える。鋼矢板の剛性が大きい場合、根入れ長に関わらず壁体変位と曲げモーメントに大きな違いが見られないことから、実地盤において剛性の大きいものを施工で用いる際、ある程度根入れ長を短くすることも考えられる。

実験値と解析値の比較をすると、曲げモーメントの最大となるところや矢板の変形が出始めるところなどほぼ同じような挙動を示している。変形が大きくなると実験値と解析結果に差がある場合もあるが、全体的には定量的・定性的に掘削と盛土による曲げモーメントや矢板の変形を表現できている。



参考 図 6.7 掘削または盛土高 9cm における壁体変位の実験値と解析値

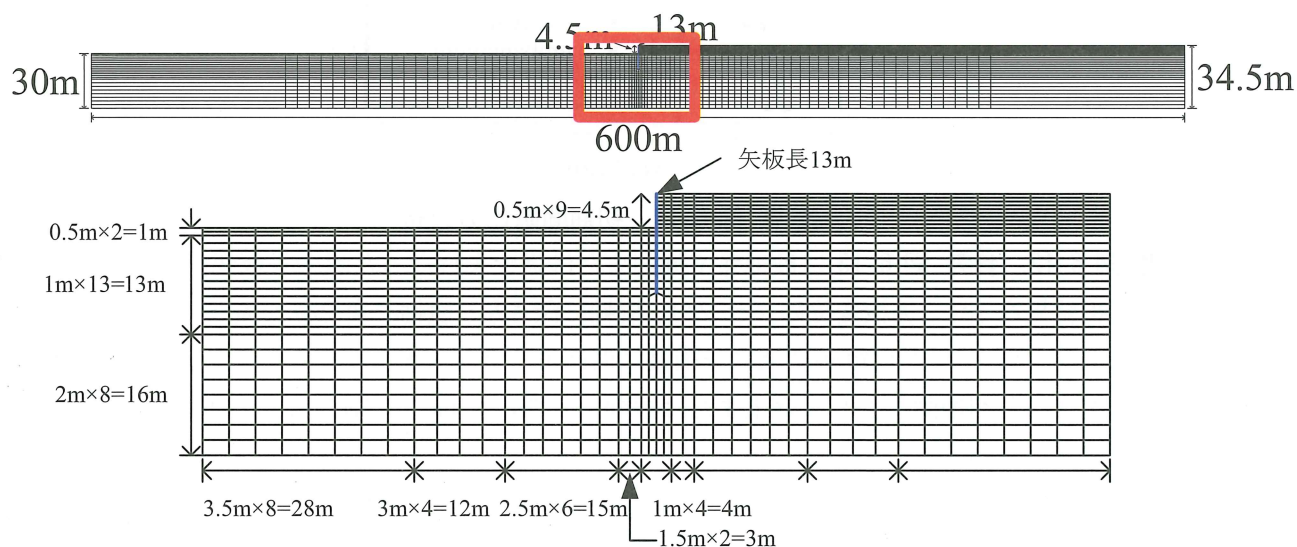


参考 図 6.8 掘削または盛土高 9cm における壁体曲げモーメントの実験値と解析値

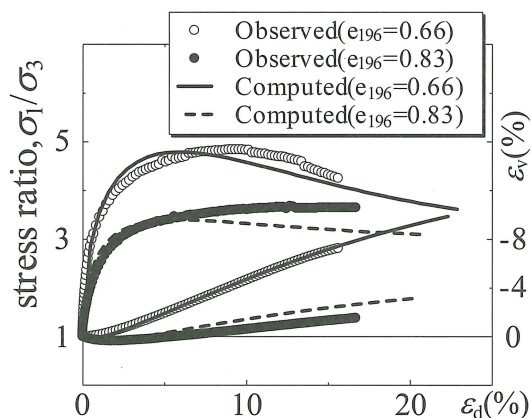
3. 実地盤を想定した数値解析 (subloading t_{ij} model による弾塑性モデル)

(1) 数値解析の概要

解析の対象とする地盤は深さ 34.5m の相対間隙比 $Dr=60\%$ ($e=0.76$) であり、矢板の長さが 12.9m で盛土または掘削によってできる最終的な地盤の高さの差は 4.5m (根入れ長 8.4m) になる。また、解析はアルミの時と同様に 2 次元で行い、境界条件として側方は水平方向固定、底部は完全固定としている。参考 図 6.9 に解析に用いた有限要素メッシュを示す。解析に用いた要素はアイソパラメトリック要素であり、構成モデルは密度や拘束応力の影響を考慮した弾塑性モデル (subloading t_{ij} model) を用いた。用いた地盤材料は豊浦砂であり、そのパラメータを参考 表 6.6 に示す。また、参考 図 6.10 に平均主応力一定の三軸試験結果と解析結果の比較を示す。この結果から構成モデルは同じパラメータで密度の異なる砂の挙動を的確に表現できることがわかる。掘削は要素を除去することで表現し、盛土は初期段階では単位体積重量がない要素に単位体積重量を与えることで表現している。



参考 図 6.9 解析に用いたメッシュ (上:全体、下:赤枠内)

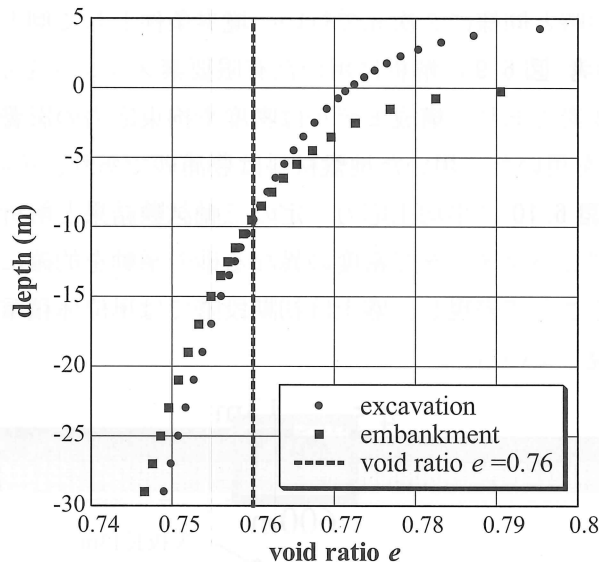


参考 図 6.10 平均主応力一定の三軸試験結果と解析結果

参考 表 6.6 解析に用いた豊浦砂のパラメータ

λ	0.07
κ	0.0045
$N = e_{NC}$ at $p = 98\text{kPa}$ & $q = 0\text{kPa}$	1.1
$RCS = (\sigma_1/\sigma_2)_{CS(comp.)}$	3.2
β	2.0
v_e	0.2
a_{AF}	30
a_{IC}	500

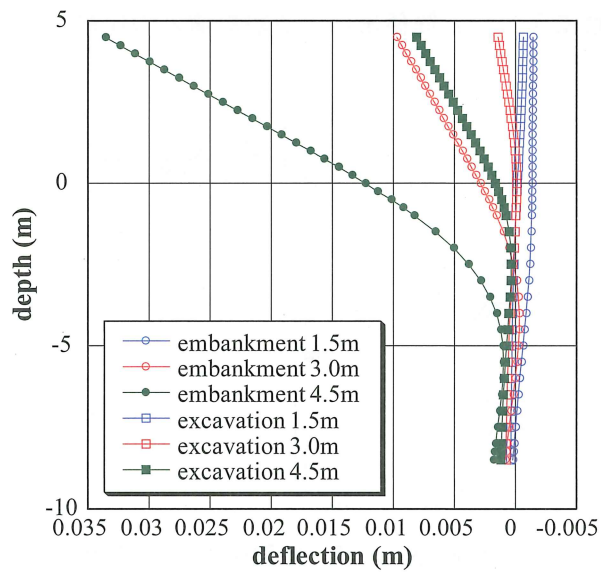
解析の初期地盤の間隙比を参考 図 6.11 に示す。初期状態は砂を自重圧密させることによって深さ方向に応力と間隙比が分布するように作成した。丸プロットが掘削の初期地盤、四角プロットが盛土の初期地盤の間隙比分布を示す。また、破線は間隙比 $e=0.76$ （相対密度 $D_r=60\%$ ）を示しており、掘削と盛土ともに矢板の下端の9m辺りで間隙比が0.76になるように地盤を作成した。



