

ジオテキブロック工法の
設計・施工マニュアル
(案)

平成29年11月

国立研究開発法人 農研機構 農村工学研究部門

まえがき

2011年の東日本大震災では、津波により海岸堤防に甚大な被害が生じました。これは、東日本大震災以前の海岸堤防の設計では津波が堤防を乗り越えることが想定されていなかったため、従来の整備水準をはるかに超える高さの津波（越流）の発生によって多くの海岸堤防が破堤しました。この堤防機能の喪失により、沿岸域では津波が減勢されることなく後背地深くまで流れ込み、被害が拡大しました。

このような状況を受けて、中央防災会議は平成23年12月に防災基本計画の修正を行い、施設の設計対象の津波高を超えた場合でもその効果が粘り強く発揮できるよう構造物の技術開発を進める必要性を提唱しました。すなわち、海岸堤防では、津波高が堤防高を上回り越流した場合でも「倒壊に至る時間を少しでも延ばす」、「全壊の可能性を少しでも減らす」ことが粘り強さの向上に必要とされることになりました。また平成26年3月に海岸法が14年ぶりに改訂され、平成27年2月には海岸保全施設等の基準が見直されました。これにより、「設計津波を超える津波の作用」に対しても、堤防の損傷等を軽減する機能が求められるようになりました。

今次の震災後、復興庁・農林水産省では、東日本大震災の被災地域を新たな食料生産地域として再生するため、先端的な農林水産技術を駆使した大規模実証研究を実施することとし、「食料生産地域再生のための先端技術展開事業」を開始しました。この事業は、国から被災地の県・公設試験場、独法・大学・民間企業、生産法人・漁協等の研究グループに委託を行って、「農業・農村型」、「漁業・漁村型」の各々の分野で先端技術を用いた被災地再生のための実証研究を行うものです。

そこで、(国研)農研機構・農村工学研究部門と(株)竹中土木は、「農業・農村型」分野の「減災・防災システムの開発・実証研究」に応募し、地震や津波の衝撃や越流に対しても粘り強く強靱な堤防の構造とその構築技術の開発を行い、「地震・津波に対して強靱な三材三面一体化堤防構造」を新たに提案しました。また、この堤防構造を実用化するため、産学官（開発推進体制参照）の技術協力を得て、設計方法、土木資材の開発など各種の要素技術も開発し、従前と同程度のコストで建設できる粘り強い堤防の構築技術（ジオテキブロック工法）を開発しました。

本マニュアルは、開発したジオテキブロック工法の実証工事等をもとに、新たな技術の普及を目指して、粘り強さ向上の工夫や、設計・施工方法、留意点等を取りまとめたものです。

本マニュアルにより強固な海岸堤防が築造され、地震・津波による被害の軽減に寄与することを期待しております。また、今後、越流時の堤防に対するより詳細な粘り強さの評価方法を確立することで、さらなる技術の発展及びそれに伴う本マニュアルの見直しを実施し、社会に貢献していきたいと考えております。

平成29年11月

国立研究開発法人 農研機構 農村工学研究部門

【開発推進体制】

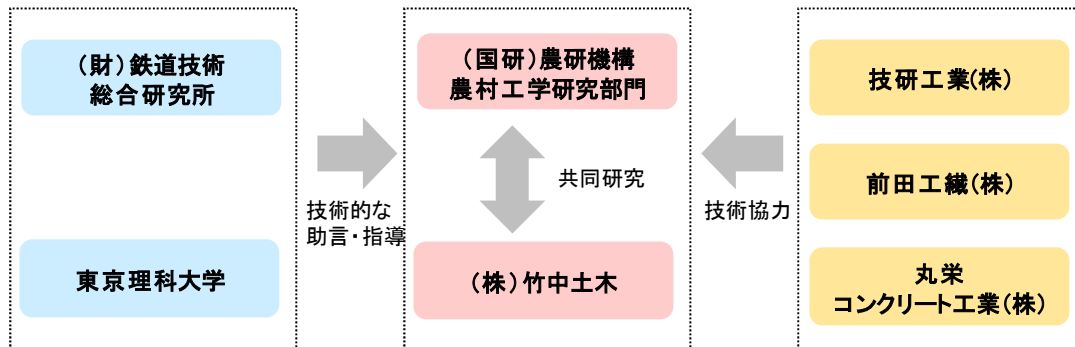
(国研) 農研機構・農村工学研究部門と(株)竹中土木は、研究コンソーシアムを組織して「復興庁・農林水産省・食料生産地域再生のための先端技術展開事業」の「減災・防災システムの開発・実証研究(平成24年度～平成27年度)」に応募し、平成24年4月から共同研究を開始しました。

研究の主目的は、従前よりも津波や地震に対して抵抗性の強い「粘り強い海岸堤防構造の開発」であり、主として農村工学研究部門が構造の開発を、(株)竹中土木が施工性の実証を担当しました。

この共同研究を具体化の中で、材料となるジオテキスタイルを用いたコンクリートブロックを試作することとなり、技研興業(株)、丸栄コンクリート工業(株)及び前田工織(株)から技術協力をいただきました。

また、(財)鉄道技術総合研究所および東京理科大学から、全体を通しての技術的な助言・指導をいただきました。

開発推進体制





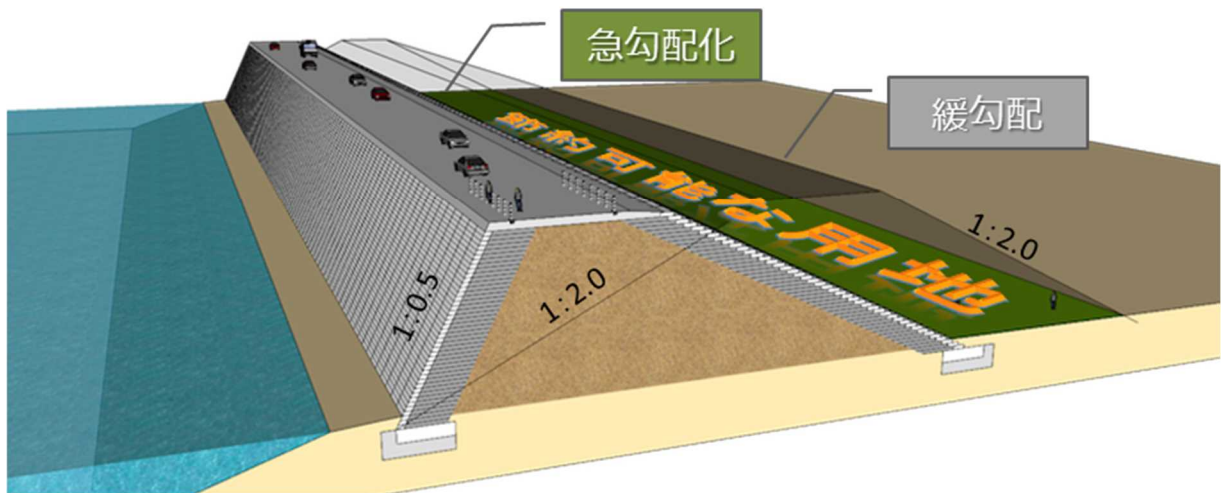
東日本大震災による海岸堤防の被災状況（岩手県田老町）



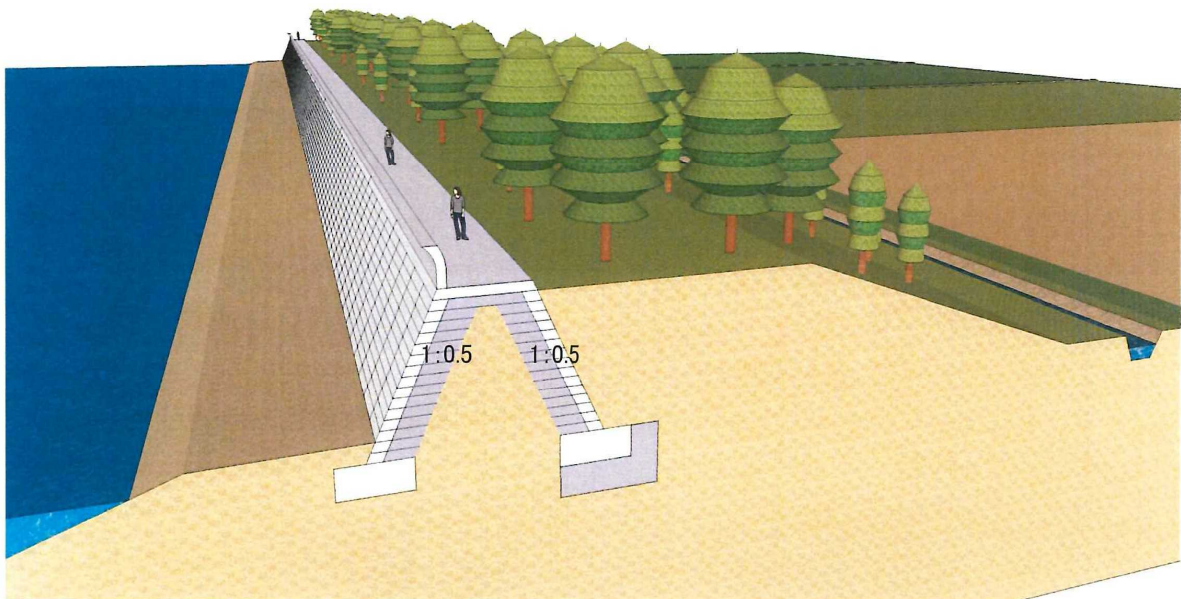
東日本大震災による海岸堤防の被災状況（宮城県亙理町）



ジオテキブロック工法による堤防の試験施工事例



海岸堤防の急勾配化によって用地幅を減少したイメージ図



海岸堤防の陸側に防潮林を設置したイメージ図

ジオテキブロック工法の設計・施工マニュアル（案）

目 次

第1章 はじめに

1.1 本マニュアルの目的及び「粘り強い構造」の考え方	1-1
1.2 適用範囲	1-4
1.3 本マニュアルの構成	1-6
1.4 用語の解説	1-7
1.5 参考基準	1-12

第2章 ジオテキブロック工法の概要

2.1 東日本大震災における従来式堤防の被災原因	2-1
2.2 ジオテキブロック工法による粘り強い工夫	2-10
2.3 ジオテキブロックの特徴	2-17
2.4 ジオテキブロック工法のメリット	2-19

第3章 設計方針

3.1 本マニュアルにおける設計の基本的な考え方	3-1
3.2 粘り強さの検証方法についての基本的な考え方	3-2
3.3 設計フロー	3-5
3.4 実験による検証を充実する方向性	3-10

第4章 設計

4.1 基本方針	4-1
4.2 設計条件の設定	4-2
4.2.1 使用材料	4-2
4.2.2 想定する津波	4-3
4.2.3 設計地震動	4-4

4.2.4	想定する荷重	4-8
4.2.5	地盤定数	4-10
4.3	堤防の構造	4-11
4.3.1	構造細目	4-12
4.3.2	堤体の断面諸元	4-14
4.4	基礎地盤の検討	4-16
4.5	堤防の照査	4-18
4.5.1	常時に対する堤防の安定性照査	4-20
4.5.2	設計地震時（レベル1地震動）に対する堤防の安定性照査	4-25
4.5.3	設計地震時（レベル2地震動等）に対する堤防の安定性照査	4-32
4.5.4	設計津波に対する堤防の安定性照査	4-33
4.6	設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さの検証	4-39
4.6.1	津波衝突時に対する堤防の粘り強さの検証	4-40
4.6.2	津波越流時に対する堤防の粘り強さの検証	4-45
4.6.3	設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さを表す指標の算出	4-52

第5章 施工

5.1	基本方針	5-1
5.2	施工手順と留意点	5-2
5.3	準備工	5-5
5.4	室内配合試験によるセメント改良土工と堤体盛土工の盛土材の選定	5-6
5.5	現場施工試験による施工方法とセメント仕様の決定	5-10
5.6	基礎工	5-12
5.7	堤体盛土工	5-14
5.8	ジオテキブロック設置工	5-15
5.9	セメント改良土工	5-17
5.10	天端被覆工	5-19
5.11	施工管理及び施工管理基準	5-20

第6章 製造と品質管理

6.1 基本方針	6-1
6.2 ジオテキブロックの使用材料	6-2
6.3 ジオテキブロックの形状	6-4
6.3.1 ジオテキブロックの標準的な形状寸法	6-4
6.3.2 ジオテキブロックの形状の工夫	6-8
6.4 ジオテキブロック（ブロック部分）の品質管理	6-9
6.4.1 製造時の品質管理（外観検査、寸法検査、強度試験）	6-9
6.4.2 受け入れ時の品質管理（外観検査、寸法検査）	6-12
6.5 ジオテキスタイルの品質管理	6-13
6.5.1 ジオテキスタイルの選定	6-13
6.5.2 外観検査、寸法検査、引張強度試験	6-14
6.6 ジオテキスタイルとブロックの連結強度の品質管理	6-16
6.6.1 連結強度試験	6-16
6.6.2 寸法検査	6-18

参考資料

参考資料 1 ジオテキブロック工法による堤防の粘り強さの検証事例	参 1-1
参考資料 2 設計計算例および施工事例	参 2-1
参考資料 3 軽量ジオテキブロックの開発	参 3-1
参考資料 4 知的財産とその運用	参 4-1
参考資料 5 難透水性材料の一例	参 5-1

第1章 はじめに

1.1 本マニュアルの目的及び「粘り強い構造」の考え方

2011年の東日本大震災では、堤防を乗り越えるような津波が発生した場合、堤防が著しく被災した。これを防ぐためには、設計津波を超える津波が来襲した際に、堤防が損傷・破堤するまでの時間を少しでも長くする、あるいは、完全に破堤する可能性を少しでも軽減する構造とし、従来式堤防の建設コストを大きく超えない範囲で所定の粘り強さを確保することが現実的である。しかし、現段階において、設計津波を超える津波に対する確たる設計方法は確立されていない。

ジオテキブロック工法的设计・施工マニュアル（以下、「本マニュアル」と呼ぶ）では、東日本大震災で被災した従来式堤防の構造的弱点と、それらを改善するための工夫及び粘り強さに対する検証方法を提示することで、設計津波を超える津波に対しても粘り強い効果を発揮するジオテキブロック工法を提案し、その設計方法・施工方法を示すことを目的とする。

(1) 本マニュアルの目的

本マニュアルは、設計津波を対象とする従来の海岸堤防の設計方法をもとに、堤防を乗り越える津波に対しても粘り強い効果を発揮する「ジオテキブロック工法による堤防」についての設計方法・施工方法を示すことを目的とする。

(2) 本マニュアルの内容

本マニュアルでは、設計津波を対象とした一般的な堤防の照査方法と、設計津波を超える津波を対象とした粘り強い堤防の検証方法を示す。ただし、粘り強さについては、国により具体的な検証方法が提示されていない。このため、独自に堤防の粘り強さを確認すべき内容を整理して検証方法の提案を行い、具体的な事例を参考資料で紹介する。施工方法については、実証工事による現場写真等で詳しく説明し、実務で活用した。

(3) 粘り強い構造の定義、考え方と導入の意義

「粘り強い構造」とは、設計津波を超える津波が来襲した際にも、堤防が損傷・破堤するまでの時間を少しでも長くする、あるいは、完全に破堤する可能性を少しでも軽減する構造のことを言う¹⁾。

図1.1-1は、堤防に作用する外力と堤防の形状を保持できる確実性の関係を示したものである²⁾。図中の曲線は、従来の堤防と粘り強い堤防の性能曲線を表している。ここで示す外力には、津波の大きさ、波力の大きさ及び作用時間などが含まれる。従来の堤防では、設計外力を超えた場合、堤防の形状を保持できる確実性は低い³⁾が、粘り強さを向上させることで、堤防の形状を保持できる確実性が高まり、より大きな減災効果が期待できる。

図1.1-2、図1.1-3は、堤防の破堤遅延を考慮した最大浸水深の分布及び破堤遅れ時間と浸水深・浸水面積のシミュレーション結果である⁴⁾。津波の規模、海岸地区の地形条件及び二線堤の有無でその効果は異なるが、破堤に至るまでの時間が遅延するほど、大きな減災効果が得られることがわかる。

「設計津波を超える津波」に対して確実に形状を維持できる構造とすることがもっとも理想的であることに間違いはないが、これを実現するためのコストは、粘り強い構造とするための工夫に比べれば

非常に高くなる。したがって、限られたコストの中で減災効果が発揮できる粘り強い構造を導入していく意義は、非常に大きいと言える。

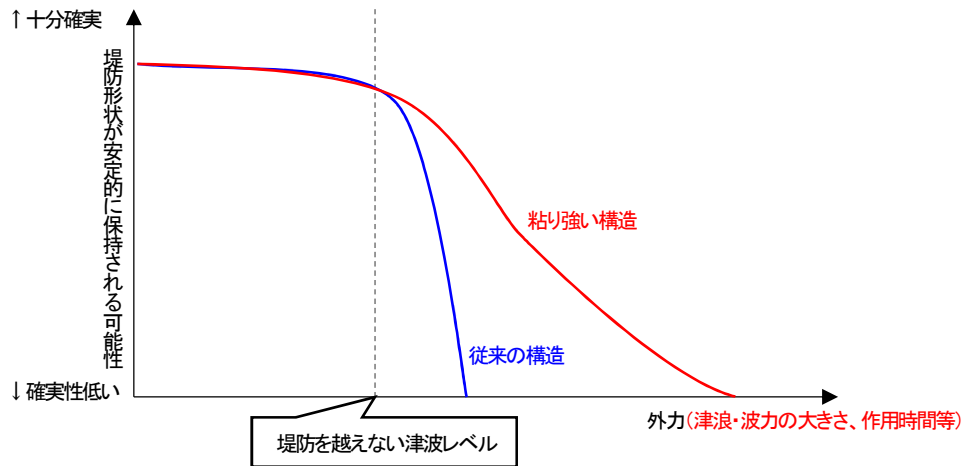
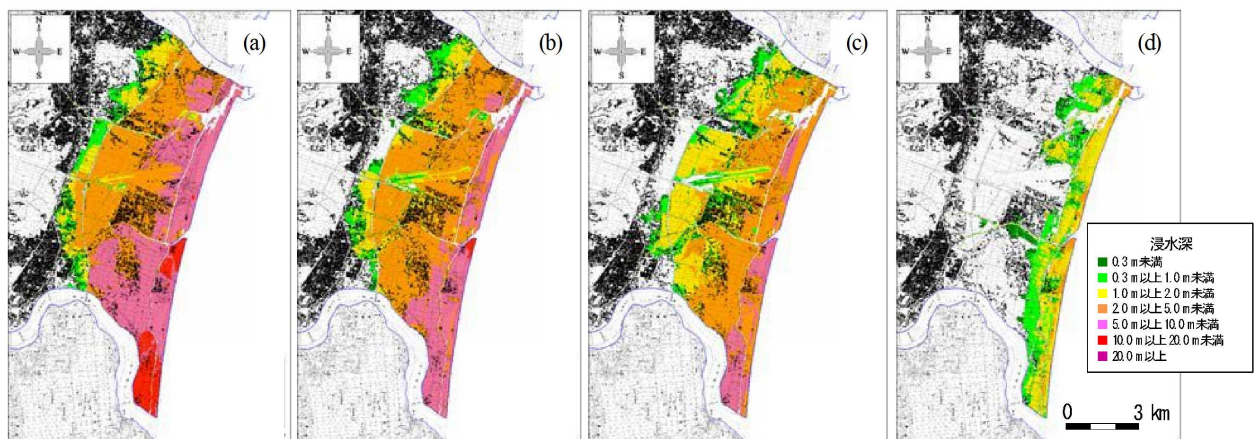


図 1.1-1 外力と堤防形状が保持される可能性の関係からみた粘り強い構造の概念



(a)越流水深6.9m 越流直後破堤 (b)越流水深6.9m 越流4.5分後破堤 (c)越流水深2.0m 越流直後破堤 (d)越流水深2.0m 破堤なし

図 1.1-2 堤防の破堤遅延を考慮した最大浸水深の分布のシミュレーション結果¹⁾

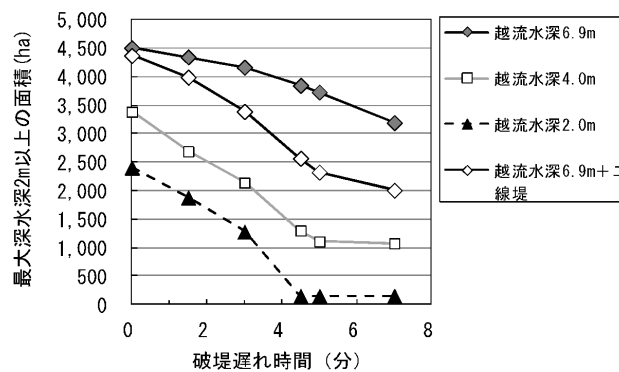


図 1.1-3 破堤遅れ時間と最大浸水深2m以上の面積の関係¹⁾

(4) 粘り強さの目標と必要コスト

設計津波を超える津波に対して堤防を粘り強く壊れにくくすれば、後背地に流入する水量が抑制され被害軽減に結びつく。この効果は、来襲する津波の規模や波形と後背地の広さや標高などによって異なるが、広い平野部では、破堤に至るまでの時間を長くすることで、浸水深・浸水面積を大幅に軽減できる。したがって、当該地区の堤防にどの程度の粘り強さ（破堤に至るまでの時間等）を確保できれば、被害軽減できるかを把握でき、目標とする堤防の粘り強さ（破堤までの時間）を設定することが可能になる。

一方、重力式ダムのように極めて安全で重厚な構造物を設置すれば、十分に粘り強い性能を得られると考えられるが、膨大なコストを要するため、従来式堤防の建設コストを大きく超えない範囲で、被害軽減の程度を考慮して投入するコストを決定する必要がある。

(5) 本マニュアルにおける「粘り強い構造」への取組み

現段階において、設計津波を超える津波に対する確たる設計方法は確立されていない。このため、本マニュアルでは、第2章の「ジオテキブロック工法の概要」において、東日本大震災で被災した従来式堤防の構造的弱点と、それらの構造的弱点を改善するための工夫を提示する。これらの工夫による粘り強さの検証方法については第4章の「設計」で提示し、具体的な検証事例を参考資料で紹介する。

なお、ジオテキブロック工法による堤防は、東日本大震災で被災した従来式堤防よりも確実に粘り強い効果を発揮できると考えてよいが、今後とも新たな改善を加えて行くとともに、「粘り強さ」を検証する手法の充実を図ることが重要である。

【1.1 参考文献】

- 1) 渡部国広, 姫野一樹, 榊原弘, 有村盾一, 八木裕子, 越智達郎, 諏訪義雄: 海岸堤防の粘り強さ向上による減災効果の感度分析, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.71, No.2, pp.I_1597-I_1602, 2015.
- 2) 加藤史訓, 諏訪義雄, 鳩貝聡, 藤田光一: 津波の越流に対して粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防の構造検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.1, pp.31-49, 2014.

1.2 適用範囲

本マニュアルは、ジオテキブロックを用いた海岸堤防（津波堤防）の設計・施工及びジオテキブロックの製造や品質管理に適用する。

(1) 本マニュアルの適用

本マニュアルは、海岸堤防を津波の越流に対して粘り強い構造とするために開発したジオテキブロック工法に関する設計方法・施工方法を示したものである。ジオテキブロック工法による堤防とは、ジオテキブロックに埋め込まれたジオテキスタイルとジオテキブロック背面に用いられるセメント改良土等を組み合わせることを特徴としており、表と裏の法面、天端の三面が一体化した被覆構造（三面一体化構造）を有している（図 1.2-1 参照）。

なお、本マニュアルに記載していない事項については、関連する他の技術基準等（1.5 参照）を準用する。また、本マニュアルは海岸堤防（津波堤防）への適用を想定したものであるが、関連する他の技術基準等を順守する限り、津波堤防以外の用途についての適用を妨げるものではない。

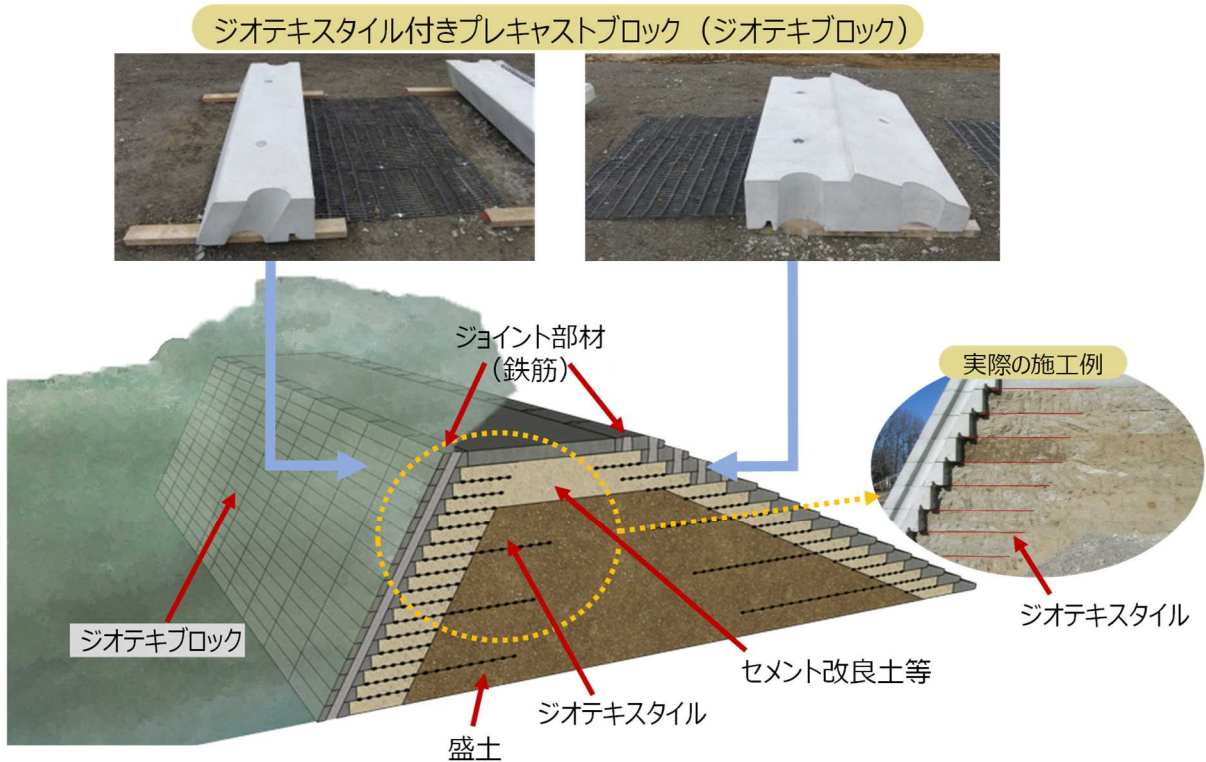


図 1.2-1 ジオテキブロック工法による堤防

(2) 本工法による堤防を構築するにあたっての留意点

本マニュアルを適用したジオテキブロック工法による堤防を構築するにあたっての留意点を下記に示す。

- ・陸域に設置される海岸堤防を対象とし、波浪が頻繁に作用する場所は原則として適用しないものとする。
- ・波浪が頻繁に作用する場合は、波浪による侵食作用に対処した上で適用するものとする。
- ・高潮外力よりも津波外力が支配的であることを前提としたものであるため、本マニュアルでは高潮外力に対する照査についての記載は省略されている。
- ・ジオテキブロック工法による堤防は透気性が低いため、地山からの湧水や地下水位が高い場所では、間隙水圧の発生に対して適切に対処した上で適用するものとする。

1.3 本マニュアルの構成

本マニュアルは、本編 全6章、参考資料 全4編から構成される。

第1章 はじめに

本マニュアルの目的及び「粘り強い構造」の考え方、適用範囲、用語の解説及び参考基準類を示した。

第2章 ジオテキブロック工法の概要

東日本大震災における従来式堤防の構造的弱点及び、堤防の被災を防ぐための技術的な要点について記した。その上で、ジオテキブロック工法の特徴である粘り強さを向上するための工夫を示した。

第3章 設計方針

本マニュアルにおける設計の基本的な考え方、粘り強さの検証方法の基本的な考え方、設計フローや実験による粘り強さの検証を充実させる方向性について示した。

第4章 設計

ジオテキブロック工法による堤防の設計手法及び粘り強さの検証方法について示した。

第5章 施工

ジオテキブロック工法による堤防の築造方法を示した。

第6章 製造と品質管理

ジオテキブロック工法で使用するジオテキブロックについて、構造、使用材料、寸法、製造方法や品質管理方法を示した。

参考資料

ジオテキブロック工法に関する参考資料として、ジオテキブロック工法による堤防の粘り強さの検証事例、設計計算例及び施工事例、軽量ジオテキブロックの開発や知的財産権とその運用を掲載した。

1.4 用語の解説

本マニュアルで使用する用語を下記の3項目に分類し、それぞれについて解説する。

- (1) 一般的な海岸堤防に関する用語の解説
- (2) ジオテキブロック工法による堤防に関する用語の解説
- (3) 津波等に関する用語の解説

(1) 一般的な海岸堤防に関する用語

① 海岸堤防¹⁾

高潮や高波、津波などによる海水の侵入を防止するために設けた堤防。越波を減少させるだけでなく、陸域の侵食を防ぐことも目的とする。防潮堤もこの一種である。堤防そのものは河川堤防と同じであるが、海岸堤防では越波防止の為に、波返し工と呼ばれる海側に張出した曲面部分が設けられている。海岸堤防の各部分はコンクリートや石材で作られており、越波によって天端や裏法が破壊されないような構造（三面張り）としている。特に堤防の天端を被覆しているコンクリートを天端被覆工という。また、堤防法面最下部の移動や洗掘を防ぐために、並杭工、詰め杭工、矢板工などを設け、上面に捨石工、張り石工、捨てブロック工を施した法留あるいは根止めが用いられる。

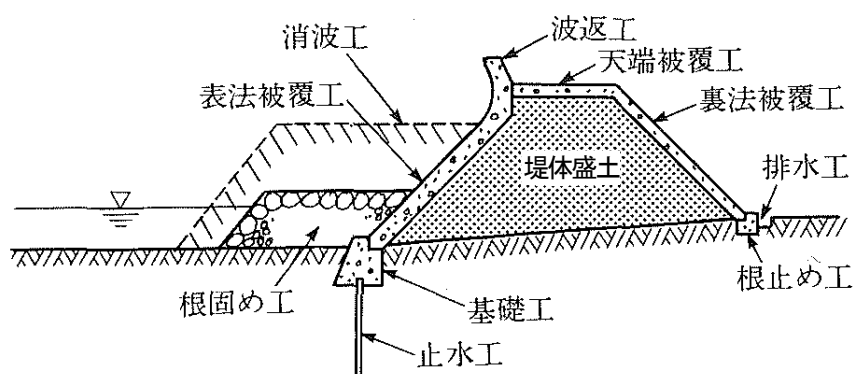


図 1.4-1 一般的な海岸堤防¹⁾

② 堤体（盛土）¹⁾

堤防またはダムの本體。土堤防においては盛土部分を指す。

③ 被覆工・天端被覆工²⁾

被覆工・天端被覆工は、海岸堤防の主体となる堤体を保護し、また堤体の一部となって高潮、波浪などの侵入を防止する機能を持った工作物。波力等の作用に対抗し、波浪による侵食や摩耗に耐える役割を有する。コンクリート、コンクリートブロック又は石材等がある。

④ 根固め工²⁾

根固めとは、水・泥流や波浪による洗掘から河床や堤防の基礎部などを防護すること。根固めのための構造物を根固め工といい、捨石工、寄石工、沈床工、かご工等が用いられるが、最近ではコンクリートブロックを使った沈床工や層積み工、乱積み工が用いられることが多い。

(2) ジオテキブロック工法による堤防に関する用語

① ジオテキブロック工法

「ジオテキスタイルと連結したプレキャストブロック」(以下、ジオテキブロックと呼ぶ)を用いた盛土構造物の築造工法。

② ジオテキスタイル¹⁾

土構造物の強化や保護のために使用される織物、不織布及び編み物であって、透水性を有するシート状の高分子素材の製品。上記の製品の他に、ジオグリッド、ジオネット及びジオテキスタイル関連製品を含めることもある。

③ ジオテキブロック

ジオテキスタイルと連結したプレキャストブロック。工場で製作された、ジオテキスタイル(ジオグリッド)がブロック内に埋め込まれている製品。

④ セメント改良土等

土にセメント系固化材を添加混合することによって固結力を発揮させた材料。本工法においては難透水性のセメント改良土等を用いて、津波の堤防内部への侵入を防止する。

⑤ 基礎工²⁾

海岸堤防の表法・裏法の移動、沈下などを防ぎ、かつ法尻を洗掘から保護する目的で設置されるコンクリート・セメント処理によって構築される工作物。

⑥ 補強領域

ジオテキスタイル等の補強材によって補強された盛土領域。

⑦ 三面一体化堤防(三材三面一体化堤防)

被覆工・ジオテキスタイル・セメント改良された堤体盛土が一体化(三材一体)されており、また、表法・天端・裏法の被覆工が一体化(三面一体)されている構造を有する堤防。本マニュアル内で三面一体化堤防と記載のあるものは、三材三面一体化堤防のことを示す。

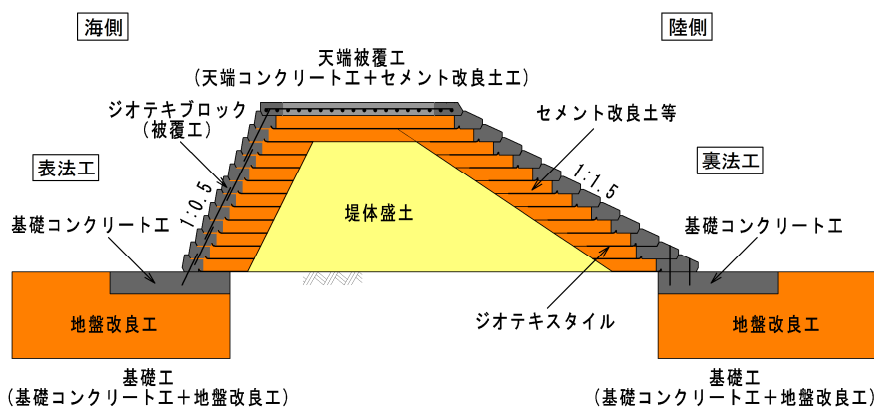


図 1.4-2 三面一体化堤防

(3) 津波等に関する用語

① 津波¹⁾

海底地震等による海底地盤の変位、地滑りや火山爆発による海岸での山崩れ等の原因で生じる大きな波。地震が原因で発生するのが最も一般的である。

② 高潮¹⁾

強風や気圧の急降下などの気象上の原因で、潮位が平常時より著しく高くなる現象。

③ 段波¹⁾³⁾

一般的には、水門の急開等による急激な流量変化により、階段状の水面を保ちながら下流へ伝播する波を段波という。津波時の段波には、津波本体が分裂して次々と波が押し寄せる波状段波と、津波本体が分裂せずに碎波し、先端が覆いかぶさるような形状となる碎波段波がある。

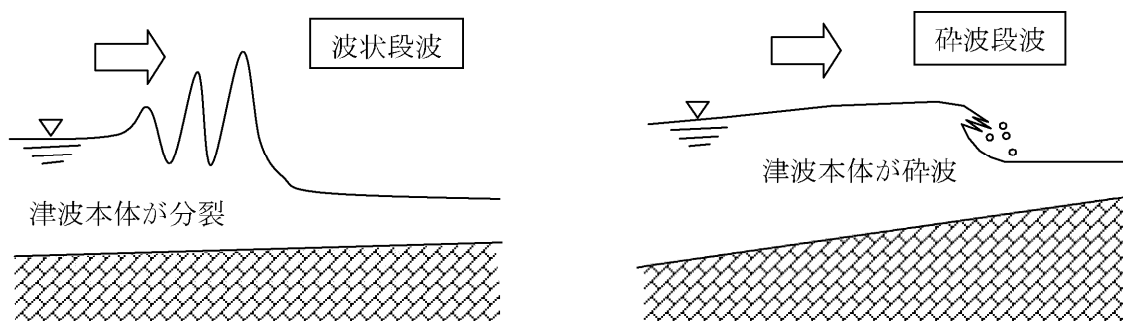


図 1.4-3 波状段波と碎波段波³⁾

④ 越流¹⁾

水が堰や堤防の頂の上を上流側から下流側へ越えて流れること。越流するとき、そこで限界水深が現れるか否かによって完全越流、不完全越流に分類される。

⑤ 潮位¹⁾

任意の時刻の海面の高さ。

⑥ 津波高さ³⁾

津波の来襲中に観測された海面水位から平常潮位を差し引いたものを偏差といい、その最大値を津波高さまたは最大偏差という。

⑦ 津波水位³⁾

平均潮位に津波高さを加えた水位。

⑧ 津波波高⁴⁾

津波の峰の高さと谷の高さの差。

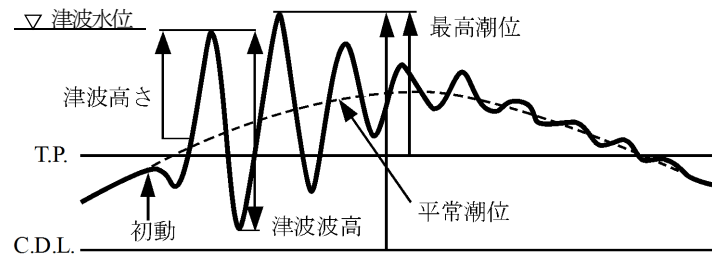


図 1.4-4 津波の用語⁴⁾

⑨ 衝突波力

突波力に寄与する水塊質量と衝突水塊に生じる加速度の積で表される。

⑩ 衝撃砕波力¹⁾

波の前面が切り立った状態で砕けて海洋構造物に衝突した場合に作用する、作用時間が短く大きな波力。

⑪ 衝撃波圧・衝撃砕波圧¹⁾

波の前面が切り立ってほぼ垂直な状態となり海岸、港湾構造物の壁面に衝突するとき、短時間に発生するきわめて大きな波圧。特に砕け始めた波による衝撃波圧を衝撃砕波圧といい、下図に示すように瞬間的に作用する異常に大きい波圧と、それに続く腰掛部の波圧から構成される。海底勾配が急な場合や、混成堤のマウンドが高く法面勾配が緩やかな場合に衝撃砕波圧が生じやすい。衝撃砕波圧は砕波圧より大きく、50 倍程度になることもある。

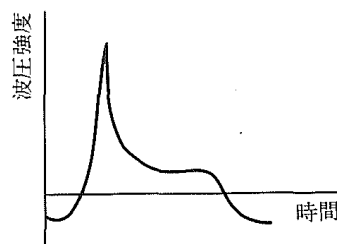


図 1.4-5 波圧強度と時間の関係¹⁾

⑫ 揚圧力¹⁾

ダムの底面や水中に置かれたケーソンやブロックの底面等、構造物底面に垂直に働く間隙水圧。海中におかれた構造物の場合、波による動水圧の効果も加わる。揚圧力の大きさや分布は水深や構造物下の地盤の性質により異なる。

⑬ 揚力¹⁾

流れの中に置かれた物体は、物体表面の摩擦力（表面抵抗）及び圧力（形状抵抗）を受け、これらの合力としての流体力が作用する。この作用する流体力の流れ方向成分を抗力と呼び、それに垂直な方向成分を揚力という。

⑭ 浮力¹⁾

浮体に作用する圧力の合力。水平方向の力は方向が逆の作用力で打ち消しあうため、垂直方向の上向きの力のみが残り、この上向きの力を一般に浮力という。その大きさは浮体が排除した流体の重量に等しい。

⑮ 負圧¹⁾

基準圧、例えば大気圧あるいは流れにおける静圧より低い圧力のこと。流れの中に置かれた物体表面においては、流れの剥離により下流側で負圧が生じる。

⑯ 比エネルギー¹⁾

水底から測った流れのエネルギーを水頭で示したもの。

【1.4 参考文献】

- 1) 土木学会：土木用語大辞典，1999.
- 2) 海岸保全施設技術委員会：海岸保全施設の技術上の基準・同解説，2004.
- 3) 国土技術研究センター：津波の河川遡上解析の手引き（案），2007.
- 4) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.

1.5 参考基準

ジオテキブロック工法による堤防の設計、施工及びジオテキブロックの製造と品質管理については、本マニュアルの記述によるほか、関連する法令・基準・指針等を参考にして行う。

ジオテキブロック工法による堤防の設計方法（第3章、第4章参照）は、主として、下記③の技術上の基準に基づき構築し、下記④～⑩の技術基準で補完した。また、粘り強さの検証では、巻末の参考資料1に示す実験結果から得られた知見を活用した。

- ① 海岸法（平成26年6月13日改正）
- ② 海岸保全施設の技術上の基準を定める省令（平成26年12月10日改正）
- ③ 「海岸保全施設の技術上の基準について」の一部改正について（平成27年2月2日、26農振第1674号、26水港第3079号、国水海第83号、国港海第190号）
- ④ 海岸保全施設の技術上の基準・同解説（平成16年6月）
- ⑤ 漁港・漁場の施設の設計参考図書（平成27年7月）
- ⑥ 漁港海岸事業設計の手引（平成25年11月）
- ⑦ 漁港海岸保全施設の耐震性能設計ガイドライン（案）（平成22年3月）
- ⑧ 港湾における防潮堤（胸壁）の耐津波設計ガイドライン（平成25年11月）
- ⑨ 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成25年9月）
- ⑩ ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版（平成25年12月）
- ⑪ ジオテキスタイルによる粘り強い強化防潮堤 設計・施工マニュアル（案）（平成26年7月）
- ⑫ コンクリート標準示方書 設計編（平成25年3月）
- ⑬ コンクリート標準示方書 施工編（平成25年3月）
- ⑭ 道路土工 擁壁工指針（平成24年8月）
- ⑮ 道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成24年8月）
- ⑯ 河川堤防の構造検討の手引き（平成14年7月）
- ⑰ 高規格堤防盛土設計・施工マニュアル（平成12年3月）

第2章 ジオテキブロック工法の概要

2.1 東日本大震災における従来式堤防の被災原因

東日本大震災での堤防の被災事例や、被災過程を再現するために行った水理実験より、(1) 従来式堤防の被災原因を確認する。また、津波衝突時～浸水状態～引き波に至るまでの、(2) さまざまな外力の発生過程とその外力により生じる堤防の被災形態を整理し、(3) 堤防の被災を防ぐための技術的な要点を抽出する。

(1) 東日本大震災における従来式堤防の被災原因

2011年の東日本大震災では、津波が堤防を乗り越えていない場合には堤防の被災率は著しく低いことが示された¹⁾。写真2.1-1は、堤防を乗り越えた津波による被災堤防の一例である。堤防裏法面（陸地側）の被覆工が引き剥がされ、堤体の盛土材が流失し、堤防の崩壊に至っている。また、津波波形（段波波形）によっては、写真2.1-2のように大きな衝突波力が堤防に働き、崩壊する事例も見られた。

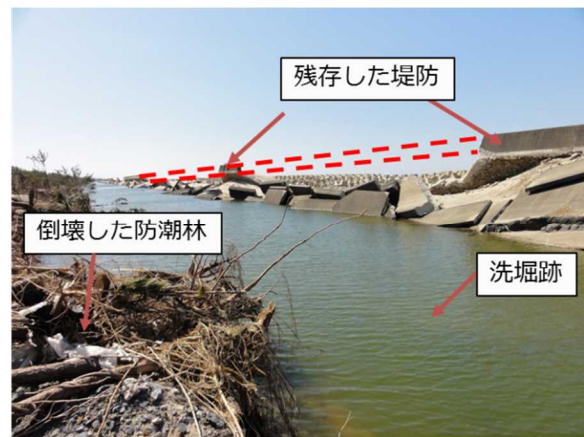


写真2.1-1 2011年の東日本大震災での被災事例 (1) ²⁾



写真2.1-2 2011年の東日本大震災での被災事例 (2) ³⁾

堤防の被災は、一部の損傷をきっかけに全体の破壊に発展する。例えば、**図 2.1-1** に示すように、地震力及び津波波力によって被覆工の一部が損傷すると、規模の小さい越流でも被覆工が引き剥がされるようになる。一旦、被覆工が流失して盛土材が露出すると、急速に侵食が進行する。また先に、背後地盤が洗掘されると根固め工が変位し、それによって支えられた被覆工が不安定化することもある。

写真 2.1-3 は、東日本大震災級の津波による従来式堤防の被災過程を再現するために行った水理実験の堤防模型である⁴⁾。実験では、先ず、地震力、経年劣化及び直接の衝突波力による被覆工の損傷を考慮して、目地の遮水性を低下させた条件を設定した。実験により確認された被災メカニズムは以下のとおりである。被災過程の再現を**写真 2.1-4** に示す。

- (a) 目地部から裏法工背面に越流水が流れ込んだ。その結果、背面土が泥濁化し、越流開始から 20 秒後に裏法被覆工が一斉に押し出された。
- (b) 裏法被覆工の流失により堤防裏側の盛土材が露出し、陸側の溜まり水によって堤体盛土の侵食が進行した。
- (c) 約 18 分後には堤体断面の約 2/3 まで侵食が進み、天端被覆工が崩落した。

目地部の遮水性が低下していない条件では、目地部から越流水が裏法被覆工背面に流れ込まず、背面土の泥濁化を防止できたが、越流水深が 3.0m~5.0m を上回ると、裏法被覆工に発生する揚力に堪えられず、引き剥がされた (**写真 2.1-5**)。これは、**図 2.1-2** の実測した揚力に基づいて計算された裏法被覆工の引き剥がれに対する安全率の変化からも理論的に確認することができる。

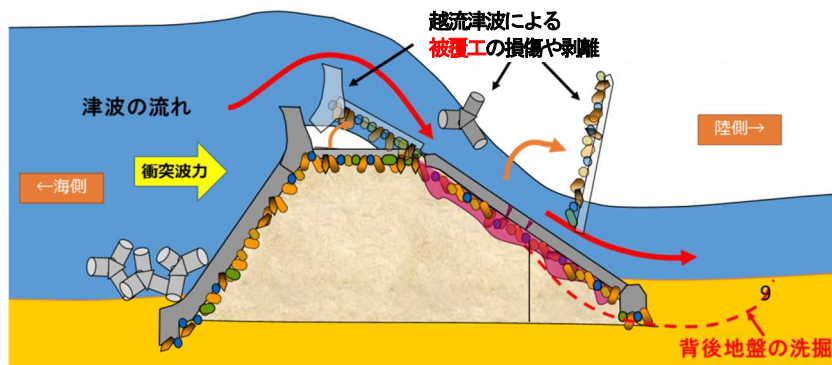


図 2.1-1 東日本大震災における堤防の被災メカニズム²⁾

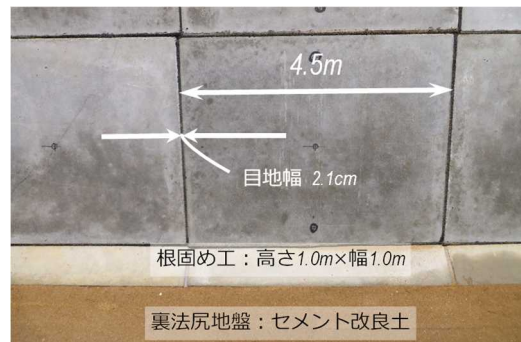
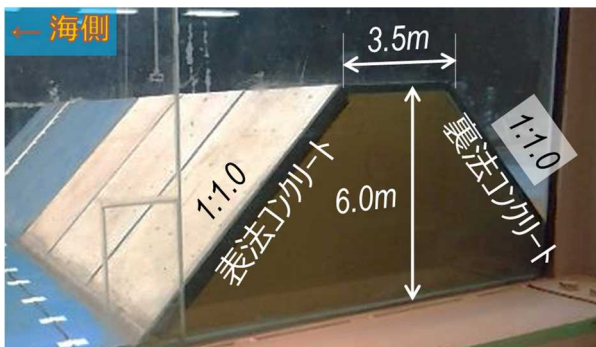
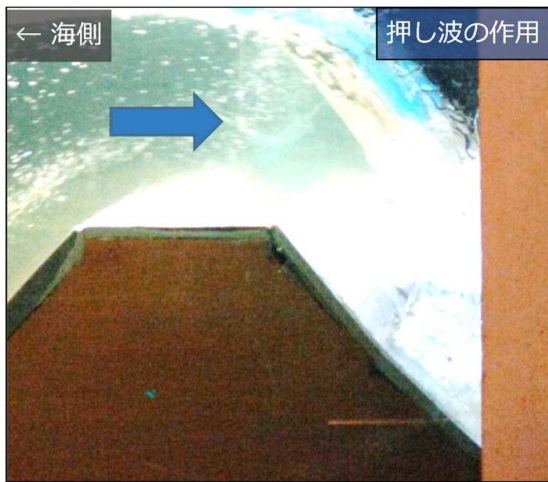


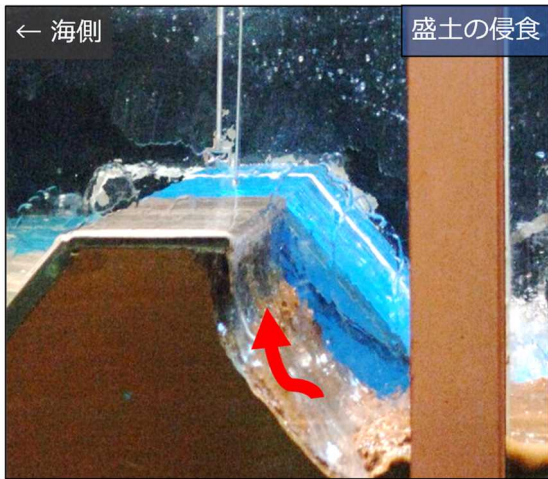
写真 2.1-3 東日本大震災で被災した堤防の再現実験



(a) 越流直後 (0 秒後)



(b) 約 20 秒後



(c) 約 31 秒後



(d) 約 18 分後

写真 2. 1-4 目地部の遮水性が低下した状態での堤防の被災過程



写真 2. 1-5 目地部の遮水性が維持された状態での裏法被覆工の引き剥がれ

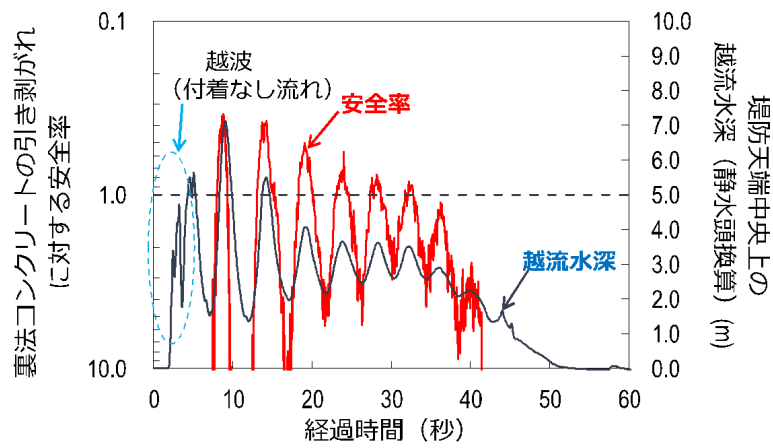


図 2.1-2 目地部の遮水性が維持された状態での裏法被覆工の引き剥がれに対する安全率
(実測した揚力に基づいて安全率を算出)

(2) 津波来襲時における堤防の被災形態と対応策

図 2.1-3 は、津波衝突時～浸水状態～引き波に至るまでの過程を示したものである。堤防を乗り越える津波に対して堤防の粘り強さを発揮させるためには、衝突波力、越波波圧、流水圧等のさまざまな外力に対応する必要がある。

津波来襲時における堤防の被災形態と対応策を表 2.1-1 に示す。

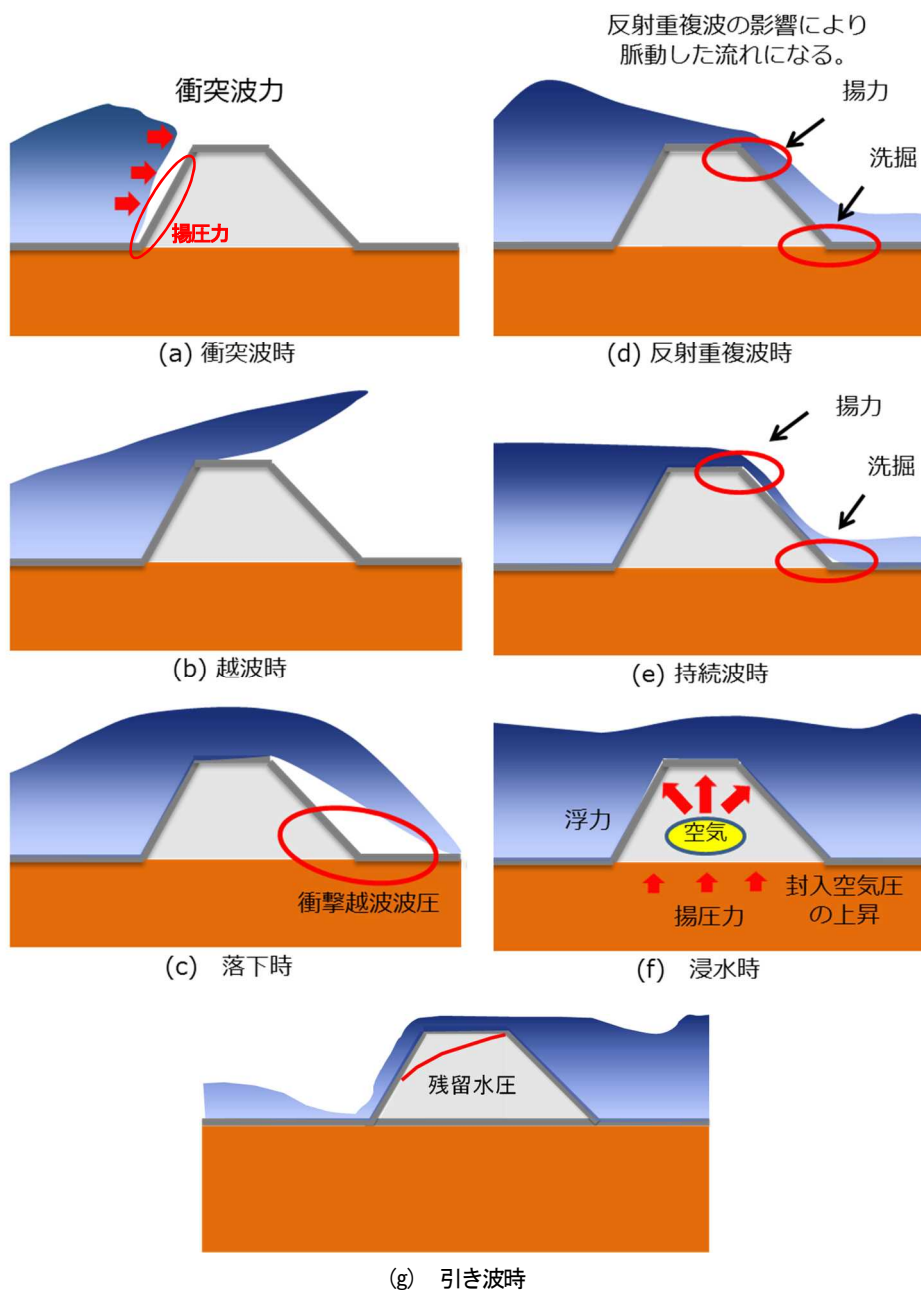


図 2.1-3 津波来襲時に作用する様々な外力

表 2.1-1 津波来襲時における外力の発生過程とそれに対応する被災及び工夫

イベント	発生外力	被災形態	2.1(3) 堤防の被災を防ぐための技術的な要点	2.2 ジオテキブロック工法による粘り強い工夫
(a) 衝突波時	衝突波力 揚圧力	<ul style="list-style-type: none"> ・堤体の滑動破壊 ・被覆工の浮き上がり 	要点①②	工夫(1)(2)
(b) 越波時 (c) 落下時	衝撃越波波圧	<ul style="list-style-type: none"> ・被覆工の損傷 	要点①②	工夫(1)(2)
(d) 反射重複波時 (e) 持続波時	揚力 洗掘	<ul style="list-style-type: none"> ・被覆工の流失 ・盛土材の吸出し ・法尻の洗掘 	要点③④⑥	工夫(3)(4)(6)
(f) 浸水時	揚圧力	<ul style="list-style-type: none"> ・堤体の滑動破壊 ・被覆工の浮き上がり 	要点⑤	工夫(5)
(g) 引き波時	残留水圧	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土材の吸出し ・円弧すべり 	要点⑦	工夫(7)

(3) 堤防の被災を防ぐための技術的な要点

東日本大震災級の津波に対して、堤防の被災を防ぐまたは軽減するための技術的な要点を下記に示す。

- 要点①：衝突波力による堤防の損傷

同一の津波高さであっても、湾の形状や地形条件によって、様々な波高や周期の津波が出現する。段波が堤防直前で砕波するような場合には、衝撃砕波力が堤防に作用する。この際、強大な波力によって、被覆工の損傷、法面の侵食や堤防の破堤が引き起こされることがある。

このような衝突波力に対しても耐侵食性を維持するためには、被覆工や堤防本体に多少の損傷が生じて、破壊に至りにくい粘り強い構造を採用する必要がある。

- 要点②：津波衝突時の揚圧力による被覆工の浮き上がり

堤防表面に大きな津波が衝突すると、被覆工重量を上回る揚圧力が瞬間的に作用し、被覆工が浮き上がる。このため、被覆工の重量の増加に加えて被覆ブロック同士を連結するなど、被覆工の一体性を高めて、浮き上がりを防止する必要がある。

- 要点③：津波が越流した際に生じる被覆工の流失、堤体盛土材の吸出し

従来式堤防は、一時的な越波に対して堤体盛土の流失を防止するため堤体盛土表面をコンクリートで被覆する構造が主流であり、継続的な越流には耐える構造となっていない。越流時に被覆工背面に越流水が侵入すると、泥濘化した背面土の土圧によって被覆工が押し出される。

このため、被覆工の背面に越流水が入り込み背面に回り込みにくくするほか、越流水が回り込んだとしても、泥濘化しにくい裏込め材を導入する必要がある。

- 要点④：裏法被覆工の引き剥がれ

越流水深が深い越流が発生すると、裏法肩付近に作用する揚力（負圧）（引き剥がす力）に堪えきれず、被覆工が引き剥がされる。

このため、負圧（引き剥がす力）によって被覆工が引き剥がされないように、天端工と裏法被覆工を一体化する等の工夫を導入する必要がある。

- 要点⑤：基礎地盤からの揚圧力による堤体の被災

外水位急上昇時には、基礎地盤からの揚圧力によって堤体盛土内の間隙空気が上昇する。特に被覆工の透気性が低い場合には、一時的に堤体盛土内の間隙空気の排気が追いつかず、被覆工や堤体盛土に大きな浮力が作用する場合がある。また、堤体全体の有効重量が減少するので、堤体の滑動抵抗力が低下し、津波波力によって滑動破壊が引き起こされる。

このため、堤体盛土内に過剰な間隙空気圧が発生しないように海側の法尻に止水工を配置して浸透圧の発生を抑制する、被覆工や堤体盛土に排気孔を設けて間隙空気圧の上昇を抑える、被覆工の重量を大きくしカウンターウェイトを確保する、といった工夫が必要となる。また、滑動破壊に対しては基礎地盤の透水性を考慮し、適切な堤体の有効重量を確保する必要がある。

・要点⑥：背後地盤の洗掘から始まる堤防の侵食

堤防の基礎工付近に洗掘が生じると受働土圧が失われ、基礎工の滑動抵抗力が著しく低下する。基礎工が滑動すると、被覆工がずれ落ちて、被覆工の流失と堤体盛土の侵食が引き起こされる。

このため、越流による背後地盤の洗掘防止および、洗掘の進行速度を遅延する工夫が必要である。

・要点⑦：残留水圧による堤体の損傷

津波によって高水位が維持されると、堤体内に海水が浸潤する。その後、引き波時に外水位が急降下すると、堤体内には浸潤水が残存した状態になる。このとき、堤体内の動水勾配が大きくなり、盛土材の吸出しや、堤体のすべりが発生する。

このため、堤体内への浸透量を抑制して、盛土材の吸出しやすべりに対する堤体の安全性を確保する必要がある。

・要点⑧：地震力による堤防の損傷

地震力による堤防の損傷を図 2.1-4 に示す。地震力によって、基礎地盤の不同沈下、堤体盛土の沈下やはらみ出し、法面のすべり、天端付近の引張クラック等の損傷が堤防に生じる。堤防にこれらの損傷が生じると、根固工の沈下、被覆工の滑動や不陸、目地開き等が生じ、津波越流時の耐侵食性が著しく低下する。

このため、地震力によって多少の変形が生じて、堤防の耐侵食性が著しく損なわれない構造が必要である。

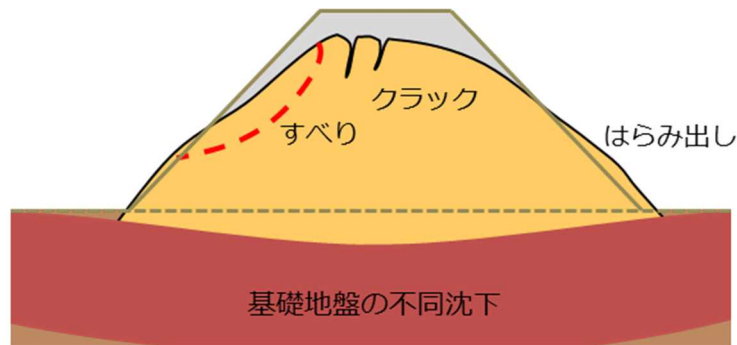


図 2.1-4 地震力による堤防の損傷

【2.1 参考文献】

- 1) 東日本大震災復興構想会議：復興への提言～悲惨のなかの希望～， pp.58， 2011.
- 2) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：東日本大震災合同調査報告書， 共通編2， pp.234-246， 2013.
- 3) 松島健一， 大串和紀， 毛利栄征， 龍岡文夫， 小林宏康：ARIC 情報， 第 114 号， pp.15-24， 2014.
- 4) 松島健一， 三島尚人， 桐博英， 中達雄：越流津波に対する従来型式の海岸堤防の被災メカニズム， 土木学会論文集 B2 (海岸工学)， Vol.71， No.2， pp.I_1123-I_1128， 2015.

