

土木研究所資料

河川堤防の液状化対策の手引き ＜設計計算例＞

平成29年8月

(国研)土木研究所
地質・地盤研究グループ土質・振動チーム

Copyright © (2017) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

河川堤防の液状化対策の手引き

<設計計算例>

土質・振動チーム

上席研究員	佐々木哲也
主任研究員	石原 雅規
交流研究員	秋場 俊一
交流研究員	地蔵 智樹

要 旨:

河川堤防の液状化対策工法の手引き(土木研究所資料第 4332 号)で示された液状化対策工の設計法の具体的な計算例を示すものである。

キーワード:河川堤防、液状化判定

河川堤防の液状化対策の設計手法検討委員会 名簿

委員長	岡村 未対	愛媛大学大学院理工学研究科	教授
委員	安田 進	東京電機大学理工学部建築・都市環境学系	教授
委員	大賀 政秀	(株)ダイヤコンサルタント 関東支社地盤技術部	部長
委員	大林 淳	(株)不動テトラ 地盤事業本部	技術部長
委員	乙志 和孝	(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会	委員
委員	河野 謙治	(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会	委員
委員	佐々木哲也	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	上席研究員
委員	杉原 直樹	国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部	河川構造物管理研究官
委員	高橋 真一	(株)大林組 技術本部技術研究所地盤技術研究部	上席研究員
委員	高橋 裕輔	国土交通省水管理・国土保全局治水課	技術調整官
委員	平井 卓	(株)竹中土木 技術・生産本部	技術部長
委員	松尾 修	東京コンサルタンツ(株)	技術本部長
委員	黛 廣志	川崎地質(株)	技術企画部長
委員	李 圭太	(株)建設技術研究所 大阪本社	水工部長
(民間・行政からの委員は五十音順)			
幹事	伊藤 浩二	(株)大林組 技術本部技術研究所構造技術研究部	主任研究員
幹事	大作 和弘	国土交通省水管理・国土保全局治水課	課長補佐
幹事	菅野 雄一	復建調査設計(株)東京支社第一技術部	地盤環境課長
幹事	小西 一生	(株)竹中土木 技術・生産本部	技術開発部部長
幹事	鈴木 亮彦	(株)不動テトラ 地盤事業本部 技術部	技術企画課長
幹事	佐伯 宗大	(株)エイト日本技術開発東京支社地盤技術グループ	グループサブマネージャー
幹事	田中 隆太	(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会	委員
幹事	濱野 雅裕	(株)エイト日本技術開発関西支社耐震・保全グループ	グループマネージャー
幹事	藤井 照久	復建調査設計(株)本社	防災部長
幹事	原田 健二	(株)不動テトラ 地盤事業本部 技術部	部長
幹事	東中 邦夫	(株)竹中土木 技術・生産本部技術開発部	
幹事	樋口 俊一	(株)大林組 技術本部技術研究所構造技術研究部	上席研究員
幹事	眞野 基大	(株)エイト日本技術開発東京支社地盤技術グループ	
幹事	山田 祐樹	(株)大林組 技術本部技術研究所地盤技術研究部	主任研究員
幹事	脇中 康太	川崎地質(株)技術企画部	課長代理
(五十音順)			
事務局	石原 雅規	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	主任研究員
事務局	谷本 俊輔	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	研究員
事務局	荒木 裕行	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	専門研究員
事務局	秋場 俊一	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	交流研究員
事務局	地蔵 智樹	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	交流研究員

河川堤防の液状化対策の設計手法検討委員会 計算例 WG 名簿

秋場 俊一	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	交流研究員
安達 健司	ALID 研究会	
石原 雅規	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	主任研究員
乙志 和孝	(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会	委員
菅野 雄一	復建調査設計(株)東京支社第一技術部	地盤環境課長
河野 謙治	(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会	委員
佐伯 宗大	(株)エイト日本技術開発東京支社地盤技術グループグループサブマネージャー	
鈴木 亮彦	(株)不動テトラ 地盤事業本部 技術部	技術企画課長
田中 隆太	(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会	委員
地蔵 智樹	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	交流研究員
藤井 照久	復建調査設計(株)本社	防災部長
眞野 基大	(株)エイト日本技術開発東京支社地盤技術グループ	
脇中 康太	川崎地質(株)技術企画部	課長代理

(五十音順)

目次

第 1 章	はじめに.....	1
1.1	はじめに.....	1
1.2	本計算例の取り扱い上の留意事項.....	2
第 2 章	本計算例の対象と耐震性能照査手法.....	3
2.1	液状化対策の設計の手順.....	3
2.2	本計算例で対象とした対策工法.....	3
2.3	有限要素法を用いた自重変形解析法.....	4
2.3.1	解析法の概要.....	4
2.3.2	解析の手順.....	5
2.3.3	非液状化土の弾完全塑性応力～ひずみ関係.....	10
2.3.4	体積非圧縮 FEM 要素のロッキング.....	11
第 3 章	計算例 1：締固め工法による対策（その 1）.....	14
3.1	設計手順.....	14
3.2	設計条件.....	15
3.2.1	地盤条件.....	15
3.2.2	入力地震動条件.....	16
3.2.3	液状化判定.....	17
3.2.4	照査基準.....	19
3.2.5	対策工諸元設定上の制約条件.....	19
3.2.6	浸透安全性の評価に用いる外力.....	19
3.3	現況の照査.....	20
3.4	対策後の照査.....	24
3.4.1	対策工諸元の設定.....	24
3.4.2	耐震性能照査.....	25
3.4.3	浸透安全性照査.....	32
第 4 章	計算例 2：締固め工法による対策（その 2）.....	34
4.1	設計手順.....	34
4.2	設計条件.....	35
4.2.1	地盤条件.....	35

4.2.2	入力地震動条件.....	37
4.2.3	液状化判定.....	38
4.2.4	照査基準.....	41
4.2.5	対策工諸元設定上の制約条件.....	41
4.2.6	浸透安全性の評価に用いる外力.....	42
4.3	現況の照査.....	42
4.4	対策後の照査.....	46
4.4.1	対策工諸元の設定.....	46
4.4.2	耐震性能照査.....	47
4.4.3	浸透安全性照査.....	55
第5章	計算例3：固結工法による対策（その1）.....	57
5.1	設計手順.....	57
5.2	設計条件.....	58
5.2.1	地盤条件.....	58
5.2.2	入力地震動条件.....	60
5.2.3	液状化判定.....	61
5.2.4	照査基準.....	64
5.2.5	対策工諸元設定上の制約条件.....	64
5.2.6	浸透安全性の評価に用いる外力.....	65
5.3	現況の照査.....	65
5.4	対策後の照査.....	69
5.4.1	対策工諸元の設定.....	69
5.4.2	耐震性能照査.....	97
5.4.3	浸透安全性照査.....	104
第6章	計算例4：固結工法による対策（その2）.....	106
6.1	設計手順.....	106
6.2	設計条件.....	107
6.2.1	地盤条件.....	107
6.2.2	入力地震動条件.....	109
6.2.3	液状化判定.....	110
6.2.4	照査基準.....	113
6.2.5	対策工諸元設定上の制約条件.....	113
6.2.6	浸透安全性の評価に用いる外力.....	114
6.3	現況の照査.....	114

6.4	対策後の照査.....	118
6.4.1	対策工諸元の設定.....	118
6.4.2	耐震性能照査.....	146
6.4.3	浸透安全性照査.....	153
第7章	計算例5：鋼材を用いた工法による対策（その1）.....	155
7.1	設計手順.....	155
7.2	設計条件.....	156
7.2.1	地盤条件.....	156
7.2.2	入力地震動条件.....	157
7.2.3	液状化判定.....	158
7.2.4	照査基準.....	160
7.2.5	対策工諸元設定上の制約条件.....	160
7.2.6	浸透安全性の評価に用いる外力.....	160
7.3	現況の照査.....	161
7.4	対策後の照査.....	165
7.4.1	対策工諸元の設定.....	165
7.4.2	耐震性能照査.....	175
7.4.3	浸透安全性照査.....	178
7.4.4	対策工諸元設定震度における液状化層がない場合の設計方法.....	181
第8章	計算例6：鋼材を用いた工法による対策（その2）.....	184
8.1	設計手順.....	184
8.2	設計条件.....	185
8.2.1	地盤条件.....	185
8.2.2	入力地震動条件.....	187
8.2.3	液状化判定.....	188
8.2.4	照査基準.....	191
8.2.5	対策工諸元設定上の制約条件.....	191
8.2.6	浸透安全性の評価に用いる外力.....	192
8.3	現況の照査.....	192
8.4	対策後の照査.....	196
8.4.1	対策工諸元の設定.....	196
8.4.2	耐震性能照査.....	206
8.4.3	浸透安全性照査.....	211
第9章	計算例7：堤体液状化対策.....	213

9.1	設計手順	213
9.2	設計条件	214
9.2.1	地盤条件	214
9.2.2	入力地震動条件	216
9.2.3	液状化判定	217
9.2.4	照査基準	220
9.2.5	対策工諸元設定上の制約条件	220
9.2.6	浸透安全性の評価に用いる外力	221
9.3	現況の照査	221
9.4	対策後の照査	225
9.4.1	対策工諸元の設定	225
9.4.2	耐震性能照査	229
9.4.3	浸透安全性照査	234
第 10 章	おわりに	236

第1章 はじめに

1.1 はじめに

平成 28 年 3 月に「河川堤防の液状化対策の手引き（土木研究所資料第 4332 号、以下、手引き）」を刊行した。「河川堤防の液状化対策の手引き＜設計計算例＞（土木研究所資料第 4346 号、以下、本計算例）」は、この手引きの設計部分に対応するものである。

手引きの設計には、様々な式や方法が掲載されており、その適用方法や入力値の設定方法などを含め全てを網羅できているわけではない。このような部分を補足するとともに、手引きに示された設計方法を正しく理解して頂くことを目的としてまとめたのが、本計算例である。

手引きには、締固め工法、固結工法、鋼材を用いた工法、堤体液状化対策工法の 4 種類の対策工法が含まれているため、本計算例では設計方法の特徴がよく現れる条件を工法毎に 1～2 種類設定した。各条件について、対策前の耐震性能照査結果も含め、対策工の設計計算過程を詳しく記載した。

手引きは、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）（土木研究所資料第 3513 号、以下、マニュアル）」の改定版に位置づけられるものである。手引きの設計に係る主な改定項目に関しては、本計算例においては、以下のとおり対応した。

（1）耐震性能照査の導入

上位基準である「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 II.堤防編（国土交通省水管理・国土保全局治水課、平成 28 年 3 月、以下、指針）」に対応し、地震後の堤防高さに関する照査を手引きにも導入した。本計算例では、地盤変形解析方法の概要を示した上で、特に解析条件の設定については詳しく示した。

（2）浸透安全性照査の導入

手引きでは、耐震対策の設計における浸透安全性照査を明確化したが、確保できない場合の対応については詳しく記載できていない。本計算例では、浸透安全性照査や確保できない場合の対応の具体例を示した。

（3）固結工法の対策工諸元設定

マニュアルの外的安定、内的安定検討を踏襲しつつ、荷重の算定方法や照査方法、項目に関して大幅に改定した。この改定の結果、マニュアルに比べ、大幅なコストダウンが可能となる場合もある。本計算例では、荷重や照査項目については、細かく数値を示し、計算の過程を全て追えるよう記載した。

本計算例に記載した方法は文字通り「例」であり、実際に適用しようとする現場条件によっては、不適切であったり、不適切とは言えないまでも他により優れた方法が存在する場合もある。本計算例では両のり尻に同じ工法で対策を施す例が多数登場するが、現実には川表側と川裏側で同じ工法を施す方が稀であろう。実際の設計においては、手引きや本計算例、さらには手引きの上位基準指針等の趣旨を踏まえ、現場条件に応じた対応が必要

となる。

手引きに示された設計方法が正しく理解され、合理的で質の高い社会資本ストックの形成に繋がることを期待する。

1.2 本計算例の取り扱い上の留意事項

本計算例で示した条件や検討は、設計方法の補足と設計方法を正しく理解して頂くために設定・実施したもので、実際の現場条件等と異なる場合がある。以下については、第2章～第9章であまり触れられていないが、留意する必要がある事項となるので、まとめておく。

(1) 地盤調査

本計算例では、検討断面として、簡略化されたものを用いた。実際の堤防断面はこれよりも複雑な場合がほとんどである。堤内外にボーリングやこれらを補間するサウンディングを実施し、土層厚、層序、縦横断の連続性や物性を把握する必要がある。地盤調査の方法や密度については、「河川砂防技術基準 調査編（国土交通省水管理・国土保全局、平成24年6月）」第16章や手引き第3章等を参考に実施するとよい。

(2) モデル化・定数設定

同じ土層とされている場合でも、例えば上層と下層で、 N 値（強度）の分布や粒度組成の分布に傾向がみられる場合などには、土層を細分化してモデル化・定数設定を行うことも検討する必要がある。そのためには、ボーリング柱状図の記事や物理試験結果等に立ち戻って確認することも重要である。また、定数を設定する際には、礫打ちや局所的な粘性土などの異常値を除去した上で、近い値を集めて平均することは当然である。その中でも、自重変形解析は特に繰返し三軸強度比 R_L の感度が高いので、慎重に設定しなければならない。 N 値と細粒分含有率から推定するのが標準的な R_L の設定方法であるため、液状化の恐れのある土層では、標準貫入試験を実施した全ての深度で物理試験を実施することが基本である。

(3) 浸透安全性照査と浸透対策

本計算例では、手引きにしたがって、液状化対策を実施することにより浸透安全性を示す指標（円弧すべり安全率や局所動水勾配等）が悪化する場合に、補助工法を検討した。

液状化対策の実施に合わせて浸透対策を実施するのが合理的な場合には、「河川堤防の構造検討の手引き（国土技術研究センター、平成24年2月）」の照査基準も満足する補助工法を検討するとよい。

第2章 本計算例の対象と耐震性能照査手法

2.1 液状化対策の設計の手順

液状化対策の設計の手順を図 2.1.1 に示す。

このうち、本計算例では破線で囲われた部分を対象に記載する。

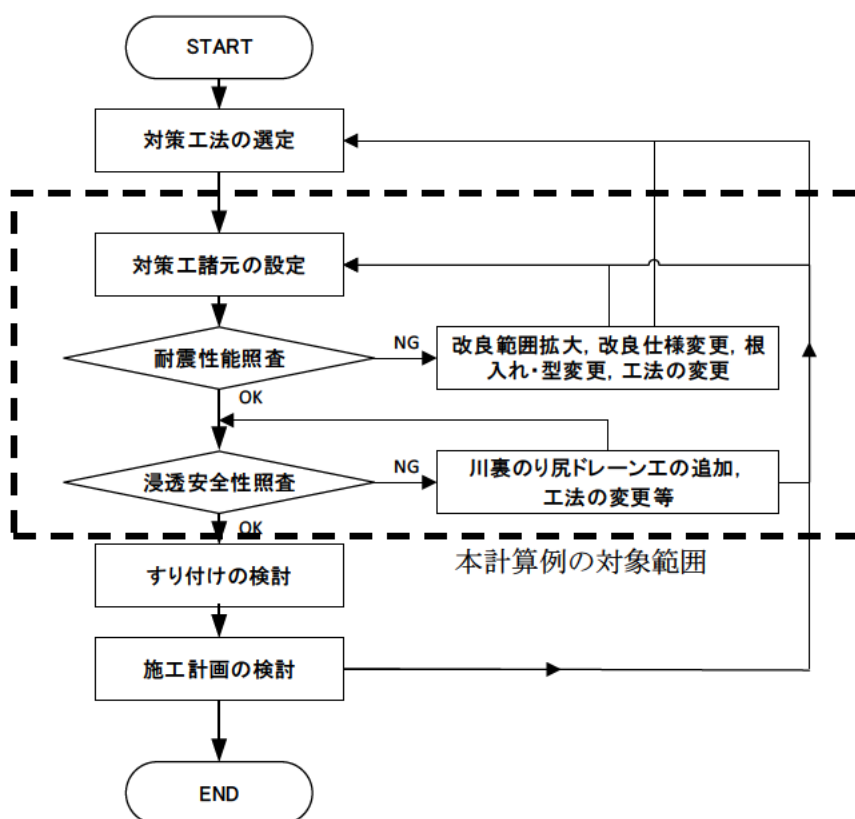


図 2.1.1 設計の手順

2.2 本計算例で対象とした対策工法

本計算例では、表 2.2.1 で示す工法を対象に設計を行った。

「河川堤防の液状化対策の手引き」において、基礎地盤の液状化に対しては、のり尻付近の基礎地盤への締固め工法、固結工法、鋼材を用いた工法を対象とされている。堤体の液状化に対しては、押え盛土工法やドレーン工法を対象とされている。

締固め工法に関しては、浸透安全性への影響も比較的少ないと考えられることから、のり尻付近の基礎地盤だけでなく堤体直下の基礎地盤全体に適用する場合も対象とされているが、本計算例では対象としていない。

堤体の液状化する範囲がのり尻よりも低い場合等には、基礎地盤の液状化対策だけで堤体の液状化対策を実施しなくても、十分な耐震性能が確保できる場合も想定されるが、本掲載例では対象としていない。

表 2.2.1 手引きで対象とした対策工法

対象	工法	大別	位置	代表的な施工法
基礎地盤の液状化	締固め工法 (3章, 4章)	液状化抑制(密度増大) ／被害軽減	のり尻直下地盤	サンドコンパクションパイル工法 静的締固め砂杭工法
		液状化抑制(密度増大)	堤体直下全体 ※本計算例対象外	砂圧入式静的締固め工法 コンパクショングラウチング工法
	固結工法 (5章, 6章)	液状化抑制(固結)／ 被害軽減	のり尻直下地盤	機械攪拌工法 高圧噴射攪拌工法 注入固化工法
	鋼材を用いた工法 (7章, 8章)	被害軽減	のり尻直下地盤	自立(鋼管)矢板工法 自立(鋼管)矢板工法(排水機能付き)
堤体の液状化	押え盛土工法(9章)	液状化抑制(有効応力の増大、粒度の改良) ／被害軽減	のり尻～のり面	
	ドレーン工法(9章)	液状化抑制(有効応力の増大、粒度の改良) ／被害軽減	川裏のり尻付近	

2.3 有限要素法を用いた自重変形解析法

2.3.1 解析法の概要

設計における耐震性能照査は、有限要素法を用いた自重変形解析法、流体力学に基づく永久変形解析法等を用いることができる。本計算例では有限要素法を用いた自重変形解析法を用いて設計を行った。有限要素法を用いた自重変形解析法の概要を以下に示す。

自重変形解析法では、液状化に伴う地盤及び構造物の変形を、液状化の発生による流動的変形とその後の過剰間隙水圧消散に伴う圧密的沈下に分けて求める。前者では、液状化した地盤土要素の急激な剛性消失によって生じる不平衡力が駆動力となり、地盤土要素は土骨格と間隙水が一体化(非排水条件)して変形すると考える。非排水条件下で剛性を消失した地盤土要素では、液状化前の有効上戴圧が間隙水に転化されて過剰間隙水圧が発生するから、その消散に伴う自重圧密沈下が後者となる。

ただし、ここでは次の仮定を設けている。

- ① 変形場は2次元平面ひずみ場とする。
- ② 発生するひずみは微小である。
- ③ 土粒子及び間隙水は非圧縮性とする。

2.3.2 解析の手順

解析のフローを図 2.3.1 に示す。

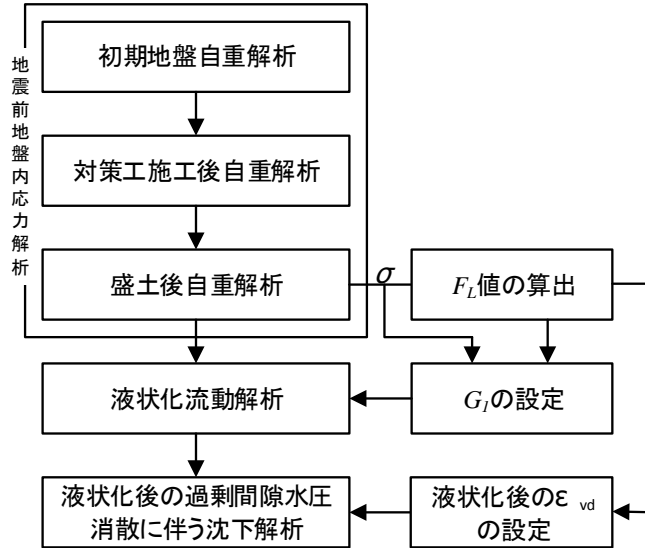


図 2.3.1 解析フロー

(1) 地震前地盤内応力解析

液状化に伴う流動変形は、液状化層の土骨格が地震前に受けていた応力を駆動力として生じるので、液状化層の地震前有効応力解析はきわめて重要である。一般に、解析の対象となる地盤や土構造物は自然堆積状態から人工的改変を加えられているので、そのプロセスを模擬した段階的改変過程解析を実施する必要がある。例えば河川堤防の盛土なら以下の工程解析を実施して、地震前の応力分布を求める。

自然堆積地盤の自重解析 → 盛土や掘削工程の解析 → 地下水位変動解析（必要なら）

また、液状化層を含む表層地盤土の強度は小さいので、盛土や掘削に伴って破壊を生じる領域も表れる。地盤土要素はその破壊基準を超える応力を保有しえないから、上記の工程解析は適切な破壊基準を考慮した有効応力法による非線形解析としなければならない。この場合、解くべき方程式は増分形表記で次式のようなになる。

$$[K]\{\Delta u_i\} = \{F_{i-1}\} + \{\Delta F_i\} - [B_c]^T \{\sigma_{i-1}\} V_E - \{K_p\} p_0 \quad (2.1)$$

$\{\Delta u_i\}$: i 工程の節点変位増分ベクトル $[K]$: 有効応力に関する剛性マトリクス
 $\{F_{i-1}\}$: 前工程終了時の作用外力ベクトル（自重、要素境界作用外力、境界に作用する外水圧）
 $\{\Delta F_i\}$: i 工程の作用外力増分ベクトル
 $[B_c]$: 節点変位を要素中心でのひずみに変換するマトリクス
 $\{K_p\}$: 要素水圧 p_0 を節点力に変換するベクトル V_E : 要素面積
 $\{\sigma_{i-1}\}$: 前工程終了時の要素中心有効応力ベクトル（圧縮正） $\{\sigma_{i-1}\}^T = \{\sigma_{x_{i-1}} \ \sigma_{y_{i-1}} \ \tau_{xy_{i-1}}\}$
 p_0 : 要素の間隙水圧（中心で一定）

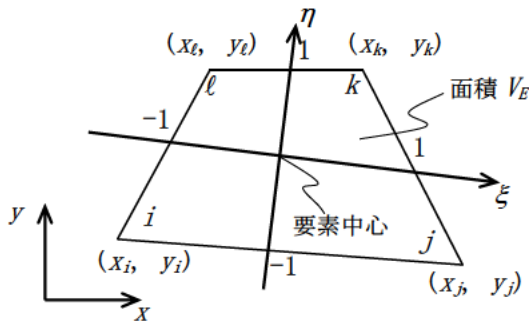


図 2.3.2 要素の局所座標系(ξ-η)と全体座標系(x-y)
((xi, yi)は i 節点の x, y 座標)

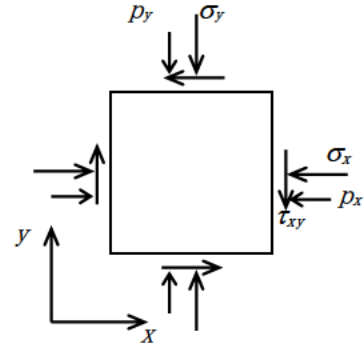


図 2.3.3 応力, 水圧の正方向

地盤土要素に一次のアイソパラメトリック四辺形要素を用いると、要素内の変位分布は正規化局所座標(ξ-η系)の双一次関数となるが、後述する変形のロッキングを避けるため、[K]の要素内積分には次数低減積分を、要素中心で評価したひずみマトリクス[Bc]を用いて次式で求めることができる。

$$[K] = [B_c]^T [D] [B_c] V_E \quad (2.2)$$

$$[B_c] = \begin{bmatrix} \{b_x\}^T & 0 \\ 0 & \{b_y\}^T \\ \{b_y\}^T & \{b_x\}^T \end{bmatrix}, \quad \begin{cases} \{b_x\}^T = \frac{1}{2V_E} \{y_l - y_j & y_i - y_k & y_j - y_l & y_k - y_i\} \\ \{b_y\}^T = \frac{1}{2V_E} \{x_j - x_l & x_k - x_i & x_l - x_j & x_i - x_k\} \end{cases}$$

[D] : 応力～ひずみマトリクス (弾性または弾塑性)

同様に式(2.1)のベクトル{Kp}は次式で与えられ、応力及び水圧は要素中心値である。

$$\{K_p\} = \begin{Bmatrix} \{b_x\} \\ \{b_y\} \end{Bmatrix} V_E \quad (2.3)$$

間隙水圧 p0 は、地下水圧が静水圧分布であれば水面高から容易に求め得るが、地下水位面が傾斜している場合などの非静水圧分布の場合は事前に定常浸透解析を実施して要素毎に求めておく。この定常浸透解析には差分法の一つである赤井・田村法の改良形¹⁾がある。

(2) 液状化流動解析

流動解析のイメージを図 2.3.4 に示す。図の点線は地震前の平面ひずみ場における最大せん断応力 τm ～ 最大せん断ひずみ γm 関係で、地震前応力 τm1 が作用している。これに対し、液状化後の τm ～ γm 関係は実線で表されている。みかけのせん断剛性 G1 と G2 は、液状化させた土の静的せん断試験から得られるが、液状化安全率 FL と液状化層の液状化強度比 RL

が得られていれば安田らの提案式 (図 2.3.5) によって推定することが可能である。実現象では地震による繰返しせん断応力の作用に伴って、図の点 A は右下方に移動し、点 C に至る。これに対し、液状化に伴うせん断剛性の低下が急激に生じて図の点 A が点 B に移動すると考えることができる。点 B のせん断応力を τ_{m2} とすると、せん断剛性の低下によって負担し得なくなった不釣り合い応力 $\Delta\tau_m (= \tau_{m1} - \tau_{m2})$ は解放 ($\Delta\tau_m$ に等価な節点力を再負荷する) され、それを駆動力として点 B は点 C に移動する。このプロセス (点 B → 点 C) の変形解析には非排水条件が課されるので、地震前に作用していた有効上載圧に匹敵する過剰間隙水圧が発生したと考えることもできる。

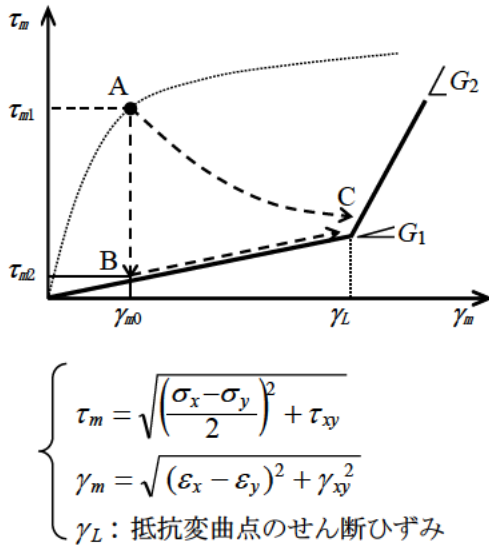


図 2.3.4 流動解析の方法

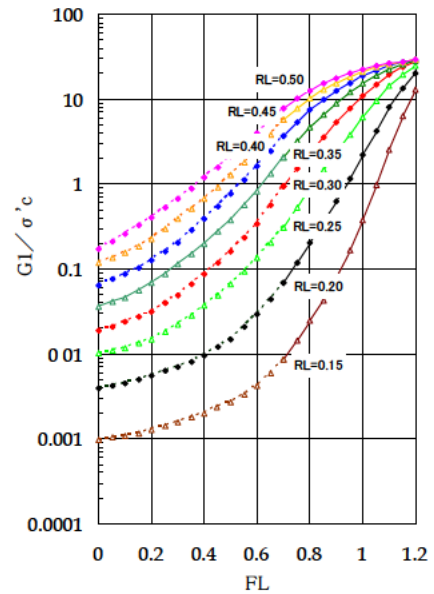


図 2.3.5 $G_1/\sigma'_c \sim FL$ 関係 (安田・稲垣)

液状化流動解析では、液状化層及びその周辺の飽和細粒土要素について非排水条件が課されるので、解くべき増分形の方程式は次式で与えられる。

$$\begin{bmatrix} [K] & \{K_p\} \\ \{K_p\}^T & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta u_i\} \\ \Delta p_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{\Delta F_i\} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

式 (2.4) の $\{\Delta u_i\}$ と Δp_i は i 番目の増分計算における節点変位増分ベクトルと間隙水圧増分で、剛性マトリクス $[K]$ は液状化層の場合、次式となる。(但し復活剛性域では G_1 , K_1 を復活剛性 G_2 , K_2 に置き換える)

$$[K] = [B_c]^T [D_1] [B_c] V_E \quad (2.5)$$

$$\begin{cases} [D_1] = \begin{bmatrix} K_1 + \frac{4}{3} G_1 & K_1 - \frac{2}{3} G_1 & 0 \\ K_1 - \frac{2}{3} G_1 & K_1 + \frac{4}{3} G_1 & 0 \\ 0 & 0 & G_1 \end{bmatrix}, & K_1 = \frac{2(1+\nu)G_1}{3(1-2\nu)} \\ & G_1: \text{液状化土の低下せん断剛性} \\ & \nu: \text{ポアソン比 (液状化前後で一定)} \end{cases}$$

式(2.4)の右辺は、液状化層の剛性低下に伴う解放応力に等価な節点力ベクトルで、 i 番目の増分段階では、

$$\{\Delta F_i\} = \frac{1}{N_i} (\{F\} - \{F_{\sigma_{i-1}}\} - \{K_p\} p_{i-1}) \quad , \quad \{F_{\sigma_{i-1}}\} = [B_c]^T \{\sigma_{i-1}\} V_E \quad , \quad N_i = N - i + 1 \quad (2.6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \{F\} : \text{液状化前の外力ベクトル} \quad N : \text{流動解析の全増分回数} \\ \{\sigma_{i-1}\}, p_{i-1} : \text{増分前段階の要素応力と間隙水圧} \end{array} \right.$$

と表されるが、最初の増分計算時には次式で $\{F_{\sigma_0}\}$ が求められる。

$$\{F_{\sigma_0}\} = [B_c]^T [D_1] \{\varepsilon_0\} V_E \quad , \quad \{\varepsilon_0\}^T = \{\varepsilon_{x0}, \varepsilon_{y0}, \gamma_{xy0}\} \quad (2.7)$$

ここに、 $\{\varepsilon_0\}$ は地震前に発生していたひずみであるが、非線形の応力～ひずみ関係が適用されている要素では、地震前の応力 $\{\sigma_0\}$ に対応した弾性の応力～ひずみマトリクス $[D^e]$ を用いて次式で求める。

$$\{\varepsilon_0\} = [D^e]^{-1} \{\sigma_0\} \quad (2.8)$$

一方、非液状化土には解放応力が発生しないので、最初の増分計算時には $\{\Delta F_i\}$ がゼロとなるが、液状化土が変形するとその影響を受けて応力と水圧が変化するので、式(2.4)の右辺は次式とする。

$$\{\Delta F_i\} = \{F\} - [B_c]^T \{\sigma_{i-1}\} V_E - \{K_p\} p_{i-1} \quad (2.9)$$

また、不飽和土層では間隙水圧が $p=0$ であるから式(2.4)から p の項を省くことができる。

(3) 液状化後の過剰間隙水圧消散に伴う沈下解析

式(2.4)による流動解析を実施すると、結果として液状化層の過剰間隙水圧 Δp が得られる。この過剰間隙水圧 Δp は地震後の時間経過とともに消散するから、それに伴う変形解析を液状化後の沈下解析と呼ぶ。この沈下変形は排水条件で進行するので、液状化層及び周辺の飽和土層要素の増分形要素剛性方程式は式(2.1)と同形になり次式で表される。

$$[K] \{\Delta u_i\} = \frac{1}{N_i} (\{F\} - \{F_{\sigma_{i-1}}\} - \{K_p\} p_0) \quad , \quad N_i = N - i + 1 \quad (2.10)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \{\Delta u_i\} : i \text{ 番目の増分計算における節点変位増分ベクトル} \\ [K] = [B_c]^T [D_c] [B_c] V_E \quad , \quad \{F_{\sigma_{i-1}}\} = [B_c]^T \{\sigma_{i-1}\} V_E \\ \{\sigma_{i-1}\} : i-1 \text{ 番目の増分計算終了時の応力ベクトル} \\ \{K_p\}^T = \{b_x\}^T \{b_y\}^T V_E \quad \{F\} : \text{液状化前の作用外力ベクトル} \\ p_0 : \text{液状化前の間隙水圧} \quad N : \text{沈下解析の全増分回数} \end{array} \right.$$

式(2.10)に含まれる応力～ひずみマトリクス $[D_c]$ には、地震時の繰り返しせん断によって劣化した土骨格のみかけのせん断剛性 G_c を用いる必要があるが、ここでは図2.3.6の室内試験結果を適用し、液状化安全率 F_L と相対密度 D_r に対応する圧縮ひずみ $\varepsilon_v(F_L, D_r)$ を読みとる。液状化層の圧縮を一次元的($\Delta\varepsilon_x = 0$)と仮定すると、消散する過剰水圧 Δp が鉛直有効応力増分 $\Delta\sigma_y$ に変化して鉛直ひずみ $\Delta\varepsilon_y (= \varepsilon_v)$ を生じさせることになるから次式が成立する。

$$\Delta\sigma_y = \Delta p = \left(K_c + \frac{4}{3}G_c \right) \Delta\varepsilon_y = \left(K_c + \frac{4}{3}G_c \right) \varepsilon_v \quad (2.11)$$

K_c, G_c : 液状化後沈下時のみかけの体積剛性とせん断剛性

さらに、一次元圧縮時のみかけのポアソン比を $\nu = 1/3$ と仮定すると、みかけの体積剛性 K_c は

$$K_c = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)}G_c = \frac{8}{3}G_c \quad (2.12)$$

となるから、式(2.12)を式(2.11)に代入してみかけのせん断剛性 G_c を設定し得る。

$$4G_c = \frac{\Delta p}{\varepsilon_v} \quad , \quad G_c = \frac{1}{4} \frac{\Delta p}{\varepsilon_v} \quad (2.13)$$

従って、沈下解析時の応力～ひずみ関係は次式で与えられ、式(2.10)の $[D_c]$ が設定される。

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_c + \frac{4}{3}G_c & K_c - \frac{2}{3}G_c & 0 \\ K_c - \frac{2}{3}G_c & K_c + \frac{4}{3}G_c & 0 \\ 0 & 0 & G_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 4G_c & 2G_c & 0 \\ 2G_c & 4G_c & 0 \\ 0 & 0 & G_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.14)$$

$$[D_c] = \begin{bmatrix} 4G_c & 2G_c & 0 \\ 2G_c & 4G_c & 0 \\ 0 & 0 & G_c \end{bmatrix} \quad , \quad G_c : \text{液状化後沈下時のみかけのせん断剛性}$$

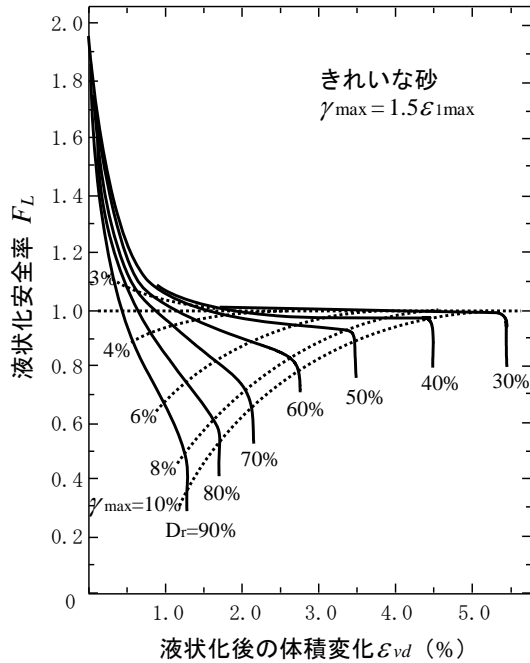


図2.3.6 過剰間隙水圧消散後の体積ひずみと液状化安全率 F_L 及び相対密度 D_r の関係²⁾

2.3.3 非液状化土の弾完全塑性応力～ひずみ関係

液状化層の上位に分布する不飽和表土層や盛土は、下位の液状化層の流動変形に伴って大きな影響を受ける。これらの土層には、液状化層の変形を阻害することなく、安定して大きなひずみを生じつつ変形し得る機能が要求されることになるが、簡易な弾完全塑性の構成モデルを用いることで対応することができる。

せん断破壊にモール・クーロン則を採用し、最小主応力 σ_3 が負とされない引張り破壊基準を併立させると降伏関数は次式で与えられる。

$$\text{(せん断降伏関数)} \quad f = \tau_{\max} - \sigma_n \sin \phi - c \cos \phi = 0, \quad \sigma_n \geq \frac{c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.15)$$

$$\text{(引張り降伏関数)} \quad f = -\sigma_3 = \tau_{\max} - \sigma_n = 0, \quad \sigma_n < \frac{c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.16)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{\max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad \sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}, \quad c: \text{粘着力}, \quad \phi: \text{せん断抵抗角} \end{array} \right.$$

また、塑性ひずみポテンシャル関数には、偏差応力と塑性偏差ひずみ増分の共軸性を仮定し、

$$\text{(せん断降伏時)} \quad g = \tau_{\max} - \sigma_n \sin \psi - A = 0 \quad (2.17)$$

$$\text{(引張り降伏時)} \quad g = f = \tau_{\max} - \sigma_n = 0 \quad (\text{関連流れ則を適用}) \quad (2.18)$$

ψ : ダイレイタンシー角(膨張が正), A : 降伏面上で応力点を一致させるための定数

を採用すれば、降伏規準のコンシステンシー条件により次の応力～ひずみマトリクス $[D^{ep}]$

が得られる。

$$[D^{ep}] = [D^e] - \frac{[D^e] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D^e]}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D^e] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \quad [D^e]: \text{弾性の応力～ひずみマトリクス} \quad (2.19)$$

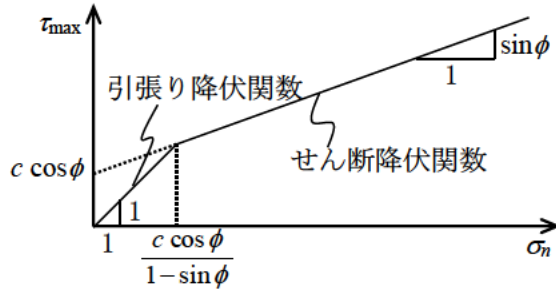


図 2.3.7 せん断/引張り複合降伏規準

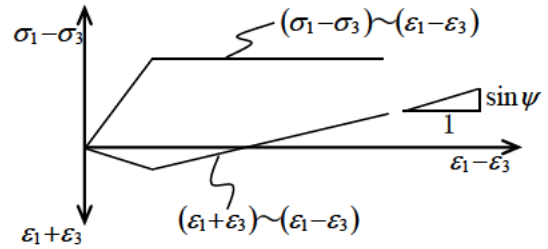


図 2.3.8 平面ひずみ圧縮試験の応力～ひずみ関係

式(2.17)のダイレイタンスー角 ψ は、平面ひずみ圧縮試験の破壊時におけるひずみ増分比から次式

$$\sin \psi = -\frac{\Delta \varepsilon_1^p + \Delta \varepsilon_3^p}{\Delta \varepsilon_1^p - \Delta \varepsilon_3^p} = -\frac{\Delta \varepsilon_v^p}{\Delta \gamma_{\max}^p} \quad (2.20)$$

$$\begin{cases} \Delta \varepsilon_1^p, \Delta \varepsilon_3^p & : \text{平面ひずみ圧縮試験の塑性軸ひずみ増分} \\ \Delta \varepsilon_v^p & : \text{塑性体積ひずみ増分} \\ \Delta \gamma_{\max}^p & : \text{塑性最大せん断ひずみ増分} \end{cases}$$

で定義されるパラメータで、龍岡⁵⁾によると砂の ψ はせん断抵抗角 ϕ より25～30度程小さく、5～15度の範囲にあるとされている。また、式(2.19)の弾塑性マトリクスは、田中⁶⁾が提案した3次元応力状態に対するMC/DPモデルを2次元平面ひずみ場に展開したものであるが、引張り降伏が考慮されていることから、改良MC/DPモデルと呼ぶことができる。

2.3.4 体積非圧縮FEM要素のロッキング

ダイレイタンスー角がゼロの弾完全塑性要素は塑性変形時に体積変化を起こすことができず、長方形要素の場合、許容される変形モードは図2.3.9に示す4モードに限られる。また、ポアソン比が0.5に近い弾性要素も同じである。さらに、要素の剛性マトリクス算出に際して従来の2×2点 Gauss-Legendre 積分を適用すると、4つの積分点で非体積圧縮拘束($\varepsilon_x + \varepsilon_y = 0$)を受けるから2個の砂時計モード変形も拘束されてしまうことになる。このような過拘束によって変形が抑制される現象をロッキングというが、非体積圧縮条件に起因することから、体積変形ロッキングと呼ばれている。同様の現象は、梁の曲げ変形問題に長方形一次要素を用いた場合にも表れ、4積分点のせん断ひずみが過拘束を与えることから

せん断ロッキングと呼ばれている。このような過拘束を避けるには、ひずみの評価に際して、砂時計モードの寄与を省けば良いことになり、要素中心でひずみを評価する次数低減積分法（1点積分法）が考案された。ただし、1点積分法では砂時計モード変形の発生に対して要素が剛性を発揮し得ないことになり、砂時計モード不安定を生じる可能性がある。これに対し、現在提案されている手法は ①抗砂時計モード剛性を付加する³⁾、②選択的に次数低減積分を採用する⁴⁾の2法で、①の場合は、以下で定式化される。

要素内のひずみ $\{\varepsilon\}$ は次式で表される。

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_c\} + \{\varepsilon_h\} = [B]\{u\} \quad , \quad \{\varepsilon_c\} = [B_c]\{u\} \quad (2.21)$$

$$\begin{cases} [B] : \text{ひずみマトリクス (座標 } x, y \text{ の関数)} \\ [B_c] : \text{要素中心で評価したひずみマトリクス} \\ \{u\} : \text{節点変位} \end{cases}$$

ここに、 $\{\varepsilon_c\}$ は要素中心のひずみ、 $\{\varepsilon_h\}$ は $\{\varepsilon_c\}$ からの相対ひずみである。このひずみ $\{\varepsilon_h\}$ は砂時計モード変形に対応するひずみなので、これに対する応力 $\{\sigma_h\}$ を梁の曲げ理論からのアナロジーにより次式で表す。

$$\{\sigma_h\} = [D_h]\{\varepsilon_h\} \quad , \quad [D_h] = \begin{bmatrix} D_{hx} & 0 & 0 \\ 0 & D_{hy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

上式の D_{hx} は本来の応力～ひずみ関係を $\sigma_y = \tau_{xy} = 0$ の条件で縮約した剛性係数で、弾性の応力～ひずみマトリクスの場合、次式で与えられる。(液状化層の場合、 G は低下剛性 G_1)

$$D_{hx} = D_{hy} = \frac{2G}{1-\nu} \quad G : \text{せん断剛性} \quad , \quad \nu : \text{ポアソン比} \quad (2.23)$$

式(2.21)と式(2.22)を用いれば、抗砂時計剛性マトリクス $[K_h]$ は次式で与えられる。

$$[K_h] = \int_V ([B]^T - [B_c]^T) [D_h] ([B] - [B_c]) dV_E \quad (2.24)$$

上式の積分は Gauss-Legendre の 2×2 点積分で実施することになるが、得られる付加剛性マトリクスは長方形弾性要素の場合、Flanagan³⁾らによるものと同じとなり、体積ロッキングとせん断ロッキングの双方を緩和することができる。

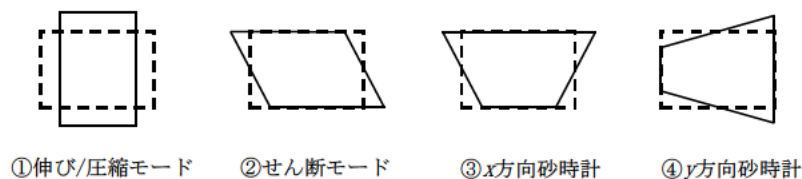


図 2.3.9 体積非圧縮変形モード

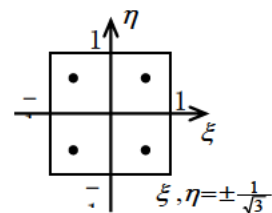


図 2.3.10 Gauss 積分点

<参考文献>

- 1) 日本機械学会:計算力学ハンドブック-II 差分法・有限体積法 熱流体編、pp. 25-26, 2006.
- 2) Ishihara, k. and Yoshimine, M. : Evaluation of Settlements in sand deposits following liquefaction during Earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, No.1, pp. 173-188, 1992.
- 3) Flanagan, D.P. and Belytschko, T. : A uniform strain hexahedron and quadrilateral with orthogonal hourglass control, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 17, pp.679-706, 1981.
- 4) 大矢陽介, 吉田望: ロッキングと砂時計不安定を避ける有効応力解析法の定式化, 構造工学論文集, Vol. 54B, pp.45-50, 2008.
- 5) 龍岡文夫: わかりやすい土質力学原論, 土質工学会, p.1-44, 1987.
- 6) 田中忠次: わかりやすい土質力学原論, 土質工学会, p.203-243, 1987.

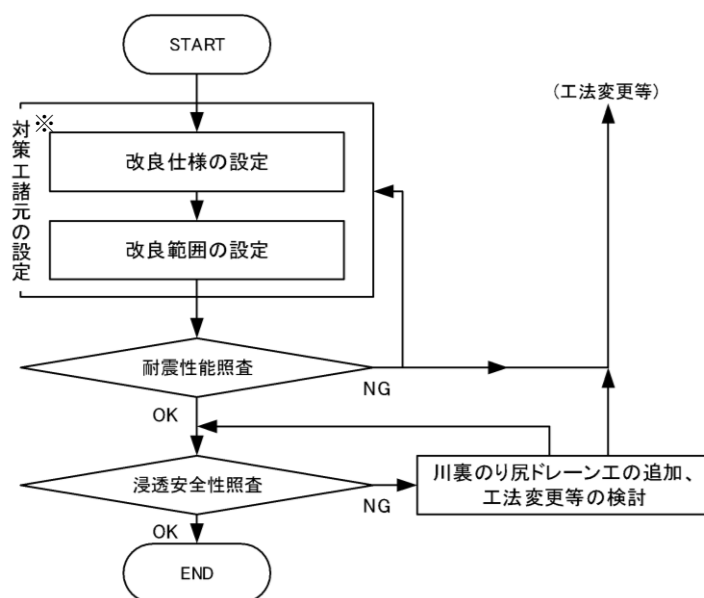
第3章 計算例1：締固め工法による対策（その1）

3.1 設計手順

図 3.1.1 に締固め工法の設計手順を示す。代表的な締固め工法としてサンドコンパクションパイル工法（SCP 工法）を例に設計することとし、改良仕様は、“方法 D”に従って設定する。

対策工の初期諸元（改良幅、改良深度、改良率）は、図中に示す設定方法にて設定し、この対策工を入れた断面においてレベル2地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。その結果、耐震性能を満足しない場合には、改良幅を広げる等により対策工諸元を見直し、耐震性能を満足する諸元を設定する。具体的には、改良幅を広げる、改良率を増加させる、もしくは改良深度を深くする（レベル2地震動で液状化する層が下層に存在する場合）ことで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

次に、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査する。浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要もある。



※対策工初期諸元の設定方法

改良幅 : 3列以上

改良深度 : 対策工諸元設定用震度に対する液状化層下端

改良率 : 対策工諸元設定用震度で $FL > 1.1$ となる改良率

図 3.1.1 締固め工法の設計手順

3.2 設計条件

3.2.1 地盤条件

(1) 基本諸元

図 3.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。表 3.2.1 に設定した各層の地盤定数を示す。

液状化層が一層で比較的薄いモデルである。

- [堤体構造] 堤体高 : 5.0m
 天端幅 : 5.0m
 のり面勾配 : 1 : 2.0
- [水 位] 地下水位 : G.L.-1.0m (EL.-1.0m)
 外水位 : EL.+2.5m

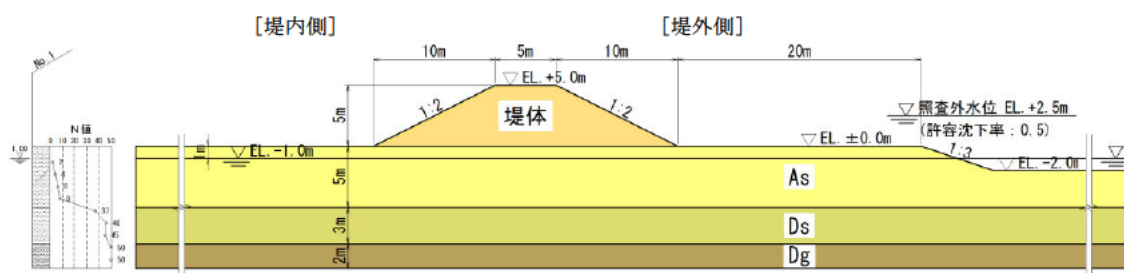


図 3.2.1 耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造

表 3.2.1 地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N 値	[平均値] N 値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	[平均値] 細粒分含有率 F_c (%)	土の粘着力 c (kN/m ²)	土の内部摩擦角 ϕ (°)	透水係数 k (m/sec)
堤体	5.0	砂質土	-	-	5.0	18.0	35	0	30	1.0×10^{-6}
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.0	18.0	16	0	30	1.0×10^{-5}
		砂質土	2.3	4						
		砂質土	3.3	6						
		砂質土	4.3	8						
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20.0	3	0	40	1.0×10^{-5}
		砂質土	6.3	46						
		砂質土	7.3	45						
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21.0	-	0	40	1.0×10^{-4}
		礫質土	9.3	50						

(1) 地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行った。表 3.2.2 に地盤種別の判定結果を示す。洪積礫質土層 Dg を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値 T_G を算出すると、 $T_G=0.21(s)$ となるため、本地盤はⅡ種地盤と判定された。

表 3.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

地層区分	地層厚 H_i (m)	地層の平均せん断波速度 $V_{si}(m/s)$	$4H_i/V_{si}$ (s)	備考
沖積砂質土 A_s	5.0	120	0.167	各層のせん断波速度は、PS検層にて確認されている
洪積砂質土 D_s	3.0	280	0.043	
洪積礫質土 D_g	-	300	-	
$4 \sum H_i/V_{si} =$			0.210	(Ⅱ種地盤)

3.2.2 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定した。

1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = C_Z \times k_{G0}$$

k_h : 対策工諸元設定用水平震度 (0.15)

k_{G0} : 地盤種別に応じた標準水平震度 (Ⅱ種地盤 : 0.15)

C_Z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

2) レベル 2 地震動

$$k_{hgL} = C_Z \times k_{hgL0}$$

k_{hgL} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度
(レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 : 0.70)

k_{hgL0} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値
(Ⅱ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 : 0.70)

C_Z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

表 3.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	k_{G0} k_{hgL0}	地域区分	c_z	k_h k_{hgL}
対策工諸元 設定用震度		II種	0.15	A2	1.0	0.15
レベル2 地震動	L2-1		0.45			0.45
	L2-2		0.70			0.70

3.2.3 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施した。図 3.2.2、表 3.2.4、表 3.2.5 に対策工諸元設定用震度およびレベル2地震動に対する液状化判定結果を示す。これより、沖積砂質土 As が対策工諸元設定用震度およびレベル2地震動に対する液状化層となる。

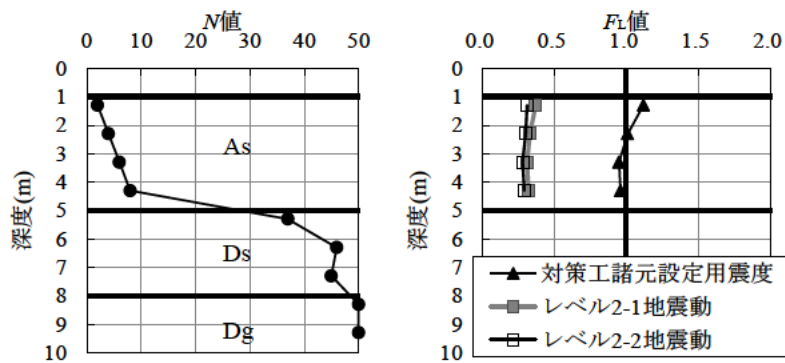


図 3.2.2 液状化に対する抵抗率 F_L の深度方向分布

表 3.2.4 液状化判定結果 (対策工諸元設定用震度)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	対策工諸元設定用震度				判定結果
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	液状化に対する抵抗率 F_L	
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.0	18	25	0.191	0.169	0.190	1.12	難液状化層	
			2.3	4	5.0	18	18	0.215	0.211	0.214	1.01	難液状化層	
			3.3	6	5.0	18	12	0.224	0.233	0.223	0.95	完全液状化層	
			4.3	8	5.0	18	8	0.236	0.245	0.236	0.96	完全液状化層	
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20	4	-	-	-	-	-	
			6.3	46	42.7	20	2	-	-	-	-	-	
			7.3	45	42.7	20	2	-	-	-	-	-	
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21	-	-	-	-	-	-	
			9.3	50	50.0	21	-	-	-	-	-	-	

表 3.2.5 液状化判定結果 (レベル2地震動)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	レベル2-1地震動				レベル2-2地震動				判定結果
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	液状化に対する抵抗率 F_L	地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	液状化に対する抵抗率 F_L	
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.0	18	25	0.191	0.506	0.190	0.37	0.787	0.247	0.31	完全液状化層		
			2.3	4	5.0	18	18	0.215	0.633	0.214	0.33	0.985	0.296	0.30	完全液状化層		
			3.3	6	5.0	18	12	0.224	0.698	0.223	0.31	1.086	0.314	0.28	完全液状化層		
			4.3	8	5.0	18	8	0.236	0.734	0.236	0.32	1.142	0.342	0.29	完全液状化層		
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20	4	-	-	-	-	-	-	-	-		
			6.3	46	42.7	20	2	-	-	-	-	-	-	-	-		
			7.3	45	42.7	20	2	-	-	-	-	-	-	-	-		
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
			9.3	50	50.0	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-		

3.2.4 照査基準

レベル2地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないことを照査した。

照査外水位 : EL.+2.5m

3.2.5 対策工諸元設定上の制約条件

図 3.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。実際の検討断面では現地状況や施工条件等から様々な制約条件が設定される。本計算モデルでは、図に示すように、対策工は、堤防のり尻より 5m の位置から外側に実施することを条件として諸元を設定する。

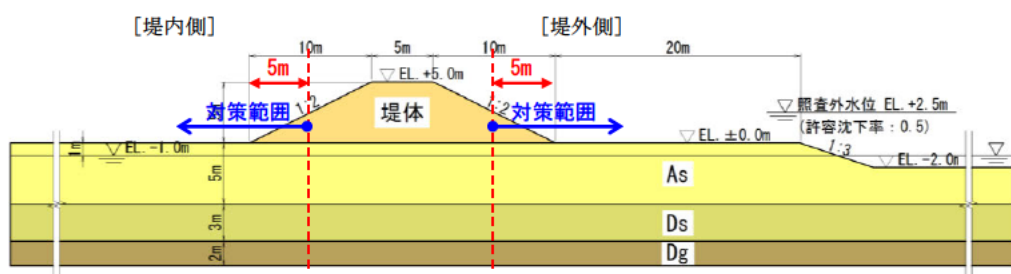


図 3.2.3 対策工諸元設定上の制約条件

3.2.6 浸透安全性の評価に用いる外力

対策後に浸透安全性が現況に比べ有意に低下しないことを照査するために、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じて外力を設定する。

ここでは、降雨、洪水の外力を以下の通りとした。

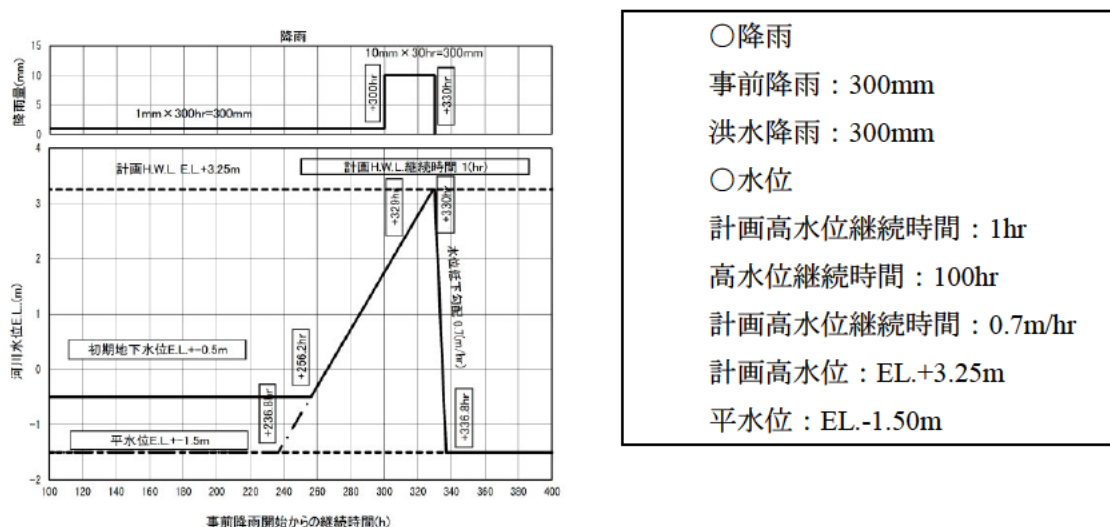


図 3.2.4 設定した降雨、洪水波形

3.3 現況の照査

現況堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施した。

なお、解析モデルの右側地表に浮力補正バネを設定したのは、低水河岸の過剰な変形を抑制するためであり、天端沈下量に与える影響はほとんどない。水面に接している液状化層の要素の有効応力は極めて小さく、そこにのり尻のような形状で大きなせん断力が作用すると、過剰な変形が生じる場合がある。バネはバネ下面の地盤の一要素幅に単位体積重量を乗じて設定した。

(1) 解析モデル

図 3.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定した。

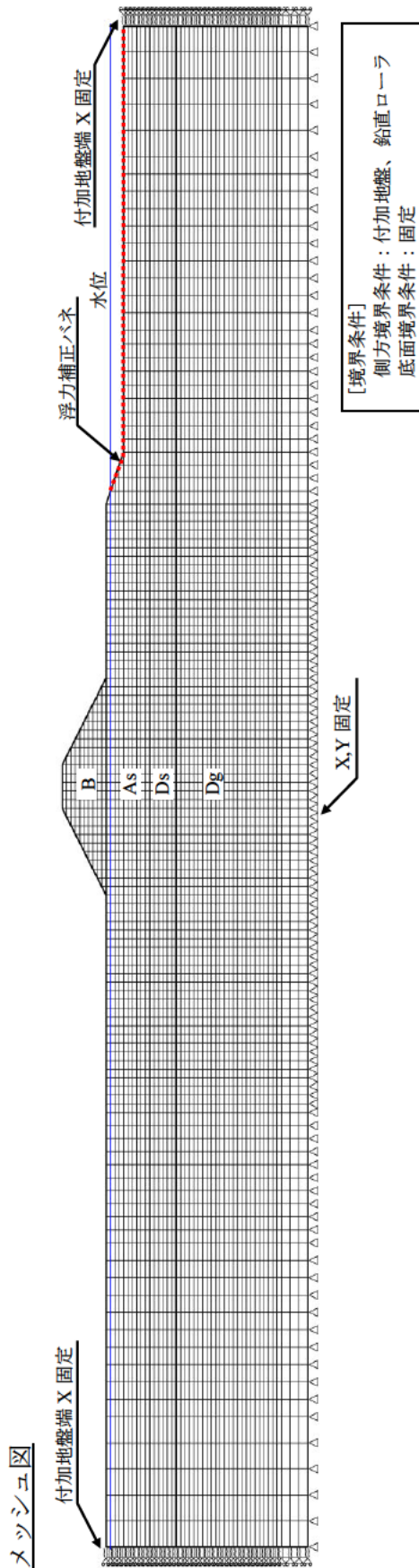
[地下水位]

先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-0.5m とする。

[境界条件]

側方境界 : 付加地盤（左右両側共 50m）および鉛直ローラ（X 固定）

底面境界 : 固定（X、Y 固定）



設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位体積重量 γ (KN/m^3)	土の粘着力 c (KN/m^2)	土の内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	透水係数 k (m/sec)	繰返し三軸強度比 RL	せん断剛性 G (KN/m^2)	ポアソン比 ν	相対密度 D_r	ダイレイタンスー角 ψ ($^\circ$)	引張強度 q_t (KN/m^2)	初期水平土圧係数 K	補正係数 C_p
															基準鉛直有効応力 σ_{v0} (KN/m^2) n
堤体B	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	50	180	0	30	10×10^{-6}	-	5250	0.333	-	100	0	0.5	-
沖積砂質土 As	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	50	180	0	30	10×10^{-5}	0.216	5250	0.333	50	100	0	0.5	75 2.0
洪積砂質土 Ds	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	427	200	0	40	10×10^{-5}	-	44850	0.333	-	150	0	0.5	-
洪積礫質土 Dg	連成要素	線形弾性	500	210	0	40	10×10^{-4}	-	52500	0.333	-	-	0	0.5	-

※ダイレイタンスー角 ψ は、 $\psi = \phi - 20$ (15 を上限値) で設定。

図 3.3.1 解析モデル

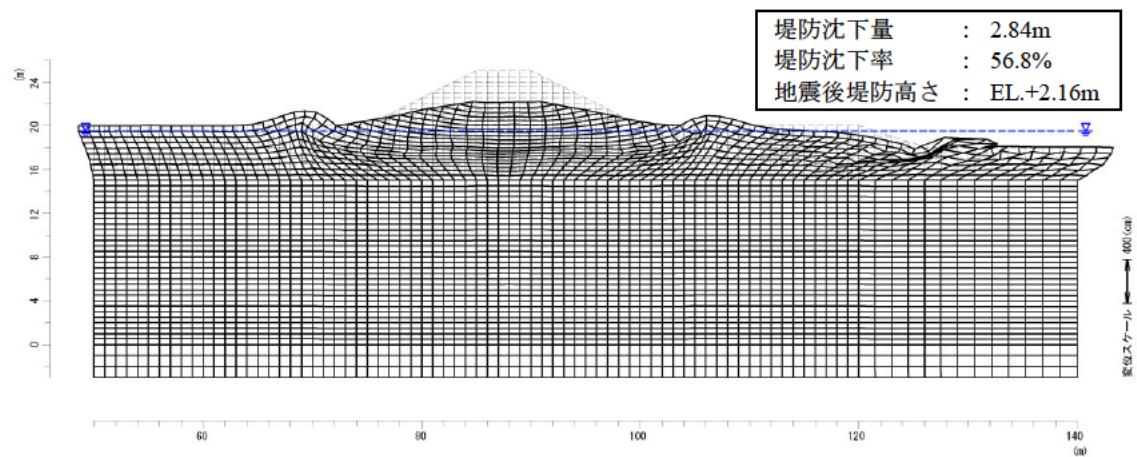
(2) 耐震性能照査結果

図 3.3.2、図 3.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

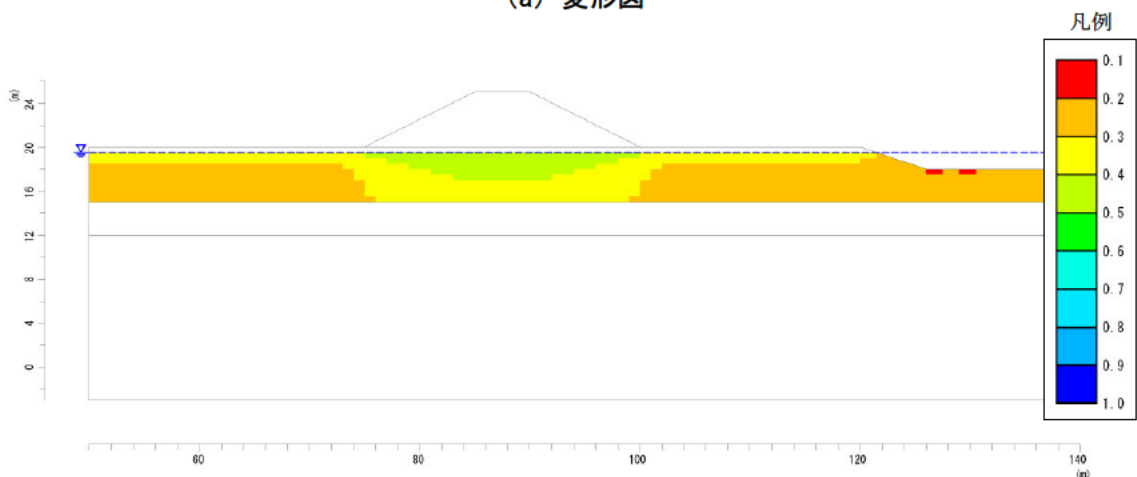
[照査結果]

レベル 2-1 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+2.16m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

レベル 2-2 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.95m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

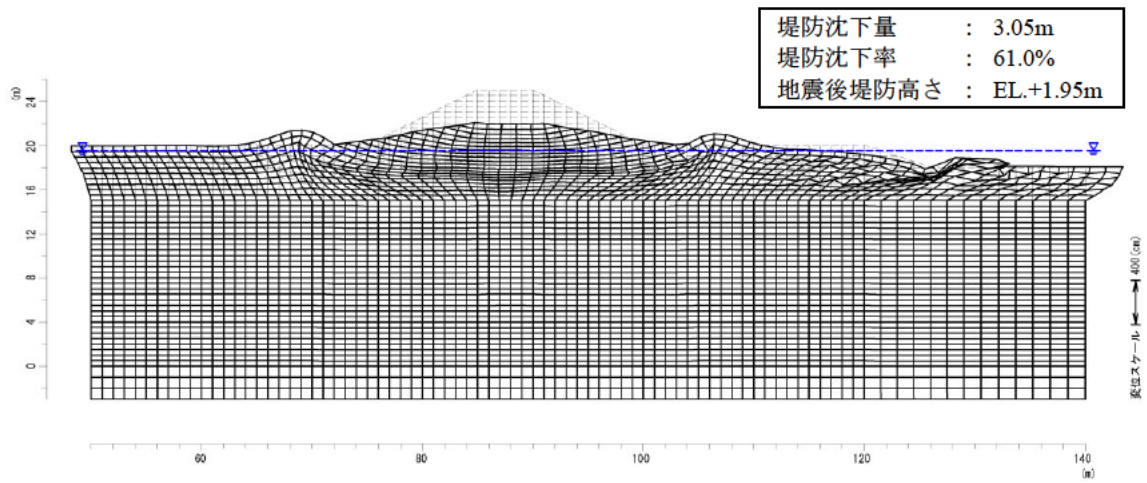


(a) 変形図

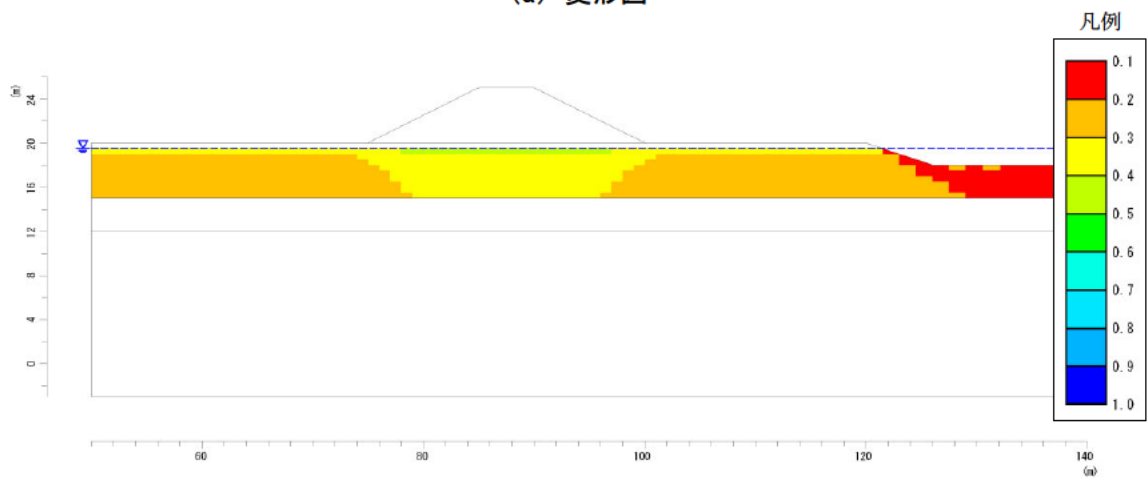


(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 3.3.2 レベル 2-1 地震動に対する照査結果



(a) 変形図



(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 3.3.3 レベル 2-2 地震動に対する照査結果

3.4 対策後の照査

3.4.1 対策工諸元の設定

(1) 改良仕様の設定

1) 改良率

SCP工法の最小置換率（6%程度）に相当する砂杭の打設間隔 2.5m（砂杭径 ϕ 700mm、正方形配置）の仕様で、改良後の杭間地盤の諸元を方法Dによって求めると、表 3.4.1 の通りとなり、 $F_L > 1.1$ を満足する結果となった。