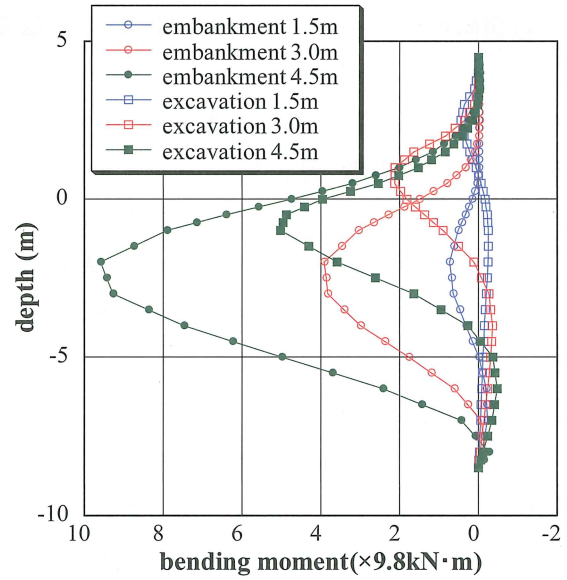
参考 図 6.11 初期間隙比の分布

参考 図 6.12, 参考 図 6.13 に砂地盤で掘削または盛土を行なった際の矢板変位と曲げモーメントの解析結果を示す。矢板変位のグラフは、縦軸に深さを、横軸に変位量を表している。また、曲げモーメントのグラフは、縦軸に深さを横軸に曲げモーメントを表している。グラフの凡例は、丸が盛土を、四角が掘削を表し、盛土または掘削を 1.5m、3.0m、4.5m 行なった各段階の値を赤、青、緑色で表している。

盛土と掘削の値を比較すると、盛土の方が掘削の値よりも大きくなっていることが見て取れる。この結果は、アルミの実験・解析のものと同様の結果を示している。盛土または掘削の段階による変化について考察する。盛土または掘削を 1.5m 行なった際の矢板の変位をみると、負（右）の方向に変位しているのが分かる。通常、最終的な変位でみられるように正（左）の方向に変位すると考えられる。ここで、このようなモードを示した理由として、盛土または掘削が 1.5m である時点では矢板が変形するまでには至っていないが、地盤内では小さなすべりが発生し、矢板の下部が正の方向に変位し上部は負の方向に変位したと考えられる。なお、下部の正の方向への変位は段階を追うごとに微増していることも分かる。



参考 図 6.12 盛土または掘削各段階の矢板変位

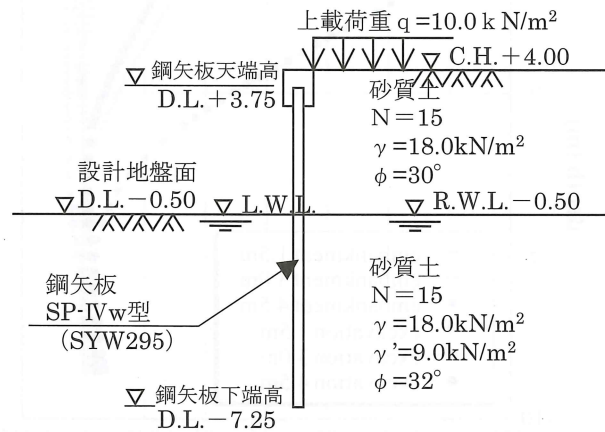


参考 図 6.13 盛土または掘削各段階の曲げモーメント

4. 数値解析（モール・クーロン則 による弾塑性モデル）と簡便法による設計値との比較

（1）数値解析モデル

解析に用いる地盤条件を参考 図 6.14 に、施工過程モデルを参考 図 6.15 に示す。また、地盤はモール・クーロン則による弾塑性モデルとし、地盤および鋼矢板の物性値を参考 表 6.7 に示す。ここで、地盤の降伏後の剛性は参考 図 6.16 に示すとおり 1/10 に低減すると仮定し、地盤—鋼矢板間の接触要素は参考 図 6.17 に示すとおり、鉛直応力伝達は遮断、水平圧縮力のみ伝達するものとした。また、鋼矢板については腐食代を考慮せず、継手効率による剛性低下率を 0.6 とした。



参考 図 6.14 地盤条件（砂質土）

	盛 土	切 土
初期 状態		
施 工 過 程		
完 成 時		

*いずれも鋼矢板壁高 3.75m、矢板根入れ長 6.75m

*盛土、切土とも初期応力解析後、施工段階を 8 段階に分けて載荷

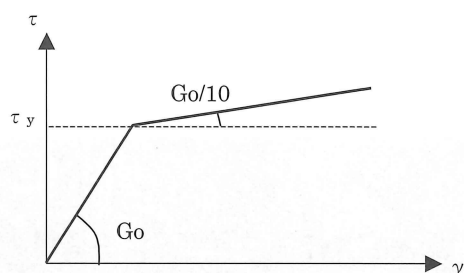
（増分は 1～7 段階では 0.5m とし、最終 8 段階目の増分を 0.75m とする）

*上載荷重 $q=10.0\text{kN/m}^2$

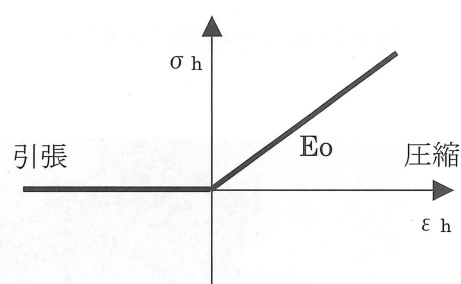
参考 図 6.15 施工過程モデル

参考 表 6.7 地盤および矢板物性値

分類	要素モデル	物性値
砂質土	モール・クーロン 平面歪み要素	$N=15$ 、 $\gamma=18.0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $C=0\text{ kN/m}^2$ 、 $E_o=2800\text{N}$ $=42000\text{ kN/m}^2$ 、 $\nu=0.33$ 、 $G_o=15789\text{ kN/m}^2$
鋼矢板	弾性はり要素	$I=34\times 10^{-5}\text{m}^4/\text{m}$ 、 $E=2.05\times 10^8\text{ kN/m}^2$
矢板－ 地盤間	接触要素	鉛直応力伝達は遮断、水平圧縮力のみ伝達



参考 図 6.16 地盤の応力－ひずみモデル（平面歪要素）



参考 図 6.17 接触要素（水平方向）

（２）解析結果及び簡便法による設計値との比較

完成時における数値解析結果および本設計マニュアルの簡便法に基づく設計計算結果を参考表 6.8 に示す。今回用いた FEM による 2 次元弾塑性解析結果から、鋼矢板に与える影響が盛土と切土の施工過程の違いにより異なることが確認でき、施工過程が切土より盛土の方が鋼矢板の変位・応力とも大きくなることが確認できた。このことは、先に述べた模型実験からも確認できている。

しかし、本設計マニュアルの簡便法に基づく解析結果にくらべ、数値解析の変位・応力とも小さいことから、本設計マニュアルの簡便法に基づく構造計算で十分安全側にあると考えられる。

参考 表 6.8 完成時における解析結果比較

	2次元弾塑性解析結果		本設計マニュアル解析結果	
	盛土	切土	盛土	切土
鋼矢板天端変位 (cm)	2.18	1.47	4.42	
発生応力度 (N/mm ²)	24.9	12.4	83.4	
許容応力度 (N/mm ²)	270			

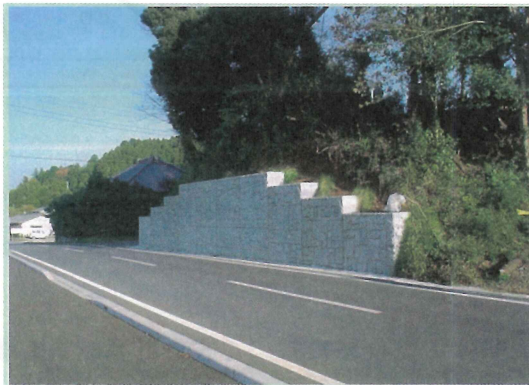
資料7 鋼矢板擁壁の施工事例および修景工の例

本設計マニュアルでは、必要に応じて、鋼矢板擁壁に修景工を施すこととしている。修景工には、塗料・有機ライニングによる方法やコンクリート被覆による方法があるが、用途、設置場所に応じて実際の施工は大きく異なる。