2.2 ジオテキブロック工法による粘り強い工夫

設計津波を超える津波による堤防の被災を防ぐ、もしくは粘り強さを向上させるために、ジオテキブロック工法では下記の8項目の工夫を施している。

- (1) 津波の衝突波力に対する耐力の向上のための工夫
- (2) 津波衝突時の揚圧力による被覆工の不安定化に対する耐力の向上のための工夫
- (3) 被覆工の流失、堤体盛土材の吸出しに対する耐力の向上のための工夫
- (4) 裏法被覆工の引き剥がれに対する耐力の向上のための工夫
- (5) 基礎地盤からの揚圧力に対する耐力の向上のための工夫
- (6) 背後地盤の洗掘に対する耐力の向上のための工夫
- (7) 残留水圧に対する耐力の向上のための工夫
- (8) 地震力に対する耐力の向上のための工夫

東日本大震災級の津波に対する堤防の被災を防止または軽減するための技術的な要点(2.1(2))に基づいて、粘り強さを向上させる新しい堤防構造を考案した。図2.2-1に粘り強い工夫を施した堤防構造を示す。表法・天端・裏法の三面を堤体盛土に一体化させた「三面一体化構造」が特徴である。図2.2-2は、その具体例である。以下に、本堤防構造の特徴を説明する。

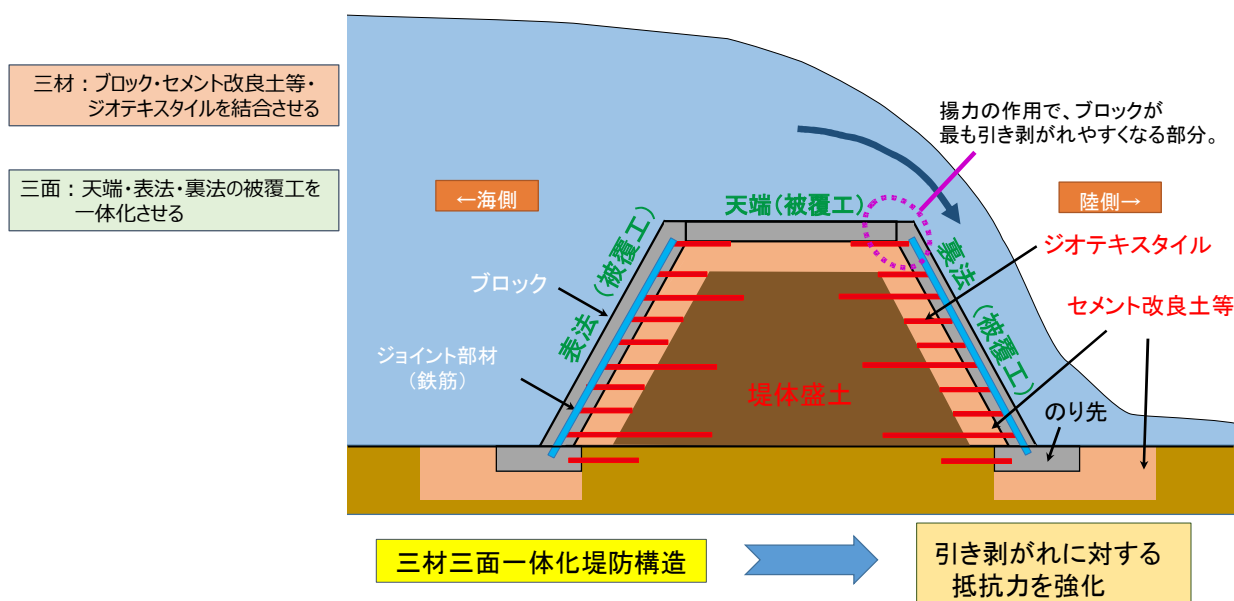


図2.2-1 地震・津波に粘り強い工夫を施した三面一体化構造

ジオテキスタイル付きプレキャストブロック（ジオテキブロック）

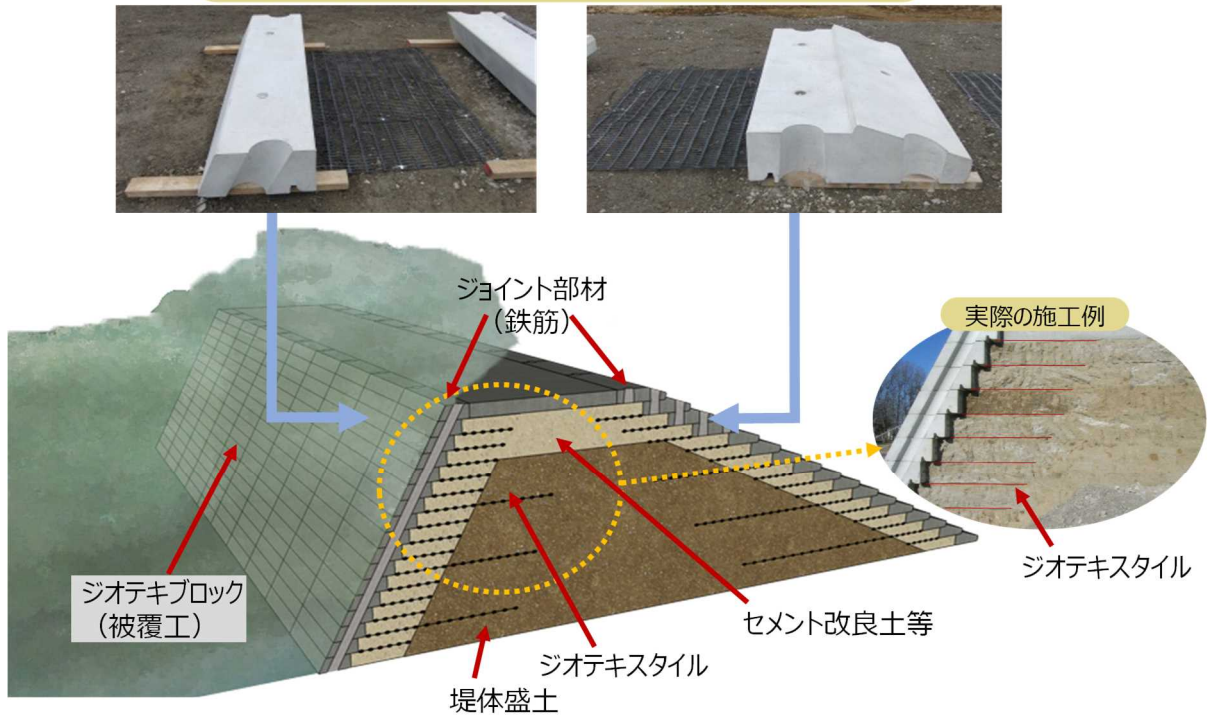


図 2. 2-2 ジオテキブロック工法による粘り強い堤防の具体化

ジオテキブロックに埋め込まれたジオテキスタイルとジオテキブロック背面に用いられるセメント改良土等を組み合わせることで、被覆工／堤体盛土／ジオテキスタイルの一体化を図っている（三材一体化構造）。さらに、ジオテキブロック同士をジョイント結合し、表法・裏法のジオテキブロックと天端被覆工を連結することで、表法／天端／裏法の三面が一体化した被覆構造を構築した（三面一体化構造）。また、越流による洗掘を抑制するため法先地盤をセメント改良した構造とした。

(1) 津波の衝突波力に対する耐力の向上のための工夫

連結孔を有するジオテキブロックを鉄筋コンクリートで連結する構造とする。衝突波力に対する被覆ブロックの安定性を高める（写真 2.2-1、写真 2.2-2）。



写真 2.2-1 連結孔を有するジオテキブロック



写真 2.2-2 ジオテキブロックの連結方法

(2) 津波衝突時の揚圧力による被覆工の不安定化に対する耐力の向上のための工夫

(1) に記載しているジオテキブロック同士の連結に加えて、ジオテキスタイルによってブロックを堤体盛土に固定し、被覆工／堤体盛土／ジオテキスタイルの三材を結合した構造とする（写真 2.2-3）。これにより、津波衝突時にブロック背面に作用する揚圧力に対して、堤体盛土側に敷設したジオテキスタイルのアンカー力やブロック同士の連結力によってブロックの浮き上がりを抑制する（写真 2.2-4）。



写真 2.2-3 ジオテキスタイルによって固定されたブロック積層構造

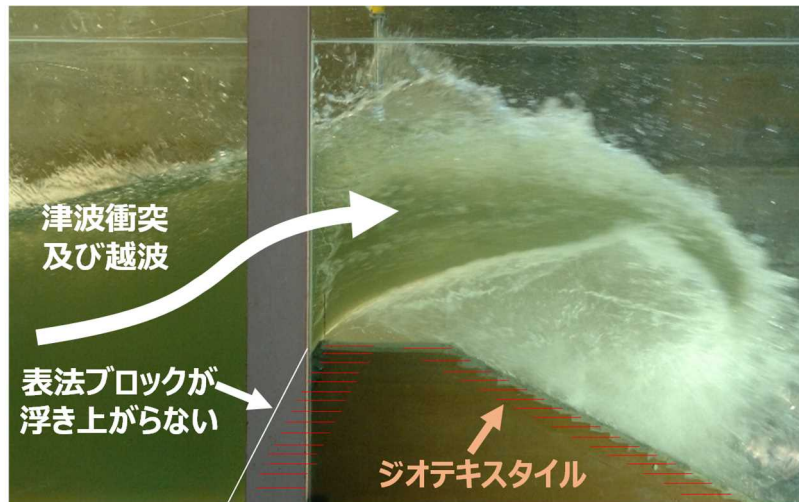


写真 2. 2-4 段波衝突によるブロックの浮き上がり防止効果
(水理模型実験より水路側壁から撮影)

(3) 被覆工の流失、堤体の吸出しに対する耐力の向上のための工夫

開口部を有さないブロックを配置し、その背面に固結力を有するセメント改良土等（目安透水性係数 $5.0 \times 10^{-6} \text{m/sec}$ 以下）を設置する。

これにより、①多量の海水がブロック背面に侵入することを防止し、かつ②その背面の難透水性材料によって堤防内部に強い浸透流が発生するのを防ぐ（写真 2. 2-5）。また、③ブロック背面に越流水が侵入した場合でも、セメント固化処理によって盛土材の泥濘化を防止する（一軸圧縮強度： 500kN/m^2 以上）（写真 2. 2-6）。



写真 2. 2-5 開口部を有しないジオテキブロックの積層構造

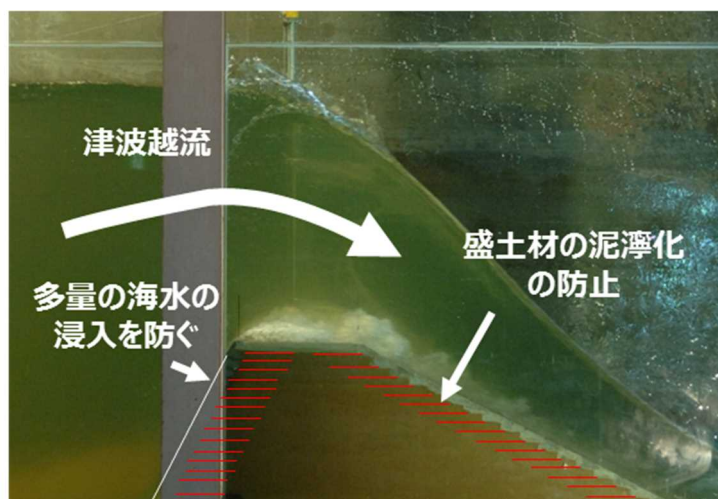


写真 2.2-6 堤体内の浸透流の発生防止及び盛土材の泥濁化防止効果

(4) 裏法被覆工の引き剥がれに対する耐力の向上のための工夫

天端被覆工の下層にセメント改良土等を配置して、その間にジオテキスタイルを挟み込み、天端被覆工、セメント改良土等及び最上段ジオテキブロックと一体化した構造を採用する。これにより、津波越流時の裏法肩付近に作用する揚力（負圧）に対する耐力を高め、裏法被覆工が引き剥がれない構造とする（写真 2.2-7）。

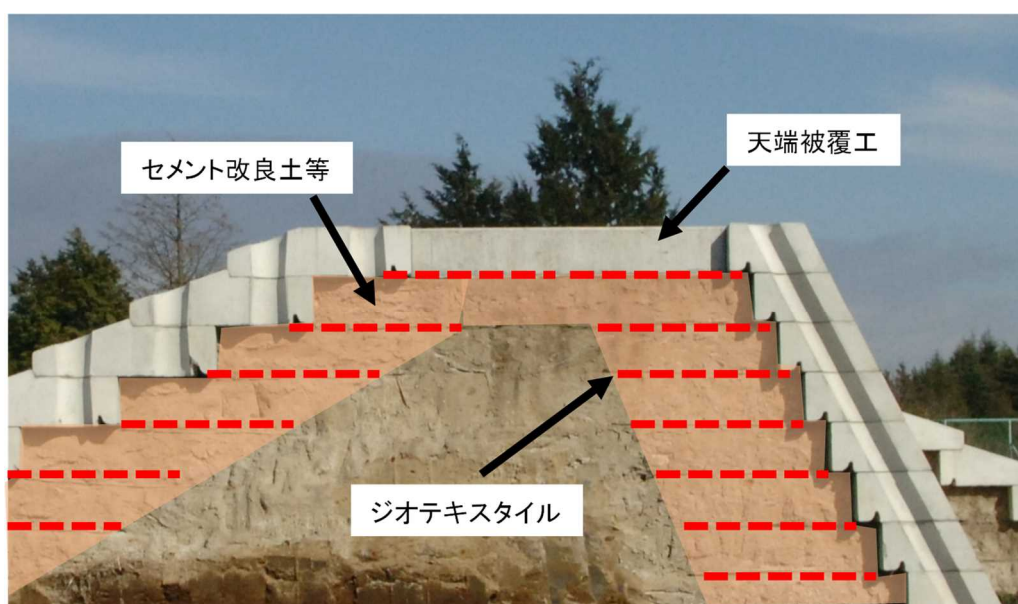


写真 2.2-7 天端被覆工の構造

(5) 基礎地盤からの揚圧力に対する耐力の向上のための工夫

天端被覆工とセメント改良土等を足し合わせた厚さとして、0.9m 程度以上を確保する。これにより、天端被覆工とその下部セメント改良土等の自重（カウンターウェイト）を確保し、堤防内部に作用する揚圧力による堤防天端の浮き上がりを防止する（図 2.2-3）。

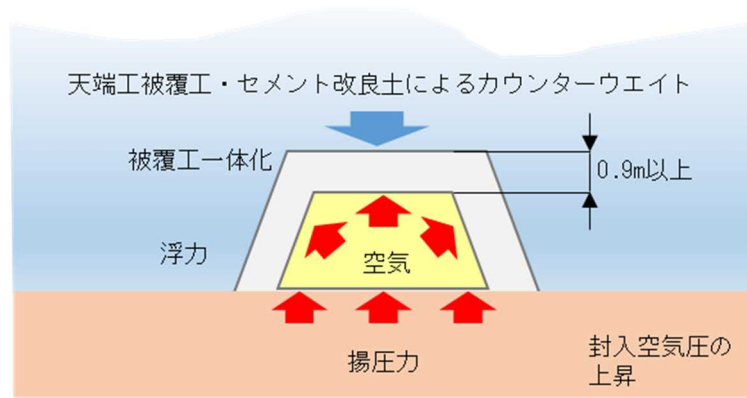


図 2.2-3 揚圧力による堤防天端の浮き上がり防止メカニズム

(6) 背後地盤の洗掘に対する耐力の向上のための工夫

裏法尻周辺の地盤洗掘は基礎工の変状に直結するため、裏法尻に裏法下部と一体化した基礎コンクリート工を設け、深さ 2.0m、幅 5.0m 程度をセメント固化による基礎処理を実施する (図 2.2-4)。この地盤改良工 (洗掘防止工) により、裏法尻付近の地盤の洗掘を防止し、洗掘が基礎工周辺に到達するまでの時間を遅延することで、基礎工の不安定化を抑制する (図 2.2-4)。

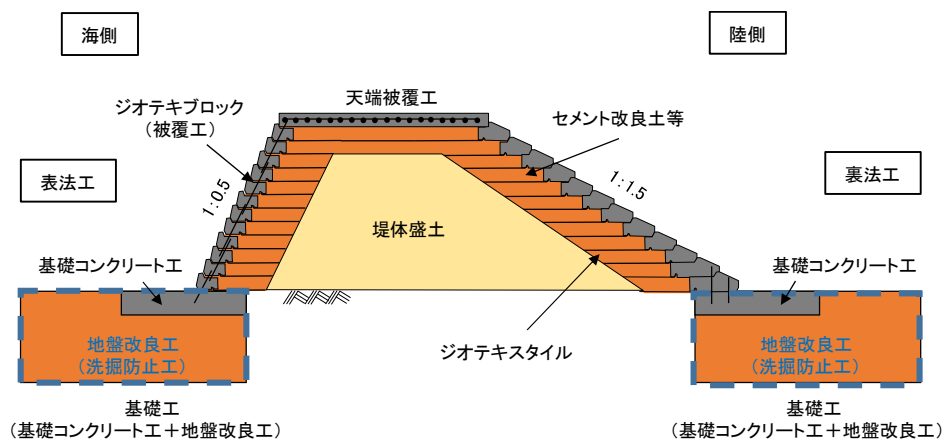


図 2.2-4 堤防法尻の洗掘防止工 (例)

(7) 残留水圧に対する耐力の向上のための工夫

表法、天端、裏法に幅 1.0m 程度の範囲で、目安として透水係数 $5.0 \times 10^{-6} \text{m/s}$ 程度の難透水性のセメント改良土等を用いることで、堤体内への浸透量を抑制する。これにより津波による水位変動に伴う残留水圧の発生量を軽減し、堤防の不安定化を抑制する。

(8) 地震力に対する耐力の向上のための工夫

地震力によって局所的な損傷が生じると、その箇所が津波来襲時に弱部となって破堤に発展する恐れがある。このため、ジオテキブロック工法では、多少の損傷が生じても津波越流時に弱部とならないように、三材 (被覆工/セメント改良された堤体盛土/ジオテキスタイル) 及び三面 (表法被覆工/天端被覆工/裏法被覆工) を結合した構造とする。

これにより、堤体盛土とジオテキスタイルとブロックが結合した領域が仮想擁壁として機能し、耐震性が向上する。また仮に、基礎地盤等の変状が生じたとしても、被覆工がジオテキスタイルによってセメント改良土等と一体化されているため、ズレ落ちない構造となる。このため、津波越流時においても被覆工が引き剥がれにくくなる。さらに、ブロック間に隙間が生じた状態でも、背面にセメント改良土等を配置することで、吸い出しを抑制することができる（図2.2-5）。

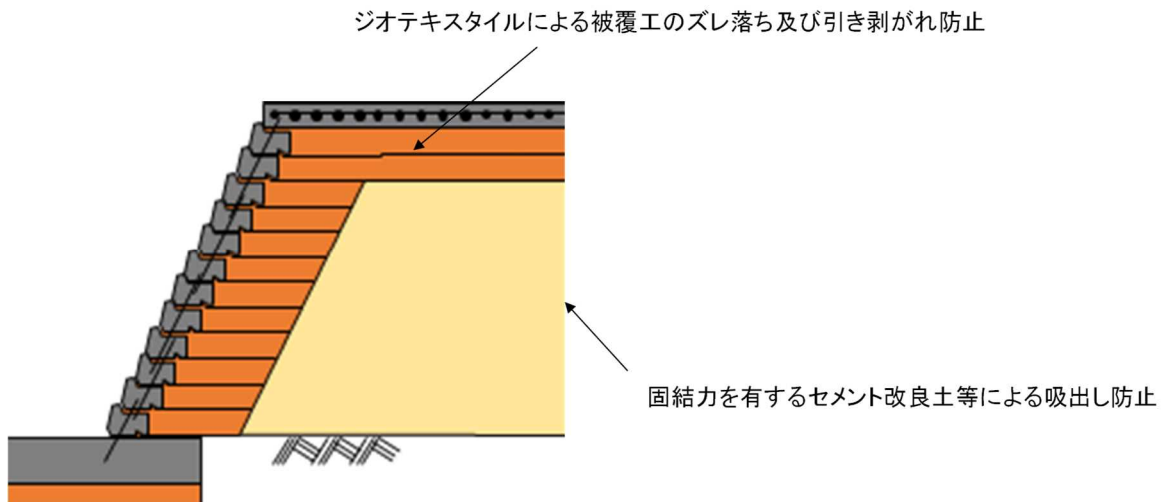


図2.2-5 地震力による損傷が生じても耐侵食性が低下しにくい工夫

2.3 ジオテキブロックの特徴

本マニュアルでは、あらかじめジオテキスタイルを埋め込んだプレキャスト製コンクリートブロックをジオテキブロックと呼ぶこととする。ジオテキブロックには下記の4項目の特徴がある。

- (1) ジオテキスタイルとコンクリートブロックの間に高い連結強度が確保できる
- (2) ブロック側面に設けたジョイントによりブロック同士を鉄筋コンクリートで連結できる
- (3) 複数の勾配 (1:0.5~1:2.0) のジオテキブロックが選択できる
- (4) コンクリートブロックとジオテキスタイルの連結部を曲線形状にし、ジオテキスタイルの破断を防止または軽減

(1) ジオテキスタイルの連結強度

ジオテキスタイルをあらかじめコンクリートブロックに埋め込むことにより、十分な連結強度を確保している。

(2) ジョイント構造

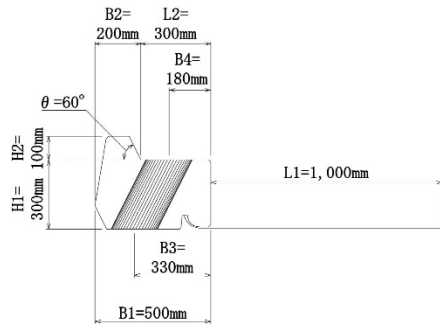
コンクリートブロックにジョイント構造を設けることによって、津波衝突時に作用する揚圧力によるブロックの浮き上がりや衝突波力に対するせん断力に対して、コンクリートブロック同士の連結強度を確保している。

(3) 所要の勾配に対応したブロック

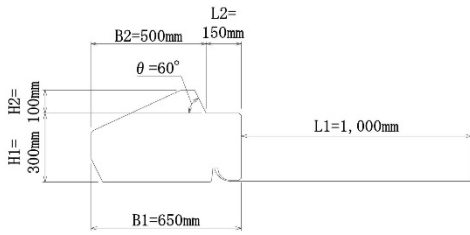
所要の法面の勾配に合わせてジオテキブロックの形状を変えることができる。図2.3-1に、5分勾配用、1.5割勾配用及び2割勾配用のジオテキブロックの断面図を示す。ジョイント構造を有する場合は、写真2.2-1に示すように両端に連結孔を有している。

(4) 局所的な堤体盛土の変形に対するジオテキスタイルの追従性

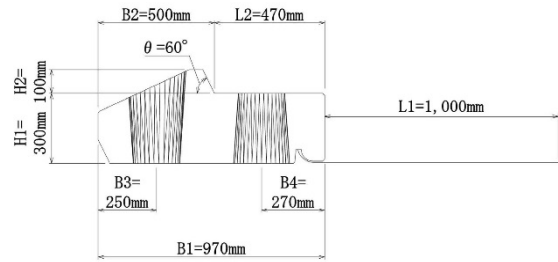
コンクリートブロックとジオテキスタイルの連結部に、堤体盛土の変形によってジオテキスタイルに局所的に大きなひずみが生じ、ジオテキスタイルが破断することを想定し、ブロック背面にセメント改良土等を配置して、盛土側の圧縮沈下を抑制し、ブロックと盛土の間に大きな段差が生じない工夫を採用している。また仮に盛土側が沈下しても、図2.3-2に示すようにブロック底面のジオテキスタイル部の形状を工夫することで、ジオテキスタイルに局所的な大きなひずみが生じない工夫を施している。



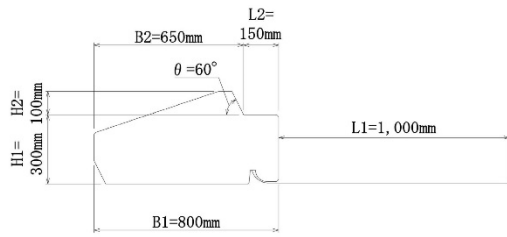
(a) SJ 型 (5 分勾配用、ジョイント構造有り)



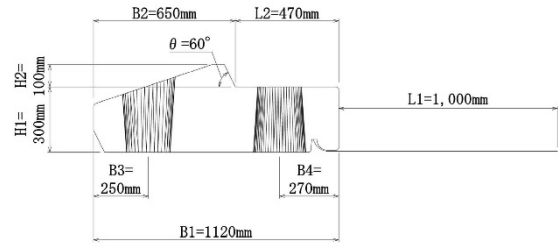
(b) GS 型 (1.5 割勾配用、ジョイント構造無し)



(c) GJ 型 (1.5 割勾配用、ジョイント構造有り)



(d) GS 型 (2.0 割勾配用、ジョイント構造無し)



(e) GJ 型 (2.0 割勾配用、ジョイント構造有り)

図 2.3-1 ジオテキブロック (ジョイント構造有り) のタイプ

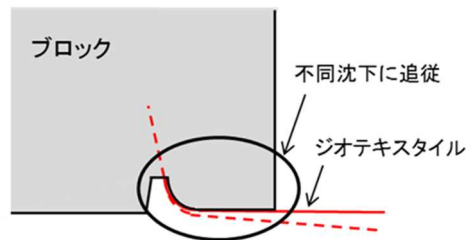


図 2.3-2 ジオテキスタイルの引き出し部位の工夫

2.4 ジオテキブロック工法のメリット

ジオテキブロック工法は、ジオテキスタイルによって堤体盛土を補強することができるため、法面勾配を急勾配にしても構造の安定を確保することができる。また、ジオテキブロックの設置、改良土等のまきだし、転圧の繰り返しによって施工するため、容易に施工可能である。

(1) 限られた用地での適用性

ジオテキブロック工法は、1:2.0の緩勾配から1:0.5までの複数の勾配を構築することができる。また、図2.4-1に示すように1:0.5の急勾配の堤防の場合、従来堤防と比較して用地幅が減少するため、用地制限が厳しく緩勾配の築造が困難な場所においても施工可能である。

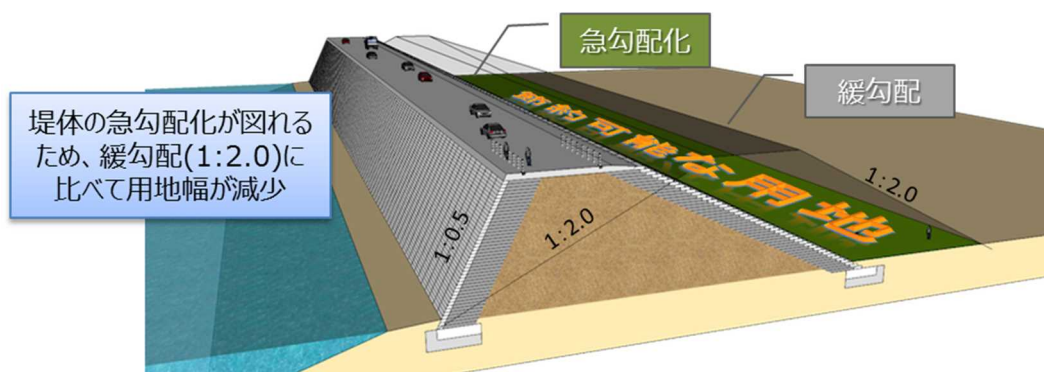


図 2.4-1 堤体の急勾配化による用地幅の減少

(2) 施工性

ブロックにジオテキスタイルを連結しているため、ブロック背面の改良土等を転圧した場合において、ブロックが法面前面に押し出されず、セメント改良土等を効果的に締固めることが可能である。また、ブロックの設置、セメント改良土等のまきだし、転圧を所定の段数まで繰り返して施工する単純な工程であるため、特殊な作業工程がない。さらに、ブロックの重量は約700kg~1,300kgであり、小型のクレーンでの運搬や人力での微調整が可能のため、据え付け作業が容易である。

(3) その他

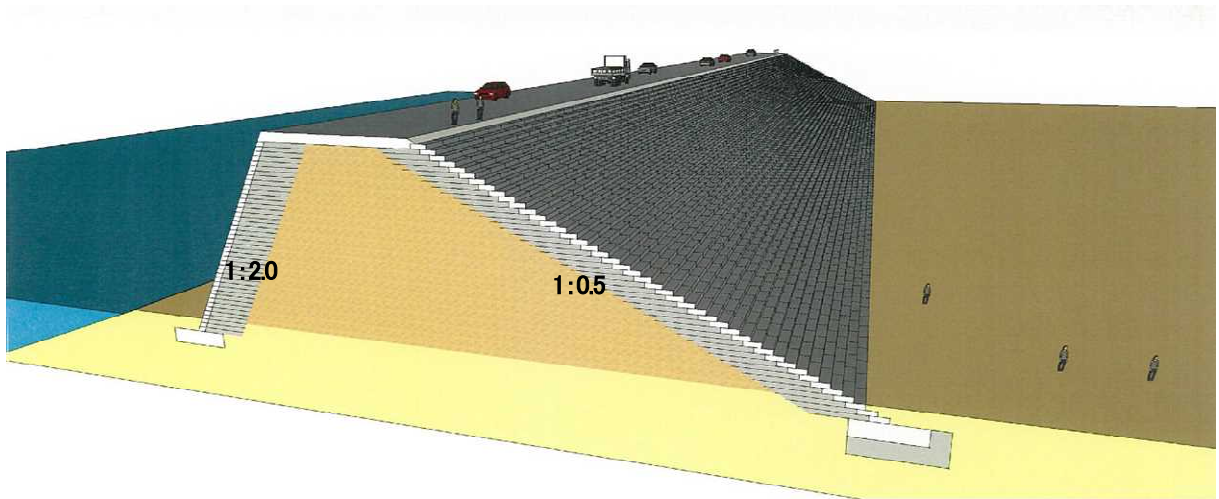
ジオテキブロックを積層した法面は、水平ラインが視覚的に美しいものとなる。また、ブロック部分にステップを設けることで、緊急時の避難路を設置することも可能である。

(4) 適用イメージ

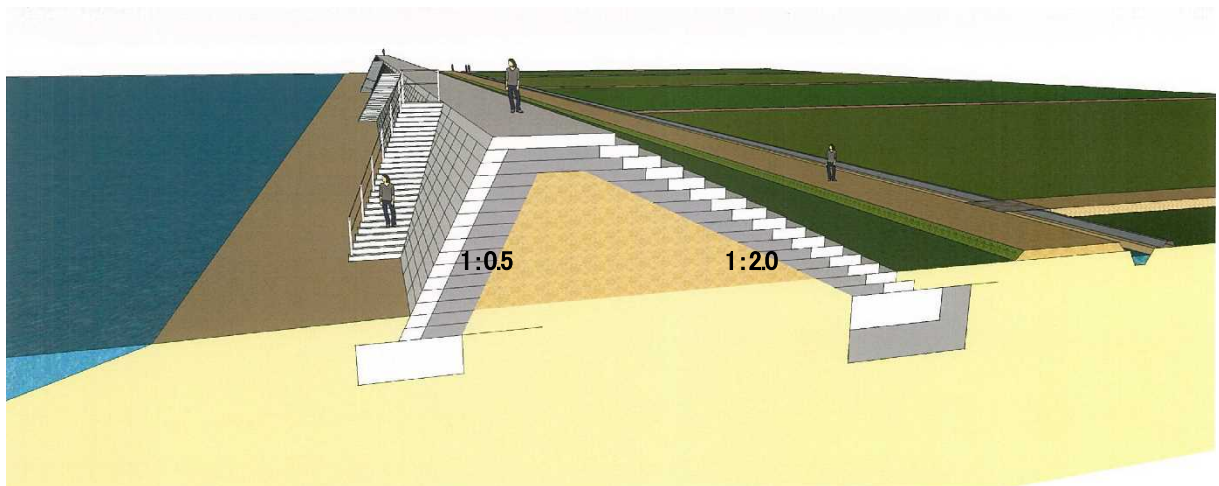
以下、ジオテキブロック工法の適用イメージを示す。

1) 海側を急勾配にした建設イメージ

海側を急勾配にしたイメージ図を図 2.4-2 に示す。(2)のように、海岸に降りるための階段を設置することも可能である。



(1) 海側を急勾配にしたイメージ図

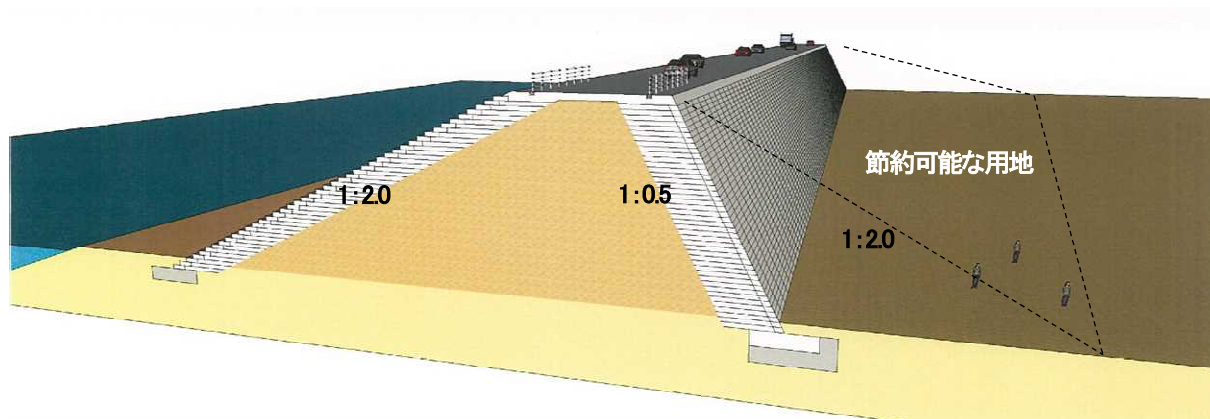


(2) 海側を急勾配にして階段を設置したイメージ図

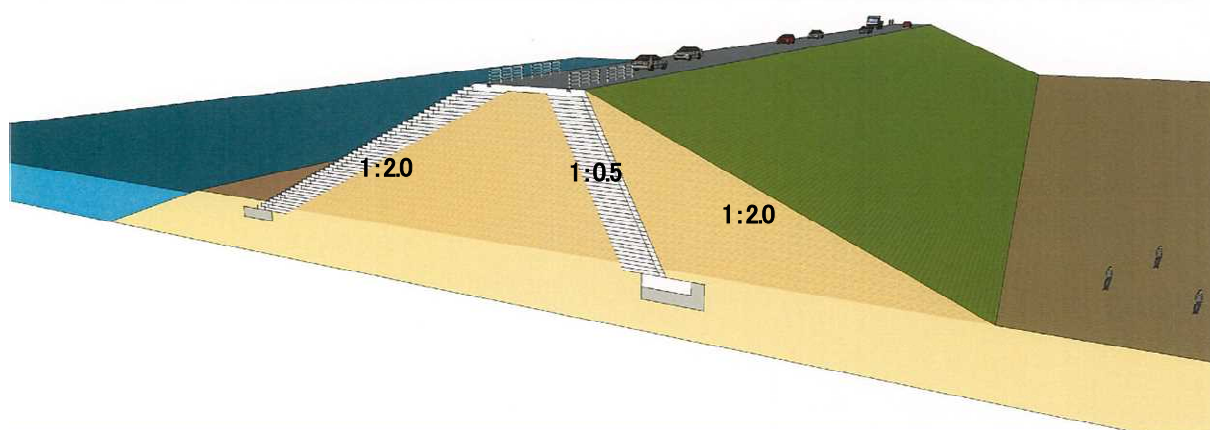
図 2.4-2 海側を急勾配にしたジオテキブロック工法のイメージ図

2) 陸側を急勾配にしたイメージ

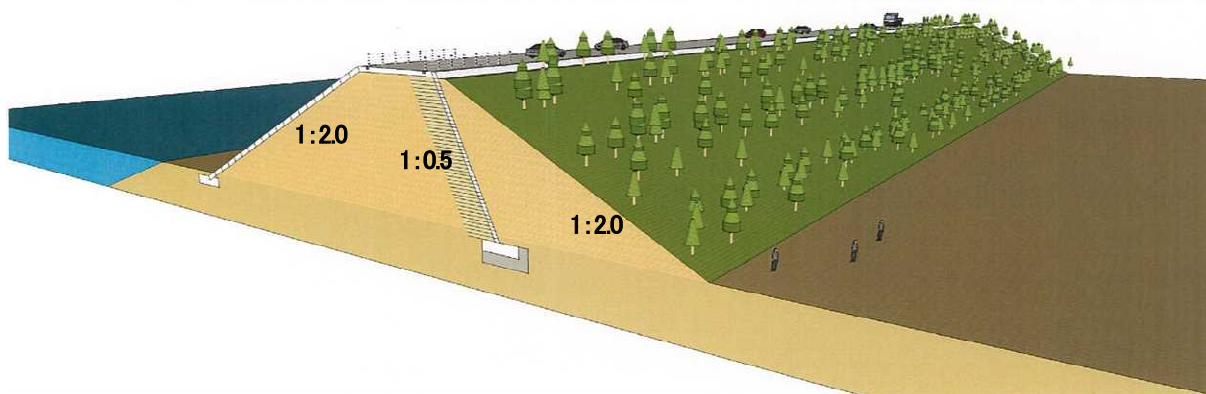
陸側を急勾配にしたイメージ図を図 2.4-3 に示す。陸側の節約用地を活用して、景観や憩いの場としての機能を持つ緑の空間を作ることが可能になる。



(1) 陸側を急勾配にしたイメージ図



(2) 節約した用地に盛土をしたイメージ図



(3) 節約した用地に植樹をしたイメージ図

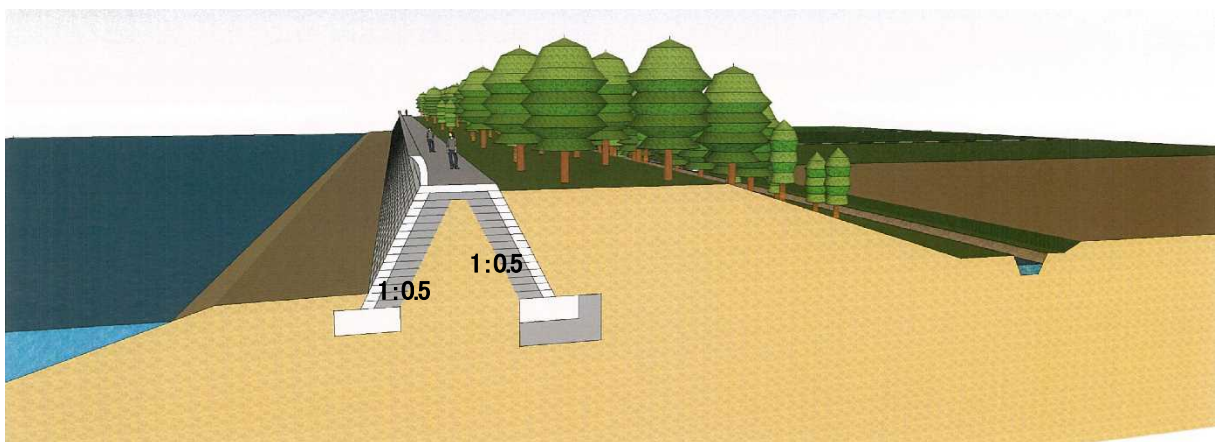
図 2.4-3 陸側を急勾配にしたジオテキブロック工法のイメージ図

3) 両側を急勾配にした建設イメージ

両側を急勾配にしたイメージ図を図 2.4-4 に示す。両側の法面を 1 : 0.5 の急勾配にすることにより、1 : 2.0 の法面の堤防に対して用地幅を半分程度削減できる（法面勾配 1 : 2.0 の 30%程度 の用地幅で施工可能）。削減した用地幅を活用して、防潮林等の設置も可能になる。



(1) 狭い用地に波返しを設置した海岸堤防を建設したイメージ図



(2) 海岸堤防の陸側に防潮林を設置したイメージ図

図 2.4-4 両側を急勾配にしたジオテキブロック工法のイメージ図

第3章 設計方針

3.1 本マニュアルにおける設計の基本的な考え方

ジオテキブロック工法による堤防の設計は、粘り強い工夫を施した堤防の構造に対し、以下に示す流れで照査・検証を行う。

- (1) ジオテキブロック工法による堤防の構造は、設計条件と構造細目により設定し、その構造を対象とした常時、設計地震時及び設計津波に対する照査を行い決定する。
- (2) (1) で決定された堤防の構造が、設計津波を超える津波に対して破壊しにくい「粘り強さ」を有していることを本マニュアルに示す計算式を用いて検証する。

東日本大震災の被害を踏まえた現在の基準^{※1}では、堤防の型式および天端幅、法勾配は設計津波を超える津波の作用に対して、当該堤防の損傷等を軽減する機能が確保されるよう定められている。

ジオテキブロック工法による堤防は、設計の対象を設計津波を超える津波に対して粘り強さを発揮させる工夫を堤防の設計に取り入れた (2.2 参照)。本マニュアルでは、①粘り強い工夫を施した堤防の構造の設定、②この堤防を対象とした常時、設計地震時^{※2}及び設計津波に対する安定性照査、③設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さの検証を行う。

※1：海岸保全施設の技術上の基準を定める省令（平成26年12月10日改正）

※2：設計地震時に対する堤防の安定性照査は、「漁港海岸事業設計の手引」（平成25年度版）により、以下に示す3種類の地震動に対して行う。

- ① : レベル1地震動
- ②-1 : レベル2地震動
- ②-2 : 設計津波を生じさせる地震動（レベル1地震動を超える強度の場合）

3.2 粘り強さの検証についての基本的な考え方

ジオテキブロック工法による堤防の粘り強さは、原則として、実験による検証は行わず、構造計算による検証のみを行う。

(1) 基本的な考え方

設計津波を超える津波に対する堤防の破壊形態や破壊のプロセスについて、現段階で予測する手法は確立されていない。そのため、東日本大震災における従来式堤防の被災原因の分析(2.1(2)参照)及び既往の実験結果に基づいて検証項目を設定し、構造計算による検証と実験による検証に分けて検証を行うこととする。

本マニュアルでは、想定する津波の入射条件と堤防の構造(特に、堤体の断面形状)が既往の実験条件と大きく逸脱しないこと^{*}を前提として、水理実験等で確認された内容をもって粘り強さを有するものと判断し、既往実験結果(参考資料1参照)の知見に基づき、構造細目(4.2.1参照)を設定し、堤防の構造の標準的な仕様を順守することとする(4.3参照)。なお、既往の実験条件に逸脱する場合は、改めて実験による検証を行う。

^{*}: 既往の実験条件に逸脱する場合は、堤防高が著しく高い、あるいは法面形状が複雑、既存堤防の一部に適用する場合等を指す。

(2) 検証項目について

粘り強さの検証項目は、本マニュアルに示す計算による検証項目(以下、「構造計算による検証項目」と称す)と「実験による検証項目」について解説する。

構造計算による検証項目(表3.2-1参照)は、津波による作用力に対して堤体及び堤体を構成する部材の安定性を検証対象とする(詳細は4.6.1~4.6.3参照)。これらの検証項目毎に堤防が耐え得る津波の高さを算出し、設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さを表す指標として、これらの津波の高さの最小値と堤体の高さとの差を求めた(4.6.4参照)。

実験による検証項目(表3.2-2参照)は、構造計算では検証できない破壊現象を対象とする。表3.2-2に実験による検証項目を示す。原則として、実験条件に逸脱しない限り、既往の実験結果を活用することとする。①~⑥のうち、研究段階として①~③の項目については、粘り強さが実験的に検証されている。④について、今後検証が必要な項目であるが、従来の盛土材に比べて固結力を確保することにより、大幅な耐浸食性が得られることが報告されており、現段階において、侵食作用を受ける領域にセメント改良処理、基礎地盤の改良等を施すことによって、一定程度の粘り強さを発揮するものと見なすこととした。⑤については、国総研による実大規模の越流実験が実施されており、天端直下に揚圧力として20kPa程度作用することが確認されている。この値を参考にして堤防の規模、基礎地盤の透水性に考慮する。具体的には空気・水連成解析による検証を行うことが望ましい。⑥については、実験による検証を行っておくことが望ましいが、確実な検証方法がないため、いくつかの粘り強い工法の性能比較などを通して、より確実性の高い工法を選定することとする。

ただし、表3.2-1と表3.2-2に示す検証項目も含めて、全ての現象についての検証が実施されていないわけではないため、今後は残された課題の調査研究や技術開発を行い、随時より適切な検証方法に充実する必要がある。それらの課題を3.4に整理した。

表 3.2-1 構造計算による検証項目※
(本マニュアルで示す計算式により検証する)

検証項目		粘り強い工夫	検証方法	備考
衝突 波力	衝突波力に対する安定性	2.2(1)(2)(3)(4) 三面一体化	衝突波力を静的な力と見なして、堤防の滑動・転倒・支持力の安定性や堤体と基礎地盤全体の円弧すべり破壊の安定性を検証する。 ⇒【4.6.1】に検証手法を示す。	衝突波力のうち、著しく強大な衝撃砕波力を想定する場合、静的な力として見なした安定計算では、安定性が確保できない。このため、このような波力に対しては、実験によって粘り強さを検証する。
越流	持続波力に対する安定性	2.2(1)(2)(3)(4) 三面一体化	堤防表面に作用する越流波圧と、基礎地盤に作用する揚圧力に対して、堤防の滑動・転倒・支持力の安定性や堤体と基礎地盤全体の円弧すべり破壊の安定性を検証する。 ⇒【4.6.2】に検証手法を示す。	堤防天端及び裏法面に作用する越流波圧は、堤体の滑動に対して安全側に働き、堤防底面に働く揚圧力は危険側に働くため、これらのバランスを確認する。
	基礎地盤からの揚圧力に対する滑動安定	2.2(1)(2)(3)(4) 三面一体化	簡易な推定式又は非定常浸透流解析により揚圧力を算定し、堤体の転倒・滑動安定性を検討する。 ⇒【4.6.1.2】に検証手法を示す。	揚圧力の推定式で安定性が得られない場合は、非定常浸透流解析に基づいた揚圧力で再検討する。また揚圧力の低減を図る必要がある場合は、遮水壁の設置などの対策を検討する。

※表中の検証項目毎に堤防が耐え得る津波の高さを算出し、設計津波を越える津波に対する堤防の粘り強さを表す指標として、これらの津波の高さの最小値と堤体の高さとの差を求めた(4.6.4参照)。

表 3.2-2 実験および解析による検証項目
(本マニュアルでは検証を省略する)

検証項目		粘り強い工夫	検証方法	備考
①衝突波力	衝撃砕波力に対する安定性	2.2(1) ジオテキブロック連結	段波津波のうち衝撃砕波力を考慮する場合、衝撃砕波力による堤防の破堤実験で検証する。 ⇒【参考資料 1 の 1.】に実験事例を示す。	構造計算では考慮しない著しく強大な衝撃砕波力を検討する場合に実施する。
	衝突波力に対する表法側の被覆ブロックの安定性	2.2(1)(2) ジオテキブロック連結、盛土へのアンカー	段波衝突によって表法側の被覆ブロックを散乱する力(揚圧力)が作用する。このため、段波津波による衝突実験で被覆ブロックの安定性を検証する。	非砕波、直前砕波、砕波後の段波を衝突させて被覆ブロックの安定性を確認する。
②越流	越流時における堤体の安定性	2.2(1)(2)(3)(4) 三面一体化	津波越流時の堤防の耐侵食実験により、堤防内部への浸透や被覆工の引き剥がれ、盛土材の吸い出しなどの複合的な破壊に対する粘り強さを検証する。 ⇒【参考資料 1 の 2.】に実験事例を示す。	越流水深と堤防の損傷の関係を調べ、堤防の限界状態を把握する。
	津波越流時の負担による引き剥がれれに対する安定性	2.2(1)(2)(3)(4) 三面一体化	堤防裏法面に小段を有する場合など、推定式が適用できない場合に越流水理実験を実施する。 ⇒【参考資料 1 の 2.】に実験事例を示す。	津波越流時に堤防表面に作用する揚力を計測するとともに、被覆工の引き剥がれれに対する安定性を検討する。
③洗掘	背後地盤の洗掘を受けた状態での堤防の粘り強さ	2.2(6) 法尻周辺の地盤改良	背後地盤の移動床実験により確認する。 ⇒【参考資料 1 の 3.】に実験事例を示す。	背後地盤の洗掘が進行した状態での堤防の粘り強さを検証する。
④侵食	堤防に用いるセメント改良土等の耐侵食性	2.2(3) 開口部を有さない被覆およびセメント改良土等の併用	開口部を有さない被覆工とセメント改良土等により盛土材への海水の浸入及び泥濘化の可能性を低減する効果を実験的に確認する。 ⇒現時点でその効果を検証していない。	今後、セメント改良土等に作用する力や水流を作用させた侵食実験を行い、盛土材の泥濘化の抑制効果を確認する。厚みや強度等の定量的な評価を行う必要がある。
	洗掘対策に用いる改良した地盤材料の耐侵食性	2.2(6) 背後地盤の改良	背後地盤の改良による洗掘防止効果を耐侵食実験により確認する。 ⇒現時点でその効果を検証していない。	裏法尻や背後地盤に高速の越流水が衝突する現象を実験的に再現し、改良範囲や材料の侵食抵抗を評価する必要がある。
⑤浸透	堤体内の揚圧力への抵抗	2.2(5) 天端コンクリート工及びセメント改良土等	堤内部の揚圧力(浮力)に対抗するため、天端コンクリート工とその下部セメント改良土等の自重によって抑え込む対策を行っている。その効果について浸水実験により確認する。 ⇒現時点でその効果を検証していない。	揚圧力の大きさは、堤防の規模や基礎地盤などの透水係数によって異なるため、水・空気二層の浸透解析により浮力を算定し、必要なカウンターウェイトを確認する必要がある。
	残留水田による全体安定及びバイピングへの抵抗	2.2(7) セメント改良土等の使用	非定常浸透流解析及びその結果を用いて、円弧すべり解析やバイピングの検討は実施可能である。 ⇒現時点でその効果を検証していない。	難透水性材料を使用しているため、堤防表面からの浸透量は少ないが、基礎地盤の透水性が高い場合、浸透量が多くなる可能性がある。外水位変動時における基礎地盤や堤防の透水性等の影響を踏まえて、堤防の安定性を確認する必要がある。
⑥地震力	レベル2地震の堤防損傷及び越流時の影響	2.2(8)他 三面一体化	三面一体化により、同一断面の従来式堤防に比べて耐震性が向上すると考えられるが、その後の津波に対する耐侵食性については、評価が困難である。 ⇒現時点でその効果を検証していない。	応力・変形解析及び震動実験による堤防の損傷程度の評価及び、越流実験による耐久性の検証が必要になるが、複雑な現象のため、評価が困難である。