表 3.4.1 置換率 6.1%（砂杭径 ϕ 700mm、打設間隔 2.5m）における杭間地盤の諸元

土層名	深度 (m)	N値	FC (%)	Rc	D_{r1} (%)	改良後 N値	R_L	L	F_L	N_1
As	1.3	2	25.0	0.407	63.86	3.8	0.238	0.169	1.41	5.44
	2.3	4	18.0	0.473	70.63	6.7	0.265	0.211	1.26	9.54
	3.3	6	12.0	0.554	76.13	10.0	0.281	0.233	1.21	14.1
	4.3	8	8.0	0.635	77.79	13.3	0.305	0.245	1.25	18.8

(2) 改良範囲の設定

1) 改良深度

改良深度の下端は、諸元設計用震度に対する液状化下端の EL.-5.0m とした。

2) 改良幅（打設列数）

最小の打設列数と規定された砂杭 3 列より、改良幅は 5m（最外縁の杭芯間）とした。

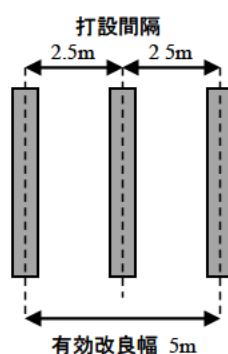


図 3.4.1 改良幅

3.4.2 耐震性能照査

有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により、3.4.1によって設定した対策工を施した堤防の、レベル2地震動に対する耐震性能照査を行った。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

(1) 改良地盤の入力パラメータ

対策工諸元設定において決定した改良地盤の入力パラメータを表3.4.2に示す。原地盤と堤防の設定パラメータは3.2及び3.3と同様である。

表 3.4.2 静的照査法に入力する改良地盤のパラメータ（打設間隔 正方形配置 2.5m）

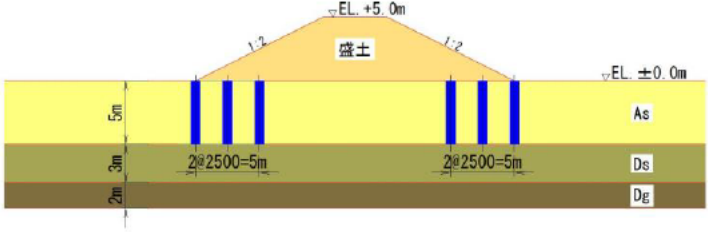
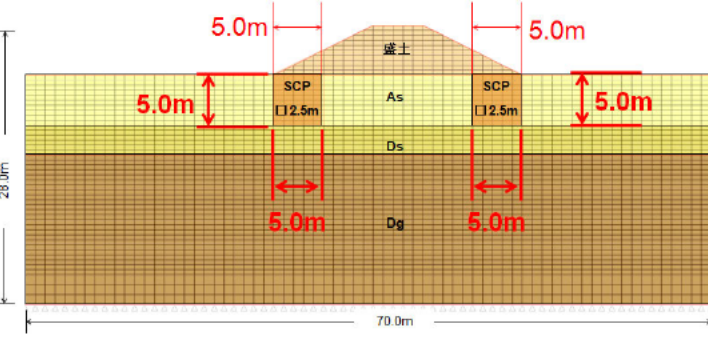
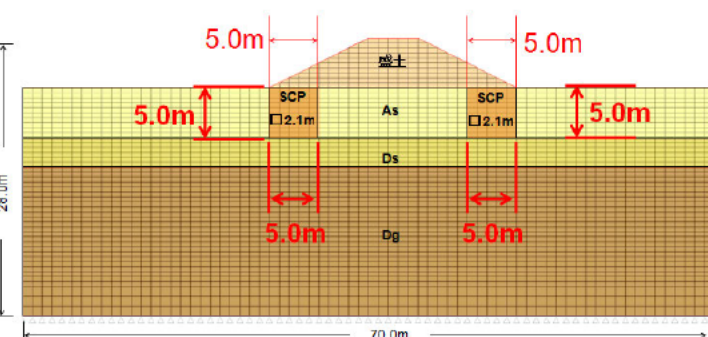
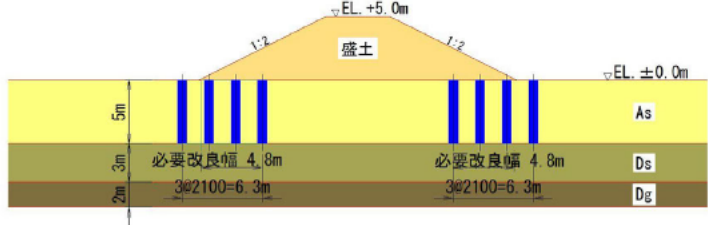
項目	As層	備考
せん断剛性係数 G (kN/m ²)	8880	平均 N 値より算出 $G=2800 \cdot N/(2(1+\nu))$
ポアソン比 ν	0.333	
湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	18.0	
粘着力 C (kN/m ²)	0.00	
せん断抵抗角 ϕ (°)	32.4	道路橋示方書式
ダイレイタンシー角 ψ (°)	12.4	推奨値 ($\phi-20$ 、max15)
引張り強度 q_t (kN/m ²)	0.00	
相対密度 D_r (%)	72.1	平均値
液状化強度比 R_L	0.272	平均値
透水係数 k (m/sec)	水平: 1.00×10^{-5} 鉛直: 1.00×10^{-4}	

(2) 耐震性能照査による対策工の検討

対策工をモデル化した堤防断面において変形解析を行った結果、地震後堤防高さが照査外水位を下回ったため、照査外水位以上となるよう対策諸元を再度設定した。対策工諸元設定の流れと決定した諸元を表3.4.3に示す。

ただし、 $F_L > 1.1$ を目標とした打設間隔 正方形配置 2.5m では、改良幅を広げても許容沈下量以下となる対策工諸元を得ることができなかつたため、最終的に $F_L > 1.3$ となる打設間隔 正方形配置 2.1m で改良幅を求めた結果を採用断面とした。

表 3.4.3 対策工諸元設定の流れと決定諸元

設計ケース	概要図	内容
① 対策工諸元の設計		<p>液状化安全率 $F_L > 1.1$ を満たす置換率と、最小の改良幅となる砂杭3列により、対策規模を設定。</p>
② 耐震性能照査 (変形解析)	<p>②-i</p>  <p>②-ii</p> 	<p>①で設定した対策規模を有限要素モデル化し、変形解析による耐震性能照査を実施。</p> <p>沈下後堤防高さ $EL.2.13\text{ m} <$ 照査外水位 $EL.2.50\text{ m} \Rightarrow \text{NG}$</p> <p>②-i 照査の結果、沈下後堤防高さが照査外水位を下回ったため、改良諸元を変更し、再度耐震性能照査を実施。打設間隔を①の正方形配置2.5mのままでは改良幅を広げても照査外水位以上とならなかったため、$F_L > 1.3$ となる正方形配置2.1mした時の改良幅を採用。</p>
③ 決定対策工の砂杭配置		<p>②で決定した対策工諸元で砂杭を配置。</p>

②-i 対策工諸元設定断面による変形解析結果

対策工諸元設定によって決定した断面について変形解析を行った結果、表 3.4.4 に示す通り沈下後堤防高さが照査外水位を満足しない結果となった。

表 3.4.4 対策工諸元設定断面による変形照査結果

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】	
変形図	
F_L 分布図	
堤防天端沈下量	2.66m
沈下後の堤防高さ	EL.+2.34m
照査外水位	EL.+2.50m
判定	NG
備考	改良ピッチ: 正方形配置 2.5 m 改良率: 61% 改良深: 50 m 改良幅: 50 m 堤体下部改良: 50 m
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】	
変形図	
F_L 分布図	
堤防天端沈下量	2.87m
沈下後の堤防高さ	EL.+2.13m
照査外水位	EL.+2.50m
判定	NG
備考	改良ピッチ: 正方形配置 2.5 m 改良率: 61% 改良深: 50 m 改良幅: 50 m 堤体下部改良: 50 m

②-ii 対策工諸元の見直し

最終的に採用断面となった打設間隔 正方形配置 2.1m (目標 $F_L > 1.3$) の改良地盤の諸元を表 3.4.5、静的照査法の入力パラメータを表 3.4.6 に示す。

表 3.4.5 改良後の地盤諸元 (打設間隔 正方形配置 2.1m)

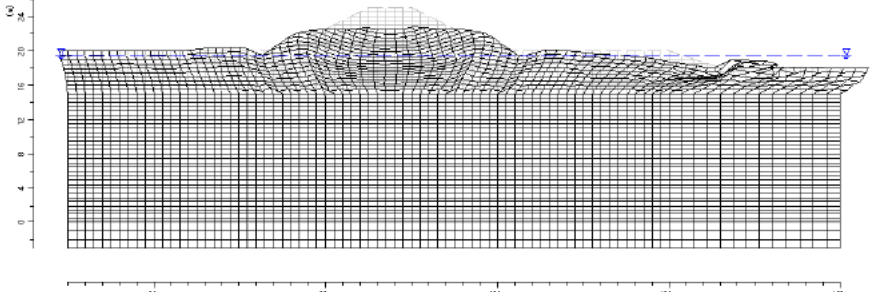
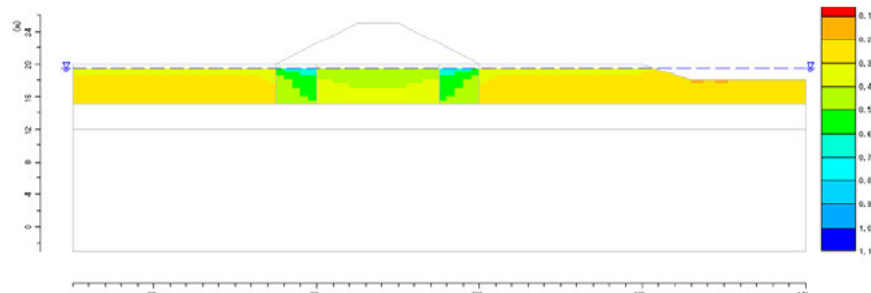
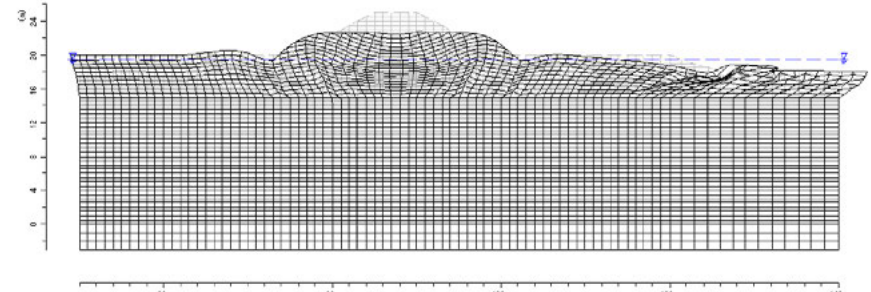
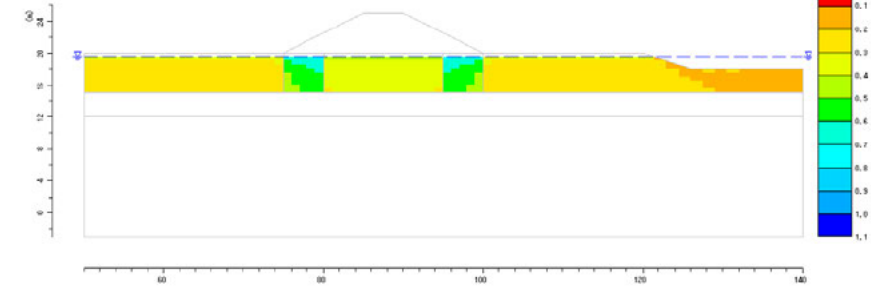
土層名	深度 (m)	N 値	FC (%)	R_c	D_{r1} (%)	改良後 N 値	R_L	L	F_L	N_1
As	1.30	2	25.0	0.407	67.1	4.70	0.257	0.169	1.526	6.65
	2.30	4	18.0	0.473	74.6	8.00	0.290	0.211	1.371	11.4
	3.30	6	12.0	0.554	81.1	11.9	0.312	0.233	1.342	16.8
	4.30	8	8.00	0.635	83.9	15.9	0.370	0.245	1.511	22.5

表 3.4.6 静的照査法に入力する改良地盤のパラメータ (打設間隔 正方形配置 2.1m)

項目	As層	備考
せん断剛性係数 G (kN/m ²)	10600	平均 N 値より算出 $G=2800 \cdot N/(2(1+\nu))$
ポアソン比 ν	0.333	
湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	18.0	
粘着力 C (kN/m ²)	0.00	
せん断抵抗角 ϕ (°)	33.3	道路橋示方書式
ダイレタンシー角 ψ (°)	13.3	推奨値 ($\phi-20$ 、max15)
引張り強度 q_t (kN/m ²)	0.00	
相対密度 D_r (%)	76.7	平均値
液状化強度比 R_L	0.307	平均値
透水係数 k (m/sec)	水平 : 1.00×10^{-5} 鉛直 : 1.00×10^{-4}	

耐震性能を満足した対策工諸元による変形解析の結果を表 3.4.7 に示す。

表 3.4.7 改良諸元見直し後の耐震性能照査結果

②-1 耐震性能照査結果 (耐震性能を満足する対策工諸元)【レベル 2-1 地震動】	
変形図	
F_L 分布図	
堤防天端沈下量	2.42m
沈下後の堤防高さ	EL. +2.58m
照査外水位	EL. +2.50m
判定	OK
備考	改良ピッチ: 正方形配置 2.1 m 改良率: 87% 改良深: 5.0 m 改良幅: 5.0 m 堤体下部改良: 5.0 m
②-2 耐震性能照査結果 (耐震性能を満足する対策工諸元)【レベル 2-2 地震動】	
変形図	
F_L 分布図	
堤防天端沈下量	2.47m
沈下後の堤防高さ	EL. +2.53m
照査外水位	EL. +2.50m
判定	OK
備考	改良ピッチ: 正方形配置 2.1 m 改良率: 87% 改良深: 5.0 m 改良幅: 5.0 m 堤体下部改良: 5.0 m

③決定対策工の砂杭配置

詳細な必要改良幅を求めるために、改良幅を変化させて変形解析を実施した。改良幅と沈下量との関係をまとめると図 3.4.2 の通りとなり、これより許容沈下量(堤防高さ－照査外水位)以下となる必要改良幅 4.8m が得られた。

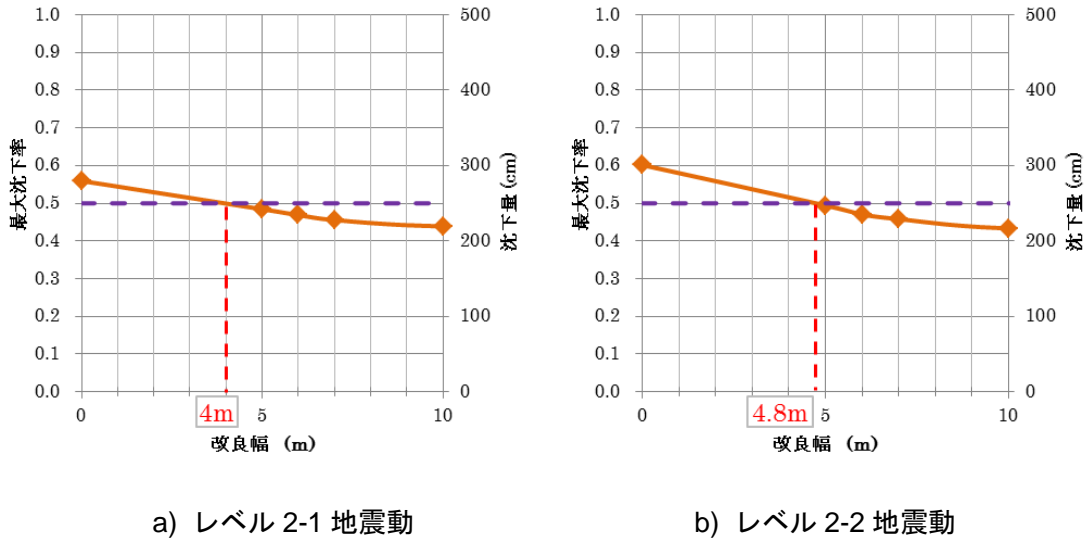


図 3.4.2 静的照査法による改良幅と沈下量の関係

以上の結果、必要改良幅を満足する砂杭配置は下記の通りとなった。

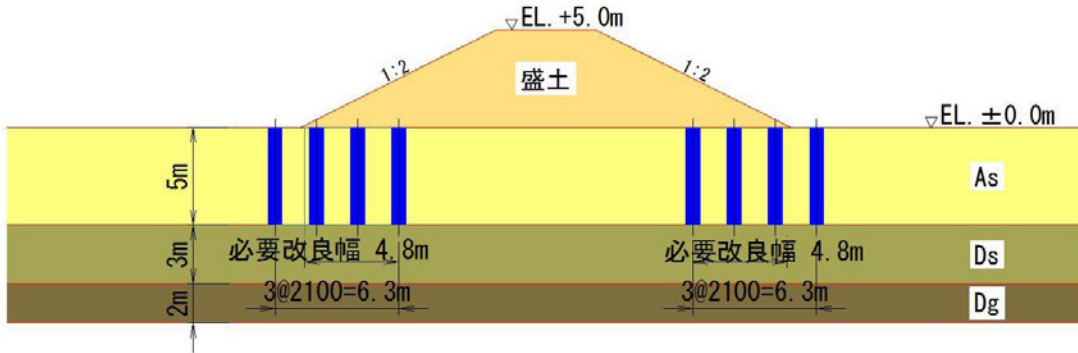


図 3.4.3 砂杭配置断面

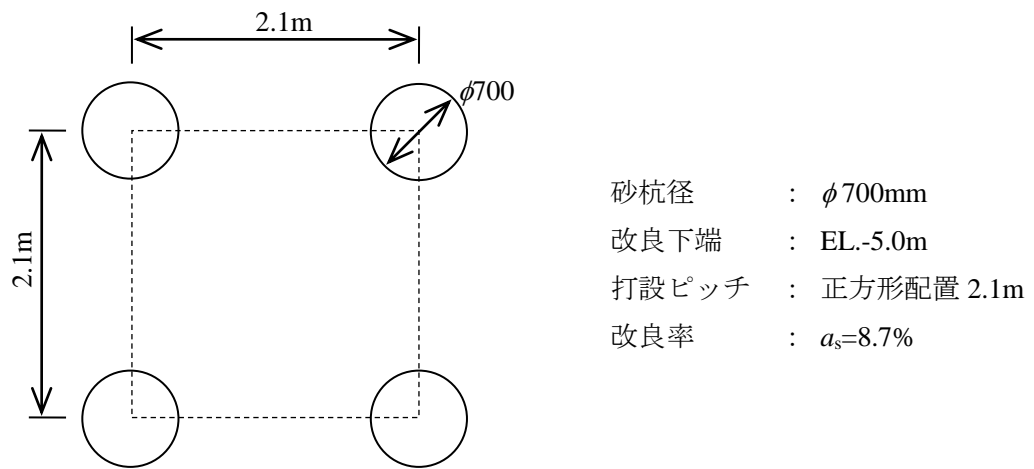


図 3.4.4 砂杭配置平面詳細図

3.4.3 浸透安全性照査

前項までに決定した対策工を施した断面に対して、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じた検討を行い、液状化対策工によって堤防の浸透安全性が現況に比べ有意に低下しないことを照査した。

(1) 地盤モデルとパラメータ

地盤モデルとパラメータは3.2.1に示した通りである。3.2.1以外のパラメータは「河川堤防の構造検討の手引き」に準拠した。

なお、改良地盤の透水係数は、水平方向には離散配置された砂杭であることから、鉛直方向には砂杭の材料に応じた透水係数 $1.0 \times 10^{-4}(\text{m/s})$ を設定し、水平方向には周辺地盤相当の $1.0 \times 10^{-5}(\text{m/s})$ を設定した。

浸透流解析に用いるメッシュは、変形解析のメッシュを準用した。

(2) 外力の設定

詳細に用いる降雨、洪水の外力は3.2.6に示した通りである。

(3) 解析結果

現況解析の結果と対策後の結果を下表に示す。

対策後の浸透安全性（局所動水勾配、円弧すべり安全率）は、全ての項目において現況を上回った。

表 3.4.8 浸透安全性の照査結果一覧

検討ケース	局所動水勾配		円弧すべり安全率	
	鉛直 i_v	水平 i_h	川表 F_s	川裏 F_s
現況	0.447	0.524	0.805	0.748
締固め	0.163	0.485	0.847	0.779

表 3.4.9 浸透安全性の照査結果一覧

決定対策諸元		設定定数				設定外力																																				
		<table border="1"> <tr> <th>土層区分</th> <th>単位体積重量 γ (kN/m³)</th> <th>飽和単位体積重量 γ_{sat} (kN/m³)</th> <th>粘着力 C (kN/m²)</th> <th>内部摩擦角 φ (°)</th> <th>透水係数 k (m/sec)</th> </tr> <tr> <td>盛土 As</td> <td>18.0</td> <td>19.0</td> <td>1.0</td> <td>30.0</td> <td>1.00E-06</td> </tr> <tr> <td>沖積砂質土 Ds</td> <td>18.0</td> <td>19.0</td> <td>0.0</td> <td>30.0</td> <td>1.00E-05</td> </tr> <tr> <td>洪積砂質土 Ds</td> <td>20.0</td> <td>21.0</td> <td>0.0</td> <td>40.0</td> <td>1.00E-05</td> </tr> <tr> <td>洪積砂質土 Dg</td> <td>21.0</td> <td>22.0</td> <td>0.0</td> <td>40.0</td> <td>1.00E-04</td> </tr> <tr> <td>締固め工</td> <td>18.0</td> <td>19.0</td> <td>0.0</td> <td>32.4</td> <td>水平: 1.00E-05 鉛直: 1.00E-04</td> </tr> </table>	土層区分	単位体積重量 γ (kN/m ³)	飽和単位体積重量 γ _{sat} (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 φ (°)	透水係数 k (m/sec)	盛土 As	18.0	19.0	1.0	30.0	1.00E-06	沖積砂質土 Ds	18.0	19.0	0.0	30.0	1.00E-05	洪積砂質土 Ds	20.0	21.0	0.0	40.0	1.00E-05	洪積砂質土 Dg	21.0	22.0	0.0	40.0	1.00E-04	締固め工	18.0	19.0	0.0	32.4	水平: 1.00E-05 鉛直: 1.00E-04				
土層区分	単位体積重量 γ (kN/m ³)	飽和単位体積重量 γ _{sat} (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 φ (°)	透水係数 k (m/sec)																																					
盛土 As	18.0	19.0	1.0	30.0	1.00E-06																																					
沖積砂質土 Ds	18.0	19.0	0.0	30.0	1.00E-05																																					
洪積砂質土 Ds	20.0	21.0	0.0	40.0	1.00E-05																																					
洪積砂質土 Dg	21.0	22.0	0.0	40.0	1.00E-04																																					
締固め工	18.0	19.0	0.0	32.4	水平: 1.00E-05 鉛直: 1.00E-04																																					
		局所動水勾配				締固め+ドレーン																																				
		現況	締固め		締固め+ドレーン																																					
		iv: 0.447 ih: 0.524	iv: 0.163 ih: 0.485	iv: ih:		iv: ih:																																				
川裏	F _s =0.748	川裏	F _s =0.779	川裏	F _s =	川裏	F _s =																																			
<small>最小安全係数F_{min}= 0.748, 円弧中心 (1.00m, 550m), 半径 6.25m</small>		<small>最小安全係数F_{min}= 0.779, 円弧中心 (1.00m, 550m), 半径 6.25m</small>		<small>最小安全係数F_{min}= 0.847, 円弧中心 (23.00m, 7.00m), 半径 7.25m</small>		<small>最小安全係数F_{min}= 0.847, 円弧中心 (23.00m, 7.00m), 半径 7.25m</small>																																				
川裏	F _s =0.805	川裏	F _s =0.847	川裏	F _s =	川裏	F _s =																																			
<small>最小安全係数F_{min}= 0.805, 円弧中心 (22.50m, 5.50m), 半径 6.00m</small>		<small>最小安全係数F_{min}= 0.847, 円弧中心 (23.00m, 7.00m), 半径 7.25m</small>		<small>最小安全係数F_{min}= 0.847, 円弧中心 (23.00m, 7.00m), 半径 7.25m</small>		<small>最小安全係数F_{min}= 0.847, 円弧中心 (23.00m, 7.00m), 半径 7.25m</small>																																				

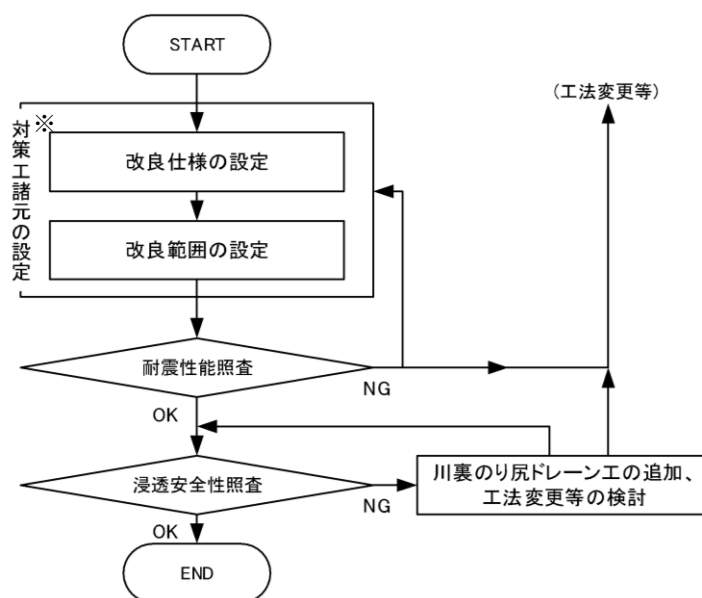
第4章 計算例 2：締固め工法による対策（その 2）

4.1 設計手順

図 4.1.1 に締固め工法の設計手順を示す。代表的な締固め工法としてサンドコンパクションパイル工法（SCP 工法）を例に設計することとし、改良仕様は、“方法 D” に従って設定する。

対策工の初期諸元（改良幅、改良深度、改良率）は、図中に示す設定方法にて設定し、この対策工を入れた断面においてレベル 2 地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。その結果、耐震性能を満足しない場合には、改良幅を広げる等により対策工諸元を見直し、耐震性能を満足する諸元を設定する。具体的には、改良幅を広げる、改良率を増加させる、もしくは改良深度を深くする（レベル 2 地震動で液状化する層が下層に存在する場合）ことで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

次に、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査する。浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要もある。



※対策工初期諸元の設定方法

改良幅 : 3 列以上

改良深度 : 対策工諸元設定用震度に対する液状化層下端

改良率 : 対策工諸元設定用震度で FL>1.1 となる改良率

図 4.1.1 締固め工法の設計手順

4.2 設計条件

4.2.1 地盤条件

(1) 基本諸元

図 4.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。表 4.2.1 に設定した各層の地盤定数を示す。

液状化層が二層で比較的厚いモデルである。

[堤体構造]	堤体高	: 5.0m
	天端幅	: 5.0m
	のり面勾配	: 1 : 2.0
[水 位]	地下水位	: G.L.-1.5m (EL.-1.5m)
	外水位	: EL.+2.5m

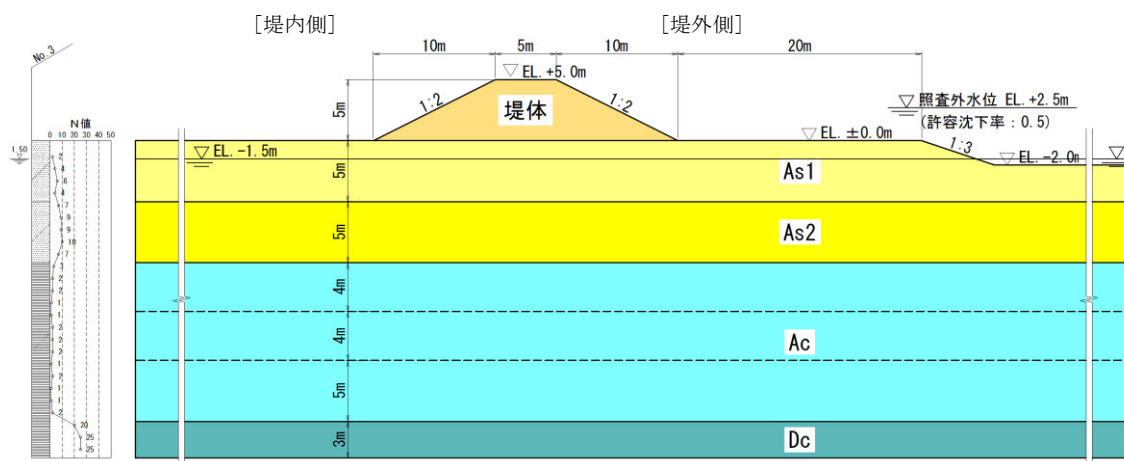


図 4.2.1 耐震性能照査対象とする堤体および地盤構造

表 4.2.1 地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N 値	[平均値] N 値	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	[平均値] 細粒分 含有率 F _c (%)	土の 粘着力 c (kN/m ²)	土の 内部摩擦角 ϕ (°)	透水係数 k (m/sec)
堤体	5	砂質土	-	-	5.0	18.0	35	0	30	1.0×10^{-6}
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2	4.0	18.0	16	0	30	1.0×10^{-5}
		砂質土	2.3	4						
		砂質土	3.3	6						
		砂質土	4.3	4						
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	5.3	7	8.4	19.0	9	0	30	1.0×10^{-5}
		砂質土	6.3	9						
		砂質土	7.3	9						
		砂質土	8.3	10						
		砂質土	9.3	7						
沖積粘性土 Ac	4.0	粘性土	10.3	3	1.7	17.0	87	40	0	1.0×10^{-8}
		粘性土	11.3	2						
		粘性土	12.3	2						
		粘性土	13.3	1						
	4.0	粘性土	14.3	1						
		粘性土	15.3	2						
		粘性土	16.3	2						
		粘性土	17.3	2						
	5.0	粘性土	18.3	1						
		粘性土	19.3	2						
		粘性土	20.3	1						
		粘性土	21.3	1						
粘性土	粘性土	22.3	2							
	粘性土	23.3	20							
	粘性土	24.3	25							
粘性土	粘性土	25.3	25							
	粘性土	25.3	25							
洪積粘性土 Dc	-	粘性土	23.3	20	25.0	17.0	89	100	0	1.0×10^{-8}
		粘性土	24.3	25						
		粘性土	25.3	25						

(2) 地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行った。表 4.2.2 に地盤種別の判定結果を示す。洪積粘性土 Dc を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値 T_G を算出すると、 $T_G=0.725$ (s) となるため、本地盤はⅢ種地盤と判定された。

表 4.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

地層区分	地層厚 H _i (m)	地層の 平均せん断 波速度 V _{si} (m/s)	4H _i /V _{si} (s)	備考
沖積砂質土 As1	5.0	120	0.167	各層のせん断波速度は、PS検層にて確認されている
沖積砂質土 As2	5.0	160	0.125	
沖積粘性土 Ac	13.0	120	0.433	
洪積粘性土 Dc		300	-	

$$4 \sum H_i / V_{si} = 0.725 \quad (\text{Ⅲ種地盤})$$

4.2.2 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定した。

1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = C_z \times k_{G0}$$

k_h : 対策工諸元設定用水平震度 (0.18)

k_{G0} : 地盤種別に応じた標準水平震度 (Ⅲ種地盤 : 0.18)

C_z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

2) レベル2地震動

$$k_{hgL} = C_z \times k_{hgL0}$$

k_{hgL} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度
(レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 : 0.60)

k_{hgL0} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値
(Ⅲ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 : 0.60)

C_z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

表 4.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	k_{G0} k_{hgL0}	地域区分	C_z	k_h k_{hgL}
対策工諸元 設定用震度		Ⅲ種	0.18	A2	1.0	0.18
レベル2 地震動	L2-1		0.40			0.40
	L2-2		0.60			0.60

4.2.3 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施した。図 4.2.2、表 4.2.4、表 4.2.5 に対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化判定結果を示す。これより、沖積砂質土 As1、As2 が対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化層となる。

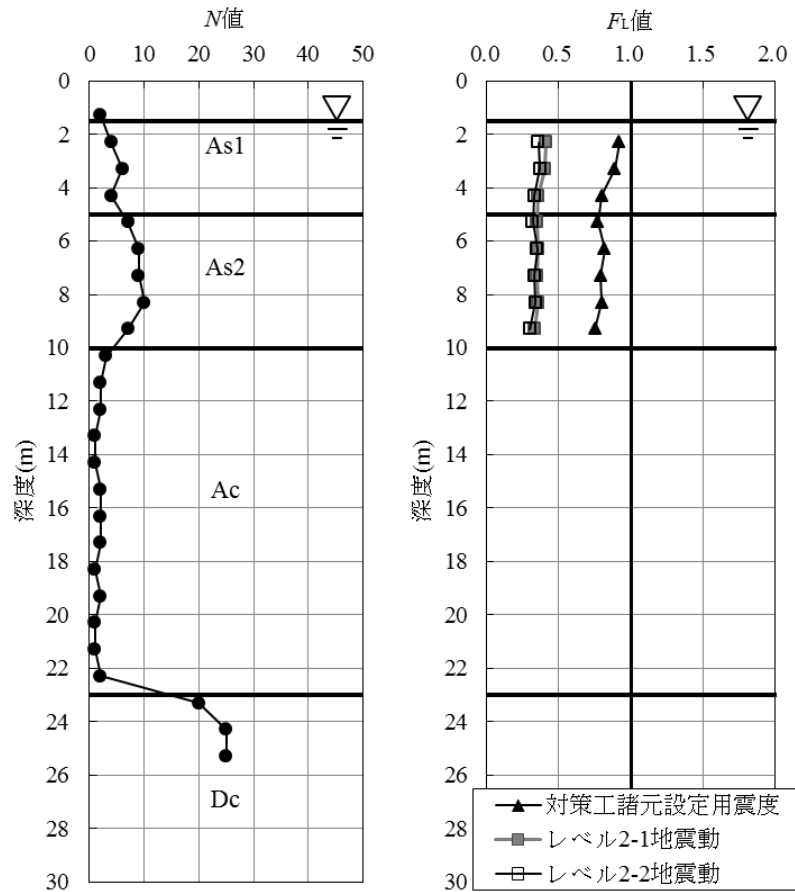


図 4.2.2 液状化に対する抵抗率 F_L の深度方向分布

表 4.2.4 液状化判定結果 (対策工諸元設定用震度)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N 値	層平均 N 値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	対策工諸元設定用震度				判定結果
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L		
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2	4.0	18	17	-	-	-	-	-	-
		砂質土	2.3	4		18	14	0.200	0.215	0.199	0.92	完全液状化層	
		砂質土	3.3	6		18	12	0.220	0.245	0.219	0.89	完全液状化層	
		砂質土	4.3	4		18	23	0.213	0.264	0.213	0.80	完全液状化層	
		砂質土	5.3	7		19	7	0.214	0.275	0.214	0.77	完全液状化層	
		砂質土	6.3	9		19	8	0.231	0.280	0.230	0.82	完全液状化層	
		砂質土	7.3	9		19	10	0.225	0.283	0.224	0.79	完全液状化層	
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	8.3	10	19	6	0.229	0.284	0.228	0.80	完全液状化層		
		砂質土	9.3	7	19	16	0.213	0.284	0.213	0.75	完全液状化層		
		粘性土	10.3	3	17	70	-	-	-	-	-		
		粘性土	11.3	2	17	83	-	-	-	-	-		
沖積粘性土 Ac	4.0	粘性土	12.3	2	17	90	-	-	-	-	-		
		粘性土	13.3	1	17	95	-	-	-	-	-		
		粘性土	14.3	1	17	94	-	-	-	-	-		
		粘性土	15.3	2	17	88	-	-	-	-	-		
	5.0	粘性土	16.3	2	17	87	-	-	-	-	-		
		粘性土	17.3	2	17	85	-	-	-	-	-		
		粘性土	18.3	1	17	92	-	-	-	-	-		
		粘性土	19.3	2	17	84	-	-	-	-	-		
		粘性土	20.3	1	17	91	-	-	-	-	-		
		粘性土	21.3	1	17	91	-	-	-	-	-		
洪積粘性土 Dc	-	粘性土	22.3	2	17	84	-	-	-	-	-		
		粘性土	23.3	20	17	87	-	-	-	-	-		
		粘性土	24.3	25	17	90	-	-	-	-	-		
		粘性土	25.3	25	17	90	-	-	-	-	-		

表 4.2.5 液状化判定結果 (レベル2地震動)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	レベル2-1地震動			レベル2-2地震動			判定結果	
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L		
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2	4.0	18	17	-	-	-	-	-	-	-	-	
			2.3	4		18	14	0.200	0.479	0.199	0.41	0.718	0.265	0.36	完全液状化層	
			3.3	6		18	12	0.220	0.546	0.219	0.40	0.818	0.306	0.37	完全液状化層	
			4.3	4		18	23	0.213	0.586	0.213	0.36	0.879	0.293	0.33	完全液状化層	
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	5.3	7	8.4	19	7	0.214	0.611	0.214	0.35	0.916	0.294	0.32	完全液状化層	
			6.3	9		19	8	0.231	0.623	0.230	0.36	0.934	0.329	0.35	完全液状化層	
			7.3	9		19	10	0.225	0.629	0.224	0.35	0.944	0.316	0.33	完全液状化層	
			8.3	10		19	6	0.229	0.631	0.228	0.36	0.947	0.326	0.34	完全液状化層	
沖積粘性土 Ac	4.0	粘性土	10.3	3	1.7	17	70	-	-	-	-	-	-	-	-	
			11.3	2		17	83	-	-	-	-	-	-	-	-	
			12.3	2		17	90	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			13.3	1		17	95	-	-	-	-	-	-	-	-	-
沖積粘性土 Ac	4.0	粘性土	14.3	1	1.7	17	94	-	-	-	-	-	-	-	-	
			15.3	2		17	88	-	-	-	-	-	-	-	-	
			16.3	2		17	87	-	-	-	-	-	-	-	-	
			17.3	2		17	85	-	-	-	-	-	-	-	-	
沖積粘性土 Ac	5.0	粘性土	18.3	1	1.7	17	92	-	-	-	-	-	-	-	-	
			19.3	2		17	84	-	-	-	-	-	-	-	-	
			20.3	1		17	91	-	-	-	-	-	-	-	-	
			21.3	1		17	91	-	-	-	-	-	-	-	-	
洪積粘性土 Dc	-	粘性土	22.3	2	25.0	17	84	-	-	-	-	-	-	-	-	
			23.3	20		17	87	-	-	-	-	-	-	-	-	
			24.3	25		17	90	-	-	-	-	-	-	-	-	
			25.3	25		17	90	-	-	-	-	-	-	-	-	

4.2.4 照査基準

レベル2地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないことを照査する。

照査外水位 : EL.+2.5m

4.2.5 対策工諸元設定上の制約条件

図 4.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。実際の検討断面では現地状況や施工条件等から様々な制約条件が設定される。本計算モデルでは、図に示すように、対策工は、堤防のり尻より 5m の位置から外側に実施することを条件として諸元を設定する。

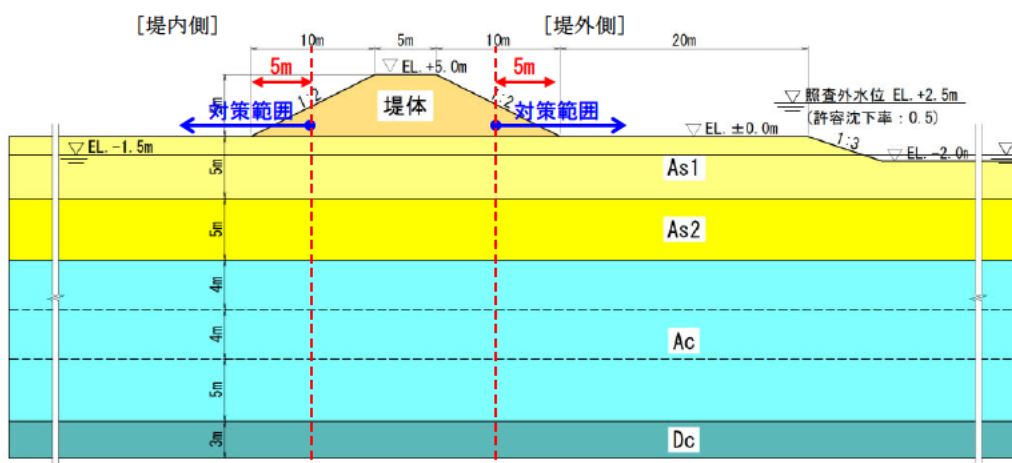


図 4.2.3 対策工諸元設定上の制約条件

4.2.6 浸透安全性の評価に用いる外力

対策後に浸透安全性が現況に比べ有意に低下しないことを照査するために、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じて外力を設定する。

ここでは、降雨、洪水の外力を以下の通りとした。

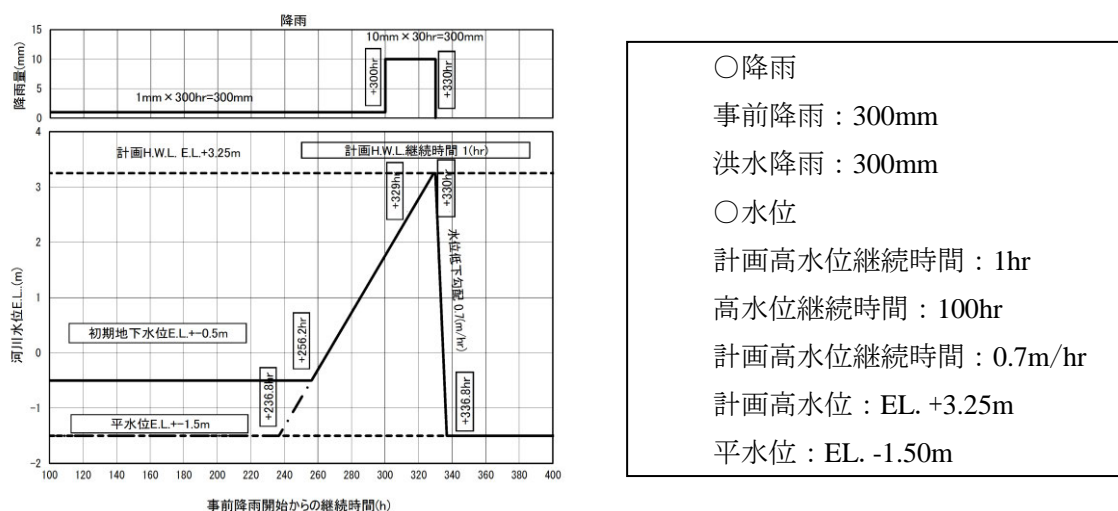


図 4.2.4 設定した降雨、洪水波形

4.3 現況の照査

現況堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施した。

(1) 解析モデル

図 4.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定した。

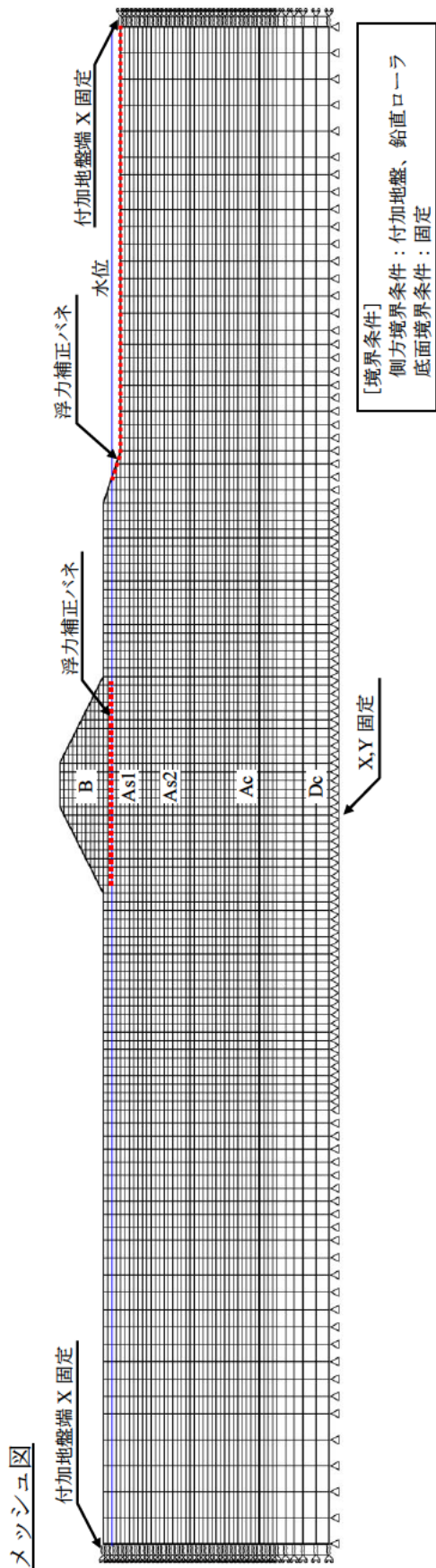
[地下水位]

先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-1.0m とする。

[境界条件]

側方境界：付加地盤（左右両側共 50m）および鉛直ローラ（X 固定）

底面境界：固定（X、Y 固定）



メッシュ図

設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	土の粘着力 c (kN/m ²)	土の内部摩擦角 ϕ (°)	透水係数 k (m/s)	繰返し三軸強度比 RL	せん断剛性 G (kN/m ²)	ポアソン比 ν	相対密度 D_r	ダイレイタシヤン角 ψ (°)	引張強度 q_t (kN/m ²)	初期水平土圧係数 K	補正係数 C_{ep}
堤体B	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	5.0	18.0	0	30	1.0×10^{-6}	-	5250	0.333	-	10.0	0	0.5	-
沖積砂質土 As1	液化化要素	MC/DP 弾塑性モデル	4.0	18.0	0	30	1.0×10^{-5}	0.210	4200	0.333	40	10.0	0	0.5	75
沖積砂質土 As2	液化化要素	MC/DP 弾塑性モデル	8.4	19.0	0	30	1.0×10^{-5}	0.222	8820	0.333	50	10.0	0	0.5	75
沖積粘性土 Ac	非排水変形	MC/DP 弾塑性モデル	1.7	17.0	40 50 65				2800	0.333	-	0.0	0	0.5	-
洪積粘性土 Dc	非排水変形	線形弾性	25.0	17.0	100				41300	0.333	-	-	0	0.5	-

※粘性土の変形係数 E_0 は、砂質土と粘性土の微小ひずみレベルでのせん断剛性の差 (比率) を考慮し、 $E_0=4400N$ ($N:N$ 値) として設定。
 ※ダイレイタシヤン角 ψ は、 $\psi = \phi - 20$ (15 を上限値) で設定。

図 4.3.1 解析モデル

(2) 耐震性能照査結果

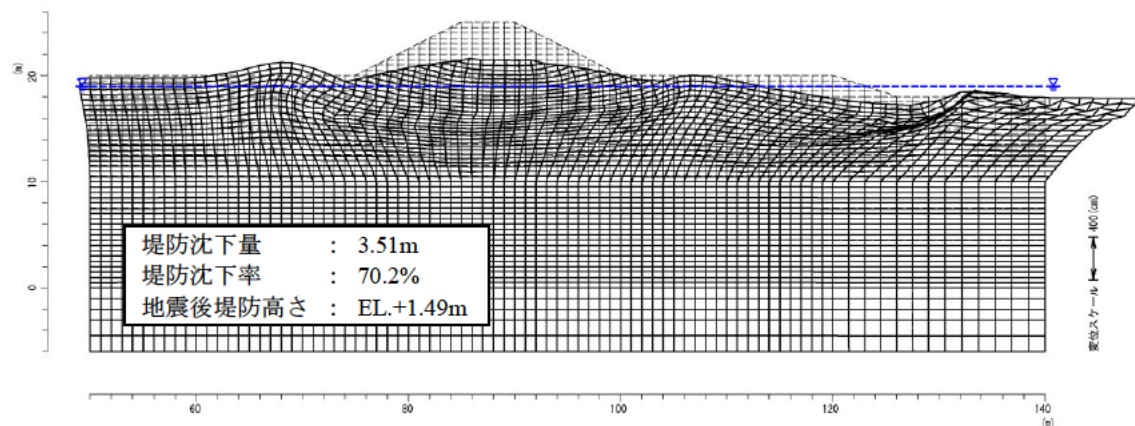
図 4.3.2、図 4.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

なお、本地盤では堤防沈下量が堤防高さの 75%を超えたため、堤防直下に浮力の効果を擬似的に考慮する仮想バネを設定した。右側地表面に設定した仮想バネは、低水河岸の過剰な変形を抑制するためのものである。仮想バネはバネ下面の地盤の一要素幅に単位体積重量を乗じて設定した。

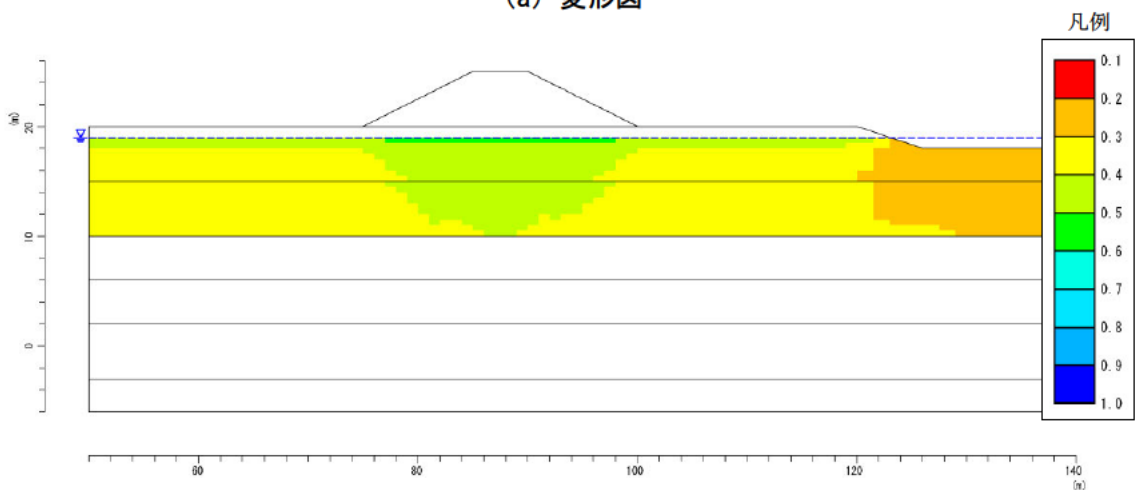
[照査結果]

レベル 2-1 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.49m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

レベル 2-2 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.28m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

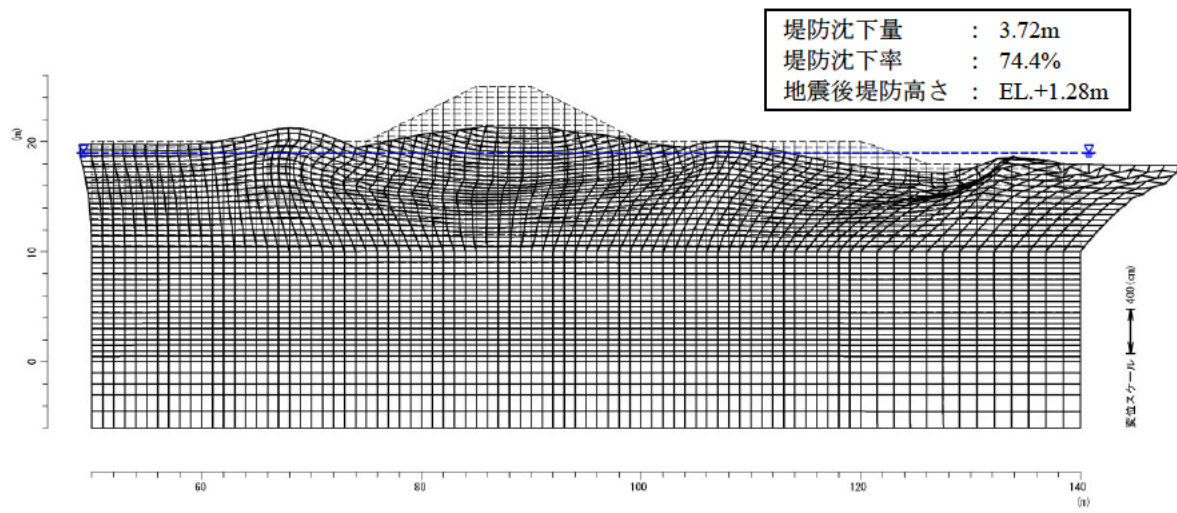


(a) 変形図

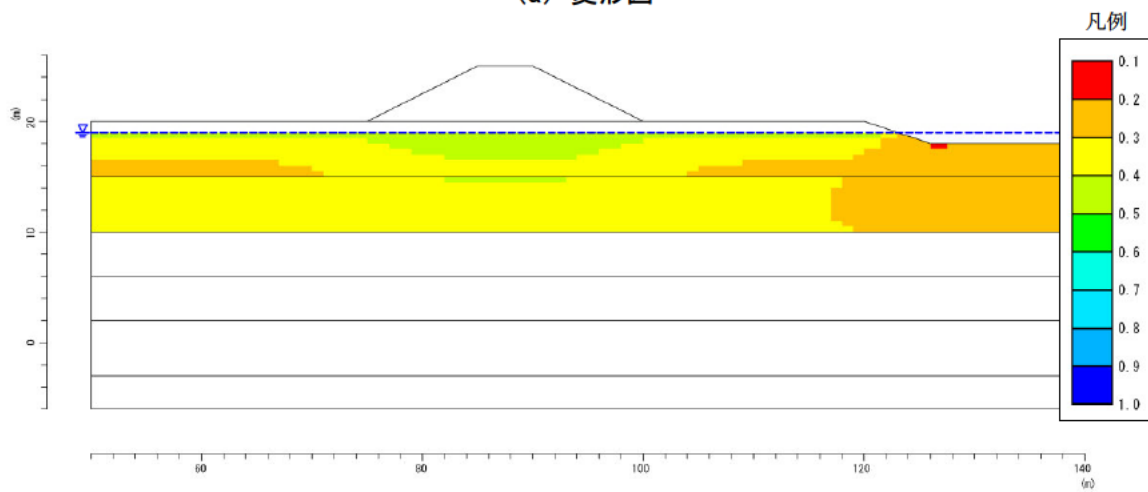


(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 4.3.2 レベル 2-1 地震動に対する照査結果



(a) 変形図



(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 4.3.3 レベル 2-2 地震動に対する照査結果

4.4 対策後の照査

4.4.1 対策工諸元の設定

(1) 改良仕様の設定

1) 改良率

$F_L > 1.1$ を満足するための SCP 工法の置換率を方法 D によって求めた結果、砂杭の打設間隔 1.9m (砂杭径 $\phi 700\text{mm}$ 、正方形配置) の仕様に相当する置換率 10.6% となった。改良後の杭間地盤の諸元は、表 4.4.1 の通りとなる。

表 4.4.1 置換率 10.6% (砂杭径 $\phi 700\text{mm}$ 打設間隔 1.9m) における杭間地盤の諸元

土層名	深度 (m)	N 値	FC (%)	R_c	D_{r1} (%)	改良後 N 値	R_L	L	F_L	N_1
As1	1.30	2	17.0	0.484	70.7	6.50	0.264	0.176	---	9.21
	2.30	4	14.0	0.523	77.9	10.1	0.298	0.215	1.39	14.3
	3.30	6	12.0	0.554	84.00	13.6	0.342	0.245	1.39	19.3
	4.30	4	23.0	0.424	73.9	9.00	0.300	0.264	1.14	12.7
As2	5.30	7	7.00	0.661	82.3	17.8	0.373	0.275	1.36	23.7
	6.30	9	8.00	0.635	87.1	20.6	0.442	0.280	1.58	25.6
	7.80	9	10.0	0.590	87.2	20.6	0.363	0.284	1.28	23.3
	8.30	10	6.0	0.692	85.1	24.3	0.497	0.284	1.75	26.7
	9.30	7	16.0	0.496	78.7	16.0	0.313	0.284	1.10	16.7

(2) 改良範囲の設定

1) 改良深度

改良深度の下端は、諸元設計震度の液状化範囲となる EL. -10.0m とする。

2) 改良幅（打設本数）

最小の打設列数と規定された砂杭3列より、改良幅は3.8m（最外縁の杭芯間）とする。

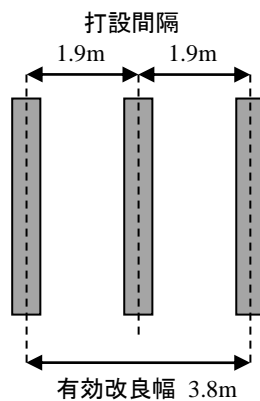


図 4.4.1 改良幅

4.4.2 耐震性能照査

有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により、4.4.1によって設定した対策工を施した堤防の、レベル2地震動に対する耐震性能照査を行った。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

(1) 対策工諸元

対策工諸元設定において決定した改良地盤の入力パラメータを表 4.4.2 に示す。原地盤と堤防の設定パラメータは 4.2 及び 4.3 と同様である。

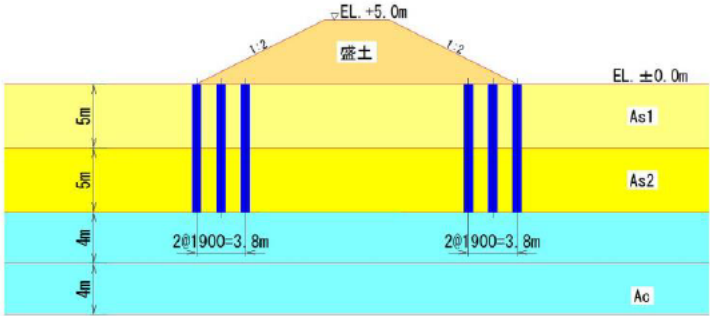
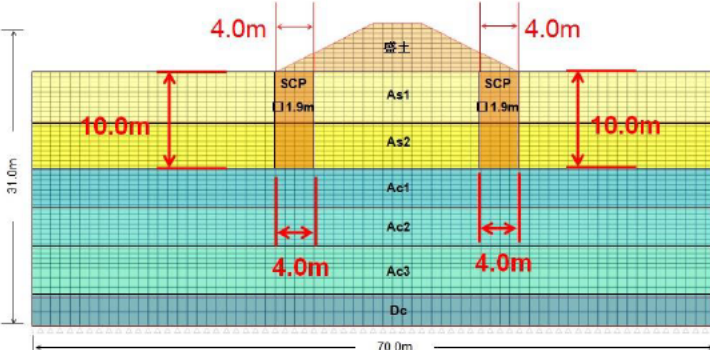
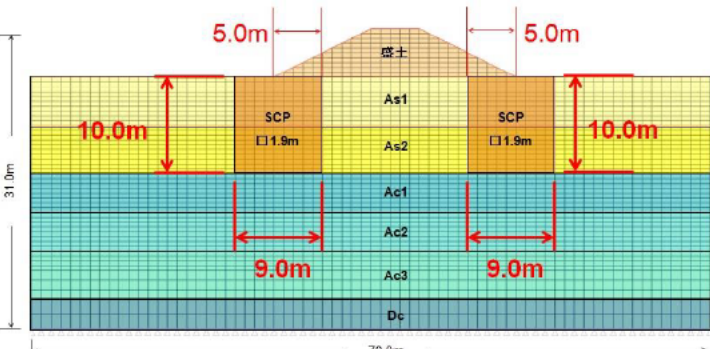
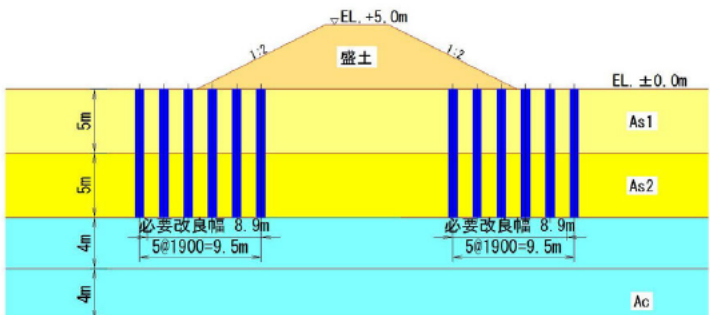
表 4.4.2 静的照査法に入力する改良地盤のパラメータ (打設間隔 正方形配置 1.9m)

項目	As1層	As2層	備考
せん断剛性係数 G (kN/m ²)	10300	20900	平均N値より算出 $G=2800 \cdot N/(2(1+v))$
ポアソン比 ν	0.333	0.333	
湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	18.0	19.0	
粘着力 C (kN/m ²)	0.00	0.00	
せん断抵抗角 ϕ (°)	33.5	36.0	道路橋示方書式
ダイレタンシー角 ψ (°)	13.5	15.0	推奨値 ($\phi - 20, \max 15$)
引張り強度 q_t (kN/m ²)	0.00	0.00	
相対密度 D_r (%)	76.6	84.1	平均値
液状化強度比 R_L	0.301	0.398	平均値
透水係数 k (m/sec)	水平: 1.00×10^{-5} 鉛直: 1.00×10^{-4}	水平: 1.00×10^{-5} 鉛直: 1.00×10^{-4}	

(2) 耐震性能照査による対策工の検討

対策工をモデル化した堤防断面において変形解析を行った結果、地震後堤防高さが照査外水位を下回ったため、照査外水位以上となるよう対策諸元を再度設定した。対策工諸元設定の流れと決定した諸元を表 4.4.3 に示す。

表 4.4.3 対策工諸元設定の流れと決定諸元

設計ケース	概要図	内容
① 対策工諸元の設計		<p>液状化安全率 $F_L > 1.1$ を満たす置換率と、最小の改良幅となる砂杭 3 列により、対策規模を設定。法尻を起点として、堤防内側に改良範囲を配置。</p>
② 耐震性能照査 (変形解析)	<p>②-i</p> 	<p>①で設定した対策規模を有限要素モデル化し、変形解析による耐震性能照査を実施。</p> <p>沈下後堤防高さ EL.1.57m < 照査外水位 EL.2.50m ⇒ NG</p>
② 耐震性能照査 (変形解析)	<p>②-ii</p> 	<p>②-i 照査の結果、沈下後堤防高さが照査外水位下回ったため、改良諸元を変更し、再度耐震性能照査を実施。のり尻から 5m 内側を起点として、照査外水位以上となる改良幅を採用。</p>
③ 決定対策工の砂杭配置		<p>②で決定した対策工諸元で砂杭を配置。</p>

