

耐震地盤改良工法に関する 共同研究報告書（その6）

平成4年3月

建設省土木研究所

機械施工部動土質研究室

(株) 間 組

東 急 建 設 (株)

不 動 建 設 (株)

(株) 大 林 組

(株) 竹 中 工 務 店

(株) 竹 中 土 木

Copyright © (1992) 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 Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所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、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書

耐震地盤改良工法に関する 共同研究報告書(その6)

建設省土木研究所機械施工部動土質研究室長 古 賀 泰 之
(株)間組技術本部技術企画課長 大 野 睦 雄
東急建設(株)技術研究所土木研究部長 黒 田 栄 三
不動建設(株)特殊工法事業部研究室長 水 野 恭 男
(株)大林組技術研究所土木第2研究室長 西 林 清 茂
(株)竹中工務店特殊構造本部専門部長 津 吉 秀 一
(株)竹中土木工事本部海洋技術部長 杉 山 一 徳
(いずれも代表者のみを記す)

要旨：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その6)

本報告は、建設省土木研究所と上記6社との共同研究として昭和60年度より行ってきた「耐震地盤改良工法に関する研究」について、全体の成果のうち設計法に関する部分を中心にとりまとめたものである。

本共同研究は、各種の地盤強化対策工法のうち、耐震対策上有効であると思われるものについて、それらの耐震対策効果を明らかにし、設計法を確立すること、および施工環境等に制約のある場合にも適応し得る新しい施工法を開発することを主な目的としている。

ここでは、そのような耐震対策工法として、締固め工法、グラベルドレーン工法、固化工法、および排水補強杭工法をとりあげ研究の対象とした。本共同研究ではこれら4工法を3つのワーキンググループに分けてそれぞれ研究を進めてきたが、本報告書はこれらの研究成果を一冊にとりまとめている。

キーワード：耐震対策、軟弱地盤、液状化、締固め、グラベルドレーン、固化処理、排水補強杭、設計法、施工法、掘削道路、盛土

まえがき

近年、わが国においては、各種土木構造物の耐震性向上に対する要求が高まってきている。特に、従来耐震性に対する配慮があまりとられていなかった土構造物においては、そのような要請に答えることは急務となっている。

盛土に代表される土構造物の地震被害は、その多くが地盤のせい弱さに起因するものであり、このため各種の耐震地盤対策工法が開発され、実際に施工されている。しかしながら、そのような対策工法の設計法には十分な合理性をもって組み立てられていると言い難い部分も多いのが実情であり、合理的な設計法の確立、あるいは新しい工法の開発が必要とされている。

このような情勢を受けて、土木研究所は昭和60年度に共同研究公募課題「耐震地盤改良工法に関する研究」として共同研究の公募を行い、民間企業5社の参加を受けて、昭和60年11月より共同研究を開始した。

本共同研究は3課題に分けて進めてきた。課題名、構成メンバーその他は下表に示すとおりである。

課 題 名	構成メンバー	実施期間
耐震地盤改良工法（締固め・排水工法） に関する共同研究	土木研究所 ㈱間組	昭和60年度 ～平成元年度
” （固化工法） ”	土木研究所 不動建設㈱ ㈱大林組 ㈱竹中工務店 ㈱竹中土木 ^{*)}	昭和60年度 ～平成元年度
” （排水補強杭工法） ”	土木研究所 東急建設㈱	昭和60年度 ～昭和63年度

*) 昭和63年度より参加。

本報告書は、上述の共同研究の成果のうち、それぞれの対策工法の設計法に関する部分を中心としてとりまとめたものである。本報告書は、共同研究の成果が現場に携わる技術者に参考として頂くことを意図し、「耐震地盤対策工マニュアル」的な内容構成としている。しかしながら、内容的には自己完結的な設計法とはなり得ていない部分も多々あることを認識している。この点、諸兄の御意見を頂ければ幸いである。

最後に、本共同研究の実施にあたり御尽力いただいた建設省土木研究所企画部企画課及び関係各位、ならびに(財)土木研究センターに対して感謝の意を表すものである。

平成4年1月

建設省土木研究所動土質研究室長 古 賀 泰 之

㈱間組技術研究所第一部課長 大 野 睦 雄

不動建設㈱特殊工法事業部研究室長 水 野 恭 男

(株)大林組技術研究所土木第二研究室長	西 林 清 茂
(株)竹中工務店特殊構造本部専門部長	津 吉 秀 一
(株)竹中土木工事本部海洋技術部長	杉 山 一 徳

耐震地盤改良研究会名簿

氏 名	所 属	締 固 め 排水工法 W. G.	固化工法 W. G.	排水補強 杭 工 法 W. G.
古 賀 泰 之 松 尾 修 古 関 潤 一 島 津 多 賀 夫 鷺 田 修 三 高 橋 晃 浩	建設省土木研究所動土質研究室長 " 主任研究員 " 研 究 員 " 動土質研究室 " " " "	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○
大 野 睦 雄 三 原 正 哉 松 原 勝 己 西 邦 夫	(株)間組技術研究所第1部課長 " 第1部係長 " 第1部係長 " 第1部研究員	○ ○ ○ ○		
黒 田 栄 三 岡 本 正 広 越 智 健 三 遠 藤 修	東急建設(株)技術研究所土木研究部部長 " 主任研究員 " 研 究 員 " "			○ ○ ○ ○
水 野 恭 男 川 上 高 弘 出 口 敏 博 磯 田 知 広 三 好 朗 弘 深 田 久	不動建設(株)特殊工法事業本部研究室長 " 機械センター所長 " " 課長 " 開 発 室 長 " 開発室課長 " 開 発 室		○ ○ ○ ○ ○ ○	
西 林 清 茂 松 尾 龍 之 細 谷 芳 巳 後 藤 洋 三 久保寺 家 光	(株)大林組技術研究所土木第二研究室長 " 土木第二研究室 " " " 土木第五研究室長 " 土木第五研究室		○ ○ ○ ○ ○	
津 吉 秀 一 鈴 木 善 雄 鈴 木 吉 夫 山 本 光 起	(株)竹中工務店特殊構造本部専門部長 竹中技術研究所主席研究員 " " (株)竹中工務店特殊構造本部		○ ○ ○ ○	
杉 山 一 徳 下 田 喜 一 奥 村 良 介 中 島 秀 晃 西 岡 成 松 永 正 宏	(株)竹中土木晃至本部海洋技術部部長 " " 課長 " " " " " 係長 " " " 技術開発本部		○ ○ ○ ○ ○ ○	

目 次

まえがき

1. 総 説	1
1.1 目的と適用範囲	1
1.2 本マニュアルの性格	2
1.3 関連する設計基準類	2
1.4 用語の定義	3
2. 調 査	4
2.1 調査の種類	4
2.2 構造物調査	4
2.3 地盤調査	5
2.4 設計地震力設定のための調査	5
2.5 施工条件調査	5
3. 対策工法の選定・設計一般	7
3.1 設計の基本方針	7
3.2 設計条件	7
3.2.1 地盤条件	8
3.2.2 構造物条件	8
3.2.3 地震および地震力条件	9
3.3 対策工の必要性の判定	10
3.3.1 液状化の判定	10
3.3.2 構造物の安定性の検討	11
3.4 各対策工法の特徴と工法設定の留意点	18
3.4.1 液状化対策工法一般	18
3.4.2 対策工法の概要	19
(1) 締固め工法	19
(2) グラベルドレーン工法	20
(3) 固化工法	20
(4) 排水補強杭工法	21
3.4.3 対策工法の特徴	21

(1) 締固め工法	21
(2) グラベルドレーン工法	22
(3) 固化工法	22
(4) 排水補強杭工法	23
3.4.4 対策工法選定の留意点	24
(1) 締固め工法	25
(2) グラベルドレーン工法	25
(3) 固化工法	26
(4) 排水補強杭工法	26
4. 各対策工法の設計法	29
4.1 締固め工法	29
4.1.1 締固め工法一般	29
(1) 用語の定義	29
(2) 設計用定数	30
(3) 設計用地震力	31
4.1.2 締固め工法による盛土構造物安定化対策	32
(1) 基本方針	32
(2) 設計手順	32
(3) 改良目標値の設定	33
(4) 改良範囲・地盤物性の設定	33
(5) 地震応答解析の実施	34
(6) 過剰間隙水圧の算定	34
(7) 円弧すべり安全率の算定	35
(8) 対策工の評価	35
4.1.3 締固め工法による掘割道路安定化対策	35
(1) 基本方針	35
(2) 設計手順	36
(3) 改良目標値の設定	37
(4) 改良範囲・地盤物性の設定	37
(5) 地震応答解析の実施	37
(6) 過剰間隙水圧の算定	38
(7) 浮上がりに対する安全率の算定	38
(8) 対策工の評価	39
4.2 グラベルドレーン工法	39

4.2.1	グラベルドレーン工法一般	39
(1)	用語の定義	39
(2)	設計用定数	40
(3)	設計用地震力	42
4.2.2	グラベルドレーン工法による盛土構造物安定化対策	43
(1)	基本方針	43
(2)	設計手順	43
(3)	グラベルドレーンの打設ピッチ, 改良範囲等の諸元の設定	44
(4)	地震応答解析の実施	45
(5)	過剰間隙水圧の算定	45
(6)	円弧すべり安全率の算定	46
(7)	対策工の評価	46
4.2.3	グラベルドレーン工法による掘割構造物安定化対策	46
(1)	基本方針	46
(2)	設計手順	47
(3)	グラベルドレーンの打設ピッチ, 改良範囲等の諸元の設定	48
(4)	地震応答解析の実施	48
(5)	過剰間隙水圧の算定	49
(6)	浮上がりに対する安全率の算定	49
(7)	対策工の評価	50
4.3	固化工法	51
4.3.1	固化工法一般	51
(1)	用語の定義	51
(2)	設計用定数	51
(3)	設計用外力	53
4.3.2	固化工法による盛土構造物安定化対策	57
(1)	基本方針	57
(2)	設計手順	58
(3)	改良範囲の設定	59
(4)	改良地盤に作用する外力	59
(5)	外部安定用外力の算定	60
(6)	内部安定用外力の算定	63
(7)	土水圧合力の算定	65
(8)	安定計算	65
(9)	対策工の評価	71

4.3.3	固化工法による掘割構造物安定化対策	72
(1)	基本方針	72
(2)	設計手順	73
(3)	改良範囲の設定	73
(4)	改良地盤に作用する外力	74
(5)	外部安定用外力の算定	75
(6)	内部安定用外力の算定	78
(7)	土水圧合力の算定	80
(8)	安定計算	80
(9)	対策工の評価	82
4.4	排水補強杭工法	82
4.4.1	排水補強杭工法一般	82
(1)	用語の定義	82
(2)	設計用定数	83
(3)	設計用地震力	87
4.4.2	排水補強杭工法による盛土構造物安定化対策	87
(1)	基本方針	87
(2)	設計手順	88
(3)	排水補強杭の補強材及び排水材の材質、打設ピッチ、改良範囲等の設定	88
(4)	過剰間隙水圧の算定	90
(5)	浮上がりに対する検討	90
(6)	詳細設計	90
(7)	対策工の評価	90
4.4.3	排水補強杭工法による掘割構造物安定化対策	90
(1)	基本方針	90
(2)	設計手順	91
(3)	排水補強杭の補強材及び排水材の材質、打設ピッチ、改良範囲等の設定	91
(4)	過剰間隙水圧の算定	93
(5)	浮上がりに対する検討	93
(6)	詳細設計	93
(7)	対策工の評価	93
5.	設計計算例	94
5.1	対象構造物の概要、地盤の状況および設計条件	94
5.1.1	構造物の概要と地盤の状況	94

(1) 盛土構造物	94
(2) 掘割構造物	94
(3) 地盤	94
5.1.2 共通設計条件	94
(1) 材料定数	94
(2) 地震条件	95
5.1.3 無対策時の安定性	95
(1) 液状化の判定	95
(2) 盛土構造物	96
(3) 掘割構造物	96
5.2 締固め工法	103
5.2.1 締固め工法による盛土構造物安定化対策	103
(1) 設計方針, 設計の手順	103
(2) 設計条件の設定	104
(3) 改良目標値の設定	107
(4) 地盤物性・締固め改良範囲の設定	110
(5) 地震応答解析の実施	113
(6) 過剰間隙水圧の算定	114
(7) 地震応答解析に基づく円弧すべり安全率の算定	114
(8) 対策工の評価	116
5.2.2 締固め工法による掘割構造物安定化対策	116
(1) 設計方針, 設計の手順	116
(2) 設計条件の選定	116
(3) 改良目標値の設定	122
(4) 締固め改良範囲・地盤物性の設定	125
(5) 地震応答解析の実施	127
(6) 過剰間隙水圧の算定	127
(7) 地震応答解析に基づく浮上がり安全率の算定	127
(8) 対策工の評価	129
5.3 グラベルドレーン工法	130
5.3.1 グラベルドレーン工法による盛土構造物安定化対策	130
(1) 設計方針, 設計の手順	130
(2) 設計条件の選定	130
(3) グラベルドレーンの諸元の設定	131
(4) 地震応答解析の実施	136

(5) 過剰間隙水圧の算定	138
(6) 地震応答解析に基づく円弧すべり安全率の算定	138
(7) 対策工の評価	145
5.3.2 グラベルドレーン工法による掘割構造物安定化対策	145
(1) 設計方針, 設計の手順	145
(2) 設計条件の選定	145
(3) グラベルドレーンの諸元の設定	146
(4) 地震応答解析の実施	150
(5) 過剰間隙水圧の算定	152
(6) 地震応答解析に基づく浮上がり安全率の算定	152
(7) 対策工の評価	154
(8) 対策工法の検討(その2)	154
(9) 地震応答解析の実施, 過剰間隙水圧の算定(その2)	154
(10) 地震応答解析に基づく浮上がり安全率の算定(その2)	154
(11) 対策工の評価(その2)	156
5.4 固化工法	157
5.4.1 固化工法による盛土構造物安定化対策	157
(1) 設計方針, 設計の手順	157
(2) 設計条件	157
(3) 改良仕様の設定	157
(4) 外力の算定	158
(5) 安定の検討	162
(6) まとめ	175
5.4.2 固化工法による掘割構造物の安定化対策	177
(1) 設計方針, 設計の手順	177
(2) 設計条件	177
(3) 改良仕様の設定	177
(4) 設計外力の算定	180
(5) 安定の検討	184
(6) まとめ	192
5.5 排水補強杭工法	193
5.5.1 排水補強杭工法による盛土構造物の安定化対策	193
(1) 設計手順	193
(2) 設計条件	193
(3) 排水補強杭工法の検討	193

(4) 対策後の安定の検討	194
5.5.2 排水補強杭工法による掘割構造物の安定化対策	194
(1) 設計手順	194
(2) 設計条件	195
(3) 排水補強杭工法の検討	195
(4) 対策後の安定の検討	196
6. 施 工 編	198
6.1 締固め工法	198
6.1.1 施工手順	198
(1) 事前調査	198
(2) 試験工事	199
6.1.2 施工機械と仕様	199
(1) サンドコンパクションパイル工法	199
(2) ロッドコンパクション工法	199
(3) バイブロフローテーション工法	200
(4) 重錘落下締固め工法	201
(5) 表層締固め工法	201
6.1.3 施工方法	202
(1) サンドコンパクションパイル工法	202
(2) ロッドコンパクション工法	203
(3) バイブロフローテーション工法	203
(4) 重錘落下締固め工法	203
(5) 表層締固め工法	204
6.1.4 施工能率と工費の算定	204
(1) サンドコンパクションパイル工法	204
(2) ロッドコンパクション工法	205
(3) バイブロフローテーション工法	205
(4) 重錘落下締固め工法	206
(5) 表層締固め工法	206
6.1.5 施工管理と品質管理	206
(1) サンドコンパクションパイル工法	206
(2) ロッドコンパクション工法	207
(3) バイブロフローテーション工法	207
(4) 重錘落下締固め工法	207

(5) 表層締固め工法	207
6.2 グラベルドレーン工法	208
6.2.1 施工手順	208
(1) 事前調査	208
(2) 試験工事	209
6.2.2 施工機械と仕様	209
6.2.3 施工方法	210
(1) パイル部	210
(2) マット、ウォール部	211
6.2.4 施工能率と工費の算定	211
(1) 構成人員	211
(2) 施工能力	211
(3) 中詰碎石の割増	211
(4) 残土量について	212
6.2.5 施工管理・品質管理	212
6.3 固化工法	213
6.3.1 施工手順	213
(1) 事前調査	213
(2) 室内配合試験	215
(3) 試験工事	216
6.3.2 施工機械と仕様	216
(1) 施工機械	216
(2) 機械仕様	217
6.3.3 施工方法	217
6.3.4 施工能率	218
6.3.5 施工管理	218
6.3.6 品質管理	220
(1) 概要	220
(2) チェックボーリング	220
(3) 調査項目	220
6.3.7 材料	220
(1) 固化材	220
(2) 混合水	220
6.4 排水補強杭工法	220
6.4.1 施工機械	220

6.4.2	排水補強杭の種類	221
6.4.3	施工手順	221

表 目 次

表1.4.1	耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書	3
表3.3.1	地震時過剰間隙水圧の予測方法	16
表3.3.2	地震時浮上がり量の予測方法	18
表3.4.1	液状化対策工法一覧表	19
表4.1.1	設計に用いる地盤物性	30
表4.2.1	設計に用いる地盤物性	41
表4.2.2	マグニチュードと等価繰返し回数の関係 (Seed ⁷⁾)	43
表4.2.3	マグニチュードと有効継続時間の関係 (吉見 ⁸⁾)	43
表5.1.1	材料定数	95
表5.1.2	揚力 U_d , 浸透水力 F の算定	103
表5.2.1	地盤の物性	105
表5.2.2	改良目標N値の設定	108
表5.2.3	地盤物性の設定値	110
表5.2.4	円弧すべり安全率の計算条件	112
表5.2.5	円弧すべり安全率の算定結果	113
表5.2.6	円弧すべり安全率の算定結果	116
表5.2.7	改良目標値N値の設定	123
表5.2.8	地盤物性の設定値	126
表5.2.9	揚力 U_d , 浸透水力 F の算定	129
表5.3.1	円弧すべり安全率の計算条件	132
表5.3.2	円弧すべり安全率の算定結果	132
表5.3.3	地盤物性の設定値	137
表5.3.4	円弧すべり安全率の算定結果	138
表5.3.5	地盤物性の設定値	151
表5.3.6	揚力 U_d , 浸透水力 F の算定 (その1)	154
表5.3.7	揚力 U_d , 浸透水力 F の算定 (その2)	156
表5.4.1	支持層の土質条件	158
表5.4.2	改良地盤に働く慣性力	161
(a)	支持層が粘性土の場合	161
(b)	支持層が砂質土の場合	161
表5.4.3	各深度での動水圧の計算値	161
表5.4.4	各深度での主働側の土圧係数	161

表5.4.5	各深度での受働側の土圧係数	162
表5.4.6	各深度での主働側の土水圧強度	162
表5.4.7	各深度での受働側の土水圧強度	163
表5.4.8 (a)	主働側の土水圧合力	163
表5.4.8 (b)	受働側の土水圧合力	163
表5.4.9	改良体に働く外力	164
(a)	支持層が粘性土の場合	164
(b)	支持層が砂質土の場合	164
表5.4.10	滑動の計算結果(支持層が粘性土の場合)	165
表5.4.11	転倒の計算結果(支持層が粘性土の場合)	165
表5.4.12	地盤反力の計算結果(支持層が粘性土の場合)	167
表5.4.13	水平せん断(改良体全体のせん断破壊)の計算(支持層が粘性土の場合)	169
表5.4.14	水平せん断(盛土側の格子改良壁の抜け出し)の計算結果(支持層が粘性土の場合)	170
表5.4.15	鉛直せん断の計算結果(支持層が粘性土の場合)	170
表5.4.16	全体系の安定(円弧すべり)の計算結果	171
表5.4.17	滑動の計算結果(支持層が砂質土の場合)	172
表5.4.18	転倒の計算結果(支持層が砂質土の場合)	173
表5.4.19	地盤反力の計算結果(支持層が砂質土の場合)	173
表5.4.20	水平せん断(改良体全体のせん断破壊)の計算結果(支持層が砂質土の場合)	174
表5.4.21	水平せん断(盛土側の格子改良壁の抜け出し)の計算結果(支持層が砂質土の場合)	174
表5.4.22	鉛直せん断の計算結果(支持層が砂質土の場合)	175
表5.4.23	全体系の安定(円弧すべり)の計算結果	175
表5.4.24	安定の検討結果	176
表5.4.25	モデルの土質定数	180
表5.4.26	改良体に働く慣性力	180
表5.4.27	各深度での動水圧の計算値	181
表5.4.28	各深度での主働側の土圧係数	181
表5.4.29	各深度での受働側の土圧係数	181
表5.4.30	各深度での主働側の土圧強度(左側改良体)単位(tf/m^2)	182
表5.4.31	各深度での主働側の土圧強度(右側改良体)単位(tf/m^2)	182
表5.4.32	各深度での受働側の土圧強度(左側改良体)単位(tf/m^2)	183
表5.4.33	各深度での受働側の土圧強度(右側改良体)単位(tf/m^2)	184
表5.4.34	主働側の土圧合力(左側改良体)	184
表5.4.35	受働側の土圧合力(左側改良体)	184
表5.4.36	主働側の土圧合力(右側改良体)	185

表5.4.37	受働側の土圧合力（右側改良体）	185
表5.4.38	各深度での自由地盤側の有効土圧 単位（tf/m ² ）	185
表5.4.39	各深度での掘割構造物側の有効土圧 単位（tf/m ² ）	186
表5.4.40	自由地盤側の土圧合力とモーメント	186
表5.4.41	掘割構造物側の土圧合力とモーメント	187
表5.4.42	改良体に働く外力	188
表5.4.43	滑動の計算結果	188
表5.4.44	転倒の計算結果	188
表5.4.45	全体の滑動の計算結果	188
表5.4.46	内部安定の検討用土質バネ定数の比	188
表5.4.47	内部安定の検討用土水圧外力（改良体の慣性力を含まず）	189
表5.4.48	内部応力計算結果	192
表5.5.1	対策後の液状化の判定結果	196
表6.1.1	サンドコンパクションパイル工法の仕様 ²⁾	199
表6.1.2	バイプロフローテーション工法の施工機械の仕様 ¹⁾	200
表6.1.3	バイプロフロットの諸元 ^{3), 4)}	201
表6.1.4	重錘落下締固め工法の施工機械の仕様 ⁵⁾	201
表6.1.5	表層締固め工法の施工機械の仕様 ^{7), 8)}	202
表6.1.6	施工能率と施工間隔, 骨材料 ¹⁾	105
表6.1.7	SCPにおける主な施工管理 ¹⁾	207
表6.2.1	施工機械の仕様例 ³⁾	210
表6.3.1	土質試験の項目	214
表6.3.2	室内配合試験の標準仕様の一覧	215
表6.3.3	施工機械の仕様の一覧	217
(a)	ベースマシン	217
(b)	処理機	217

目 次

図3.3.1	分割法による安定計算（道路土工－軟弱地盤対策工指針による）	12
図3.3.2	液状化における共同溝に作用する力（共同溝設計指針による）	12
図3.3.3	掘割道路に作用する力（道路土工－軟弱地盤対策工指針による）	13
図3.3.4	盛土構造物の地震時安定性の検討フロー	14
図3.3.5	有効応力強度と全応力強度を用いた安全率の計算フロー	15
図3.3.6	掘割構造物の地震時浮上がりに対する安定性の検討フロー	6
図3.3.7	浮上がり安全率と浮上がり量の関係	17
図3.3.8	実大規模の掘割道路に作用する地震時揚力と砂の透水係数の関係	17
図3.3.9	掘割道路直下の土塊に作用する力	17
図3.3.10	円弧すべり安全率の計算方法	18
図3.4.1	排水補強杭による強度増加特性	24
(a)	動的強度の増加率とパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係	24
(b)	繰返し回数の増加率 R_N とパラメータ $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係	24
図3.4.2	排水補強杭による構造物補強（模式図）	27
図4.1.1	締固め工法による液状化対策工の検討フロー（盛土構造物の場合）	33
図4.1.2	締固め工法による液状化対策工の検討フロー（掘割道路の場合）	36
図4.2.1	目詰まり試験機 ⁵⁾	41
図4.2.2	動水勾配と碎石の透水係数 ⁶⁾	41
図4.2.3	マグニチュードと有効継続時間の関係	42
図4.2.4	マグニチュードと等価繰返し回数の関係	42
図4.2.5	マグニチュードと有効継続時間の関係 ⁸⁾	43
図4.2.6	グラベルドレーン工法による液状化対策工の検討フロー（盛土構造物の場合）	44
図4.2.7	グラベルドレーン工法による液状化対策工の検討フロー（掘割道路の場合）	7
図4.3.1	改良方法	57
図4.3.2	過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma v'$ と格子間隔の関係（深さ20cm） ¹²⁾	58
図4.3.3	設計フロー	59
図4.3.4	改良地盤作用する外力概念図	60
図4.3.5	準液状化時の土水圧分布の概念図	65
図4.3.6	改良地盤底面のせん断抵抗力概念図	66
(a)	支持層に着底する場合	66
(b)	支持層に根入れする場合	66
図4.3.7	転倒に関する外力概念図	67

図4.3.8 (1) 地盤反力概念図	68
図4.3.8 (2) 地盤反力模式図	68
図4.3.9 改良体全体のせん断強さ	70
図4.3.10 格子改良壁の抜け出し破壊	70
図4.3.11 鉛直せん断の検討モード	70
図4.3.12 円弧すべり概念図	71
図4.3.13 横断方向の改良方式	72
図4.3.14 掘割構造物の液状化対策設計フロー	73
図4.3.15 常時の外力	74
図4.3.16 地震時の外力	74
図4.3.17 安定性の検討用変形モデル	75
図4.3.18 内部安定用バネモデル	75
図4.3.19 改良地盤底面のせん断抵抗	82
図4.4.1 補強材による強度増加特性	85
(a) 動的強度の増加率とパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係	85
(b) 繰返し回数の増加率とパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係	85
図4.4.2 定着係数 α とせん断ひずみ DA との関係 ($D_r = 70\%$ の場合)	86
図4.4.3 盛土構造物に対する排水補強杭工法の設計フロー	89
図4.4.4 掘割道路に対する排水補強杭工法の設計フロー	92
図5.1.1 構造物と地盤の状況	94
(1) 盛 土	94
(2) 掘割道路	94
図5.1.2 N値の深度方向分布	95
図5.1.3 液状化抵抗率 F_L の算定結果	96
図5.1.4 円弧すべり安全率(簡易法)	97
図5.1.5 解析結果 ($T = 2.5 \text{ sec}$ 時)	98
(1) 応答加速度分布	98
(2) 過剰間隙水圧分布	98
(3) 過剰間隙水圧比分布	98
図5.1.6 解析結果 ($T = 2.5 \text{ sec}$ 時)	99
(1) 応答加速度分布	99
(2) 過剰間隙水圧分布	99
(3) 過剰間隙水圧比分布	99
図5.1.7 解析結果(最大値分布)	100
(1) 応答加速度分布	100

(2) 過剰間隙水圧分布	100
(3) 過剰間隙水圧比分布	100
図5.1.8 円弧すべり安全率（詳細法）	101
図5.1.9 解析結果	102
(1) 応答加速度分布	102
(2) 過剰間隙水圧分布	102
(3) 過剰間隙水圧比分布	102
図5.2.1 締固め工法による液状化対策工の設計手順（図4.1.1の再掲）	103
図5.2.2 基準地震動とFEM用入力地震動の関係	104
図5.2.3 地盤のひずみ依存特性	105
図5.2.4 基準地震動のフーリエスペクトル図	105
図5.2.5 基準地震動の時刻歴波形図	106
図5.2.6 地盤の加速度応答分布図	106
図5.2.7 解析用入力地震動の時刻歴波形図	107
図5.2.8 解析用入力地震動のフーリエスペクトル図	107
図5.2.9 細粒分含有率と補正N値増分の関係 ¹⁾	109
図5.2.10 補正N値と飽和土層の液状化抵抗比の関係 ¹⁾	109
図5.2.11 圧入率の算定 ²⁾	109
図5.2.12 パイル間隔、圧入砂量の算定 ²⁾	109
図5.2.13 簡易計算の計算条件	112
図5.2.14 改良範囲の余裕幅の設定	113
図5.2.15 FEM解析モデル	114
図5.2.16 解析結果（最大値分布図）	115
(1) 応答加速度分布	115
(2) 過剰間隙水圧分布	115
(3) 過剰間隙水圧比分布	115
図5.2.17 入力地震波の時刻歴図	116
図5.2.18 解析結果（ $t = 2.50$ sec 時）	117
(1) 応答加速度分布	117
(2) 過剰間隙水圧分布	117
(3) 過剰間隙水圧比分布	117
図5.2.19 解析結果（ $t = 8.00$ sec 時）	118
(1) 応答加速度分布	118
(2) 過剰間隙水圧分布	118
(3) 過剰間隙水圧比分布	118

図5.2.20	円弧すべり安全率 ($t = 2.50 \text{ sec}$ 時)	119
図5.2.21	円弧すべり安全率 ($t = 8.00 \text{ sec}$ 時)	120
図5.2.22	円弧すべり安全率 (最大過剰間隙水圧発生時)	121
図5.2.23	締固め工法による液状化対策工の設計手順 (図4.1.2 の再掲)	122
図5.2.24	解析用入力地震動の時刻歴波形図	122
図5.2.25	細粒分含有率と補正N値増分の関係 ¹⁾	124
図5.2.26	補正N値と飽和土層の液状化抵抗比の関係 ¹⁾	124
図5.2.27	圧入率の算定 ²⁾	125
図5.2.28	パイル間隔, 圧入砂量の算定 ²⁾	125
図5.2.29	改良範囲の設定	125
図5.2.30	FEM解析モデル	127
図5.2.31	解析結果	128
(1)	応答加速度分布	128
(2)	過剰間隙水圧分布	128
(3)	過剰間隙水圧比分布	128
図5.3.1	グラベルドレーン工法による液状化対策工の設計手順 (図4.2.6 の再掲)	130
図5.3.2	解析用入力地震動の時刻歴波形図	131
図5.3.3	改良範囲の余裕幅の設定	133
図5.3.4	有効円柱半径の算定 ($N_{eq}/N_1 = 2, N = 20, K = 500$)	135
図5.3.5	無次元排水量の算定 ($N_{eq}/N_1 = 2, N = 20, K = 500$)	136
図5.3.6	FEM解析モデル	137
図5.3.7	グラベルドレーンの2次元モデル化	138
図5.3.8	解析結果 ($t = 2.50 \text{ sec}$ 時)	139
(1)	応答加速度分布	139
(2)	過剰間隙水圧分布	139
(3)	過剰間隙水圧比分布	139
図5.3.9	解析結果 ($t = 8.00 \text{ sec}$ 時)	140
(1)	応答加速度分布	140
(2)	過剰間隙水圧分布	140
(3)	過剰間隙水圧比分布	140
図5.3.10	解析結果 (最大値分布図)	141
(1)	応答加速度分布	141
(2)	過剰間隙水圧分布	141
(3)	過剰間隙水圧比分布	141
図5.3.11	円弧すべり安全率 ($t = 2.50 \text{ sec}$ 時)	142

図5.3.12	円弧すべり安全率 ($t = 8.00 \text{ sec}$ 時)	143
図5.3.13	円弧すべり安全率 (最大過剰間隙水圧発生時)	144
図5.3.14	グラベルドレーン工法による液状化対策工の設計手順 (図4.2.7の再掲)	145
図5.3.15	解析用入力地震動の時刻歴波形図	146
図5.3.16	有効円柱半径の算定 ($N_{eq}/N_1 = 2, N = 20, K = 500$)	149
図5.3.17	改良範囲の設定	150
図5.3.18	FEM解析モデル	151
図5.3.19	グラベルドレーンの2次元モデル化	152
図5.3.20	解析結果 (その1)	153
(1)	応答加速度分布	153
(2)	過剰間隙水圧分布	153
(3)	過剰間隙水圧比分布	153
図5.3.21	解析結果 (その2)	155
(1)	応答加速度分布	155
(2)	過剰間隙水圧分布	155
(3)	過剰間隙水圧比分布	155
図5.4.1	設計フロー	157
図5.4.2	改良仕様 (支持層が粘性土の場合)	159
図5.4.3	改良仕様 (支持層が砂質土の場合)	160
図5.4.4	受働側の抵抗力の評価	166
図5.4.5	格子改良体の平均化の考え方	167
図5.4.6	鉛直せん断検討位置と地盤反力分布 (支持層が粘性土)	170
図5.4.7	全体系の安定の検討 (支持層が粘性土)	171
図5.4.8	鉛直せん断検討位置と地盤反力分布 (支持層が砂質土)	175
図5.4.9	全体系の安定の検討 (支持層が砂質土)	176
図5.4.10	外部安定用外力の計算結果 (主働側)	178
図5.4.11	外部安定用外力の計算結果 (受働側)	179
図5.4.12	掘割構造物の設計モデル	180
図5.4.13	外部安定用外力 (左側改良体)	183
図5.4.14	常時の外部計算モデル	186
図5.4.15	常時の外力計算結果	187
図5.4.16	全体滑動の検討用外力	187
図5.4.17	ビームモデルとFEMモデル (掘割右側)	188
図5.4.18	ビームモデルの解析例	190
図5.4.19	FEMモデルの解析例 (単位: tf/m^2)	191

図5.4.20	ビームモデルとFEMモデルとの鉛直応力の比較	191
図6.1.1	施工手順（締固め工法）	198
図6.1.2	施工機械（サンドコンパクションパイル工法） ¹⁾	199
図6.1.3	施工機械（ロッドコンパクション工法） ¹⁾	200
図6.1.4	施工機械（バイブロフローテーション工法） ¹⁾	200
図6.1.5	施工機械（重錘落下締固め工法） ¹⁾	201
図6.1.6	施工機械（表層締固め工法） ^{6), 7)}	202
図6.1.7	サンドコンパクションパイル工法の施工法 ¹⁾	202
(a)	打戻し締固め方式	202
(b)	先端拡張締固め方式	202
(c)	先端振動締固め方式	202
図6.1.8	ロッドコンパクション工法の施工法 ¹⁾	203
図6.1.9	バイブロフローテーション工法の施工法 ¹⁾	203
図6.1.10	重錘落下締固め工法の施工法 ⁹⁾	203
図6.1.11	表層締固め工法の施工法 ⁶⁾	204
図6.1.12	施工記録の例 ¹⁾	206
図6.2.1	施工手順（グラベルドレーン工法）	209
図6.2.2	施工機械の例 ¹⁾	210
図6.2.3	砕石パイルの施工手順 ¹⁾	210
図6.2.4	施工管理システム ¹⁾	212
図6.3.1	施工手順	214
図6.3.2	室内配合試験フローチャート	215
図6.3.3	施工機械	216
(a)	標準機	216
(b)	長尺機	216
図6.3.4	施工サイクル	218
図6.3.5	施工管理方法	219
図6.4.1	排水補強杭工法の施工手順	222

1. 総 説

1.1 目的と適用範囲

本マニュアルは、基礎地盤の液状化により地震時の安定性が損なわれると判定された盛土、掘割道路等の構造物に対して適用可能な耐震対策工法（地盤改良工法）について述べたものであり、対策工の適切な設計を行う上での基本的考え方を示したものである。

本マニュアルは、既設および新設の構造物の耐震対策を行う場合に適用可能である。

既往の被害地震の経験から、地盤の液状化が生じた場合に、各種構造物において多くの被害を生ずることが知られている。ある構造物に対して、そのような被害の可能性があるとは判定された場合に、とるべき対処法としては以下のものがある。

(1) 新設構造物の場合

- 1) 構造物の位置を変更する。例えば、道路におけるルート変更等。
- 2) 構造物の形式を変更する。例えば、道路盛土を橋梁に変更する。
- 3) 地盤改良による。
 - (i) 液状化の発生を防止する。
 - (ii) 液状化が構造物に与える影響を抑制する。
- 4) 構造的な方法による。
 - (i) 液状化の発生を防止する。
 - (ii) 液状化が構造物に与える影響を抑制する。

(2) 既設構造物の場合

- 1) 構造物を作り替える。→(1)新設の場合に帰着する。
- 2) 地盤改良による。
 - (i) 液状化の発生を防止する。
 - (ii) 液状化が構造物に与える影響を抑制する。
- 3) 構造的な方法による。
 - (i) 液状化の発生を防止する。
 - (ii) 液状化が構造物に与える影響を抑制する。

本マニュアルでは、上記の対処法の内、(1)(2)の場合とも、構造物の位置・形式が定められたものとして、地盤改良工法で対処する場合（上記の(1) 3) (i)(ii), (2) 2) (i)(ii)）を対象とする。実際の検討においては、上述のこれら以外の対処法も含めて、総合的に検討を加えるものであることは言うまでもない。

1.2 本マニュアルの性格

本マニュアルは、各種の耐震対策工法のうち、締固め工法、グラベルドレーン工法、固化工法、および排水補強杭工法の設計・施工法について主に記述している。それぞれの対策工法の設計法についての記述には不完全な部分があるが、いずれも現時点で可能な範囲で記述している。

本マニュアルは、昭和60年度から平成元年度にかけて実施した建設省提案の民間会社との共同研究「耐震地盤改良工法の開発」の研究の一環として作成したものであるから、基本的に当該共同研究で研究対象とした工法に限定して記述している。各種対策工法の一般的概要を3.4.1、本マニュアルで取扱う各工法の概要、特徴、選定上の留意点を3.4.2、3.4.3、3.4.4に記す。

1.3 関連する設計基準類

本マニュアルは耐震対策工法に関する部分に重点を置いて記述しており、構造物自身の通常の設計・施工法等については他の基準類に従うものとする。

関連する設計基準類として、以下のものが挙げられる。「」内は、本マニュアルで参考文献として用いる際の略称である。

- ・道路橋示方書・同解説（平成2年）
 - －Ⅰ 共通編 「道示Ⅰ」
 - －Ⅳ 下部構造設計編 「道示Ⅳ」
 - －Ⅴ 耐震設計編 「道示Ⅴ」
- ・道路土工指針
 - －土質調査指針（昭和61年）「道路土工－土質調査」
 - －のり面工・斜面安定工指針（昭和61年）「道路土工－のり面」
 - －擁壁・カルバート・仮設構造物工指針（昭和62年）「道路土工－擁壁」
 - －軟弱地盤対策工指針（昭和61年）「道路土工－軟弱地盤」
- ・共同溝設計指針（昭和61年）「共同溝」
- ・建築基礎構造設計指針（1988年）「建築基礎」
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（1989年）「港湾」

1.4 用語の定義

1. 本マニュアルで用いる共通的な用語の意味は次の通りとする。
 - 1) 盛土構造物：道路盛土及び河川堤防等の土構造物の総称
 - 2) 掘割構造物：掘割道路及び共同溝等の半地下・地下構造物の総称
 - 3) 完全液状化層：液状化の判定により完全液状化すると判定された土層。
 - 4) 準液状化層：液状化の判定では完全液状化しないが、過剰間隙水圧の上昇が認められる土層。
 - 5) 非液状化層：水位以浅の土層や粘性土層のように、液状化の判定を行わない土層。あるいは、液状化の判定により完全液状化しないと判断され、かつ過剰間隙水圧の上昇がない土層。
 - 6) 設計：当該構造物の基準値や安全率を満足する改良範囲や改良地盤の物性（締固め目標値、改良強度等）を設定する作業。
2. 本マニュアルでは以下の参考文献については略称を用いる。

表1.4.1 耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書

研究年度	報告書名
昭和60年	耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書 (その1)、共同研究報告書第2号
昭和61年	同上(その2)、共同研究報告書第3号
昭和62年	同上(その3)、共同研究報告書第23号
昭和63年	同上(その4)、共同研究報告書第31号
平成元年	同上(その5)、共同研究報告書第52号

2. 調 査

2.1 調査の種類

耐震対策工の設計・施工に必要な資料を得るために必要に応じて以下の調査を実施する。

- 1) 構造物調査
- 2) 地盤調査
- 3) 設計地震外力設定のための調査
- 4) 施工条件調査

2.2 構造物調査

構造物の調査は、構造物の別に応じてそれぞれ次の事項について行うことを原則とする。

- 1) 盛土構造物について
 - (1) 基本断面構造
 - (2) 土質調査
 - (3) 埋設および付帯構造物
- 2) 掘割構造物について
 - (1) 基本断面構造
 - (2) 重量
 - (3) 部材強度

(1) 盛土構造物について

- 1) 基本断面構造：構造物の対象区間における横断面構造（寸法・形状）
- 2) 土質調査：盛土を構成する土の土質分類，単位体積重量，せん断強度等
- 3) 埋設および付帯構造物：

(2) 掘割構造物について

- 1) 基本断面構造：構造物の対象区間における横断面構造（寸法・形状）
- 2) 重量
- 3) 部材強度

以上の諸事項に関し、構造物本来の設計資料から、これらの資料が得られる場合には、それを用いる。

2.3 地盤調査

地盤調査は次の事項について行うことを原則とする。

- 1) 既存構造物の調査
- 2) 地形及び地質調査
- 3) 土質調査
- 4) 地下水調査

- 1) 地盤調査の範囲は、当該構造物に影響の及ぶ範囲とする。
- 2) 本マニュアルで対象とする盛土・掘割両構造物は一般に延長が長く、地盤の条件も一様でないことが多いので、延長方向にも適切な間隔で調査を行う。
- 3) 既存構造物の調査は、特に施工条件の制約を明らかにするために必要である。
- 4) 土質調査の具体的な内容は3.2.1に述べる。

2.4 設計地震力設定のための調査

設計地震力は、構造物の耐震判定を行う際に用いられたものを用いることを原則とするが、対象とする構造物の延長に沿う地盤条件の変化を考慮してより詳細に設定する必要があると判断される場合あるいはより高度の耐震設計水準を設定する必要があると判断される場合には、必要に応じて以下の調査を行う。

- 1) 地盤種別判定のための調査
- 2) 地震活動度の調査

通常の構造物の耐震設計は震度法により、準静的に行われるが、特に重要な構造物の場合、複雑な構造物の場合等は、地震応答解析を行い安全性を照査することが望ましいとされている。地震対策の対象となる地盤についても基本的には同様であり、構造物の設計震度と整合する震度の合理的設定、地震応答解析のための設計地震動の大きさの設定等のために、これらの調査を行う。

2.5 施工条件調査

施工条件の調査は、次の事項について行うことを原則とする。

- 1) 地下埋設物及び近接構造物

- 2) 周辺環境
- 3) 作業環境
- 4) 施工期間

地盤対策の施工可能範囲の把握，使用可能施工法，施工機械の設定等のために，これらの調査を行う。

3. 対策工法の選定・設計一般

3.1 設計の基本方針

耐震地盤対策工の設計に当たっては、地盤条件、構造物条件、対象地震力等の設計条件を把握したうえで、工法の有効性・信頼性、工費、施工条件等の面から適切な工法を選定し、設計を行うものとする。

ただし、このマニュアルに明示されていない事項については、必要かつ適正な補正を行って、このマニュアルを準用するものとする。

耐震地盤対策工の設計においては、まず、対策工の必要性の判定が前提となる。対策工が必要と判定された場合に、適切な対策工の選定・設計（比較設計を含む）を行う。対策工の設計には、対策工の深さ方向・平面的な施工範囲の選定、対策工の強度、密度等に仕様の設定が含まれる。いずれの場合にも、地盤条件、構造物条件、対象地震力等の基本的設計条件が必要である。

地盤対策工の選定においては、上記の基本的設計条件に加えて、工法の適用性・有効性、工費、施工条件等を考慮して適切な工法を選定する。

工法の適用性は、対象構造物が新設か既設か、施工環境（既設構造物等への近接度等）等が、重要な支配的要因となる。特に、既設構造物を対象とした場合、通常の工法では、対策として最も有効な構造物直下での施工がほとんど不可能であることが大きな制約条件となる。工法の有効性は、各工法の原理や、実際上どの範囲まで施工できるかといったことに支配されると同時に、液状化に伴うどのような現象をどの程度まで抑制することを目的とすると、工法効果の信頼性・永続性等も考慮することになる。その際に、本マニュアルに後述するような試設計事例等を参考にするとよい。

なお、この場合、1.2にも述べたように、本マニュアルは、昭和60年度から平成元年度にかけて実施された建設省提案の民間会社との共同研究「耐震地盤改良工法の開発」の研究の一環として作成したものであるから、その記述は、この共同研究で対象とした特定の工法に重点がおかれている。現実には、現在までに施工実績を有する、又は、提案された対策工法にはこれら以外にも種々の工法があるが、本マニュアルでは、それらに網羅的に触れることはしていない。したがって、工法選定に際しては、本マニュアルに詳細に記述されていない他の工法も含めて検討することが必要な場合もある。

3.2 設計条件

耐震地盤対策工の必要性の判定及び対策工の設計には以下の条件を考慮する。

- 1) 構造物の地震時目標水準
- 2) 地盤条件
- 3) 構造物条件
- 4) 地震及び地震力条件
- 5) その他

耐震地盤対策工の必要性の判定及び対策工の設計に必要な基本的設計条件は以下のようなものである。ここでは、構造体の通常の設計に当然必要な条件については触れない。又、個別の対策工の設計に必要な条件・定数は、対策工毎に少しずつ異なる場合があるので、具体的には4. 各種対策工法の設計法に個別に記す。

3.2.1 地盤条件

地盤条件として以下のようなものが必要である。

- 1) 液状化対象層の液状化可能性の判定・強度設定に必要な地盤定数、地層構成
- 2) 非液状化層の地盤定数、地層構成
- 3) 地盤の地震応答解析に必要な地盤定数
- 4) 地下水位

- (1) 液状化対象層となる砂層の液状化可能性の判定のための手法はいくつかあるが、現行の各種構造物基準においては、標準貫入試験のN値、さらには粒度分布特性に基づいたものがほとんどである。さらに詳細に、地盤の液状化特性を把握するためには、地盤中から採取した試料を用いて室内で繰返しせん断試験を行うことがある。
- (2) 地盤の地震時の応答性状を推定するために、地盤のみについて、又は地盤と構造物を組み合わせ地震応答解析を行うことがある。地震応答解析に用いる地盤のモデルは、せん断剛性、減衰定数をひずみに依存するとした等価線形化モデルと、地盤の非線形な応力ひずみ関係をそのまま表す非線形履歴モデルとに大別される。どちらのモデルを用いるかによって、応答解析に必要な地盤定数は異なるが、いずれも室内試験又は、既往の同種の土に関する特性を基に設定する。

3.2.2 構造物条件

構造物条件として以下のものが必要である。

- 1) 構造物の寸法・形状
- 2) 構造物の構成材の材料定数（単位体積重量・強度）

3.2.3 地震および地震力条件

耐震地盤対策工の必要性の判定及び対策工の設計に用いる地震及び地震力は、対象構造物の耐震設計に用いるものを基本的に用いる。

ただし、対策工の設計において、対策工の種類によっては各対象構造物の通常の設計に用いる地震力条件のみでは不十分な場合があるが、その場合には、対象構造物の設計地震動の水準と整合した設計地震力条件を設定する。

耐震地震対策工の必要性の判定及び対策工の設計に用いる地震及び地震力は、基本的に本マニュアルで定めるものでなく、各対象構造物毎の耐震設計基準等に準拠すべきものである。耐震設計に必要な地震力条件は、耐震計算法により異なるが、通常に用いられる耐震計算法は以下のいずれかである¹⁾。

- (1) 震度法
- (2) 修正震度法
- (3) 応答変位法
- (4) 動的解析法
 - 1) 応答スペクトル法
 - 2) 時刻歴応答解析法

耐震地盤対策工の検討に対しても、基本的には、これらの計算法のいずれかが適用される。それぞれにおいて、設計地震力条件を与える方法には以下のようなものがある。

- (1) 震度法・修正震度法の場合

設計震度 k_h は次式により算定する。

$$k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot \nu_4 \cdot \nu_5 \cdot \nu_6 \cdot k_0 \cdots \cdots (3.2.1)$$

k_h : 設計震度

k_0 : 判定項目の標準設計震度

ν_1 : 地域別補正係数

ν_2 : 地盤別補正係数

ν_3 : 重要度別補正係数

ν_4 : 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数

ν_5 : 構造特性別補正係数

ν_6 : その他の補正係数

- (2) 応答スペクトル法による動的解析法の場合

応答スペクトル法による動的解析に用いる加速度応答スペクトルは、強震観測によって測定された既往の地震動の加速度応答スペクトルの重回帰分析結果を基に、既往の地震被害の特性、地盤の振動特性、その他の工学的判断を加えて設定する。

- (3) 時刻歴応答解析法による動的解析法の場合

時刻歴応答解析に用いる入力地震波は、建設地点の地盤条件に適した過去の強震記録、またそれらを修正したもの等の中から選定する。

以上の各種の耐震設計法の内、時刻歴応答解析を除いて、地震動のピーク値に相当する値のみが与えられることになる。一方、地盤の液状化の判定においては、地震動のピーク値のみならず、地震動の継続時間、不規則性、繰返し回数等が重要な要因となるので、これらの選定が必要となる。具体的には、4 各種対策工法の設計法において示す。

3.3 対策工の必要性の判定

対策工の必要性は、地盤の液状化の可能性及び、構造物の地震時安定性、構造物の重要度、復旧の難易等を総合的に配慮して判定する。

3.3.1 液状化の判定

地盤の液状化の判定は、対象構造物毎に、関連基準に基づいて、適切な方法を適用する。

地盤の液状化の判定方法は、基本的には本マニュアルで定めるものではなく、各対象構造物毎の耐震設計基準等に記述された方法に準拠すべきものである。

現行の通常基準・検討においては、以下のような例がある。

(1) 道路盛土 — 道路土工—軟弱地盤対策工指針（昭和61年版）の方法

この指針においては、盛土を支持する地盤の液状化を陽に判定することは記述されていないが、地震時安全率を算定する上で必要となる過剰間隙水圧の算定のために、「道路橋示方書V耐震設計編」により液状化強度を求めることを述べている。（ただし、昭和55年版）。（道路土工—軟弱地盤：付録5）

(2) 河川堤防

河川堤防に対しては、地盤の液状化を考慮し安全度を評価する方法は未だ基準化されていない。しかし、いくつかの河川では、河川堤防の耐震性判定や耐震対策の検討が行われている。その場合に、地盤の液状化強度の推定には、道路橋示方書の方法が用いられることが多いが、一方、各河川流域の土の液状化強度特性を整理した結果を用いる場合もある。

(3) 共同溝・掘割道路 — 共同溝設計指針の方法

この指針においては、液状化の判定は、やはり道路橋示方書の方法が用いられている。さらに、浮上がりの検討のために、発生過剰間隙水圧を、液状化に対する抵抗率 F_L と関連つけた式が記されている。（共同溝：6.3）

3.3.2 構造物の安定性の検討

耐震地盤対策工の必要性の判定に当って、無対策地盤における構造物の地震時安定性の検討を行う。
この場合、対象構造物毎の耐震設計基準等に基づいて下記の検討を行う。

1) 盛土構造物の場合

地震時のすべりに対する安定の検討を行う。

2) 掘割構造物の場合

構造全体の浮上がりに対する安定の検討を行う。

構造物の安定性の検討は、基本的には各対象構造物毎の耐震設計基準等に記述された方法に準拠すべきものである。

(1) 現行の通常の基準

現行の通常の基準・検討においては、以下のような例がある。

1) 道路盛土 道路土工－軟弱地盤対策工指針（昭和61年版）の方法

この指針においては、円弧すべり面解析法に震度を付加し、また、地盤強度は動的荷重を考慮した強度を用いて安全率を求める次式が示されている。（軟弱地盤：付録5）

(i) 有効応力強度を用いる場合

$$F_s = \frac{\Sigma\{c' \cdot l + (W - u_o \cdot b - u_e \cdot b) \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi'\}}{\Sigma \left(W \cdot \sin\alpha + k_h \cdot W \cdot \frac{h}{R} \right)} \dots\dots\dots (3.3.1)$$

c', ϕ' : 有効応力に関する土の粘着力 (tf/m²)

W : 分割細片の全重量 (tf/m)

l : 細片の底面の長さ (m)

b : 細片の幅 (m)

u_o : 常時地下水によって発生する間げき水圧 (tf/m²)

u_e : 地震動によって発生する過剰間げき水圧 (tf/m²)

k_h : 設計水平震度

R : すべり円の半径 (m)

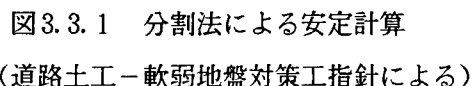
h : 細片の重心からすべり円の中心までの高さ (図3.3.1 参照) (m)

(ii) 全応力強度を用いる場合

$$F_s = \frac{\Sigma(\tau_f \cdot l)}{\Sigma \left(W \cdot \sin\alpha + k_h \cdot W \cdot \frac{h}{R} \right)} \dots\dots\dots (3.3.2)$$

τ_f : 全応力で表わした土の動的強度 (tf/m²)

上記の1)方式の場合、実務的には、地震動のピーク時と過剰間隙水圧のピーク時とが一致しないと考え、上述した震度を上式にもちいるときには過剰間隙水圧 u を考慮せず、一方、地震動中に生ずる最大の過剰間隙水圧 u を想定するときには、上式において震度を考えないとする方法が行われることがある。



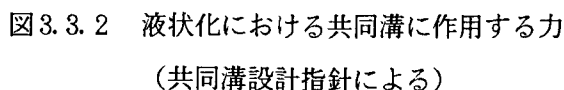
この場合に、当該指針においては、震度のみを考慮する場合には安全率は 1.0 以上、過剰間隙水圧のみを考慮する場合には安全率は 1.2 程度以上確保することが必要と述べられている。

河川堤防については、耐震性の検討法を定めた基準類はないが、いくつかの河川では、堤防の耐震性判定・耐震対策工の検討が行われている。その場合実務的には、通常式（3.3.1）が用いられている。

共同溝のような地下構造物及び掘割道路のような半地下構造物の浮上がりは、過剰間隙水圧による浮力及び周辺地盤の構造物下方への回り込みにより生ずるが、浮上がりの開始は浮力と構造物自身・周辺摩擦のバランスにより判定することができる。

共同溝設計指針においては、浮上がりに対する安全率の算定式として次式が示されている。（図3.2参照）（共同溝：6.3）

W_S : 上載土の荷重（水の重量を含む）
 W_B : 共同溝の自重（収容物件及び捨てコンの重量を含む）
 Q_S : 上載土のせん断抵抗
 Q_B : 共同溝側面の摩擦抵抗（液状化に対する抵抗率 F_L が 1.0 以下の土層における Q_s , Q_b は考慮しない）
 U_S : 共同溝底面に作用する静水圧による浮力
 U_D : 共同溝底面に作用する過剰間隙水圧



— 12 —

計算を、応答変位法に基づいて行うものとしている。（共同溝：6.4）

(ii) 掘割道路の場合

掘割道路については、道路土工－軟弱地盤対策工指針に若干の記述があるが、当面、共同溝設計指針の方法に準拠して次式により安全率を算定するものとなっている。（図3.3.3参照）（軟弱地盤：3.5）

$$F_S = \frac{W_B + W_S + Q_S}{U_S + U_D}$$

W_B ：掘割道路本体の自重（舗装及び捨てコンの重量を含む）

W_S ：張出し底版上の上載土の荷重

Q_S ：張出し底版上の上載土のせん断抵抗または掘割側面と背面土の摩擦抵抗

U_S ：掘割道路底面に作用する静水圧による浮力

U_D ：掘割道路底面に作用する地震時の過剰間隙水圧による揚圧力（以上tf/m）

当該指針においては、最も危険な状態において安全率を1.0以上確保することが必要と述べている。

なお、道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針においては、擁壁の高さが8m程度を超える場合には、地震時の擁壁の安定に対する検討を行うことが必要と述べている。（擁壁：2.1）

(2) 関連する研究成果

1) 盛土構造物について

(i) 検討フロー

盛土構造物の地震時安定性の検討フローとして、図3.3.4が考えられる。これによれば、以下のよう手順で検討を行うことになる。

- i) 地震動と地盤及び盛土構造物の条件に基づいて、地震時における地盤強度の設定を行い、すべり安全率により地震時の安定性の評価を行う。
- ii) i)の結果に加えて、さらに詳細に被害の性状を推定する必要がある場合には、盛土の沈下等の地震時変形の算定を行い、許容レベル以下であるかどうかの判定を行う。
- iii) すべり安全率が小さい場合、変形・沈下が課題になる場合には、構造形式の変更、あるいは改良等の安定対策を講じる。

(ii) すべり安全率の算定方法

基礎地盤が液状化する可能性のある場合に、盛土の安定性を検討する解析法は、いくつか提案されているが、まだ確立したものはない。最も簡単なものは、常時安定解析に用いられる円弧すべり面解析法に地震力を静的荷重に置き換えた震度として付加し、また、強度は動的荷重を考慮した強度を用いて安全率を求める方法である。

図3.3.5に示すように強度としては繰返し荷重によって発生する過剰間隙水圧を考慮して求める

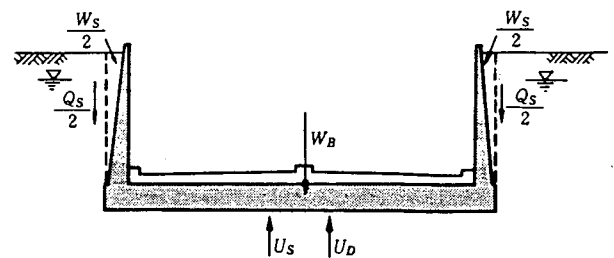


図3.3.3 掘割道路に作用する力
(道路土工－軟弱地盤対策工指針による)

有効応力強度と、繰返し荷重によって発生するひずみに注目して強度を求める全応力強度とがある。それぞれに対する安全率計算式は(3.3.1)式、(3.3.2)式で示される。

両式において用いられる地盤の動的強度の意味合いは異なり、計算安全率の値もかなり異なるが、以下のような理由で地震動と過剰間げき水圧間げき水圧のピーク値を同時に考慮した(3.3.1)式はやや小さ目の(安全側の)安全率を与えると考えられる。

- ① 設計計算の簡易さのために、盛土のり下、盛土直下において発生する過剰間げき水圧は、初期せん断応力条件及び加振中の変形拘束条件によって水平地盤部より小さいにもかかわらず、水平地盤部と同じ特性を有するものと見なしている。
- ② 過剰間げき水圧と地震力とが同時に作用する時点を考えて、過剰間げき水圧がある程度上昇した後の地震動による動的せん断応力の作用時には、動的せん断応力が作用しない中立点よりも過剰間げき水圧は減少するので、震度と合わせて同時に動的せん断応力が作用しないときの過剰間げき水圧を用いることは小さい安全率を与える。

- ③ 現実の地震動は不規則であり、地震動の大きさは地震動過程中のピーク値に基づいて定める一方、強度評価のための過剰間げき水圧は従来の方法によれば地震動過程のすべてを考慮した地震動過程の終了時点での最大値が用いられる。

これらのことから、地盤の強度を過剰間げき水圧に基づいて求める有効応力強度は、過剰間げき水圧の評価、震度との組合せ等を慎重に行う必要がある。地震動と過剰間げき水圧のピーク値が同時に生じないとして、どちらか一方のみを用いて安全率計算を行う(1) 1) (i)に述べた道路土工・軟弱地盤対策工指針の方法は、実用の便を考えた極端な簡易法と考えるべきであろう。実際、過剰間げき水圧が大きく発生した時点である程度の地震動が作用することは十分考えられることである。

これらに関連する既往の研究は必ずしも十分ではないが、建設省土木研究所の成果として以下のことが示されている。

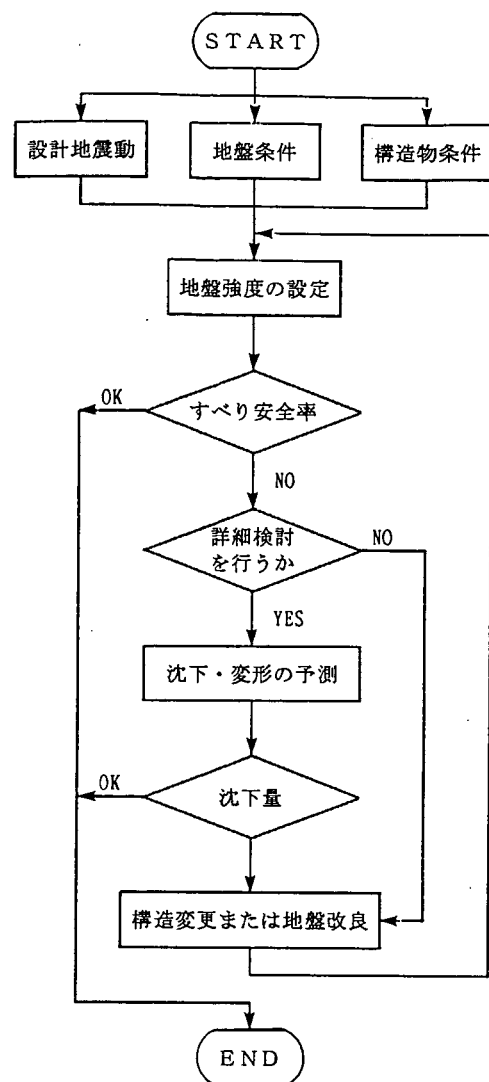


図 3. 3. 4 盛土構造物の地震時安定性の検討フロー

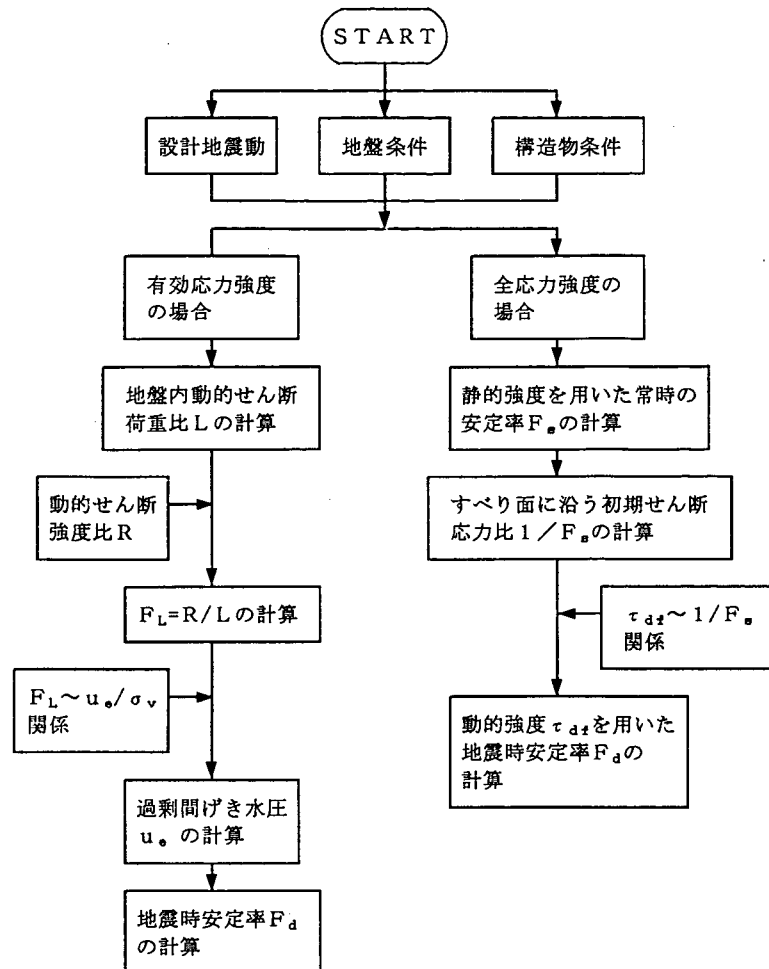


図 3. 3. 5 有効応力強度と全応力強度を用いた安全率の計算フロー

① 詳細な地盤調査結果のある現実の被災盛土や模型振動実験結果に、両者の強度を適用した円弧すべりに基づく安定計算によれば、全応力強度による安全率は、被害の発生限界を想定される地震動に対し大略 1.0 に近い値となり、被害の発生とよく対応している^{2) 3)}。

② 地震のN値や地震時の沈下量等がある程度判明している現実の被害盛土38例について(1) 1) (i)に準じた有効応力強度を用いた安定計算によれば、被害の発生限界を最もよく対応する安全率は 0.8程度であった¹⁾。

(ii) 盛土の地震時変形の計算

盛土構造物は、その機能に応じて、変形から見た供用限界があると考えられる。地震動による盛土の変形を予測する解析法は、いくつか提案されているが、まだ確立したものではない。最も精緻な方法として、地震動により地盤内に過剰間げき水圧が発生し振動特性が変化することを取り入れ、地震後の残留変形も計算できる有効応力解析法の研究も行われている。それよりも実用的な方法として、地震動による盛土・地盤の変形を個々の要素の見かけの剛性の低下として、材料試験結果を考慮した静的解析を行うことが行われることもある⁵⁾。

2) 掘割構造物について

(i) 設計フロー

掘割構造物の浮上がりに対する安定性の検討フローとして、図3.3.6が提案されている⁶⁾。これによれば、以下のような手順で検討を行うことになる。

- i) 地震動と地盤及び構造物の条件に基づいて過剰間隙水圧の予測を行い、浮上がり安全率により浮上がりの生じる可能性の判定を行う。
- ii) 浮上がりの生じる可能性がある場合に、必要であると認められる場合には、浮上がり量の予測を行い、許容レベル以下であるかどうかの判定を行う。
- iii) 浮上がり安全率が小さい場合、浮上がり量が過大になる場合には、構造形式の変更、あるいは地盤改良等の浮上がり対策を行う。