そこで、本資料ではこれまでに採用実績のある主な修景工の概略と施工事例を紹介する。

1. 分野別鋼矢板擁壁の適用例

用途、周辺環境に応じた修景工の適用事例を参考 図 7.1～7.3 に示す。



修景方法：コンクリートパネル

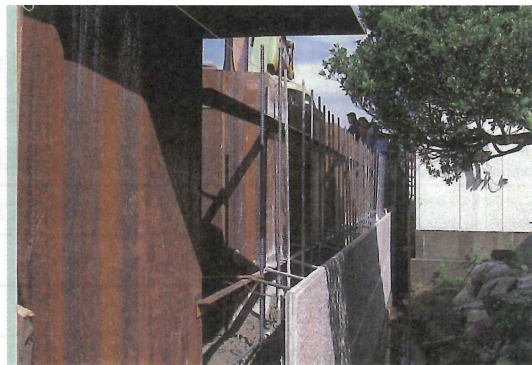


修景方法：場所打ちコンクリート

参考 図 7.1 道路拡幅での適用事例



修景方法：重防食被覆



修景方法：場所打ちコンクリート

参考 図 7.2 建物近傍での適用事例

—鉄道盛土での鋼矢板擁壁の適用例—



修景方法：コンクリートパネル

—河川護岸での鋼矢板擁壁の適用例—



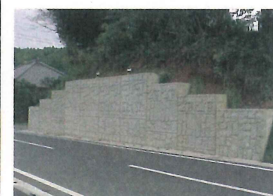
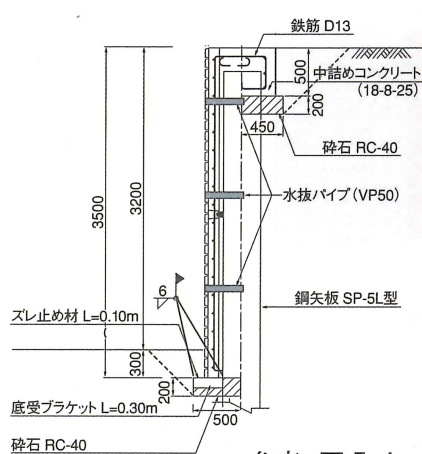
修景方法：塗装

参考 図 7.3 その他（鉄道・河川）用途での適用事例

2. コンクリート被覆による修景方法の施工事例

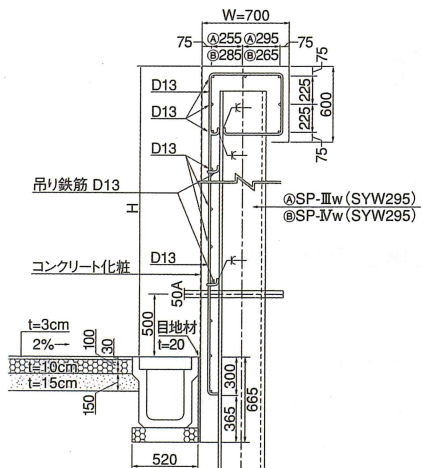
コンクリート被覆による修景方法の施工事例を参考 図 7.4～7.5 に示す。

（1）コンクリートパネルを用いた施工事例



参考 図 7.4 コンクリートパネルを用いた施工事例

（2）場所打ちコンクリートを用いた施工事例



参考 図 7.5 場所打ちコンクリートを用いた施工事例

資料8 特殊条件下での構造対応例

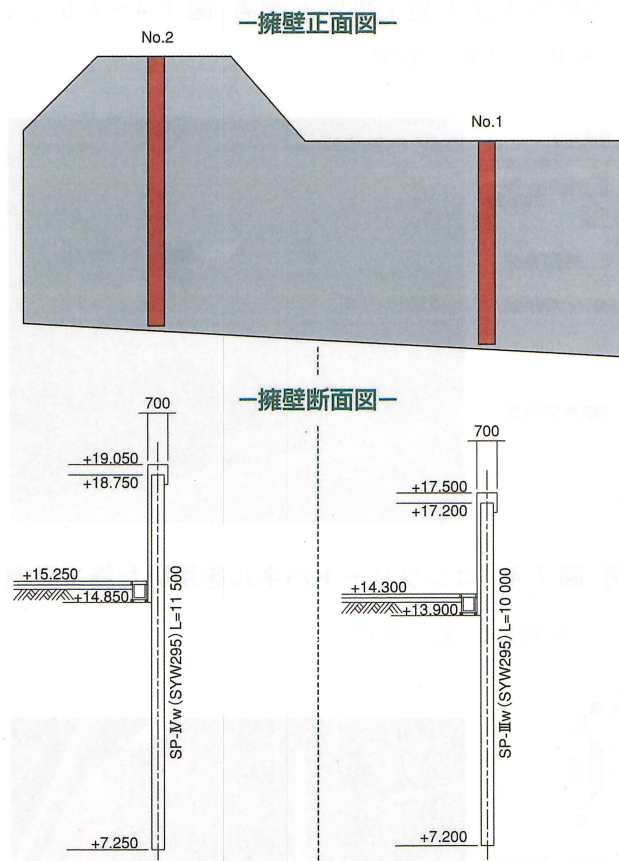
本設計マニュアルでは、鋼矢板擁壁は用地制約などがある場合に有利な構造形式と記述されている。そのため、特殊条件下での対応が要求される場合が多いと考えられる。

そこで、本資料では、道路延長方向に壁高が変化する場合や既設の埋設管を横断する場合、隅角部での処理事例ならびに、留意点を紹介する。

1. 道路延長方向に壁高が変化する場合の対応

道路延長方向に壁高が変化する部分では、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（日本港湾協会，2007）を参考に、設計断面を延長方向に区切り、設計上安全となるよう接続する壁高の高い方の構造物と同一とし、断面設計をする。

参考 図 8.1 に、壁高が変化する場合の対応例を示す。



参考 図 8.1 前面で壁高が変化する場合の対応例

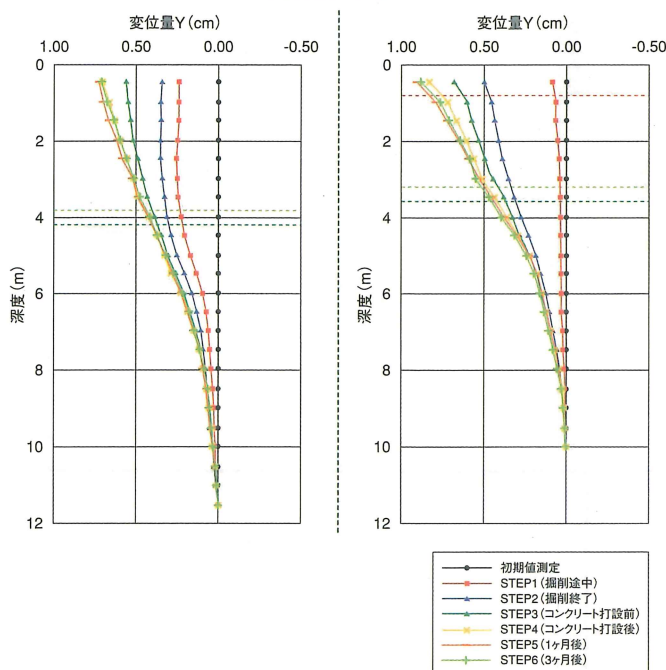
また、断面変化部では鋼矢板の剛性の違いにより変位が異なるため、取付け部での断面変化に留意し、地盤条件、施工条件、周辺状況等を十分に勘案して適切に対処する必要がある。施工後に変状調査を行い、安全性を確認した事例を参考 図 8.2 に示す。



—擁壁概要—

延 長：37m
完成壁高：2.5m ～ 3.9m
矢板型式：SP-Ⅲw、SP-Ⅳw
前面化粧：場所打ちコンクリート

—変位計測結果—



—観測概要—

挿入式傾斜計を用いて鋼矢板の変形を測定し、鋼矢板打設直後を初期値として、掘削段階やコンクリート打設前後、および擁壁完成後において計測を実施しました。

—観測結果—

掘削段階では鋼矢板頭部変位が増大しているものの、擁壁完成後には変位が収束していることが観察されました。鋼矢板の頭部変位は最大でも10mm以下となり、鋼矢板擁壁の安全性が確認されました。