②-i 対策工諸元設定断面による変形解析結果

対策工諸元設定によって決定した断面について変形解析を行った結果、表 4.4.4 に示す通り沈下後堤防高さが照査外水位を満足しない結果となった。

②-ii 改良諸元の見直し

改良幅を 9.0m に広げることで、表 4.4.5 に示す通り沈下後堤防高さが照査外水位を満足する結果が得られた。

表 4.4.4 対策工諸元設定断面による変形照査結果

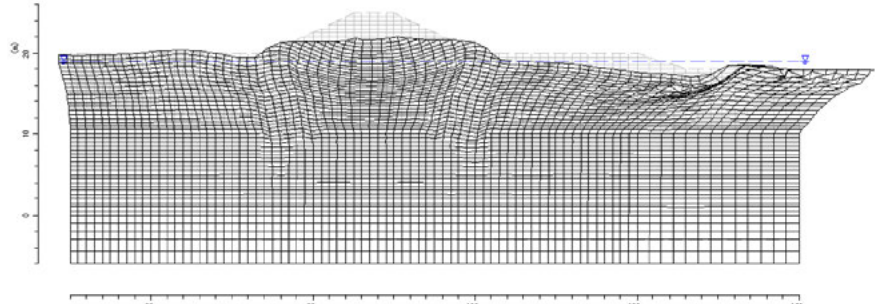
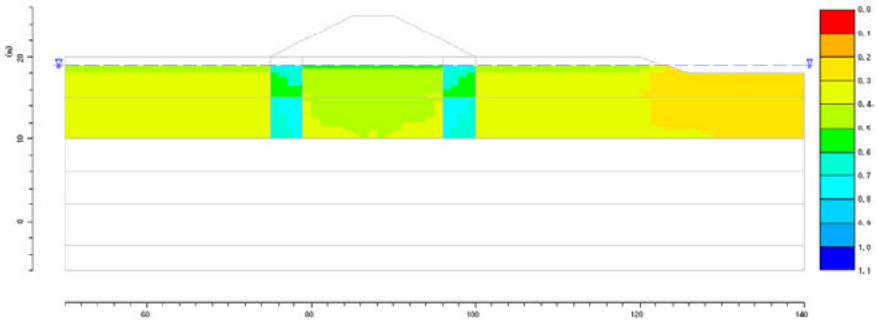
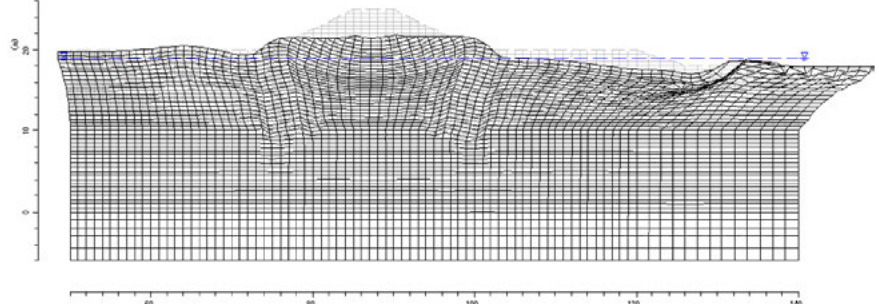
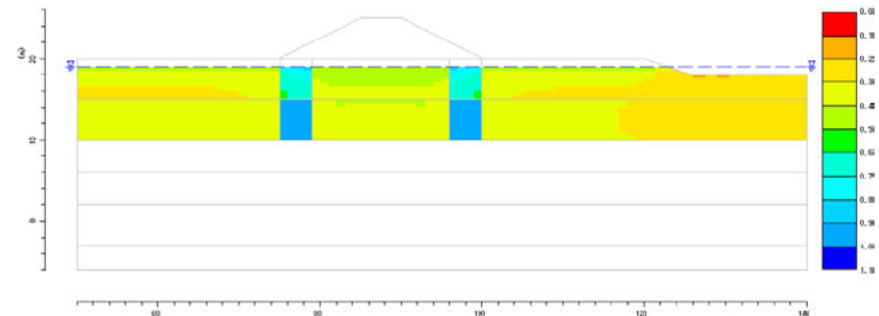
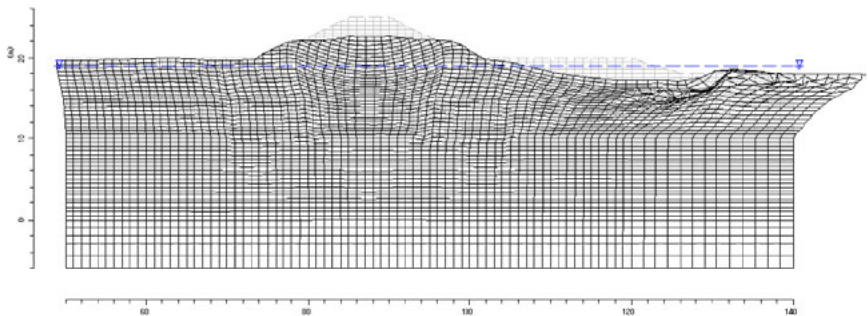
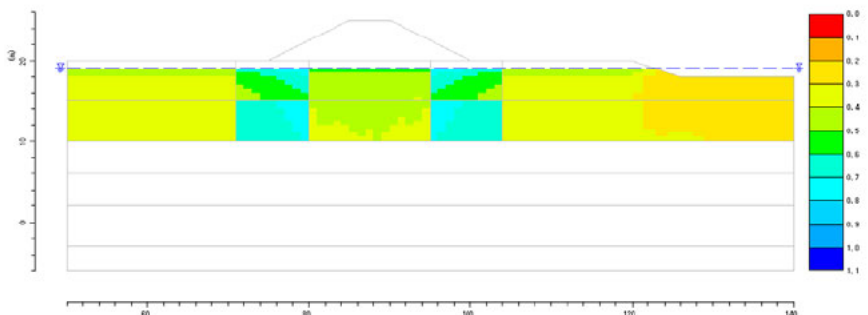
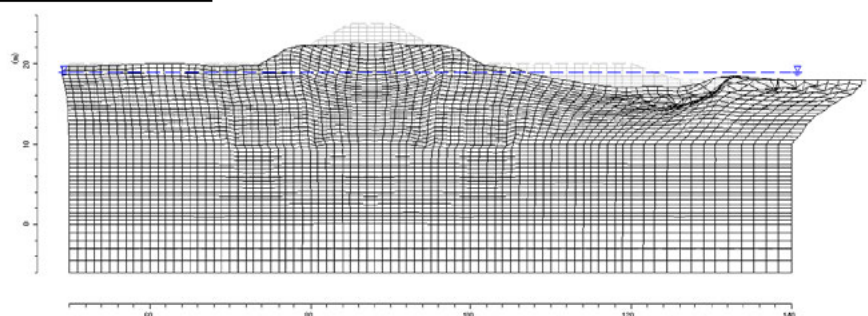
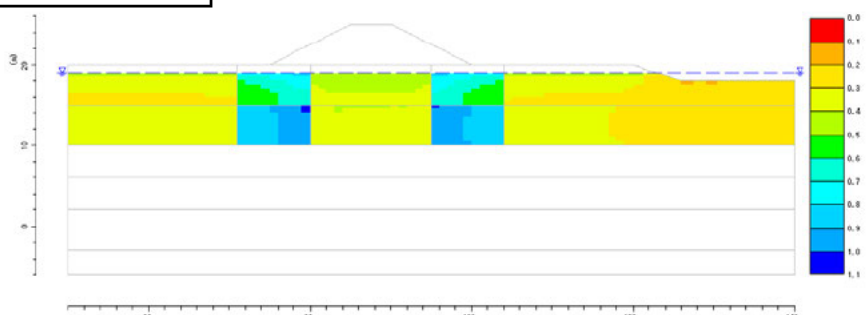
②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】										
変形図		<table border="1"> <tr><td>堤防天端沈下量</td><td>3.26m</td></tr> <tr><td>沈下後の堤防高さ</td><td>EL. +1.74m</td></tr> <tr><td>照査外水位</td><td>EL. +2.50m</td></tr> <tr><td>判定</td><td>NG</td></tr> </table>	堤防天端沈下量	3.26m	沈下後の堤防高さ	EL. +1.74m	照査外水位	EL. +2.50m	判定	NG
堤防天端沈下量	3.26m									
沈下後の堤防高さ	EL. +1.74m									
照査外水位	EL. +2.50m									
判定	NG									
FL 分布図		<p>備考</p> <p>改良ピッチ：正方形配置 19 m</p> <p>改良率：10.6 %</p> <p>改良深：100 m</p> <p>改良幅：40 m</p> <p>堤体下部改良：40 m</p>								
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】										
変形図		<table border="1"> <tr><td>堤防天端沈下量</td><td>3.43m</td></tr> <tr><td>沈下後の堤防高さ</td><td>EL. +1.57m</td></tr> <tr><td>照査外水位</td><td>EL. +2.50m</td></tr> <tr><td>判定</td><td>NG</td></tr> </table>	堤防天端沈下量	3.43m	沈下後の堤防高さ	EL. +1.57m	照査外水位	EL. +2.50m	判定	NG
堤防天端沈下量	3.43m									
沈下後の堤防高さ	EL. +1.57m									
照査外水位	EL. +2.50m									
判定	NG									
FL 分布図		<p>備考</p> <p>改良ピッチ：正方形配置 19 m</p> <p>改良率：10.6 %</p> <p>改良深：100 m</p> <p>改良幅：40 m</p> <p>堤体下部改良：40 m</p>								

表 4.4.5 改良諸元見直し後の耐震性能照査結果

②-1 耐震性能照査結果（諸元設定用震度により設定した対策工）【レベル 2-1 地震動】	
<p>変形図</p> 	<p>堤防天端沈下量 2.49m</p> <p>沈下後の堤防高さ EL. +2.51m</p> <p>照査外水位 EL. +2.50m</p> <p>判定 OK</p> <p>備考 改良ピッチ：正方形配置 19 m 改良深：10.0 m 改良幅：9.0 m 堤体下部改良：5.0 m</p>
<p>FL 分布図</p> 	
②-2 耐震性能照査結果（諸元設定用震度により設定した対策工）【レベル 2-2 地震動】	
<p>変形図</p> 	<p>堤防天端沈下量 2.45m</p> <p>沈下後の堤防高さ EL. +2.55m</p> <p>照査外水位 EL. +2.50m</p> <p>判定 OK</p> <p>備考 改良ピッチ：正方形配置 19 m 改良深：10.0 m 改良幅：9.0 m 堤体下部改良：5.0 m</p>
<p>FL 分布図</p> 	

③決定対策工の砂杭配置

詳細な必要改良幅を求めるために、改良幅を変化させて変形解析を実施した。改良幅と沈下量との関係をまとめると図 4.4.2 の通りとなり、このグラフより許容沈下量(堤防高さー照査外水位)以下となる必要改良幅 8.9m が得られた。

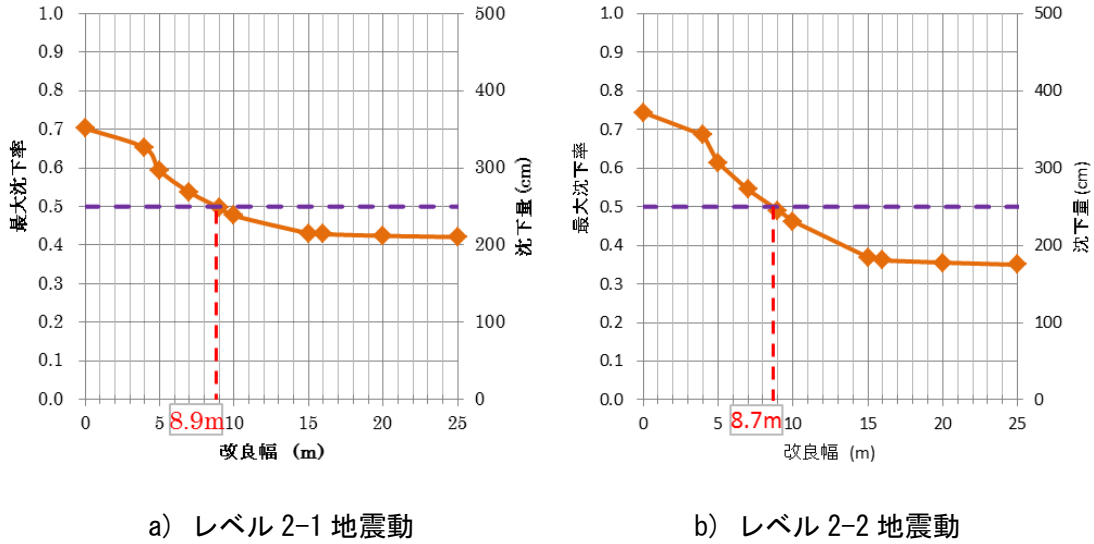


図 4.4.2 静的照査法による改良幅と沈下量の関係

以上の結果、必要改良幅を満足する砂杭配置は下記の通りとなった。

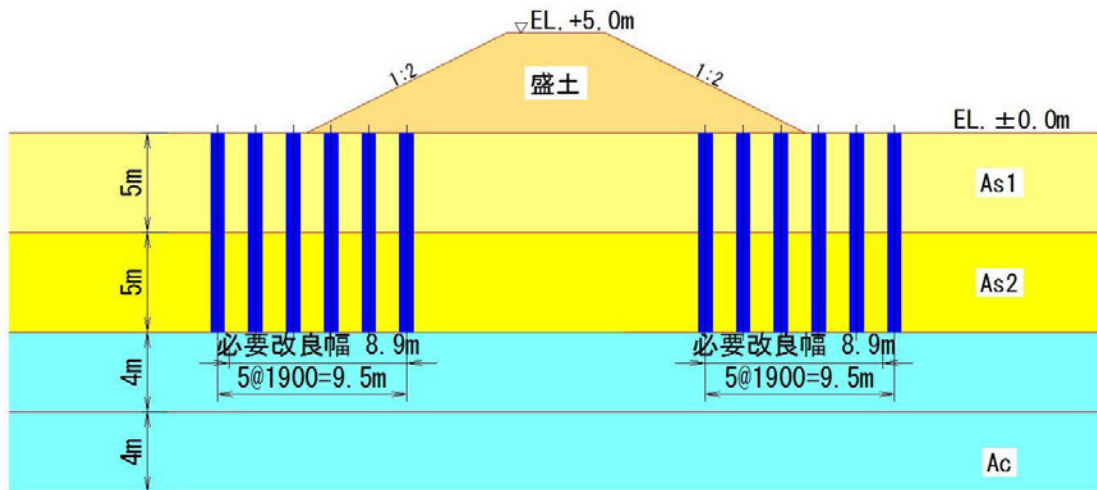
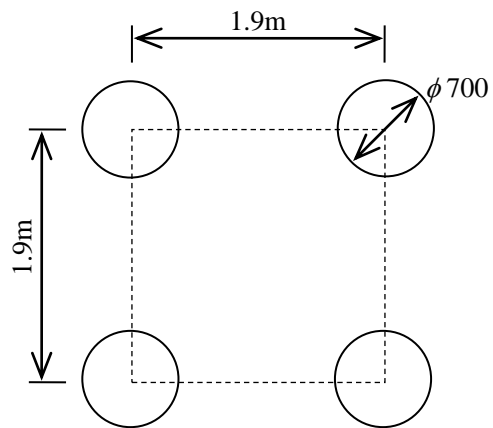


図 4.4.3 砂杭配置断面



- 砂杭径 : φ700mm
- 改良下端 : EL.-10.0m
- 打設ピッチ : 正方形配置 1.9m
- 改良率 : $a_s=10.6\%$

図 4.4.4 砂杭配置平面詳細図

4.4.3 浸透安全性照査

前項までに決定した対策工を入れた断面に対して、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じた検討を行い、液状化対策工によって現況に対して堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査した。

(1) 地盤モデルとパラメータ

地盤モデルとパラメータは4.2.1に示した通りである。4.2.1以外のパラメータは「河川堤防の構造検討の手引き」に準拠した。

なお、改良地盤の透水係数は、水平方向には離散配置された砂杭であることから、鉛直方向には砂杭の材料に応じた透水係数 $1.0 \times 10^{-4}(\text{m/s})$ を設定し、水平方向には周辺地盤相当の $1.0 \times 10^{-5}(\text{m/s})$ を設定した。

浸透流解析に用いるメッシュは、変形解析のメッシュを準用した。

(2) 外力の設定

詳細に用いる降雨、洪水の外力は4.2.6に示した通りである。

(3) 解析結果

現況解析の結果と対策後の結果を下表に示す。

対策後の浸透安全性（局所動水勾配、円弧すべり安全率）は、全ての項目において現況を上回った。

表 4.4.6 浸透安全性の照査結果一覧

検討ケース	局所動水勾配		円弧すべり安全率	
	鉛直 iv	水平 ih	川表 Fs	川裏 Fs
現況	0.346	0.442	0.787	0.751
締固め	0.091	0.318	0.836	0.801

表 4.4.7 浸透安全性の照査結果一覧

決定対象諸元		設定定数		設定外力																																																											
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>土層区分</th> <th>単位体積重量</th> <th>固相単位重量</th> <th>粘着力</th> <th>内部摩擦角</th> <th>透水性係数</th> </tr> <tr> <th>V.T.</th> <th>V.sat.</th> <th>G</th> <th>c</th> <th>ϕ</th> <th>k</th> </tr> <tr> <th>単位</th> <th>kN/m³</th> <th>kN/m³</th> <th>kN/m²</th> <th>°</th> <th>m/sec</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>盛土</td> <td>18.0</td> <td>19.0</td> <td>1.0</td> <td>30.0</td> <td>1.00E-06</td> </tr> <tr> <td>沖積砂質土 As1</td> <td>18.0</td> <td>19.0</td> <td>0.0</td> <td>30.0</td> <td>1.00E-05</td> </tr> <tr> <td>沖積砂質土 As2</td> <td>19.0</td> <td>20.0</td> <td>0.0</td> <td>30.0</td> <td>1.00E-05</td> </tr> <tr> <td>沖積粘性土 Ag</td> <td>17.0</td> <td>18.0</td> <td>40.0</td> <td>0.0</td> <td>1.00E-08</td> </tr> <tr> <td>湖積粘性土 Dg</td> <td>17.0</td> <td>18.0</td> <td>65.0</td> <td>0.0</td> <td>1.00E-08</td> </tr> <tr> <td>締固め工</td> <td>17.0</td> <td>18.0</td> <td>100.0</td> <td>0.0</td> <td>1.00E-05</td> </tr> <tr> <td colspan="5">水平：1.00E-05 鉛直：1.00E-04</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	土層区分	単位体積重量	固相単位重量	粘着力	内部摩擦角	透水性係数	V.T.	V.sat.	G	c	ϕ	k	単位	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	°	m/sec	盛土	18.0	19.0	1.0	30.0	1.00E-06	沖積砂質土 As1	18.0	19.0	0.0	30.0	1.00E-05	沖積砂質土 As2	19.0	20.0	0.0	30.0	1.00E-05	沖積粘性土 Ag	17.0	18.0	40.0	0.0	1.00E-08	湖積粘性土 Dg	17.0	18.0	65.0	0.0	1.00E-08	締固め工	17.0	18.0	100.0	0.0	1.00E-05	水平：1.00E-05 鉛直：1.00E-04						
土層区分	単位体積重量	固相単位重量	粘着力	内部摩擦角	透水性係数																																																										
V.T.	V.sat.	G	c	ϕ	k																																																										
単位	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	°	m/sec																																																										
盛土	18.0	19.0	1.0	30.0	1.00E-06																																																										
沖積砂質土 As1	18.0	19.0	0.0	30.0	1.00E-05																																																										
沖積砂質土 As2	19.0	20.0	0.0	30.0	1.00E-05																																																										
沖積粘性土 Ag	17.0	18.0	40.0	0.0	1.00E-08																																																										
湖積粘性土 Dg	17.0	18.0	65.0	0.0	1.00E-08																																																										
締固め工	17.0	18.0	100.0	0.0	1.00E-05																																																										
水平：1.00E-05 鉛直：1.00E-04																																																															
<p>現況</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>iv: 0.346</th> <th>ih: 0.442</th> <th>iv: 0.091</th> <th>ih: 0.318</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">締固め</td> <td colspan="2">締固め+ドレーン</td> </tr> </tbody> </table>		iv: 0.346	ih: 0.442	iv: 0.091	ih: 0.318	締固め		締固め+ドレーン																																																							
iv: 0.346	ih: 0.442	iv: 0.091	ih: 0.318																																																												
締固め		締固め+ドレーン																																																													
<p>現況</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>iv: 0.346</th> <th>ih: 0.442</th> <th>iv: 0.091</th> <th>ih: 0.318</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">締固め</td> <td colspan="2">締固め+ドレーン</td> </tr> </tbody> </table>		iv: 0.346	ih: 0.442	iv: 0.091	ih: 0.318	締固め		締固め+ドレーン																																																							
iv: 0.346	ih: 0.442	iv: 0.091	ih: 0.318																																																												
締固め		締固め+ドレーン																																																													
<p>川裏</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Fs=0.751</th> <th>Fs=0.801</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">締固め</td> </tr> </tbody> </table>	Fs=0.751	Fs=0.801	締固め		<p>331 hr時点</p>	<p>川裏</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Fs=</th> <th>Fs=</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">締固め+ドレーン</td> </tr> </tbody> </table>	Fs=	Fs=	締固め+ドレーン																																																						
Fs=0.751	Fs=0.801																																																														
締固め																																																															
Fs=	Fs=																																																														
締固め+ドレーン																																																															
<p>川裏</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Fs=0.787</th> <th>Fs=0.836</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">締固め</td> </tr> </tbody> </table>	Fs=0.787	Fs=0.836	締固め		<p>334 hr時点</p>	<p>川裏</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Fs=</th> <th>Fs=</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">締固め+ドレーン</td> </tr> </tbody> </table>	Fs=	Fs=	締固め+ドレーン																																																						
Fs=0.787	Fs=0.836																																																														
締固め																																																															
Fs=	Fs=																																																														
締固め+ドレーン																																																															

第5章 計算例3：固結工法による対策（その1）

5.1 設計手順

図 5.1.1 に固結工法の設計手順を示す。対策工の初期諸元は、ブロック状または格子状の改良体の外的安定および内的安定計算結果より諸元を設定し、これに対してレベル2地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。その結果、耐震性能を満足しない場合には、改良幅を広げる等により対策工諸元を見直し、耐震性能を満足する諸元を設定する。具体的には、改良幅を広げる、もしくは、根入れ長を長くすることで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

次に、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査する。浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要がある。

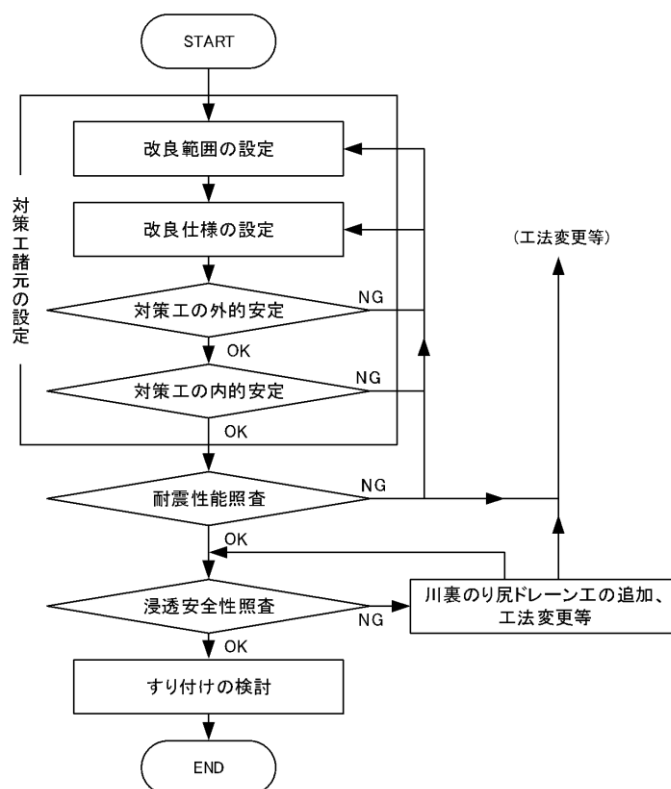


図 5.1.1 固結工法の設計手順

5.2 設計条件

5.2.1 地盤条件

(1) 基本諸元

図 5.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。表 5.2.1 に設定した各層の地盤定数を示す。

液状化層が二層で比較的厚いモデルである。

[堤体構造]	堤体高	: 5.0m
	天端幅	: 5.0m
	のり面勾配	: 1 : 2.0
[水 位]	地下水位	: G.L.-1.5m (EL.-1.5m)
	外水位	: EL.+2.5m

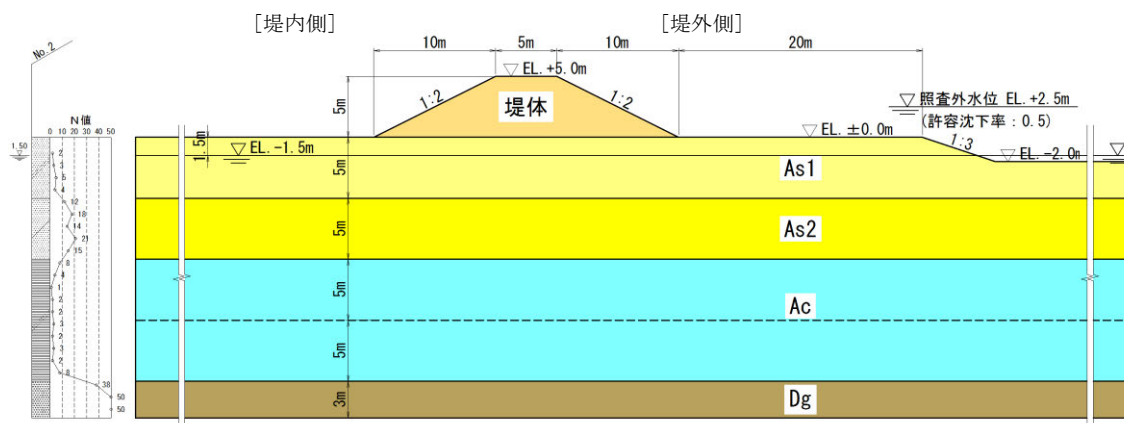


図 5.2.1 耐震性能照査対象とする堤体および地盤構造

表 5.2.1 地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N 値	[平均値] N 値	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	[平均値] 細粒分 含有率 Fc(%)	土の 粘着力 c (kN/m ²)	土の 内部摩擦角 ϕ (°)	透水係数 k (m/sec)
堤体	5.0	砂質土	-	-	5.0	18.0	35	0	30	1.0×10^{-6}
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2	3.5	18.0	16	0	30	1.0×10^{-5}
		砂質土	2.3	3						
		砂質土	3.3	5						
		砂質土	4.3	4						
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	5.3	12	16.0	19.0	13	0	35	1.0×10^{-5}
		砂質土	6.3	18						
		砂質土	7.3	14						
		砂質土	8.3	21						
		砂質土	9.3	15						
沖積粘性土 Ac	5.0	粘性土	10.3	8	2.4	17.0	74	45	0	1.0×10^{-8}
		粘性土	11.3	4						
		粘性土	12.3	1						
		粘性土	13.3	2						
		粘性土	14.3	2						
	5.0	粘性土	15.3	3				55	0	
		粘性土	16.3	2						
		粘性土	17.3	3						
		粘性土	18.3	2						
		粘性土	19.3	8						
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	20.3	38	50.0	21.0	-	-	40	1.0×10^{-4}
		礫質土	21.3	50						
		礫質土	22.3	50						

(2) 地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行った。表 5.2.2 に地盤種別の判定結果を示す。洪積礫質土層 Dg を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値 T_G を算出すると、 $T_G=0.605$ (s) となるため、本地盤はⅢ種地盤と判定された。

表 5.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

地層区分	地層厚 Hi (m)	地層の 平均せん断 波速度 Vsi(m/s)	4Hi/Vsi (s)	備考
沖積砂質土 As1	5.0	120	0.167	各層のせん断波速度は、PS検層にて確認されている
沖積砂質土 As2	5.0	190	0.105	
沖積粘性土 Ac	10.0	120	0.333	
洪積礫質土 Dg	-	300		

$4 \sum Hi/Vsi = 0.605$ (Ⅲ種地盤)

5.2.2 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定した。

1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = C_Z \times k_{G0}$$

k_h : 対策工諸元設定用水平震度 (0.18)

k_{G0} : 地盤種別に応じた標準水平震度 (Ⅲ種地盤 : 0.18)

C_Z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

2) レベル2地震動

$$k_{hgL} = C_Z \times k_{hgL0}$$

k_{hgL} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度
(レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 : 0.60)

k_{hgL0} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値
(Ⅲ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 : 0.60)

C_Z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

表 5.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	k_{G0} k_{hgL0}	地域区分	C_Z	k_h k_{hgL}
対策工諸元 設定用震度		Ⅲ種	0.18	A2	1.0	0.18
レベル2 地震動	L2-1		0.40			0.40
	L2-2		0.60			0.60

5.2.3 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施した。図 5.2.2、表 5.2.4、表 5.2.5 に対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化判定結果を示す。これより、沖積砂質土 As1、As2 が対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化層となる。

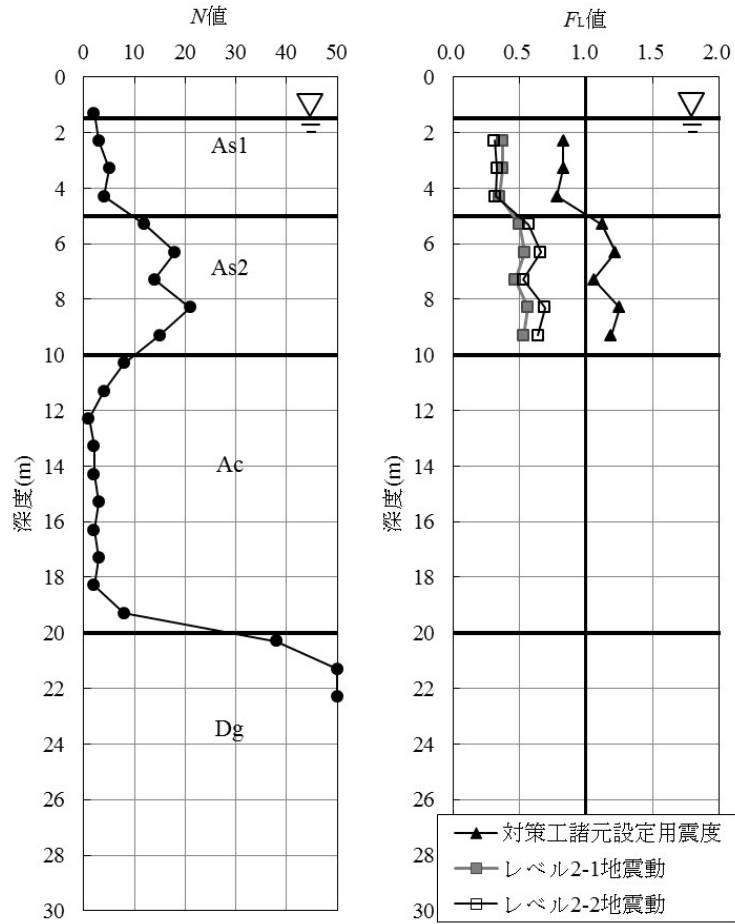


図 5.2.2 液状化に対する抵抗率 F_L の深度方向分布

表 5.2.4 液状化判定結果 (対策工諸元設定用震度)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	対策工諸元設定用震度			判定結果
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	
沖積砂質土 As1	50	砂質土	13	2	3.5	18	22	-	-	-	-	-
		砂質土	23	3		18	14	0.215	0.180	0.83	完全液状化層	
		砂質土	33	5		18	12	0.245	0.204	0.83	完全液状化層	
		砂質土	43	4		18	21	0.264	0.208	0.78	完全液状化層	
沖積砂質土 As2	50	砂質土	53	12	160	19	17	0.311	0.275	0.310	1.12	準液状化層
		砂質土	63	18		19	5	0.343	0.280	0.342	1.22	準液状化層
		砂質土	73	14		19	15	0.302	0.283	0.301	1.06	準液状化層
		砂質土	83	21		19	8	0.358	0.284	0.357	1.25	準液状化層
沖積粘性土 Ac	100	砂質土	93	15	24	19	21	0.339	0.284	0.339	1.19	準液状化層
		粘性土	103	8		17	60	-	-	-	-	-
		粘性土	113	4		17	72	-	-	-	-	-
		粘性土	123	1		17	85	-	-	-	-	-
		粘性土	133	2		17	80	-	-	-	-	-
		粘性土	143	2		17	73	-	-	-	-	-
		粘性土	153	3		17	73	-	-	-	-	-
		粘性土	163	2		17	80	-	-	-	-	-
		粘性土	173	3		17	75	-	-	-	-	-
		粘性土	183	2		17	81	-	-	-	-	-
洪積礫質土 Dg	-	粘性土	193	8	500	17	65	-	-	-	-	-
		礫質土	203	38		21	40	-	-	-	-	-
		礫質土	213	50		21	15	-	-	-	-	-
		礫質土	223	50		10	-	-	-	-	-	

表 5.2.5 液状化判定結果 (レベル2地震動)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	レベル2-1地震動			レベル2-2地震動			判定結果	
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L		
神積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2		18	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			2.3	3	3.5	18	14	0.181	0.479	0.180	0.37	0.718	0.228	0.31	完全液状化層	
			3.3	5		18	12	0.205	0.546	0.204	0.37	0.818	0.275	0.33	完全液状化層	
			4.3	4		18	21	0.208	0.586	0.208	0.35	0.879	0.282	0.32	完全液状化層	
神積砂質土 As2	5.0	砂質土	5.3	12		19	17	0.311	0.611	0.310	0.50	0.916	0.527	0.57	完全液状化層	
			6.3	18		19	5	0.343	0.623	0.342	0.54	0.934	0.617	0.66	完全液状化層	
			7.3	14	16.0	19	15	0.302	0.629	0.301	0.47	0.944	0.502	0.53	完全液状化層	
			8.3	21		19	8	0.358	0.631	0.357	0.56	0.947	0.661	0.69	完全液状化層	
神積粘性土 Ac	10.0	粘性土	9.3	15		19	21	0.339	0.631	0.339	0.53	0.946	0.607	0.64	完全液状化層	
			10.3	8		17	60	-	-	-	-	-	-	-	-	
			11.3	4		17	72	-	-	-	-	-	-	-	-	
			12.3	1		17	85	-	-	-	-	-	-	-	-	
神積粘性土 Ac	10.0	粘性土	13.3	2		17	80	-	-	-	-	-	-	-	-	
			14.3	2	2.4	17	73	-	-	-	-	-	-	-	-	
			15.3	3		17	73	-	-	-	-	-	-	-	-	
			16.3	2		17	80	-	-	-	-	-	-	-	-	
神積粘性土 Ac	10.0	粘性土	17.3	3		17	75	-	-	-	-	-	-	-	-	
			18.3	2		17	81	-	-	-	-	-	-	-	-	
			19.3	8		17	65	-	-	-	-	-	-	-	-	
			20.3	38		21	40	-	-	-	-	-	-	-	-	
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	21.3	50	50.0	21	15	-	-	-	-	-	-	-	-	
			22.3	50		21	10	-	-	-	-	-	-	-	-	

5.2.4 照査基準

レベル2地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないことを照査する。

照査外水位 : EL.+2.5m

5.2.5 対策工諸元設定上の制約条件

図 5.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。実際の検討断面では現地状況や施工条件等から様々な制約条件が設定される。本計算モデルでは、図に示すように、対策工は、堤防のり尻より 5m の位置から外側に実施することを条件として諸元を設定する。

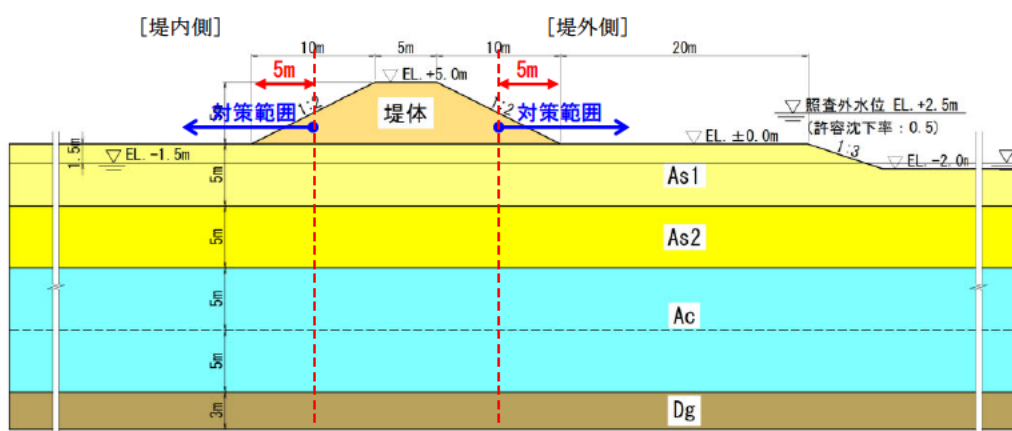


図 5.2.3 対策工諸元設定上の制約条件

5.2.6 浸透安全性の評価に用いる外力

対策後に浸透安全性が現況に比べ有意に低下しないことを照査するために、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じて外力を設定する。

ここでは、降雨、洪水の外力を以下の通りとした。

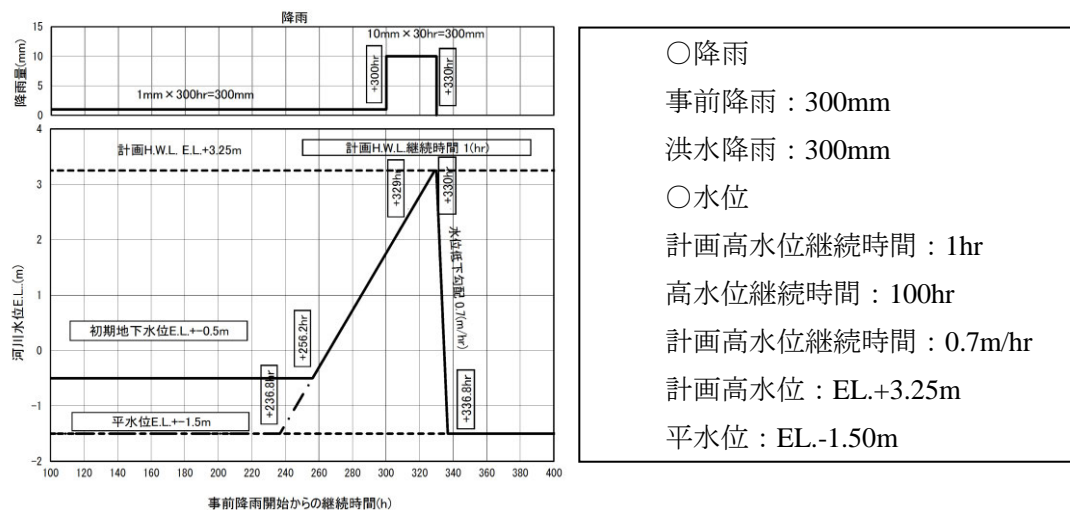


図 5.2.4 設定した降雨、洪水波形

5.3 現況の照査

現況堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施した。

なお、解析モデルの右側地表に浮力補正バネを設定したのは、低水河岸の過剰な変形を抑制するためである。バネはバネ下面の地盤の一要素幅に単位体積重量を乗じて設定した。

(1) 解析モデル

図 5.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定した。

[地下水位]

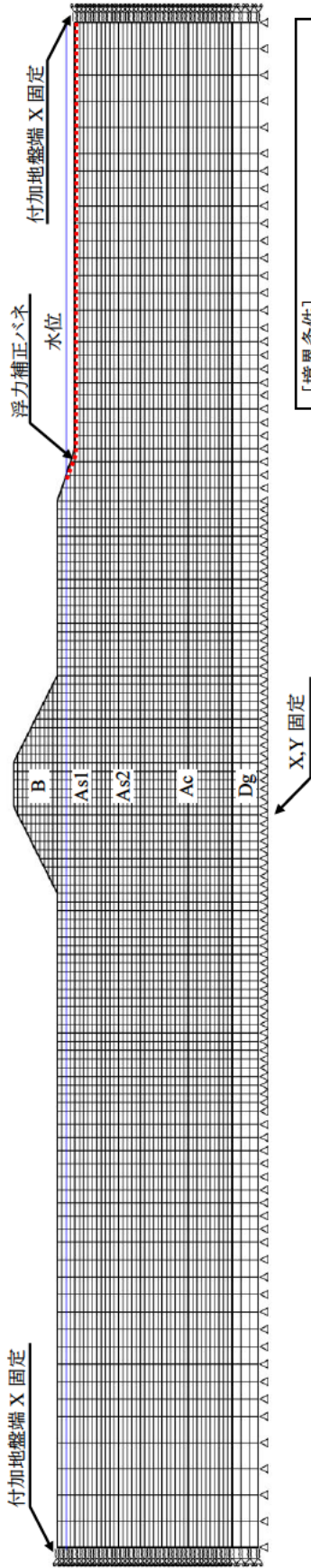
先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-1.0m とする。

[境界条件]

側方境界：付加地盤（左右両側共 50m）および鉛直ローラ（X 固定）

底面境界：固定（X、Y 固定）

メッシュ図



[境界条件]
側方境界条件：付加地盤、鉛直ローラ
底面境界条件：固定

設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	土の 粘着力 c (kN/m ²)	土の 内部摩擦角 ϕ (°)	透水係数 k (m/sec)	繰返し 三軸強度比 RL	せん断剛性 G (kN/m ²)	ポアソン比 ν	相対密度 D_r	ダイレイ タンション角 ψ (°)	引張強度 q_t (kN/m ²)	初期水平 土圧係数 K	補正係数Cp 基準鉛直 有効応力 $\sigma_{v0'}$ (kN/m ²) n
堤体B	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	50	180	0	30	10×10^{-6}	-	5250	0.333	-	10.0	0	0.5	-
沖積砂質土 As1	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	3.5	180	0	30	10×10^{-5}	0.197	3680	0.333	40	10.0	0	0.5	75 2.0
沖積砂質土 As2	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	160	190	0	35	10×10^{-5}	0.330	16800	0.333	70	15.0	0	0.5	75 2.0
沖積粘性土 Ac	非排水変形	MC/DP 弾塑性モデル	24	170	45 55	-	10×10^{-8}	-	3960	0.333	-	0.0	0	0.5	-
洪積礫質土 Dg	連成要素	線形弾性	500	210	-	40	10×10^{-4}	-	52500	0.333	-	-	0	0.5	-

※粘性土の変形係数 E_0 は、砂質土と粘性土の微小ひずみレベルでのせん断剛性の差 (比率) に基づき、 $E_0=2800N$ (ではなく $4400N$ ($N : N$ 値) として設定。
※ダイレイタンション角 ψ は、 $\psi = \phi - 20$ (15 を上限値) で設定。

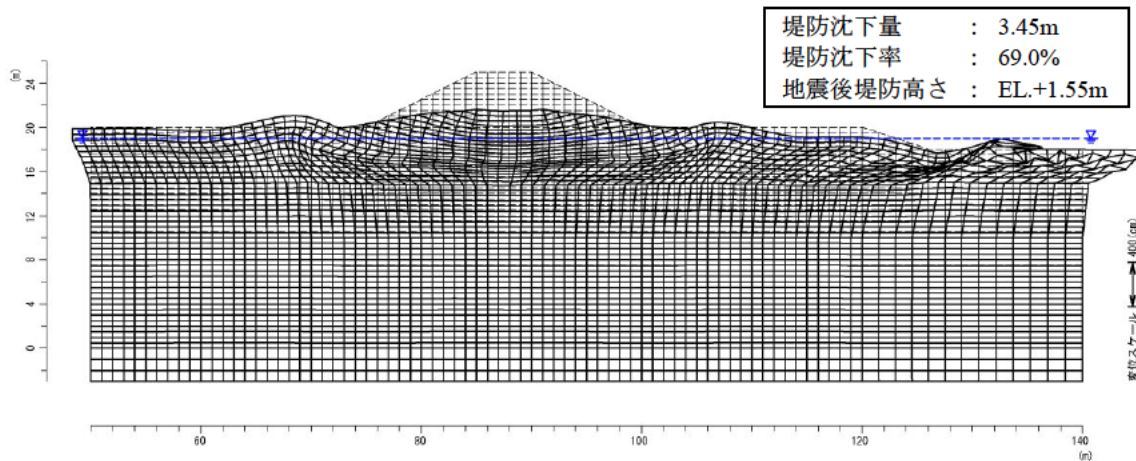
図 5.3.1 解析モデル

(2) 耐震性能照査結果

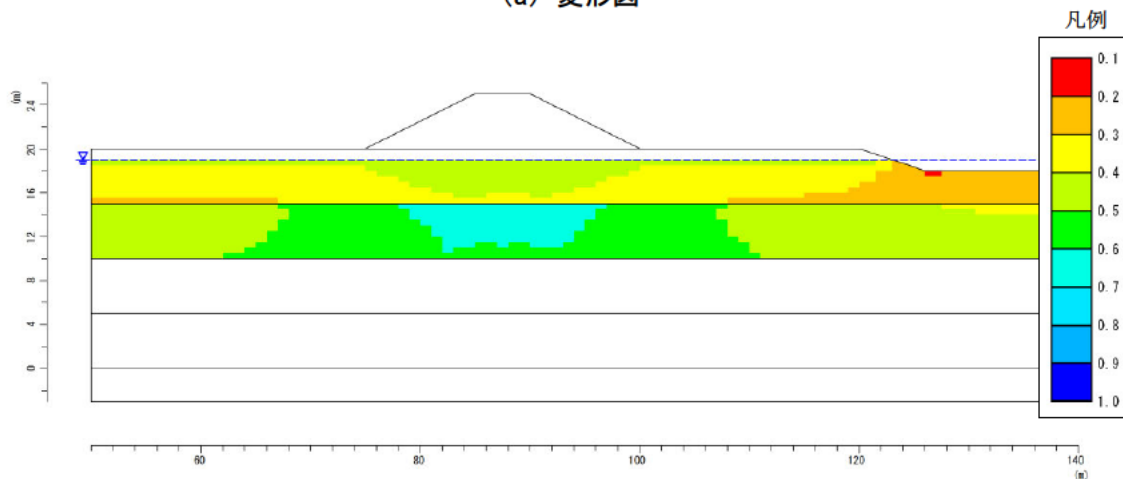
図 5.3.2、図 5.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

[照査結果]

- レベル 2-1 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.55m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)
- レベル 2-2 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.42m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

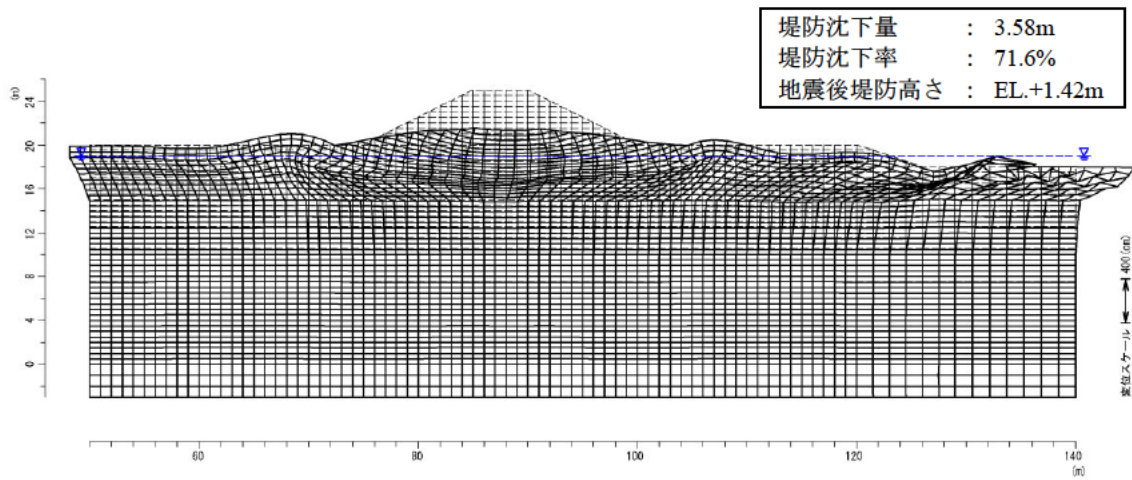


(a) 変形図

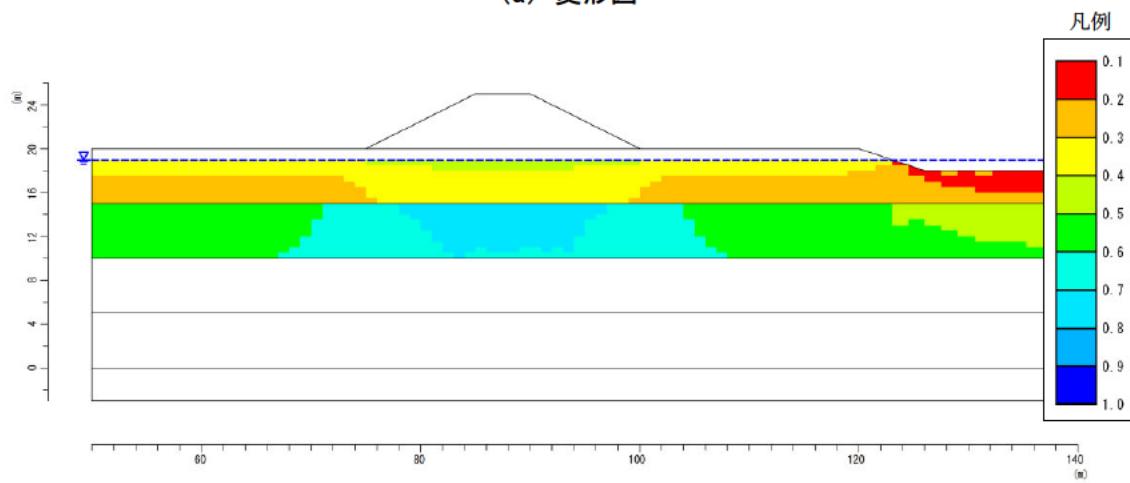


(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 5.3.2 レベル 2-1 地震動に対する照査結果



(a) 変形図



(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 5.3.3 レベル 2-2 地震動に対する照査結果

5.4 対策後の照査

5.4.1 対策工諸元の設定

対策工の諸元の設定では、改良範囲の設定、改良仕様の設定を行った上で、外的安定と内的安定を満足するような諸元を設定する。図 5.4.1 に示す改良範囲は、外的安定、内的安定も含めた手順を経て設定されたものである。

(1) 改良範囲の設定

手引き 6.4 改良範囲の設定では、対策工諸元設定用震度に対する液状化層から支持層への一定の根入れを確保することと、のり尻直下を改良範囲に含めることが示されている。手引きの枠外には、改良幅の目安も示されている。

本ケースでは、(完全)液状化層は EL.-1.5m～-5.0m に分布することから、EL.-5.0m 以深の改良体が根入れ部となる。根入れ深さは 1.0m または液状化層厚の 0.1 倍のうち小さい方(本ケースでは、0.35m) 以上を確保することが目標とされているので、図 5.4.1 に示す改良範囲はこれを満足していることが確認できる。

また、のり尻直下が改良範囲に含まれており(正確には、接する)、改良高さの 6 割($4.5\text{m} \times 0.6 = 2.7\text{m}$) 以上という改良幅の目安も確保されている。

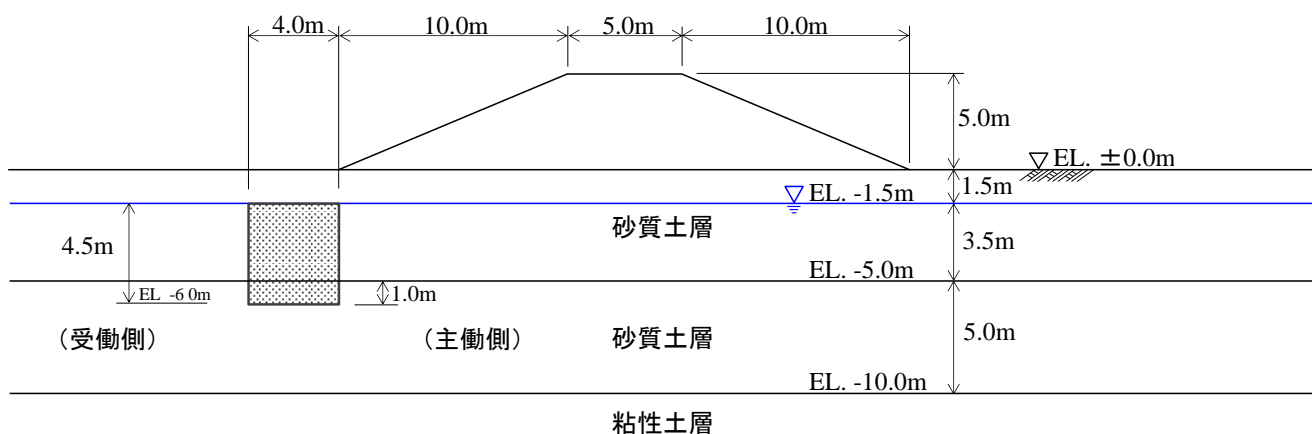


図 5.4.1 改良範囲

改良範囲

- ・改良地盤天端標高：EL. -1.5m (地下水位)
- ・改良高：4.5m
- ・改良幅：4.0m > (目安) 2.7m (OK)
- ・根入れ：1.0m > (目標) 0.35m (OK)
- ・のり尻直下を含む (OK)

(2) 改良仕様の設定

改良強度、改良形状は、改良範囲との組み合わせで、内的安定及び外的安定を満足する条件が変わる。この中から、現場条件も加え、最も合理的な改良強度、改良形状を選択することになる。

その際、改良形状は施工機の仕様により制約される部分が多いため、ある程度、施工機を想定しながら、設計を進める必要がある。

ここでは、改良幅もあることから、経済性を考慮して、格子状を選択した。改良径φ1.0m×2連の施工機を想定し、格子を設定した結果が図 5.4.2 である。

手引きでは、格子間隔は液状化層厚の5割～8割（1.75m～2.80m）が上限、改良率も50%以上とされており、これらを満足していることが確認できる。

検討用モデルの壁厚について、本計算例では改良部面積の矩形換算により設定した。ただし、改良径が大口径となる場合、重複部の壁厚が改良直径に比べ極端に細くなり、鉛直せん断および拔出せん断破壊に対して弱部となることが想定される。その場合、鉛直せん断および拔出せん断照査については重複部の壁厚で照査する方法が考えられる。

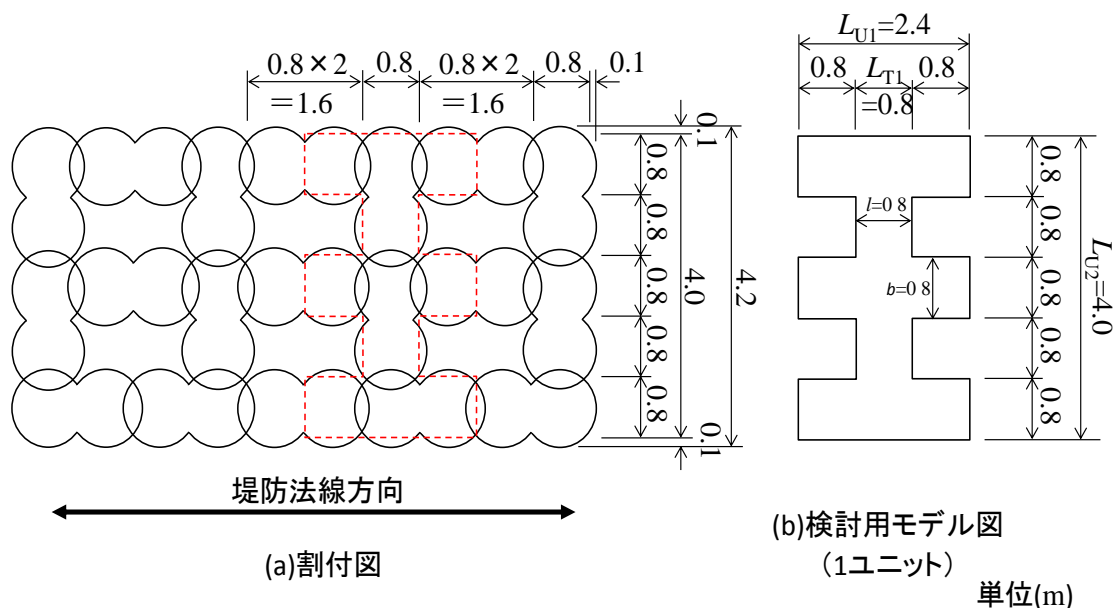


図 5.4.2 格子状改良配置図

$$\text{改良率 } a_p = \frac{A_p}{A} = \frac{(4.0 \times 2.4) - (0.8 \times 0.8) \times 4}{4.0 \times 2.4} = 0.733 = \underline{\underline{73.3(\%)}}$$

ここに

A_p : 1 ユニットに占める改良体の面積 (m²)

A : 1 ユニットの改良地盤の面積 (m²)

堤防法線方向の改良地盤 1 ユニットの長さ	$L_{U1} = 2.4(\text{m})$
1 ユニットに占める堤防法線方向の改良体の長さ	$L_{T1} = 0.8(\text{m})$
堤防法線方向の改良壁の厚さ	$l = 0.8(\text{m})$
堤防横断方向の改良地盤 1 ユニットの長さ	$L_{U2} = 4.0(\text{m})$
1 ユニットに占める堤防横断方向の改良体の長さ	$L_{T2} = 2.4(\text{m})$
堤防横断方向の改良壁の厚さ	$b = 0.8(\text{m})$

また、改良強度として、一軸圧縮強さ q_{ua} を 400kN/m^2 とした。設計に用いるせん断強さ τ_a は以下の通りとなる。

$$\tau_a = 1/2 \cdot q_{ua} = 1/2 \cdot 400 = 200 (\text{kN/m}^2)$$

(3) 内的安定、外的安定の検討

1) 照査項目および照査基準値

各照査項目の許容安全率及び許容応力は下表に示す通りである。

表 5.4.1 照査項目および照査基準値

検討項目		照査基準値
外的安定計算	滑動に対する照査	$F_s = 1.0$
	支持力に対する照査	$F_s = 1.0$
内的安定計算	水平せん断	発生せん断応力 < せん断強さ τ_a
	格子壁拔出しせん断	発生せん断応力 < せん断強さ τ_a
	鉛直せん断	発生せん断応力 < せん断強さ τ_a

2) 改良体に作用する土水圧の算定

① 外力の算定（改良地盤）

改良体に働く慣性力は表 5.4.2 に示すように算出した。

表 5.4.2 改良体の慣性力

項目	計算式	計算値
W : 改良地盤の全重量 ($W_t + W_u$)	W_t :改良体の全重量=改良体の単位体積重量×体積 $=\gamma_t \times V_t = 18.0 \times (4.0 \times 4.5) \times 0.733 = 237.5$ W_u :未改良部の全重量=未改良部の単位体積重量×体積 $=\gamma_u \times V_u = \{18.0 \times (4.0 \times 3.5) + 19.0 \times (4.0 \times 1.0)\} \times (1 - 0.733)$ $= 87.6$ $W = W_t + W_u = 325.1$	325.1 kN/m
W_E : 改良地盤の上面に 載る盛土の重量	$=\gamma \times V = 18.0 \times (4.0 \times 1.5) = 108.0$	108.0 kN/m
H : 改良地盤の慣性力	改良地盤の全重量×設計水平震度×動的荷重低減係数× 深度方向の低減係数 $= W \cdot k_h \cdot \alpha_{ds} \cdot (1 - 0.03 \cdot H_t)$ $= 325.1 \times 0.18 \times 0.3 \times (1 - 0.03 \times 6.0) = 14.4$	14.4 kN/m
H_E : 改良地盤の上面に 載る盛土の慣性力	改良地盤の上面に載る盛土の重量×設計水平震度×動的 荷重低減係数×深度方向の低減係数 $= W_E \cdot k_h \cdot \alpha_{ds} \cdot (1 - 0.03 \cdot H_t)$ $= 108.0 \times 0.18 \times 0.3 \times (1 - 0.03 \times 6.0) = 4.8$	4.8 kN/m
備考 ※ 改良体の単位体積重量については、工法や現地地盤条件によって異なるため、実際の設計においては採用する工法および現地地盤条件を基に設定するものとする。本計算例では現地盤相当として $\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$ を用いることとした。 ※ 水平震度の深度方向の低減係数に用いる H_t は地表面からの深度とする。 ※ 改良地盤上面に載る盛土の慣性力の算定においては、改良地盤上面に載る盛土が改良地盤と一体で挙動すること、および改良地盤では振動が大きく増幅しないことが考えられるため、水平震度の深度方向の低減計算に用いる深度は、改良体底面深度とする。ただし、盛土が高い場合等、周囲地盤の挙動の影響が大きいと考えられる場合には、別途考慮してもよい。		

② 外力の算定（上載荷重）

本ケースにおける盛土による荷重は、図 5.4.3 に示すように盛土全体の重量をのり尻間の距離で除して算定する。改良体が盛土の下面に入る場合は、盛土全重量から改良体上部の重量は除き、のり尻間距離からも盛土下面に入る距離を除くこととする。

- ・ 盛土断面積 : $(5.0 + 25.0) \times 5.0 / 2 = 75.0 \text{ (m}^2\text{)}$
- ・ 盛土全重量 : $\gamma_t \times A = 18.0 \times 75.0 = 1350.0 \text{ (kN/m)}$
- ・ 上載荷重(盛土平均荷重) : 盛土全重量 ÷ 平均荷重算定距離
 $= 1350.0 / 25.0 = 54.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

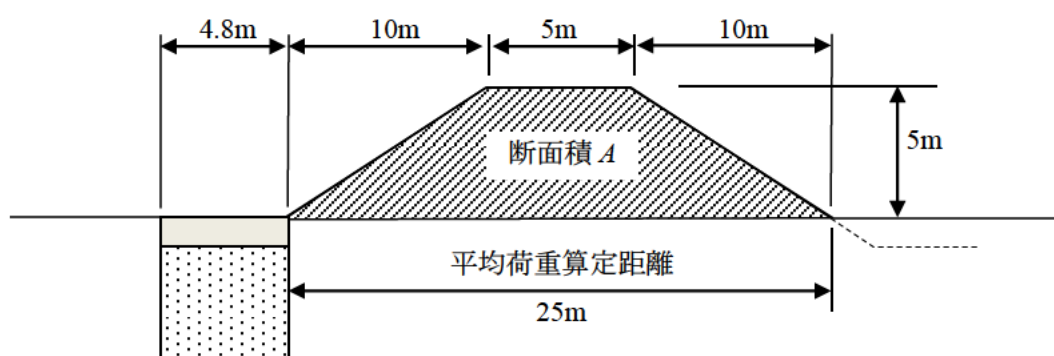


図 5.4.3 盛土荷重算出範囲

次に、FEM 解析を用いて盛土による荷重を算定する方法を示す。上記の盛土全重量を平均荷重算定距離で除して求める方法は、のり面勾配が緩い場合や堤体直下の未改良部範囲が極端に狭くなった場合には、安全側過ぎることが考えられ、このような場合には FEM 解析を用いて算定すると良い。

具体的方法については、図 5.4.4 に示すように改良体に挟まれた地盤を対象とした弾性 FEM 解析を実施する。解析モデルは、図 5.4.5 に示すように液状化層下端までの地盤をモデル化し、境界条件については、側面を鉛直ローラー、底面を固定条件とする。解析諸元値の設定については、表 5.4.3 に示すように盛土下部の層（地下水位以浅の非液状化層も液状化層と同様に取り扱う）が非圧縮（ポアソン比 0.499）の弾性体で、体積弾性係数が一般的なポアソン比（ここでは、0.333）の時と同じになるよう、せん断剛性（低下前 3680kN/m^2 ）を低下させる。

算出手順は、図 5.4.6 のフローに示すとおりで、水平地盤の初期応力解析、盛土造成による線形弾性応力解析の順に FEM 解析を実施し、改良体側面の要素に発生する水平方向応力について、盛土造成前後の差分の深度方向分布を平均して、漸増成分土圧増分を算出する。平均の範囲は、盛土直下から液状化層下端までとする。算出結果を図 5.4.7 に示す。本ケースでは、漸増成分土圧増分の平均が $49.3\text{(kN/m}^2\text{)}$ となり、概ね盛土全重量を平均荷重算定距離で除して求める方法と同様の結果となる。

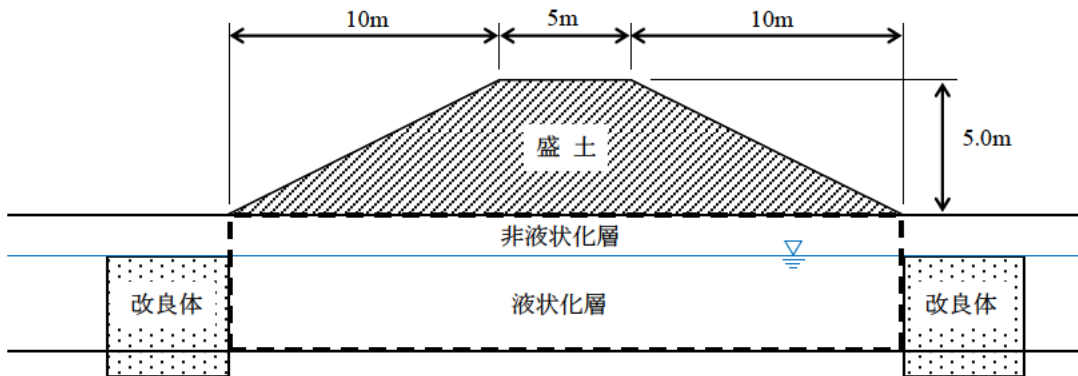


図 5.4.4 想定改良位置

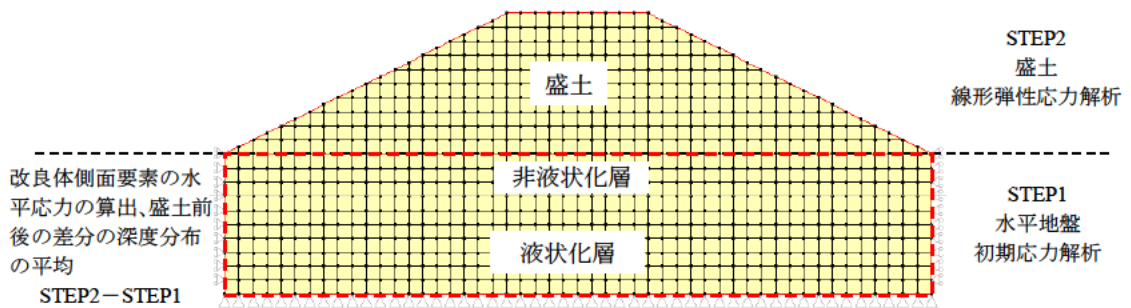


図 5.4.5 FEM 解析モデル

表 5.4.3 FEM 解析諸元

	解析モデル	ポアソン比 ν	せん断剛性係数 G (kN/m ²)	体積弾性係数 K (kN/m ²)
盛土	線形弾性	0.333	5250	13969
液化化層および 地下水位以浅の 非液化化層	線形弾性	0.499 (0.333)	20 (3680)	9791

※ () 内は液化化前の諸元

- ・ 液化化後を模擬したせん断剛性係数 G_1 の算出

$$K = \frac{2G_0(1+\nu)}{3(1-2\nu)} = \frac{2 \times 3680 \times (1+0.333)}{3 \times (1-2 \times 0.333)} = 9791 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$G_1 = \frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)} = \frac{3 \times 9791 \times (1-2 \times 0.499)}{2 \times (1+0.499)} = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

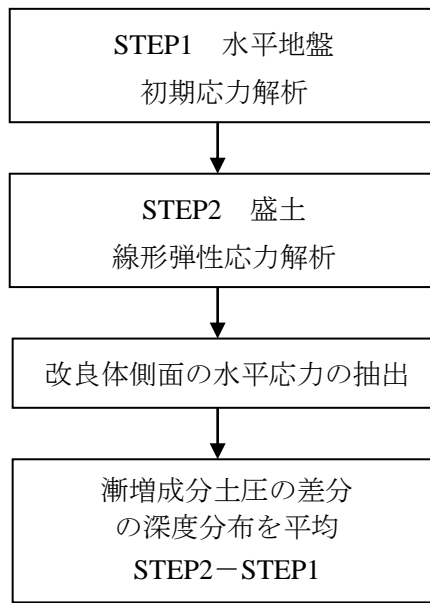


図 5.4.6 FEM 解析による盛土荷重の算出フロー

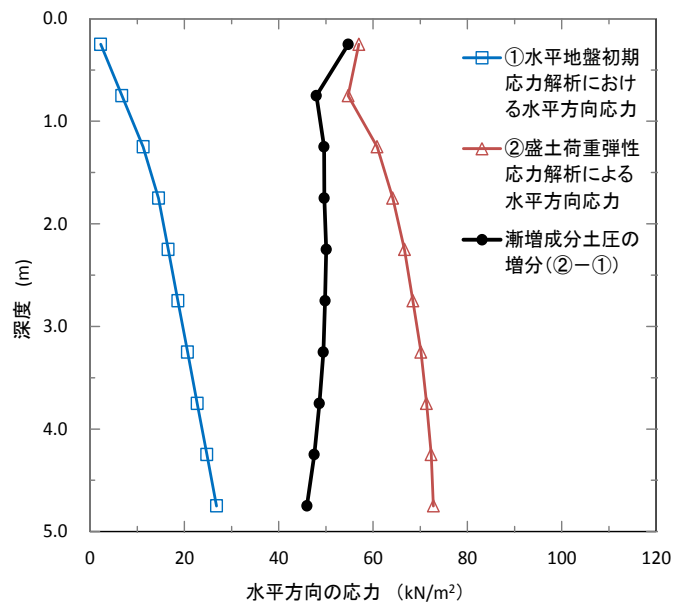


図 5.4.7 漸増成分土圧増分の深度方向分布

③ 液状化判定

土圧算定のために、盛土荷重を考慮した液状化判定を実施した。その結果を表 5.4.5 に示す。主働側については、盛土荷重による上載圧の影響があるため、固結工法においては、上載荷重（盛土平均荷重）を加えて地震時せん断応力比 L を算出し、液状化判定を行った。

表 5.4.4 盛土荷重を考慮した液状化判定結果

深度 G.L.-(m)	N 値 回	土質	N_1 回	N_a 回	c_w -	FC %	σ_v kN/m ²	σ_v' kN/m ²	r_d -	L -	R -	F_L -	平均 F_L -
1.3	2	砂質土	3.64	6.08	1	22	77.4	77.4	0.981	-	-	-	0.975
2.3	3	砂質土	4.93	5.92	1	14	95.4	87.4	0.966	0.190	0.180	0.949	
3.3	5	砂質土	7.63	8.30	1	12	113.4	95.4	0.951	0.203	0.204	1.003	
4.3	4	砂質土	5.70	8.69	1	21	131.4	103.4	0.936	0.214	0.208	0.974	
5.3	12	砂質土	15.97	20.28	1	17	149.7	111.7	0.921	0.222	0.310	1.396	1.429
6.3	18	砂質土	22.38	22.38	1	5	168.7	120.7	0.906	0.228	0.342	1.501	
7.3	14	砂質土	16.33	19.47	1	15	187.7	129.7	0.891	0.232	0.301	1.298	
8.3	21	砂質土	23.08	23.08	1	8	206.7	138.7	0.876	0.235	0.357	1.520	
9.3	15	砂質土	15.58	22.19	1	21	225.7	147.7	0.861	0.237	0.339	1.432	

表 5.4.5 液状化判定結果一覧

土層	主働側		受働側	
	F_L	判定	F_L	判定
表層 (EL.±0.0m~EL.-1.5m)	地下水位以浅	非液状化層	地下水位以浅	非液状化層
上層砂質土層 (EL.-1.5m~EL.-5.0m)	平均 $F_L=0.975$	完全 液状化層	平均 $F_L=0.813$	完全 液状化層
下層砂質土層 (EL.-5.0m~EL.-10.0m)	平均 $F_L=1.429$	非液状化層	平均 $F_L=1.168$	準液状化層

④ 土圧係数

各層の土圧係数を算定する。

算定する際に用いる震度には、対策工諸元設定用震度に低減係数 α_{as} を乗じた以下の値を用いた。

$$k_h = 0.18 \times 0.3 = 0.054$$

また、受働土圧係数の算定においては、壁面摩擦角 δ が大きくなる場合、受働土圧が過大となるため、受働側の壁面摩擦角は $\delta=0^\circ$ として適用する。