(ii) 浮上がり安全率の算定方法

i) 浮上がり安全率の妥当性

模型振動実験における過剰間隙水圧の実測値より求めた浮上がり安全率と浮上がり量の関係の例を図3.3.7に示す。(その3:3.5) 浮上がり安全率がある値以下になると浮上がりが生じていることから、浮上がりの生じる可能性を判定する指標として浮上がり安全率が有効であると考えられる。

ii) 過剰間隙水圧の算定方法

過剰間隙水圧の算定方法として考えられるものをまとめると、表3.3.1のようになる⁶⁾。

簡易法として、N値等の原位置試験結果から構造物底面と同じ深さの水平地盤における液状化に対する抵抗率 F_L を求め、これに基づいて算定した過剰間隙水圧が構造物底面に作用するものとして浮上がり安全率を算定することが考えられる。(共同溝:6.3)

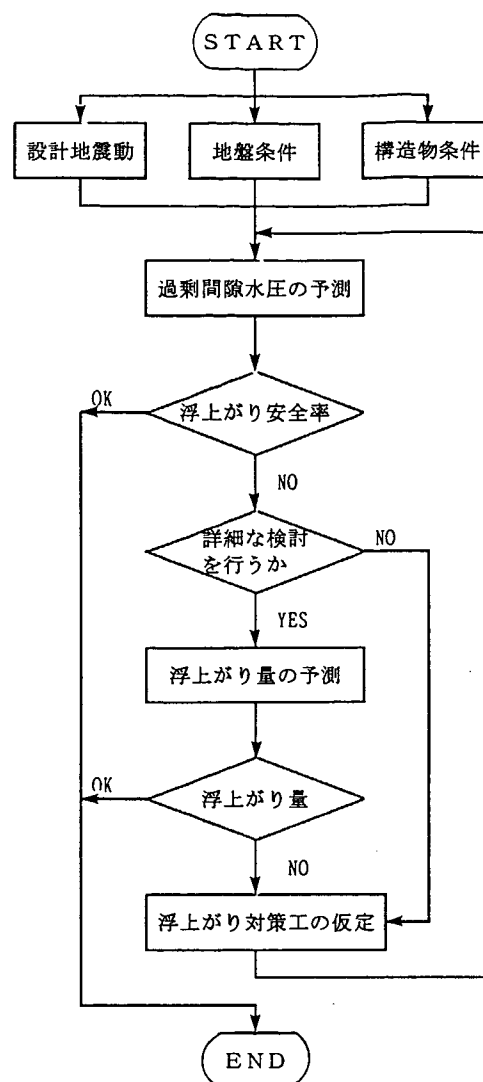


図3.3.6 掘割構造物の地震時浮上がりに対する安定性の検討フロー

表3.3.1 地震時過剰間隙水圧の予測方法

方法	算定されるもの	適用
N値等の原位置試験結果に基づく簡易予測	水平地盤部で発生する過剰間隙水圧 (構造物の存在を無視)	簡易判定
動的応答解析	地盤内各部で地震中に発生する過剰間隙水圧 (地震後の伝播を無視)	液状化の可能性の評価
過剰間隙水圧の発生・消散解析*	構造物の底面に作用する最大過剰間隙水圧 (地震後の伝播を考慮)	詳細検討

* 通常は動的応答解析と関連づけて行う。

詳細法として、全応力法の動的応答解析により地盤内各部のせん断応力比を求め、これをもとに地震中に発生する過剰間隙水圧を評価することが考えられる。構造物の底面には周辺地盤から過剰間隙水圧が伝播するため、これを考慮するためには上記の結果を用いて過剰間隙水圧の発生・消散解析を行う必要がある。さらに高度な解析手法としては、有効応力法による動的応答解析が考えられる。

ii) 浮上がり安全率を算定する際の留意点

実大規模の掘割構造物を対象に全応力法に動的応答解析と過剰間隙水圧の発生・消散解析を行った例を図3.3.8に示す。(その4:3.5) 浸透水力に起因する力 F は、図3.3.9に示すような構造物直下の土塊に作用する力を考慮して求めた値であるが、図3.3.8より砂地盤の透水係数が小さい場合には、動的な揚力として F を考慮する必要があることがわかる。模型振動実験においても、 F を考慮する必要があることが示されている。(その1:4.4)

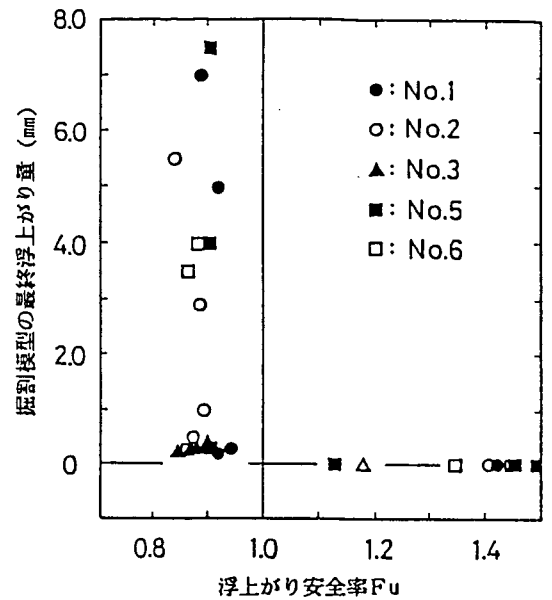


図3.3.7 浮上がり安全率と浮上がり量の関係

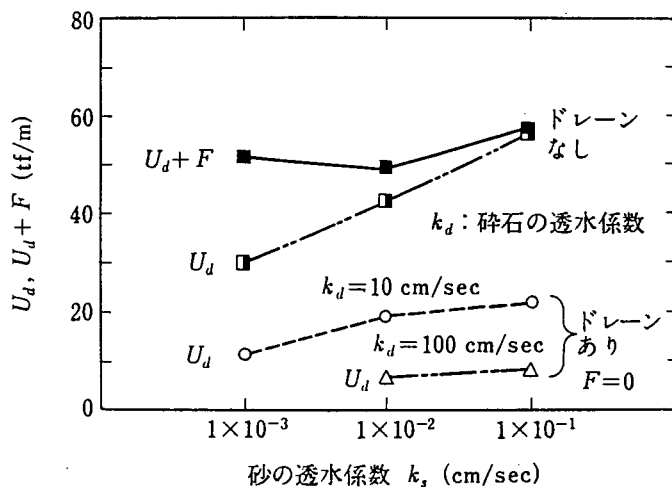


図3.3.8 実大模型の掘割通路に作用する地震時揚力と砂野透水係数の関係

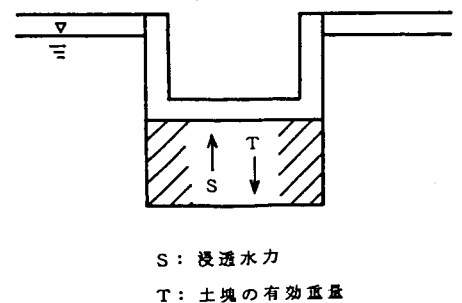


図3.3.9 掘割道路直下の土塊に作用する力

(ii) 浮上がり量の算定方法

浮上がり量の算定手法として現行の通常の基準等で採用されているものはないが、現在までに検討されたものをまとめると、表3.3.2のようになる⁶⁾。

円弧すべり面を仮定した安定計算は、地盤の変形を伴う浮上がり量の概略の大きさを、図3.3.10の

ようなすべり面上でのモーメントの釣合から求めたすべり安全率に基づいて簡易的に判定するものである。模型振動実験を対象に浮上がり量との相関関係を調べているが、実際の適用性については未検討の段階である。（その4：3.2）

永久変形解析は、液状化した地盤の剛性低下を考慮して自重変形解析を行うことにより、地盤の変形を伴う浮上がり量を求める方法である。この方法では、選定した地盤の変形特性によって結果が大きく異なることに留意する必要がある。（その3：3.5）

過剰間隙水圧の発生・消散解析は、構造物の下に流れ込む間隙水の量を計算して、地盤の変形を伴わない浮上がり量を求める方法である。この方法では、設定した地盤の体積圧縮特性によって結果が大きく異なることに留意する必要がある。（その5：3.5）

なお、既往の地震で被害の生じた地中タンクの多くは、地震中に浮上がったと報告されている⁷⁾こ

とから、周辺地盤が水平方向に比較的一様な状態（地盤改良を行う前の状態）の掘割構造物に被害が生じる場合は、地盤の変形を伴う浮上がりが支配的であることが予想される。

表 3.3.2 地震時浮上がり量の予測方法

方法	適用	留意点
円弧すべり面を仮定した安定計算	地盤の変形を伴う浮上がり量の簡易判定	
永久変形解析	地盤の変形を伴う浮上がり量の詳細判定	周辺地盤の永久変形特性の評価
過剰間隙水圧の発生・消散解析	地盤の変形を伴わない浮上がり量の詳細判定	周辺地盤の体積圧縮特性の評価

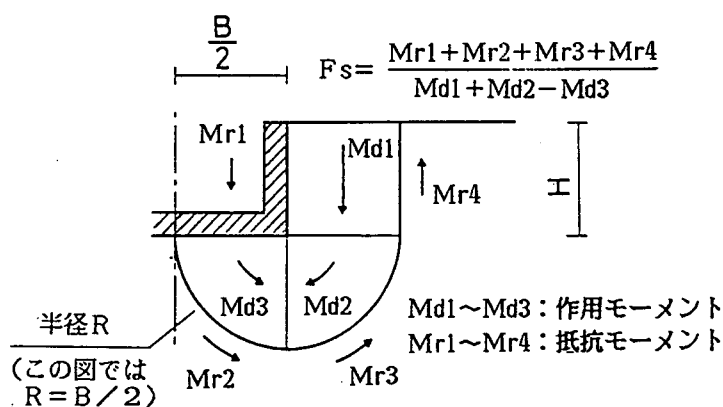


図 3.3.10 円弧すべり安全率の計算方法

3.4 各対策工法の特徴と工法設定の留意点

3.4.1 液状化対策工法一般

液状化対策工法には、表 3.4.1 に示すようなものがある。1.2 に述べたように、本マニュアルでは、共同研究で研究対象とした工法に限定して記述している。

表 3.4.1 液状化対策工法一覧表

改 良 原 理	工 法 名
密度の増大	サンドコンパクションパイル工法 ロッドコンパクションパイル工法 バイブロフローテーション工法 動圧密工法 バイブロタンパー その他（転圧、爆破、群杭）
間隙水圧の抑制・消散	グラベルドレーン工法 人工材料によるドレーン工法
粒度の改良	置換工法 混合法
固結	深層混合処理工法 注入固化工法 生石灰パイル工法
飽和度の低下	地下水位低下工法
有効応力増大	遮水工法
せん断変形の抑制	シートパイル締切工法 連続地中締切工法 深層混合処理締切工法

3.4.2 対策工法の概要

(1) 締固め工法

液状化対策工としての締固め工法は、鉛直あるいは水平の振動や衝撃力により砂地盤の密度増大、地盤の側方拘束の増加などをはかり、地盤の液状化強度の増加を期待するものである。代表的な工法としては、以下の工法が上げられる。

- ① サンドコンパクションパイル工法
- ② ロッドコンパクション工法
- ③ バイブロフローテーション工法
- ④ 重錘落下締固め工法
- ⑤ 表層締固め工法（バイブロタンパー工法）

サンドコンパクションパイル工法は、上下振動する振動機を上端に備えたケーシングパイプを地中に貫入し、下端より中詰め材を供給し、地盤を締固める工法である。

ロッドコンパクション工法は、上下振動する起動機を上端に備えたロッドを地中に貫入し、地表より中詰め材を供給し、地盤を締固める工法である。下端にバイブロフロットを配し、さらに水平振動を同時に加えるタイプのものもある。

バイブロフローテーション工法は、水平振動するバイブロフロットを先端から水を噴出させながら所定の深さまで貫入させた後、地表より中詰め材を供給し、地盤を締固めるものである。近年、大型のバイブロフロットを用いて、先端から空気を噴出させながら貫入・締固めを行う方法も開発されている。

重錘落下締固め工法は、10tf～50tf程度の重錘を高所（20m～30m）から繰返し落下させ、その衝撃により地盤を締固める工法である。

表層締固め工法（バイブロタンパー工法）は、上下振動するバイブロタンパーにより地表から地盤に振動を加えることで地盤を締固めるものであり、他の締固め工法の補助としての表層の締固めに使用することが多い。

サンドコンパクションパイル工法、ロッドコンパクション工法、バイブロフローテーション工法は、改良深度が10～20mの場合に適用されることが多く、重錘落下締固め工法は10m以浅、表層締固め工法は表層数mの改良に用いられる。

(2) グラベルドレーン工法

グラベルドレーン工法は、地盤中に透水性の高い砕石杭などを設置し、地震時に発生する過剰間隙水圧を速やかに消散させることにより、液状化強度の低減を抑制するものである。

グラベルドレーン工法は、ケーシングオーガーを地中に回転・貫入し、ケーシング下端より砕石を排出することにより、地盤中に透水性の高い砕石杭を造成する工法である。構造物や地盤の条件によっては、その消散効果をより高めるため、砕石杭を打設する必要がある。最近では、ドレーン材として砕石以外の人工材料を使用することもある。

(3) 固化工法

液状化対策工法としての固化工法は、深層混合処理工法により砂地盤に石灰、セメント等の安定材を供給・攪拌・混合し、砂地盤を全体的にあるいは部分的に固結させることにより、地盤の液状化を防止し、又、地盤の液状化による影響を抑止する工法である。代表的な工法としては、以下の工法が上げられる。

- 1) 機械攪拌工法
- 2) 高圧噴射工法

本工法は、深層混合処理工法の一つであり、地盤に石灰・セメント等の安定材を供給・攪拌・混合することにより、土を原位置で固結強化するものである。

機械攪拌工法は、掘削翼・攪拌翼を持った処理機で機械的に混合する工法であり、さらに、安定材の状

態により粉体式とスラリー式に区別される。施工可能深度は粉体式で30m，スラリー式で42mである。

高圧噴射工法は，ボーリングマシンを用いて安定材の高圧噴射により地盤の切削と混合を同時に行う工法である。施工可能深度は80mである。

鋼矢板等により山留めを構築する場合，山留め壁の変形防止や応力の低迷を図るために固化工法により地盤改良を行うことがある。この際，機械攪拌工法により改良を行うが，山留めとの間は高圧噴射工法を用いることが多い。

固化工法を液状化対策として用いる場合には，液状化時の多いな外力に対抗し効果を確実にするために，改良体はできるだけ一体とする必要があるが，これは工法選定に対しては大きな要因となるものである。

(4) 排水補強杭工法

排水補強杭工法は，液状化地盤中に細長比が大きく材料自身の曲げ剛性は大きくない棒状補強材を芯材として持ち，その芯材の周辺に碎石等の排水材を充填した小口径杭を多数打設し，地盤の振動変形を拘束する補強効果と地震時に発生する過剰間隙水圧を速やかに消散させる排水効果の両機能により液状化防止することを期待する工法である。

排水補強杭工法は小口径杭（実際には直径10～20cmを想定している）を地盤の補強材とした補強土工法を液状化防止対策として有効に利用しようとする新しい耐震地盤改良工法であり，これまでに繰返しせん断試験や小型模型振動台実験によってその改良効果がある程度把握されているが，まだ完全に確立された工法ではなく，本工法を実際に適用するには今後大型模型振動台実験や原位置実験などを実施して実物台の構造物に適用した場合の補強効果について確認する必要がある。

排水補強材において棒状補強材の周辺に碎石等を充填して補強杭に排水性を持たせた大きな理由は，地震時において過剰間隙水圧が上昇してきても地盤の有効拘束圧がほぼゼロになるような状態を生じさせなければ，地盤と補強材との摩擦力が発揮され，地盤のせん断変形にともなって生じる補強材力を確保することが可能となると考えられるからである。このように，排水補強杭工法は，地盤内に挿入した棒状補強材の補強効果と周辺に充填した碎石による排水効果の両機能による地盤強度増加を期待するものである。

3.4.3 対策工法の特徴

(1) 締固め工法

締固め工法には，数多くの工法があり，特徴もそれぞれにより異なるが，共通する事項としては以下のようなものがある。

- ① 液状化対策工法として古くから施工されており，もっとも実績がある工法である。
- ② 地盤改良の原理が地盤の密度増加による液状化強度の増加であるため，改良効果が確実であり，経時的な効果の劣化がない。

振動や衝撃により地盤を締固め、密度を高める締固め工法は、砂質系地盤の改良工法として古くから施工されてきたが、液状化対策工法として有効であることが新潟地震や十勝沖地震などでも実証され、現在まで液状化対策として最も多く施工され確実性の高い工法である。

締固め工法では、地盤の密度を高めると同時に、水平土圧も増加して液状化強度を高める効果も期待できるが、この点についてはデータの蓄積も不十分であり、この面の研究が進めばさらに合理的で経済的な工法になるものと考えられる。

(2) グラベルドレーン工法

- ① 施工に伴う振動・騒音が少なく、地盤に変状を起こさないため、近接施工の場合でも周囲に及ぼす悪影響が少ない。
- ② 既設構造物に対しても適用可能である。

グラベルドレーン工法は、液状化対策工法として比較的新しいものであるが、施工に伴う振動・騒音が少なく、地盤に変状を起こさないため、近年、締固め工法の適用が困難な都市部や既設構造物近傍などでよく使用されるようになってきた。ただし、グラベルドレーン工法は実験的にはその効果が実証されているが、実際の地震による効果の検証例はまだない。

また、最近では、グラベルドレーン部を締め固めたりすることにより周辺地盤の密度増加を図り、地盤全体としての液状化強度を高める後方も行われている。

(3) 固化工法

固化工法は、軟弱粘性地盤に対して多くの実績があり、砂地盤に対しても以下のような特徴があると考えられる。

- ① 対象地盤の土質性状に応じた安定材添加量を設定することにより、所要強度の固化体が得られる。
- ② 盛土等の载荷重による固化地盤の変形はほとんど無いため、構造物に悪影響を与えない。
- ③ 原地盤をそのまま固化し利用するので、省資源に貢献している。
- ④ 低振動・低騒音であるために、市街地での施工や構造物に近接しての施工が可能である。また、新設構造物に限らず既設構造物における対策にも適用できる。
- ⑤ 改良形状を任意に選ぶことができるために、液状化を防止し、かつ経済的に優れた改良形状である格子状とすることができる。
- ⑥ 施工管理記録が殆ど自動化されているために、信頼性の高い改良が可能である。

固化工法は、軟弱粘性地盤における各種構造物の基礎地盤改良工法として、陸・海を問わず多岐にわたり適用されている。砂地盤においても（その5：4.8）に示すように、数多くの研究成果が報告されており、液状化に対する改良効果が確認されている。

固化改良した部分の液状化防止効果は確実であり、騒音・振動が少なく、広い改良範囲を必要としないため、既設構造物対策や都市部における近接施工が可能である。

また、格子状にすることにより、格子で囲まれた砂地盤のせん断変形を抑制し、過剰間隙水圧の発生を防止することが明らかになった。従って、従来採用されてきた全面改良に変わり、経済的な格子状改良とすることが可能である。

(4) 排水補強杭工法

排水補強杭工法は、排水と補強の両機能を期待する耐震地盤改良工法である。

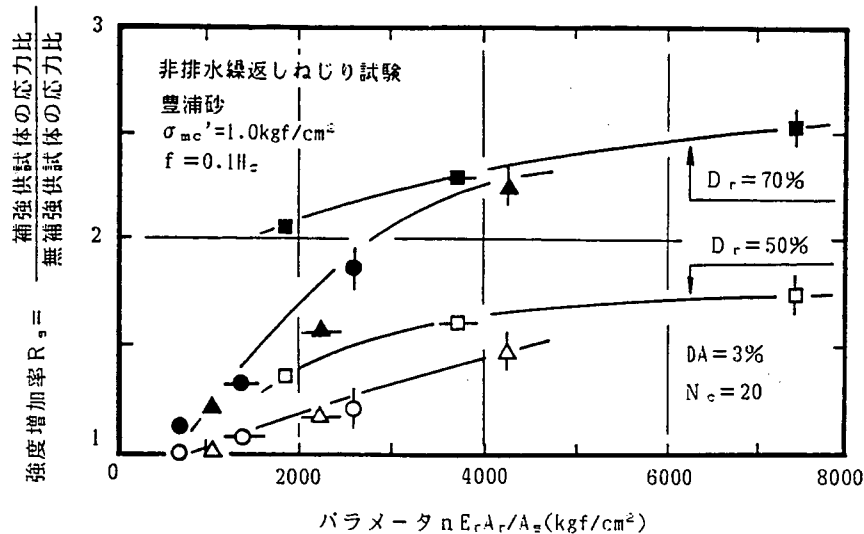
本工法は、繰返しせん断試験、小型模型振動実験によると以下のような効果が示されている。

本工法は液状化が発生するまでの繰返し回数が増加する防止効果とならんで液状化が生じた場合でも液状化後の変形量は小さい。また、地震時ばかりでなく常時の補強効果も期待できる。

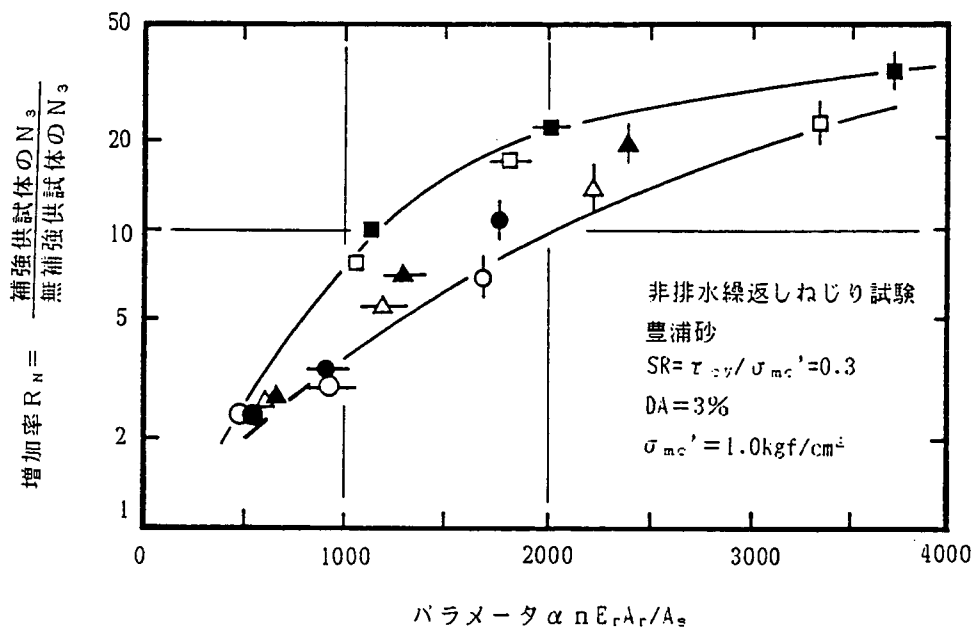
排水補強杭工法の耐震地盤改良効果は、棒状補強材の補強効果に関する理論的解析、棒状補強材を挿入した非排水繰返しねじりせん断試験ならびに模型振動台実験などによって検討されてきた。

その結果、排水補強杭を用いて地盤改良をすると以下に示すような補強効果が期待できることが分かった。(その2: 5.3, 5.4)

- ① 砂地盤に棒状補強材を挿入して補強すると、地盤の動的せん断強度は相当増加し、また、初期液状化に至るまでの繰返し回数もかなり増加する。この補強効果は鉛直応力 σ_v' の増加によるものと見なすことができる。
- ② 初期液状化に要するまでの繰返し回数の増加率は改良率を表すパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ 、さらには定着係数 α を考慮した $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s$ を用いることによって統一的に表すことができる(図3.4.1)。
ここに、 n : 補強材の本数、 E_r : 補強材の弾性係数、 A_r : 補強材の断面積、 A_s : 補強領域の断面積、 α : 定着係数であり、例えば、相対密度 $Dr=50\%$ のゆるい砂を $n \cdot E_r A_r / A_s = 4000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の補強率で補強すると補強した砂の繰返しせん断応力比 SR は、約1.5倍程度増加し、相対密度 $Dr=70\%$ のやや密な砂では2倍以上の高い強度増加率を与える実験結果が得られている。
- ③ 補強率の高い補強を行えば、初期液状化までだけでなく、それ以降の変形を拘束する効果もかなり期待できる。すなわち、初期液状化に至っても壊滅的な破壊に至らない。
- ④ 補強材の材質が同じで同一の断面充填率で補強しようとするならば、補強材の直径が小さい、言い換えれば配置本数が多い方が大きな補強効果が得られる。
- ⑤ 水平地盤の耐震地盤改良工法としては排水機能のない補強杭でもある程度の効果は期待できるが、掘割道路などの半地下構造物に対して液状化に伴う浮き上がりを防止するためには排水機能を必要とする。



(a) 動的強度の増加率とパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係



(b) 繰返し回数の増加率 R_N とパラメータ $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係

図 3.4.1 排水補強杭による強度増加特性

3.4.4 対策工法選定の留意点

対策工法の選定にあたっては対策の目的・目標条件を明確にした上で以下の条件に留意しなければならない。

- 1) 地盤条件
- 2) 施工条件
- 3) 環境条件
- 4) 構造物条件

- 5) 経済的条件
- 6) その他

地盤の液化化現象は、地盤条件・構造物の種類等により、様々な形態・程度の被害を生ずるものである。対策工の選定にあたっては、対象構造物ごとにどのような形態の被害をどの程度にまで防止・軽減することを目的・目標とするかを第一に明確にした上で、各工法ごとの特徴を把握し適切な工法を選定する。

(1) 締固め工法

締固め工法の選定にあたっては、以下の条件に留意しなければならない。

① 地盤条件

締固め工法には数多くの工法があり、改良深度や粒度分布等により、その適用性が異なるため、土層構成および対象地盤の物理・力学特性を十分把握しておく必要がある。

② 施工条件

資材、機材、材料の搬出入が可能か、施工や機械設備のためのスペースが確保できるかを把握しておく必要がある。また、近年、地域によって適切な投入材の入手が困難な場合があり、材料が確保できるかについても留意しておく必要がある。

③ 環境条件

施工に際して発生する振動、騒音等が近隣地域へ影響を与えないか、あるいは、周辺に既設構造物がある場合悪影響を与えないかなどを十分検討しておく必要がある。

④ 構造物条件

施工を施すことにより、構造物がその機能を発揮することができるかを検討する必要がある。

⑤ 経済的条件

対策工法の工事費が、経済的に設定されているかについて確認する必要がある。

⑥ その他

設計から施工、品質管理（効果の確認）まで、一環した技術が確立されているか検討しておく必要がある。

(2) グラベルドレーン工法

グラベルドレーン工法の選定にあたっては、以下の条件に留意しなければならない。

① 地盤条件

本工法は、原地盤の液化化強度や透水性などにより適用性が異なるとともに、それらの設定値が効果の信頼性に大きく影響するため、土層構成および対象地盤の物理・力学特性について十分把握しておく必要がある。

② 施工条件

資材、機材、材料の搬出入が可能か、施工や機械設備のためのスペースが確保できるかを把握しておく必要がある。

③ 環境条件

本工法は、振動・騒音が少ない工法であるが、施工に際して発生する振動、騒音等が近隣地域へ影響を与えないかチェックしておく必要がある。また、施工により排土が発生するが、その処分方法についても検討しておく必要がある。

④ 構造物条件

施工を施すことにより、構造物がその機能を発揮することができるかを検討する必要がある。また、検討課題として排水による沈下の問題などがある。

⑤ 経済的条件

対策工法の工事費が、経済的に設定されているか検討しておく必要がある。

⑥ その他

設計から施工、品質管理（効果の確認）まで、一貫した技術が確立されているか検討しておく必要がある。

(3) 固化工法

固化工法の選定にあたっては、以下の条件に留意する。

1) 地盤条件

本工法は、貫入・引抜速度やセメント添加量の違いが工事費に大きく影響してくるので、事前に施工能率や改良効果を把握しておく必要がある。そのために、改良対象区域の土層構成や改良対象地盤の物理・科学・力学特性を十分に調査しておかなければならない。

2) 施工条件

資材、機材、材料の搬出入が可能か、施工機械やプラント、セメントサイロ等の機械設備のためのスペースが確保できるかを把握しておかなければならない。

3) 環境条件

本工法は、騒音・振動が少ない工法であるが、施工に際しては発生する騒音・振動が近隣地域へ影響を与えないかを検討しておく必要がある。

4) 構造物条件

対策工を施すことにより、対象構造物がその機能を発揮することができるかを検討しておく必要がある。

5) 経済的条件

対策工の工事費が、施工費用のみならず維持費を含めて、経済的に設定されているかを検討しておく必要がある。

6) その他

施工管理・品質管理（効果の確認）体制が確立しているのかを検討しておく必要がある。

(4) 排水補強杭工法

排水補強杭工法の選定にあたっては、以下の条件に留意する。

排水補強杭工法は補強効果と排水効果の両機能を期待している耐震地盤改良工法であるが、両効果がどのように機能するかについての定量的な評価は確立されておらず、今後とも室内・原位置における効果お

よびその評価に関する検討が必要である。

半地下構造物の掘削構造物あるいは盛土などの既設の構造物を対象として適用する場合の排水補強杭工法の配置を図3.4.2(a)、(b)に模式的に示す。

既設の構造物あるいは盛土の直下を改良するとこれら構造物に対する耐震性はかなり向上すると考えられるが、排水補強杭工法で既設の構造物の直下を改良するためには地表面より傾斜打設する方法を採用すれば可能となる。

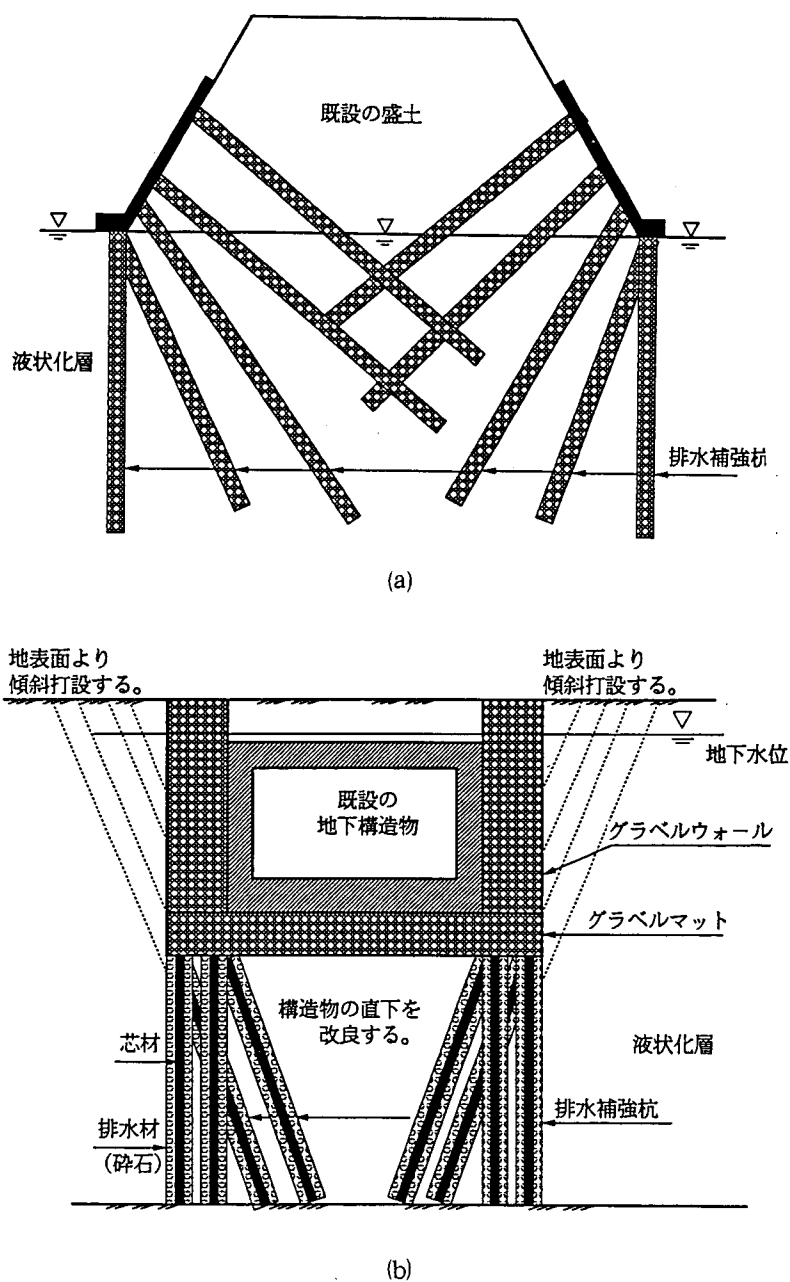


図3.4.2 排水補強杭による構造物補強（模式図）

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：新耐震設計法（案），土木研究所資料第1185号，1977.
- 2) 古賀泰之，松尾 修，唐沢安秋：地震による被災堤防の調査解析，土木技術資料，30-3，1988.
- 3) 古賀泰之，松尾 修，武藤正人，唐沢安秋：液状化性地盤上の盛土の地震時挙動に関する模型振動実験，土木技術資料，30-8，1988.
- 4) 古賀泰之，松尾 修：砂地盤上盛土の耐震性簡易判定法の提案，土木技術資料，29-7，1987.
- 5) 古賀泰之，松尾 修，唐沢安秋：日本海中部地震における被災盛土の安定解析，土木技術資料，28-2，1986.
- 6) Koseki, J. and Koga, Y. : Uplift of Semi-buried Structures in Liquefiable Sands during Earthquake, 第8回日本地震工学シンポジウム, pp.933~938, 1990.
- 7) 谷口栄一，森下 義：1983年日本海中部地震による地中構造物の浮上りの被害，土木研究所資料第2235号，1985.

4. 各対策工法の設計法

4.1 締固め工法

4.1.1 締固め工法一般

(1) 用語の定義

締固め工法の設計に用いる用語の意味は次のとおりとする。

- ①簡易法 : 盛土構造物や、掘割道路の地震時の安定性や変形・沈下量を簡便な手法により評価する方法。
- ②詳細法 : 地震応答解析に基づいて、盛土構造物や、掘割道路の地震時の安定性や変形・沈下量を評価する方法。
- ③初期応力解析 : 構造物と地盤を含めたモデルを用いて、構造物が存在する場合の地盤の応力分布を求める方法。
- ④地震応答解析 : 地盤と構造物を含めたモデルに、地震波を入力し、地盤・構造物の地震時応答を求める方法。
- ⑤浸透解析 : 地震応答解析より得られたせん断応力の時刻歴データを用いて、地盤に生じる過剰間隙水圧を浸透・消散を考慮して求める方法。
- ⑥永久変形解析 : 液状化した地盤の剛性低下を考慮して、地盤や構造物の地震終了後の残留変形・沈下量を求める方法。

簡易法は簡単な手法であるが、締固め工法による対策を行った場合の盛土構造物や、掘割道路の地震時安定性や変形・沈下量の評価にはより解析精度の高い詳細法を用いて行うこととし、簡易法は改良範囲などの初期値を設定する場合に用いることとする。

詳細法は、構造物の想定される被害形態、締固め改良の効果を考慮し、構造物の地震時安定性を適切に評価できる手法を想定する。共同研究においては、③～⑥に示す解析手法を用いた。

地震応答解析手法には、全応力法によるものと有効応力法によるものがあり、有効応力法によるものでは、加速度分布や間隙水圧分布が同時に求まるが、一般に普及しているとは言い難い。ここでは設計という観点から全応力法による地震応力解析を用いることとし、間隙水圧分布は、地震応答解析から求まるせん断応力分布から消散解析を用いて算出することとした。

地盤物性は、拘束圧に依存するものが多いため、地震応答解析を実施する前に初期応力解析を実施し、得られた初期応力に対応した地盤物性を用いる必要がある。

なお、地震時の安定性評価として、盛土のすべりや掘割道路の浮上りに対する安定以外にさらに詳細に沈下量・変化量などが規制される場合には、その推定に当たって、永久変形解析を行うことが必要となる。

また、掘割構造物に対して、主に地震後周辺地盤からの水の流れ込みにより生ずる浮き上がりが問題となる場合には、液状化地盤から構造物底盤部に伝播する過剰間隙水圧の流量を浸透解析により算定する方法が有効と考えられる。(その4:5.4)

(2) 設計用定数

液状化対策としての締固め工法の設計を行う場合には、構造物の諸元(形状寸法、単位体積重量等)と、原地盤、改良地盤、盛土構造物の地盤物性が設計用定数として必要となる。

設計に用いる地盤物性は、用いる解析手法により異なる。表4.1.1に、対策工の評価を行う場合に用いる原地盤、盛土構造物、および改良地盤の地盤物性を、無対策時の評価手法の場合とともに示す。

静止土圧係数は、液状化が問題となる沖積層や埋立地盤では、0.5程度の値が一般に用いられている。一方、締固めた地盤では、一般に静止土圧係数は増加する傾向にあるが、締固め方法や地盤条件の影響も大きいようであり、締固め部の静止土圧係数については、土質調査あるいは、既往の測定データの調査を行い、設定することが必要である(その3:3.6)。

動的せん断変形特性は、地震応答解析および永久変形解析において用いられる。地震応答解析では、せん断剛性および減衰定数のひずみの依存性を考慮することが重要であり、このための試験法として、基準化された試験法はまだないが、文献1)を参考にすることができる。また、永久変形解析では、繰返し荷重を受

表4.1.1 設計に用いる地盤物性

		無対策時の評価				対策時の評価			
		簡易法	詳細法			初期応力解析	地震応答解析	浸透解析	永久変形解析
			初期応力解析	地震応答解析	浸透解析				
盛土部	単位体積重量	○	○	○		○	○		○
	せん断強度特性(ϕ' , c')	○	△	△		△	△		
	静的せん断変形特性		○			○			
	動的せん断変形特性			○		○	○		○
原地盤	単位体積重量	○	○	○	○	○	○	○	○
	N値	○							
	粒度分布(F.C, D_{50} など)	○							
	静止土圧係数	△	○			○			
	せん断強度特性(ϕ' , c')	○	△	△		△	△		
	相対密度	○			△			△	
	静的せん断変形特性		○			○			
	動的せん断変形特性			○		○	○		○
	液状化強度特性				○			○	
	透水係数				○			○	
締固め部	体積圧縮係数				○			○	
	単位体積重量					○	○	○	○
	静止土圧係数					○			
	せん断強度特性(ϕ' , c')					△	△		
	静的せん断変形特性					○			
	動的せん断変形特性						○		○
	液状化強度特性							○	
	透水係数							○	
	体積圧縮係数							○	

△:用いる場合のあるもの

けたときの変形特性、あるいは、液状化による間隙水圧が上昇した場合のせん断剛性の評価が重要である。

液状化強度特性は、表4.1.1では浸透解析で用いられることとなっている。浸透解析では、非排水状態での繰返し載荷にともなう過剰間隙水圧の発生量を予測する必要がある、液状化強度特性はそのため用いられるものである。例えば、液状化強度曲線を式(4.1.1)で表す場合を考える。

$$\log \left(\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'} \right) = A \cdot \log N_t + B \quad \dots\dots\dots (4.1.1)$$

τ_d : せん断応力の動的な半振幅
 σ_{v0}' : 初期有効上載圧
 N_1 : 液状化が生じるまでの繰返し回数
 A, B : 液状化強度定数

この時、地震応答解析から求まる不規則なせん断応力履歴を累積損傷度理論によりそれと等価な一定振幅のせん断応力繰返し回数に換算することで（その2：3.4）、式（4.1.1）より求めた N_1 と式（4.1.2）に示すDeAlbaらの間隙水圧発生関数を用いて、各時刻における間隙水圧の発生量を算定することができる（その1：4.3）。

$$\frac{u_g}{\sigma_{v0}'} = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_t} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad \dots\dots\dots (4.1.2)$$

u_g : 地震の発生する間隙水圧
 α : 間隙水圧の発生特性を表す定数
 N : 繰返し回数

また、定数、 A, α の値としては、 $A=0.1 \sim -0.2$, $\alpha=0.7 \sim 1.0$ 程度が用いられることが多い。液状化強度特性を求めるための試験法としては「土の繰返し非排水三軸試験方法、JSF T541-1990」がある。なお、本試験では、液状化強度が得られるため、無対策時の液状化の判定に対しても当然用いることができる。

体積圧縮係数は浸透解析で用いられるものであり、解析結果に大きく影響するため、設定においては十分留意する必要がある。特に体積圧縮係数は拘束圧に対する非線形性があること、また浸透解析では間隙水圧の上昇、消散による除荷、再載荷過程に対する体積圧縮係数を評価する必要があること等が重要である。

体積圧縮係数の設定については、対象地盤から採取した不かく乱試料を用いて（繰返し）三軸試験を行い、対象としている拘束圧に対応した除荷、再圧密過程における値を求めるのが最善の方法であるが、直接の値が得られない場合には、文献2）、3）などが参考となる。

(3) 設計用地震力

締固め工法の設計に用いる震度、および、地震力は、対象構造物の耐震設計に用いるものを基本的に用いる。

ただし、通常の設計に用いる地震パラメータのみでは不十分な場合には、対象構造物の設計地震のレベルと整合した設計地震パラメータを設定する。

締固め工法における対策工法の設計法では、FEMによる地震応答解析を行う詳細法を基本としており、地震荷重として地震動の時刻歴が必要となる。

地震動の時刻歴については、対象構造物の耐震設計で時刻歴が用いられない場合には、設定されている震度等を参考に、想定する地震と整合する地震動を新たに設定する必要がある。地震動の時刻歴（加速度波形、最大加速度）の設定は、想定する地震の規模、震央距離、地盤の動的応答特性等を考慮して設定する。また、地震動の時刻歴は、想定する地震動と同程度の規模の地震の際に観測された記録であることが望ましく、構造物の建設地点付近で実測されたものが望ましい。

4.1.2 締固め工法による盛土構造物安定化対策

(1) 基本方針

液状化対策として締固めを行う場合には、締固め改良後の地盤の液状化強度が「3.3.1 液状化の判定」により液状化しないと判定される値となるように締固めることを原則とする。また、地震時安定性評価手法により盛土構造物の安定性が確保される範囲を改良することとする。

締固め対策を行った場合の盛土構造物の地震時安定性は、各構造物毎の設計基準類に指示されている無対策時の評価手法の考え方をもとに、改良地盤の効果を考慮した手法により評価する。

地盤を締固めることによる改良効果は、過剰間隙水圧の発生量の抑制、および、液状化強度の増加等により考慮する。

盛土構造物の地震時安定性は、「3.3.2 構造物の安全性の検討」において述べられているように、通常、地震荷重を考慮した円弧すべり安全率により評価されている。例えば、「道路土工－軟弱地盤」での円弧すべり安全率 F_s の定義を再掲すれば式(4.1.3)のとおりである。この場合、締固め地盤改良の効果は、主に改良地盤における過剰間隙水圧の低減として設定することにより考慮する。

$$F_s = \frac{\sum \{ C' \cdot l + (W - u_0 \cdot b - u_g \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi' \}}{\sum \left(W \cdot \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot \frac{h}{R} \right)} \dots\dots\dots (4.1.3)$$

また、無対策地盤が液状化することにより、締固め地盤に液状化地盤からの過剰間隙水圧が伝播し締固め地盤の強度が低下するなど盛土構造物の地震時安定性に影響を及ぼす場合には、その影響を考慮する。

(2) 設計手順

締固め対策を行った場合の盛土構造物の地震時安定性の検討は、原則として、仮定した地盤改良範囲に対して詳細法により検討し、その安定基準が許容値を満足することを確認することより行う。

具体的な設計手順を図4.1.1に示す。本手順では改良範囲などを仮定して盛土及び地盤の加速度分布・間隙水圧分布を求め、その結果を用いて円弧すべり安全率を算定し、許容値と比較する形となっている。したがって、仮定した改良範囲において許容値が満足されない場合や、安全率が許容値を十分満足し改良範囲を狭くできる場合などでは、新たに改良範囲を仮定し、計算を行うこととなる。

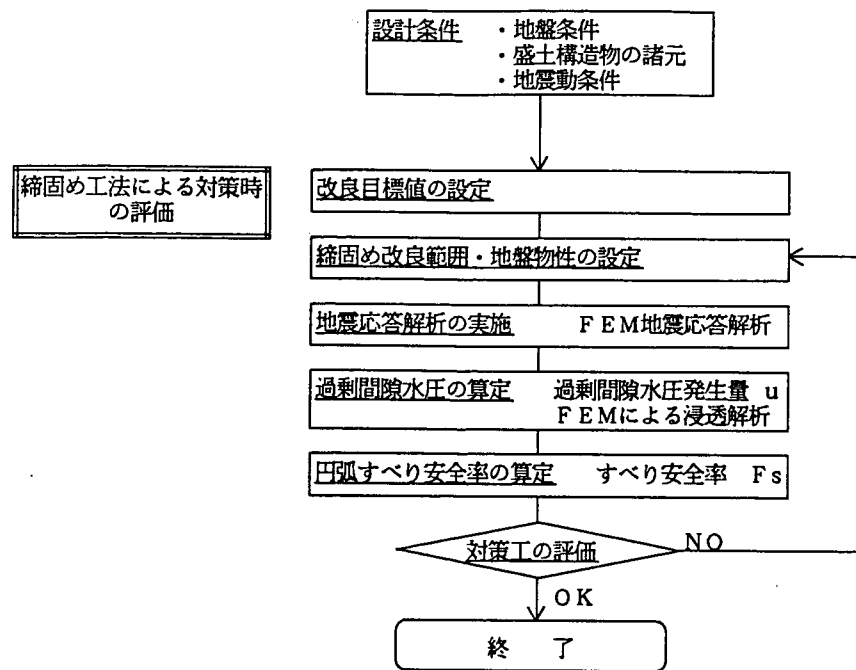


図4.1.1 締固め工法による液状化対策工の検討フロー
(盛土構造物の場合)

(3) 改良目標値の設定

締固め地盤の改良目標値は、設計地震力に対して液状化しないと判断される値とする。

締固め工法では、改良地盤をどの程度締固めるかが重要となる。この改良目標値（締固め地盤ではN値が一般的に用いられる）は「3.3.1 液状化の判定」により明らかに液状化しないと判断される値を用いるものとする。

所定の改良目標値を得るための、打設ピッチや置換率の決定に関しては、用いる締固め工法により決定方法が異なるため、それぞれの締固め工法に応じたものを使用する。また工法によっては地盤条件によって改良効果が大きく異なることがあり、必要に応じて試験工事を実施し、改良目標値を得るための打設ピッチや置換率を定めることが望ましい。

(4) 改良範囲・地盤物性の設定

詳細法により検討を行う場合、改良範囲、および改良地盤の地盤物性を設定する必要がある、これらの設定にあたっては、既存のデータを参考にするとともに、簡易計算を行うなどして適切な値を設定するものとする。

改良範囲のうち深度については、液状化層下端までとするのが一般的である。平面的な改良範囲については、液状化地盤から間隙水圧が伝播するという問題等があるが、最初の仮定として、改良地盤部では過

剰間隙水圧は発生せず、液状化部はせん断強度を持たないものとして、改良範囲を変化させて円弧すべり安全率を算定し、すべり安全率が許容値を満足する最小の範囲をもとに改良範囲を設定する方法が適当と思われる。

改良地盤の地盤物性としては表4.1.1に示したものが必要となるが、締固め法に関しては改良後の地盤物性も比較的多く調査されており、既存データをもとに適切な値を設定する。なお、試験工事などを実施する場合には、改良地盤の地盤物性を調査することが望ましい。

(5) 地震応答解析の実施

地盤と盛土構造物を含めたモデルを用いて地震応答解析を実施し、地震時の加速度・応力分布を求める。

対策工の設計では、円弧すべり安全率を用いて構造物の安定性の評価を行うこととしているが、円弧すべり安全率を求める場合、盛土構造物を含めた地盤の加速度分布および地盤の間隙水圧分布が重要となる。盛土や改良地盤がある場合、応答性状は複雑なものとなるため、地震応答解析を実施しこれを求めることが望ましい。

地震応答解析手法には、全応力法によるものと有効応力法によるものがあり、有効応力法によるものでは、加速度分布や間隙水圧分布が同時に求まるが、一般に普及しているとは言い難い。ここでは設計という観点から全応力法による地震応答解析を用いることとし、「(6) 過剰間隙水圧の算定」で示すように、間隙水圧分布は、地震応答解析から求まるせん断応力分布から算出することとした。

地盤を対象とした地震応答解析では、地盤の変形特性がひずみに依存するため、それを反映できるものを使用する必要がある。また、地震物性は、拘束圧に依存するものが多いため、地震応答解析を実施する前に初期応力解析を実施し、得られた初期応力に対応した地盤物性を用いる必要がある。

(6) 過剰間隙水圧の算定

地盤と盛土構造物を含めたモデルを用いて浸透解析を実施し、地盤の過剰間隙水圧を算定する。

地震動による過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透解析により地盤内の過剰間隙水圧を算定する。

地震動により発生する過剰間隙水圧は地震応答解析から得られたせん断応力履歴と過剰間隙水圧発生モデルを用いることにより求められる。

なお、地盤の過剰間隙水圧分布は、地震終了後も周辺の液状化層からの水圧伝播などの影響により分布状態が変化し、円弧すべり安全率の算定では、地震終了後の方が危険な状態になることがある。したがって、浸透解析は、地震終了後に対しても行っておく必要がある。

(7) 円弧すべり安全率の算定

地盤と盛土構造物を含めたモデルに対して、円弧すべり安全率を算定する。この場合、すべり安全率の算定は、当該盛土に適用される耐震設計基準により行う。

(5)、および(6)により求められた加速度分布および間隙水圧分布を用いて円弧すべり安全率の算定を行う。

「3.3.2 構造物の安全性の検討」においても述べられているようにすべり安全率の算定における加速度分布、間隙水圧分布の考慮の方法には、耐震設計基準によって扱い方に差がみられる。従って当該盛土に適用される耐震設計基準の考え方に沿って、この点に十分留意する必要がある。

なお、加速度分布、間隙水圧分布は時々刻々変化するものであり、各時刻ごとにすべり安全率を求めるのが望ましいが、困難な場合が多い。

一般に、加速度分布がすべり安全率の算定に大きく影響する場合は、最大加速度が入力された時刻付近で最小のすべり安全率が得られる。

また、間隙水圧分布がすべり安全率の算定に大きく影響する場合は、各地点の最大間隙水圧を用いることにより安全側に評価できる。

(8) 対策工の評価

対策効果の判定は、算定された円弧すべり安全率が当該盛土に適用される耐震設計基準に示された許容値を満足するか否かにより行う。

ここでは、円弧すべり安全率が耐震設計基準に示された許容値を満足するか否かで対策効果の評価を行う。

なお、対策工の評価として、すべりに対する安全以外にさらに詳細に盛土の変形・沈下量などが規制される場合には、その推定に当たって、3.3.2で記述されている永久変形解析が改良地盤に対しても有効である。

4.1.3 締固め工法による掘割道路安定化対策

(1) 基本方針

液状化対策として締固めを行う場合には、締固め改良後の地盤の液状化強度が「3.3.1 液状化の判定」により液状化しないと判断される値となるように締固めることを原則とする。また、地震時安全性評価手法により掘割道路の安定性が確保される範囲を改良することとする。

締固め対策を行った場合の掘割道路の地震時安定性は、各構造物毎の設計基準類に指定されている無対策時の評価手法の考え方をもとに、改良地盤の効果を考慮した手法により評価する。

地盤が液状化することによる掘割道路の被害形態は、構造物の浮上がりであり、地震時の安定性としては、主として掘割道路の浮上りを扱う。

掘割道路の浮上りに対する安全性は、「3.3.2 構造物の安全性の検討」において述べられているように、通常、浮上り安全率により評価されている。

地盤を締固めることによる改良効果は、過剰間隙水圧の発生量の抑制、および、液状化強度の増加等により考慮する。ただし、無対策地盤が液状化することにより、締固め地盤に液状化地盤からの過剰間隙水圧が伝播し締固め地盤の過剰間隙水圧が上昇するなど掘割道路の地震時安定性に影響を及ぼす場合には、その影響を考慮する。

(2) 設計手順

締固め対策を行った場合の掘割道路の地震時安定性の検討は、詳細法により行い、その安定基準が許容値を満足することを確認することにより行う。

具体的な設計手順を図4.1.2に示す。本手順では改良範囲などを仮定して掘割道路周辺の地盤の間隙水圧分布を求め、その結果を用いて浮上り安全率などを算定し、許容値と比較する形となっている。したがって、仮定した改良範囲において許容値が満足されない場合や、安全率が許容値を十分満足し改良範囲を狭くできる範囲などでは、新たに改良範囲を仮定し、計算を行うこととなる。

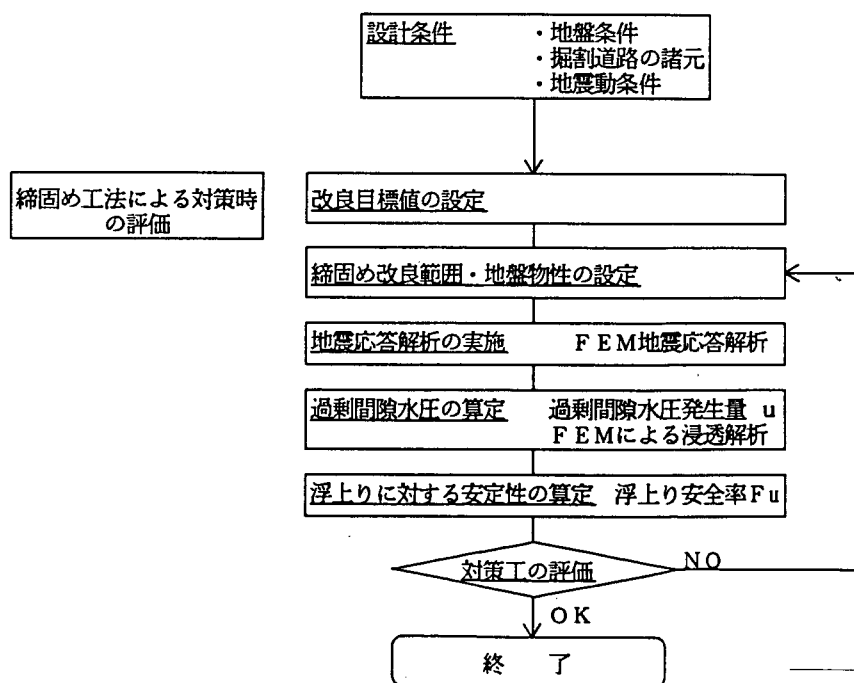


図4.1.2 締固め工法による液状化対策工の検討フロー
(掘割道路の場合)

(3) 改良目標値の設定

締固め地盤の改良目標値は、設計地震力に対して液状化しないと判断される値とする。

締固め工法では、改良地盤をどの程度締固めるかが重要となる。この改良目標値（締固め地盤ではN値が一般的に用いられる）は「3.3.1 液状化の判定」により明らかに液状化しないと判断される値を用いるものとする。

所用の改良目標値を得るための、打設ピッチや置換率の決定に関しては、用いる締固め法により決定方法が異なるため、それぞれの締固め法に応じたものを使用する。また工法によっては地盤条件によって改良効果が大きく異なることがあり、必要に応じて試験工事を実施し、改良目標値を得るための打設ピッチや置換率を定めることが望ましい。

(4) 改良範囲・地盤物性の設定

詳細法により検討を行う場合、改良範囲、および改良地盤の地盤物性を設定する必要があるが、これらの設定にあたっては、これまでの実施例や既存データをもとに適切な値を設定するものとする。

改良範囲のうち深度については、液状化層下端までとするのが一般的である。平面的な改良範囲については、液状化地盤から間隙水圧の伝播の問題等があるが、最初の仮定としては、通常、液状化層下端から主働崩壊角で引いた線分が掘割道路の上端部で交わるような範囲程度を考えるのが適当と思われる。

改良地盤の地盤物性としては表4.1.1に示したものが必要となるが、締固め法に関しては改良後の地盤物性も比較的多く調査されており、既存データをもとに適切な値を設定する。なお、試験工事などを実施する場合には、改良地盤の地盤物性を調査することが望ましい。

(5) 地震応答解析の実施

地盤と掘割道路を含めたモデルを用いて地震応答解析を実施し、地震時の地盤のせん断応力の時刻歴を求める。

これまでの解析的な検討より、締固め改良部を含めた半地下構造物周辺の地震時間隙水圧分布は、構造物を含めた地震応答解析を実施し、間隙水圧値を求めるのが適当と思われる。（その3：3.8）

地震応答解析手法には、全応力法によるものと有効応力法によるものがあり、有効応力法によるものでは、加速度分布や間隙水圧分布が同時に求まるが、一般に普及しているとは言い難い。ここでは設計という観点から全応力法による地震応答解析を用いることとし、「(6) 過剰間隙水圧の算定」で示すように、間隙水圧分布は、地震応答解析から求まるせん断応力分布から間隙水圧を算出することとした。（その4：3.5）

地盤を対象とした地震応答解析では、地盤の変形特性がひずみに依存するため、それを反応できるもの

を使用する必要がある。また、地盤物性は、拘束圧に依存するものが多いため、地震応答解析を実施する前に初期応力解析を実施し、求められた初期応力に対応した地盤物性を用いる必要がある。

(6) 過剰間隙水圧の算定

地盤と掘割道路を含めたモデルを用いて浸透解析を実施し、地盤の過剰間隙水圧を算定する。

地震動による過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透解析により地盤内の過剰間隙水圧分布を算定する。

地震動により発生する過剰間隙水圧は地震応答解析から得られたせん断応力の時刻歴と過剰間隙水圧発生モデルを用いることにより求められる。

対策工の設計では、浮上がり安全率などを用いて掘割道路の安全性の評価を行うこととしているが、安全率を求める際、地盤の間隙水圧分布が重要となる。締固め改良部には液状化層からの間隙水圧の伝播があることから、地盤中の間隙水圧は水平方向に一樣とはならないため、浸透解析を実施しこれらを求めることが必要である。

なお、地盤の過剰間隙水圧分布は地震終了後も周辺の液状化層からの水圧伝播などの影響を受けることがあり、円弧すべり安全率を算定すると、地震終了後の方が危険な状態になることがある。したがって、浸透解析は、地震終了後に対しても行っておく必要がある。

(7) 浮上がりに対する安全率の算定

締固め対策を行った場合の掘割道路の地震時安全性は、各構造物毎の設計基準類に指示されている無対策時の評価手法の考え方をもとに、改良地盤の効果を考慮した適切な基準により評価する。

掘割道路の浮上がりに対して、改良地盤の効果を考慮できる安定評価基準としては、浮上がり安全率が考えられる。浮上がり安全率 F_u は、式4.1.4のような形で与えられる。

$$F_u = \frac{W+Q}{U_s+U_d+F} \dots\dots\dots (4.1.4)$$

W : 構造物の自重

Q : 構造物側壁の摩擦抵抗

U_s : 静水圧による浮力

U_d : 過剰間隙水圧による揚力

F : 浸透力に起因する力

なお、「共同溝：6.3.4」では、浮上がり安全率 F_u を算定する場合、上記の浸透力に起因する力 F が考慮されていないが、掘割道路のような半地下構造物に対しては、共同研究における実験結果の検討より、 F を考慮する必要性が明らかになった。

(8) 対策工の評価

対策効果の判定は、算定された地震時安定性の基準値が当該構造物に適用される耐震設計基準に示された許容値を満足するか否かにより行う。

ここでは、浮上がり安全率が耐震設計基準に示された許容値を満足するか否かで対策効果の評価を行う。
なお、対策工の評価として、浮上がり安全率以外に、掘割道路の浮上がり量などが規制される場合には、その算定方法として以下のようなものが考えられる。

地震中の地盤の変形を伴う浮上がりに対しては、地震荷重を浮けた後のひずみの蓄積現象を変形係数の低下という形で評価し、この変形係数を用いた静的な変形解析による変形状態と、初期応力解析による変形状態との差により残留変形を求める永久変形解析の応用が考えられる。(その4:5.4)

一方、主に地震後周辺地盤からの水の流れ込みにより生ずる地盤の変化を伴わない浮上がりに対しては、液状化地盤から構造物底盤部に伝播する過剰間隙水圧の流量を浸透解析により算定する方法が有効と考えられる。(その4:5.4)

4.2 グラベルドレーン工法

4.2.1 グラベルドレーン工法一般

(1) 用語の定義

グラベルドレーン工法の設計に用いる用語の意味は次のとおりとする。

- ①簡易法 : 盛土構造物や、掘割道路の地震時の安定性や変形・沈下量を簡便な手法により評価する方法。
- ②詳細法 : 地震応答解析に基づいて、盛土構造物や、掘割道路の地震時の安定性や変形・沈下量を評価する方法。
- ③初期応力解析 : 構造物と地盤を含めたモデルを用いて、構造物が存在する場合の地盤の応力分布を求める方法。
- ④地震応答解析 : 地盤と構造物および、グラベルドレーンを含めたモデルに、地震波を入力し、地盤・構造物の地震時応答を求める方法。
- ⑤浸透解析 : 地震応答解析より得られたせん断応力の時刻歴データを用いて、地盤に生じる過剰間隙水圧を浸透・消散を考慮して求める方法。
- ⑥永久変形解析 : 液状化した地盤の剛性低下を考慮して、地盤や構造物の地震終了後の変形・沈下量を求める方法。
- ⑦グラベルドレーン : 狭義の意味では、グラベルをパイル状に施工したものであるが、広義として、グラベルマット、グラベルウォールも含めて表現している。

⑧グラベルマット：グラベルドレーンの上端にグラベルをマット状に敷ならべたものであり掘割道路の下や表層付近に施工され、排水層の機能を有する。

⑨グラベルウォール：グラベルドレーンを壁状に施工したものであり、掘割道路などの半地下構造物の側方に配置され、通常、グラベルマットと接続される形となっている。グラベルマットと一体化して、排水層の機能を有する。

簡易法は簡便な手法であるが、グラベルドレーン工法による対策を行った場合の盛土構造物や、掘割道路の地震時安定性や変形・沈下量の評価にはより解析精度の高い詳細法を用いて行うこととし、簡易法は改良範囲などの初期値を設定する場合に用いることとする。

詳細法は、構造物の想定される被害形態、締固め改良の効果を考慮し、構造物の地震時安定性を適切に評価できる手法を選定する。共同研究においては、③～⑥に示す解析手法を用いた。

地震応答解析手法には、全応力法によるものと有効応力法によるものがあり、有効応力法によるものでは、加速度分布や間隙水圧分布が同時に求まるが、一般に普及しているとは言い難い。ここでは設計という観点から全応力法による地震応答解析を用いることとし、間隙水圧分布は、地震応答解析から求まるせん断応力分布から消散解析を用いて算出することとした。

地盤物性は、拘束圧に依存するものが多いため、地震応答解析を実施する前に初期応力解析を実施し、得られた初期応力に対応した地盤物性を用いる必要がある。

なお、地震時の安定性評価として、盛土のすべりや掘割道路の浮上がりに対する安定以外にさらに詳細に沈下量・変形量などが規制される場合には、その推定に当たって、永久変形解析を行うことが必要となる。

(2) 設計用定数

グラベルドレーン工法の設計にあたっては、構造物の諸元（形状寸法、単位体積重量等）と、原地盤、グラベルドレーン部、盛土構造物の地盤物性、および、ドレーン部の諸元が設計用定数として必要となる。

設計に用いる地盤物性は、用いる解析手法により異なる。表4.2.1に、対策工の評価を行う場合に用いる原地盤、盛土構造物、およびドレーン部の地盤物性を、無対策時の評価手法の場合とともに示す。

グラベルドレーン工法における対策工の設計法では、FEMによる地震応答解析を基本としており、グラベルドレーンの打設ピッチ他の諸元を設定することにより構造物の地震時安定性が評価できるものであるから、適当な諸元を仮定しその妥当性を認識することになる。盛土部や原地盤の地盤物性については、4.1.1 締固め工法一般(2)設計定数の記述と同様である。

また、ドレーン材の目詰まりを評価するため、ドレーン材の物性（粒径分布等）および原地盤の物性（粒径分布等）が設計用定数として必要となる。

ドレーン材の選定にあたっては、原地盤の土質を考慮し、長期的に排水性を確保するため、目詰まりを

おこさない材料を選定する。グラベルドレーンの効果を高めるためには、グラベルの粒径を大きくし透水性を高めればよいが、原地盤砂の粒径に比べて破石の粒径が大きすぎると、目詰まりが生じ透水性の低下を招くことがある。また、目詰まりを防止するためにグラベルの粒径を小さくすると、その透水性が低下しドレーンの効果が低くなる。したがって、ドレーン材としては、目詰まりしない材料の中で透水性が最も高いものを選定する必要がある。