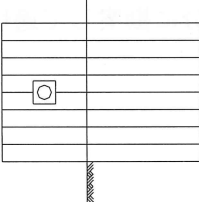
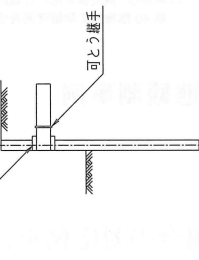
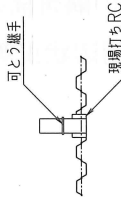
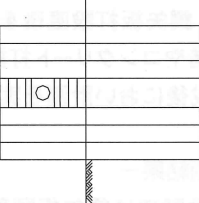
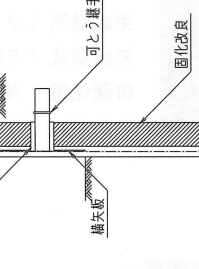
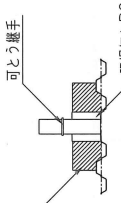
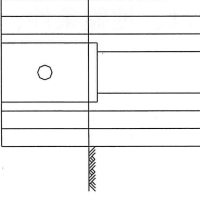
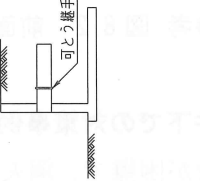
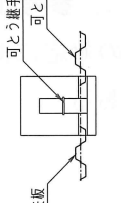
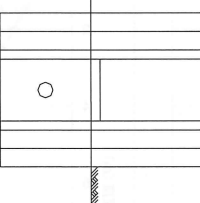
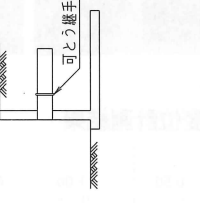
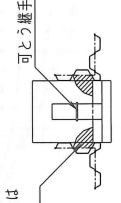
【参考文献】 1) 黒澤ら：鋼矢板を用いた道路擁壁の動態観測；第39回地盤工学研究発表会，2004。
2) 黒澤ら：鋼矢板を用いた道路擁壁の動態観測（その2）；第40回地盤工学研究発表会，2005。

参考 図 8.2 前面で壁高が変化する場合の動態観測事例

2. その他の特殊条件下での対策事例

既設の埋設管の移設が困難で、鋼矢板擁壁を埋設管が横断する場合の対応例を、参考 表 8.1～8.2 に、参考 図 8.3 には、鋼矢板擁壁の棲部等での隅角部の対応例を示す。これらについても実際の対応にあたっては、地盤条件、施工条件、周辺状況等を十分に勘案して適切に対処する必要がある。

参考表 8.1 地上部に管渠が通る場合の対応例

地上部に管渠が通る場合	
①孔空け+現場打ちRC方式	②道路土工方式
正面図  側面図  平面図 	正面図  側面図  平面図 
③RC擁壁併用方式(1)	④RC擁壁併用方式(2)
正面図  側面図  平面図 	正面図  側面図  平面図 

参考 表 8.2 地下部に管渠が通る場合の対応例

地下部に管渠が通る場合		
⑤横梁(掘起し)設置方式	⑥道路土工方式	
⑦RC擁壁併用方式(3)	⑧RC擁壁併用方式(4)	⑨掘入れが短くなる部分を控え式構造

資料9 鋼矢板の腐食代及び腐食後の断面性能

ここでは、鋼矢板の腐食に関する既往の調査結果を示す。本設計マニュアルでは、この調査結果より、耐用年数 100 年を期待できる腐食代として前背面 1mm を標準としている。また、腐食後の鋼矢板の断面性能の算出手順を下記に示す。

1. 鋼矢板の腐食代の考え方

(1) 鋼矢板の腐食速度

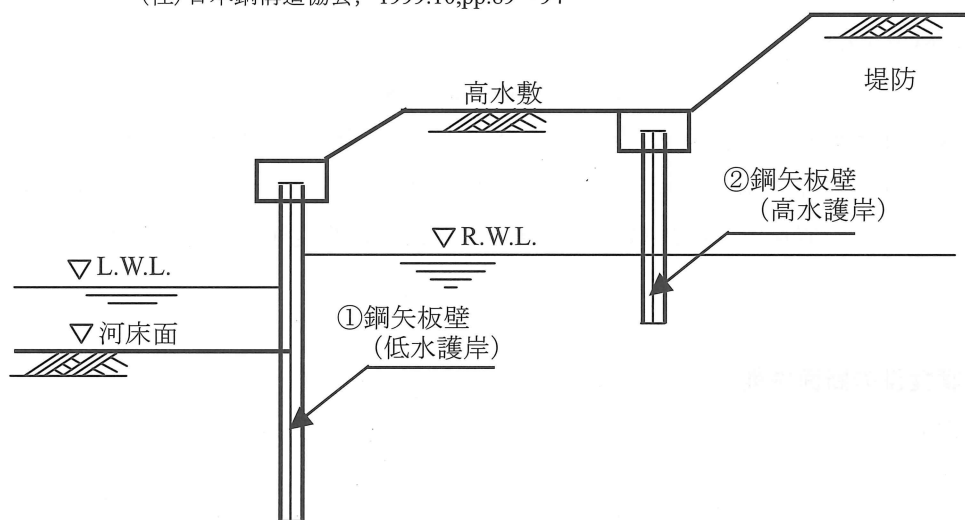
鋼矢板の腐食は、周辺の環境により異なるため、十分な事前調査を実施し鋼矢板を設置する箇所の腐食レベルを考慮に入れた設計を行う必要がある。既往の調査による鋼材の腐食速度を河川域および土中について下記に示す。

1) 河川域における鋼矢板の腐食速度

参考 表 9.1 河川域の鋼矢板の腐食速度

腐食環境区分	記号 (参考 図 9.1)	平均腐食速度 (mm/y)	備考
低水護岸	①	0.048	・平均腐食速度は、両面の腐食速度を表している。
高水護岸	②	0.019	

【出典】守屋進：河川護岸用鋼矢板の全国腐食調査，第 22 回鉄構塗装技術討論会発表予稿集，
(社)日本鋼構造協会，1999.10,pp.89～94



参考 図 9.1 河川域における腐食環境区分

2) 土中における鋼材の腐食速度

- ① 埋設された土木用鋼材の平均腐食速度、最大腐食速度とも経年的に低下する傾向が認められた。
- ② 腐食減量は、 $Y = B X^A$ で整理することが妥当と考えられる。片面の平均腐食減量、および最大腐食減量は下記の式により表される。
〔平均腐食減量の場合〕 $Y = 0.0165 X^{0.671}$
なお、標準偏差を考慮した場合のBの値は、下記の通りである。
+ 1 σ : $B = 0.0290$, + 2 σ : $B = 0.0415$, + 3 σ : $B = 0.0539$
〔最大腐食減量の場合〕 $Y = 0.0400 X^{0.632}$
Y ; 腐食減量 (mm), X ; 年数 (y)
- ③ わが国の一般的な土壌に埋設された鋼材の平均腐食減量は、調査データのほとんどが2 σ 範囲内に収まり、100年後の片面の腐食減量は約1mmと算出された。

【出典】守屋・村瀬・中野：鋼杭、鋼矢板の土中腐食性状の統計的検討，土木技術資料 47-3，2005.3，pp.52～57



鋼管杭の腐食減厚は、海水や鋼の腐食を促進させる工場排水等の影響を受けない場合で、腐食調査を行わず、また防食も施さないときは、常時水中および土中にある部分（地下水中にある部分も含む）について、一般に1mmの腐食代を考慮するのがよい。

【出典】(社)日本道路協会：12.11.4 鋼管杭，道路橋示書・同解説 IV下部構造編，2002.3，p.425

(2) 鋼矢板擁壁の腐食代

本設計マニュアルでは、道路土工において建設される鋼矢板擁壁に適用するものとしていることから、鋼矢板擁壁の腐食環境は、上記の土中における鋼材の腐食環境に相当すると考えられる。したがって、片面1mm（両面2mm）の腐食代を考慮することで、100年の耐用年数が期待できる。ただし、設置場所が河川域に近い場合は、鋼材の腐食速度を参考に腐食代を決定する必要がある。