・主働側

表 5.4.6 主働側各層の土圧係数

計算深度	計算式	土圧係数
表層 (地下水以浅) EL.±0.0m ~ EL.-1.5m	非液状化層のため、「地震時の主働土圧係数」を求める。 地震時、水位以浅、砂質土 $\phi = 30^\circ$, $\delta = 15^\circ$, $k_h = 0.054$, $\theta = \tan^{-1} k_h = 0.054(\text{rad})$ より $K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$	$K_{EA} =$ 0.324
1層目 砂質土層 (完全液状化層) EL.-1.5m ~ EL.-5.0m	完全液状化層のため、「液状化した土層の泥水圧」を対象とする。 このとき、 $K_A = 1.000$	$K_A =$ 1.000
2層目 砂質土層 (非液状化層) EL.-5.0m ~ EL.-10.0m	非液状化層のため、「地震時の主働土圧係数」を求める。 地下水位以深のため見かけの震度 k_h' を用いる。 $k_h = 0.054$, $q' = 54.0\text{kN/m}^2$ より $k_h' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \gamma_w h_2 + \gamma_3' h_3 + \gamma_w h_3 + q'}{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \gamma_3' h_3 + q'} k_h = 0.083,$ $\theta = \tan^{-1} k_h' = 0.083(\text{rad})$ $\phi = 35^\circ$, $\delta = 17.5^\circ$ より $K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$	$K_{EA} =$ 0.281

・受働側

表 5.4.7 受働側各層の土圧係数

計算深度	計算式	土圧係数
表層 (地下水以浅) EL. ~ EL.-1.5m	非液化化層のため、「地震時の受働土圧係数」を求める。 地震時、水位以浅、砂質土 $\phi = 30^\circ, \delta = 0^\circ, k_h = 0.054, \theta = \tan^{-1} k_h = 0.054(\text{rad})$ $K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta - \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$	$K_{EP} =$ 2.905
1層目砂質土層 (完全液化化層) EL.-1.5m ~ EL.-5.0m	完全液化化層のため、「液化化した土層の泥水圧」を対象とする。 このとき、 $K_p = 1.000$	$K_p =$ 1.000
2層目砂質土層 (準液化化層) EL.-5.0m ~ EL.-10.0m	準液化化層のため、「常時受働土圧」および「過剰間隙水圧を考慮した地震時の受働土圧係数」を求める。 常時受働土圧、 $\phi = 35^\circ, \delta = 0^\circ$ $K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin \phi}{\cos \delta}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$	$K_p =$ 3.690
	過剰間隙水圧を考慮した地震時の受働土圧係数 地下水位以深のため見かけの震度 k_h' を用いる。 $k_h = 0.054$ より $k_h' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \gamma_w h_2 + \gamma_3' h_3 + \gamma_w h_3}{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \gamma_3' h_3} k_h = 0.100,$ $\theta = \tan^{-1} k_h' = 0.100(\text{rad})$ $r_u = F_L^{-7} = 0.337$ (r_u : 過剰間隙水圧比), $\phi = 35^\circ$ より $\tan \phi' = (1 - r_u) \cdot \tan \phi = 0.464$, よって $\phi' = 24.9^\circ$ $\delta = 0^\circ, \delta' = 0^\circ$ $K_{EP}' = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta' - \theta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' - \delta') \cdot \sin(\phi' - \theta)}{\cos(\delta' - \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta'$	$K_{EP}' =$ 2.291

⑤ 土水圧の振動成分

土水圧の振動成分は拡張した Westergaard の土水圧公式により求めた。

$$P_{dw}(z, \gamma) = \alpha_{ds} \frac{7}{8} k_{hr} (\gamma_w + \gamma' \cdot r_u) \sqrt{H_d \cdot (z - D_w)}$$

- z : 地盤面からの深度(m)
- D_w : 地盤面から地下水位までの深度(m)
- α_{ds} : 固結工法の動的荷重低減係数 (一般に、0.3)
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
- γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)
- r_u : 堤防盛土外側の水平地盤部での過剰間隙水圧比
- H_d : 地下水位から最も下の液状化層 (完全液状化層と準液状化層) の下端までの距離(m)
- $k_{hr}(z)$: 深度に応じて低減した水平震度で以下の式により算出する。
 $k_{hr}(z) = k_h (1 - 0.03z)$

表 5.4.8 土水圧の振動成分

土層区分		計算深度	計算式	動水圧 P_{dw} (kN/m ²)
主働側	1層目 砂質土層 (完全液状化)	EL.-1.5m (下)	$z=0.00$	0.0
		EL.-5.0m (上)	$0.3 \times 7/8 \times 0.18 \times (1 - 0.03 \times 5.0) \times (10.0 + 8.0 \times 1.0) \times \sqrt{(3.5 \times 3.5)} = 2.53$	2.5
受働側	1層目 砂質土層 (完全液状化)	EL.-1.5m (下)	$z=0.00$	0.0
		EL.-5.0m (上)	$0.3 \times 7/8 \times 0.18 \times (1 - 0.03 \times 5.0) \times (10.0 + 8.0 \times 1) \times \sqrt{(8.5 \times 3.5)} = 3.94$	3.9
	2層目 砂質土層 (準液状化)	EL.-5.0m (下)	$0.3 \times 7/8 \times 0.18 \times (1 - 0.03 \times 5.0) \times (10.0 + 9.0 \times 0.337) \times \sqrt{(8.5 \times 3.5)} = 2.86$	2.9
		EL.-6.0m (上)	$0.3 \times 7/8 \times 0.18 \times (1 - 0.03 \times 6.0) \times (10.0 + 9.0 \times 0.337) \times \sqrt{(8.5 \times 4.5)} = 3.12$	3.1

⑥ 土水圧強度の算定

・主働側

表 5.4.9 主働側の土水圧強度

土層区分	計算深度 EL.(m)	計算式	土圧強度 (kN/m ²)
表層 (非液状化層) 地下水位以浅		地震時主働土圧+ P_w を求める。 $K_{EA}=0.324$, 主働側上載荷重 $w_A=54.0$ kN/m $\sigma_h(z) = K_{EA} \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} - 2c\sqrt{K_{EA}} + u(z)$	
	0m	$\sigma_{h1}(0) = 0.324 \times \{0 + 54.0\} = 17.50$	17.5
	-1.5m(上)	$\sigma_{h2}(1.5) = 0.324 \times \{18 \times 1.5 + 54.0\} = 26.24$	26.2
1層目 砂質土層 (完全液状化層)		「液状化した土層の泥土圧+動水圧」を求める。 $\sigma_h(z) = \sigma_v(z) + w + P_{dw}(z, \gamma_{sat})$	
	-1.5m(下)	$\sigma_{h3}(1.5) = 27.0 + 54.0 + 0.0 = 81.0$	81.0
	-5.0m(上)	$\sigma_{h4}(5.0) = 90.0 + 54.0 + 2.5 = 146.50$	146.5
2層目 砂質土層 (非液状化層)		地震時主働土圧+ P_w を求める。 $w_A=54.0$ kN/m, $K_{EA}=0.281$, $c=0.0$ kN/m ² , $\sigma_h(z) = K_{EA} \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} - 2c\sqrt{K_{EA}} + u(z)$	
	-5.0m(下)	$\sigma_{h5}(5.0) = 0.281 \times \{55.0 + 54.0\} - 0.0 + 35.0 = 65.63$	65.6
	-6.0m(上)	$\sigma_{h6}(6.0) = 0.281 \times \{64.0 + 54.0\} - 0.0 + 45.0 = 78.16$	78.2

・受働側

表 5.4.10 受働側の土水圧強度

土層区分	計算深度 EL.(m)	計算式	土圧強度 (kN/m ²)
表層 (非液状化層) 地下水位以浅		地震時受働土圧+ P_w を求める。 $K_{EP}=2.905$, 受働側上載荷重 $w_P=0.0$ kN/m ² $\sigma_h(z) = K_{EP} \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + 2c\sqrt{K_{EP}} + u(z)$	
	0m	$\sigma_{h1}(0) = 0.00$	0.0
	-1.5m(上)	$\sigma_{h2}(1.5) = 2.905 \times \{27.00 + 0.00\} = 78.435$	78.4

3) 対策工の外的安定の検討

① 考慮すべき外力

考慮すべき改良地盤に作用する外力は以下の通りである。

表 5.4.13 改良地盤に働く外力

抵抗力		鉛直方向 V (kN/m)	X (m)	水平方向 H (kN/m)	Y (m)	M_R (kN・m/m)
改良地盤の有効重量	W'	145.1	2.00	—	—	290.2
改良地盤上の盛土 の重量	W_E	108.0	2.00	—	—	216.0
主働側土水圧 (鉛直)	P_{AV}	31.5	4.00	—	—	126.0
受働側土水圧 (鉛直)	P_{PV}	0.0	0.0	—	—	0.0
受働側土水圧 (水平)	P_{PH}	—	—	433.0	1.994	863.6
改良地盤に作用するせん断抵抗力 $F_{RT}+F_{RU}$	F_R	—	—	199.2	0.0	0.0
Σ		284.6	—	632.2	—	1495.8
駆動力		鉛直方向 V (kN/m)	X (m)	水平方向 H (kN/m)	Y (m)	M_D (kN・m/m)
改良地盤の慣性力	H	—	—	14.4	2.250	32.4
主働側土水圧	P_{AH}	—	—	502.8	2.453	1233.4
改良地盤上部盛土の慣性力	H_e	—	—	4.8	5.250	25.2
Σ		—	—	522.0	—	1291.0

※計算式は次ページ以降に示す。

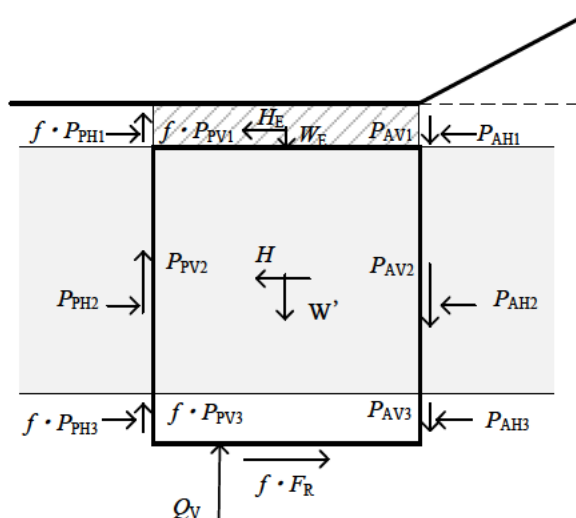


図 5.4.9 固結工法の検討で用いる外力図

② 滑動の検討

改良地盤に作用する外力は以下の通りである。

- ・改良地盤にかかる慣性力 $H = 14.4$ (kN/m)
- ・改良地盤上部の土塊にかかる慣性力 $H_E = 4.8$ (kN/m)
- ・主働側土水圧合力水平成分 $P_{AH} = 502.8$ (kN/m)
- ・受働側土水圧合力水平成分 $P_{PH} = 433.0$ (kN/m)
- ・改良地盤底面に作用するせん断抵抗力の合力は、以下の式を用いて算定した。

$$\begin{aligned} F_R &= F_{RT} + F_{RU} = c_B \cdot B + (W' + W_E + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \phi_B \\ &= 0.0 \times 4.0 + (145.1 + 108.0 + 31.5 - 0.0) \times 0.700 \\ &= \underline{199.2 \text{ (kN/m)}} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} c_B &: \text{支持層の粘着力} & 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \phi_B &: \text{支持層の内部摩擦角} & 35.0 \text{ (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

以上より滑動安全率 F_s を以下の式により算定した。

$$F_s = \frac{P_{PH} + F_R}{H + H_E + P_{AH}} = \frac{433.0 + 199.2}{14.4 + 4.8 + 502.8} = \frac{632.2}{522.0} = 1.211 > 1.000 \sim \text{O.K.} \sim$$

③ 支持力の検討

荷重の合力の作用点を中心とする仮想の基礎幅を考え、極限状態ではこの部分に荷重が一樣に働くとする Meyerhof の考え方に準拠している。

改良地盤底面の鉛直地盤反力と極限支持力から安全率を算出し、所定の安全率以上となることを照査する。支持力安全率は次式により求めた。

$$F_s = \frac{Q_u}{Q_v}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Q_u &: \text{荷重の偏心傾斜、寸法、根入れ深さを考慮した極限支持力(kN/m)} \\ Q_v &: \text{地盤反力(kN/m)} \end{aligned}$$

a) 外力補正

支持力の検討では外力が釣合っているものとして考え、滑動の照査用外力のうち、水平地盤側（受働側）の支持層及び非液状化から作用する土水圧合力と改良地盤底面のせん断抵抗力に補正を加える。

支持層の受働側土水圧合力と改良地盤底面のせん断抵抗力の発揮割合 f を、以下の式により求め、支持層の受働側土水圧合力と改良地盤底面のせん断抵抗力に発揮割合 f を乗じた外力を用いた。

$$f = \frac{H + H_E + P_{AH} - P_{PH2}}{P_{PH1} + P_{PH3} + F_R}$$

ここに、

P_{PHn} : n 層目砂質土層から改良地盤に作用する受働側土水圧合力の水平成分

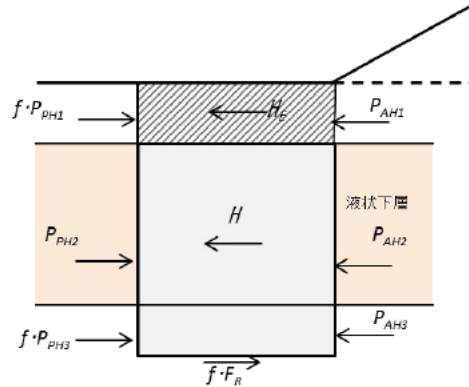


図 5.4.10 支持力を検討する際の改良地盤に作用する水平方向の外力補正

表 5.4.14 外力補正（発揮割合 f ）の計算

受働側で抵抗力を発揮する水平力		計算式 (図 5.4.8 より)	水平方向 H (kN/m)
表層非液状化層 受働側土水圧合力	P_{PH1}	$1/2 \times 78.4 \times 1.5 =$	58.8
支持層非液状化層 受働側土水圧合力	P_{PH3}	$1/2 \times (161.0 + 191.6) \times 1.0 =$	176.3
改良地盤底面に作用するせん断抵抗力	F_R	3) ②より	199.2
Σ			434.3
主働側の水平力		計算式	水平方向 H (kN/m)
改良地盤の慣性力	H	表 5.4.2 より	14.4
改良地盤上部盛土の慣性力	H_E	表 5.4.2 より	4.8
主働側土水圧合力 ($P_{AH1} + P_{AH2} + P_{AH3}$)	P_{AH}	表 5.4.11 より	502.8
Σ			522.0
受働側で抵抗力を発揮しない水平力		計算式 (図 5.4.8 より)	水平方向 H (kN/m)
上層液状化層の受働側土水圧合力	P_{PH2}	$1/2 \times (27.0 + 86.1) \times 3.5 =$	197.9
Σ			197.9

上表より、 $f = \frac{14.4 + 4.8 + 502.8 - 197.9}{58.8 + 176.3 + 199.2} = \frac{522.0 - 197.9}{434.3} = \underline{0.746}$

b) 鉛直地盤反力

固結工法による改良地盤の地盤反力度分布は、図 5.4.11 に示すように荷重の合力の作用点を中心とする仮想の基礎幅に長方形分布し、この部分に荷重が一様に働くとする考え方に基づき、地盤反力とその分布を求めた。

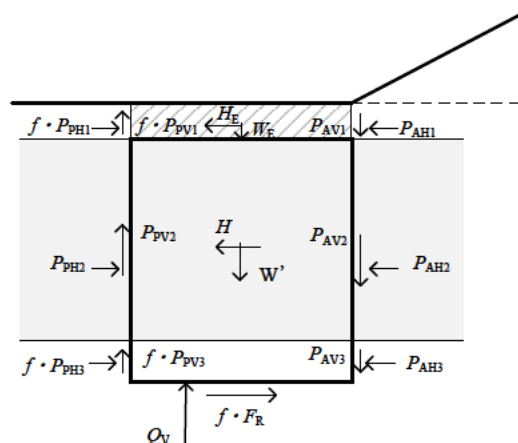
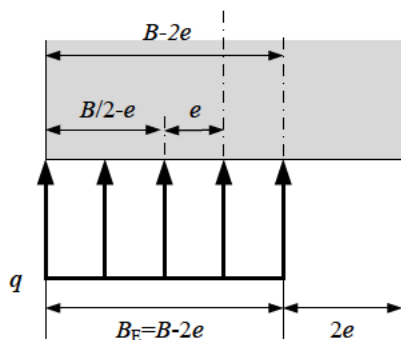


図 5.4.11 改良地盤底面の地盤反力分布

図 5.4.12 改良地盤に作用する力

鉛直力とモーメントから、荷重の偏心量 e を求めた。

- ・鉛直力 V : 改良地盤底面に作用する力以外による鉛直力(kN/m)

$$\begin{aligned} V &= W' + W_E + P_{AV} - f \cdot P_{PV1} - P_{PV2} - f \cdot P_{PV3} \\ &= 145.1 + 108.0 + 31.5 - 0.746 \times 0.0 - 0.0 - 0.746 \times 0.0 \\ &= \underline{284.6 \text{ (kN/m)}} \end{aligned}$$

- ・抵抗モーメント M_R (表 5.4.11、表 5.4.12、表 5.4.13 より)

$$\begin{aligned} M_R &= W' \cdot \frac{B}{2} + W_E \cdot x_{WE} + P_{AV} \cdot B + f \cdot P_{PH1} \cdot y_{PPH1} + P_{PH2} \cdot y_{PPH2} + f \cdot P_{PH3} \cdot y_{PPH3} \\ &= 145.1 \times 2.0 + 108.0 \times 2.0 + 31.5 \times 4.0 + 0.746 \times 58.8 \times 5.0 \\ &\quad + (47.25 \times 3.333 + 150.7 \times 2.167) + 0.746 \times (80.5 \times 0.667 + 95.8 \times 0.333) \\ &= \underline{1399.4 \text{ (kN} \cdot \text{m)}} \end{aligned}$$

- ・転倒モーメント M_D (表 5.4.2、表 5.4.11 より)

$$\begin{aligned} M_D &= H \cdot y_H + H_E \cdot y_{HE} + P_{AH1} \cdot y_{PAH1} + P_{AH2} \cdot y_{PAH2} + P_{AH3} \cdot y_{PAH3} \\ &= 14.4 \times 2.25 + 4.8 \times 5.25 + (13.13 \times 5.5 + 19.65 \times 5.0) \\ &\quad + (141.75 \times 3.333 + 256.38 \times 2.167) + (32.8 \times 0.667 + 39.1 \times 0.333) \\ &= \underline{1291.0 \text{ (kN} \cdot \text{m)}} \end{aligned}$$

ここに、

W' : 改良地盤有効重量 ($W - \gamma_w \times V$ (改良体体積) = $325.1 - 10.0 \times 4.5 \times 4.0 = 145.1$)

W_E : 改良地盤上面に載る盛土の重量 ($W_E = \gamma_E \times V_E = 18.0 \times 1.5 \times 4.0 = 108.0$)

x, y : 作用 (重心) 位置の改良地盤端部からの距離(m)

- ・モーメント M : 改良地盤底面に作用する力以外によるモーメント(>0)(kN/m・m)

$$M = M_R - M_D = 1399.4 - 1291.0 = \underline{108.4 \text{ (kN/m} \cdot \text{m)}}$$

- ・荷重の偏心率 e

$$\begin{aligned} e &= B/2 - \frac{M}{V} \\ &= 4.0/2 - 108.4 / 284.6 \\ &= \underline{1.619 \text{ (m)}} \end{aligned}$$

c) 極限支持力

荷重の偏心率傾斜、寸法、根入れ深さを考慮し、以下の式により極限支持力を求めた。

$$Q_u = B_e \left\{ \alpha \kappa c_B N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma'_B \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\}$$

ここに、

- Q_u : 荷重の偏心率傾斜、寸法、根入れ深さを考慮した極限支持力(kN/m)
- c_B : 支持層の粘着力(kN/m²)
- q : 上載荷重 (周辺地盤の改良地盤底面高さにおける鉛直有効応力) (kN/m²)
- B_e : 荷重の偏心を考慮した有効載荷幅 (m)
- γ'_B : 支持層の有効単位体積重量 (kN/m³)
- α, β : 基礎の形状係数(特殊な形状を除き、一般に 1.0 を使ってよい)
- κ : 根入れ効果に対する割増し係数
- N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数
- S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

- ・有効上載荷幅 B_e

$$\begin{aligned} B_e &= B - 2e \\ &= 4.0 - 2 \times 1.619 \\ &= \underline{0.762 \text{ (m)}} \end{aligned}$$

・上載荷重 q

$$q = \gamma' \times D_r + \sigma'_v = 9.0 \times 1.0 + 55.0 = \underline{64.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}}$$

ここに、 D_r : 有効根入れ深さ

・支持力係数

根入れ効果に対する割増し係数 κ 、荷重の傾斜を考慮した支持力係数 N_c 、 N_q 、 N_γ 、支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_c 、 S_q 、 S_γ は道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編¹⁾を参考に以下のように設定した。

- ・荷重の傾斜 $\tan\theta = H_B / V_r = 0.522$
- ・改良体に作用する鉛直力 $V_r = 284.6 \text{ (kN/m)}$
- ・改良体底面に作用するせん断力 $H_B = f \cdot F_R = 148.6 \text{ (kN/m)}$
- ・根入れ効果に対する割り増し係数 $\kappa = 1 + 0.3 \times D_r / B_e = 1.394$

表 5.4.15 支持力係数

項目	記号	係数值
荷重の傾斜を考慮した支持力係数	$N_c =$	13.49
	$N_q =$	8.63
	$N_\gamma =$	2.91
支持力係数の寸法効果に関する補正係数	$S_c =$	0.00
	$S_q =$	0.54
	$S_\gamma =$	1.00

・極限支持力

$$\begin{aligned}
 Q_u &= B_e \left\{ \alpha \kappa \kappa_B N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma'_B \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\} \\
 &= 0.762 \times (1.0 \times 1.394 \times 0.0 \times 13.49 \times 0.0 + 1.394 \times 64.0 \times 8.63 \times 0.54 \\
 &\quad + 1/2 \times 9.0 \times 1.0 \times 0.762 \times 2.91 \times 1.00) \\
 &= 0.762 \times (0.0 + 415.76 + 9.98) \\
 &= \underline{324.4 \text{ (kN/m)}}
 \end{aligned}$$

・支持力 Q_v

$$Q_v = V = \underline{284.6 \text{ (kN/m)}}$$

d) 支持力安全率

$$F_s = \frac{Q_u}{Q_v} = \frac{324.4}{284.6} = 1.139 > 1.000 \quad \sim \text{O.K.} \sim$$

参考文献 1) 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 平成 24 年 3 月、p. 302、p. 303」

4) 対策工の内的安定の検討

内的安定として、水平せん断、格子壁抜出しせん断、鉛直せん断の検討を行い、改良体に生じるせん断応力が一軸圧縮強さ q_{ua} から求める設計に用いる許容せん断強さ τ_a を越えないことを確認した。

① 水平せん断

改良地盤の水平せん断応力については、以下の式を用いて算出した。

$$\tau_1 = \frac{H_z + H_E + P_{AHz} - P_{PHz}}{a_p \cdot B}$$

ここに、

- τ_1 : 改良体に作用する水平せん断応力(kN/m²)
- H_z : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する慣性力(kN/m)
- H_E : 改良体上面の地盤に作用する慣性力(kN/m)
- P_{AHz} : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する主働側土水圧合力(kN/m)
- P_{PHz} : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する受働側土水圧合力(kN/m)

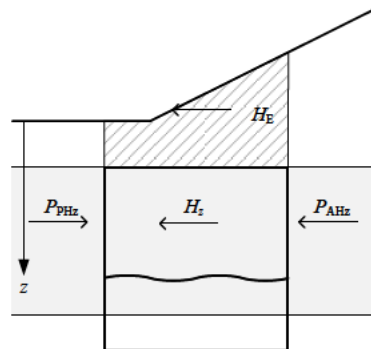


図 5.4.13 改良地盤の水平せん断破壊

図 5.4.14 に示すように各深度の改良地盤における水平せん断応力分布を計算し、最大せん断応力について許容値以内となるか照査する。

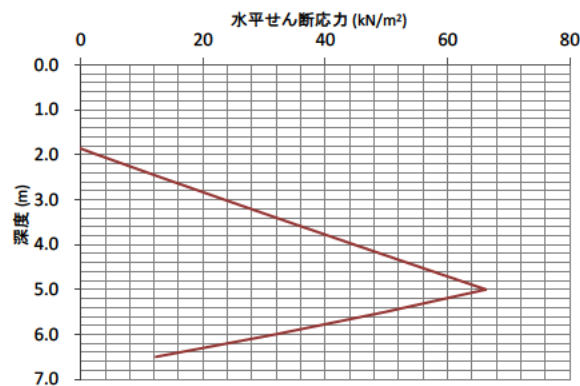


図 5.4.14 水平せん断応力の深度分布

図 5.4.14 に示すように、水平せん断応力が最大となる地点は深度 5.0m 地点であるため、深度 5.0m 地点における改良地盤に作用する水平せん断応力の計算例を示す。

- ・ 検討する深度(5.0m)における改良地盤上面の盛土及び改良地盤の慣性力 H_z+H_E

$$H_z+H_E = \gamma \times H \times B \times k_{hr} = 18.0 \times (3.5+1.5) \times 4.0 \times 0.054 \times (1-0.03 \times 6.0) = 15.9 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 検討する深度(5.0m)における主働土圧合力 P_{AH}

表 5.4.11 (①+②+③+④) より、 $P_{AH}=430.9 \text{ (kN/m)}$

- ・ 検討する深度(5.0m)における受働土圧合力 P_{PH}

表 5.4.12 (①+②+③) より、 $P_{PH}=256.7 \text{ (kN/m)}$

- ・ 検討する深度(5.0m)における水平せん断応力 τ_l

$$\tau_l = \frac{H_z + H_E + P_{AHz} - P_{PHz}}{a_p \cdot B} = \frac{15.9 + 430.9 - 256.7}{0.733 \times 4.0} = 64.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_l = 64.8 \text{ (kN/m}^2\text{)} < \tau_a = 200.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \sim \text{O.K.} \sim$$

② 抜出しせん断

格子状改良の場合に主に盛土側からの土圧によって最も盛土側に位置する改良壁体が抜出しせん断破壊しないよう、改良壁体に作用するせん断応力を下式により求め、改良地盤のいずれの深度においても改良壁体に作用するせん断応力が設計に用いるせん断強さを超えていないことを確認した。

図 5.4.16 に示すとおり、本ケースにおいて格子壁に作用する合力が最大となる地点は改良体底面深度である。ただし、根入れ長によって、せん断応力最大となる地点が改良地盤底面または、液状化層下端深度となるため、最下端の液状化層下端深度(5.0m)および改良地盤底面深度(6.0m)において格子壁のせん断応力を算出し、最大せん断応力が許容せん断応力以内となるか照査を行った。

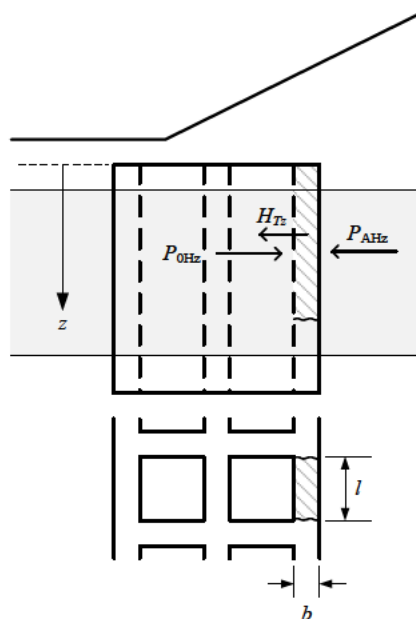


図 5.4.15 格子状改良体の抜出し破壊

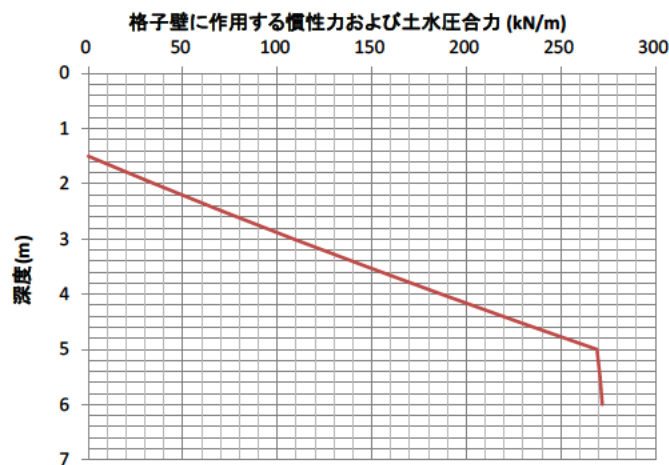


図 5.4.16 格子壁に作用する合力の深度分布

- ・ 検討する深度が改良地盤底面の場合

$$\tau_2 = \frac{(H_{Tz} + P_{AHz} - P_{0Hz}) \cdot l}{2bz}$$

- ・ 検討する深度が上記以外の場合

$$\tau_2 = \frac{(H_{Tz} + P_{AHz} - P_{0Hz}) \cdot l}{2bz + bl}$$

ここに、

- τ_2 : 改良壁体に作用する抜出しせん断応力(kN/m²)
- H_{Tz} : 検討する深度の上部の改良壁体に作用する慣性力(kN/m)
- P_{AHz} : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する主動側土水圧合力(kN/m)
- P_{0Hz} : 検討する深度の上部の改良壁体に格子内部から作用する静止土水圧合力(kN/m)
- l : 図 5.4.15 に示す対象とする改良壁体の堤防法線方向の長さ(m)
- b : 改良壁体の厚さ(m)
- z : 改良体上面からの検討位置の深度(m)

表 5.4.16 格子内部から作用する静止土水圧合力 P_{0Hz} の算定

深度 z	層厚 h	単位体積重量 γ	全上載圧 $\sigma_v(z)$	静水圧 $u(z)$	有効上載圧 $\sigma_v'(z)$	静止土圧係数 K_0	静止土水圧 $\sigma_h(z) = K_0 \cdot \sigma_v'(z) + u(z)$	静止土水圧合力 P_{0Hz}	
								各層	照査地点
(m)	(m)	(kN/m ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	—	(kN/m ²)	(kN/m)	
0~ 1.5	1.5	18.0	27.0	0.0	27.0	0.5	13.5	10.1	—
1.5~ 5.0	3.5	18.0	90.0	35.0	55.0	0.5	62.5	133.0	$P_{0h(1.5-5.0m)} = 133.0$
5.0~ 6.0	1.0	19.0	109.0	45.0	64.0	0.5	77.0	69.8	$P_{0h(1.5-6.0m)} = 202.8$

a) 液状化層下端深度(5.0m)における格子壁の抜け出しせん断応力

- ・ 検討する深度(5.0m)の上部の改良壁体に作用する慣性力 H_{Tz}

$$H_{Tz} = W_z \times k_{hrz} = 0.8 \times 3.5 \times 18.0 \times 0.054 \times (1 - 0.03 \times 6.0) = 2.2 \text{ (kN/m)}$$

※ ここで、改良地盤の慣性力の低減に用いる深度については、改良地盤中は地震動が増幅しないと想定されるため、改良体底面深度をもちいる。

- ・ 検討する深度(5.0m)の上部の改良地盤に作用する主働側土水圧合力(kN/m)

$$P_{AHz} = 398.1 \text{ (kN/m)} \quad (\text{表 5.4.11 より } \Sigma P_{AH} - (\text{①} + \text{②} + \text{⑤} + \text{⑥}))$$

- ・ 検討する深度(5.0m)の上部の改良壁体に格子内部から作用する静止土水圧合力(kN/m)

$$P_{OHZ} = 133.0 \text{ (kN/m)} \quad (\text{表 5.4.16 より})$$

- ・ 検討する深度(5.0m)の上部の格子壁の抜け出しせん断応力

$$\tau_2(5.0) = \frac{(H_{Tz} + P_{AHz} - P_{OHZ}) \cdot l}{2b_z + bl} = \frac{(2.2 + 398.1 - 133.0) \times 1.6}{2 \times 0.8 \times 3.5 + 0.8 \times 1.6} = \underline{\underline{62.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}}}$$

b) 改良地盤底面深度(6.0m)における格子壁の抜け出しせん断応力

- ・ 検討する深度(6.0m)の上部の改良壁体に作用する慣性力 H_{Tz}

$$H_{Tz} = W_z \times k_{hrz} = 0.8 \times 4.5 \times 18.0 \times 0.054 \times (1 - 0.03 \times 6.0) = 2.9 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 検討する深度(6.0m)の上部の改良地盤に作用する主働側土水圧合力(kN/m)

$$P_{AHz} = 470.0 \text{ (kN/m)} \quad (\text{表 5.4.11 より } \Sigma P_{AH} - (\text{①} + \text{②}))$$

- ・ 検討する深度(6.0m)の上部の改良壁体に格子内部から作用する静止土水圧合力(kN/m)

$$P_{OHZ} = 202.8 \text{ (kN/m)} \quad (\text{表 5.4.16 より})$$

- ・ 検討する深度(6.0m)の上部の格子壁の抜け出しせん断応力

$$\tau_2(6.0) = \frac{(H_{Tz} + P_{AHz} - P_{OHZ}) \cdot l}{2b_z} = \frac{(2.9 + 470.0 - 202.8) \times 1.6}{2 \times 0.8 \times 4.5} = \underline{\underline{60.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}}}$$

$$\tau_2(5.0) = 62.2 \text{ (kN/m}^2\text{)} < \tau_a = 200.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \sim \text{O.K.} \sim$$

③ 鉛直せん断

図 5.4.17 に示すように改良地盤底面から作用する地盤反力によって鉛直にせん断破壊しないよう、改良壁体に作用するせん断応力 τ_v を以下の式により求め、改良地盤のいずれの位置においても改良壁体に作用するせん断応力が許容せん断応力以内となるか照査を行った。

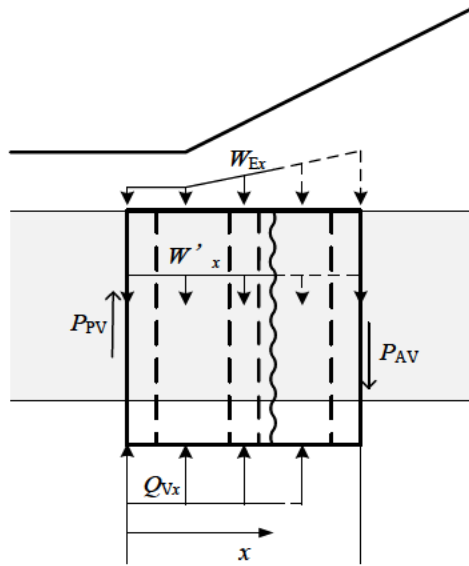


図 5.4.17 鉛直せん断破壊

$$\tau_v = \frac{(P_{PV} + Q_{Vx} - W'_x - W_{Ex}) \cdot L_{U1}}{D_T L_{T1}}$$

ここに、

- τ_v : 鉛直せん断応力(kN/m²)
- P_{PV} : 改良地盤の受働側に作用する土水圧合力の鉛直成分で、液状化層上部 (P_{PV1})、液状化層(P_{PV2})、支持層(P_{PV3}) の成分に分割し、 P_{PV1} 、 P_{PV3} に発揮割合 f を乗じる (kN/m)
- Q_{Vx} : 改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの地盤反力の合力(kN/m)
- W'_x : 改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの改良地盤の有効重量(kN/m)
- W_{Ex} : 改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの改良地盤上面に載る盛土の全重量(kN/m)
- L_{U1} : 堤防法線方向の改良地盤 1 ユニットの長さ (ブロック状の場合、1) (m)
- D_T : 改良地盤の高さ (m)
- L_{T1} : 堤防法線方向の改良地盤 1 ユニットのうち改良壁体の長さ (ブロック状の場合、1) (m)

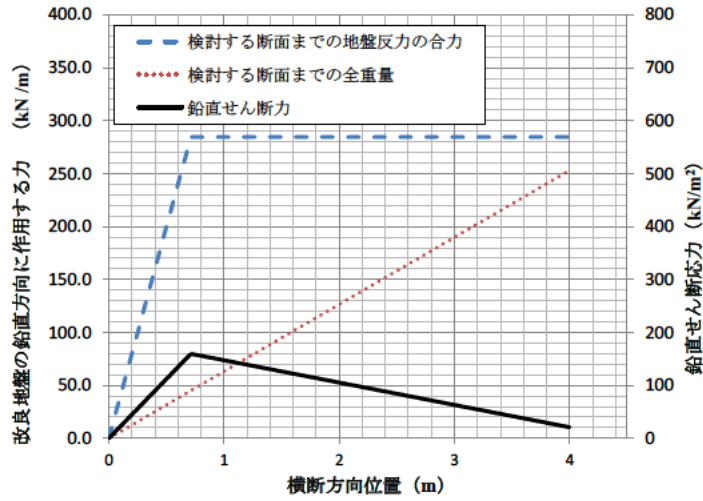


図 5.4.18 堤防横断面方向の改良地盤における鉛直せん断力分布図

図 5.4.18 のように、鉛直せん断力が最大となる横断位置は改良地盤前趾から有効幅である 0.762m の地点であり、改良地盤前趾から 0.762m の位置において改良地盤に作用する鉛直せん断応力を算出した。

- ・ 検討する断面(改良地盤前趾から 0.762m)までの地盤反力の合力 Q_{Vx}

$$Q_{Vx} = q \times x = (284.6 / 0.762) \times 0.762 = 284.6 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 検討する断面(改良地盤前趾から 0.762m)までの改良地盤の有効重量 W'_x

$$W'_x = W' / B \times x = 145.1 / 4.0 \times 0.762 = 27.6 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 検討する断面(改良地盤前趾から 0.762m)までの改良地盤上面に載る盛土の重量 W_{Ex}

$$W_{Ex} = \gamma_E \times D_{WL} \times x = 18.0 \times 1.5 \times 0.762 = 20.6 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 検討する断面(改良地盤前趾から 0.762m)における鉛直せん断応力

$$\begin{aligned} \tau_v &= \frac{(P_{PV2} + f(P_{PV1} + P_{PV3}) + Q_{Vx} - W'_x - W_{Ex}) \cdot L_{U1}}{D_T L_{T1}} \\ &= \frac{(0.0 + 0.746 \times (0.0 + 0.0) + 284.6 - 27.6 - 20.6) \times 2.4}{4.5 \times 0.8} \\ &= \underline{\underline{157.6 \text{ (kN/m}^2)}} \end{aligned}$$

$$\underline{\underline{\tau_v = 157.6 \text{ (kN/m}^2)}} < \tau_a = 200.0 \text{ (kN/m}^2) \quad \sim \text{O.K.} \sim$$

5) 安定検討結果（まとめ）

改良体の安定検討結果一覧表を表 5.4.17 に示す。

表 5.4.17 安定検討結果一覧表

検討項目		単位	検討結果	
外的安定	滑 動	—	$F_s = 1.211 > 1.0$	O.K.
	支持力	—	$F_s = 1.128 > 1.0$	O.K.
内的安定	水平せん断	kN/m ²	$\tau_1 = 64.8 < \tau_a = 200.0$	O.K.
	格子壁拔出しせん断	kN/m ²	$\tau_2 = 62.2 < \tau_a = 200.0$	O.K.
	鉛直せん断	kN/m ²	$\tau_v = 157.6 < \tau_a = 200.0$	O.K.

5.4.2 耐震性能照査

5.4.1 で設定した対策工を施した堤防のレベル2地震動に対する耐震性能について有限要素法による自重変形解析により照査を行った。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

(1) 対策工諸元

改良地盤（改良体とその間の未改良部）を弾性体としてモデル化して変形解析を実施した。改良地盤を表す弾性体の定数を、対策工諸元から以下の通り設定した。

表 5.4.18 対策工諸元

項目	諸元	備考
せん断剛性	16,667 kN/m ²	$q_{ua} = 400 \text{ kN/m}^2$
ポアソン比	0.200	
単位体積重量	18.0 kN/m ³	

なお、固化改良体のせん断弾性係数は以下の式にて設定した。

$$G = (100 \times q_{ua}) / (2 \times (1 + \nu))$$

ここに、

G : せん断弾性係数

q_{ua} : 一軸圧縮強度

ν : ポアソン比

(2) 耐震性能照査による対策工の検討

対策工諸元の設定において決定した対策工をモデル化した堤防断面において、変形解析を行った結果、沈下後堤防高が照査外水位を下回ったため、沈下後堤防高が照査外水位以上となる対策工諸元を変形解析により検討した。対策工諸元設定の流れと決定した諸元を次頁に示す。

変形解析による対策工の検討については、改良体の幅、天端の高さ、根入れ、堤体下部への改良幅を変化させて耐震性能を満足し且つ最小改良規模となる諸元を設定した。

表 5.4.19 対策工諸元設定の流れと決定諸元

設計ケース	概要図	内容
① 対策工諸元の設計		<p>外的、内的安定照査による設計計算によって対策規模を決定。</p>
② 耐震性能照査 (変形解析)	<p>②-i</p> <p>②-ii</p>	<p>①で設計した対策規模を有限要素モデル化し、自重変形解析によるL2地震動照査を実施。</p> <p>沈下後堤防高さ EL.2.03m < 照査外水位 EL.2.50m ⇒NG</p>
③ 対策工諸元の設計によるチェック		<p>②-i 照査の結果、沈下後堤防高さが照査外水位を下回ったため、改良諸元を変更し、再度L2地震動照査を実施。耐震性能を満足する諸元を検討。</p> <p>以下のように対策工諸元を変更することで耐震性能を満足。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・改良高 4.5m⇒5.0m ・堤体下部改良幅 0.0m⇒3.0m ・堤体外改良幅 4.0m⇒10.0m ・対策天端高 EL -1.5m⇒-1.0m
③ 対策工諸元の設計によるチェック		<p>②で決定した対策諸元に對し①と同様の計算を実施し、妥当性を確認した。</p>

(3) 解析結果

対策工諸元設定（外的及び内的安定検討等）によって決定した対策工諸元（表 5.4.19 中①ケース）について変形解析を行った結果を以下に示す。

表 5.4.20 耐震性能照査結果(その1)

②-1 耐震性能照査結果（諸元設定用震度により設定した対策工）【レベル 2-1 地震動】															
<p>変形図</p>	<table border="1"> <tr><td>堤防天端沈下量</td></tr> <tr><td>2.92m</td></tr> <tr><td>沈下後の天端高</td></tr> <tr><td>EL.+2.08m</td></tr> <tr><td>照査外水位</td></tr> <tr><td>EL.+2.50m</td></tr> <tr><td>判定</td></tr> <tr><td>NG</td></tr> <tr><td>備考</td></tr> <tr><td>改良高：45 m</td></tr> <tr><td>根入れ：10 m</td></tr> <tr><td>改良幅：40 m</td></tr> <tr><td>堤体下部改良：0.0 m</td></tr> <tr><td>改良強度：400 kN/m²</td></tr> </table>	堤防天端沈下量	2.92m	沈下後の天端高	EL.+2.08m	照査外水位	EL.+2.50m	判定	NG	備考	改良高：45 m	根入れ：10 m	改良幅：40 m	堤体下部改良：0.0 m	改良強度：400 kN/m ²
堤防天端沈下量															
2.92m															
沈下後の天端高															
EL.+2.08m															
照査外水位															
EL.+2.50m															
判定															
NG															
備考															
改良高：45 m															
根入れ：10 m															
改良幅：40 m															
堤体下部改良：0.0 m															
改良強度：400 kN/m ²															
<p>F_L分布図</p>															
②-2 耐震性能照査結果（諸元設定用震度により設定した対策工）【レベル 2-2 地震動】															
<p>変形図</p>	<table border="1"> <tr><td>堤防天端沈下量</td></tr> <tr><td>2.83m</td></tr> <tr><td>沈下後の天端高</td></tr> <tr><td>EL.+2.17m</td></tr> <tr><td>照査外水位</td></tr> <tr><td>EL.+2.50m</td></tr> <tr><td>判定</td></tr> <tr><td>NG</td></tr> <tr><td>備考</td></tr> <tr><td>改良高：45 m</td></tr> <tr><td>根入れ：10 m</td></tr> <tr><td>改良幅：40 m</td></tr> <tr><td>堤体下部改良：0.0 m</td></tr> <tr><td>改良強度：400 kN/m²</td></tr> </table>	堤防天端沈下量	2.83m	沈下後の天端高	EL.+2.17m	照査外水位	EL.+2.50m	判定	NG	備考	改良高：45 m	根入れ：10 m	改良幅：40 m	堤体下部改良：0.0 m	改良強度：400 kN/m ²
堤防天端沈下量															
2.83m															
沈下後の天端高															
EL.+2.17m															
照査外水位															
EL.+2.50m															
判定															
NG															
備考															
改良高：45 m															
根入れ：10 m															
改良幅：40 m															
堤体下部改良：0.0 m															
改良強度：400 kN/m ²															
<p>F_L分布図</p>															

表 5.4.19 中①ケースを基に、耐震性能を満足するように対策工諸元を見直した表 5.4.19 中②ケースについて変形解析を行った結果を以下に示す。

表 5.4.21 耐震性能照査結果(その2)

②-1 耐震性能照査結果 (耐震性能を満足する対策工諸元) 【レベル 2-1 地震動】															
<p>変形図</p>	<table border="1"> <tr><td>堤防天端沈下量</td></tr> <tr><td>2.06 m</td></tr> <tr><td>沈下後の天端高</td></tr> <tr><td>EL.+2.94 m</td></tr> <tr><td>照査外水位</td></tr> <tr><td>EL.+2.50 m</td></tr> <tr><td>判定</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>備考</td></tr> <tr><td>改良高 : 50 m</td></tr> <tr><td>根入れ : 10 m</td></tr> <tr><td>改良幅 : 40 m</td></tr> <tr><td>堤体下部改良 : 30 m</td></tr> <tr><td>改良強度 : 400 kN/m²</td></tr> </table>	堤防天端沈下量	2.06 m	沈下後の天端高	EL.+2.94 m	照査外水位	EL.+2.50 m	判定	OK	備考	改良高 : 50 m	根入れ : 10 m	改良幅 : 40 m	堤体下部改良 : 30 m	改良強度 : 400 kN/m ²
堤防天端沈下量															
2.06 m															
沈下後の天端高															
EL.+2.94 m															
照査外水位															
EL.+2.50 m															
判定															
OK															
備考															
改良高 : 50 m															
根入れ : 10 m															
改良幅 : 40 m															
堤体下部改良 : 30 m															
改良強度 : 400 kN/m ²															
<p>F_L分布図</p>															
②-2 耐震性能照査結果 (耐震性能を満足する対策工諸元) 【レベル 2-2 地震動】															
<p>変形図</p>	<table border="1"> <tr><td>堤防天端沈下量</td></tr> <tr><td>1.72 m</td></tr> <tr><td>沈下後の天端高</td></tr> <tr><td>EL.+3.28 m</td></tr> <tr><td>照査外水位</td></tr> <tr><td>EL.+2.50 m</td></tr> <tr><td>判定</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>備考</td></tr> <tr><td>改良高 : 50 m</td></tr> <tr><td>根入れ : 10 m</td></tr> <tr><td>改良幅 : 40 m</td></tr> <tr><td>堤体下部改良 : 30 m</td></tr> <tr><td>改良強度 : 400 kN/m²</td></tr> </table>	堤防天端沈下量	1.72 m	沈下後の天端高	EL.+3.28 m	照査外水位	EL.+2.50 m	判定	OK	備考	改良高 : 50 m	根入れ : 10 m	改良幅 : 40 m	堤体下部改良 : 30 m	改良強度 : 400 kN/m ²
堤防天端沈下量															
1.72 m															
沈下後の天端高															
EL.+3.28 m															
照査外水位															
EL.+2.50 m															
判定															
OK															
備考															
改良高 : 50 m															
根入れ : 10 m															
改良幅 : 40 m															
堤体下部改良 : 30 m															
改良強度 : 400 kN/m ²															
<p>F_L分布図</p>															

(4) 安定検討による対策工諸元の確認

耐震性能照査の結果、諸元の見直し（改良体の位置を盛土側に移動、改良体上面位置の変更）を行ったため、見直し後の諸元に対して内的・外的安定の検討を実施した。その結果、内的・外的安定の全ての照査項目で照査基準を満足する結果であった。

表 5.4.22 安定検討結果一覧表

検討項目		単位	検討結果	
外的安定	滑 動	—	$F_s = 1.188 > 1.0$	O.K.
	支持力	—	$F_s = 1.015 > 1.0$	O.K.
内的安定	水平せん断	kN/m ²	$\tau_1 = 73.6 < \tau_a = 200.0$	O.K.
	格子壁拔出しせん断	kN/m ²	$\tau_2 = 61.8 < \tau_a = 200.0$	O.K.
	鉛直せん断	kN/m ²	$\tau_v = 161.5 < \tau_a = 200.0$	O.K.

5.4.3 浸透安全性照査

前項までに決定した対策工を入れた断面に対して、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じた検討を行い、液状化対策工によって現況に対して堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査した。

(1) 地盤モデルとパラメータ

地盤モデルとパラメータは5.2.1に示した通りである。5.2.1以外のパラメータは「河川堤防の構造検討の手引き」に準拠した。

固結工の透水係数は 1×10^{-8} (m/sec) とした。

浸透流解析に用いるメッシュは、変形解析のメッシュを準用した。

(2) 外力の設定

詳細に用いる降雨、洪水の外力は5.2.6に示した通りである。

(3) 解析結果

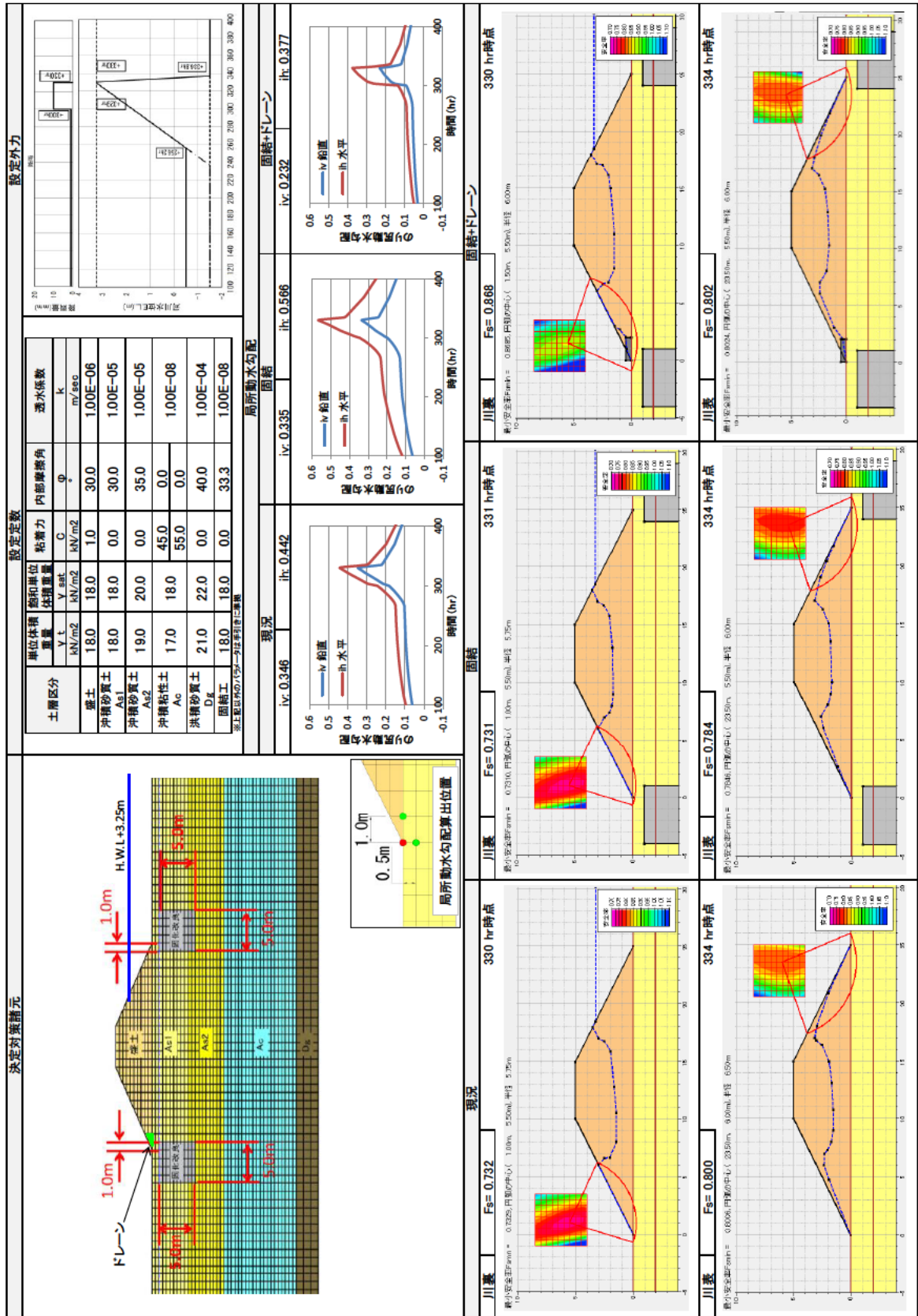
現況解析の結果と対策後の結果を下表に示す。

対策後（固結）の局所動水勾配（水平）が0.442から0.566に増加（安全性が低下）したため、補助対策工の検討を行った。ここではドレーン工を補助対策工に選定し、浸透安全性の照査を行った結果、局所動水勾配（水平）が0.377まで減少し、その他の項目も全て現況を上回る結果となった。

表 5.4.23 浸透安全性の照査結果一覧

検討ケース	局所動水勾配		円弧すべり安全率	
	鉛直 iv	水平 ih	川表 Fs	川裏 Fs
現況	0.346	0.442	0.800	0.732
固結	0.335	0.566	0.784	0.731
固結+ドレーン	0.232	0.377	0.802	0.868

表 5.4.24 浸透安全性の照査結果一覧



第6章 計算例4：固結工法による対策（その2）

6.1 設計手順

図 6.1.1 に固結工法の設計手順を示す。対策工の初期諸元は、ブロック状または格子状の改良体の外的安定および内的安定計算結果より諸元を設定し、これに対してレベル2地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。このとき、所定の耐震性能を満足しない場合には、改良幅を広げる等により対策工諸元を見直し、所定の性能を満足する諸元を設定する。具体的には、改良幅を広げる、もしくは、根入れ長を長くすることで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

次に、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査する。浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要がある。

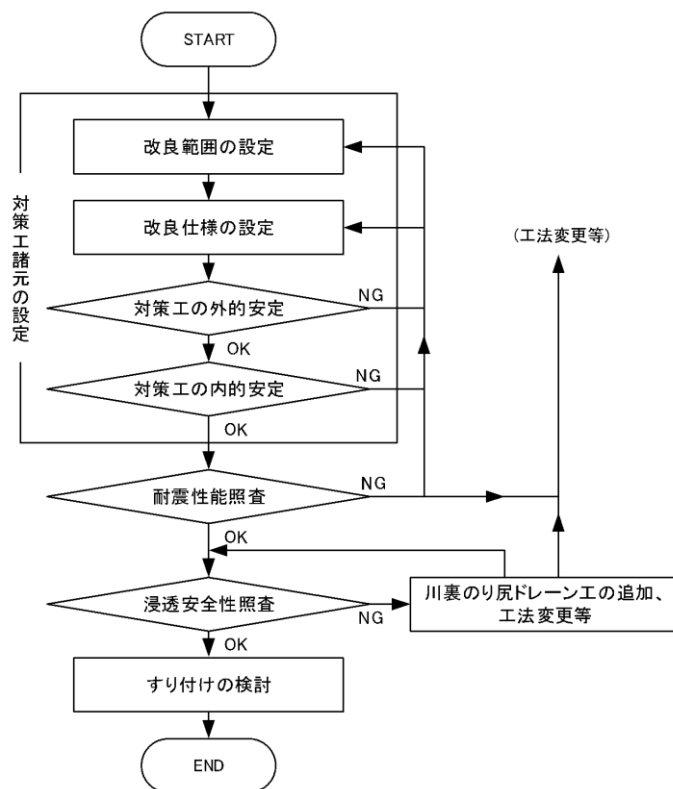


図 6.1.1 固結工法の設計手順

6.2 設計条件

6.2.1 地盤条件

(1) 基本諸元

図 6.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。表 6.2.1 には設定した各層の地盤定数を示す。

液状化層の間に非液状化層（粘性土層）が狭在するモデルである。

[堤体構造]	堤体高	;	5.0m
	天端幅	;	5.0m
	のり面勾配	;	1 : 2.0
[水 位]	地下水位	;	G.L.-1.5m (EL.-1.5m)
	外水位	;	EL.+3.0m

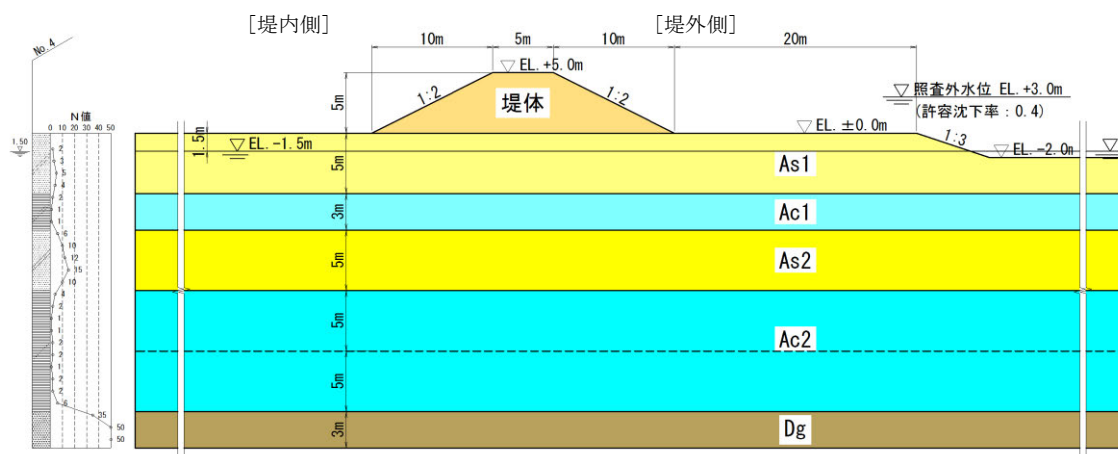


図 6.2.1 耐震性能照査対象とする堤体および地盤構造

表 6.2.1 地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N 値	[平均値] N 値	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	[平均値] 細粒分 含有率 $F_c(\%)$	土の 粘着力 c (kN/m^2)	土の 内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	透水係数 k (m/sec)
堤体	5.0	砂質土	-	-	5.0	18.0	35	0	30	1.0×10^{-6}
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2	3.5	18.0	22	0	30	1.0×10^{-5}
		砂質土	2.3	3						
		砂質土	3.3	5						
		砂質土	4.3	4						
沖積粘性土 Ac1	3.0	粘性土	5.3	2	1.3	17.0	65	堤体直下: 50 非堤体直下: 40	0	1.0×10^{-8}
		粘性土	6.3	1						
		粘性土	7.3	1						
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	8.3	6	10.6	19.0	18	0	30	1.0×10^{-5}
		砂質土	9.3	10						
		砂質土	10.3	12						
		砂質土	11.3	15						
		砂質土	12.3	10						
沖積粘性土 Ac2	5.0	粘性土	13.3	4	1.6	17.0	87	55	0	1.0×10^{-8}
		粘性土	14.3	2						
		粘性土	15.3	1						
		粘性土	16.3	1						
		粘性土	17.3	2						
	5.0	粘性土	18.3	2				70	0	
		粘性土	19.3	1						
		粘性土	20.3	2						
		粘性土	21.3	2						
		粘性土	22.3	6						
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	23.3	35	50.0	21.0	-	-	40	1.0×10^{-4}
		礫質土	24.3	50						
		礫質土	25.3	50						

(2) 地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行った。表 6.2.2 に地盤種別の判定結果を示す。洪積礫質土層 Dg を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値 T_G を算出すると、 $T_G = 0.727(\text{s})$ となるため、本地盤はⅢ種地盤と判定される。

表 6.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

地層区分	地層厚 H_i (m)	地層の 平均せん断 波速度 $V_{si}(\text{m/s})$	$4H_i/V_{si}$ (s)	備考
沖積砂質土 As1	5.0	120	0.167	各層のせん断波速度は、PS検層にて確認されている
沖積粘性土 Ac1	3.0	110	0.109	
沖積砂質土 As2	5.0	170	0.118	
沖積粘性土 Ac2	10.0	120	0.333	
洪積礫質土 Dg	-	300		

$4 \sum H_i/V_{si} = 0.727$ (Ⅲ種地盤)

6.2.2 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定した。

1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = c_z \times k_{G0}$$

k_h : 対策工諸元設定用水平震度 (0.18)

k_{G0} : 地盤種別に応じた標準水平震度 (Ⅲ種地盤 : 0.18)

c_z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

2) レベル2地震動

$$k_{hgL} = c_z \times k_{hgL0}$$

k_{hgL} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度
(レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 : 0.60)

k_{hgL0} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値
(Ⅲ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 : 0.60)

c_z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

表 6.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	k_{G0} k_{hgL0}	地域区分	c_z	k_h k_{hgL}
対策工諸元 設定用震度		Ⅲ種	0.18	A2	1.0	0.18
レベル2 地震動	L2-1		0.40			0.40
	L2-2		0.60			0.60

6.2.3 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施した。図 6.2.2、表 6.2.4、表 6.2.5 に対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化判定結果を示す。これより、沖積砂質土 As1、As2 が対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化層となる。

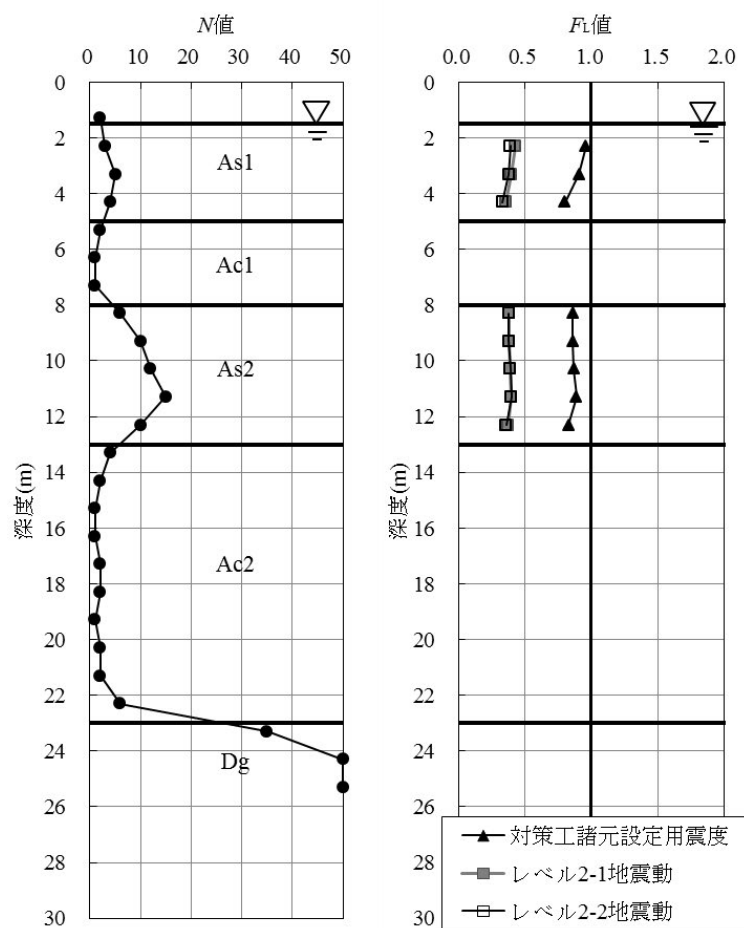


図 6.2.2 液状化に対する抵抗率 F_L の深度方向分布

表 6.2.4 液状化判定結果 (対策工諸元設定用震度)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	細粒分 含有率 FC (%)	繰返し三軸 強度比 R _L	対策工諸元設定用震度				判定結果
									地震時 せん断 応力比 L	動的 せん断 強度比 R	液状化に 対する 抵抗率 F _L		
沖積砂質土 As1	50	砂質土	1.3	2.0		18	20	-	-	-	-	-	-
			2.3	3.0	3.5	18	25	0.208	0.215	0.207	0.96	完全液状化層	
			3.3	5.0		18	18	0.223	0.245	0.223	0.91	完全液状化層	
			4.3	4.0		18	23	0.213	0.264	0.213	0.80	完全液状化層	
沖積粘性土 Ac1	30	粘性土	5.3	2.0		17	60	-	-	-	-	-	
			6.3	1.0	1.3	17	70	-	-	-	-	-	
沖積砂質土 As2	50	砂質土	7.3	1.0		17	65	-	-	-	-	-	-
			8.3	6.0		19	33	0.253	0.294	0.253	0.86	完全液状化層	
			9.3	10.0		19	17	0.252	0.293	0.252	0.86	完全液状化層	
			10.3	12.0	10.6	19	14	0.255	0.291	0.254	0.87	完全液状化層	
			11.3	15.0		19	10	0.258	0.288	0.257	0.89	完全液状化層	
			12.3	10.0		19	18	0.240	0.285	0.239	0.83	完全液状化層	
沖積粘性土 Ac2	50	粘性土	13.3	4.0		17	73	-	-	-	-	-	-
			14.3	2.0		17	83	-	-	-	-	-	-
			15.3	1.0		17	90	-	-	-	-	-	-
			16.3	1.0		17	93	-	-	-	-	-	-
			17.3	2.0		17	86	-	-	-	-	-	-
			18.3	2.0	1.6	17	84	-	-	-	-	-	-
沖積粘性土 Ac2	50	粘性土	19.3	1.0		17	91	-	-	-	-	-	-
			20.3	2.0		17	87	-	-	-	-	-	-
			21.3	2.0		17	85	-	-	-	-	-	-
			22.3	6.0		17	65	-	-	-	-	-	-
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	23.3	35.0		21	40	-	-	-	-	-	-
			24.3	50.0	500	21	15	-	-	-	-	-	-
			25.3	50.0		21	10	-	-	-	-	-	-

表 6.2.5 液状化判定結果 (レベル2地震動)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 γ (KN/m^3)	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	レベル2-1地震動			レベル2-2地震動			判定結果			
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L				
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2.0	3.5	18	20	-	0.479	0.207	0.43	0.718	0.281	0.39	完全液状化層			
			2.3	3.0			18	25	0.208	0.252	0.38	0.975	0.378	0.38	完全液状化層			
			3.3	5.0			18	18	0.223	0.254	0.39	0.969	0.385	0.39	完全液状化層			
			4.3	4.0			18	23	0.213	0.257	0.40	0.96	0.391	0.40	完全液状化層			
沖積粘性土 Ac1	3.0	粘性土	5.3	2.0	1.3	17	60	-	-	-	-	-	-	-	-			
			6.3	1.0			17	70	-	-	-	-	-	-	-	-		
			7.3	1.0			17	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	8.3	6.0	10.6	19	33	0.253	0.653	0.253	0.38	0.979	0.381	0.38	完全液状化層			
			9.3	10.0			19	17	0.252	0.650	0.38	0.975	0.378	0.38	完全液状化層			
			10.3	12.0			19	14	0.255	0.646	0.39	0.969	0.385	0.39	完全液状化層			
			11.3	15.0			19	10	0.258	0.640	0.40	0.96	0.391	0.40	完全液状化層			
沖積粘性土 Ac2	5.0	粘性土	12.3	10.0	1.6	19	18	0.240	0.633	0.239	0.37	0.95	0.350	0.36	完全液状化層			
			13.3	4.0			17	73	-	-	-	-	-	-	-	-		
			14.3	2.0			17	83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			15.3	1.0			17	90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			16.3	1.0			17	93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			17.3	2.0			17	86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
沖積粘性土 Ac2	5.0	粘性土	18.3	2.0	1.6	17	84	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
			19.3	1.0			17	91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			20.3	2.0			17	87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			21.3	2.0			17	85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			22.3	6.0			17	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	23.3	35.0	50.0	21	40	-	-	-	-	-	-	-	-			
			24.3	50.0			21	15	-	-	-	-	-	-	-	-		
			25.3	50.0			21	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