最適なグラベルドレーン材の選定にあたっては、実材料を用いた目詰まり試験を実施することも行われている。図4.2.1に目詰まり試験機の例を示す。また、以下のよう

表4.2.1 設計に用いる地盤物性

		無対策時の評価				対策時の評価			
		簡易法	詳細法			簡易法	詳細法		
			初期応力解析	地震応答解析	浸透解析		初期応力解析	地震応答解析	浸透解析
盛土部	単位体積重量	○	○	○	○	○	○	○	○
	せん断強度特性(ϕ', c')	○	△	△		○	△	△	
	静的せん断変形特性		○				○		
	動的せん断変形特性			○			○		○
原地盤	単位体積重量	○	○	○	○	○	○	○	○
	N値	○							
	粒度分布(F.C.D ₅₀ など)	○							
	静止土圧係数	△	○				○		
	せん断強度特性(ϕ', c')	○	△	△			△	△	
	相対密度	○			△				△
	静的せん断変形特性		○				○		
	動的せん断変形特性			○			○		○
	液化強度特性				○				○
	透水係数				○				○
ドレーン部	体積圧縮係数				○				○
	単位体積重量						○	○	○
	静止土圧係数						○		
	せん断強度特性(ϕ', c')						△	△	
	静的せん断変形特性						○		
	動的せん断変形特性							○	○
	透水係数								○
	体積圧縮係数								○

△:用いる場合のあるもの

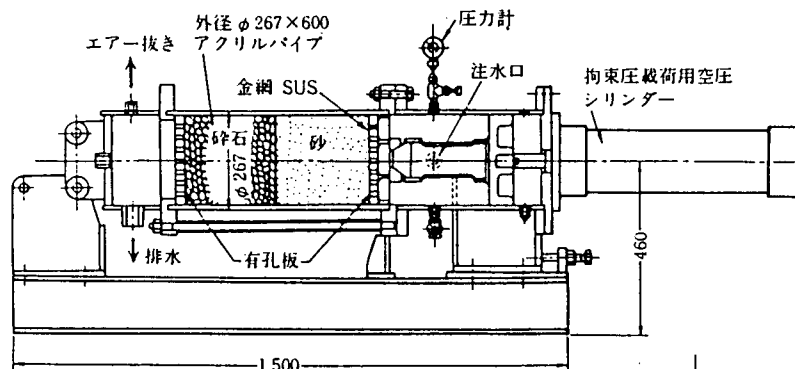


図4.2.1 目詰まり試験機⁵⁾

$$D_{F15} < 5D_{S85} \quad \dots\dots\dots (4.2.1)$$

$$20D_{S15} < D_{F15} < 8D_{S85} \quad \dots\dots\dots (4.2.2)$$

また、グラベルマットや、グラベルドレーンの透水性を大きくするため、原地盤との接触部にはフィルター材としてドレーンパイル部と同等の砕石を用い、その他の部分にはパイル部よりも粒度の大きな砕石を使用することも有効である。

ドレーン材として砕石を用いる場合、透水性が砂などに比べ大きい

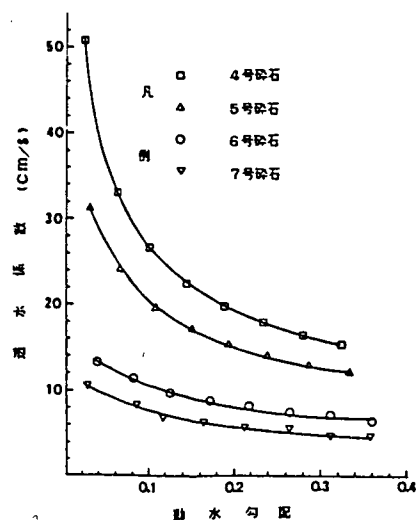


図4.2.2 動水勾配と砕石の透水係数⁶⁾

程度であり、この動水勾配に対応した透水係数を選定する必要がある。碎石の透水係数の測定例を図4.2.2に示す。

(3) 設計用地震力

締固め工法の設計に用いる震度、および、地震力は、対象構造物の耐震設計に用いるものを基本的に用いる。

ただし、通常の設計に用いる地震パラメータのみでは不十分な場合には、対象構造物の設計地震のレベルと整合した設計地震パラメータを設定する。

締固め工法における対策工法の設計法では、FEMにより地震応答解析を行う詳細法を基本としており、地震荷重として地震動の時刻歴が必要となる。

地震動の時刻歴については、対象構造物の耐震設計で時刻歴が用いられない場合には、設定されている震度等を参考に、想定する地震と整合する地震動を新たに設定する必要がある。地震動の時刻歴（加速度波形、最大加速度）の設定は、想定する地震の規模、震央距離、地盤の動的応答特性等を考慮して設定する。また、地震動の時刻歴は、想定する地震動と同程度の規模の地震の際に観測された記録であることが望ましく、構造物の建設地点付近で実測されたものが望ましい。

さらに、改良目標値を設定する場合などでは、地震の不規則性を考慮するための補正係数（道示V：3.7，建築基礎：4.5）が地震パラメータとして用いられる。

グラベルドレーンのピッチの初期設定では、構造物を考慮しないグラベルドレーンの設計法を用いることがある。その場合には、地震荷重を規定する設計定数として有効継続時間 t_d と等価繰返し回数 N_{eq} が用いられる。本研究では、地震波を振動型と衝撃型に大別し、図4.2.3，図4.2.4に示すマグニチュード M と t_d 、 N_{eq} の関係を提案した（その2：3.5）。また、Seedは、 M と N_{eq} の関係として表4.2.2を、吉見らは、 M と t_d の関係として図4.2.5，表4.2.3を提案している。

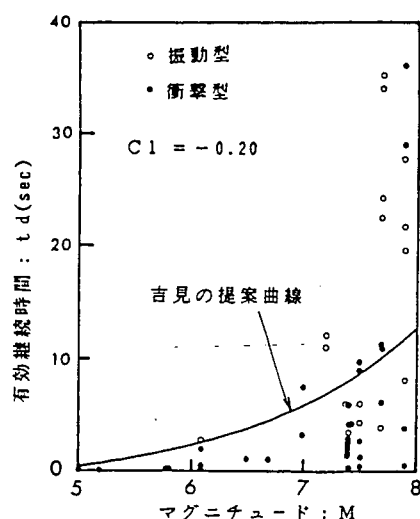


図4.2.3 マグニチュードと有効継続時間の関係

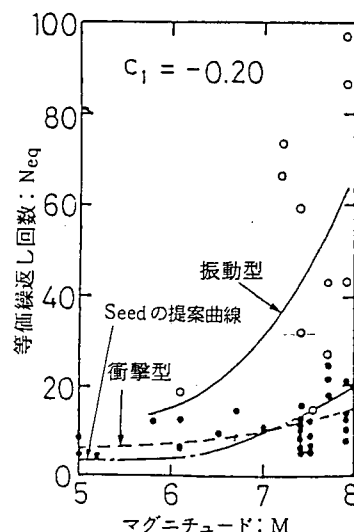


図4.2.4 マグニチュードと等価繰返し回数の関係

表 4.2.2 マグニチュードと等価繰返し回数の関係(Seed⁷⁾)

地震マグニチュード M	5～6	7～7 $\frac{1}{2}$	8～8 $\frac{1}{4}$
等価繰返し回数 Neq	5	15	25

表 4.2.3 マグニチュードと有効継続時間の関係(吉見⁸⁾)

地震マグニチュード M	6	7	8
地震動継続時間 t_d (秒)	2	6	12

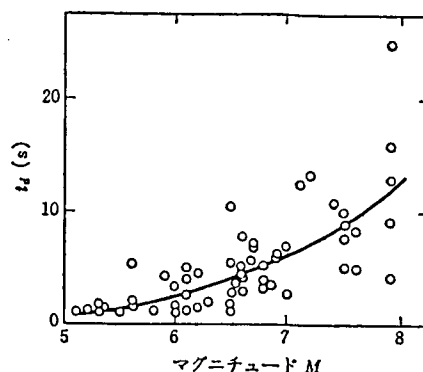


図 4.2.5 マグニチュードと有効継続時間の関係⁸⁾

4.2.2 グラベルドレーン工法による盛土構造物安定化対策

(1) 基本方針

液状化対策としてグラベルドレーン工法を行う場合には、盛土構造物の地震時安定性評価手法によりその安定性が確保される範囲を改良することとする。

グラベルドレーン工法による対策を行った場合の盛土構造物の地震時安定性は、各構造物毎の設計基準類に指示されている無対策時の評価手法の考え方をもとに、改良地盤の効果を考慮した手法により評価する。

グラベルドレーン工法による改良効果は、構造物周辺地盤の過剰間隙水圧の上昇を低減し、構造物支持地盤の強度低下を抑制することにより考慮する。

盛土構造物の地震時安定性は、「3.3.2 構造物の安全性の検討」において述べられているように、通常、地震荷重を考慮した円弧すべり安全率により評価されている。例えば、「道路土工-軟弱地盤」での円弧すべり安全率 F_s の定義を再掲すれば式(4.2.3)のとおりである。

$$F_s = \frac{\sum \{ C' \cdot l + (W - u_0 \cdot b - u_g \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi' \}}{\sum \left(W \cdot \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot \frac{h}{R} \right)} \quad \dots\dots\dots (4.2.3)$$

また、無対策地盤が液状化することにより、締固め地盤に液状化地盤からの過剰間隙水圧が伝搬し改良地盤部の強度が低下するなど盛土構造物の地震時安全性に影響を及ぼす場合には、その影響を考慮する。

(2) 設計手順

グラベルドレーン対策を行った場合の盛土構造物の地震時安定性の検討は、原則として、仮定した地盤改良範囲に対して詳細法により検討し、その安定基準が許容値を満足することを確認することにより行う。

具体的な設定手順を図4.2.6に示す。本手順では改良範囲などを仮定して盛土及び地盤の加速度分布・間隙水圧分布を求め、その結果を用いて円弧すべり安全率を算定し、許容値と比較する形となっている。したがって、仮定した改良範囲において許容値が満足されない場合や、安全率が許容値を十分満足し改良範囲を狭くできる場合などでは、新たに改良範囲を仮定し、計算を行うこととなる。

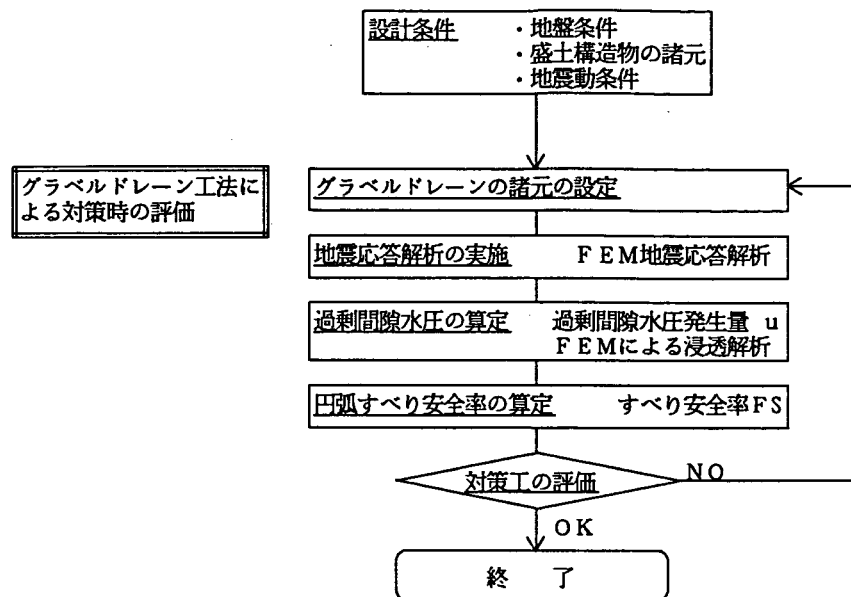


図4.2.6 グラベルドレーン工法による液状化対策工の検討フロー
（盛土構造物の場合）

(3) グラベルドレーンの打設ピッチ、改良範囲等の諸元の設定

詳細法により検討を行う場合、改良範囲、および改良地盤の地盤物性を設定する必要がある。これらの設定にあたっては、既存のデータを参考にするとともに簡易計算を行うなどして適切な値を設定するものとする。

詳細法による検討では、グラベルドレーンの打設ピッチ、改良範囲等の諸元を設定することにより盛土構造物の地震安定性が評価できるものであるから、適当な諸元を仮定しその妥当性を確認することになる。

設定するドレーンの諸元としては、以下の項目があげられる。

- ① グラベルドレーンの杭径
- ② ドレーン材の諸物性
- ③ グラベルドレーンのピッチ
- ④ グラベルドレーンの改良範囲
- ⑤ グラベルマットの有無、および、マット厚

グラベルドレーンの杭径、ドレーン材の諸物性については、使用可能な機材、入力可能な材料などを考

慮し、適切なものを選定する。ドレーン材の選定にあたっては、原地盤の土質を考慮し、目詰まりをおこさない材料を選定する必要がある。

共同研究の成果から、一般的にグラベルドレーン工法においては、ドレーン材自身の透水抵抗を考慮する必要があることが分かっている（その1：4.3）。また、盛土構造物に対してグラベルドレーン対策を行う場合、盛土の側方だけでなく直下についてもドレーンを配置することが必要であり、グラベルマットの併用も必要なことが多い（その2：3.3）。

改良範囲のうち深度については、液状化層下端までとするのが一般的である。

グラベルドレーンの平面的な改良範囲、および、ピッチの設定に当たっては、液状化地盤から間隙水圧が伝播するという問題等はあるが、最初の仮定として、構造物を考慮しないグラベルドレーンの1次元的な排水を考えた設計図表（その2：3.2）を用い、改良範囲・過剰間隙水圧の上限値の目安を得ることができる。改良範囲・間隙水圧の上限値の設定方法としては、盛土構造物基礎地盤と同一深度における原地盤の間隙水圧を考え、仮定した改良範囲内では間隙水圧が設定値に抑えられるとして、盛土の円弧すべり安全率が許容値以下となるように設定する方法が考えられる。

（4）地震応答解析の実施

地盤と盛土構造物を含めたモデルを用いて地震応答解析を実施し、地震時の加速度・応力分布を求める。

対策工の設計では、円弧すべり安全率を用いて構造物の安定性の評価を行うこととしているが、円弧すべり安全率を求める場合、盛土構造物を含めた地盤の加速度分布および地盤の間隙水圧分布が重要となる。盛土や改良地盤がある場合、応答性状は複雑なものとなるため、地震応答解析を実施しこれらを求めることが望ましい。

地震応答解析手法には、全応力法によるものと有効応力法によるものがあり、有効応力法によるものは、加速度分布や間隙水圧分布が同時に求まるが、一般に普及しているとは言い難い。ここでは設計という観点から全応力法による地震応答解析を用いることとし、「(5) 過剰間隙水圧の算定」で示すように、間隙水圧分布は、地震応答解析から求まるせん断応力分布から算出することとした。

地盤を対象とした地震応答解析では、地盤の変形特性がひずみに依存するため、それを反映できるものを使用する必要がある。また、地盤物性は、拘束圧に依存するものが多いため、地震応答解析を実施する前に初期応力解析を実施し、得られた初期応力に対応した地盤物性を用いる必要がある。

（5）過剰間隙水圧の算定

地盤と盛土構造物を含めたモデルを用いて浸透解析を実施し、地盤の過剰間隙水圧を算定する。

地震動による過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透解析により地盤内の過剰間隙水圧分布を算定する。

地震動により発生する過剰間隙水圧は地震応答解析から得られたせん断応力の時刻歴と過剰間隙水圧発

生モデルを用いることにより求められる。

なお、地盤の過剰間隙水圧分布は、地震終了後も周辺の液状化層からの水圧伝播などの影響により分布状態が変化し、円弧すべり安全率の算定では、地震終了後の方が危険な状態になることがある。したがって、浸透解析は、地震終了後に対しても行っておく必要がある。

(6) 円弧すべり安全率の算定

地盤と盛土構造物を含めたモデルに対して、円弧すべり安全率を算定する。この場合、すべり安全率の算定は、当該盛土に適用される耐震設計基準により行う。

(4)、および(5)により求められた加速度分布および間隙水圧分布を用いて円弧すべり安全率の算定を行う。

「3.3.2 構造物の安全性の検討」においても述べられているようにすべり安全率の算定における加速度分布、間隙水圧分布の考慮の方法には、耐震設計基準によって扱い方に差がみられる。従って当該盛土に適用される耐震設計基準の考え方に沿って、この点に十分留意する必要がある。

なお、加速度分布、間隙水圧分布は時々刻々変化するものであり、各時刻ごとにすべり安全率を求めるのが望ましいが、困難な場合が多い。

一般に、加速度分布がすべり安全率の算定に大きく影響する場合は、最大加速度が入力された時刻付近で最小のすべり安全率が得られる。

また、間隙水圧分布がすべり安全率の算定に大きく影響する場合は、各地点の最大間隙水圧を用いることにより安全側に評価できる。

(7) 対策工の評価

対策効果の判定は、算定された円弧すべり安全率が当該盛土に適用される耐震設計基準に示された許容値を満足するか否かにより行う。

ここでは、円弧すべり安全率が耐震設計基準に示された許容値を満足するか否かで対策効果の評価を行う。

なお、対策工の評価として、すべりに対する安定以外にさらに詳細に盛土の変形・沈下量などが規制される場合には、その推定に当たって、3.3.2で記述されている永久変形解析が改良地盤に対しても有効である。

4.2.3 グラベルドレーン工法による掘割構造物安定化対策

(1) 基本方針

液状化対策としてグラベルドレーン工法を行う場合には、掘割道路の浮上がりに対する安全性評価手法によりグラベルドレーン対策を行った場合の安定性が確保される範囲を改良することとする。

グラベルドレーン対策を行った場合の掘割道路の浮上がりに対する安全性は、各構造物毎の設計基準類に指示されている無対策時の評価手法の考え方をもとに、改良地盤の効果を考慮した手法により評価する。

地盤が液状化することによる掘割道路の被害形態は構造物の浮上がりであり、地震時の安定性としては、主として掘割道路の浮上がりを扱う。

グラベルドレーン工法による改良効果は、掘割道路周辺地盤の過剰間隙水圧の上昇を低減し、浮上がりに対する安全性を高めるものである。

掘割道路の浮上がりに対する安全性は、「3.3.2 構造物の安全性の検討」において述べられているように、通常、浮上がり安全率により評価されている。

(2) 設計手順

グラベルドレーン対策を行った場合の掘割道路の地震時安全性の検討は、詳細法により行い、その安定基準が許容値を満足することを確認することにより行う。

具体的な設計手順を図4.2.7に示す。本手順では改良範囲などを仮定して掘割道路周辺の地盤の間隙水圧分布を求め、その結果を用いて浮上がり安全率などを算定し、許容値と比較する形となっている。したがって、仮定した改良範囲において許容値が満足されない場合や、安全率が許容値を十分満足し改良範囲を狭くできる場合などでは、新たに改良範囲を仮定し、計算を行うこととなる。

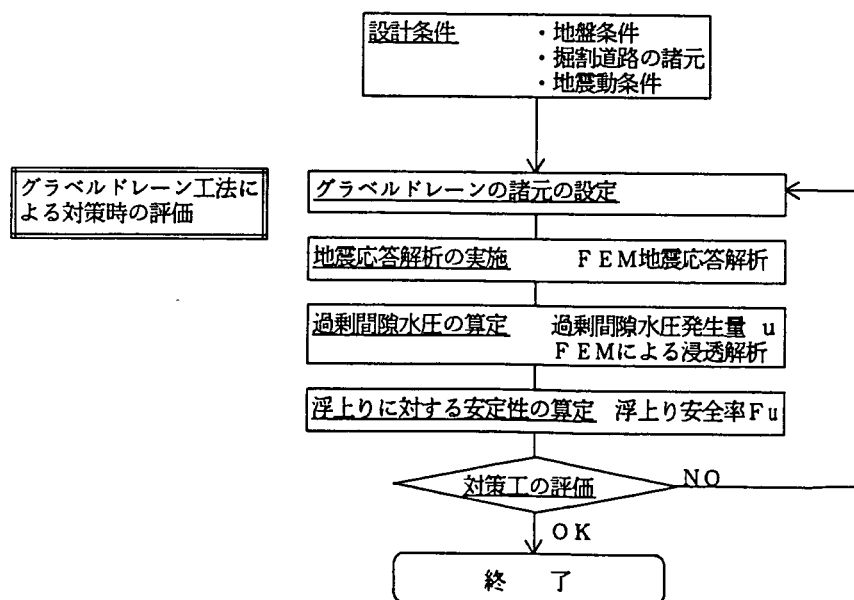


図4.2.7 グラベルドレーン工法による液状化対策工の検討フロー
(掘割道路の場合)

(3) グラベルドレーンの打設ピッチ、改良範囲等の諸元の設定

詳細法により検討を行う場合、グラベルドレーンの物性、および配置、改良範囲を設定する必要がある、これらの設定にあたっては、これまでの実施例や既存データをもとに適切な値を設定するものとする。

詳細法による検討では、グラベルドレーンの打設ピッチ、改良範囲等の諸元を設定することにより掘削道路の地震時安定性が評価できるものであるから、適当な諸元を仮定しその妥当性を確認することになる。

設定するドレーンの諸元としては、以下の項目があげられる。

- ① グラベルドレーンの杭径
- ② ドレーン材の諸物性
- ③ グラベルドレーンのピッチ
- ④ グラベルドレーンの改良範囲
- ⑤ グラベルマット、グラベルウォールの有無、および、マット厚、ウォール厚

グラベルドレーンの杭径、ドレーン材の諸物性については、使用可能な機材、入手可能な材料などを考慮し、適切なものを選定する。ドレーン材の選定にあたっては、原地盤の土質を考慮し、目詰まりをおこさない材料を選定する必要がある。

平面的な改良範囲については、液状化地盤からの間隙水圧の伝播の問題等があるが、最初の仮定としては、液状化層下端から主働崩壊角で引いた線分が掘削道路の上端部で交わるような範囲程度を考えるのが適当と思われる、また本共同研究において、各種の配置に対して安全性の検討を実施しており、それらの結果も一助となる。

グラベルドレーンのピッチの設定にあたっては、構造物を考慮しないグラベルドレーンの1次元的な排水を考えた設計図表（その2：3.2）を用いて、地震時に生ずる過剰間隙水圧が所定の上限值以上に上昇しないようにすることにより目安が得られる。間隙水圧の上限値の設定方法としては、掘削道路底版位置と同一深度における原地盤の間隙水圧を考え、その間隙水圧が掘削道路底版部に作用した場合の浮上がり安全率が許容値以下となるように設定する方法が考えられる。

なお、共同研究の成果から、一般的にグラベルドレーン工法においては、ドレーン材自身の透水抵抗を考慮する必要があることが分かっている（その1：4.3）。また、掘削道路に対してグラベルドレーン対策を行う場合、構造物の側方だけでなく直下についてもドレーンを配置することが必要であり、グラベルマット、グラベルウォールの併用も必要なことが多い。（その2：3.3）

(4) 地震応答解析の実施

地盤と掘削道路、および、グラベルドレーンを含めたモデルを用いて地震応答解析を実施し、地震時のせん断応力の時刻歴を求める。

これまでの解析的な検討より、グラベルドレーンを含めた半地下構造物周辺の地震時間隙水圧分布は、構造物を含めた地震応答解析を実施し、間隙水圧値を求めるのが適当と思われる。（その3：3.8）

地震応答解析手法には、全応力法によるものと有効応力法によるものがあり、有効応力法によるものでは、加速度分布や間隙水圧分布が同時に求まるが、一般に普及しているとは言い難い。ここでは設計という観点から全応力法による地震応答解析を用いることとし、「(5) 過剰間隙水圧の算定」で示すように、間隙水圧分布は、地震応答解析から求まるせん断応力分布から間隙水圧を算出することとした。（その4：3.5）

地盤を対象とした地震応答解析では、地盤の変形特性がひずみに依存するため、それを反映できるものを使用する必要がある。また、地盤物性は、拘束圧に依存するものが多いため、地震応答解析を実施する前に初期応力解析を実施し、求められた初期応力に対応した地盤物性を用いる必要がある。

(5) 過剰間隙水圧の算定

地盤と掘割道路、および、グラベルドレーンを含めたモデルを用いて浸透解析を実施し、地盤の過剰間隙水圧を算定する。

地震動による過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透解析により地盤内の過剰間隙水圧を算定する。

地震動により発生する過剰間隙水圧は地震応答解析から得られたせん断応力の時刻歴と過剰間隙水圧発生モデルを用いることにより求められる。

対策工の設計では、浮上がり安全率などを用いて掘割道路の安定性の評価を行うこととしているが、安全率を求める際、地盤の間隙水圧分布が重要となる。グラベルドレーンが2次元的に配置されている場合、地盤中の間隙水圧分布は水平方向に一樣とはならず複雑なものとなるため、浸透解析を実施しこれらを求めることが必要である。

なお、地盤の過剰間隙水圧分布は、地震終了後もグラベルドレーンによる浸透・排水や、周辺の液化化層からの水圧伝播などの影響により分布状態が異なり、安全率の算定では、地震終了後の方が危険な状態になることがある。したがって、浸透解析は、地震終了後に対しても行っておく必要がある。

(6) 浮上がりに対する安全率の算定

グラベルドレーン工法による対策を行った場合の掘割道路の地震時安定性は、各構造物毎の設計基準類に指示されている無対策時の評価手法の考え方をもとに、改良地盤の効果を考慮した適切な基準により評価する。

掘割道路の浮上がりに対して、改良地盤の効果を考慮できる安定評価基準としては、浮上がり安全率が考えられる。浮上がり安全率 F_u は、式4.2.4のような形で与えられる。

$$F_u = \frac{W+Q}{U_s+U_d+F} \dots\dots\dots (4.2.4)$$

- W : 構造物の自重
 Q : 構造物側壁の摩擦抵抗
 U_s : 静水圧による浮力
 U_d : 過剰間隙水圧による揚力
 F : 浸透力による起因する力

なお、「共同溝：6.3.4」では、浮上がり安全率 F_L を算定する場合、上記の浸透力に起因する力 F が考慮されていないが、掘削道路のような半地下構造物に対しては、共同研究における実験結果の検討より、 F を考慮する必要性が明らかになった⁴⁾。

(7) 対策工の評価

対策効果の判定は、算定された地震時安定性の基準値が当該構造物に適用される耐震設計基準に示された許容値を満足するか否かにより行う。

ここでは、浮上がり安全率が耐震設計基準に示された許容値を満足するか否かで対策効果の評価を行う。

なお、対策工の評価として、浮上がり安全率以外に、掘削道路の浮上がり量などが規制される場合がある。一般的に、掘削道路にグラベルドレーン対策を実施した場合、浮上がりは、地震中に生じる地盤の変形を伴うものが主であり、この場合には、地震荷重を受けた後のひずみの蓄積現象を変形係数の低下という形で評価し、この変形係数を用いた静的な変形解析による変形状態と、初期応力解析による変形状態との差により残留変形を求める永久変形解析の応用が考えられる。

参 考 文 献

- 1) 土質試験の方法と解説，第11章，土質工学会編。
- 2) 大野義郎，伊藤克彦，大北康治：碎石ドレーン工法の間隙水圧消散解析に用いる体積圧縮係数について，第18回土質工学研究発表会講演集，1983。
- 3) K. Tokimatsu: GENERATION AND DISSIPATION OF PORE WATER PRESSURES IN SAND DEPOSITS DURING EARTHQUAKES, Tokyo Institute of Technology, 1979. 1月。
- 4) 古賀泰之，古関潤一，谷口栄一，森下 義：掘削道路の液状化対策としての碎石ドレーンの利用に関する解析的検討，土木研究所資料第2741号，1989。
- 5) 軟弱地盤対策工法，p. 247 : 土質工学会。
- 6) 中島 豊，伊藤克彦，大北康治，島岡久寿：碎石ドレーンに用いる碎石の粒度分布について，第20回土質工学研究発表会，1985年。
- 7) Seed, H.B.: Soil Liquefaction and Cyclic Modility Evaluating for Level Ground During Earthquakes, Proc. ASCE, vol.105, GT2, pp.201~205, 1979.
- 8) 吉見吉昭：砂地盤の液状化，pp.133~135，技報堂，1980。

4.3 固化工法

4.3.1 固化工法一般

(1) 用語の定義

固化工法の設計に用いる用語の意味は以下のとおりとする。

- | | |
|------------|--|
| ①改良体 | : 深層混合処理工法により改良された地盤 |
| ②改良地盤 | : 改良体および改良体に挟まれた未改良部を含めた地盤 |
| ③ラップ | : 打設する改良杭の接合部分 |
| ④ブロック状 | : 深層混合処理工法により、改良杭をラップさせながら改良対象土全体を改良した時の形状 |
| ⑤格子状 | : 深層混合処理工法により、改良杭をラップさせながら改良対象土を格子状に改良した時の形状 |
| ⑥1ユニット | : 安定計算を行う場合の延長方向の単位長さ |
| ⑦土水圧 | : 改良地盤に作用する土圧および水圧の総称 |
| ⑧外部安定の検討 | : 改良地盤が滑動・転倒・沈下に対して十分な安定性を有しているかの検討 |
| ⑨内部安定の検討 | : 改良体に作用する外力に対して改良体が十分な強度を有しているかの検討 |
| ⑩全体系の安定の検討 | : 改良体が根入れされている非液状化層を滑り面が通る破壊や、ヒービングによる破壊に対して改良地盤および構造物が安全であるかの検討 |

固化工法を液状化防止工法として用いる場合、打設する改良杭を互いにラップさせ、一体となった改良体あるいは改良地盤を構築しなければならない。そのための改良形状は改良対象土全体を改良するブロック状か、経済性を考慮した格子状が考えられる。

また、設計にあたっては、適切な改良寸法と改良強度を設定しなければならないが、その際には、改良体の周辺地盤の安定を検討する外部安定、改良体自身の安定を検討する内部安定および構造物を含めた全体の安定の検討を実施する必要がある。対象土層は過剰間隙水圧の上昇の程度により、非液状化層、準液状化層、完全液状化層に分け、それぞれの土水圧を算定し設計用外力を設定する。なお安定計算に際して、延長方向は単位奥行当りの外力で検討しているが、1ユニット当りの外力で検討することもできる。

(2) 設計用定数

1) 設計用定数

液状化対策として固化工法の設計を行う場合には、構造物の諸元(形状寸法、単位体積重量等)と、原地盤、改良体、盛土構造物の地盤物性、および地下水位の位置が設計用定数として必要である。

設計に際し適切な定数の設定を行うために、事前に十分な現地調査および土質試験を行わなければならない。

2) 改良土の材料特性

設計にあたっては、以下に示す材料特性を把握しておかなければならない。

①単位体積重量

②一軸圧縮強さ

更に、必要に応じて他の特性も検討する。

① 改良体の単位体積重量はセメントを添加することにより、原地盤のそれより若干大きくなる。

しかし、設計にあたっては原地盤の単位体積重量とすることが多い⁹⁾。

② 内部安定の検討においては、「3) 改良体の設計に用いる材料強度」で述べるように、改良体の一軸圧縮強さを適切に設定しなければならない。

なお、(その2:4.6)によれば、一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} の関係は、概ね以下の式で表される。

$$E_{50} = (100 \sim 200) \cdot q_u \cdots \cdots (4.3.1)$$

3) 改良体の設計に用いる材料強度

1. 一軸圧縮強さ

設計に用いる一軸圧縮強さ q_{ua} は、改良対象土を用いた室内配合試験の一軸圧縮強さをもとに設定することを原則とする。設定にあたっては現場強度と室内配合強度の相違、強度のばらつき、ラップの影響、さらに安全率などを考慮する。

2. せん断強さ

設計に用いる改良体のせん断強さは、設計に用いる一軸圧縮強さから次式によって求める。

$$\tau_a = 1/2 \cdot q_{ua} \cdots \cdots (4.3.2)$$

τ_a : 設計に用いる改良体のせん断強さ

3. 引張強さ

引張応力の検討は通常の設計では行わないことが多いが、この検討が必要な場合には、設計に用いる引張強さはその都度試験して求めるのを原則とする。

① 室内配合試験に先立って設計を行う場合、目安として $q_{ua} = 5 \sim 15 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲で選定して良い(その5:4.8)。

② 現場で得られる改良体の平均一軸圧縮強さ $\overline{q_{uf}}$ は、室内配合試験で得られる平均一軸圧縮強さ $\overline{q_{ul}}$ と次式で関係づけられる。

$$\overline{q_{uf}} = \alpha \cdot \overline{q_{ul}} \cdots \cdots (4.3.3)$$

α : 現場強度 $\overline{q_{uf}}$ の平均値と室内配合試験強度 $\overline{q_{ul}}$ の平均値の比

(その5 : 4.8.2)より, 砂質土は粘性土よりも混合性がよいので, 通常 $\alpha = 2/3$ としてよい。

- ③ 現場で得られる改良体の一軸圧縮強度 $\overline{q_{uf}}$ はあるばらつきを持つので, このばらつきを考慮する必要がある。また, ラップする場合, ラップ部の幅やラップ部の強度を考慮する必要がある。従って, 設計に用いる一軸圧縮強度 q_{ua} は現場強度 q_{uf} の平均値と次式で関係付けられる。

$$q_{ua} = \beta \cdot \gamma \cdot \overline{q_{uf}} \cdots \cdots \cdots (4.3.4)$$

β : 現場強度係数

γ : ラップ部の強度係数

(その5 : 4.8.2)より, 砂質土は粘性土よりもばらつきが小さいことが分かっているので, 通常 $\beta = 2/3$ としてよい。

一方ラップ部の強度に関しては, ラップに際して大幅な遅れが生じない限り大きな弱点とはならないことが分かっている(その5 : 4.8.2)。従って, $\gamma = 0.8$ 程度に見積もって良い。

- ④ 材料強度安全率は対象とする構造物の重要性を考慮して決めるが, 特に定められていない場合には地震時の材料強度安全率として次の値を用いる。

$$F = 1.0 \sim 1.2$$

- ⑤ 従って, 設計に用いる一軸圧縮強度は次式のように表される。

$$q_{ua} = \beta \cdot \gamma \cdot \overline{q_{uf}} / F \cdots \cdots \cdots (4.3.5)$$

$$\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \overline{q_{ul}} / F \cdots \cdots \cdots (4.3.6)$$

- ⑥ 設計に用いる一軸圧縮強度を設定する場合には, 上記項目以外にも, 改良対象土の土質, 安定材の種類や配合, 施工方法などを考慮しておかなければならない。

- ⑦ 便宜的に改良体の引張強さを次式から求めてもよい。

$$\sigma_{ta} = 0.15 \cdot q_{ua} \cdots \cdots \cdots (4.3.7)$$

σ_{ta} : 設計に用いる引張強さ

(3) 設計用外力

1) 設計用外力

改良体の設計には, 改良地盤の自重, 地震時慣性力, 上載荷重, 改良地盤の側面に作用する土水圧, 改良地盤の底面に作用する地盤反力を考慮する。

これらの設計用外力の内, 地震時に改良地盤の側面に作用する土水圧は, 改良地盤および周辺地盤の地震時慣性力および液状化に伴って発生する地盤内過剰間隙水圧の効果を適切に取り入れたものとする。

- ① 固化工法では, 改良地盤には周辺未改良土による土水圧が作用するために, 設計用外力の設定に当たっては過剰間隙水圧の上昇の影響を考慮している。このため, 本マニュアルにおいては, 準液状化層および完全液状化層における計算式の中に上記の考え方を取り入れている。

- ② 本マニュアルにおいては、地震時土水圧の算定法として以下の二つの方法を採用し、危険側の土水圧（主働側では大きい方、受働側では小さい方）により算定している。

i) 土圧方式：（地震時土水圧）＝（静水圧）＋（全土圧）

ここに、（全土圧）は、地震時の液状化に伴い地盤の強度定数が見かけ上変化するものとした拡張した土圧公式により算定する。

ii) 液圧方式：（地震時土水圧）＝（静水圧）＋（常時有効土圧）＋（液状化に伴う過剰間隙水圧の上昇を考慮して算定した土水圧の漸増成分）＋（液状化に伴う過剰間隙水圧の上昇を考慮して拡張した動水圧成分）

- ③ 設計用外力の算定にあたっては、慣性力と過剰間隙水圧を同時に考慮する。

実務的には慣性力のピーク時と過剰間隙水圧のピーク時が一致しないという理由により、片方だけのピーク時を考慮した検討が行われることが多いが、本マニュアルにおいてはその両方を考慮することにより、最も危険であると考えられる状態において検討するものとした。

2) 設計震度

土圧と慣性力の算定に用いる設計水平震度 k_h は上部構造物の種別を考慮して、各種設計基準に準拠して決定する。

- ① 地震時土圧係数および過剰間隙水圧の上昇を考慮した土圧係数を算定する場合に、設計震度 k_h を用いる。ただし、水位以深では「港湾：14.3.3）に従い、見掛けの震度 k_h' を用いる。
- ② 慣性力は以下の式で算定し、改良体や構造物の重心位置に作用させる。

なお、水位面以下の土と水は一体となって運動すると考えられるために、慣性力は土の飽和重量に震度を掛けたものになる。

また、改良形状が格子状となる場合には、格子内の未改良土の重量も改良体の慣性力に寄与するものとする。

$$H = W \cdot k_h \dots\dots\dots (4.3.8)$$

H ：慣性力（tf/m）

W ：改良地盤の全自重〔水位以下は飽和重量を用いる〕（tf/m）

3) 土 圧

1. 改良地盤側面に作用する砂質土の水平方向の土圧強度は以下の式により求める。

$$p_i = K_i \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w) \dots\dots\dots (4.3.9)$$

p_i ： i 層底面における土圧強度（tf/m²）

K_i ： i 層の土圧係数

γ_i ： i 層の土の単位体積重量（tf/m³）〔水位以浅は湿潤単位体積重量，水位以深は水中単位体積重量を用いる〕

h_i : i 層の厚さ (m)

w : 下部の土層に対する上載荷重 (tf/m)

2. 土圧係数は以下の式により求める。

(1) 常時の土圧係数

1) 主働土圧係数

$$K_{Ai} = \frac{\cos^2 \phi_i}{\cos \delta \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin \phi_i}{\cos \delta}} \right]^2} \cdot \cos \delta \quad \dots\dots\dots (4.3.10)$$

ϕ_i : i 層の土の内部摩擦角 (°)

δ : 改良体と周辺地盤の壁面摩擦角 (°)

2) 受働土圧係数

$$K_{Pi} = \frac{\cos^2 \phi_i}{\cos \delta \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \cdot \sin \phi_i}{\cos \delta}} \right]^2} \cdot \cos \delta \quad \dots\dots\dots (4.3.11)$$

(2) 地震時の土圧係数

1) 主働土圧係数

$$K_{E Ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \cdot \cos \delta \quad \dots\dots (4.3.12)$$

θ : 地震合成角で $\theta = \tan^{-1} k_h$, もしくは $\theta = \tan^{-1} k_h'$ (水位以浅では k_h , 水位以深では「4.3.1(3) 2) 設計震度」で述べた見掛けの震度 k_h' を用いる)。

2) 受働土圧係数

$$K_{E Pi} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \cdot \sin(\phi_i - \theta)}{\cos(\delta - \theta)}} \right]^2} \cdot \cos \delta \quad \dots\dots (4.3.13)$$

(3) 過剰間隙水圧の上昇を考慮した土圧係数

1) 拡張した主働土圧係数

$$K_{E Ai}' = \frac{\cos^2(\phi_i' - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta' + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i' + \delta') \cdot \sin(\phi_i' - \theta)}{\cos(\delta' + \theta)}} \right]^2} \cdot \cos \delta' \quad \dots\dots (4.3.14)$$

2) 拡張した受働土圧係数

$$K_{E Pi}' = \frac{\cos^2(\phi_i' - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta' - \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i' - \delta') \cdot \sin(\phi_i' - \theta)}{\cos(\delta' - \theta)}} \right]^2} \cdot \cos \delta' \quad \dots\dots (4.3.15)$$

内部摩擦角 ϕ と壁面摩擦角 δ は、過剰間隙水圧比 $R_u(=\Delta u/\sigma_v')$ を用いて低減する。

$$\tan \phi' = (1 - R_u) \cdot \tan \phi$$

$$\delta' = (\phi'_i/\phi_i) \cdot \delta$$

- ① 過剰間隙水圧比 R_u は、(道示V:3.7)あるいは(道路土工—軟弱地盤:付録5)に示す方法に準じて算定することができる。
- ② 準液状化層の土水圧強度を求める際には、過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤の静的強度の低下を考慮し、過剰間隙水圧比 R_u で内部摩擦角と改良体の壁面摩擦角を低減することにより、拡張した土圧係数(K_{EA}' , K_{EP}')を求める。
- ③ 砂質土における土圧の作用方向は改良体の壁面摩擦角だけ傾斜しているために、水平成分と鉛直成分に分解できるが、ここでは、水平方向の土圧強度を算出する土圧係数を示している。
- ④ 土圧係数は、地表面が水平であり、かつ改良体の側面は地表面に対して垂直であるとして計算している。
- ⑤ 下部の土層に対する上載荷重は、盛土形状等により一般に一樣ではないが、ここでは計算の簡便をはかり上載荷重が一樣なものとした場合の式を示した。
- ⑥ 改良体と周辺砂地盤の間の摩擦角を壁面摩擦角と呼ぶ。

4) 液 圧

1. 液状化に伴う土水圧の漸増成分

改良地盤に作用する液状化時の土水圧の漸増成分は、液状化過程において土圧係数が一定のまま液状化に至るものとして次式により求める。

$$p_{ei} = \{(1 - K_i) \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i)\} \cdot R_{ui} \dots\dots\dots (4.3.16)$$

p_{ei} : i 層底面の土水圧の漸増成分 (tf/m²)

K_i : i 層の土圧係数

γ_i : i 層の土の単位体積重量 (tf/m³) (水位以浅は湿潤単位体積重量, 水位以深は水中単位体積重量)

h_i : i 層の厚さ (m)

R_{ui} : i 層の過剰間隙水圧比

2. 拡張した動水圧

改良地盤に作用する完全液状化時または準液状化時の土水圧の振動成分は以下の拡張された動水圧公式により求める。

$$p_{dwi}' = 7/8 \cdot k_h \cdot (\gamma_w + R_{ui} \cdot \gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_w} \dots\dots\dots (4.3.17)$$

p_{dwi}' : 水位面からの深さ z_w における拡張した動水圧 (tf/m²)

k_h : 設計水平震度

γ_w : 水の単位体積重量 (tf/m³)

h_l : 液状化層の厚さ (m)

z_w : 動水圧を計算する水位面からの深さ (m)

- ① 模型振動実験の結果より、過剰間隙水圧が発生する場合の土水圧の漸増成分は、有効水平応力 σ_h' と有効鉛直応力 σ_v' の比が常時と変わらないものとして算定することができた（その 5 : 4.2）。この結果を用いると、液状化過程において側方全土圧（土水圧）は漸増し、以下の式で与えられる。

$$\begin{aligned} p_{ei} &= (1 - K_i) \cdot \sigma_{vi}' \cdot R_{ui} \\ &= (1 - K_i) \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i) \cdot R_{ui} \end{aligned}$$

σ_{vi}' : i 層底面における有効上載圧 (tf/m²)

- ② （その 3 : 4.3）, （その 4 : 4.3）, （その 5 : 4.5.2）によれば、地震時水圧の振動成分として Westergaard 動水圧公式^{10) 11)}の適用性が確認された。本マニュアルではこの公式を過剰間隙水圧の上昇を考慮することにより拡張し、準液状化の領域においても適用することになっている。

4.3.2 固化工法による盛土構造物安定化対策

(1) 基本方針

1. 盛土構造物に対して液状化対策として固化工法を用いる場合には、盛土構造物の安定性が確保できる改良方式、改良形状を設計手順に従い検討する。
2. 改良方式としては、盛土の両脇を改良する方式と盛土直下を改良する方式が考えられる。
3. 改良形状としては、ブロック状と格子状が考えられる。

- 1) 固化工法により改良された地盤に、最も厳しい液状化時の外力を作用させ、その時に改良体・改良地盤が安定であることを確認する。
- 2) 既設構造物として盛土がある場合には、盛土の直下地盤の改良は困難であるために、改良方式としては盛土の両脇のみを改良する「両脇改良方式」が考えられる。また、盛土を新設する場合にも同様に両脇改良方式が考えられるが、上部工の変位が許されない場合には、盛土直下まで改良して盛土の沈下をより低減させることができる「直下改良方式」が考えられる。図 4.3.1 に主な改良方式を示す。

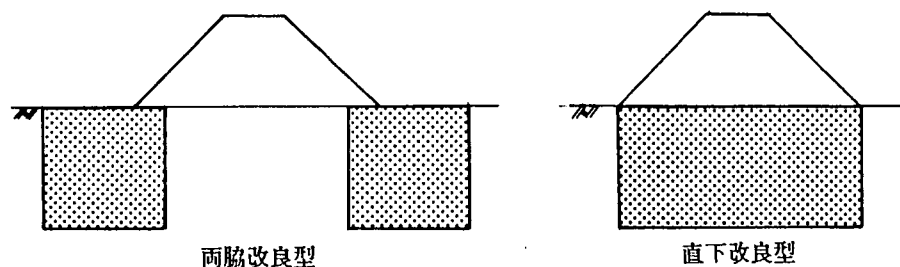


図 4.3.1 改良方式

なお、本マニュアルはこれまでの共同研究の検討結果を踏まえ作成しているために、「両脇改良方式」を主体として記述している。

- 3) 両脇改良方式の場合は（その4：4.3）、（その5：4.5.2）より、改良地盤に作用する外力と残留変位は左右の改良体でほぼ対称であるために、基本的には一方の改良体のみで検討を行う。ただし、盛土が左右対称でないなどの理由で改良体に作用する外力が違う場合には、それぞれの改良体の安定を検討することが必要である。
- 4) 盛土の両脇を改良する方式の場合、盛土直下地盤は改良地盤と盛土に拘束されているために、自由地盤側に比べて過剰間隙水圧の発生が抑制されることは実験により確認されている（その3：4.4）。しかし、現時点ではそれを定量的に表すことは困難であるために、特に詳細な検討を行わない場合には、盛土直下においても自由地盤側の過剰間隙水圧比 R_u と同じ値を採るものとする。
- 5) 本工法では、改良体が一体として抵抗することや、盛土直下地盤と自由地盤側の間に遮水性を持たせることが必要であるために、打設

する改良杭は互いにラップさせ一体として改良しなければならない。また、格子間隔の検討を行うことにより、ブロック状改良に代わって、経済性を考慮した格子状改良とすることもできる。

- 6) 模型振動実験の結果によれば、格子状改良に際しては格子の間隔を液状化層の厚さに対して適切に設定することにより、格子に囲まれた砂層の液状化を防ぐことが示されている¹²⁾。図4.3.2に模型振動実験の結果における過剰間隙水圧と格子間隔の関係を示す。

(2) 設計手順

設計にあたっては、改良地盤の外部安定、改良体の内部安定および全体系の安定を検討し、計算値が許容値を満足することを確認する。

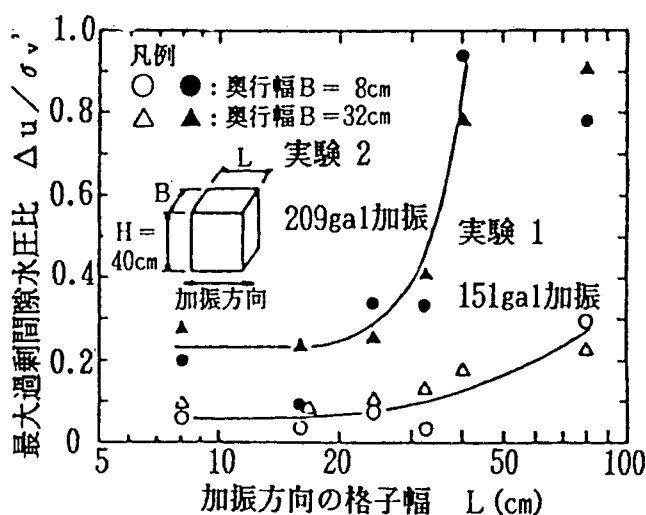


図4.3.2 過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ と格子間隔の関係（深さ20cm）¹²⁾

図4.3.3に詳細な検討項目を含めた設計フローを示す。同図によれば、まず改良体の諸元を仮定し、外部安定用の外力を算定した後外部安定の検討（滑動、転倒、支持力）を行う。外部安定の確認の後、続いて内部安定用の外力を算定し、内部安定の検討（端趾圧、水平せん断、鉛直せん断）を行う。最後に全体系の安定として円弧すべりの検討を行う。従って、ある段階で許容値が満足されなければ、新たに改良地盤・改良体の諸元を仮定し直して検討を行うことになる。

(3) 改良範囲の設定

安定計算を行う場合、改良地盤の改良幅と改良深さを適切に設定しなければならない。

改良深さについては、改良対象地盤に対する処理機の施工性によるが、できるだけ液状化層下部の非液状化層まで根入れするものとする。

改良幅については、安定計算により最適幅を求めるが、最初の仮定としては、改良深さと同じ寸法に設定するのが適当であると考えられる。

(4) 改良地盤に作用する外力

改良地盤に作用する外力としては、改良地盤の自重、上載荷重、盛土および改良地盤に作用する慣性力、盛土および改良地盤に作用する慣性力、主働側および受働側土水圧、改良地盤底面に作用する地盤反力を考慮する。

また、土水圧は、各土層の状況により、水位以浅の土層、完全液状化層、準液状化層、非液状化層に区別して算定する。

図4.3.4に改良地盤に作用する外力の概念図を示す。

W : 改良地盤の有効重量 $(=W_T+W_U)$ (水位以浅は湿潤単位体積重量、水位以深は水中単位体積重量を用いる)

W_T : 改良体の有効重量 $(=a_P \cdot W)$

a_P : 改良率

W_U : 格子内部の未改良土の有効重量 $(=(1-a_P) \cdot W)$

W_E : 改良地盤の上面に載る盛土の重量

H : 改良地盤の慣性力 $(=H_T+H_U)$

H_T : 改良体に作用する慣性力

H_U : 格子内部の未改良土に作用する慣性力

H_E : 改良地盤の上面に載る盛土に作用する慣性力

P_{AH} : 改良地盤の主働側（盛土側）に作用する土水圧合力の水平成分

P_{AV} : 改良地盤の主働側に作用する土水圧合力の鉛直成分

$$P_{AV} = P_{AH} \cdot \tan \delta$$

P_{PH} : 改良地盤の受働側（自由地盤側）に作用する土水圧合力の水平成分

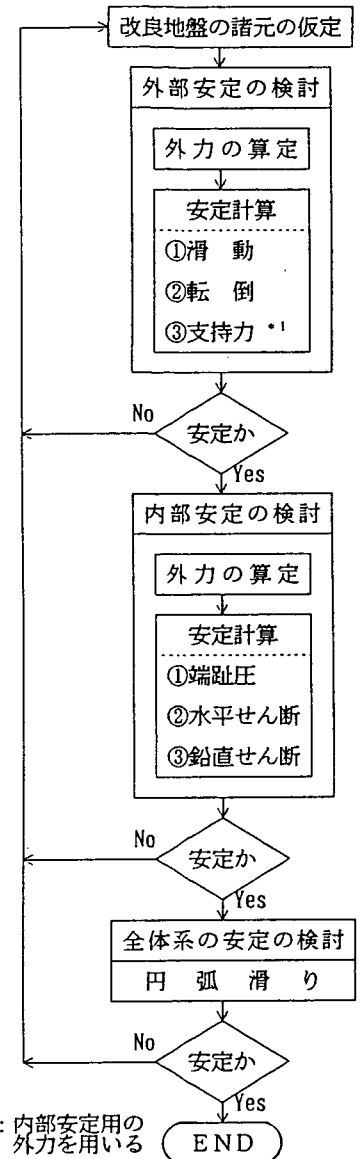


図4.3.3 設計フロー

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

$$P_{PV} = P_{PH} \cdot \tan \delta$$

Q : 改良地盤底面に作用する地盤反力

F_{RT} : 改良体底面に作用するせん断抵抗力

F_{RU} : 改良体に挟まれた未改良地盤底面に作用
するせん断抵抗力

F_R : 改良地盤底面に作用するせん断抵抗力の
合力 ($=F_{RT}+F_{RU}$)

w : 盛土の自重による鉛直荷重 (ただし, 改
良地盤の上面に載る盛土部は除く)

x : 改良地盤の受働側前面から鉛直方向に作
用する各外力の作用点までの距離

y : 改良地盤底面から水平方向に作用する各
外力の作用点までの距離

B : 改良地盤の幅

D : 改良深さ

h_i : 土層の厚さ

z_w : 水位面からの深さ

L_T : 1ユニットに占める延長方向の改良体の長さ

L_U : 改良地盤の延長方向の1ユニットの長さ

改良形状がブロック状の場合には, 延長方向は単位奥行当りの外力 (tf/m) で検討を行う。本マニュアルにおいては格子状改良の場合も基本的には改良率を考慮した単位奥行当りの外力で検討しているが, 1ユニット当りの外力 (tf/unit) で検討することもできる。

(5) 外部安定用外力の算定

改良体の外部安定の検討用外力を算定する。外力は, 周辺地盤から改良地盤に作用する土水圧, 改良地盤の慣性力等である。

「主働側」とは, 安定計算の際, 駆動力の作用する側を意味する。「受働側」とは, 安定性の検討の際, 抵抗力の作用する側を意味する。

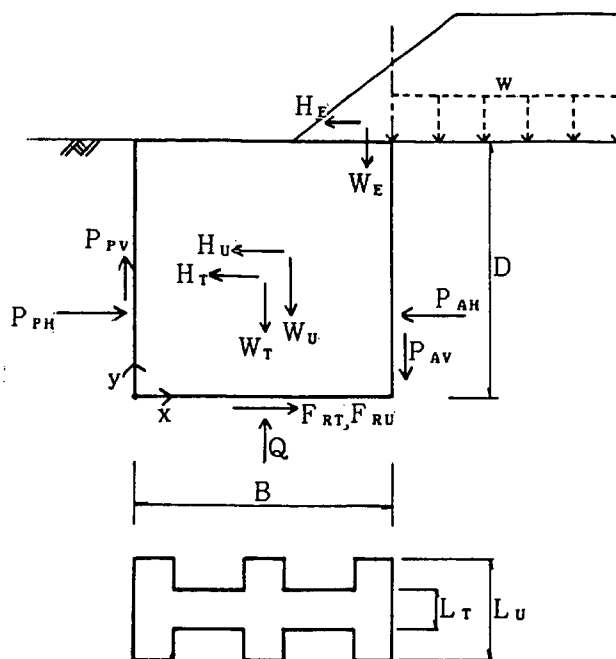


図 4.3.4 改良地盤に作用する外力概念図

1) 主働側（盛土側）の土水圧

(i) 水位以浅の土層

水位以浅の土層の主働側土水圧は以下の式により算定する。

1. 砂質土

$$p_{AHi} = K_{EAi} \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w) \dots\dots\dots (4.3.18)$$

p_{AHi} : i 層底面における土水圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_{EAi} : i 層の地震時土圧係数

γ_i : i 層の土の湿潤単位体積重量 (tf/m³)

h_i : i 層の土層の厚さ (m)

w : 盛土の自重による鉛直荷重 (tf/m²)

2. 粘性土

$$p_{AHi} = \frac{(\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w) \cdot \sin(\zeta_i + \theta)}{\cos \theta \cdot \sin \zeta_i} - \frac{c_i}{\cos \zeta_i \cdot \sin \zeta_i} \dots\dots\dots (4.3.19)$$

$$\zeta_i = \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{\Sigma \gamma_i \cdot h_i + 2 \cdot w}{2 \cdot c_i} \cdot \tan \theta} \dots\dots\dots (4.3.20)$$

ただし、 $\zeta_i < 0$ の場合は以下の式を用いる。

$$p_{AHi} = \Sigma \gamma_i \cdot h_i + w - 2 \cdot c_i \dots\dots\dots (4.3.21)$$

θ : 地震合成角で $\theta = \tan^{-1} k_h$ もしくは $\theta = \tan^{-1} k_h'$

c_i : i 層の粘性土の粘着力 (tf/m²)

ζ_i : i 層の崩壊面が水平となす角度 (°)

① 水位以浅は過剰間隙水圧の上昇を考慮しない土圧係数を用いて土水圧を求める。

② 盛土の土水圧に対する効果は平均上載荷重と考えるために、盛土の全重量を盛土の底面幅で割ることにより上載荷重 w として算定する。なお、改良地盤の上面に載る盛土については上載荷重に含めず、その部分の盛土の重量と慣性力を直接考慮する (図 4.3.4)。

(ii) 完全液状化層

完全液状化層の主働側土水圧は以下の式により算定する。

$$p_{AHi} = \Sigma \gamma_i \cdot h_i + p_w + p_{dwi}' + w \dots\dots\dots (4.3.22)$$

γ_i : i 層の土の単位体積重量 (tf/m³) (水位以浅は湿潤単位体積重量を用い、水位以深は水中単位体積重量を用いる。)

p_w : 水位面からの深さ z_w における静水圧 (tf/m²)

p_{dwi}' : 水位面からの深さ z_w における拡張した動水圧 (tf/m²)

(iii) 準液状化層

準液状化層の主働側土水圧は以下の式により算定する。

p_{AH1i} と p_{AH2i} により土水圧を算定し、設計上の安全側となるものを採用する。

$$p_{AH1i} = K_{Ai} \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w) + p_w + p_{ei} + p_{dwi}' \quad \dots\dots\dots (4.3.23)$$

$$p_{AH2i} = K_{E Ai}' \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w) + p_w \quad \dots\dots\dots (4.3.24)$$

K_{Ai} : i 層の常時土圧係数

$K_{E Ai}'$: i 層の拡張した地震時土圧係数

p_{ei} : i 層底面の土水圧の漸増成分 (tf/m²)

① 液状化の判定により、完全液状化しないが過剰間隙水圧の上昇があると判断された砂層は準液状化層と見なし、上記の土水圧式を用いる。

② 「4.3.1(3)1) 設計用外力」で述べられている液圧方式に従った式が p_{AH1i} であり、土圧方式に従った式が p_{AH2i} である。

上記の2つの式で土水圧を算定し、設計上の安全側となる土水圧を採用する。

(iv) 非液状化層

非液状化層の主働側土水圧は以下の式により算定する。

1. 砂質土

$$p_{AHi} = K_{E Ai} \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w) + p_w \quad \dots\dots\dots (4.3.25)$$

2. 粘性土

「(i) 水位以浅の土層」と同じ土水圧を用いる。ただし、静水圧 (p_w) を考慮する。

2) 受働側 (自由地盤側) の土水圧

(i) 水位以浅の土層

水位以浅の土層の受働側土水圧は、基本的には地震時受働土圧として算出する。ただし、表層の厚さや液状化の程度を考慮することにより受働土圧として考慮しない場合もある。

表層が薄い (地下水位が高い) 場合や水位以深の砂層の液状化の程度が大きい時には、表層の受働側土水圧が抵抗として期待できないことが考えられる。ただしその場合においても、表層はその下の層の受働側土水圧に対する鉛直荷重 (上載荷重) として考慮する。

① 地震時受働土圧を考慮する場合

$$p_{PHi} = K_{E Pi} \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_i) \quad \dots\dots\dots (4.3.26)$$

p_{PHi} : i 層底面の土水圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_{EPi} : i 層の地震時土圧係数

w_l : 受働側地表面に作用する上載荷重 (tf/m²)

② 地震時受働土圧を考慮しない場合

$$p_{PHi} = 0.0 \quad \dots\dots\dots (4.3.27)$$

(ii) 完全液状化層

完全液状化層の受働側土水圧は以下の式により算定する。

$$p_{PHi} = \Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_l + p_w - p_{dwi}' \quad \dots\dots\dots (4.3.28)$$

(iii) 準液状化層

準液状化層の受働側土水圧は以下の式により算定する。

p_{PHi} と p_{PH2i} により土水圧を算定し、設計上の安全側となるものを採用する。

$$p_{PHi} = K_{Pi} \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_l) + p_w + p_{ei} - p_{dwi}' \quad \dots\dots\dots (4.3.29)$$

$$p_{PH2i} = K_{EPi}' \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_l) + p_w \quad \dots\dots\dots (4.3.30)$$

K_{Pi} : i 層の常時土圧係数

K_{EPi}' : i 層の拡張した地震時土圧係数

(iv) 非液状化層

非液状化層の受働側土水圧は以下の式により算定する。

1. 砂質土

$$p_{PHi} = K_{EPi} \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_l) + p_w \quad \dots\dots\dots (4.3.31)$$

2. 粘性土

$$p_{PHi} = \Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_l + 2 \cdot c_i + p_w \quad \dots\dots\dots (4.3.32)$$

(6) 内部安定用外力の算定

改良体の内部安定の検討用外力を算定する。外力は、周辺地盤から改良体に作用する土圧および水圧、改良地盤の慣性力等である。

1) 主働側（盛土側）の土水圧

(i) 水位以浅の土層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

(ii) 完全液状化層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

(iii) 準液状化層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

(iv) 非液状化層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

2) 受働側（自由地盤側）の土水圧

(i) 水位以浅の土層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

(ii) 完全液状化層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

(iii) 準液状化層

準液状化層の受働側土水圧合力と改良体底面のせん断抵抗力の発揮割合 f を未知数（発揮割合は同じとする）として、主働側土水圧および改良体の慣性力との水平方向の力の釣合いにより、受働側準液状化層の土水圧合力を以下により求める。

$$P_{PH2}' = f \cdot P_{PH2} \dots\dots\dots (4.3.33)$$

f : 抵抗力の発揮割合

$$f = \frac{H + P_{AH} - P_{PH1}}{P_{PH2} + F_R} \dots\dots\dots (4.3.34)$$

P_{PH1} : 水位以浅の土層，完全液状化層および非液状化層の受働側土水圧合力（tf/m）

P_{PH2} : 準液状化層の受働側土水圧合力であり外部安定と同じ土水圧式により求める
（tf/m）

P_{PH2}' : 発揮割合を考慮した準液状化層の受働側土水圧合力（tf/m）

F_R : 改良地盤底面に作用するせん断抵抗力の合力（tf/m）

内部安定用の土水圧は主働・受働の極限土圧ではなく、主働側と受働側が釣り合った状態の土水圧を用いるのがよいと考えられる。従って、主働側の土水圧 (P_{AH}) により生じる反力が、抵抗力の発揮割合を考慮した改良地盤底面のせん断抵抗力 ($f \cdot F_R$) と受働側準液状化層の土水圧 ($f \cdot P_{PH2}$) および液状化層の土水圧 (P_{PH1}) と等しいと考え、準液状化層の土水圧合力を求めている (図4.3.5)。

ここでは、土水圧強度 (tf/m^2) ではなく土水圧合力 (tf/m) を算出していることに注意しなければならない。また、準液状化層の合力の作用位置を求める場合にはその分布形を仮定する必要がある。

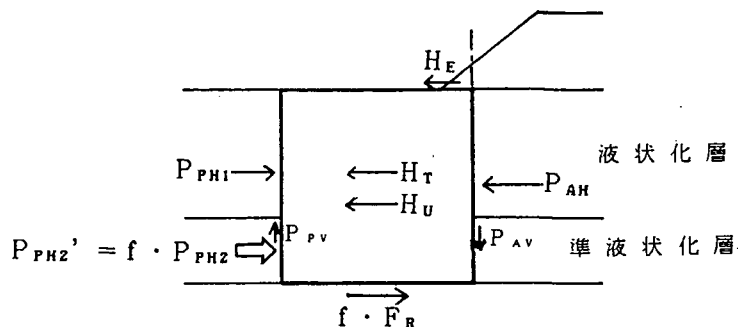


図4.3.5 準液状化時の土水圧分布概念図

(iv) 非液状化層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

(7) 土水圧合力の算定

各深度において求めた土水圧強度の合力と合力の作用位置を求める。

1) 外部安定・内部安定の安定計算を実施するためには、これまでに求めた各深度における土圧強度の合力を主働側・受働側のそれぞれにおいて求めなければならない (ただし、内部安定の検討に用いる受働側準液状化層の土水圧合力は「(6) 1) (iv) 準液状化層」において算定済である)。

2) 動水圧は深度方向には放物線的な分布を示すが、その分布形を直線に近似しても安定計算結果には著しい影響を与えないので、本マニュアルにおいては後者の分布形を採用している。

(8) 安定計算

1) 外部安定の検討

(i) 滑動

改良地盤の滑動の検討は、改良地盤底面に作用するせん断力を求め次式で行う。

$$F_s = \frac{P_{PH} + F_R}{H + H_E + P_{AH}} \quad \dots\dots\dots (4.3.35)$$

滑動の安全率は1.0 以上とする。

改良地盤底面に作用するせん断抵抗力は以下の式で算定する。図4.3.6にせん断抵抗力の概念

図を示す。

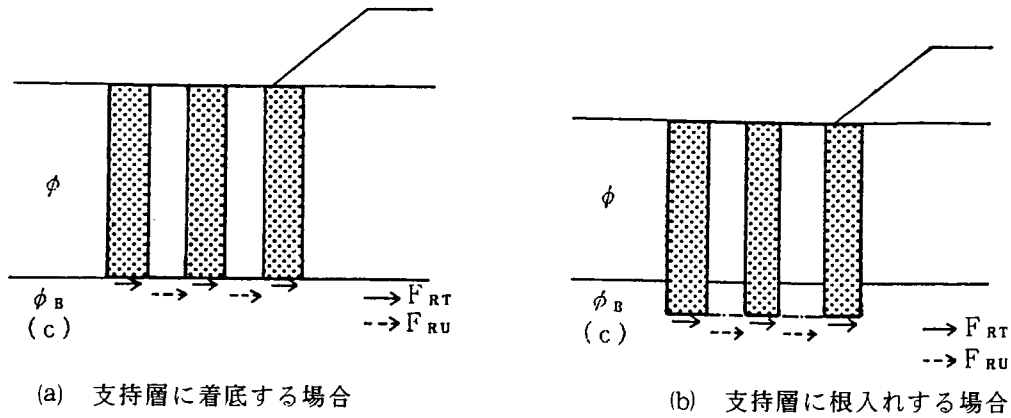


図4.3.6 改良地盤底面のせん断抵抗力概念図

1) 砂層支持層に着底する場合

$$F_{RT} = (a_p \cdot W + W_E + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \phi_B \quad (4.3.36)$$

$$F_{RU} = \min\{(1 - a_p) \cdot W \cdot \tan \phi, (1 - a_p) \cdot W \cdot \tan \phi_B\} \quad (4.3.37)$$

$$F_R = F_{RT} + F_{RU} \quad (4.3.38)$$

ϕ : 支持層上層の砂層の内部摩擦角 ($^{\circ}$)