2. 鋼矢板の腐食後の断面性能

鋼矢板の腐食前の断面性能を型式ごとに参考表9.2に示す。

参考表 9.2 鋼矢板の断面性能

種類	寸法			質量		断面積		断面二次モーメント		断面係数	
	W mm	h mm	t mm	1枚当り kg/m	壁幅1m当り kg/m ²	1枚当り m ² (cm ²)	壁幅1m当り m ² /m (cm ² /m)	1枚当り m ⁴ (cm ⁴)	壁幅1m当り m ⁴ /m (cm ⁴ /m)	1枚当り m ³ (cm ³)	壁幅1m当り m ³ /m (cm ³ /m)
SP-10H	900	230	10.8	86.4	96	1,100×10 ⁻⁵ (110)	1,222×10 ⁻⁵ (122.2)	943×10 ⁻⁷ (9,430)	105×10 ⁻⁶ (10,500)	812×10 ⁻⁶ (812)	902×10 ⁻⁶ (902)
SP-25H	900	300	13.2	113	126	1,444×10 ⁻⁵ (144.4)	1,604×10 ⁻⁵ (160.4)	220×10 ⁻⁶ (22,000)	244×10 ⁻⁶ (24,400)	145×10 ⁻⁵ (1,450)	161×10 ⁻⁵ (1,610)
SP-II	400	100	10.5	48.0	120	6,118×10 ⁻⁶ (61.18)	1,530×10 ⁻⁵ (153.0)	124×10 ⁻⁷ (1,240)	874×10 ⁻⁷ (8,740)	152×10 ⁻⁶ (152)	874×10 ⁻⁶ (874)
SP-III	400	125	13.0	60.0	150	7,642×10 ⁻⁶ (76.42)	1,910×10 ⁻⁵ (191.0)	222×10 ⁻⁷ (2,220)	168×10 ⁻⁶ (16,800)	223×10 ⁻⁶ (223)	134×10 ⁻⁵ (1,340)
SP-IV	400	170	15.5	76.1	190	9,699×10 ⁻⁶ (96.99)	2,425×10 ⁻⁵ (242.50)	467×10 ⁻⁷ (4,670)	386×10 ⁻⁶ (38,600)	362×10 ⁻⁶ (362)	227×10 ⁻⁵ (2,270)
SP-I _A	400	85	8.0	35.5	88.8	4,521×10 ⁻⁶ (45.21)	1,130×10 ⁻⁵ (113.0)	598×10 ⁻⁸ (598)	450×10 ⁻⁷ (4,500)	880×10 ⁻⁷ (88)	529×10 ⁻⁶ (529)
SP-V _L	500	200	24.3	105	210	1,338×10 ⁻⁵ (133.8)	2,676×10 ⁻⁵ (267.6)	796×10 ⁻⁷ (7,960)	630×10 ⁻⁶ (63,000)	520×10 ⁻⁶ (520)	315×10 ⁻⁵ (3,150)
SP-VI _L	500	225	27.6	120	240	1,530×10 ⁻⁵ (153.0)	3,060×10 ⁻⁵ (306.0)	114×10 ⁻⁶ (11,400)	860×10 ⁻⁶ (86,000)	680×10 ⁻⁶ (680)	382×10 ⁻⁵ (3,820)
SP-II _w	600	130	10.3	61.8	103	7,870×10 ⁻⁶ (78.7)	1,312×10 ⁻⁵ (131.2)	211×10 ⁻⁷ (2,110)	130×10 ⁻⁶ (13,000)	203×10 ⁻⁶ (203)	100×10 ⁻⁵ (1,000)
SP-III _w	600	180	13.4	81.6	136	1,039×10 ⁻⁵ (103.9)	1,732×10 ⁻⁵ (173.2)	522×10 ⁻⁷ (5,220)	324×10 ⁻⁶ (32,400)	376×10 ⁻⁶ (376)	180×10 ⁻⁵ (1,800)
SP-IV _w	600	210	18.0	106	177	1,353×10 ⁻⁵ (135.3)	2,255×10 ⁻⁵ (225.5)	863×10 ⁻⁷ (8,630)	567×10 ⁻⁶ (56,700)	539×10 ⁻⁶ (539)	270×10 ⁻⁵ (2,700)

鋼矢板の腐食後の断面性能の算出手順を下記に示す。

①腐食代から α を計算し、該当する鋼矢板型式の算定図（参考 図 9.3～参考 図 9.13）を用いて断面性能低減率 η を読み取る。断面性能低減率 η (%) は、小数点以下を四捨五入する。

②丸めた η を参考 表 9.2 に示す公称断面性能 I_0 、 Z_0 にそれぞれ乗じる。

③ η を乗じて得られた値を有効数字 3 桁に丸め（4 桁目を四捨五入）て、 I 、 Z の値とする

Z ; 壁幅 1m あたりの腐食時の鋼矢板断面係数 (m^3/m)

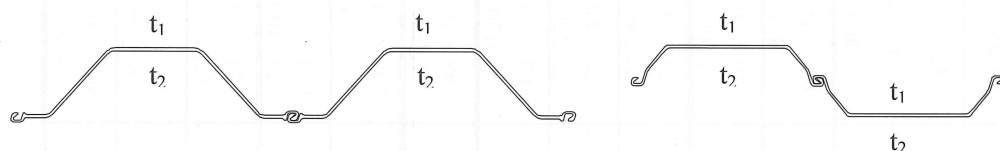
I ; 壁幅 1m あたりの腐食時の鋼矢板断面二次モーメント (m^4/m)

η ; 腐食時の鋼矢板断面性能低減率 (%)

t_1 , t_2 ; 鋼矢板各面の腐食代 (mm)

α ; t_2 と t_1 の比 $\alpha = t_2/t_1$

I_0 , Z_0 ; 壁幅 1m あたりの腐食前の断面二次モーメントおよび断面係数 (m^4/m および m^3/m)

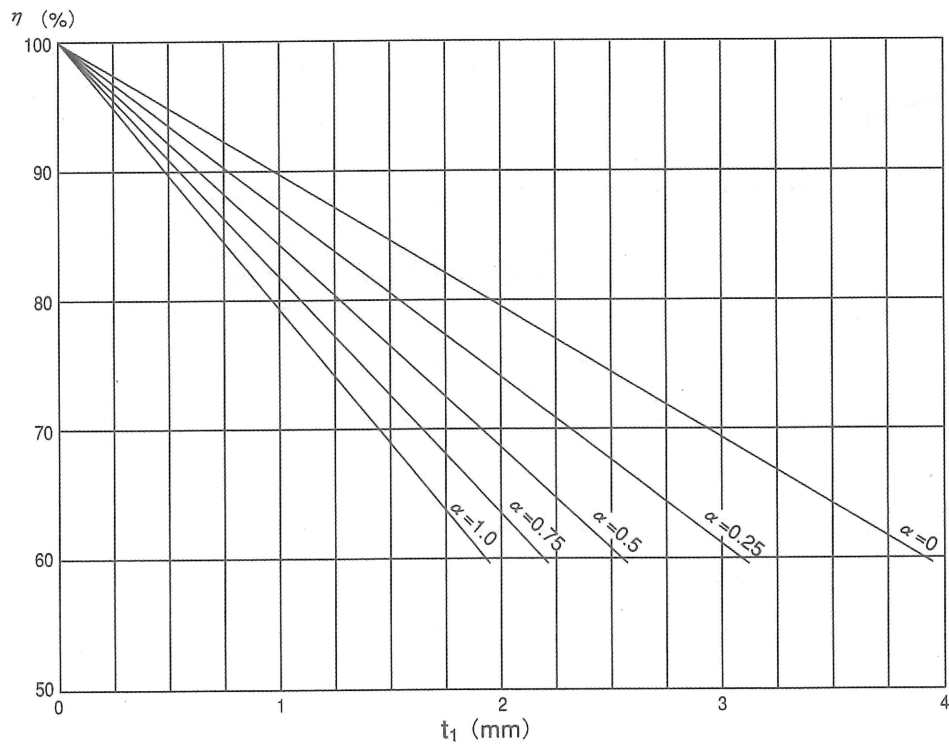


参考 図 9.2 鋼矢板各面の腐食代の定義（左：ハット形鋼矢板、右：U形鋼矢板）

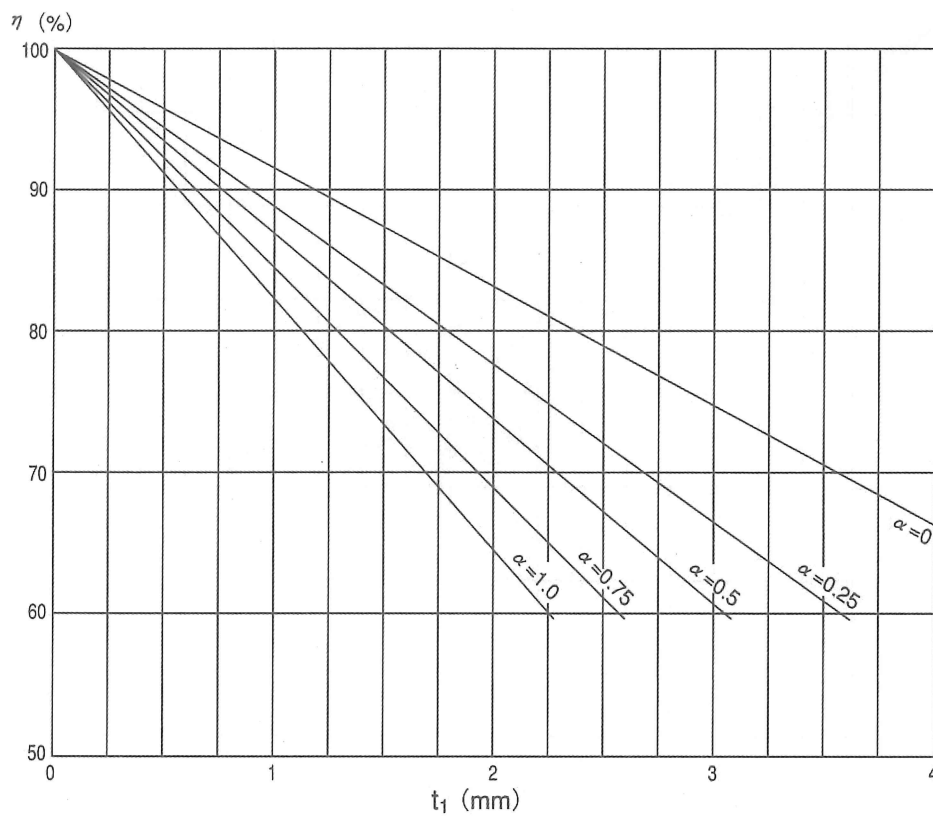
参考 表 9.3 は鋼矢板の各型式の断面性能について、腐食代が前背面 1 mm ずつの場合の値を示す。