6.2.4 照査基準

レベル2地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないことを照査する。

照査外水位 : EL.+3.0m

6.2.5 対策工諸元設定上の制約条件

図 6.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。実際の検討断面では現地状況や施工条件等から様々な制約条件が設定される。本計算モデルでは、図に示すように、対策工は、堤防のり尻より 5m の位置から外側に実施することを条件として諸元を設定する。

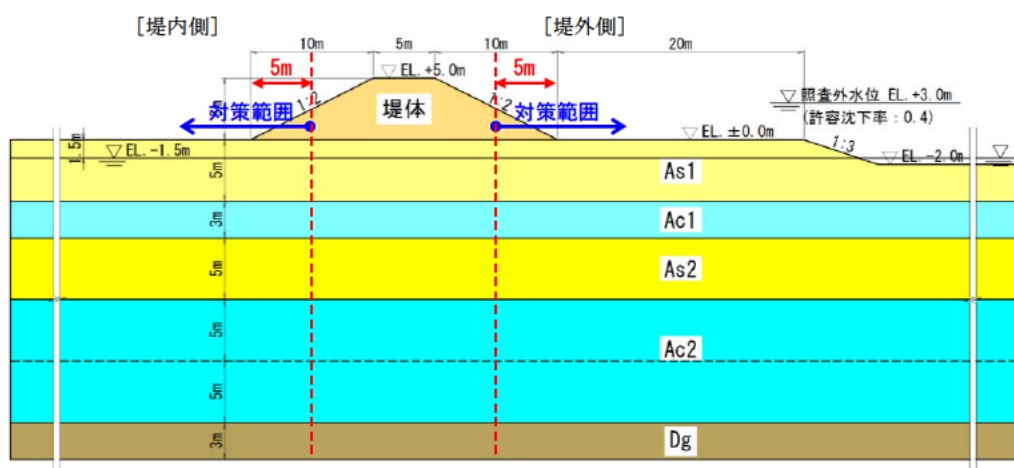


図 6.2.3 対策工諸元設定上の制約条件

6.2.6 浸透安全性の評価に用いる外力

対策後に浸透安全性が現況に比べ有意に低下しないことを評価するために、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じて実施する。

ここでは、降雨、洪水の外力を以下の通りとした。

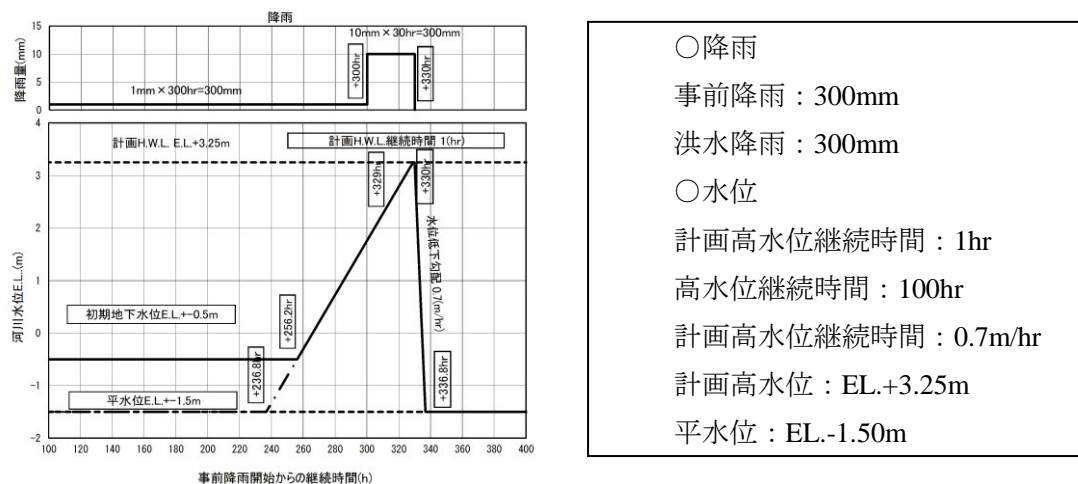


図 6.2.4 設定した降雨、洪水波形

6.3 現況の照査

現況堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施した。

なお、解析モデルの右側地表に浮力補正バネを設定したのは、低水河岸の過剰な変形を抑制するためである。仮想バネはバネ下面の地盤の一要素幅に単位体積重量を乗じて設定した。

(1) 解析モデル

図 6.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定する。

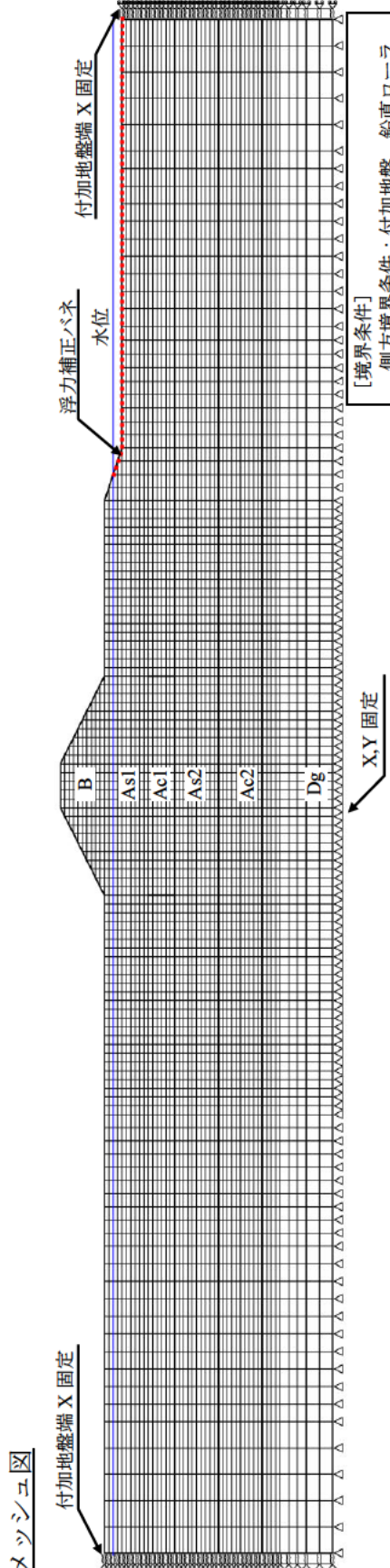
[地下水位]

先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-1.0m とする。

[境界条件]

側方境界：付加地盤（左右両側共 50m）および鉛直ローラ（X 固定）

底面境界：固定（X、Y 固定）



設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位 体積重量 γ (KN/m^3)	土の 粘着力 c (KN/m^2)	土の 内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	透水係数 k (m/sec)	繰返し 三軸強度比 RL	せん断剛性 G (KN/m^2)	ポアソン比 ν	相対密度 D_r	ダイレイ タンジエン角 ψ ($^\circ$)	引張強度 q_t (KN/m^2)	初期水平 土圧係数 K	基準鉛直 有効応力 σ_{v0} (KN/m^2)	補正係数 C_{cp} n
堤体B	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	5.0	18.0	0	30	1.0×10^{-6}	-	5250	0.333	-	10.0	0	0.5	-	-
沖積砂質土 As1	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	3.5	18.0	0	30	1.0×10^{-5}	0.214	3680	0.333	40	10.0	0	0.5	75	2.0
沖積粘性土 Ac1	非排水変形	MC/DP 弾塑性モデル	1.3	17.0	堤体直下:50 非堤体直下:40	0	1.0×10^{-8}	-	2150	0.333	-	0.0	0	0.5	-	-
沖積砂質土 As2	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	10.6	19.0	0	30	1.0×10^{-5}	0.251	11100	0.333	50	10.0	0	0.5	75	2.0
沖積粘性土 Ac2	非排水変形	MC/DP 弾塑性モデル	1.6	17.0	55 70	0	1.0×10^{-8}	-	2640	0.333	-	0.0	0	0.5	-	-
洪積礫質土 Dg	連成要素	線形弾性	50.0	21.0	-	40	1.0×10^{-4}	-	52500	0.333	-	-	0	0.5	-	-

※粘性土の変形係数 E_0 は、砂質土と粘性土の微小ひずみレベルでのせん断剛性の差 (比率) に基づき、 $E_0=2800N$ (ではなく $4400N$ (N : N 値)) として設定。
 ※ダイレイタニエン角 ψ は、 $\psi = \phi - 20$ (15 を上限値) で設定。

図 6.3.1 解析モデル

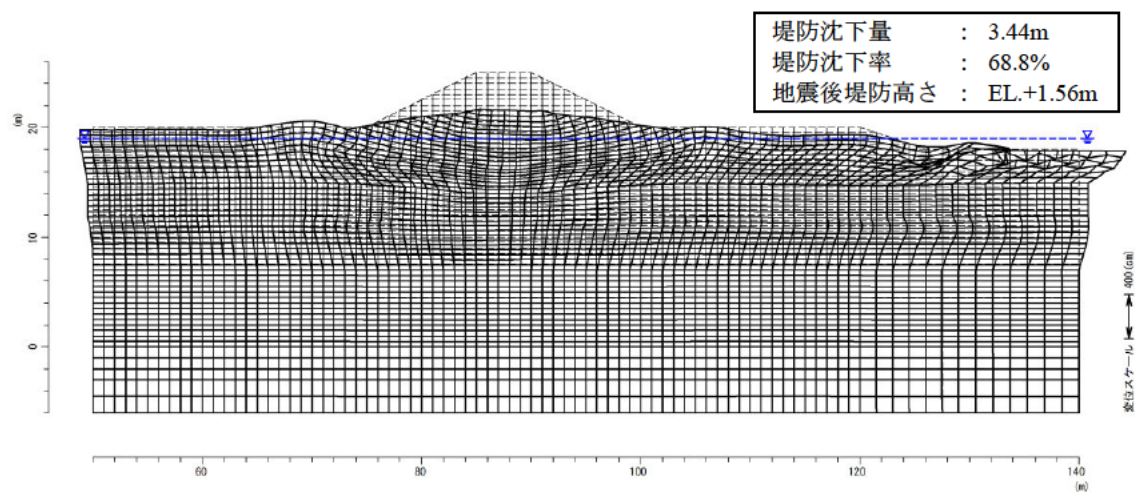
(2) 耐震性能照査結果

図 6.3.2、図 6.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

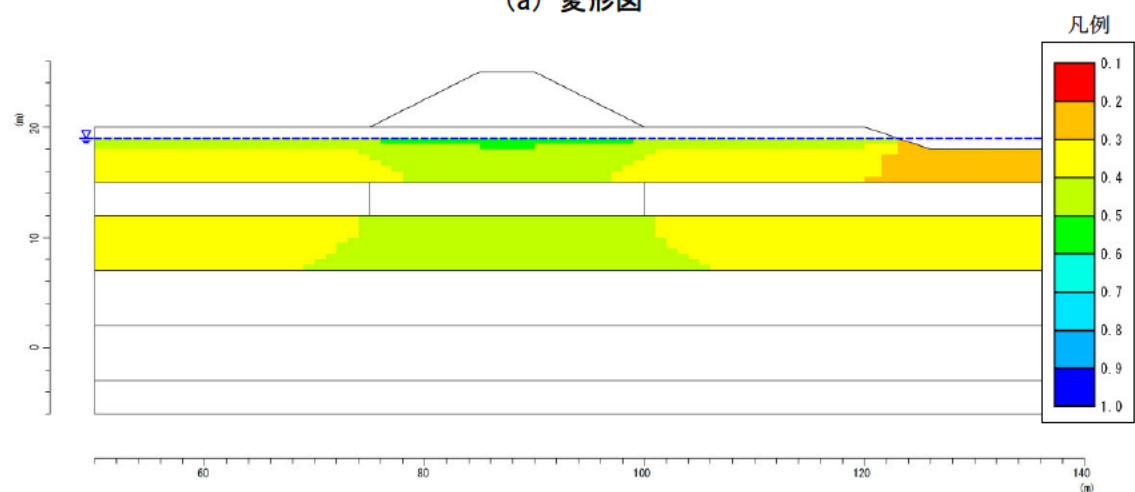
[照査結果]

レベル 2-1 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.56m < (照査外水位)EL.+3.00m (NG)

レベル 2-2 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.34m < (照査外水位)EL.+3.00m (NG)

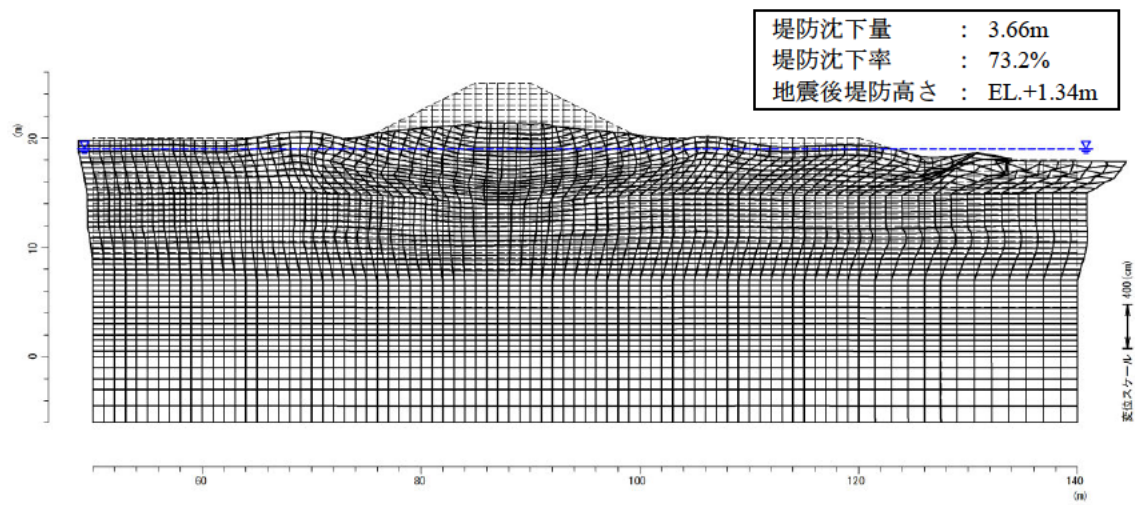


(a) 変形図

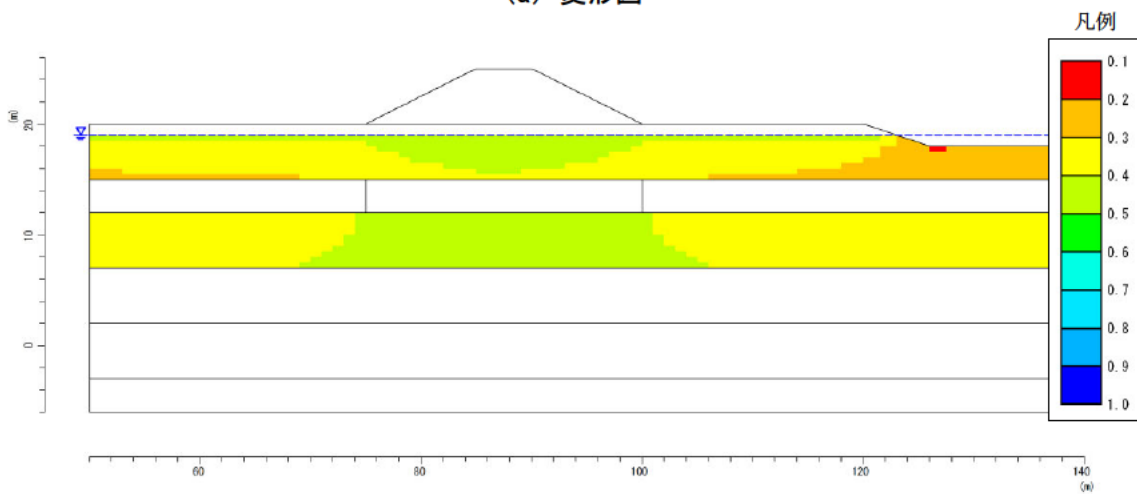


(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 6.3.2 レベル 2-1 地震動に対する照査結果



(a) 変形図



(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 6.3.3 レベル 2-2 地震動に対する照査結果

6.4 対策後の照査

6.4.1 対策工諸元の設定

対策工の諸元の設定では、改良範囲の設定、改良仕様の設定を行った上で、外的安定と内的安定を満足するような諸元を設定する。図 6.4.1 に示す改良範囲は、外的安定、内的安定も含めた手順を経て設定されたものである。

(1) 改良範囲の設定

手引き 6.4 改良範囲の設定では、対策工諸元設定用震度に対する液状化層から支持層への一定の根入れを確保することと、のり尻直下を改良範囲に含めることが示されている。手引きの枠外には、改良幅の目安も示されている。

本ケースでは、(完全)液状化層は EL.-1.5m～-5.0m と -8.0m～-13.0m に分布することから、EL.-13.0m 以深の改良体が根入れ部となる。液状化層厚は、3.5m + 5.0m = 8.5m となる。根入れ深さは、1.0m または液状化層厚の 0.1 倍のうち小さい方の 0.85m を 0.5m 単位で切り上げた 1.0m 以上で検討を行った。

また、のり尻直下が改良範囲に含まれており（正確には、接する）、改良高さの 6 割（ $12.5\text{m} \times 0.6 = 7.5\text{m}$ ）以上という改良幅の目安も確保されている。

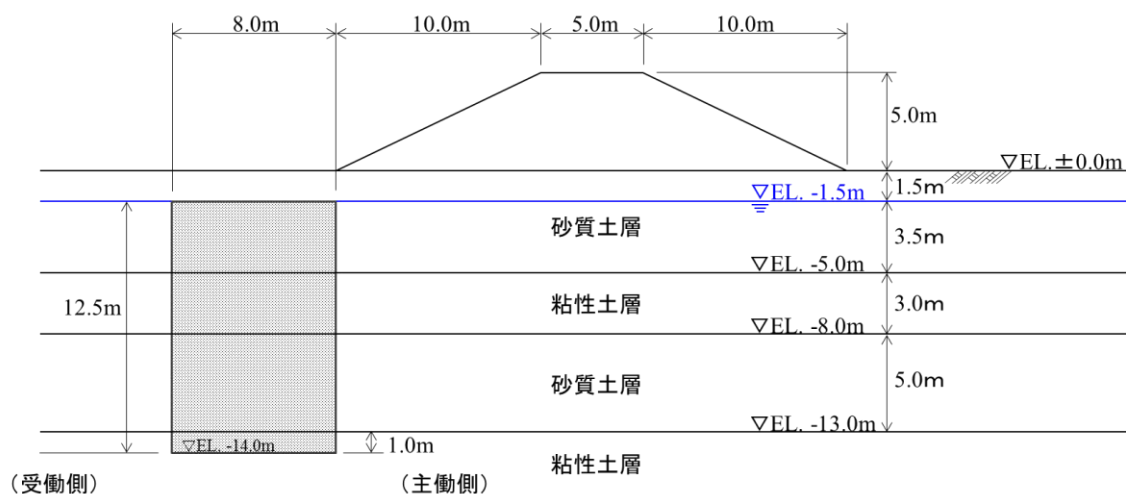


図 6.4.1 改良範囲

改良範囲

- ・改良地盤天端標高：EL.-1.5 m（地下水位）
- ・改良高：12.5 m
- ・改良幅：8.0m >（目安）7.5m（OK）

- ・根入れ：1.0 m > (目標) 0.85m (OK)
- ・のり尻直下を含む (OK)

(2) 改良仕様の設定

改良強度、改良形状は、改良範囲との組み合わせで、内的安定及び外的安定を満足する条件が変わる。この中から、現場条件も加え、最も合理的な改良強度、改良形状を選択することになる。

その際、改良形状は施工機の仕様に制約される部分が大きいため、ある程度、施工機を想定しながら、設計を進める必要がある。

ここでは、改良幅もあることから、経済性を考慮して、格子状を選択した。改良径 ϕ 1.0m \times 2連の施工機を想定し、格子を設定した結果が図 6.4.2 である。

手引きでは、格子間隔は液状化層厚の5割～8割(4.25m～6.80m)が上限、改良率も50%以上とされており、これらを満足していることが確認できる。

検討用モデルの壁厚について、本計算例では改良部面積の矩形換算により設定した。ただし、改良径が大口径となる場合、重複部の壁厚が改良直径に比べ極端に細くなり、鉛直せん断および拔出せん断破壊に対して弱部となることが想定される。その場合、鉛直せん断および拔出せん断照査については重複部の壁厚で照査する方法が考えられる。

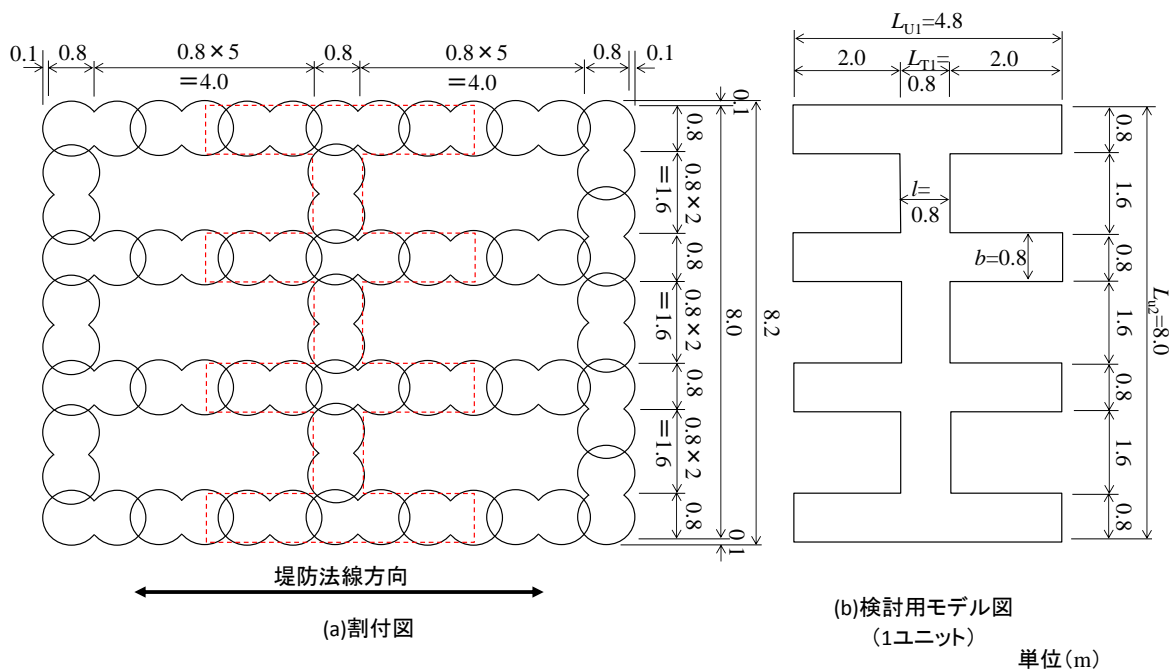


図 6.4.2 格子状改良配置図

$$\text{改良率 } a_p = \frac{A_p}{A} = \frac{(8.0 \times 4.8) - (2.0 \times 1.6) \times 6}{8.0 \times 4.8} = 0.50 = 50(\%)$$

ここに

A_p : 1 ユニットの改良体の面積 (m²)

A : 1 ユニットの改良地盤の面積 (m²)

堤防法線方向の改良地盤 1 ユニットの長さ	L_{U1}	=4.8(m)
1 ユニットの改良体方向の改良体の長さ	L_{T1}	=0.8(m)
堤防法線方向の改良壁の厚さ	l	=0.8(m)
堤防横断方向の改良地盤 1 ユニットの長さ	L_{U2}	=8.0(m)
1 ユニットの改良体方向の改良体の長さ	L_{T2}	=3.2(m)
堤防横断方向の改良壁の厚さ	b	=0.8(m)

また、改良強度として、一軸圧縮強さ q_{ua} を 400kN/m² とした。設計に用いるせん断強さ τ_a は以下の通りとなる。

$$\tau_a = 1/2 \cdot q_{ua} = 1/2 \cdot 400 = 200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 内的安定、外的安定の検討

1) 照査項目および照査基準値

各照査項目の許容安全率及び許容応力は下表に示す通りである。

表 6.4.1 照査項目および照査基準値

検討項目		照査基準値
外的安定計算	滑動に対する照査	$F_s = 1.0$
	支持力に対する照査	$F_s = 1.0$
内的安定計算	水平せん断	発生せん断応力 < せん断強さ τ_a
	格子壁拔出しせん断	発生せん断応力 < せん断強さ τ_a
	鉛直せん断	発生せん断応力 < せん断強さ τ_a

2) 改良体に作用する土水圧の算定

① 外力の算定（改良地盤）

改良体に働く慣性力は表 6.4.2 に示すように算出した。

表 6.4.2 改良体の慣性力

項目	計算式	計算値
W : 改良地盤の全重量 (W_t+W_u)	W_t :改良体の全重量=改良体の単位体積重量×体積 $=\gamma_t \times V_t=18.0 \times (8.0 \times 12.5) \times 0.50=900.0$ W_u :未改良部の全重量=未改良部の単位体積重量×体積 $=\gamma_u \times V_u=\{18.0 \times (8.0 \times 3.5)+17.0 \times (8.0 \times 3.0)+19.0 \times (8.0 \times 5.0)+17.0 \times (8.0 \times 1.0)\} \times (1-0.50)=904.0$ $W=W_t+W_u=1804.0$	1804.0 kN/m
W_E : 改良地盤の上面に 載る盛土の重量	$=\gamma \times V=18.0 \times (8.0 \times 1.5)=216.0$	216.0 kN/m
H : 改良地盤の慣性力	改良地盤の全重量×設計水平震度×動的荷重低減係数 ×深度方向の低減係数 $=W \cdot k_h \cdot \alpha_{ds} \cdot (1-0.03 \cdot H_t)$ $=1804.0 \times 0.18 \times 0.3 \times (1-0.03 \times 14.0)=56.501$	56.5 kN/m
H_E : 改良地盤の上面に 載る盛土の慣性力	改良地盤の上面に載る盛土の重量×設計水平震度×動的荷重低減係数×深度方向の低減係数 $=W \cdot k_h \cdot \alpha_{ds} \cdot (1-0.03 \cdot H_t)$ $=216.0 \times 0.18 \times 0.3 \times (1-0.03 \times 14.0)=6.765$	6.8 kN/m
備考	<p>※ 改良体の単位体積重量については、工法や現地地盤条件によって異なるため、実際の設計においては採用する工法および現地地盤条件を基に設定するものとする。本計算例では現地地盤相当として$\gamma_t=18.0\text{kN/m}^3$を用いることとした。</p> <p>※ 水平震度の深度方向の低減係数に用いるH_tは地表面からの深度とする。</p> <p>※ 改良地盤上面に載る盛土の慣性力の算定においては、改良地盤上面に載る盛土が改良地盤と一体で挙動すること、および改良地盤では振動が大きく増幅しないことが考えられるため、水平震度の深度方向の低減計算に用いる深度は、改良体底面深度とする。ただし、盛土が高い場合等、周囲地盤の挙動の影響が大きいと考えられる場合には、別途考慮してもよい。</p>	

② 外力の算定（上載荷重）

本ケースにおける盛土による荷重は、図 6.4.3 に示すように盛土全体の重量をのり尻間の距離で除して算定する。改良体が盛土の下面に入る場合は、盛土全重量から改良体上部の重量は除き、のり尻間距離からも盛土下面に入る距離を除くこととする。

- 盛土断面積 : $(5.0 + 25.0) \times 5.0 / 2 = 75.0 \text{ (m}^2\text{)}$
- 盛土全重量 : $\gamma_t \times A = 18.0 \times 75.0 = 1350.0 \text{ (kN/m)}$
- 上載荷重(盛土平均荷重) : 盛土重量 ÷ 平均荷重算定距離
 $= 1350.0 / 25.0 = 54.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

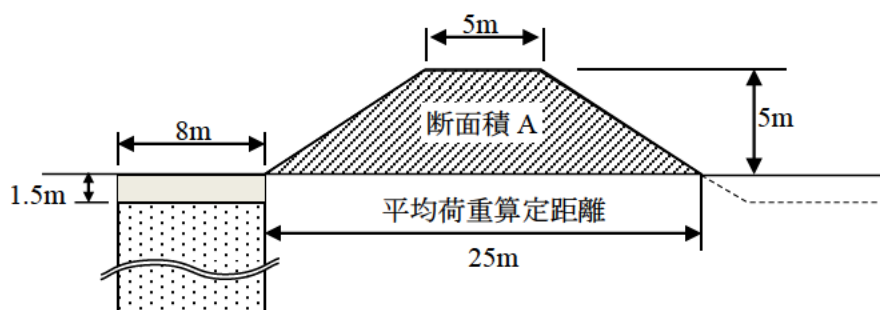


図 6.4.3 盛土荷重算出範囲

③ 液状化判定

土圧算定のために、盛土荷重を考慮した液状化判定を実施した。その結果を表 6.4.4 に示す。主働側については、盛土荷重による上載圧の影響があるため、固結工法においては、上載荷重（盛土平均荷重）を加えて地震時せん断応力比 L を算出し、液状化判定を行った。

表 6.4.3 主働側液状化判定

深度 G.L.-(m)	N 値 回	土質	N_1 回	N_a 回	c_w -	FC %	σ_v kN/m ²	σ_v' kN/m ²	r_d -	L -	R -	F_L -	平均 F_L -
1.3	2	砂質土	3.64	5.68	1	20	77.4	77.4	0.981	-	-	-	1.061
2.3	3	砂質土	4.93	8.63	1	25	95.4	87.4	0.966	0.190	0.207	1.091	
3.3	5	砂質土	7.63	10.32	1	18	113.4	95.4	0.951	0.203	0.223	1.097	
4.3	4	砂質土	5.70	9.23	1	23	131.4	103.4	0.936	0.214	0.213	0.995	
5.3	2	粘性土	2.68	-	-	60	149.1	111.1	0.921	0.222	-	-	-
6.3	1	粘性土	1.27	-	-	70	166.1	118.1	0.906	0.229	-	-	
7.3	1	粘性土	1.20	-	-	65	183.1	125.1	0.891	0.235	-	-	
8.3	6	砂質土	6.86	14.01	1	33	200.7	132.7	0.876	0.238	0.253	1.061	1.045
9.3	10	砂質土	10.78	13.87	1	17	219.7	141.7	0.861	0.240	0.252	1.049	
10.3	12	砂質土	12.238	14.199	1	14	238.7	150.7	0.8455	0.241	0.254	1.054	
11.3	15	砂質土	14.513	14.513	1	10	257.7	159.7	0.8305	0.241	0.257	1.065	
12.3	10	砂質土	9.2041	12.317	1	18	276.7	168.7	0.8155	0.241	0.239	0.993	

表 6.4.4 液状化判定結果一覧

土層	主働側		受働側	
	F_L	判定	F_L	判定
表層 (EL.±0.0m~EL.-1.5m)	地下水位以浅	非液状化層	地下水位以浅	非液状化層
1層目砂質土層 (EL.-1.5m~EL.-5.0m)	平均 $F_L=1.061$	準液状化層	平均 $F_L=0.890$	完全液状化層
2層目砂質土層 (EL.-8.0m~EL.13.0m)	平均 $F_L=1.045$	準液状化層	平均 $F_L=0.862$	完全液状化層

④ 土圧係数

各層の土圧係数を算定する。

算定する際に用いる震度には、対策工諸元設定用震度に低減係数 α_{as} を乗じた以下の値を用いた。

$$k_h = 0.18 \times 0.3 = 0.054$$

また、受働土圧係数の算定においては、壁面摩擦角 δ が大きくなる場合、受働土圧が過大となるため、受働側の壁面摩擦角は $\delta=0^\circ$ として適用する。

・主働側

表 6.4.5 主働側各層の土圧係数

計算深度	計算式	土圧係数
表層 (地下水以浅) EL.±0.0m ~ EL.-1.5m	非液状化層のため、「地震時の主働土圧係数」を求める。 地震時、水位以浅、砂質土 $\phi = 30^\circ, \delta = 15^\circ, k_h = 0.054, \theta = \tan^{-1} k_h = 0.054(\text{rad})$ $K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$	$K_{EA} =$ 0.324
1層目砂質土層 (準液状化層) EL.-1.5m ~ EL.-5.0m	準液状化層のため、「常時主働土圧」および「過剰間隙水圧を考慮した地震時の主働土圧係数」を求める。 常時主働土圧、 $\phi = 30^\circ, \delta = 15^\circ$ $K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi}{\cos \delta}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$	$K_A =$ 0.291
	過剰間隙水圧を考慮した地震時の主働土圧係数 地下水位以深のため見かけの震度 k_h' を用いる。 $k_h = 0.054, q' = 54.0 \text{ kN/m}^2$ より $k_h' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \gamma_w h_2 + q'}{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + q'} k_h = 0.071, \theta = \tan^{-1} k_h' = 0.071(\text{rad})$ $r_u = F_L^{-7} = 0.661$ (r_u : 過剰間隙水圧比), $\phi = 30^\circ$ より $\tan \phi' = (1 - r_u) \cdot \tan \phi = 0.196$, よって $\phi' = 0.194$ (rad) $\delta = \phi/2 = 15^\circ, \delta' = (\phi'/\phi)\delta = (0.194/0.524) \times 0.262 = 0.097$ (rad) $K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta' + \theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \theta)}{\cos(\delta' + \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta'$	$K_{EA}' =$ 0.706

<p>中間粘性土層 (非液状化層) EL.-5.0m ～ EL.-8.0m</p>	<p>「地震時の主働土圧係数」を求める。 $\phi = 0, \delta = 0, k_h = 0.054,$ $k_h' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \gamma_w h_2 + \dots + q'}{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \dots + q'} k_h = 0.081$ $\theta = \tan^{-1} k_h' = 0.081(\text{rad})$ $K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$</p>	<p>$K_{EA} =$ 1.007</p>
<p>2層目砂質土層 (準液状化層) EL.-8.0m ～ EL.-13.0m</p>	<p>準液状化層のため、「常時主働土圧」および「過剰間隙水圧を考慮した地震時の主働土圧係数」を求める。 常時主働土圧、$\phi = 30^\circ, \delta = 15^\circ$ $K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi}{\cos \delta}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$</p>	<p>$K_A =$ 0.291</p>
<p>2層目砂質土層 (準液状化層) EL.-8.0m ～ EL.-13.0m</p>	<p>過剰間隙水圧を考慮した地震時の主働土圧係数 地下水位以深のため見かけの震度 k_h' を用いる。 $k_h = 0.054, q' = 54.0 \text{ kN/m}^2$ より $k_h' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \gamma_w h_2 + \dots + q'}{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \dots + q'} k_h = 0.089, \theta = \tan^{-1} k_h' = 0.089(\text{rad})$ $r_u = F_L^{-7} = 0.735$ (r_u: 過剰間隙水圧比), $\phi = 30^\circ$ より $\tan \phi' = (1 - r_u) \cdot \tan \phi = 0.153$, よって $\phi' = 0.152(\text{rad})$ $\delta = \phi / 2 = 15^\circ$ $\delta' = (\phi' / \phi) \delta = (0.152 / 0.524) \times 0.262 = 0.076(\text{rad})$ $K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta' + \theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \theta)}{\cos(\delta' + \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta'$</p>	<p>$K_{EA}' =$ 0.806</p>
<p>支持層 (非液状化層) EL.-13.0m ～</p>	<p>「地震時の主働土圧係数」を求める。 $\phi = 0, \delta = 0, k_h = 0.054, k_h' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \gamma_w h_2 + \dots + q'}{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \dots + q'} k_h = 0.101,$ $\theta = 0.101(\text{rad})$ $K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$</p>	<p>$K_{EA} =$ 1.010</p>

・受働側

表 6.4.6 受働側各層の土圧係数

計算深度	計算式	土圧係数
表層 (地下水以浅) EL.±0.0m ~ EL.-1.5m	非液状化層のため、「地震時の受働土圧係数」を求める。 地震時、水位以浅、砂質土 $\phi = 30^\circ, \delta = 0^\circ, k_h = 0.054, \theta = \tan^{-1} k_h = 0.054(\text{rad})$ $K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta - \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$	$K_{EP} =$ 2.905
1層目砂質土層 (完全液状化層) EL.-1.5m ~ EL.-5.0m	完全液状化層のため、「液状化した土層の泥水圧」を対象とする。 このとき、 $K_P = 1.000$	$K_P =$ 1.000
中間粘性土層 (非液状化層) EL.-5.0m ~ EL.-8.0m	「地震時の受働土圧係数」を求める。 $\phi = 0^\circ, \delta = 0^\circ, k_h = 0.054,$ $k_h' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \gamma_w h_2 + \gamma_3' h_3 + \gamma_w h_3}{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \gamma_3' h_3} k_h = 0.100$ $\theta = \tan^{-1} k_h = 0.100 (\text{rad})$ $K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta - \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$	$K_{EP} =$ 1.000
2層目砂質土層 EL.-8.0m ~ EL.-13.0m	完全液状化層のため、「液状化した土層の泥水圧」を対象とする。 このとき、 $K_P = 1.000$	$K_P =$ 1.000
支持層 (非液状化層) EL.-13.0m ~	「地震時の受働土圧係数」を求める。 $\phi = 0^\circ, \delta = 0^\circ, k_h = 0.054$ $k_h' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \gamma_w h_2 + \dots}{\gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2 + \dots} k_h = 0.115$ $\theta = \tan^{-1} k_h = 0.114(\text{rad})$ $K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta - \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$	$K_{EP} =$ 1.000

⑤ 土水圧の振動成分

土水圧の振動成分は拡張した Westergaard の土水圧公式により求めた。

$$P_{dw}(z, \gamma) = \alpha_{ds} \frac{7}{8} k_{hr} (\gamma_w + \gamma' \cdot r_u) \sqrt{H_d \cdot (z - D_w)}$$

- z : 地盤面からの深度(m)
- D_w : 地盤面から地下水位までの深度(m)
- α_{ds} : 固結工法の動的荷重低減係数 (一般に、0.3)
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
- γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)
- r_u : 堤防盛土外側の水平地盤部での過剰間隙水圧比
- H_d : 地下水位から最も下の液状化層 (完全液状化層と準液状化層) の下端までの距離(m)
- $k_{hr}(z)$: 深度に応じて低減した水平震度で以下の式により算出する。
 $k_{hr}(z) = k_h (1 - 0.03z)$

表 6.4.7 土水圧の振動成分

土層区分		計算深度	計算式	動水圧 P_{dw} (kN/m ²)
主働側	1層目 砂質土層 (準液状化)	EL.-1.5m (下)	$z=0.00$	0.0
		EL.-5.0m (上)	$0.3 \times 7/8 \times 0.18 \times (1 - 0.03 \times 5.0) \times (10.0 + 8.0 \times 0.661) \times \sqrt{(11.5 \times 3.5)} = 3.90$	3.9
	2層目 砂質土層 (準液状化)	EL.-8.0m (下)	$0.3 \times 7/8 \times 0.18 \times (1 - 0.03 \times 8.0) \times (10.0 + 9.0 \times 0.735) \times \sqrt{(11.5 \times 6.5)} = 5.16$	5.2
		EL.-13.0 (上)	$0.3 \times 7/8 \times 0.18 \times (1 - 0.03 \times 13.0) \times (10.0 + 9.0 \times 0.735) \times \sqrt{(11.5 \times 11.5)} = 5.51$	5.5
受働側	1層目 砂質土層 (完全液状化)	EL.-1.5m (下)	$z=0.00$	0.0
		EL.-5.0m (上)	$0.3 \times 7/8 \times 0.18 \times (1 - 0.03 \times 5.0) \times (10.0 + 8.0 \times 1) \times \sqrt{(11.5 \times 3.5)} = 4.59$	4.6
	2層目 砂質土層 (完全液状化)	EL.-8.0m (下)	$0.3 \times 7/8 \times 0.18 \times (1 - 0.03 \times 8.0) \times (10.0 + 9.0 \times 1) \times \sqrt{(11.5 \times 6.5)} = 5.90$	5.9
		EL.-13.0m (上)	$0.3 \times 7/8 \times 0.18 \times (1 - 0.03 \times 13.0) \times (10.0 + 9.0 \times 1) \times \sqrt{(11.5 \times 11.5)} = 6.30$	6.3

⑥ 土水圧強度の算定

・主働側

表 6.4.8 主働側の土水圧強度

土層区分	計算深度 EL.(m)	計算式	土圧強度 (kN/m ²)
表層 (非液状化層) 地下水水位以浅		地震時主働土圧+ P_w を求める。 $K_{EA}=0.324$, 主働側上載荷重 $w_A=54.0\text{kN/m}$ $\sigma_h(z) = K_{EA} \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} - 2c\sqrt{K_{EA}} + u(z)$	
	0m	$\sigma_{h1}(0) = 0.324 \times \{0 + 54.0\} = 17.50$	17.5
	-1.5m(上)	$\sigma_{h2}(1.5) = 0.324 \times \{18 \times 1.5 + 54.0\} = 26.24$	26.2
1層目 (準液状化層) 砂質土層		「常時主働土圧+土水圧漸増成分+動水圧」と「間隙水圧を考慮した地震時主働土圧」を求め、いずれか安全側(大きい方)を採用する。 $\sigma_h(z) = K_A \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + u(z) + r_u \cdot (1 - K_A) \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + P_{dw}(z)$ $\sigma_h(z) = K_{EA}' \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + u(z)$ $K_A=0.291$, $K_{EA}'=0.706$, $w_A=54.0\text{kN/m}$	
	-1.5m(下)	$\sigma_{h3i}(1.5) = 0.291 \times \{27.0 + 54.0\} + 0.0 + 0.661 \times (1 - 0.291) \times \{27.0 + 54.0\} = 61.5$ $\sigma_{h3e}(1.5) = 0.706 \times \{27.0 + 54.0\} + 0.0 = 57.2$ $\sigma_{h3i} > \sigma_{h3e}$	61.5
	-5.0m(上)	$\sigma_{h4i}(5.0) = 0.291 \times \{55.0 + 54.0\} + 35.0 + 0.661 \times (1 - 0.291) \times \{55.0 + 54.0\} + 3.9 = 121.7$ $\sigma_{h4e}(5.0) = 0.706 \times \{55.0 + 54.0\} + 35.0 = 112.0$ $\sigma_{h4i} > \sigma_{h4e}$	121.7
中間粘性土層 (非液状化層)		地震時主働土圧+ P_w を求める。 $w_A=54.0\text{ kN/m}$, $K_{EA}=1.007$, $c=50.0\text{ kN/m}^2$, $\sigma_h(z) = K_{EA} \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} - 2c\sqrt{K_{EA}} + u(z)$	
	-5.0m(下)	$\sigma_{h5}(5.0) = 1.007 \times \{55.0 + 54.0\} - 2 \times 50 \times \sqrt{1.007} + 35.0 = 44.4$	44.4
	-8.0m(上)	$\sigma_{h6}(8.0) = 1.007 \times \{76.0 + 54.0\} - 2 \times 50 \times \sqrt{1.007} + 65.0 = 95.6$	95.6
2層目 (準液状化層) 砂質土層		「常時主働土圧+土水圧漸増成分+動水圧」と「間隙水圧を考慮した地震時主働土圧」を求め、いずれか安全側(大きい方)を採用する。 式は1層目砂質土層と同様の式を用いる。 $K_A=0.291$, $K_{EA}'=0.806$, $w=54.0\text{kN/m}$	
	-8.0m(下)	$\sigma_{h7i}(8.0) = 0.291 \times \{76.0 + 54.0\} + 65.0 + 0.735 \times (1 - 0.291) \times \{76.0 + 54.0\} + 5.2 = 175.8$ $\sigma_{h7e}(8.0) = 0.806 \times \{76.0 + 54.0\} + 65.0 = 169.8$ $\sigma_{h7i} > \sigma_{h7e}$	175.8

	-13.0m(上)	$\sigma_{h8i}(13.0) = 0.291 \times \{121.0 + 54.0\} + 115.0 + 0.735 \times (1 - 0.291) \times \{121.0 + 54.0\} + 5.5 = 262.6$ $\sigma_{h8e}(13.0) = 0.806 \times \{121.0 + 54.0\} + 115.0 = 256.1$ $\sigma_{h8i} > \sigma_{h8e}$	262.6
支持層 (非液状化層)		地震時主働土圧+ P_w を求める。根入れ深さ EL.-14.0m まで計算する $w_A = 54.0 \text{ kN/m}^2$, $K_{EA} = 1.010$, $c = 55.0 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_h(z) = K_{EA} \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} - 2c\sqrt{K_{EA}} + u(z)$	
	-13.0m(下)	$\sigma_{h9}(13.0) = 1.010 \times \{121.0 + 54.0\} - 2 \times 55 \times \sqrt{1.010} + 115.0 = 181.2$	181.2
	-14.0m(上)	$\sigma_{h10}(14.0) = 1.010 \times \{128.0 + 54.0\} - 2 \times 55 \times \sqrt{1.010} + 125.0 = 198.3$	198.3

・受働側

表 6.4.9 受働側の土水圧強度

土層区分	計算深度 EL.(m)	計算式	土圧強度 (kN/m ²)
表層 (非液状化層) 地下水水位以浅		地震時受働土圧+ P_w を求める。 $K_{EP} = 2.905$, 受働側上載荷重 $w_P = 0.0 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_h(z) = K_{EP} \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + 2c\sqrt{K_{EP}} + u(z)$	
	0m	$\sigma_{h1}(0) = 0$	0.00
	-1.5m(上)	$\sigma_{h2}(1.5) = 2.905 \times \{27.00 + 0.00\} = 78.44$	78.4
1層目 砂質土層 (完全液状化層)		「液状化した土層の泥土圧-動水圧」を求める。 $\sigma_h(z) = \sigma_v(z) - P_{dw}(z, \gamma_{sat})$	
	-1.5m(下)	$\sigma_{h3}(1.5) = 27.00 - 0.00 = 27.00$	27.0
	-5.0m(上)	$\sigma_{h4}(5.0) = 90.00 - 4.59 = 85.41$	85.4
中間粘性土層 (非液状化層)		地震時受働土圧+ P_w を求める。 $K_{EP} = 1.000$, $c = 40.0 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_h(z) = K_{EP} \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + 2c\sqrt{K_{EP}} + u(z)$	
	-5.0m(下)	$\sigma_{h5}(5.0) = 1.000 \times \{55.00 + 0.00\} + 2 \times 40.0 \times \sqrt{1.000} + 35.00 = 170.00$	170.0
	-8.0m(上)	$\sigma_{h6}(8.0) = 1.000 \times \{76.00 + 0.00\} + 2 \times 40.0 \times \sqrt{1.000} + 65.00 = 221.00$	221.0
2層目 砂質土層 (完全液状化層)		「液状化した土層の泥土圧-動水圧」を求める。 $\sigma_h(z) = \sigma_v(z) - P_{dw}(z, \gamma_{sat})$	
	-8.0m(下)	$\sigma_{h7}(8.0) = 141.00 - 5.90 = 135.10$	135.1
	-13.0m(上)	$\sigma_{h8}(13.0) = 236.00 - 6.30 = 229.70$	229.7

(非液状化層) 支持層		地震時受動土圧+ P_w を求める。根入れ深さ EL.-14.0m まで計算する $K_{EP}=1.000$, $c=55.0 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_h(z)=K_{EP} \cdot \{\sigma_v'(z)+w\}+2c\sqrt{K_{EP}}+u(z)$	
	-13.0m(下)	$\sigma_{h9}(13.0)=1.000 \times \{121.00+0.00\}+2 \times 55.0 \times \sqrt{1.000}+115.00=346.00$	346.0
	-14.0m(上)	$\sigma_{h10}(14.0)=1.000 \times \{128.00+0.00\}+2 \times 55.0 \times \sqrt{1.000}+125.00=363.00$	363.0

⑦ 土圧・水圧強度分布図

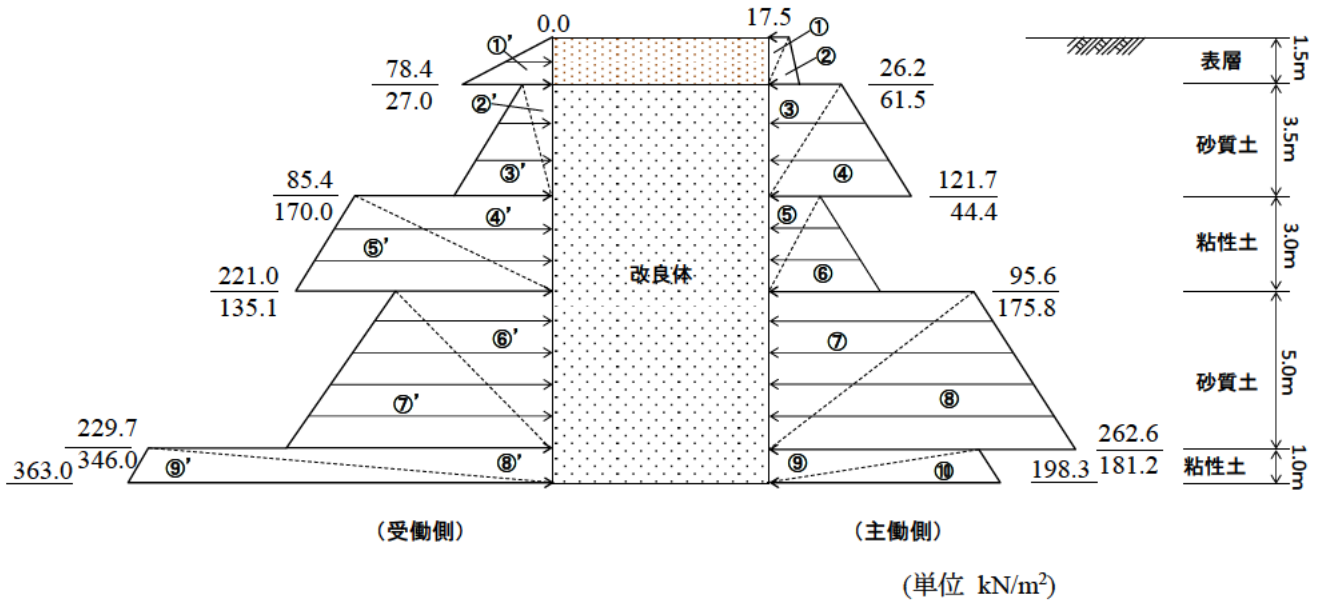


図 6.4.4 土水圧強度の分布

3) 対策工の外的安定の検討

① 考慮すべき外力

考慮すべき改良地盤に作用する外力は以下の通りである。

表 6.4.12 改良地盤に働く外力

抵抗力		鉛直方向 V (kN/m)	X (m)	水平方向 H (kN/m)	Y (m)	M_R (kN・m/m)
改良地盤の有効重量	W'	804.0	4.0	—	—	3216.0
改良地盤上の盛土の重量	W_E	216.0	4.0	—	—	864.0
主働側土水圧 (鉛直)	P_{AV}	332.1	8.0	—	—	2656.8
受働側土水圧 (鉛直)	P_{PV}	0.0	0.0	—	—	0.0
受働側土水圧 (水平)	P_{PH}	—	—	2108.5	4.909	10350.7
改良地盤に作用するせん断抵抗力 $F_{RT}+F_{RU}$	F_R	—	—	440.0	0.0	0.0
Σ		1352.1	—	2548.5	—	17087.5
駆動力		鉛直方向 V (kN/m)	X (m)	水平方向 H (kN/m)	Y (m)	M_D (kN・m/m)
改良地盤の慣性力	H	—	—	56.5	6.250	353.1
主働側土水圧	P_{AH}	—	—	1849.1	4.923	9103.3
改良地盤上部盛土の慣性力	H_E	—	—	6.8	13.25	90.1
Σ		—	—	1912.4	—	9546.5

※計算式は次ページ以降に示す。

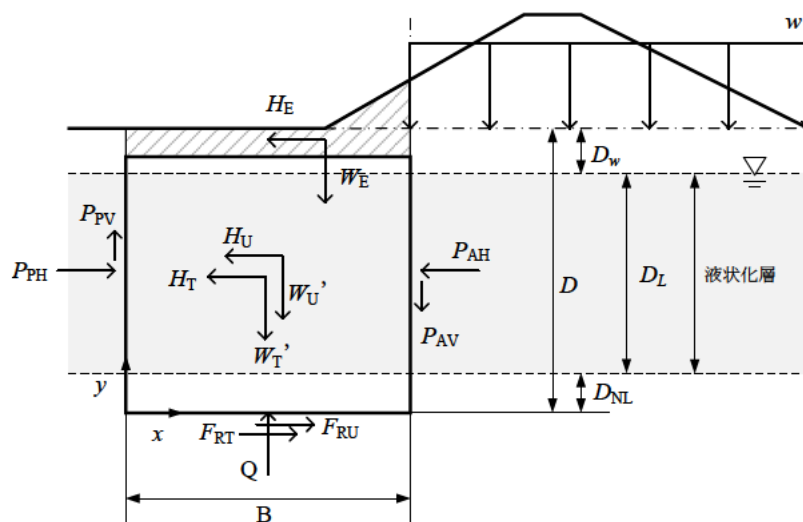


図 6.4.5 固結工法の検討で用いる外力図

② 滑動の検討

改良地盤に作用する外力は以下の通りである。

- ・改良地盤にかかる慣性力 $H = 56.5$ (kN/m)
- ・改良地盤上部の土塊にかかる慣性力 $H_E = 6.8$ (kN/m)
- ・主働側土水圧合力水平成分 $P_{AH} = 1849.1$ (kN/m)
- ・受働側土水圧合力水平成分 $P_{PH} = 2108.5$ (kN/m)
- ・改良地盤底面に作用するせん断抵抗力の合力は、以下の式を用いて算定する。

$$\begin{aligned} F_R &= F_{RT} + F_{RU} = c_B \cdot B + (W' + W_E + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \phi_B \\ &= 55.0 \times 8.0 + (804.0 + 216.0 + 332.1 - 0.0) \times 0 \\ &= \underline{440.0} \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} c_B &: \text{支持層の粘着力} & 55.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \phi_B &: \text{支持層の内部摩擦角} & 0.0 \text{ (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

以上より滑動安全率 F_s を『手引き』式(6.18)より算定した。

$$F_s = \frac{P_{PH} + F_R}{H + H_E + P_{AH}} = \frac{2108.5 + 440.0}{56.5 + 6.8 + 1849.1} = \frac{2548.5}{1912.4} = 1.332 > 1.000 \sim \text{O.K.} \sim$$

③ 支持力の検討

荷重の合力の作用点を中心とする仮想の基礎幅を考え、極限状態ではこの部分に荷重が一様に働くとする Meyerhof の考え方に準拠している。

改良地盤底面の鉛直地盤反力と極限支持力から安全率を算出し、所定の安全率以上となることを照査する。支持力安全率は次式により求める。

$$F_s = \frac{Q_u}{Q_v}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Q_u &: \text{荷重の偏心傾斜、寸法、根入れ深さを考慮した極限支持力(kN/m)} \\ Q_v &: \text{地盤反力(kN/m)} \end{aligned}$$

a) 外力補正

支持力の検討では外力が釣合っているものとして考え、滑動の照査用外力のうち、水平地盤側（受働側）の支持層及び非液状化から作用する土水圧合力と改良地盤底面のせん断抵抗力に補正を加える。

支持層の受働側土水圧合力と改良地盤底面のせん断抵抗力の発揮割合 f を、以下の式により求め、支持層の受働側土水圧合力と改良地盤底面のせん断抵抗力に発揮割合 f

を乗じた外力を用いる

$$f = \frac{H + H_E + P_{AH} - P_{PH2} - P_{PH4}}{P_{PH1} + P_{PH3} + P_{PH5} + F_R}$$

ここに、

P_{PHn} : n 層目砂質土層から改良地盤に作用する受働側土水圧合力の水平成分

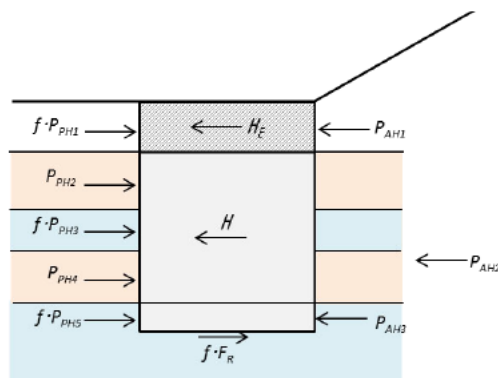


図 6.4.6 支持力を検討する際の改良地盤に作用する水平方向の外力補正

表 6.4.13 外力補正（発揮割合 f ）の計算

受働側で抵抗力を発揮する水平力		計算式 (図 6.4.4 より)	水平方向 H (kN/m)
表層非液化化層 受働側土水圧合力	P_{PH1}	$1/2 \times 78.4 \times 1.5 = 58.8$	58.8
中間非液化化層 受働側土水圧合力	P_{PH3}	$1/2 \times (170.0 + 221.0) \times 3.0 =$	586.5
支持層非液化化層 受働側土水圧合力	P_{PH5}	$1/2 \times (346.0 + 363.0) \times 1.0 =$	354.5
改良地盤底面に作用するせん断抵抗力	F_R	3) ②より	440.0
Σ			1439.8
主働側の水平力		計算式	水平方向 H (kN/m)
改良地盤の慣性力	H	表 6.4.2 より	56.5
改良地盤上部盛土の慣性力	H_E	表 6.4.2 より	6.8
主働側土水圧合力 ($P_{AH1} + P_{AH2} + P_{AH3}$)	P_{AH}	表 6.4.10 より	1849.1
Σ			1912.4
受働側で抵抗力を発揮しない水平力		計算式 (図 6.4.4 より)	水平方向 H (kN/m)
上層液化化層の受働側土水圧合力	P_{PH2}	$1/2 \times (27.0 + 85.4) \times 3.5 =$	196.7
下層液化化層の受働側土水圧合力	P_{PH4}	$1/2 \times (135.1 + 229.7) \times 5.0 =$	912.0
Σ			1108.7

$$\text{上表より、} f = \frac{56.5 + 6.8 + 1849.1 - 196.7 - 912.0}{58.8 + 586.5 + 354.5 + 440.0} = \frac{1912.4 - 1108.7}{1439.8} = \underline{\underline{0.558}}$$

b) 鉛直地盤反力

固結工法による改良地盤の地盤反力度分布は、図 6.4.7 に示すように荷重の合力の作用点を中心とする仮想の基礎幅に長方形分布し、この部分に荷重が一様に働くとする考え方にに基づき、地盤反力とその分布を求めた。

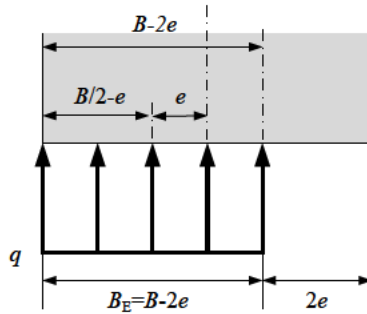


図 6.4.7 改良地盤底面の地盤反力分布

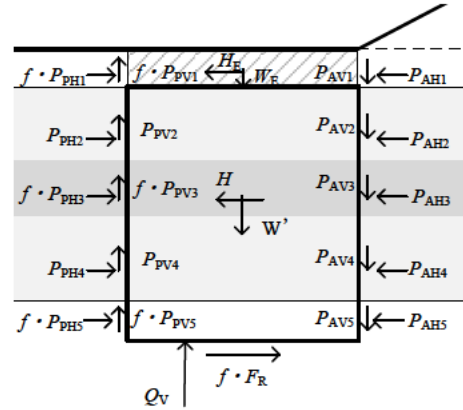


図 6.4.8 改良地盤に作用する力

鉛直力とモーメントから、荷重の偏心量 e を求めた。

- 鉛直力 V : 改良地盤底面に作用する力以外による鉛直力 (kN/m)

$$\begin{aligned} V &= W' + W_E + P_{AV} - f \cdot (P_{PV1} - P_{PV3} - P_{PV5}) - P_{PV2} - P_{PV4} \\ &= 804.0 + 216.0 + 332.1 - 0.558 \times (0.0 - 0.0 - 0.0) - 0.0 - 0.0 \\ &= \underline{1352.1 \text{ (kN/m)}} \end{aligned}$$

- 抵抗モーメント M_R (表 6.4.10、表 6.4.11、表 6.4.12 より)

$$\begin{aligned} M_R &= W' \cdot \frac{B}{2} + W_E \cdot x_{WE} + P_{AV} \cdot B + f \cdot P_{PH1} \cdot y_{PPH1} + P_{PH2} \cdot y_{PPH2} \\ &\quad + f \cdot P_{PH3} \cdot y_{PPH3} + P_{PH4} \cdot y_{PPH4} + f \cdot P_{PH5} \cdot y_{PPH5} \\ &= 804.0 \times 8/2 + 216.0 \times 4.0 + 332.1 \times 8.0 + 0.558 \times (58.80 \times 13.0) \\ &\quad + (47.25 \times 11.333 + 149.45 \times 10.167) + 0.558 \times (255.00 \times 8.0 + 331.50 \times 7.0) \\ &\quad + (337.75 \times 4.333 + 574.25 \times 2.667) + 0.558 \times (173.00 \times 0.667 + 181.50 \times 0.333) \\ &= \underline{14744.5 \text{ (kN/m} \cdot \text{m)}} \end{aligned}$$

- 転倒モーメント M_D (表 6.4.2、表 6.4.10 より)

$$\begin{aligned} M_D &= H \cdot y_H - H_E \cdot y_{HE} + P_{AH1-5} \cdot y_{PAH1-5} \\ &= 56.5 \times 6.25 + 6.8 \times 13.25 + 13.13 \times 13.5 + 19.65 \times 13.0 + 107.63 \times 11.333 \\ &\quad + 212.98 \times 10.167 + 66.60 \times 8.0 + 143.40 \times 7.0 + 439.50 \times 4.333 \\ &\quad + 656.50 \times 2.667 + 90.6 \times 0.667 + 99.15 \times 0.333 \\ &= \underline{9546.5 \text{ (kN/m} \cdot \text{m)}} \end{aligned}$$

ここに、

$$W' : \text{改良地盤有効重量 } (W - \gamma_w \times V (\text{改良地盤体積}) = 1800 - 10.0 \times 12.5 \times 8.0 = 800.0)$$

$$W_E : \text{改良地盤上面に載る盛土の重量 } (W_E = \gamma_E \times V_E = 18.0 \times 1.5 \times 8.0 = 216.0)$$

x, y : 作用 (重心) 位置の改良地盤端部からの距離(m)

- ・モーメント M : 改良地盤底面に作用する力以外によるモーメント (> 0) (kN/m・m)

$$M = M_R - M_D = 14744.5 - 9546.5 = \underline{5198.0 \text{ (kN/m} \cdot \text{m)}}$$

- ・荷重の偏心率 e

$$\begin{aligned} e &= B/2 - \frac{M}{V} \\ &= 8.0/2 - 5198.0 / 1352.1 \\ &= \underline{0.156 \text{ (m)}} \end{aligned}$$

c) 極限支持力

荷重の偏心率傾斜、寸法、根入れ深さを考慮し、以下の式により極限支持力を求める。

$$Q_u = B_e \left\{ \alpha \kappa c_B N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma'_B \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\}$$

ここに、

- Q_u : 荷重の偏心率傾斜、寸法、根入れ深さを考慮した極限支持力(kN/m)
- c_B : 支持層の粘着力(kN/m²)
- q : 上載荷重 (周辺地盤の改良地盤底面高さにおける鉛直有効応力) (kN/m²)
- B_e : 荷重の偏心を考慮した有効載荷幅 (m)
- γ'_B : 支持層の有効単位体積重量 (kN/m³)
- α, β : 基礎の形状係数 (特殊な形状を除き、一般に 1.0 を使ってよい)
- κ : 根入れ効果に対する割増し係数
- N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数
- S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

- ・有効上載荷幅 B_e

$$\begin{aligned} B_e &= B - 2e \\ &= 8.0 - 2 \times 0.156 \\ &= \underline{7.688 \text{ (m)}} \end{aligned}$$

- ・ 上載荷重 q

$$q = \gamma' \times D_r + \sigma'_v = 7.0 \times 1.0 + 121.0 = \underline{128.0 \text{ (kN)}}$$

ここに、 D_r : 有効根入れ深さ

- ・ 支持力係数

根入れ効果に対する割増し係数 κ 、荷重の傾斜を考慮した支持力係数 N_c 、 N_q 、 N_r 、支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_c 、 S_q 、 S_r は道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編¹⁾を参考に以下のように設定した。

- ・ 荷重の傾斜 $\tan\theta = H_B / V_r = 0.182$
- ・ 改良体に作用する鉛直力 $V_r = 1352.1 \text{ (kN/m)}$
- ・ 改良体底面に作用するせん断力 $H_B = f \cdot F_R = 245.5 \text{ (kN/m)}$
- ・ 根入れ効果に対する割り増し係数 $\kappa = 1 + 0.3 \times D_r / B_e = 1.039$

表 6.4.14 支持力係数

項目	記号	係数值
荷重の傾斜を考慮した支持力係数	$N_c =$	3.88
	$N_q =$	1.00
	$N_r =$	0.00
支持力係数の寸法効果に関する補正係数	$S_c =$	0.57
	$S_q =$	0.46
	$S_r =$	0.51

- ・ 極限支持力

$$\begin{aligned}
 Q_u &= B_e \left\{ \alpha \kappa \kappa_B N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma'_B \beta B_e N_r S_r \right\} \\
 &= 7.688 \times (1.0 \times 1.039 \times 55.0 \times 3.88 \times 0.57 + 1.039 \times 128.0 \times 1.0 \times 0.46 \\
 &\quad + 1/2 \times 7.0 \times 1.0 \times 7.688 \times 0.0 \times 0.51) \\
 &= 7.688 \times (126.38 + 61.18 + 0.00) \\
 &= \underline{1442.0 \text{ (kN/m)}}
 \end{aligned}$$

- ・ 支持力 Q_v

$$Q_v = V = \underline{1352.1 \text{ (kN/m)}}$$

- d) 支持力安全率

$$F_s = \frac{Q_u}{Q_v} = \frac{1442.0}{1352.1} = 1.066 > 1.000 \quad \sim \text{O.K.} \sim$$

参考文献 1) 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 平成 24 年 3 月、p. 302、p. 303」

4) 対策工の内的安定の検討

内的安定として、水平せん断、格子壁拔出しせん断、鉛直せん断の検討を行い、改良体に生じるせん断応力が一軸圧縮強さ q_{ua} から求める設計に用いる許容せん断強さ τ_a を越えないことを確認した。

① 水平せん断

改良地盤の水平せん断応力については、以下式を用いて算出した。

$$\tau_1 = \frac{H_z + H_E + P_{AHz} - P_{PHz}}{a_p \cdot B}$$

ここに、

- τ_1 : 改良体に作用する水平せん断応力(kN/m²)
- H_z : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する慣性力(kN/m)
- H_E : 改良体上面の地盤に作用する慣性力(kN/m)
- P_{AHz} : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する主働側土水圧合力(kN/m)
- P_{PHz} : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する受働側土水圧合力(kN/m)

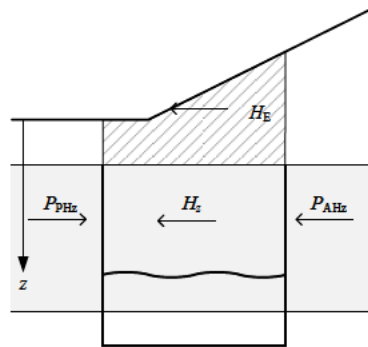


図 6.4.9 改良地盤の水平せん断破壊

図 6.4.10 に示すように各深度の改良地盤における水平せん断応力分布を計算し、最大せん断応力について許容値以内となるか照査する。

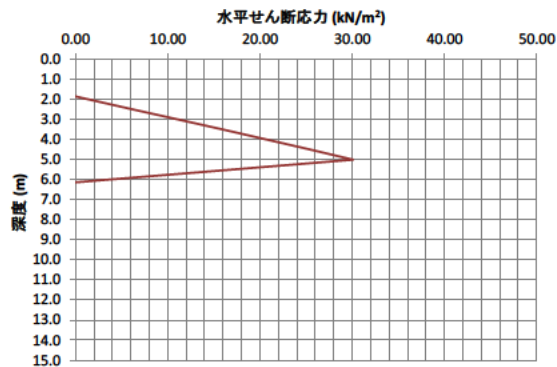


図 6.4.10 深度方向の水平せん断応力分布

図 6.4.10 に示す通り、水平せん断応力が最大となる地点は深度 5.0m 地点であるため、深度 5.0m 地点において改良地盤に作用する水平せん断応力の計算例を示す。