※ 二重線以下は、実験による検証が未実施であることを示す

3.3 設計フロー

ジオテキブロック工法による堤防の設計においては、本マニュアルで定められた手順に従って照査・検証を行う。

本マニュアルにおける堤防の設計フローを図3.3-1に示す。粘り強い工夫を施すため、従来の堤防の設計フローに新たに項目を追加している。具体的には、設計津波を越える津波の作用を設定し、表3.2-1に示す項目を構造計算で検証することとした。

また、本工法では、ジオテキスタイルによる補強効果について、ジオテキスタイルの破断・引き抜き、補強領域の滑動・転倒・支持力の安定性照査を行うこととした。

以下、設計フローの手順に従い、概要を示す。

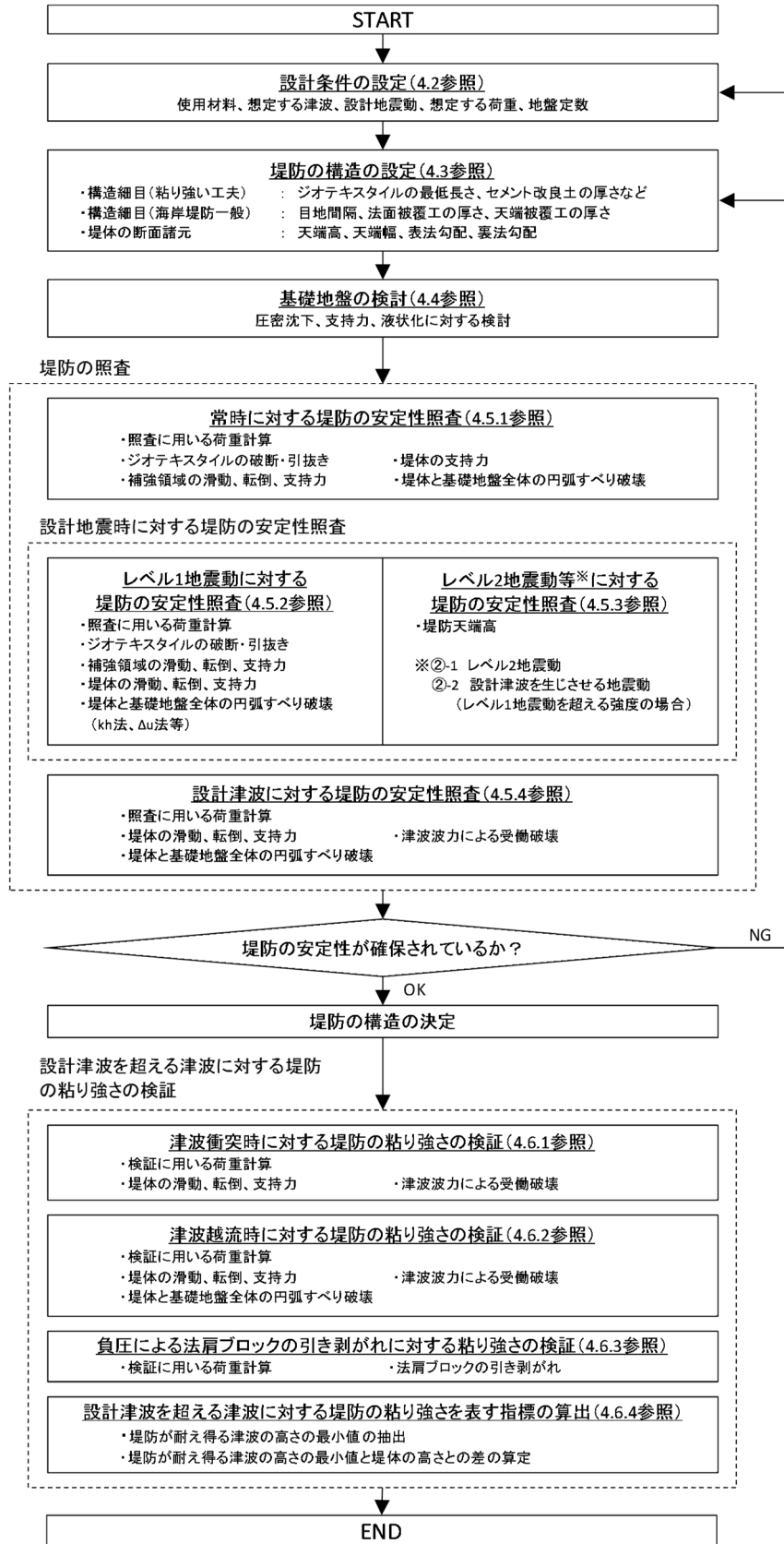


図 3.3-1 ジオテキブロック工法による粘り強い堤防の設計フロー
(赤字：従来基準による堤防の設計フローから追加した項目)

(1) 設計条件の設定

堤体の設計条件として、使用材料、想定する津波、設計地震動、想定する荷重及び地盤定数を設定する。

(2) 堤防の構造の設定

ジオテキブロック工法による堤防の構造は、粘り強さを確保するための工夫に関する仕様及び海岸堤防の一般的な仕様からなる「構造細目」(4.3.1 参照)、(1)により「堤体の断面諸元」(4.3.2 参照)を設定する。

(3) 基礎地盤の検討

基礎地盤については、圧密沈下計算、支持力計算や液状化判定を行い、対策の可否を判断する。基礎地盤の軟弱地盤対策(液状化対策等)は、(1)の設計条件、(5-1)や(5-2)の照査結果を考慮して、その可否について検討する。

(4) 常時に対する堤防の安定性照査

常時の作用に対する堤体・補強領域(ジオテキブロックを含む)の安定性を照査する。照査基準を満たさない場合は、堤体の断面形状等を見直して再照査する。

(5) 設計地震時に対する堤防の安定性照査

(5-1) レベル1地震動に対する堤防の安定性照査

レベル1地震動の作用に対する堤体・補強領域(ジオテキブロックを含む)の安定性を照査する。照査基準を満たさない場合は、堤体の断面形状等を見直して再照査する。

上記の照査のうち、基礎地盤を含む円弧すべり破壊に対する照査では、地震時慣性力を考慮した円弧すべり計算(kh法)を行う。なお、(3)の検討の結果、基礎地盤の液状化発生を許容する場合には、液状化の影響を考慮できる手法(Δu 法)で行う。

(5-2) レベル2地震動等に対する堤防の安定性照査

レベル2地震動及び設計津波を生じさせる地震動(レベル1地震動を超える強度の場合)に対して、堤防の変形解析を行い、地震後の堤防天端高が設計津波高さ以上であることを確認する。

(6) 設計津波に対する堤防の安定性照査

発生頻度の高い設計津波を対象として、堤防の安定性を照査する。設計津波の作用は、図3.3-2に示すように、表法面に作用する津波波力と堤体底面に作用する揚圧力からなる荷重を考慮し、この作用力に対する各種の安定性を照査する。

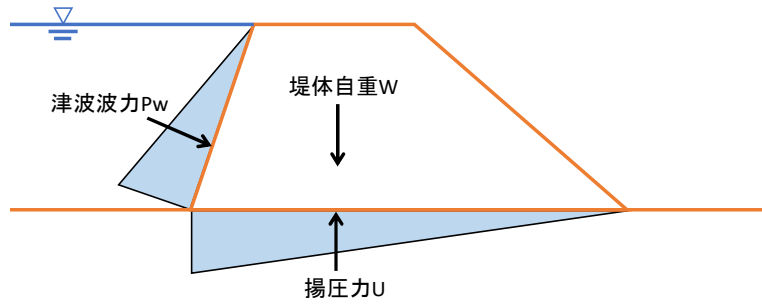


図 3. 3-2 設計津波の作用で考慮する荷重

(7) 設計津波を超える津波に対する粘り強さの検証

設計の対象とする堤防が粘り強さを検証した実験条件に逸脱しない場合、(6)までの照査を満足した堤防の構造を対象に、設計津波を超える津波に対する粘り強さについて堤体に作用する荷重を想定し、これらの想定荷重をもとに構造計算により検証する (表 3. 2-1 参照)。設計津波を超える津波とは、発生頻度の高い津波～最大クラスの津波の間にある津波のことである。

設計津波を超える津波の作用は、以下に示す津波衝突時と津波越流時の2段階を設定した。各段階の荷重を図 3. 3-3～図 3. 3-5 に示す。

- ① 津波衝突時 : 衝突波力
- ② 津波越流時 : 裏法肩付近に作用する負圧、持続波力、堤体天端に作用する水圧、裏法面に作用する水圧、堤体底面に作用する揚圧力

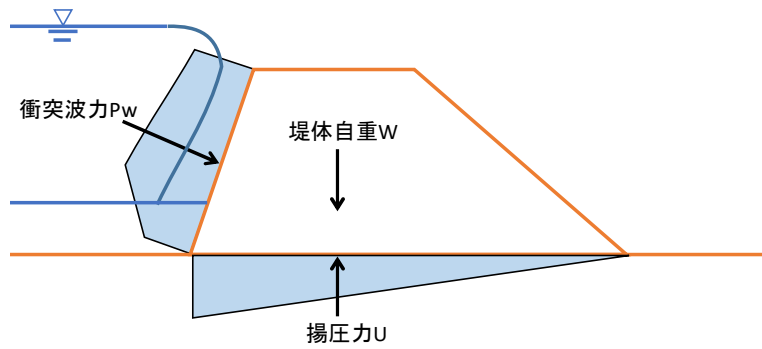


図 3.3-3 設計津波を超える津波作用時における
堤体の安定性を考慮する場合の荷重（津波衝突時）

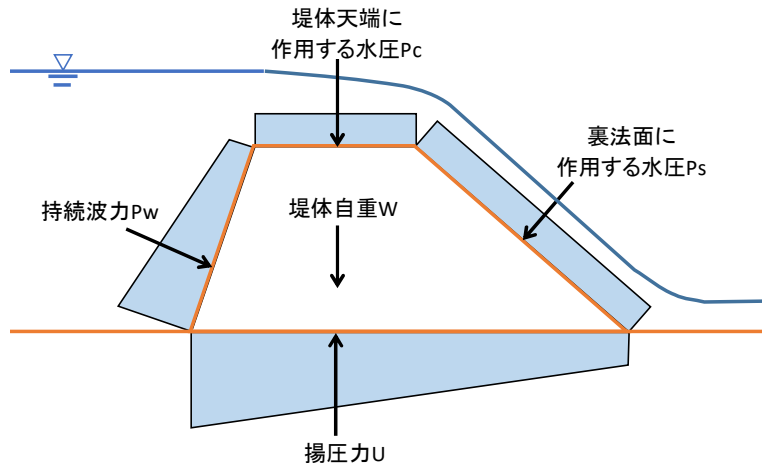


図 3.3-4 設計津波を超える津波作用時における
堤体の安定性を考慮する場合の荷重（津波越流時）

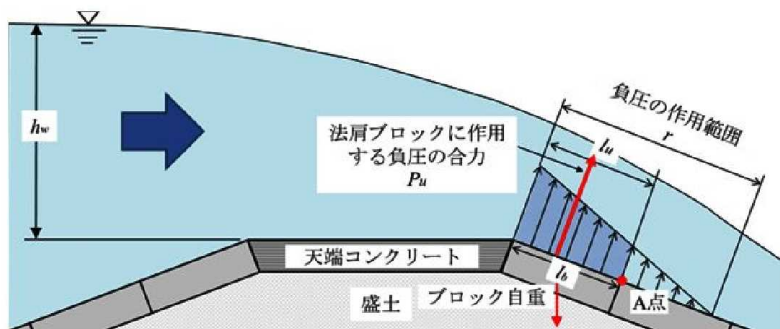


図 3.3-5 設計津波を超える津波作用時における
法肩ブロックの安定性を考慮する場合の荷重（津波越流時）

3.4 実験による検証を充実する方向性

本マニュアルは、設計津波を超える津波に対して粘り強い効果を発揮するため、様々な工夫を凝らしたジオテキブロック工法の設計方法を解説することをねらいとしている。

ただし、これらの工夫は現時点で得られている知見に基づくものであり（3.1、3.2参照）、今後は、下記の方向性で行われた調査研究や技術開発の成果を本マニュアルに反映させていく必要がある。

- (1) レベル2 地震時の堤防損傷及びその影響の検討
- (2) 衝突破波力に対する粘り強さ
- (3) 揚力に対する裏法被覆工の引き剥がれの検討
- (4) 吸出しの検討
- (5) 揚圧力による堤防の不安定化に対する粘り強さ
- (6) 天端被覆工下部のセメント改良土等の厚さ
- (7) 堤防背後の地盤改良幅の検討
- (8) 背後地盤の洗掘に対する粘り強さ
- (9) 残留水圧の影響の検討

上記の実験等による検証を充実する方向性について、以下に詳述する。

(1) レベル2 地震時の堤防損傷及びその影響の検討

レベル2 地震動に対して堤防の損傷をまったく生じなくすることは現実的に困難であり、津波に先行するレベル2 地震動によって堤防に損傷が生じると、その後の津波に対して、そこが弱部となる可能性がある。このため、技術の方向性としては、多少の損傷が生じて耐侵食性が著しく損なわれない構造を目指す必要がある。

一方、このような複雑な現象に対して粘り強さを確保するためには、計算による方法では検証が困難であり、またすべての破壊形態を実験で検証することも限界がある。このため、いくつかの対照実験により地震や津波に対して粘り強さを向上させる工夫について検討を行うことや、高度な数値解析手法による粘り強い工夫について検証を重ねていく必要がある。

(2) 衝突破波力に対する粘り強さ

砕波域にある海岸堤防には、強大な衝撃破波力が作用することがある。このような衝撃破波力を静的な力と見なして堤防の力学的安定性を検討すると、設計上の安全率を確保できない場合がある。一方、強大な衝撃破波力は作用時間が極めて短く、力積としては極めて小さい。このため、堤防には何らかの損傷が生じるが、一度の衝突破波力で堤防が完全に破壊する可能性は低い。

このような衝撃破波力による堤防への安定性を考慮するためには、波のエネルギーを考慮し、そのエネルギーによって堤防にどのような損傷が生じるかを評価する方法が必要になる。その方法は、未だ確立されていないが、砕波条件の異なる段波津波の繰り返しによる衝突実験によって堤防に蓄積する損傷と粘り強さの関係を確認する必要がある。

(3) 揚力に対する裏法被覆工の引き剥がれの検討

堤防を乗り越えた津波が裏法肩を流下する際に、越流水の遠心力の働きによって、裏法肩付近に揚力が発生する。越流水深が深くなるにつれて、揚力が発達し、やがて負圧が生じる。負圧は、被覆工を引き剥がす力として作用し、やがて被覆工自体の自重では耐えられなくなると、引き剥がされる。このため、越流水深に応じて負圧の発生範囲とその大きさを定式化し、各種の引き剥がれ対策を検証する方法が有効である。定式化に当たっては、堤防の天端幅、勾配などの形状条件に応じて推理だけでなく流体解析に基づいて検討を行う必要がある。

(4) 吸出しの検討

堤防表面から堤防内部に海水が浸透すると泥濘化し、有効応力を喪失して吸出される。これらの脆弱性を改善するには、土粒子間の固結力を確保し、難透水性の盛土材料を用いることが有効であり、定量的に評価する手法が必要である。ジオテキブロック工法では、目安として一軸圧縮強度 500kN/m^2 程度、という推計数については $5.0 \times 10^{-6}\text{m/s}$ 程度と定めているが定量的評価を行うためには、吸出し防止に必要な盛土の強度、透水係数や層厚について実験等によって評価する必要がある。

(5) 揚圧力による堤防の不安定化に対する粘り強さ

津波によって基礎地盤に海水が浸透すると、揚圧力が堤防底面に作用し、堤防の上向き方向に力が作用する。このため、堤防の滑動抵抗力や転倒に対する抵抗力の低下を招く。作用する揚圧力の大きさや分布は津波水位の時間的変動、基礎地盤の透水性等によって影響を受けるため、現場条件に応じた検討が必要となる。

(6) 天端被覆工下部のセメント改良土等の厚さ

津波によって急激に外水位が上昇すると、基礎地盤から浸透した海水によって、堤防内部の間隙圧が上昇し、堤防内部に揚圧力が作用する。堤防の透気性が高い場合は、間隙空気が排気されて減圧されるが、ジオテキブロック工法では堤体表面をセメント改良土等で覆っているため、堤体内部の間隙圧（浮力）が抜けにくい構造となっている。このため、堤防内部に発生する間隙圧（浮力）を、天端被覆工とその下部セメント改良土等の自重によって間隙圧上昇による不安定化に抵抗することとしている。浮力の大きさは、堤防の規模に加えて、盛土や基礎地盤の透水係数、津波の継続時間に関連する。これらを考慮して水・空気の二相の浸透解析により浮力の大きさを算定する必要がある。

(7) 堤防背後の地盤改良幅の検討

堤防を乗り越えた越流水は、重力によって加速され、堤防背後の地盤に衝突する。このため、地盤の洗掘を生じにくくしたり、洗掘が生じても堤防の不安定化が生じたりしないような対策が必要である。洗掘力が及ぶ範囲は、越流の規模、堤防裏法面の勾配や比高（堤防高さと同後地盤の高さの差）によって異なり、これらは、固定床実験や流体解析によって評価する必要がある。一方、侵食力に対する材料の耐久性や洗掘の速度、洗掘に伴う堤防の不安定化については、洗掘実験（移動床実験）によって確認し、地盤改良の対策範囲（幅や厚さ）や強度等について検討することが必要である。

(8) 背後地盤の洗掘に対する粘り強さ

地盤改良部の深さよりも洗掘が進むと、基礎工が変位して、被覆工が不安定化する状況に発展する。このような崩壊の進展を鈍くするため、基礎工やブロックをジオテキスタイルで引っ張り補強したり、互いに連結したりすることで、急激な不安定化の抑制を図っている。このような工夫の効果を確認するには、背後地盤まで洗掘を受けた終局状態での粘り強さを検証する必要がある。洗掘深さと基礎工の力学的安定性や地盤洗掘を対象とした移動床実験を通じて、各種の対策による粘り強さを確認する必要がある。

(9) 残留水圧の影響の検討

津波による外水位の変動に伴い堤防内部の浸透圧が変化する。高水位が継続した後、引き波によって外水位が低下した場合、堤防内部の残留水圧によって、堤体のすべりやパイピングが引き起こされる。このような不安定化現象は、非定常浸透流解析及び、その結果を用いたすべり解析やパイピングの検討で判断できる。ただし、このような外水位変動に伴う堤防の不安定化現象に関して、実験等の蓄積が十分とは言えない。このため、実験等を通じて基礎的な検討を積み重ねていく必要がある。なお、この検討には、津波による外水位の変動を設計条件として与える必要がある。このため、津波による浸水解析等を実施して適切な外水位を設定する必要がある。

第4章 設計

4.1 基本方針

粘り強い効果を発揮させるための各種の工夫や意義を十分に理解した上で、堤防の構造を設計することを基本とする。

- (1) ジオテキブロック工法による堤防構造は、粘り強い効果を発揮させるため、2.2 で示す各種の工夫を施したものとする。
- (2) (1) で設定された堤防構造が、常時、設計地震動及び設計津波に対して要求性能を満足することを照査する。
- (3) (2) で照査基準を満たした堤防構造を対象に、設計津波を超える津波に対して「粘り強さ」を有していることを検証する。

粘り強い効果を発揮させるための各種の工夫（2.2 参照）を施した堤防構造について、図 3.3-1 の設計フローにしたがって設計を行う。

4.2 設計条件の設定

4.2.1 使用材料

ジオテキブロック工法による堤防に使用する材料は要求性能を達成するために必要な品質を有するものでなければならない。

ジオテキブロック工法による堤防で使用する下記の材料は、例えば、発注機関が示す基準、または「第5章 施工」と「第6章 製造と品質管理」を参照する。なお、設計に用いる材料定数は、5.4、5.5、6.3.1、6.4.1や6.5.2を参照して設定するものとする。

- (1) 盛土材
- (2) セメント
- (3) ジオテキスタイル
- (4) コンクリート
- (5) 鋼材
- (6) ジオテキブロック

4.2.2 想定する津波

ジオテキブロック工法による堤防の照査や粘り強さの検証では、「発生頻度の高い津波」や「最大クラスの津波」の二つの津波を考慮し、それぞれ「設計津波」と「設計津波を超える津波」を設定する。

(1) 設計外力とする津波について

本マニュアルでは、「海岸保全施設の技術上の基準についての一部改正について（平成27年2月2日）」と「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成25年9月）」を参照して、以下に示す「設計外力」と「設計津波を超える津波」を想定する。

- ・設計津波 = 発生頻度の高い津波
→設計津波時の荷重は“設計外力”として取り扱う。

- ・設計津波を超える津波 = 発生頻度の高い津波～最大クラスの津波の間にある津波
→設計津波を超える津波時の荷重は“超過外力”として取り扱う。

(2) 「発生頻度の高い津波」と「最大クラスの津波」の設定方法

対象地点での「発生頻度の高い津波」と「最大クラスの津波」における津波高は、公開資料等から設定する。なお、津波高が入手できない場合には、以下に示す基準やガイドラインなどに従って作成する。

- ・海岸保全施設の技術上の基準・同解説（平成16年6月）
- ・漁港・漁場の施設の設計参考図書（平成27年7月）
- ・港湾における防潮堤（胸壁）の耐津波設計ガイドライン（平成25年11月）
- ・防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成25年9月）
- ・設計津波の水位の設定方法等について（平成23年7月8日）

4.2.3 設計地震動

設計地震時に対する堤防の安定性照査では、下記の設計地震動を考慮する。

- (1) レベル1 地震動
- (2) レベル2 地震動
- (3) 設計津波を生じさせる地震動（レベル1 地震動を超える強度の場合）

(1) レベル1 地震動

レベル1 地震動に対する安定性照査は、震度法を用いる。使用する設計水平震度は、表 4.2.3-1 および表 4.2.3-2~4、に示す主な基準の設計水平震度を参照して設定する。なお、表 4.2.3-2~4 を用いる場合、式 (4.2.3-1) によって設計水平震度を求める。この際に地盤種別は式 (4.2.3-2) によって地盤の物性値を求め、表 4.2.3-4 から設定する。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} \quad (4.2.3-1)$$

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

c_z ：地域別補正係数

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (4.2.3-2)$$

ここに、 T_G ：地盤の物性値 (s)

i ：当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分されるときに地表面から i 番目の地層の番号

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)

表 4.2.3-1 設計水平震度の例(1)
(漁港海岸事業設計の手引(平成25年度版)p.41)

適用地域	北海道(根室, 釧路, 十勝, 日高), 関東(千葉県, 東京都の八丈島及び小笠原諸島を除く地域, 神奈川県), 中部(福井県, 静岡県, 愛知県), 近畿(三重県, 滋賀県, 大阪府, 兵庫県, 和歌山県)	東北(青森県の尻屋崎以南の太平洋岸, 岩手県, 宮城県, 福島県), 関東(茨城県), 近畿(京都府), 四国(徳島県, 高知県)	北海道(胆振, 渡島, 檜山), 東北(青森県の尻屋崎以南の太平洋岸を除く地域, 秋田県, 山形県), 中部(新潟県, 富山県, 石川県), 中国(鳥取県, 広島県), 四国(愛媛県), 九州(熊本県, 大分県, 宮崎県, 鹿児島県の奄美諸島)	北海道(網走, 後志, 石狩, 空知, 留萌), 中国(島根県, 岡山県), 四国(香川県), 九州(佐賀県, 長崎県の五島列島, 壱岐及び対馬を除く地域, 鹿児島県の奄美諸島を除く地域, 沖縄県の大東諸島を除く地域)	北海道(宗谷), 関東(東京都の八丈島及び小笠原諸島), 中国(山口県), 九州(福岡県, 長崎県の五島列島, 壱岐及び対馬, 沖縄県の大東諸島)
構造物の区分					
水門	0.18(0.22)	0.16(0.19)	0.14(0.17)	0.13(0.16)	0.10(0.12)
樋門・樋管・陸こう	0.15(0.20)	0.13(0.16)	0.12(0.14)	0.11(0.13)	0.08(0.10)
胸壁	0.18(0.22)	0.16(0.19)	0.14(0.17)	0.13(0.16)	0.10(0.12)
護岸・堤防					
親水性護岸	0.18(0.22)	0.16(0.19)	0.14(0.17)	0.13(0.16)	0.10(0.12)
緩傾斜護岸	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)
その他護岸	0.15(0.20)	0.13(0.16)	0.12(0.14)	0.11(0.13)	0.08(0.10)
基盤の最大加速度 (Gal)	350	250	200	150	100

注 1) 第四紀層(沖積層, 洪積層)の厚さが、下記のいずれかの場合のときは()書きの震度を用いる。

- ① 一般の砂及び粘土地盤の厚さが25m以上の場合
- ② 軟弱地盤の厚さが5m以上の場合

ここでいう軟弱地盤とは、N値が4以下の砂地盤、または q_u (一軸圧縮強さ)が 20kN/m^2 以下の粘土地盤であり通常いわれている軟弱地盤の概念とは若干異なる。

2) 護岸・堤防と隣接する突堤等(取付部)については、隣接する護岸・堤防の設計震度を考慮すること。

表 4.2.3-2 設計水平震度の標準値

(ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版(平成25年12月)p.108)

	地盤種別		
	I種	II種	III種
レベル1地震動	0.08	0.10	0.12

注2)

表 4.2.3-3 地域別補正係数
(道路土工要綱 (平成 21 年度版)、平成 21 年 6 月、p. 352)

資表 1-5 地域別補正係数の地域区

地域区分	地域別補正係数 C_d	対 象 地 域	
A	1.0	(一)	(二)から(四)までに掲げる地方以外の地方
B	0.85	(二)	北海道のうち札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美唄市、芦別市、江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、札幌郡、石狩郡、厚田郡、浜益郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅部郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、久遠郡、奥尻郡、瀬棚郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡(上川支庁)、のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町、勇払郡、網走郡、斜里郡、登呂郡、有珠郡、白老郡 青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、東津軽郡、西津軽郡、中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡 秋田県、山形県 福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、北会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白川郡 新潟県 富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡 石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳至郡、珠洲郡 鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡 島根県、岡山県、広島県 徳島県のうち美馬郡、三好郡 香川県のうち高松市、丸亀市、坂出市、善通寺市、観音寺市、小豆郡、香川郡、綾歌郡、仲多度郡、三豊郡 愛媛県、高知県 熊本県 ((三)に掲げる市及び郡を除く。) 大分県 ((三)に掲げる市及び郡を除く。) 宮崎県
C	0.7	(三)	北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡(上川支庁)のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町及び下川町、中川郡(上川支庁)、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡 山口県、福岡県、佐賀県、長崎県 熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、飽託郡、宇土郡、玉名郡、鹿本郡、葦北郡、天草郡 大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、西国東郡、東国東郡、速見郡、下毛郡、宇佐郡 鹿児島県
		(四)	沖縄県

表 4.2.3-4 地盤種別と地盤の物性値の関係
(道路土工要綱 (平成 21 年度版)、平成 21 年 6 月、p. 353)

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	$0.6 \leq T_G$

(2) レベル2地震動

本マニュアルにおけるレベル2地震とは、発生頻度が低いプレート境界に生じる海洋性の大規模な地震及び発生頻度が極めて低い内陸直下型地震を示す。この地震によって当該地点に生じる地震動をレベル2地震動と呼ぶ。

レベル2地震動の照査では、対象地点のサイト波を用いる。その波形は公開資料より入手することとし、発注者との協議の上で設定する。なお、地震波形が入手できない場合には、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説（平成16年6月）」p.2-112～2-113などに従って作成する。

(3) 設計津波を生じさせる地震動（レベル1地震動を超える強度の場合）

設計津波を生じさせる地震動（レベル1地震動を超える強度の場合）の照査では、レベル2地震動の場合と同様、対象地点のサイト波を用いる。その波形は公開資料より入手することとし、発注者との協議の上で設定する。なお、地震波形が入手できない場合には、以下に示すガイドラインなどに従って作成する。

- ・ 港湾における防潮堤（胸壁）の耐津波設計ガイドライン（平成25年11月） p.12
- ・ 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成25年9月） p.14

4.2.4 想定する荷重

- (1) ジオテキブロック工法による堤防の設計にあたっては、下記の設計荷重を考慮する。
- ・設計外力
 - ① 自重
 - ② 上載荷重
 - ③ 土圧
 - ④ 地震時の荷重
 - ⑤ 設計津波時の荷重
 - ⑥ 雪荷重
 - ・超過外力
 - ⑦ 設計津波を超える津波時の荷重
- (2) 設計荷重は、照査に最も厳しい方法で作用させる。
- (3) 設計荷重のうち、同時に作用する可能性が高い荷重は、最も厳しい荷重の組み合わせで設定する。

設計荷重は、当該堤防の設置地点の諸条件などによって適宜選定する。したがって、必ずしも全部を採用する必要はない。また、同時に作用する可能性が高い荷重は、当該堤防に最も厳しい組み合わせで設定しなければならない。

(1) 設計外力

① 自重

自重は、堤防を構成する材料の単位体積重量により算定する。

堤防の構成する盛土材料、セメント改良土等、被覆工、天端工、付属設備の重量の総和とする。補強材（ジオテキスタイル）の重量は他の材料に比べて極めて小さいため、その重量は無視してもよい。

② 上載荷重

堤防の天端に道路等を設ける場合には、自動車等の車両による上載荷重を考慮する。

上載荷重は、ジオテキブロック工法による堤防に最も不利となるように載荷する。

③ 土圧

土圧は、盛土材料の特性や地震力等を考慮して適切な算定式により設定する。

土圧の算定方法は、「道路土工 擁壁工指針」p.53～54の「第4章4.2.4 土圧」や「漁港・漁場の施設的设计参考図書」p.146～157の「第I部第2編第10章 土圧および水圧」などを参照する。

④ 地震時の荷重

地震時の荷重としては、地震時慣性力を考慮する。

⑤ 設計津波の荷重

設計津波の荷重は、設計津波高から波力の推定式で算定した荷重を用いる。

⑥ 雪荷重

積雪地域においては、堤防の設置地点や管理状況に応じて雪荷重を適切に設定する。

雪荷重については、例えば、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改

訂版（平成25年12月）」p.218に基づいて設定する。

(2) 超過外力

⑦設計津波を超える津波の荷重

設計津波を超える津波の荷重は、持続波力、堤体天端に作用する波力、裏法面に作用する波力、揚圧力の組み合わせであり、設計津波を超える津波高さを設定し波力の推定式で算定した値を用いる。

4.2.5 地盤定数

ジオテキブロック工法による堤体の設計に用いる地盤定数は、室内土質試験結果や第1章1.5の参考基準を参照して設定する。

盛土材料や基礎地盤などの地盤定数は、以下の文献を参照して設定する。ここで地盤定数は、補強領域の底面と基礎地盤との粘着力および摩擦係数、基礎地盤の極限支持力、堤体および基礎地盤の粘着力およびせん断抵抗角を指す。

- ・「道路土工—擁壁工指針」 p.63～70 の「4-3 土の設計諸定数」
- ・「漁港・漁場の施設の設計参考図書」 p.130～145 の「第I部第1編第9章 土の性質」

4.3 堤防の構造

ジオテキブロック工法による堤防の構造は、堤防構造としての粘り強い効果が発揮されるよう、各種の工夫を施したものとする。また、一般的な海岸堤防として機能が発揮できるよう、天端高、天端幅、法勾配及び法線を定める。

本マニュアルでは、ジオテキブロック工法による堤防構造が粘り強い効果を発揮されるよう、これまでの研究で得られた知見に基づいた標準仕様を設定する。その仕様を図4.3-1および表4.3-1に示す。図中の各種の工夫の具体的な仕様は、該当する項目を参照して決定する。

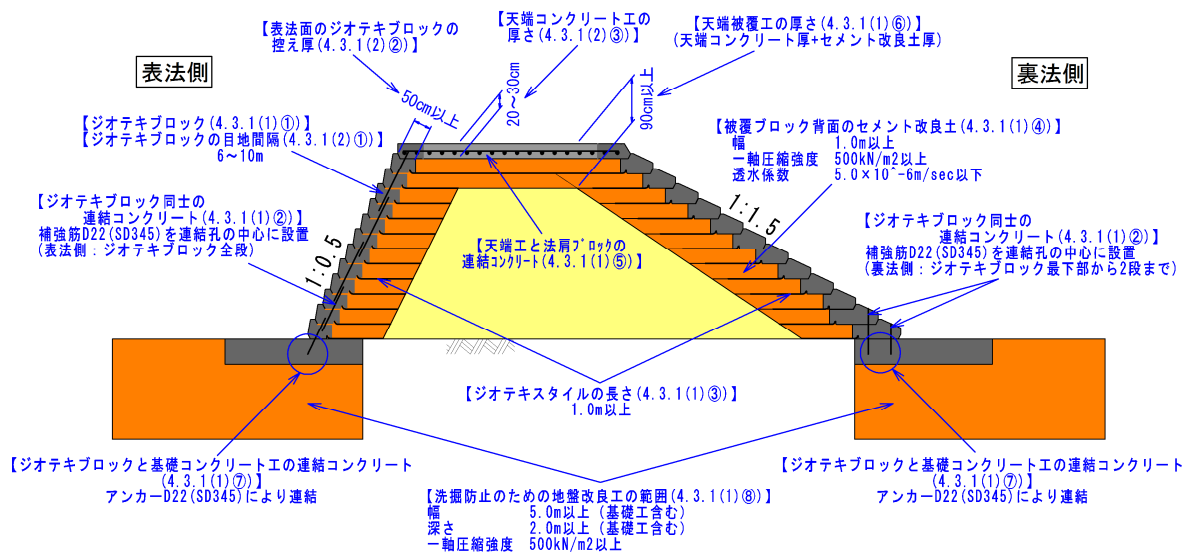


図 4.3-1 ジオテキブロック工法による堤防の断面構造の標準仕様（青字部分）

表 4.3-1 ジオテキブロック工法の種別ごとの参照する項

種別	区分	参照する項
ジオテキブロック	高さ	4.3.1(1)①
	目地間隔	4.3.1(2)①
	ジオテキブロック同士の 連結コンクリート	4.3.1(1)②
	ジオテキブロックと基礎工の 連結コンクリート	4.3.1(1)⑦
	天端コンクリートとジオテキブロックの 連結コンクリート	4.3.1(1)⑤
	ジオグリッドの長さ	4.3.1(1)③
天端工	コンクリートの厚さ	4.3.1(2)③
	コンクリート+セメント改良土等の厚さ	4.3.1(1)⑥
セメント改良土等	要求性能	4.3.1(1)④
洗堀防止工	改良寸法	4.3.1(1)⑧

4.3.1 構造細目

ジオテキブロック工法による堤防の構造細目は、堤体の粘り強さを確保するための工夫に関する標準仕様及び海岸堤防の一般的な仕様からなる。

ジオテキブロック工法による粘り強い堤防構造（図 4.3-1 参照）を構築するに当たって、標準仕様で規定する構造細目を設定する。なお、一般的な仕様は、海岸堤防の一般的な事項を参考にして設定した（1.5 参照）。

(1) 粘り強さを向上させるための標準的な仕様

① ジオテキブロック

ジオテキブロックは、粘り強い堤防構造に使用する。十分な引き抜け強度を確保するため、プレキャスト製コンクリートブロックにジオテキスタイルをあらかじめ埋め込んだ構造とする。また、ブロックに引き剥がす力が作用する際に、ジオテキスタイルにせん断力が働かないように、ジオテキスタイルの取り出し口を曲線形状にする。

② ジオテキブロック同士の連結コンクリート

表法側は全段のジオテキブロック、裏法側は最下段から 2 段目までのジオテキブロックを鉄筋コンクリートで連結する。

表法側は GJ 型または SJ 型ブロックを用い、側部に設けた連結孔を鉄筋コンクリートで連結した構造とする。補強筋は連結孔の中心に設置する。鉄筋は D22 (SD345) 程度とするが、施工場所の環境に応じて適切に設定するものとする。

③ ジオテキスタイルの最低敷設長さ

ジオテキスタイルの最低敷設長さは、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版（平成 25 年 12 月）」 p.119 に準じて、1.0m とする。

④ 被覆ブロック背面のセメント改良土等

被覆ブロック背面のセメント改良土等の最低幅は 1.0m とする。セメント改良土等の強度は、一軸圧縮強度で 500kN/m² 以上、難透水性材料として透水係数 5.0×10^{-6} m/s 以下を目安とする。

ただし、透水係数に関しては、非定常浸透流解析によって津波が浸透した状態において、所定の安全性が確保できる場合は、その結果に基づいて透水係数を定めてもよい。

⑤ 天端コンクリート工と法肩ブロックの連結コンクリート

表法側と裏法側のジオテキブロックと堤防の天端コンクリート工を連結するコンクリートは、現場打設によって構築する。

⑥ 天端被覆工の厚さ

天端被覆工（天端コンクリート工、セメント改良土工）の厚さは、現場打ちコンクリートとセメン

ト改良土等を足し合わせた 90cm 程度以上とする。

⑦ ブロックと基礎コンクリート工の連結コンクリート

ジオテキブロックと基礎コンクリート工の一体化を図るため、基礎コンクリート工にアンカーを埋め込むものとする。アンカーは、D22 (SD345) 程度とするが、施工場所の環境に応じて適切に設定するものとする。

⑧ 洗掘防止工

洗掘防止のため、法尻付近の基礎地盤をセメントで固化改良した構造とする。津波の押し波と引き波を考慮し、表法尻、裏法尻の双方に設ける。改良範囲は、法面勾配が 2 割勾配である場合における小規模実験と大規模実験の結果 (参考資料 1 参照) より、法尻工も含めた幅 5.0m 以上、深さ 2.0m 以上とする。改良強度は、一軸圧縮強度で 500kN/m^2 以上とする。

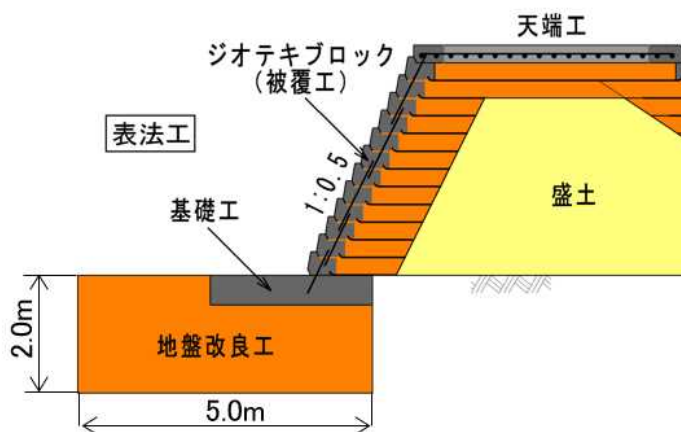


図 4.3.1-1 洗掘防止工の改良範囲 (拡大) の例

(2) 海岸堤防の一般的な仕様

① ジオテキブロックの目地間隔¹⁾

堤防断面方向に設ける伸縮目地は、連結コンクリートの温度収縮による亀裂を防止するため、海岸堤防の過去の実績にならい、6~10m 毎に設ける。

② 表法面のジオテキブロックの控え厚²⁾

現行の設計基準では、単位面積当たりの重量から控え厚 50cm が参考値と示されており、この値を採用する。

③ 天端被覆工³⁾

天端被覆工の厚さは 20~30cm 程度とし、ひび割れ防止用の鉄筋 (例えば、D13@200×200、SR295A) を配置する。

4.3.2 堤体の断面諸元

堤体の断面諸元については、津波に対する防護機能が発揮されるよう、天端高、天端幅及び法勾配を設定する。

(1) 天端高⁴⁾

天端高は、一般的に、高潮や設計津波による海水の侵入を防ぐとともに、波の打ち上げや越波を防ぐために十分な高さとして決定される。本マニュアルで対象とする堤防の天端高は、**図4.3.2-1**や下式に示す設計津波の水位により設定する。

$$\text{天端高（地震後）} = \text{設計津波の水位（堤防でのせり上がりを考慮した津波高さ）}$$

なお、設計津波を超える津波に対しては、越流に対して粘り強い構造とすることで対処する。

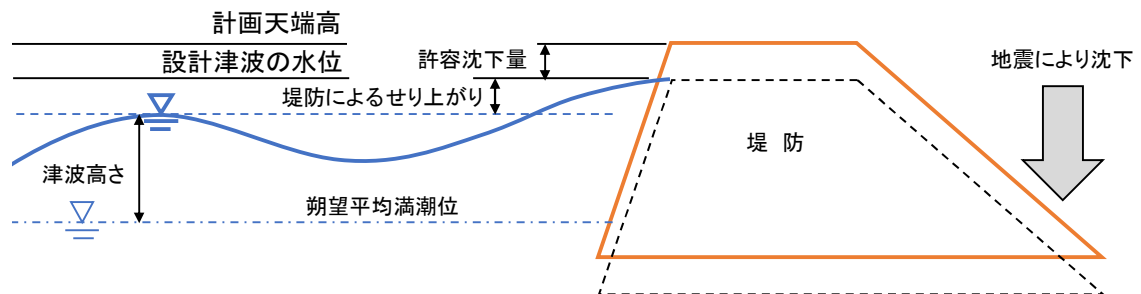


図4.3.2-1 本マニュアルにおける堤防の天端高⁸⁾

(2) 天端幅⁵⁾

天端幅は、堤体が津波波力に抵抗し、越波による天端水平面の越流に抵抗できる幅とすることが必要である。また、堤防天端は、管理、水防及び工事用道路を兼ねる場合が一般的であるため、車両の荷重及び幅に応じた所要幅を確保する。さらに、取付道路、斜路ならびに車両のすれ違いなどに必要な場所も考慮する必要がある。

(3) 表法面勾配⁶⁾

表法面勾配は、一般的に、堤体の安全性、水理条件、海浜の利用状況、土質や地形条件等を考慮して決定される（第6章参照）。

(4) 裏法面勾配⁷⁾

裏法面勾配は、一般的に、堤体の安全性等を考慮して決定される。

【4.3 参考文献】

- 1) 海岸保全施設技術研究会編：海岸保全施設の技術上の基準・同解説， pp.3-35， 2004.
- 2) 文献 1) 参照， p.3-36.
- 3) 文献 1) 参照， pp.3-43.
- 4) 文献 1) 参照， pp.3-27～3-29.
- 5) 文献 1) 参照， p.3-30.
- 6) 文献 1) 参照， pp.3-29～3-30.
- 7) 文献 1) 参照， pp.3-30～3-31.
- 8) 公益社団法人 全国漁港漁場協会：漁港海岸事業設計の手引 平成 25 年度版， pp.39-40， 2013.

4.4 基礎地盤の検討

ジオテキスタイル工法による堤防の基礎地盤は、支持力、沈下、すべり、地震時の液状化及び津波来襲時の揚圧力等に対して、所定の安全性が確保できるよう適切な対策を講じる。

(1) 基礎地盤の支持力、沈下

基礎地盤の支持力不足や圧密の進行により堤体に変形や沈下が発生した場合、堤防高の不足及び堤体本体や構成部材の損傷が生じ、津波に対する防護機能や粘り強さが損なわれることが懸念される。このため、以下の文献を参照に、これらの影響を事前に評価し、適切な対策を講じることとする。

1) 支持力や沈下に係わる安定性評価

①支持力計算

- ・「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版」p.259～262 の 「6-3-3 3) 支持に対する安定性の検討」
- ・「漁港・漁場の施設の設計参考図書」 p.236～253 の 「第 I 部第 4 編第 2 章 平面基礎の支持力」

②圧密沈下計算

- ・「道路土工－軟弱地盤対策工指針」 p.177～361 の 「第 6 章 軟弱地盤対策工の設計・施工」
- ・「漁港・漁場の施設の設計参考図書」 p.284～286 の 「第 I 部第 4 編第 4 章 4.6 圧密沈下」

2) 支持力や沈下への対策

- ・「道路土工－軟弱地盤対策工指針」 p.177～361 の 「第 6 章 軟弱地盤対策工の設計・施工」
- ・「漁港・漁場の施設の設計参考図書」 p.297～347 の 「第 I 部第 4 編第 6 章 軟弱地盤対策工法」

(2) 基礎地盤のすべり

堤体の自重等の想定される荷重を用いて、基礎地盤を含む堤体のすべり破壊を検討する（4.5、4.6 参照）。例えば、以下の文献を参照に検討することができる。

- ・「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版」p.264～301 の 「6-3-4 全体安定の検討」
- ・「漁港・漁場の施設の設計参考図書」 p.289～296 の 「第 I 部第 4 編第 5 章 斜面の安定」

(3) 基礎地盤の液状化

基礎地盤が液状化した場合には、堤体本体や構成部材が損傷し、地震後の津波に対する防護機能や粘り強さが損なわれることが懸念される。このため、液状化の程度を事前に評価し、必要に応じて地盤改良などの適切な液状化対策を講じる。これらの検討に際しては、例えば、以下の文献を参照する。

1) 液状化判定方法に係わる事項

- ・「道路土工－軟弱地盤対策工指針」 p.165～168 の 「5-6 (2) 1) 液状化の判定」
- ・「漁港・漁場の施設の設計参考図書」 p.168～191 の 「第 I 部第 1 編第 12 章 液状化」

2) 液状化対策に係わる事項

- ・「道路土工—軟弱地盤対策工指針」 p.177～361 の「第 6 章 軟弱地盤対策工の設計・施工」
- ・「漁港・漁場の施設の設計参考図書」 p.297～347 の「第 I 部第 4 編第 6 章 軟弱地盤対策工法」

4.5 堤防の照査

ジオテキブロック工法による堤防は、ジオテキスタイルによる引張補強効果によって、堤体の安定性を保持した補強土構造物であるため、堤防の照査に当たっては、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版」の考え方に基づいて実施する。

(1) 照査対象とする領域

堤防の照査対象は、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」により以下のように設定する。照査対象範囲を図4.5-1に示す。なお、上記マニュアルの補強土壁では、補強領域と構造的に分離されている壁面工（ジオテキブロック）も照査対象となるが、ジオテキブロック工法による堤防では両者は一体であるため、壁面工は補強領域の照査で自重のみを考慮し、照査対象から除外した。

- ① 補強領域（＝ジオテキスタイルの敷設範囲＋ジオテキブロック）
- ② 堤体（＝天端コンクリート工＋補強領域＋盛土）
- ③ 堤体と基礎地盤全体（→堤防）

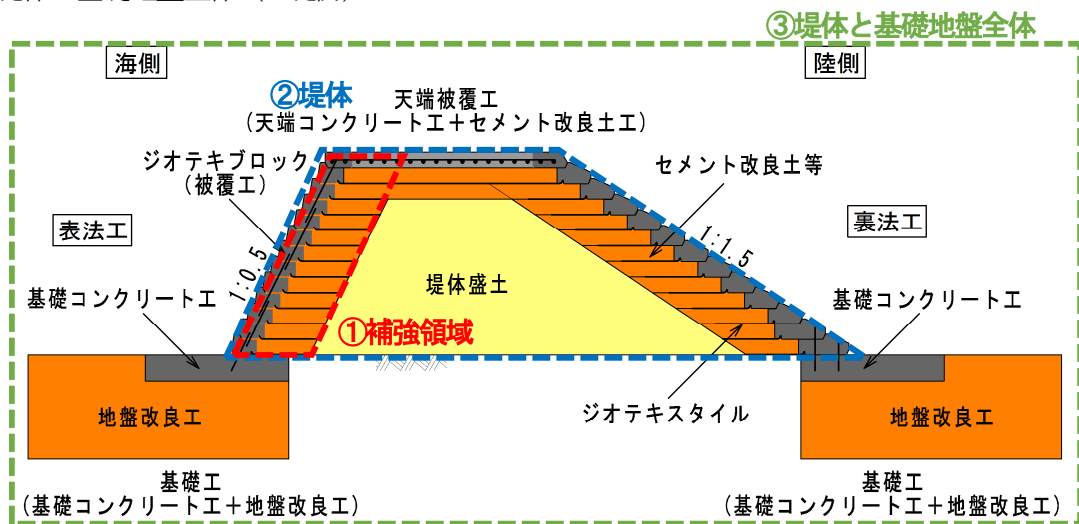


図4.5-1 ジオテキブロック工法による堤防の照査対象

(2) 照査項目

ジオテキブロック工法による堤防における照査項目を表4.5-1に示す。

表 4.5-1 ジオテキブロック工法による堤防の基本的な照査項目

照査対象	照査項目		設計状態
	大分類	小分類	
① 補強領域	内的安定検討	ジオテキスタイルの破断・引抜き	常時、レベル1地震動
	外的安定検討	滑動・転倒・支持力	常時、レベル1地震動
② 堤体	外的安定検討	滑動・転倒・支持力	常時、レベル1地震動、設計津波
	—	津波波力による受働破壊	設計津波
③ 堤体と基礎地盤全体	全体安定検討	基礎地盤を含む堤体の円弧すべり破壊	常時、レベル1地震動
	変形照査	地震後の天端高 \geq 設計津波高	レベル2地震動、設計津波を生じさせる地震動 (レベル1地震動を超える強度の場合)

4.5.1 常時に対する堤防の安定性照査

常時に対する堤防の安定性照査では、下記の項目について照査する。

- (1) ジオテキスタイルの破断・引抜き
- (2) 補強領域の滑動・転倒・支持力
- (3) 堤体の支持力
- (4) 基礎地盤を含む堤体の円弧すべり破壊

(1) 荷重の組合せ

常時に対する堤防の安定性照査では、図 4.5.1-1 に示す荷重の組合せを考慮する。

1) 補強領域

- ・鉛直荷重 : 補強領域の自重、上載荷重、常時主働土圧の鉛直成分
- ・水平荷重 : 常時主働土圧の水平成分

2) 堤体

- ・鉛直荷重 : 堤体自重、上載荷重
- ・水平荷重 : なし

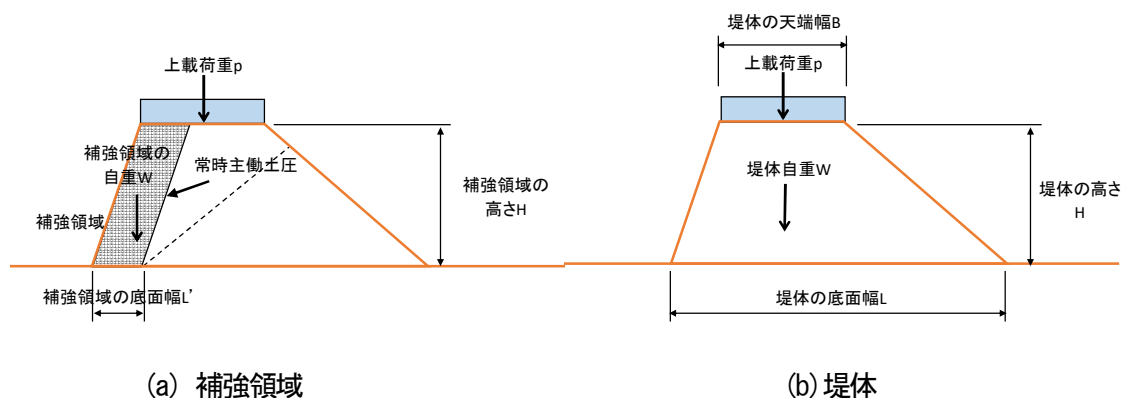


図 4.5.1-1 常時における荷重の組合せ

(2) ジオテキスタイルの破断・引抜きに対する照査

補強領域に作用する鉛直荷重によって補強領域内部を通るすべりに対し、ジオテキスタイルの破断や盛土材からの引抜きの有無について「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル第二回改訂版」の内的安定の検討 (pp.112~121, pp.223~248) に基づいて照査する。なお、補強領域を構成する天端コンクリート工とジオテキブロックは強度が大きく、すべり面が通過しないため、これらの部材は改良土相当のものに置き換えて計算する。また、設計上必要となる強度が確保されていると判断した場合、この照査は省略してもよい。

(3) 補強領域の滑動・転倒・支持力に対する安定性照査

常時において図 4.5.1-2 に示す傾斜荷重の作用に対して補強領域の滑動・転倒・支持力の安定性照査を行う。

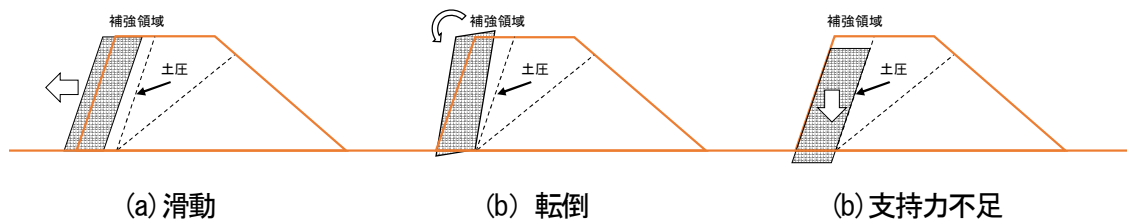


図 4.5.1-2 常時における補強領域の安定性照査

1) 滑動に対する安定性照査¹⁾

補強領域の滑動に対する安定性照査は、常時の荷重による滑動力および全鉛直荷重を考慮して計算される底面に生じる滑動抵抗力を用いて、滑動に対する安全率を式 (4.5.1-1) より求め、表 4.5.1-1 に示す安全率以上であることを確認する。

$$F_s = \frac{c \cdot L' + \mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H} \quad (4.5.1-1)$$

- ここに、 F_s : 補強領域の底面における滑動に対する安全率
 L' : 補強領域の底面幅 (m)
 ΣV : 補強領域底面における自重、上載荷重及び常時主働土圧の鉛直成分の合計荷重 (kN/m)
 ΣH : 補強領域の底面における常時主働土圧の水平成分 (kN/m)
 c : 補強領域の底面と基礎地盤との間の粘着力
 μ : 補強領域の底面と基礎地盤との間の摩擦係数

2) 転倒に対する安定性照査¹⁾

補強領域の転倒に対する安定性照査は、補強領域の底面に作用する荷重の合力の作用位置 d を式 (4.5.1-2) により求め、補強領域の底面幅 L' の中央からの偏心距離 e (式 (4.5.1-3)) が表 4.5.1-1 に示す許容値内に入ることを確認する。

$$d = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V} \quad (4.5.1-2)$$

$$e = \frac{L'}{2} - d \quad (4.5.1-3)$$

- ここに、 d : 補強領域のつま先から合力の作用点までの距離 (m)
 ΣM_R : 補強領域底面のつま先回りの抵抗モーメント (kN・m/m)
 ΣM_0 : 補強領域底面のつま先回りの転倒モーメント (kN・m/m)
 e : 補強領域中央から合力の作用位置までの偏心距離 (m)

3) 支持力に対する安定性照査¹⁾

補強領域の支持力に対する安定性照査は、基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度が、常時で作用する全鉛直荷重が補強領域底面に均等に作用するものとして式 (4.5.1-4) より求め、基礎地盤の許容鉛直支持力度 (式 (4.5.1-5)) 以下であることを確認する。

$$q = \frac{\sum V}{L'} < q_a \quad (4.5.1-4)$$

$$F_s = \frac{q_u}{q_a} \quad (4.5.1-5)$$

- ここに、 F_s : 支持力に対する安全率 (表 4.5.1-1)
 $\sum V$: 補強領域の自重、上載荷重と常時主働土圧の鉛直成分の合計荷重 (kN/m)
 q : 補強領域の底面に作用する地盤反力 (kN/m²)
 q_a : 基礎地盤の許容支持力 (kN/m²)
 q_u : 基礎地盤の極限支持力 (kN/m²)

(4) 堤体の支持力に対する安定性の照査

常時において鉛直荷重 (堤体自重、上載荷重) の作用に対して、堤防の基礎地盤の支持力に耐足手照査を行う (図 4.5.1-4)。なお、堤体法面が 1:0.6 以下の緩い勾配からなる場合には、本照査を省略することができる^{2)~4)}。基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度が、堤体自重が堤体底面に均等に作用するものとして式 (4.5.1-6) より求め、基礎地盤の許容鉛直支持力度 (式 (4.5.1-7)) 以下であることを確認する。