参考 表 9.3 前背面 1 mm ずつ腐食時の断面性能

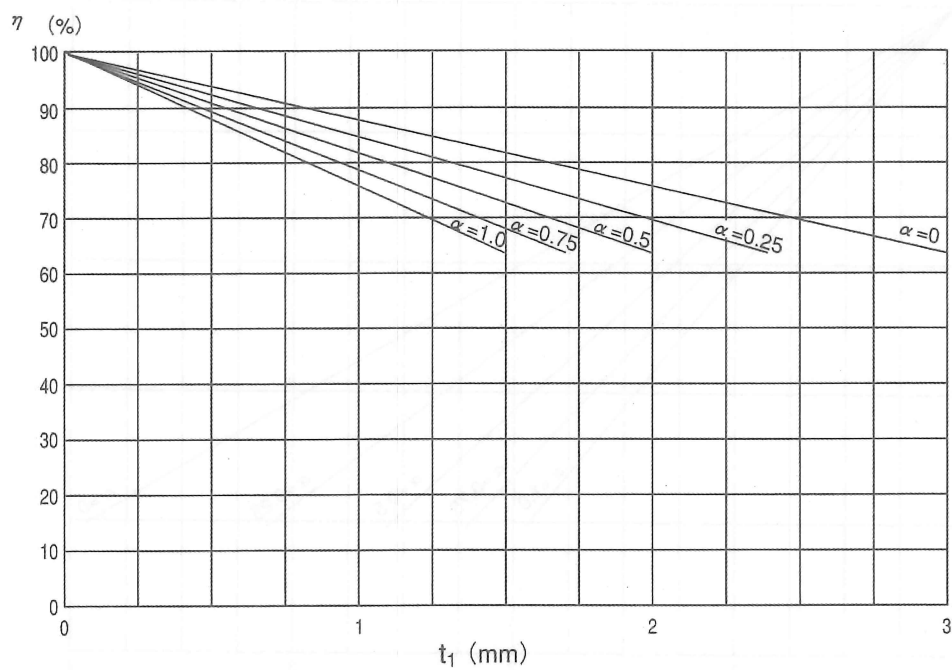
型式	公称値（腐食前）		前背面 1 mm ずつ腐食時		
	断面二次モーメント I_0 (m^4/m)	断面係数 Z_0 (m^3/m)	低減率 η (%)	断面二次モーメント I (m^4/m)	断面係数 Z (m^3/m)
10H	105×10^{-6}	902×10^{-6}	79	830×10^{-7}	713×10^{-6}
25H	244×10^{-6}	161×10^{-5}	82	200×10^{-6}	132×10^{-5}
I _A	450×10^{-7}	529×10^{-6}	76	342×10^{-7}	402×10^{-6}
II	874×10^{-7}	874×10^{-6}	81	708×10^{-7}	708×10^{-6}
III	168×10^{-6}	134×10^{-5}	85	143×10^{-6}	114×10^{-5}
IV	386×10^{-6}	227×10^{-5}	86	332×10^{-6}	195×10^{-5}
V _L	630×10^{-6}	315×10^{-5}	91	573×10^{-6}	287×10^{-5}
VI _L	860×10^{-6}	382×10^{-5}	92	791×10^{-6}	351×10^{-5}
II _w	130×10^{-6}	100×10^{-5}	81	105×10^{-6}	810×10^{-6}
III _w	324×10^{-6}	180×10^{-5}	85	275×10^{-6}	153×10^{-5}
IV _w	567×10^{-6}	270×10^{-5}	88	499×10^{-6}	238×10^{-5}



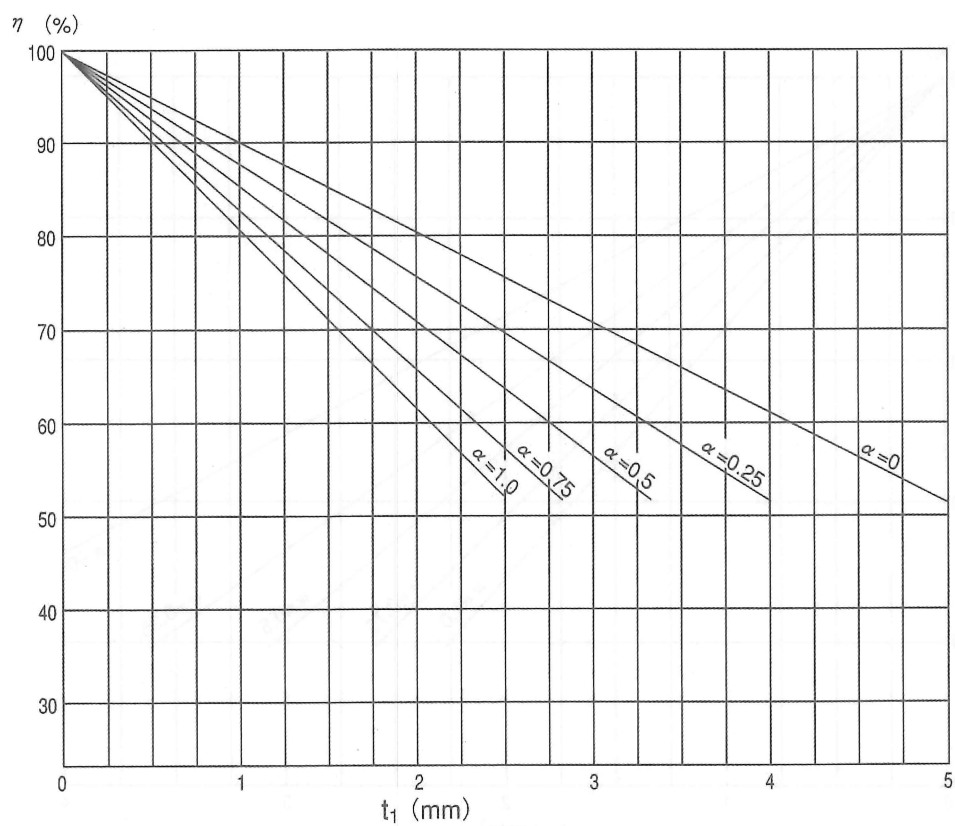
参考 図 9.3 腐食時の断面性能算定図 (SP-10H)



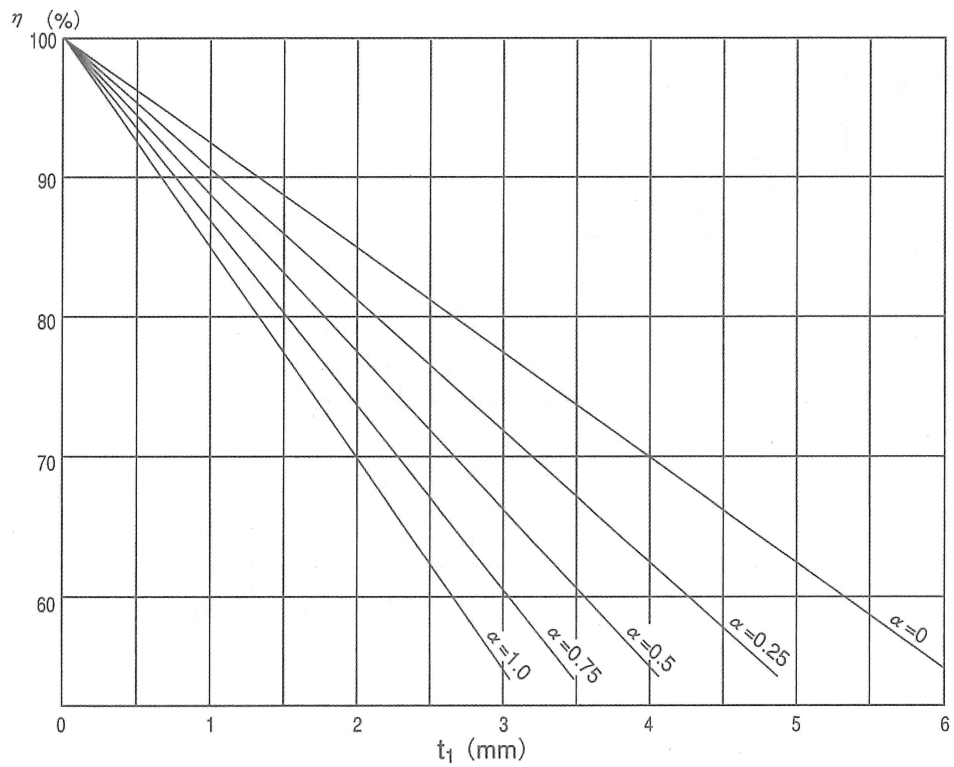
参考 図 9.4 腐食時の断面性能算定図 (SP-25H)