- ・ 検討する深度(5.0m)における改良地盤上面の盛土及び改良地盤の慣性力 H_z+H_E

$$H_z+H_E = \gamma \times H \times B \times k_{hr} = 18.0 \times (1.5+3.5) \times 8.0 \times 0.054 \times (1-0.03 \times 14.0) = 22.6 (\text{kN/m})$$

※ 改良地盤上面に載る盛土、および改良地盤の慣性力算定における、水平震度計算に用いる深度方向の低減係数は、改良体底面深度を用いる。

- ・ 検討する深度(5.0m)における主働土圧合力 P_{AH}

表 6.4.10 (①+②+③+④) より、 $P_{AH}=353.4$ (kN/m)

- ・ 検討する深度(5.0m)における受働土圧合力 P_{PH}

表 6.4.11 (①+②+③) より、 $P_{PH}=255.5$ kN/m

- ・ 検討する深度(5.0m)における水平せん断応力 P_{PH}

$$\tau_1 = \frac{H_z + H_E + P_{AHz} - P_{PHz}}{a_p \cdot B} = \frac{22.6 + 353.4 - 255.5}{0.50 \times 8.0} = 30.1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\underline{\tau_1 = 30.1 \text{ (kN/m}^2\text{)} < \tau_a = 200.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \sim \text{O.K.} \sim}$$

② 抜出しせん断

格子状改良の場合に主に盛土側からの土圧によって最も盛土側に位置する改良壁体が抜出しせん断破壊しないよう、改良壁体に作用するせん断応力を下式により求め、改良地盤のいずれの深度においても改良壁体に作用するせん断応力が設計に用いるせん断強さを超えていないことを確認した。

図 6.4.12 に示すとおり、本ケースにおいて格子壁に作用する合力が最大となる地点は改良体底面深度である。ただし、根入れ長によって、せん断応力最大となる地点が改良地盤底面または、液状化層下端深度となるため、最下端の液状化層下端深度（13.0m）および改良地盤底面深度（14.0m）において格子壁のせん断応力を算出し、最大せん断応力が許容せん断応力以内となるか照査を行った。

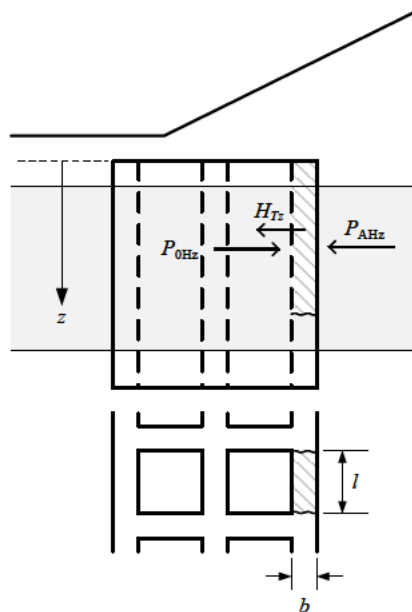


図 6.4.11 格子状改良体の抜出し破壊

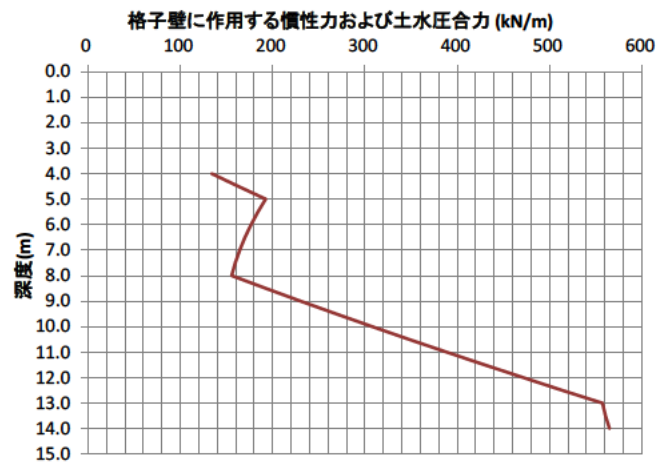


図 6.4.12 格子壁に作用する合力深度分布図

- ・ 検討する深度が改良地盤底面の場合

$$\tau_2 = \frac{(H_{Tz} + P_{AHz} - P_{0Hz}) \cdot l}{2bz}$$

- ・ 検討する深度が上記以外の場合

$$\tau_2 = \frac{(H_{Tz} + P_{AHz} - P_{0Hz}) \cdot l}{2bz + bl}$$

ここに、

τ_2 : 改良壁体に作用する抜出しせん断応力(kN/m²)

H_{Tz} : 検討する深度の上部の改良壁体に作用する慣性力(kN/m)

P_{AHz} : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する主動側土水圧合力(kN/m)

P_{0Hz} : 検討する深度の上部の改良壁体に格子内部から作用する静止土水圧合力(kN/m)

l : 図 6.4.11 に示す対象とする改良壁体の堤防法線方向の長さ(m)

b : 改良壁体の厚さ(m)

z : 改良体上面からの検討位置の深度(m)

表 6.4.15 静止土水圧合力の算定

深度 z	層厚 h	単位体積重量 γ	全上載圧 $\sigma_v(z)$	静水圧 $u(z)$	有効上載圧 $\sigma'_v(z)$	静止土圧係数 K_0	静止土水圧 $\sigma_h(z) = K_0 \cdot \sigma'_v(z) + u(z)$	静止土水圧合力 P_{0hz}	
								各層	照査地点
(m)	(m)	(kN/m ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	—	(kN/m ²)	(kN/m)	
0~ 1.5	1.5	18.0	27.0	0.0	27.0	0.5	13.5	10.1	—
1.5~ 5.0	3.5	18.0	90.0	35.0	55.0	0.5	62.5	133.0	—
5.0~ 8.0	3.0	17.0	141.0	65.0	76.0	0.5	103.0	248.3	—
8.0~ 13.0	5.0	19.0	236.0	115.0	121.0	0.5	175.5	696.3	$P_{0h(15-13m)} = 1077.6$
13.0~ 14.0	1.0	17.0	253.0	125.0	128.0	0.5	189.0	182.3	$P_{0h(15-14m)} = 1259.9$

a) 液状化層下端深度(13.0m)における格子壁の抜け出しせん断応力

- ・ 検討する深度(13.0m)の上部の改良壁体に作用する慣性力 H_{Tz}

$$H_{Tz} = W_z \times k_{hrz} = 0.8 \times 11.5 \times 18.0 \times 0.054 \times (1 - 0.03 \times 14.0) = 5.2 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 検討する深度(13.0m)の上部の改良地盤に作用する主働側土水圧合力(kN/m)

$$P_{AHz} = 1626.6 \text{ (kN/m)} \text{ (表 6.4.10 より } \Sigma P_{AH} - (\textcircled{1} + \textcircled{2} + \textcircled{9} + \textcircled{10}))$$

- ・ 検討する深度(13.0m)の上部の改良壁体に格子内部から作用する静止土水圧合力(kN/m)

$$P_{OHZ} = 1077.6 \text{ (kN/m)} \text{ (表 6.4.15 より)}$$

- ・ 検討する深度(13.0m)の上部の格子壁の抜け出しせん断応力

$$\tau_2(13.0) = \frac{(H_{Tz} + P_{AHz} - P_{OHZ}) \cdot l}{2bz + bl} = \frac{(5.2 + 1626.6 - 1077.6) \times 4.0}{2 \times 0.8 \times 11.5 + 0.8 \times 4.0} = \underline{102.6 \text{ (kN/m}^2)}$$

b) 改良地盤底面深度(14.0m)における格子壁の抜け出しせん断応力

- ・ 検討する深度(14.0m)の上部の改良壁体に作用する慣性力 H_{Tz}

$$H_{Tz} = W_z \times k_{hrz} = 0.8 \times 12.5 \times 18.0 \times 0.054 \times (1 - 0.03 \times 14.0) = 5.6 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 検討する深度(14.0m)の上部の改良地盤に作用する主働側土水圧合力(kN/m)

$$P_{AHz} = 1816.4 \text{ (kN/m)} \text{ (表 6.4.10 より } \Sigma P_{AH} - (\textcircled{1} + \textcircled{2}))$$

- ・ 検討する深度(14.0m)の上部の改良壁体に格子内部から作用する静止土水圧合力(kN/m)

$$P_{OHZ} = 1259.9 \text{ (kN/m)} \text{ (表 6.4.15 より)}$$

- ・ 検討する深度(14.0m)の上部の格子壁の抜け出しせん断応力

$$\tau_2(14.0) = \frac{(H_{Tz} + P_{AHz} - P_{OHZ}) \cdot l}{2bz} = \frac{(5.6 + 1816.4 - 1259.9) \times 4.0}{2 \times 0.8 \times 12.5} = \underline{112.4 \text{ (kN/m}^2)}$$

$$\underline{\tau_2(14.0) = 112.4 \text{ (kN/m}^2)} < \tau_a = 200.0 \text{ (kN/m}^2) \quad \sim \text{O.K.} \sim$$

③ 鉛直せん断

図 6.4.13 に示すように改良地盤底面から作用する地盤反力によって鉛直にせん断破壊しないよう、改良壁体に作用するせん断応力 τ_v を以下の式により求め、改良地盤のいずれの位置においても改良壁体に作用するせん断応力が許容せん断応力以内となるか照査を行った。

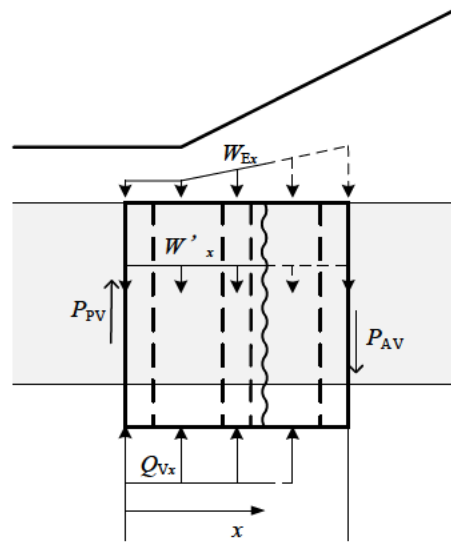


図 6.4.13 鉛直せん断破壊

$$\tau_v = \frac{(P_{PV} + Q_{vx} - W'_x - W_{Ex}) \cdot L_{U1}}{D_T L_{T1}}$$

ここに、

- τ_v : 鉛直せん断応力(kN/m²)
- P_{PV} : 改良地盤の受働側に作用する土水圧合力の鉛直成分で、液状化層上部 (P_{PV1})、液状化層(P_{PV2} 、 P_{PV4})、中間非液状化層(P_{PV3})、支持層(P_{PV5})の成分に分割し、 P_{PV1} 、 P_{PV3} 、 P_{PV5} に発揮割合 f を乗じる (kN/m)
- Q_{vx} : 改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの地盤反力の合力(kN/m)
- W'_x : 改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの改良地盤の有効重量(kN/m)
- W_{Ex} : 改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの改良地盤上面に載る盛土の全重量(kN/m)
- L_{U1} : 堤防法線方向の改良地盤 1 ユニットの長さ (ブロック状の場合、1) (m)
- D_T : 改良地盤の高さ (m)
- L_{T1} : 堤防法線方向の改良地盤 1 ユニットのうち改良壁体の長さ (ブロック状の場合、1) (m)

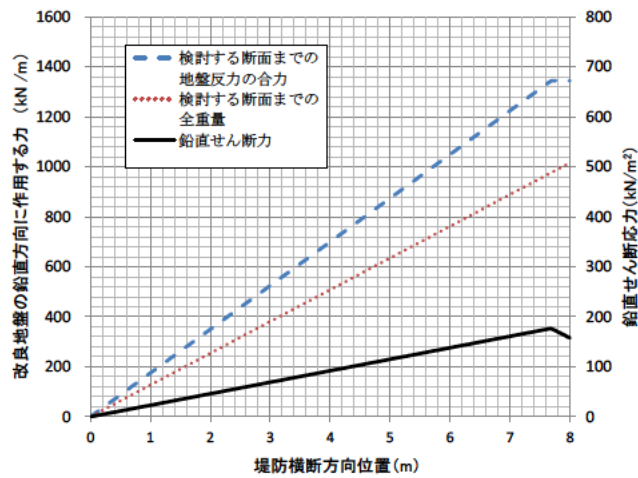


図 6.4.14 堤防横断面方向の改良地盤における鉛直せん断力分布図

図 6.4.14 のように、鉛直せん断力が最大となる横断位置は改良地盤前趾から有効幅である 7.688m の地点であり、ここでは改良地盤前趾から 7.688m の位置において改良地盤に作用する鉛直せん断応力を算出した。

- ・ 検討する断面(改良地盤前趾から 7.688m)までの地盤反力の合力 Q_{Vx}

$$Q_{Vx} = q \times x = (1352.1 / 7.688) \times 7.688 = 1352.1 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 検討する断面(改良地盤前趾から 7.688m)までの改良地盤の有効重量 W'_x

$$W'_x = W' / B \times x = 804.0 / 8.0 \times 7.688 = 772.6 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 検討する断面(改良地盤前趾から 7.688m)までの改良地盤上面に載る盛土の重量 W_{Ex}

$$W_{Ex} = \gamma_E \times D_{WL} \times x = 18.0 \times 1.5 \times 7.688 = 207.6 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 検討する断面(改良地盤前趾から 7.688m)における鉛直せん断応力

$$\begin{aligned} \tau_v &= \frac{(P_{PV2} + P_{PV4} + f(P_{PV1} + P_{PV3} + P_{PV5}) + Q_{Vx} - W'_x - W_{Ex}) \cdot L_{U1}}{D_T L_T} \\ &= \frac{(0.0 + 0.0 + 0.569 \times (0.0 + 0.0 + 0.0) + 1352.1 - 772.6 - 207.6) \times 4.8}{12.5 \times 0.8} \\ &= \underline{178.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \end{aligned}$$

$$\underline{\tau_v = 178.5 \text{ (kN/m}^2\text{)} < \tau_a = 200.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \sim \text{O.K.} \sim}$$

5) 安定検討結果（まとめ）

改良体の安定検討結果一覧表を表 6.4.16 に示す。

表 6.4.16 安定検討結果一覧表

検討項目		単位	検討結果	
外的安定	滑 動	—	$F_s = 1.332 > 1.0$	O.K.
	支持力	—	$F_s = 1.066 > 1.0$	O.K.
内的安定	水平せん断	kN/m ²	$\tau_1 = 30.1 < \tau_a = 200.0$	O.K.
	格子壁拔出しせん断	kN/m ²	$\tau_2 = 112.4 < \tau_a = 200.0$	O.K.
	鉛直せん断	kN/m ²	$\tau_v = 178.5 < \tau_a = 200.0$	O.K.

6.4.2 耐震性能照査

6.4.1 で設定した対策工を施した堤防のレベル2地震動に対する耐震性能について有限要素法による自重変形解析により照査を行った。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

(1) 対策工諸元

改良地盤（改良体とその間の未改良部）を弾性体としてモデル化して変形解析を実施した。改良地盤を表す弾性体の定数を、対策工諸元から以下の通り設定した。

表 6.4.17 改良体諸元

項目	諸元	備考
せん断剛性	16667 kN/m ²	$q_{ua} = 400\text{kN/m}^2$
ポアソン比	0.200	
単位体積重量	18.0 kN/m ³	

なお、固化改良体のせん断弾性係数は以下の式にて設定した。

$$G = (100 \times q_{ua}) / (2 \times (1 + \nu))$$

ここに、

G : せん断弾性係数

q_{ua} : 一軸圧縮強度

ν : ポアソン比

(2) 耐震性能照査による対策工の検討

対策工諸元の設定において決定した対策工をモデル化した堤防断面において、変形解析を行った結果、沈下後堤防高が照査外水位を下回ったため、沈下後堤防高が照査外水位以上となる対策工諸元を変形解析により検討した。対策工諸元設定の流れと決定した諸元を次頁に示す。

変形解析による対策工の検討については、改良体の幅、天端の高さ、根入れ、堤体下部への改良幅を変化させて耐震性能を満足し且つ最小改良規模となる諸元を設定した。

表 6.4.18 対策工諸元設定の流れと決定諸元

設計ケース	概要図	内容
① 対策工設計		<p>外的、内的安定照査による設計計算によって対策規模を決定。</p>
② 耐震性能照査 (変形解析)	<p>②-i</p>	<p>①で設計した対策規模を有限要素モデル化し、自重変形解析による L2 地震動照査を実施。</p> <p>沈下後堤防高さ EL.2.48 m < 照査外水位 EL.3.00 m ⇒NG</p>
② 耐震性能照査 (変形解析)	<p>②-ii</p>	<p>②-i 照査の結果、沈下後堤防高さが照査外水位を下回ったため、改良諸元を変更し、再度 L2 地震動照査を実施。耐震性能を満足する諸元を検討。</p> <p>以下のように対策工諸元を変更することで耐震性能を満足。</p> <ul style="list-style-type: none"> 改良高 12.5 m ⇒ 13.0 m 堤体下部改良幅 0.0 m ⇒ 2.5 m 堤体外改良幅 8.0 m ⇒ 5.5 m 対策天端高 EL -1.5 m ⇒ -1.0 m
③ 対策工設計にチェック		<p>②で決定した対策諸元に対し①と同様の計算を実施し、妥当性を確認した。</p>

(3) 解析結果

対策工諸元の設定（外的内的安定計算）によって決定した対策工諸元（表 6.4.18 中①ケース）について変形解析を行った結果を以下に示す。

表 6.4.19 耐震性能照査結果（その1）

②-1 耐震性能照査結果（諸元設定用震度により設定した対策工）【レベル 2-1 地震動】	
変形図	堤防天端沈下量
	2.37m
	沈下後の堤防高さ
	EL.+2.63m
F _L 分布図	照査外水位
	EL.+3.00m
	判定
	NG
	備考
	改良高：12.5 m
	根入れ：10 m
	改良幅：80 m
	堤体下部改良：0.0 m
	改良強度：400 kN/m ²
②-2 耐震性能照査結果（諸元設定用震度により設定した対策工）【レベル 2-2 地震動】	
変形図	堤防天端沈下量
	2.52m
	沈下後の堤防高さ
	EL.+2.48m
F _L 分布図	照査外水位
	EL.+3.00m
	判定
	NG
	備考
	改良高：12.5 m
	根入れ：10 m
	改良幅：80 m
	堤体下部改良：0.0 m
	改良強度：400 kN/m ²

表 6.4.18 中①ケースを基に、耐震性能を満足するように対策工諸元を見直した表 6.4.18 中②ケースについて変形解析を行った結果を以下に示す。

表 6.4.20 耐震性能照査結果（その2）

②-1 耐震性能照査結果（耐震性能を満足する対策工諸元）【レベル 2-1 地震動】	
<p>変形図</p>	<p>堤防天端沈下量 1.92m</p> <p>沈下後の堤防高さ EL.+3.08m</p> <p>照査外水位 EL.+3.00m</p> <p>判定 OK</p> <p>備考 改良高：130 m 根入れ：10 m 改良幅：80 m 堤体下部改良：2.5 m 改良強度：400 kN/m²</p>
<p>F_L分布図</p>	
②-2 耐震性能照査結果（耐震性能を満足する対策工諸元）【レベル 2-2 地震動】	
<p>変形図</p>	<p>堤防天端沈下量 1.95m</p> <p>沈下後の堤防高さ EL.+3.05m</p> <p>照査外水位 EL.+3.00m</p> <p>判定 OK</p> <p>備考 改良高：130 m 根入れ：10 m 改良幅：80 m 堤体下部改良：2.5 m 改良強度：400 kN/m²</p>
<p>F_L分布図</p>	

(4) 安定検討による対策工諸元の確認

耐震性能照査の結果、諸元の見直し（改良体の位置を盛土側に移動、改良体上面位置の変更）を行ったため、見直し後の諸元に対して内的・外的安定の検討を実施した。その結果、内的・外的安定の全ての照査項目で照査基準を満足する結果であった。

表 6.4.21 安定検討結果一覧表

検討項目		単位	検討結果	
外的安定	滑 動	—	$F_s = 1.290 > 1.0$	O.K.
	支持力	—	$F_s = 1.003 > 1.0$	O.K.
内的安定	水平せん断	kN/m ²	$\tau_1 = 37.9 < \tau_a = 200.0$	O.K.
	格子壁拔出しせん断	kN/m ²	$\tau_2 = 119.9 < \tau_a = 200.0$	O.K.
	鉛直せん断	kN/m ²	$\tau_v = 192.3 < \tau_a = 200.0$	O.K.

6.4.3 浸透安全性照査

前項までに決定した対策工を入れた断面に対して、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じた検討を行い、液状化対策工によって現況に対して堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査した。

(1) 地盤モデルとパラメータ

地盤モデルとパラメータを6.2.1に示した通りである。6.2.1以外のパラメータは「河川堤防の構造検討の手引き」に準拠した。

固結工の透水係数は 1×10^{-8} (m/sec) とした。

浸透流解析に用いるメッシュは、自重変形解析のメッシュを準用した。

(2) 外力の設定

詳細に用いる降雨、洪水の外力は6.2.6に示した通りである。

(3) 解析結果

現況解析の結果と対策後の結果を下表に示す。

対策後（固結）の局所動水勾配（水平）が0.417から0.573に増加（安全率が低下）したため、補助対策工の検討を行った。ここではドレーン工を補助対策工に選定し、浸透安全性の照査を行った結果、局所動水勾配（水平）が0.381まで減少し、その他の項目も全て現況を上回る結果となった。

表 6.4.22 浸透安全性の照査結果一覧

検討ケース	局所動水勾配		円弧すべり安全率	
	鉛直 iv	水平 ih	川表 Fs	川裏 Fs
現況	0.313	0.417	0.783	0.752
固結	0.311	0.573	0.755	0.724
固結+ドレーン	0.202	0.381	0.782	0.844

表 6.4.23 浸透安全性の照査結果一覧

決定対策諸元		設定定数				設定外力																																																
		土層区分	単位体積重量 V, t/m ³	単位体積摩擦係数 V, s.t.	粘着力 C	内部摩擦角 φ																																																
		土質	18.0	19.0	1.0	30.0		1.00E-06																																														
		沖積砂質土 A1	18.0	19.0	0.0	30.0	1.00E-05																																															
		沖積砂質土 A2	17.0	18.0	0.0	0.0	1.00E-08																																															
		沖積砂質土 A1	19.0	20.0	0.0	30.0	1.00E-05																																															
		沖積砂質土 A2	17.0	18.0	0.0	0.0	1.00E-08																																															
		沖積砂質土 A1	21.0	22.0	0.0	40.0	1.00E-04																																															
		沖積砂質土 A2	18.0	18.0	0.0	33.3	1.00E-08																																															
局所動水勾配		<table border="1"> <thead> <tr> <th>土層区分</th> <th>単位体積重量 V, t/m³</th> <th>単位体積摩擦係数 V, s.t.</th> <th>粘着力 C</th> <th>内部摩擦角 φ</th> <th>透水性係数 k</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>土質</td> <td>18.0</td> <td>19.0</td> <td>1.0</td> <td>30.0</td> <td>1.00E-06</td> </tr> <tr> <td>沖積砂質土 A1</td> <td>18.0</td> <td>19.0</td> <td>0.0</td> <td>30.0</td> <td>1.00E-05</td> </tr> <tr> <td>沖積砂質土 A2</td> <td>17.0</td> <td>18.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>1.00E-08</td> </tr> <tr> <td>沖積砂質土 A1</td> <td>19.0</td> <td>20.0</td> <td>0.0</td> <td>30.0</td> <td>1.00E-05</td> </tr> <tr> <td>沖積砂質土 A2</td> <td>17.0</td> <td>18.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>1.00E-08</td> </tr> <tr> <td>沖積砂質土 A1</td> <td>21.0</td> <td>22.0</td> <td>0.0</td> <td>40.0</td> <td>1.00E-04</td> </tr> <tr> <td>沖積砂質土 A2</td> <td>18.0</td> <td>18.0</td> <td>0.0</td> <td>33.3</td> <td>1.00E-08</td> </tr> </tbody> </table>					土層区分	単位体積重量 V, t/m ³	単位体積摩擦係数 V, s.t.	粘着力 C	内部摩擦角 φ	透水性係数 k	土質	18.0	19.0	1.0	30.0	1.00E-06	沖積砂質土 A1	18.0	19.0	0.0	30.0	1.00E-05	沖積砂質土 A2	17.0	18.0	0.0	0.0	1.00E-08	沖積砂質土 A1	19.0	20.0	0.0	30.0	1.00E-05	沖積砂質土 A2	17.0	18.0	0.0	0.0	1.00E-08	沖積砂質土 A1	21.0	22.0	0.0	40.0	1.00E-04	沖積砂質土 A2	18.0	18.0	0.0	33.3	1.00E-08
土層区分	単位体積重量 V, t/m ³	単位体積摩擦係数 V, s.t.	粘着力 C	内部摩擦角 φ	透水性係数 k																																																	
土質	18.0	19.0	1.0	30.0	1.00E-06																																																	
沖積砂質土 A1	18.0	19.0	0.0	30.0	1.00E-05																																																	
沖積砂質土 A2	17.0	18.0	0.0	0.0	1.00E-08																																																	
沖積砂質土 A1	19.0	20.0	0.0	30.0	1.00E-05																																																	
沖積砂質土 A2	17.0	18.0	0.0	0.0	1.00E-08																																																	
沖積砂質土 A1	21.0	22.0	0.0	40.0	1.00E-04																																																	
沖積砂質土 A2	18.0	18.0	0.0	33.3	1.00E-08																																																	
現況		iv: 0.313		ih: 0.417		iv: 0.202		ih: 0.381																																														
川裏		F _s = 0.782		F _s = 0.755		F _s = 0.724		F _s = 0.844																																														
川裏		F _s = 0.783		F _s = 0.755		F _s = 0.725		F _s = 0.782																																														
川裏		F _s = 0.782		F _s = 0.755		F _s = 0.724		F _s = 0.844																																														
川裏		F _s = 0.783		F _s = 0.755		F _s = 0.725		F _s = 0.782																																														

第7章 計算例5：鋼材を用いた工法による対策（その1）

7.1 設計手順

図 7.1.1 に鋼材を用いた工法の設計手順を示す。対策工の初期諸元は、弾性床土上の梁に土圧（漸増成分土圧、振動成分土圧）を作用させ、鋼材に発生する応力度が許容応力度以下となる型式とそれに応じた根入れ長を繰返し計算により設定する。この対策工を入れた断面においてレベル2地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。その結果、耐震性能を満足しない場合には、型式を上げる等により対策工諸元を見直し、耐震性能を満足する諸元を設定する。具体的には、鋼材の型式を上げる、もしくは、根入れ長を長くすることで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

次に、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査する、浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要がある。

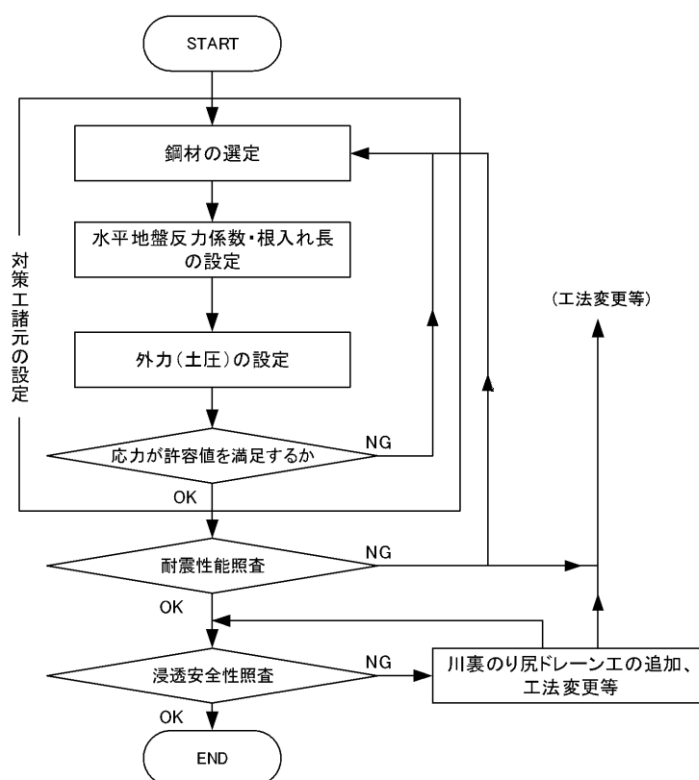


図 7.1.1 鋼材を用いた工法の設計手順

7.2 設計条件

7.2.1 地盤条件

(1) 基本諸元

図 7.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。表 7.2.1 には室内試験結果より設定した各層の地盤定数を示す。

液状化層が一層で比較的薄いモデルである。

[堤体構造]	堤体高	: 5.0m
	天端幅	: 5.0m
	のり面勾配	: 1 : 2.0
[水 位]	地下水位	: G.L.-1.0m (EL.-1.0m)
	外水位	: EL.+2.5m

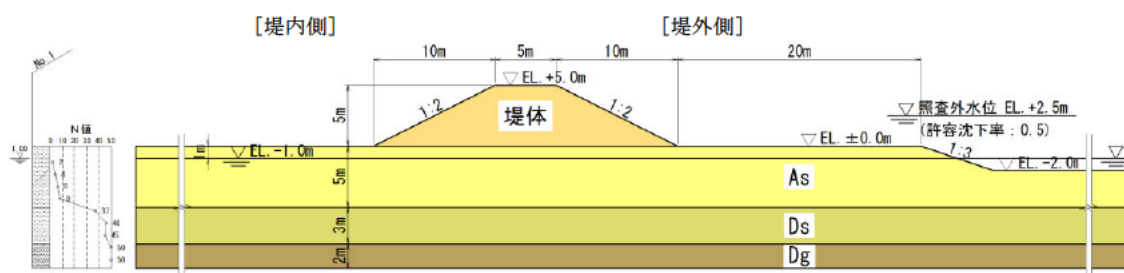


図 7.2.1 耐震性能照査対象とする堤体および地盤構造

表 7.2.1 地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N 値	[平均値] N 値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	[平均値] 細粒分含有率 F_c (%)	土の粘着力 c (kN/m ²)	土の内部摩擦角 ϕ (°)	透水係数 k (m/sec)
堤体	5.0	砂質土	-	-	5.0	18.0	35	0	30	1.0×10^{-6}
冲積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.0	18.0	16	0	30	1.0×10^{-5}
		砂質土	2.3	4						
		砂質土	3.3	6						
		砂質土	4.3	8						
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20.0	3	0	40	1.0×10^{-5}
		砂質土	6.3	46						
		砂質土	7.3	45						
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21.0	-	0	40	1.0×10^{-4}
		礫質土	9.3	50						

(2) 地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行った。表 7.2.2 に地盤種別の判定結果を示す。洪積礫質土層 Dg を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値 T_G を算出すると、 $T_G=0.21(s)$ となるため、本地盤はⅡ種地盤と判定される。

表 7.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

地層区分	地層厚 H_i (m)	地層の 平均せん断 波速度 $V_{si}(m/s)$	$4H_i/V_{si}$ (s)	備考
沖積砂質土 As	5.0	120	0.167	各層のせん断波速度は、PS検層にて確認されている
洪積砂質土 Ds	3.0	280	0.043	
洪積礫質土 Dg	-	300	-	
$4 \sum H_i \times V_{si} =$			0.210	(Ⅱ種地盤)

7.2.2 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定した。

1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = C_Z \times k_{G0}$$

k_h : 対策工諸元設定用水平震度 (0.15)

k_{G0} : 地盤種別に応じた標準水平震度 (Ⅱ種地盤 : 0.15)

C_Z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

2) レベル 2 地震動

$$k_{hgL} = C_Z \times k_{hgL0}$$

k_{hgL} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度
(レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 : 0.70)

k_{hgL0} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値
(Ⅱ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 : 0.70)

C_Z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

表 7.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	k_{G0} k_{hgL0}	地域区分	c_z	k_h k_{hgL}
対策工諸元 設定用震度		II種	0.15	A2	1.0	0.15
レベル2 地震動	L2-1		0.45			0.45
	L2-2		0.70			0.70

7.2.3 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施した。図 7.2.2、表 7.2.4、表 7.2.5 に対策工諸元設定用震度およびレベル2地震動に対する液状化判定結果を示す。これより、沖積砂質土 A_s が対策工諸元設定用震度およびレベル2地震動に対する液状化層となる。

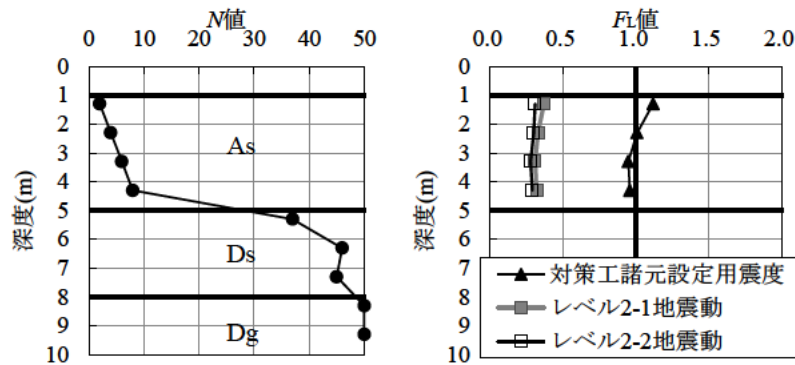


図 7.2.2 液状化に対する抵抗率 F_L の深度方向分布

表 7.2.4 液状化判定結果 (対策工諸元設定用震度)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	対策工諸元設定用震度				判定結果
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	液状化に	
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.0	18	25	0.191	0.169	0.190	1.12	液状化層	
			2.3	4		18	18	0.215	0.211	0.214	1.01	液状化層	
			3.3	6		18	12	0.224	0.233	0.223	0.95	完全液状化層	
			4.3	8		18	8	0.236	0.245	0.236	0.96	完全液状化層	
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20	4	-	-	-	-	-	
			6.3	46		20	2	-	-	-	-	-	
			7.3	45		20	2	-	-	-	-	-	
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21	-	-	-	-	-	-	
			9.3	50		21	-	-	-	-	-	-	

表 7.2.5 液状化判定結果 (レベル2地震動)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	レベル2-1地震動				レベル2-2地震動				判定結果
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	液状化に	地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	液状化に	
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.0	18	25	0.191	0.506	0.190	0.37	0.787	0.247	0.31	完全液状化層		
			2.3	4		18	18	0.215	0.633	0.214	0.985	0.296	0.30	完全液状化層			
			3.3	6		18	12	0.224	0.698	0.223	1.086	0.314	0.28	完全液状化層			
			4.3	8		18	8	0.236	0.734	0.236	1.142	0.342	0.29	完全液状化層			
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20	4	-	-	-	-	-	-	-			
			6.3	46		20	2	-	-	-	-	-	-				
			7.3	45		20	2	-	-	-	-	-	-				
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21	-	-	-	-	-	-	-	-			
			9.3	50		21	-	-	-	-	-	-	-				

7.2.4 照査基準

レベル2地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないことを照査する。

照査外水位 : EL.+2.5m

7.2.5 対策工諸元設定上の制約条件

図 7.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。実際の検討断面では現地状況や施工条件等から様々な制約条件が設定される。本計算モデルでは、図に示すように、対策工は、堤防のり尻から外側に実施することを条件として諸元を設定する。

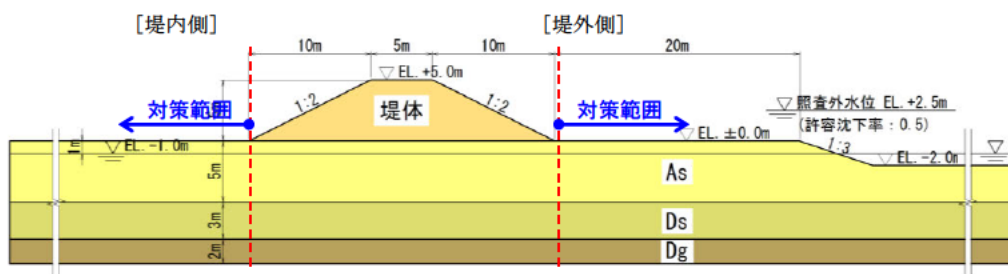


図 7.2.3 対策工諸元設定上の制約条件

7.2.6 浸透安全性の評価に用いる外力

対策後に浸透安全性が現況に比べ有意に低下しないことを評価するために、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じて実施する。

ここでは、降雨、洪水の外力を以下の通りとした。

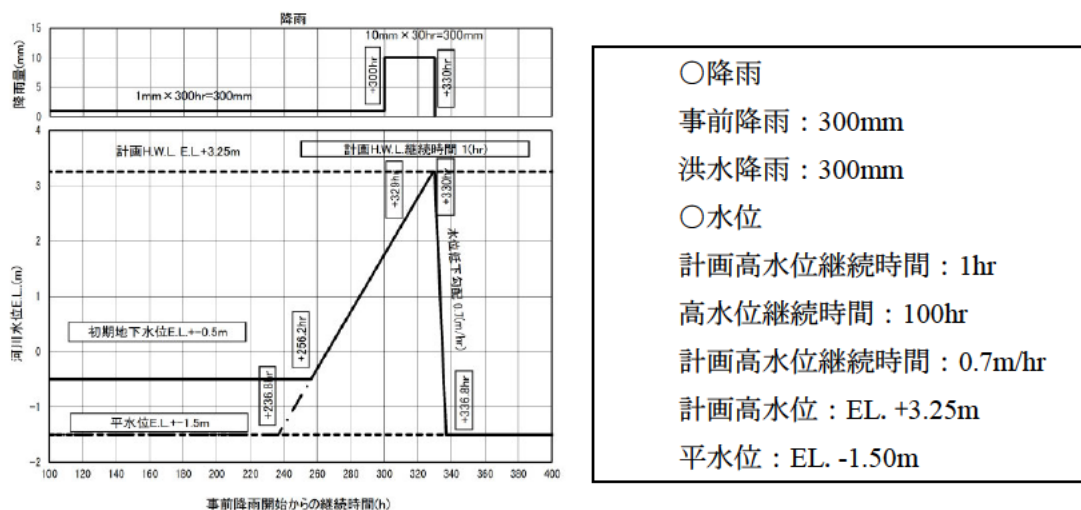


図 7.2.4 設定した降雨、洪水波形

7.3 現況の照査

現況堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施した。

なお、解析モデルの右側地表に浮力補正バネを設定したのは、低水河岸の過剰な変形を抑制するためである。バネはバネ下面の地盤の一要素幅に単位体積重量を乗じて設定した。

(1) 解析モデル

図 7.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定する。

なお、解析モデルの右側地表に浮力補正バネを設定したのは、低水河岸の過剰な変形を抑制するためである。

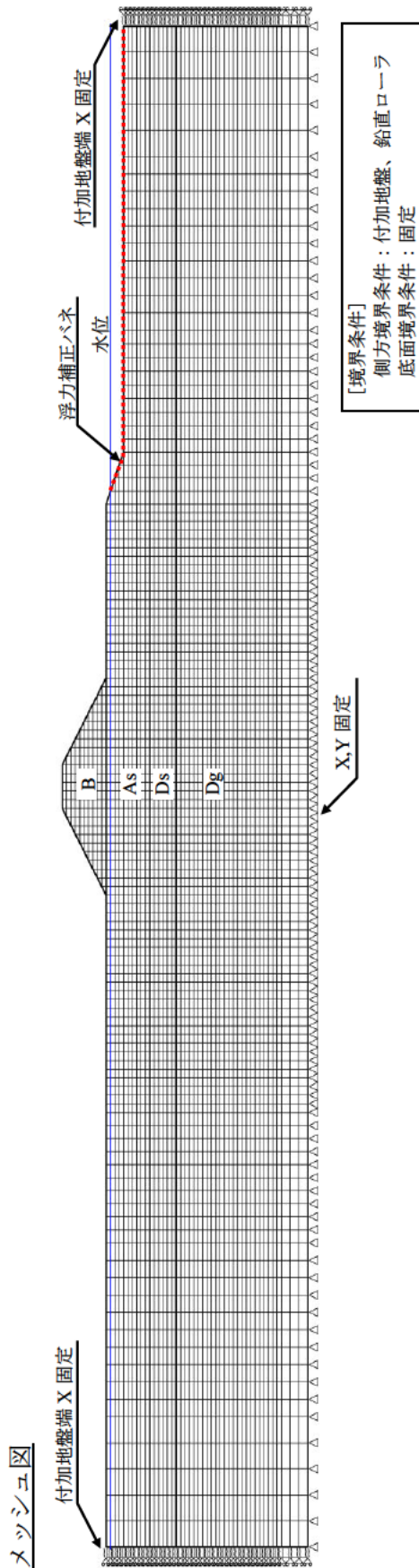
[地下水位]

先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-0.5m とする。

[境界条件]

側方境界 : 付加地盤（左右両側共 50m）および鉛直ローラ（X 固定）

底面境界 : 固定（X、Y 固定）



設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位体積重量 γ (kN/m^3)	土の粘着力 c (kN/m^2)	土の内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	透水係数 k (m/sec)	繰返し三軸強度比 RL	せん断剛性 G (kN/m^2)	ポアソン比 ν	相対密度 Dr	ダイレイタンション角 ψ ($^\circ$)	引張強度 qt (kN/m^2)	初期水平土圧係数 K	補正係数 Cp
堤体B	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	50	18.0	0	30	1.0×10^{-6}	-	5250	0.333	-	100	0	0.5	-
沖積砂質土 As	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	50	18.0	0	30	1.0×10^{-5}	0.216	5250	0.333	50	100	0	0.5	75
洪積砂質土 Ds	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	42.7	20.0	0	40	1.0×10^{-5}	-	44850	0.333	-	150	0	0.5	-
洪積礫質土 Dg	連成要素	線形弾性	500	21.0	0	40	1.0×10^{-4}	-	52500	0.333	-	-	0	0.5	-

※ダイレイタンション角 ψ は、 $\psi = \phi - 20$ (15 を上限値) で設定。

図 7.3.1 解析モデル

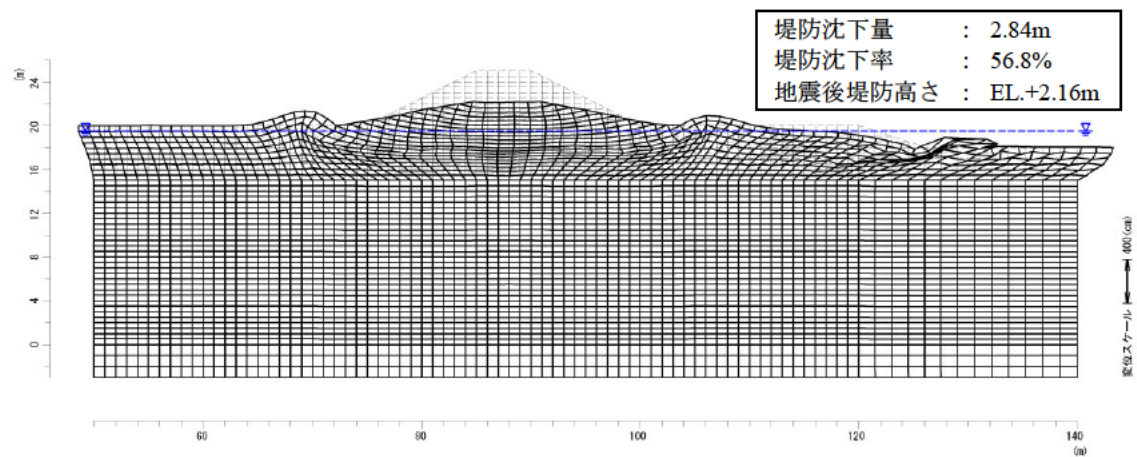
(2) 耐震性能照査結果

図 7.3.2、図 7.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

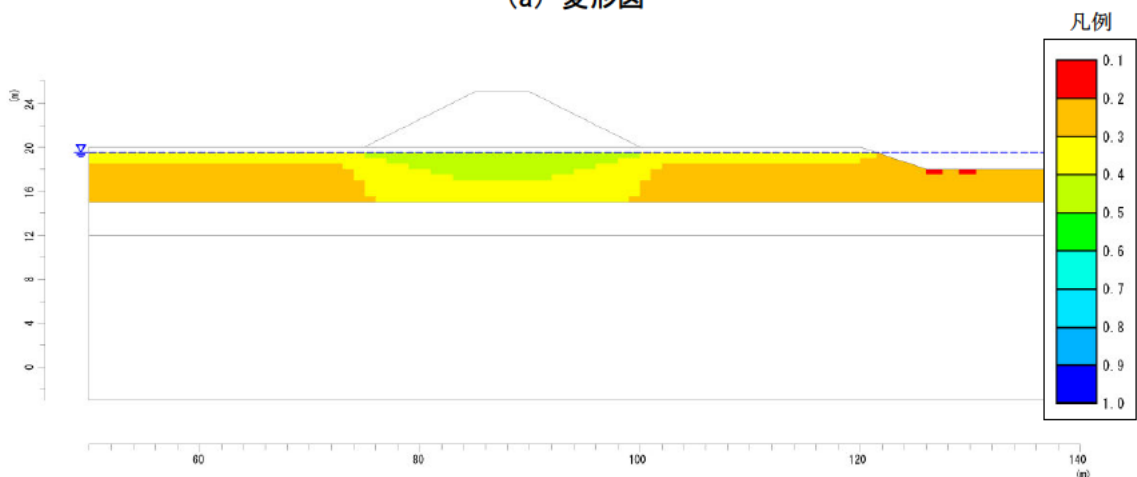
[照査結果]

レベル 2-1 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+2.16m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

レベル 2-2 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.95m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

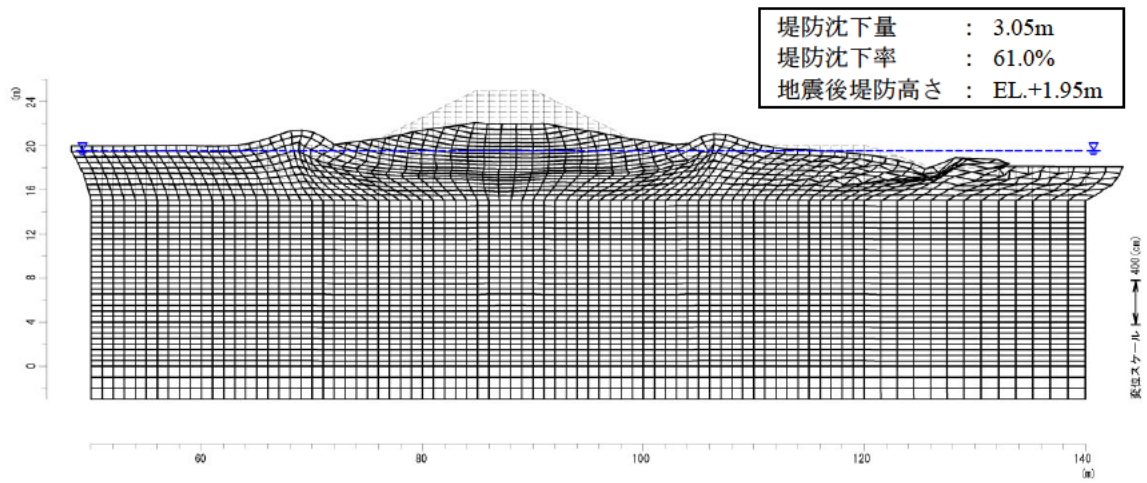


(a) 変形図

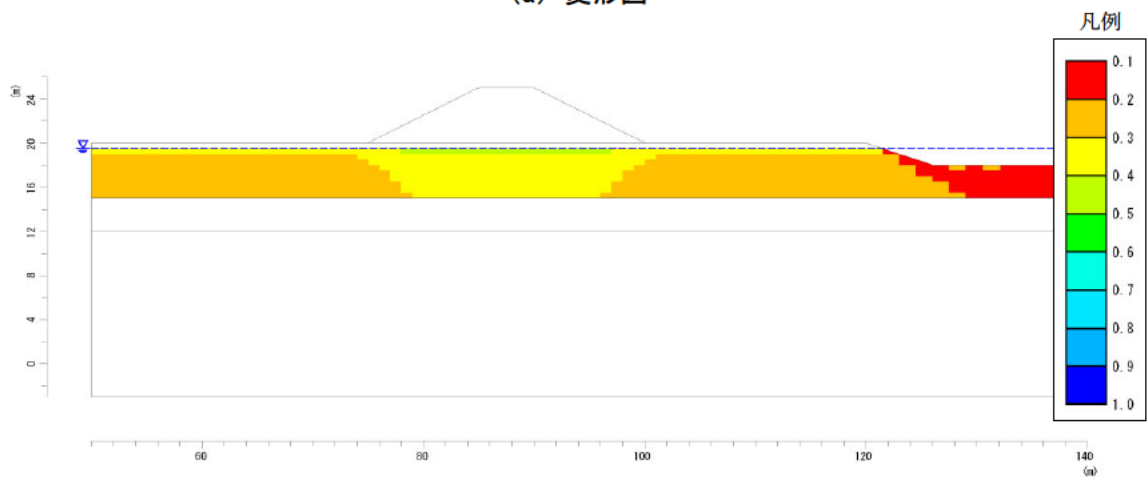


(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 7.3.2 レベル 2-1 地震動に対する照査結果



(a) 変形図



(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 7.3.3 レベル 2-2 地震動に対する照査結果

7.4 対策後の照査

7.4.1 対策工諸元の設定

(1) 鋼材断面の仮定

使用する鋼材は、盛土の形状、液状化層の厚さ、液状化抵抗、地下水面、施工環境などを考慮して選定する。ここでは、従来のU形鋼矢板よりも経済性に優れたハット形鋼矢板のうち、最小断面のSP-10Hを用いることとした。鋼材仕様および断面諸元を表7.4.1に示す。

表 7.4.1 断面諸元

型式	SP-10H
材質	SYW295
許容応力度	270N/mm ²
腐食代	片面 1mm、両面 2mm
継手効率	断面二次モーメントおよび断面係数に関する継手効率は 1.0
断面二次モーメント (壁幅 1m 当り)	10,500 cm ⁴ /m (腐食代なし) ※
	8,300cm ⁴ /m (腐食代考慮)
断面係数 (壁幅 1m 当り)	713cm ³ /m (腐食代考慮)

※例えば、出典「鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで、2014. 10, P7.」

(2) 水平方向地盤反力係数の算定

根入れ層となる、液状化層より下方に位置する非液状化層の地盤反力係数は、下式により算定した。

$$k_H = k_{H0} (B_H / 0.3)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = (1 / 0.3) \alpha \cdot E_0$$

ここに、

k_H : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径0.30mの剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 基礎の換算載荷幅(m)で、連続壁の場合、 $B_H=10m$ とする。

E_0 : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

非液状化層の N 値を42.7として、 $E_0=2800N$ ($\alpha=2$) より算定した結果を表7.4.2に示す。

表 7.4.2 根入れ層の水平方向地盤反力係数

	N 値	k_{H0} (kN/m ³)	k_H (kN/m ³)
Ds 層 (非液状化層)	42.7	797,000	57,500

(3) 根入れ長の算定

根入れ層となる、液状化層の下方に位置する非液状化層への鋼矢板の必要根入れ長 L_{\min} は、水平方向地盤反力係数と鋼材の曲げ剛性から算定した。根入れ長は、必要根入れ長以上に設定した。

$$\begin{aligned}L_{\min} &= 2/\beta \\ \beta &= \{k_H \cdot D / (4EI)\}^{1/4} \\ &= \{57,500 \times 1.0 / (4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.000105)\}^{1/4} \\ &= 0.91 \text{ (1/m)} \\ L_{\min} &= 2/0.91 = 2.20 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、

- L_{\min} : 必要根入れ長 (m)
- β : 特性値 (1/m)
- k_H : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m³)
- D : 鋼材の単位幅 (m)
- E : 鋼材の弾性係数 (kN/m²)
- I : 壁幅 D 当たりの鋼材の断面二次モーメント (腐食無し、継手効率1.0) (m⁴/m)

よって、鋼矢板の全長は以下となる。

$$\begin{aligned}\text{(鋼矢板の全長)} &= \text{(地表面から液状化層下端までの距離)} + \text{(根入れ長)} \\ &= 5.00 + 2.20 = 7.20 \rightarrow 7.5\text{m (0.5m 単位で切上げ)}\end{aligned}$$

(4) 検討断面の仮定

対策断面を図 7.4.1 に示す。鋼材は自立式構造とし、のり尻に設置する。

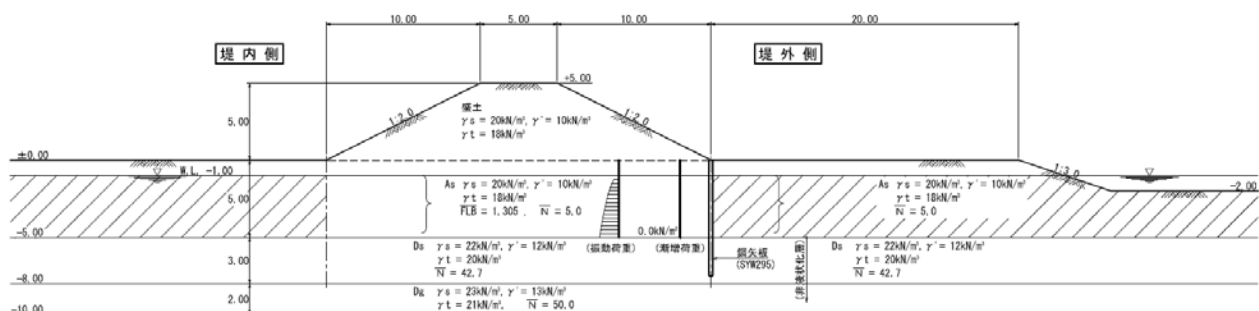


図 7.4.1 対策断面

(5) 作用荷重の算定

鋼矢板への作用荷重は、周辺地盤から鋼材に作用する土圧によるものであり、漸増成分と振動成分に分けて算定する

1) 漸増成分荷重の算定

鋼材に作用する漸増成分荷重は、実験、解析から盛土下の液状化程度、鋼材のたわみ性（相対剛性）、盛土形状等に依存することが確認されている。これらを考慮して、鋼材に作用する液状化層の漸増成分荷重は以下の式を用いて算出した。

$$P_s = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot F_{(z)}$$

ここに、

P_s : 漸増成分荷重

α_1 : 盛土下の液状化程度に関する係数

α_2 : 鋼矢板の相対剛性に関する係数

α_3 : 盛土形状に関する係数

$F_{(z)}$: 漸増成分荷重の基本分布関数

・ α_1 の算定

α_1 は、盛土下の液状化程度に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_1 = r_{uB}$$

ここに、

r_{uB} : 盛土下の過剰間隙水圧比

盛土下の過剰間隙水圧比 r_{uB} は以下により求める。

$$r_{uB} = F_{LB}^{-7} \quad (\text{ただし、} r_{uB} \leq r_{u\max})$$

$$r_{u\max} = 1 - a \quad (h/d_c)$$

$$a = 0.15 (1/n - 0.1)$$

ここに、

F_{LB} : 盛土の上載圧を考慮した盛土下の液状化抵抗率

h : 盛土高さ (m)

d_c : 液状化層中央の深さ (m)

n : 盛土ののり勾配 (1 : n)

2) F_{LB} の算定

対策工諸元設定用震度の盛土下液状化抵抗率 F_{LB} を、盛土荷重による上載圧を考慮して算定する。液状化抵抗率の算定位置は堤体天端部とし、盛土による土被り圧（上載圧）の増加を加味して地震時せん断応力比 (L) を算定の上、液状化抵抗率を算定した。液状化抵抗率の算定結果の詳細一覧を表 7.4.3 に示す。堤体直下部では、深度 1.3m~4.3m（堤体天端からは 6.3m~9.3m）では、平均 F_{LB} で 1.305 と、1.3 を上回っており、非液状化層となっている。

表 7.4.3 盛土下液状化抵抗率 F_{LB} の算定結果

深度x	湿潤単重	有効単重	σ_v	σ'_v	F_{LB}	R	L	cw	RL
6.3	18	8	113.4	110.4	1.25	0.190	0.151	1.000	0.191
7.3	18	8	131.4	118.4	1.32	0.214	0.161	1.000	0.215
8.3	18	8	149.4	126.4	1.31	0.223	0.169	1.000	0.224
9.3	18	8	167.4	134.4	1.34	0.236	0.175	1.000	0.236

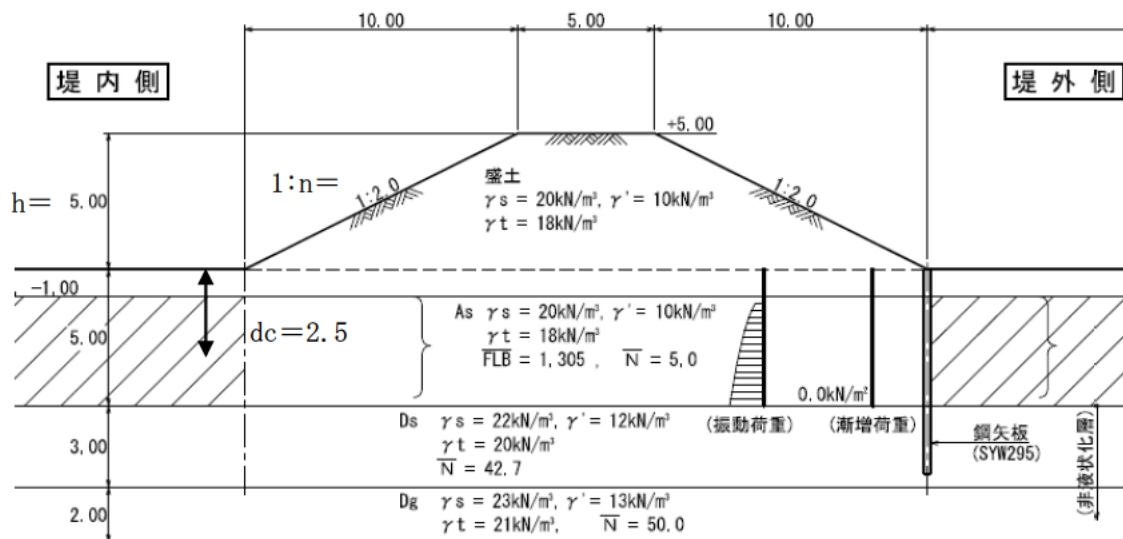


図 7.4.2 h 、 d_c 、 n のとり方

よって、 $r_{LB} \cdot r_{umax}$ は以下のようなになる。

$$r_{LB} = 0.000 \text{ (非液状化層 (平均 } F_{LB} = 1.305 > 1.3) \text{ のため)}$$

$$n = 10.0 / 5.0 = 2.00$$

$$a=0.15 \times (1/2.00 - 0.1) = 0.060$$

$$r_{u\max} = 1 - 0.060 \cdot (5.0/2.5) = 0.880$$

α_1 は、 $r_{uB} \cdot r_{u\max}$ のいずれか小さい方を取り、以下のようになる。

$$\alpha_1 = r_{uB} = 0.000 \quad (\leq r_{u\max} = 0.880)$$

・ α_2 の算定

α_2 は、鋼材の相対剛性に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_2 = 0.32 \cdot \log_{10}(\rho) - 0.16 \quad (\text{ただし、} 0.4 \leq \alpha_2 \leq 1.0)$$

$$\rho = (E \cdot z_a / b) / (\gamma_{\text{sat}} \cdot H^3)$$

ここに、

ρ : 鋼材の相対剛性

E : 鋼材の弾性係数 (kN/m²)

z_a : 鋼材の断面係数 (m³) (腐食無し、継手効率 1.0)

b : 壁幅 (m)

γ_{sat} : 液状化層の飽和単位体積重量 (kN/m³)

H : 液状化層厚 (m) (反力側)

よって、 α_2 は、以下のようになる。

$$\rho = (2.0 \times 10^8 \times 0.000902 / 1.0) / (20 \times 4.0^3) = 140.94$$

$$\alpha_2 = 0.32 \times \log_{10}(140.94) - 0.16 = 0.528$$

・ α_3 の算定

α_3 は、盛土形状に関する補正係数であり、以下により求める。

$$\alpha_3 = 0.0236 (B_u / 2) - 0.0126 \times B_b + 1.071 \quad (\text{ただし、} 6\text{m} \leq B_u \leq 20\text{m、} 10\text{m} \leq B_b \leq 20\text{m})$$

ここに、

B_u : 盛土天端幅 (m)

B_b : 盛土のり肩からのり尻までの水平距離 (m)

よって、 α_3 は、以下のようになる。

$$\alpha_3 = 0.0236 \times (6.0 / 2) - 0.0126 \times 10.0 + 1.071 = 1.016$$

※ α_3 の算定の適用範囲は $6\text{m} \leq B_u \leq 20\text{m}$ とあるが、 $B_u < 6\text{m}$ の場合 (今回 $B_u = 5\text{m}$) は、便宜上、安全側の評価として $B_u = 6\text{m}$ として計算を行った。

・ $F(z)$ の算定

$F(z)$ は、盛土漸増成分荷重の基本分布関数であり、以下による。これは、各種形状の盛土を有する数値解析結果を近似的にまとめたものである。

$$F(z) = \gamma_t \cdot h \cdot (0.00054z^3 - 0.0149z^2 + 0.140z + 0.275) \quad (\text{ただし、} 0\text{m} \leq z \leq 10\text{m})$$

$$F(z) = 0.725\gamma_t \cdot h \quad (\text{ただし、} z > 10\text{m})$$

ここに、

z : 地表面からの深さ (m)

γ_t : 盛土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h : 盛土高さ (m)

3) 振動成分荷重の算定

鋼材に作用する液状化層の振動成分荷重は、実験、解析から、鋼材のたわみ性（相対剛性）等に依存することが確認されている。これらを考慮した、鋼材に作用する液状化層の振動成分荷重を以下の式により求めた。

$$P_d = \alpha_d \cdot P_{dmax}$$

ここに、

P_d : 振動成分荷重

P_{dmax} : 振動成分荷重の最大値

α_d : 鋼材の相対剛性に関する係数

・ P_{dmax} の算定

P_{dmax} は、振動成分荷重の最大値であり、Westergard の式を基本として、以下により求める。

$$P_{dmax} = k(\gamma_w + \gamma' r_u) \sqrt{H_d z}$$

ここに、

k : 設計水平震度

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)

r_u : 堤防盛土外側の平地盤部での過剰間隙水圧比

H_d : 水位面から最も下の液状化層下端までの距離 (m)

z : 地下水位からの深度 (m)

・ α_d の算定

α_d は、鋼材の相対剛性に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_d = 0.40 \cdot \log_{10} (\rho) - 0.40 \quad (\text{ただし、} 0 \leq \alpha_d \leq 1.0)$$

よって、 α_d は以下ようになる。

$$\rho = 140.94$$

$$\alpha_d = 0.40 \times \log_{10} (140.94) - 0.40 = 0.460$$

振動成分荷重の算定結果を表 7.4.4 に示す。

表 7.4.4 振動成分荷重の算定結果

No	深度 (m)	k	r_u	γ' (kN/m ³)	H_d (m)	z (m)	P_{dmax} (kN/m ²)	α_d	P_d (kN/m ²)
1	0.00	0.15		10.0	4.0			0.460	
2	0.25	0.15		10.0	4.0			0.460	
3	0.50	0.15		10.0	4.0			0.460	
4	0.75	0.15		10.0	4.0			0.460	
5	1.00	0.15	0.933	10.0	4.0	0.00	0.00	0.460	0.00
6	1.25	0.15	0.933	10.0	4.0	0.25	2.90	0.460	1.33
7	1.50	0.15	0.933	10.0	4.0	0.50	4.10	0.460	1.89
8	1.75	0.15	0.933	10.0	4.0	0.75	5.02	0.460	2.31
9	2.00	0.15	0.933	10.0	4.0	1.00	5.80	0.460	2.67
10	2.25	0.15	0.933	10.0	4.0	1.25	6.48	0.460	2.98
11	2.50	0.15	0.933	10.0	4.0	1.50	7.10	0.460	3.27
12	2.75	0.15	0.933	10.0	4.0	1.75	7.67	0.460	3.53
13	3.00	0.15	0.933	10.0	4.0	2.00	8.20	0.460	3.77
14	3.25	0.15	0.933	10.0	4.0	2.25	8.70	0.460	4.00
15	3.50	0.15	0.933	10.0	4.0	2.50	9.17	0.460	4.22
16	3.75	0.15	0.933	10.0	4.0	2.75	9.62	0.460	4.42
17	4.00	0.15	0.933	10.0	4.0	3.00	10.04	0.460	4.62
18	4.25	0.15	0.933	10.0	4.0	3.25	10.45	0.460	4.81
19	4.50	0.15	0.933	10.0	4.0	3.50	10.85	0.460	4.99
20	4.75	0.15	0.933	10.0	4.0	3.75	11.23	0.460	5.17
21	5.00	0.15	0.933	10.0	4.0	4.00	11.60	0.460	5.34

※平均 $F_L=1.01$

$$r_u = F_L^{-7} = 1.01^{-7} = 0.933$$

(6) 設計計算モデル

荷重および設計計算モデルは、液状化に対する抵抗率に従って分類した土層区分に基づき設定した。ここでの設計計算モデルを図 7.4.3 に示す。

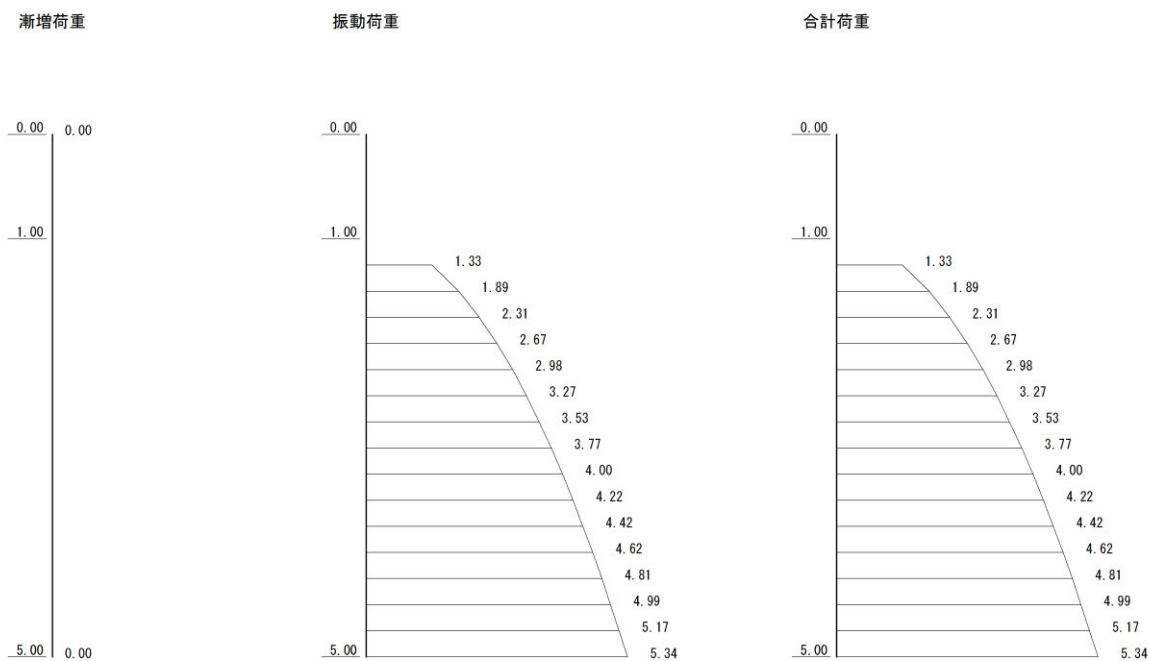


図 7.4.3 設計計算モデル

(7) 計算結果および計算結果の照査

鋼材の設計計算結果より、対策工諸元設定用震度に対して、鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査した。

計算結果および応力度の照査結果を以下に示す。鋼矢仮に発生する断面応力度は、許容応力度以内であった。曲げモーメント図を図 7.4.4 に示す。

- ・最大曲げモーメント: $M_{\max} = 22.48 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- ・断面応力度 : $\sigma_{\max} = M_{\max} / Z = 22.48 \times 10^6 / 713 \times 10^3 = 32 \text{ N/mm}^2 < 270 \text{ N/mm}^2$