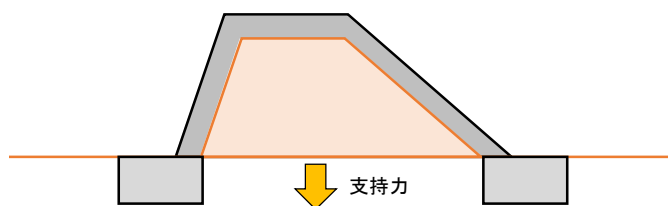


図 4.5.1-4 常時において想定される堤体の支持力照査

$$q = \frac{\sum V}{L} < q_a \quad (4.5.1-6)$$

$$F_s = \frac{q_u}{q_a} \quad (4.5.1-7)$$

- ここに、 ΣV : 堤体自重と上載荷重の合計荷重 (kN/m)
 L : 堤体の底面幅 (m)
 q : 堤体底面に作用する地盤反力 (kN/m²)
 q_a : 基礎地盤の許容支持力 (kN/m²)
 q_u : 基礎地盤の極限支持力 (kN/m²)
 F_s : 堤体全体の支持力に対する安全率 (表 4.5.1-1)

(5) 基礎地盤を含む堤体の円弧すべり破壊に対する安定性の照査

基礎地盤を含む堤体の円弧すべり破壊 (図 4.5.1-5) に対する安定性は、ジオテキスタイルの引張力を考慮した修正フェレニウス法 (式 (4.5.1-8)) により照査する⁵⁾。この最小安全率が、表 4.5.1-1 に示す安全率以上であることを確認する。なお、補強領域を構成する天端コンクリート工とジオテキブロックは強度が大きく、すべり面が通過しないため、これらの部材は改良土相当のものに置き換えて計算する。

$$F_S = \frac{R \sum \{cl + (W \cos \alpha + T \sin \theta) \tan \phi + T \cos \theta\}}{R \sum W \sin \alpha} \quad (4.5.1-8)$$

- ここに、 c , ϕ : 土の粘着力 (kN/m²) 及びせん断抵抗角 (°)
 W : 分割細片の全重量 (kN/m)
 l : 細片底面の長さ (m)
 b : 細片の幅 (m)
 u_0 : 常時地下水位による間隙水圧 (kN/m²)
 T : ジオテキスタイルの引張力 (kN/m)
 R : すべり円の半径 (m)
 α : 分割細片底面の接線方向と水平面のなす角 (°)
 F_S : 円弧すべり破壊に対する安全率 (表 4.5.1-1)

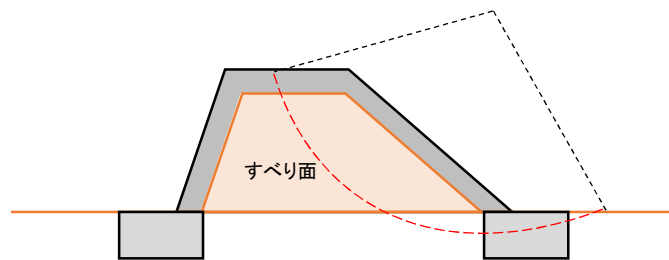


図 4.5.1-5 常時において想定される基礎地盤全体を含む円弧すべり破壊に対する照査

(6) 照査基準

照査基準は、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版」を参照して各種照査項目に対する安全率または許容値を表 4.5.1-1 のように定めた。

表 4.5.1-1 各照査項目の安全率または許容値
(常時に対する堤防の安定性照査)

照査対象	照査項目	安全率または許容値
補強領域	ジオテキスタイルの破断	T_A
	ジオテキスタイルの引抜き	L_e
	滑動	1.5
	転倒	$L' / 6$
	支持力	3.0
堤体	支持力	3.0
基礎地盤を含む堤体	円弧すべり破壊	1.2

※ L' : 補強領域の底面幅

※ T_A : 常時におけるジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)

※ L_e : 常時におけるジオテキスタイルの必要定着長 (m)

4.5.2 設計地震時（レベル1地震動）に対する堤防の安定性照査

設計地震時（レベル1地震動）に対する堤防の安定性照査では、下記の項目について照査を行う。

- (1) ジオテキスタイルの破断・引抜き
- (2) 補強領域の滑動・転倒・支持力
- (3) 堤体の滑動・転倒・支持力
- (4) 基礎地盤を含む堤体の円弧すべり破壊

(1) 荷重の組合せ

設計地震時に対する堤防の安定性照査では、図4.5.2-1に示す荷重の組合せを考慮する。

1) 補強領域

- ・鉛直荷重 : 補強領域の自重、地震時主働土圧の鉛直成分
- ・水平荷重 : 地震時慣性力（自重）、地震時主働土圧の水平成分

2) 堤体

- ・鉛直荷重 : 堤体自重
- ・水平荷重 : 地震時慣性力（自重）

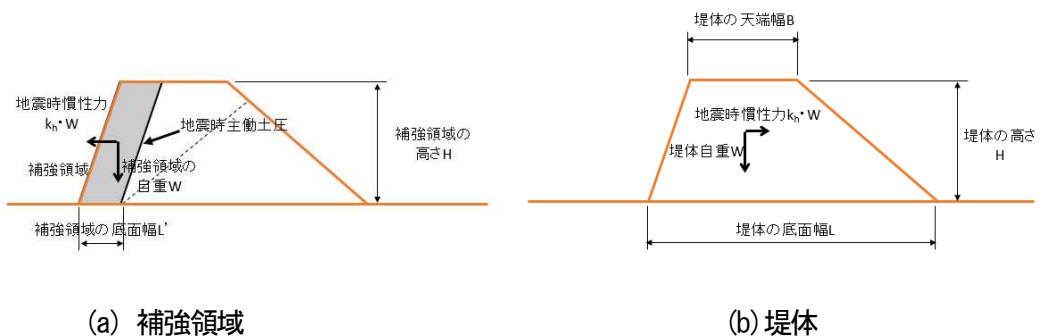


図4.5.2-1 設計地震時における荷重の組合せ

(2) ジオテキスタイルの破断・引抜きに対する照査

補強領域に作用する傾斜荷重によって補強領域内部を通るすべりに対し、ジオテキスタイルの破断や盛土材からの引抜きの有無について「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル第二回改訂版」の内的安定の検討 (pp.112~121, pp.223~248) に基づき照査する。なお、補強領域を構成する天端コンクリート工とジオテキブロックは強度が大きく、すべり面が通過しないため、これらの部材は改良土相当のものに置き換えて計算する。また、設計上必要となる強度が確保されていると判断した場合、この照査は省略してもよい。

(3) 補強領域の滑動・転倒・支持力に対する安定性照査

設計地震時において図4.5.2-2に示す傾斜荷重の作用に対して、補強領域の滑動・転倒・支持力に対して安定性照査を行う。

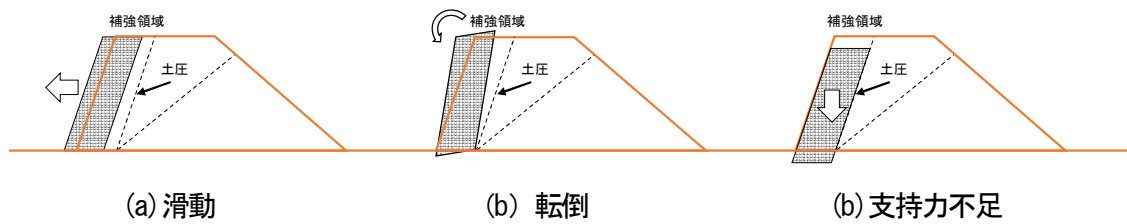


図 4.5.2-2 設計地震時における補強領域の安定性照査

1) 滑動に対する安定性照査¹⁾

補強領域の滑動に対する安定性照査は、設計地震時の荷重による滑動力および設計地震時の全鉛直荷重を考慮して計算される底面に生じる滑動抵抗力を用いて、滑動に対する安全率を式 (4.5.2-1) より求め、表 4.5.2-1 に示す安全率以上であることを確認する。

$$F_{SE} = \frac{c \cdot L' + \mu \cdot \sum V_E}{\sum H_E} \quad (4.5.2-1)$$

- ここに、 F_{SE} : 設計地震時における補強領域の底面における滑動に対する安全率
 L' : 補強領域の底面幅 (m)
 $\sum V_E$: 補強領域底面における自重、上載荷重及び地震時主働土圧の鉛直成分の合計荷重 (kN/m)
 $\sum H_E$: 補強領域底面における地震時慣性力や地震時主働土圧の水平成分の合計荷重 (kN/m)
 c : 補強領域底面と基礎地盤との間の粘着力
 μ : 補強領域底面と基礎地盤との間の摩擦係数

2) 転倒に対する安定性照査¹⁾

補強領域の転倒に対する安定性照査は、補強領域の底面に作用する荷重の合力の作用位置 d を式 (4.5.2-2) により求め、補強領域の底面幅 L' の中央からの偏心距離 e (式 (4.5.2-3)) が表 4.5.2-1 に示す許容値内に入ることを確認する。

$$d = \frac{\sum M_{RE} - \sum M_{OE}}{\sum V_E} \quad (4.5.2-2)$$

$$e = \frac{L'}{2} - d \quad (4.5.2-3)$$

- ここに、 d : 補強領域のつま先から合力の作用点までの距離 (m)
 ΣM_{RE} : 設計地震時における補強領域底面のつま先回りの抵抗モーメント (kN・m/m)
 ΣM_{OE} : 設計地震時における補強領域底面のつま先回りの転倒モーメント (kN・m/m)
 e : 補強領域中央から合力の作用位置までの偏心距離 (m)

3) 支持力に対する安定性照査¹⁾

補強領域の支持力に対する安定性照査は、基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度が、設計地震時で作用する全鉛直荷重が補強領域底面に均等に作用するものとして式 (4.5.2-4) より求め、基礎地盤の許容鉛直支持力度 (式 (4.5.2-5)) 以下であることを確認する。

$$q_E = \frac{\Sigma V_E}{L'} < q_{aE} \quad (4.5.2-4)$$

$$F_{sE} = \frac{q_u}{q_{aE}} \quad (4.5.2-5)$$

- ここに、 ΣV_E : 補強領域の自重、上載荷重と地震時主働土圧の鉛直成分の合計荷重 (kN/m)
 q_E : 補強領域底面に作用する地盤反力 (kN/m²)
 q_{aE} : 設計地震時における基礎地盤の許容支持力 (kN/m²)
 q_u : 基礎地盤の極限支持力 (kN/m²)
 F_{sE} : 支持力に対する安全率 (表 4.5.2-1)

(4) 堤体の滑動・転倒・支持力に対する安定性の照査

設計地震時において傾斜荷重の作用すに対して、堤体の滑動・転倒・支持力のそれぞれについて照査を行う (図 4.5.2-3)。なお、堤体法面が 1:0.6 以下の緩い勾配のみからなる場合には、本照査を省略することができる^{2)~4)}。

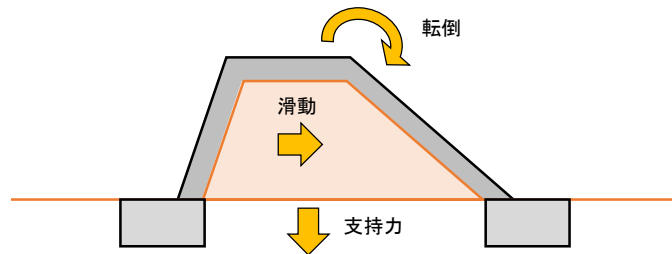


図 4.5.2-3 設計地震時における堤体の滑動・転倒・支持力に対する照査

1) 滑動に対する安定性照査¹⁾

堤体の滑動に対する安定性照査は、設計地震時の荷重による滑動力および全鉛直荷重を考慮して堤体底面に生じる滑動抵抗力を用いて、滑動に対する安全率を式 (4.5.2-6) より求め、表 4.5.2-1 に示す安全率以上であることを確認する。

$$F_{SE} = \frac{c \cdot L + \mu \cdot \Sigma V_E}{\Sigma H_E} \quad (4.5.2-6)$$

- ここに、 F_{SE} : 設計地震時における滑動に対する安全率
 L : 堤体の底面幅 (m)
 ΣV_E : 堤体底面における自重と上載荷重の合計荷重 (kN/m)
 ΣH_E : 堤体底面における地震時慣性力 (kN/m)
 c : 堤体底面と基礎地盤との間の粘着力
 μ : 堤体底面と基礎地盤との間の摩擦係数

なお、地震時慣性力は 4.2.3 で決定した設計震度に堤体荷重を乗じて算出し、作用位置は重心位置とし、作用方向は水平方向のみとする。

2) 転倒に対する安定性照査¹⁾

堤体の転倒に対する安定性照査は、堤体に作用する荷重の底面での合力の作用位置 d を式 (4.5.2-7) により求め、堤体の底面幅 L の中央からの偏心距離 e (式 (4.5.2-8)) が表 4.5.2-1 に示す許容値内に入ることを確認する。

$$d = \frac{\Sigma M_{RE} - \Sigma M_{OE}}{\Sigma V_E} \quad (4.5.2-7)$$

$$e = \frac{L}{2} - d \quad (4.5.2-8)$$

- ここに、 d : 堤体のつま先から合力の作用点までの距離 (m)
 ΣM_{RE} : 設計地震時における堤体底面のつま先回りの抵抗モーメント (kNm/m)
 ΣM_{OE} : 設計地震時における堤体底面のつま先回りの転倒モーメント (kNm/m)
 e : 堤体中央から合力の作用位置までの偏心距離 (m)

3) 支持力に対する安定性照査¹⁾

堤体の支持力に対する安定性照査は、基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度が、堤体自重が堤体底面に均等に作用するものとして式 (4.5.2-9) より求め、基礎地盤の許容鉛直支持力度 (式 (4.5.2-10)) 以下であることを確認する。

$$q_E = \frac{\Sigma V_E}{L} < q_{aE} \quad (4.5.2-9)$$

$$F_{sE} = \frac{q_u}{q_{aE}} \quad (4.5.2-10)$$

- ここに、 ΣV_E : 堤体自重と上載荷重の合計荷重 (kN/m)
 q_E : 堤体底面に作用する地盤反力 (kN/m²)
 q_{aE} : 設計地震時における基礎地盤の許容支持力 (kN/m²)
 q_u : 基礎地盤の極限支持力 (kN/m²)
 F_{SE} : 設計地震時における支持力に対する安全率 (表 4.5.2-1)

(5) 基礎地盤を含む円弧すべり破壊に対する安定性照査

基礎地盤を含むの円弧すべり破壊に対する安定性は、ジオテキスタイルの引張力を考慮した修正フェレニウス法 (式 (4.5.2-11)) により照査する。これによる最小安全率が、表 4.5.2-1 に示す安全率以上であることを確認する。

なお、補強領域を構成する天端コンクリート工とジオテキブロックは強度が大きく、すべり面が通過しないため、これらの部材は改良土相当のものに置き換えて計算する。

- ・地震時慣性力のみを考慮した円弧すべり計算 (k_h 法)⁵⁾

$$F_{SE} = \frac{R \sum [c + \{(W - u_0) \cos \alpha - k_h W \sin \alpha\} \tan \phi] + R \sum T (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi)}{\sum (RW \sin \alpha + k_h W y)} \quad (4.5.2-11)$$

- ここに、 F_{SE} : k_h 法における円弧すべり破壊に対する安全率 (表 4.5.2-1)
 c, ϕ : 土の粘着力 (kN/m²) 及びせん断抵抗角 (°)
 W : 分割細片の全重量 (kN/m)
 l : 細片底面の長さ (m)
 b : 細片の幅 (m)
 u_0 : 常時地下水位による間隙水圧 (kN/m²)
 T : ジオテキスタイルの引張力 (kN/m)
 R : すべり円の半径 (m)
 α : 分割細片底面の接線方向と水平面のなす角 (°)
 k_h : 設計水平震度
 y : 円弧中心から分割重心までの鉛直距離 (m)
 F_{SE} : kh 法における円弧すべり破壊に対する安全率 (表 4.5.2-1)

- ・過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算 (Δu 法) (液状化地盤の場合)^{5), 6)}

$$F_{SD} = \frac{R \sum [cl + \{(W - u_0 b - \Delta u b) \cos \alpha + T \sin \theta\} \tan \phi + T \cos \theta]}{R \sum W \sin \alpha} \quad (4.5.2-12)$$

- ここに、 F_{SD} : Δu 法における円弧すべり破壊に対する安全率 (表 4.5.2-1)
- c, ϕ : 土の粘着力 (kN/m^2) 及びせん断抵抗角 ($^\circ$)
- W : 分割細片の全重量 (kN/m)
- l : 細片底面の長さ (m)
- b : 細片の幅 (m)
- u_0 : 常時地下水位による間隙水圧 (kN/m^2)
- Δu : 地震動によって発生する過剰間隙水圧 (kN/m^2)
- T : ジオテキスタイルの引張力 (kN/m)
- R : すべり円の半径 (m)
- α : 分割細片底面の接線方向と水平面のなす角 ($^\circ$)

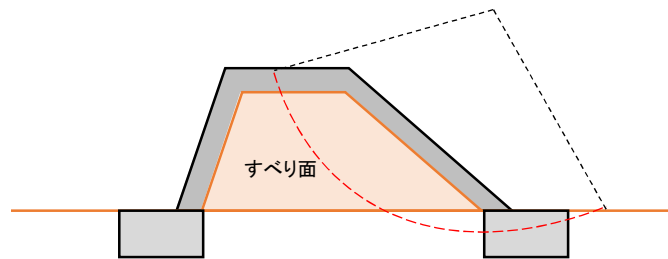


図 4.5.2-5 設計地震時における基礎地盤全体を含む堤体の円弧すべりに対する照査

(6) 照査基準

照査基準は、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版」を参照し、各種照査項目に対する安全率または許容値を表 4.5.2-1 に示すように定めた。

表 4.5.2-1 各照査項目の安全率または許容値
(設計地震時に対する堤防の安定性照査)

照査対象	照査項目	安全率または許容値
補強領域	ジオテキスタイルの破断	T_{AE}
	ジオテキスタイルの引抜き	L_{eE}
	滑動	1.2
	転倒	$L' / 3$
	支持力	2.0
堤体	滑動	1.2
	転倒	$L/3$
	支持力	2.0
基礎地盤を含む堤体	円弧すべり破壊	1.0

※ L' : 補強領域の底面幅

※ L : 堤体の底面幅

※ T_{AE} : 設計地震時におけるジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)

※ L_{eE} : 設計地震時におけるジオテキスタイルの必要定着長 (m)

4.5.3 設計地震時（レベル2地震動等）に対する堤防の安定性照査

下記の地震動に対するジオテキブロック工法による堤体の安定性照査は、変形照査により行う。

- (1) レベル2地震動
- (2) 設計津波を生じさせる地震動（レベル1地震動を超える強度の場合）

(1) 照査方法

レベル2地震動等に対する安定性照査は、堤体の地震時挙動（変形、応力、ひずみ等）を精度良く評価できる解析を行い、予め設定した被害程度（許容限界）を満足するか否かを照査する。

この解析手法には以下に示すものがあり、要求される耐震性能や解析手法の特徴を考慮して解析手法を選定する^{7)、8)}。

- ・液状化による変形量の簡便な推定手法（鉄道、下水道等の基準）
- ・簡易動的解析による手法（ニューマーク法）
- ・静的解析による手法（ALID、東畑モデル）
- ・動的解析による手法（LIQCA、FLIP）

(2) 照査基準

レベル2地震動等に対する変形照査では、地震後の堤防天端高が設計津波の水位（4.3.2参照）を下回らないことを確認する⁹⁾。

4.5.4 設計津波に対する堤防の安定性照査

設計津波に対する堤防の安定性照査では、下記の項目について照査する。

- (1) 堤体の滑動・転倒・支持力
- (2) 堤体と基礎地盤全体の円弧すべり破壊
- (3) 津波波力による受働破壊

設計津波に対する堤防の安定性照査では、受働的な作用力に対する堤防の安定性を照査する。なお、このような受働的な作用力に対して、補強領域の内的安定性及び外的安定性は安全側に働くため、これらの照査については省略する。

(1) 荷重の組合せ

設計津波に対する堤防の安定性照査では、**図4.5.4-1**に示す荷重を考慮する。

- ・鉛直荷重：堤体自重、揚圧力、衝突波力の鉛直成分
- ・水平荷重：津波波力の水平成分

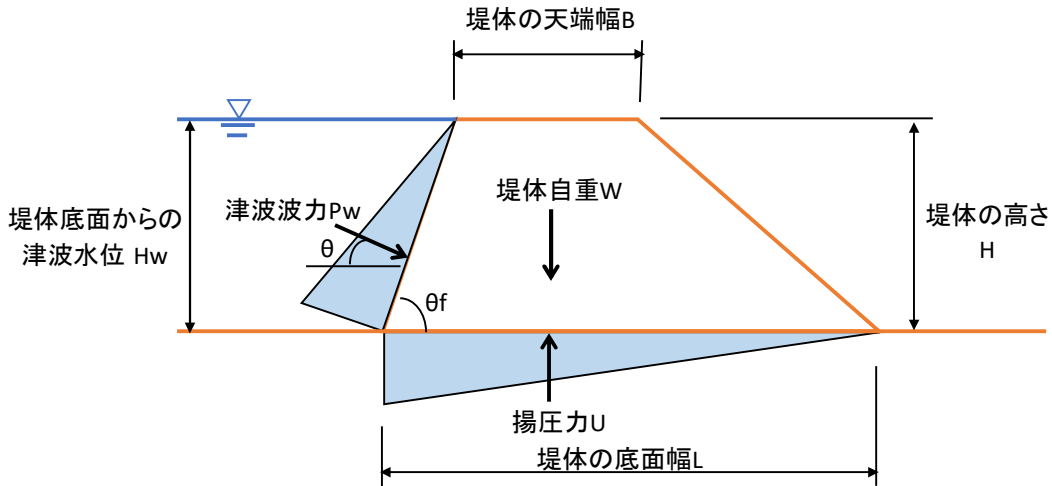


図4.5.4-1 設計津波における荷重の組合せ

(2) 荷重の計算

津波波力と揚圧力の計算式を以下に示す。

1) 津波波力 P_w

設計津波の津波波力 P_w は、静水圧による算定式¹⁰⁾を用いることとし、以下に示す式(4.5.4-1)～式(4.5.4-4)により算定する。

$$p_w = \alpha_1 \cdot H_w \cdot \gamma_w \quad (4.5.4-1)$$

$$P_w = \frac{1}{2 \sin \theta_f} \cdot p_w \cdot H_w \quad (4.5.4-2)$$

$$P_{wh} = P_w \cdot \cos \theta \quad (4.5.4-3)$$

$$P_{wv} = P_w \cdot \sin\theta \quad (4.5.4.4)$$

ここに、 α_I : 波力係数 (=1.2)¹⁾

H_w : 堤体底面からの津波水位 (非越流時における最大水位) (m)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

θ_f : 表法面と水平面のなす角 (°)

θ : 津波波力と水平面のなす角 (°)

p_w, P_w : 表法面に作用する津波波圧 (kN/m²), 津波波力 (kN/m)

P_{wH}, P_{wV} : 表法面に作用する津波波力の水平成分, 鉛直成分 (kN/m)

2) 堤体底面に作用する揚圧力 U

堤体底面に作用する揚圧力 U は、堤外側と堤内側の水位差が三角形分布で作用するものとして仮定し、式 (4.5.4-5) により算定する。

$$U = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w \cdot L \quad (4.5.4-5)$$

ここに、 L : 堤体の底面幅 (m)

ただし、以下に該当する場合には、堤体底面に作用する揚圧力は、非定常浸透流解析によって算定した値を用いてもよい。

- ・基礎地盤の透水性が低く短時間のうちに揚圧力が作用しない場合。
- ・基礎地盤部に遮水壁が設置され浸透圧が伝播しにくい場合。

(3) 堤体の滑動・転倒・支持力に対する安定性照査

堤体自体の変状・損傷は、設計津波の来襲時における傾斜荷重の作用に対して、堤体の滑動・転倒・支持力のそれぞれについて照査を行う

(図 4.5.4-2)。

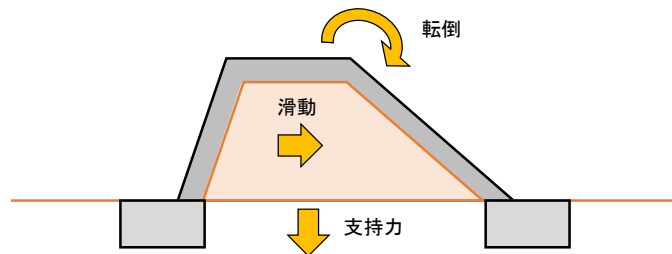


図 4.5.4-2 設計津波において想定される堤体の変状・損傷の発生形態

よって、以下に示す照査式を用いて、堤体の滑動・転倒・支持力に対する安定性照査を行う。

1) 滑動に対する安定性照査¹⁾

堤体の滑動に対する安定性照査は、設計津波の荷重による滑動力および設計津波の全鉛直荷重を考慮して堤体底面に生じる滑動抵抗力を用いて、滑動に対する安全率を式 (4.5.4-6) より求め、表 4.5.4-1 に示す安全率以上であることを確認する。

$$F_{ST} = \frac{c \cdot L + \mu \cdot \sum V_T}{\sum H_T} \quad (4.5.4-6)$$

ここに、 F_{ST} : 設計津波時における滑動に対する安全率
 L : 堤体の底面幅 (m)
 $\sum V_T$: 堤体底面における自重、鉛直成分の津波波力及び揚圧力の合計荷重 (kN/m)
 $\sum H_T$: 堤体底面における水平成分の津波波力 (kN/m)
 c : 堤体底面と基礎地盤との間の粘着力
 μ : 堤体底面と基礎地盤との間の摩擦係数

2) 転倒に対する安定性照査¹⁾

堤体の転倒に対する安定性照査は、堤体に作用する荷重の底面での合力の作用位置 d を式 (4.5.4-7) により求め、堤体の底面幅 B の中央からの偏心距離 e (式 (4.5.4-8)) が表 4.5.4-1 に示す許容値内に入ることを確認する。

$$d = \frac{\sum M_{RT} - \sum M_{OT}}{\sum V_T} \quad (4.5.4-7)$$

$$e = \frac{L}{2} - d \quad (4.5.4-8)$$

ここに、 d : 堤体のつま先から合力の作用点までの距離 (m)
 $\sum M_{RT}$: 設計津波における堤体底面のつま先回りの抵抗モーメント (kNm/m)
 $\sum M_{OT}$: 設計津波における堤体底面のつま先回りの転倒モーメント (kNm/m)
 e : 堤体中央から合力の作用位置までの偏心距離 (m)

3) 支持力に対する安定性照査¹⁾

堤体の支持力に対する安定性照査は、基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度が、堤体自重が堤体底面に均等に作用するものとして式 (4.5.4-9) より求め、基礎地盤の許容鉛直支持力度 (式 (4.5.4-10)) 以下であることを確認する。

$$q_T = \frac{\sum V_T}{L} < q_{aT} \quad (4.5.4-9)$$

$$F_{ST} = \frac{q_u}{q_{aT}} \quad (4.5.4-10)$$

- ここに、 F_{ST} : 設計津波時における支持力に対する安全率 (表 4.5.4-1)
 ΣV_T : 堤体自重 (kN/m)
 q_r : 堤体底面に作用する地盤反力 (kN/m²)
 q_{ar} : 基礎地盤の許容支持力 (kN/m²)
 q_u : 基礎地盤の極限支持力 (kN/m²)

(4) 基礎地盤を含む堤体の円弧すべり破壊に対する安定性照査

図 4.5.4-3 に示す基礎地盤を含む堤体の円弧すべり破壊に対する安定性の照査は、式 (4.5.4-11) に示すとおり、ジオテキスタイルの引張力を考慮した修正フェレニウス法を行う。堤防陸側で浸潤線が最も高い状態および、堤防海側で外水位が急降下した状態を想定するものとする。これによる最小安全率が、表 4.5.4-1 に示す安全率以上であることを確認する。

なお、補強領域を構成する天端コンクリート工とジオテキブロックは強度が大きく、すべり面が通過しないため、これらの部材は改良土相当のものに置き換えて計算する。

$$F_{ST} = \frac{R \Sigma [cl + \{(W - u - U) \cos \alpha + T \sin \theta\} \tan \varphi + T \cos \theta]}{R \Sigma W \sin \alpha} \quad (4.5.4-11)$$

- ここに、 F_{ST} : 設計津波における円弧すべり破壊に対する安全率 (表 4.5.4-1)
 c, ϕ : 土の粘着力 (kN/m²) 及びせん断抵抗角 (°)
 W : 分割細片の全重量 (kN/m)
 l : 細片底面の長さ (m)
 b : 細片の幅 (m)
 u : 地下水位による間隙水圧 (kN/m²)
 T : ジオテキスタイルの引張力 (kN/m)
 U : 揚圧力 (kN/m)
 R : すべり円の半径 (m)
 α : 分割細片底面の接線方向と水平面のなす角 (°)
 F_{ST} : 設計津波における円弧すべり破壊に対する安全率 (表 4.5.4-1)

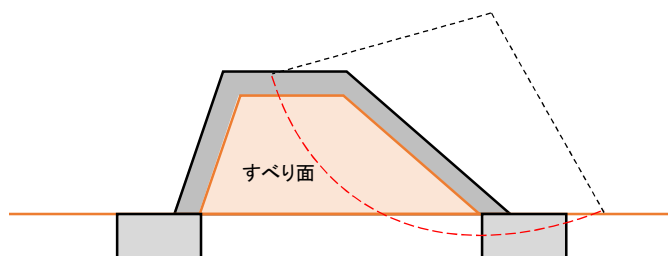


図 4.5.4-3 設計津波において想定される堤体と基礎地盤全体の円弧すべり破壊

(5) 津波波力による受動的なすべりに対する安定性照査

津波波力に対して堤体の受動的なすべりについて照査を行う。図 4.5.4-4 に示すように、津波波力の作用により想定される受動的なすべり線に対して、堤体が破壊しないことを確認する。この照査に際しては、ジオテキスタイルによる補強効果は見込まない。

$$F_{SP} = \frac{cl + W \sin \alpha + (W \cos \alpha + P_W \sin \alpha) \tan \phi}{P_W \sin \alpha} \quad (4.5.4-12)$$

ここに、 F_{SP} : 津波波力による受働破壊に対する安全率 (表 4.5.4-1)

c, ϕ : 堤体盛土の粘着力 (kN/m^2) 及びせん断抵抗角 ($^\circ$)

W : 受働破壊線より上側の土塊重量 (kN/m)

l : 受働破壊線の長さ (m)

P_W : 津波波力 (kN/m)

θ_f : 表法面と水平面のなす角 ($^\circ$)

α : 受働破壊角 ($=45^\circ - \phi/2$) ($^\circ$)

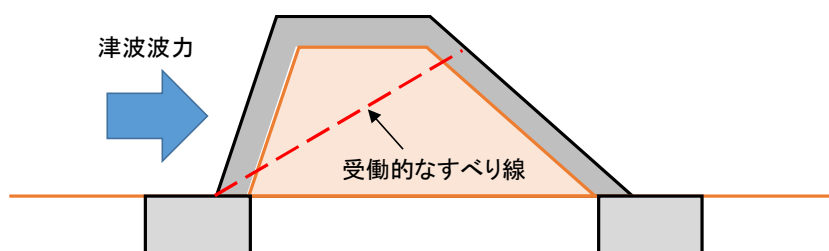


図 4.5.4-4 津波波力による堤体の受働的なすべりに対する照査

(6) 照査基準

照査基準は、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版」を参照し、各種照査項目に対する安全率または許容値を表 4.5.4-1 のように定めた。

表 4.5.4-1 各照査項目の安全率または許容値
(設計津波に対する堤防の安定性照査)

照査対象	照査項目	安全率または許容値
堤体	滑動	1.2
	転倒	B/3
	支持力	2.0
	津波波力による受働的なすべり	1.2
基礎地盤を含む堤体	円弧すべり	1.0

※L : 堤体の底面幅

【4.5 参考文献】

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路土工－擁壁工指針（平成24年度版），pp.113-121，2012.
- 2) 文献1) 参照，pp.223.
- 3) 文献1) 参照，pp.250-257.
- 4) 社団法人 日本道路協会：道路土工－盛土工指針（平成22年度版），pp.186-192，2010.
- 5) ジオテキスタイル補強土工法普及員会，一般財団法人 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版，pp.264-267.
- 6) 社団法人 日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針（平成24年度版），pp.169-173，2012.
- 7) 公益社団法人 全国漁港漁場協会：漁港海岸事業設計の手引 平成25年度版，pp.38-39，2013.
- 8) 水産庁漁港漁場整備部防災漁村課：漁港海岸保全施設の耐震性能設計ガイドライン(案)，pp.31-34. 2010.
- 9) 文献7) 参照，pp.39-40
- 10) 国土交通省国土技術政策総合研究所，一般社団法人 建築性能基準推進協会：津波避難ビル等の構造上の要件の解説，2012.
- 11) 朝倉 良介，岩瀬 浩二，池谷 毅，高尾 誠，金戸 俊道，藤井 直樹，大森 政則：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，Vol.47， pp.911-915，2000.

4.6 設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さの検証

ジオテキブロック工法による堤防の粘り強さは、

- (1) 津波衝突時に対する堤防の粘り強さ (4.6.1)
- (2) 津波越流時に対する堤防の粘り強さ (4.6.2)
- (3) 負圧による法肩ブロックの引き剥がれに対する粘り強さ (4.6.3)

に示す検証項目に対して構造計算を行い、堤防が耐え得る津波の高さを算出する。これらの津波の高さの最小値と堤体の高さとの差を求め、これを「設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さを表す指標」とする (4.6.4)。

設計津波を超える津波来襲時において、粘り強さを確保するための工夫 (4.3.1 (1) 参照) により堤体の形状が保持される場合、どの程度の津波の高さまで堤体が安定しているかが焦点となる。この評価には、何らかの指標を設定する必要がある。

堤防の粘り強さの指標は、設計津波を超える津波における津波の高さの関数で表される。この津波の高さは想定される堤防の被災形態により異なるとともに、津波の高さが同じでも堤体の高さにより粘り強さの程度が異なると想定される。

そこで、本マニュアルでは、「堤防が耐え得る津波の高さの最小値と堤体の高さとの差」を「設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さを表す指標」として定義した。なお、堤防が耐え得る津波の高さは、以下の検証項目に対して構造計算により算出する。

(1) 津波衝突時に対する堤防の粘り強さ (4.6.1)

- ・ 堤体の滑動
- ・ 堤体の転倒
- ・ 堤体の支持力
- ・ 津波波力による堤体の受働破壊

(2) 津波越流時に対する堤防の粘り強さ (4.6.2)

- ・ 堤体の滑動
- ・ 堤体の転倒
- ・ 堤体の支持力
- ・ 堤体と基礎地盤全体の円弧すべり破壊
- ・ 津波波力による堤体の受働破壊

(3) 負圧による法肩ブロックの引き剥がれに対する粘り強さ (4.6.3)

- ・ 津波越流時に法肩に発生する負圧による法肩ブロックの引き剥がれ

4.6.1 津波衝突時に対する堤防の粘り強さの検証

津波衝突時に対する堤防の粘り強さは、下記の項目について検証する。

- (1) 堤体の滑動・転倒・支持力
- (2) 津波波力による受働破壊

本検証では、以下に示す項目に対して、津波の高さを変数とした計算を行い、設定された安全率と許容値の目安（表 4.6.1-1 参照）を満足する津波の高さを求める。この津波の高さは、設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さの指標の算出に用いる（4.6.4 参照）。

- ・ 堤防の滑動、転倒、支持力（本節（3）参照）
- ・ 津波波力による受働破壊（本節（4）参照）

(1) 荷重の組合せ

津波衝突時に対する堤防の粘り強さの検証では、以下に示す荷重の組合せを考慮する（図 4.6.1-1）。

- ・ 鉛直荷重 : 堤体自重、衝突波力の鉛直成分、揚圧力
- ・ 水平荷重 : 衝突波力、衝突波力の水平成分

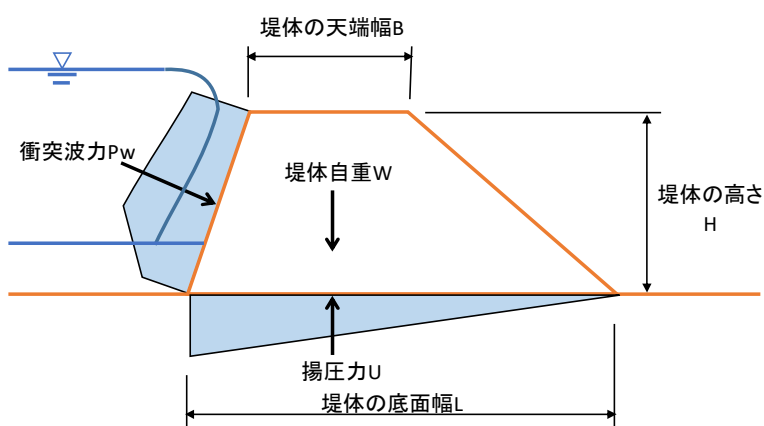


図 4.6.1-1 津波衝突時における粘り強さの検証における荷重の組合せ

(2) 荷重の計算

衝突波力の計算式を以下に示す。

1) 衝突波力 P_{wl}

衝突波力 P_{wl} は、本間ら（1964）¹⁾ が提案した海岸堤防等に働く砕波後の波の波圧分布を適用し、式（4.6.1-1）～式（4.6.1-6）により算定する。なお、この衝突波力は、堤防直前で砕波する際に生じる衝撃的な波力は考慮していない。

$$p_{1,1} = (\alpha_1 \cdot \eta - H + h) \cdot \gamma_w \quad (4.6.1-1)$$

$$p_{1,2} = \alpha_1 \cdot \eta \cdot \gamma_w \quad (4.6.1-2)$$

$$p_{1,3} = \alpha_2 \cdot h \cdot \gamma_w \quad (4.6.1-3)$$

$$P_{w1} = \frac{1}{2 \sin \theta_f} \cdot \{ (p_{1,1} + p_{1,2}) \cdot H - (p_{1,1} - p_{1,3}) \cdot h \} \quad (4.6.1-4)$$

$$P_{w1H} = P_{w1} \cdot \cos \theta_1 \quad (4.6.1-5)$$

$$P_{w1V} = P_{w1} \cdot \sin \theta_1 \quad (4.6.1-6)$$

ここに、 α_1 、 α_2 : 波力係数 ($\alpha_1=3.0$ 、 $\alpha_2=2.2$)²⁾

η : 前面水深からの津波の高さ (m)

h : 前面水深 (m)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

θ_f : 表法面と水平面のなす角 (°)

θ_1 : 衝突波力と水平面のなす角 (°)

$p_{1,1} \sim p_{1,3}$ 、 P_{w1} : 表法面に作用する衝突波圧 (kN/m²)、衝突波力 (kN/m)

P_{w1H} 、 P_{w1V} : 表法面に作用する水平成分及び鉛直成分の衝突波力 (kN/m)

2) 堤体底面に作用する揚圧力 U

堤体底面に作用する揚圧力 U は、一般的には堤外側と堤内側の水位差が三角形分布で作用するものとして定式化される。このため、式 (4.6.1-7) により算定する。

ここで、時間遅れ係数 α_3 は、津波来襲直後に式 (4.6.1-7) による揚圧力が作用しないために設定した係数である。これは、津波の持続時間や基礎地盤の透水係数によって異なる。

$$U = \alpha_3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h \cdot L \quad (4.6.1-7)$$

ここに、 α_3 : 時間遅れ係数 (=0.0~1.0)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h : 前面水深 (m)

L : 堤体の底面幅 (m)

(3) 堤体の滑動・転倒・支持力に対する安定性の検証

衝突波力と自重の組合せによる傾斜荷重条件において、以下に示す計算式を用いて、津波高を変数とした一般的な土構造物と同様、滑動・転倒・支持力に対する安定性について検証する (図 4.6.1-2)。

1) 滑動に対する安定性の検証³⁾

堤体の滑動に対する安定性の検証は、津波の高さに基づいて求めた衝突波力による滑動力に対する堤体自重により計算される底面に生じる滑動抵抗力の比を安全率として式 (4.6.1-8) より求める。表 4.6.1-1 に安全率の目安を示す。

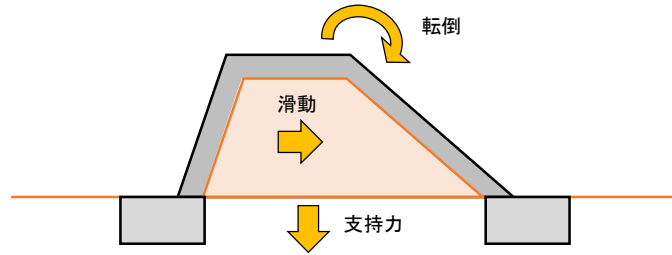


図 4. 6. 1-2 津波衝突時において想定される堤体の変状・損傷の発生形態

$$F_{SI} = \frac{c \cdot L + \mu \cdot \sum V_I}{\sum H_I} \quad (4.6.1-8)$$

- ここに、 F_{SI} : 津波衝突時における滑動に対する安全率の目安 (表 4. 6. 1-1)
 L : 堤体の底面幅 (m)
 $\sum V_I$: 堤体自重と衝突波力の鉛直成分の合計荷重 (kN/m)
 $\sum H_I$: 衝突波力の水平成分 (kN/m)
 c : 堤体底面と基礎地盤との間の粘着力
 μ : 堤体底面と基礎地盤との間の摩擦係数

2) 転倒に対する安定性の検証³⁾

堤体の転倒に対する安定性の検証は、津波の高さを変数として、堤体に作用する荷重の底面での合力の作用位置 d を式 (4.6.1-9) により求め、堤体の底面幅 L の中央からの偏心距離 e (式 (4.6.1-10)) が表 4. 6. 1-1 に示す許容値の目安内に入る津波の高さを計算する。

$$d = \frac{\sum M_{RI} - \sum M_{OI}}{\sum V} \quad (4.6.1-9)$$

$$e = \frac{L}{2} - d \quad (4.6.1-10)$$

- ここに、 d : 堤体のつま先から合力の作用点までの距離 (m)
 $\sum M_{RI}$: 津波衝突時における堤体底面のつま先回りの抵抗モーメント (kNm/m)
 $\sum M_{OI}$: 津波衝突時における堤体底面のつま先回りの転倒モーメント (kNm/m)
 e : 堤体中央から合力の作用位置までの偏心距離 (m)

3) 支持力に対する安定性の検証³⁾

堤体の支持力に対する安定性照査は、津波の高さを変数として、基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度が、堤体自重と衝突波力の鉛直成分が堤体底面に均等に作用するものとして式 (4.6.1-11) より求め、基礎地盤の許容鉛直支持力度 (式 (4.6.1-12)) 以下となる津波の高さを計算する。

$$q_I = \frac{\sum V_I}{L} < q_{aI} \quad (4.6.1-11)$$

$$F_{SI} = \frac{q_u}{q_{aI}} \quad (4.6.1-12)$$

- ここに、 F_{SI} : 津波衝突時における支持力に対する安全率の目安 (表 4.6.1-1)
 $\sum V_I$: 堤体自重と衝突波力の鉛直成分の合計荷重 (kN/m)
 L : 堤体の底面幅 (m)
 q_I : 堤体底面に作用する地盤反力 (kN/m²)
 q_{aI} : 津波衝突時における基礎地盤の許容支持力の目安 (kN/m²)
 q_u : 基礎地盤の極限支持力 (kN/m²)

(4) 津波波力による受働的破壊の検証

津波波力の作用により堤体内に受働的破壊が生じる状態に対して安定性の検証を行う (図 4.6.1-3)。この検証では、津波の高さを変数として、津波波力の作用により想定されるすべり破壊線に対して、堤体がすべり破壊しない津波の高さを計算する。この検証に際しては、ジオテキスタイルは敷設方向に圧縮して抵抗しないため、せん断補強効果は見込まないものとする。

$$F_{SP} = \frac{cl + W \sin \alpha + (W \cos \alpha + P_W \sin \alpha) \tan \phi}{P_W \sin \alpha} \quad (4.6.1-13)$$

- ここに、 F_{SP} : 津波波力による受働破壊に対する安全率 (表 4.6.1-1)
 c, ϕ : 堤体盛土の粘着力 (kN/m²) 及びせん断抵抗角 (°)
 W : すべり破壊線より上側の土塊重量 (kN/m)
 l : すべり破壊線の長さ (m)
 P_W : 津波波力 (kN/m)
 θ_f : 表法面と水平面のなす角 (°)
 α : すべり破壊角 (=45° - $\phi/2$) (°)

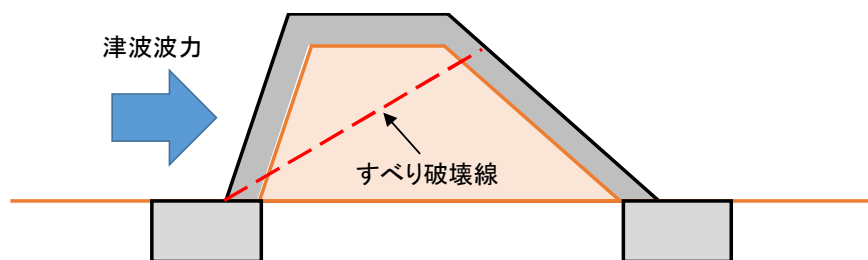


図 4.6.1-3 津波波力による堤体の受働的破壊に対する安定性の照査

(5) 安全率と許容値の目安

粘り強い検証に用いる各項目の安全率または許容値の目安は、「防波堤の耐津波設計ガイドライン (平成 25 年 9 月)」 p.32 を参照にして設定した。それを表 4.6.1-1 に示す。

表 4.6.1-1 各検証項目の安全率または許容値の目安
(津波衝突時に対する堤防の粘り強さの検証)

検証対象	検証項目	安全率または許容値の目安
堤体	滑動	1.0
	転倒	L/2
	支持力	1.0
	津波波力による受働破壊	1.0

※L: 堤体の底面幅

4.6.2 津波越流時に対する堤防の粘り強さの検証

津波越流時に対する堤防の粘り強さは、下記の項目について検証する。

- (1) 堤体の滑動・転倒・支持力
- (2) 堤体と基礎地盤全体の円弧すべり破壊
- (3) 津波波力による受働的破壊

本検証では、以下に示す項目に対して、津波の高さを変数とした計算を行い、設定された安全率と許容値の目安（表 4.6.2-1 参照）を満足する津波の高さを求める。この津波の高さは、設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さの指標の算出に用いる（4.6.4 参照）。

- ・ 堤防の滑動、転倒、支持力（本節（3）参照）
- ・ 堤体と基礎地盤全体の円弧すべり破壊（本節（4）参照）
- ・ 津波波力による受働破壊（本節（5）参照）

(1) 荷重の組合せ

津波越流時に対する堤防の粘り強さの検証では、以下に示す荷重の組合せを考慮する（図 4.6.2-1）。

- ・ 鉛直荷重 : 堤体自重、揚圧力、堤体天端に作用する波圧、持続波力の鉛直成分、裏法面に作用する波圧の鉛直成分
- ・ 水平荷重 : 持続波力の水平成分、裏法面に作用する波圧の水平成分

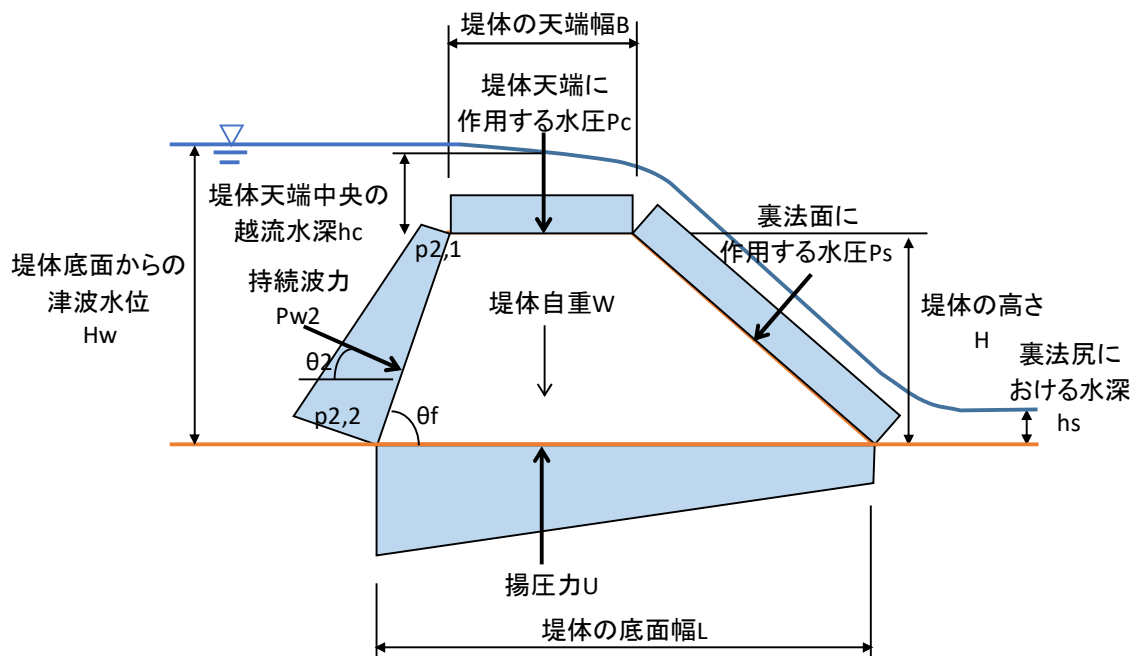


図 4.6.2-1 津波越流時における荷重の組合せ

(2) 荷重の計算

津波の高さと裏法尻の水深の関係、持続波力、堤体天端に作用する波圧、裏法面に作用する波圧及び堤体底面に作用する揚圧力の計算式を以下に示す。

1) 津波の高さ H_w と裏法尻の水深 h_s の関係

津波の高さ H_w と裏法尻の水深 h_s の関係を式 (4.6.2-1) ～式 (4.6.2-3) に示す。

$$\text{(堤防天端上の越流流速)} \quad v = F_r \sqrt{g \cdot h_C} \quad (4.6.2-1)$$

$$\text{(堤体天端中央の越流水深)} \quad h_C = H_a - H - \frac{v^2}{2g} \quad (4.6.2-2)$$

$$\text{(裏法尻における水深)} \quad h_s^3 - E \cdot h_s^2 + \frac{q^2}{2g} = 0 \quad (4.6.2-3)$$

- ここに、 F_r : フルード数 (=1.2)
 H_w : 堤体底面からの津波の高さ (静水等換算) (m) ← $H_w > H$
 H_a : 全水頭 (m)
 H : 堤体高さ (m)
 h_s : 裏法尻における水深 (m)
 h_C : 堤体天端中央の越流水深 (m)
 q : 流量 (m³/sec/m)
 E : 比エネルギー (m)

2) 持続波力 P_w

持続波力 P_w は、式 (4.6.2-4) ～式 (4.6.2-8) により算定する。

$$p_{2,1} = (\alpha_{2,1} \cdot H_w - H) \cdot \gamma_w \quad (4.6.2-4)$$

$$p_{2,2} = \alpha_{2,1} \cdot H \cdot \gamma_w \quad (4.6.2-5)$$

$$P_{w2} = \frac{1}{2 \sin \theta_f} \cdot (p_{2,1} + p_{2,2}) \cdot H \quad (4.6.2-6)$$

$$P_{w2H} = P_{w2} \cdot \cos \theta_2 \quad (4.6.2-7)$$

$$P_{w2V} = P_{w2} \cdot \sin \theta_2 \quad (4.6.2-8)$$

- ここに、 $\alpha_{2,1}$: 波力係数 (=1.2) ²⁾
 γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)
 θ_f : 表法面と水平面のなす角 (°)
 θ_2 : 持続波力と水平面のなす角 (°)
 $p_{2,1}$, $p_{2,2}$, P_{w2} : 表法面に作用する持続波圧 (kN/m²), 持続波力 (kN/m)
 P_{w2H} , P_{w2V} : 表法面に作用する水平成分及び鉛直成分の持続波力 (kN/m)

3) 堤体天端に作用する波圧 P_c

堤体天端に作用する波圧 P_c は、式 (4.6.2-9) により算定する⁴⁾。

$$P_c = \alpha_2 \cdot \gamma_w \cdot h_c \cdot B \quad (4.6.2-9)$$

ここに、 α_2 : 揚圧による低減係数 (=0.120)

B : 堤体天端幅 (m)

4) 裏法面に作用する波圧 P_s

裏法面に作用する波圧 P_s は、式 (4.6.2-10) ~ 式 (4.6.2-12) により算定する²⁾。

$$P_s = \frac{H_b}{\sin\theta_b} \cdot \gamma_w \cdot h_s \quad (4.6.2-10)$$

$$P_{sH} = P_s \cdot \cos\theta \quad (4.6.2-11)$$

$$P_{sV} = P_s \cdot \sin\theta \quad (4.6.2-12)$$

ここに、 H_b : 背後地盤と堤体高さまでの高さ (比高) (m)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

θ_b : 裏法面と水平面のなす角 (°)

P_s : 裏法面に作用する波圧の合力 (kN/m)

P_{sH} , P_{sV} : 裏法面に作用する波圧の合力の水平成分, 鉛直成分 (kN/m)

5) 堤体底面に作用する揚圧力 U

堤体底面に作用する揚圧力 U は、一般的には堤外側と堤内側の水位差が三角形分布で作用するものとして定式化される。このため、式 (4.6.2-13) により算定する。

ここで、時間遅れ係数 α_3 は、津波来襲直後に式 (4.6.2-13) による揚圧力が作用しないために設定した係数である。これは、津波の持続時間や基礎地盤の透水係数によって異なる。

$$U = \alpha_3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H + h_c + h_s) \cdot L \quad (4.6.2-13)$$

ここに、 α_3 : 時間遅れ係数 (=0.0~1.0)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

H : 堤体高さ (m)

L : 堤体の底面幅 (m)

ただし、以下に示す理由に該当する場合には、堤体底面に作用する揚圧力は非定常浸透流解析によって算定した値を用いてもよい。

- ・透水性が低い地盤では、短時間では堤体底面に揚圧力が作用しない。
- ・基礎地盤部に遮水壁を設置することにより、浸透圧が伝播しにくくして、揚圧力の発生を抑制する対策もあるが、式 (4.6.2-13) ではこのような対策の効果が評価できない。

(3) 堤体の滑動・転倒・支持力に対する安定性の検証

津波衝突時における傾斜荷重に対して、一般的な土構造物と同様、滑動・転倒・支持力のそれぞれについて検証を行う。(図 4.6.2-2)。

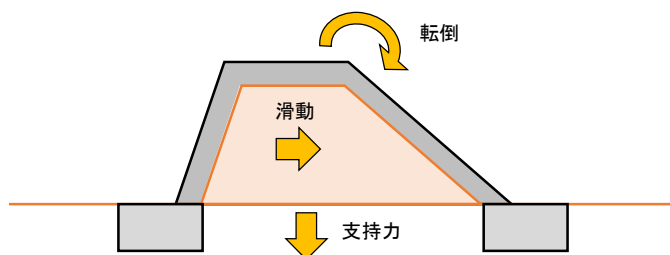


図 4.6.2-2 津波越流時において想定される堤体の変状・損傷の発生形態

1) 滑動に対する安定性の検証³⁾

堤体の滑動に対する安定性の検証は、津波の高さを変数として計算される持続波力による滑動力と、堤体自重により堤体底面に生じる滑動抵抗力を用いて、滑動に対する安全率を式 (4.6.2-14) より求め、表 4.6.2-1 に示す安全率の目安以上となる津波の高さを計算する。

$$F_{SOF} = \frac{c \cdot L + \mu \cdot \sum V_{OF}}{\sum H_{OF}} \quad (4.6.2-14)$$

- ここに、 F_{SOF} : 津波越流時における滑動に対する安全率
 L : 堤体の底面幅 (m)
 $\sum V_{OF}$: 堤体自重、揚圧力、堤体天端に作用する水圧、持続波力の鉛直成分、裏法面に作用する水圧の鉛直成分の合計荷重 (kN/m)
 $\sum H_{OF}$: 持続波力の水平成分、裏法面に作用する水圧の水平成分の合計荷重 (kN/m)
 c : 堤体底面と基礎地盤との間の粘着力
 μ : 堤体底面と基礎地盤との間の摩擦係数