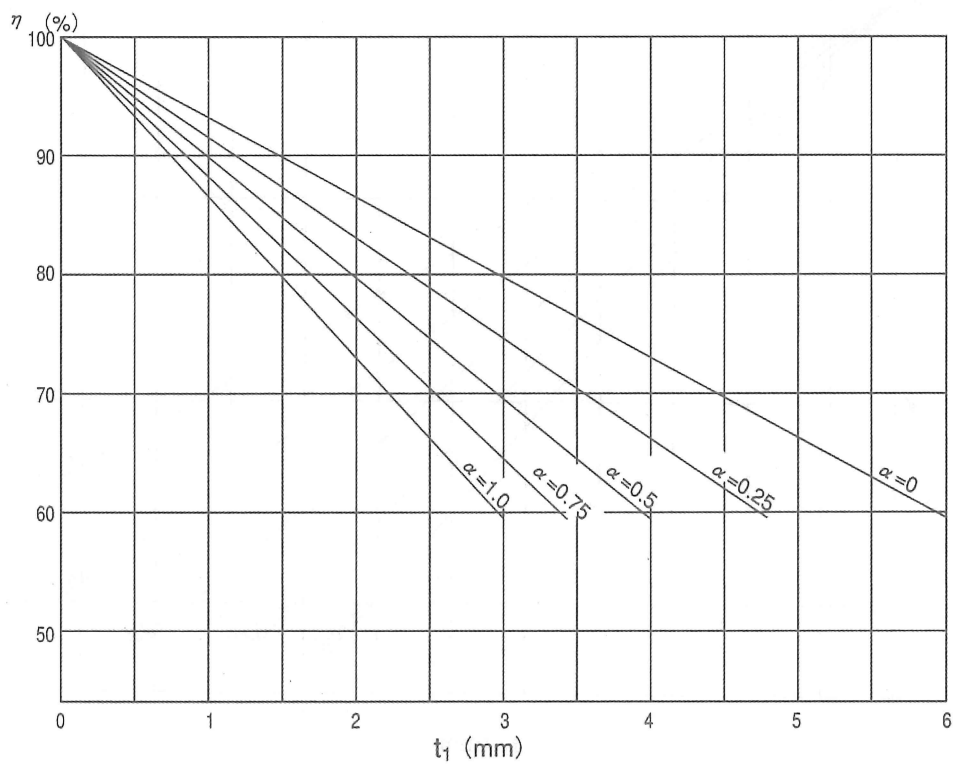
参考 図 9.5 腐食時の断面性能算定図 (SP-I_A)



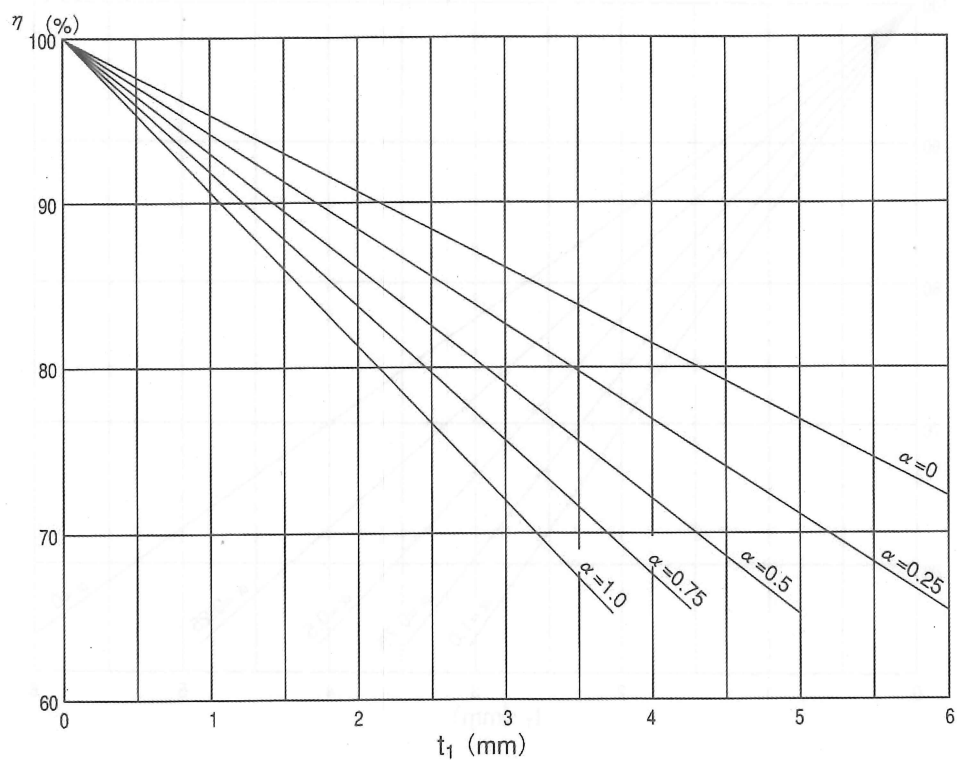
参考 図 9.6 腐食時の断面性能算定図 (SP-II)



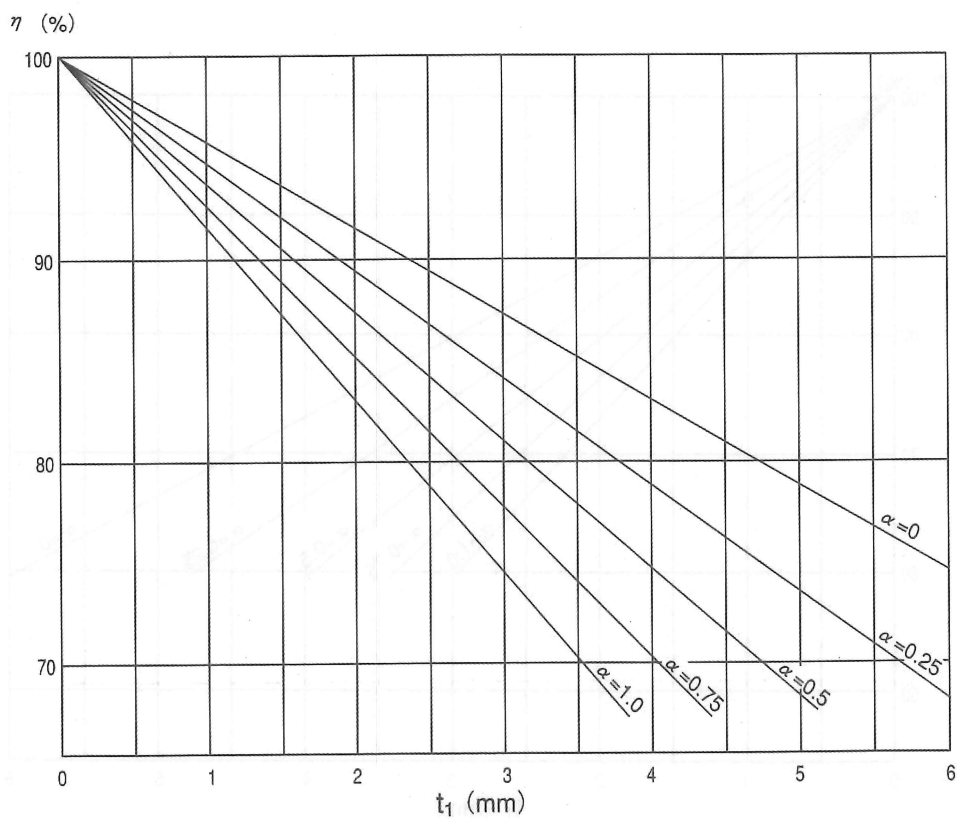
参考 図 9.7 腐食時の断面性能算定図 (SP-Ⅲ)