ここに、

Z : 断面係数

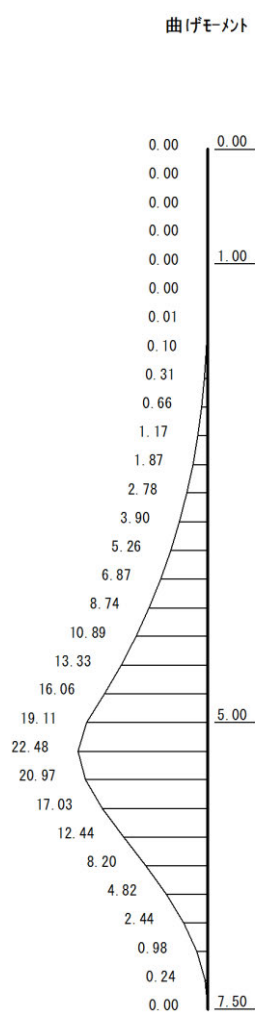


図 7.4.4 曲げモーメント図 (SP-10H)

7.4.2 耐震性能照査

7.4.1によって設定した対策工を施した堤防のレベル2地震動に対する耐震性能について有限要素法による自重変形解析により照査を行った。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

(1) 対策工諸元

鋼矢板は弾性梁要素でモデル化した。なお、鋼矢板～地盤間にジョイント要素は使用していない。鋼矢板の長さや弾性係数、断面二次モーメント等を鋼矢板諸元から設定した。物性値を表7.4.5に示す。

表 7.4.5 鋼矢板をモデル化した梁要素の物性値

矢板型式	矢板長	単位体積重量	弾性係数	ポアソン比	断面積	断面2次モーメント
	M	kN/m ³	kN/m ²		m ² /m	m ⁴ /m
SP-10H	7.5	77	2.0×10 ⁸	0.30	9.7×10 ⁻³	8.3×10 ⁻⁵

(2) 解析結果

解析結果を表7.4.6に示す。いずれの地震動においても、地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を上回っており、耐震性能を満足すると判定される。

ここでは、通常の矢板で検討を行ったが、排水機能付き矢板で検討すると過剰間隙水圧低減効果から対策工諸元設定の段階で規格の小さいものが設定される場合もあり、耐震性能に余裕がある場合は検討するとよい。

表 7.4.6 対策工諸元設定の流れと決定諸元

設計ケース	概要図	内容
<p>① 対策工諸元の設計</p>		<p>設計計算によって対策規模を決定。</p>
<p>② 耐震性能照査 (変形解析)</p>	<p>②-i</p> <p>②-ii</p>	<p>①で設計した対策規模を有限要素モデル化し、自重変形解析による L2 地震動照査を実施。</p> <p>沈下後堤防高さ EL.2.53m > 照査外水位 EL.2.50m ⇒OK</p>
<p>③ 対策工諸元の設計によるチェック</p>		

表 7.4.7 解析結果

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】																					
変形図																					
F_L 分布図																					
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"></td> <td style="width: 50%; text-align: center;">堤防天端沈下量</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">2.28m</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">沈下後の堤防高さ</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">EL. +2.72m</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">照査外水位</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">EL. +2.50m</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">判定</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">OK</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">備考</td> </tr> <tr> <td></td> <td>鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 75 m 根入れ長 : 25 m</td> </tr> </table>			堤防天端沈下量		2.28m		沈下後の堤防高さ		EL. +2.72m		照査外水位		EL. +2.50m		判定		OK		備考		鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 75 m 根入れ長 : 25 m
	堤防天端沈下量																				
	2.28m																				
	沈下後の堤防高さ																				
	EL. +2.72m																				
	照査外水位																				
	EL. +2.50m																				
	判定																				
	OK																				
	備考																				
	鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 75 m 根入れ長 : 25 m																				
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】																					
変形図																					
F_L 分布図																					
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"></td> <td style="width: 50%; text-align: center;">堤防天端沈下量</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">2.47m</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">沈下後の堤防高さ</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">EL. +2.53m</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">照査外水位</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">EL. +2.50m</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">判定</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">OK</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">備考</td> </tr> <tr> <td></td> <td>鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 75 m 根入れ長 : 25 m</td> </tr> </table>			堤防天端沈下量		2.47m		沈下後の堤防高さ		EL. +2.53m		照査外水位		EL. +2.50m		判定		OK		備考		鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 75 m 根入れ長 : 25 m
	堤防天端沈下量																				
	2.47m																				
	沈下後の堤防高さ																				
	EL. +2.53m																				
	照査外水位																				
	EL. +2.50m																				
	判定																				
	OK																				
	備考																				
	鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 75 m 根入れ長 : 25 m																				

7.4.3 浸透安全性照査

前項までに決定した対策工を入れた断面に対して、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じた検討を行い、液状化対策工によって現況に対して堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査した。

(1) 地盤モデルとパラメータ

地盤モデルとパラメータを7.2.1に示した通りである。7.2.1以外のパラメータは「河川堤防の構造検討の手引き」に準拠した。

浸透流解析に用いるメッシュは、自重変形解析のメッシュを準用した。

(2) 外力の設定

詳細に用いる降雨、洪水の外力は7.2.6に示した通りである。

(3) 解析結果

現況解析の結果と対策後の結果を表7.4.8に示す。

対策後（矢板工）の局所動水勾配（水平）が0.524から1.050に増加（安全性が低下）したため、補助対策工の検討を行った。ここではドレーン工を補助対策工に選定し、浸透安全性の照査を行った結果、局所動水勾配（水平）が0.448まで減少し、その他の項目も全て現況を上回る結果となった。

表 7.4.8 浸透安全性の照査結果一覧

検討ケース	局所動水勾配		円弧すべり安全率	
	鉛直 iv	水平 ih	川表 Fs	川裏 Fs
現況	0.447	0.524	0.805	0.757
矢板工	0.146	1.050	0.803	0.744
矢板工+ドレーン	0.134	0.448	0.821	0.935

(4) 透水性矢板の適用

鋼矢板に透水性鋼矢板を適用した場合を検討する。

「河川堤防の構造検討の手引き」より、通常の矢板の透水係数はメッシュサイズを100cm とすると $1.0 \times 10^{-7}(\text{m}/\text{sec})$ と設定される。ここで、原地盤の透水係数は $1.0 \times 10^{-5}(\text{m}/\text{sec})$ で、透水性矢板の開口率を1%とすると、透水性矢板の透水係数は、

$$k = 1.0 \times 10^{-7} \times 0.99 + 1.0 \times 10^{-5} \times 0.01 = 2.0 \times 10^{-7}(\text{m}/\text{sec})$$

となる。

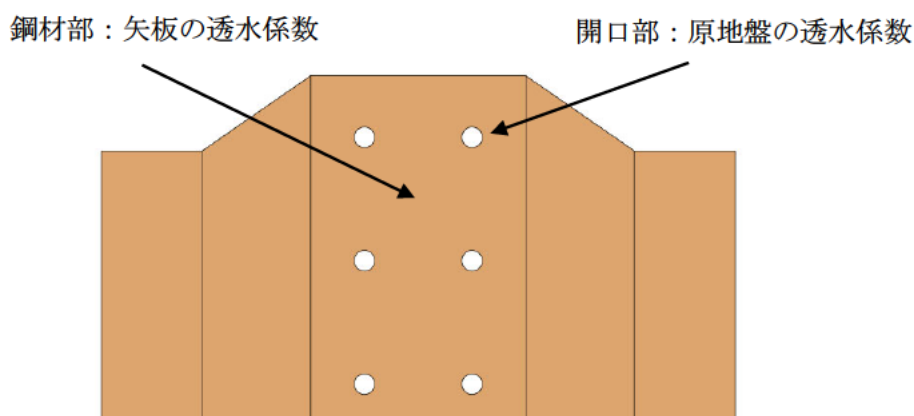


図 7.4.5 透水性矢板イメージ

この物性値を用いて局所動水勾配を算出すると表 7.4.9 となる。

透水性矢板の水平の動水勾配の値は通常の矢板に比べると小さくなったが、現況に比べると有意に大きな値となった。

本モデルでは効果的な結果とならなかったが、地盤条件などによっては補助対策として効果的な場合もある。

表 7.4.9 浸透安全性の照査結果一覧

検討ケース	局所動水勾配	
	鉛直 iv	水平 ih
現況	0.447	0.524
矢板工(通常)	0.146	1.050
矢板工(透水性)	0.163	1.023

表 7.4.10 浸透安全性の照査結果一覧

決定対策諸元		設定定数				設定外力	
	土層区分	単位体積重量 Y _{sat} kN/m ³	飽和単位体積重量 Y _{sat} kN/m ³	粘着力 C kN/m ²	内部摩擦角 φ _s	透水係数 k m/sec	
	盛土	18.0	19.0	1.0	30.0	1.00E-06	
	沖積砂質土 As	18.0	19.0	0.0	30.0	1.00E-05	
	洪積砂質土 Ds	20.0	21.0	0.0	40.0	1.00E-05	
	洪積砂質土 Dg	21.0	22.0	0.0	40.0	1.00E-04	
矢板工	-	-	-	-	-	1.00E-08	
<small>※上記記号のバナー分は別記に集約 <small>円筒すべり計算において層材は土層数として集約</small></small>							
現況		現況		現況		現況	
川裏	Fs=0.757	iv: 0.447	ih: 0.524	iv: 0.146	ih: 1.050	iv: 0.134	ih: 0.448
川裏	Fs=0.744	Fs=0.935		Fs=0.821		Fs=0.821	
<small>最小安全率Fsmin = 0.744:円筒の中心 (1.00m, 5.0m), 半径 5.00m</small>		<small>最小安全率Fsmin = 0.935:円筒の中心 (2.50m, 5.00m), 半径 5.00m</small>		<small>最小安全率Fsmin = 0.821:円筒の中心 (2.50m, 4.00m), 半径 4.50m</small>		<small>最小安全率Fsmin = 0.821:円筒の中心 (2.50m, 4.00m), 半径 4.50m</small>	
川裏	Fs=0.803	Fs=0.803		Fs=0.803		Fs=0.803	
<small>最小安全率Fsmin = 0.773:円筒の中心 (1.00m, 5.00m), 半径 5.20m</small>		<small>最小安全率Fsmin = 0.803:円筒の中心 (2.50m, 5.50m), 半径 6.00m</small>		<small>最小安全率Fsmin = 0.803:円筒の中心 (2.50m, 5.50m), 半径 6.00m</small>		<small>最小安全率Fsmin = 0.803:円筒の中心 (2.50m, 5.50m), 半径 6.00m</small>	
川裏	Fs=0.805	Fs=0.805		Fs=0.805		Fs=0.805	
<small>最小安全率Fsmin = 0.802:円筒の中心 (1.00m, 5.00m), 半径 5.00m</small>		<small>最小安全率Fsmin = 0.805:円筒の中心 (2.50m, 5.50m), 半径 6.00m</small>		<small>最小安全率Fsmin = 0.805:円筒の中心 (2.50m, 5.50m), 半径 6.00m</small>		<small>最小安全率Fsmin = 0.805:円筒の中心 (2.50m, 5.50m), 半径 6.00m</small>	

7.4.4 対策工諸元設定震度における液状化層がない場合の設計方法

(1) 設計概要

対策工諸元設定用震度に対する液状化層が存在しない場合には、まず、耐震性能を満足する鋼材と根入れ長の組合せを設定する。次に、レベル2地震動に対する液状化に対する抵抗率FLを使って、液状化層/準液状化層/非液状化層を区分し、対策工諸元設定用震度を用いて、設定した鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査する。その際に、根入れ層の地盤反力は受働土圧相当を上限として、液状化層等からの土水圧によるモーメントが根入れ層の地盤反力によるモーメントを上回った場合には、モーメントが釣り合うところまで液状化層等からの土水圧を低減する。

ここで、対策工諸元設定用震度に対する液状化層が存在しない場合の計算方法を例示する。

地盤モデル、物性値、および液状化判定結果は図7.4.6、表7.4.11、表7.4.12に示すものとする。この地盤モデルは本章の地盤モデルの液状化層(As層)のN値を大きくし、対策工諸元設定用震度に対する液状化層が存在しない地盤としたものである。その他の条件については本章のモデルに従うものとする。

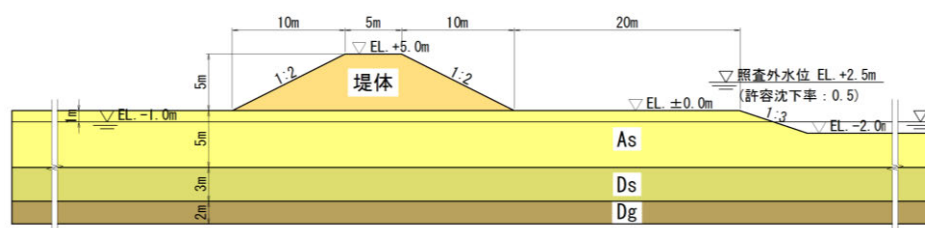


図 7.4.6 地盤モデル図

表 7.4.11 地盤の物性値

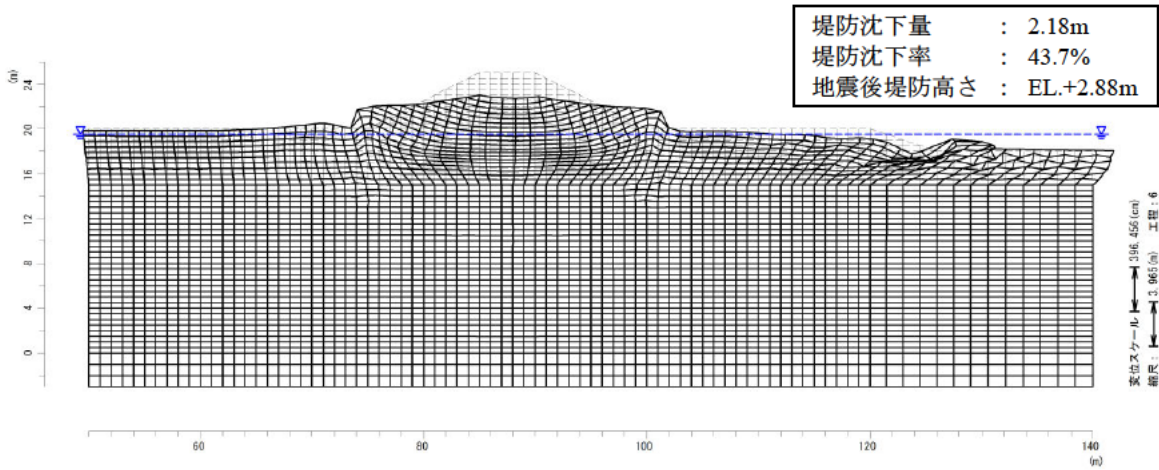
土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	[平均値] N値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	[平均値] 細粒分含有率 F_c (%)	[平均値] 繰返し三軸強度比 RL	土の粘着力 c (kN/m ²)	土の内部摩擦角 ϕ (°)	透水係数 k (m/sec)
堤体	5.0	砂質土	-	-	5.0	18.0	35	-	0	30	1.0×10^{-6}
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.5	18.0	16	0.222	0	30	1.0×10^{-5}
		砂質土	2.3	4							
		砂質土	3.3	7							
		砂質土	4.3	9							
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20.0	3	-	0	40	1.0×10^{-5}
		砂質土	6.3	46							
		砂質土	7.3	45							
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21.0	-	-	0	40	1.0×10^{-4}
		礫質土	9.3	50							

表 7.4.12 液状化判定

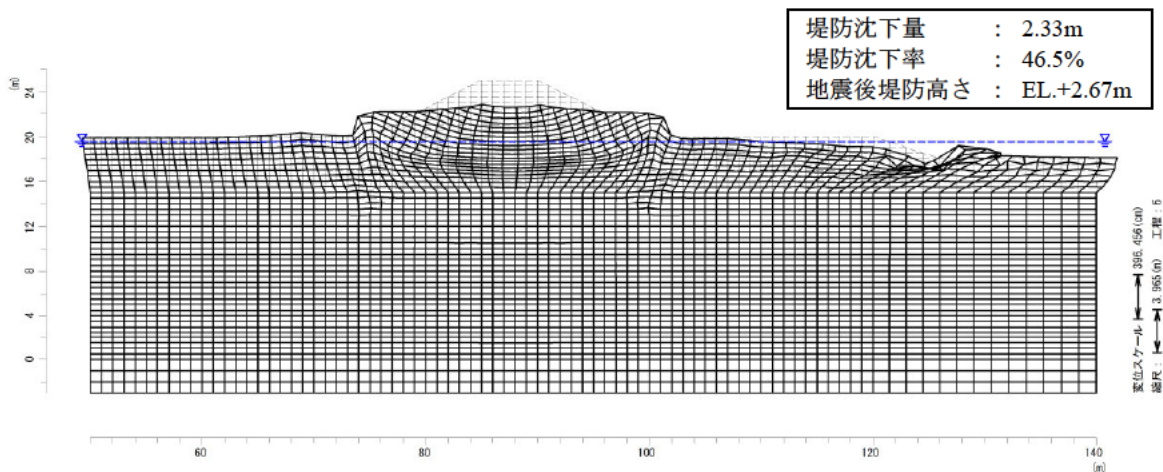
土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 $\gamma(02N/m^3)$	細粒分含有率 $F_c(\%)$	繰返し三軸強度比 R_L	対策工筋元設定用震度		レベル2-1地震動		レベル2-2地震動	
									液状化に対する抵抗率 F_L	判定結果	液状化に対する抵抗率 F_L	判定結果	液状化に対する抵抗率 F_L	判定結果
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.5	18	25	0.191	1.12	標準液状化層	0.37	完全液状化層	0.31	完全液状化層
			2.3	4		18	18	0.215	1.01	標準液状化層	0.33	完全液状化層	0.30	完全液状化層
			3.3	7		18	12	0.238	1.02	標準液状化層	0.34	完全液状化層	0.31	完全液状化層
			4.3	9		18	8	0.248	1.01	標準液状化層	0.33	完全液状化層	0.32	完全液状化層
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20	4	-	-	-	-	-	-	
			6.3	46		20	2	-	-	-	-	-	-	
			7.3	45		20	2	-	-	-	-	-	-	
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21	-	-	-	-	-	-	-	
			9.3	50		21	-	-	-	-	-	-	-	

(2) 耐震性能を満足する鋼材と根入れ長の組合せの設定

耐震性能照査により、鋼材はSP-10H、長さ6.5mで耐震性能を満足する結果となった。なお、非液状化層への根入れ長は1.5mとなり、7.4.1(3)に示した方法による根入れ長(2.5m)より短くなっている。



(a) レベル2-1地震動に対する照査結果



(b) レベル2-2地震動に対する照査結果

図 7.4.7 耐震性能照査変形図

(3) 矢板の応力照査

1) 土水圧の算出

表 7.4.12 に示すレベル 2 地震動に対する液状化に対する抵抗率 FL より、As 層が液状化層、Ds 層が非液状化層と区分した。As 層を液状化層として鋼材に掛かる土水圧（漸増成分・振動成分荷重）を算出した結果を図 7.4.8 に示す。荷重を算出する際の慣性力は、対策工諸元設定用震度とした。

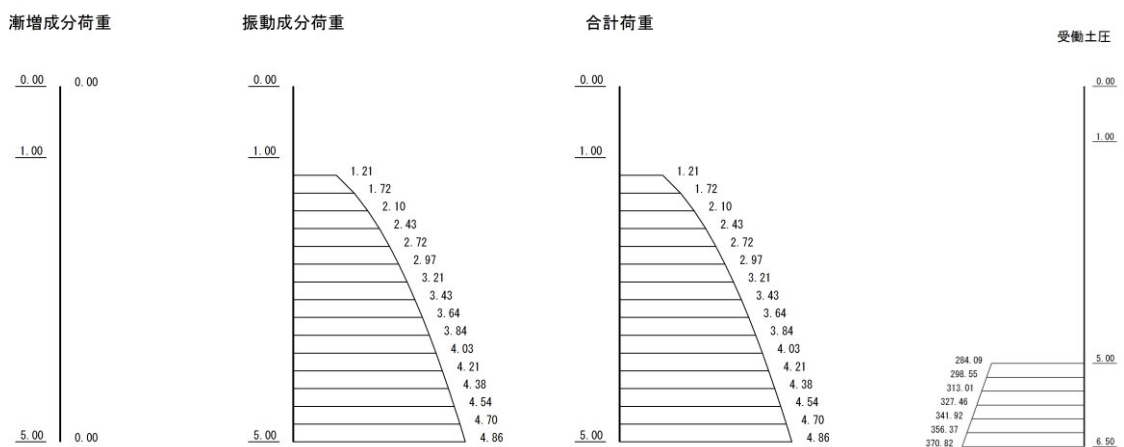


図 7.4.8 荷重分布図

図 7.4.9 受働土圧分布図

2) 鋼材先端周りのモーメントの算出と土水圧の低減

根入れ層の地盤反力として手引き 6.6 (6.9) 式より図 7.4.9 に示す受働土圧を算出し、土水圧と受働土圧の矢板先端周りのモーメントを比較した。モーメントの合計は土水圧が 40 (kN・m/m) に対して、受働土圧は 351 (kN・m/m) となり、受働土圧によるモーメントが鋼材に掛かる土水圧によるモーメントを上回ったため、低減は行わない。下回った場合は双方のモーメントが釣り合うように土水圧を低減させる。

3) 鋼材に発生する応力度

鋼材の設計計算結果より、対策工諸元設定用震度に対して鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査した。

応力度の照査結果を以下に示す。鋼矢板に発生する断面応力度は、許容応力度以内であった。

- ・最大曲げモーメント: $M_{\max} = 21.06 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- ・断面応力度 : $\sigma_{\max} = M_{\max} / Z = 21.06 \times 10^6 / 713 \times 10^3 = 30 \text{ N/mm}^2 < 270 \text{ N/mm}^2$

ここに、

Z: 断面係数

第8章 計算例6：鋼材を用いた工法による対策（その2）

8.1 設計手順

図 8.1.1 に鋼材を用いた工法の設計手順を示す。対策工の初期諸元は、弾性床土上の梁に土圧（漸増成分土圧、振動成分土圧）を作用させ、鋼材に発生する応力度が許容応力度以下となる型式とそれに応じた根入れ長を繰返し計算により設定する。この対策工を入れた断面においてレベル2地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。その結果、耐震性能を満足しない場合には、型式を上げる等により対策工諸元を見直し、耐震性能を満足する諸元を設定する。具体的には、鋼材の型式を上げる、もしくは、根入れ長を長くすることで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

次に、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査し、浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要がある。

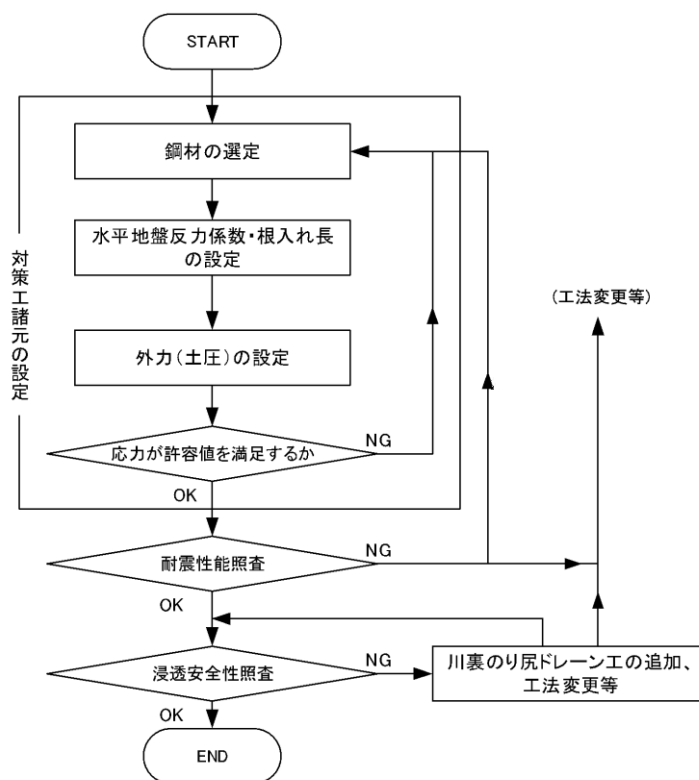


図 8.1.1 鋼材を用いた工法の設計手順

8.2 設計条件

8.2.1 地盤条件

(1) 基本諸元

図 8.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。表 8.2.1 には室内試験結果より設定した各層の地盤定数を示す。

液状化層の間に非液状化層（粘性土層）が狭在するモデルである。

[堤体構造]	堤体高	: 5.0m
	天端幅	: 5.0m
	のり面勾配	: 1 : 2.0
[水 位]	地下水位	: G.L.-1.5m (EL.-1.5m)
	外水位	: EL.+2.5m

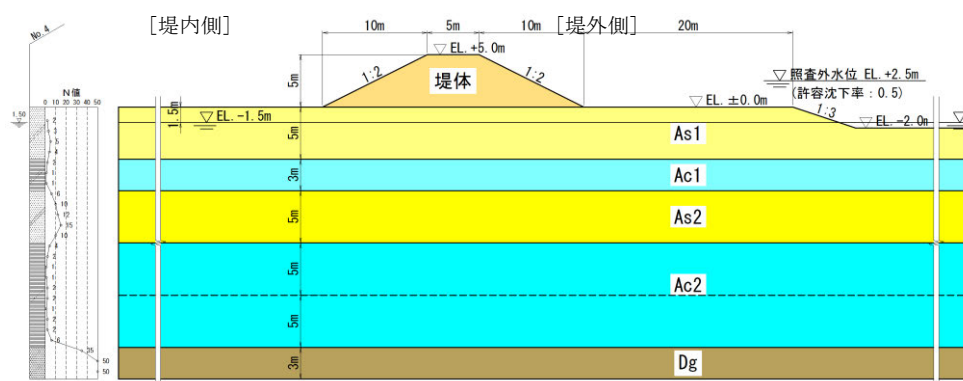


図 8.2.1 耐震性能照査対象とする堤体および地盤構造

表 8.2.1 地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	[平均値] N値	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	[平均値] 細粒分 含有率 Fc(%)	土の 粘着力 c (kN/m ²)	土の 内部摩擦角 ϕ (°)	透水係数 k (m/sec)
堤体	50	砂質土	-	-	50	180	35	0	30	10×10^{-6}
沖積砂質土 As1	50	砂質土	13	2	35	180	22	0	30	10×10^{-5}
		砂質土	23	3						
		砂質土	33	5						
		砂質土	43	4						
沖積粘性土 Ac1	30	粘性土	53	2	13	170	65	堤体直下: 50 非堤体直下: 40	0	10×10^{-8}
		粘性土	63	1						
		粘性土	73	1						
沖積砂質土 As2	50	砂質土	83	6	106	190	32	0	30	10×10^{-5}
		砂質土	93	10						
		砂質土	103	12						
		砂質土	113	15						
		砂質土	123	10						
沖積粘性土 Ac2	50	粘性土	133	4	16	170	87	55	0	10×10^{-8}
		粘性土	143	2						
		粘性土	153	1						
		粘性土	163	1						
		粘性土	173	2						
	50	粘性土	183	2						
		粘性土	193	1						
		粘性土	203	2						
		粘性土	213	2						
		粘性土	223	6						
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	233	35	500	210	-	-	40	10×10^{-4}
		礫質土	243	50						
		礫質土	253	50						

(2) 地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行った。表 8.2.2 に地盤種別の判定結果を示す。洪積礫質土層 Dg を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値 T_G を算出すると、 $T_G=0.727$ (s)となるため、本地盤はⅢ種地盤と判定される。

表 8.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

地層区分	地層厚 H _i (m)	地層の 平均せん断 波速度 V _{si} (m/s)	4H _i /V _{si} (s)	備考
沖積砂質土 As1	5.0	120	0.167	各層のせん断波速度は、PS検層にて確認されている
沖積粘性土 Ac1	3.0	110	0.109	
沖積砂質土 As2	5.0	170	0.118	
沖積粘性土 Ac2	10.0	120	0.333	
洪積礫質土 Dg	-	300		

$4 \sum H_i/V_{si} = 0.727$ (Ⅲ種地盤)

8.2.2 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定した。

1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = C_Z \times k_{G0}$$

k_h : 対策工諸元設定用水平震度 (0.18)

k_{G0} : 地盤種別に応じた標準水平震度 (Ⅲ種地盤 : 0.18)

C_Z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

2) レベル2地震動

$$k_{hgL} = C_Z \times k_{hgL0}$$

k_{hgL} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度
(レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 : 0.60)

k_{hgL0} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値
(Ⅲ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 : 0.60)

C_Z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

表 8.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	k_{G0} k_{hgL0}	地域区分	C_Z	k_h k_{hgL}
対策工諸元 設定用震度		Ⅲ種	0.18	A2	1.0	0.18
レベル2 地震動	L2-1		0.40			0.40
	L2-2		0.60			0.60

8.2.3 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施した。図 8.2.2、表 8.2.4、表 8.2.5 に対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化判定結果を示す。これより、沖積砂質土 As1、As2 が対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化層となる。

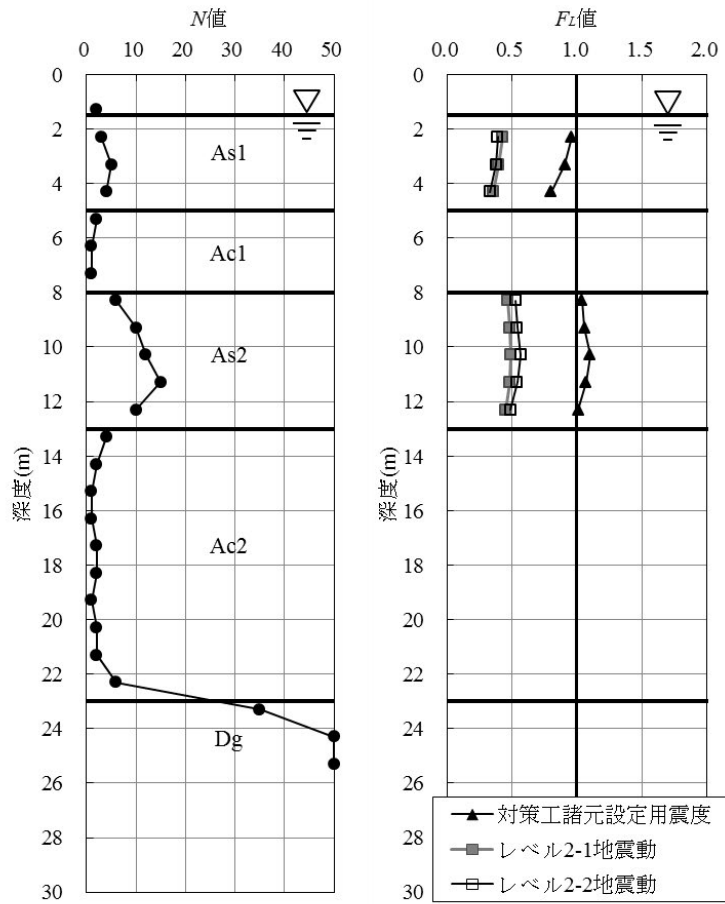


図 8.2.2 液状化に対する抵抗率 F_z の深度方向分布

表 8.2.4 液状化判定結果 (対策工諸元設定用震度)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N 値	層平均 N 値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	対策工諸元設定用震度			判定結果
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2.0		18	20	-	-	-	-	-
		砂質土	2.3	3.0	3.5	18	25	0.208	0.215	0.207	0.96	完全液状化層
		砂質土	3.3	5.0		18	18	0.223	0.245	0.223	0.91	完全液状化層
		砂質土	4.3	4.0		18	23	0.213	0.264	0.213	0.80	完全液状化層
沖積粘性土 Ac1	3.0	粘性土	5.3	2.0		17	60					
		粘性土	6.3	1.0	1.3	17	70					
		粘性土	7.3	1.0		17	65					
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	8.3	6.0		19	45	0.308	0.294	0.308	1.04	準液状化層
		砂質土	9.3	10.0		19	32	0.314	0.293	0.313	1.06	準液状化層
		砂質土	10.3	12.0	10.6	19	28	0.321	0.291	0.321	1.10	準液状化層
		砂質土	11.3	15.0		19	20	0.310	0.288	0.309	1.07	準液状化層
		砂質土	12.3	10.0		19	33	0.289	0.285	0.289	1.01	準液状化層
沖積粘性土 Ac2	5.0	粘性土	13.3	4.0		17	73	-	-	-	-	-
		粘性土	14.3	2.0		17	83	-	-	-	-	-
		粘性土	15.3	1.0		17	90	-	-	-	-	-
		粘性土	16.3	1.0		17	93	-	-	-	-	-
		粘性土	17.3	2.0		17	86	-	-	-	-	-
		粘性土	18.3	2.0	1.6	17	84	-	-	-	-	-
		粘性土	19.3	1.0		17	91	-	-	-	-	-
		粘性土	20.3	2.0		17	87	-	-	-	-	-
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	21.3	2.0		17	85	-	-	-	-	-
		礫質土	22.3	6.0		17	65	-	-	-	-	-
		礫質土	23.3	35.0		21	40	-	-	-	-	-
		礫質土	24.3	50.0	50.0	21	15	-	-	-	-	-
			25.3	50.0		21	10	-	-	-	-	

表 8.2.5 液状化判定結果 (レベル2地震動)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	レベル2-1地震動			レベル2-2地震動			判定結果
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	
沖積砂質土 As1	5.0		1.3	2.0	3.5	18	20	-	-	-	-	-	-	-	-
			2.3	3.0		18	25	0.208	0.479	0.207	0.718	0.281	0.43	0.39	完全液状化層
			3.3	5.0		18	18	0.223	0.546	0.223	0.818	0.313	0.40	0.38	完全液状化層
			4.3	4.0		18	23	0.213	0.586	0.213	0.879	0.293	0.36	0.33	完全液状化層
沖積粘性土 Ac1	3.0		5.3	2.0	1.3	17	60	-	-	-	-	-	-	-	
			6.3	1.0		17	70	-	-	-	-	-	-	-	
沖積砂質土 As2	5.0		7.3	1.0	10.6	19	65	-	-	-	-	-	-	-	-
			8.3	6.0		19	45	0.308	0.653	0.308	0.979	0.520	0.47	0.53	完全液状化層
			9.3	10.0		19	32	0.314	0.650	0.313	0.975	0.534	0.48	0.54	完全液状化層
			10.3	12.0		19	28	0.321	0.646	0.321	0.969	0.555	0.49	0.57	完全液状化層
沖積粘性土 Ac2	5.0		11.3	15.0	1.6	19	20	0.310	0.640	0.309	0.48	0.96	0.523	0.54	完全液状化層
			12.3	10.0		19	33	0.289	0.633	0.289	0.95	0.469	0.45	0.49	完全液状化層
			13.3	4.0		17	73	-	-	-	-	-	-	-	-
			14.3	2.0		17	83	-	-	-	-	-	-	-	-
			15.3	1.0		17	90	-	-	-	-	-	-	-	-
			16.3	1.0		17	93	-	-	-	-	-	-	-	-
			17.3	2.0		17	86	-	-	-	-	-	-	-	-
			18.3	2.0		17	84	-	-	-	-	-	-	-	-
			19.3	1.0		17	91	-	-	-	-	-	-	-	-
			20.3	2.0		17	87	-	-	-	-	-	-	-	-
洪積礫質土 Dg	-		21.3	2.0	50.0	17	85	-	-	-	-	-	-	-	-
			22.3	6.0		17	65	-	-	-	-	-	-	-	
			23.3	35.0		21	40	-	-	-	-	-	-	-	
			24.3	50.0		21	15	-	-	-	-	-	-	-	
			25.3	50.0	21	10	-	-	-	-	-	-	-		

8.2.4 照査基準

レベル2地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないことを照査する。

照査外水位 : EL.+2.5m

8.2.5 対策工諸元設定上の制約条件

図 8.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。実際の検討断面では現地状況や施工条件等から様々な制約条件が設定される。本計算モデルでは、図に示すように、対策工は、堤防のり尻から外側に実施することを条件として諸元を設定する。

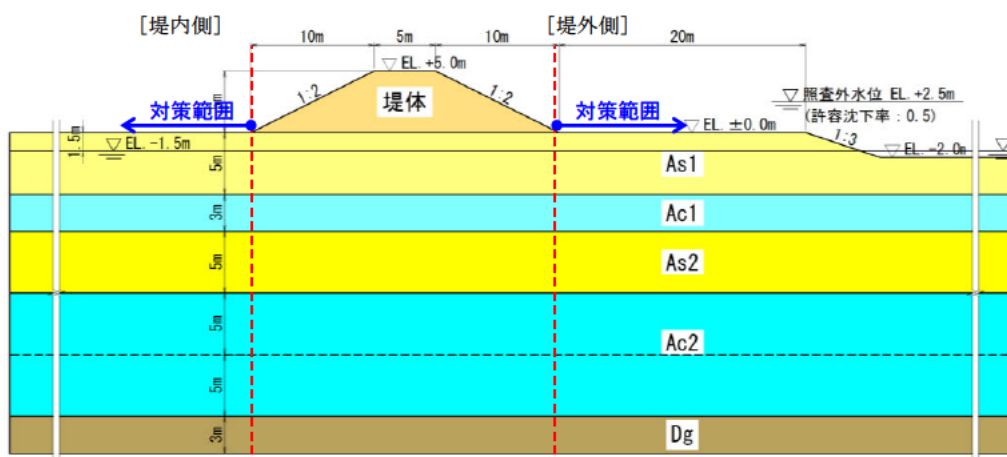


図 8.2.3 対策工諸元設定上の制約条件

8.2.6 浸透安全性の評価に用いる外力

対策後に浸透安全性が現況に比べ有意に低下しないことを評価するために、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じて実施する。

ここでは、降雨、洪水の外力を以下の通りとした。

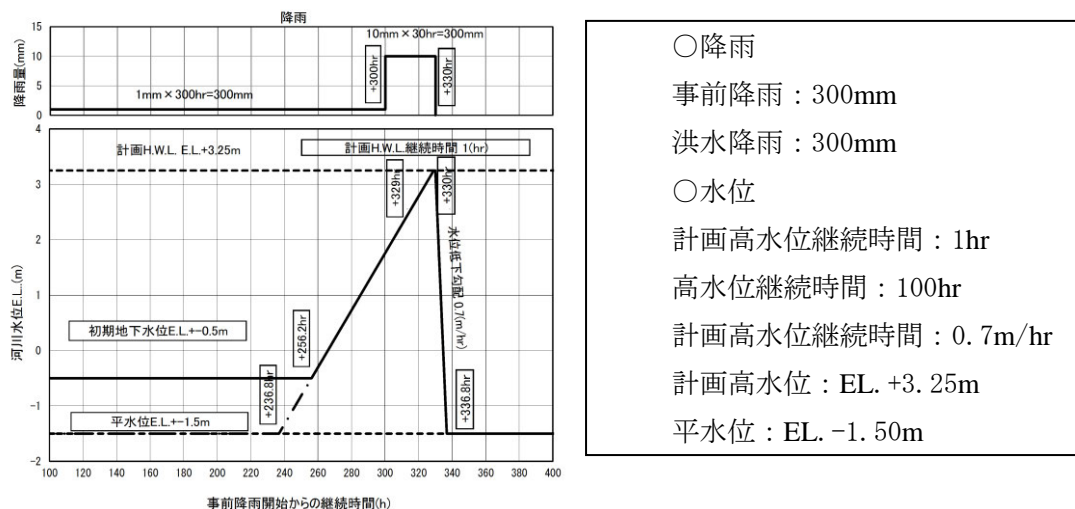


図 8.2.4 設定した降雨、洪水波形

8.3 現況の照査

現況堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施した。

なお、解析モデルの右側地表に浮力補正バネを設定したのは、低水河岸の過剰な変形を抑制するためである。バネはバネ下面の地盤の要素幅に単位体積重量を乗じて設定した。

(1) 解析モデル

図 8.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定した。

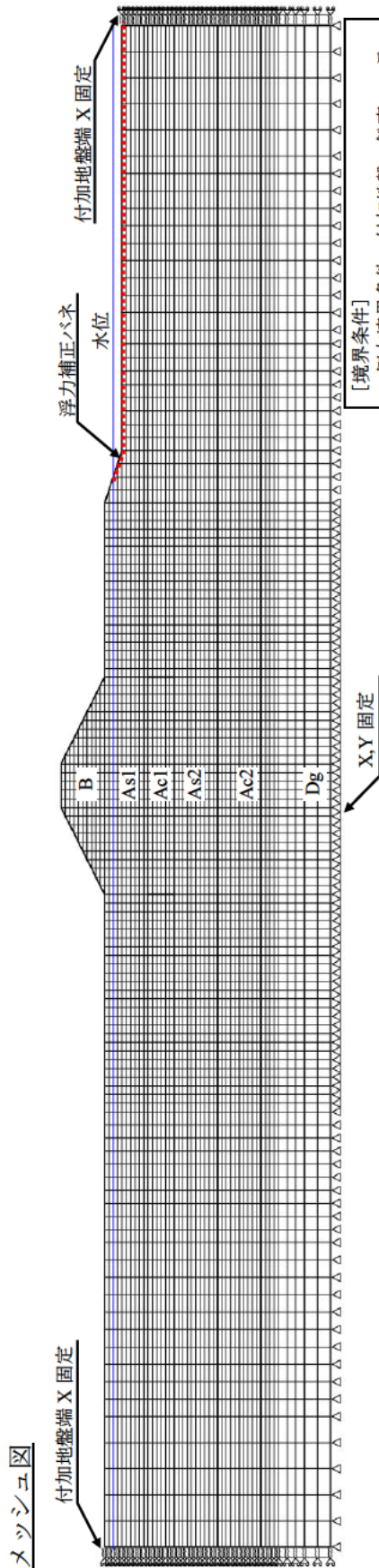
[地下水位]

先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-1.0m とする。

[境界条件]

側方境界：付加地盤（左右両側共 50m）および鉛直ローラ（X 固定）

底面境界：固定（X、Y 固定）



設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	土の 粘着力 c (kN/m ²)	土の 内部摩擦角 ϕ (°)	透水係数 k (m/sec)	繰返し 三軸強度比 R _L	せん断剛性 G (kN/m ²)	ポアソン比 ν	相対密度 D_r	ダイレイ タンジーン角 ψ (°)	引張強度 q_t (kN/m ²)	初期水平 土圧係数 K	補正係数C _{cp} 基準鉛直 有効応力 σ'_{vo} (kN/m ²)	n
堤体B	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	5.0	18.0	0	30	1.0×10^{-6}	-	5250	0.333	-	100	0	0.5	-	-
沖積砂質土 As1	液化化要素	MC/DP 弾塑性モデル	3.5	18.0	0	30	1.0×10^{-5}	0.214	3680	0.333	40	100	0	0.5	75	2.0
沖積粘性土 Ac1	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	1.3	17.0	堤体直下: 50 非堤体直下: 40	0	1.0×10^{-8}	-	2150	0.333	-	0.0	0	0.5	-	-
沖積砂質土 As2	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	10.6	19.0	0	30	1.0×10^{-5}	0.308	11100	0.333	50	100	0	0.5	-	-
沖積粘性土 Ac2	非排水変形	MC/DP 弾塑性モデル	1.6	17.0	55 70	0	1.0×10^{-8}	-	2640	0.333	-	0.0	0	0.5	-	-
洪積礫質土 Dg	連成要素	線形弾性	50.0	21.0	-	40	1.0×10^{-4}	-	52500	0.333	-	-	0	0.5	-	-

※粘性土の変形係数 E_0 は、砂質土と粘性土の微小ひずみレベルでのせん断剛性の差(比率)に基づき、 $E_0=2800N$ ではなく4400N (N: N値)として設定。
 ※ダイレイタンジーン角 ψ は、 $\psi = \phi - 20$ (20を上限値)で設定。

図 8.3.1 解析モデル

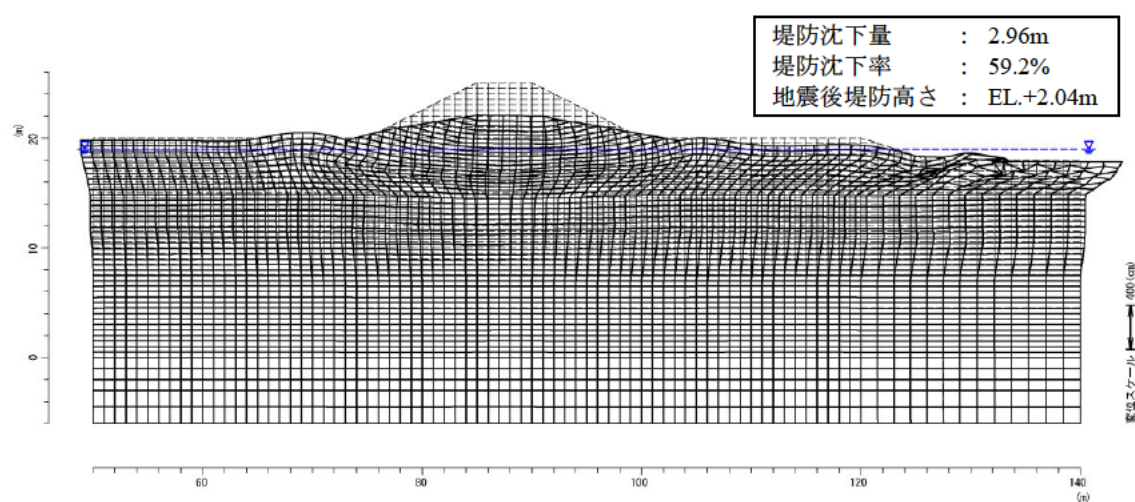
(2) 耐震性能照査結果

図 8.3.2、図 8.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

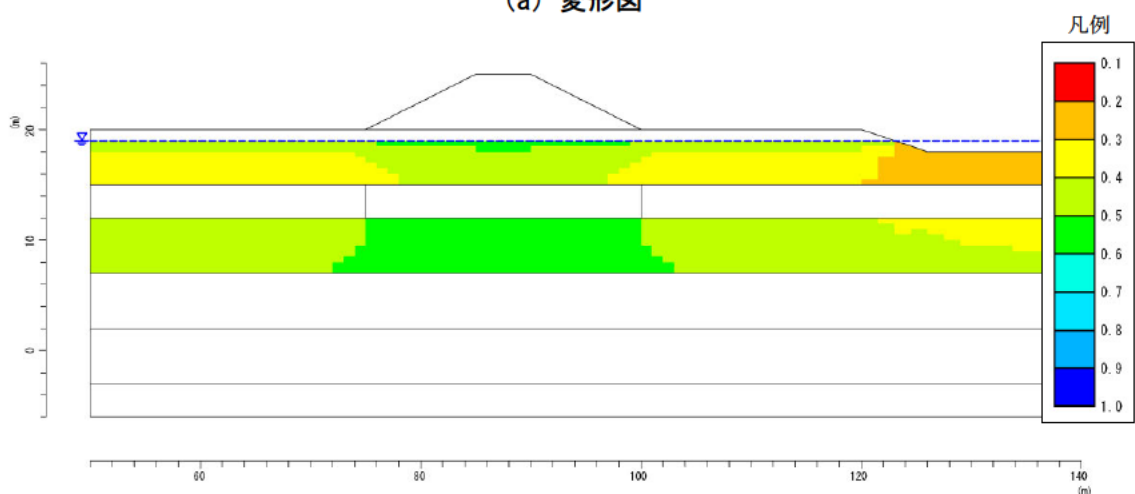
[照査結果]

レベル 2-1 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+2.04m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

レベル 2-2 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.93m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

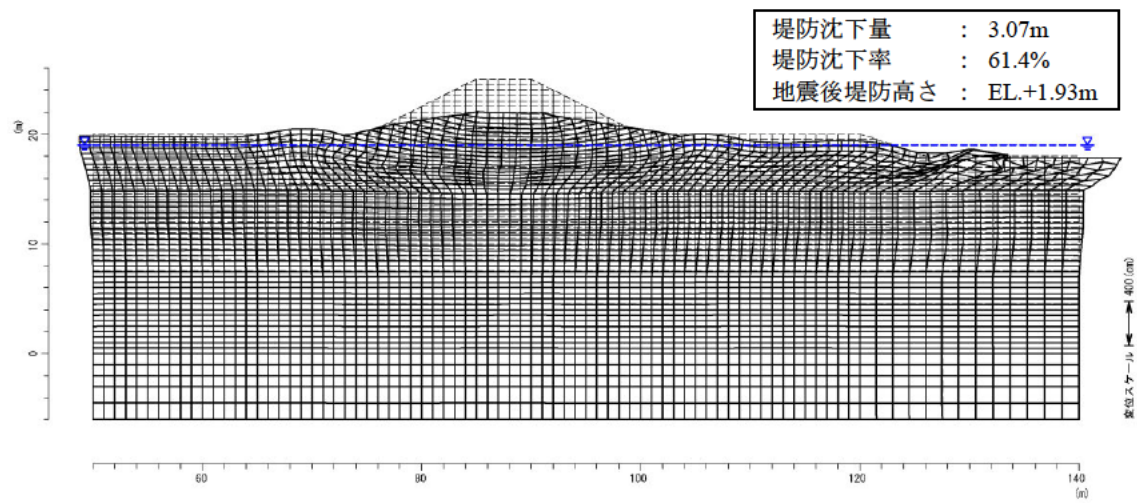


(a) 変形図

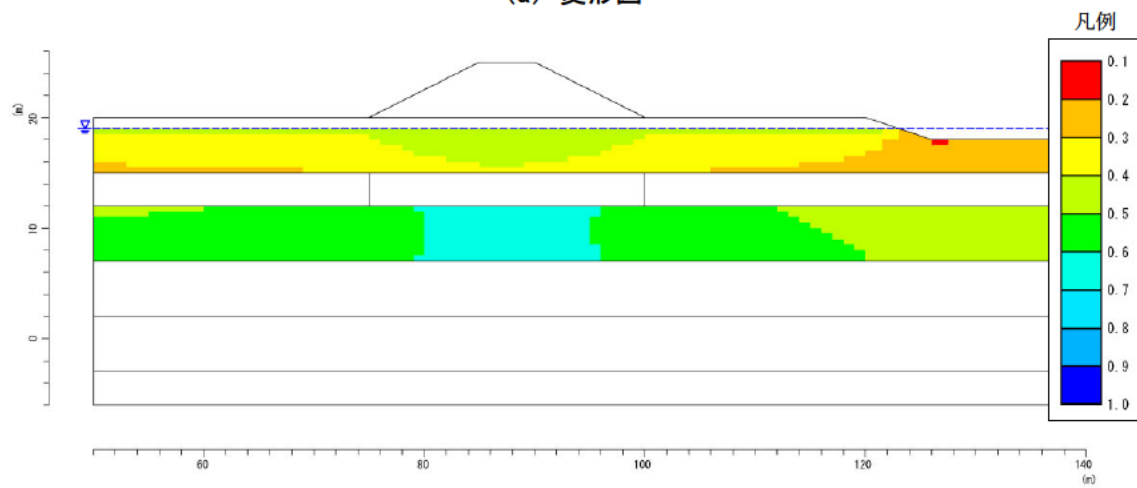


(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 8.3.2 レベル 2-1 地震動に対する照査結果



(a) 変形図



(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 8.3.3 レベル 2-2 地震動に対する照査結果

8.4 対策後の照査

8.4.1 対策工諸元の設定

(1) 鋼材断面の仮定

使用する鋼材は、盛土の形状、液状化層の厚さ、液状化抵抗、地下水面、施工環境などを考慮して選定する。ここでは、従来のU形鋼矢板よりも経済性に優れたハット形鋼矢板のうち、最小断面のSP-10Hを用いることとする。鋼材仕様および断面諸元を表 8.4.1に示す。

表 8.4.1 断面諸元

型式	SP-10H
材質	SYW295
許容応力度	270N/mm ²
腐食代	片面 1mm、両面 2mm
継手効率	断面二次モーメントおよび断面係数に関する継手効率は 1.0
断面二次モーメント（壁幅 1m 当り）	10,500 cm ⁴ /m（腐食代なし）※
	8,300cm ⁴ /m（腐食代考慮）
断面係数（壁幅 1m 当り）	713cm ³ /m（腐食代考慮）

※例えば、出典「鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで、2014. 10, P7.」

(2) 水平方向地盤反力係数の算定

根入れ層となる、液状化層より下方に位置する非液状化層の地盤反力係数は、下式により算定した。

$$k_H = k_{H0} (B_H / 0.3)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = (1 / 0.3) \alpha \cdot E_0$$

ここに、

k_H : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径0.30mの剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 基礎の換算載荷幅(m)で、連続壁の場合、 $B_H=10m$ とする。

E_0 : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

Ac1層（非液状化層）のN値を1.3、As2層（準液状化層）のN値を10.6として、 $E_0=2800N$ ($\alpha=2$) より算定した結果を表8.4.2に示す。

表 8.4.2 根入れ層の水平方向地盤反力係数

	N 値	k_{H0} (kN/m ³)	k_H (kN/m ³)
Ac1 層 (非液状化層)	1.3	24,267	1,749
As2 層 (準液状化層)	10.6	197,867	4,777

(3) 根入れ長の算定

根入れ層となる、液状化層の下方に位置する非液状化層への鋼矢板の必要根入れ長 L_{min} は、水平方向地盤反力係数と鋼材の曲げ剛性から算定した。根入れ長は、必要根入れ長以上に設定した。

$$L_{min} = L_1 + L_2$$

$$\beta_1 = \{k_H \cdot D / (4EI)\}^{1/4}$$

$$= \{1,749 \times 1.0 / (4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.000105)\}^{1/4}$$

$$= 0.380 \text{ (1/m)}$$

$$\beta_2 = \{k_H \cdot D / (4EI)\}^{1/4}$$

$$= \{4,777 \times 1.0 / (4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.000105)\}^{1/4}$$

$$= 0.488 \text{ (1/m)}$$

$$\Sigma(\beta_i \cdot L_i) = \beta_1 \cdot L_1 + \beta_2 \cdot L_2 \geq 2 \text{ より,}$$

$$L_{min} = 3.00 + 1.77 = 4.77 \text{ (m)}$$

ここに、

- L_{min} : 必要根入れ長 (m)
- L_i : 各層の層厚 (m)
- β_i : 特性値 (1/m)
- k_H : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m³)
- D : 鋼材の単位幅 (m)
- E : 鋼材の弾性係数 (kN/m²)
- I : 壁幅 D 当たりの鋼材の断面二次モーメント (腐食無し、継手効率1.0) (m⁴/m)

よって、鋼矢板の全長は以下となる。

$$\begin{aligned} \text{(鋼矢板の全長)} &= \text{(地表面から液状化層下端までの距離)} + \text{(根入れ長)} \\ &= 5.00 + 4.77 = 9.77 \rightarrow 10.0\text{m} \text{ (0.5m 単位で切上げ)} \end{aligned}$$

(4) 検討断面の仮定

対策断面を図 8.4.1 に示す。鋼材は自立式構造とし、のり尻に設置する。

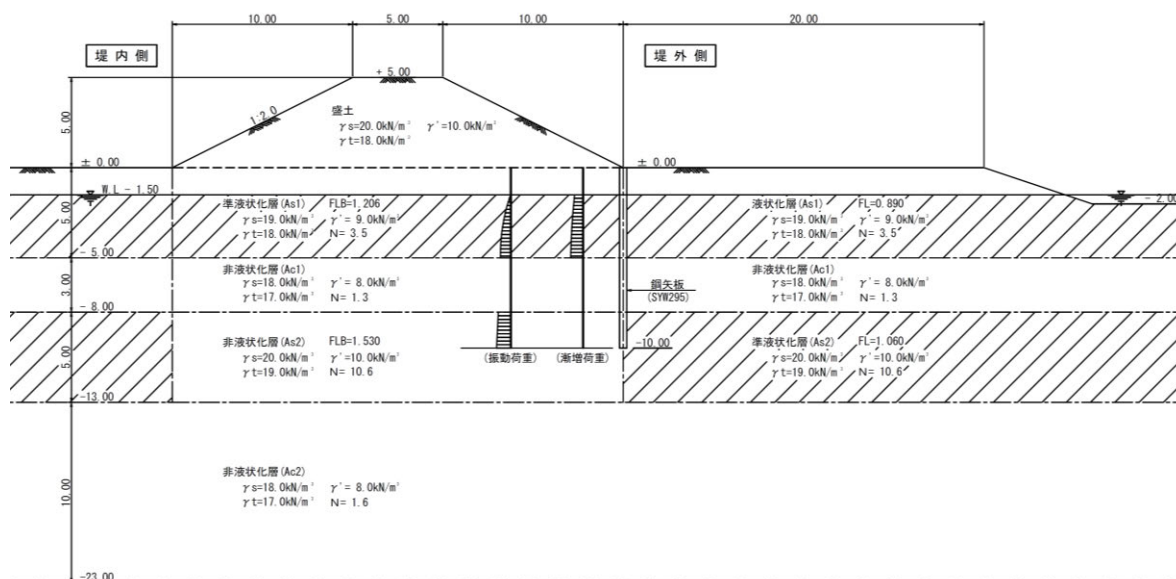


図 8.4.1 対策断面

(5) 作用荷重の算定

鋼矢板への作用荷重は、周辺地盤から鋼材に作用する土圧によるものであり、漸増成分と振動成分に分けて算定する。

1) 漸増成分荷重の算定

鋼材に作用する漸増成分荷重は、実験、解析から盛土下の液状化程度、鋼材のたわみ性（相対剛性）、盛土形状等に依存することが確認されている。これらを考慮して、鋼材に作用する液状化層の漸増成分荷重は以下の式を用いて算出した。

$$P_s = a_1 \cdot a_2 \cdot a_3 \cdot F(z)$$

ここに、

P_s : 漸増成分荷重

a_1 : 盛土下の液状化程度に関する係数

a_2 : 鋼矢板の相対剛性に関する係数

a_3 : 盛土形状に関する係数

$F(z)$: 漸増成分荷重の基本分布関数

・ a_1 の算定

a_1 は、盛土下の液状化程度に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_1 = r_{uB}$$

ここに、

r_{uB} : 盛土下の過剰間隙水圧比

盛土下の過剰間隙水圧比 r_{uB} は以下により求める。

$$r_{uB} = F_{LB}^{-7} \quad (\text{ただし、} r_{uB} \leq r_{u\max})$$

$$r_{u\max} = 1 - a \quad (h/d_c)$$

$$a = 0.15 \quad (1/n - 0.1)$$

ここに、

F_{LB} : 盛土の上載圧を考慮した盛土下の液状化抵抗率

h : 盛土高さ (m)

d_c : 液状化層中央の深さ (m)

n : 盛土ののり勾配 (1 : n)

2) F_{LB} の算定

対策工諸元設定用震度の盛土下液状化抵抗率 F_{LB} を、盛土荷重による上載圧を考慮して算定する。液状化抵抗率の算定位置は堤体天端部とし、盛土による土被り圧（上載圧）の増加を加味して地震時せん断応力比 (L) を算定の上、液状化抵抗率を算定した。液状化抵抗率の算定結果の詳細一覧を表 8.4.3 に示す。堤体直下部では、As1 層：深度 2.3m～4.3m（堤体天端からは 7.3m～9.3m）では、平均 F_{LB} は 1.206（1.0 以上 1.3 以下）であり準液状化層となっている。As2 層：深度 8.3m～12.3m（堤体天端からは 13.3m～17.3m）では、平均 F_{LB} は 1.3 を上回っており、非液状化層となっている。

表 8.4.3 盛土下液状化抵抗率 F_{LB} の算定結果

深度x	湿潤単重	有効単重	σ_v	σ_v'	FLB	R	L	cw	RL
6.3	18.0	18.0	113.4	113.4	-	-	0.163	1.000	-
7.3	18.0	8.2	131.4	123.6	1.220	0.208	0.170	1.000	0.208
8.3	18.0	8.2	149.4	131.8	1.248	0.223	0.179	1.000	0.223
9.3	18.0	8.2	167.4	140.0	1.150	0.213	0.185	1.000	0.213
10.3	17.0	7.2	185.1	147.9	-	-	0.191	1.000	-
11.3	17.0	7.2	202.1	155.1	-	-	0.195	1.000	-
12.3	17.0	7.2	219.1	162.3	-	-	0.198	1.000	-
13.3	19.0	9.2	236.7	170.1	1.536	0.308	0.201	1.000	0.308
14.3	19.0	9.2	255.7	179.3	1.557	0.314	0.202	1.000	0.314
15.3	19.0	9.2	274.7	188.5	1.588	0.321	0.202	1.000	0.321
16.3	19.0	9.2	293.7	197.7	1.534	0.310	0.202	1.000	0.310
17.3	19.0	9.2	312.7	206.9	1.434	0.289	0.201	1.000	0.289

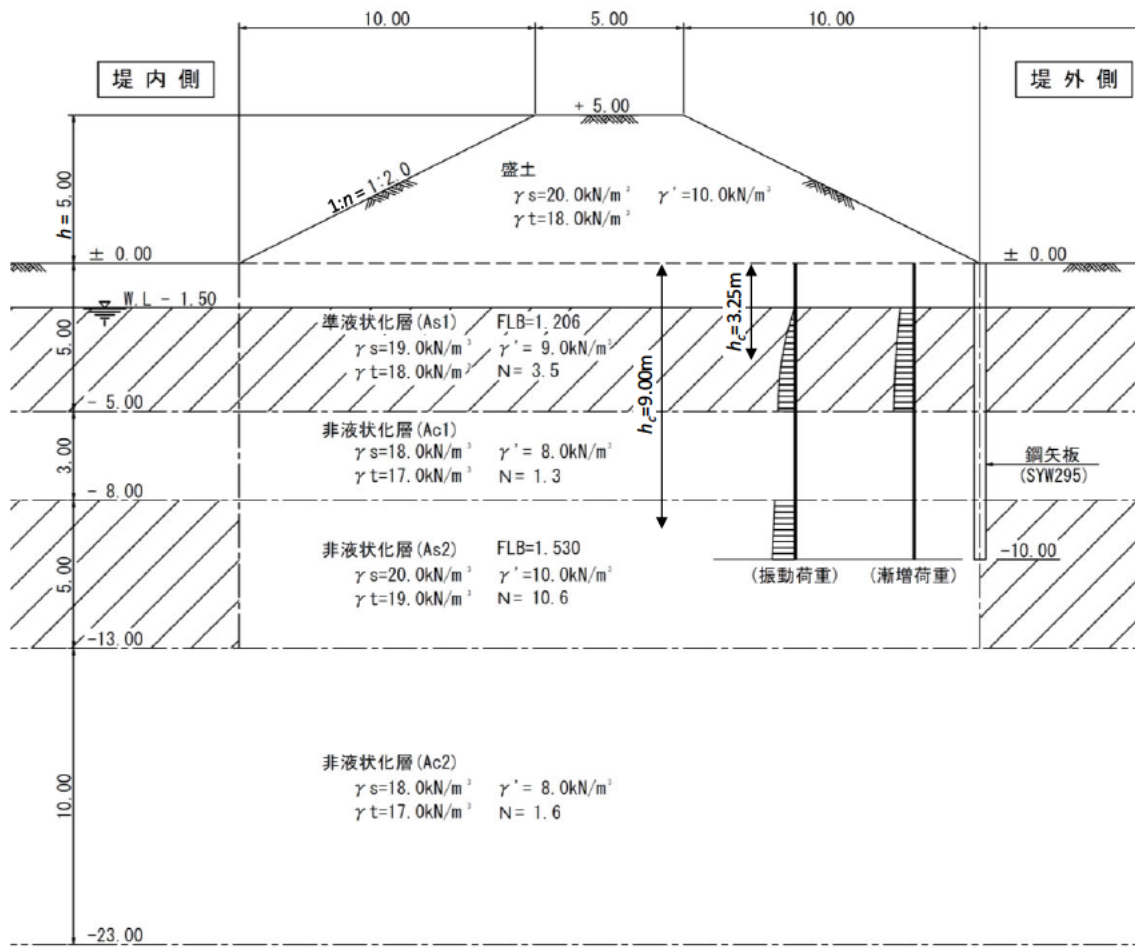


図 8.4.2 h、 d_c 、 n のとり方

よって、液状化層(As1層)における $r_{uB} \cdot r_{u\max}$ は以下ようになる。

$$r_{uB} = 0.270$$

$$n = 10.0 / 5.0 = 2.00$$

$$a = 0.15 \times (1/2.00 - 0.1) = 0.060$$

$$r_{u\max} = 1 - 0.060 \cdot (5.0 / 3.25) = 0.908$$

α_1 は、 $r_{uB} \cdot r_{u\max}$ のいずれか小さい方を取り、以下ようになる。

$$\alpha_1 = r_{uB} = 0.270 \quad (\leq r_{u\max} = 0.908)$$

同様に、液状化層(As2層)における $r_{uB} \cdot r_{u\max}$ は以下ようになる。

$$r_{uB} = 0.000$$

$$n = 10.0 / 5.0 = 2.00$$

$$a = 0.15 \times (1/2.00 - 0.1) = 0.060$$

$$r_{u\max} = 1 - 0.060 \cdot (5.0 / 9.00) = 0.967$$

α_1 は、 $r_{uB} \cdot r_{u\max}$ のいずれか小さい方を取り、以下ようになる。

$$\alpha_1 = r_{uB} = 0.000 \quad (\leq r_{u\max} = 0.967)$$

• α_2 の算定

α_2 は、鋼材の相対剛性に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_2 = 0.32 \cdot \log_{10}(\rho) - 0.16 \quad (\text{ただし、} 0.4 \leq \alpha_2 \leq 1.0)$$

$$\rho = (E \cdot Z_a / b) / (\gamma_{\text{sat}} \cdot H^3)$$

ここに、

ρ : 鋼材の相対剛性

E : 鋼材の弾性係数 (kN/m²)

Z_a : 鋼材の断面係数 (m³) (腐食無し、継手効率 1.0)

b : 壁幅 (m)

γ_{sat} : 液状化層の飽和単位体積重量 (kN/m³)

H : 液状化層厚 (m) (反力側)

よって、 α_2 は、以下のようになる。

$$\gamma_{\text{sat}} = (19.0 \times 3.50 + 20.0 \times 2.00) / 5.50 = 19.364$$

$$\rho = (2.0 \times 10^8 \times 0.000902 / 1.0) / (19.364 \times 5.50^3) = 56.00$$

$$\alpha_2 = 0.32 \times \log_{10}(56.00) - 0.16 = 0.399$$

・ α_3 の算定

α_3 は、盛土形状に関する補正係数であり、以下により求める。

$$\alpha_3 = 0.0236 (B_u / 2) - 0.0126 \times B_b + 1.071 \quad (\text{ただし、} 6\text{m} \leq B_u \leq 20\text{m}、10\text{m} \leq B_b \leq 20\text{m})$$

ここに、

B_u : 盛土天端幅 (m)

B_b : 盛土ののり肩からのり尻までの水平距離 (m)

よって、 α_3 は、以下のようになる。

$$\alpha_3 = 0.0236 \times (6.0 / 2) - 0.0126 \times 10.0 + 1.071 = 1.016$$

※ α_3 の算定の適用範囲は $6\text{m} \leq B_u \leq 20\text{m}$ とあるが、 $B_u < 6\text{m}$ の場合 (今回 $B_u = 5\text{m}$) は、便宜上、安全側の評価として $B_u = 6\text{m}$ として計算を行うものとする。

・ $F(z)$ の算定

$F(z)$ は、盛土漸増成分荷重の基本分布関数であり、以下による。これは、各種形状の盛土を有する数値解析結果を近似的にまとめたものである。

$$F(z) = \gamma_t \cdot h \cdot (0.00054z^3 - 0.0149z^2 + 0.140z + 0.275) \quad (\text{ただし、} 0\text{m} \leq z \leq 10\text{m})$$

$$F(z) = 0.725\gamma_t \cdot h \quad (\text{ただし、} z > 10\text{m})$$

ここに、

z : 地表面からの深さ (m)

γ_t : 盛土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h : 盛土高さ (m)