2) 転倒に対する安定性の検証³⁾

堤体の転倒に対する安定性の検証は、津波の高さを変数として、堤体に作用する荷重の底面での合力の作用位置 d を式 (4.6.2-15) により求め、堤体の底面幅 L の中央からの偏心距離 e (式 (4.6.2-16)) が表 4.6.2-1 に示す許容値の目安内に入る津波の高さを計算する。

$$d = \frac{\sum M_{ROF} - \sum M_{OOF}}{\sum V_{OF}} \quad (4.6.2-15)$$

$$e = \frac{L}{2} - d \quad (4.6.2-16)$$

- ここに、 d : 堤体のつま先から合力の作用点までの距離 (m)
 $\sum M_{ROF}$: 津波越流時における堤体底面のつま先回りの抵抗モーメント (kNm/m)
 $\sum M_{OOF}$: 津波越流時における堤体底面のつま先回りの転倒モーメント (kNm/m)
 e : 堤体中央から合力の作用位置までの偏心距離 (m)

3) 支持力に対する安定性の検証³⁾

堤体の支持力に対する安定性照査は、津波の高さを変数として、基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度が、堤体自重が堤体底面に均等に作用するものとして式 (4.6.2-17) より求め、基礎地盤の許容鉛直支持力度 (式 (4.6.2-18)) 以下となる津波の高さを計算する。

$$q_{OF} = \frac{\sum V_{OF}}{L} < q_{aOF} \quad (4.6.2-17)$$

$$F_{SOF} = \frac{q_u}{q_{aOF}} \quad (4.6.2-18)$$

- ここに、 F_{SOF} : 津波越流時における支持力に対する安全率の目安 (表 4.6.2-1)
 $\sum V_{OF}$: 堤体自重、揚圧力、堤体天端に作用する水圧、持続波力の鉛直成分、裏法面に作用する水圧の鉛直成分の合計荷重 (kN/m)
 L : 堤体の底面幅 (m)
 q_{OF} : 堤体底面に作用する地盤反力 (kN/m²)
 q_{aOF} : 基礎地盤の許容支持力 (kN/m²)
 q_u : 基礎地盤の極限支持力 (kN/m²)

(4) 基礎地盤を含む堤体の円弧すべり破壊に対する安定性検証

図 4.6.2-3 に示すような基礎地盤を含む堤体の円弧すべり破壊に対する安定性の検証は、津波の高さを変数として、ジオテキスタイルの引張力を考慮した修正フェレニウス法 (式 (4.6.2-19)) を用いて行う。これによる最小安全率が、表 4.6.2-1 に示す安全率の目安以上となる津波の高さを計算する。

なお、補強領域を構成する天端コンクリートとジオテキブロックは強度が大きく、すべり面が通過しないため、これらの部材は盛土相当のものに置き換えて計算するものとする。

$$F_{SOF} = \frac{R \sum [cl + \{(W - u - U) \cos \alpha + T \sin \theta\} \tan \varphi + T \cos \theta]}{R \sum W \sin \alpha} \quad (4.6.2-19)$$

- ここに、 F_{SOF} : 津波越流時における円弧すべり破壊に対する安全率 (表 4.6.2-1)
 c, ϕ : 土の粘着力 (kN/m^2) 及びせん断抵抗角 ($^\circ$)
 W : 分割細片の全重量 (被覆工や天端工に作用する波力を含む) (kN/m)
 l : 細片底面の長さ (m)
 b : 細片の幅 (m)
 u : 地下水位による間隙水圧 (kN/m^2)
 T : ジオテキスタイルの引張力 (kN/m)
 U : 揚圧力 (kN/m)
 R : すべり円の半径 (m)
 α : 分割細片底面の接線方向と水平面のなす角 ($^\circ$)

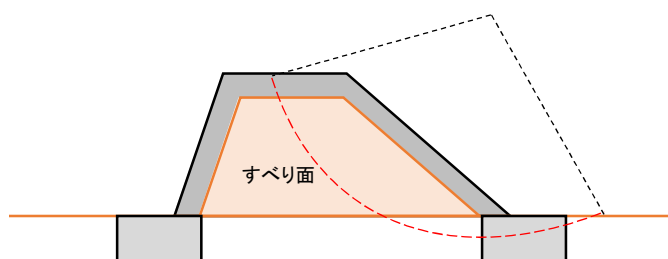


図 4.6.2-3 津波越流時において想定される堤体と基礎地盤全体の円弧すべり破壊

(5) 津波波力による受働的破壊の検証

津波波力の作用により堤体内が受働破壊する状態を想定した安定性の検証を行う (図 4.6.2-4)。この検証では、津波の高さを変数として、津波波力の作用により想定される受働破壊線に対して、堤体が受働破壊しない津波の高さを計算する。この検証に際しては、ジオテキスタイルは敷設方向に圧縮して抵抗しないため、せん断補強効果は見込まない。

$$F_{SP} = \frac{cl + W \sin \alpha + (W \cos \alpha + P_W \sin \alpha) \tan \phi}{P_W \sin \alpha} \quad (4.6.2-20)$$

- ここに、 c, ϕ : 堤体盛土の粘着力 (kN/m^2) 及びせん断抵抗角 ($^\circ$)
 W : 受働破壊線より上側の土塊重量 (kN/m)
 l : 受働破壊線の長さ (m)
 P_W : 津波波力 (kN/m)
 θ_f : 表法面と水平面のなす角 ($^\circ$)
 α : 受働破壊角 ($=45^\circ - \phi/2$) ($^\circ$)
 F_{SP} : 津波波力による受働破壊に対する安全率 (表 4.6.2-1)

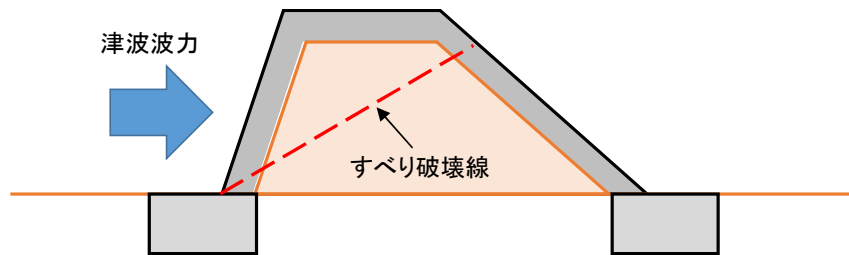


図 4.6.2-4 津波波力による堤体の受働破壊に対する安定性の照査

(6) 安全率と許容値の目安

粘り強さの検証に用いる各項目の安全率または許容値の目安は、「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成25年9月）」p.32を参照にして設定した。それを表4.6.2-1に示す。

表 4.6.2-1 各検証項目の安全率または許容値の目安
(津波越流時に対する堤防の粘り強さの検証)

検証対象	検証項目	安全率または許容値の目安
堤体	滑動	1.0
	転倒	L/2
	支持力	1.0
	津波波力による受働破壊	1.0
堤体と基礎地盤全体	円弧すべり破壊	1.0

※L: 堤体の底面幅

4.6.3 設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さを表す指標の算出

設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さの指標は、堤防が耐え得る津波の高さの最小値と堤体の高さとの差で表し、4.6.1～4.6.3の各検証項目で得られた所定の安全率や許容値を満足する津波の高さを用いて算出する。

「設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さを表す指標」である「堤防が耐え得る津波の高さの最小値と堤体の高さとの差」（4.6）の算定手順を以下に示す。

- 1) 4.6.1～4.6.3の検証項目に対して、津波の高さを変数とした計算を行い、各項目で設定された安全率または許容値の目安を満足する津波の高さを求める（4.6.1～4.6.3）。
- 2) 各検証項目で得られた堤防が耐え得る津波の高さを表4.6.4-1に示す一覧表にまとめ、これらの中から最小値を抽出する。この津波の高さの最小値を津波の高さ H_r とする。
- 3) 堤防が耐え得る津波の高さ H_r から堤体の高さ H を引き、設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さを表す指標 $H_r - H$ を求める。

表 4.6.3-1 設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さを表す指標の算定（単位：m）

	検証項目	津波の高さ
① 津波衝突時に対する粘り強さ（4.6.1）	①-1 堤体の滑動	$h + \eta =$
	①-2 堤体の転倒	$h + \eta =$
	①-3 堤体の支持力	$h + \eta =$
	①-4 津波波力による受働破壊	$h + \eta =$
② 津波越流時に対する粘り強さ（4.6.2）	②-1 堤体の滑動	$h + h_c =$
	②-2 堤体の転倒	$h + h_c =$
	②-3 堤体の支持力	$h + h_c =$
	②-4 堤体と基礎地盤の円弧すべり	$h + h_c =$
③ 負圧による法肩ブロックの粘り強さ（4.6.3）	③-1 法肩ブロックの引き剥がれ	$H + h_w =$
④ 堤防が耐え得る津波の高さの最小値（=上記①～③の最小値）		$H_r =$
⑤ 設計津波を超える津波に対する堤防の粘り強さを表す指標 =堤防が耐え得る津波の高さの最小値－堤体の高さ		$H_r - H =$

- ここに、 h : 津波衝突時の前面水深
 η : 津波衝突時の前面水深から津波の高さ
 h_c : 津波越流時の堤体天端中央の越流水深
 h_w : 越流水深（静水等換算）
 H_r : 堤防が耐え得る設計津波を超える津波の高さ
 H : 堤体の高さ

【4.6 参考文献】

- 1) 本間 仁, 堀川 清司, 長谷 直樹 : 海岸護岸に働く全波力に関する実験的研究, 海岸工学講演会講演集, Vol. 11, pp.202-207, 1964.
- 2) 朝倉 良介, 岩瀬 浩二, 池谷 毅, 高尾 誠, 金戸 俊道, 藤井 直樹, 大森 政則 : 護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol.47, pp.911-915, 2000.
- 3) 社団法人 日本道路協会 : 道路土工—擁壁工指針 (平成 24 年度版), pp.113-121, 2012.
- 4) 松島健一, 大井邦昭, 毛利栄征, 龍岡文夫, 平井卓, 桐博英 : 越流津波時の揚力による防潮堤法肩ブロックの引き剥がれとその対策, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, pp.I_1001-I_1005, 2014.

第5章 施工

5.1 基本方針

ジオテキブロックの施工にあたっては、下記の点に留意する。

- (1) 表法工、裏法工及び天端工の三面一体化
- (2) ジオテキブロック背面のセメント改良土工とジオテキスタイルの一体化
- (3) ジオテキブロック背面のセメント改良土工の難透水性能の確保

ジオテキブロックにより構築した表法被覆工、裏法被覆工、天端被覆工の三面が一体化した構造となるよう配慮して施工する（図5.1-1参照）。

ジオテキブロック背面のセメント改良土工（以下「セメント改良土工」という）は、ジオテキスタイルとセメント改良土を一体化した構造となるように施工する。

セメント改良土工は、所定の一軸圧縮強度と難透水性能を事前転圧試験により確認する。

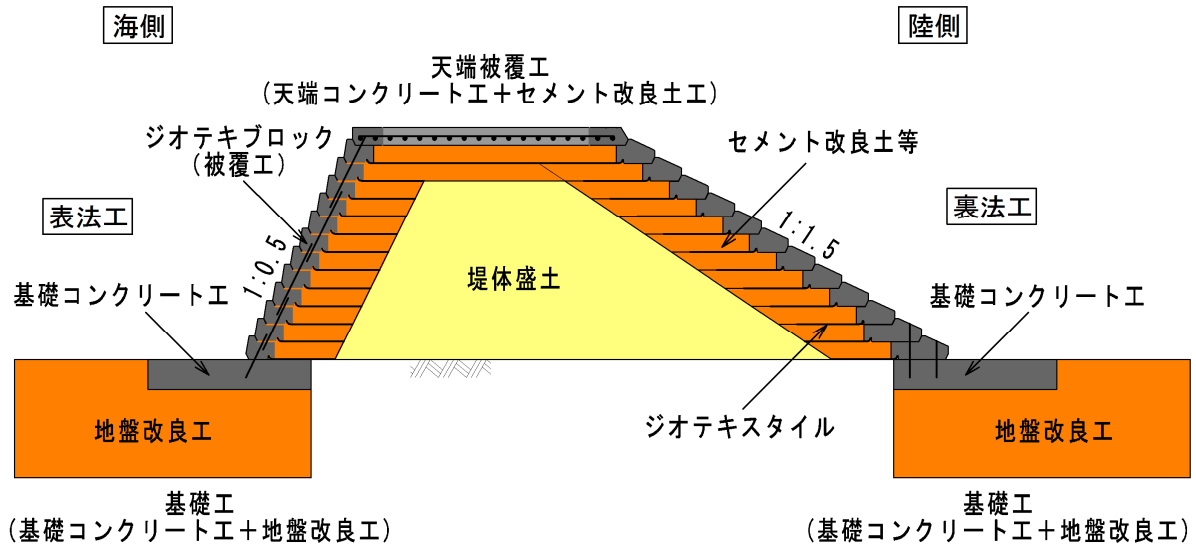


図5.1-1 三面一体化堤防の概略構造例

5.2 施工手順と留意点

本工事に着手する前に室内配合試験及び現場試験施工を実施し、盛土材の選定、セメント改良土のセメント仕様、施工機械、セメント混合方式等を決めて本工事に着手する。

(1) 施工手順

施工手順を図 5.2-1 に示す。

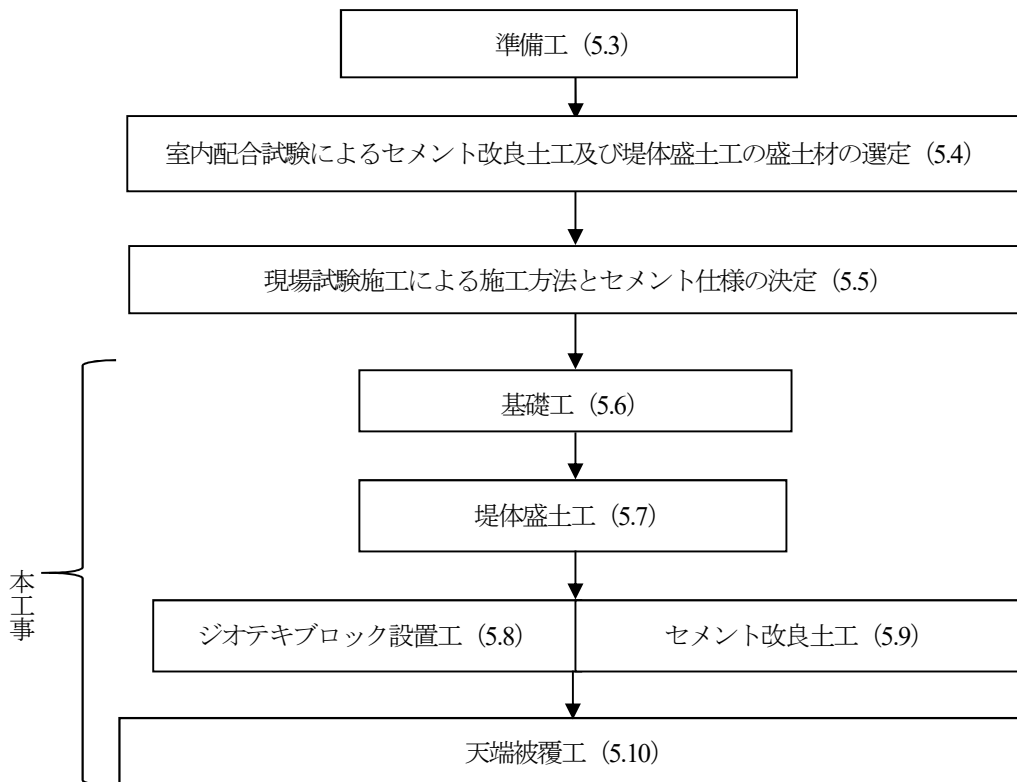


図 5.2-1 施工手順

注：図中の例えば (5.3) は本文 5.3 に詳細内容を記述していることを示す。

(2) 施工上の留意点

1) 準備工

ジオテキブロックを仮置きする時は、ジオテキブロックにジオテキスタイルが接続されているので、通常のブロックよりも広い仮置きヤードが必要となることに留意する。

セメント改良土の製造に際しては、セメント貯蔵設備、セメント改良土製造設備、セメント改良土の仮置き設備等を考慮して、必要な施工ヤードを確保する。

2) 室内配合試験によるセメント改良土工及び堤体盛土工の盛土材の選定

セメント改良土には難透水性が求められることから、盛土材選定時に室内配合試験を行い、セメント改良土が所定の一軸圧縮強度及び難透水性能を満足するよう、盛土材の選定およびセメントの種類と添加量（以下「セメント仕様」という）を仮設定する。次にセメント混合方式を選定し、セメントのばらつきを考慮してセメント仕様を再設定する。

また、選定した盛土材が堤体盛土工の材料として適していることを確認する。

3) 現場試験施工によるセメント仕様と混合方法の決定

室内配合試験で再設定したセメント改良土のセメント仕様を用いて現場試験施工を行い、セメント改良土が実施工においても要求品質を満足することを確認する。現場試験施工では、所要の締固め密度及び一軸圧縮強度、難透水性能を満足するよう転圧機械、撒き出し厚、転圧回数並びに実施工でのセメント添加量等のセメント仕様を決定する。

なお、転圧後の散水養生が一軸圧縮強度、透水係数に影響することに留意する。

4) 基礎工

基礎コンクリート工とその下部にあたる地盤改良工の施工は、地盤改良工の天端部と基礎コンクリート底面の間に隙間が発生しないように留意する。

基礎コンクリート工とジオテキブロックの一体化は、基礎コンクリートにアンカー鉄筋等を設置し、そのアンカー鉄筋をジオテキブロックの連結孔に通すことにより行う。

5) 堤体盛土工

堤体盛土工の盛土を行う際には、ジオテキブロック背面のセメント改良土との境界部分がすべり面にならないよう、十分な締固めを行う。

6) ジオテキブロック設置工

ジオテキブロック設置工は、セメント改良土の撒き出し・転圧時にジオテキブロックが変位しないよう留意する。上下のジオテキブロックの連結は、連結孔(図5.2-2参照)の中心に鉄筋を挿入し、コンクリートを打設して行う。

ジオテキブロックの高さ及び水平度の調整は、やむを得ない場合、敷きモルタルやプレート等で行うが、調整の程度によっては最終的な出来形に大きな影響を及ぼすので、調整は必要最小限とする。



写真5.2-2 ジオテキブロックの連結孔

7) セメント改良土

ジオテキブロックの設置にあたっては、ジオテキブロックの設置面が下段のブロック天端部と背面のセメント改良土に跨っていることに留意する。すなわち、設置面に不陸が生じていたり、ブロック自体の重みでセメント改良土が沈下したりすると、ブロック同士やセメント改良土との間に隙間が

でき、ジオテキブロックの設置精度に悪影響を与えることがある。このため、事前にセメント改良土の沈下量を想定して撒き出し厚等を決定する。

セメント改良土の難透水性能は一軸圧縮強度で管理する。所定の一軸圧縮強度があれば所定の難透水性能を満足するものとする。

一軸圧縮強度はセメントの水和反応に必要な水分量に影響されるため、乾燥時には散水するなど、最適含水比よりも湿潤側で施工するよう留意する。ただし、転圧前に含水比が高くなりすぎると、十分な締固め効果が得られず過転圧の状態に陥るため、降雨時などで含水比が高くなると想定される場合は施工を見合わせる。転圧後は養生のため十分な散水をして、セメントの水和反応を促進し所定の強度及び難透水性能を確保する。

8) 天端被覆工

天端被覆工はジオテキブロックの表法面及び裏法面と一体化し、全体として堤防が三面一体化することに留意して施工する

5.3 準備工

施工にあたっては、基礎地盤内の支障物や周辺家屋など、工事に支障となる対象物がないかを事前に調査する。また施工ヤードについては、ジオテキブロックの仮置き場やセメント貯蔵設備、セメント改良土の製造設備、セメント改良土の仮置き設備等に必要な面積の確保に留意する。

施工にあたっては、基礎地盤内の支障物や施工区域周辺の家屋など、工事を行う上で支障がないかを事前に調査し、対策が必要な場合は近隣家屋に対する騒音振動対策など、周辺環境にも配慮した施工計画を立てる。

ジオテキブロックを仮置きする場合、ジオテキブロックにジオテキスタイルが接続されていることにより、通常のブロックより広い仮置きヤードが必要となることに留意する。

セメント貯蔵施設、セメント改良土製造設備、セメント改良土の仮置き設備等に必要な施工ヤードの面積を確保する（写真5.3-1、写真5.3-2参照）。



写真5.3-1 ジオテキブロック仮置きヤード



写真5.3-2 セメント改良土製造設備ヤード

5.4 室内配合試験によるセメント改良土と堤体盛土の盛土材の選定

盛土材は堤体盛土に適した土質であること、セメント改良土は配合試験により所定の仕様を満たすことを確認する。

(1) セメント仕様等の設定フロー

室内配合試験によるセメント仕様の設定フローを図5.4-1に示す。セメント改良土工に用いるセメントの種類は、六価クロムの溶出に配慮して選定する。

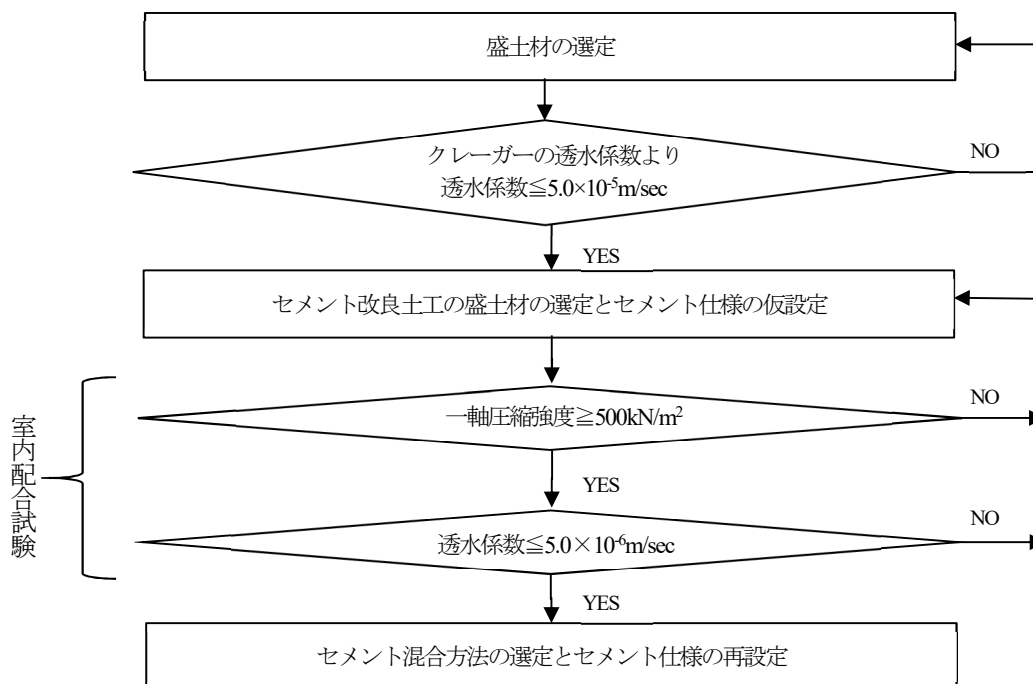


図5.4-1 室内配合試験によるセメント仕様の設定フロー

(2) 盛土材の選定とセメント改良土のセメント仕様の仮設定

セメント改良土の盛土材の選定にあたっては、締固め密度以外に一軸圧縮強度と難透水性能を求めているため、材料に含まれる細粒分の含有率が重要となる。一般的に、セメント改良された盛土材料の透水係数は無改良土の10倍程度小さくなることを考慮し、図5.4-2に示すクレーガ-の透水係数が $5.0 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$ ($5.0 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$) となる細粒分の含有率として D_{20} が 0.16 mm より小さい盛土材料を選定することを参考とする。なお、セメント添加量は、実績にもとづいて $60 \sim 100 \text{ kg/m}^3$ の範囲で仮設定する。

一方、堤体盛土の盛土材はセメント改良土と同じ材料を用いることを原則とするが、異なる材料を用いる場合は、例えば農林水産省農村振興局整備部設計課「土木工事共通仕様書 平成28年4月」等、発注機関の基準に従い選定する。

D ₂₀ (mm)	k(cm/sec)	土質分類
0.0010	1.50E-07	細粒粘土
0.0028	1.00E-06	粗粒粘土
0.005	3.00E-06	細粒シルト
0.010	1.05E-05	粗粒シルト
0.020	4.00E-05	極微粒砂
0.030	8.50E-05	微粒砂
0.040	1.75E-04	中粒砂
0.050	2.80E-04	粗粒砂
0.060	4.60E-04	細礫
0.070	6.50E-04	
0.080	9.00E-04	
0.090	1.40E-03	
0.100	1.75E-03	
0.120	2.60E-03	
0.140	3.80E-03	
0.160	5.10E-03	
0.180	6.85E-03	
0.200	8.90E-03	
0.250	1.40E-02	
0.300	2.20E-02	
0.350	3.20E-02	
0.400	4.50E-02	
0.450	5.80E-02	
0.500	7.50E-02	
0.600	1.10E-01	
0.700	1.80E-01	
0.800	2.15E-01	
0.900	2.80E-01	
1.000	3.60E-01	
2.000	1.80E+00	

粒径と透水係数の関係図

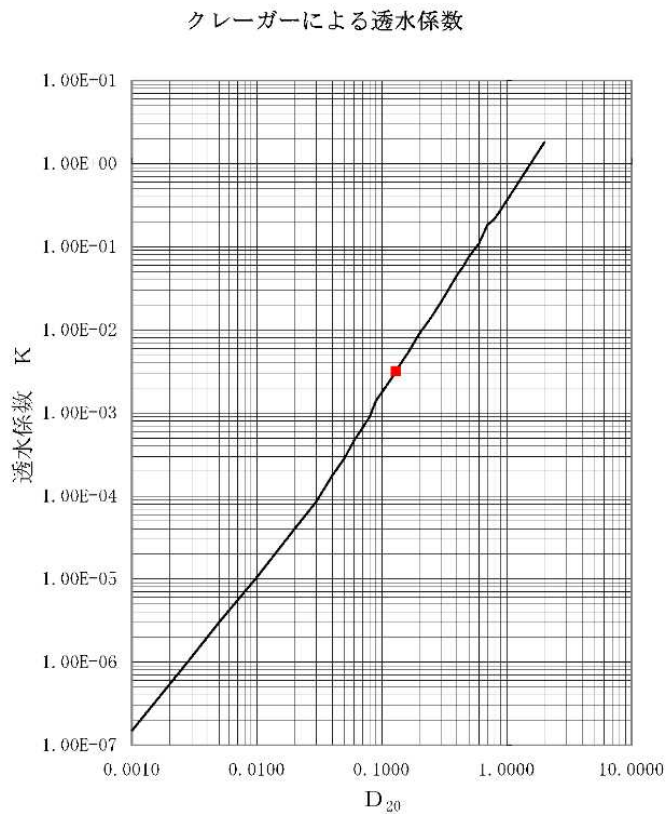


図 5.4-2 クレーガーによる透水係数

(3) 室内配合試験によるセメント仕様の設定

セメント改良土の要求品質を表 5.4-1 に示す。

選定された盛土材に対し、室内配合試験を実施してセメント仕様を設定する。仮設定したセメント仕様をパラメータとして、材齢 7 日及び 28 日の供試体を用いて一軸圧縮強度試験と透水試験を実施する。

セメント改良土の透水係数と一軸圧縮強度との関係の概念図を図 5.4-3 に示す。図より、一般的に、砂質土であれば一軸圧縮強度が 500kN/m² 以上で透水係数は 5.0×10⁻⁶m/sec (5.0×10⁻⁴cm/sec) 以下になると推定される。

表 5.4-1 セメント改良土の要求品質

項目	規定値
一軸圧縮強度	500kN/m ² 以上
透水係数	5.0×10 ⁻⁶ m/sec 以下

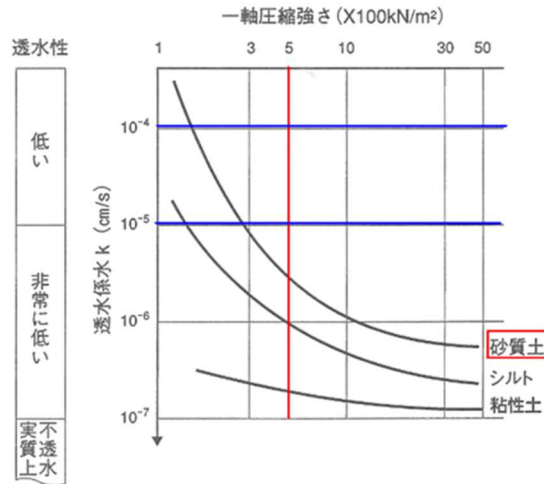


図 5. 4-3 セメント改良土の一軸圧縮強度と透水係数の概念図

(4) セメント混合方法の選定とセメント仕様の再設定

①セメント混合方法

セメント混合方式によりセメント改良土の一軸圧縮強度にばらつきが生じる。バックホウによる攪拌方式(写真 5. 5-1 参照) は狭いヤードで施工できる一方、品質のばらつきが大きいことに留意する。

また、自走式土質改良機などによる機械攪拌方式(写真 5. 5-2 参照) は品質のばらつきが少なく高品質な改良土の製造が可能であるが、施工費がやや高価になり多少広いヤードが必要となることに留意する。

セメント混合方式は、セメント改良土量、現地で確保できる改良ヤードの広さ、盛土材の粒度分布などの条件を勘案して決定する。



写真 5. 5-1 バックホウによるセメント改良



写真 5. 5-2 自走式土質改良機(機械攪拌)によるセメント改良

②セメント仕様の再設定

実際に現場で得られる一軸圧縮強度は、施工機械によって、室内で行う事前セメント配合試験から得られる一軸圧縮強度よりも一般的に小さくなると言われている。現場におけるセメント仕様は、表 5.4-2 を参考にして再設定する。

表 5.4-2 現場強度の室内試験における強度との比

固化材の混合方法	施工機械	現場強度／室内強度
粉体	スタビライザー	0.5～0.8
	バックホウ	0.3～0.7

5.5 現場施工試験による施工方法とセメント仕様の決定

室内配合試験結果とセメント混合方法によるばらつきを考慮して再設定したセメントの仕様を用いて現場試験施工を行い、施工方法とセメント仕様を最終的に決定する。

(1) 現場試験施工のフロー

現場試験施工のフロー図を図 5.5-1 に示す。

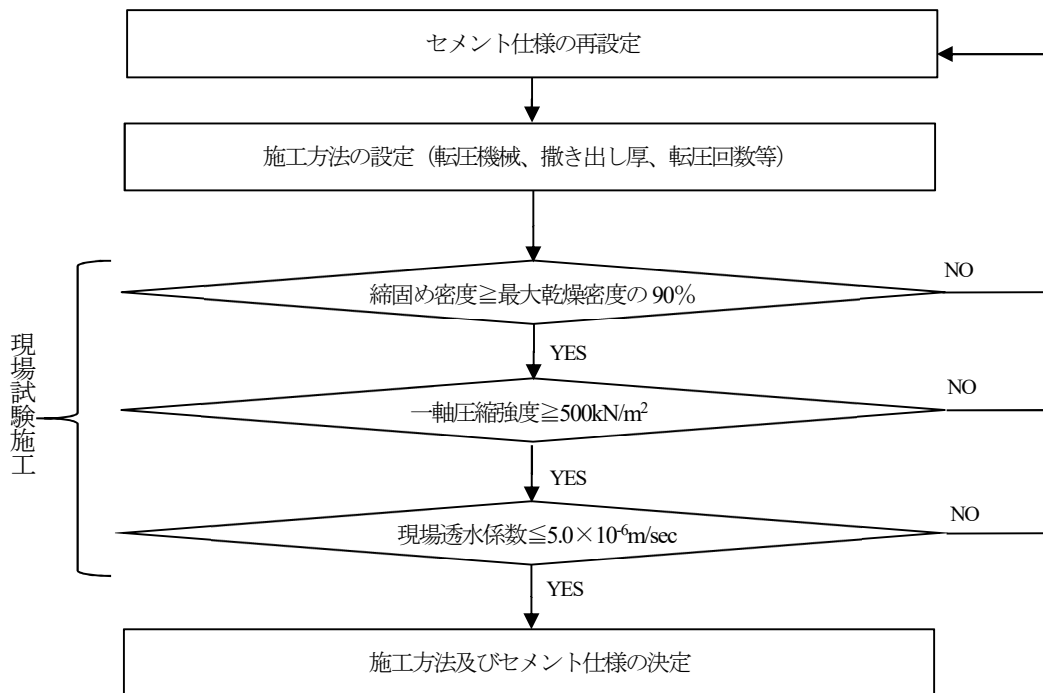


図 5.5-1 現場試験施工フロー図

(2) 締固め密度試験

一般的に実施されている締固め密度試験により、転圧機械、撒き出し厚、転圧回数を決定する。締固め密度の規格値を表 5.5-1 に示す。

表 5.5-1 締固め密度の規格値

項目	規格値
締固め密度	最大乾燥密度の 90%以上

(3) 一軸圧縮強度、現場透水試験によるセメント仕様の決定

現場試験施工では、再設定されたセメント仕様に対して一軸圧縮強度及び透水係数に対する要求品質を満足することを確認する。所定の透水係数が得られない場合は、盛土材料の変更や転圧機械、撒き出し厚、転圧回数等を再検討する。

透水係数は、現場透水試験を行い、所定の透水係数が得られることを確認する。室内配合試験で実施した透水試験は鉛直方向に突き固めた供試体で鉛直方向の透水係数を代表する値であるのに対し、

現場透水試験は試験孔を利用した試験で水平方向の透水係数を代表する値であり、供試体による透水係数より1~10倍程度大きくなると言われている。この点を考慮して、現場透水試験で要求品質を上回るように施工方法とセメント仕様を決定する。

特に、粘土、シルト分を多く含む盛土材料で、十分なエネルギーで締固めができない場合、改良土の透水係数が無改良土より逆に大きくなる場合があることに留意する。この場合は、盛土材料を変更するか締固め機械、締固め回数、締固め層厚などの施工方法を再検討する。

5.6 基礎工

基礎工は、地盤改良工と基礎コンクリート工で構成される。地盤改良工は、波浪及び越流時の洗掘に対する防護及び堤防の荷重を分散するために施工する。

基礎工の施工にあたっては、地盤改良工上面と基礎コンクリート工底面が密着し、一体化するよう留意する。

(1) 地盤改良工

地盤改良工を施工する前には、基礎地盤中に支障物がないか調査し、支障物が見つかった場合は事前に撤去しておく。地盤改良工の工法は、地盤条件、施工ヤード、周辺環境等を考慮して選定する。

地盤改良工法には中層地盤改良と深層混合改良があり、攪拌方式には機械攪拌方式、高圧噴射攪拌方式がある。現地の地盤条件等に応じて、これらの工法の中から選定する。パワーブレンダー工法による地盤改良工の施工例を写真5.6-1に示す。

地盤改良工における地盤改良土の要求品質を表5.6-1に示す。要求品質を満足するための施工管理は、選定された工法で用いられている一般的な管理方法で実施する。

表 5.6-1 地盤改良土の要求品質

項目	規格値
一軸圧縮強度	500 kN/m ² 以上



写真 5.6-1 地盤改良工（パワーブレンダー工法）の施工例

(2) 基礎コンクリート工

基礎コンクリート工においては、地盤改良上面と基礎コンクリート底面を密着させ、その間から水が浸透しないよう留意する（写真5.6-2参照）。

基礎コンクリートには、ひび割れ防止のため、天端工の目地、ジオテキブロックの目地位置に合わせて6～10m間隔で目地を設置する。また、ジオテキブロックと基礎コンクリートの一体化を図るため、図5.6-1に示すように、アンカーを基礎コンクリートに埋め込んでおく。



写真 5. 6-2 基礎コンクリート工の施工状況

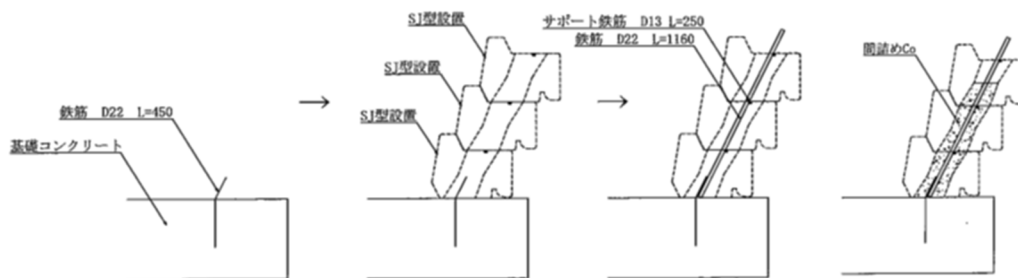


図 5. 6-1 アンカーによるジオテキブロック一体化の例

5.7 堤体盛土工

堤体盛土工は、ジオテキブロック背面のセメント改良土の施工手順や施工ヤード、施工機械等を勘案して施工する。

堤体盛土工は、ジオテキブロックの設置工とセメント改良土工とを並行して施工する場合と、堤体盛土工を先行した後にジオテキブロックの設置とセメント改良土工を施工する場合がある。前者の場合は、堤体盛土とセメント改良土との境界が転圧不足にならないよう留意する。後者の場合は、堤体盛土とセメント改良土の間に段切りを設けて、すべり面ができないよう留意する。



写真 5.7-1 段切りによる堤体盛土工の施工状況

5.8 ジオテキブロック設置工

ジオテキブロックの設置工は、セメント改良土の撒き出し及び転圧時に変位等の影響を受けないよう留意して施工する。

(1) ジオテキブロックの搬入と仮置き（写真5.8-1, 写真5.8-2）

ジオテキブロックの搬入場所及び時期は、仮置きヤードに合わせて計画的に決める。また、場内でのジオテキブロックの運搬距離が小さくなるよう配慮する。



写真5.8-1 ジオテキブロックの搬入状況



写真5.8-2 ジオテキブロックの仮置き状況

(2) ジオテキブロック設置工

ジオテキブロック設置工は、水平度を水準器で勾配をスラントで確認しながら行う。特に一段目の据付精度は二段目以降の据付に大きな影響を与えるので、細心の注意を払う（写真5.8-3参照）。

ジオテキブロック設置工の高さ及び水平度の調整は、やむを得ない場合は敷きモルタルやプレート等で行うが、調整の程度によっては最終的な出来形に影響を及ぼすので、調整は必要最小限に留める。

ジオテキブロックに取付けられたジオテキスタイルは、丸めた状態で運搬するために、設置時に平らにならないことがある。この場合、ジオテキスタイルの端部をL型アンカーピン（φ9mm、L=200mm）などでセメント改良土に打込んで固定すると施工しやすい（写真5.8-4参照）。

セメント改良土の転圧時におけるジオテキスタイルは、一端がジオテキブロックに固定されているので、法面外側には動きにくい構造になっている。しかし、ジオテキブロック背面近傍を転圧する時は、ジオテキブロックの変位を計測しながらジオテキブロックが動かないよう、十分注意して施工する。

ジオテキブロックの丁張は、ジオテキブロック間の隙間を利用してプレートやアンカー等を用いて設置するとよい。

(3) ジオテキブロックの目地工

ジオテキブロック目地は、ブロック間をコンクリートで連結した場合の温度収縮による亀裂や縦断方向の施工誤差を吸収するために、基礎コンクリート工及び天端コンクリート工と同じ位置に、6～10m 間隔で設置する。



写真 5.8-3 ジオテキブロック設置状況



写真 5.8-4 L型アンカーピンによる固定状況

(4) 連結コンクリート工

ジョイント構造を持つジオテキブロックには、 $\phi 200\text{mm}$ 以上の連結孔が設けられているので、この部分に鉄筋を挿入し、コンクリートを打設して上下左右のジオテキブロックの一体化を図る。

また、鉄筋は連結孔の中心に配置して所定のかぶりが確保できるよう、写真 5.8-5 のような鉄筋の固定方法を工夫する。連結孔にコンクリートを打設する際には、鉄筋とジオテキブロック間の充填性に配慮して、コンクリートのスランプや最大粒径等を決定する。



写真 5.8-5 鉄筋の固定方法の例

5.9 セメント改良土工

セメント改良土工は、所定の締固め密度、一軸圧縮強度、透水係数を確保できるよう、養生にも留意し、現場試験施工で決めた方法で施工する。

ジオテキブロック上面とセメント改良土工の高さに差が生じると、次のジオテキブロックを据え付ける際に、十分な設置精度を確保できない場合がある。このため、事前にセメント改良土の沈下量を把握して撒き出し厚を決定する。

具体的には、セメント改良土工の仕上げ面はジオテキブロックとできるだけ同じ高さになるよう撒き出し厚を決める。そして、次のジオテキブロックを据付ける範囲を対象として、転圧後にレーキ等で仕上げ面を削り、又はセメント改良土を薄層に盛るなどして高さを調整する。

(1) セメント改良土工の施工管理

ジオテキブロックは、高さが 30 cm であるので、セメント改良土工もジオテキブロック設置工と合わせて 30 cm ずつ段階的に行う。

セメント改良土工は、試験施工で決められた転圧機械、撒き出し厚、転圧回数に従って行う。施工ヤードが狭くて大型転圧機械で施工できない場合には、所定の締固め密度や透水係数が得られないことがあるので留意する。

セメント改良土工は、所定の締固め密度、一軸圧縮強度を確保できるよう施工管理を行う。具体的には、室内配合試験で得られた 7 日材齢一軸圧縮強度と 28 日材齢一軸圧縮強度との関係を把握し、7 日材齢の一軸圧縮強度で確認する。

(2) セメント改良土工の透水係数の施工管理

セメント改良土工の透水係数の施工管理は、一軸圧縮強度の管理で代用する。すなわち、セメント改良土の一軸圧縮強度が確保されていれば透水係数も所定の性能が確保されているものとして取り扱う。

セメント改良土工の留意点として、セメントが水和反応するためには水分が必要なため、締固めは最適含水比付近からやや湿潤側で施工する。転圧後は十分な散水をしてセメントの水和反応を促進し、所定の難透水性と強度を確保する。なお、散水量は 1m² 当たり 20ℓ とした事例がある。ただし、降雨によって含水比が高くなる場合は、施工を見合わせる。

また、セメント改良土中に敷設したジオテキスタイルが水みちとなり、改良土の透水係数が大きくならないように、ジオテキスタイルと改良土の付着に留意して改良土の撒きだしと転圧を行う。ただし、礫材を多く含む場合は、撒き出し時に礫が直接ジオテキスタイルに接しないようにするなどの配慮が必要である

セメント改良土の転圧状況を写真 5.9-1、散水養生状況を写真 5.9-2 に示す。



写真 5.9-1 セメント改良土工の転圧状況



写真 5.9-2 散水養生の施工状況

5.10 天端被覆工

天端被覆工は、ジオテキブロックの表法面及び裏法面と一体化し、全体として堤防が三面一体化することに留意して施工する。

天端被覆工は、セメント改良土工と天端コンクリート工（あるいはアスファルトコンクリート工）で構成される。それぞれ表法面と裏法面との境界に弱部ができないよう、一体化に配慮して施工する（写真 5.9-1 参照）。

なお、天端被覆工を道路や歩道と兼用する場合は、それぞれの構造基準に従う。

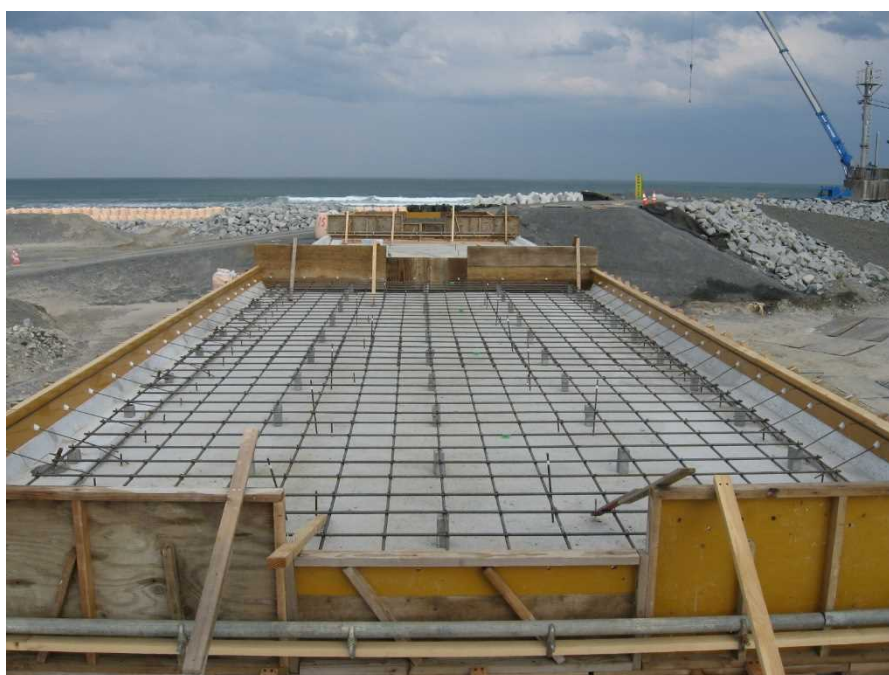


写真 5.10-1 天端被覆工の施工状況

5.11 施工管理及び施工管理基準

ジオテキブロックの施工管理は、発注機関の基準に従う。

ジオテキブロックの施工管理は、例えば「土木工事共通仕様書 平成28年4月 農林水産省農村振興局整備部設計課」等、それぞれの発注機関の基準に従う。

ジオテキブロックの施工管理基準は、例えば「土木工事施工管理基準 平成27年3月30日 農林水産省農村振興局」等、それぞれの発注機関の基準に従う。

なお、出来形の天端高さの管理に関しては、天端コンクリート部分の厚さで調整する方法が一般的であるが、ジオテキブロックの高さ調整に用いる敷きモルタルを厚くすると、仕上りの天端高さが規格値を越えることがあるため、ジオテキブロックの設置における高さ調整は極力小さくするよう注意する。

設置完了後のジオテキブロックを写真5.11-1に示す。



写真5.11-1 設置完了後のジオテキブロック

第6章 製造と品質管理

6.1 基本方針

ジオテキブロックは、第2章～第4章に示す堤防の粘り強さが発揮できるように形状や強度を設定し、適切な品質管理の下で製造する。

(1) 製造方針

ジオテキブロックは、堤体の安定に必要な形状及び圧縮強度、連結強度を有し、コンクリートのアルカリ成分によるジオテキスタイルの劣化、骨材の材料分離による引張強度の低下等が発生しないように、適切な品質管理のもとで製造する。

また、ジオテキスタイルは、堤体の安定に必要な引張強度、接続強度、施工時における耐衝撃性、土中環境下における耐久性、環境適合性を有し、適切な品質管理のもとで製造する。

(2) ジオテキブロックの構造

ジオテキブロックは、コンクリートブロックに接続したジオテキスタイルのアンカー効果によってコンクリートブロックとセメント改良土等を一体化させて、地震時の慣性力や波力に対してコンクリートブロックの安定化を図る効果を発揮させる。

このため、ジオテキスタイルとコンクリートブロックの接続部は、十分な接続強度と引張り剛性を有した構造とする。また、接続部は盛土や基礎地盤の多少の沈下に対しても、ジオテキスタイルに極度なせん断力が生じない構造とする。

6.2 ジオテキブロックの使用材料

ジオテキブロックの製造に使用する材料は、JIS A 5364「プレキャストコンクリート製品—材料及び製造方法の通則」に準拠する。

(1) セメント

表 6.2.1-1 JIS 規格に基づくセメントの種類と適用

JIS 記号	種類	適用
R 5210	(1) 普通ポルトランドセメント (2) 普通ポルトランドセメント(低アルカリ形) (3) 早強ポルトランドセメント (4) 早強ポルトランドセメント(低アルカリ形)	低アルカリ形はいずれの種類も全アルカリ量 0.6%以下
R 5211	(1) 高炉セメント A 種 (2) 高炉セメント B 種 (3) 高炉セメント C 種	高炉スラグの分量(質量%) 5 を超え 30 以下 30 を超え 60 以下 60 を超え 70 以下

(2) 骨材

- ① JISA 5005 (コンクリート用砕石及び砕砂)
- ② JISA 5011-1 (コンクリート用スラグ骨材 (高炉スラグ骨材))
- ③ JISA 5011-2 (コンクリート用スラグ骨材 (フェロニッケルスラグ骨材))
- ④ JISA 5011-3 (コンクリート用スラグ骨材 (銅スラグ骨材))
- ⑤ JISA 5015 (道路用鉄鋼スラグ)
- ⑥ JISA 5021 (コンクリート用再生骨材H)
- ⑦ JISA 5308 (レディミクストコンクリート) 附属書A (レディミクストコンクリート用骨材)
- ⑧ 骨材の粒度、有害物含有量、耐久性については、JIS 規格等によるものとする。
- ⑨ 骨材及び粗骨材は、大小粒が適度に混合しているものとする。

(3) 水

コンクリートに用いる水は、油、酸、塩類、有機不純物、懸濁物等コンクリート及び鋼材の品質に悪影響を及ぼす物質を含んではならない。

(4) 混和材料

- ① 混和材として用いるフライアッシュは、JISA 6201 に適合したものとする。
- ② 混和材として用いるコンクリート用膨張材は、JISA 6202 に適合したものとする。
- ③ 混和剤として用いる AE 剤、減水剤、AE 減水剤、高性能 AE 減水剤、高性能減水剤、流動化剤及び硬化促進剤は、JISA 6204 に適合したものとする。

- ④ 混和剤として用いる鉄筋コンクリート用防錆剤は、JIS A 6205 に適合したものとする。
- ⑤ 混和材として用いるコンクリート用高炉スラグ微粉末は、JIS A6206 に適合したものとする。
- ⑥ 混和剤として用いる流動化剤は、コンクリート用流動化剤品質規格（(公社) 土木学会）の規格に適合したものとする。
- ⑦ その他の混和材料は、設計図書によるほか、使用前に監督職員に承諾を得るものとする。

(5) ジオテキスタイル

ジオテキスタイルは、コンクリートブロック骨材の材料分離が生じない形状（目合い）であり、歪み・ねじれが無く、アルカリに対する十分な耐久性を有するものを用いる。

6.3 ジオテキブロックの形状

6.3.1 ジオテキブロックの標準的な形状寸法

ジオテキブロックの形状や寸法は、第2章～第4章に示す堤防の粘り強さが発揮できるように決定する。

(1) ジオテキブロックの標準的な寸法

ジオテキブロックの標準的な形状寸法は、図6.3.1-1～図6.3.1-3のとおりとする。

(2) 寸法の許容差

ブロックの寸法許容差は、表6.3.1-1のとおりとする。

表 6.3.1-1 GS・GJ・SJ型 (単位: mm)

記号	許容差
H1、H2、W1、 B1、B2、B3、B4、L2	±5

(3) ジオテキブロックの重量

ジオテキブロックの参考重量を表6.3.1-2に示す。

表 6.3.1-2 GJ型・GS型・SJ型ブロックの参考重量

タイプ	重量
GS (2.0割勾配用)	1,140 kg
GJ (2.0割勾配用)	1,530 kg
GS (1.5割勾配用)	930 kg
GJ (1.5割勾配用)	1,310 kg
SJ (5.0分勾配用)	690 kg

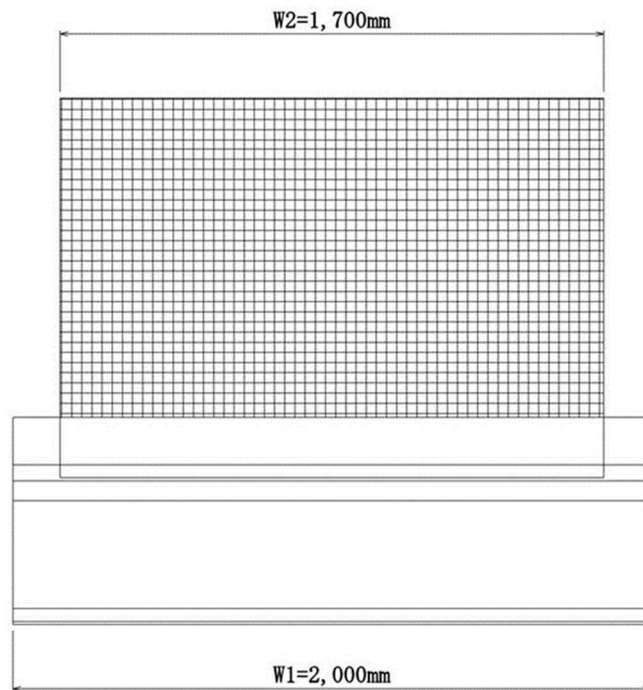
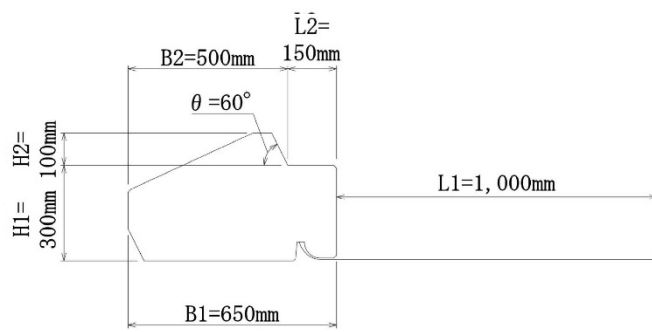
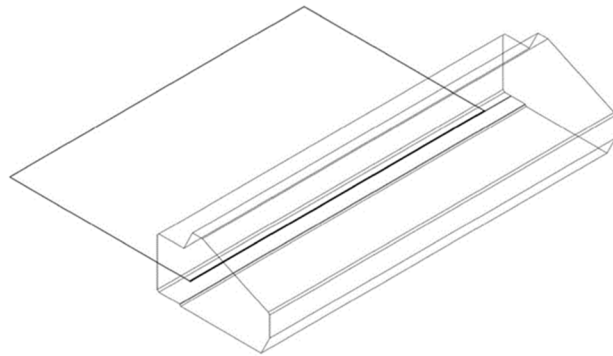


图 6.3.1-1 GS 型 (1.5 割勾配用)

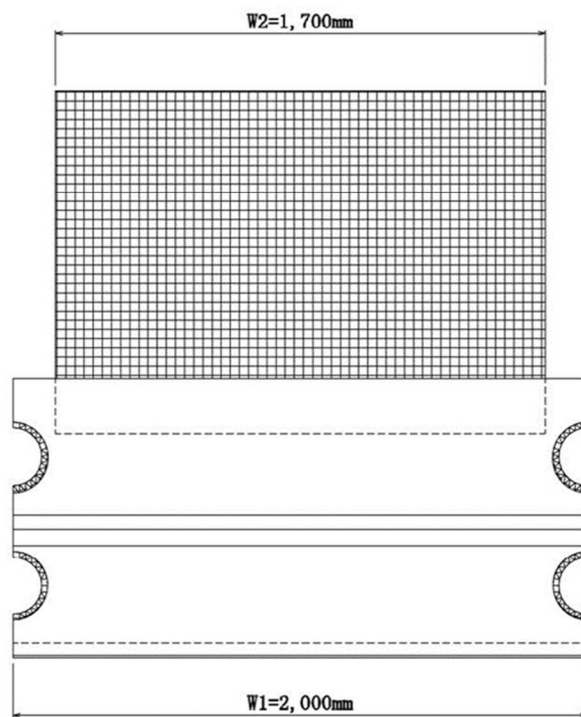
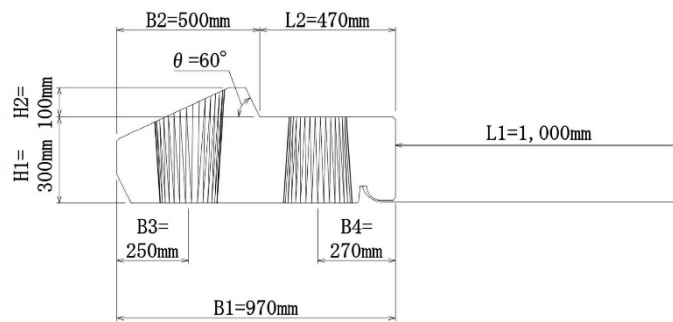
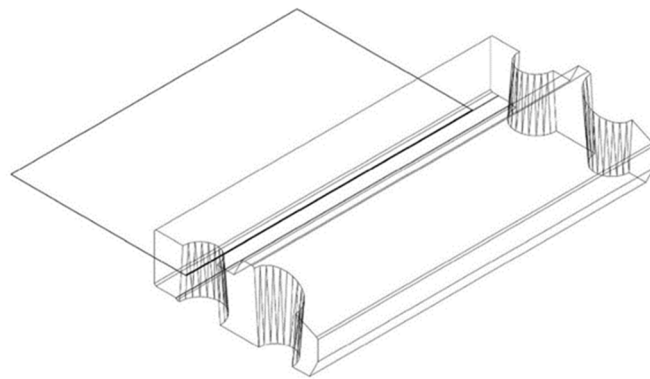