ϕ_B : 支持層の内部摩擦角 ($^{\circ}$)

さらに、砂層支持層の中に根入れする場合には以下の式により算定する。

$$F_{RT} = (a_p \cdot W + W_E + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \phi_B \quad (4.3.39)$$

$$F_{RU} = (1 - a_p) \cdot W \cdot \tan \phi_B \quad (4.3.40)$$

$$F_R = F_{RT} + F_{RU} \quad (4.3.41)$$

2) 粘土層支持層に着底する場合

$$F_{RT} = a_p \cdot c \cdot B \quad (4.3.42)$$

$$F_{RU} = \min\{(1 - a_p) \cdot W \cdot \tan \phi, (1 - a_p) \cdot c \cdot B\} \quad (4.3.43)$$

$$F_R = F_{RT} + F_{RU} \quad (4.3.44)$$

さらに、粘土層支持層の中に根入れする場合には以下の式により算定する。

$$F_R = c \cdot B \quad (4.3.45)$$

(ii) 転倒

改良地盤の転倒の検討は、改良地盤前趾回りのモーメントから次式で行う。

$$F_s = \frac{M_{R1}}{M_D} \quad (4.3.46)$$

M_{R1} : 抵抗モーメント (格子に挟まれた未改良土の抵抗を考慮する)(tf・m/m)

$$M_{RI} = W \cdot x + W_E \cdot x_E + P_{AV} \cdot B + P_{PH} \cdot y_P \cdots \cdots (4.3.47)$$

M_D : 転倒モーメント (tf・m/m)

$$M_D = H \cdot y + H_E \cdot y_E + P_{AH} \cdot y_A \cdots \cdots (4.3.48)$$

x, x_E : 受働側前面から外力 W, W_E の作用点までの距離 (m)

y, y_A, y_P, y_E : 改良地盤底面から外力 H, P_{AH}, P_{PH}, H_E の作用点までの距離 (m)

転倒の安全率は1.1 以上とする。

格子に挟まれた未改良土は改良体と一体になって挙動すると考え、抵抗モーメントとして未改良土の重量を考慮し、転倒モーメントとして未改良土による慣性力を考慮する。図4.3.7に転倒の検討に用いる外力の概念図を示す。

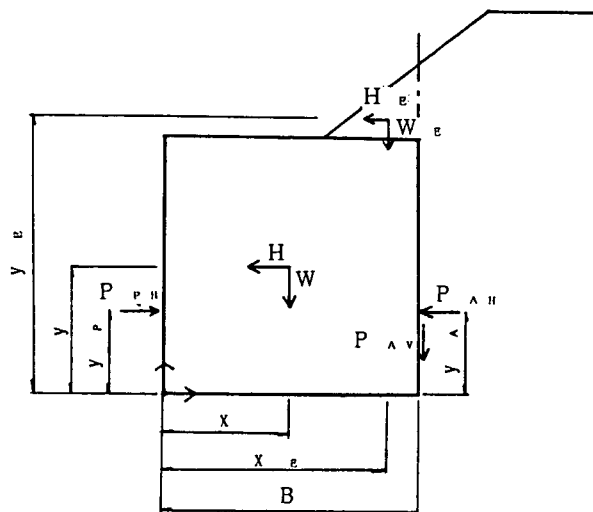


図4.3.7 転倒に関する外力概念図

(ii) 支持力

支持力の検討に用いる改良体の地盤反力は次式で算出される。各種設計基準に従って算定された許容支持力が、改良体の地盤反力よりも小さくならないことを確認する。

なお、検討に用いる外力としては内部安定用に算出した、外力が釣合うものとした場合の土水圧合力を用いる。

1. $e \leq (B/6)$ の時

$$q_1, q_2 = \frac{V_T}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \cdot \frac{1}{a_p} \cdots \cdots (4.3.49)$$

2. $e > (B/6)$ の時

$$q_1 = \frac{2 \cdot V_T}{3 \cdot d} \cdot \frac{1}{a_p}$$

$$q_2 = 0.0 \cdots \cdots (4.3.50)$$

q_1, q_2 : 地盤反力 (tf/m²)

V_T : 改良体に作用する鉛直力 (未改良土の重量は考慮しない) (tf/m)

$$V_T = a_p \cdot W + W_E + P_{AV} - f \cdot P_{PV} \cdots \cdots (4.3.51)$$

d : 合力の作用位置 (m)

$$d = \frac{M_{R2} - M_D}{V_T} \dots\dots\dots (4.3.52)$$

M_{R2} : 抵抗モーメント (格子に挟まれた未改良土の抵抗は無視する) (tf・m/m)

$$M_{R2} = M_{R1} - W_U \cdot x$$

e : 偏心距離 (m)

$$e = (B/2) - d \dots\dots\dots (4.3.53)$$

① 支持力の検討における改良体の破壊形態は外部安定の範ちゅうに入るが、滑動や転倒の安全率を満足している状態では、外力としては受主働土圧による極限平衡状態ではなく、主働側と受働側の外力が釣り合った状態にあると考えられる。従って、本検討における外力は内部安定検討用の外力を用いる。

② 格子に挟まれた未改良土の取扱いには様々な考え方があるが、本マニュアルにおいては、水平方向では未改良土による慣性力は改良体と一体となって作用し、鉛直方向では改良体上面に載る盛土等の荷重は改良体に集中しているの、未改良土には初期応力のみ作用しているという考え方を採っている。図4.3.8(1)に地盤反力の概念図を示す。

③ 改良体の底面形状を考えた地盤反力を算定する場合には、本来は鉛直力とモーメントの釣り合い式を解かなければならない。しかし、本マニュアルにおいては、上記方法よりも設計上安全側の解が得られ、かつ計算も簡略化できるために、改良体の奥行き方向の長さを改良率で平均化して改良体の底面形状を長方形と仮定した地盤反力を求めている (図4.3.8(2))。

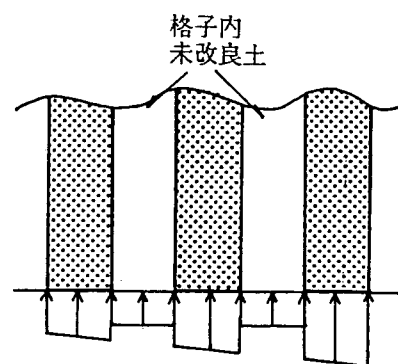


図4.3.8(1) 地盤反力概念図

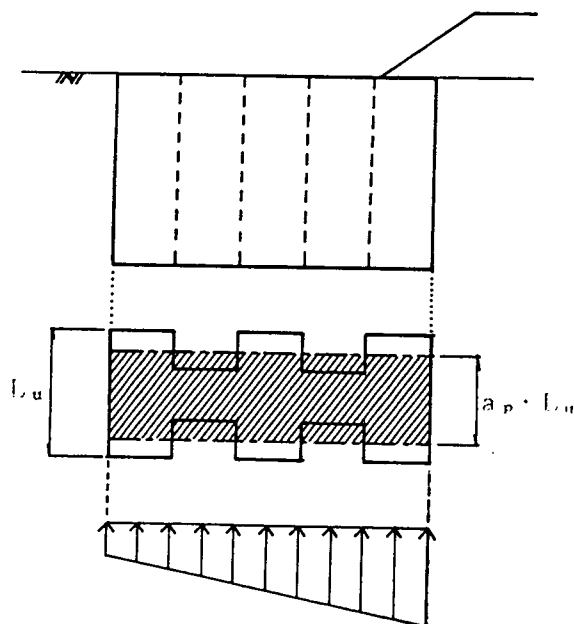


図4.3.8(2) 地盤反力模式図

2) 内部安定の検討

(i) 端趾圧

改良体の端趾圧は「(8) 1) (ii) 支持力」において求めた改良体の地盤反力の最大値となる。端趾圧が設計に用いる一軸圧縮強さ q_{ua} よりも大きくなることを確認する。

改良体の内部に発生する最大圧縮応力は端趾圧の最大値と等しいために、算定した端趾圧は設計に用いる一軸圧縮強さ q_{ua} を越えてはならない。

(ii) 水平せん断

水平せん断は以下に示す2つの破壊モードについて検討する。

改良体に生じる全体の水平せん断応力 τ_1 および各格子壁に生じる水平せん断応力 τ_2 は設計に用いる改良体のせん断強さ τ_a を越えてはならない。

(1) 改良体全体のせん断破壊

$$\tau_1 = \frac{H_{TZ} + P_{AHZ} - P_{PHZ}}{a_p \cdot B} \dots\dots\dots (4.3.54)$$

τ_1 : 改良体の平均せん断応力 (tf/m²)

H_{TZ} : 検討するせん断面上部の改良体に作用する慣性力 (tf/m)

P_{AHZ} : 検討するせん断面上部の改良体に作用する主動側土水圧合力 (tf/m)

P_{PHZ} : 検討するせん断面上部の改良体に作用する受働側土水圧合力 (tf/m)

(2) 格子改良壁の抜け出し破壊

$$\tau_2 = \frac{H_{TZ} \cdot l + P_{AHZ} \cdot l - P_{PHZ}' \cdot l}{b \cdot l + 2 \cdot b \cdot z} \dots\dots\dots (4.3.55)$$

τ_2 : 格子改良壁のせん断応力 (tf/m²)

z : 水平せん断の検討の深さ (m)

b : 格子改良壁の厚さ (m)

l : 対象とする格子の延長方向の長さ (m)

P_{PHZ}' : 格子内部地盤の土圧合力 (tf/m)

$$P_{PHZ}' = K_0 \cdot \gamma_i \cdot z_i \dots\dots\dots (4.3.56)$$

- ① 改良体全体のせん断破壊は図4.3.9に示すような破壊モードであるために、改良体に働くせん断応力を求め、これが設計に用いるせん断強さ τ_a を越えないことを確認する。なお、検討にあたっては、格子内部の液状化の可能性のある未改良土のせん断抵抗については無視する。
- ② 図4.3.10に示すように盛土側の格子改良壁は盛土側から大きな側圧合力を受ける。一方、格子内部の未改良地盤は液状化しないと考えた方が抵抗が小さいので、格子内部は K_0 土圧が作用すると考える。この状態で、盛土側と格子内部との土圧差に改良壁が耐えられず、格子改良壁の抜け出しによる破壊モードが生ずるかどうかを判定する。

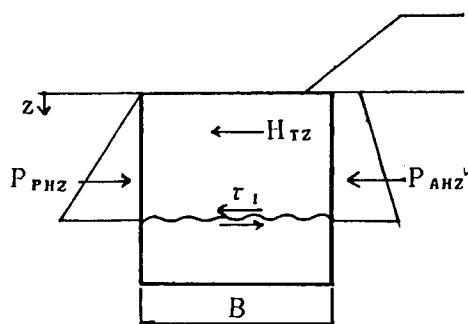


図 4.3.9 改良体全体のせん断強さ

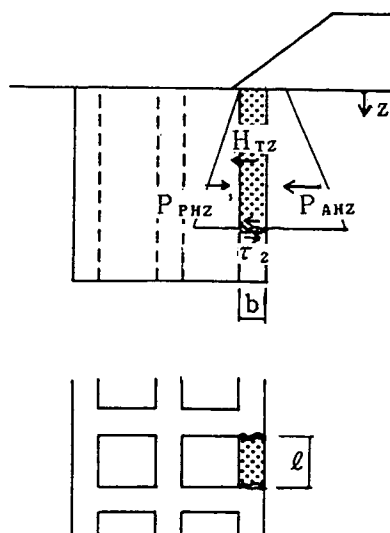


図 4.3.10 格子改良壁の抜け出し破壊

(iii) 鉛直せん断

改良体に生じる鉛直せん断応力 τ_v は設計に用いる改良体のせん断強さ τ_a を越えてはならない。

$$\tau_v = \frac{(P_1 - W_1) \cdot a_p \cdot L_U}{D \cdot L_T} \dots\dots\dots (4.3.57)$$

τ_v : 鉛直せん断強さ (tf/m²)

P_1 : 改良地盤前趾より、鉛直せん断を検討する地点までの地盤反力の合力 (tf/m)
(詳細は計算例を参照されたい)

W_1 : 改良地盤前趾より、鉛直せん断を検討する地点までの改良体の全重量 (tf/m)

D : 改良深さ (m)

L_U : 改良地盤の鉛直方向の1ユニットの長さ(m)

L_T : 1ユニットに占める延長方向の改良体の長さ (m)

改良体には慣性力と共に、盛土側・自由地盤側共に土水圧が働くが、盛土側から大きな土水圧が働くために、結果として偏った地盤反力が生じる。鉛直せん断は、この地盤反力によって改良体に生じるせん断強さの検討を行うものである(図4.3.11)。

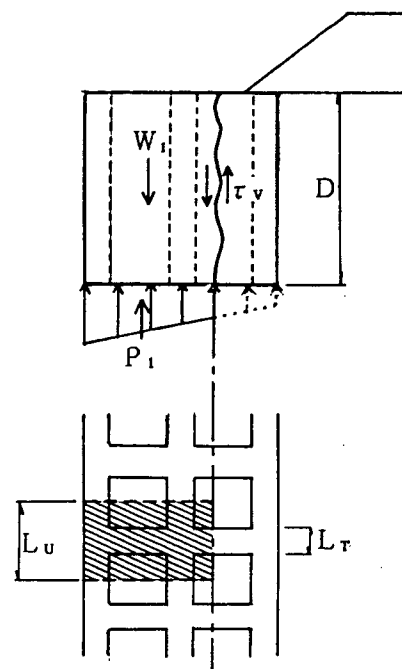


図 4.3.11 鉛直せん断の検討モード

3) 全体系の安定の検討

全体系の安定の検討として、円弧すべりの検討を行う。

$$F_s = \frac{R \cdot \Sigma \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\Sigma (W \cdot R \cdot \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot r)} \quad \dots\dots\dots (4.3.58)$$

- c, ϕ : 土の粘着力, せん断抵抗角
- W : 分割細片の全重量 (tf/m)
- u : 常時間隙水圧及び地震時過剰間隙水圧 (tf/m²)
- k_h : 設計水平震度
- R : すべり円の半径 (m)
- l : 細片の底面の長さ (m)
- b : 細片の底面の幅 (m)
- r : 細片の重心から滑り円の中心までの高さ (m)
- α : 分割細片底辺の傾度 (°)

安全率は1.0 以上とする。

- ① 図4.3.12に円弧すべりの概念図を示す。安定計算においては慣性力と間隙水圧の両方を考慮しているので、全体系の安定においても同様の観点に立った検討を行うものとする。

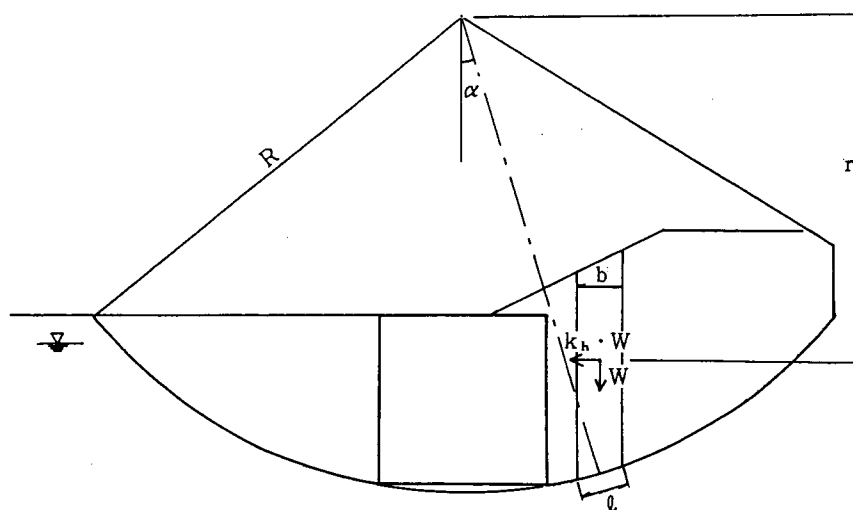


図4.3.12 円弧すべり概念図

(9) 対策工の評価

対策工の評価は、安定計算により算定された値が、基準安定率や許容値を満足するか否かにより行う。

ここでは、外部安定、内部安定および全体系の安定の中の各検討項目の計算結果が、基準安全率や許容値を満足するか否かで対策効果の評価を行う。

なお、対策工の評価として、さらに盛土の変形・沈下量などが規制される場合には、別途検討を行わなければならない。

参 考 文 献

- 9) 川崎他：セメント系改良土の工学的特性に関する研究，竹中技術研究所報告，No.1，pp.144～165，1978.
- 10) H. M. Westergaard："Water Pressure on Dams During Earthquakes"，Trans of A.S.C.E.，Vol.98，1933.
- 11) 土田：地震により流動化した砂層が液体におよぼす圧力，土と基礎，Vol.16，No.5，1968.
- 12) 古賀他：深層混合処理工法による砂地盤液状化対策に関する模型振動実験（その2）－格子改良地盤の液状化抑制効果について－，第23回土質工学研究発表会，pp.1019～1020，1988.

4.3.3 固化工法による掘割構造物安定化対策

(1) 基本方針

1. 掘割構造物に対して液状化対策として固化工法を用いる場合には、掘割構造物の安定性が確保できる改良方式、改良形状を設計手順に従い検討する。
2. 改良方式は次のような方式が考えられる。掘割構造物の両脇に改良地盤を設ける方式（両脇改良方式）。掘割構造物の両脇および直下に改良地盤を設ける方式（両脇直下改良方式）。
3. 改良形式としてはブロック状あるいは格子状とする。

1) 固化工法により改良された地盤に、最も厳しい液状化時の外力を作用させ、その時に改良体改良地盤が安定であることを確認する。

2) 掘割構造物の横断方向の改良地盤の改良形式には図4.3.13に示すような2つの方式がある。両脇改良方式は掘割構造物の両側に改良地盤を設け、液状化した土砂の流動による掘割構造物の浮上りや回転などの変位を防止するものである。この方式では、掘割構造物の下方地盤が液状化した場合、間隙水圧の逸散に伴う圧密による掘割構造物の圧密沈下が生じる可能性がある。本マニュアルでは、両脇改良方式による改良地盤の設計について取り扱う。

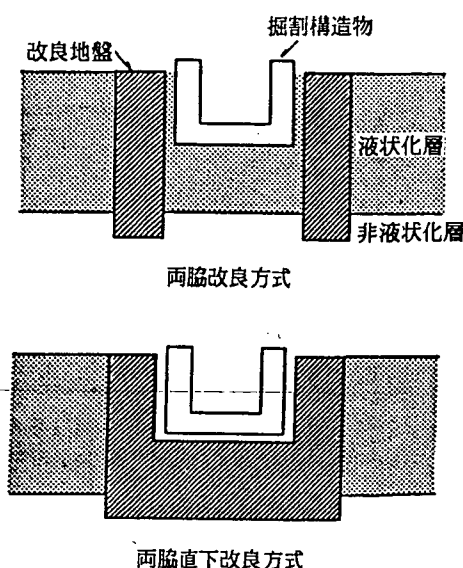


図4.3.13 横断方向の改良方式

3) 掘割構造物の横断面は左右対称なのが普通であり、地盤は水平な地形にあることが多いので、改良地盤も掘割構造物に関して左右対称に配置されるのが大部分の場合である。したがって、横断方向の改良地盤の安定性の検討は左右のどちらか片側に対して行えばよい。地盤が傾斜している場合のように、左右対称の条件が成立し難い場合は、左右の改良地盤それぞれについて検討しなければならない。

両脇直下改良方式は掘割構造物の両側および下方を改良する方式である。この方式では、改良地盤の周辺地盤が液状化しても掘割構造物には全く影響が及ばないので、液状化現象による掘割構造物の変位あるいは変形などはほとんど無い。

4) 本工法では、掘割構造物の下方地盤と自由地盤側の間に遮水性を持たせることが必要である。また改良地盤全体が一体挙動することが設計の考え方になっている。そのために、打設する改良杭は互いにラップさせ一体として改良しなければならない。また、格子間隔の検討を行うことにより、経済性を考慮した格子状改良とすることもできる。

しかし、改良幅を出来るだけ小さくすることが設計上好ましいことが多いため、格子状改良とすることはあまりなく、全面改良になることが多いと考えられるので、本マニュアルでは、全面改良を主な対象として記述している。

(2) 設計手順

設計にあたっては、改良地盤の外部安定および改良体の内部安定を検討し、計算値が許容値を満足することを確認する。

外部安定は周辺地盤の変形・破壊により改良地盤および掘割構造物の安定性が失われることに関する検討である。内部安定は、改良体自身の変形・破壊により改良地盤の安定性が失われることに関する検討である。設計計算は、外部安定および内部安定の検討を行う。図4.3.14に設計の手順を示す。

検討に際しては、ある検討段階で許容値が満足されなければ、新たに改良地盤・改良体の諸元を仮定し直して検討を行うことになる。

(3) 改良範囲の設定

安定計算を行う場合、改良地盤の改良幅と改良深さを適切に設定しなければならない。

改良深さについては、施工性との兼ね合いによるが、出来るだけ液状化層下部の非液状化層まで根入れするものとする。

改良幅については、安定計算により最適幅を求めるのが、最初の仮

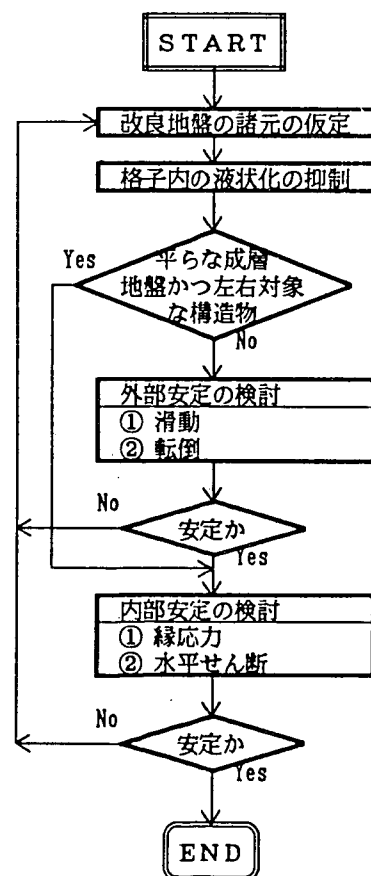


図4.3.14 掘割構造物の液状化フロー

定としては、改良深さの1/4 程度の寸法に設定するのが適当であると考えられる。

(4) 改良地盤に作用する外力

1) 常時の外力

改良地盤に作用する常時の外力を計算する。

改良地盤に作用する常時の外力は、改良地盤および掘割構造物の施工方法とも関係している。ここでは両脇改良方式で改良地盤を施工する場合について改良地盤に作用する常時の設計外力の計算方法を示す(図4.3.15)。

自由地盤からの土圧は K_0 土圧と仮定する。静水圧は改良地盤の左右で同一とする。掘割構造物下方地盤による土圧係数を一定値 K_0' と仮定する。

掘割構造物と改良地盤の間の接触力(間を砂等で埋め戻してあってもよい)を、掘割構造物の高さの1/2 の位置に作用する集中力 P_{NU} で表せると仮定する。以上の条件で、 K_0 の値を設定し、改良地盤の左右の力の釣合いおよび改良地盤底面を中心として回転モーメントの釣合いより、 P_{NU} および K_0' の値が計算される。

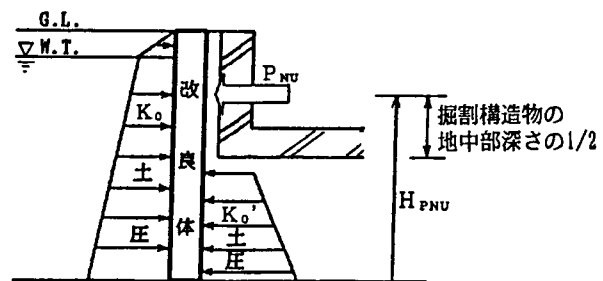


図4.3.15 常時の外力

2) 地震時の外力

改良地盤に作用する地震時の外力として、掘割構造物および改良地盤に作用する慣性力、主働側および受働側の土水圧を算定する。また、土水圧は土層の状況により、水位以浅の土層、完全液状化層、準液状化層、非液状化層に区別して算定する。

改良地盤に作用する地震時の外力には以下に示すものがある。図

4.3.16に概念図を示す。

W : 改良地盤の有効重量[$W = W_T + W_U$]

W_T : 改良体の有効重量[$= a_p \cdot W$]

a_p : 改良率

W_U : 格子内部の未改良土の有効重量[$= (1 - a_p) \cdot W$]

H_T : 改良体に作用する慣性力

H_U : 格子内部の未改良土に作用する慣性力

H : 改良地盤の慣性力($= H_T + H_U$)

P_A : 改良地盤の主働側に作用する土水圧合力

P_{AH} : 改良地盤の主働側に作用する土水圧合力の水平成分

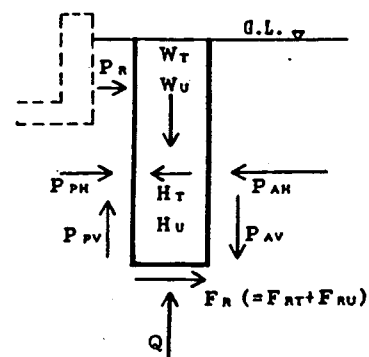


図4.3.16 地震時の外力

P_{AV} : 改良地盤の主働側に作用する土水圧合力の鉛直成分 $P_{AV} = P_{AH} \cdot \tan \delta$

P_P : 改良地盤の受働側に作用する土水圧合力 (P_R を含む)

P_{PH} : 改良地盤の受働側に作用する土水圧合力の水平成分

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 $P_{PV} = P_{PH} \cdot \tan \delta$

Q : 改良地盤底面に作用する地盤反力

F_{RT} : 改良地盤底面に作用するせん断抵抗力

F_{RU} : 改良地盤に挟まれた未改良地盤底面に作用するせん断抵抗力

F_R : 改良地盤底面に作用するせん断抵抗力の合力 [= $F_{RT} + F_{RU}$]

P_R : 掘割構造物からの側面反力

(5) 外部安定用外力の算定

改良地盤の外部安定の検討用外力を算定する。外力は、周辺地盤から改良地盤に作用する土水圧、改良地盤の慣性力、掘割構造物からの反力等である。

① 両脇改良方式改良地盤の安定性の検討をする場合の変形モデルを図 4.3.17 に示す。同図は左側に変位した状態を示しているが、外部安定はこの状態での左側改良地盤が最も厳しい安定状態にあることが解っている（報告書（その 5），4.6.2）。従って、外部安定の検討用外力は、同図の左側改良地盤の変位状態に対応したものと設定するのがよい。

② 水平な成層地盤の場合、掘割構造物底面の鉛直有効応力は同一深度の自由地盤の有効土被圧より小さい事が多い。そのため掘割構造物の両脇の改良地盤は、常時において、自由地盤側から掘割構造物側に押されており、したがって地震時に改良地盤が自由地盤側に転倒する破壊モードは生じにくいと判断され、水平成層地盤においては、外部安定の検討は省略してもよい。

③ 「主働側」とは、安定性の検討のさい駆動力の作用する側を意味する。「受働側」とは、安定性の検討のさい、抵抗力の作用する側を意味する。

④ 主働側の掘割構造物からの反力には、常時での反力をそのまま利用する。実験によれば

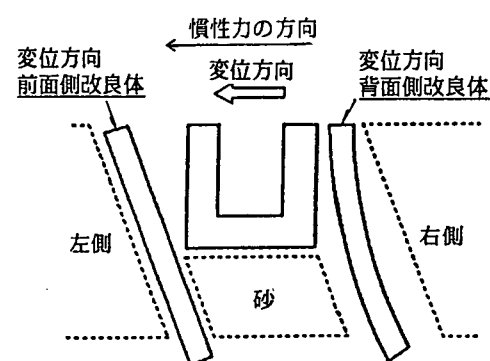


図 4.3.17 安定性の検討用変形モデル

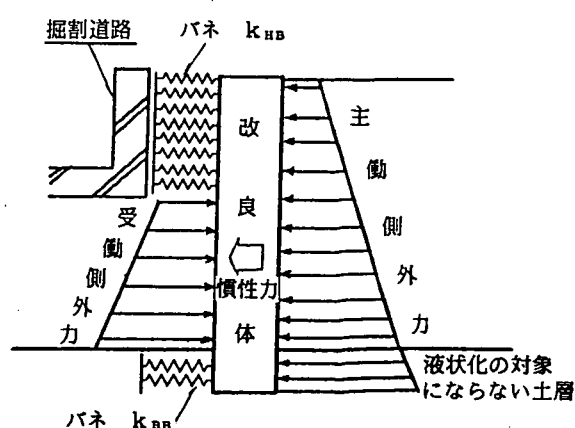


図 4.3.18 内部安定用バネモデル

(報告書(その5) 4.5.1), 図4.3.18に示された状態では改良地盤と掘割構造物との間の圧縮力は, 加振前の状態より小さくなることが解っている。しかし, ここでは安全側を採り常時の反力が駆動力として作用し続けると仮定する。

1) 主働側の土水圧

(i) 水位以浅の土層

水位以浅の土層の主働側土水圧は以下の式により算定する。

1. 砂質土

$$p_{AHi} = K_{EAi}' \{ \Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_i \} \dots\dots\dots (4.3.59)$$

γ_i : i 層の土の単位体積重量 (tf/m³) (水位以浅は湿潤単位体積重量を用い, 水位以深は水中単位体積重量を用いる。)

h_i : i 層の土層の厚さ (m)

w_i : 上載荷重 (tf/m²)

p_{AHi} : i 層底面における土水圧強度の水平成分 (tf/m²)

2. 粘性土

$$p_{AHi} = \frac{(\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w) \cdot \sin(\zeta_i + \theta)}{\cos \theta \cdot \sin \zeta_i} - \frac{c_i}{\cos \zeta_i \cdot \sin \zeta_i} \dots\dots\dots (4.3.60)$$

$$\zeta_i = \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{\Sigma \gamma_i \cdot h_i + 2 \cdot w_i}{2 \cdot c_i} \cdot \tan \theta} \dots\dots\dots (4.3.61)$$

ただし, $\zeta_i < 0$ の場合は以下の式を用いる。

$$p_{AHi} = \Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_i - 2 \cdot c_i \dots\dots\dots (4.3.62)$$

① 水位以浅は過剰間隙水圧の上昇を考慮しない土圧係数を用いて土水圧を求める。

(ii) 完全液状化層

完全液状化層の主働側土水圧は以下の式により算定する。

$$p_{AHi} = \Sigma \gamma_i \cdot h_i + p_w + p_{dwi}' + w_i \dots\dots\dots (4.3.63)$$

p_w : 水位面からの深さ z_w における静水圧 (tf/m²)

p_{dwi}' : 水位面からの深さ z_w における拡張した動水圧 (tf/m²)

各種設計基準に準拠した液状化の判定により完全液状化すると判定される層については上記の土水圧を用いる。

(iii) 準液状化層

準液状化層の主働側土水圧は以下の式により算定する。

p_{AH1i} と p_{AH2i} により土水圧を算定し設計上の安全側となるものを採用する。

$$p_{AH1i} = K_{Ai} \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_i) + p_w + p_{ei} + p_{dwi}'$$

$$p_{AH2i} = K_{E Ai}' \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_i) + p_w$$

K_{Ai} : i 層の常時土圧係数

$K_{E Ai}'$: i 層の拡張した地震時土圧係数

p_{ei} : i 層底面の土圧の漸増成分 (tf/m²)

① 液状化の判定により、完全液状化しないが過剰間隙水圧の上昇があると判断された砂層は準液状化層と見なし、上記の土水圧式を用いる。

② 「4.3.1(3)1) 設計用外力」で述べられている液圧方式に従った式が p_{AH1i} であり、土圧方式に従った式が p_{AH2i} である。

上記の2つの式で土水圧を算定し、設計上の安全側となる土水圧を採用する。

(iv) 非液状化層

非液状化層の主働側土水圧は以下の式により算定する。

1. 砂質土

$$p_{AH1i} = K_{E Ai} \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_i) + p_w \quad \dots\dots\dots (4.3.66)$$

2. 粘性土

「(i) 水位以浅の土質」と同じ土水圧を用いる。ただし、静水圧 (p_w) を考慮する。

2) 受働側の土水圧

(i) 水位以浅の土層

水位以浅の土層の受働側土水圧は、基本的には地震時受働土圧として算出する。ただし、土層の厚さや液状化の程度を考慮することにより受働側土圧として考慮しない場合もある。

表層が薄い(地下水位が高い)場合や水位以深の砂層の液状化の程度が大きい時には、表層の受働側土水圧が抵抗として期待できないことが考えられる。ただしその場合においても、表層はその下の層の受働側土水圧に対する鉛直荷重としては考慮する。

① 地震時受働土圧として考える場合

$$p_{PHi} = K_{E Pi} \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_i) \quad \dots\dots\dots (4.3.67)$$

γ_i : i 層の土の単位体積重量 (tf/m³) [水位以浅は湿潤単位体積重量を用い、水位以

深は水中単位体積重量を用いる。]

p_{PHi} : i 層の底面の土水圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_{EPi} : i 層の地震時土圧係数

② 鉛直荷重として考える場合

$$p_{PEi} = 0.0 \quad \dots\dots\dots (4.3.68)$$

(ii) 完全液状化層

完全液状化層の受働側土水圧は以下の式により算定する。

$$p_{PHi} = \Sigma \gamma_i \cdot h_i + p_w - p_{dwi}' + w_i \quad \dots\dots\dots (4.3.69)$$

(iii) 準液状化層

準液状化層の受働側土水圧は以下の式により算定する。

p_{PHi} と p_{PH2i} により土水圧を算定し設計上の安全側となるものを採用する。

$$p_{PHi} = K_{Pi} \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_i) + p_w + p_{ei} - p_{dwi}' \quad \dots\dots\dots (4.3.70)$$

$$p_{PH2i} = K_{EPi}' \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_i) + p_w \quad \dots\dots\dots (4.3.71)$$

K_{Pi} : i 層の常時土圧係数

K_{EPi}' : i 層の拡張した地震時土圧係数

(iv) 非液状化層

非液状化層の受働側の土水圧は以下の式により算定する。

1. 砂質土

$$p_{PHi} = K_{EPi} \cdot (\Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_i) + p_w \quad \dots\dots\dots (4.3.72)$$

2. 粘性土

$$p_{PHi} = \Sigma \gamma_i \cdot h_i + w_i + 2 \cdot c_i + p_w \quad \dots\dots\dots (4.3.73)$$

(6) 内部安定用外力の算定

改良地盤の内部安定の検討用外力を算定する。外力は、周辺地盤から改良地盤に作用する土圧および水圧、改良地盤の慣性力および掘削構造物からの反力等である。

- ① 両脇改良方式の内部安定の検討をする場合の変形モデルは図4.3.18に示すものである。内部安定は同図での右側改良地盤が最も厳しい安定状況にあることがわかっている（報告書（その5）4.6.2）。従って、内部安定の検討用外力は同図の右側改良地盤の変形状態に対応したものとして設計

するのがよい。

- ② 水平な成層地盤の場合、掘削構造物の横断方向に左右対称の条件が成り立つので、改良地盤の安定の検討は外部安定を省略し、内部安定のみでよいことが多い。

1) 主働側の土水圧

(i) 水位以浅の土層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

(ii) 完全液状化層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

(iii) 準液状化層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

(iv) 非液状化層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

2) 受働側の土水圧

(i) 完全液状化層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

(ii) 準液状化層

外部安定と同じ土水圧を用いる。

(iii) 非液状化層

バネモデルを用いて求めた反力を土水圧とする。外部安定の非液状化層の土水圧設定値をその値の限界値とする。

バネ定数の設定については次項の解説を参考にする。

(iv) 掘割構造物からの側面反力

バネモデルを用いて求めた反力を側面反力とする。

- ① 地盤のバネ定数の設定は、(道示V, 3.3.2)を参考にする。掘割構造物からの側面反力用のバネ定数は、掘割構造物が鉄筋コンクリート製であり、改良地盤と掘割構造物の間は液化化しない良質の材料で埋め戻されるので、非液化化土層のバネ定数よりもはるかに硬いバネ定数になることが予想される。具体的な設定については、設計例を参考にされたい。

(7) 土水圧合力の算定

各深度において求めた土水圧強度の合力とモーメントの合力を求める。

- ① 外部安定・内部安定の安定計算を実施するためには、これまでに求めた各深度における土圧強度の合力を主働側・受働側のそれぞれにおいて求めなければならない。
- ② 動水圧は深度方向には放物線的な分布を示すが、その分布形を直線に近似しても安定計算結果には著しい影響を与えないので、本マニュアルにおいては後者の分布形を採用している。

(8) 安定計算

1) 外部安定の検討

(i) 滑 動

改良地盤の滑動の検討は改良地盤底面に作用するせん断を求め次式で行う。

$$F_s = \frac{P_{PH} + F_R}{H + P_{AH} + P_{NU}} \dots\dots\dots (4.3.74)$$

滑動の安全率は1.0 以上とする。

- ① 水平な成層地形に設けられる左右対称な形状の掘割構造物に両脇改良方式の地盤改良を行う場合は、滑動の検討は省略してもよい。
- ② 改良地盤底面に作用するせん断抵抗力は以下の式で算定する。図4.6.19にせん断抵抗力の概念図を示す。

1) 砂層支持層に着底する場合

砂層支持層に改良地盤をあまり根入れしない着底の場合は、次式により滑動の安全率を計算する。

$$F_{RT} = (\alpha_p \cdot W + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \phi_B \dots\dots\dots (4.3.75)$$

$$F_{RU} = \min\{(1 - \alpha_p) \cdot W \cdot \tan \phi, (1 - \alpha_p) \cdot W \cdot \tan \phi_B\} \dots\dots\dots (4.3.76)$$

$$F_R = F_{RT} + F_{RU} \dots\dots\dots (4.3.77)$$

ϕ : 支持層上層の砂層の内部摩擦角 (°)

ϕ_B : 支持層の内部摩擦角 (°)

砂層支持層の中に根入れする場合には以下の式により算定する。

$$F_{RT} = (a_p \cdot W + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \phi_B \quad \dots\dots\dots (4.3.78)$$

$$F_{RU} = (1 - a_p) \cdot W \cdot \tan \phi_B \quad \dots\dots\dots (4.3.79)$$

$$F_R = F_{RT} + F_{RU} \quad \dots\dots\dots (4.3.80)$$

2) 粘土層に着底する場合

粘土層支持層に改良地盤をあまり根入れしないばあいは次式により滑動の安全率を計算する。

$$F_{RT} = a_p \cdot c \cdot B \quad \dots\dots\dots (4.3.81)$$

$$F_{RU} = \min\{(1 - a_p) \cdot W \cdot \tan \phi, (1 - a_p) \cdot c \cdot B\} \quad \dots\dots\dots (4.3.82)$$

$$F_R = F_{RT} + F_{RU} \quad \dots\dots\dots (4.3.83)$$

粘土層支持層の中に根入れする場合には以下の式により算定する。

$$F_R = c \cdot B \quad \dots\dots\dots (4.3.84)$$

- ③ 左右の改良地盤とその間に挟まれた掘割構造物が一体として滑動することが考えられる場合には、以下の式により全体の滑動の検討を行う。詳細は計算例を参照されたい。

$$F_s = \frac{P_{PH} + F_R}{H + P_{AH}}$$

H : 左右の改良地盤および改良地盤に挟まれた掘割構造物と地盤の慣性力の合力 (tf/m)

(ii) 転倒

改良地盤の転倒の検討は、改良地盤前趾回りのモーメントから次式で行う。

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} \quad \dots\dots\dots (4.3.85)$$

M_R : 抵抗モーメント (tf・m/m)

$$M_R = W \cdot x + P_{AV} \cdot B + P_{PH} \cdot y_P \quad \dots\dots\dots (4.3.86)$$

M_D : 転倒モーメント (tf・m/m)

$$M_D = H \cdot y + P_{AH} \cdot y_A + P_{NU} \cdot y_{PNU} \quad \dots\dots\dots (4.3.87)$$

x : 受働側前面から外力 W の作用点までの距離 (m)

y, y_A, y_{PNU} : 改良地盤底面から外力 H, P_{AH}, P_{NU} の作用点までの距離 (m)

転倒の安全率は1.1 以上とする。

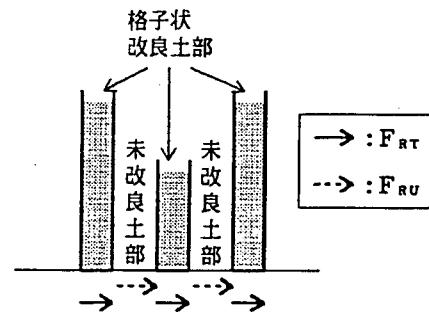
水平な成層地盤に設けられる左右対称な形状の掘割構造物に両脇改良方式の地盤改良を行う場合は、転倒の検討は省略してもよい。

2) 内部安定の検討

(i) 水平せん断および縁応力

改良地盤の内部応力の検討は梁モデルを用いて、梁の断面力としてのせん断応力、縁応力を算定する。せん断応力は改良体のせん断強さを、縁応力は改良体の圧縮強さおよび引張り強さを越えてはならない。

図4.3.18に示した改良地盤と外力に基づいて、改良体はその水平断面の寸法・形状に応じた断面性能をもつ梁モデルあるいはFEMモデルとし、それに内部安定の検討用の外力とバネを付加して断面応力およびバネ反力を求める(図4.3.19)。バネ反力の限界値を満たす状態で得られた梁の断面応力を用いてせん断力および縁応力に関して、内部安定の検討をする。



(9) 対策工の評価

図4.3.19 改良体底面のせん断抵抗

対策工の評価は、安定計算により算定された値が、基準安全率や許容値を満足するか否かにより行う。

ここでは、外部安定および内部安定の各検討項目の計算結果が、基準安全や許容値を満足するか否かで対策効果の評価を行う。

4.4 排水補強杭工法

4.4.1 排水補強杭工法一般

(1) 用語の定義

排水補強杭工法の設計に用いる用語の意味は、次のとおりとする。

- ① 排水補強杭：細長比が大きく材料自身の曲げ剛性は大きくない棒状補強材を芯材として持ち、その芯材の周辺に碎石等の排水材を充填した小口径杭を指す。
- ② 補強率：補強土がせん断変形するときに排水補強杭の内、芯材の棒状補強材部の引張に伴う平均拘束応力の増加を算定するための引張剛性の面積平均を表す指標である。
- ③ 定着係数：補強材と土との間の摩擦拘束度合に関するパラメータで、せん断ひずみと補強材の伸びひずみとの関係を表す。
- ④ 有効せん断強度比：排水補強杭工法による耐震地盤改良効果の内、補強効果を評価する場合に

用い、補強効果を補強材を打設することによって平均有効主応力が増加すると考えることによる見掛けのせん断強度比を言う。

排水補強材の改良効果は、芯材の引張剛性による変形拘束効果及びそのための芯材と周辺土との摩擦を確保するための芯材周辺排水材の排水効果とから成る。この内、補強土がせん断変形をしたときに芯材に生ずる引張力が補強土の変形を拘束する役割を果たすが、その拘束応力の増分を算定するために、補強材の引張剛性の面積平均を表す指標として改良率が導入され、 $n \cdot E_r A_r / A_s$ (kgf/cm^2) で表される（その 1 : 6.3）。

ここに、 n : 補強材の本数

E_r : 補強材の弾性係数

A_r : 補強材の断面積（1本当り）

A_s : 補強領域の砂の断面積

上の改良率は、補強土が単純せん断変形をし、かつ、芯材と周辺土との間の定着が十分であったときに導かれたものである。実際には、補強土がせん断変形をする場合には、芯材と周辺土の間にもせん断力が生ずるが、これは、両者の間の摩擦抵抗を越えることはできないために、せん断変形が進行すると両者の間の定着は十分でなくなる。この特性を表すために定着係数の概念が導入されている（その 1 : 6.3）。

水平地盤の動的強度比は、通常せん断強度 τ_d と上載圧 σ_v' 又は平均有効主応力 σ_m' の比として通常表される。排水補強材においては、せん断に伴い、補強材の引張力によって土への拘束応力が増加すると考えているため、土と同様に定義したせん断強度比は無補強の場合よりも増加すると考えられ、これを有効せん断強度比と表す。

(2) 設計用定数

排水補強杭工法の設計にあたっては、構造物の諸元（形状寸法、単位体積重量等）のほか、原地盤の土質定数、排水補強杭による改良効果が設計用定数として必要となる。

排水補強杭工法は補強効果と排水効果の両機能による改良効果を期待する工法であり、排水補強杭工法の設計に当たっては両機能それぞれについて設計用定数を設定する。

1) 補強効果のための設計定数

排水補強杭の補強効果に関する設計用定数は以下の通りである。

① 改良率 : $n \cdot E_r A_r / A_s$

② 定着係数 : α

③ 有効せん断強度比 : $\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'} \right)_e$

① 改良率 $n \cdot E_r A_r / A_s$ および有効せん断強度比 $\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'} \right)_e$

排水補強工法による耐震地盤改良効果の内、補強効果については、棒状補強材による静的な補強効果を基に、平均有効主応力が増加すると考えて表すことが可能であると考ええる。

この平均有効主応力の増加は、補強土の水平せん断に伴い、補強材に引張力が生じ鉛直応力が増加することにより生ずると考えられる。

この鉛直応力の増加は、補強材の定着が十分であれば、改良率 $n \cdot E_r A_r / A_s$ とせん断ひずみ γ により定まるものと考えられる（その 1 : 6.3）。

ここに、 n : 補強材の本数

E_r : 補強材の弾性係数

A_r : 補強材の断面積（1 本当り）

A_s : 補強領域の砂の断面積

すなわち、改良地盤の動的せん断強度 $(\tau_d)_e$ = 原地盤の動的せん断強度 $(\tau_d)_o \times \frac{\sigma_{mc}' + \Delta\sigma_{mc}'}{\sigma_{mc}'}$ と考える。せん断強度比で表すと

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'} \right)_e = \left(\frac{\tau_{do}}{\sigma_{vc}'} \right) \times \frac{\sigma_{mc}' + \Delta\sigma_{mc}'}{\sigma_{mc}'} \dots\dots\dots (4.4.1)$$

ここに、

$$\sigma_{mc}' = \frac{1 + 2K_o}{3} \cdot \sigma_{vc}'$$

σ_{vc}' : 初期有効鉛直応力

(4.4.1) 式において、 $(\sigma_{mc}' + \Delta\sigma_{mc}') / \sigma_{mc}'$ を強度増加率と呼ぶ。

平均有効主応力の増加 $\Delta\sigma_{mc}'$ は、以下の i) , ii) に示すように補強杭を打設することによってせん断時には有効鉛直応力のみが増加すると考える方法と有効鉛直応力の増加と同時に K_o 状態を保つように有効水平応力も増加すると考える 2 通りの仮定がある（その 4 : 5.2）。

i) 補強杭を打設することによってせん断時には鉛直応力のみが増加すると仮定する場合

この場合の、平均有効主応力の増加 $\Delta\sigma_m'$ は次式で表される（その 3 : 5.2）。

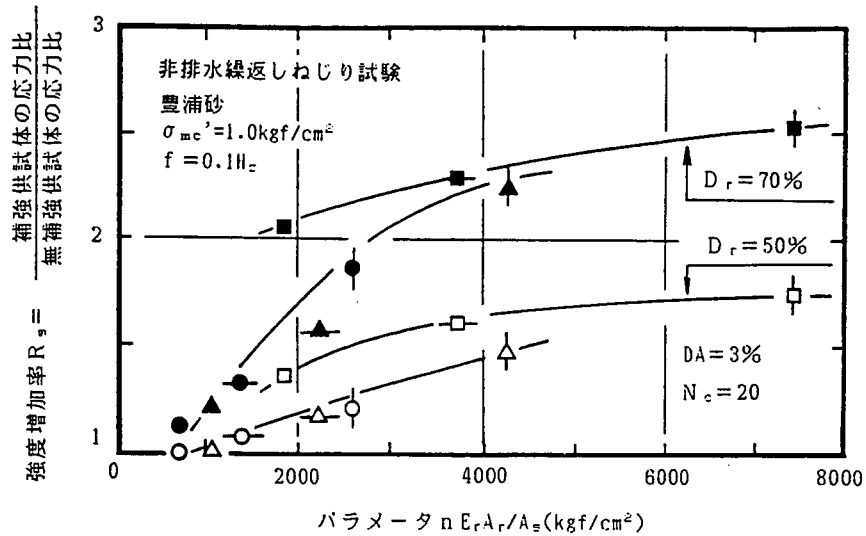
$$\Delta\sigma_m' = \frac{\Delta\sigma_v'}{3} = \frac{1}{3} \alpha \cdot \frac{n E_r A_r}{A_s} \cdot \frac{\gamma^2}{2} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

ii) 補強杭を打設することによって、せん断時には有効鉛直応力の増加と同時に K_o 状態を保つように有効水平応力も増加すると仮定する場合。

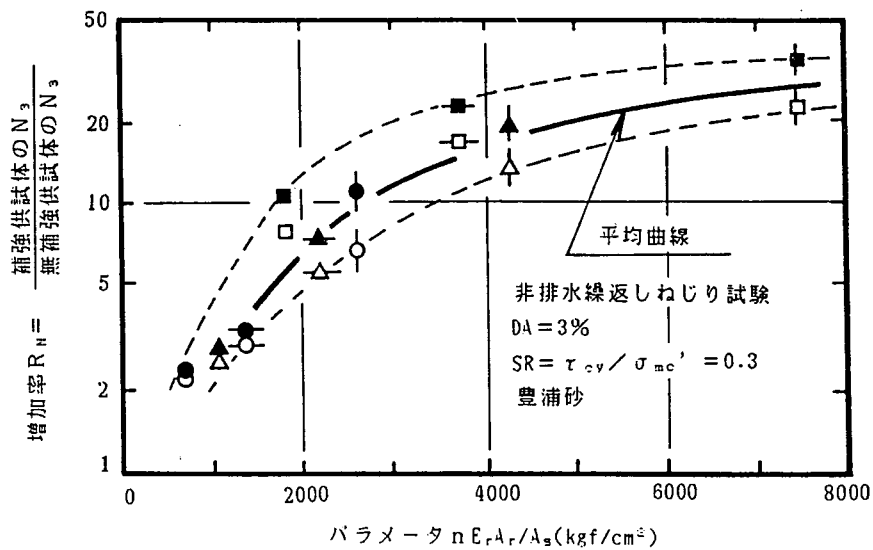
この場合の、平均有効主応力の増加 $\Delta\sigma_m'$ は、次式で表される（その 3 : 5.2）。

$$\Delta\sigma_m' = \frac{1 + 2K_o}{3} \cdot \Delta\sigma_v' = \frac{1 + 2K_o}{3} \cdot \alpha \frac{n E_r A_r}{A_s} \cdot \frac{\gamma^2}{2} \dots\dots\dots (4.4.3)$$

補強による有効せん断強度比の増加に対して、繰返しねじりせん断実験より図 4.4.1 のような結果が得られている。



(a) 動的強度の増加率とパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係



(a) 動的強度の増加率とパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係

図 4.4.1 補強材による強度増加特性

② 定着係数

棒状補強材による補強効果を単純せん断モデルでモデル化し、補強された土の要素はせん断に伴い体積変化がなく、また補強材と土との摩擦が十分大きく、相互にずれが生じない場合には補強材の伸びひずみは次式で与えられる（その 3 : 5.2）。

$$\epsilon_r = \frac{1 - \cos \theta}{\cos \theta} \approx \frac{\theta^2}{2}$$

ϵ_r : 補強材の伸びひずみ

θ : せん断角 (せん断ひずみは $\tan \theta$)

また、補強された要素全体のせん断強度 τ_f は次式で与えられる。

$$\tau_f = \left(\sigma_{vc}' + n \cdot E_r A_r / A_s \cdot \frac{\theta^2}{2} \right) \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (4.4.4)$$

σ_{vc}' : 初期有効鉛直応力

ϕ' : 土の有効内部摩擦角

しかし実際には、せん断ひずみが大きい、あるいは地震時のように過剰間隙水圧の発生により摩擦抵抗が低下し、補強材が十分拘束されずに補強材と土との間にずれが生じるような場合などには上の関係は成り立たない。

そこで、ここではこのような場合を含め、せん断ひずみと補強材の伸びひずみとの関係を次式で表すことになる。

$$\epsilon_r = \alpha \cdot \frac{\theta^2}{2}$$

ここに、 α は補強材と土との間の摩擦拘束度合いに関するパラメータであり、ここでは定着係数と呼ぶ。せん断に伴い完全に拘束されたときが $\alpha = 1$ であり、全く拘束がなくなったときが $\alpha = 0$ である。

したがって、(4.4.4) 式は定着係数 α を考慮すれば次式で表される。

$$\tau_f = \left(\sigma_o' + \alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s \cdot \frac{\theta^2}{2} \right) \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (4.4.5)$$

定着係数 α は、せん断角 θ 、補強材径 d 、土と補強材との摩擦係数に依存する。

このような特性を持つ定着係数 α を実験的に求めた例を図 4.4.2 に示す。

実験は直径 30cm、高さ 10cm の直接単純せん断試験機を用いてアルミとステンレス製の角柱 (6

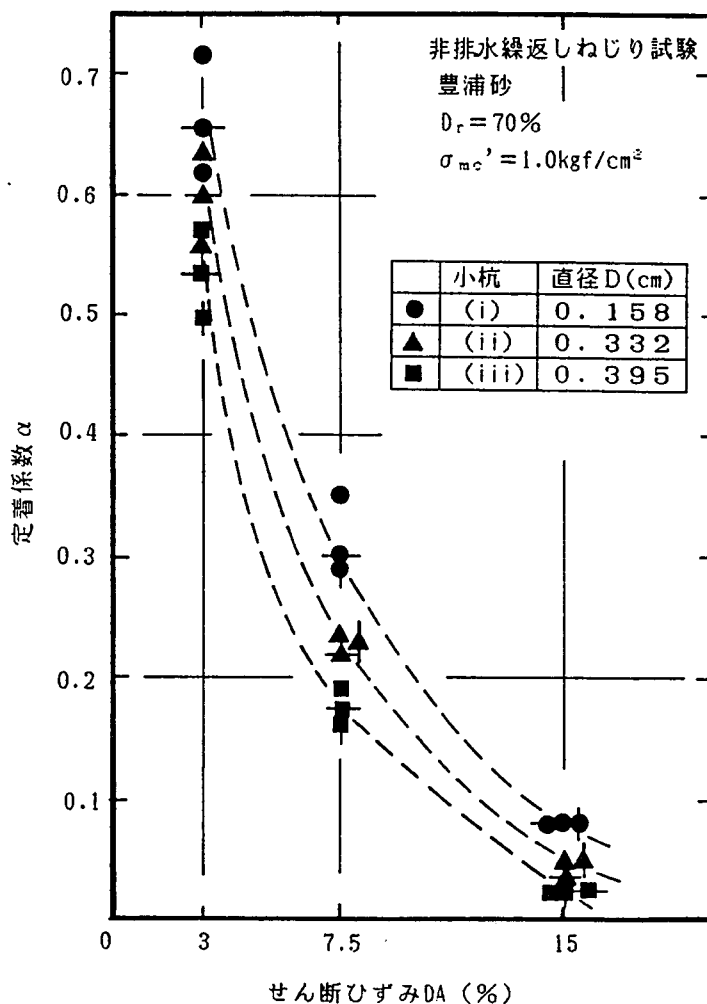


図 4.4.2 定着係数 α とせん断ひずみ DA との関係
($D_r = 70\%$ の場合)

mm×6 mm×130 mm) にひずみゲージを添付して、せん断に伴って発生する補強材の伸びひずみを直接測定したものである。

2) 排水効果のための設計定数

排水補強杭工法の排水効果に関する設計用定数は、グラベルドレーン工法の設計方に準拠して設定する。

詳細検討では排水補強杭工法の排水効果を評価する方法として、地震動による過剰間隙水圧の発生及び芯材周辺の排水材の透水性を考慮した浸透解析を実施して、地盤内の過剰間隙水圧分布を算定する(その6:3.5.2)。この場合に、グラベルドレーン工法の設計法を参考にすることができる。このため、排水材の寸法・透水係数が必要である。

(3) 設計用地震力

排水補強杭工法の設計に用いる震度および地震力は、対象構造物の種別を考慮して各種設計基準に準拠して決定する。

排水補強杭の設計法においては、与えられた震度を基に外力を簡易に算定する簡易設計法と地盤特性や想定される地震動特性を詳細に検討する詳細設計法とがある。前者においても、4.4.2、4.4.3に述べるように補強効果のみを考慮する段階、排水効果を評価する段階とがあり、特に後段においては、グラベルドレーン設計と同様に、地震動の継続時間や繰返し回数等が必要となる。

4.4.2 排水補強杭工法による盛土構造物安定化対策

(1) 基本方針

液状化対策として排水補強杭工法を用いる場合には、補強地盤の有効せん断強度が「3.3.1 液状化の判定」により液状化しないと判断される値となるように改良することが望ましい。また、盛土構造物の地震時安定性評価手法によりその安定性が確保される範囲を改良する。

排水補強杭工法で耐震対策を行った場合の盛土構造物の地震時安定性は、各構造物毎の設計基準に示されている無対策時の評価手法の考え方をもとに、排水補強杭工法による改良効果である補強効果と排水効果を考慮した手法により評価する。

排水補強杭工法による改良効果は補強効果と排水効果の両機能により評価する。補強後の地盤は補強材を打設することによって平均有効主応力が増加すると考える有効せん断強度比を用いて液状化の判定を行い、液状化しないと判断される値となるように改良することが望ましい。

また、排水効果はグラベルドレーン工法の場合と同様に地盤の過剰間隙水圧の発生量を抑制するとして

評価する。

この場合、排水補強杭工法の補強効果および排水効果は、主に補強地盤における過剰間隙水圧が低減するものとして考慮し、改良された地盤条件下で盛土構造物の地震時安定性が確保されていることを確認する。

盛土構造物の地震時安定性は、通常地震荷重を考慮した(3.3.1)式又は(3.3.2)式のような円弧すべり安全率により評価されている。

(2) 設計手順

排水補強杭工法で耐震対策を行った場合の盛土構造物の地震時安定性の検討は原則として、地震荷重を考慮した円弧すべり安全率により評価し、その安全基準が許容値を満足することを確認することにより行う。

盛土構造物に対する排水補強杭工法の設計フローを図4.4.3に示す。基本的には簡易設計を行い、必要に応じて詳細設計を行う。

簡易設計は基本的には、与えられた設計震度を基に地盤の液状化発生を判定し、地盤内過剰間隙水圧を算定し、盛土の安定性を検討するものである。詳細設計は地盤の特性、地震動の特性を詳細に把握するため必要に応じて地震応答解析及び浸透解析を行って、地盤内過剰間隙水圧を算定し、盛土の安定性を検討するものである。簡易設計にも、補強効果を考慮して地盤の液状化発生を判定し、それに対して地盤内で発生する間隙水圧を算定する段階と、排水材の透水性による地盤内間隙水圧の逸散を算定する段階とがある。

(3) 排水補強杭の補強材および排水材の材質、打設ピッチ、改良範囲等の設定

排水補強杭は補強材と排水材という2種類の異なった材質で構成されているために補強材および排水材の物性、配置および改良範囲を設定する必要がある、これらの設定に当たっては室内試験、模型振動台実験結果等に基づいて適切な値を設定する。

排水補強杭の構成例としては、補強材として小口径節付き杭、異形PC棒、あるいは箆鉄筋等が、また排水材としてグラベルドレーンと同種の材料が考えられるが、現在までに排水補強杭工法の現場における実施例がないことから、本工法を実際に適用するには必要に応じて試験工事を実施し、改良目標を得るための諸元を定めることが望ましい。

設定する排水補強杭の諸元としては以下の項目が挙げられる。

- ① 補強材の材質、剛性、直径
- ② 排水材の諸物性、および排水部の杭径
- ③ 排水補強杭の打設ピッチ
- ④ 改良範囲、改良深度

なお、排水材の設定に当たっては原地盤の物性を考慮して目詰まりを起こさない材料を設定する必要がある。

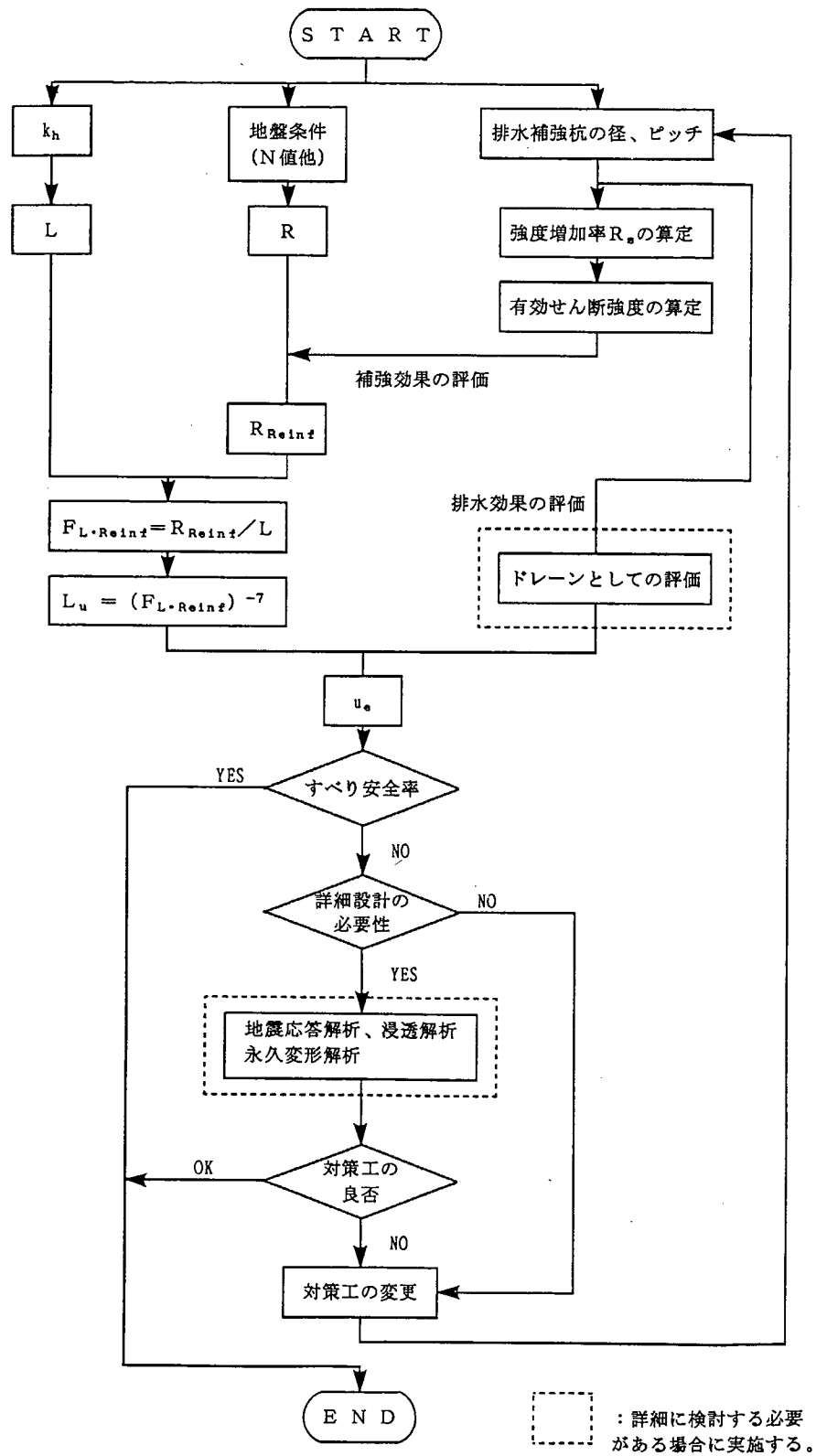


図4.4.3 盛土構造物に対する排水補強杭工法の設計フロー

(4) 過剰間隙水圧の算定

過剰間隙水圧の発生算定は簡易には、砂だけの場合によく用いられる液状化抵抗率 F_L から算定する方法に準ずるものとする。

(5) 円弧すべり安全率の算定

設計震度と地盤および盛土構造物に基づいて円弧すべり安全率を算定する。

液状化する可能性がある基礎地盤上の安定性を検討する方法としては、3.3.2(1)に示すような方法が挙げられるのでここでは（道路土工－軟弱地盤）に示される（3.3.1）式あるいは（3.3.2）式により地震時の円弧すべり安全率を求めるものとする。

(6) 詳細設計

詳細設計が必要な場合には地盤と盛土構造物を含めたモデルを用いて地震応答解析を実施し、地震時の応答加速度・せん断応力分布を求めるものとする。この場合には、さらに、地震動による過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透解析を行い、盛土に対して最も不安定となり地盤内の過剰間隙水圧分布を算定する。地震動により発生する過剰間隙水圧は地震応答解析から得られたせん断応力時刻歴と過剰間隙水圧モデルを用いることにより求められる（その6：3.5.2）。