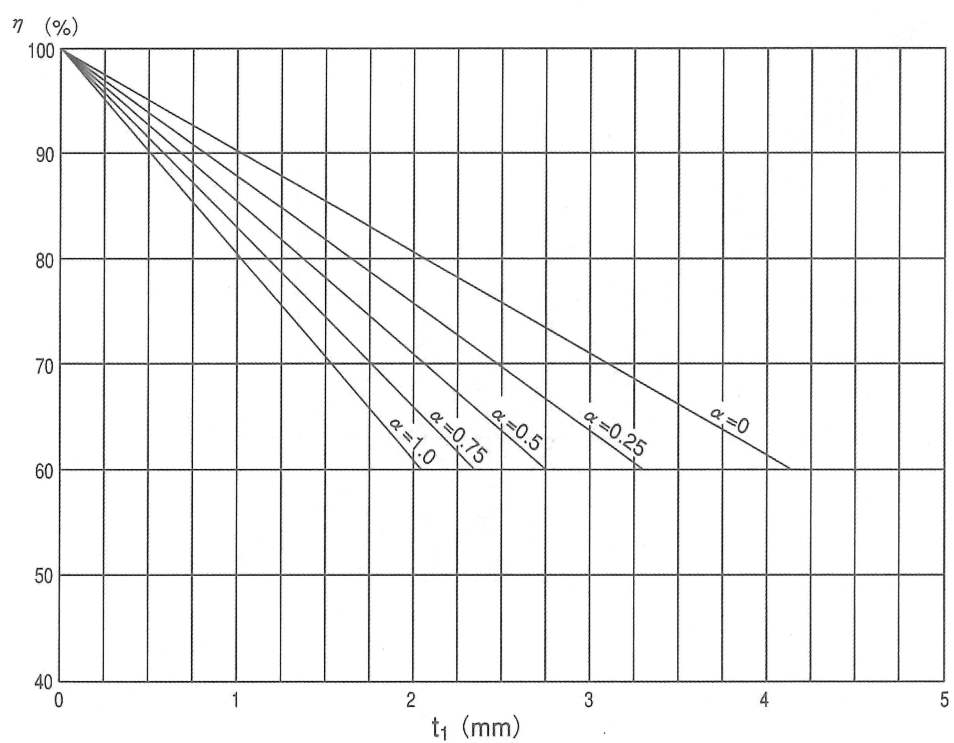
参考 図 9.8 腐食時の断面性能算定図 (SP-Ⅳ)



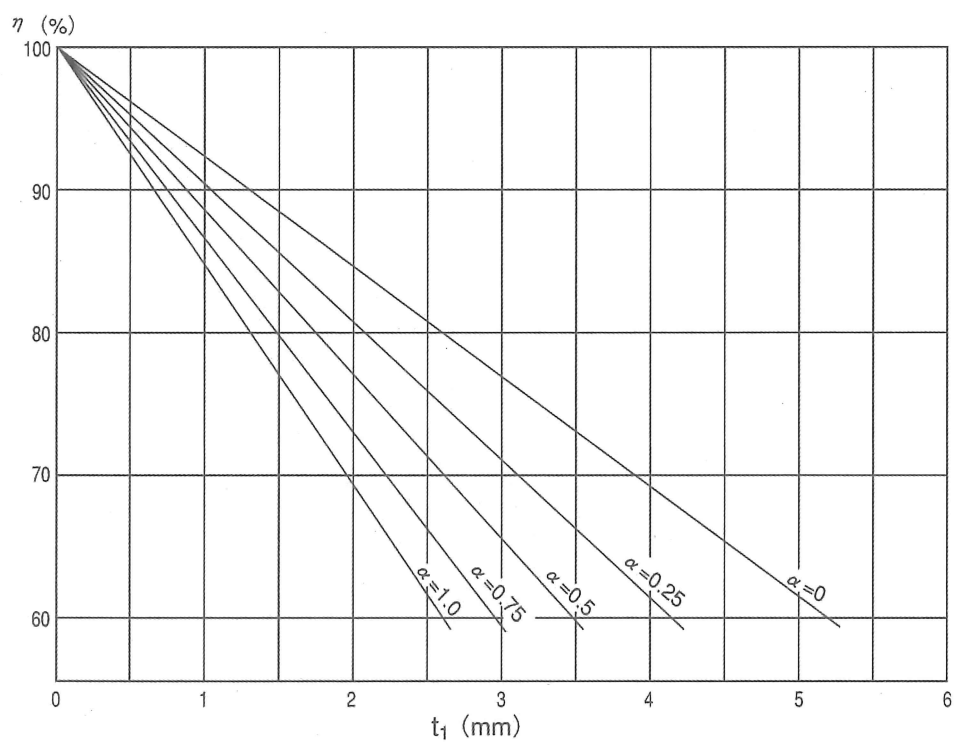
参考 図 9.9 腐食時の断面性能算定図 (SP-V_L)



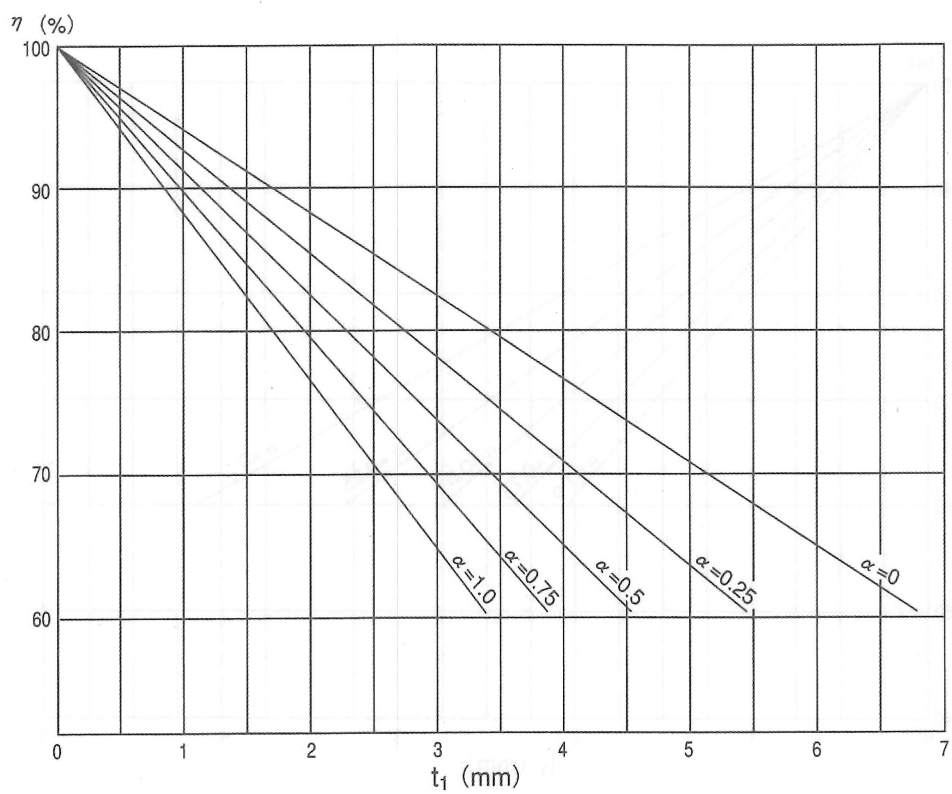
参考 図 9.10 腐食時の断面性能算定図 (SP-VI_L)



参考 図 9.11 腐食時の断面性能算定図 (SP-II w)



参考 図 9.12 腐食時の断面性能算定図 (SP-III w)



参考 図 9.13 腐食時の断面性能算定図 (SP-IVw)



(SP-IVw) 腐食時の断面性能算定図 図 9.13 参考

自立式鋼矢板擁壁設計マニュアル

2008 年 2 月 発行 【非 売 品】

2012 年 3 月 増刷

2017 年 3 月 増刷

発行所 鋼管杭協会

(現 一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会)

東京都中央区日本橋茅場町 3-2-10 鉄鋼会館 6 階
電話(03)3669-2437

財団法人 先端建設技術センター

(現 一般財団法人 先端建設技術センター)

東京都文京区大塚 2-15-6 ニッセイ音羽ビル 4 階