图 6.3.1-2 GJ 型 (1.5 割勾配用)

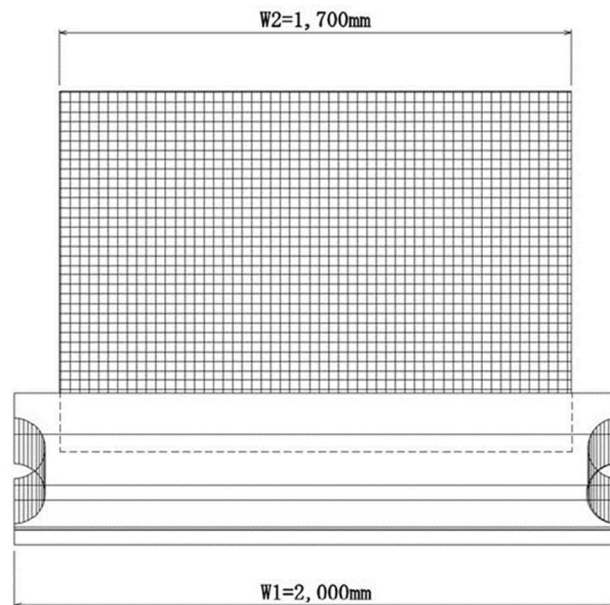
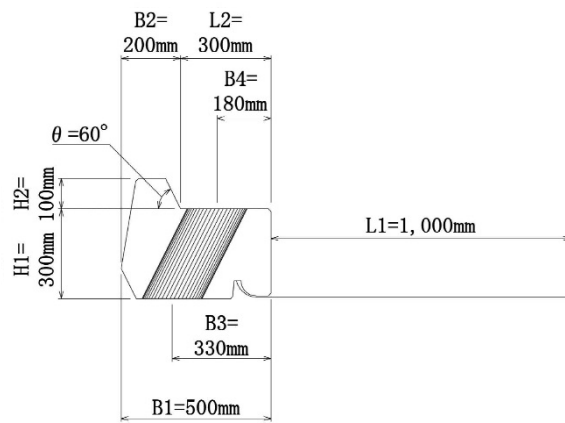
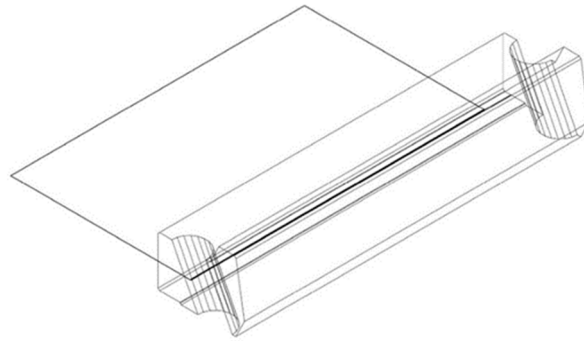


图 6.3.1-3 S J 型 (5.0 分钩配用)

6.3.2 ジオテキブロックの形状の工夫

ジオテキブロックの形状には、以下の工夫を施す。

- (1) 隣接するジオテキブロックを連結するため、ジョイント穴を設ける。
- (2) ジオテキブロックの滑動抵抗力を向上させるため、かみ合わせの段差を設ける。

(1) ジョイント穴

ブロック同士を連結するタイプのブロック（GJ 及び SJ）は、鉄筋（D22 程度）の被り厚 80mm を確保できる形状とする。施工時の精度を考慮すると、直径 200mm 以上のジョイント穴を設けることが望ましい。

(2) かみ合わせの段差

ブロック同士の滑動抵抗力を向上させるため、かみ合わせ部分の段差 H2 は、100mm 以上を確保することとする。段差によるかみ合わせ面は、 60° 以上の角度とし、かつ、ブロックのかけ等が生じない段差形状とする。

6.4 ジオテキブロック(ブロック部分)の品質管理

6.4.1 製造時の品質管理(外観検査、寸法検査、強度試験)

ジオテキブロック製造時の品質管理は、JISA5371「プレキャスト無筋コンクリート製品」に準拠した外観検査、寸法検査及び強度試験を行い、所定の規格値を満たすことを確認する。

(1) 品質管理項目

ジオテキブロック製造時の品質管理は、表 6.4.1-1 に示す方法により実施する。

表 6.4.1-1 ジオテキブロック製造時の品質管理項目

項目	検査方法	実施内容
外観検査	目視確認	有害な傷がないか確認する。
寸法検査	形状目視確認	製品図との整合性を確認する。
	寸法検査	測定箇所寸法が許容差内であるかの測定を実施する。
強度試験	圧縮強度試験	設計基準強度に適合しているか試験を実施する。

(2) 外観検査

ジオテキブロックの寸法検査は、有害な傷、ひび割れ、欠け、反り等の欠点の有無を確認する。

(3) 寸法検査

ジオテキブロックの寸法検査は、図 6.4.1-1～図 6.4.1-3 に示す測定箇所を測定し、表 6.4.1-2 に示す許容差内であるか確認する。呼び名が異なる毎に、100 個又はその端数を 1 組とし、1 組から任意に 1 個の製品を抜き取り、高さ・幅・長さの寸法測定を実施する。

表 6.4.1-2 寸法許容差

製品種類	測定箇所	製品許容差
GJ 型、SJ 型	H1、H2、B1、B2、B3、B4、L2、W1	±5 mm
GS 型	H1、H2、B1、B2、L2、W1	±5 mm

※ジオテキスタイル部の計測は、製品背面から、ジオテキスタイル端部までの長さを測定する事とする。

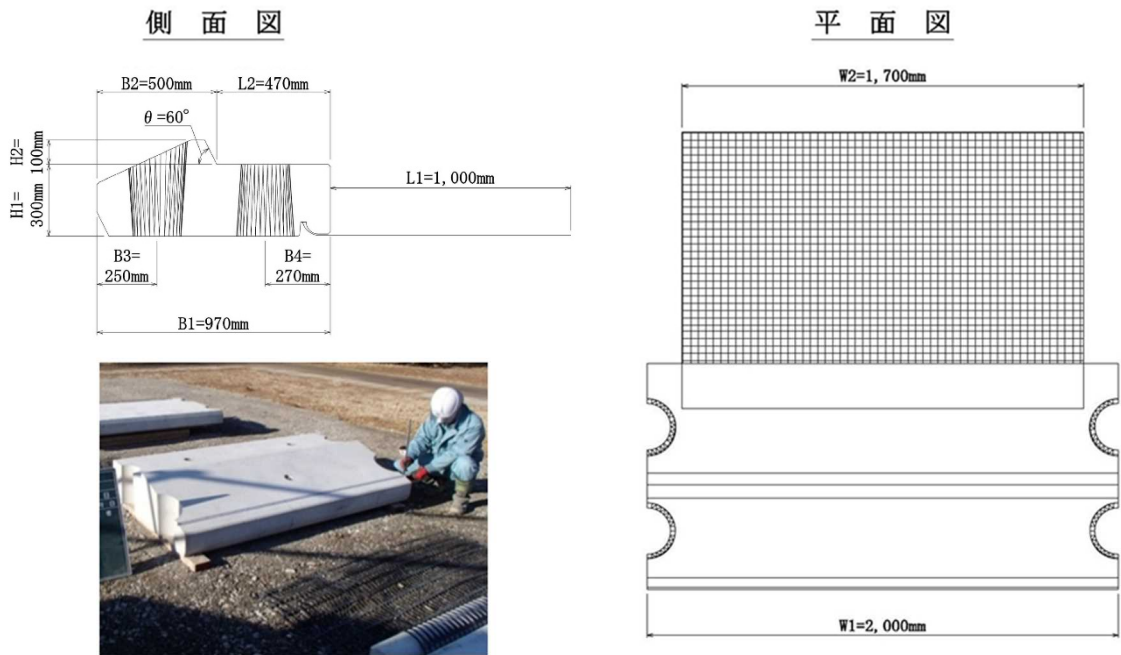


図 6. 4. 1-1 測定箇所及び測定状況 (GJ 型)

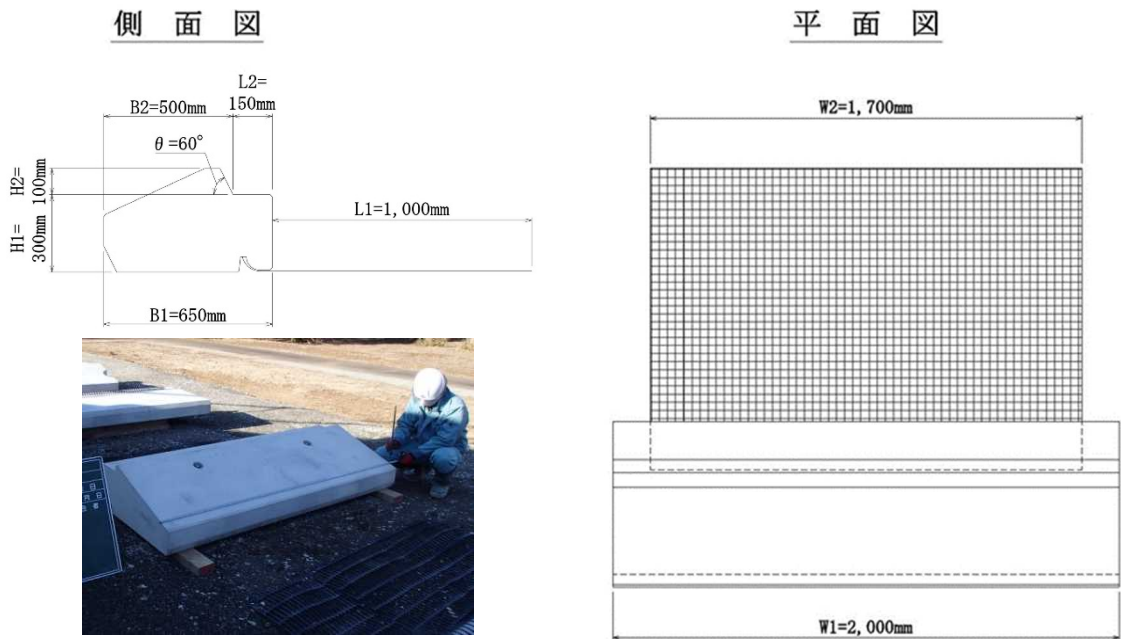


図 6. 4. 1-2 測定箇所及び測定状況 (GS 型)

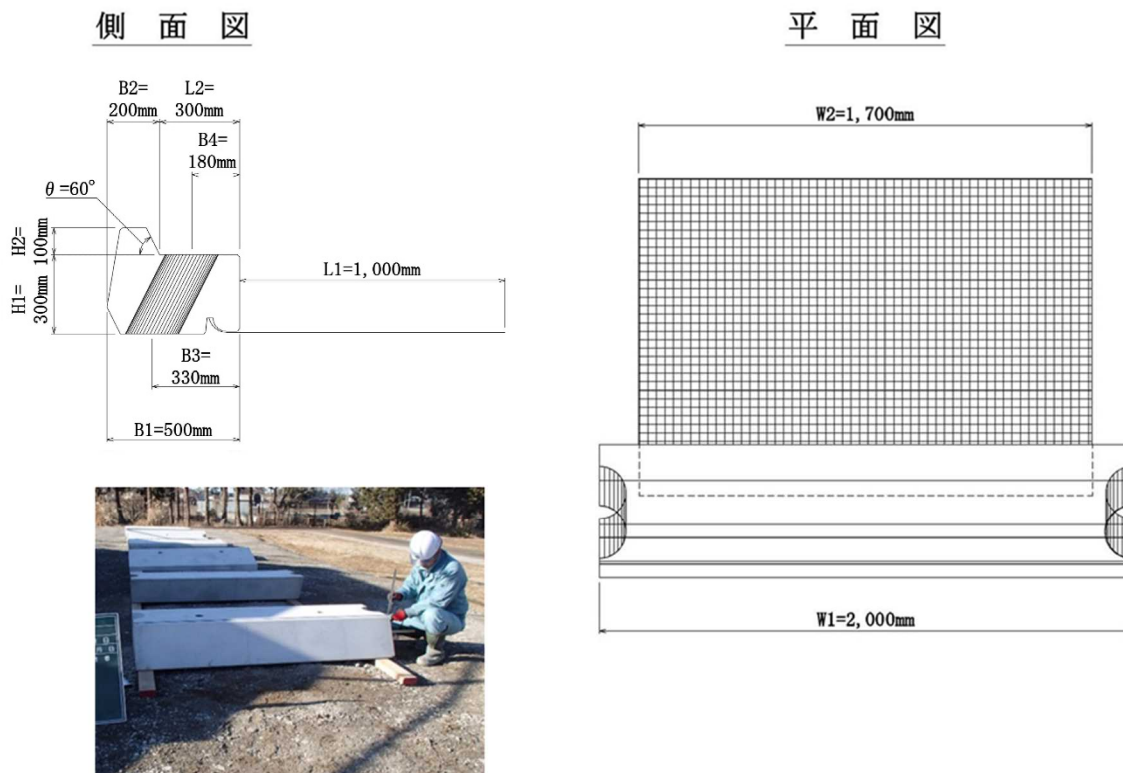


図 6. 4. 1-3 測定箇所及び測定状況 (SJ 型)

(4) 強度試験

ジオテキブロックの強度試験は、製品と同一養生及び所定の材齢期間を確保した供試体を、JIS A 1132 及び JIS A 1108 による圧縮強度試験により実施する (写真 6. 4. 1-4 参照)。

試験に使用する供試体は、製造日毎に 3 本採取し、表 6. 4. 1-3 の設計基準強度に適合しているかどうか確認する。なお、促進養生を行わない場合は、材齢 28 日による設計基準強度とする。

表 6. 4. 1-3 設計基準強度規定値

材 齢	設計基準強度
$\sigma 14$	21N/mm ² 以上



(a) 圧縮強度試験状況



(b) 圧縮強度試験結果

写真 6. 4. 1-4 圧縮強度試験状況

6.4.2 受け入れ時の品質管理（外観検査、寸法検査）

ジオテキブロック受け入れ時の品質管理は、JISA5371「プレキャスト無筋コンクリート製品」に準拠した外観検査及び寸法検査を行い、所定の規格値を満たすことを確認する。

ジオテキブロック受け入れ時の品質管理を表 6.4.2-1 に示す。各検査は、現地で、6.4.2 と同様の方法により実施する。なお、検査ロット数量は、発注者と協議の上、決定する。

表 6.4.2-1 ジオテキブロック受け入れ時の品質管理項目

検査項目	検査方法	検査内容
外観検査	目視確認	有害な傷がないか確認する。
寸法検査	形状確認	製品図との整合性を確認する。
	寸法確認	測定箇所の寸法が許容差内であるかの確認を実施する。

6.5 ジオテキスタイルの品質管理

6.5.1 ジオテキスタイルの選定

ジオテキスタイルは、第2章～第4章に示す堤防の粘り強さが発揮できるよう、必要な性能を有するものを選定する。

(1) ジオテキスタイルの性能評価

ジオテキスタイルは、引張特性、長期間の荷重に対するクリープ特性、施工時における耐衝撃性及び耐久性（耐候性、耐薬品性、耐寒・耐熱性）等について十分な性能を有し、さらに適用する盛土材料に対して十分な摩擦特性を有している必要がある。

これらの性能評価については、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル（第二回改訂版）（一般財団法人 土木研究センター、2013）」を参考にする。

(2) ジオテキブロックに使用するジオテキスタイルの要求性能

海岸堤防用のジオテキブロックに使用するジオテキスタイルは、ジオテキスタイルをコンクリートに直接埋め込むため、コンクリートのアルカリ成分によってジオテキスタイルが劣化して、引張強度が低下しないことが要求される。

また、ジオテキブロックの製造時に、コンクリートの骨材の材料分離が生じないような形状（目合い）のジオテキスタイルを選定する必要がある。

6.5.2 外観検査、寸法検査、引張強度試験

ジオテキスタイルの品質管理は、外観検査、寸法検査及び引張強度試験を行い、所定の規格値を満たすことを確認する。

(1) 品質管理項目

ジオテキブロックに用いるジオテキスタイルの品質管理項目を表 6.5.2-1 に示す。

表 6.5.2-1 品質管理項目

項目	検査方法	実施内容
外観検査	目視確認	有害な傷がないことを確認する。
寸法検査	形状目視確認	製品図との整合性を確認する。
	寸法検査	測定箇所の寸法が許容差内であることを確認する。
引張強度試験	引張強度試験	所定の引張強度があり、伸びが許容値以内であることを確認する。

(2) 外観検査

ジオテキスタイルの外観検査は、有害な傷の有無を目視により行う。

(3) 寸法検査

ジオテキスタイルの寸法検査は、幅と長さが許容差内であるか確認を行う (表 6.5.2-2)。

表 6.5.2-2 寸法許容差

項目	規格
長さ : L1 (mm)	規格値以上
幅 : W2 (mm)	+35

※別途指定がある場合は、指定長さの+3%、-0%とする

(4) 引張強度試験 (品質管理強度)

ジオテキスタイルの品質管理は、表 6.5.2-3 に示す条件で行う。品質管理における引張強度試験の実施例を写真 6.5.2-1 に、引張強度と伸び率の許容値を表 6.5.2-4 に示す。

表 6.5.2-3 引張強度試験の試験条件

試験機	定速伸長形引張試験機
試験環境 (標準状態)	温度 23±2℃、湿度 50±20%
状態調節時間	16 時間以上
試験片の幅	ストランド1本
引張ひずみ速度	50%/min



写真 6.5.2-1 オテキスタイルの引張強度試験（品質管理試験）

表 6.5.2-4 引張強度と伸び率の規格

項目	規格値
引張強度 (kN/m)	30 以上
伸び率※ (%)	5.0 以下

※引張強度発揮時の伸び率とする。

6.6 ジオテキスタイルとブロックの連結強度の品質管理

6.6.1 連結強度試験

連結強度試験は、ジオテキスタイルとジオテキブロックが所定の連結強度を有していることを確認するために行う。

(1) 品質管理項目

連結強度試験では、表 6.6.1-1 に示すように、ジオテキスタイルが破断したとしても、コンクリートブロックが破損しないこと、式 (1) により算出される強度比 β が 0.9 以上であることを確認する。

表 6.6.1-1 連結強度試験の品質管理項目

項目	検査方法	実施内容
コンクリートブロックの破損	目視	ジオテキスタイルが破断したとしても、コンクリートブロックが破損しないこと。
強度比 β	式 (1)	式 (1) により算出される強度比 β が 0.9 以上であること。

(2) 連結強度試験方法

ジオテキスタイルとブロックの連結強度試験は、表 6.6.1-1 に示す条件で実施する。連結強度試験では、図 6.6.1-2 や写真 6.6.1-1 に示すような試験装置を用いて、つかみ具にジオテキスタイルを巻き付け、ジオテキスタイルが破断するまで油圧ジャッキで引っ張って、最大引張力を計測する。連結強度は、次式に示す強度比 β により評価する。

$$\beta = \frac{T}{T_{\max}} \quad (1)$$

ここに、 T : 連結強度試験で得られた最大引張力

T_{\max} : ジオテキスタイルの最大引張強度

表 6.6.1-2 連結強度試験の試験条件 (例)

項目	規格値
ジオテキスタイルの幅	20cm
ジオテキスタイルの定着長	20cm
ジオテキスタイルの製品基準強度 (参考)	57kN/m
引張ひずみ速度 (目安)	20%/min

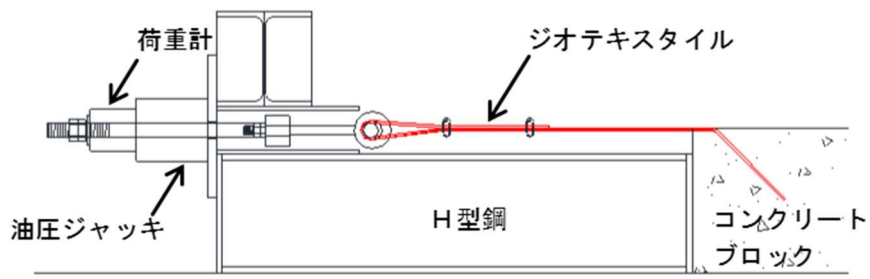


図 6. 6. 1-1 試験装置の例

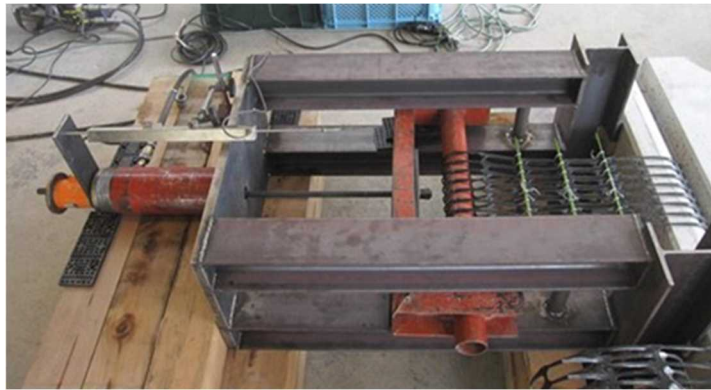


写真 6. 6. 1-2 連結強度試験の状況

6.6.2 寸法検査

寸法検査は、ジオテキスタイルがジオテキブロックと所定の仕様で連結されていることを確認するために行う。

(1) 品質管理項目

寸法検査は、表 6.6.2-1 と表 6.6.2-2 に示すように、コンクリート打設時にジオテキスタイルのブロックへ所定の埋込長及び角度が確保され、かつ、ジオテキスタイルにねじれ等がなく埋込まれていることを確認する。検査記録は、コンクリート打設前の型枠セット時に製造ロット毎に写真で行う。

なお、ジオテキスタイルの埋込長は、表 6.6.2-1 に示す事前の連結強度試験により設計値以上となる埋込長以上としなければならない。

表 6.6.2-1 寸法検査の品質管理項目

項目	検査方法	実施内容
ジオテキスタイルの埋込長	寸法検査	所定の埋込長が確保されていることを確認する。
ジオテキスタイルの埋込角度	寸法検査	所定の角度が確保されていることを確認する (図 6.6.1-2)。

表 6.6.2-2 寸法許容差

項目	規格
埋込長 (cm)	20 +2.5 -0
埋込角度 (°)	0 ~ 45

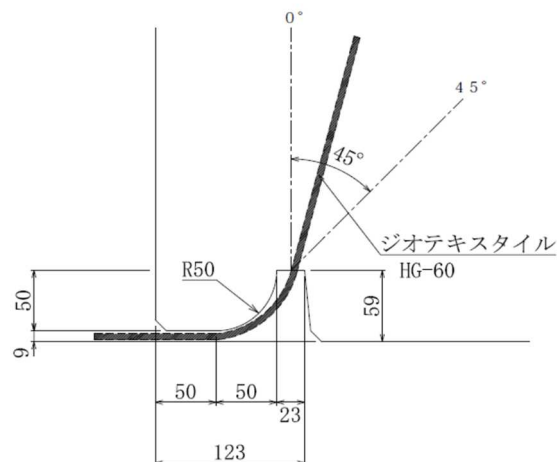


図 6.6.2-1 ジオテキスタイルの埋込角度

参 考 资 料

参考資料1 ジオテキブロック工法による堤防の粘り強さの検証事例

1. 衝突波力に対する耐久性確認実験

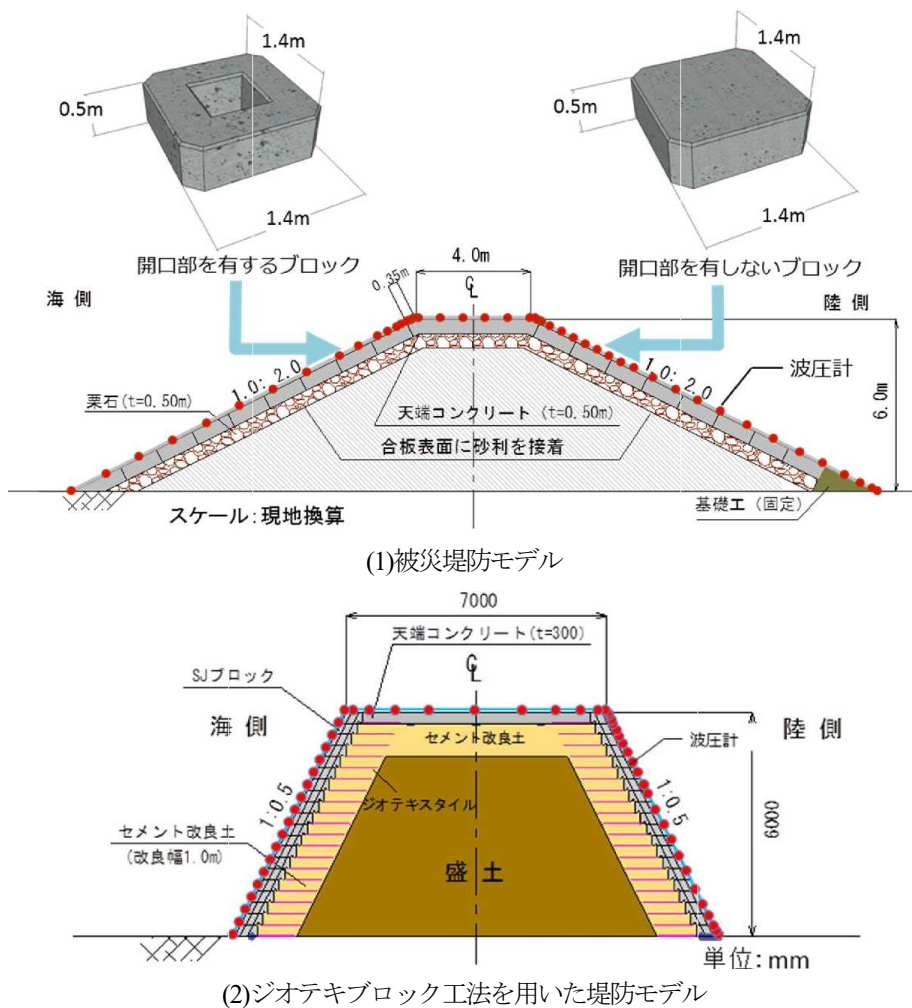
「設計津波を超える津波」において、津波衝突時に衝撃的な波力が作用する場合、作用時間が短いために堤防が一気に滑動破壊するような影響力はないが、表法面の被覆工等に損傷が生じる。これをきっかけに堤体材料の吸い出し等が生じて、堤防の損傷が拡大する。

したがって、「設計津波を超える津波」に対しては、被覆工の損傷を取り入れた設計法が必要である。ただし、現時点ではこれに対応した設計法が確立されていない。このため、さまざまな衝撃的な波力を作用させ、堤防に生じる損傷とその耐久性について実験が実施されている。

例えば、「段波津波に粘り強く抵抗する被覆ブロック式防潮堤の提案¹⁾」においては、津波の衝突波力に対する粘り強さが検証されている。

(1) 実験概要

東日本大震災にて被災した堤防（以下、被災堤防と呼ぶ）及びジオテキブロック工法を用いた堤防をモデル化し、それに対して堤防高さを上回る段波を与えることにより、被災状況を比較する。



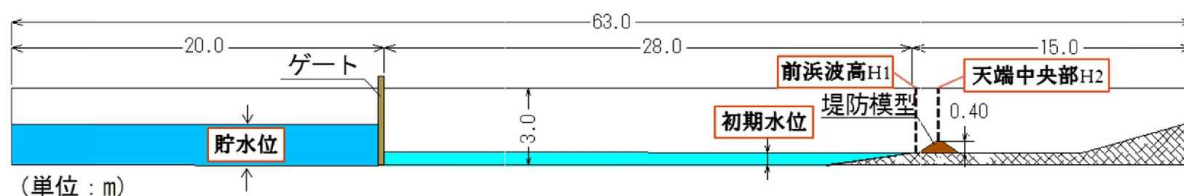
参考図 1.1-1 被災堤防及びジオテキブロック工法を用いた堤防の実験モデル（現地換算）

(2) 実験条件

本実験では堤防高さを上回る規模の段波を再現するために、ゲート開放式の段波発生装置を用いた(参考図 1.1-2)。沖側の水路に設置したゲート上流に貯水することで初期水位との水位差を設け、ゲートを一気に引き上げることで周期 20 秒程度(現地換算で約 80 秒)の段波を発生させた。

入射条件としては、初期水位を海側の堤防法尻部での陸上高さに設定した条件(現地換算+9.45m)に加えて、津波到来により海水面が上昇した状態で来襲する第2波、第3波の入射波を再現するため、最大堤防高さの半分の高さまで水位が上昇した条件を設定した。また、沖側の貯水水位を段階的に引き上げて段波の大きさを変化させた。入射条件を参考表 2.1-1 に示す。

なお、設計津波を超える津波時における段波の規模は海岸地区毎に異なるので、実験等の対応関係は個別に検討する必要がある。



参考図 1.1-2 大型断面二次元水路(現地換算)

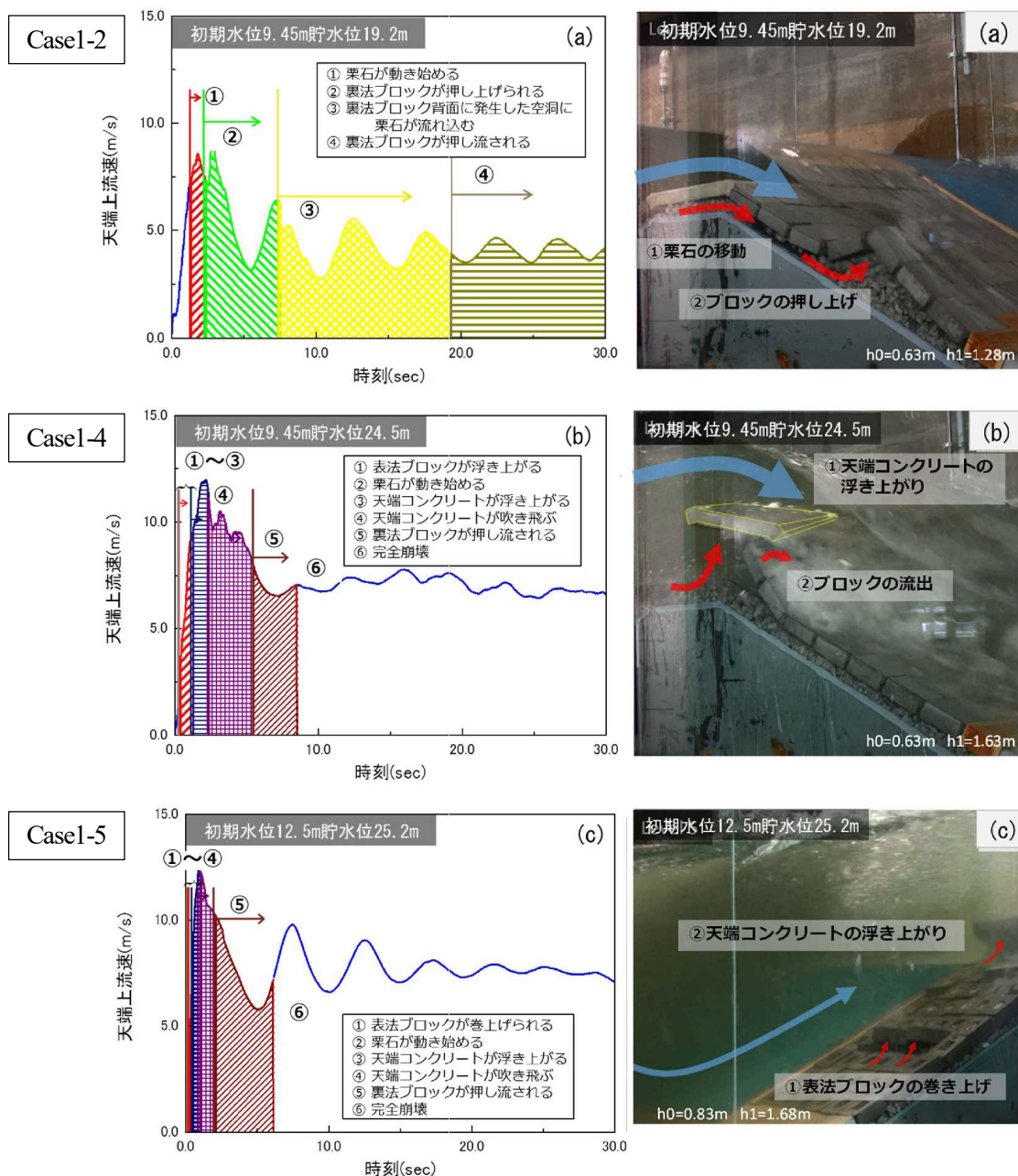
参考表 1.1-1 入射条件(現地換算)

	初期水位(m) 貯水位(m)	進行波高(m) 碎波状態(回数)	最大波力(kN/m) 最大越流水深(m)	損傷状況	
Model01 (同一模型を繰返し使用) Model02 (同一模型を繰返し使用)	9.45 17.7	471 直前碎波1回	1271 393	Model01: 栗石が僅かに移動。 Model02: 損傷無し。	Case1-1
	9.45 19.2	449 沖碎波1回	1290 306	Model01: 裏法ブロックの一部が押し出された。 Model02: 損傷無し。	Case1-2
	9.45 22.2	459 沖碎波1回	1452 561	Model01: 裏法ブロックの大半が押し出された。 Model02: 損傷無し。	Case1-3
	9.45 24.5	473 沖碎波1回	1506 597	Model01: 天端コンが浮き上がった。 Model02: 損傷無し。	Case1-4
	12.5 25.2	1023 沖碎波1回	1483 751	Model01: 表法ブロックの巻き上がり、 天端コンが浮き上がった。 Model02: 損傷無し。	Case1-5
Model03 (同一模型を繰返し使用)	9.45 15.2	379 直前碎波1回	1185 156	表法ブロック背面のセメント改良土が吸い出された。	
	9.45 14.3	324 直前碎波1回	437 090	表法ブロック背面に大きな空洞が発生した。	
	9.45 15.8	407 直前碎波1回	1949 220	空洞が拡大したため、 実験を中止した。	
Model04 (同一模型を繰返し使用)	9.45 14.7~ 24.4	3.08~6.57 碎波直前9回 沖碎波13回	320~8559 0.57~7.02	天端コンが上向きに、 表法面が堤防内側に徐々に変位した。 セメント改良土にクラックが生じた。 盛土材が徐々に吸い出され、 ブロック背面に空洞が発達した。	Case2 同一模型に繰返し作用
	10.2 15.1~ 25.17	2.87~5.18 非碎波5回 碎波直前5回 沖碎波5回	607~4827 0.78~6.96		
	10.2 22.3	435 沖碎波1回	731 5.7	天端コンがめくれ上がった。	

(3) 被災堤防モデルの損傷状況 (model01)

被災堤防モデルでは、Case1-2 より裏法ブロックの一部が押し出される損傷が生じはじめた。また、最大越流水深7.51mを発生させたCase1-5では、段波衝突直後に表法ブロックが大きく巻き上げられ、その後、天端被覆工・裏法ブロックが流出し完全崩壊に至った。

すなわち、今回用いた被災堤防モデルでは、越流水深によっては1度の津波来襲により完全崩壊に至ってしまう。



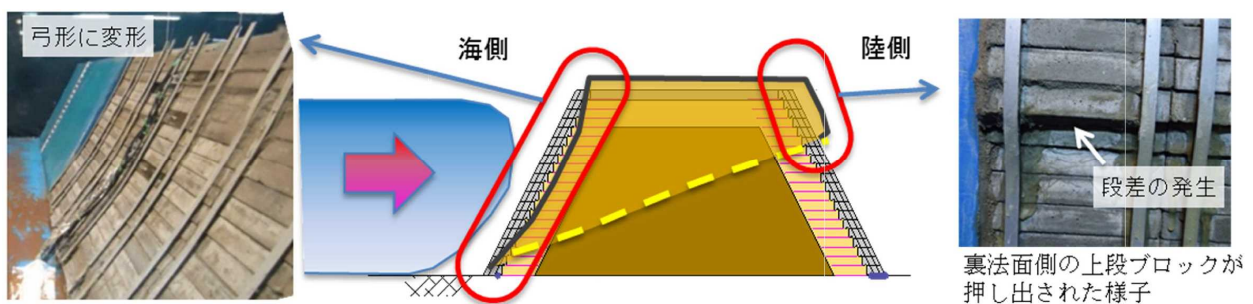
参考図 1.1-3 被災堤防モデルの損傷状況

(4) ジオテキブロック工法を用いた堤防モデルの損傷状況 (model02)

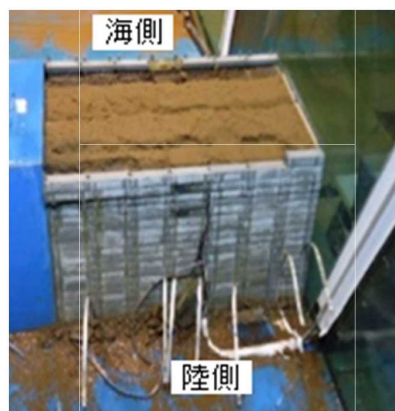
ジオテキブロック工法を用いた堤防モデルでは、1 波目の非碎波の入射波では全く損傷は見られなかった。しかし、波力が大きい直前碎波型の段波が衝突すると堤体が弓形に変形し、陸側の上段ブロックが押し出された (参考図 1.1-4)。ただし、1 度の段波作用により生じる変形はわずかである。

段波が繰返し作用することで損傷が累積し、38 回目に天端被覆工がめくれ上がるものの、堤体自体は流出せずに防潮堤としての機能を保っている (参考図 1.1-5)。

このため、ジオテキブロック工法を用いた堤防モデルでは繰返し作用する段波に対しても止水機能を保っており、段波衝突に対する粘り強さが大幅に増していることが検証されている。



参考図 1.1-4 繰返し作用する衝撃的な波力 (直前碎波) による損傷の累積



参考図 1.1-5 天端被覆工がめくれ上がった状況

2. 段波津波に対する耐久性確認実験

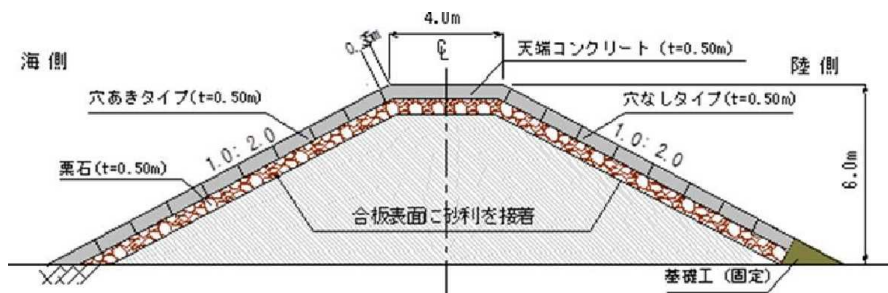
段波衝突時には、瞬間的に被覆ブロックの重量を上回る揚圧力が作用し、ブロックが散乱することがある。このため、従来ではより大きな重量のブロックを使用する、揚圧力を低減するために穴の空いたブロックを用いる等の対策を行っていた。また、残留水圧低減のために、ブロック背面には透水性の高い栗石などが用いられてきた。

このような従来式被覆ブロックを対象とした堤防モデルと、堤防の三材・三面を一体化したジオテキブロック工法による堤防モデルについて、段波作用時における性能を検証した。被覆工の損傷や乖離に対する粘り強さについては、1にて示した論文や「段波津波に対する被覆ブロック式堤防の構造的課題と有効な対策²⁾」「段波津波に粘り強く抵抗する強靱な防潮堤の提案³⁾」において検証されている。

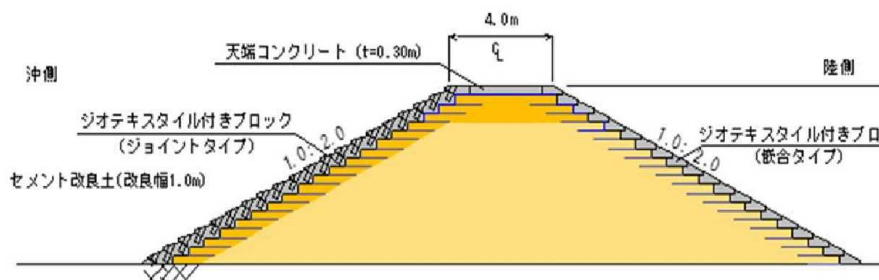
このうち、越流水の揚圧力法肩ブロックの引き剥がれについて、上記論文での実験に加え、計算モデルを提案して検証した研究が「越流津波時の揚力による防潮堤法肩ブロックの引き剥がれとその対策⁴⁾」である。

(1) 実験概要

被災堤防及びジオテキブロック工法を用いた堤防をモデル化し、それに対して堤防高さを上回る越流を与えることにより、被災状況を比較する。



(1)被災堤防モデル



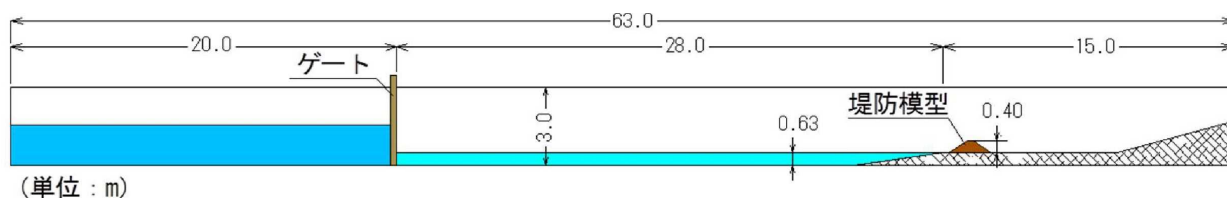
(2)ジオテキブロック工法を用いた堤防モデル

参考図 1.2-1 被災堤防及びジオテキブロック工法を用いた堤防の実験モデル (寸法は現地換算)¹⁾

(2) 実験条件

本実験では堤防高さを上回る規模の段波を再現するために、ゲート開放式の段波発生装置を用いた(参考図 1.2-2)。沖側の水路に設置したゲート上流に貯水することで初期水位との水位差を設け、ゲートを一気に引き上げることで周期 20 秒程度(現地換算で約 80 秒)の段波を発生させた。

入射条件を参考表 2.2-1 に示す。



参考図 1.2-2 大型断面二次元水路(現地換算)

参考表 1.2-1 入射条件(現地換算)

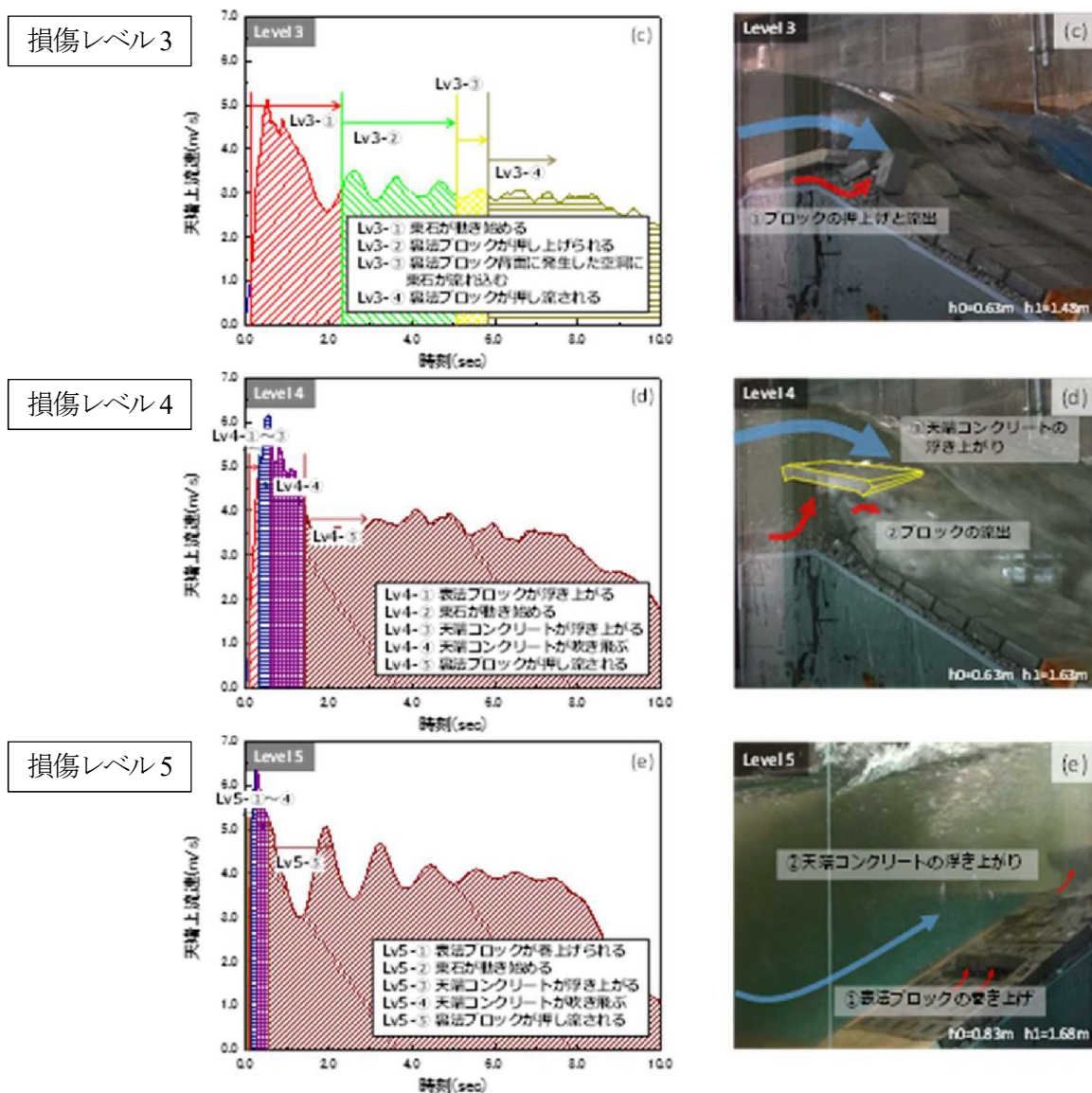
レベル (従来式モデルの損傷)	初期水深 (m)	段波波高 (m)	最大波力 (kN/m)	最大 越流水深 (m)	最大 越流流速 (m/s)	被災堤防モデル 損傷の起点	ジオテキブロック工法を 用いた堤防モデル
	貯水位(m)	碎波状態	衝突速度 (m/s)				
レベル 1 (軽微)	0.63	0.32	5.35	0.23	4.30	栗石がわずかに動く	損傷なし
	1.18	直前碎波	4.64				
レベル 2 (中程度)	0.63	0.28	5.91	0.28	4.79	裏法ブロックの一部が押し出される。	損傷なし
	1.28	沖碎波	4.50				
レベル 3 (完全崩壊)	0.63	0.32	6.76	0.38	4.83	裏法ブロックの大半が押し出される。	損傷なし
	1.48	沖碎破	5.91				
レベル 4 (完全崩壊)	0.63	0.36	6.77	0.38	5.94	天端コンクリートが浮き上がる。	損傷なし
	1.63	沖碎破	7.26				
レベル 5 (完全崩壊)	0.83	0.74	6.02	0.46	5.22	表法ブロックが巻き上がる。	損傷なし
	1.68	直前碎波	4.13				

※越流水深は、越波時を除く。

(3) 被災堤防の損傷レベル及び被災メカニズム

被災堤防モデルでは、下表に示すように越流水深によって異なる5段階の損傷が生じた。また、実験結果から得られた従来式堤防の被災メカニズムとして、大きくは下記4つが挙げられる。

- ① 継続的に作用する波によって表法ブロックの隙間を通じてブロック背面に水圧が継続的に作用する。その結果、ブロック背面の栗石層に強い浸透流が発生し、天端工、裏法側に動水圧が伝播する。
- ② ブロック背面の栗石は水圧増加に伴って有効応力が低下し、浸透流によって移動しやすくなる。
- ③ 栗石が流水抵抗になることに加えて、裏法側はブロックに開口部を設けていないので、浸透水が抜けにくく、ブロック背面に大きな揚圧力が作用しやすい。
- ④ 以上により、堤体表面に作用する水圧よりもブロック背面や天端被覆工背面の揚圧力が大きくなり、天端被覆工や裏法ブロックが押し出されやすくなる。



参考図 1.2-3 被災堤防モデルの損傷状況

(4) ジオテキブロック工法を用いた堤防モデルでの実験結果

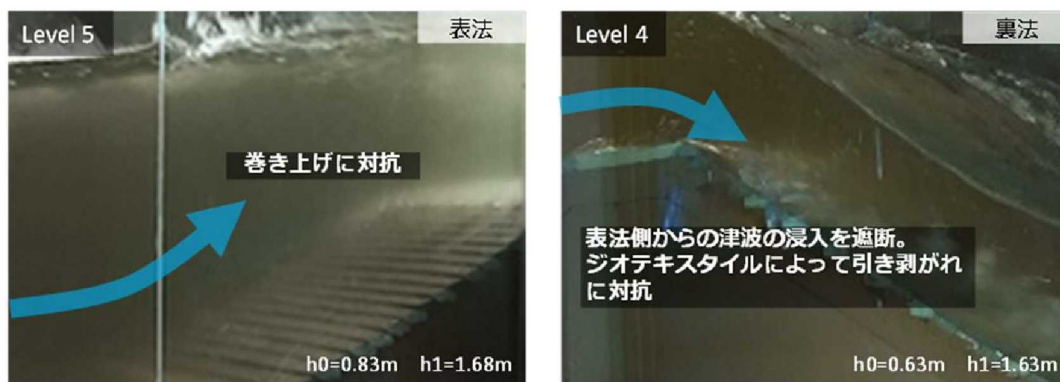
被災堤防モデルにおいて損傷レベル5が生じた越流を、ジオテキブロック工法を用いた堤防モデルに与えた実験状況を参考図1.2-4に示す。

表法では、裏込め地盤のセメント改良、ジオテキスタイルと表法ブロックの連結構造によって巻き上げに対抗している。また、ブロック背面に難透水性のセメント改良土等を配置することで表法側からの津波の侵入を遮断し、動水圧の伝播を防止している。

この結果、浸透流の発生が抑制され、裏込め材の移動が生じなくなった。また、ジオテキスタイルによって被覆ブロックを定着しているため、裏法ブロックの引き剥がれなどの現象は見られなかった。

以上の効果により、ジオテキブロック工法を用いた堤防モデルでは、被災堤防モデルに対して5段階の損傷を与えた津波に対しても全て損傷が生じない結果となった。

すなわち、津波越流に対する粘り強さが大幅に増していることが実験的に検証されている。

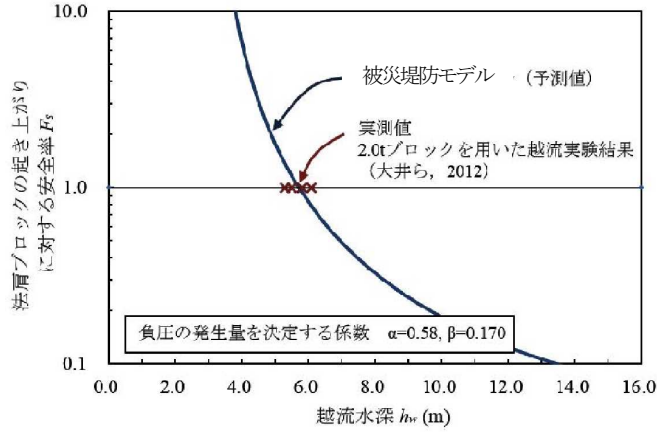


(1)表法の越流状況

(2)裏法の越流状況

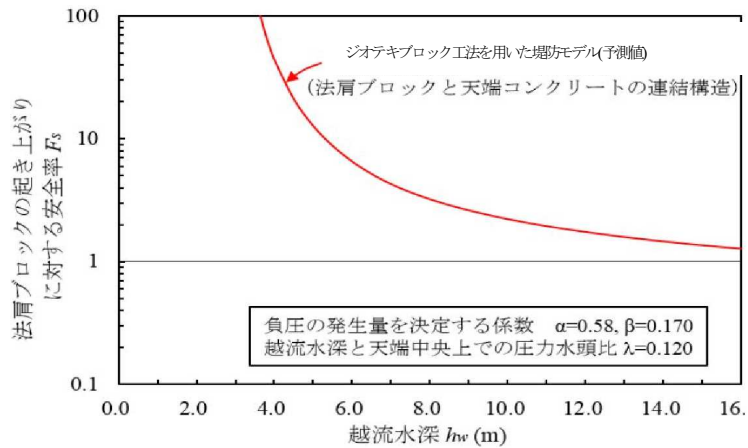
参考図1.2-4 ジオテキブロック工法を用いた堤防モデルにおける越流状況

この計算モデルを用いて、上記実験での被災堤防モデルにおける引き剥がれに対する安全率を算定したところ、安全率が 1.0 を下回る越流水深と実際に実験において引き剥がれを生じた越流水深が一致した。すなわち、提案された負圧の推定式及び計算モデルは妥当であると言える。



参考図 1.2-5 通常の 2.0t 型被覆ブロックの引き剥がれに対する安全率 F_s と越流水深 h_w の理論的關係と実測値の比較

一方、この妥当性が確認された上記計算モデルを用いてジオテキブロック工法を用いた堤防モデルを計算すると、16.0m の越流水深でも安全率が 1.0 以上となった。すなわち、津波越流に対する粘り強さが大幅に増していることが理論的にも検証されている。



参考図 1.2-6 ジオテキブロック工法を用いた堤防の引き剥がれに対する安全率 F_s と越流水深 h_w の理論的關係

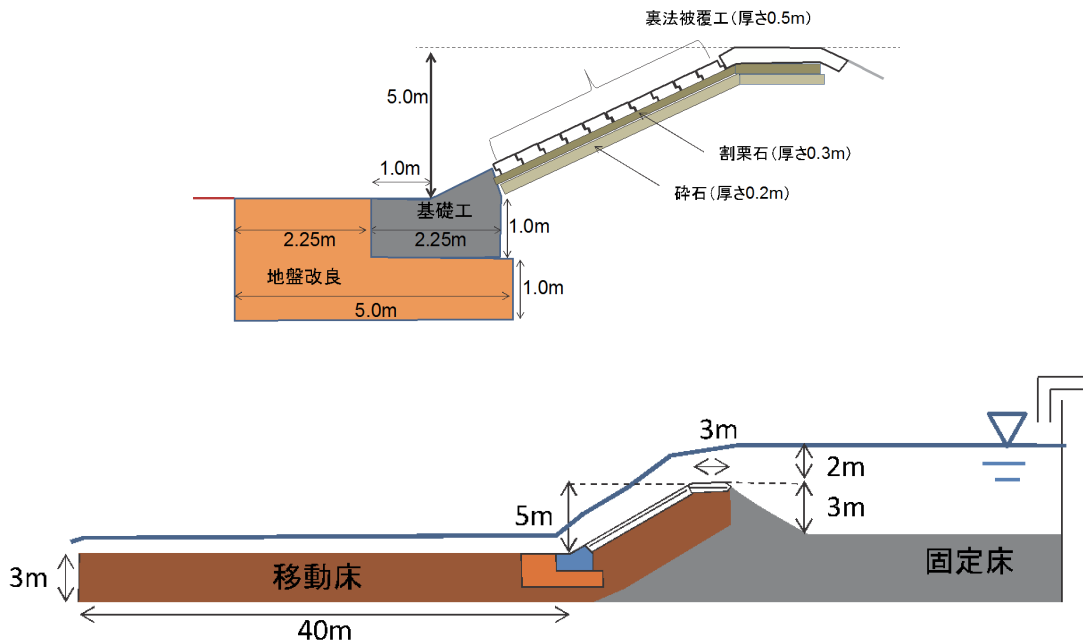
3. 背後地盤の洗掘に対する耐久性確認実験

堤防の根固工付近に洗掘が生じると根固工の受働土圧が喪失し、滑動抵抗力が著しく減じられる。根固工が滑動すると、被覆工がズレ落ちて堤体の耐侵食性が低下し、被覆工の流出と堤体盛土の侵食が引き起こされる。