盛土構造物に対する排水補強杭工法の設計では円弧すべり安全率を用い構造物の安定性を評価を行うこととしているが、円弧すべり安全率を求める場合、上に求めた地盤の加速度分布および過剰間隙水圧分布を適切に評価して安定計算を行う。さらに、詳細な検付として、盛土の地震後に残留する沈下等の永久変形を算定することもある。

(7) 対策工の良否

対策効果の判定は、算定された円弧すべり安全率が当該盛土に適用される耐震設計基準に示された許容値を満足するか否かにより行う。

ここでは、円弧すべり安全率が耐震設計基準に示された許容値を満足するか否かで対策効果の評価を行う。

なお、対策工の評価として、すべりに対する安定以外にさらに詳細に盛土の変形・沈下量などで規制される場合には、その推定に当たって、3.3.2で記述されている永久変形解析が改良地盤に対しても有効である。

4.4.3 排水補強杭工法による掘割構造物安定化対策

(1) 基本方針

液状化対策として排水補強杭工法を用いる場合には、補強地盤の有効せん断強度が「3.3.1 液状化の判定」により液状化しないと判断される値となるように改良することが望ましい。また、掘割構造物の地震安定性評価手法によりその安定性が確保される範囲を改良する。

排水補強杭工法で耐震対策を行った場合の掘割構造物の地震時安定性は、各構造物毎の設計基準に示されている無対策時の評価手法の考え方をもとに、排水補強杭工法による改良効果である補強効果と排水効果を考慮した手法により評価する。

排水補強杭工法による改良効果は補強効果と排水効果の両機能により評価する。補強後の地盤は補強材を打設することによって平均有効主応力が増加すると考える有効せん断強度比を用いて液状化の判定を行い、液状化しないと判断される値となるように改良することが望ましい。

また、排水効果はグラベルドレーン工法の場合と同様に地盤の過剰間隙水圧の発生量を抑制するとして評価する。

この場合、排水補強杭工法の補強効果および排水効果は、主に補強地盤における過剰間隙水圧が低減するものとして考慮し、改良された地盤条件下で掘割構造物の地震時安定性が確保されていることを確認する。

掘割構造物の地震時安定性は、掘割構造物の浮上がりに対する安全性が確保されていることを確認することにより行う。また、掘割道路の浮上がりに対する安全性は浮上がり安全率により評価する。

(2) 設計手順

排水補強杭工法で耐震対策を行った場合の掘割道路の地震時安定性の検討は、原則として、浮上がり安全率により評価し、その安全基準が許容値を満足することを確認することにより行う。

掘割道路に対する排水補強杭工法の設計フローを図4.4.4に示す。基本的には簡易設計を行い必要に応じて詳細設計を行う。

簡易設計は基本的には、与えられた設計震度を基に地盤の液状化発生を判定し、地盤内過剰間隙水圧を算定し、掘割道路の安定性を検討するものである。詳細設計は地盤の特性、地震動の特性を詳細に把握するため、必要に応じて地震応答解析及び浸透解析を行って、地盤内過剰間隙水圧を算定し、掘割道路の安定性を検討するものである。簡易設計にも、補強効果を考慮して地盤の液状化発生を判定し、それに対して地盤内で発生する間隙水圧を算定する段階と、排水材の浸透材による地盤内間隙水圧の逸散を算定する段階とがある。

(3) 排水補強杭の補強材、排水材の材質、打設ピッチ、改良範囲等の設定

排水補強杭は補強材と排水材という2種類の異なった材質で構成されているために補強材及び排水材の物性、配置および改良範囲を設定する必要がある、これらの設定に当たっては室内試験、模型振動台実験結果等をもとに適切な値を設定するものとする。

排水補強杭の構成例としては、補強材として小口径節付き杭、異形PC棒、あるいは鍍鉄筋等が、また排水材としてはグラベルドレーンと同様の材料が考えられるが、現在までに排水補強杭工法の現場での実施例がないことから、本工法を実際に適用するには必要に応じて試験工事を実施し、改良目標値を得るための諸元を定めることが望ましい。

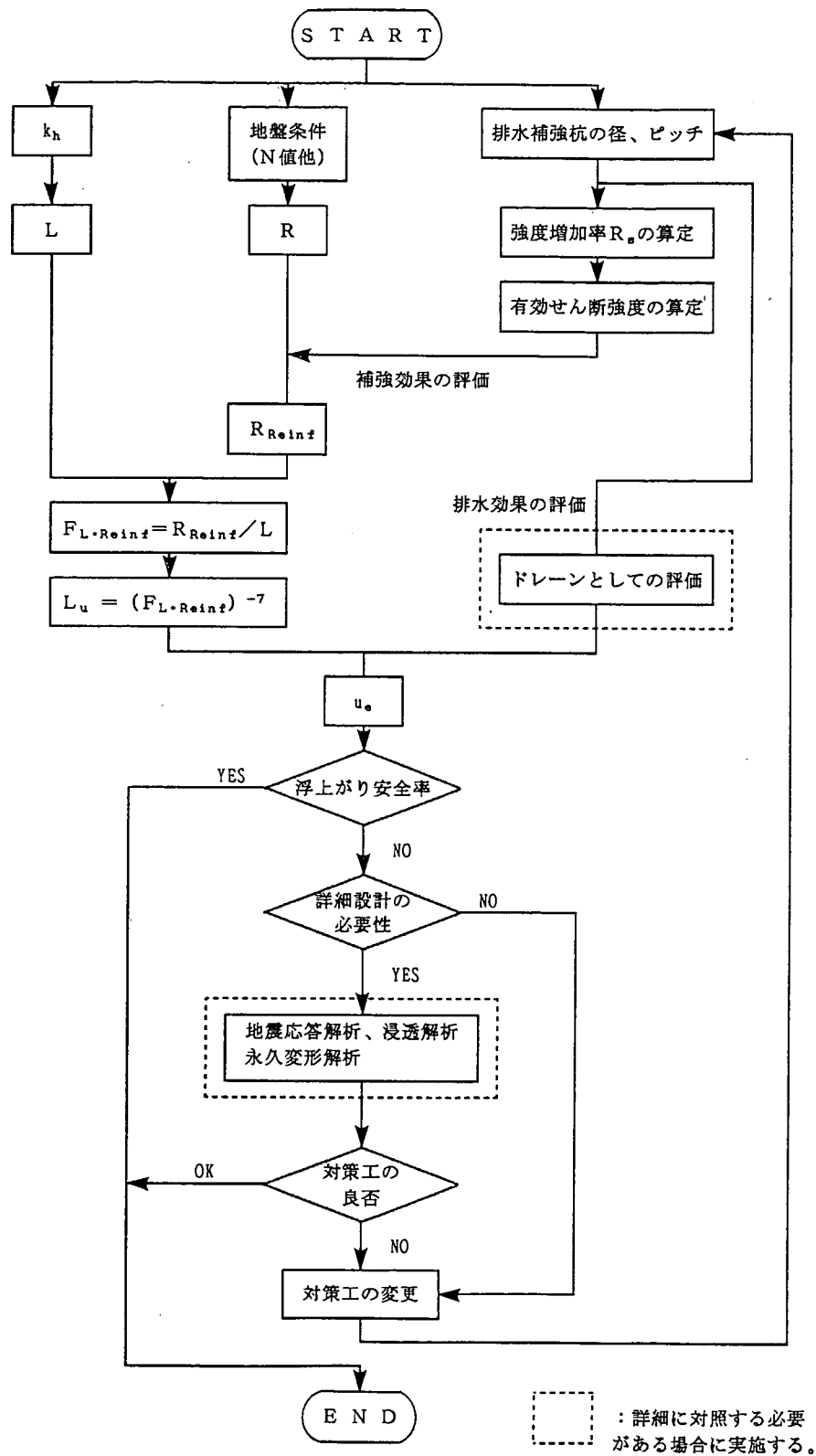


図 4. 4. 4 掘割道路に対する排水補強杭工法の設計フロー

設定する排水補強杭の諸元としては以下の項目が挙げられる。

- ① 補強材の材質，剛性，直径
- ② 排水材の諸物性，および排水部の杭径
- ③ 排水補強杭の打設ピッチ
- ④ 改良範囲，改良深度
- ⑤ グラベルマット，グラベルウォールの有無，およびマット厚ウォール厚

なお，排水材の選定に当たっては現地盤の物性を考慮して目詰まりを起こさない材料を選定する必要がある。

(4) 過剰間隙水圧の算定

過剰間隙水圧の算定は簡易には，砂だけの場合によく用いられる液状化抵抗率 F_L から算定する方法に準ずるものとする。

(5) 浮上がりに対する検討

掘割道路の浮上がりに対する安全率は(3.3.4)式により求める。

(6) 詳細設計

詳細設計を行う目安としてここでは，掘割道路の浮上がりに対する安全率が1.1未満の場合とするが，浮上がり安全率により浮上がりの生ずる可能性を判定した結果，明らかに浮上がりの生じる可能性が高い場合には詳細設計は行わない。

詳細設計の主な構成は，液状化の詳細判定，全応力法の動的応答解析，さらに永久変形解析，過剰間隙水圧の発生・消散解析などである。

この場合には，地震動による過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透解析を行い，掘割道路に対して最も不安定となる地盤内の過剰間隙水圧分布を算定する。地震動により発生する過剰間隙水圧は地震応答解析から得られたせん断応力時刻歴と過剰間隙水圧モデルを用いることにより求められる。

(7) 対策工の評価

対策効果の判定は，算定された地震時安定性の基準値が当該構造物に適用される耐震設計基準に示された許容値を満足するか否かにより行う。

ここでは，浮上がり安全率が耐震設計基準に示された許容値を満足するか否かで対策効果の評価を行う。

なお，対策工の評価として，浮上がり安全率以外に，掘割道路の浮上がり量などが規制される場合には，永久変形解析又は浸透解析により浮上がり量を算定し評価することが考えられる。

5. 設計計算例

5.1 対象構造物の概要、地盤の状況および設計条件

5.1.1 構造物の概要と地盤の状況

設計計算の対象とした盛土構造物及び掘割構造物と地盤の状況を図5.1.1に示す。

(1) 盛土構造物

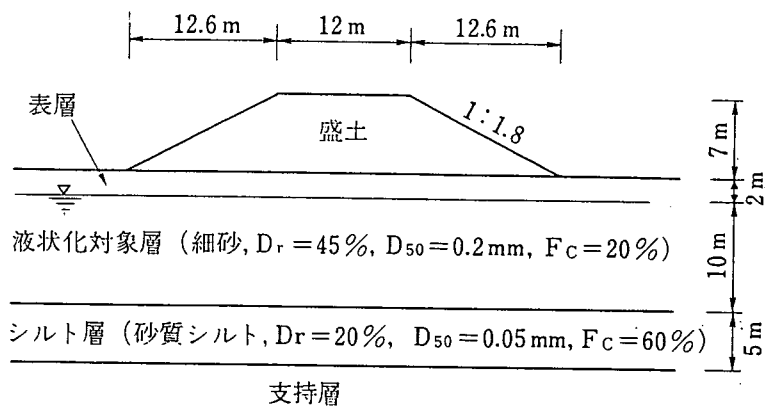
道路盛土を想定し、天端幅は歩道のある片側1車線の地方部主要幹線道路に対する道路構造令の標準幅員を、また、のり勾配は「道路土工のり面：3.2」の標準のり勾配を参考にして定めた。

(2) 掘割構造物

歩道のない片側1車線の道路を想定し、側面の摩擦抵抗を無視した場合の常時の浮上がり安全率が1.2となるように、側壁厚と底版厚を定めた。

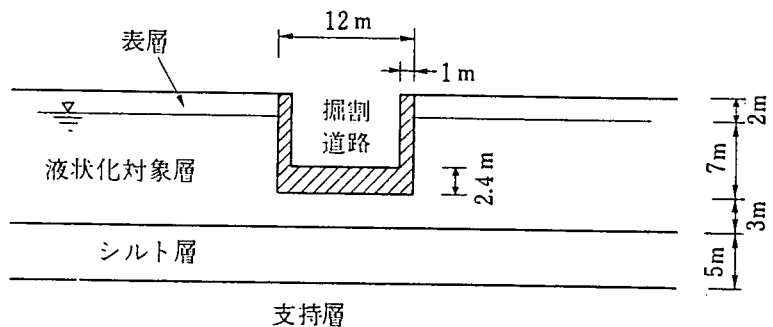
(3) 地盤

液状化の対象となるゆるい細砂層と、その下のシルト層、及び粘性土による支持層からなる地下水位の高い地盤を想定した。液状化対象層とシルト層の N 値の深度方向分布を図5.1.2に示す。これらは、「道示V：3.7」に示された方法により算定した動的せん断強度比 R が、液状化対象層は0.244，シルト層は0.354となるように設定した。



*シルト層の D_r は、計算上のものであり、実際の相対密度よりも小さい。

(1) 盛土



(2) 掘割道路

図5.1.1 構造物と地盤の状況

5.1.2 共通設計条件

(1) 材料定数

各工法の設計計算に用いる共通の材料定数を表5.1.1に示す。ここに示されていない定数で必要なもの

については、工法毎の設計計算例の中で設定している。

(2) 地震条件

設計計算は、地震により生じる過剰間隙水圧と慣性力を同時に考慮するものとし、液状化の判定および過剰間隙水圧の算定に用いる設計水平震度として0.18を、また、慣性力の算定に用いる設計水平震度として0.15を用いた。後者のほうを小さくしたのは、過剰間隙水圧が最大になる時点と慣性力が最大になる時点が

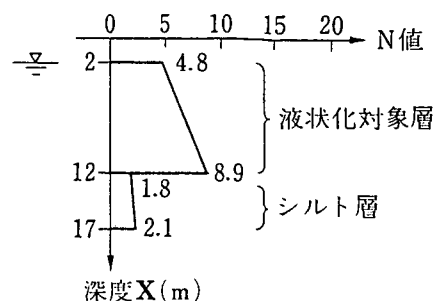


図5.1.2 N値の深度方向分布

表5.1.1 材料定数

	表層	液状化層	シルト層	支持層	盛土	掘削道路
単位体積重量 (tonf/m ³)	$\gamma_t=1.7$	$\gamma_{sat}=1.9$	$\gamma_{sat}=1.8$	$\gamma_{sat}=1.8$ (粘性土)	$\gamma_t=1.7$	$\gamma_t=2.4$ (コンクリート部)
静的強度	$\phi=30^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=25^\circ$	$c=10$ tonf/m ²	安定計算上 は強度ゼロ	十分に大きい
動的強度	同上	$R=0.244$	$R=0.354$	同上	同上	同上
透水係数 cm/sec	—	0.02	0.00001	不透水	—	不透水
体積圧縮係数 m ³ /tonf	—	0.0004	0.0010	不透水	—	不透水

ずれていることを考慮したものである。

動的応答解析を行う場合の入力地震動としては、地表面での最大応答加速度が180gal程度となるような継続時間8.0secの地震動を5.2.1で示す方法により設定した。

5.1.3 無対策時の安定性

(1) 液状化の判定

「道示V：3.7」に示された方法により、水平地盤部について深さ1mごとに算定した液状化抵抗率 F_L を図5.1.3に示す。細砂層の F_L は深度5mから12mの間で1.0以下となり、この部分では完全な液状化が生じることが予想された。また、細砂層全体の F_L の平均値も0.979と1.0以下の値となった。一方、シルト層の F_L は1.3程度で、多少の過剰間隙水圧は生じていても完全な液状化には至らないことが予想された。

「道示V：3.7」に示された式により各層の F_L の平均値から過剰間隙水圧比 R_u を算定すると以下のようになる。

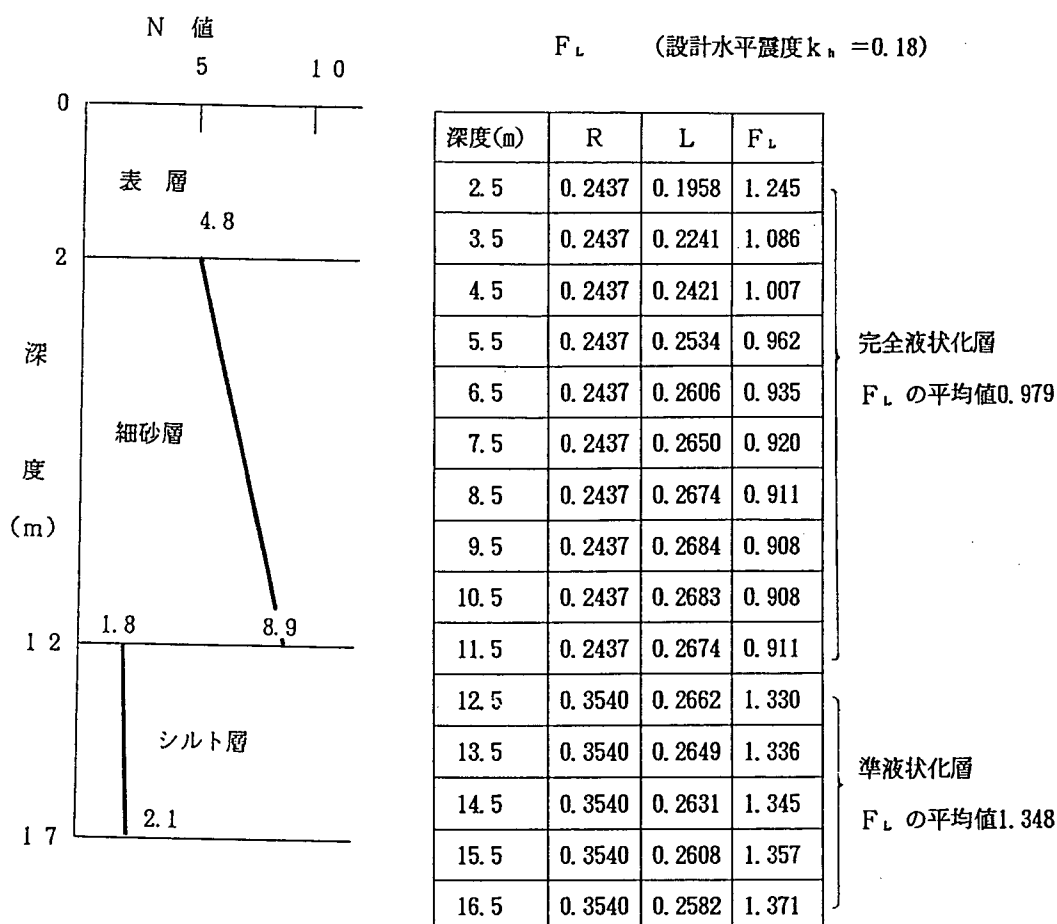


図5.1.3 液状化抵抗率 F_L の算定結果

$$R_u = F_L^{-7} \quad (F_L \geq 1)$$

$$R_u = 1 \quad (F_L < 1)$$

(5.1.1)

より、細砂層 : $R_u = 1$

シルト層 : $R_u = 0.124$ (平均値)

(2) 盛土構造物

盛土下の地盤に対して、盛土による上載荷重を1次元的に考慮して(1)と同様な方法により過剰間隙水圧比を算定し、有効応力強度に基づく円弧すべり安定解析を行った結果を図5.1.4に示す。すべり円弧が盛土の天端部分を通るものとし、また、盛土内では鉛直クラックが生じるものとして、式(3.3.1)により計算した安全率 F_s の最小値は0.79となった。

さらに、詳細判定として、5.2.1で示す動的応答解析を無対策の場合について実施した結果を図5.1.5～5.1.7に、また、過剰間隙水圧の発生量が最大となる地震終了時 $T=8.0\text{sec}$ について有効応力強度に基づく円弧すべり安定解析を行った結果を図5.1.8に示す。地震終了時の安全率は0.48となった。

これらにより、無対策の状態では盛土が地震時のすべりに対して不安定であることが予想された。

(3) 掘割構造物

「共同溝：6.4」に示された方法に準じて、深さ20mまでの F_L の平均値から過剰間隙水圧比を算定し、

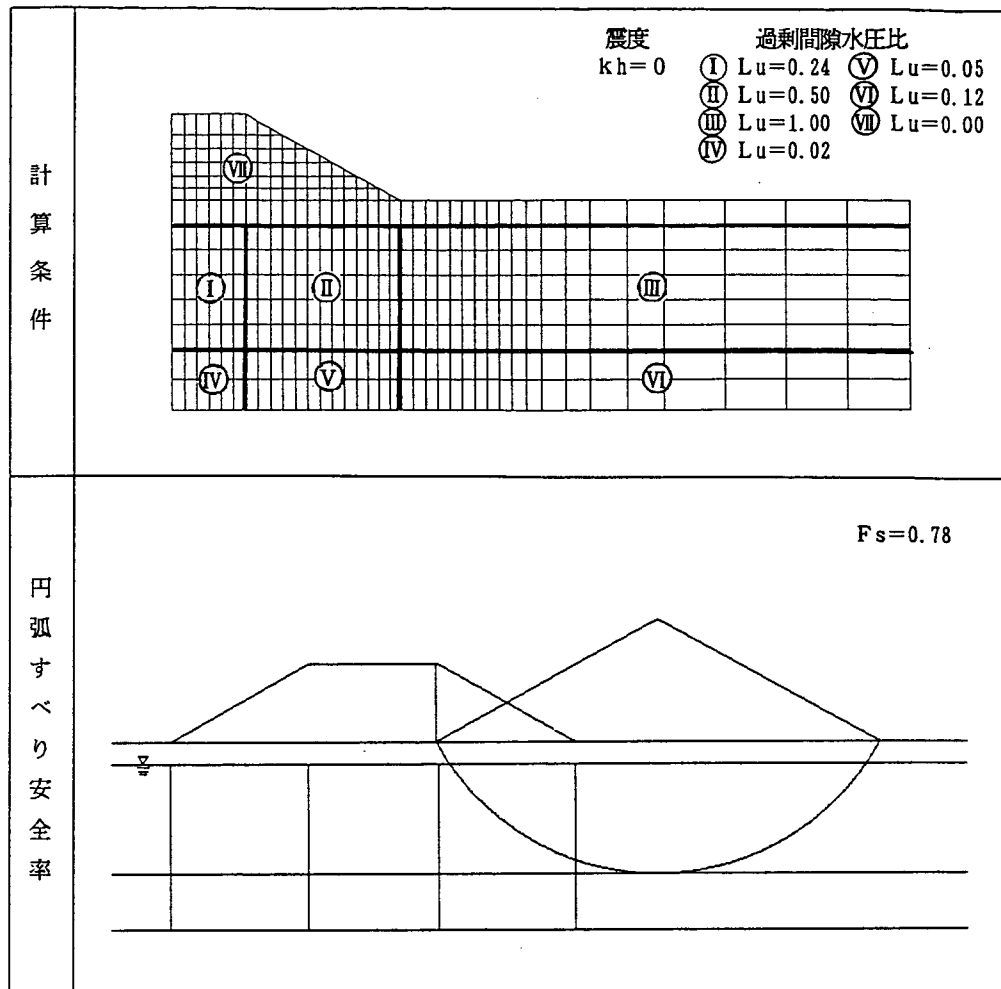


図5.1.4 円弧すべり安全率（簡易法）

これをもとに式（3.3.4）による掘割道路の浮上がりに対する安全率を求めると以下ようになる。

深さ20mまでの F_L の平均値：1.102

過剰間隙水圧比 R_u ： $(1.102)^{-7} = 0.507$

掘割道路底面と同深度の水平地盤部における有効上載圧 σ_v' ：9.7（tonf/m²）

掘割道路の底面に作用する地震時の過剰間隙水圧による場圧力 U_D ： $\sigma_v' \cdot R_u \cdot B = 59.0$ （tonf/m）

（ B は掘割道路幅）

掘割道路底面に作用する静水圧による浮力 U_S ：84.0（tonf/m）

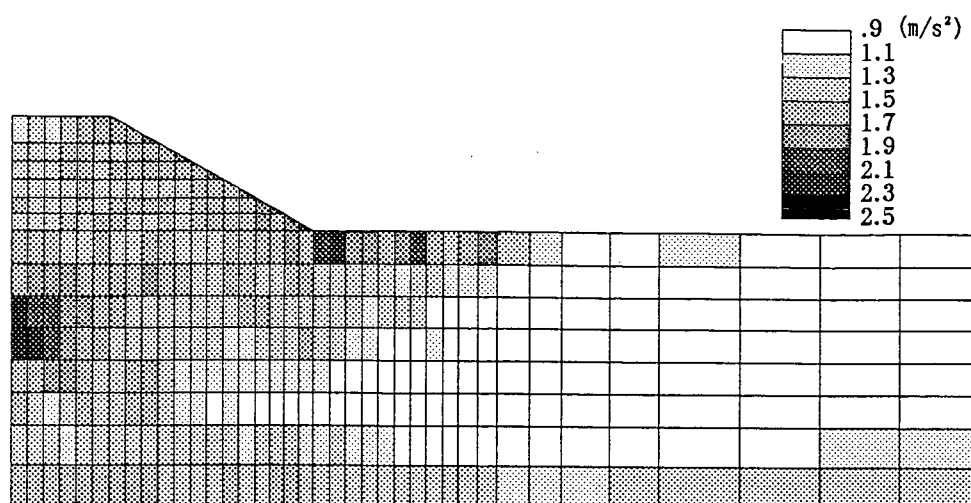
掘割道路本体の自重 W_B ：100.8（tonf/m）

張出し底版上の上載土の荷重 W_s ：0

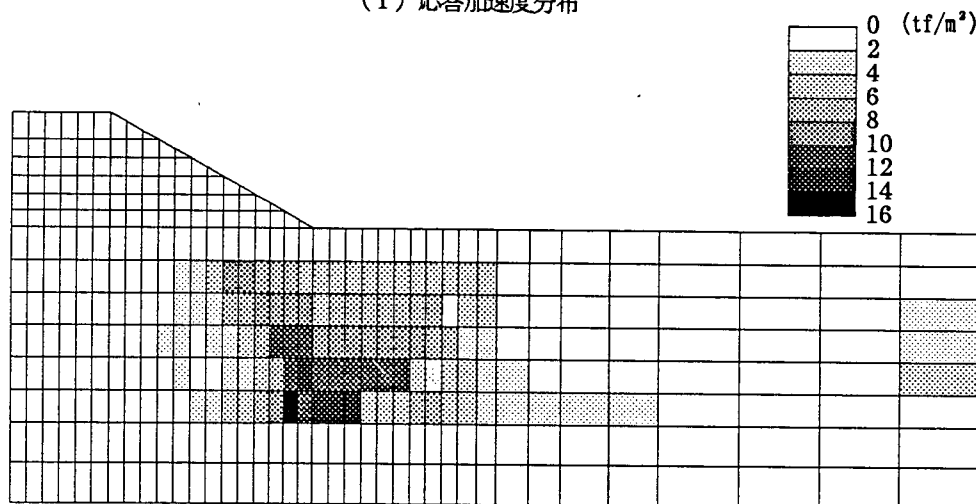
張出し底版上の上載土のせん断抵抗または掘割側面と背面土の摩擦抵抗 Q_s 。を無視した場合の浮上がりに対する安全率 F_s ：

$$F_s = \frac{W_B + W_s + Q_s}{U_s + U_D} = \frac{100.8}{84.0 + 59.0} = 0.70$$

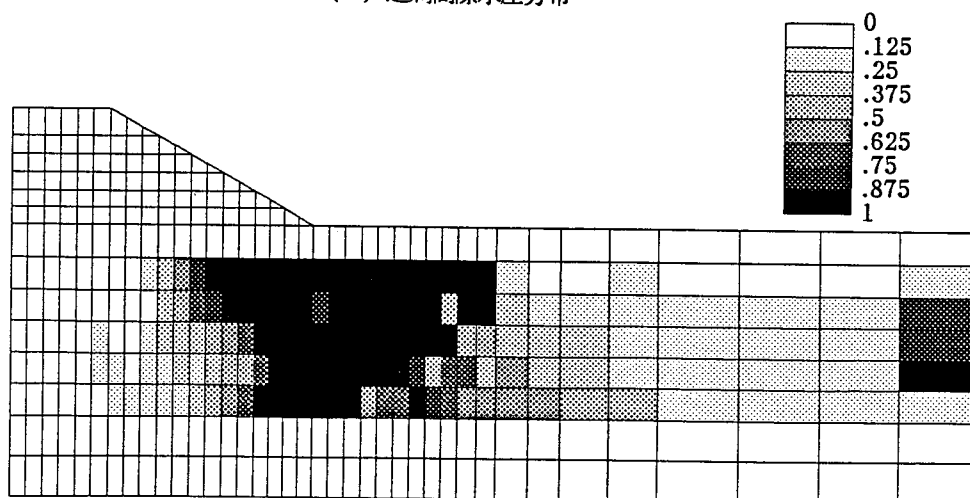
さらに、詳細判定として、5.2.2で示す動的応答解析を無対策の場合について実施した結果を図5.1.9



(1) 応答加速度分布

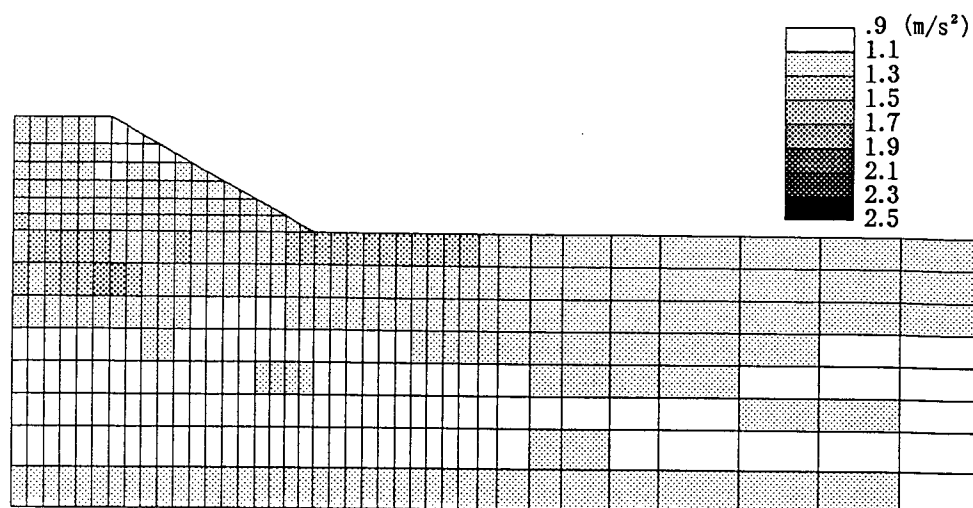


(2) 過剰間隙水圧分布

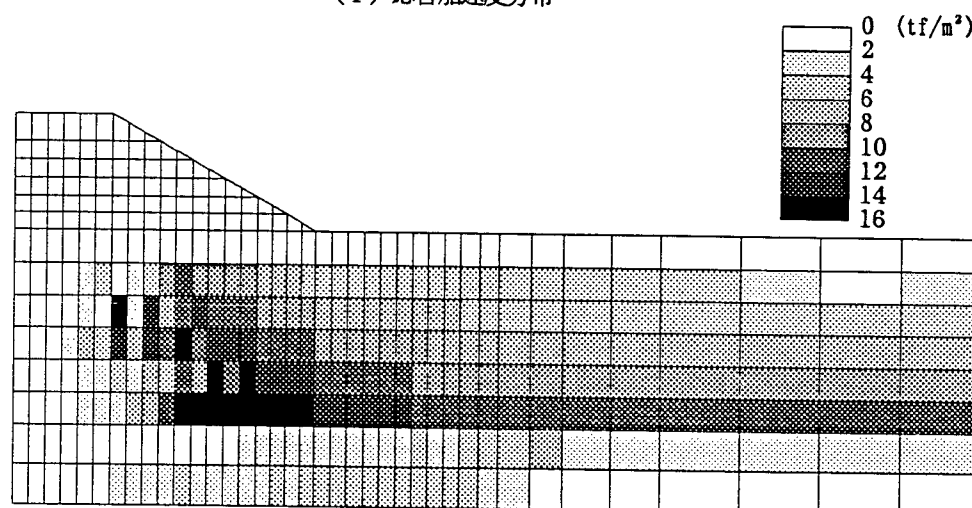


(3) 過剰間隙水圧比分布

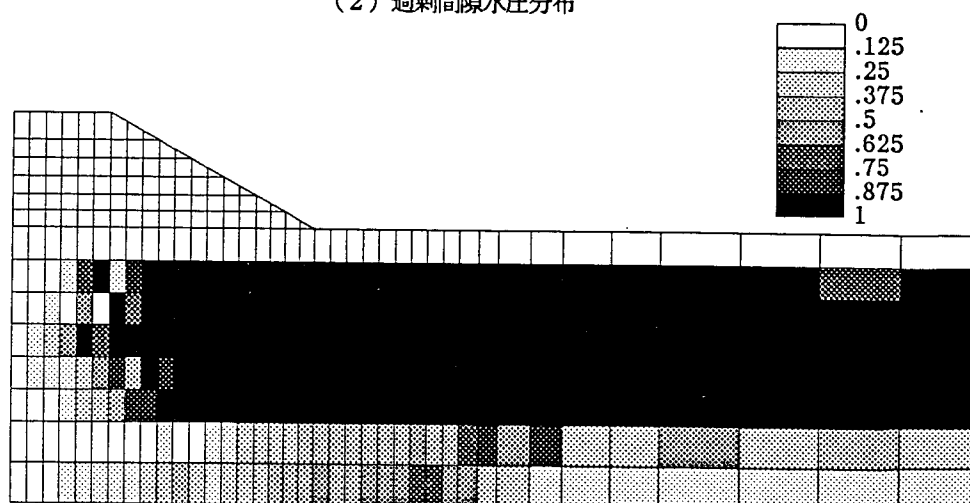
図5.1.5 解析結果 (t=2.50sec時)



(1) 応答加速度分布

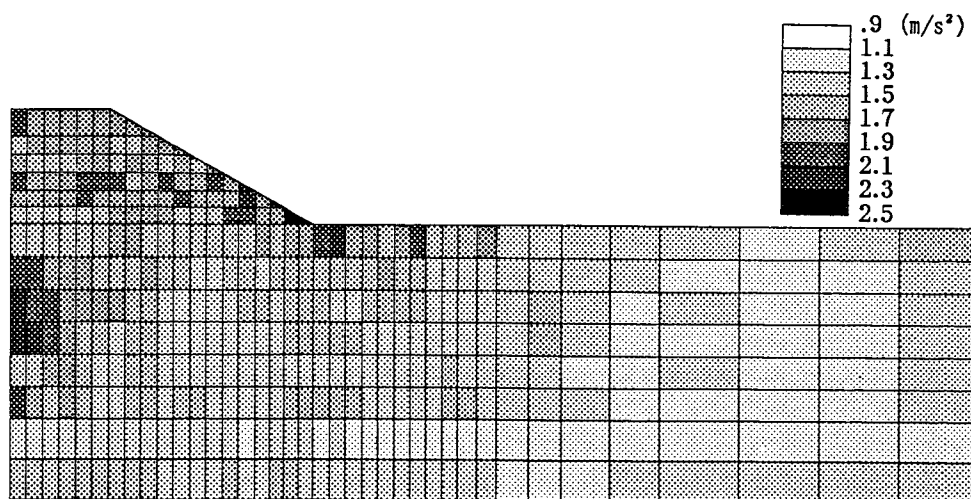


(2) 過剰間隙水圧分布

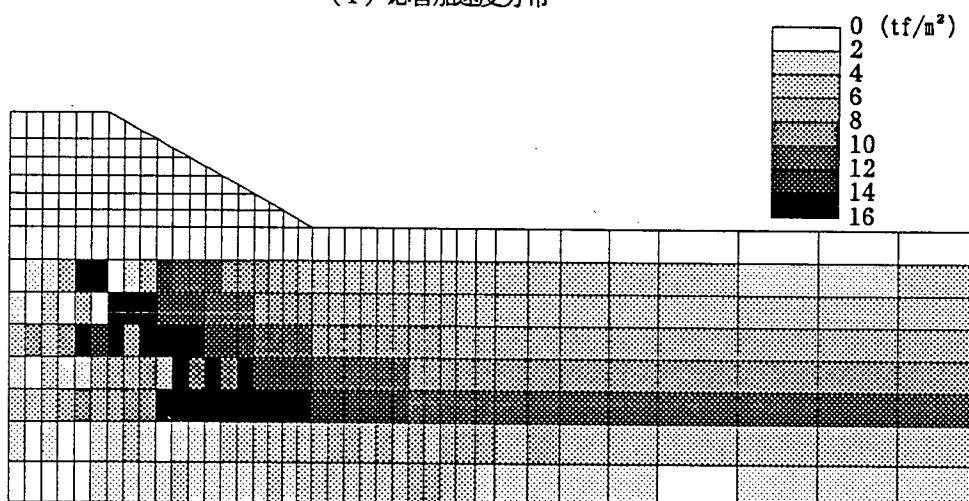


(3) 過剰間隙水圧比分布

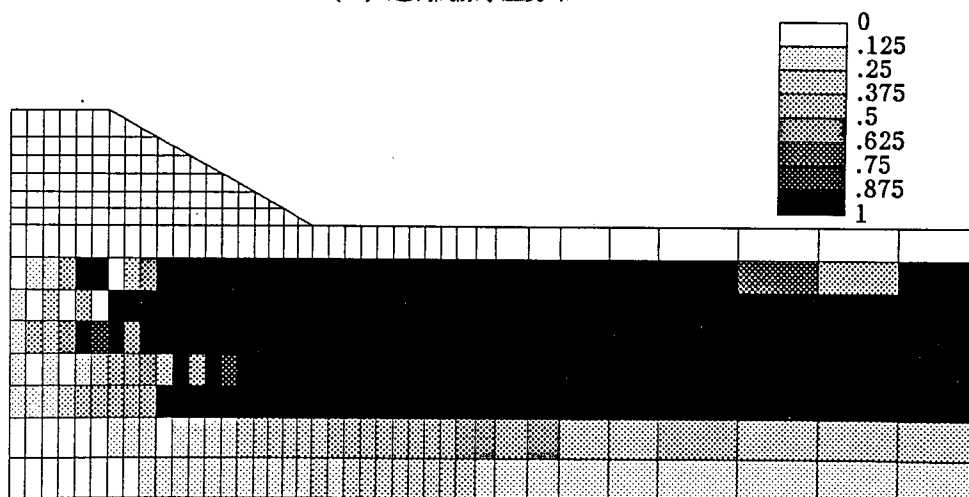
図 5.1.6 解析結果 ($t=8.00\text{sec}$ 時)



(1) 応答加速度分布



(2) 過剰間隙水圧分布



(3) 過剰間隙水圧比分布

図5.1.7 解析結果(最大値分布)

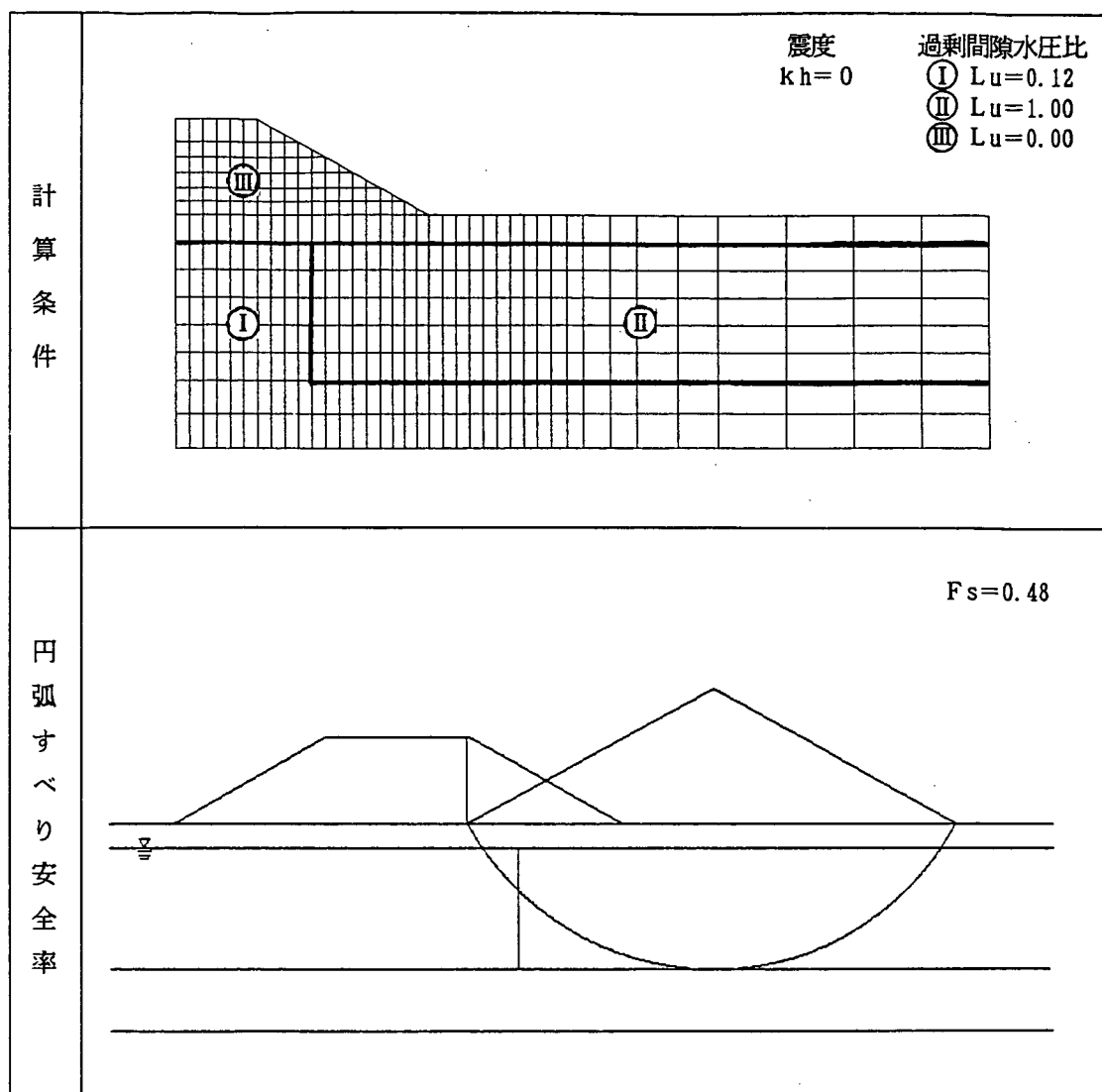


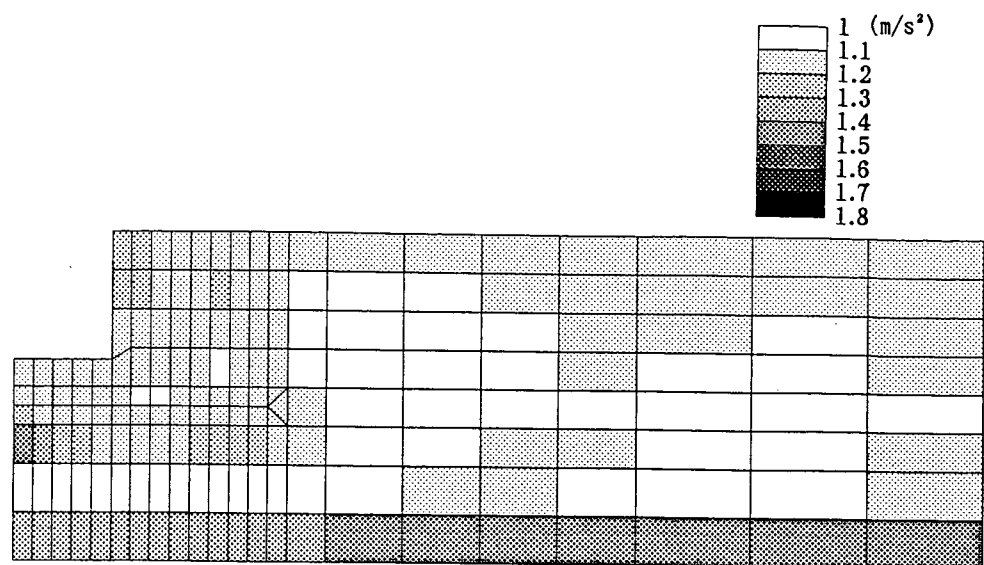
図5.1.8 円弧すべり安全率（詳細法）

に、これをもとに場圧力、浸透水力を算定した結果を表5.1.2に示す。この場合の浮上がり安全率は、

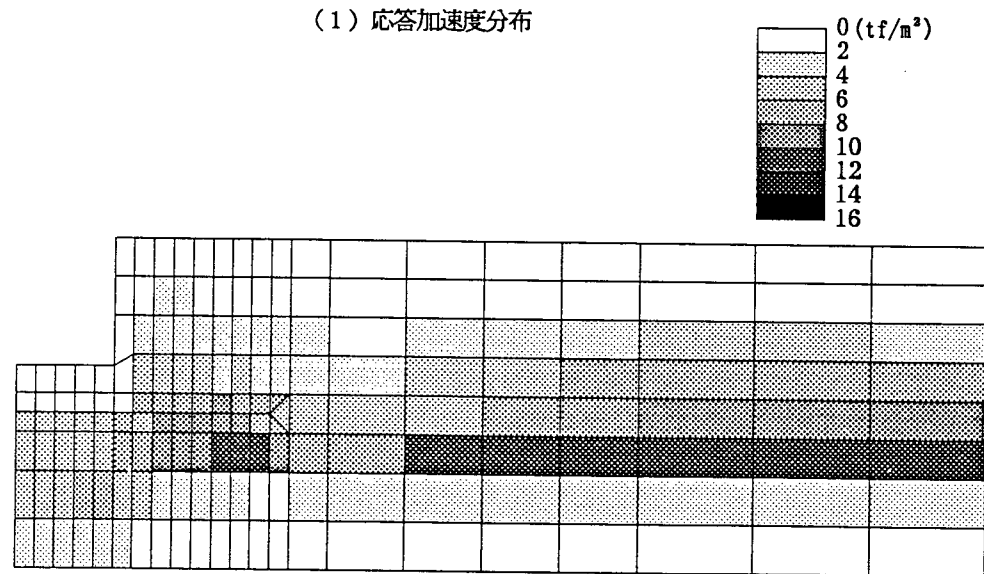
$$F_u = \frac{W_B + W_s + Q_s}{U_s + U_D + F} = \frac{100.8 + 1.24}{84.0 + 56.0 + 0.0} = 0.73$$

となる。

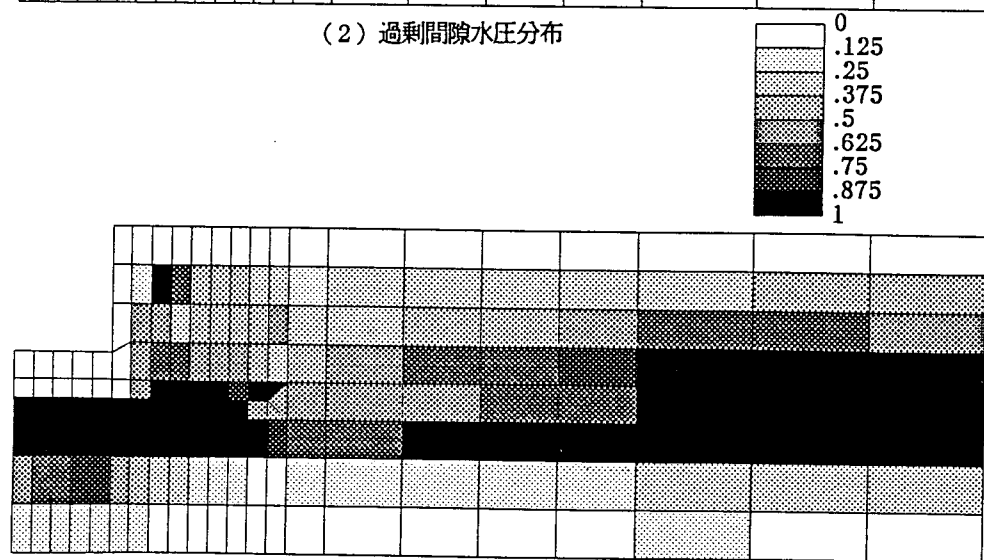
これらにより、無対策の状態では掘割道路が地震時の浮上がりに対して不安定であることが予想された。



(1) 応答加速度分布



(2) 過剰間隙水圧分布



(3) 過剰間隙水圧比分布

図 5. 1. 9 解析結果

表5.1.2 揚力 U_d , 浸透水力 F の算定

要素No.		66	67	68	69	70	U_d, F (片側)	U_d, F (両側)
過剰間隙水圧による揚力 $U_{dn} \cdot A_n$		5.38	5.50	5.55	5.82	5.77	28.02	56.04
浸透水力 F_n $F = \sum F_n$	第2層	-1.15	-1.30	-1.37	-1.50	-1.36	0.0	0.0
	第3層	-3.69	-3.67	-2.96	-2.88	-2.48	0.0	0.0
	第4層	-8.50	-8.44	-8.34	-8.65	-8.65	0.0	0.0

U_{dn} : 掘削道路直下の地盤の過剰間隙水圧

F_n : 各鉛直ブロック毎の浸透水力

$$\begin{cases} F_n = S_n - T_n & (S_n \geq T_n) \\ F_n = 0 & (S_n \leq T_n) \end{cases}$$

$S_n = -(U_{dn} - U_{sn}) \cdot A_n$

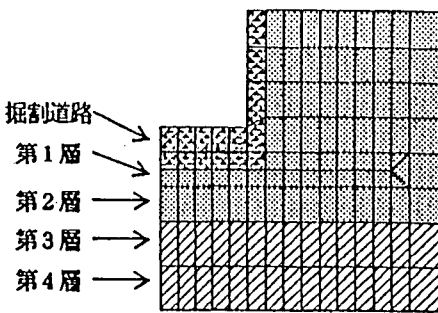
$T_n = \gamma' (Z_{sn} - Z_{dn}) \cdot A_n$

U_{sn} : 地盤の過剰間隙水圧

Z_{sn} : 掘削道路直下地盤の深度

Z_{dn} : U_{sn} 発生箇所の深度

A_n : 各鉛直ブロック部での掘削道路の底面積



5.2 締固め工法

5.2.1 締固め工法による盛土構造物安定化対策

(1) 設計方針, 設計の手順

設計方針, および設計の手順は, 4.1.2(1), (2)の設計方針・設計手順に従う。

設計手順を図5.2.1に再掲する。

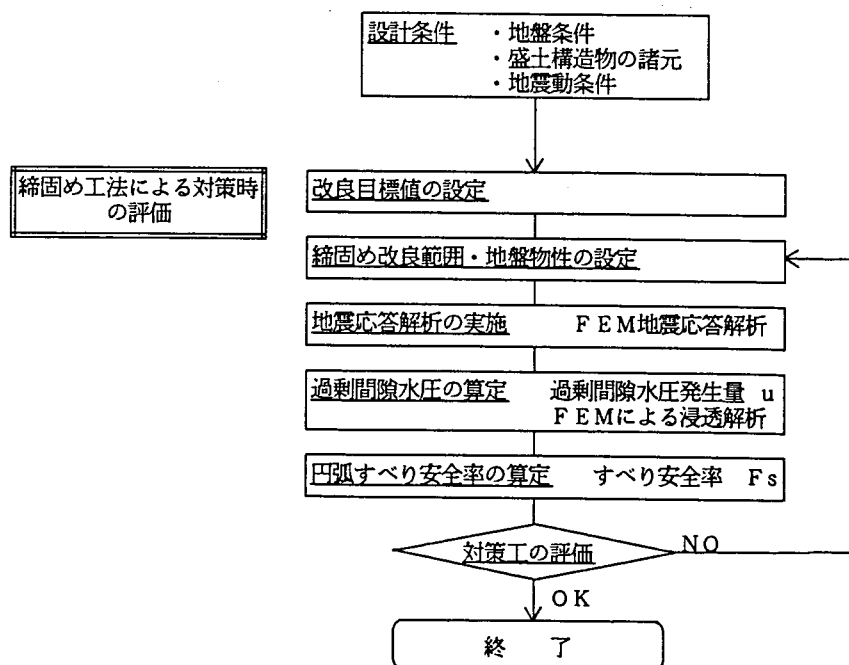


図5.2.1 締固め工法による液状化対策工の設計手順 (図4.1.1の再掲)

締固め工法による盛土構造物の対策工の設計は、詳細法による。詳細法としては、FEMによる地震応答解析、および浸透解析を行う。

(2) 設計条件の設定

共通設計条件に基づく。締固め工法による盛土構造物の対策工の設計は、詳細法によることから、無対策時の検討を簡易法のみで行った場合には、詳細法に用いる設計条件を新たに設定する必要がある。

1) 地盤条件、盛土構造物の諸元

地盤条件、盛土構造物の諸元については、無対策時の条件に従う。地盤条件は、改良地盤の物性を含めて、改良地盤の物性値の設定の項の表5.2.3に示す。

2) 地震動条件

地震動条件については、無対策時の条件に従うことを基本とする。

ここでは、無対策時の検討は簡易法で行われ設計震度のみが与えられたものとして、詳細法として地震応答解析に必要な地盤加速度の時刻歴の設定例について述べる。

FEM解析用の地盤加速度の時刻歴は、以下の手順により岩盤上端（仮想地震入力基盤面）で定義された基準地震動を用いて算定した。（図5.2.2参照）

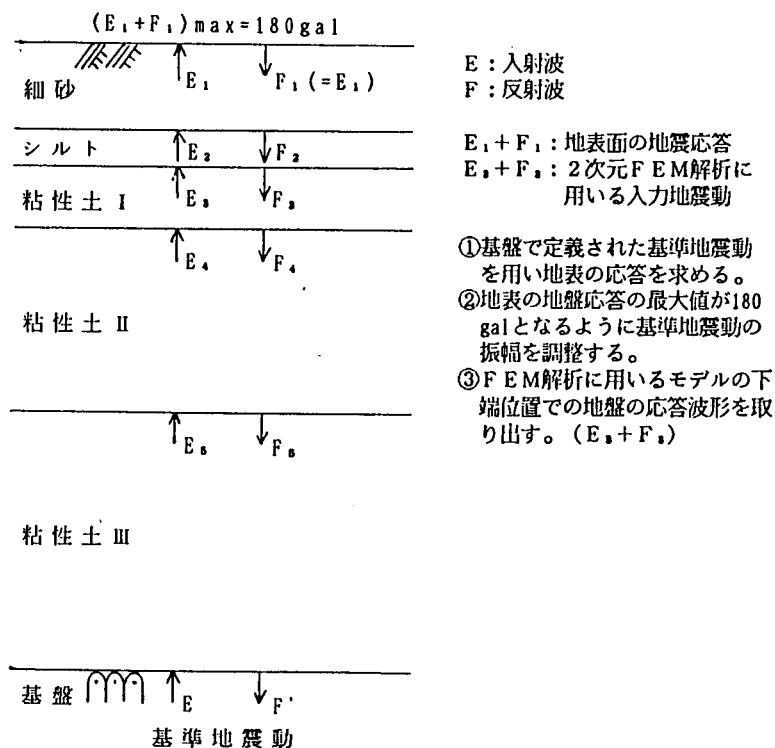


図5.2.2 基準地震動とFEM用入力地震動の関係

① 地盤条件

地震応答解析に用いる入力地震動は、FEM解析モデルの下端で定義されている必要があるが、岩盤上端（仮想地震入力基盤面）で定義された基準地震動から算定するため、岩盤上端より上部の全ての地盤条件が設定されている必要がある。また、地盤の応力ひずみ関係の非線形性を考慮するため地盤の非線形特性について定義した。岩盤から地表までの地盤物性およびひずみ依存特性を表5.2.1、図5.2.3に示す。

表5.2.1 地盤の物性

	GL (m)	単位体積重量 (tf/m ³)	初期せん断 剛性G (tf/m ²)
細砂	0~2	1.7	2700
	-2~9	1.9	4100
	-9~-12	1.9	5600
シルト	-12~-17	1.8	5900
粘性土Ⅰ	-17~-25	1.8	9700
粘性土Ⅱ	-25~-50	1.7	6900
粘性土Ⅲ	-50~-100	1.8	20000
基盤	-100~	1.9	65000

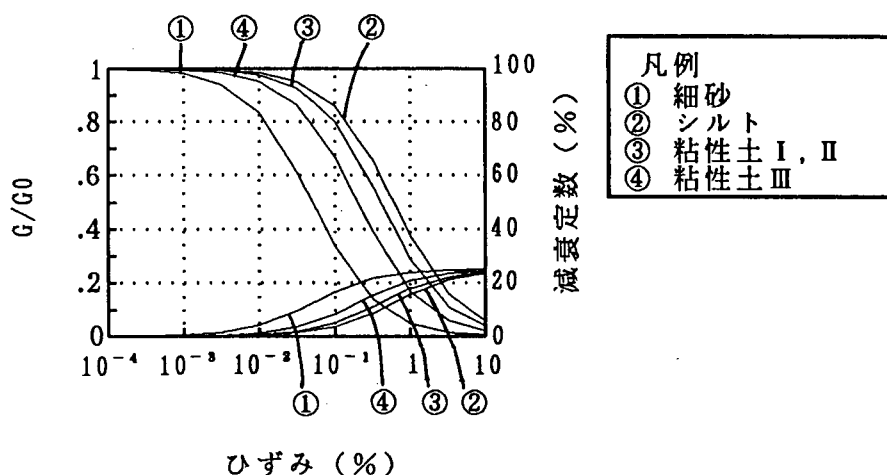


図5.2.3 地盤のひずみ依存特性

② 基準地震動

基準地震動は、設計条件として与えられたものとした。また、今回、用いた地震動の継続時間は、20.5秒である。基準地震動のフーリエスペクトルを図5.2.4に示す。

③ 基準地震動の加速度振幅の調整

基準地震動は、地表面での地震応答が静的深度の設定値 ($K_h = 0.18$) に相当する最大応答値で180galとなるよう基準地震動の加速度振幅の調整を行った。加速度振幅の調整にあたっては、構造物を考慮しない成層地盤を仮定し、等価線形化法を用いた1次元波動理論

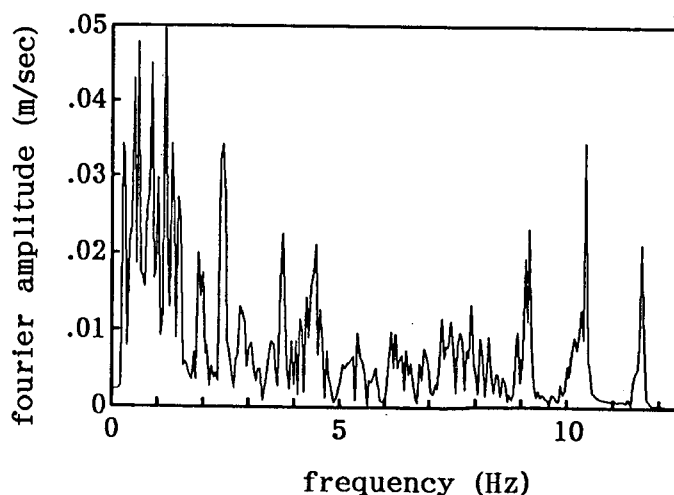


図5.2.4 基準地震動のフーリエスペクトル図

により岩盤上の上端位置（GL-100 m）に基準地震動を入射波入力した場合の表層の地震応答を求め調整した。

算定された基準地震動の時刻歴波形を図5.2.5に示し、地盤の加速度応答分布図を図5.2.6に示す。

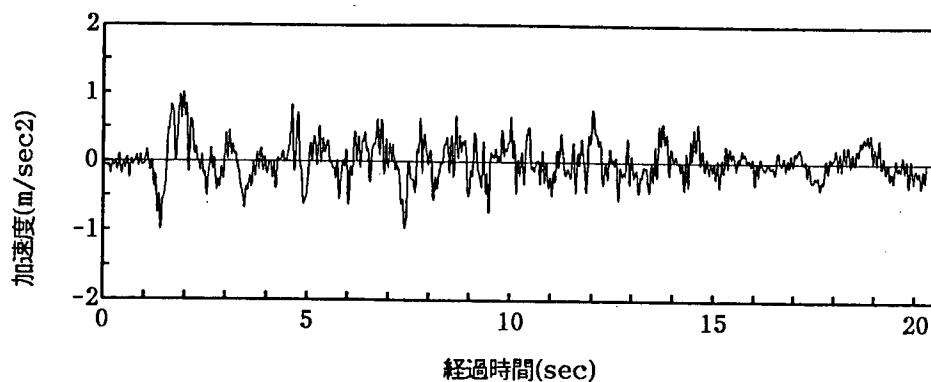


図5.2.5 基準地震動の時刻歴波形図

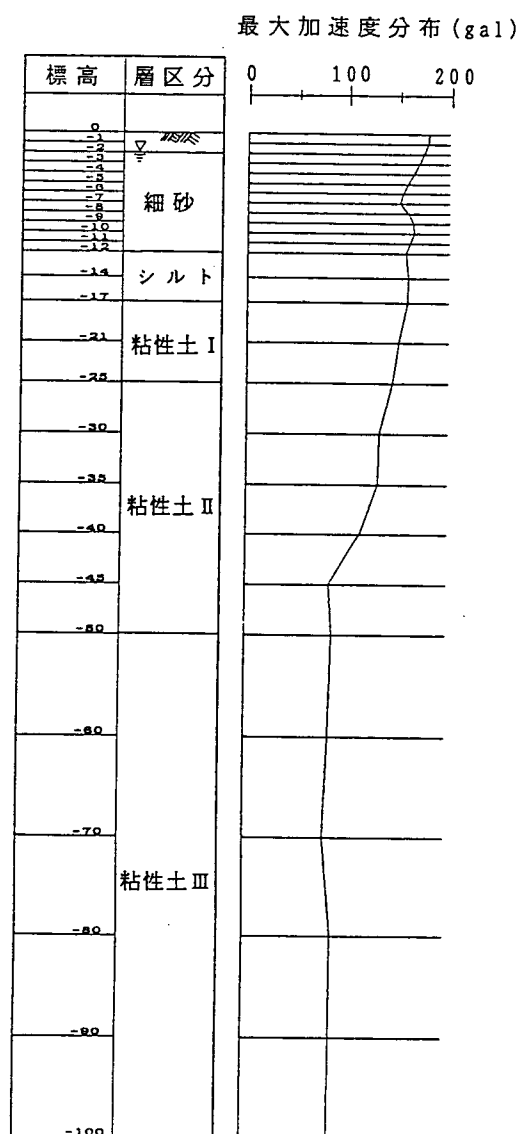


図5.2.6 地盤の加速度応答分布図

④ FEM解析用入力地震波の設定

FEM解析のモデル化にあたり、解析領域の下端を岩盤位置にとることは解析コスト増となるため、解析モデルの下端をシルト層下端に設定した。その場合のFEM解析用入力地震動としては、上述の1次元波動論解析におけるシルト層下端位置での応答波形を取り出し、入力地震動とした。

解析用入力地震動の時刻歴波形およびフーリエスペクトルを図5.2.7、5.2.8に示す。

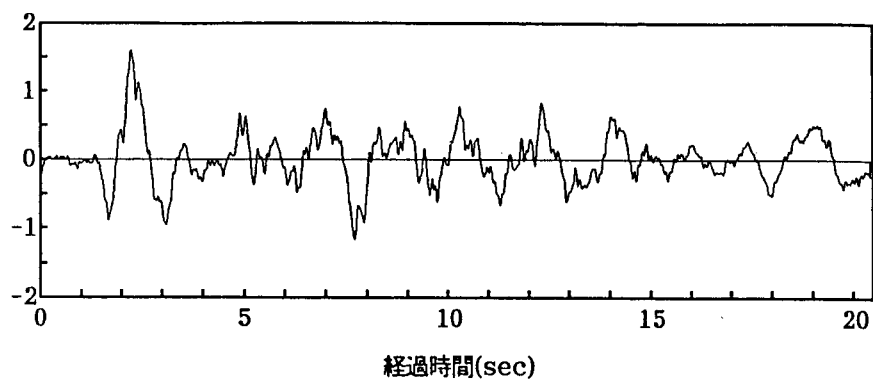


図5.2.7 解析用入力地震動の時刻歴波形図

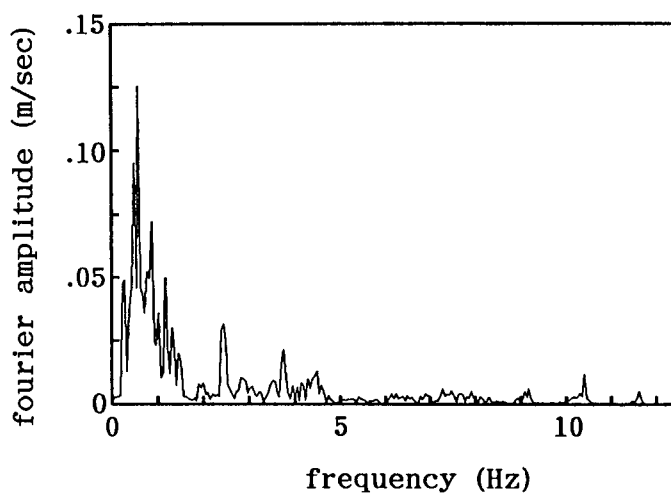


図5.2.8 解析用入力地震動のフーリエスペクトル図

(3) 改良目標値の設定

以下のように改良目標値を設定し、試計算を実施した。

1) 工法、および、改良深度

締固め工法としてはサンドコンパクションパイル工法を採用し、砂層部を地盤改良の対象とし改良深度はGL-12mとした。また、改良目標値としては、 N 値を用いる。

2) 改良目標 N 値の設定

改良目標 N 値の設定にあたっては、地盤が液状化しないよう締固めるものとし、構造物を考慮しない条件下で、改良後の安全率 F_L が1以上となるように改良目標 N 値を設定する。