3) 振動成分荷重の算定

鋼材に作用する液状化層の振動成分荷重は、実験、解析から、鋼材のたわみ性（相対剛性）等に依存することが確認されている。これらを考慮して、鋼材に作用する液状化層の振動成分荷重は以下の式により求めた。

$$P_d = \alpha_d \cdot P_{d\max}$$

ここに、

P_d : 振動成分荷重

$P_{d\max}$: 振動成分荷重の最大値

α_d : 鋼材の相対剛性に関する係数

・ $P_{d\max}$ の算定

$P_{d\max}$ は、振動成分荷重の最大値であり、Westergard の式を基本として、以下により求める。

$$P_{d\max} = k(\gamma_w + \gamma' r_u) \sqrt{H_d z}$$

ここに、

k : 設計水平震度

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)

r_u : 堤防盛土外側の平地盤部での過剰間隙水圧比

H_d : 水位面から最も下の液状化層下端までの距離 (m)

z : 地下水位からの深度 (m)

・ α_d の算定

α_d は、鋼材の相対剛性に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_d = 0.40 \cdot \log_{10} (\rho) - 0.40 \quad (\text{ただし、} 0 \leq \alpha_d \leq 1.0)$$

よって、 α_d は以下のようなになる。

$$\rho = 56.00$$

$$\alpha_d = 0.40 \times \log_{10} (56.00) - 0.40 = 0.299$$

振動成分荷重の算定結果を表 8.4.4 に示す。

表 8.4.4 振動成分荷重の算定結果

No	深度 (m)	k	r_u	γ' (kN/m ³)	H_d (m)	z (m)	P_{dmax} (kN/m ²)	α_d	P_d (kN/m ²)
1	0.00	0.18	-	9.00	8.50	-	-	-	0.00
2	1.50	0.18	-	9.00	8.50	-	-	-	0.00
3	1.50	0.18	1.00	9.00	8.50	0.00	0.00	0.299	0.00
4	1.73	0.18	1.00	9.00	8.50	0.23	4.78	0.299	1.43
5	1.97	0.18	1.00	9.00	8.50	0.47	6.84	0.299	2.04
6	2.20	0.18	1.00	9.00	8.50	0.70	8.34	0.299	2.49
7	2.43	0.18	1.00	9.00	8.50	0.93	9.62	0.299	2.88
8	2.67	0.18	1.00	9.00	8.50	1.17	10.79	0.299	3.22
9	2.90	0.18	1.00	9.00	8.50	1.40	11.80	0.299	3.53
10	3.13	0.18	1.00	9.00	8.50	1.63	12.73	0.299	3.81
11	3.37	0.18	1.00	9.00	8.50	1.87	13.64	0.299	4.08
12	3.60	0.18	1.00	9.00	8.50	2.10	14.45	0.299	4.32
13	3.83	0.18	1.00	9.00	8.50	2.33	15.22	0.299	4.55
14	4.07	0.18	1.00	9.00	8.50	2.57	15.98	0.299	4.78
15	4.30	0.18	1.00	9.00	8.50	2.80	16.68	0.299	4.99
16	4.53	0.18	1.00	9.00	8.50	3.03	17.36	0.299	5.19
17	4.77	0.18	1.00	9.00	8.50	3.27	18.03	0.299	5.39
18	5.00	0.18	1.00	9.00	8.50	3.50	18.65	0.299	5.58
19	5.00	0.18	-	8.00	8.50	-	-	-	0.00
20	8.00	0.18	-	8.00	8.50	-	-	-	0.00
21	8.00	0.18	0.67	10.00	8.50	6.50	22.34	0.299	6.68
22	8.20	0.18	0.67	10.00	8.50	6.70	22.68	0.299	6.78
23	8.40	0.18	0.67	10.00	8.50	6.90	23.02	0.299	6.88
24	8.60	0.18	0.67	10.00	8.50	7.10	23.35	0.299	6.98
25	8.80	0.18	0.67	10.00	8.50	7.30	23.68	0.299	7.08
26	9.00	0.18	0.67	10.00	8.50	7.50	24.00	0.299	7.18
27	9.20	0.18	0.67	10.00	8.50	7.70	24.32	0.299	7.27
28	9.40	0.18	0.67	10.00	8.50	7.90	24.63	0.299	7.37
29	9.60	0.18	0.67	10.00	8.50	8.10	24.94	0.299	7.46
30	9.80	0.18	0.67	10.00	8.50	8.30	25.25	0.299	7.55
31	10.00	0.18	0.67	10.00	8.50	8.50	25.55	0.299	7.64

※平均 $F_L=0.89$ (As1 層), 1.06 (As2 層)

As1 層 : $r_u=1.00$ ($F_L \leq 1$)

As2 層 : $r_u=F_L^{-7}=1.06^{-7}=0.67$ ($1 < F_L \leq 1.3$)

(6) 設計計算モデル

荷重および設計計算モデルは、液状化に対する抵抗率に従って分類した土層区分に基づき設定した。ここでの設計計算モデルを図 8.4.3 に示す。

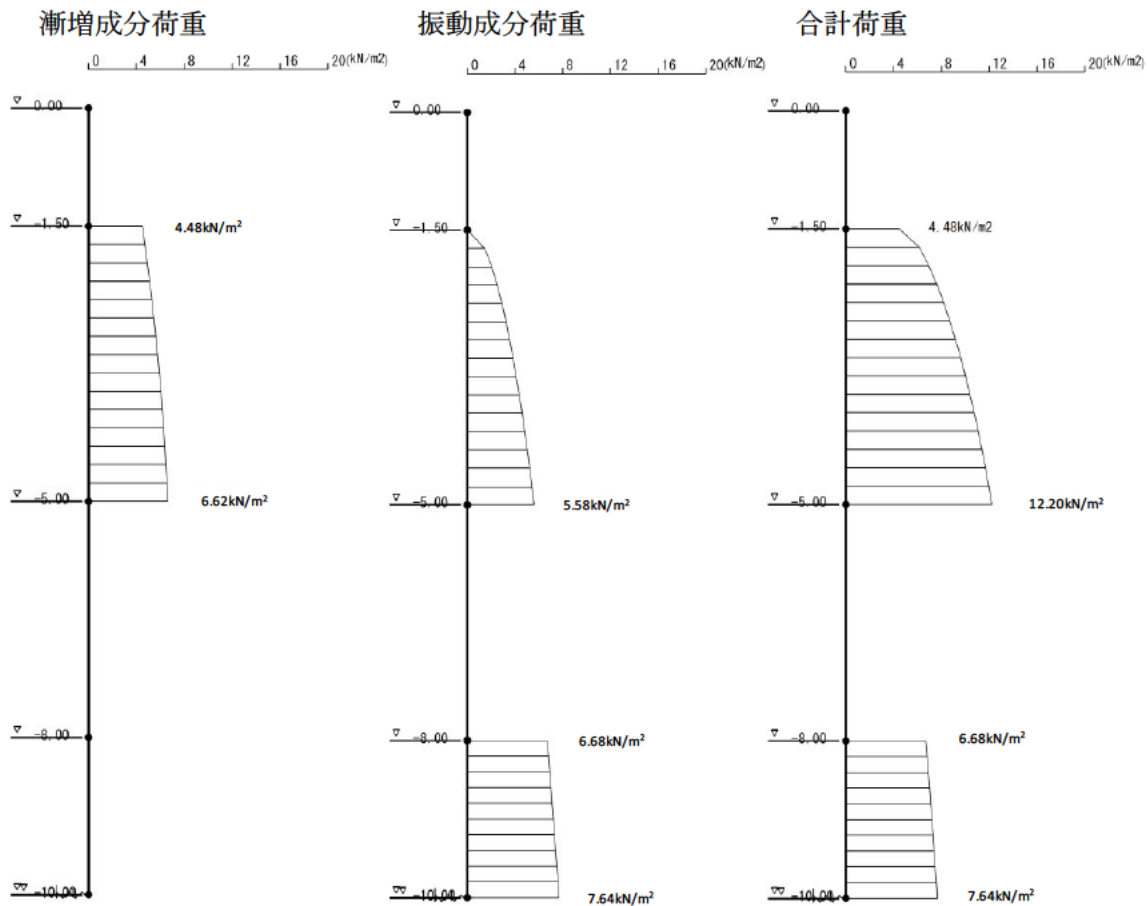


図 8.4.3 設計計算モデル

(7) 計算結果および計算結果の照査

鋼材の設計計算結果より対策工諸元設定用震度に対して、鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査した。

計算結果および応力度の照査結果を以下に示す。鋼矢仮に発生する断面応力度は、許容応力度以内であった。曲げモーメント図を図 8.4.4 に示す。

- ・最大曲げモーメント : $M_{\max} = 65.49\text{kN} \cdot \text{m/m}$
- ・断面応力度 : $\sigma_{\max} = M_{\max} / Z = 65.49 \times 10^6 / 713 \times 10^3 = 92\text{N/mm}^2 < 270\text{N/mm}^2$

ここに、

Z : 断面係数

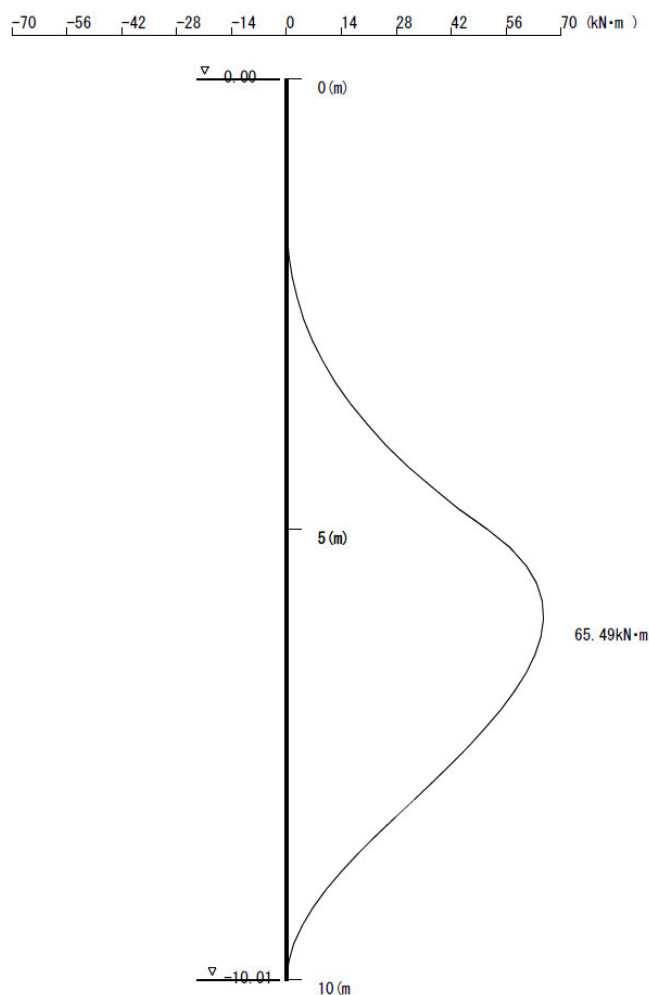


図 8.4.4 曲げモーメント図 (SP-10H)

8.4.2 耐震性能照査

8.4.1によって設定した対策工を施した堤防のレベル2地震動に対する耐震性能について有限要素法による自重変形解析により照査を行った。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

(1) 対策工諸元

鋼矢板は弾性梁要素でモデル化した。なお、鋼矢板～地盤間にジョイント要素は使用していない。鋼矢板の長さや弾性係数、断面二次モーメント等を鋼矢板諸元から設定した。物性値を表8.4.5に示す。

表 8.4.5 鋼矢板をモデル化した梁要素の物性値

矢板型式	矢板長	単位体積重量	弾性係数	ポアソン比	断面積	断面2次モーメント
	m	kN/m ³	kN/m ²		m ² /m	m ⁴ /m
SP-10H	10	77	2.0×10^8	0.30	9.7×10^{-3}	8.3×10^{-5}

(2) 耐震性能照査による対策工の検討

解析結果を表8.4.7に示す。いずれの地震動においても、地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を下回っており、耐震性能を満足していない。そのため、鋼矢板型式や根入れ長の変更し、再度照査を行った。

表 8.4.6 対策工諸元設定の流れと決定諸元

設計ケース	概要図	内容
① 対策工諸元の設計		<p>設計計算によって対策規模を決定。</p>
② 耐震性能照査 (変形解析)	<p>②-i</p> <p>②-ii</p>	<p>①で設計した対策規模を有限要素モデル化し、自重変形解析による L2 地震動照査を実施。</p> <p>沈下後堤防高さ EL.2.37m < 照査外水位 EL.2.50m ⇒NG</p> <p>②-i 照査の結果、沈下後堤防高さが照査外水位を許容沈下量を超えたため下回ったため、矢板型式、長さを変更し、再度耐震性能 L2 地震動照査を実施。</p>
③ 対策工諸元によるチェック		<p>②で決定した対策工諸元で矢板を配置。</p>

表 8.4.7 解析結果

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】		
変形図		堤防天端沈下量 2.63m
		沈下後の堤防高さ EL. +2.37m
		照査外水位 EL.+2.50m
		判定 NG
		備考 鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 100 m 根入れ長 : 50 m
FL 分布図		
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】		
変形図		堤防天端沈下量 2.62m
		沈下後の堤防高さ EL. +2.38m
		照査外水位 EL. +2.50m
		判定 NG
		備考 鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 100 m 根入れ長 : 50 m
FL 分布図		

②-i 対策工諸元設定断面による変形解析結果

対策工諸元設定によって決定した断面について変形解析を行った結果、表 8.4.7 に示す通り沈下後堤防高さが照査外水位を満足しない結果となった。

②-ii 対策工諸元の見直し

前述の液状化対策の設計の手順に基づき、所定の耐震性能を満足しなかった場合の対処として対策工諸元を見直し、再度耐震照査を行った。

具体的には、対策工諸元設定用震度を対象に決定した対策工諸元を最低諸元とし、所定の耐震性能を満足するまで鋼矢板型式・根入れ長を大きくするものであるが、施工性の観点から鋼矢板長に応じた型式を選定することも必要である。

ここでは、鋼矢板根入れを L2 のみ液状化する As2 層下部の Ac2 層(非液状化層)まで伸ばした場合の施工性の観点から、鋼矢板型式を SP-10H から SP-25H へ上げ、かつ耐震性能を満足するまで根入れ長を伸ばした。物性値を表 8.4.8 に示す。非液状化層への根入れ長さ=3.0m とした時の解析結果を表 8.4.9 に記載する。いずれの地震動においても、地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を上回っており、耐震性能を満足すると判定される。

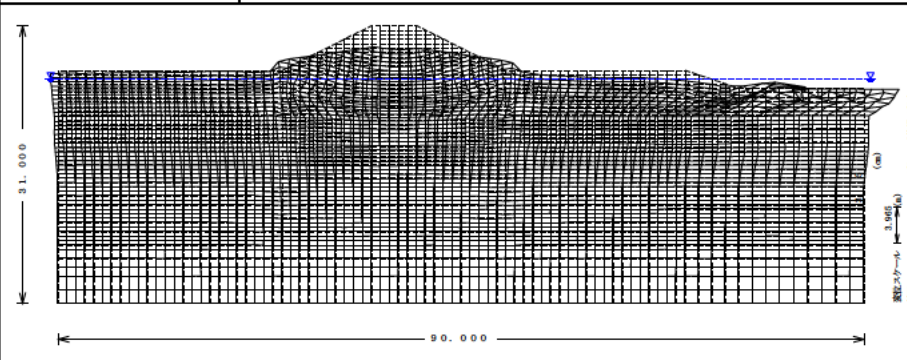
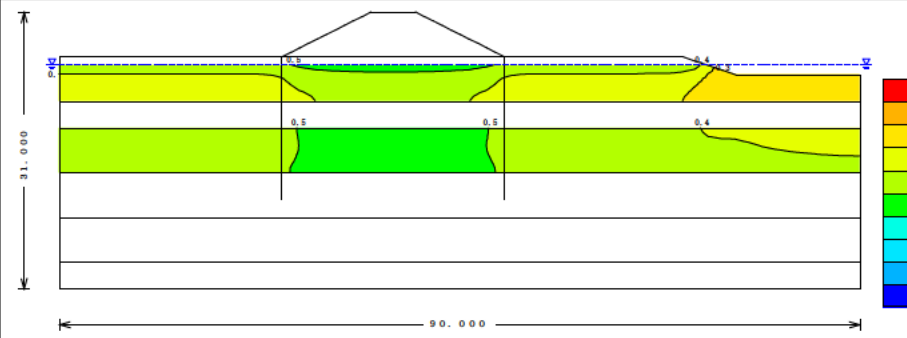
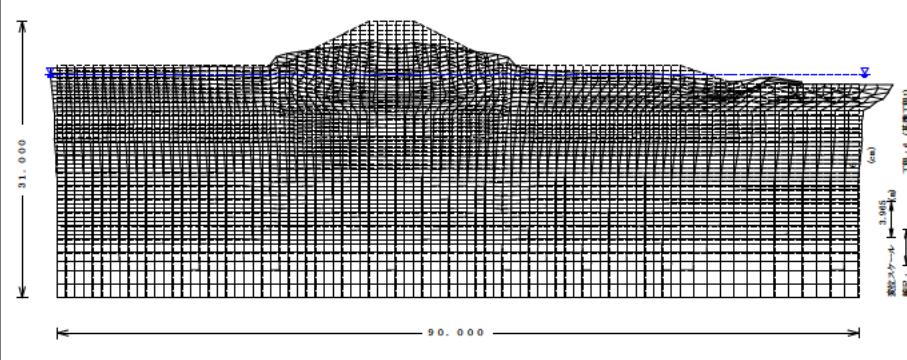
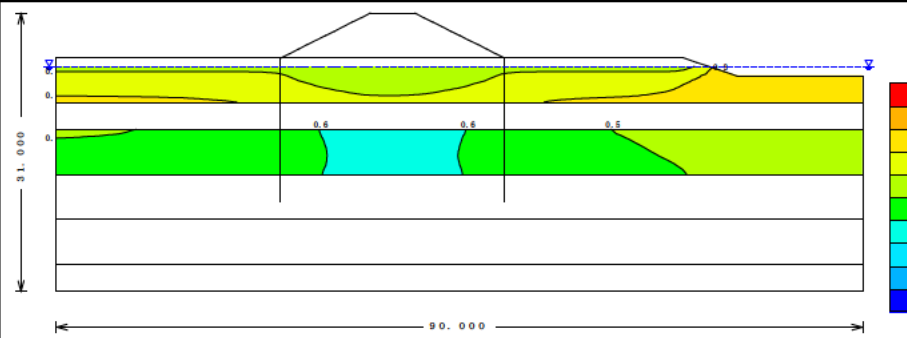
なお、As2 層の液状化強度が本ケースよりも大きい場合、該当する層での変形量が小さく、その層内に根入れを留めても耐震性能を満足することも考えられる。各種設計条件に応じて適切に対策工諸元を設定することが望まれる。

ここでは、通常の矢板で検討を行ったが、排水機能付き矢板で検討すると過剰間隙水圧低減効果から対策工諸元設定の段階で規格の小さいものが設定される場合もあり、耐震性能に余裕がある場合は検討するとよい。

表 8.4.8 鋼矢板をモデル化した梁要素の物性値

矢板型式	矢板長	単位体積重量	弾性係数	ポアソン比	断面積	断面 2 次モーメント
	m	kN/m ³	kN/m ²		m ² /m	m ⁴ /m
SP-25H	16	77	2.0×10 ⁸	0.30	1.3×10 ⁻²	2.0×10 ⁻⁴

表 8.4.9 解析結果

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】		
変形図		堤防天端沈下量 2.48m
		沈下後の堤防高さ EL. +2.52m
		照査外水位 EL. +2.50m
		判定 OK
		備考 鋼矢板 : SP-25H 鋼矢板長 : 160 m 根入れ長 : 30 m
F_L 分布図		
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】		
変形図		堤防天端沈下量 2.42m
		沈下後の堤防高さ EL. +2.58m
		照査外水位 EL. +2.50m
		判定 OK
		備考 鋼矢板 : SP-25H 鋼矢板長 : 160 m 根入れ長 : 30 m
F_L 分布図		

8.4.3 浸透安全性照査

前項までに決定した対策工を入れた断面に対して、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じた検討を行い、液状化対策工によって現況に対して堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査した。

(1) 地盤モデルとパラメータ

地盤モデルとパラメータを 8.2.1 に示した通りである。8.2.1 以外のパラメータは「河川堤防の構造検討の手引き」に準拠した。

浸透流解析に用いるメッシュは、変形解析のメッシュを準用した。

(2) 外力の設定

詳細に用いる降雨、洪水の外力は 8.2.6 に示した通りである。

(3) 解析結果

現況解析の結果と対策後の結果を表 8.4.10 に示す。

対策後(矢板工)の局所動水勾配が 0.417 から 1.340 に増加(安全性が低下)したため、補助対策工の検討を行った。ここではドレーン工を補助対策工に選定し、浸透安全性の照査を行った結果、局所動水勾配(水平)が 0.391 まで減少し、その他の項目も全て現況を上回る結果となった。

表 8.4.10 浸透安全性の照査結果一覧

検討ケース	局所動水勾配		円弧すべり安全率	
	鉛直 iv	水平 ih	川表 Fs	川裏 Fs
現況	0.313	0.417	0.783	0.752
矢板工	0.035	1.340	0.764	0.730
矢板工+ドレーン	0.014	0.391	0.785	0.927

表 8.4.11 浸透安全性の照査結果一覧

決定対策諸元	設定定数	設定外力																																								
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>土層区分</th> <th>単位体積重量 (kN/m³)</th> <th>内部摩擦角 (°)</th> <th>粘着力 (kPa)</th> <th>透水性係数 (m/d)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>盛土</td> <td>18.0</td> <td>30.0</td> <td>1.0</td> <td>1.00E-06</td> </tr> <tr> <td>沖積砂質土</td> <td>18.0</td> <td>30.0</td> <td>0.0</td> <td>1.00E-05</td> </tr> <tr> <td>沖積粘土</td> <td>17.0</td> <td>0.0</td> <td>70.0</td> <td>1.00E-08</td> </tr> <tr> <td>沖積砂質土</td> <td>19.0</td> <td>30.0</td> <td>0.0</td> <td>1.00E-05</td> </tr> <tr> <td>沖積粘土</td> <td>17.0</td> <td>0.0</td> <td>70.0</td> <td>1.00E-08</td> </tr> <tr> <td>洪積砂質土</td> <td>21.0</td> <td>40.0</td> <td>0.0</td> <td>1.00E-04</td> </tr> <tr> <td>矢板工</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>1.00E-08</td> </tr> </tbody> </table>	土層区分	単位体積重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (°)	粘着力 (kPa)	透水性係数 (m/d)	盛土	18.0	30.0	1.0	1.00E-06	沖積砂質土	18.0	30.0	0.0	1.00E-05	沖積粘土	17.0	0.0	70.0	1.00E-08	沖積砂質土	19.0	30.0	0.0	1.00E-05	沖積粘土	17.0	0.0	70.0	1.00E-08	洪積砂質土	21.0	40.0	0.0	1.00E-04	矢板工	—	—	—	1.00E-08	
土層区分	単位体積重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (°)	粘着力 (kPa)	透水性係数 (m/d)																																						
盛土	18.0	30.0	1.0	1.00E-06																																						
沖積砂質土	18.0	30.0	0.0	1.00E-05																																						
沖積粘土	17.0	0.0	70.0	1.00E-08																																						
沖積砂質土	19.0	30.0	0.0	1.00E-05																																						
沖積粘土	17.0	0.0	70.0	1.00E-08																																						
洪積砂質土	21.0	40.0	0.0	1.00E-04																																						
矢板工	—	—	—	1.00E-08																																						
<p>局所動水勾配</p> <p>現況</p> <p>iv: 0.313 ih: 0.417</p> <p>矢板+ドレーン</p> <p>iv: 0.035 ih: 1.340</p>	<p>局所動水勾配</p> <p>現況</p> <p>iv: 0.313 ih: 0.417</p> <p>矢板</p> <p>iv: 0.035 ih: 1.340</p>	<p>局所動水勾配</p> <p>現況</p> <p>iv: 0.313 ih: 0.417</p> <p>矢板+ドレーン</p> <p>iv: 0.014 ih: 0.391</p>																																								
<p>川裏</p> <p>F_s = 0.752</p> <p>331 hr時点</p> <p>最小安全率F_{min} = 0.752 円錐の中心 (1.00m, 5.00m), 半径 5.00m</p>	<p>川裏</p> <p>F_s = 0.730</p> <p>331 hr時点</p> <p>最小安全率F_{min} = 0.730 円錐の中心 (1.00m, 7.00m), 半径 7.25m</p>	<p>川裏</p> <p>F_s = 0.927</p> <p>331 hr時点</p> <p>最小安全率F_{min} = 0.927 円錐の中心 (2.50m, 5.00m), 半径 5.00m</p>																																								
<p>川裏</p> <p>F_s = 0.783</p> <p>334 hr時点</p> <p>最小安全率F_{min} = 0.783 円錐の中心 (2.85m, 5.50m), 半径 5.00m</p>	<p>川裏</p> <p>F_s = 0.764</p> <p>334 hr時点</p> <p>最小安全率F_{min} = 0.764 円錐の中心 (3.00m, 5.50m), 半径 5.75m</p>	<p>川裏</p> <p>F_s = 0.785</p> <p>334 hr時点</p> <p>最小安全率F_{min} = 0.785 円錐の中心 (2.85m, 4.00m), 半径 4.50m</p>																																								

第9章 計算例7：堤体液状化対策

9.1 設計手順

図 9.1.1 に堤体液状化対策工法の設計手順を示す。定常浸透流解析で現況の堤体内水位を再現し、対策工の種類（ドレーン工、押え盛土工）を選定した上で、対策工の初期諸元（対策規模）を既設堤体の形状（堤防高さやのり勾配）を基準として設定する。現況再現時に得られた降雨量を用いた定常浸透流解析により対策後の堤体内水位を算出し、この条件においてレベル2地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。その結果、耐震性能を満足しない場合には、ドレーン工では高さもしくは貫入量を大きくすることで、押え盛土工では高さもしくは幅を大きくすることで対策工諸元を見直し、耐震性能を満足する諸元を設定する。耐震性能照査の結果、設定した初期諸元が照査外水位に対してかなりの余裕がある対策となった場合には、対策工の規模を小さくして良い。なお、これら対策工の諸元は、現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

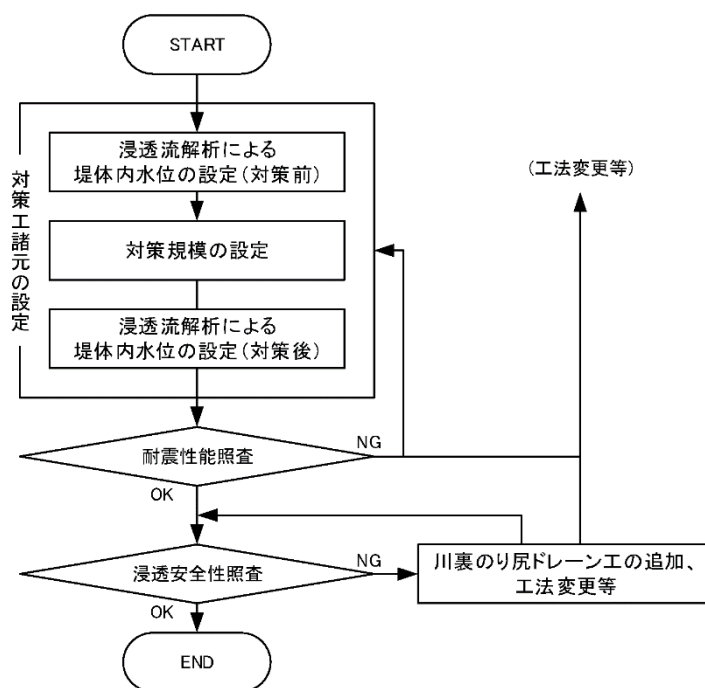


図 9.1.1 堤体液状化対策工法の設計手順

9.2 設計条件

9.2.1 地盤条件

(1) 基本諸元

図 9.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。表 9.2.1 には室内試験結果より設定した各層の地盤定数を示す。

[堤体構造]	堤体高	: 5.0m
	天端幅	: 5.0m
	のり面勾配	: 1 : 2.0
[水 位]	地下水位	: G.L.±0.0m (EL.±0.0m)
	地下水位(堤体)	: G.L.-4.0m (EL.+1.0m)
	外水位	: EL.+3.75m

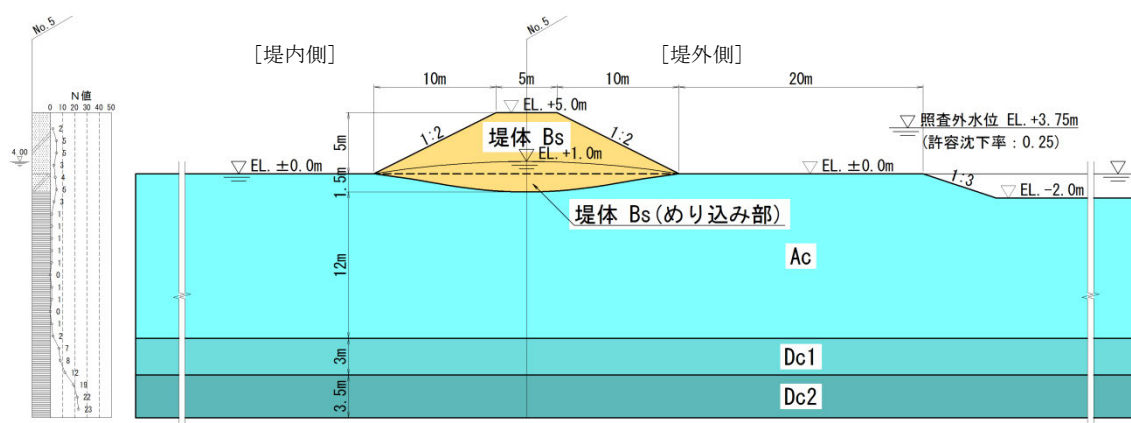


図 9.2.1 耐震性能照査対象とする堤体および地盤構造

表 9.2.1 地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N 値	[平均値] N 値	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	[平均値] 細粒分 含有率 Fc(%)	土の 粘着力 c (kN/m ²)	土の 内部摩擦角 ϕ (°)	透水係数 k (m/sec)
堤体 Bs	5.0	砂質土	1.3	2	4.0	18.0	28	0	30	1.0×10^{-6}
		砂質土	2.3	5						
		砂質土	3.3	5						
		砂質土	4.3	3						
堤体Bs (めり込み部)	1.5	砂質土	5.3	4						
		砂質土	6.3	5						
沖積粘性土 Ac	12.0	粘性土	7.3	3	1.1	16.0	90	40	0	1.0×10^{-8}
		粘性土	8.3	1						
		粘性土	9.3	1						
		粘性土	10.3	1						
		粘性土	11.3	1				45		
		粘性土	12.3	1						
		粘性土	13.3	0						
		粘性土	14.3	1						
		粘性土	15.3	1						
		粘性土	16.3	0						
粘性土	17.3	1	55							
粘性土	18.3	2								
洪積粘性土 Dc1	3.0	粘性土	19.3	7	9.0	17.0	94	65	0	1.0×10^{-8}
		粘性土	20.3	8						
		粘性土	21.3	12						
洪積粘性土 Dc2	-	粘性土	22.3	19	21.3	17.0	96	70	0	1.0×10^{-8}
		粘性土	23.3	22						
		粘性土	24.3	23						

(2) 地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行った。表 9.2.2 に地盤種別の判定結果を示す。洪積粘性土 Dc2 を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値 T_G を算出すると、 $T_G=0.713$ (s)となるため、本地盤はⅢ種地盤と判定される。

表 9.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

地層区分	地層厚 Hi (m)	地層の 平均せん断 波速度 Vsi(m/s)	$4Hi/Vs1$ (s)	備考
盛土 Bs	5.0	120	-	各層のせん断 波速度は、PS 検層にて確認 されている
盛土Bs (めり込み部)	1.5	120	0.050	
沖積粘性土 Ac	12.0	80	0.600	
洪積粘性土 Dc1	3.0	190	0.063	
洪積粘性土 Dc2	-	300	-	

$$4 \sum Hi/Vsi = 0.713 \quad (\text{Ⅲ種地盤})$$

9.2.2 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定した。

1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = C_Z \times k_{G0}$$

k_h : 対策工諸元設定用水平震度 (0.18)

k_{G0} : 地盤種別に応じた標準水平震度 (Ⅲ種地盤 : 0.18)

C_Z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

1) レベル2地震動

$$k_{hgL} = C_Z \times k_{hgL0}$$

k_{hgL} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度
(レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 : 0.60)

k_{hgL0} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値
(Ⅲ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 : 0.60)

C_Z : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

表 9.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	k_{G0} k_{hgL0}	地域区分	C_Z	k_h k_{hgL}
対策工諸元 設定用震度		Ⅲ種	0.18	A2	1.0	0.18
レベル2 地震動	L2-1		0.40			0.40
	L2-2		0.60			0.60

9.2.3 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施した。図 9.2.2、表 9.2.4、表 9.2.5 に対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化判定結果を示す。これより、堤体 Bs が対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化層となる。

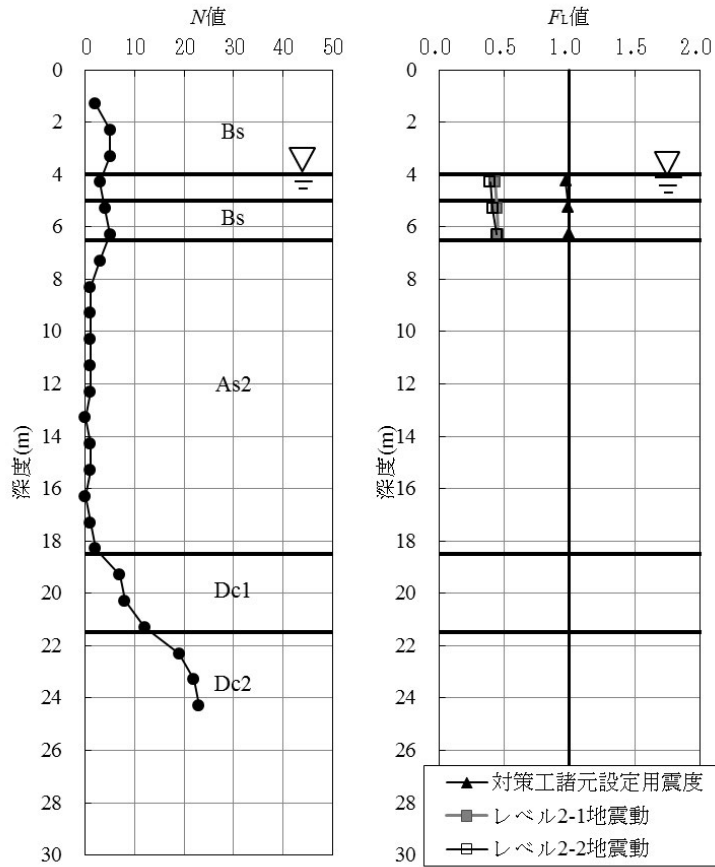


図 9.2.2 液状化に対する抵抗率 F_L の深度方向分布

表 9.2.4 液状化判定結果 (対策工諸元設定用震度)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	対策工諸元設定用震度				判定結果
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L		
堤体 Bs	5.0	砂質土	1.3	2		18	36	-	-	-	-	-	-
		砂質土	2.3	5		18	32	-	-	-	-	-	-
		砂質土	3.3	5	4.0	18	30	-	-	-	-	-	-
		砂質土	4.3	3		18	32	0.207	0.211	0.206	0.97	完全液状化層	
		砂質土	5.3	4		18	33	0.224	0.226	0.224	0.99	完全液状化層	
(めり込み部)	1.5	砂質土	6.3	5		18	34	0.240	0.238	0.239	1.00	完全液状化層	
		粘性土	7.3	3		16	65	-	-	-	-	-	
		粘性土	8.3	1		16	80	-	-	-	-	-	
		粘性土	9.3	1		16	94	-	-	-	-	-	
		粘性土	10.3	1		16	95	-	-	-	-	-	
沖積粘性土 Ac	12.0	粘性土	11.3	1		16	93	-	-	-	-	-	-
		粘性土	12.3	1		16	94	-	-	-	-	-	-
		粘性土	13.3	0	1.1	16	97	-	-	-	-	-	-
		粘性土	14.3	1		16	92	-	-	-	-	-	-
		粘性土	15.3	1		16	92	-	-	-	-	-	-
		粘性土	16.3	0		16	97	-	-	-	-	-	-
		粘性土	17.3	1		16	91	-	-	-	-	-	-
		粘性土	18.3	2		16	93	-	-	-	-	-	-
		粘性土	19.3	7		17	96	-	-	-	-	-	-
		粘性土	20.3	8	9.0	17	94	-	-	-	-	-	-
洪積粘性土 Dc1	3.0	粘性土	21.3	12		17	92	-	-	-	-	-	-
		粘性土	22.3	19		17	96	-	-	-	-	-	-
洪積粘性土 Dc2	-	粘性土	23.3	22	21.3	17	96	-	-	-	-	-	-
		粘性土	24.3	23		17	95	-	-	-	-	-	-

表 9.2.5 液状化判定結果 (レベル2地震動)

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 γ (KN/m ³)	細粒分含有率 FC (%)	繰返し三軸強度比 R_L	レベル2-1地震動			レベル2-2地震動			判定結果		
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L			
堤体 Bs	5.0	砂質土	1.3	2		18	36	-	-	-	-	-	-	-	-		
		砂質土	2.3	5		18	32	-	-	-	-	-	-	-	-		
		砂質土	3.3	5	4.0	18	30	-	-	-	-	-	-	-	-		
		砂質土	4.3	3		18	32	0.207	0.469	0.206	0.703	0.279	0.39	0.41	完全液状化層		
		砂質土	5.3	4		18	33	0.224	0.503	0.224	0.755	0.316	0.41	完全液状化層			
沖積粘性土 Ac	12.0	砂質土	6.3	5		18	34	0.240	0.528	0.239	0.792	0.350	0.44	完全液状化層			
		粘性土	7.3	3		16	65	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	8.3	1		16	80	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	9.3	1		16	94	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	10.3	1		16	95	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	11.3	1		16	93	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	12.3	1		16	94	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	13.3	0	11	16	97	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	14.3	1		16	92	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	15.3	1		16	92	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	16.3	0		16	97	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	17.3	1		16	91	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	18.3	2		16	93	-	-	-	-	-	-	-	-		
		洪積粘性土 Dc1	3.0	粘性土	19.3	7		17	96	-	-	-	-	-	-	-	-
				粘性土	20.3	8	9.0	17	94	-	-	-	-	-	-	-	-
粘性土	21.3			12		17	92	-	-	-	-	-	-	-	-		
洪積粘性土 Dc2	-	粘性土	22.3	19		17	96	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	23.3	22	21.3	17	96	-	-	-	-	-	-	-	-		
		粘性土	24.3	23		17	95	-	-	-	-	-	-	-	-		

9.2.4 照査基準

レベル2地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないことを照査する。

照査外水位 : EL.+3.75m

9.2.5 対策工諸元設定上の制約条件

図 9.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。実際の検討断面では現地状況や施工条件等から様々な制約条件が設定される。本計算モデルでは、図に示すように、押え盛土工を検討する場合には堤外側、ドレーン工を検討する場合には堤内側にて実施することを条件として諸元を設定する。

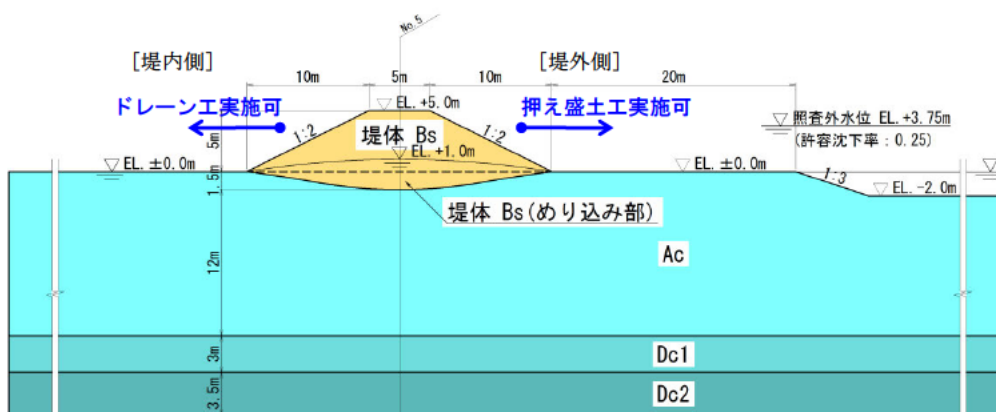


図 9.2.3 対策工諸元設定上の制約条件

9.2.6 浸透安全性の評価に用いる外力

対策後に浸透安全性が現況に比べ有意に低下しないことを評価するために、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じて実施する。

ここでは、降雨、洪水の外力を以下の通りとした。

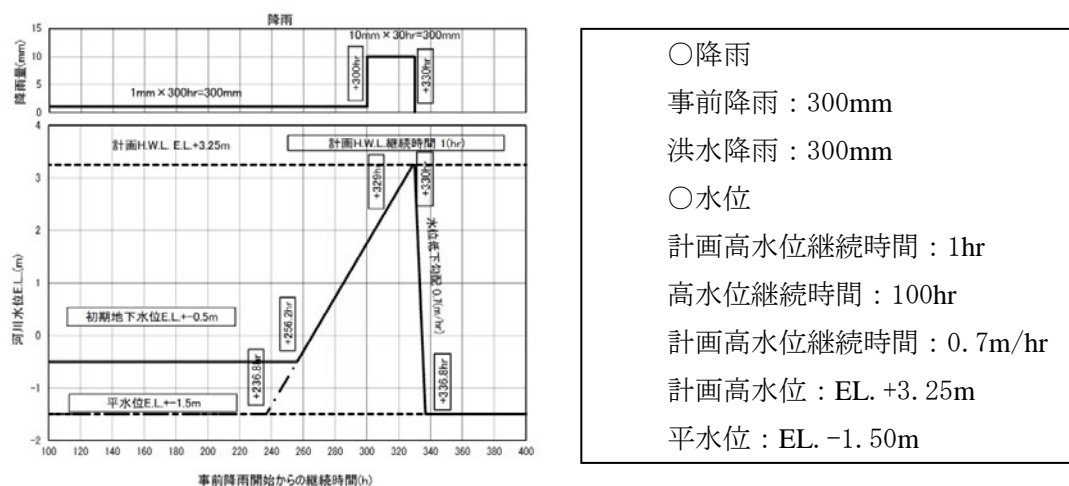


図 7.2.4 設定した降雨、洪水波形

9.3 現況の照査

現況堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施した。

(1) 解析モデル

図 9.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定した。

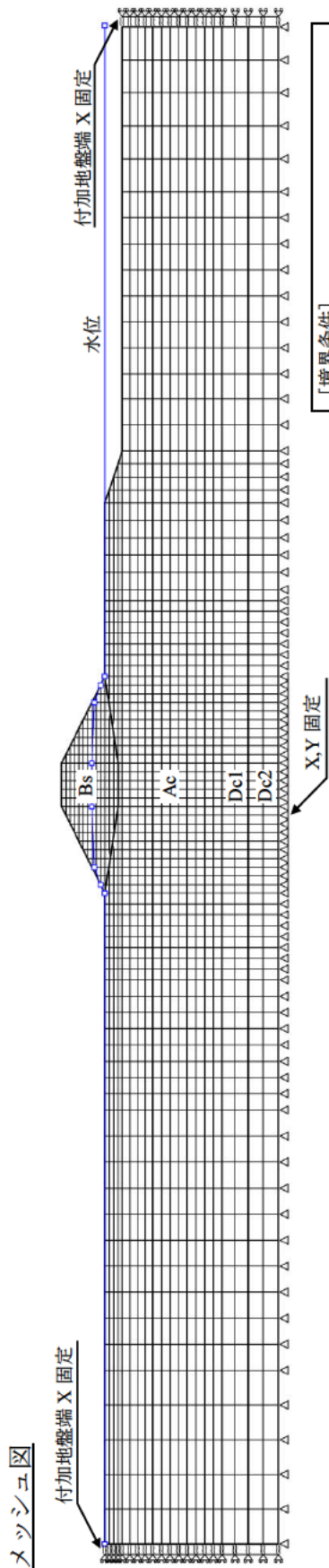
[地下水位]

先に示した地下水位(堤体)から一律0.5m上側に設定することとし、EL.+1.5mとする。

[境界条件]

側方境界：付加地盤（左右両側共 50m）および鉛直ローラ（X 固定）

底面境界：固定（X、Y 固定）



【境界条件】
 側方境界条件：付加地盤、鉛直ローラ
 底面境界条件：固定

設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{KN/m}^3)$	土の 粘着力 c (KN/m^2)	土の 内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	透水係数 k (m/sec)	繰返し 三軸強度比 RL	せん断剛性 G (KN/m^2)	ポアソン比 ν	相対密度 Dr	ダイレイ タンジ ン角 ψ ($^\circ$)	Janbu式 パラメータ		引張強度 qt (KN/m^2)	初期水平 土圧係数 K	補正係数Cp	
													k (KN/m^2)	n			基礎鉛直 有効応力 σ_{v0} (KN/m^2)	n
堤体Bs	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	40	180	0	30	1.0×10^{-6}	0.206	-	0.333	35	10.0	20200	0.5	0	0.5	75	2.0
堤体Bs (めが込み部)																		
沖積粘性土 Ac	非排水変形	MC/DP 弾塑性モデル	1.1	160	40	0	1.0×10^{-8}	-	1820	0.333	-	0.0	-	-	0	0.5	-	-
					45													
					55													
洪積粘性土 Dc1	非排水変形	MC/DP 弾塑性モデル	9.0	170	65	0	1.0×10^{-8}	-	14900	0.333	-	0.0	-	0	0.5	-	-	-
洪積粘性土 Dc2					70													
	非排水変形	線形弾性	21.3	170	70	0	1.0×10^{-8}	-	35200	0.333	-	-	-	0	0.5	-	-	-

※粘性土の変形係数 E_0 は、砂質土と粘性土の微小ひずみレベルでのせん断剛性の差（比率）に基づき、 $E_0=2800N$ ではなく $4400N$ ($N:N$ 値) として設定。
 ※ダイレイタンジ
ン角 ψ は、 $\psi = \phi - 20$ (20 を上限値) で設定。

図 9.3.1 解析モデル

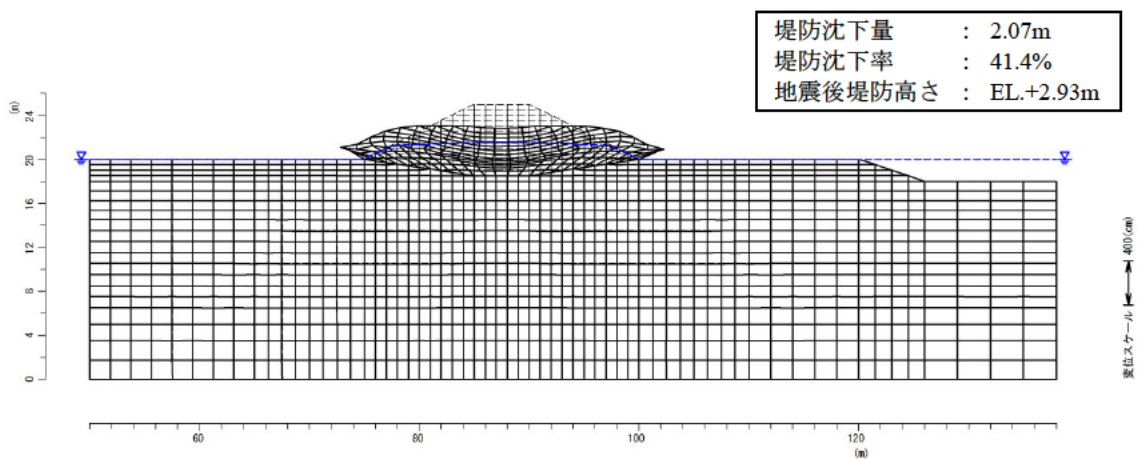
(2) 耐震性能照査結果

図 9.3.2、図 9.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

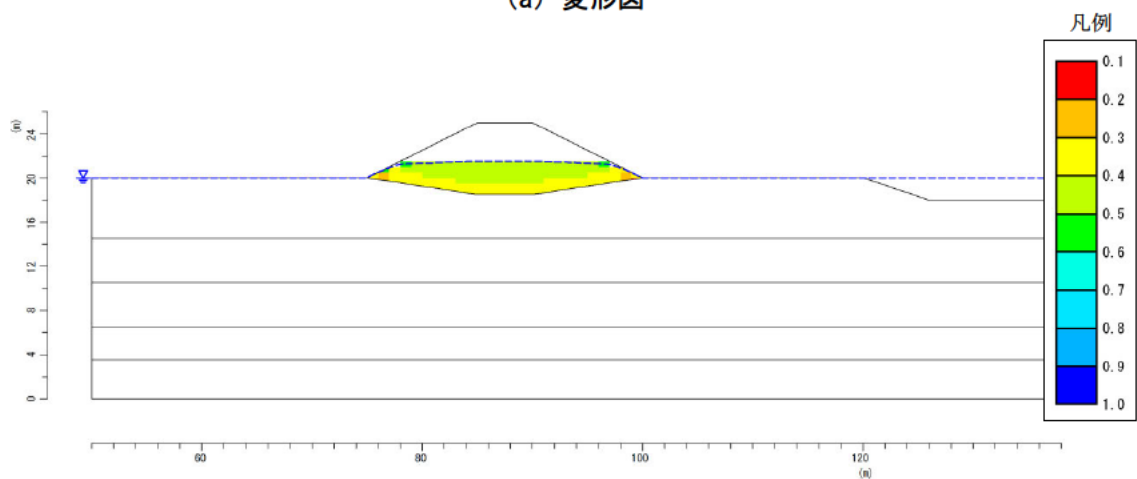
[照査結果]

レベル 2-1 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+2.93m < (照査外水位)EL.+3.75m (NG)

レベル 2-2 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+2.73m < (照査外水位)EL.+3.75m (NG)

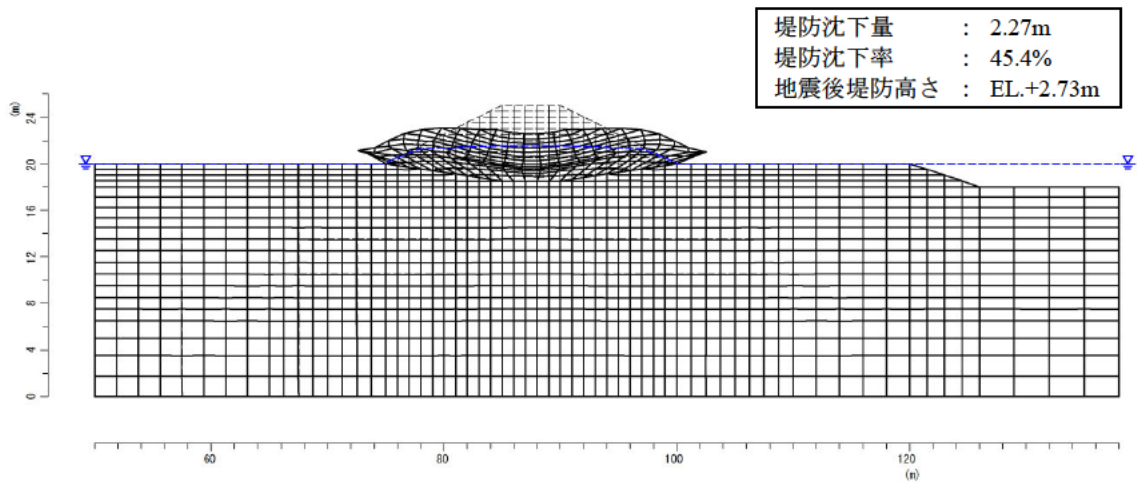


(a) 変形図

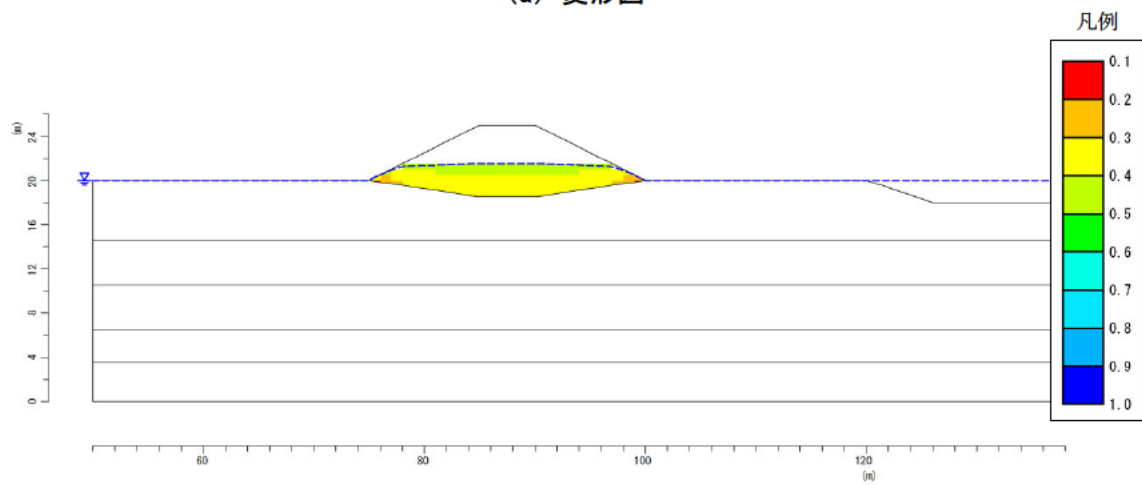


(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 9.3.2 レベル 2-1 地震動に対する照査結果



(a) 変形図



(b) 液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 9.3.3 レベル 2-2 地震動に対する照査結果

9.4 対策後の照査

9.4.1 対策工諸元の設定

(1) 透流解析による堤体内水位の設定（対策前）

対策前の堤体内水位が再現できるよう、降雨量を調整した定常浸透流解析を実施した。
ここでは、対策前の堤体内水位が再現するために、降雨強度を 5.5mm/hr に設定した。

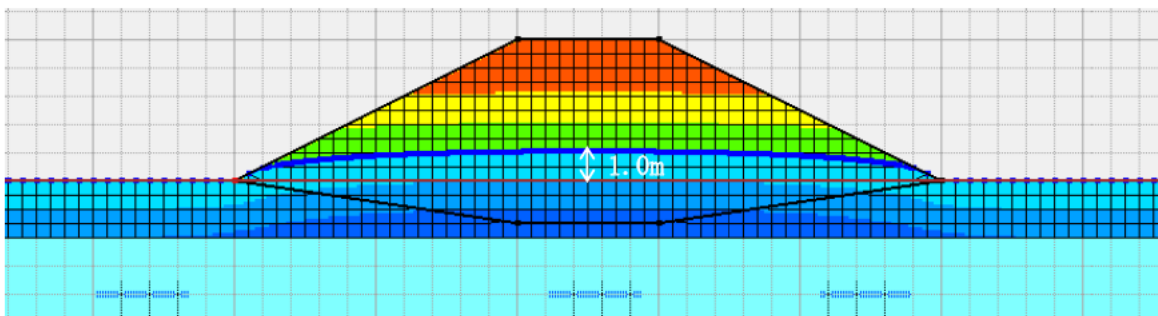


図 9.4.1 対策前の堤体内水位の再現

(2) 対策規模の設定

川裏側にドレーン工、川表側に押え盛土工を設計することとした。

(現況堤防の条件 堤防高さ 5.0m、のり勾配 1 : 2.0)

○ドレーン工の規模の初期値

高さ : 0.5m (下限値)

堤体内への貫入量 : 3.0m (初期値 = 堤防高さの 6 割)

○押え盛土工の規模の初期値

のり勾配 : 1 : 2.0 (下限値)

高さ : 2.5m (初期値 = 堤防高さの 5 割)

幅 : 5.0m (初期値 = 堤防高さ)

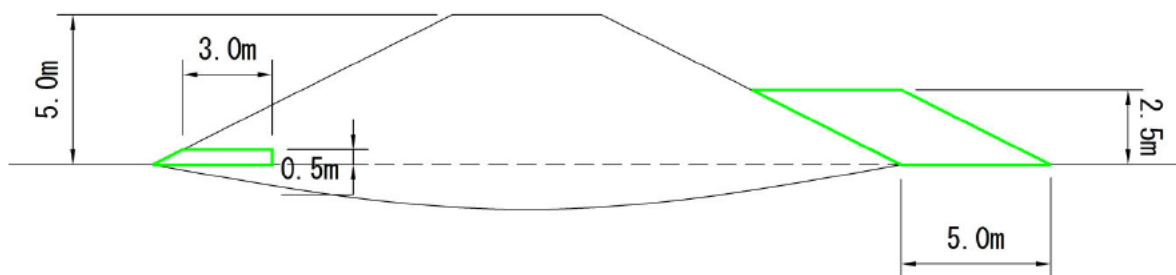


図 9.4.2 設定した初期対策工の規模

(3) 浸透流解析による堤体内水位の設定（対策後）

設定した対策工を入れた対策後の断面で定常浸透流解析を実施する。降雨強度は対策前の解析で得られた 5.5mm/hr とした。

対策前に比べ堤体内の水位が低下したことが分かる。

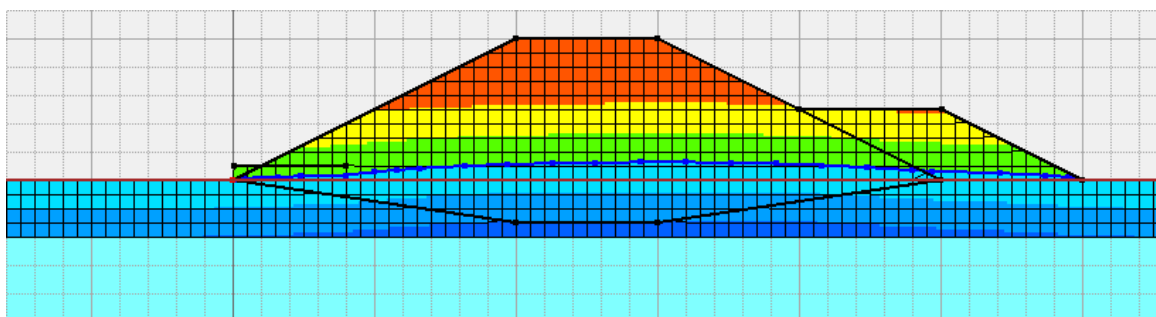


図 9.4.3 対策後の堤体内水位の再現

9.4.2 耐震性能照査

9.4.1によって設定した対策工を施した堤防のレベル2地震動に対する耐震性能について、静的照査法（有限要素法による自重変形解析）により照査を行った。解析で用いる堤体内水位は、9.4.1(3)で設定した水位を50cm上昇させたものとする。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直して再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

(1) 対策工諸元

対策工諸元設定において決定した改良地盤の入力パラメータを以下に示す。原地盤と堤防は9.1と同様である。ドレーン工および押え盛土工は碎石を想定した。

表 9.4.1 対策工のパラメータ

項目	ドレーン工	押え盛土
せん断剛性係数 G (kN/m ²)	10000	10000
ポアソン比 ν	0.333	0.333
湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	15.0	15.0
粘着力 C (kN/m ²)	0.00	0.00
せん断抵抗角 ϕ (°)	40.0	40.0
透水係数 k (m/sec)	1.00×10^{-4}	1.00×10^{-4}

(2) 耐震性能照査による対策工の検討

対策工をモデル化した堤防断面において変形解析を行った結果、沈下後堤防高さが照査外水位を上回る結果となった。許容値に対して余裕があるため対策規模を縮小した対策諸元を再度設定した。対策工諸元設定の流れと決定した諸元を表 9.4.2 に示す。

表 9.4.2 対策工諸元設定の流れと決定諸元

設計ケース	概要図	内容
① 対策工諸元の設計		<p>初期値と下限値によって対策規模を決定</p>
② 耐震性能照査 (変形解析)	<p>②-i</p>	<p>①で設計した対策規模を有限要素モデル化し、自重変形解析によるL2地震動照査を実施。</p> <p>沈下後堤防高さ EL.3.88 m > 照査外水位 EL.3.75 m ⇒ OK</p>
② 耐震性能照査 (変形解析)	<p>②-ii</p>	<p>②-i 照査の結果、沈下後堤防高さが照査外水位を十分に満足しているため、改良諸元を変更し、再度耐震性能照査を実施。耐震性能を最低限満足する諸元を検討。</p> <p>例えば、対策工諸元を以下に変更しても耐震性能を満足。 押さえ盛土天端幅 5.0m ⇒ 3.0m ドレーン長 : 3.0m ⇒ 1.0m ドレーン高 : 0.5m ⇒ 1.0m</p>

②-i 対策工諸元設定断面による変形解析結果

対策工諸元設定によって決定した断面について変形解析を行った結果、以下に示す通り沈下後堤防高さが照査外水位を十分に上回っており、耐震性能を満足する結果となった。

②-ii 対策工諸元見直し設定断面による変形解析結果

②-i 照査の結果、沈下後堤防高さが照査外水位を十分満足しているため、最低限満足する諸元を検討した。

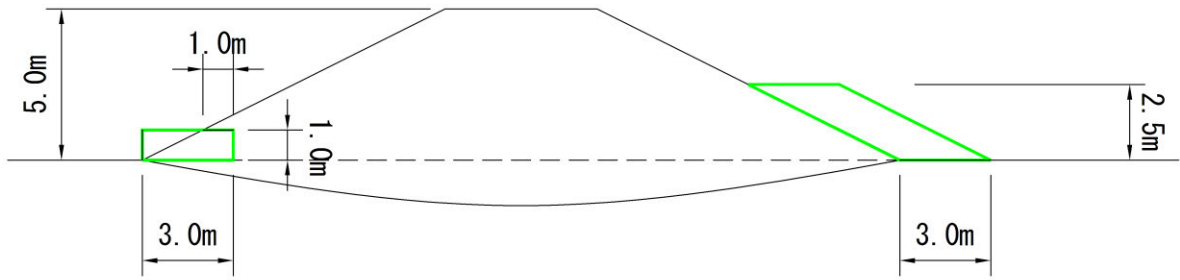


図 9.4.4 再設定した初期対策工の規模

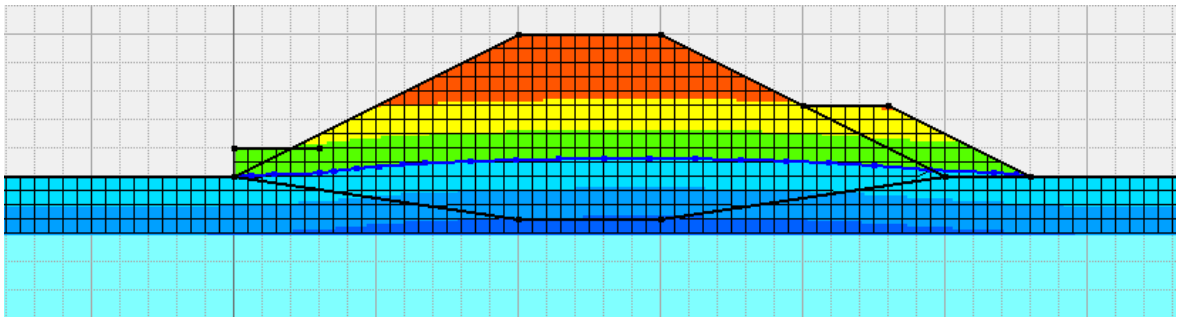


図 9.4.5 再設定した対策後の堤体内水位の再現

表 9.4.3 耐震性能照査結果(その1)

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】	
<p>変形図</p>	<p>堤防天端沈下量 0.97m</p> <p>沈下後の堤防高さ EL. +4.03m</p> <p>照査外水位 EL.+3.75m</p> <p>判定 OK</p> <p>備考 ドレーン 貫入量：3.0m 高さ：0.5m</p> <p>押え盛土 幅：5.0m 勾配：1：2.0</p>
<p>FL 分布図</p>	
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】	
<p>変形図</p>	<p>堤防天端沈下量 1.01m</p> <p>沈下後の堤防高さ EL. +3.99m</p> <p>照査外水位 EL. +3.75m</p> <p>判定 OK</p> <p>備考 ドレーン 貫入量：3.0m 高さ：0.5m</p> <p>押え盛土 幅：5.0m 勾配：1：2.0</p>
<p>FL 分布図</p>	

表 9.4.4 耐震性能照査結果(その2)

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】	
<p>変形図</p>	<p>堤防天端沈下量</p> <p>1.18m</p> <p>沈下後の天端高</p> <p>EL. +3.82m</p> <p>照査外水位</p> <p>EL. +3.75m</p> <p>判定</p> <p>OK</p> <p>備考</p> <p>ドレーン</p> <p>貫入量：1.0m</p> <p>高さ：1.0m</p> <p>押え盛土</p> <p>幅：3.0m</p> <p>勾配：1：2.0</p>
<p>FL 分布図</p>	
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】	
<p>変形図</p>	<p>堤防天端沈下量</p> <p>1.20m</p> <p>沈下後の天端高</p> <p>EL. +3.80m</p> <p>照査外水位</p> <p>EL. +3.75m</p> <p>判定</p> <p>OK</p> <p>備考</p> <p>ドレーン</p> <p>貫入量：1.0m</p> <p>高さ：1.0m</p> <p>押え盛土</p> <p>幅：3.0m</p> <p>勾配：1：2.0</p>
<p>FL 分布図</p>	

9.4.3 浸透安全性照査

前項までに決定した対策工を入れた断面に対して、「河川堤防の構造検討の手引き」に準じた検討を行い、液状化対策工によって現況に対して堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査した。

(1) 地盤モデルとパラメータ

地盤モデルとパラメータを9.2.1に示した通りである。9.2.1以外のパラメータは「河川堤防の構造検討の手引き」に準拠した。

ドレーン工および押え盛土工の透水係数は $1 \times 10^{-4}(\text{m/s})$ とした。

浸透流解析に用いるメッシュは、変形解析のメッシュを準用した。

(2) 外力の設定

詳細に用いる降雨、洪水の外力は9.2.6に示した通りである。

(3) 解析結果

現況解析の結果と対策後の結果を表9.4.5に示す。

対策後の浸透安全性（局所動水勾配、円弧すべり安全率）は、現況と比べ全ての項目において上回った。

表 9.4.5 浸透安全性の照査結果一覧

検討ケース	局所動水勾配		円弧すべり安全率	
	鉛直 iv	水平 ih	川表 Fs	川裏 Fs
現況	—	0.536	0.735	0.713
押え盛土+ドレーン	—	0.341	1.106	0.784

第10章 おわりに

これまで7つのケースを通して、河川堤防の液状化対策としての締固め工法、固結工法、鋼材を用いた工法、堤体液状化対策工法（ドレーン工法と押え盛土工法）の設計例を示してきた。これらの設計例は、設計方法を正しく理解していただくことを目的としたものである。

実際の設計において、本計算例をそのまま適用できる場合は少なく、現場条件を十分に把握した上で、その条件内で最も合理的な答えを導き出すことが求められる。とは言え、「結果的に」、本計算例と同じような考え方を一部で採用することは多々あるはずである。当然ながら、そういう結果になることを想定しながら、本計算例を執筆している。ただし、計算例に示された方法を採用する根拠は、「本計算例に書いてあるから」ではなく、「調査・検討した結果、現場条件と方法の適用条件が適合し、合理的な答えに繋がるものであるから」でなくてはならない。「結果的に」という前置きを付けたのはそういう意味である。

「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）（土木研究所資料第 3513 号）」から「河川堤防の液状化対策の手引き（土木研究所資料第 4332 号）」に変わることで、設計の自由度が格段に向上した。設計担当者の裁量が増えたとも、コスト縮減のチャンスが増えたとも言える。このチャンスを活かすには、多くの計算を行う必要が生じてきている。計算機的能力が大幅に向上しているものの、考えられる全ての組み合わせを漫然と行っているのはチャンスを活かすことはできないだろう。チャンスを活かすには、現場条件から筋道を立てて、組み合わせを絞り込んで行くことが極めて重要となる。こういう所にも、発注者・受注者の双方の高い技術力が求められていることを認識していただきたい。

繰り返しになるが、本計算例を通じて、手引きに示された設計方法が正しく理解され、合理的で質の高い社会資本ストックの形成に繋がることを期待する。

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4346 August 2017

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754