このような背後地盤の洗掘に対して、「津波の越流に対して粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防の構造検討」等^{1) 5) 6)}において、堤体法尻部を地盤改良することによる洗掘防止効果の検証実験が実施されている。

(1) 実験概要

裏法尻に裏法下部と一体化した基礎工を設けるとともに、その安定性を高めるため基礎工の周辺に地盤改良を施したモデルを作成し、越流を与えることで被災状況を確認した。堤防モデルを参考図 1.3-1 に示す。



参考図 1.3-1 実験モデル (寸法は現地換算)

(2) 実験条件

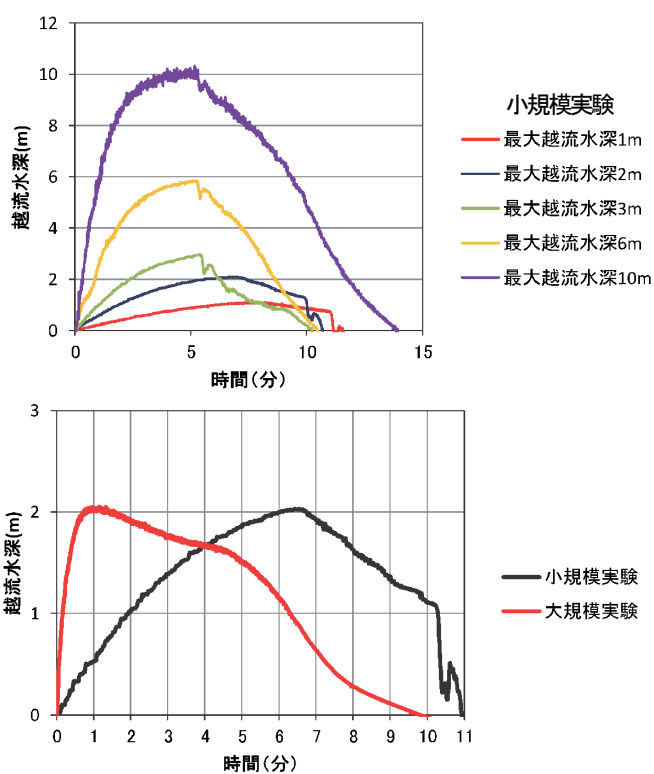
参考図 4.3-1 に示した現地換算モデルに対し、1/25 スケールの小規模実験と、1/2 スケールの大規模実験の 2 種類を、地盤改良の有無及び越流水深を変えて実施した。小規模実験及び大規模実験での実験ケースを参考表 2.3-1 に示す。また、越流水深の時間変化を参考図 1.3-2 に示す

参考表 1.3-1 実験ケース

(1)小規模実験モデル

(2)大規模実験モデル

ケース	地盤改良	最大越流水深 (現地換算値)	ケース	地盤改良	最大越流水深 (現地換算値)
4-1-1m	無し	1 m	5-1-2m	無し	2 m
4-1-2m	無し	2 m	5-2-2m	有り	2 m
4-1-3m	無し	3 m			
4-1-6m	無し	6 m			
4-1-10m	無し	10 m			
4-2-1m	有り	1 m			
4-2-2m	有り	2 m			
4-2-3m	有り	3 m			
4-2-6m	有り	6 m			
4-2-10m	有り	10 m			



参考図 1.3-2 越流水深の時間変化 (現地換算)

(3) 小規模実験での結果比較

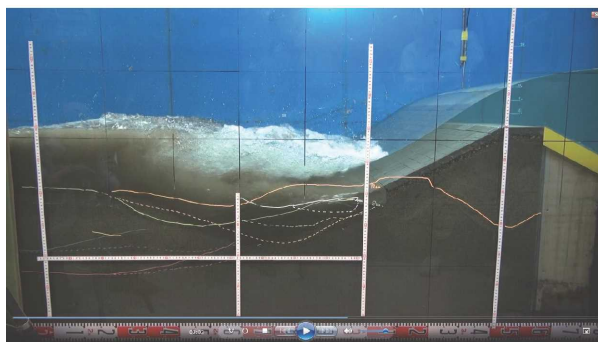
小規模実験では以下の2ケースについて検討を行った。

①法尻に基礎工のみを設置したケース

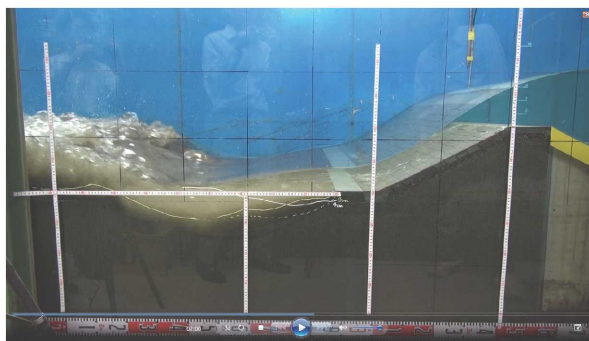
②法尻に地盤改良を実施したケース

このとき、①では越流水深2mを超えると裏法部において洗掘が進行し、裏法被覆工がズレ落ちる事象が生じた(参考図1.3-3)。一方、②では越流水深6m以下では裏法被覆工、基礎工ともに損傷しなかった(参考図1.3-4)。また、越流水深10mのケース4-2-10mにおいても、越流終了後に堤防としての形を保っていた(参考図1.3-5)。

すなわち、法尻部の地盤改良により洗掘を防止することで、越流に対する粘り強さが大幅に増すことが可能であると検証された。



参考図 1.3-3 越流開始から150秒後(現地換算)の流況(ケース4-1-6m)



参考図 1.3-4 越流開始から150秒後(現地換算)の流況(ケース4-2-6m)

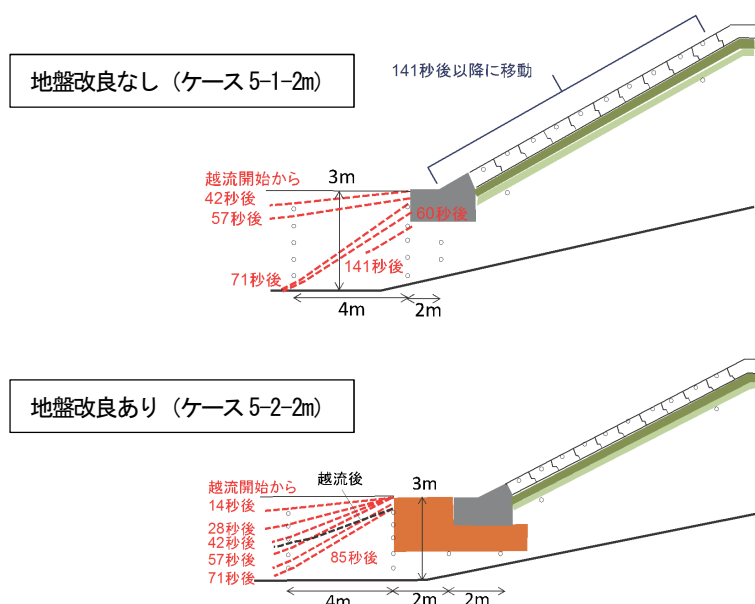


参考図 1.3-5 越流終了後の裏法被覆工(ケース4-2-10m)

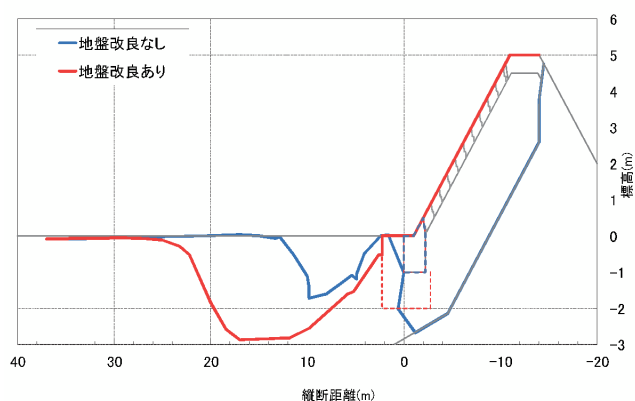
(4) 大規模実験での結果比較

越流水深2mにて地盤改良なし、地盤改良ありの2ケースを比較した。法尻に基礎工のみを設置したケース5-1-2mでは、基礎工以深まで洗掘が進み基礎工が全て流出した。一方、法尻に地盤改良を実施したケース5-2-2mでは、地盤改良以深まで洗掘が進行せず、基礎工は健全なままであった(参考図1.3-6、参考図1.3-7)。

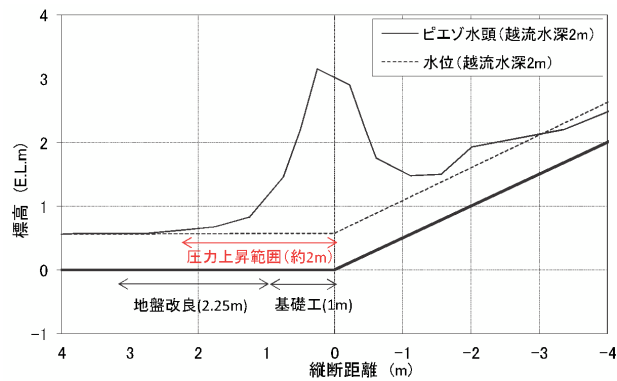
すなわち、法尻部の地盤改良を実施し洗掘を防止することで、越流に対する粘り強さが大幅に増すことが可能であることが検証された。ただし、小規模実験では地盤改良なしでも無被災であった越流水深2mで被災しているため、基本的には圧力上昇範囲全体(参考図1.3-8)の保護が望まれる。



参考図 1.3-6 裏法尻での洗掘の進行過程 (現地換算)



参考図 1.3-7 越流終了後の断面形 (現地換算)



参考図 1.3-8 圧力上昇範囲 (現地換算)

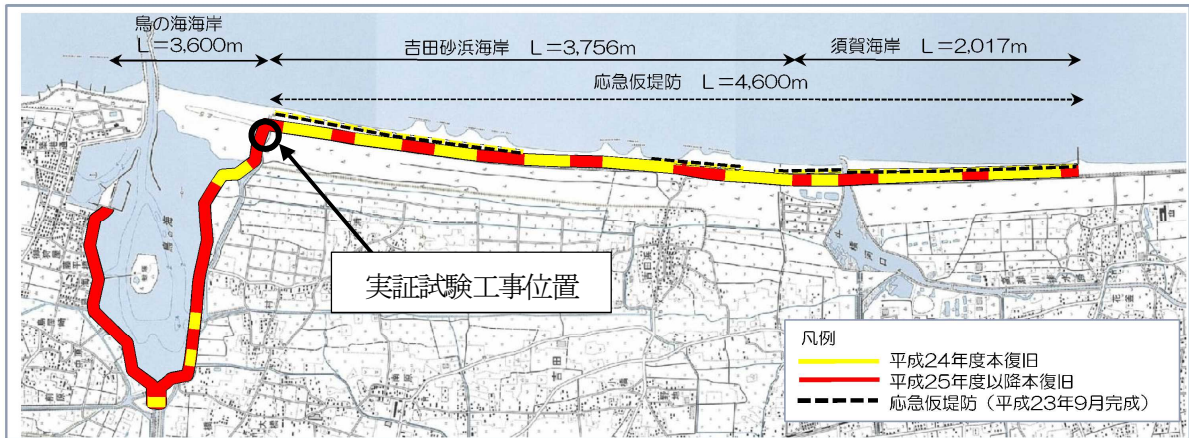
【参考資料1 参考文献】

- 1) 加藤史訓, 諏訪義雄, 鳩貝聡, 藤田光一: 津波の越流に対して粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防の構造検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.1, pp.31-49, 2014.
- 2) 松島健一, 毛利栄征, 大串和紀, 龍岡文夫, 桐博英: 段波津波に対する被覆ブロック式堤防の構造的課題と有効な対策, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, pp.I_986-I_990, 2014.
- 3) 松島健一, 毛利栄征, 龍岡文夫, 菊池善昭, 渡辺健治, 大串和紀: 段波津波に粘り強く抵抗する強靱な防潮堤の提案, 地盤工学会特別シンポジウム - 東日本大震災を乗り越えて - 発表論文集, pp.651-659, 2014.
- 4) 松島健一, 大井邦昭, 毛利栄征, 龍岡文夫, 平井卓, 桐博英: 越流津波時の揚力による防潮堤法肩ブロックの引き剥がれとその対策, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, pp.I_1001-I_1005, 2014.
- 5) 国土技術政策総合研究所 河川研究部: 国総研技術速報 No.1 粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造検討 (第1報), 2012.
- 6) 国土技術政策総合研究所 河川研究部: 国総研技術速報 No.3 粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造検討 (第3報), 2012.

参考資料2 設計計算例および施工事例

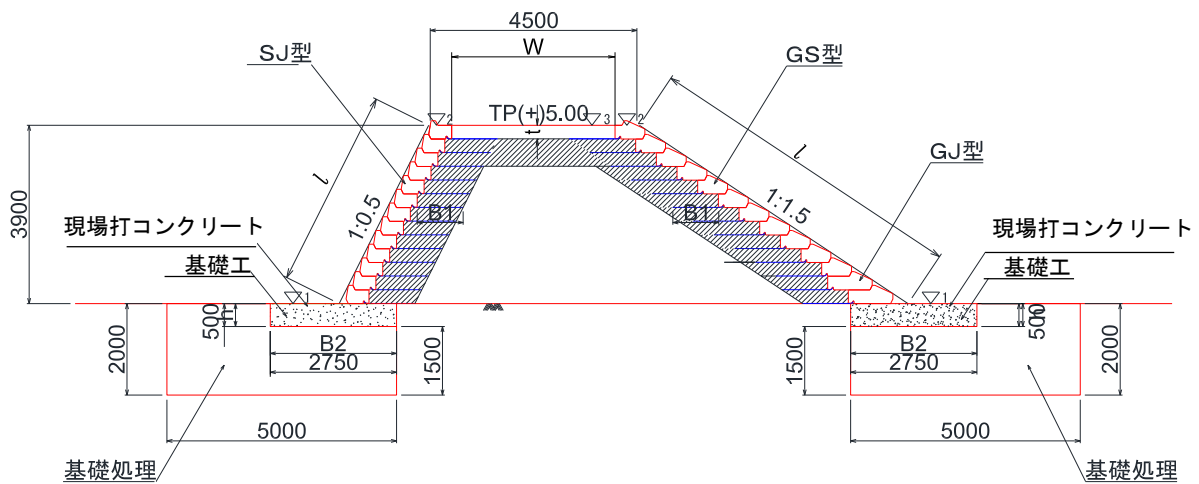
1. 事例概要

次頁以降に示す設計計算例と施工事例は、平成27年度に宮城県亶理町鳥の海地区(参考図2.1-1)で実施された、ジオテキブロック工法による堤防の実証試験工事に基づくものである。以下、工事位置と堤防の計画断面を示す。



参考図 2.1-1 ジオテキブロック工法による堤防の実証試験工事位置

(http://www.maff.go.jp/tohoku/osirase/higai_taisaku/pdf/130930_noutikaigan.pdf より抜粋し、加工)



参考図 2.1-2 実証試験工事におけるジオテキブロック工法による堤防の計画断面

2. 設計計算例

2.1 設計条件

(1) 使用材料 (設計計算に必要な材料のみ記載)

- ・盛土材

参考表 2.2.1-1 盛土材の強度定数

強度定数 c, ϕ	$C=7.1\text{kN/m}^2, \phi=40.87^\circ$
----------------	--

- ・セメント改良土

参考表 2.2.1-2 セメント改良土の一軸圧縮強度・透水係数

一軸圧縮強度	500kN/m ² 以上
透水係数	$5.0 \times 10^{-4}\text{cm/sec}$ 以下

- ・ジオテキスタイル

$$\text{常時} \quad : \quad T_A = \frac{T_{\max}}{\beta \cdot F_{cr} \cdot F_D \cdot F_C}$$

$$\text{地震・津波時} \quad : \quad T_{AE} = \lambda T_A$$

ここに、 T_{\max} : ジオテキスタイルの最大引張強度(製品基準強度)

F_{cr} : クリープを考慮した材料安全率

F_D : 耐久性(耐候性, 耐薬品性などの長期的な劣化特性)を考慮した材料安全率

F_C : 施工中の損傷を考慮した材料安全率

β : 接続部の強度低下を考慮した材料安全率

λ : ジオテキスタイルの地震時・津波時設計用引張強度の常時設計引張強度に対する割増係数

設計引張強度	
T_A (kN/m)	T_{AE} (kN/m)
30.000	45.000

$$\lambda = 1.50$$

(2) 想定する津波

- ・津波高さ=3.90m

(3) 設計地震動

対象地震動はレベル 1 地震動である。その安定性照査に用いる設計水平震度は、ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版(平成 25 年 12 月)より以下の値に設定した。

設計水平震度

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} = 0.18$$

ここに、 c_z : 地域別補正係数 = 1.00

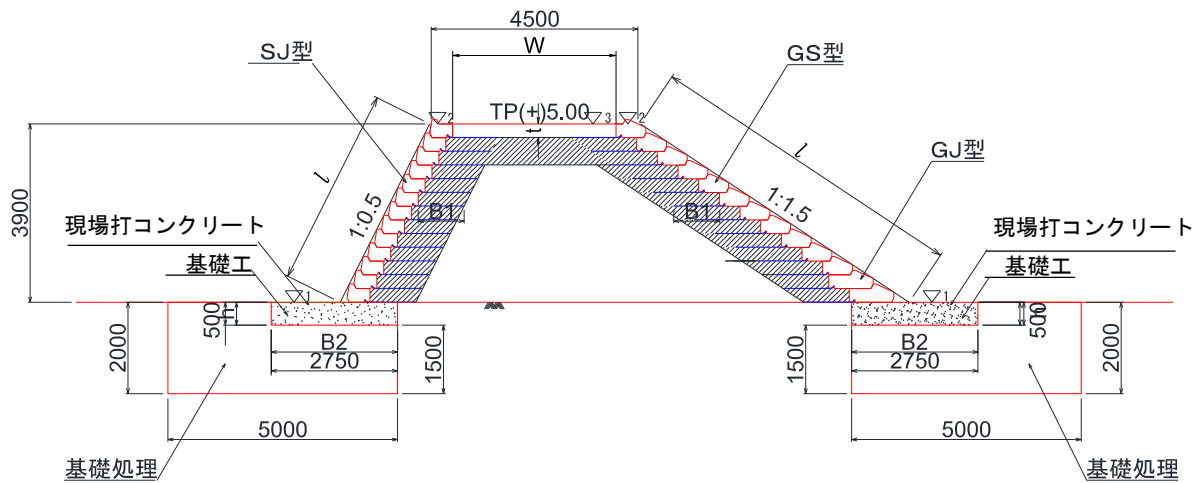
k_{h0} : 設計水平震度の標準値 = 0.18

(4) 地盤定数

参考表 2. 2. 1-3 地盤定数

項目	单位体積重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)
盛土	18.000	7.100	40.870
改良土	18.000	250.000	25.000
基礎地盤	18.000	0.000	25.000

2.2 堤体の構造の設定



参考図 2.2.2-1 堤体構造

参考表 2.2.2-1 堤防諸元

	表のり面	裏のり面
堤体の高さ (m)	3.900	3.900
堤体の勾配	0.500	1.500
洗掘防止工の高さ (m)	2.300	2.300
洗掘防止工の底面幅 (m)	5.000	5.000
堤体の天端幅 (m)	4.520	
堤体の底面幅 (m)	12.320	
支持力の照査における堤体の底面幅* (m)	8.722	
コンクリートブロックの重量 (kN/個)	6.762	9.114

* 堤体天端からの荷重の分散角度を30° と仮定

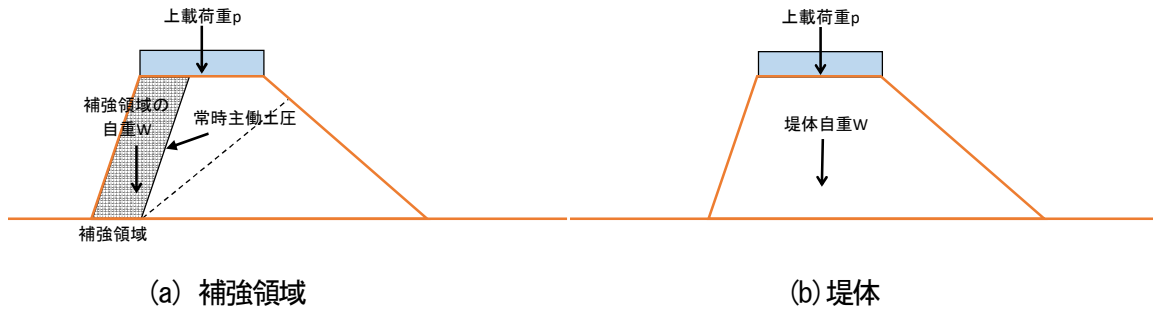
2.3 基礎地盤の検討

基礎地盤の検討は、計画地の基礎地盤が液状化、圧密沈下や支持力不足が発生しないものと仮定し、本設計では省略する。

2.4 堤体の照査

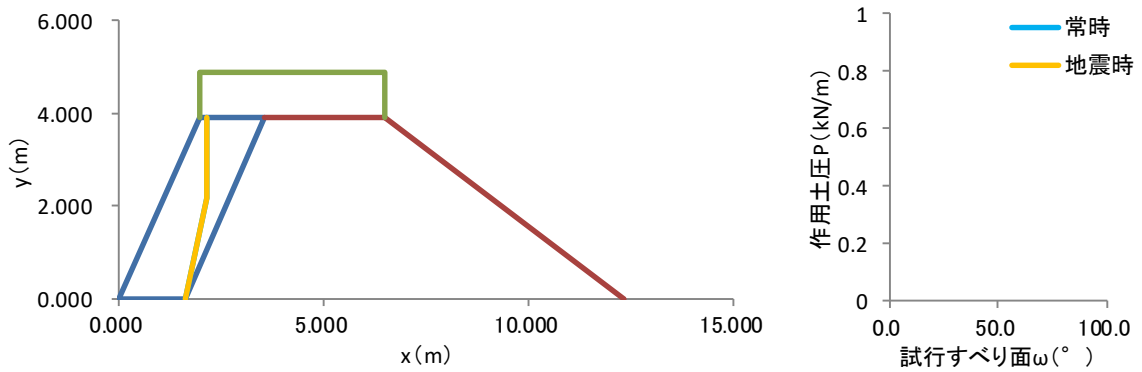
2.4.1 常時に対する堤体の安定性照査

(1) 荷重の計算



参考図 2. 2. 4. 1-1 常時における荷重

1) 補強領域に作用する土圧の計算



作用		常時	地震時
すべり線の傾き ω	(°)	-	-
くさびの自重 W	(kN/m)	0.000	0.000
裏込め土上の載荷重 q·b	(kN/m)	0.000	0.000

①常時の主動土圧

$$P = \frac{(W+q \cdot b) \sin(\omega - \phi) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega + \phi + \delta - \alpha)} = 0.000 \text{ kN/m}$$

$$P_H = P \cdot \cos(\delta + \alpha) = 0.000 \text{ kN/m}$$

$$P_V = P \cdot \sin(\delta + \alpha) = 0.000 \text{ kN/m}$$

2) 荷重の集計

参考表 2.2.4.1-1 常時における荷重計算結果（補強領域）

項目	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 x (m)	モーメント M _R (kNm/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 y (m)	モーメント M _D (kNm/m)
補強領域の自重	120.284	1.775	213.504	0.000	0.000	0.000
土圧	0.000	2.250	0.000	0.000	1.300	0.000
合計	120.284	—	213.504	0.000	—	0.000
補強領域の荷重	16.000	—	—	—	—	—

参考表 2.2.4.1-2 常時における荷重計算結果（堤体）

項目	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 x (m)	モーメント M _R (kNm/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 y (m)	モーメント M _D (kNm/m)
堤体の自重	618.041	6.984	4316.685	0.000	0.000	0.000
合計	618.041	—	4316.685	0.000	—	0.000

(2) 照査項目及び照査基準

参考表 2.2.4.1-3 各照査項目の安全率または許容値
(常時に対する堤体の安定性照査)

照査対象	照査項目	安全率または許容値
補強領域	ジオテキスタイルの破断	T _A
	ジオテキスタイルの引抜き	L _e
	滑動	1.5
	転倒	L' /6
	支持力	3.0
堤体	支持力	3.0
基礎地盤を含む堤体	円弧すべり破壊	1.2

※L' : 補強領域の底面幅

※T_A : 常時におけるジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)

※L_e : 常時におけるジオテキスタイルの必要定着長(m)

(3) ジオテキスタイルの破断・引抜きに対する照査

実験に基づき設計上必要となる強度が確保できていると判断し省略した。

(4) 補強領域の滑動・転倒・支持力に対する照査

1) 滑動に対する安定性照査

滑動に対する安全率

$$F_S = \frac{c_B \cdot L + \mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H} = \infty > 1.500 \rightarrow \text{OK}$$

ここに,	c_B	: 堤体底面と基礎地盤との間の付着力	=	0.000	kN/m ²
	L	: 底面幅	=	1.600	m
	μ	: 堤体底面と基礎地盤との間の摩擦係数	=	0.466	
	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	120.284	kN/m
	ΣH	: 堤体底面に作用する全水平荷重	=	0.000	kN/m

2) 転倒に対する安定性照査

堤体のつま先から合力の作用位置までの距離

$$d = \frac{M_R - M_D}{\Sigma V} = 1.775 \text{ m}$$

ここに,	M_R	: 堤体底面のつま先回りの抵抗モーメント	=	213.504	kNm/m
	M_D	: 堤体底面のつま先回りの転倒モーメント	=	0.000	kNm/m
	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	120.284	kN/m

堤体中央から合力の作用位置までの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - d = -0.975 \text{ m} < \frac{L}{6} = 0.267 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

ここに,	L	: 底面幅	=	1.600	m
------	-----	-------	---	-------	---

3) 支持力に対する安定性照査

ジオテキブロック底面に作用する地盤反力

$$q = \frac{\Sigma V}{L} = 209.667 \text{ kN/m}^2 < q_a = \frac{q_u}{F_S} = 250.000 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

ここに,	ΣV	: 基礎処理底面に作用する全鉛直荷重	=	136.284	kN/m
	L	: 底面幅	=	0.650	m
	q_a	: 基礎地盤の許容支持力	=		
	q_u	: 基礎地盤の極限支持力	=	750.000	kN/m ²
	F_S	: 支持力に対する安全率	=	3.000	

(5) 堤体の支持力に対する安定性照査

堤体底面に作用する地盤反力

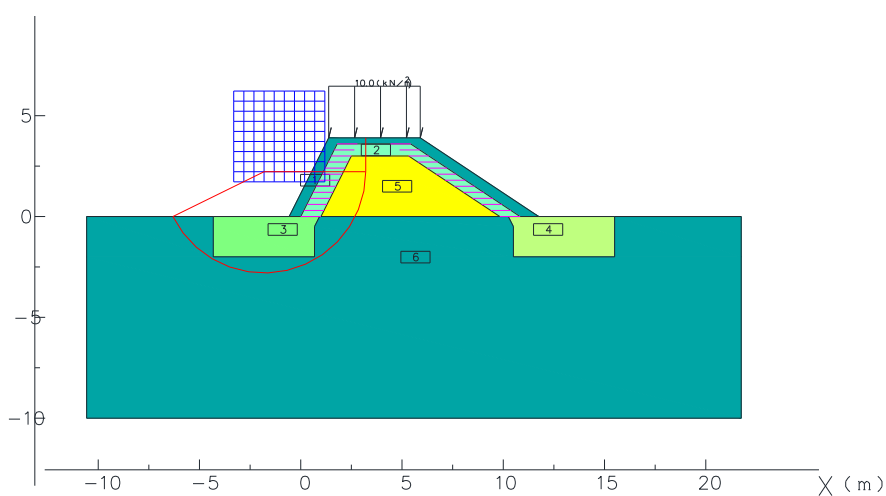
$$q = \frac{\Sigma V}{L} = 70.860 \text{ kN/m}^2 < q_a = \frac{q_u}{F_s} = 250.000 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

ここに、 ΣV : 堤体底面に作用する全鉛直荷重 = 618.041 kN/m
 L : 底面幅 = 8.722 m
 q_a : 基礎地盤の許容支持力

q_u : 基礎地盤の極限支持力 = 750.000 kN/m²
 F_s : 支持力に対する安全率 = 3.000

(6) 基礎地盤を含む堤体の円弧すべり破壊に対する安定性照査

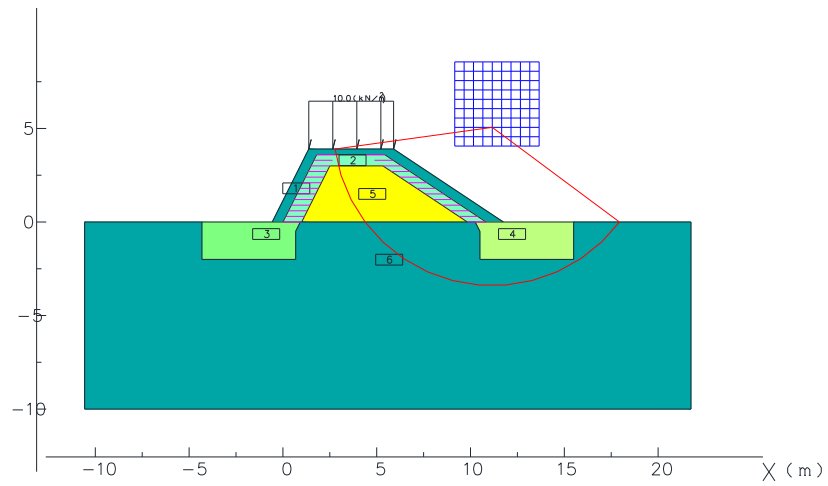
1) 表法面



抵抗モーメント M_R (kNm/m)	起動モーメント M_D (kNm/m)	半径 R (m)	最小安全率 F_s	設計安全率 F_s	判定
1131.200	779.600	5.020	1.451	1.200	OK

参考図 2.2.4.1-2 表法面の円弧すべり破壊に対する安定性照査結果 (常時)

2) 裏法面

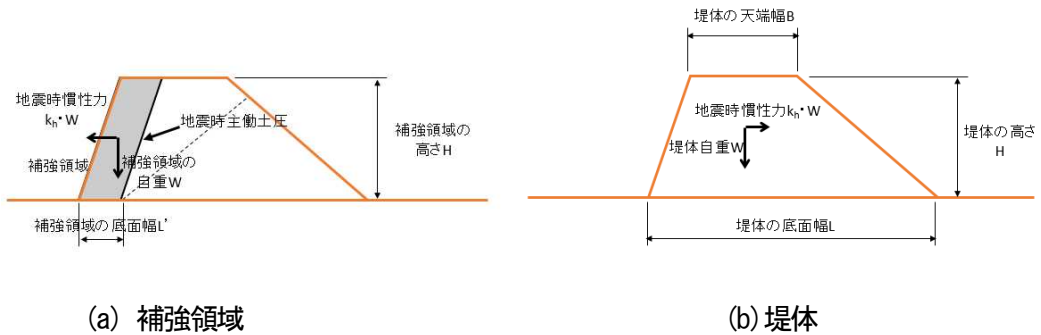


抵抗モーメント M_R (kNm/m)	起動モーメント M_D (kNm/m)	半径 R (m)	最小安全率 F_s	設計安全率 F_s	判定
5049.500	2124.700	8.460	2.377	1.200	OK

参考図 2. 2. 4. 1-3 裏法面の円弧すべり破壊に対する安定性照査結果 (常時)

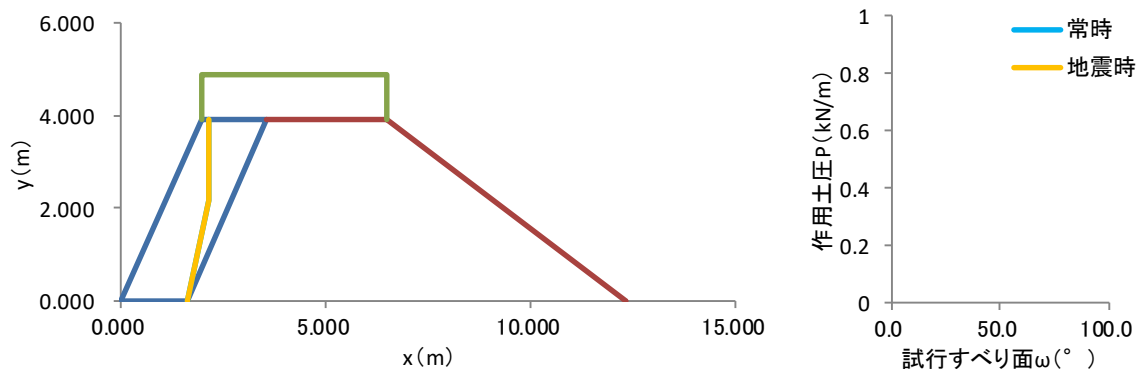
2.4.2 設計地震時に対する堤体の安定性照査

(1) 荷重の計算



参考図 2.2.4.2-1 設計地震時における荷重

1) 補強領域に作用する土圧の計算



作用	常時	地震時
すべり線の傾き \$\omega\$ (\$^\circ\$)	-	-
くさびの自重 \$W\$ (kN/m)	0.000	0.000
裏込め土上の載荷重 \$q \cdot b\$ (kN/m)	0.000	0.000

②地震時の主働土圧

$$P_E = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega + \phi + \delta - \alpha) \cdot \cos \theta} = 0.000 \text{ kN/m}$$

$$P_{EH} = P_E \cdot \cos(\delta_E + \alpha) = 0.000 \text{ kN/m}$$

$$P_{EV} = P_E \cdot \sin(\delta_E + \alpha) = 0.000 \text{ kN/m}$$

2) 荷重の集計

参考表 2.2.4.2-1 設計地震時における荷重の集計表（補強領域）

項目	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 x (m)	モーメント M _R (kNm/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 y (m)	モーメント M _D (kNm/m)
補強領域の自重	120.284	1.775	213.504	21.651	1.950	42.220
土圧	0.000	2.250	0.000	0.000	1.300	0.000
合計	120.284	—	213.504	21.651	—	42.220

参考表 2.2.4.2-2 設計地震時における荷重の集計表（堤体）

項目	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 x (m)	モーメント M _R (kNm/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 y (m)	モーメント M _D (kNm/m)
堤体の自重	618.041	6.984	4316.685	111.247	1.649	183.439
合計	618.041	—	4316.685	111.247	—	183.439

(2) 照査項目及び照査基準

参考表 2.2.4.2-2 各照査項目の安全率または許容値

(設計地震時に対する堤体の安定性照査)

照査対象	照査項目	安全率または許容値
補強領域	ジオテキスタイルの破断	T _{AE}
	ジオテキスタイルの引抜き	L _{eE}
	滑動	1.2
	転倒	L' /3
	支持力	2.0
堤体	滑動	1.2
	転倒	L/3
	支持力	2.0
基礎地盤を含む堤体	円弧すべり破壊	1.0

※L' : 補強領域の底面幅

※L : 堤体の底面幅

※T_{AE} : 設計地震時におけるジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)

※L_{eE} : 設計地震時におけるジオテキスタイルの必要定着長 (m)

(3) ジオテキスタイルの破断・引抜きに対する照査

実験に基づき設計上必要となる強度が確保できていると判断し省略した。

(4) 補強領域の滑動・転倒・支持力に対する照査

1) 滑動に対する安定性照査

滑動に対する安全率

$$F_s = \frac{c_B \cdot L + \mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H} = 2.589 > 1.200 \rightarrow \text{OK}$$

ここに、	c_B	: 堤体底面と基礎地盤との間の付着力	=	0.000	kN/m ²
	L	: 底面幅	=	1.600	m
	μ	: 堤体底面と基礎地盤との間の摩擦係数	=	0.466	
	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	120.284	kN/m
	ΣH	: 堤体底面に作用する全水平荷重	=	21.651	kN/m

2) 転倒に対する安定性照査

堤体のつま先から合力の作用位置までの距離

$$d = \frac{M_R - M_D}{\Sigma V} = 1.424 \text{ m}$$

ここに、	M_R	: 堤体底面のつま先回りの抵抗モーメント	=	213.504	kNm/m
	M_D	: 堤体底面のつま先回りの転倒モーメント	=	42.220	kNm/m
	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	120.284	kN/m

堤体中央から合力の作用位置までの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - d = -0.624 \text{ m} < \frac{L}{3} = 0.533 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

ここに、	L	: 底面幅	=	1.600	m
------	-----	-------	---	-------	---

3) 支持力に対する安定性照査

ジオテキブロック底面に作用する地盤反力

$$q = \frac{\Sigma V}{L} = 185.052 \text{ kN/m}^2 < q_a = \frac{q_u}{F_s} = 375.000 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

ここに、	ΣV	: 基礎処理底面に作用する全鉛直荷重	=	120.284	kN/m
	L	: 底面幅	=	0.650	m
	q_a	: 基礎地盤の許容支持力	=		
	q_u	: 基礎地盤の極限支持力	=	750.000	kN/m ²
	F_s	: 支持力に対する安全率	=	2.000	

(5) 堤体の滑動・転倒・支持力に対する安定性照査

1) 滑動に対する安定性照査

滑動に対する安全率

$$F_s = \frac{c_B \cdot L + \mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H} = 2.589 > 1.200 \rightarrow \text{OK}$$

ここに、	c_B	: 堤体底面と基礎地盤との間の付着力	=	0.000	kN/m ²
	L	: 底面幅	=	12.320	m
	μ	: 堤体底面と基礎地盤との間の摩擦係数	=	0.466	
	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	618.041	kN/m
	ΣH	: 堤体底面に作用する全水平荷重	=	111.247	kN/m

2) 転倒に対する安定性照査

堤体のつま先から合力の作用位置までの距離

$$d = \frac{M_R - M_D}{\Sigma V} = 6.688 \text{ m}$$

ここに、	M_R	: 堤体底面のつま先回りの抵抗モーメント	=	4316.685	kNm/m
	M_D	: 堤体底面のつま先回りの転倒モーメント	=	183.439	kNm/m
	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	618.041	kN/m

堤体中央から合力の作用位置までの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - d = -0.528 \text{ m} < \frac{L}{3} = 4.107 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

ここに、	L	: 底面幅	=	12.320	m
------	-----	-------	---	--------	---

3) 支持力に対する安定性照査

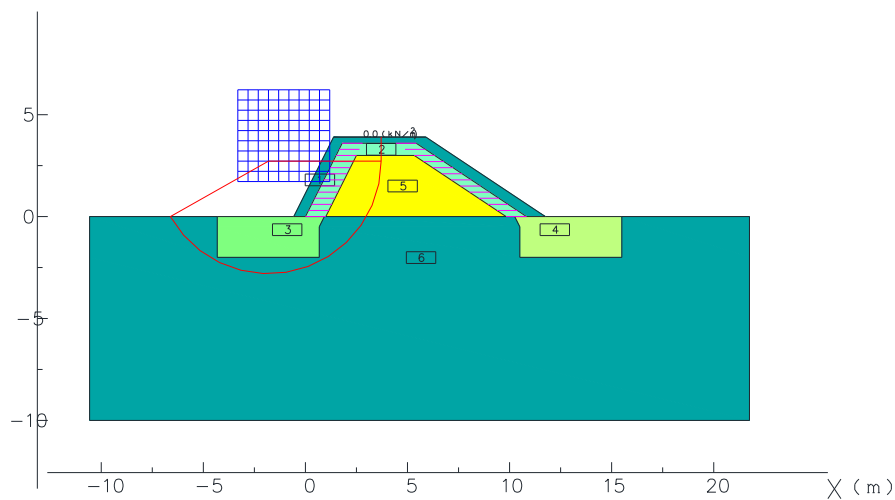
堤体底面に作用する地盤反力

$$q = \frac{\Sigma V}{L} = 70.860 \text{ kN/m}^2 < q_a = \frac{q_u}{F_s} = 375.000 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

ここに、	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	618.041	kN/m
	L	: 底面幅	=	8.722	m
	q_a	: 基礎地盤の許容支持力			
	q_u	: 基礎地盤の極限支持力	=	750.000	kN/m ²
	F_s	: 支持力に対する安全率	=	2.000	

(6) 堤体と基礎地盤全体の円弧すべり破壊に対する安定性照査

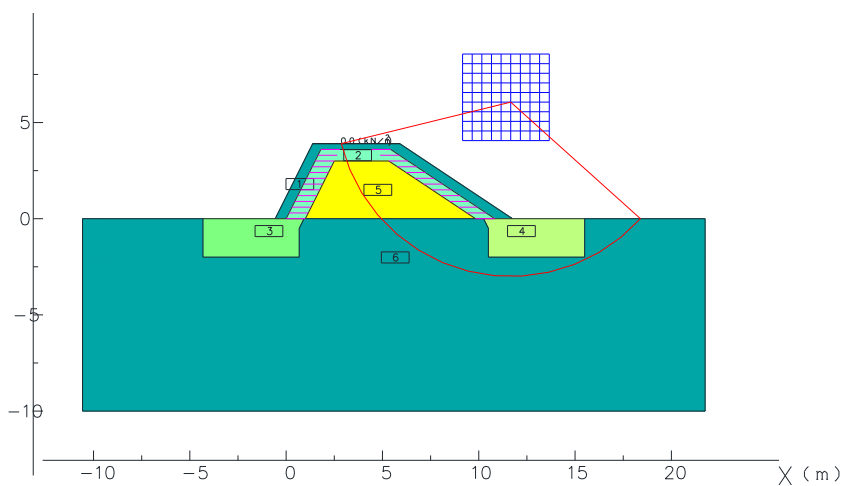
1) 表法面



抵抗モーメント M_R (kNm/m)	起動モーメント M_D (kNm/m)	半径 R (m)	最小安全率 F_s	設計安全率 F_s	判定
1277.000	1142.100	5.520	1.118	1.000	OK

参考図 2. 2. 4. 2-2 表法面の円弧すべり破壊に対する安定性照査結果 (設計地震時)

2) 裏法面

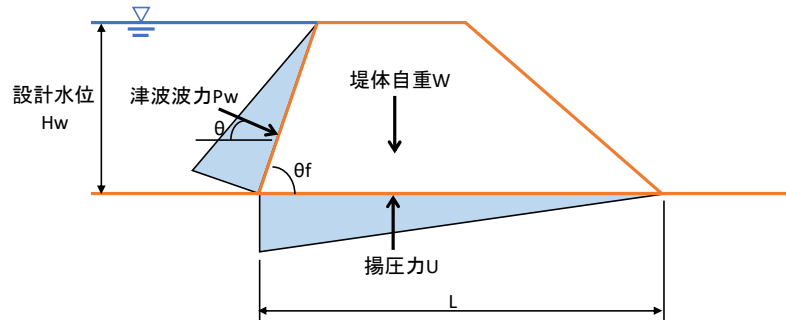


抵抗モーメント M_R (kNm/m)	起動モーメント M_D (kNm/m)	半径 R (m)	最小安全率 F_s	設計安全率 F_s	判定
4873.300	2902.900	9.060	1.679	1.000	OK

参考図 2. 2. 4. 2-3 裏法面の円弧すべり破壊に対する安定性照査結果 (設計地震時)

2.4.3 設計津波に対する堤体の安定性照査

(1) 荷重の計算



参考図 2. 2. 4. 3-1 設計津波における荷重

1) 津波波力の計算

$$p_w = \alpha_1 \cdot H_w \cdot \gamma_w = 48.204 \text{ kN/m}^2$$

$$P_w = \frac{1}{2 \sin \theta_f} \cdot p_w \cdot H_w = 105.093 \text{ kN/m}$$

$$P_{wH} = P_w \cdot \cos \theta = 93.998 \text{ kN/m}$$

$$P_{wV} = P_w \cdot \sin \theta = 46.999 \text{ kN/m}$$

ここに、	α_1	: 波力係数	=	1.2
		(持続波時の波力が作用するものと仮定し、波力係数 α_1 を 1.2 とした)		
	H_w	: 設計水位	=	3.900 m
	γ_w	: 海水の単位体積重量	=	10.300 kN/m ³
	θ_f	: 表のり面と水平面のなす角	=	63.435 °
	P_{wH}	: 表のり面に作用する波力の水平成分		
	P_{wV}	: 表のり面に作用する波力の鉛直成分		
	θ	: 波力と水平面のなす角	=	26.565 °

2) 堤体底面に作用する揚圧力の計算

$$U = \alpha_3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w \cdot L = 247.447 \text{ kN/m}$$

ここに、	α_3	: 時間遅れ係数	=	1.000
	H_w	: 設計水位	=	3.900 m
	L	: 堤体の底面幅	=	12.320 m
	γ_w	: 海水の単位体積重量	=	10.300 kN/m ³

3) 荷重の集計

参考表 2.2.4.3-1 設計津波における荷重の集計表 (堤体)

項目	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 x (m)	モーメント M _R (kNm/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 y (m)	モーメント M _D (kNm/m)
堤体の自重	618.041	6.984	4316.685	0.000	0.000	0.000
波力	46.999	11.410	536.257	93.998	1.820	171.076
揚圧力	-247.447	8.213	-2032.366	0.000	0.000	0.000
合計	417.593	—	2820.576	93.998	—	171.076

(2) 照査項目及び照査基準

参考表 2.2.4.3-2 各照査項目の安全率または許容値
(設計津波に対する堤体の安定性照査)

照査対象	照査項目	安全率または許容値
堤体	滑動	1.2
	転倒	B/3
	支持力	2.0
	津波波力による受働破壊	1.2
堤体と基礎地盤全体	円弧すべり破壊	1.0

※B: 堤体の底面幅

(3) 堤体の滑動・転倒・支持力に対する安定性照査

1) 滑動に対する安定性照査

滑動に対する安全率

$$F_s = \frac{c_B \cdot L + \mu \cdot \sum V}{\sum H} = 2.070 > 1.200 \rightarrow \text{OK}$$

ここに、	c _B	: 堤体底面と基礎地盤との間の付着力	=	0.000 kN/m ²
	L	: 底面幅	=	12.320 m
	μ	: 堤体底面と基礎地盤との間の摩擦係数	=	0.466
	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	417.593 kN/m
	ΣH	: 堤体底面に作用する全水平荷重	=	93.998 kN/m

2) 転倒に対する安定性照査

堤体のつま先から合力の作用位置までの距離

$$d = \frac{M_R - M_D}{\Sigma V} = 6.345 \text{ m}$$

ここに、
 M_R : 堤体底面のつま先回りの抵抗モーメント = 2820.576 kNm/m
 M_D : 堤体底面のつま先回りの転倒モーメント = 171.076 kNm/m
 ΣV : 堤体底面に作用する全鉛直荷重 = 417.593 kN/m

堤体中央から合力の作用位置までの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - d = -0.185 \text{ m} < \frac{L}{3} = 4.107 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

ここに、 L : 底面幅 = 12.320 m

3) 支持力に対する安定性照査

堤体底面に作用する地盤反力

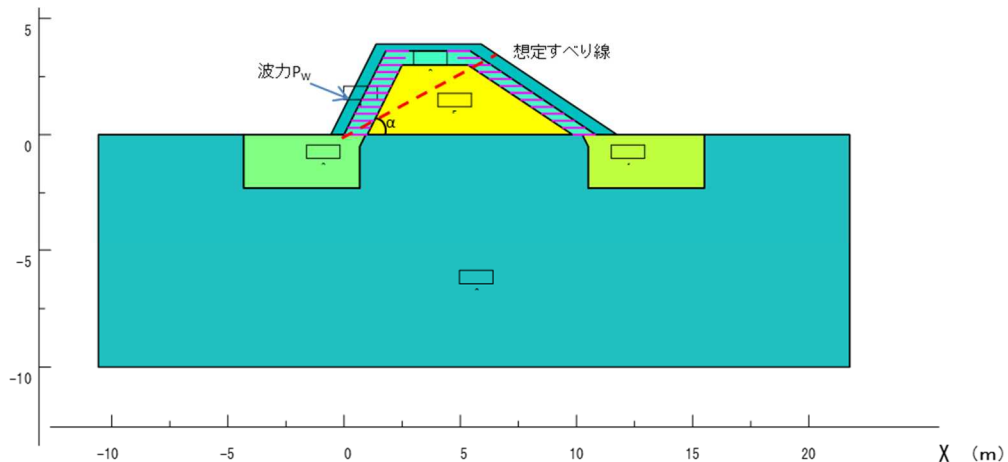
$$q = \frac{\Sigma V}{L} = 47.878 \text{ kN/m}^2 < q_a = \frac{q_u}{F_S} = 375.000 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

ここに、
 ΣV : 堤体底面に作用する全鉛直荷重 = 417.593 kN/m
 L : 底面幅 = 8.722 m
 q_a : 基礎地盤の許容支持力
 q_u : 基礎地盤の極限支持力 = 750.000 kN/m²
 F_S : 支持力に対する安全率 = 2.000

(4) 堤体と基礎地盤全体の円弧すべり破壊に対する安定性照査

主動的なすべり破壊に対しては、津波波力が安全側に作用するため省略した。

(5) 津波波力による受働破壊に対する安定性照査



$$F_s = \frac{c \cdot l + W \cdot \sin \alpha + (W \cdot \cos \alpha + P_{WH} \cdot \sin \alpha + P_{WV} \cdot \cos \alpha - U \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi + T \cdot \cos \alpha}{P_{WH} \cdot \cos \alpha - P_{WV} \cdot \sin \alpha}$$

$$= 2.537 > 1.000 \rightarrow \text{OK}$$

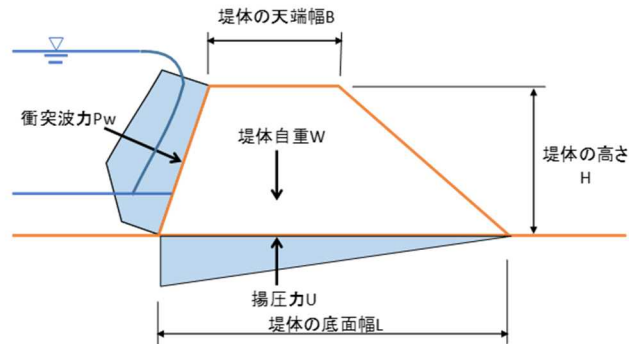
ここに,	c	: 粘着力	=	7.100	kN/m ²
	φ	: 内部摩擦角	=	40.870	°
	l	: 想定すべり線の長さ	=	7.270	m
	W	: すべり土塊の重量	=	199.222	kN/m
	α	: 想定すべり線の角度	=	24.565	°
	P _{WH}	: 表のり面に作用する波力の水平成分	=	93.998	kN/m
	P _{WV}	: 表のり面に作用する波力の鉛直成分	=	46.999	kN/m
	U	: 堤体底面に作用する揚圧力	=	247.447	kN/m

2.5 設計津波を超える津波に対する堤体の粘り強さの検証

2.5.1 構造計算による堤体の粘り強さの検証

2.5.1.1 津波衝突時に対する堤体の粘り強さの検証

(1) 荷重の計算



参考図 2.2.5.1.1-1 津波衝突時における荷重

1) 衝突波力の計算

波圧分布は、本間ら(1964)が提案する分布を採用した。

$$p_{1.1} = (\alpha_1 \cdot \eta - H + h) \cdot \gamma_w = 62.830 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{1.2} = \alpha_1 \cdot \eta \cdot \gamma_w = 92.700 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{1.3} = \alpha_2 \cdot h \cdot \gamma_w = 22.660 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{w1} = \frac{1}{2 \sin \theta_f} \{ (p_1 + p_2)H - (p_1 - p_3)h \} = 316.626 \text{ kN/m}$$

$$P_{w1H} = P_w \cdot \cos \theta = 283.199 \text{ kN/m}$$

$$P_{w1V} = P_w \cdot \sin \theta = 141.599 \text{ kN/m}$$

ここに、 α_1 : 波力係数 = 3.0
 (砕波後の段波が衝突するものと仮定し、朝倉ら(2000)の実験結果をもとに、波力係数は3.0とした)

$$\alpha_2 : \text{波力係数} = 2.2$$

$$\eta : \text{段波波高} = 3.000 \text{ m}$$

$$H : \text{堤体高さ} = 3.900 \text{ m}$$

$$h : \text{段波襲来時の初期水深} = 1.000 \text{ m}$$

$$\gamma_w : \text{海水の単位体積重量} = 10.300 \text{ kN/m}^3$$

$$\theta_f : \text{表のり面と水平面のなす角} = 63.435^\circ$$

$$P_{w1H} : \text{表のり面に作用する波力の水平成分}$$

$$P_{w1V} : \text{表のり面に作用する波力の鉛直成分}$$

$$\theta : \text{波力と水平面のなす角} = 26.565^\circ$$

2) 堤体底面に作用する揚圧力の計算

$$U = \alpha_3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h \cdot L = 63.448 \text{ kN/m}$$

ここに、 α_3 : 時間遅れ係数 = 1.000
 h : 津波襲来時の前面水深 = 1.000 m
 L : 堤体の底面幅 = 12.320 m
 γ_w : 海水の単位体積重量 = 10.300 kN/m³

3) 荷重の集計

参考表 2.2.5.1.1-1 津波衝突時における荷重の集計表 (堤体)

項目	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 x (m)	モーメント M _R (kNm/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 y (m)	モーメント M _D (kNm/m)
堤体の自重	618.041	6.984	4316.685	0.000	0.000	0.000
衝突波力	141.599	11.320	1602.937	283.199	2.000	566.263
揚圧力	-63.448	8.213	-521.120	0.000	0.000	0.000
合計	696.192	—	5398.502	283.199	—	566.263

(2) 検証項目に対する安全率または許容値の目安

参考表 2.2.5.1.1-2 各検証項目の安全率または許容値の目安
 (津波衝突時に対する堤体の粘り強さの検証)

検証対象	検証項目	安全率または許容値の目安
堤体	滑動	1.0
	転倒	B/2
	支持力	1.0
堤体と基礎地盤全体	円弧すべり破壊	1.0

※B: 堤体の底面幅

(3) 堤体の滑動・転倒・支持力に対する安定性の検証 (想定津波高さ 3.0m、前面水深 1.0m の場合)

1) 滑動に対する安定計算

滑動に対する安全率

$$F_s = \frac{c_B \cdot L + \mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H} = 1.146$$

ここに、	c_B	: 堤体底面と基礎地盤との間の付着力	=	0.000	kN/m ²
	L	: 底面幅	=	12.320	m
	μ	: 堤体底面と基礎地盤との間の摩擦係数	=	0.466	
	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	696.192	kN/m
	ΣH	: 堤体底面に作用する全水平荷重	=	283.199	kN/m

2) 転倒に対する安定計算

堤体のつま先から合力の作用位置までの距離

$$d = \frac{M_R - M_D}{\Sigma V} = 6.941 \text{ m}$$

ここに、	M_R	: 堤体底面のつま先回りの抵抗モーメント	=	5398.502	kNm/m
	M_D	: 堤体底面のつま先回りの転倒モーメント	=	566.263	kNm/m
	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	696.192	kN/m

堤体中央から合力の作用位置までの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - d = -0.781 \text{ m}$$

ここに、	L	: 底面幅	=	12.320	m
------	-----	-------	---	--------	---

3) 支持力に対する安定計算

堤体底面に作用する地盤反力

$$q = \frac{\Sigma V}{L} = 79.820 \text{ kN/m}^2$$

ここに、	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	696.192	kN/m
	L	: 底面幅	=	8.722	m
	q_a	: 基礎地盤の許容支持力			

(4) 津波波力による受働的破壊の検証 (想定津波高さ 3.0m、前面水深 1.0m の場合)

$$F_s = \frac{c \cdot l + W \cdot \sin \alpha + (W \cdot \cos \alpha + P_{WH} \cdot \sin \alpha + P_{WV} \cdot \cos \alpha - U \cdot \cos \alpha) \cdot \tan \phi}{P_{WH} \cdot \cos \alpha - P_{WV} \cdot \sin \alpha}$$