砂層部各層において F_L が1以上となる N 値を表5.2.2に示す。表5.2.2をもとに、改良地盤のばらつき等も考慮にいれ、改良目標 N 値としては飽和砂層部中間点の深度7mで15に設定した。

なお、相対密度 Dr は60%以上となるものが考えられるため、 F_L の算定にあたっては、 $Dr > 60\%$ の密な砂地盤に対しても適用可能である（建築基礎：4.5）に従った。

例として、深度7m位置における改良目標 N 値の設定法を以下に示す。

① 原地盤における液状化抵抗比 τ_l/σ_v' の算定

（建築基礎：4.5）により、

$$\sigma_v' = 1.7 \times 2 + 0.9 \times 5 = 7.9 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$C_N = \sqrt{10/\sigma_v'} = \sqrt{10/7.9} = 1.13$$

$$N_1 = C_N \times N = 1.13 \times 6.8 = 7.68$$

$$\Delta N_f = 8 \quad (F_C = 20\% \text{ とし、図5.2.9より算定})$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_f = 7.68 + 8 = 15.7$$

$$\tau_l/\sigma_v' = 0.17 \quad (\text{図5.2.10より算定})$$

② 繰り返しせん断応力比 τ_d/σ_v' の算定

$$\gamma_n = 0.1 (M - 1)$$

$$= 0.1 \times (7.5 - 1)$$

$$= 0.65$$

$$\begin{aligned} \frac{\tau_d}{\sigma_v'} &= \gamma_n \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \cdot (1 - 0.015z) \\ &= 0.65 \times \frac{180}{980} \times \frac{12.9}{7.9} \times (1 - 0.015 \times 7) \\ &= 0.174 \end{aligned}$$

③ 原地盤の F_L の算定

$$F_L = \frac{\frac{\tau_l}{\sigma_v'}}{\frac{\tau_d}{\sigma_v'}} = \frac{0.17}{0.174} = 0.98$$

④ 改良目標 N 値の算定

$F_L \geq 1$ の条件より、 $\tau_d/\sigma_v' = 0.174$ とおき

①の手順を逆算することにより、改良目標 N 値が算定できる。ここでは、 N 値=7.2 が得られた。

3) パイル間隔、圧入砂量の設定

改良目標 N 値を満足するサイドコンパクションパイルのパイル間隔、圧入砂量の設定は以下に示す手順でノモグラムを用いて行った。

表5.2.2 改良目標 N 値の設定

深度 (m)	原地盤に対する評価				改良目標 N値
	N値	$\frac{\tau_l}{\sigma_v'}$	$\frac{\tau_d}{\sigma_v'}$	F_L	
2.0	4.8	0.176	0.116	1.52	0.0
3.0	5.2	0.173	0.141	1.23	2.4
4.0	5.6	0.172	0.155	1.11	4.2
5.0	6.0	0.171	0.165	1.04	5.5
6.0	6.4	0.171	0.171	1.00	6.4
7.0	6.8	0.171	0.174	0.98	7.2
8.0	7.3	0.172	0.177	0.97	7.8
9.0	7.7	0.172	0.178	0.97	8.3
10.0	8.1	0.173	0.178	0.97	8.7
11.0	8.5	0.173	0.178	0.98	9.0
12.0	8.9	0.174	0.177	0.98	9.3

① 圧入率 F_v の算定

原地盤の N 値7, 改良地盤の N 値15として, 図5.2.11より $F_v=0.10$ が求まる。

② パイル間隔, 圧入砂量の算定

図5.2.12において, 四角形配置パイル間隔2.0 mと設定し, 圧入砂量 $0.4 \text{ m}^3/\text{m}$ と算定した。

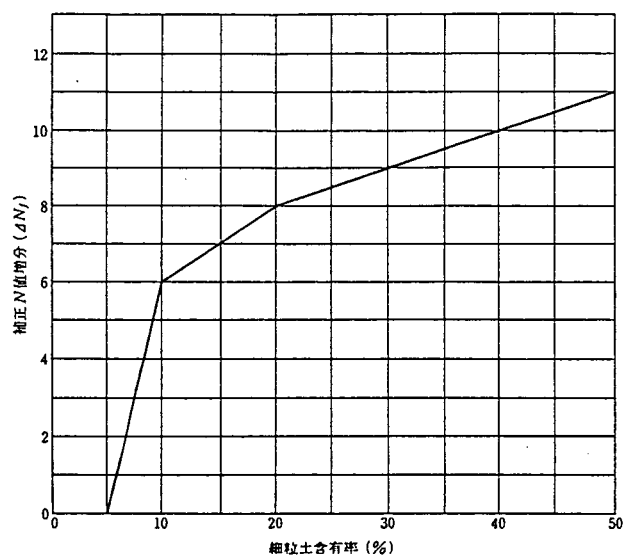


図5.2.9 細粒分含有率と補正 N 値増分の関係¹⁾

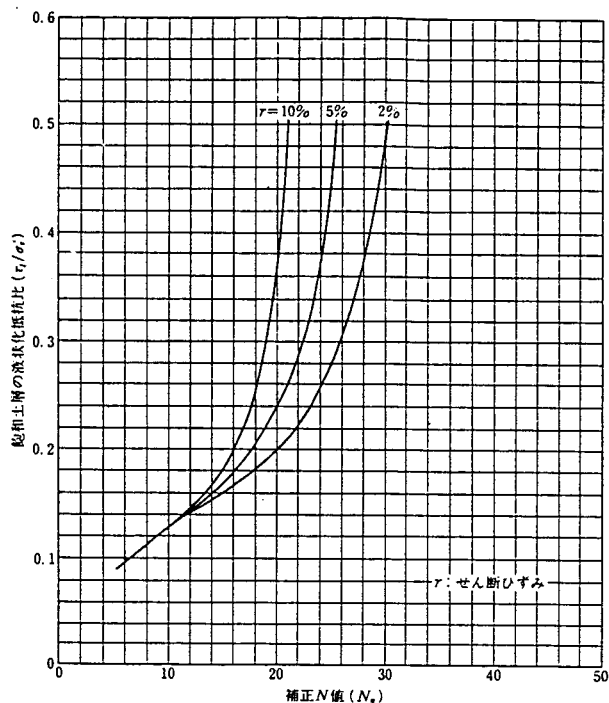


図5.2.10 補正 N 値と飽和土層の液状化抵抗比の関係¹⁾

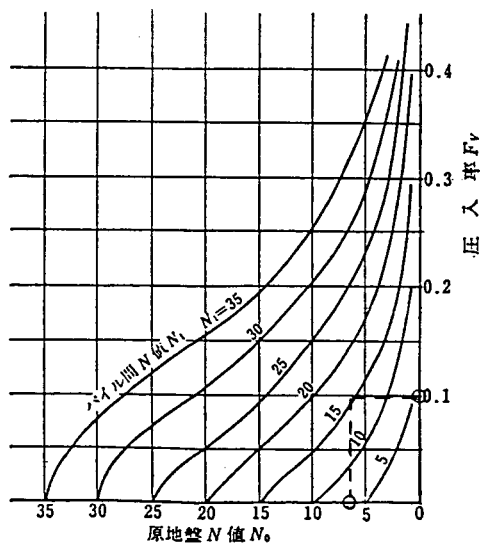


図5.2.11 圧入率の算定²⁾

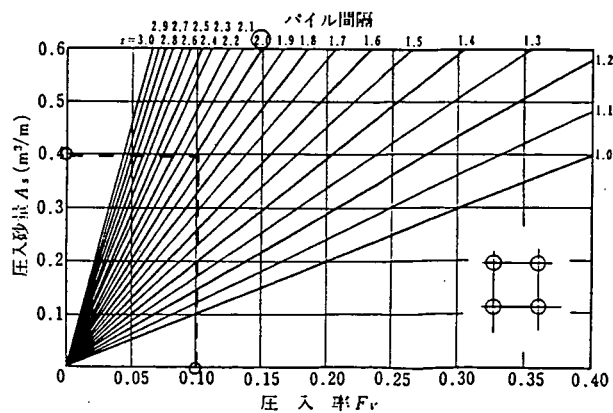


図5.2.12 パイル間隔, 圧入砂量の算定²⁾

なお、ここで用いたノモグラフは、砂地盤の細粒分含有率を考慮していないものであるが、通常、よく用いられている。砂地盤の細粒分含有率を考慮したパイル間隔、圧入砂量の算定方法も提案されている。³⁾

(4) 地盤物性・締固め改良範囲の設定

1) 地盤物性の設定

締固め改良地盤の地盤物性については、無対策地盤を含め表5.2.3に示す物性値を用いた。

表5.2.3 地盤物性の設定値

		表層	液状化層	シルト層	盛土	締固め土
単位体積重量 (tonf/m ³)		$\gamma_t=1.7$	$\gamma_{sat}=1.9$	$\gamma_{sat}=1.8$	$\gamma_t=1.7$	$\gamma_{sat}=1.9$
静的強度定数		$\phi=30^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=25^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=30^\circ$
透水特性	透水係数 k (cm/sec)	0.02	0.02	0.00001	0.02	0.02
	m_v (m ² /tf)	0.0004	0.0004	0.0010	0.0004	0.0004
静的変形特性	せん断弾性係数 G (tonf/m ²)	2700	5000	5900	2700	5000
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.40	0.33	0.33
動的変形特性	履歴モデル	HDモデル	HDモデル	HDモデル	弾性	HDモデル
	α_1	2600	2600	2400	2600	2600
	n_1	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
	ν	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
間隙水圧発生特性	発生モデル	—	Seedモデル	Seedモデル	—	Seedモデル
	α	—	1.0	1.0	—	1.0
	A	—	-0.123	-0.123	—	-0.123
	B	—	-0.629	-0.467	—	-0.187

ここで、表5.2.3に示した設定値のうち、動的変形特性の α_1 、 n_1 は初期せん断弾性係数 G_0 の拘束圧依存性を考慮するためのものであり、式(5.2.1)により定義している。また、間隙水圧の発生特性の設定値 α 、 A 、 B は、seedモデルの定数であり式(4.1.1)、式(4.1.2)により定義されている。

$$G_0 = \alpha_1 (\sigma'_m)^{n_1} \dots\dots\dots (5.2.1)$$

無対策地盤、および盛土構造物の躯体の諸物性については、標準的な値を参考に各種の試験等により設計条件として与えられたものとした。

改良地盤の物性のうち液状化強度以外の物性については、締固め前の物性をそのまま用いることとした。液状化強度を示す物性値としては、繰返しせん断を受けた場合に発生する地盤の過剰間隙水圧の上昇量を決定する物性としてseedモデルの定数 α 、 A 、 B を以下の様にして設定した。

- ① seedモデルの物性のうち、 α と A については、標準的な値として $\alpha=1.0$ 、 $A=-0.123$ を採用する。

- ② 締固め改良地盤は、平均的に N 値15程度以上に改良されているものとし、（建築基礎：4.5）により液状化抵抗比 τ_l/σ_v' を算定し、求めた τ_l/σ_v' と等価な液状化抵抗を示す物性として定数 B を定めた。

③ 液状化抵抗比 τ_l/σ_v' の算定

（建築基礎：4.5）により、

$$\sigma_v' = 1.7 \times 2 + 0.9 \times 5 = 7.9 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$C_N = \sqrt{10/\sigma_v'} = \sqrt{10/7.9} = 1.13$$

$$N1 = C_N \times N = 1.13 \times 15 = 16.9$$

$$\Delta N_f = 8 \quad (F_C = 20\% \text{ とし, 図 5.2.9 より算定})$$

$$N_a = N1 + \Delta N_f = 16.9 + 8 = 24.9$$

$$\frac{\tau_l}{\sigma_v'} = 0.45 \quad (\text{図 5.2.10 より算定})$$

④ seedモデルのパラメータ B の設定

τ_l/σ_v' は、seedモデルにおける繰返しせん断回数 $N=20$ の場合のせん断応力比であるから、式(5.2.2)により、 τ_l/σ_v' と A が定まれば、 B を算定することができる。

$$N_{20} = 20$$

$$\log \left(\frac{\tau_l}{\sigma_v'} \right) = A \cdot \log(N_{20}) + B \quad \dots\dots\dots (5.2.2)$$

$$B = \log \left(\frac{\tau_l}{\sigma_v'} \right) - A \cdot \log(N_{20}) = \log(0.45) + 0.123 \cdot \log(20) = -0.187$$

2) 改良範囲の設定

締固め改良範囲は、盛土直下、および、その側方の砂層部とし、改良深度については砂層の下端までとした。平面的な改良範囲については、簡易計算により盛土の安定を確保するうえで必要な範囲（ここでは、最小改良範囲と呼ぶ）を算定し、最小改良範囲が周辺地盤の液状化により影響を受けないよう、さらに、余裕幅を持たせることとした。

改良範囲の設定手順を以下に示す。

① 簡易計算の方法

震度、および、間隙水圧を考慮した円弧すべり法（式(5.2.3)）により地震時の円弧すべり安全率を求め、最小改良範囲を算定する。最小改良範囲については、改良範囲を仮定して円弧すべり安全率 F_s を算定し、 F_s が基準値を満足する最小の範囲として求めた。円弧すべり安全率を算定する場合の計算条件のうち、地盤の間隙水圧の発生量は、原地盤部については無対策時の検討結果を用い、過剰間隙水圧比 R_u でシルト部0.12、液状化地盤部1.0とし、締固め改良地盤部では $R_u = 0.0$ とした。また、震度については、非液状化部では $kh = 0.15$ 、 $kh = 0.0$ とした（図5.2.13）。ここで、液状化部の震度を0としたのは、液状化部では過剰間隙水圧比が1.0でありせん断強度を持たないものとして扱っていることから、液状化層では下方地盤からのせん断振動が伝わらないと考えたためである。

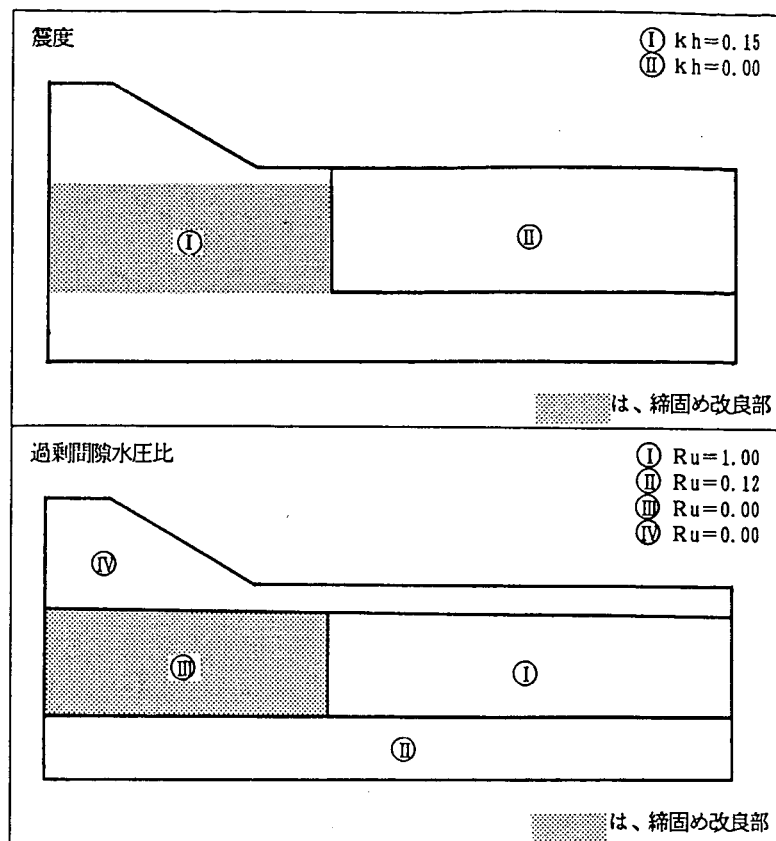


図5.2.13 簡易計算の計算条件

$$F_s = \frac{\Sigma \{ C' \cdot l + (W - u_0 \cdot b - u_g \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi' \}}{\Sigma \left(W \cdot \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot \frac{h}{R} \right)} \dots\dots\dots (5.2.3)$$

② 簡易計算による最小改良範囲の設定

表5.2.4に示す条件で円弧すべり安全率 F_s を算定した。また、仮定した最小改良範囲に対する円弧すべり安全率 F_s の算定結果を表5.2.5に示す。ただし、盛土直下の部分については、全域にわたって改良することとし、最小改良範囲は法尻からの距離を表している。

表5.2.4 円弧すべり安全率の計算条件

case名	最小改良範囲 の設定値(m)	過剰間隙水圧比			震度		
		締固め土	液状化層	シルト層	締固め土	液状化層	シルト層
1	4	0.0	1.0	0.12	0.15	0.0	0.15
2	0	0.0	1.0	0.12	0.15	0.0	0.15

③ 改良範囲の設定

円弧すべり安全率の算定結果から、本条件では最小改良範囲 d_{min} は0 mでよいことが示された。次に余裕幅については、図5.2.14に示すようにシルト層から主動崩壊角で線を引き、地下水位に達する範囲として算定した。余裕幅 d_1 は式(5.2.4)により6 mと求まり、それらの合計値として改良範囲 d は6 mと設定した。

表5.2.5 円弧すべり安全率の算定結果

case名	最小改良範囲 の設定値(m)	円弧すべり安全率 Fs
1	4	1.24
2	0	1.06

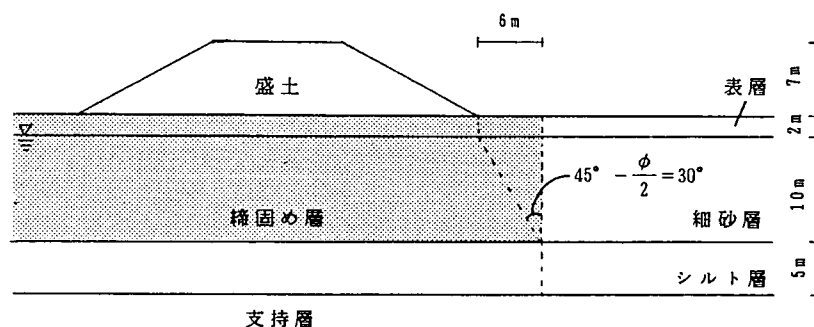


図5.2.14 改良範囲の余裕幅の設定

$$d_1 = H \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (5.2.4)$$

$$= 10 \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right)$$

$$\approx 6$$

$$d = d_1 + d_{min}$$

$$= 6 + 0$$

$$= 6 \text{ (m)}$$

d : 改良範囲

d_{min} : 最小改良範囲

d_1 : 余裕幅

(5) 地震応答解析の実施

地震応答解析は、算定した入力地震動に対し全応力法によるFEM解析を行うことにより実施した。プログラムコードとしては、建設省土木研究所の開発したSADAP⁴⁾を用いた。解析モデルのメッシュ図を図5.2.15に示す。モデル化にあたっては、対称性を考慮し右半分のみをモデル化した。

なお、解析にあたっては、地盤の変形特性のひずみ依存性はHDモデルで表し、地震応答解析の前に初期応力解析を行うことにより、拘束圧依存性を考慮した常時の地盤物性を算定した。

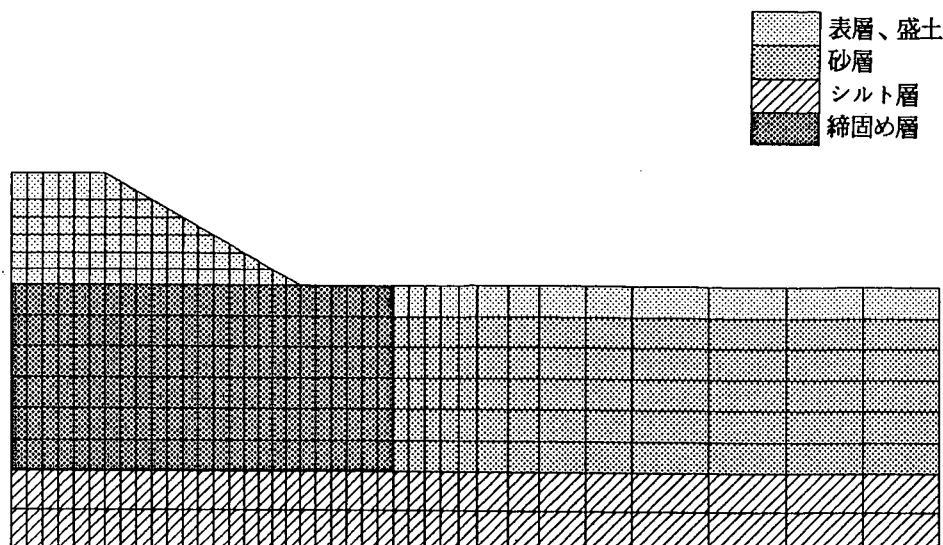


図5.2.15 FEM解析モデル

(6) 過剰間隙水圧の算定

地震動により発生する過剰間隙水圧は地震応答解析結果から得られた地盤のせん断応力の時刻歴をもとに、過剰間隙水圧発生モデルを組み込んだ浸透解析を実施することにより算定した。浸透解析に用いたプログラムコードはSADAPであり、SADAPの地震応答解析と浸透解析を同時に並行して計算できる機能を用いた。

なお、地盤の過剰間隙水圧分布は地震終了後も周辺の液状化層からの水圧伝播などの影響を受けることがあり、円弧すべり安全率を算定すると地震終了後の方が危険な状態になることがあるため、過剰間隙水圧がほぼ消散する地震終了後5000秒まで浸透解析を行った。

図5.2.16に浸透解析により求めた過剰間隙水圧、および、過剰間隙水圧比の最大値の分布を、地震応答解析により求めた応答加速度の最大値分布と併せて示す。

(7) 地震応答解析に基づく円弧すべり安全率の算定

改良地盤の効果を考慮できる地震時の安定性評価は、盛土構造物の式(5.2.1)に示す円弧すべり安全率 F_s を評価基準とし検討を実施した。

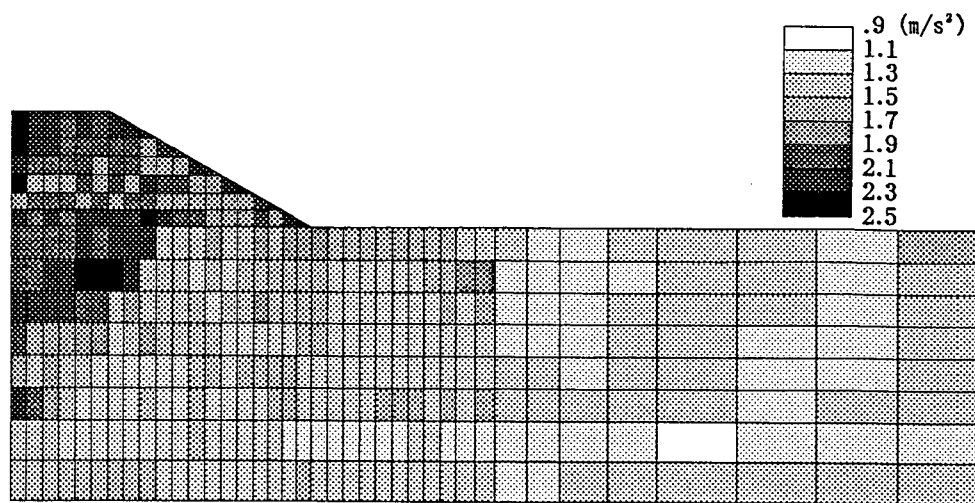
円弧すべり安全率 F_s の算定に用いる震度、および、間隙水圧は地震応答解析・浸透解析の計算結果から最も円弧すべり安全率が低くなると考えられる時刻のものを選び出し、荷重条件として設定した。選出した時刻は、以下に示す3時点であり、①は最大加速度の発生時刻であり、③は地震終了直後で間隙水圧は上昇しているが震度は0である状態を想定した。②については、図5.2.17に示す入力地震波から過剰間隙水圧が十分発生したと考えられる時刻付近で加速度が最も大きい時刻を選んだ。

① $t=2.5\text{sec}$

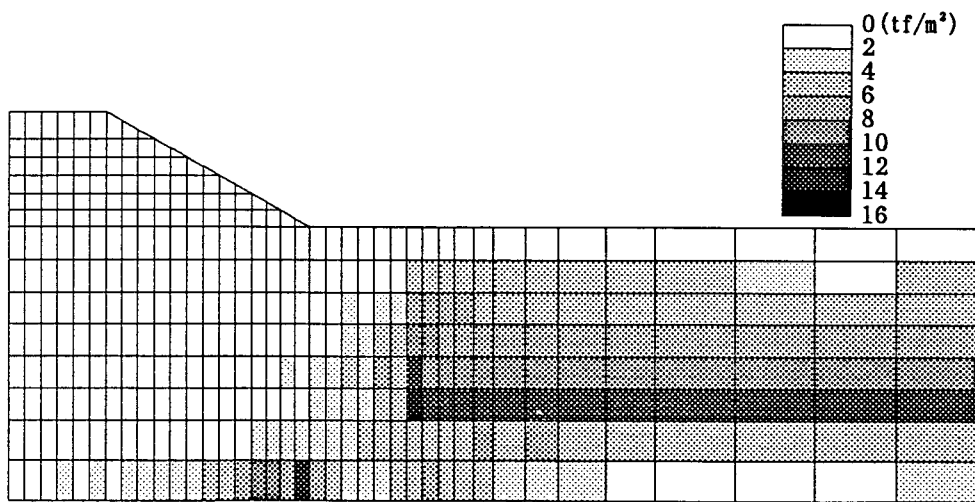
② $t=8.0\text{sec}$

③ 最大過剰間隙水圧の発生状態

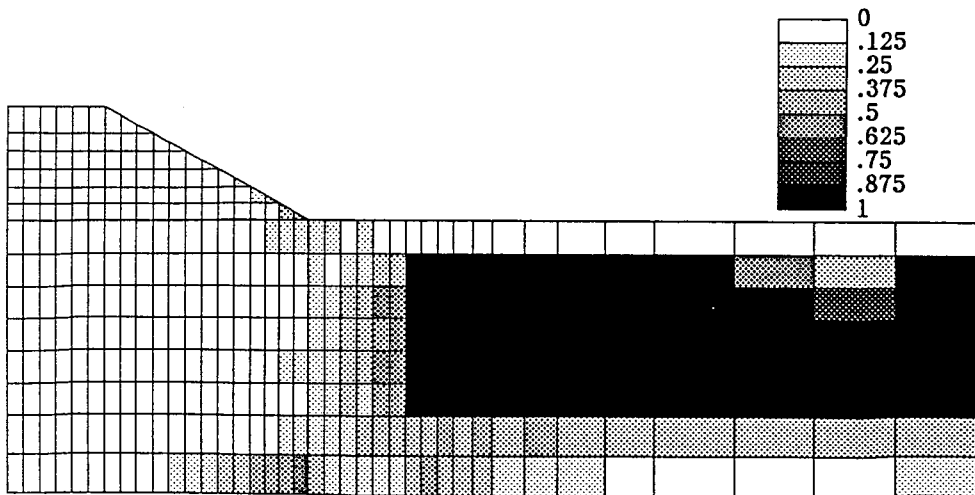
図5.2.18、5.2.19に地震応答解析・浸透解析により求めた上記のうち、①、②時点の応答加速度分布、



(1) 応答加速度分布



(2) 過剰間隙水圧分布



(3) 過剰間隙水圧比分布

図5.2.16 解析結果（最大値分布図）

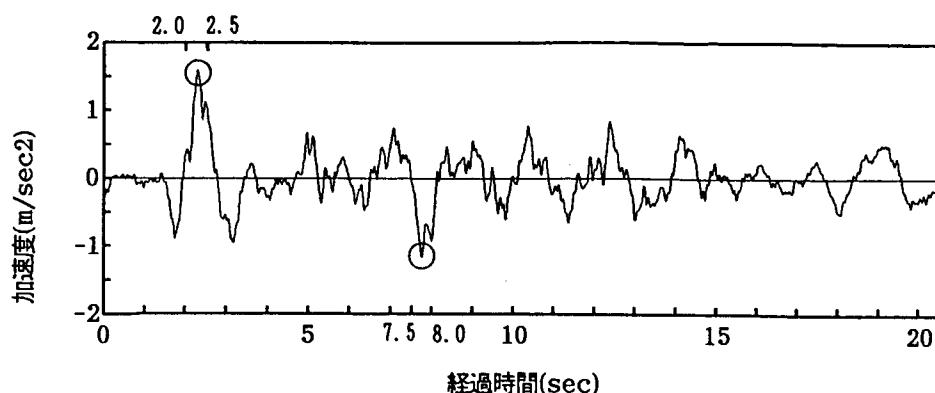


図5.2.17 入力地震波の時刻歴図

過剰間隙水圧分布を示す。なお、①、②における応答加速度分布はそれぞれ、2.0～2.5sec、7.5～8.0secにおける最大値を示している。また、円弧すべり安全率を求めるための荷重条件は、図5.2.20～5.2.22に示すように加速度、過剰間隙水圧比に対してゾーン分割を行い算定した。得られた円弧すべり安全率を表5.2.6に示す。ここで、③で示す過剰間隙水圧、過剰間隙水圧比は全時刻を通じての最大値である。

表5.2.6 円弧すべり安全率の算定結果

	時 刻	円弧すべり安全率
①	t = 2. 5	1. 4 4
②	t = 8. 0	1. 2 2
③	最大過剰間隙 水圧発生時	1. 6 6

(8) 対策工の評価

求めた円弧すべり安全率 F_s は、どの時点においても評価基準値1.0 を満足しており、仮定した対策工は耐震地盤対策として十分であることが確認できた。

5.2.2 締固め工法による掘割構造物安定化対策

(1) 設計方針、設計の手順

設計方針、および、設計の手順は、4.1.3(1)、(2)の設計方針・設計手順に従う。

設計手順を図5.2.23に再掲する。

締固め工法による掘割道路の対策工の設計は、詳細法による。詳細法としては、FEMによる地震応答解析、および、浸透解析を行う。

(2) 設計条件の設定

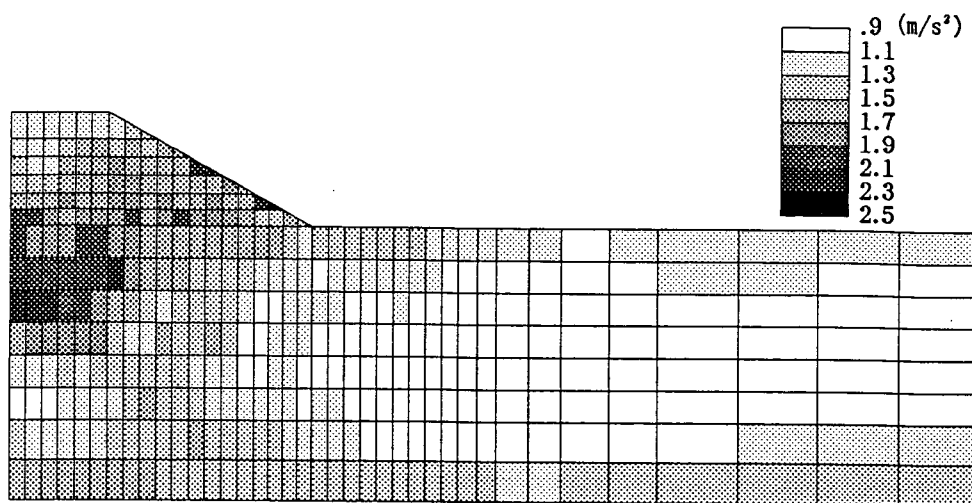
共通設計条件に基づく。締固め工法による掘割道路の対策工の設計は、詳細法によることから、無対策時の検討を簡易法のみで行った場合には、詳細法に用いる設計条件を新たに設定する必要がある。

1) 地盤条件、掘割道路の諸元

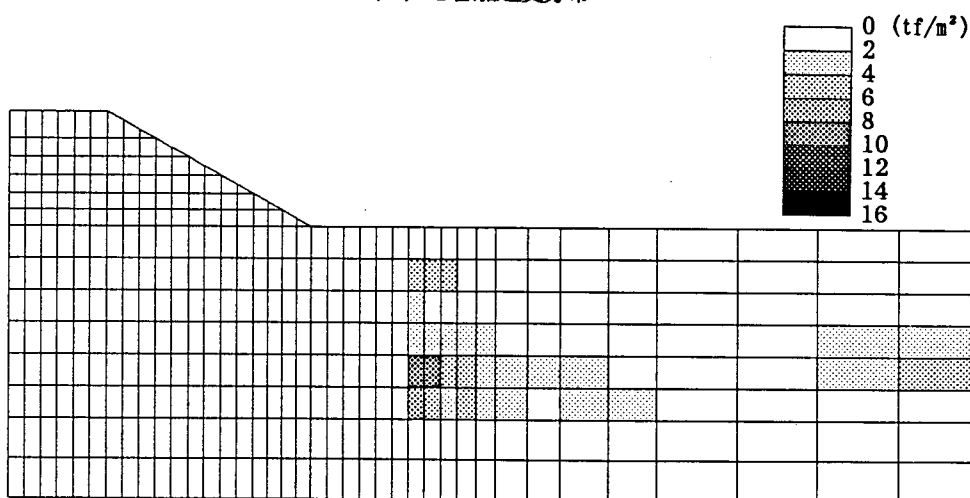
掘割道路の諸元については、無対策時の条件に従う。

地盤条件についても、無対策地盤の条件に従う。地盤条件は、改良地盤の物性も含めて、改良地盤の物性値の設定の項の表5.2.8に示す。

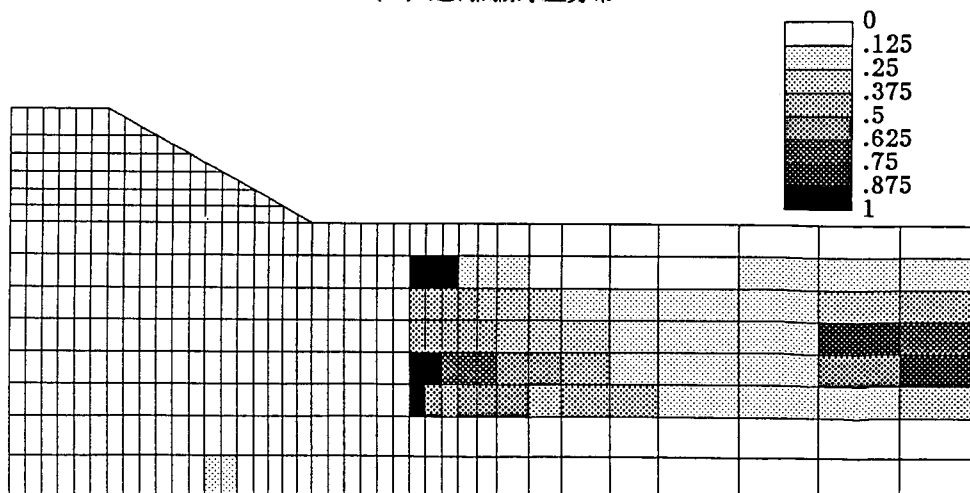
2) 地震動条件



(1) 応答加速度分布

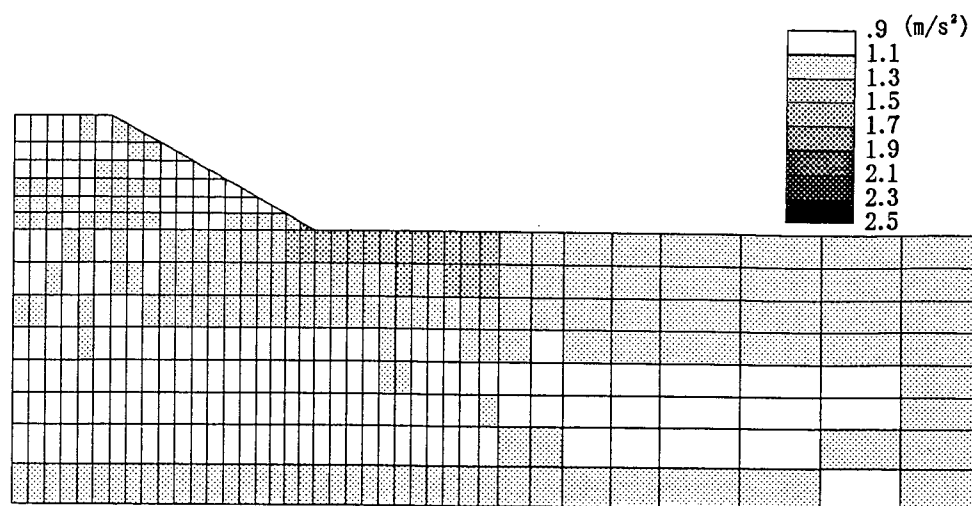


(2) 過剰間隙水圧分布

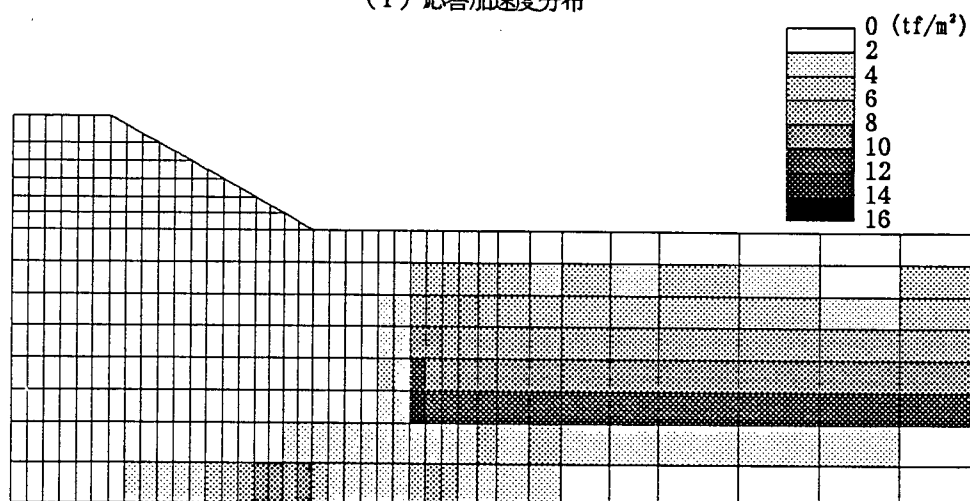


(3) 過剰間隙水圧比分布

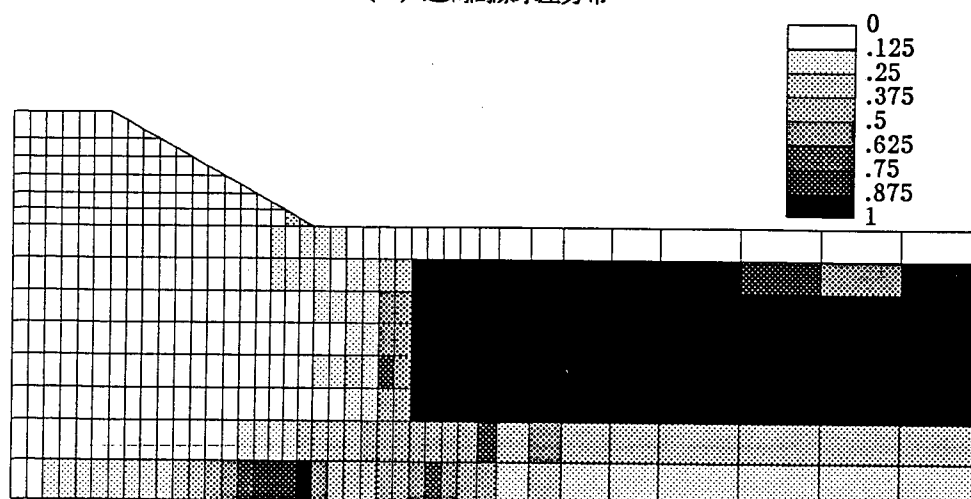
図 5.2.18 解析結果 ($t=2.50\text{sec}$ 時)



(1) 応答加速度分布



(2) 過剰間隙水圧分布



(3) 過剰間隙水圧比分布

図 5.2.19 解析結果 ($t=8.00\text{sec}$ 時)

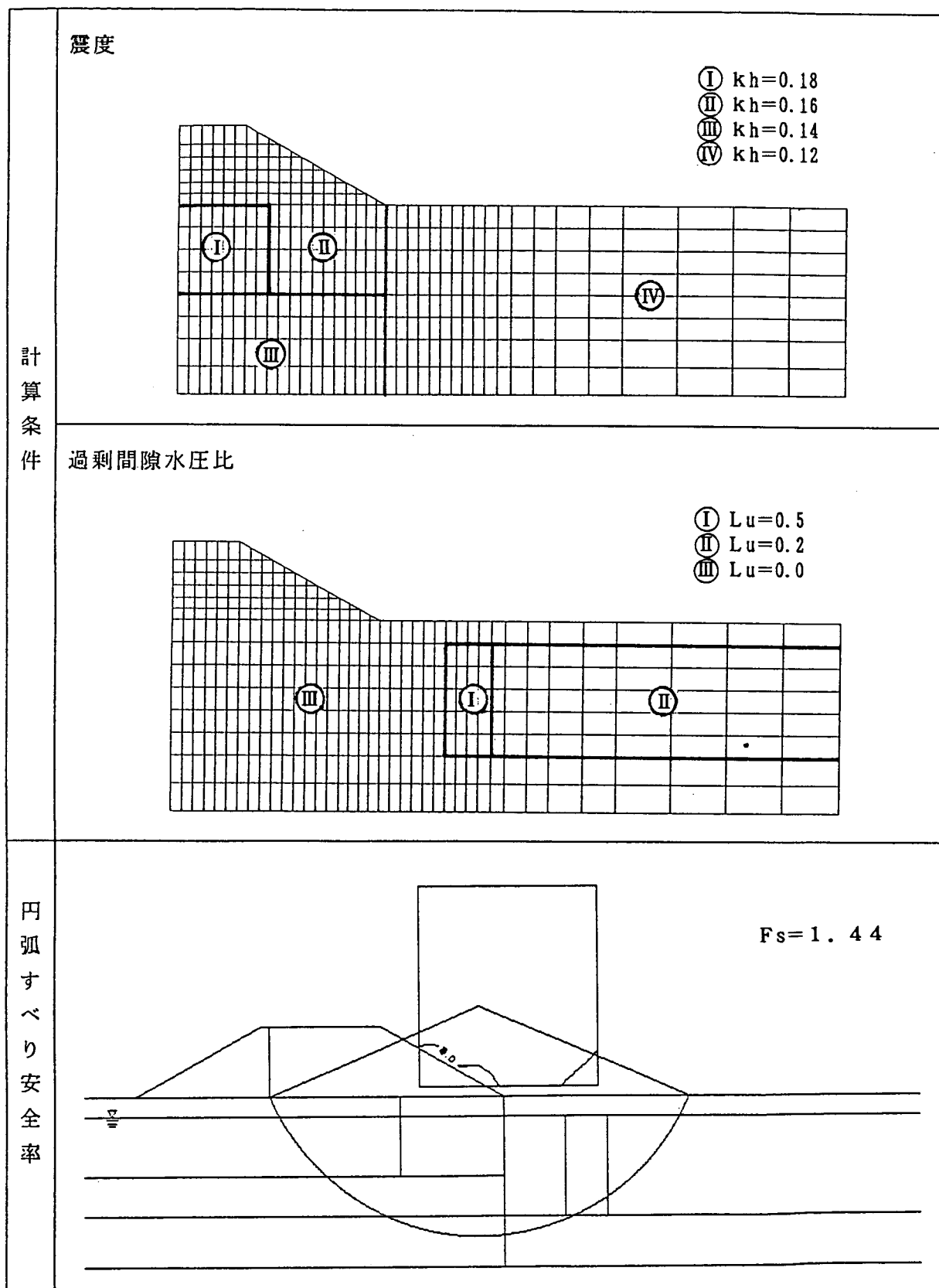


図 5.2.20 円弧すべり安全率 ($t=2.5\text{sec}$ 時)

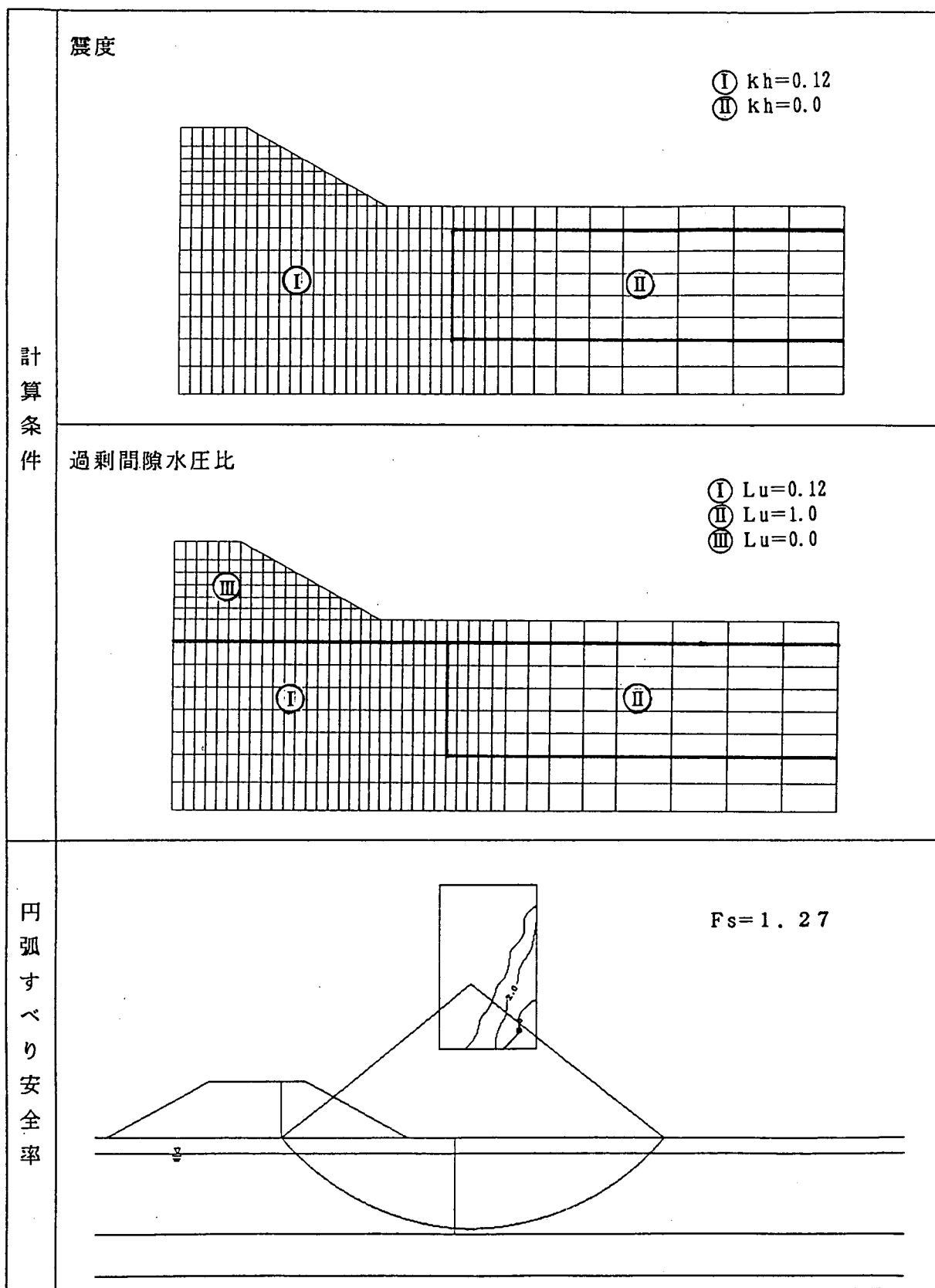


図5.2.21 円弧すべり安全率 ($t=8.0\text{sec}$ 時)

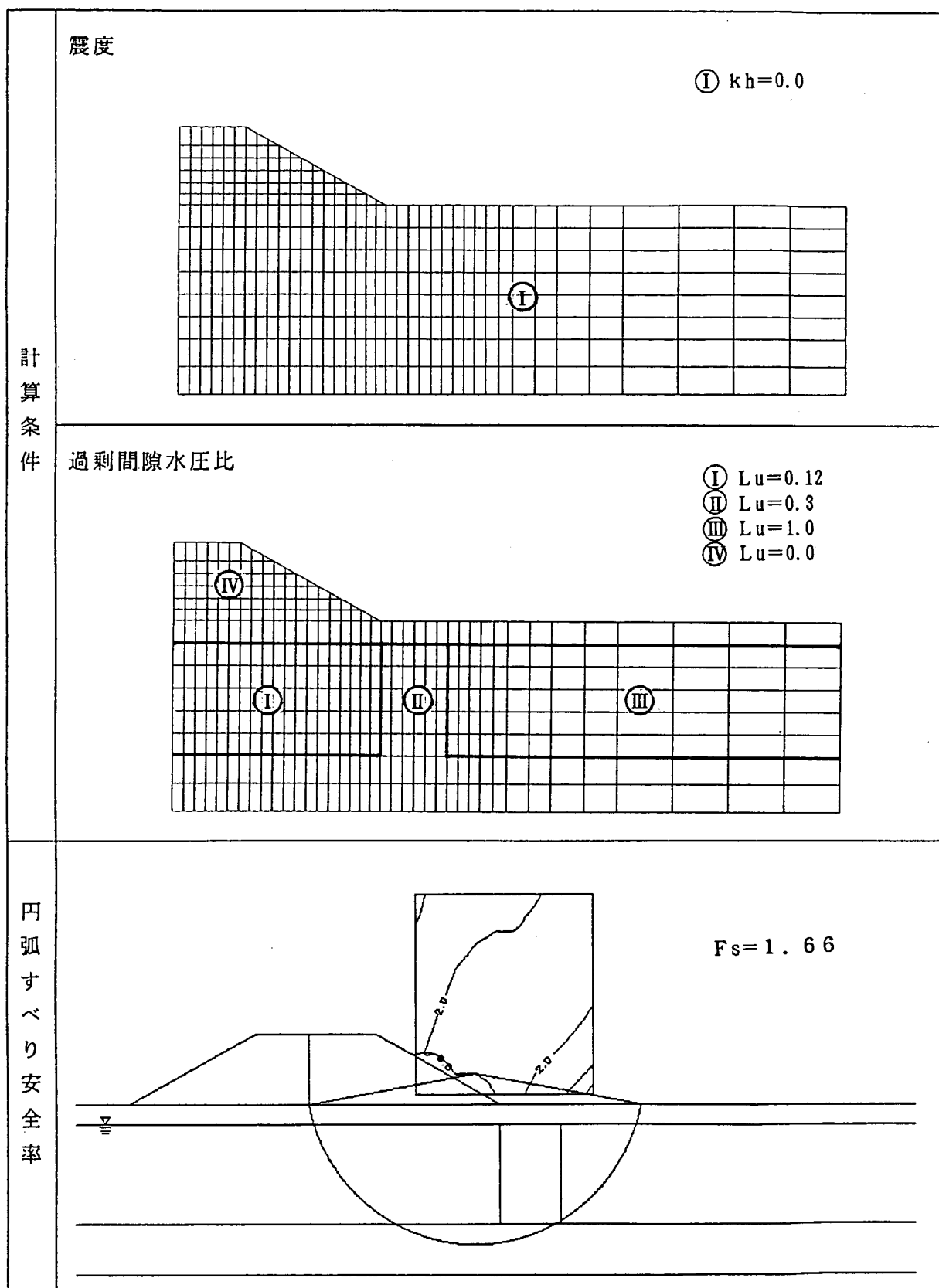


図 5. 2.22 円弧すべり安全率（最大過剰間隙水圧発生時）

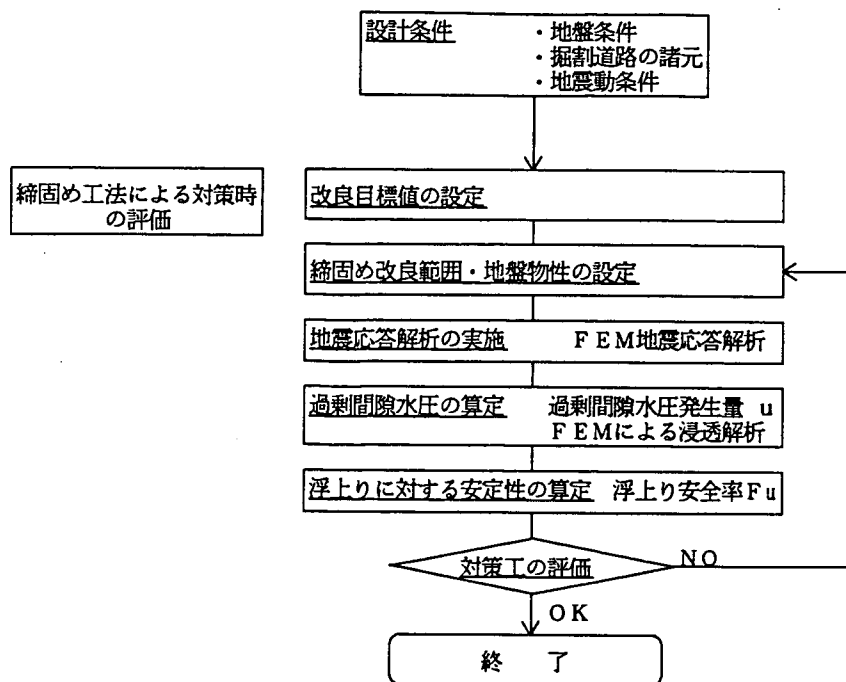


図 5. 2.23 締固め工法による液状化対策項の設計手順（図 4. 1. 2 の再掲）

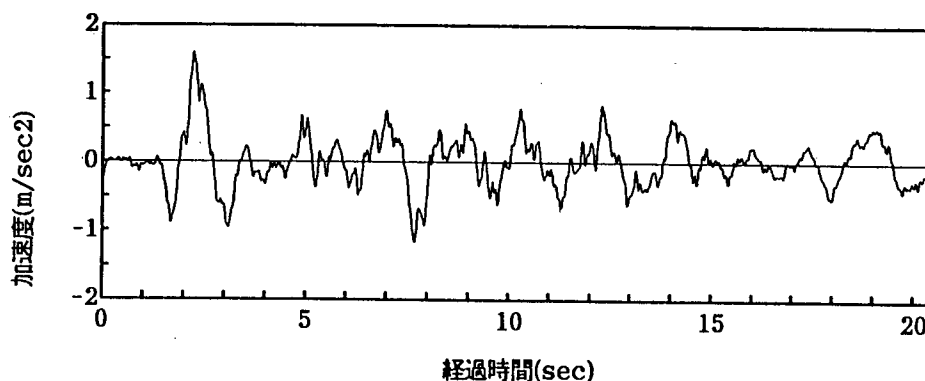


図 5. 2.24 解析用入力地震動の時刻歴波形図

ここでは、詳細法である地震応答解析に必要な入力加速度の時刻歴は与えられているものとする。FEM解析用入力地震動の時刻歴波形を図 5. 2.24 に示す（図 5. 2. 7 と同じ）。

無対策時の検討が簡易法で行われ設計震度のみが与えられている場合には、地盤加速度の時刻歴を新たに設定する必要があるが、その算定方法については、5. 2. 1 (2) で述べている。

(3) 改良目標値の設定

試算における設定として、以下のように設定し試算を実施した。

1) 工法、および、改良深度

締固め工法としてはサンドコンパクションパイル工法を採用し、砂層部を地盤改良の対象とする。

また、改良目標値としては、 N 値を用いる。

2) 改良目標 N 値の設定

改良目標 N 値の設定にあたっては、地盤が液状化しないよう締固めるものとし、構造物を考慮しない条件下で、改良後の安全率 F_L が1以上となるように改良目標 N 値を設定する。

砂層部各層において F_L が1以上となる N 値を表5.2.7に示す。表5.2.7をもとに、改良地盤のばらつき等も考慮にいれ、改良目標 N 値としては飽和砂層部中間点の深度7 mで15に設定した。

なお、相対密度 D_r は60%以上となるものが考えられるため、 F_L の算定にあたっては、 $D_r > 60\%$ の密な砂地盤に対しても適用可能である（建築基礎：4.5）に従った。

表5.2.7 改良目標 N 値の設定

深度 (m)	原地盤に対する評価			改良目標 N値
	N値	$\frac{\tau_l}{\sigma_v'}$	$\frac{\tau_d}{\sigma_v'}$	
2.0	4.8	0.176	0.116	0.0
3.0	5.2	0.173	0.141	2.4
4.0	5.6	0.172	0.155	4.2
5.0	6.0	0.171	0.165	5.5
6.0	6.4	0.171	0.171	6.4
7.0	6.8	0.171	0.174	7.2
8.0	7.3	0.172	0.177	7.8
9.0	7.7	0.172	0.178	8.3
10.0	8.1	0.173	0.178	8.7
11.0	8.5	0.173	0.178	9.0
12.0	8.9	0.174	0.177	9.3

例として、深度7 m位置における改良目標 N 値の設定法を以下に示す。

① 原地盤における液状化抵抗比 τ_l/σ_v' の算定

（建築基礎：4.5）により、

$$\sigma_v' = 1.7 \times 2 + 0.9 \times 5 = 7.9 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$C_N = \sqrt{10/\sigma_v'} = \sqrt{10/7.9} = 1.13$$

$$N_1 = C_N \times N = 1.13 \times 6.8 = 7.68$$

$$\Delta N_f = 8 \quad (F_C = 20\% \text{ とし, 図5.2.25より算定})$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_f = 7.68 + 8 = 15.7$$

$$\frac{\tau_l}{\sigma_v'} = 0.17 \quad (\text{図5.2.26より算定})$$

② 繰返しせん断応力比 τ_d/σ_v' の算定

$$\gamma_n = 0.1 (M - 1)$$

$$= 0.1 \times (7.5 - 1)$$

$$= 0.65$$

$$\frac{\tau_d}{\sigma_v'} = \gamma_n \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \cdot (1 - 0.015z)$$

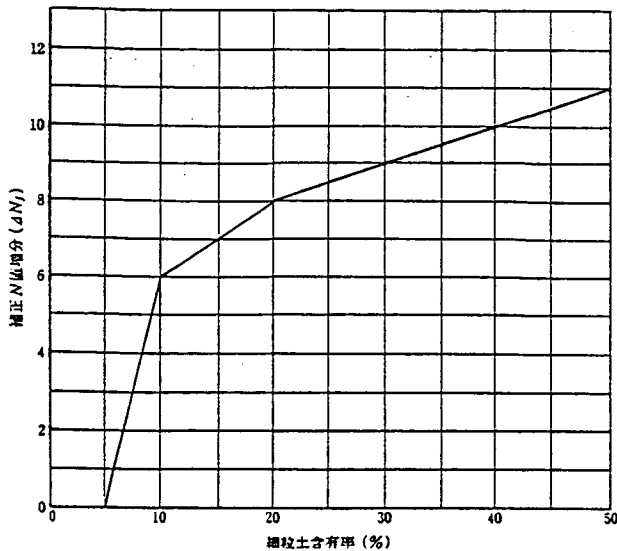


図 5. 2. 25 細粒分含有率と補正 N 値増分の関係¹⁾

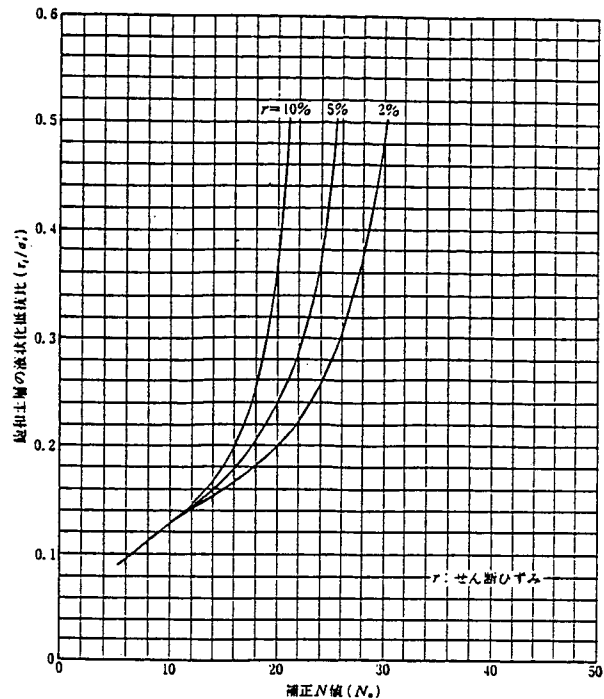


図 5. 2. 26 補正 N 値と飽和土層の液状化抵抗比の関係¹⁾

$$= 0.65 \times \frac{180}{980} \times \frac{12.9}{7.9} \times (1 - 0.015 \times 7)$$

$$= 0.174$$

③ 原地盤の F_L の算定

$$F_L = \frac{\frac{\tau_d}{\sigma_v'}}{\frac{\tau_d}{\sigma_v'}} = \frac{0.17}{0.174} = 0.98$$

④ 改良目標 N 値の算定

$F_L \geq 1$ の条件より、 $\tau_d/\sigma_v' = 0.174$ とおき①の手順を逆算することにより、改良目標 N 値が算定できる。ここでは、 N 値=7.2 が得られた。

3) パイル間隔、圧入砂量の設定

改良目標 N 値を満足するサイドコンパクションパイルのパイル間隔、圧入砂量の設定は以下に示す手順でノモグラムを用いて行った。

① 圧入率 F_v の算定

原地盤の N 値 7, 改良地盤の N 値 15 として、図 5. 2. 27 より $F_v = 0.10$ が求まる。

② パイル間隔、圧入砂量の算定

図 5. 2. 28 において、四角形配置パイル間隔 2.0 m と設定し、圧入砂量 0.4 m³/m と算定した。

なお、ここで用いたノモグラフは、砂地盤の細粒分含有率を考慮していないものであるが、通常、よく用いられている。砂地盤の細粒分含有率を考慮したパイル間隔、圧入砂量の算定方法も提案され

ている。³⁾

(4) 締固め改良範囲・地盤物性の設定

1) 改良範囲の設定

締固め改良範囲としては、実験データ（その3：3.5）から、構造物直下、および、構造物側方の砂層部とする。深度については砂層の下端までを改良することとし、平面的な改良範囲については、図5.2.29に示すようにシルト層から主働崩壊角で線を引き、掘割道路に達する範囲（片側6 m）を初期設定値とした。

2) 地盤物性の設定

締固め改良地盤の地盤物性については、4.2.1と同様であり、無対策地盤を含め表5.2.8に示す物性値を用いた。

ここで、表5.2.8に示した設定値のうち、動的変形特性の α_1 、 n_1 は初期せん断弾性係数 G_0 の拘束圧依存性を考慮するためのものであり、式(5.2.5)により定義している。

$$G_0 = \alpha_1 (\sigma_m')^{n_1} \dots \dots \dots (5.2.5)$$

改良地盤の物性のうち液状化強度以外の物性については、締固め前の物性をそのまま用いることとした。液状化強度を示す物性値としては、繰返しせん断を受けた場合に発生する地盤の過剰間隙水圧の上昇量を決定する物性としてedモデルの定数 α 、 A 、 B を以下の様にして設定した。① seedモデルの物性のうち、 α と A については、標準的な値として $\alpha = 1.0$ 、 $A = -0.123$ を採用する。

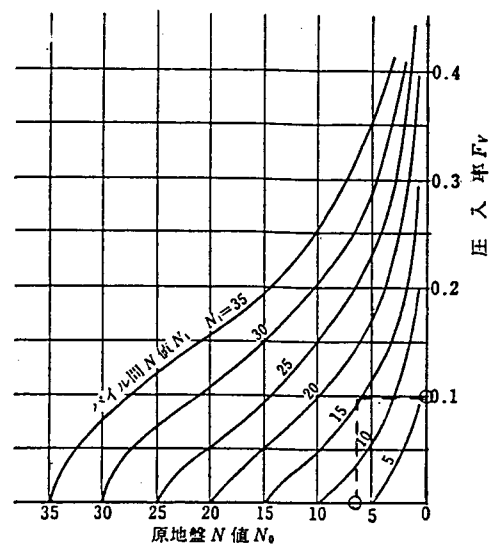


図5.2.27 圧入率の算定²⁾

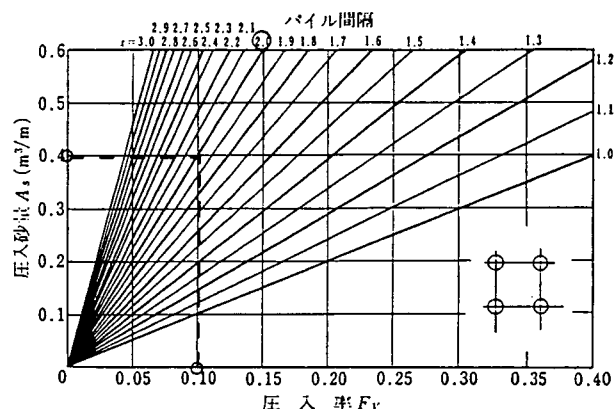


図5.2.28 パイル間隔，圧入砂量のse算定²⁾

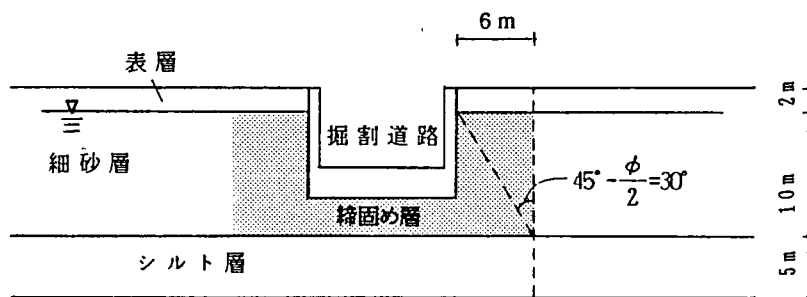


図5.2.29 改良範囲の設定

② 締固め改良地盤は、平均的に N 値15程度以上に改良されているものとし、（建築基礎：4.5）により液状化抵抗比 τ_l/σ_v' を算定し、求めた τ_l/σ_v' と等価な液状化抵抗を示す物性として定数 B

表 5. 2. 8 地盤物性の設定値

		表層	液状化層	シルト層	盛土	締固め土
単位体積重量 (tonf/m ³)		$\gamma_t=1.7$	$\gamma_{sat}=1.9$	$\gamma_{sat}=1.8$	$\gamma_t=1.7$	$\gamma_{sat}=1.9$
静的強度定数		$\phi=30^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=25^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=30^\circ$
透水特性	透水係数 k (cm/sec)	0.02	0.02	0.00001	0.02	0.02
	m_v (m ² /tf)	0.0004	0.0004	0.0010	0.0004	0.0004
静的変形特性	せん断弾性係数 G (tonf/m ²)	2700	5000	5900	2700	5000
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.40	0.33	0.33
動的変形特性	履歴モデル	HDモデル	HDモデル	HDモデル	弾性	HDモデル
	α_1	2600	2600	2400	2600	2600
	n_1	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
	ν	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
間隙水圧発生特性	発生モデル	—	Seedモデル	Seedモデル	—	Seedモデル
	α	—	1.0	1.0	—	1.0
	A	—	-0.123	-0.123	—	-0.123
	B	—	-0.629	-0.467	—	-0.187

を定めた。

③ 液状化抵抗比 τ_l/σ_v' の算定

(建築基礎：4.5)により，

$$\sigma_v' = 1.7 \times 2 + 0.9 \times 5 = 7.9 \text{ (t/mf)}$$

$$C_N = \sqrt{10/\sigma_v'} = \sqrt{10/7.9} = 1.13$$

$$N_1 = C_N \times N = 1.13 \times 15 = 16.9$$

$$\Delta N_f = 8 \quad (F_C = 20\% \text{とし, 図5.2.25より算定})$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_f = 16.9 + 8 = 24.9$$

$$\frac{\tau_l}{\sigma_v'} = 0.45 \quad (\text{図5.2.26より算定})$$

④ seedモデルのパラメータBの設定

τ_l/σ_v' は，seedモデルにおける繰返しせん断回数 $N=20$ の場合のせん断応力比であるから，式(5.2.6)により， τ_l/σ_v' とAが定まれば，Bを算定することができる。

$$N_{20} = 20$$

$$\log \left(\frac{\tau_l}{\sigma_v'} \right) = A \cdot \log(N_{20}) + B \dots\dots\dots (5.2.6)$$

$$B = \log \left(\frac{\tau_l}{\sigma_v'} \right) - A \cdot \log(N_{20}) = \log(0.45) + 0.123 \cdot \log(20) = -0.187$$

(5) 地震応答解析の実施

地震応答解析は、算定した入力地震動に対し全応力法によるFEM解析を行うことにより実施した。プログラムコードとしては、建設省土木研究所の開発したSADAP⁴⁾を用いた。解析モデルのメッシュ図を図5.2.30に示す。モデル化にあたっては、対称性を考慮し右半分のみをモデル化した。

なお、解析にあたっては、地盤の変形特性のひずみ依存性はHDモデルで表し、地震応答解析の前に初期応力解析を行うことにより、拘束圧依存性を考慮した常時の地盤物性を算定した。

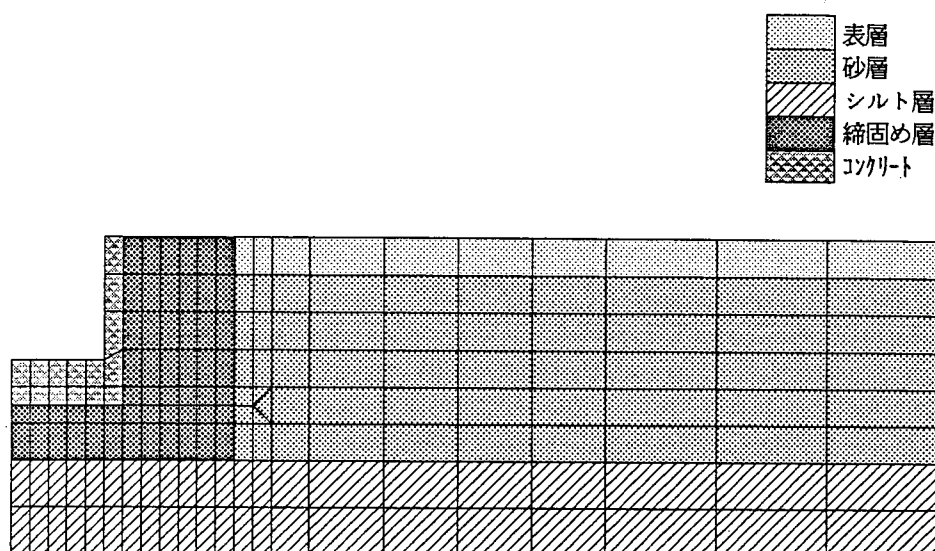


図5.2.30 FEM解析モデル

(6) 過剰間隙水圧の算定

地震動により発生する過剰間隙水圧は地震応答解析結果から得られた地盤のせん断応力の時刻歴をもとに、過剰間隙水圧発生モデルを組み込んだ浸透解析を実施することにより算定した。浸透解析に用いたプログラムコードはSADAPであり、SADAPの地震応答解析と浸透解析を同時に並行して計算できる機能を用いた。

なお、地盤の過剰間隙水圧分布は地盤終了後も周辺の液状化層からの水圧伝播などの影響を受けることがあり、浮上がり安全率を算定すると地震終了後の方が危険な状態になることがあるため、過剰間隙水圧がほぼ消散する地震終了後約5000秒まで浸透解析を行った。

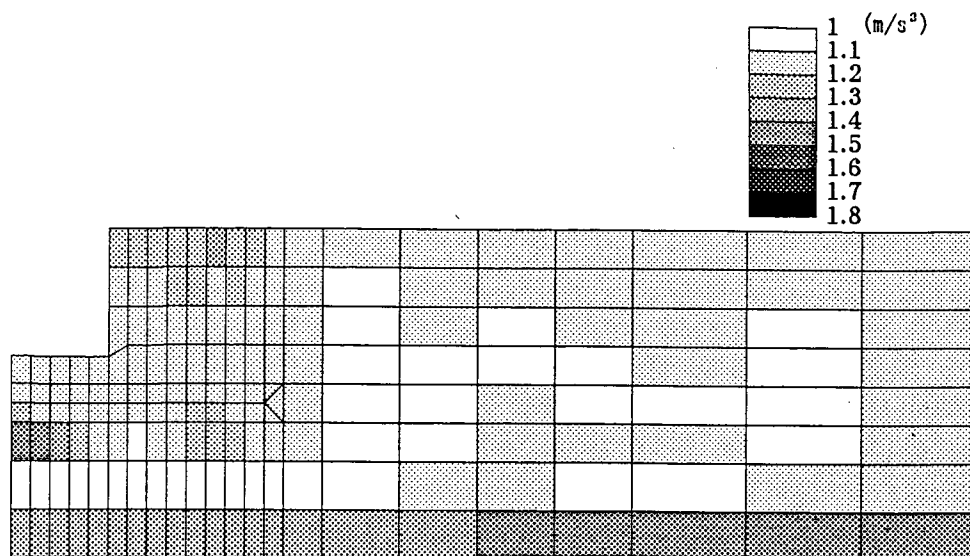
図5.2.31に浸透解析により求めた過剰間隙水圧、および過剰間隙水圧比の最大値の分布を示す。

(7) 地震応答解析に基づく浮上がり安全率の算定

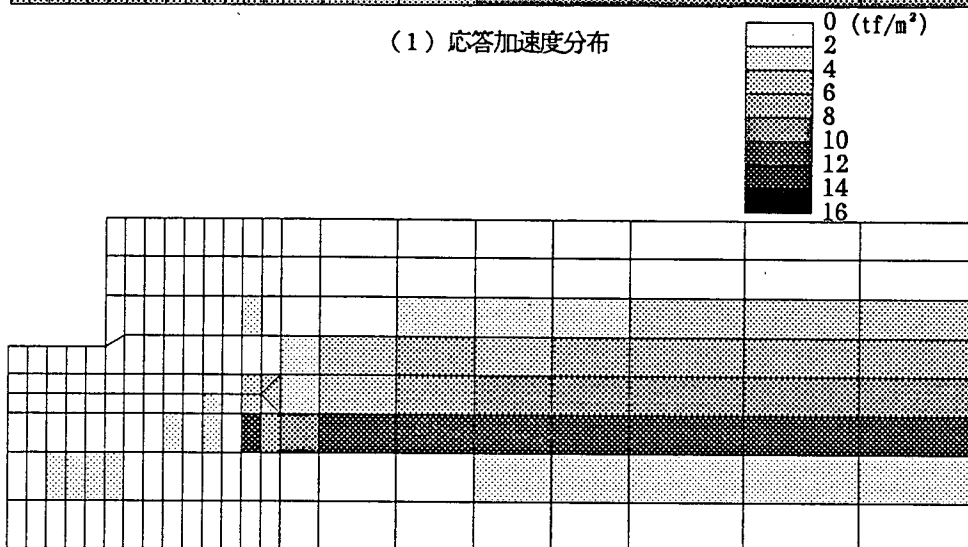
改良地盤の効果を考慮できる安定評価基準として、掘割道路の浮上がりに対する安定性の検討を浮上がり安全率 F_u により評価した。

浮上がり安全率 F_u は式(5.2.7)により定義されており、浸透解析により求められた掘割道路周辺地盤の過剰間隙水圧分布の最大値から算定した。

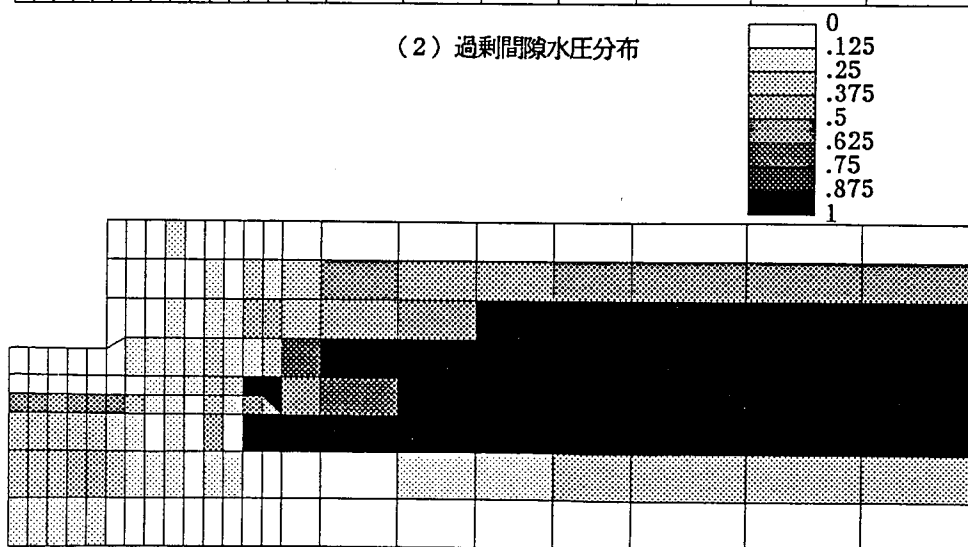
$$F_u = \frac{W + Q}{U_s + U_d + F} \quad \dots\dots\dots (5.2.7)$$



(1) 応答加速度分布



(2) 過剰間隙水圧分布



(3) 過剰間隙水圧比分布

図 5. 2. 31 解析結果

W : 構造物の自重

Q : 構造物側壁の摩擦抵抗

U_s : 静水圧による浮力

U_d : 過剰間隙水圧による揚力

F : 浸透力に起因する力

浸透力に起因する力 F については, (共同溝: 6.3.4) 等では考慮されていないが, 共同研究における実験結果⁵⁾の検討により, 掘割道路のような半地下構造物に対しては F を考慮することの必要性が明らかになったため検討を行ったが, 本ケースでは0であった。

$$W = 100.8 \quad (\text{無対策時の検討を参照})$$

$$Q = 1.24 \quad (\text{無対策時の検討を参照})$$

$$U_s = 84.0 \quad (\text{無対策時の検討を参照})$$

$$U_d = 15.24 \quad (\text{表 5.2.9 参照})$$

$$F = 0.0 \quad (\text{表 5.2.9 参照})$$

$$F_u = \frac{W + Q}{U_s + U_d + F} = \frac{100.8 + 1.24}{84.0 + 15.2 + 0.0} = 1.03$$

(8) 対策工の評価

求めた浮上がり安全率 F_u 1.03は評価基準値1.0 を満足しており, 仮定した対策工は耐震地盤対策として十分であることを確認した。

表 5.2.9 揚力 U_d , 浸透水力 F の算定

要素No.	66	67	68	69	70	U_d, F (片側)	U_d, F (両側)
過剰間隙水圧による揚力 $U_{dn} \cdot A_n$	1.53	1.51	1.55	1.45	1.60	7.64	15.24
浸透水力 F_n							
第2層	-1.41	-1.46	-1.41	-1.59	-1.50	0.0	0.0
第3層	-3.04	-2.84	-2.78	-2.00	-2.31	0.0	0.0
第4層	-5.48	-5.42	-5.41	-5.33	-5.46	0.0	0.0
U_{dn} : 掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧 F_n : 各鉛直ブロック毎の浸透水力 $\begin{cases} F_n = S_n - T_n & (S_n \geq T_n) \\ F_n = 0 & (S_n \leq T_n) \end{cases}$ $S_n = -(U_{dn} - U_{sn}) \cdot A_n$ $T_n = \gamma' (Z_{sn} - Z_{dn}) \cdot A_n$ U_{sn} : 地盤の過剰間隙水圧 Z_{sn} : 掘割道路直下地盤の深度 Z_{dn} : U_{sn} 発生箇所の深度 A_n : 各鉛直ブロック部での掘割道路の底面積							

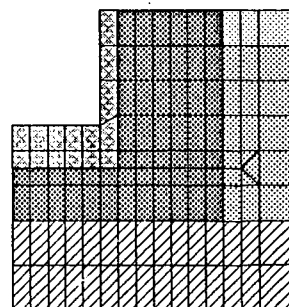
掘割道路

第1層

第2層

第3層

第4層



5.3 グラベルドレーン工法

5.3.1 グラベルドレーン工法による盛土構造物安定化対策

(1) 設計方針，設計手順

設計方針，および，設計手順は，4.2.2(1)，(2)の設計方針・設計手順に従う。

設計手順を図5.3.1に再掲する。

グラベルドレーン工法による盛土構造物の対策工の設計は，詳細法による。詳細法としては，FEMによる地震応答解析，および，浸透解析を行う。

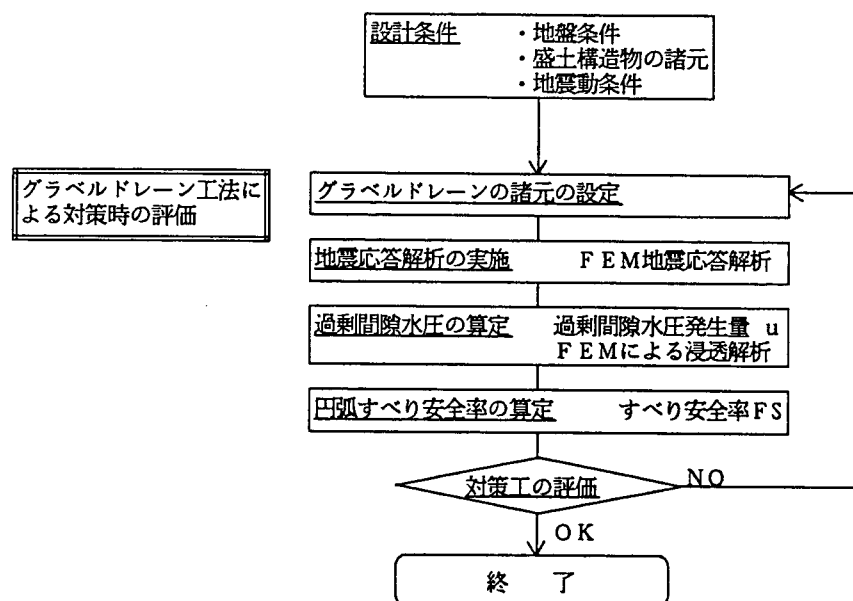


図5.3.1 グラベルドレーン工法による液状化対策工の設計手順（図4.2.6の再掲）

(2) 設計条件の設定

共通設計条件に基づく。グラベルドレーン工法による盛土構造物の対策工の設計は，詳細法によることから無対策時の検討を簡易法のみで行った場合には，詳細法に用いる設計条件を新たに設定する必要がある。

1) 地盤条件，盛土構造物の諸元

地盤条件，盛土構造物の諸元については，無対策地盤の条件に従う。地盤条件は，改良地盤の物性を含めて，改良地盤の物性値の設定の項の表5.3.3に示す。

2) 地震動条件

ここでは，詳細法である地震応答解析に必要な入力加速度の時刻歴は与えられているものとする。FEM解析用入力地震動の時刻歴波形を図5.3.2に示す。

無対策時の検討が簡易法で行われ設計震度のみが与えられている場合には，地盤加速度の時刻歴を新たに設定する必要があるが，その算定方法については，5.2.1(2)で述べている。

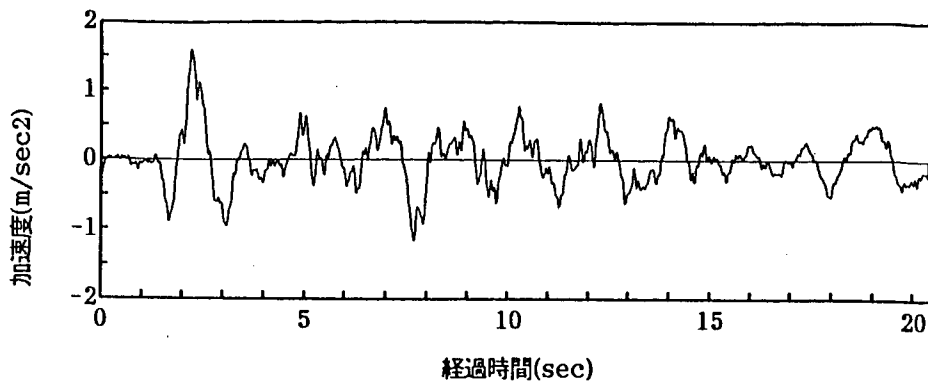


図5.3.2 解析用入力地震動の時刻歴波形図

(3) グラベルドレーンの諸元の設定

以下のようにグラベルドレーンの諸元を設定し、試計算を実施した。

1) 改良深度、配置

排水工法としてグラベルドレーン工法を採用し、砂層部を地盤改良の対象とする。また、その配置は、共同研究の成果（その3：3.2）から、図5.3.3に示すように盛土の下部、および、その側方部にグラベルドレーンを設け、グラベルパイルの上端と接合する形でグラベルマットを配置する。

2) ドレーン材の選定

ドレーン材の選定は、原地盤の土質を考慮し、式(5.3.1)⁶⁾を満足する材料として碎石6号を選定した。

$$D_{G15} < 8D_{S85} \dots\dots\dots (5.3.1)$$

D_{G15} ：ドレーン材の15%粒径（碎石6号の D_{15} は、5.0 mmと設定）

D_{S85} ：原地盤の85%粒径（原地盤の D_{85} は、0.65mmと設定）

ドレーン材の透水係数は、碎石6号の透水係数として、図4.2.2を参考に10cm/secと設定した。

3) 改良範囲の設定

平面的な改良範囲については、簡易計算により盛土の安定を確保するうえで必要な範囲（ここでは、最小改良範囲と呼ぶ）を算定し、最小改良範囲が周辺地盤の液状化により影響を受けないよう、さらに、余裕幅を持たせることとした。

改良範囲の設定手順を以下に示す。

① 簡易計算の方法

震度、および、間隙水圧を考慮した円弧すべり法（式(5.3.2)）により地震時の円弧すべり安全率を求め、最小改良範囲を算定する。最小改良範囲については、グラベルドレーンによる対策を行った地盤の過剰間隙水圧の発生量と改良範囲を仮定して円弧すべり安全率 F_s を算定し、 F_s が基準値を満足する過剰間隙水圧の仮定値と改良範囲の最小値の組をいくつか求め、その組の中で適当と考えられるものを選定する。円弧すべり安全率を算定する場合の計算条件のうち、地盤の間隙水圧の発生量は、原地盤部については無対策時の検討結果を用い、過剰間隙水圧比でシルト部0.12、液状化地盤

部1.0とした。グラベルドレーン対策部の過剰間隙水圧は、 $R_u = 0.2, 0.3$ の2種類を仮定値とした。ここで、 R_u を0.3までとしたのは、簡易計算の結果から $R_u = 0.4$ と設定すると対策範囲をどのように広くとっても、円弧すべり安全率は必ず1以下となるためである。

また、震度については、非液状化部では $k_h = 0.15$ 、 $k_h = 0.0$ とした。ここで、液状化部の震度を0としたのは、液状化部では過剰間隙水圧比が1.0でありせん断強度を持たないものとして扱っていることから、液状化層ではせん断振動が伝わらないと考えたためである。

$$F_s = \frac{\Sigma \{ C' \cdot l + (W - u_0 \cdot b - u_g \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi' \}}{\Sigma \left(W \cdot \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot \frac{h}{R} \right)} \dots\dots\dots (5.3.2)$$

② 簡易計算による最小改良範囲の設定

表5.3.1に示す条件で円弧すべり安全率 F_s を算定した。また、仮定した最小改良範囲に対する円弧すべり安全率 F_s の算定結果を表5.3.2に示す。ただし、盛土直下の部分については、全域にわたって改良することとし、最小改良範囲は法尻からの距離である。

表5.3.1 円弧すべり安全率の計算条件

case名	改良範囲 (m)	過剰間隙水圧比			震度		
		グラベル部	液状化層	シルト層	グラベル部	液状化層	シルト層
1	2	0.2	1.0	0.12	0.15	0.0	0.15
2	4	0.2	1.0	0.12	0.15	0.0	0.15
3	6	0.2	1.0	0.12	0.15	0.0	0.15
4	6	0.3	1.0	0.12	0.15	0.0	0.15
5	8	0.3	1.0	0.12	0.15	0.0	0.15
6	10	0.3	1.0	0.12	0.15	0.0	0.15

③ 改良範囲の設定

円弧すべり安全率の算定結果から、本条件ではCASE2とCASE6が採用値の候補となるが、CASE6では改良範囲が広くなりすぎることから、ここでは、CASE2の過剰間隙水圧比0.2、最小改良範囲 d_{min} は4mを設定した。

次に余裕幅については、図5.3.3に示すようにシルト層から主働崩壊角で線を引き、地下水位に達する範囲として算定した。余裕幅 d_1 は式(5.3.3)により6mと求まり、それ

表5.3.2 円弧すべり安全率の算定結果

case名	最小改良範囲 の設定値(m)	グラベルドレーン 対策部の過剰 間隙水圧比	円弧すべり安全率 F_s
1	2	0.2	0.95
2	4	0.2	1.01
3	6	0.2	1.07
4	6	0.3	0.95
5	8	0.3	0.99
6	10	0.3	1.02

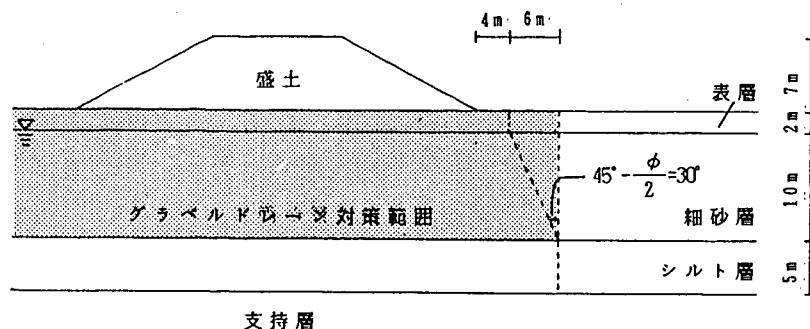


図5.3.3 改良範囲の余裕幅の設定

らの合計値として改良範囲 d は10mと設定した。

$$dl = H \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (5.3.3)$$

$$= 10 \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right)$$

$$\approx 6$$

$$d = dl + d_{min}$$

$$= 6 + 4$$

$$= 10 \text{ (m)}$$

d : 改良範囲

d_{min} : 最小改良範囲

dl : 余裕幅

4) グラベルドレーンの杭径

グラベルドレーンの杭径は、施工機械の制約を受ける。ここでは、標準的な値として、杭半径 $a = 25$ cmと設定した。

5) グラベルドレーンの打設ピッチ

グラベルドレーンの打設ピッチの設定に当たっては、構造物を考慮しないグラベルドレーンの1次元的な排水を考えた設計図表（その2：3.2）を用い、地震時に生ずる過剰間隙水圧が所定の上限值以上に上昇しないようなピッチを算定し初期の設定値とした。間隙水圧の上限值は、円弧すべり安全率の簡易計算結果から過剰間隙水圧比 R_u で0.2を用いる。

$R_u = 0.2$ となるドレーンピッチの設定は、図表を用い以下の手順で行った。

(i) 無次元量の算定

無次元量は下式により表される。

$$T_d = \frac{t_d}{a^2} \cdot \frac{k_s}{\gamma_w m_{vs}} \quad : \text{時間係数}$$

$$M = \frac{m_{vd}}{m_{vs}} \quad : \text{体積圧縮係数比}$$

$$K = \frac{k_d}{k_s} \quad : \text{透水係数比}$$

$$N = \frac{H}{2a} \quad : \text{グラベルパイルの細長比}$$

$$m = \frac{a}{b} \quad : \text{グラベルパイル径と有効径の比}$$

$$\frac{N_{eq}}{N_l} \quad : \text{等価繰返し回数と間隙水圧比が1に達するまでの回数の比}$$

$$k_{sr}, k_{sz} \quad : \text{砂層の透水係数 (添え字 } r \text{ は水平, } z \text{ は鉛直) (0.02cm/sec)}$$

$$k_{dr}, k_{dz} \quad : \text{グラベルパイルの透水係数 (添え字 } r \text{ は水平, } z \text{ は鉛直) (10.0cm/sec)}$$

$$m_{vs} \quad : \text{砂層の体積圧縮係数 (0.000004cm}^3\text{/gf)}$$

$$m_{vd} \quad : \text{グラベルパイルの体積圧縮係数 (0.000004cm}^3\text{/gf)}$$

$$\gamma_w \quad : \text{水の単位体積重量 (1gf/cm}^3\text{)}$$

$$H \quad : \text{ドレーン長 (1000cm)}$$

$$b \quad : \text{有効円柱の半径 (未知数)}$$

$$a \quad : \text{ドレーンの半径 (25cm)}$$

$$N_l \quad : \text{非排水状態で間隙水圧が100 \%に達するまでの回数 (10.7)}$$

$$N_{eq} \quad : \text{等価繰返し回数 (20)}$$

$$t_d \quad : \text{地震動有効継続時間 (7.5)}$$

これらのうち, t_d , N_{eq} , N_l は以下より設定した。

・ t_d

$M = 7.5$ とし, 図4.2.3より $t_d = 7.5$ と設定した。

・ N_{eq}

$M = 7.5$ とし, 図4.2.4より $N_{eq} = 20$ と設定した。

・ N_l

$$D_r = 45\%, F_c = 20\%, D_{50} = 0.2 \text{より } R_l = 0.244$$

$$\sigma_v' = 7.9 \text{より, } (h = 7 \text{ m})$$

$$\tau_l = R_l \cdot \sigma_v'$$

$$= 0.244 \times 7.9$$

$$= 1.93$$

また,

$$\tau = (1 - 0.015h) \times 0.18 \times \sigma_v \quad (h = 7 \text{ m})$$

$$= (1 - 0.015 \times 7) \times 0.18 \times 12.9$$

$$= 2.08$$

ここで,

$$\log \frac{\tau_l}{\tau} = A \log \frac{N_{20}}{N_l} \quad (A = -0.123, \quad N_{20} = 20 \text{より})$$

$$\therefore \frac{\tau_l}{\tau} = \left(\frac{N_{20}}{N_l} \right)^A$$

$$\frac{1.93}{2.08} = \left(\frac{20}{N_l} \right)^{-0.123}$$

$$N_l = 20 \times \left(\frac{1.93}{2.08} \right)^{\frac{1}{0.123}}$$

$$= 10.9$$

以上より, 無次元量は以下に示すように算定される。

$$T_d = \frac{t_d}{a^2} \cdot \frac{k_s}{\gamma_w m_{vs}} = 60.0$$

$$M = \frac{m_{vd}}{m_{vs}} = 1$$

$$K = \frac{k_d}{k_s} = 500$$

$$N = \frac{H}{2a} = 20$$

$$\frac{N_{eq}}{N_l} = \frac{20}{10.9} \approx 2$$

(ii) 有効円柱の半径 b の算定

図 5.3.4 より, $R_d = 0.2$ の場合, $a/b = 0.44$ となる。

$$\therefore b = \frac{25}{0.44} = 56.8$$

設計値としては $b = 55 \text{cm}$ と設定した。

(iii) 打設ピッチ d の算定

グラベルパイルを正方形に打設する場合の打設ピッチ d とグラベルパイルの有効円柱の半径 b の関係は式 (5.3.4) で与えられる。式 (5.3.4) より, $d = 97 \text{cm}$ と求まった。

$$2b = 1.13d \quad \dots\dots\dots (5.3.4)$$

$$\therefore d = \frac{2b}{1.13} = \frac{2 \times 55}{1.13} = 97.3$$

(iv) マット厚の設定

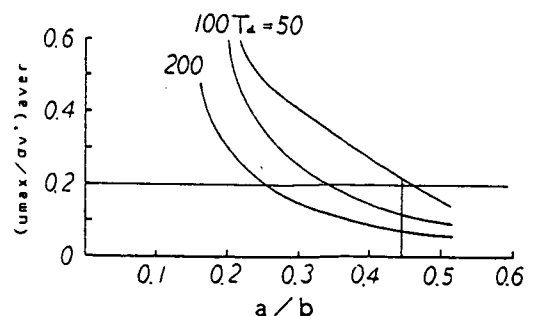


図 5.3.4 有効円柱半径の算定

($N_{eq}/N_l = 2, N = 20, K = 500$)

図5.3.5より、無次元排水量は0.2と求まり、単位面積当たりの排水量は式(5.3.5)により2.9 (cm³/cm²)と算定できる。

$$\frac{Q}{\pi a^2 k_d \cdot t_d} = 0.2 \quad (\text{無次元排水量})$$

..... (5.3.5)

また、

k_d : グラベルパイルの透水係数
(10.0cm/sec)

t_d : 地震動有効継続時間 (7.5)

$$\frac{a}{b} = 0.44$$

であるから、

$$\begin{aligned} \therefore \frac{Q}{\pi b^2} &= 0.2 \cdot k_d \cdot t_d \left(\frac{a}{b} \right)^2 \\ &= 0.2 \times 10.0 \times 7.5 \times (0.44)^2 \\ &= 2.9 \quad (\text{cm}^3/\text{cm}^2) \end{aligned}$$

以上より、グラベルの間隙比 e を $e = 0.5$ としても、地下水面上に設けるマット厚は5.8cmを確保すればよいことがわかる。ここでは、施工性を考慮しマット厚は30cmに設定した。

6) 地盤物性の設定

グラベルドレーン部の物性を、無対策地盤のものを含め表5.3.3に示す。

無対策地盤、および、盛土構造物の躯体の諸物性については、標準的な値を参考に各種の試験等により設計条件として与えられたものとした。

ここで、表5.3.3に示した設定値のうち、動的変形特性の α_1 、 n_1 は初期せん断弾性係数 G_0 の拘束圧依存性を考慮するためのものであり、式(5.3.6)により定義している。また、間隙水圧の発生特性の設定値 α 、 A 、 B は、Seedモデルの定数であり式(4.1.1)、式(4.1.2)により定義されている。

$$G_0 = \alpha_1 (\sigma'_m)^{n_1} \dots\dots\dots (5.3.6)$$

(4) 地震応答解析の実施

地震応答解析は、算定した入力地震動に対し全応力法によるFEM解析を行うことにより実施した。プログラムコードとしては、建設省土木研究所の開発したSADAP⁴⁾を用いた。解析モデルのメッシュ図を図5.3.6に示す。モデル化にあたっては、対称性を考慮し右半分のみをモデル化した。また、グラベルドレーンの杭径、ピッチについては、式(5.3.7)を用いて、3次元的なドレーンの配置を奥行き方向に一樣で等価な2次元配置に置き換え、算定した杭径、ピッチを用いて平面ひずみモデルで解析を行った。(図5.3.7参照)

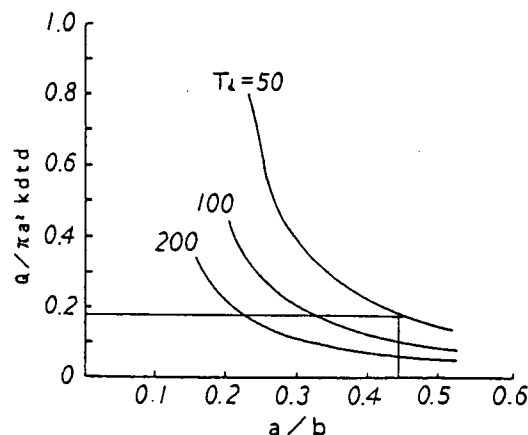


図5.3.5 無次元排水量の算定
($N_{eq}/N_1 = 2$, $N = 20$, $K = 500$)

表5.3.3 地盤物性の設定値

		表層	液状化層	シルト層	盛土	碎石
単位体積重量 (tonf/m ³)		$\gamma_t=1.7$	$\gamma_{sat}=1.9$	$\gamma_{sat}=1.8$	$\gamma_t=1.7$	$\gamma_{sat}=1.8$
静的強度定数		$\phi=30^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=25^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=40^\circ$
透水特性	透水係数 k (cm/sec)	0.02	0.02	0.00001	0.02	10.0
	m_v (m ² /tf)	0.0004	0.0004	0.0010	0.0004	0.0004
静的変形特性	せん断弾性係数 G (tonf/m ²)	2700	5000	5900	2700	5000
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.40	0.33	0.33
動的変形特性	履歴モデル	HDモデル	HDモデル	HDモデル	弾性	HDモデル
	α_1	2600	2600	2400	2600	2600
	n_1	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
	ν	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
間隙水圧発生特性	発生モデル	—	Seedモデル	Seedモデル	—	—
	α	—	1.0	1.0	—	—
	A	—	-0.123	-0.123	—	—
	B	—	-0.629	-0.467	—	—

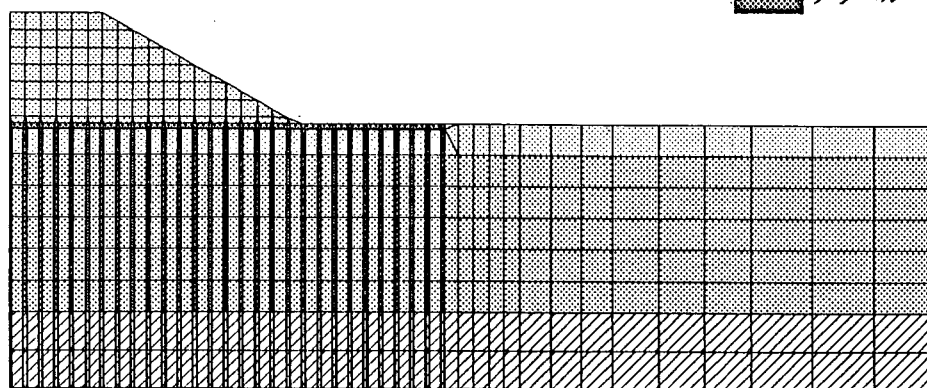
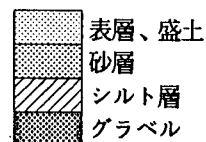


図5.3.6 FEM解析モデル

$$2b = 1.13d$$

$$\frac{\pi a^2}{\pi b^2} = \frac{a' \times d}{d^2} \dots\dots\dots (5.3.7)$$

$$a = 25\text{cm}, b = 55\text{cmより}$$

$$a' = 20 \quad (\text{cm})$$

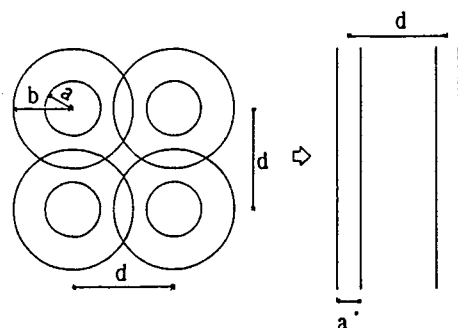


図5.3.7 グラベルドレーンの2次元モデル化

なお、解析にあたっては、地盤の変形特性のひずみ依存性はHDモデルで表し、地震応答解析の前に初期応力解析を行うことにより、拘束圧依存性を考慮した常時の地盤物性を算定した。

(5) 過剰間隙水圧の算定

地震動により発生する過剰間隙水圧は地震応答解析結果から得られた地盤のせん断応力の時刻歴をもとに、過剰間隙水圧発生モデルを組み込んだ浸透解析を実施することにより算定した。浸透解析に用いたプログラムコードはSADAPであり、SADAPの地震応答解析と浸透解析を同時に並行して計算できる機能を用いた。

なお、地盤の過剰間隙水圧分布は地震終了後も周辺の液化化層からの水圧伝播などの影響を受けることがあり、円弧すべり安全率を算定すると地震終了後の方が危険な状態になることがあるため、過剰間隙水圧がほぼ消散する地震終了後5000秒まで浸透解析を行った。

(6) 地震応答解析に基づく円弧すべり安全率の算定

改良地盤の効果を考慮できる地震時の安定性評価は、盛土構造物の式(5.3.5)に示す円弧すべり安全率 F_s を評価基準とし検討を実施した。

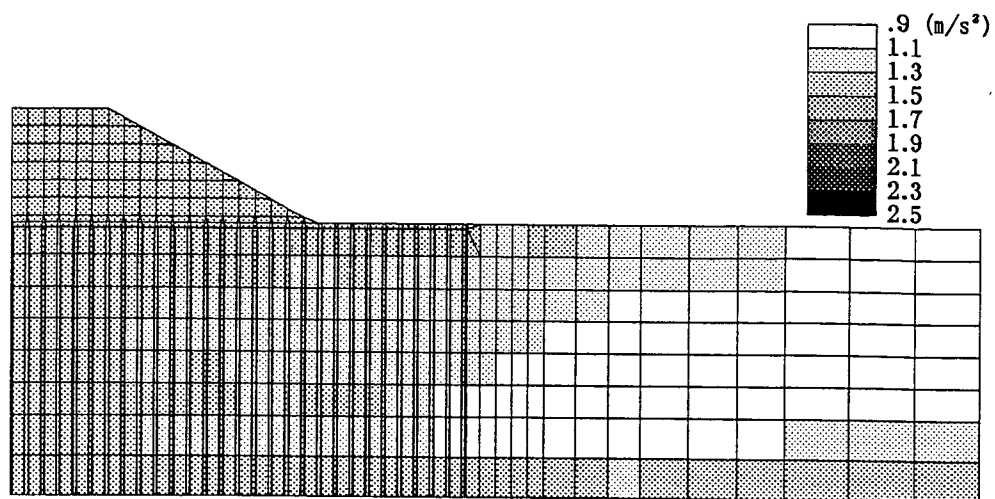
円弧すべり安全率 F_s の算定に用いる震度、および、間隙水圧は地震応答解析・浸透解析の計算結果から最も円弧すべり安全率が低くなると考えられる以下の3時点のものを選び出し、荷重条件として設定した。その根拠については、5.2.1(7)で述べている。

- ① $t=2.5\text{sec}$
- ② $t=8.0\text{sec}$
- ③ 最大過剰間隙水圧の発生状態

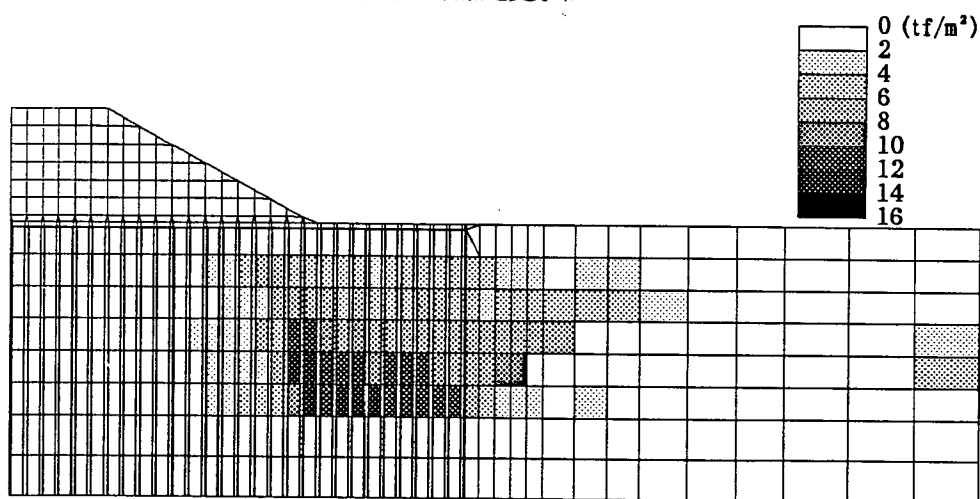
図5.3.8、図5.3.9、図5.3.10に地震応答解析・浸透解析により求めた、①、②、③時点の応答加速度分布、過剰間隙水圧分布を示す。なお、①、②における応答加速度分布はそれぞれ、2.0～2.5sec、7.5～8.0secにおける最大値を示している。また、①、②、③に対して算定した円弧すべりの安全率を図5.3.11～5.3.13、および、表5.3.4に示す。

表5.3.4 円弧すべり安全率の算定結果

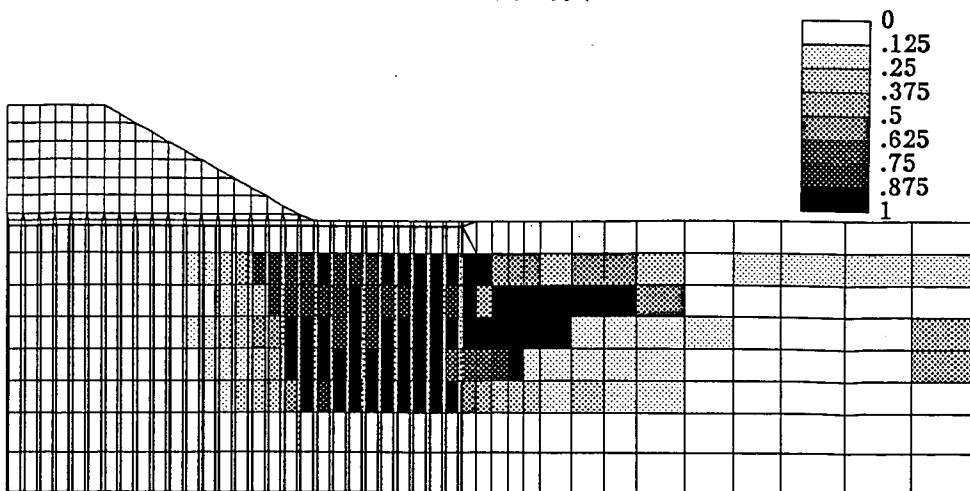
	時刻	円弧すべり安全率
①	$t=2.5$	1.06
②	$t=8.0$	1.19
③	最大過剰間隙水圧発生時	1.02



(1) 応答加速度分布

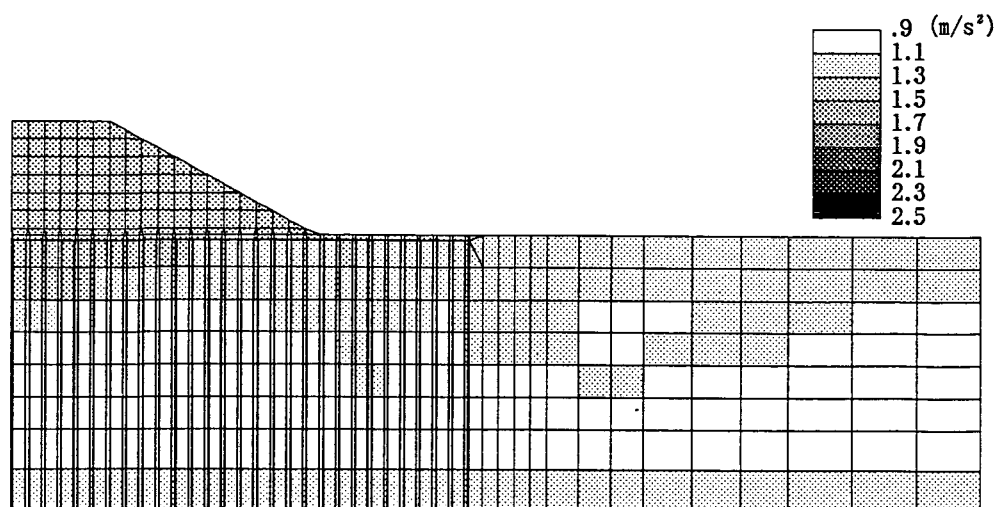


(2) 過剰間隙水圧分布

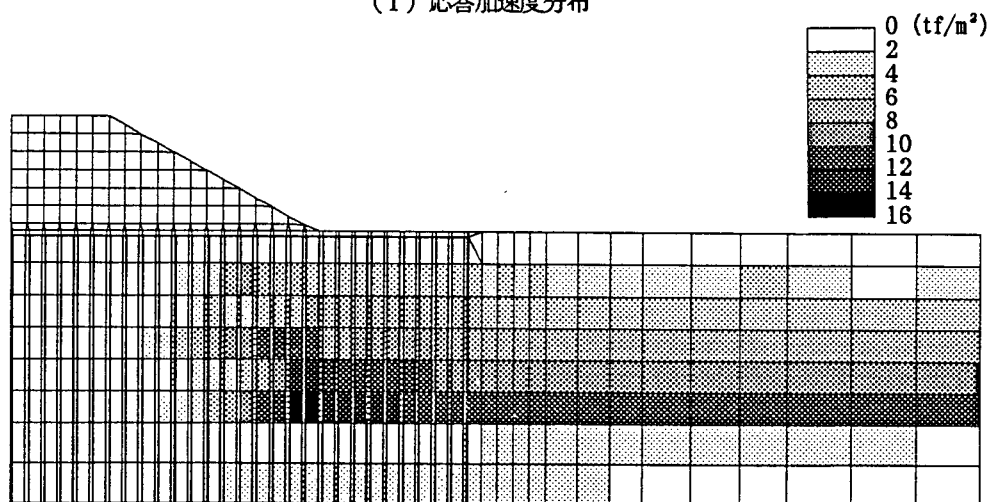


(3) 過剰間隙水圧比分布

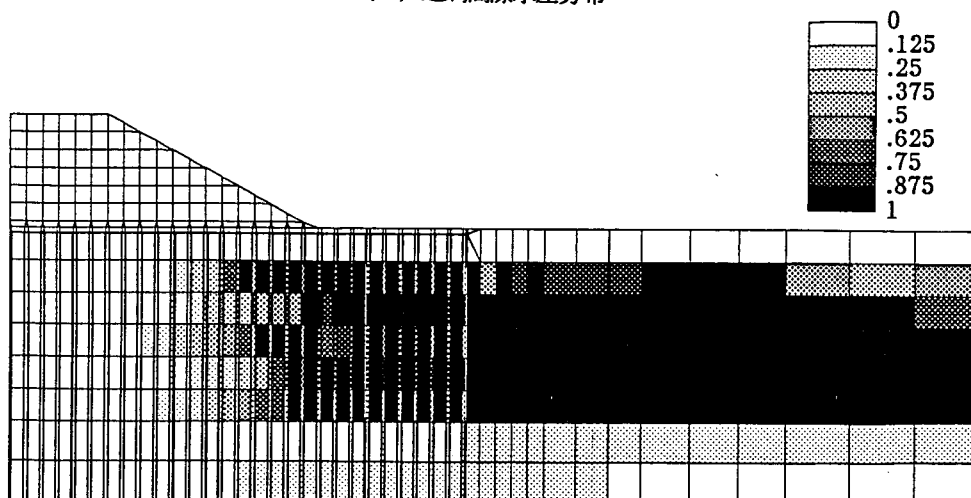
図 5. 3. 8 解析結果 ($t=2.50\text{sec}$ 時)



(1) 応答加速度分布

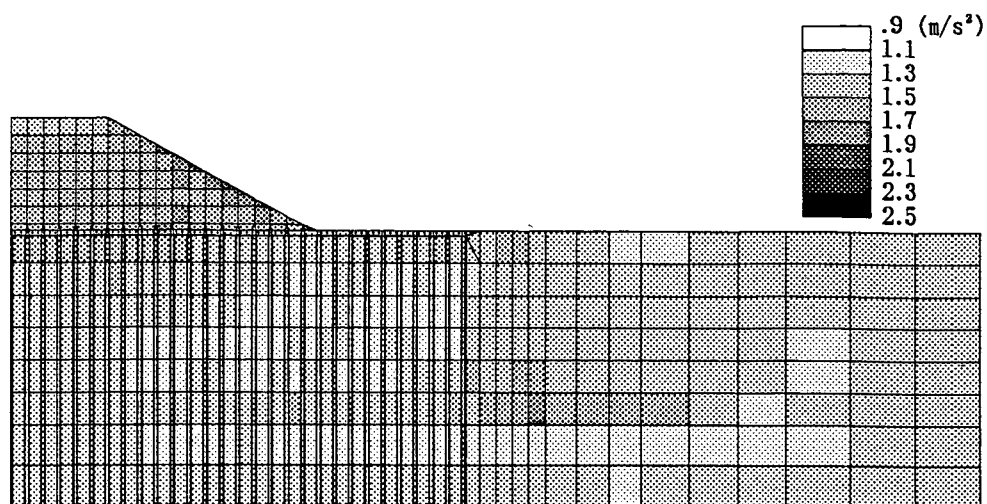


(2) 過剰間隙水圧分布

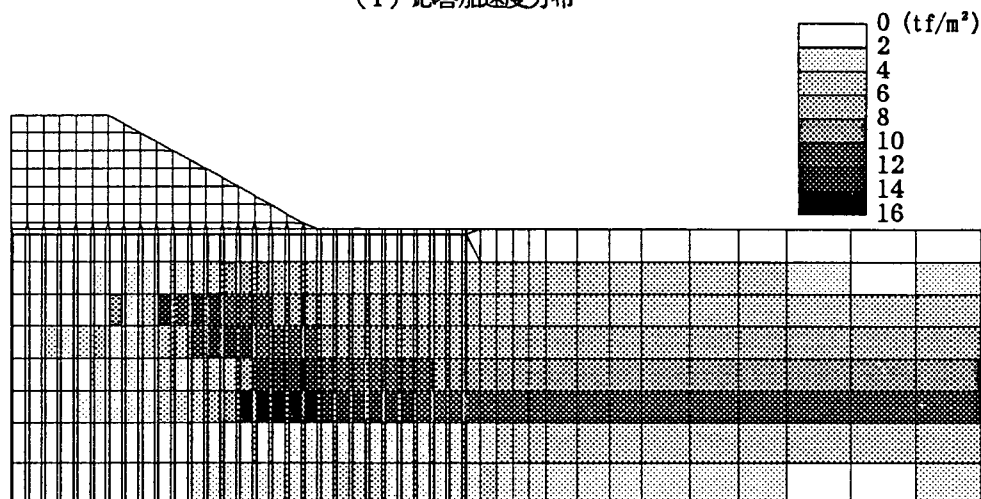


(3) 過剰間隙水圧比分布

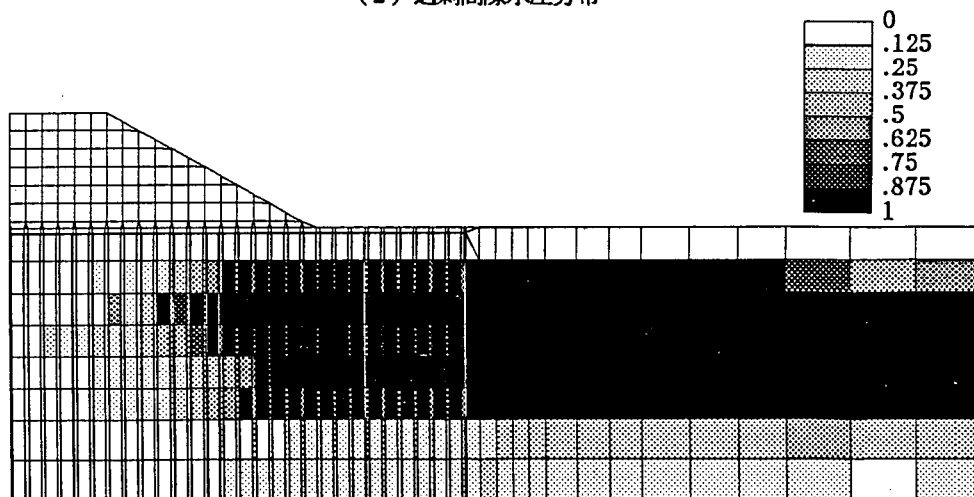
図 5.3.9 解析結果 ($t=8.00\text{sec}$ 時)



(1) 応答加速度分布



(2) 過剰間隙水圧分布



(3) 過剰間隙水圧比分布

図 5. 3. 10 解析結果 (最大値分布図)

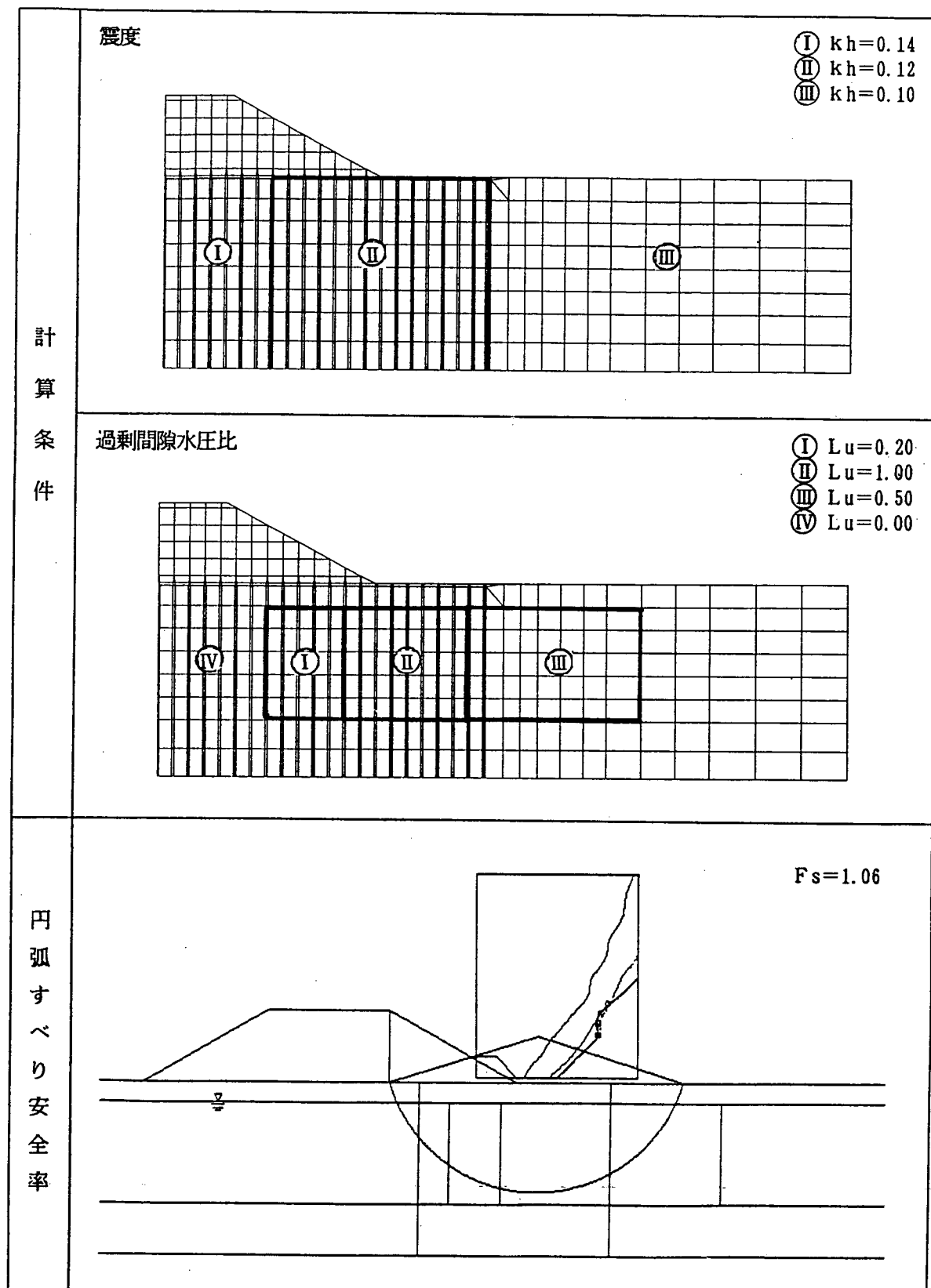


図 5. 3.11 円弧すべり安全率 ($t=2.5\text{sec}$ 時)

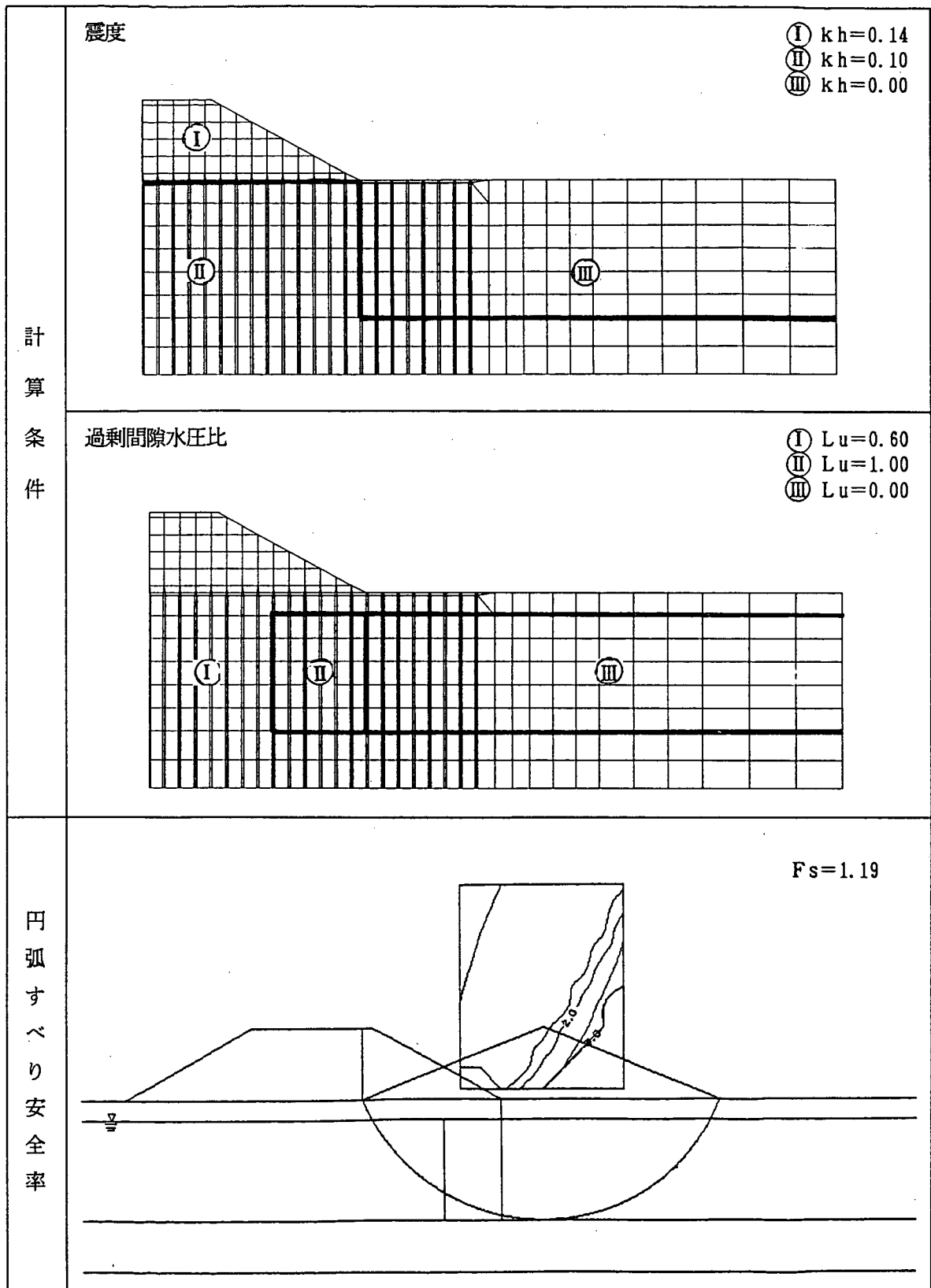


図 5.3.12 円弧すべり安全率 ($t=8.0\text{sec}$ 時)

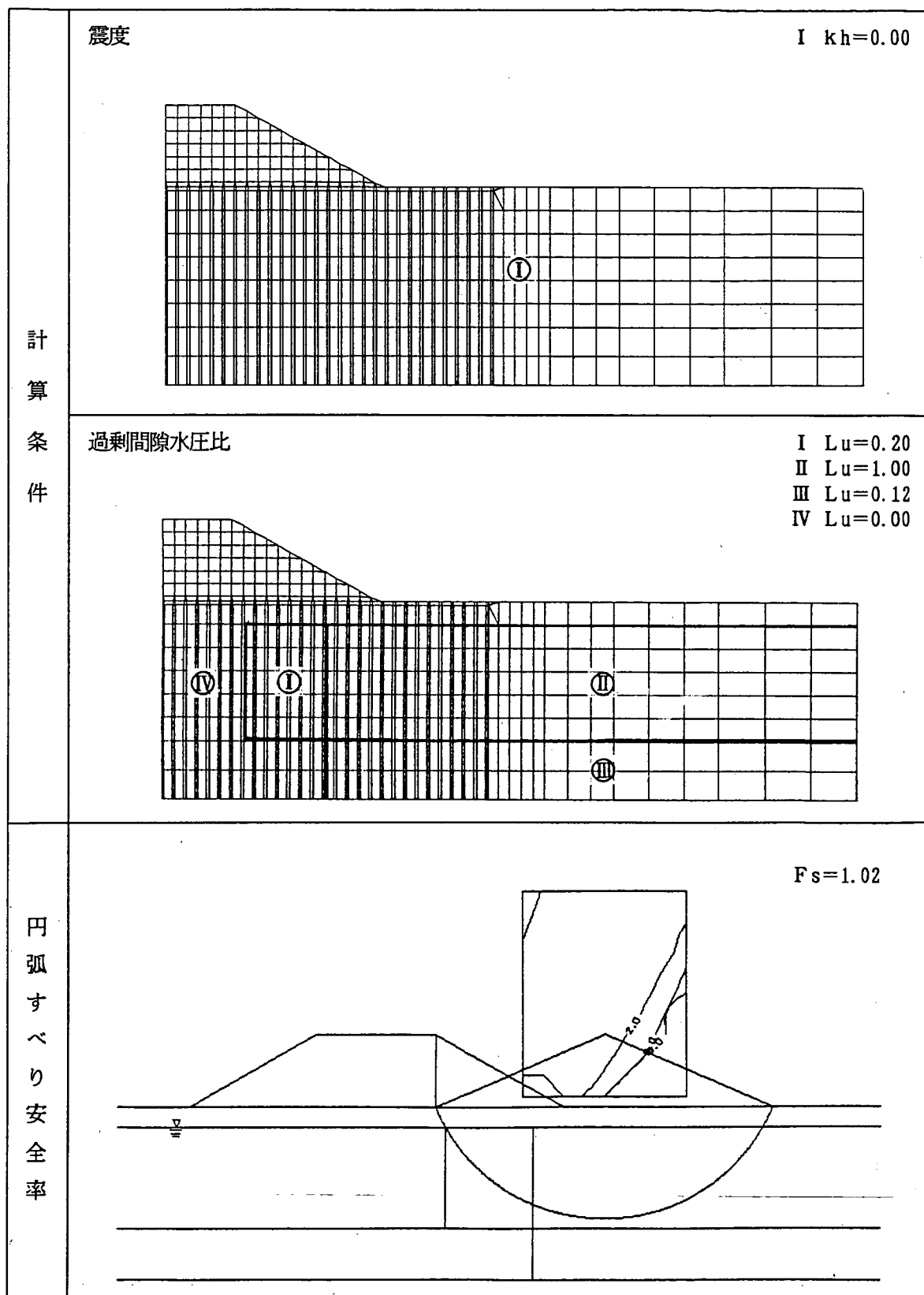


図 5.3.13 円弧すべり安全率（最大過剰間隙水圧発生時）

(7) 対策工の評価

算定した円弧すべり安全率 F_s は、評価基準値 1.0と比較し、どの時点においても、今回の対策工の設定条件で基準値を満足していることを確認した。

5.3.2 グラベルドレーン工法による掘割構造物安定化対策

(1) 設計方針、設計の手順

設計方針、および、設計の手順は、4.2.3(1)、(2)の設計方針・設計手順に従う。

設計手順を図5.3.14に再掲する

グラベルドレーン工法による掘割道路の対策工の設計は、詳細法による。詳細法としては、FEMによる地震応答解析、および、浸透解析を行う。

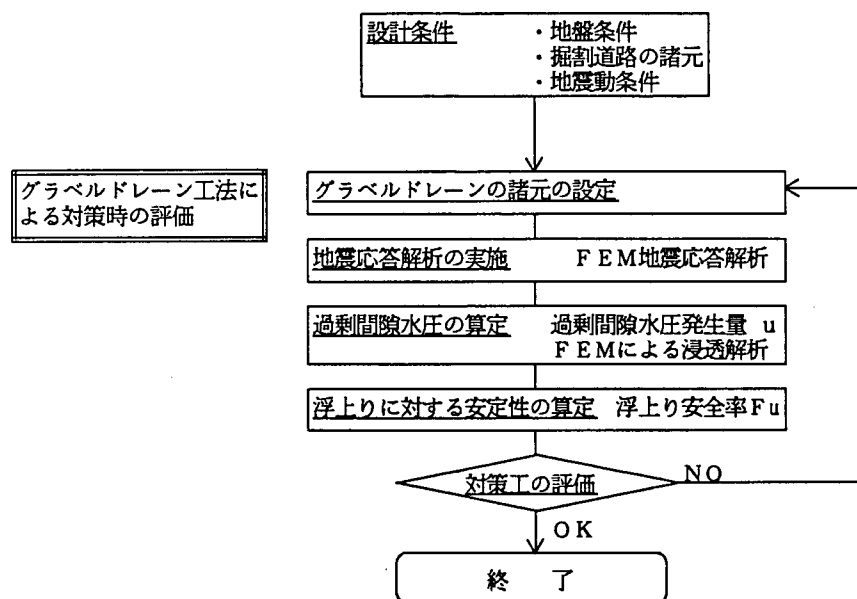


図5.3.14 グラベルドレーン工法による液状化対策工の設計手順（図4.2.7の再掲）

(2) 設計条件の設定

共通設計条件に基づく。グラベルドレーン工法による掘割道路の対策工の設計は、詳細法によることから、無対策時の検討を簡易法のみで行った場合には、詳細法に用いる設計条件を新たに設定する必要がある。