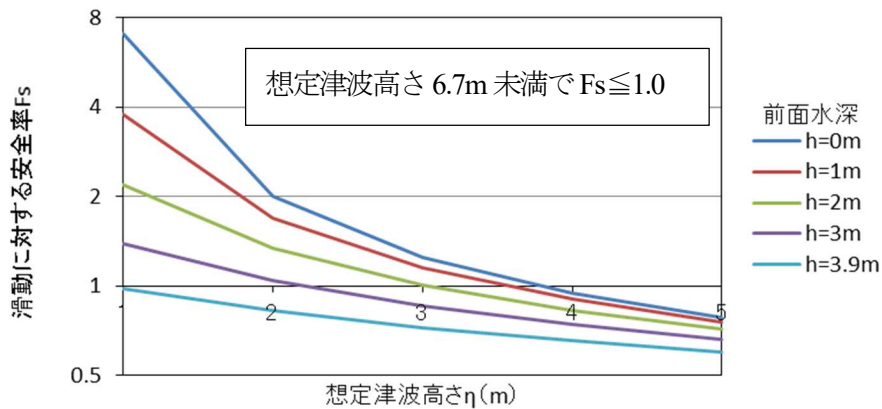
$$= 2.197$$

ここに,	c	: 粘着力	=	7.100	kN/m ²
	φ	: 内部摩擦角	=	40.870	°
	l	: 想定すべり線の長さ	=	7.270	m
	W	: すべり土塊の重量	=	199.222	kN/m
	α	: 想定すべり線の角度	=	24.565	°
	P _{WH}	: 表のり面に作用する波力の水平成分	=	283.199	kN/m
	P _{WV}	: 表のり面に作用する波力の鉛直成分	=	141.599	kN/m
	U	: 堤体底面に作用する揚圧力	=	63.448	kN/m

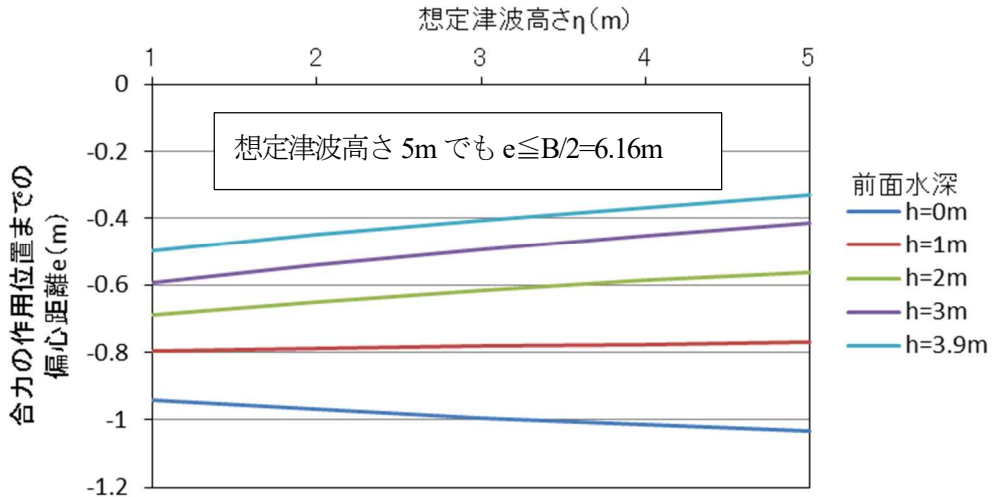
(5) 想定する津波高さと各種安全率等の目安との関係

想定津波高さと検証項目の安全率等の目安との関係を参考図 2.2.5.1.1-2~参考図 2.2.5.1.1-5 に示す。

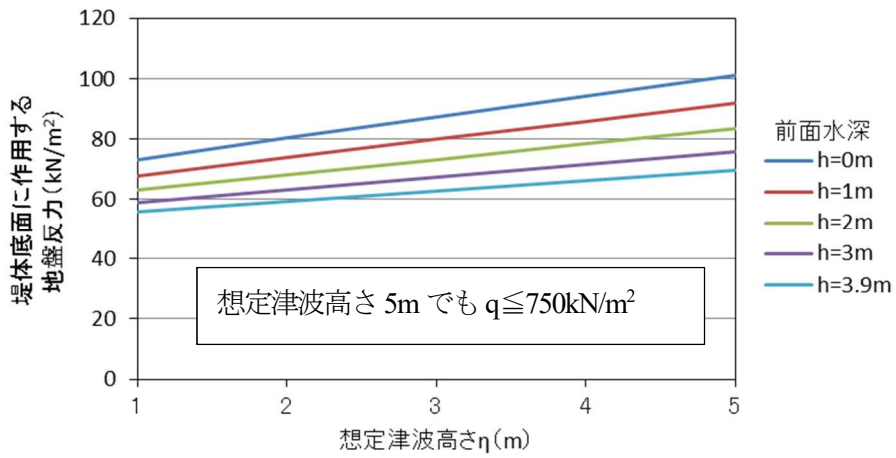
その結果、想定津波高さに対する安全率・許容値の目安は、滑動に対する安定性が最も厳しく、それ以外の項目には余裕がある。滑動に対する安全率 F_s が 1.0 以上となる想定津波高さは、想定する前面水深により異なり、例えば前面水深が 1.0m の場合は 3.5m となる。



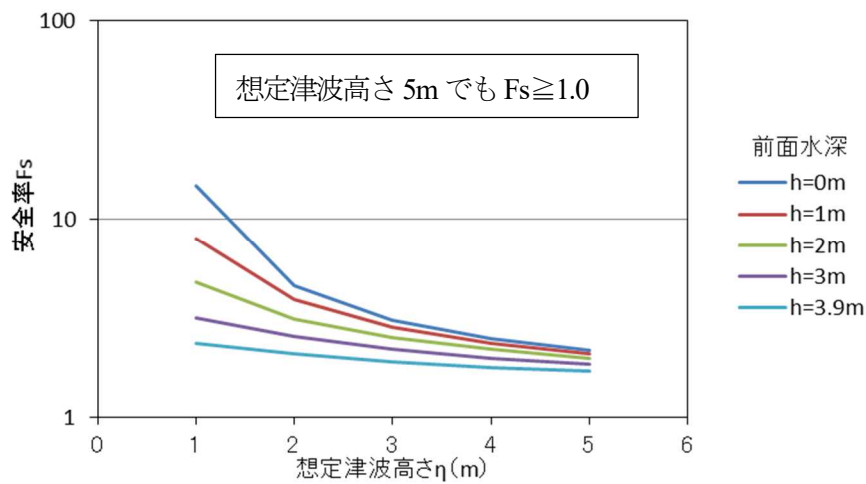
参考図 2.2.5.1.1-2 想定津波高さと堤体の滑動に対する安全率の関係



参考図 2.2.5.1.1-3 想定津波高さと堤体の転倒に対する許容値の関係



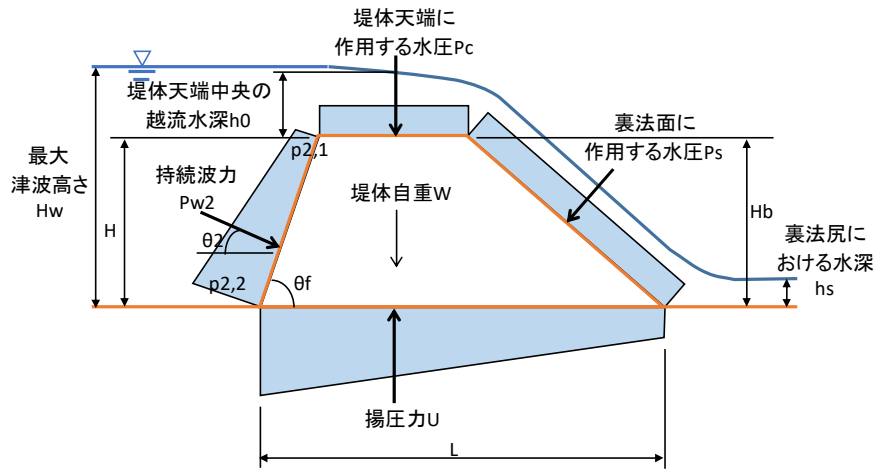
参考図 2.2.5.1.1-4 想定津波高さと堤体の支持力に対する許容値の関係



参考図 2.2.5.1.1-5 想定津波高さと津波波力による受働的破壊に対する安全率の関係

2.5.1.2 津波越流時に対する堤体の粘り強さの検証

(1) 荷重の計算



参考図 2.2.5.1.2-1 津波越流時における荷重

1) 越流水深と裏法尻における水深の算出

越流水深 h_0

$$h_0 = \frac{H_w - H}{1 + \frac{F_r^2}{2}}$$

ここに、 H_w : 想定津波高さ
 H : 堤体高さ = 3.900 m
 F_r : フルード数 = 1.200

裏法尻における水深 h_s

$$h_s^3 - E \cdot h_s^2 + \frac{q^2}{2g} = 0$$

ここに、 E : 比エネルギー
 h : 交代水深
 q : 流量
 g : 重力加速度

想定津波高さ H_w (m)	越流水深 h_0 (m)	裏法尻における水深 h_s (m)
5.000	0.640	0.217
6.000	1.221	0.512
7.000	1.802	0.838
8.000	2.384	1.180
9.000	2.965	1.532
10.000	3.547	1.889

2) 持続波力の計算 (想定津波高さ 6.0m の場合)

$$p_1 = (\alpha_1 \cdot H_W - H) \cdot \gamma_w = 33.990 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = \alpha_1 \cdot H_W \cdot \gamma_w = 74.160 \text{ kN/m}^2$$

$$P_w = \frac{1}{2 \sin \theta_f} (p_1 + p_2) \cdot H = 235.785 \text{ kN/m}$$

$$P_{wH} = P_w \cdot \cos \theta = 210.893 \text{ kN/m}$$

$$P_{wV} = P_w \cdot \sin \theta = 105.446 \text{ kN/m}$$

ここに,	α_1	: 波力係数	=	1.2
	H	: 堤体高さ	=	3.900 m
	H_W	: 想定津波高さ	=	6.000 m
	γ_w	: 海水の単位体積重量	=	10.300 kN/m ³
	θ_f	: 表のり面と水平面のなす角	=	63.435 °
	P_{wH}	: 表のり面に作用する持続波力の水平成分		
	P_{wV}	: 表のり面に作用する持続波力の鉛直成分		
	θ	: 持続波力と水平面のなす角	=	26.565 °

3) 堤体天端と裏のり面に作用する水圧の計算 (想定津波高さ 6.0m の場合)

堤体天端に作用する水圧

$$P_c = \alpha_2 \cdot \gamma_w \cdot h_0 \cdot B = 22.737 \text{ kN/m}$$

裏のり面に作用する水圧

$$P_s = \frac{H_b}{\sin \theta_b} \cdot \gamma_w \cdot h_s = 37.073 \text{ kN/m}$$

$$P_{sH} = P_s \cdot \cos \theta = 20.565 \text{ kN/m}$$

$$P_{sV} = P_s \cdot \sin \theta = 30.847 \text{ kN/m}$$

ここに,	α_2	: 揚圧力による低減係数	=	0.400
	h_0	: 天端の越流水深	=	1.221 m
	h_s	: 交代水深	=	0.512 m
	B	: 堤体の天端幅	=	4.520 m
	H_b	: 背後地盤と堤体天端までの高さ(比高)	=	3.900 m
	γ_w	: 海水の単位体積重量	=	10.300 kN/m ³
	θ_b	: 裏のり面と水平面のなす角	=	33.690 °
	θ	: 水圧と水平面のなす角	=	56.310 °

4) 堤体底面に作用する揚圧力の計算 (想定津波高さ 6.0m の場合)

$$U = \alpha_3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H+h_0+h_s) \cdot L = 357.394 \text{ kN/m}$$

ここに、

α_3	: 時間遅れ係数	=	1.000 (0~1.0)
H	: 堤体高さ	=	3.900 m
h_0	: 堤体天端中央の越流水深	=	1.221 m
h_s	: 交代水深	=	0.512
L	: 堤体の底面幅	=	12.320 m
γ_w	: 海水の単位体積重量	=	10.300 kN/m ³

3) 荷重の集計 (想定津波高さ 6.0m の場合)

参考表 2.2.5.1.2-1 津波越流時における荷重の集計表 (堤体)

項目	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 x (m)	モーメント M _R (kNm/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 y (m)	モーメント M _D (kNm/m)
堤体の自重	618.041	6.984	4316.685	0.000	0.000	0.000
持続波力	105.446	11.466	1209.017	210.893	1.709	360.325
揚圧力	-357.394	8.213	-2935.398	0.000	0.000	0.000
天端に作用する水圧	22.737	8.384	190.623	0.000	0.000	0.000
裏のり面に作用する水圧	30.847	2.925	90.227	-20.565	1.950	-40.101
合計	419.676	—	2871.153	190.328	—	320.224

(2) 検証項目に対する安全率または許容値の目安

参考表 2.2.5.1.2-2 各照査項目の安全率または許容値の目安
(津波越流時に対する堤体の安定性照査)

検証対象	検証項目	安全率または許容値の目安
堤体	滑動	1.0
	転倒	B/2
	支持力	1.0
	津波波力による受働破壊	1.0
堤体と基礎地盤全体	円弧すべり破壊	1.0

※B: 堤体の底面幅

(3) 堤体、堤体と基礎地盤全体に対する安定計算 (想定津波高さ 6.0m の場合)

1) 滑動に対する安定計算

$$F_s = \frac{c_B \cdot L + \mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H} = 1.028$$

ここに,	c_B	: 堤体底面と基礎地盤との間の付着力	=	0.000	kN/m^2
	L	: 底面幅	=	12.320	m
	μ	: 堤体底面と基礎地盤との間の摩擦係数	=	0.466	
	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	419.676	kN/m
	ΣH	: 堤体底面に作用する全水平荷重	=	190.328	kN/m

2) 転倒に対する安定計算

堤体のつま先から合力の作用位置までの距離

$$d = \frac{M_R - M_D}{\Sigma V} = 6.078 \text{ m}$$

ここに,	M_R	: 堤体底面のつま先回りの抵抗モーメント	=	2871.153	kNm/m
	M_D	: 堤体底面のつま先回りの転倒モーメント	=	320.224	kNm/m
	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	419.676	kN/m

堤体中央から合力の作用位置までの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - d = 0.082 \text{ m}$$

ここに,	L	: 底面幅	=	12.320	m
------	-----	-------	---	--------	---

3) 支持力に対する安定計算

堤体底面に作用する地盤反力

$$q = \frac{\Sigma V}{L} = 48.117 \text{ kN/m}^2$$

ここに,	ΣV	: 堤体底面に作用する全鉛直荷重	=	419.676	kN/m
	L	: 底面幅	=	8.722	m
	q_a	: 基礎地盤の許容支持力			
	q_u	: 基礎地盤の極限支持力	=	750.000	kN/m^2

4) 津波波力による受働的破壊の検証

$$F_s = \frac{c \cdot l + W \cdot \sin \alpha + (W \cdot \cos \alpha + P_{WH} \cdot \sin \alpha + P_{WV} \cdot \cos \alpha - U \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi + T \cdot \cos \alpha}{P_{WH} \cdot \cos \alpha - P_{WV} \cdot \sin \alpha}$$

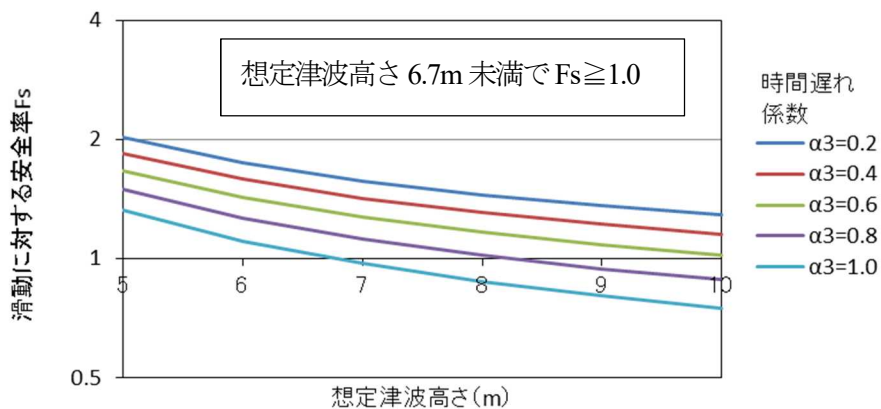
$$= 1.907 > 1.000 \rightarrow \text{OK}$$

ここに、	c	: 粘着力	=	7.100	kN/m ²
	φ	: 内部摩擦角	=	40.870	°
	l	: 想定すべり線の長さ	=	7.270	m
	W	: すべり土塊の重量	=	199.222	kN/m
	α	: 想定すべり線の角度	=	24.565	°
	T	: ジオテキスタイルの引張抵抗力	=	89.279	kN/m
	P _{WH}	: 表のり面に作用する波力の水平成分	=	210.893	kN/m
	P _{WV}	: 表のり面に作用する波力の鉛直成分	=	105.446	kN/m
	U	: 堤体底面に作用する揚圧力	=	357.394	kN/m

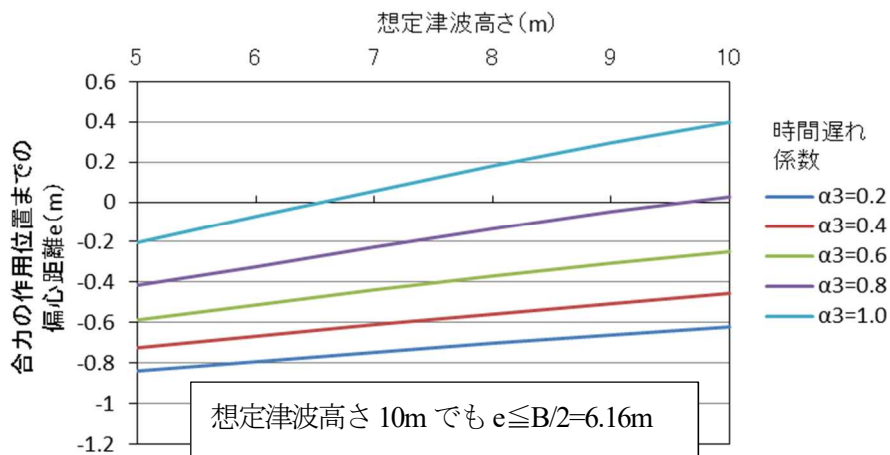
(4) 想定する津波高さと各種安全率等の目安との関係

想定津波高さと検証項目の安全率等の目安との関係を参考図 2.2.5.1.2-2～参考図 2.2.5.1.2-5 に示す。

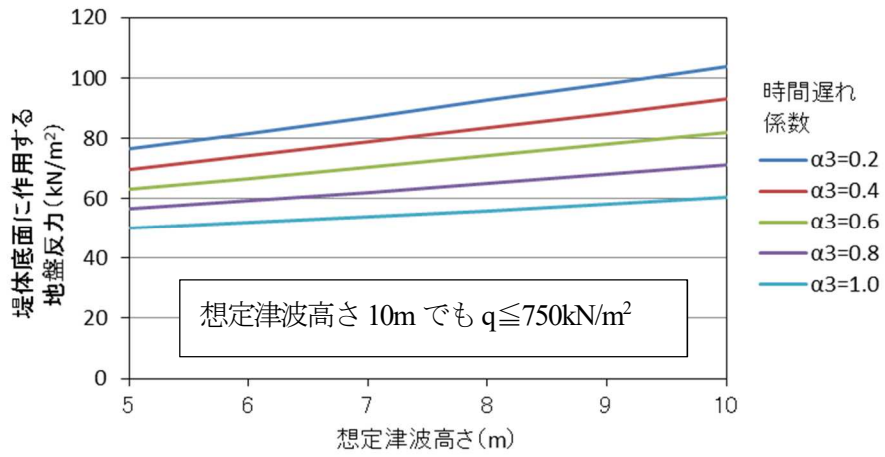
その結果、想定津波高さに対する安全率・許容値の目安は、滑動や円弧すべり破壊に対する安定性が最も厳しく、それ以外の項目には余裕がある。滑動と円弧すべり破壊に対する安全率が 1.0 以上となる想定津波高さは 6.7m となる。



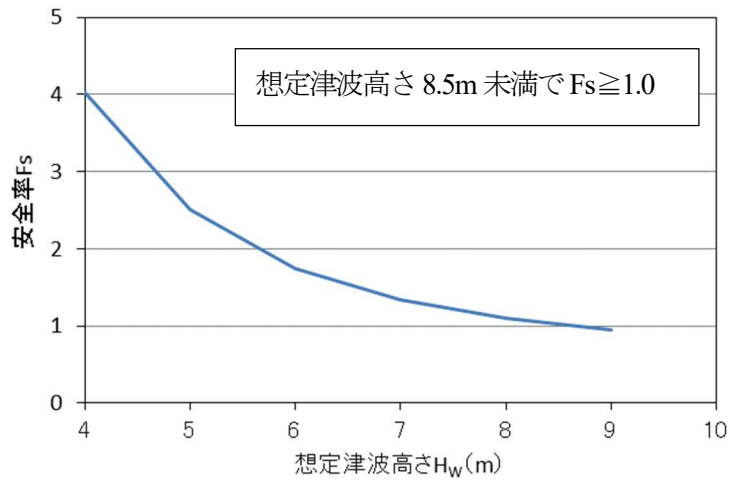
参考図 2.2.5.1.2-2 想定津波高さと堤体の滑動に対する安全率の関係



参考図 2.2.5.1.2-3 想定津波高さ と 堤体の転倒に対する許容値の関係



参考図 2.2.5.1.2-4 想定津波高さ と 堤体の支持力に対する許容値の関係



参考図 2.2.5.1.2-5 想定津波高さ と 津波波力による受働的破壊に対する安全率の関係

2.5.1.3 負圧による法肩ブロックの引き剥がれに対する粘り強さの検証

検証対象である堤体の構造（参考図 2.2.2-1 参照）は、巻末の参考資料 1 に示す既往実験に基づいて計画されているため、同資料の実験結果を根拠に、粘り強さを有するものと判断した。したがって、実験による堤体の粘り強さの検証を省略した。

2.5.2 実験による堤体の粘り強さの検証

検証対象である堤体の構造（参考図 2.2.2-1 参照）は、巻末の参考資料 1 に示す既往実験に基づいて計画されているため、同資料の実験結果を根拠に、粘り強さを有するものと判断した。したがって、実験による堤体の粘り強さの検証を省略した。

3. 施工事例

3.1 事例概要

平成 27 年度に宮城県亶理町鳥の海地区（参考図 2.1-1）で実施された、ジオテキブロック工法による堤防の実証試験工事の施工状況を示す。

3.2 準備工

準備工として、セメント改良土のブレンドヤードを作成した。ジオテキブロックの仮置きに関して、場内運搬および据付時に安全かつ容易に作業できるように専用の吊り金具を用いた。



参考写真 2.3.2-1 ブレンドヤード全景



参考写真 2.3.2-2 ジオテキブロック仮置き

3.3 基礎工

3.3.1 地盤改良

津波襲来時の洗掘を防止するために、法尻部を SCM 工法で地盤改良した。



参考写真 2.3.3.1-1 地盤改良の様子

3.3.2 基礎コンクリート

基礎コンクリートの打設において、ジオテキブロックと基礎コンクリートを一体化するための連結孔にはボイド管を使用した。



参考写真 2.3.3.2-1 打設状況



参考写真 2.3.3.2-2 基礎コンクート完了

3.4 築堤工

3.4.1 築堤手順（ブロック設置、改良土の撒き出し、転圧）

ジオテキブロックを設置し、ジオテキスタイルを敷設した後、セメント改良土を撒き出して転圧した。

ジオテキスタイルの敷設において、アンカーピンで固定した。また、敷設面が水みちとならないように、スコップでセメント改良土を敷均し、ジオテキスタイルの目合い部分に土粒子を刷り込んだ。



参考写真 2.3.4.1-1 ジオテキブロック設置



参考写真 2.3.4.1-2 ジオテキスタイルの目合いへの刷込み



参考写真 2.3.4.1-3 セメント改良土の撒き出し 参考写真 2.3.4.1-4 セメント改良土の転圧

3.4.2 セメント改良土の養生

セメント改良土の乾燥を防ぐために、撒き出し前および転圧後において、十分に散水した。



参考写真 2.3.4.2-1

3.4.3 連結工

鉄筋挿入については、製品左右に設けられた貫通穴に連結鉄筋を挿入後、充填コンクリートを打設した。また、鉄筋の挿入位置のズレを防ぐために、製品に設けられた溝にサポート鉄筋を設置した。



参考写真 2.3.4.3-1 連結鉄筋固定



参考写真 2.3.4.3-2 コンクリート打設

3.4.4 付帯工（温度収縮の目地工，ブロック間の隙間の目地埋め）

コンクリートの伸縮を考慮して、10m（5本）に1箇所伸縮目地を設けることとし、この部分には、連続鉄筋は挿入しないこととした。使用する目地材の規格は、厚み $t=10\text{mm}$ 、材質は樹脂発泡体とし、長方形の目地材を製品設置後にカットすることとした。



(a) 上部



(b) 正面

参考写真 2.3.4.4-1 目地設置状況

3.5 天端工

天端工は、金網鉄筋を配置しコンクリートを打設した。



(a) 鉄筋配置



(b) コンクリート打設

参考写真 2.3.5-1 天端工の施工

参考資料3 軽量ジオテキブロックの開発

1. 概要

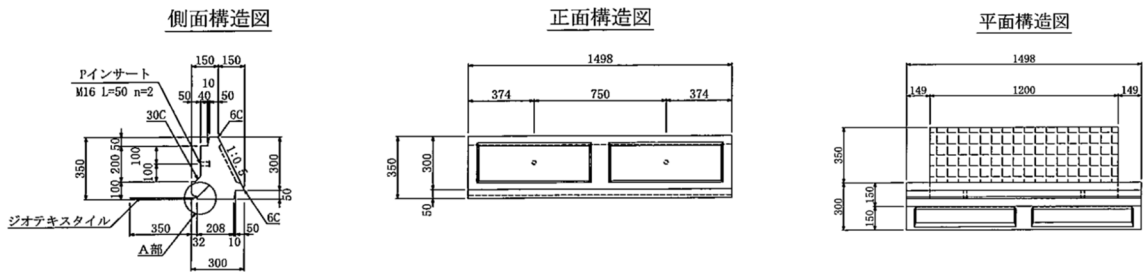
三面一体化堤防に用いるジオテキブロックは、設計津波を超える津波に対して「粘り強い」の性能を持たせるため、一定程度の重量を有している。

ここでは、この技術を応用して、二線堤や農道などの一般的な盛土法面に適用できる軽量ジオテキブロックを開発したので紹介する。

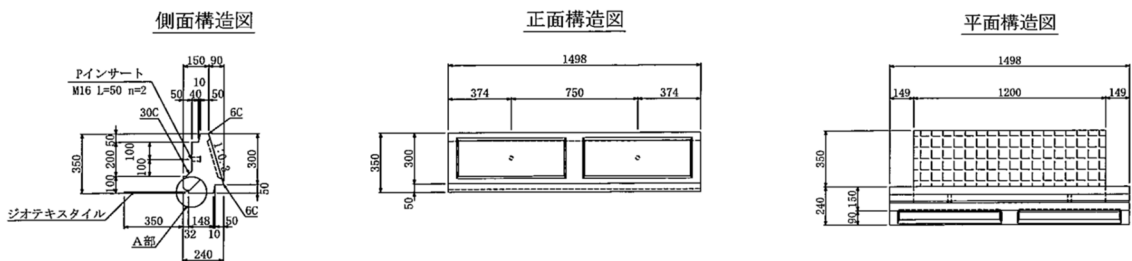
2. 軽量ジオテキブロックの構造

今回開発した軽量ジオテキブロックは、法面勾配が5分用と3分用の2種類で、1段の高さが30cm、長さは千鳥に積み上げるため、それぞれ1.5mと0.75mのタイプを製造した。5分勾配の長さor幅1.5mの軽量ジオテキブロックを参考図3.2-1、同勾配を長さor幅0.75mの軽量ジオテキブロックを参考図3.3-2、それぞれの外観を参考写真3.2-1、2に示す。また、ブロックに連結させるジオテキスタイルの幅or長さは350mm以上、長さor幅は1200mm（1.5mタイプ）と600mm（0.75mタイプ）とし、ブロックへのジオテキスタイルの挿入長は100mmとした。

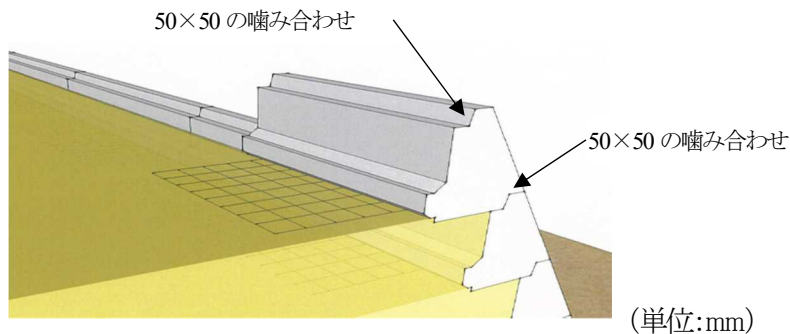
軽量ジオテキブロックの特徴は、施工性に配慮し可能な限り軽量化した点、施工性を向上させるために、上下のジオテキブロックが噛み合えるよう高さ50mm、幅50mmの噛み合わせ部を設けた点にある。噛み合わせ状態を参考図3.2-3に示す。



参考図3.2-1 軽量ジオテキブロック（5分勾配、L=1500mm）



参考図3.2-2 軽量ジオテキブロック（3分勾配、L=1500mm）



参考図3.2-3 上下ジオテキブロックの噛み合わせ状態



参考写真 3.2-1 5分勾配で長さ1.5mの軽量ジオテキブロック



参考写真 3.2-2 5分勾配で長さ0.75mの軽量ジオテキブロック

3. ジオテキブロックの仕様

(1) 種類と数量

製造したジオテキブロックの種類と数量を参考表 3.3-1 に示す。

参考表 3.3-1 ジオテキブロックの種類と数量

名称	重量 (L=1500mm)	サイズ	数量
ブロック (5分勾配)	200kg	300×150/300×1500	21
	100kg	300×150/300×750	6
ブロック (3分勾配)	170kg	300×150/240×1500	21
	80kg	300×150/240×750	6

(2) 材料および製造方法

製造にあたって使用するセメント、骨材、混和剤、ジオテキスタイルは堤防用と同じ仕様で、養生等の製造方法も同様とした。

4. 軽量ジオテキブロックの特徴

軽量ジオテキブロックの主な特徴として、以下のものが挙げられる。

- ① L 型擁壁や石積みブロックなどの施工では生コンを必要とするが、本工法は軽量ジオテキブロックと砕石のみで施工できる。
- ② 軽量なので大型重機がなくても施工できる。
- ③ ブロックが上下で噛み合う構造になっているため、石積み等特殊な技能を要せず、普通作業員でも施工ができる。
- ④ 1日当たりの施工量が多く、工期が大幅に短縮できる。

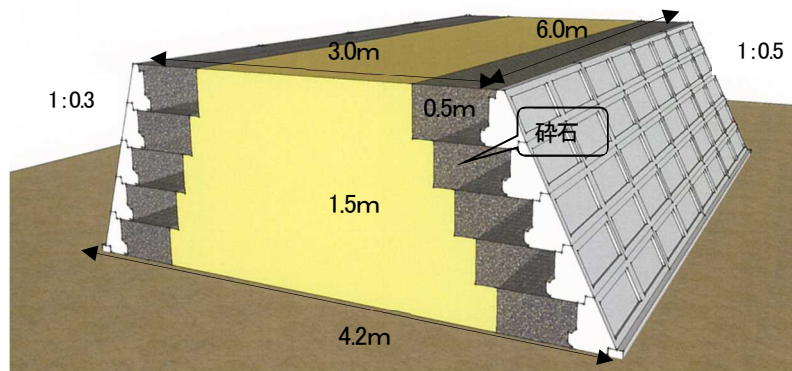
5. 施工試験

(1) 施工場所

施工場所は、(独) 農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究所の野外土質実験フィールドとした。

(2) 全体図

軽量ジオテキブロックは、積みブロック等に代わる一般的な用途を考えている。したがって、ブロック背面のジオテキスタイル部分はセメント系固化材を混合した盛土材とせず、排水性と施工性を考慮して砕石 (C-40) を使用した。砕石の設置範囲は、ジオテキブロック背面の幅 0.5m である。軽量ジオテキブロックの完成断面図を参考図 3.5-1 に示す。

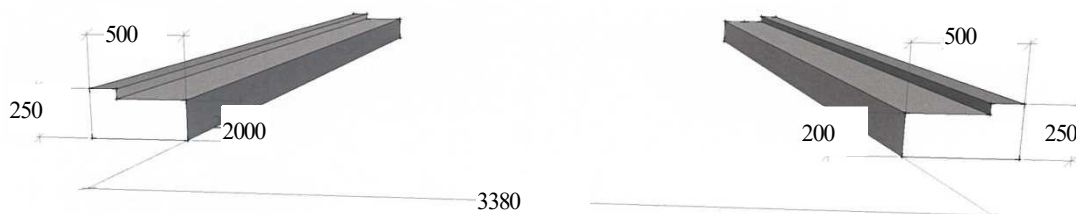


参考図3.5-1 軽量ジオテキブロックの完成断面図

(3) 施工手順

1) コンクリート基礎の施工

コンクリート基礎は、幅 500mm、高さ 200/250mm、長さ 6,000mm とした。基礎の概要を配置を参考図 3.5-2、施工中の外観を参考写真 3.5-1 に示す。



参考図3.5-2 コンクリート基礎の概要

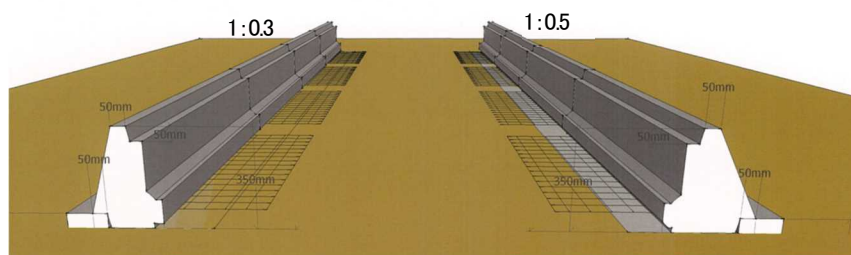


参考写真3.5-1 コンクリート基礎の外観

2) 1段目の軽量ジオテキブロックの施工

1段目は片側ずつ5分勾配と3分勾配の軽量ジオテキブロックをコンクリート基礎の上に設置した。いずれの勾配も1段目は長さ1,500mmの軽量ジオテキブロックとした。その後、背面の幅0.5mの範囲に碎石を撒き出し、さらにその背後に盛土材を撒き出した。これらを合わせて締固め厚0.3mの盛土部を完成させた。

軽量ジオテキブロックの設置図を参考図3.5-3、施工状況を参考写真3.5-2に示す。



参考図3.5-3 軽量ジオテキブロック（左側：3分勾配、右側：5分勾配）



参考写真3.5-2 軽量ジオテキブロックの施工状況（1段目）

また、軽量ジオテキブロック背面に撒き出した碎石を締固める際に、軽量ジオテキブロックが変位したり回転したりすることが懸念された。そこで、軽量ジオテキブロックの変位回転を防止するため、長さ50mmのホールインアンカーと連結板により隣接する軽量ジオテキブロックを接続固定した。これにより、締固め中及び完成後に軽量ジオテキブロックの変位や回転はほとんど生じず、水平方向の設置精度も向上した。

連結板の設置状況を参考写真3.5-3に示す。

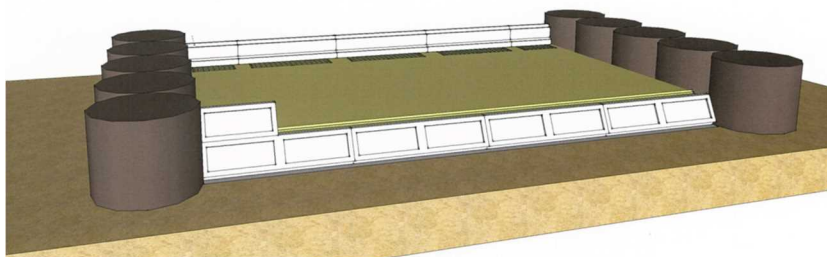


参考写真3.5-3 ホールインアンカーと連結板による隣接する軽量ジオテキブロックの固定状況

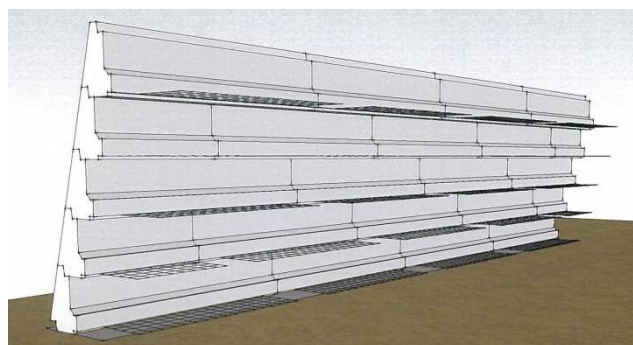
3) 2段目の軽量ジオテキブロックの施工

噛み合わせを利用して1段目の上に2段目の軽量ジオテキブロックを設置し、ジオテキスタイルの上に0.3mの砕石を撒き出して転圧した。2段目はいずれの勾配も千鳥組にするため、端部に750mmの軽量ジオテキブロックを設置した。

施工図(2断面)を参考図3.5-4、完成時の背面から見た千鳥組の状況を参考図3.5-5に示す。また、施工状況を参考写真3.5-4に示す。



参考図3.5-4 軽量ジオテキブロックの施工図(2段目)



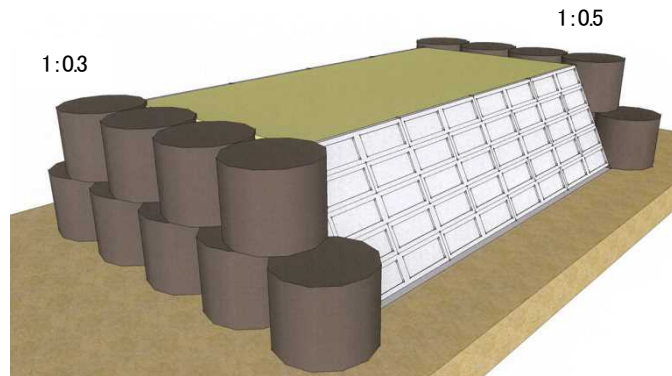
参考図3.5-5 完成した軽量ジオテキブロック背面の千鳥組状況



参考写真3.5-4 軽量ジオテキブロックの施工状況(2段目)

4) 軽量ジオテキブロックの完成

軽量ジオテキブロックの完成図を参考図 3.5-6、完成状況を参考写真 3.5-5 に示す。



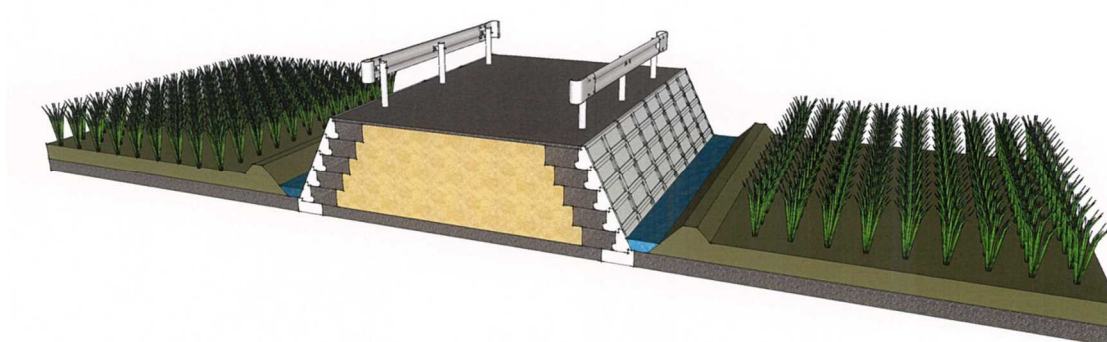
参考図 3.5-6 軽量ジオテキブロック完成図



参考写真 3.5-5 軽量ジオテキブロック完成状況

6. 用途

軽量ジオテキブロックを二線堤の役割を併せ持つ農道に適用したイメージを参考図 3.6-1 に示す。



参考図 3.6-1 農道に軽量ジオテキブロックを適用したイメージ図

参考資料4 知的財産とその運用

本マニュアルに記載されている「ジオテキブロック工法」は、下記の知的財産権により保護されています。

特許番号等 特願2015-519968
発明の名称 盛土の補強構造とその築造方法
特許権者 農研機構

意匠登録番号 第1506757号
意匠に係る物品名 コンクリートブロック
意匠権者 農研機構

意匠登録番号 第1506758号
意匠に係る物品名 コンクリートブロック
意匠権者 農研機構

意匠登録番号 第1506759号
意匠に係る物品名 コンクリートブロック
意匠権者 農研機構

意匠登録番号 第1532510号
意匠に係る物品名 防潮堤構築用ブロック
意匠権者 農研機構、前田工織(株)、丸栄コンクリート工業(株)、技研興業(株)、(株)竹中
土木

意匠登録番号 第1533119号
意匠に係る物品名 防潮堤構築用ブロック
意匠権者 農研機構、前田工織(株)、丸栄コンクリート工業(株)、技研興業(株)、(株)竹中
土木

当該知的財産権を利用する場合には、権利者から許諾を得る必要がありますので、許諾を希望する方は、利用内容を確認の上、下記の連絡先までお問い合わせ下さい。

[知的財産権の許諾に関するお問い合わせ]

農研機構 特許ライセンスチーム

TEL/029-838-6465 FAX/029-838-8905

URL/<https://www.naro.affrc.go.jp/inquiry/patent.html>

参考資料5 難透水性材料の一例

1. 概要

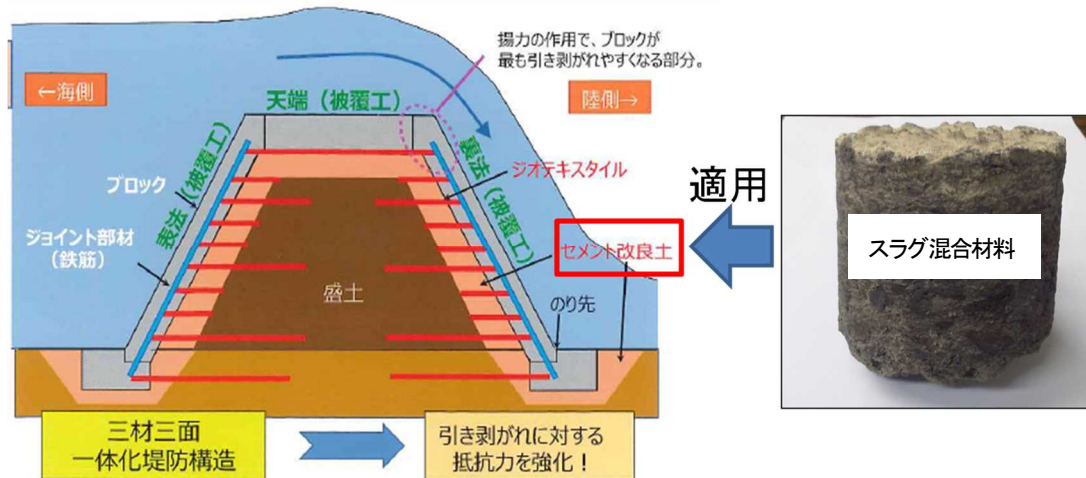
津波の堤防内部への浸入を防止することを目的に難透水性材料としてセメント改良土を配置している。ここでは、セメント改良土と同等の難透水性を有する製鋼スラグと高炉水砕スラグの混合材料について紹介する。

2. 鉄鋼スラグ簡易舗装材

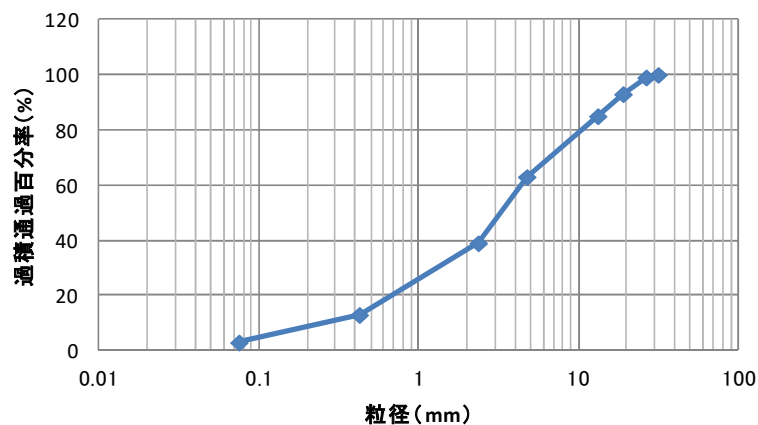
三面一体化堤防の難透水性材料の要求性能を満足する材料として、簡易舗装材として防草対策や林道・農道等に用いられている製鋼スラグと高炉水砕スラグの混合材料（以下、スラグ混合材料）が挙げられる。の特徴を下記(1)～(5)に示す。

- (1)三面一体化堤防の要求性能である一軸圧縮強度 500kN/m^2 以上を満たす。
- (2)三面一体化堤防の要求性能である透水係数 $5.0 \times 10^{-4}\text{cm/s}$ 以下を満たす。
- (3)施工管理として、締め固め度 90% を容易に満足する。
- (4)バラス舗装と同様の方法で施工できるため、施工性が高い。
- (5)環境影響が問題ない材料である。

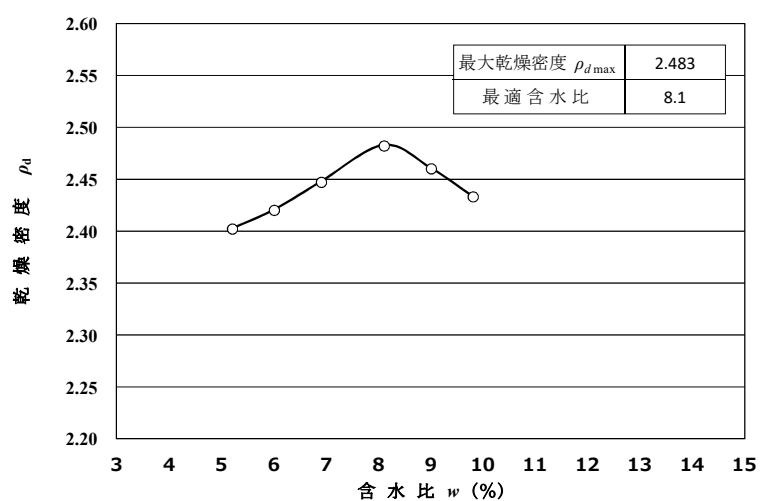
上記(1)～(5)の特徴から、参考図 5.2-1 に示すように、スラグ混合材料は三面一体化堤防のセメント改良土代替材としての適用が可能である。材料物性として、新日鐵住金(株)津製鉄所で製造されたスラグ混合材料の粒度分布を参考図 5.2-2 に、締め固め曲線を参考図 5.2-3 に示す。



参考図 5.2-1 適用部位イメージ



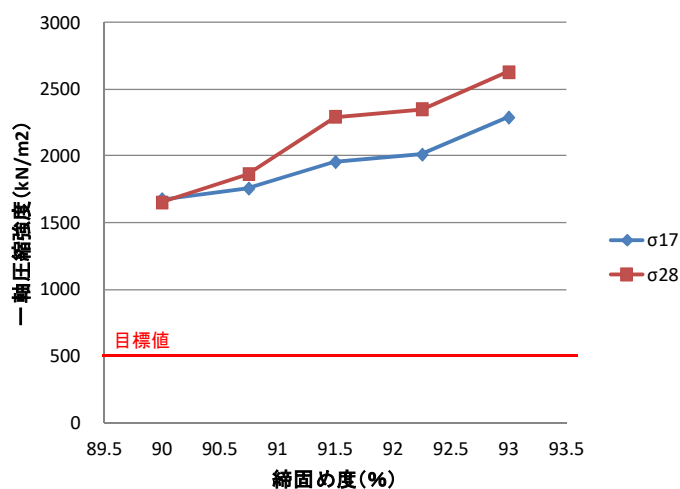
参考図 5.2-2 スラグ混合材料の粒度



参考図 5.2-3 スラグ混合材料の締固め曲

3. 一軸圧縮強度

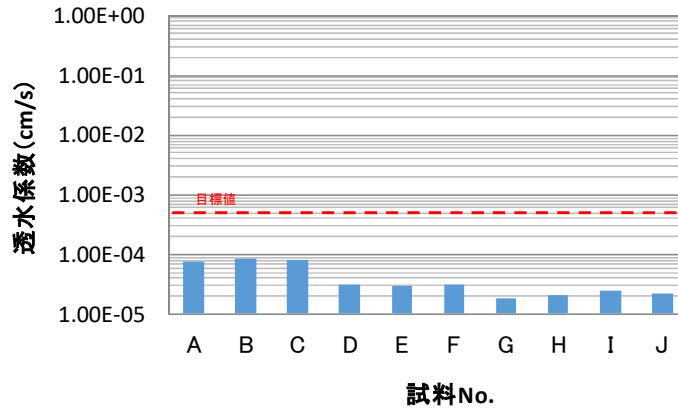
スラグ混合材料の締め固め度と一軸圧縮強度の関係を参考図 5.3-1 に示す。締め固め密度 90%以上で目標とする一軸圧縮強度 500kN/m^2 以上を満足する。



参考図 5.3-1 締め固め密度と一軸圧縮強度の関係

4. 透水係数

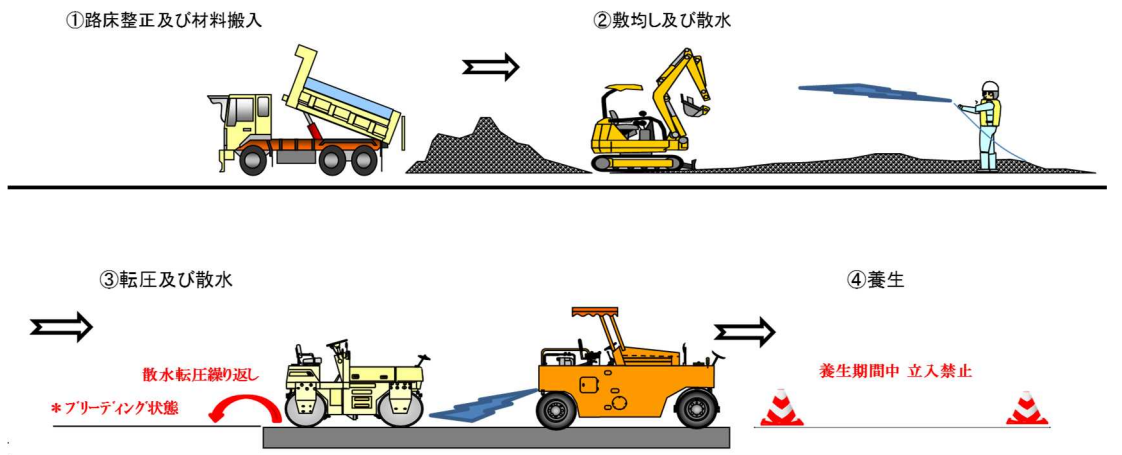
材令 14 日のスラグ混合材料の室内透水試験結果を参考図 5. 4-1 に示す。全ての試験結果で目標とする透水係数 $5.0 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 以下を満足することを確認している。なお、実際の工事で適用するに当たっては、事前試験施工による透水係数の確認をすることが望ましい。



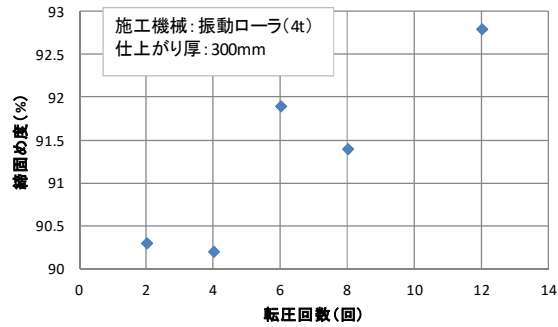
参考図 5. 4-1 スラグ混合材料の透水係数

5. 施工方法

スラグ混合材料の施工方法を参考図 5. 5-1 に示し、施工状況を参考写真 5. 5-1 に示す。(1)路床整正及び材料搬入、(2)敷き均し及び散水、(3)転圧及び散水、(4)養生の順に実施する。転圧回数と締固め度の関係を参考図 5. 5-2 に示す。施工機械は 4t 振動ローラを用いて、仕上がり厚は 300mm である。仕上がり厚 300mm で締固め度 90%以上を満足していることから、仕上がり厚 300mm 以下で締固め度 90%以上を確保可能である。



参考図 5. 5-1 スラグ混合材料の施工フロー

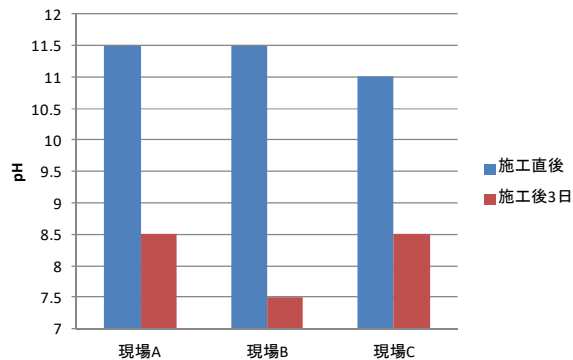


参考図 5. 5-2 スラグ混合材料の転圧回数と締固め度の関係

6. 環境への影響

(1) 表流水のアルカリの測定

スラグ混合材料が実際に舗装された現場で、表流水の測定を実施した結果を参考図 5. 6-1 に示す。水道水をスラグ混合材料に散布して水溜りを作り、pH 用紙（Whatman 製 typeCS）にてその水の pH の測定を実施した。施工直後にはコンクリート同様に pH が高い状況であったが、施工後 3 日経過した時点で pH が大幅に低下することが確認されている。



参考図 5. 6-1 水たまりの pH の変化¹⁾

(2) 環境安全分析結果

スラグ混合材料の有害物質の溶出量試験結果の一例を参考表 5. 6-1 に示すが、基準値に対して満足する結果が得られている。有害物質の溶出量及び含有量の検査項目については、JIS A 5015 道路用鉄鋼スラグに規定されているカドミウム、鉛、六価クロム、砒素、総水銀、セレン、ふっ素、ほう素の 8 物質を調査した。なお、鉄鋼スラグが生成される高炉、溶銑予備処理炉、転炉、電気炉などの炉内での処理温度はおおむね 1300℃～1650℃²⁾であり、鉄鋼スラグ中に有機物及びダイオキシンを含むことはない。

参考表 5. 6-1 スラグ混合材料の溶出量試験結果の一例

測定の対象及び単位		測定結果	定量下限値	基準値	測定の方法
カドミウム	mg/L	0.002 未満	0.002	0.01mg/L 以下	JIS K 0102 55.4 ICP 質量分析法
鉛	mg/L	0.005 未満	0.005	0.01mg/L 以下	JIS K 0102 54.4 ICP 質量分析法
六価クロム	mg/L	0.01 未満	0.01	0.05mg/L 以下	JIS K 0102 65.2.5 ICP 質量分析法
砒素	mg/L	0.005 未満	0.005	0.01mg/L 以下	JIS K 0102 61.4 ICP 質量分析法
総水銀	mg/L	0.0005 未満	0.0005	0.0005mg/L 以下	昭和46年12月28日環境庁告示第59号 付表1 原子吸光法
セレン	mg/L	0.002 未満	0.002	0.01mg/L 以下	JIS K 0102 67.4 ICP 質量分析法
ふっ素	mg/L	0.1 未満	0.1	0.8mg/L 以下	JIS K 0102 34.4 ICP 質量分析法
ほう素	mg/L	0.05 未満	0.05	1mg/L 以下	JIS K 0102 47.4 ICP 質量分析法

備考 試験区分：溶出量試験（平成3年8月23日環境庁告示第46号）

【参考文献】

- 1) 柏原司, 澄川圭治, 原良治, 金子敏行, 和田信一郎, 森下智貴, 佐野博昭, 新井清人, 菅原敬介, 高野良広：環境調和型“簡易舗装材カタマ®SP（スペシャル）”の開発, 新日鐵住金技報第399号, 2014, p.26-35
- 2) JIS A 5015 道路用鉄鋼スラグ：日本規格協会, 2015, p39