1) 地盤条件、掘割道路の諸元

掘割道路の諸元については、無対策地盤の条件に従う。

地盤条件についても、無対策時の条件に従う。地盤条件は、改良地盤の物性を含めて、改良地盤の物性値の設定の項の表5.3.5に示す。

2) 地震動条件

地震動条件については、無対策時の条件に従うことを基本とする。

ここでは、詳細法である地震応答解析に必要な入力加速度の時刻歴は与えられているものとする。FEM解析用入力地震動の時刻歴波形を図5.3.15に示す。

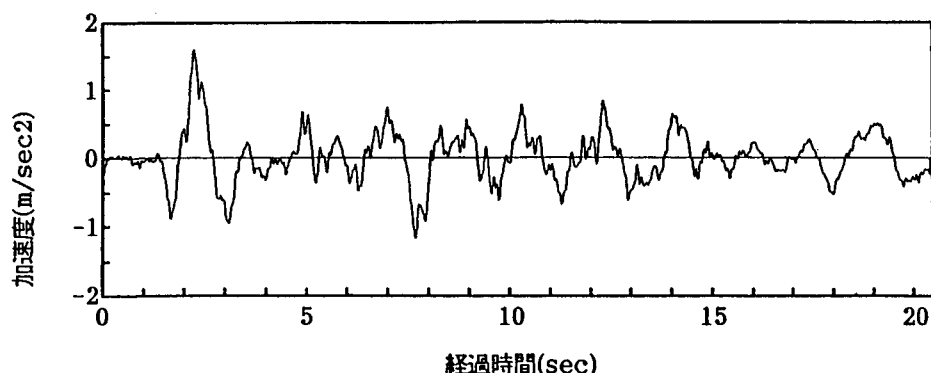


図5.3.15 解析用入力地震動の時刻歴波形図

無対策時の検討が簡易方で行われ設計震度のみが与えられている場合には、地盤加速度の時刻歴を新たに設定する必要があるが、その算定方法については、5.2.1(2)で述べている。

(3) グラベルドレーンの諸元の設定

以下のようにグラベルドレーンの諸元を設定し、試計算を実施した。

1) 改良深度、配置

排水工法としてグラベルドレーン工法を採用し、砂層部を地盤改良の対象とする。また、その配置は、共同研究の成果（その3：3.2）から、図5.3.17に示すように掘割道路の下部、および、側方にグラベルドレーンを設け、構造物に接する箇所にはグラベルウォール、グラベルマットを配置する。

2) ドレーン材の選定

ドレーン材の選定は、原地盤の土質を考慮し、式(5.3.8)⁶⁾を満足する材料として碎石6号を選定した。

$$D_{G15} < 8D_{S85} \dots\dots\dots (5.3.8)$$

D_{G15} : ドレーン材の15%粒径 (碎石6号の D_{15} は、5.0 mmと設定)

D_{S85} : 原地盤の85%粒径 (原地盤の D_{85} は、0.65mmと設定)

設計値は、碎石6号の透水係数として図4.2.2を参照し10cm/secを設定した。

3) グラベルドレーンの杭径

グラベルドレーンの杭径は、施工機械の制約を受ける。ここでは、標準的な値として、杭半径 $a = 25$ cmと設定した。

4) グラベルドレーンの打設ピッチ

グラベルドレーンの打設ピッチの設定に当たっては、構造物を考慮しないグラベルドレーンの1次元的な排水を考えた設計図表（その2：3.2）を用い、地震時に生ずる過剰間隙水圧が所定の上限值以上に上昇しないようなピッチを算定し、初期の設定値とした。間隙水圧の上限値の設定方法としては、掘

割道路底版位置と同一深度における現地盤の間隙水圧を考え、その間隙水圧が掘割道路底版部に作用した場合の浮上がり安全率が許容値以下となるように設定する方法をとった。

グラベルドレーンの打設ピッチの設定手順を以下に示す。

(i) 過剰間隙水圧比 L_u の設定

掘割道路の浮上がり安全率 F_u を $F_u > 1$ とするために必要な L_u の上限値を算定した。

F_u は式 (5.3.9) で表され、常時の浮上がり安全率は、1.2であるから、 $W = 1.2 \cdot u_s$ となる。

$$F_u = \frac{W + Q}{U_d + U_s + F} \dots\dots\dots (5.3.9)$$

W : 構造物の自重

Q : 構造物側壁の摩擦抵抗

U_s : 静水圧による浮力

U_d : 過剰間隙水圧による揚力

F : 浸透力に起因する力

ここで、無対策地盤の検討から、 Q 、 U_s 、 W は以下の値をとる。

$$Q = 1.24 \quad (\text{tf/m})$$

$$U_s = 84 \quad (\text{tf/m})$$

$$W = 100.8 \quad (\text{tf/m})$$

また、 F については、初期値として $F = 0$ と仮定すると、 U_d の上限値は式 (5.3.10) より求まる。

$$U_d = \frac{W + Q}{F_u} - U_s - F \dots\dots\dots (5.3.10)$$

$$= \frac{100.8 + 1.24}{1.0} - 84 - 0$$

$$= 18.04$$

掘割道路底版位置と同じ深度の地盤での σ_v' は下式より求まる。

$$\sigma_v' = 1.7 \times 2 + (1.9 - 1) \times 7$$

$$= 9.7$$

以上より、 L_u の上限は、式 (5.3.11) より求まる。

$$L_u = \frac{\frac{U_d}{B}}{\sigma_v'} \dots\dots\dots (5.3.11)$$

$$= \frac{18.04}{12 \times 9.7}$$

$$= 0.155$$

(ii) ドレーンピッチの設定

$L_u = 0.155$ となるドレーンピッチの設定は、図表を用い以下の設定法で行った。

i) 無次元量の算定

無次元量は下式により表される。

$$T_d = \frac{t_d}{a^2} \cdot \frac{k_s}{\gamma_w m_{vs}} \quad : \text{時間係数}$$

$$M = \frac{m_{vd}}{m_{vs}} \quad : \text{体積圧縮係数比}$$

$$K = \frac{k_d}{k_s} \quad : \text{透水係数比}$$

$$N = \frac{H}{2a} \quad : \text{グラベルパイルの細長比}$$

$$m = \frac{a}{b} \quad : \text{グラベルパイル径と有効径の比}$$

$$\frac{N_{eq}}{N_l} \quad : \text{等価繰返し回数と間隙水圧比が1に達するまでの回数の比}$$

k_{sr}, k_{sz} : 砂層の透水係数 (添え字 r は水平, z は鉛直) (0.02cm/sec)

k_{dr}, k_{dz} : グラベルパイルの透水係数 (添え字 r は水平, z は鉛直) (10.0cm/sec)

m_{vs} : 砂層の体積圧縮係数 (0.000004cm³/gf)

m_{vd} : グラベルパイルの体積圧縮係数 (0.000004cm³/gf)

γ_w : 水の単位体積重量 (1gf/cm³)

H : ドレーン長 (1000cm)

b : 有効円柱の半径 (未知数)

a : ドレーンの半径 (25cm)

N_l : 非排水状態で間隙水圧が100 %に達するまでの回数 (10.7)

N_{eq} : 等価繰返し回数 (20)

t_d : 地震動有効継続時間 (7.5)

これらのうち, t_d , N_{eq} , N_l は以下より設定した。

・ t_d

$M = 7.5$ とし, 図4.2.3より $t_d = 7.5$ と設定した。

・ N_{eq}

$M = 7.5$ とし, 図4.2.4より $N_{eq} = 20$ と設定した。

・ N_l

$D_r = 45\%$, $F_c = 20\%$, $D_{50} = 0.2$ より $R_l = 0.244$

$\sigma_v' = 7.9$ より, ($h = 7$ m)

$$\tau_l = R_l \cdot \sigma_v'$$

$$= 0.244 \times 7.9$$

$$= 1.93$$

また,

$$\begin{aligned}\tau &= (1-0.015h) \times 0.18 \times \sigma_v \quad (h=7\text{ m}) \\ &= (1-0.015 \times 7) \times 0.18 \times 12.9 \\ &= 2.08\end{aligned}$$

ここで,

$$\log \frac{\tau_l}{\tau} = A \log \frac{N_{20}}{N_l} \quad (A = -0.123, \quad N_{20} = 20 \text{ より})$$

$$\therefore \frac{\tau_l}{\tau} = \left(\frac{N_{20}}{N_l} \right)^A$$

$$\frac{1.93}{2.08} = \left(\frac{20}{N_l} \right)^{-0.123}$$

$$N_l = 20 \times \left(\frac{1.93}{2.08} \right)^{\frac{1}{0.123}}$$

$$= 10.9$$

以上より, 無次元量は以下に示すように算定される。

$$T_d = \frac{t_d}{a^2} \cdot \frac{k_s}{\gamma_w m_{vs}} = 60.0$$

$$M = \frac{m_{vd}}{m_{vs}} = 1$$

$$K = \frac{k_d}{k_s} = 500$$

$$N = \frac{H}{2a} = 20$$

$$\frac{N_{eq}}{N_l} = \frac{20}{10.9} \approx 2$$

ii) 有効円柱の半径 b の算定

図 5.3.16 より, $L_u = 0.155$ の場合, $a/b = 0.49$ となる。

$$\therefore b = \frac{25}{0.49} = 51.0$$

設計値としては $b = 50\text{ cm}$ と設定した。

iii) 打設ピッチ d の算定

グラベルパイルを正方形に打設する場合の打設ピッチ d とグラベルパイルの有効円柱の半径 b の関係は式 (5.3.12) で与えられる。式 (5.3.12) より, $d = 88\text{ cm}$ と求まった。

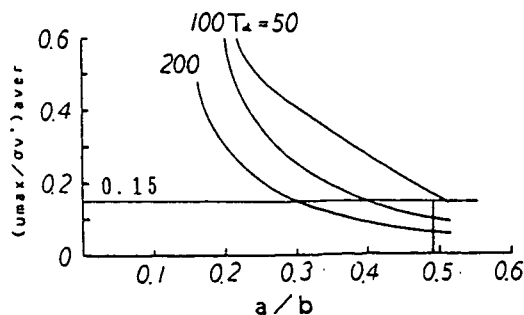


図 5.3.16 有効円柱半径の算定

($N_{eq}/N_l = 2, N = 20, K = 500$)

$$2b = 1.13d \dots\dots\dots (5.3.12)$$

$$\therefore d = \frac{2b}{1.13} = \frac{2 \times 50}{1.13} = 88.5$$

5) マット厚の設定

マット厚, ウォール厚の設定は, 既往の実施例より, 初期値としてマット厚 1 m, ウォール幅 1 m と設定した。

6) 改良範囲の設定

平面的な改良範囲については, 図 5. 3. 17 に示すようにシルト層から主働崩壊角で線を引き, 掘割道路に達する範囲 (片側 6 m) を初期設定値とした。

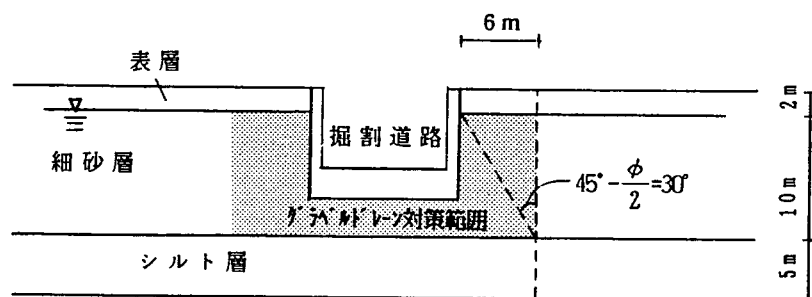


図 5. 3. 17 改良範囲の設定

7) 地盤物性の設定

グラベルドレーン部の物性については, 地盤, および掘割道路の躯体の物性を含め表 5. 3. 5 に示す物性値を用いた。これらの諸物性については, 標準的な値を参考に各種の試験等により設計条件として与えられたものとした。

ここで, 表 5. 3. 3 に示した設定値のうち, 動的変形特性の α_1 , n_1 は初期せん断弾性係数 G_0 の拘束圧依存性を考慮するためのものであり, 式 (5. 3. 13) により定義している。また, 間隙水圧の発生特性の設定値 α , A , B は, Seedモデルの定数であり式 (4. 1. 1), 式 (4. 1. 2) により定義されている。

$$G_0 = \alpha_1(\sigma_m')^{n_1} \dots\dots\dots (5.3.13)$$

(4) 地震応答解析の実施

地震応答解析は, 算定した入力地震動に対し全応力法による FEM 解析を行うことにより実施した。プログラムコードとしては, 建設省土木研究所の開発した S A D A P⁴⁾を用いた。解析モデルのメッシュ図を図 5. 3. 18 に示す。モデル化にあたっては, 対称性を考慮し右半分のみをモデル化した。また, グラベルドレーンの杭径, ピッチについては, 式 (5. 3. 14) を用いて, 3 次元的なドレーンの配置を奥行き方向に一樣で等価な 2 次元配置に置き換え, 算定した杭径, ピッチを用いて平面ひずみモデルで解析を行った。

(図 5. 3. 19 参照)

$$2b = 1.13d$$

$$\frac{\pi a^2}{\pi b^2} = \frac{a' \times d}{d^2} \dots\dots\dots (5.3.14)$$

表 5.3.5 地盤物性の設定値

		表層	液状化層	シルト層	掘削道路	砕石
単位体積重量 (tonf/m ³)		$\gamma_t=1.7$	$\gamma_{sat}=1.9$	$\gamma_{sat}=1.8$	$\gamma_t=2.4$	$\gamma_{sat}=1.8$
静的強度定数		$\phi=30^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=25^\circ$	十分に 大きい	$\phi=40^\circ$
透水特性	透水係数 k (cm/sec)	0.02	0.02	0.00001	不透水 (10 ⁻⁸)	10.0
	m_v (m ² /tf)	0.0004	0.0004	0.0010	10 ⁻⁸	0.0004
静的 変形 特性	せん断弾性係数 G (tonf/m ²)	2700	5000	5900	1160000	5000
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.40	0.167	0.33
動的 変形 特性	履歴モデル	HDモデル	HDモデル	HDモデル	弾性	HDモデル
	α_1	2600	2600	2400	1160000	2600
	n_1	0.4	0.4	0.4	0.0	0.4
	ν	0.49	0.49	0.49	0.167	0.49
間隙水圧発生特性	発生モデル	—	Seedモデル	Seedモデル	—	—
	α	—	1.0	1.0	—	—
	A	—	-0.123	-0.123	—	—
	B	—	-0.629	-0.467	—	—

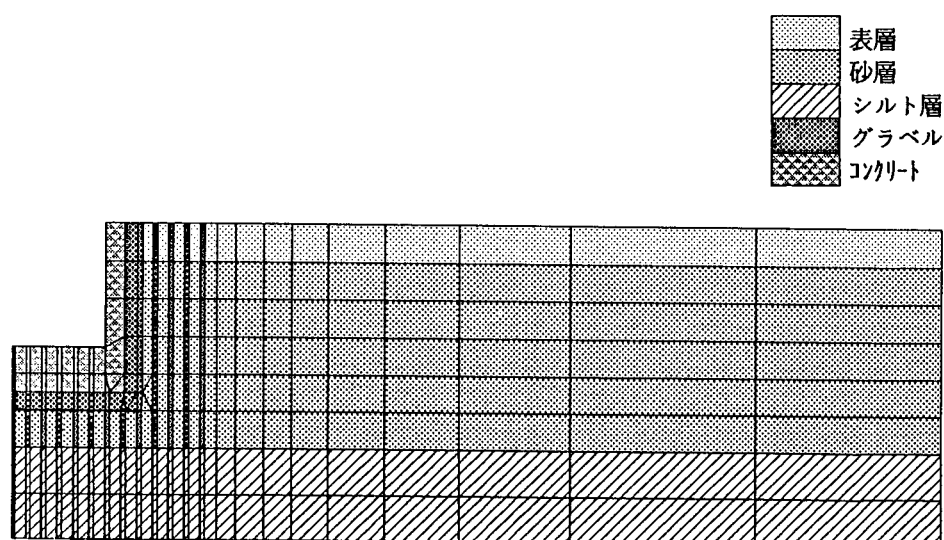


図 5.3.18 FEM解析モデル

$a = 25\text{cm}$, $b = 50\text{cm}$ より

$a' = 22$ (cm)

なお、解析にあたっては、地盤の変形特性のひずみ依存性はHDモデルで表し、地震応答解析の前に初期応力解析を行うことにより、拘束圧依存性を考慮した常時の地盤物性を算定した。

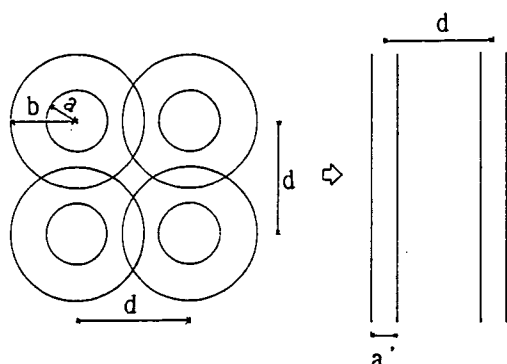


図 5. 3. 19 グラベルドレーンの 2 次元モデル化

(5) 過剰間隙水圧の算定

地震動により発生する過剰間隙水圧は地震応答解析結果から得られた地盤のせん断応力の時刻歴をもとに、過剰間隙水圧発生モデルを組み込んだ浸透解析を実施することにより算定した。浸透解析に用いたプログラムコードは S A D A P であり、S A D A P の地震応答解析と浸透解析を同時に並行して計算できる機能を用いた。

なお、地盤の過剰間隙水圧分布は地震終了後も周辺の液化化層からの水圧伝播などの影響を受けることがあり、円弧すべり安全率を算定すると地震終了後の方が危険な状態になることがあるため、過剰間隙水圧がほぼ消散する地震終了後 5000 秒まで浸透解析を行った。

図 5. 3. 20 に浸透解析により求めた過剰間隙水圧、および、過剰間隙水圧比の最大値の分布を示す。

(6) 地震応答解析に基づく浮上がり安全率の算定

改良地盤の効果を考慮できる安定評価基準として、掘割道路の浮上がりに対する安定性の検討を浮上がり率 F_u により評価した。

浮上がり安全率 F_u は式 (5. 3. 15) により定義されており、浸透解析により求められた掘割道路周辺地盤の過剰間隙水圧分布の最大値から算定した。

$$F_u = \frac{W + Q}{U_s + U_d + F} \quad \dots\dots\dots (5. 2. 15)$$

浸透力に起因する力 F については、(共同溝： 6. 3. 4) 等では考慮されていないが、共同研究における実験結果⁵⁾の検討により、掘割道路のような半地下構造物に対しては F を考慮することの必要性が明らかになったため検討を行った。

$W = 100.8$ (tf/m) (無対策時の検討を参照)

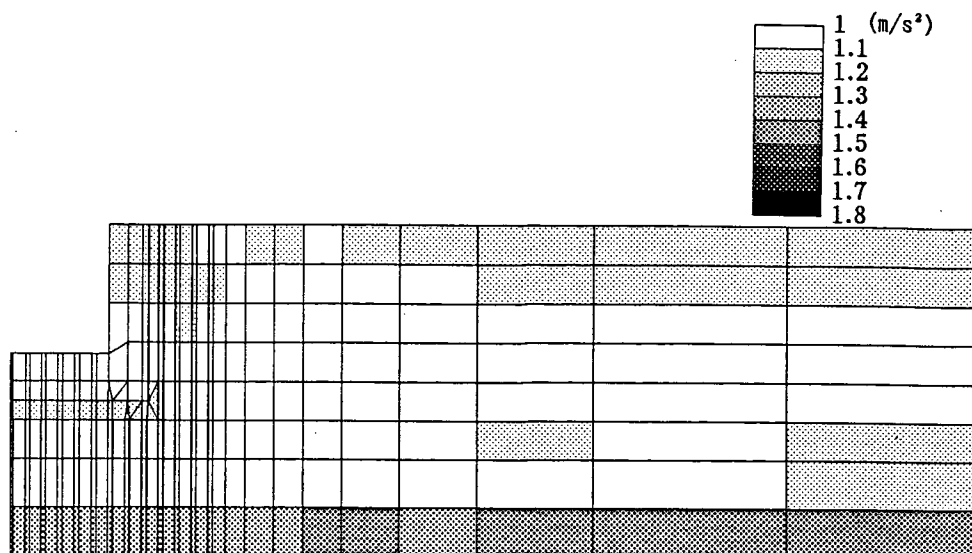
$Q = 1.24$ (tf/m) (無対策時の検討を参照)

$U_s = 84.0$ (tf/m) (無対策時の検討を参照)

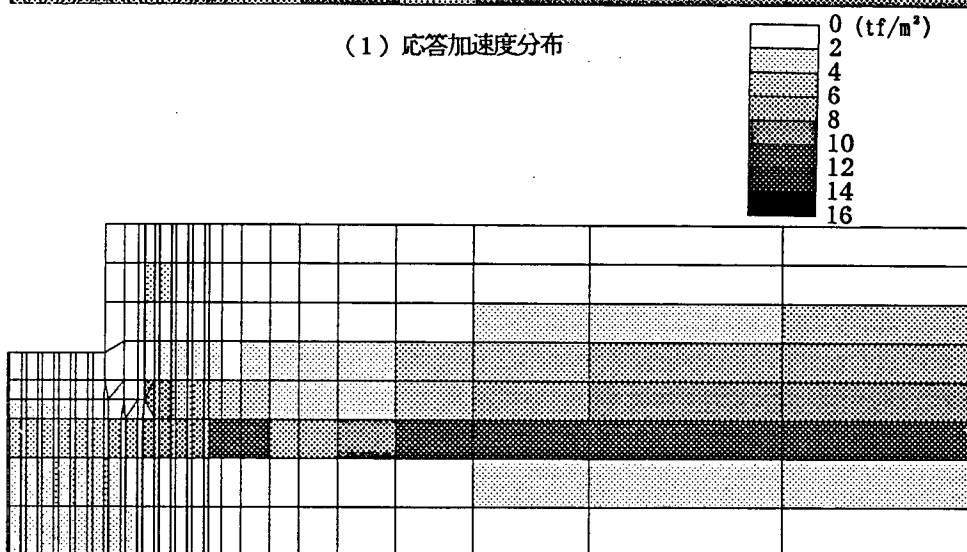
$U_d = 24.45$ (tf/m) (表 5. 3. 2 参照)

$F = 19.31$ (tf/m) (表 5. 3. 6 参照)

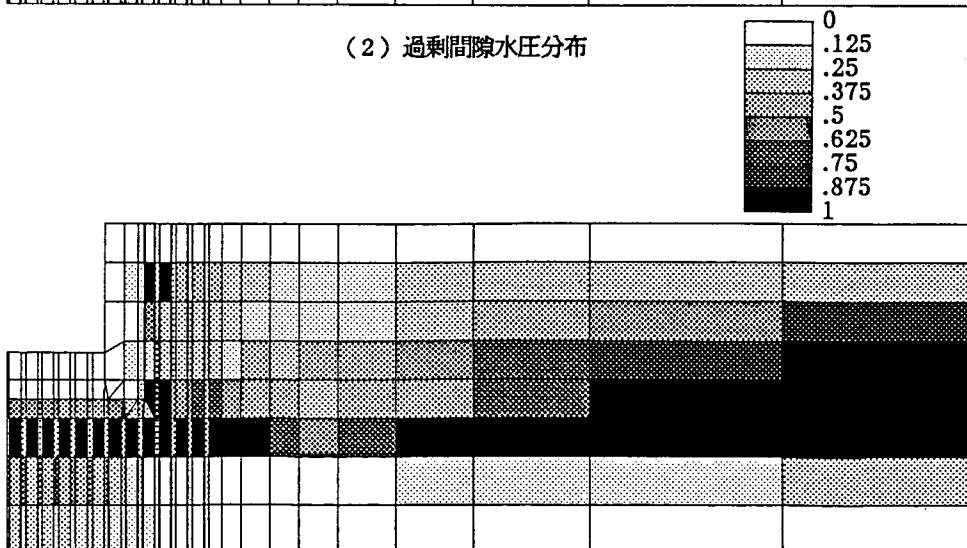
$$F_u = \frac{W + Q}{U_s + U_d + F} = \frac{100.8 + 1.24}{84.0 + 24.45 + 19.31} = 0.80$$



(1) 応答加速度分布



(2) 過剰間隙水圧分布



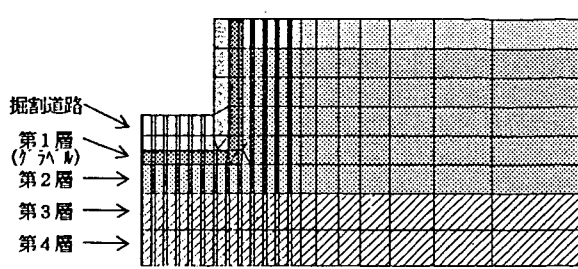
(3) 過剰間隙水圧比分布

図 5. 3. 20 解析結果 (その 1)

表5.3.6 揚力 U_d ，浸透水力 F の算定（その1）

要素No.	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	U _d , F (片側)	U _d , F (両側)
過剰間隙水圧による揚力 $U_{dn} \cdot A_n$	0.24	1.45	0.47	1.38	0.48	1.32	0.48	1.28	0.47	1.21	0.44	1.16	0.41	1.44	12.23	24.45
浸透水力 F_n																
$F = \sum F_n$																
第2層	-0.18	0.94	-0.20	1.13	-0.18	1.13	-0.18	1.26	-0.22	1.38	-0.16	1.50	-0.08	2.32	9.66	19.31
第3層	-0.21	-1.74	-0.32	-1.67	-0.30	-1.17	-0.12	-1.15	-0.13	-1.12	-0.14	-1.30	-0.16	-2.17	0.0	0.0
第4層	-0.57	-2.99	-1.13	-2.95	-1.14	-2.90	-1.13	-2.87	-1.13	-2.84	-1.10	-2.87	-1.12	-3.66	0.0	0.0

U_{dn} : 水平ドレーン内の過剰間隙水圧
 F_n : 各鉛直ブロック毎の浸透水力
 $\left\{ \begin{array}{l} F_n = S_n - T_n \quad (S_n \geq T_n) \\ F_n = 0 \quad (S_n \leq T_n) \end{array} \right.$
 $S_n = -(U_{dn} - U_{sn}) \cdot A_n$
 $T_n = \gamma' (Z_{sn} - Z_{dn}) \cdot A_n$
 U_{sn} : 地盤の過剰間隙水圧
 Z_{sn} : 水平ドレーン部の深度
 Z_{dn} : U_{sn} 発生箇所の深度
 A_n : 各鉛直ブロック部での掘割道路の底面積



(7) 対策工の評価

算定した浮上がり安全率 F_u 0.80は評価基準値1.0 を下回っており，再度，対策方法について検討が必要であることとなった。

(8) 対策工法の検討（その2）

グラベルドレーン工法による対策を行った場合の地震時の浮上がり安全率 F_u が0.81であったことから，対策工法として，グラベルドレーン工法と構造物の重量化の2種類の対策を併用することで対処することとした。

1) グラベルドレーン諸元の設定

グラベルドレーンの諸元は，初期値として算定した設定値をそのまま用いることとした。

2) 構造物の重量化対策の諸元の設定

ここでは，便宜上構造物の寸法形状は変更せず，コンクリートの単位体積重量のみを増加させることで対処することとした。単位体積重量の設定方法としては1回目の検討で計算された揚力（ $U_s + U_d + F$ ）に対し，余裕を持って釣り合う重量となるよう設定することとした。

コンクリートの単位体積重量を増加させた場合の検討を繰り返すことにより，今回の事例では単位体積重量を1回目の検討時の1.71倍に設定する必要があることがわかった。

(9) 地震応答解析の実施，過剰間隙水圧の算定（その2）

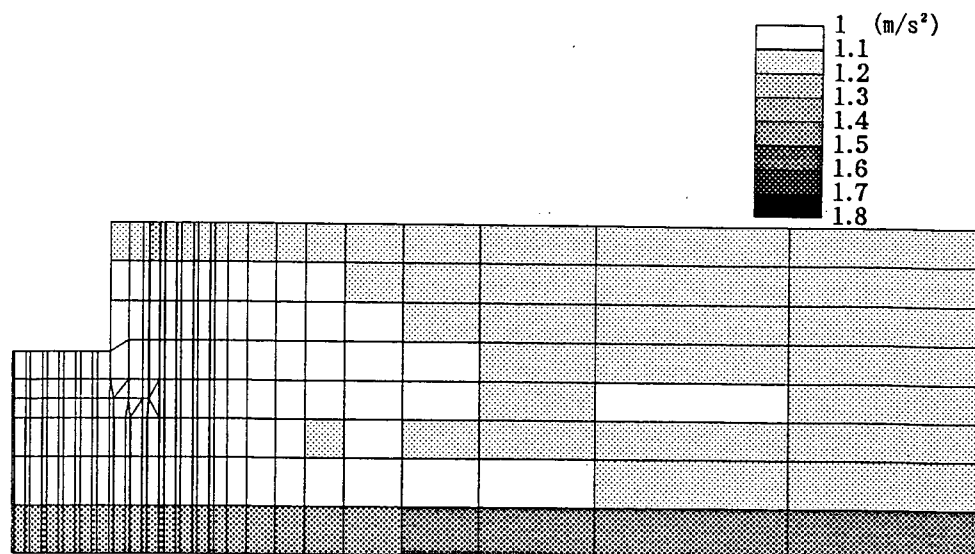
(4), (5)で述べた方法と全く同様の解析を，コンクリートの単位体積重量を増加させた条件で実施することにより，過剰間隙水圧，および，過剰間隙水圧比の最大値の分布を算定した。（図5.3.21）

(10) 地震応答解析に基づく浮上がり安全率の算定（その2）

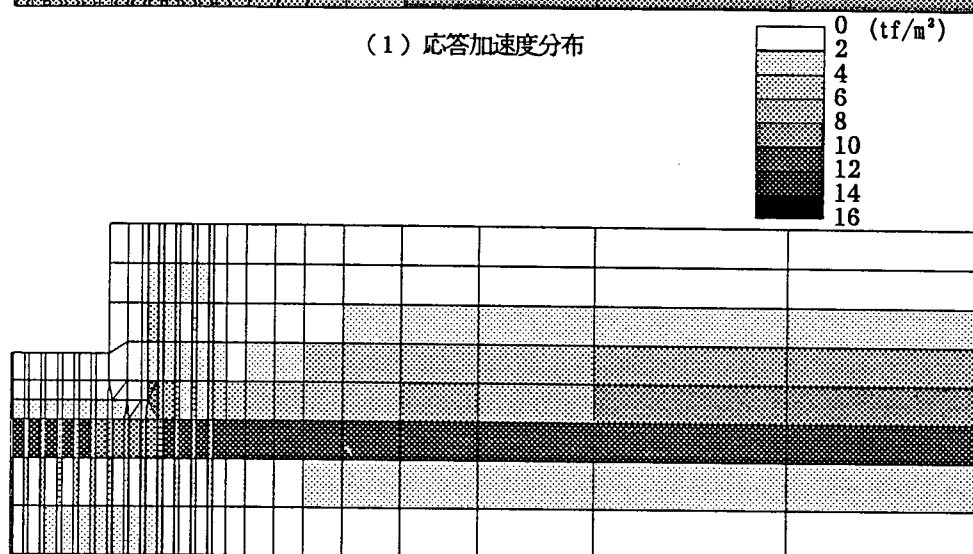
浮上がり安全率 F_u は式（5.3.15）を用い，浸透解析により求められた掘割道路周辺地盤の過剰間隙水圧分布の最大値から算定した。

$$W = 100.8 \quad (\text{tf/m})$$

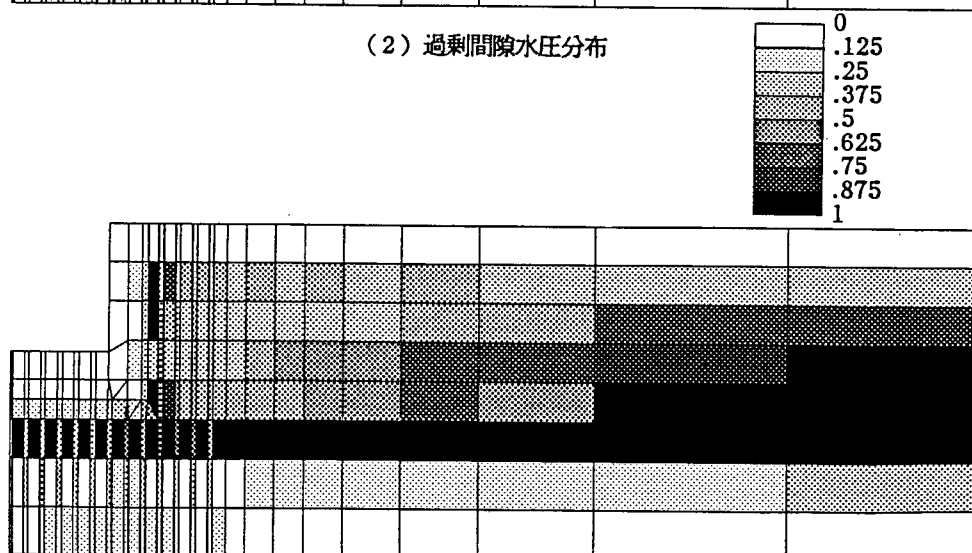
$$Q = 1.24 \quad (\text{tf/m})$$



(1) 応答加速度分布



(2) 過剰間隙水圧分布



(3) 過剰間隙水圧比分布

図 5. 3. 21 解析結果 (その 2)

$$U_s = 84.0 \quad (\text{tf/m})$$

$$U_d = 26.35 \quad (\text{tf/m}) \quad (\text{表 5.3.3 参照})$$

$$F = 63.50 \quad (\text{tf/m}) \quad (\text{表 5.3.7 参照})$$

$$F_u = \frac{W + Q}{U_s + U_d + F} = \frac{1.71 \times 100.8 + 1.24}{84.0 + 26.35 + 63.50} = 1.00$$

(11) 対策工の評価 (その2)

グラベルドレーン工法に構造物の重量化対策を行うことにより、浮上がり安全率 F_u は1.00となった。
これは、基準値1.0 をぎりぎりながら満足しており、対策工法の設計値として採用することとした。

表 5.3.7 揚力 U_d , 浸透水力 F の算定 (その2)

要素No.		42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	Ud, F (片側)	Ud, F (両側)
過剰間隙水圧による揚力 $U_{dn} \cdot A_n$		0.24	1.43	0.50	1.48	0.51	1.42	0.52	1.34	0.51	1.37	0.50	1.25	0.45	1.67	13.17	26.35
浸透水力 F_n	第2層	-0.12	4.36	0.03	4.31	0.11	4.36	0.18	4.39	0.25	4.25	0.38	4.06	0.50	4.57	31.75	63.50
$F = \Sigma F_n$	第3層	-0.33	-2.98	-0.26	-2.99	-0.16	-2.89	-0.17	-2.78	-0.21	-2.68	-0.21	-2.45	-0.13	-2.95	0.0	0.0
	第4層	-0.69	-3.71	-1.40	-3.65	-1.41	-3.37	-1.32	-3.19	-1.28	-3.15	-1.24	-3.01	-1.17	-3.78	0.0	0.0

U_{dn} : 水平ドレーン内の過剰間隙水圧
 F_n : 各鉛直ブロック毎の浸透水力

$$\begin{cases} F_n = S_n - T_n & (S_n \geq T_n) \\ F_n = 0 & (S_n \leq T_n) \end{cases}$$

$$S_n = -(U_{dn} - U_{sn}) \cdot A_n$$

$$T_n = \gamma' (Z_{sn} - Z_{dn}) \cdot A_n$$
 U_{sn} : 地盤の過剰間隙水圧
 Z_{sn} : 水平ドレーン部の深度
 Z_{dn} : U_{sn} 発生箇所の深度
 A_n : 各鉛直ブロック部での掘割道路の底面積

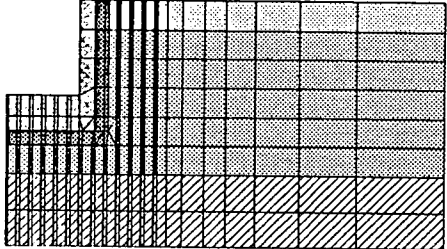
掘割道路

第1層
(リフト)

第2層

第3層

第4層



参 考 文 献

- 1) 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, 1988, pp.163~169
- 2) 地盤改良の調査・設計から施工まで, 土質工学会
- 3) 軟弱地盤対策工法, 一調査・設計から施工まで一, 土質工学会
- 4) 佐々木康: 地盤液状化に対する碎石ドレーン工法の有効性に関する研究, 土木研究所資料第2194号, 1985
- 5) 古賀泰之, 古関潤一, 谷口栄一, 森下 義: 掘割道路の液状化対策としての碎石ドレーンの利用に関する解析的検討, 土木研究所資料第2741号, 1989
- 6) 中島 豊, 伊藤克彦, 大北康治, 島岡久壽: 碎石ドレーンに用いる碎石の粒度分布について, 第20回土質工学研究発表会, 1985年

5.4. 固化工法

5.4.1 固化工法による盛土構造物安定化対策

(1) 設計方針, 設計の手順

設計外力に対して, 改良地盤が安定していなければならない。この安定の検討は, 滑動・転倒・支持力の外部安定と, それによって発生する端趾圧, 水平せん断, 鉛直せん断の内部安定を検討する。これらの安定を確認した上で, 全体系の安定を円弧滑りで検討する。これらの検討の結果, 所定の条件が満たされたとき, 改良地盤が安定している。

上記の検討の手順を示したのが, 図5.4.1となる。

(2) 設計条件

1) 土質条件

検討モデルは図5.1.1に示したとおりであるが, 支持層は表5.4.1に示すような粘性土と砂質土の2つの場合を検討する。

2) 設計水平震度

(i) 液状化判定

5.1.2に示すように, 液状化の判定には設計水平震度として $k_s=0.18$ を用いる。

(ii) 改良地盤の安定

同様に, 改良地盤の安定には, 設計水平震度として $k_h=0.15$ を用いる。

3) 安全率

安定の検討はすべて地震時であり, 安全率は以下のように設定した。

滑動 $F_s = 1.0$

転倒 $F_s = 1.1$

支持力 $F_s = 1.5$

円弧すべり $F_s = 1.0$

(過剰間隙水圧と慣性力を同時に考慮)

また, 液状化については図5.1.3に示すように, 細砂層は完全液状化層, シルト層は準液状化層と判断する。

(3) 改良仕様の設定

改良仕様の諸元としては, 改良位置, 改良幅, 改良深度, 改良率が決定して, 最終的に改良杭配置が決まることになる。

改良深度は事前の液状化の検討および支持層の深度から, 改良位置については盛土や周辺状況からある程度決定されることが多い。

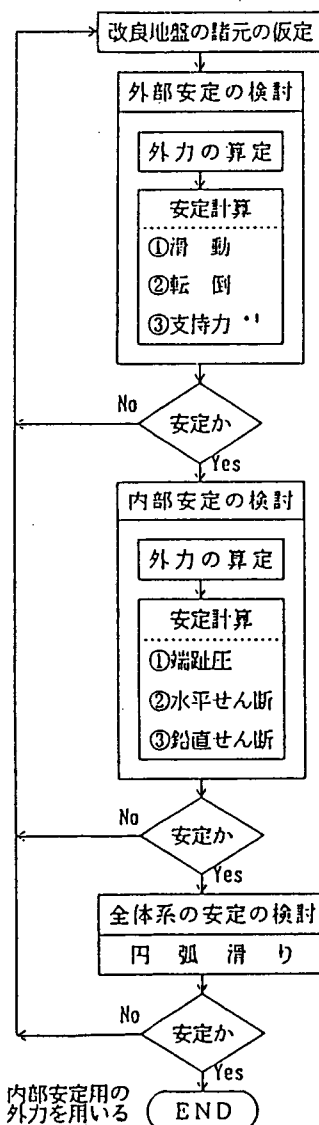


図5.4.1 設計フロー

改良幅については、滑動の安全率が厳しくなることが多いため、滑動についての概略の検討を行なって設定するのがよいと思われる。

改良率については、格子間隔を液状化層厚の $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{3}$ 程度に考え、改良壁の厚さを1mとして格子状に囲むようにすると、ほぼ40～60%程度になる。

表5.4.1 支持層の土質条件

区 分		γ_{sat} (tf/m ³)	γ' (tf/m ³)	C, ϕ
支持層	粘性土	1.8	0.8	$C=10\text{tf/m}^2$
	砂質土	1.9	0.9	$\phi=35^\circ$

以上を踏まえて、若干の試行計算の後に、改良仕様を次のように設定した。

1) 支持層が粘性土の場合

改良幅21.0mとし、改良杭径を1m、ラップを20cmとした二軸タイプの施工機械を用いるとして、改良率 $a_p=58.1\%$ 、1ユニットの奥行き 3.2mとした。

2) 支持層が砂質土の場合

改良幅16.2mとし、改良杭径を1m、ラップを20cmとした二軸タイプの施工機械を用いるとして、改良率 $a_p=65.4\%$ 、1ユニットの奥行き 2.4mとした。

この改良仕様を図5.4.2、5.4.3に示す。4.3.2(1)によれば、この格子間隔では格子内未改良土は液状化しないことがわかる。

3) 設計に用いる強度は4.3.1(2)(3)を参考に以下のように設定した。

(i) 支持層が粘性土の場合の改良体の強度

設計に用いる一軸圧縮強さ $q_{ua} = 5\text{kgf/cm}^2$

設計に用いるせん断強さ $\tau_a = 2.5\text{kgf/cm}^2$

(ii) 支持層が砂質土の場合の改良体の強度

設計に用いる一軸圧縮強さ $q_{ua} = 9\text{kgf/cm}^2$

設計に用いるせん断強さ $\tau_a = 4.5\text{kgf/cm}^2$

(4) 外力の算定

1) 改良地盤に働く慣性力

設計水平震度は $k_h=0.15$ で考える。改良地盤に働く慣性力は表5.1.1と図5.1.1より表5.4.2に示すように求まる。

3) 盛土の自重による鉛直荷重

本来、当該形状の載荷条件については地震時の土圧の算定法にもとづいて、すべり面内の上載荷重を平均化する方法をとるのが一般的である。ここでは、算定を単純にするため、上載荷重を平均的に扱うこととし、上載荷重 W_1 は、以下のように平均盛土荷重とした。

$$W_1 = \{1/2 \times (12.0 + 37.2) \times 7.0 \times 1.7\} / 37.2 \\ = 7.87 \quad (\text{tf/m}^2)$$

4) 動水圧

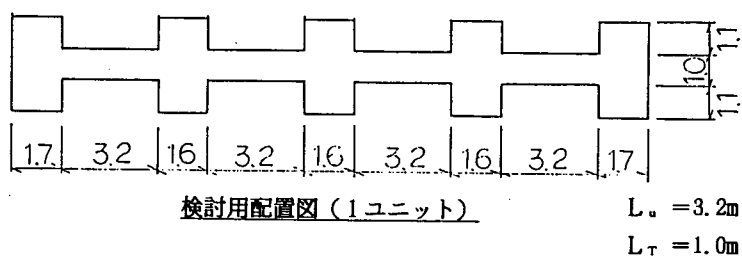
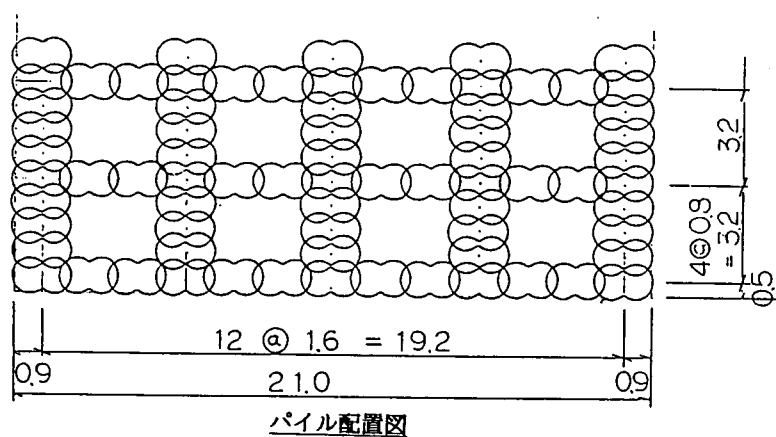
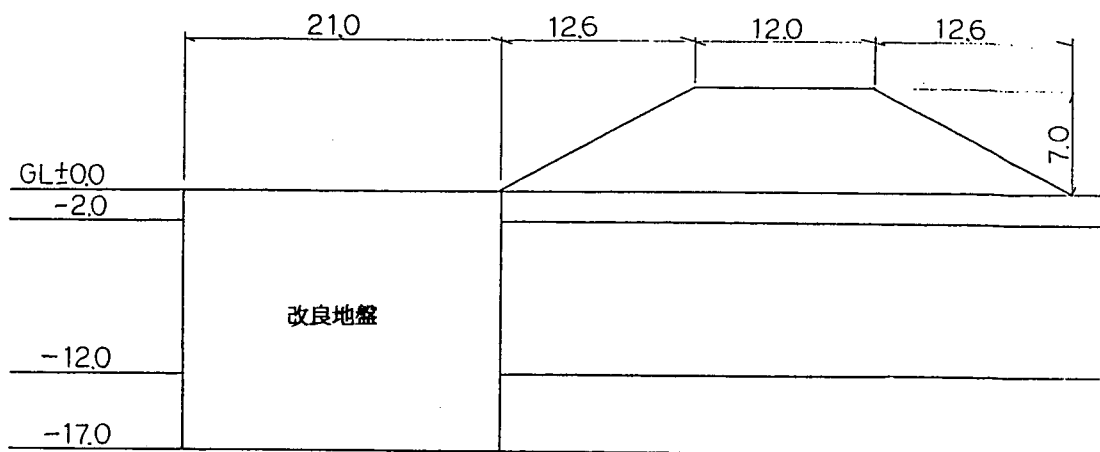


図5.4.2 改良仕様（支持層が粘性土の場合）（単位：m）

完全液状化層である細砂層と、準液状化層であるシルト層とで動水圧を考慮する。シルト層については F_L の値から過剰間隙水圧比を算定した。計算式は以下のとおりである。

各深度での動水圧の値を表5.4.3に示す。

細砂層：

$$p_{dw}' = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_{sat} \cdot \sqrt{H \cdot z}$$

シルト層：

$$p_{dw}' = 7/8 \cdot k_h \cdot (\gamma_w + R_u \cdot \gamma') \cdot \sqrt{H \cdot z}$$

ここで $F_L = 1.348$ から、

$$R_u = F_L^{-7} = 0.124 \text{ とした。}$$

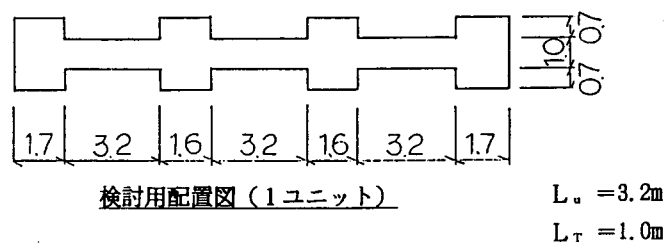
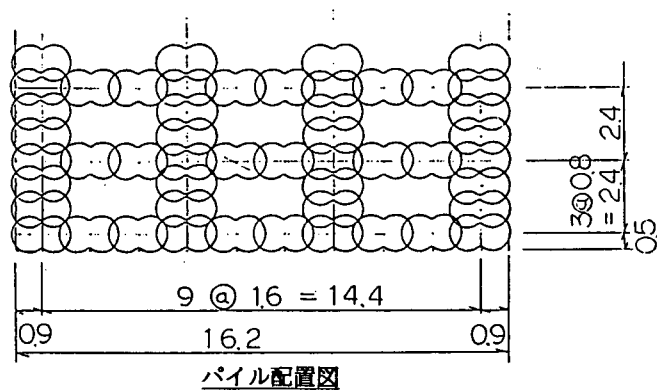
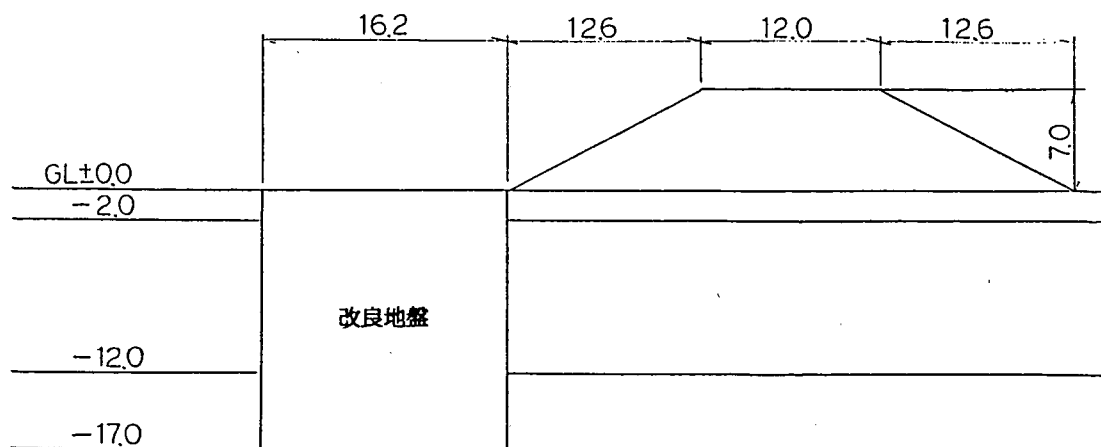


図5.4.3 改良仕様（支持層が砂質土の場合）（単位：m）

これより、

$$\begin{aligned}\gamma_w + R_u \gamma' &= 1.0 + 0.124 \times 0.8 \\ &= 1.099 \quad \text{tf/m}^3\end{aligned}$$

5) 主働側の土圧係数

各深度における主働側の土圧係数を4.3.1(3)により求め、表5.4.4に示す。

6) 受働側の土圧係数

各深度における受働側の土圧係数を4.3.1(3)により求め、表5.4.5に示す。

7) 主働側の土圧強度

各深度における主働側の土水圧強度を4.3.2(5)により求め、表5.4.6に示す。

表 5. 4. 2 改良地盤に働く慣性力

(a) 支持層が粘性土の場合

実重量 W_{sat}	$(2 \times 1.7 + 10 \times 1.9 + 5 \times 1.8) \times 21$	659.40 tf/m
有効重量 W'	$(2 \times 1.7 + 10 \times 0.9 + 5 \times 0.8) \times 21$	344.40 tf/m
慣性力 $H = W \cdot k_h$	659.4×0.15	98.90 tf/m

(b) 支持層が砂質土の場合

実重量 W_{sat}	$(2 \times 1.7 + 10 \times 1.9 + 5 \times 1.8) \times 16.2$	508.68 tf/m
有効重量 W'	$(2 \times 1.7 + 10 \times 0.9 + 5 \times 0.8) \times 16.2$	265.68 tf/m
慣性力 $H = W \cdot k_h$	508.68×0.15	76.3 tf/m

表 5. 4. 3 各深度での動水圧の計算値

	計算深度	p_{dw} (tf/m ²)	
細砂層	GL -2.0 (下)		0.0 tf/m ²
	GL -12.0 (上)	$7/8 \times 0.15 \times 1.9 \times \sqrt{10 \times 10}$	2.49 tf/m ²
シルト層	GL -12.0 (下)	$7/8 \times 0.15 \times 1.099 \times \sqrt{15 \times 10}$	1.77 tf/m ²
	GL -17.0 (上)	$7/8 \times 0.15 \times 1.099 \times \sqrt{15 \times 15}$	2.16 tf/m ²

表 5. 4. 4 各深度での主働側の土圧係数

計算深度	定数	土圧係数
表層 GL 0.0~GL-2.0	$\phi = 30^\circ, \delta = 15^\circ, k_h = 0.15$ $\theta = \tan^{-1} k_h = 8.53^\circ$	$K_{EA} \cos \delta$ $= 0.3935$
細砂層 GL-2.0~GL -12.0		$K_A = 1.0$
シルト層 GL -12.0~GL -17.0	$\phi = 25^\circ, \delta = 15^\circ, k_h' = 0.338$ $\theta = \tan^{-1} k_h' = 18.65^\circ$	$K_A \cos \delta$ $= 0.3507$
	$R_u = 0.124,$ $\tan \phi' = (1 - R_u) \tan \phi$ $\phi' = 22.2^\circ$ $\delta' = \delta (\phi' / \phi), \delta' = 13.3^\circ$	$K_{EA}' \cos \delta'$ $= 0.8292$

表 5. 4. 5 各深度での受働側の土圧係数

計算深度	定 数	土圧係数
細砂層 GL-2.0~GL -12.0	$\phi=25^\circ$, $\delta = -15^\circ$, $k_h' = 0.338$	$K_p = 1.0$
シルト層 GL -12.0~GL -17.0	$\phi=25^\circ$, $\delta = -15^\circ$, $k_h' = 0.338$ $\theta' = \tan^{-1} k_h' = 18.65^\circ$	$K_p \cos \delta$ $= 3.7234$
	$R_u = 0.124$, $\phi' = 22.2^\circ$ $\delta' = -13.3^\circ$	$K_{ep}' \cos \delta'$ $= 1.9120$

表 5. 4. 6 各深度での主働側の土水圧強度

単位 (tf/m²)

	計算深度	計 算 式	土圧強度
①	0 m	$p_{11} = 0.3935 \times (0.0 + 7.87) = 3.10$	3.10
②	-2 m (上)	$p_{12} = 0.3935 \times (3.4 + 7.87) = 4.43$	4.43
③	-2 m (下)	$p_{13} = 3.4 + 7.87 + 0.0 = 11.27$	11.27
④	-12m (上)	$p_{14} = 12.4 + 7.87 + 10.0 + 2.49 = 32.76$	32.76
⑤	-12m (下)	$(p_{15})_s = 0.3507 (12.4 + 7.87) + 10.0$ $+ 0.124 (1 - 0.3507) (12.4 + 7.87)$ $+ 1.77 = 22.28$ $(p_{15})_c = 0.8292 \times (12.4 + 7.87) + 10.0$ $= 26.81$	26.81
⑥	-17m (上)	$(p_{16})_s = 0.3507 (16.4 + 7.87) + 15.0$ $+ 0.124 (1 - 0.3507) (16.4 + 7.87)$ $+ 2.16 = 27.63$ $(p_{16})_c = 0.8292 (16.4 + 7.87) + 15.0$ $= 35.12$	35.12

8) 受働側の土圧強度

各深度における受働側の土水圧強度を 4. 3. 2(5)2)により求め、表 5. 4. 7 に示す。

9) 土水圧合力の算定

主働側と受働側の土水圧合力を 4. 3. 2(7)により求め、表 5. 4. 8 に示す。シルト層では主働側で下向き、受働側で上向きに鉛直土圧が働くので、その合力についても計算した。

10) 外力の一覧表

改良体の奥行き 1 m 当りに働く外力を表 5. 4. 9 に示す。

(5) 安定の検討

1) 支持層が粘性土の場合

(i) 外部安定の検討

i) 滑動の検討

滑動の検討は 4. 3. 2(8)1)(i)により、次式を用いて行う。

表 5. 4. 7 各深度での受働側の土水圧強度

単位 (tf/m²)

	計算深度	計 算 式	土圧強度
①	-2 m (下)	$p_{21}=0.0+3.4+0.0=3.4$	3.4
②	-12m (上)	$p_{22}=9.0+3.4+10.0-2.49=19.91$	19.91
③	-12m (下)	$(p_{23})_b=3.7234(9.0+3.4)+10.0$ $+0.124(1-3.7234)(9.0+3.4)$ $-1.77=50.21$ $(p_{23})_c=1.9120(9.0+3.4)+10.0$ $=33.71$	33.71
④	-17m (上)	$(p_{24})_b=3.7234(13.0+3.4)+15.0$ $+0.124(1-3.7234)(13.0+3.4)$ $-2.16=68.37$ $(p_{24})_c=1.9120(13.0+3.4)+15.0$ $=46.36$	46.36

表 5. 4. 8 (a) 主働側の土水圧合力

No.	P_A (tf/m)		y(m)	M_A (tf.m/m)
①	$1/2 \times 3.10 \times 2$	3.10	16.33	50.62
②	$1/2 \times 4.43 \times 2$	4.43	15.67	69.42
③	$1/2 \times 11.27 \times 10.0$	56.35	11.67	657.60
④	$1/2 \times 32.76 \times 10.0$	163.80	8.33	1364.45
⑤	$1/2 \times 26.81 \times 5.0$	67.03	3.33	223.21
⑥	$1/2 \times 35.12 \times 5.0$	87.80	1.67	146.63
Σ		382.51		2511.93

ここでシルト層の主働土圧の鉛直合力は

$$P_{Av}=(67.03+87.80) \cdot \tan 13.3^\circ =36.60 \text{ tf/m} \quad (\text{鉛直下向き})$$

表 5. 4. 8 (b) 受働側の土水圧合力

No.	P_P (tf/m)		y(m)	M_P (tf.m/m)
①	$1/2 \times 3.4 \times 10.0$	17.0	11.67	198.39
②	$1/2 \times 19.91 \times 10.0$	99.55	8.33	829.25
③	$1/2 \times 33.71 \times 5.0$	84.28	3.33	280.65
④	$1/2 \times 46.36 \times 5.0$	115.90	1.67	193.55
Σ		316.73		1501.84

ここでシルト層の受働土圧の鉛直合力は

$$P_{Pv}=(84.28+115.90) \cdot \tan 13.3^\circ =47.32 \text{ tf/m} \quad (\text{鉛直上向き})$$

表5.4.9 改良体に働く外力

(a) 支持層が粘性土の場合

抵抗力	V (tf/m)	x (m)	H (tf/m)	y (m)	M _R (tf.m/m)
改良地盤の重量 W	344.4	10.5			3616.2
主働側土圧 P _{Av}	36.60	21.0			768.6
受働側土圧 P _{Pv}	-47.32	0.0			0.0
受働側土圧 P _P			316.73	4.74	1501.84
Σ	333.68		316.73		5886.64
駆動力	V (tf/m)	x (m)	H (tf/m)	y (m)	M _o (tf.m/m)
改良体の慣性力			98.90	8.5	840.65
主働側土圧 P _A			382.51	6.57	2511.93
Σ			481.41		3352.58

(b) 支持層が砂質土の場合

抵抗力	V (tf/m)	x (m)	H (tf/m)	y (m)	M _R (tf.m/m)
改良地盤の重量 W	265.68	8.1			2152.01
主働側土圧 P _{Av}	36.60	16.2			592.92
受働側土圧 P _{Pv}	-47.32	0.0			0.0
受働側土圧 P _P			316.73	4.74	1501.84
Σ	254.96				4246.77
駆動力	V (tf/m)	x (m)	H (tf/m)	y (m)	M _o (tf.m/m)
改良体の慣性力 W K _s			76.30	8.5	648.55
主働側土圧 P _A			382.51	6.57	2511.93
Σ			458.81		3160.48

$$F_s = \frac{P_P + F_R}{H + P_A}$$

改良体底面の抵抗力 F_R は次のように算定する。

$$F_R = F_{RT} + F_{RU}$$

$$F_{RT} = a_P \cdot c \cdot B$$

$$F_{RU} = \min\{ (1 - a_P) \cdot W \cdot \tan \phi, (1 - a_P) \cdot c \cdot B \} \text{ (tf/m)}$$

$a_P = 58\%$ であるから

$$F_{RT} = 0.58 \times 10 \times 21.0 = 121.8 \quad \text{tf/m}$$

$$(1 - a_P) \cdot W \cdot \tan \phi$$

$$= 0.42 \times (16.4 \times 21.0) \times \tan 25^\circ$$

$$= 67.5 \quad \text{tf/m}$$

$$(1 - a_p) \cdot c \cdot B$$

$$= 0.42 \times 10 \times 21.0 = 88.2 \quad \text{tf/m}$$

したがって,

$$F_{RU} = 67.5 \quad (\text{tf/m})$$

これより,

$$\begin{aligned} F_R &= F_{RT} + F_{RU} \\ &= 121.8 + 67.5 = 189.3 \quad \text{tf/m} \end{aligned}$$

計算結果を表 5. 4. 10 に示す。

ii) 転倒の検討

転倒は 4. 3. 2 (8) 1) (ii) により, 次式を用いて行う。

$$F_s = \frac{\Sigma W \cdot x + P_{AV} \cdot B + P_p \cdot y_p}{H \cdot y + P_A \cdot y_A}$$

ただし,

$$\Sigma W \cdot x = W_T \cdot x_T + \Sigma W_U \cdot x_U$$

W_T : 改良体の有効重量

ΣW_U : 格子内部の未改良土の有効重量

P_{AV} : 改良体の主働側の鉛直せん断抵抗力

x_T, x_U : 受働側前面から外力の作用点までの距離 (m)

y_p, y_A : 改良体底面から外力の作用点までの距離 (m)

計算結果を表 5. 4. 11 に示す。

表 5. 4. 11 転倒の計算結果 (支持層が粘性土の場合)

$H \cdot y$	$P_A \cdot y_A$	$\Sigma W \cdot x$	$P_{AV} \cdot B$	$P_p \cdot y_p$	F_s
840.7	2511.9	3616.2	768.6	1501.8	1.756

iii) 支持力の検討

支持力の検討においては, 改良体底面に働く地盤反力が必要となる。地盤反力を求めるためには, 主働側 (盛土側) と受働側 (自由地盤側) の力が釣りあった状態で考えるのが合理的で, 外部安定用の外力として自由地盤側に受働土圧を用いるのは疑問だという意見がある。

そこで, 滑動 (水平力) での主働側 (盛土側) と受働側 (自由地盤側) の水平方向の力のつりあいを満たす場合の受働側の外力 P_{PH}' を用いることにする。

主働側の水平合力が改良体に働いた場合, 発揮できる抵抗力は, 改良体底面の抵抗力 F_R と受働側の合力である。図 5. 4. 4 に示すように受働側の合力の 1 つである液状化層の合力 P_{PH1} は一義的

表 5. 4. 10 滑動の計算結果

(支持層が粘性土の場合)

H (tf/m)	P_{AH} (tf/m)	P_{PH} (tf/m)	F_R (tf/m)	F_s
98.9	382.5	316.7	189.3	1.051

に定まる。したがって、発揮できる抵抗力として未定なものは、改良体の底面の抵抗力 F_R とシルト層の抵抗力 P_{PH2} である。ここで F_R と P_{PH2} の発揮割合 f を同じとして、以下の式を用いて発揮割合を求める。

水平方向の力のつりあいより、

$$H + P_{AH} = P_{PH1} + f \cdot (F_R + P_{PH2})$$

$$98.9 + 382.5 = 116.6 + f \cdot (189.3 + 200.2)$$

$$\therefore f = 0.937$$

これより、シルト層の抵抗力は $f \cdot P_{PH2}$ で得られ、合力 P_{PH}' は

$$P_{PH}' = 0.937 \times 200.2 + 116.6 = 304.2$$

と求まる。

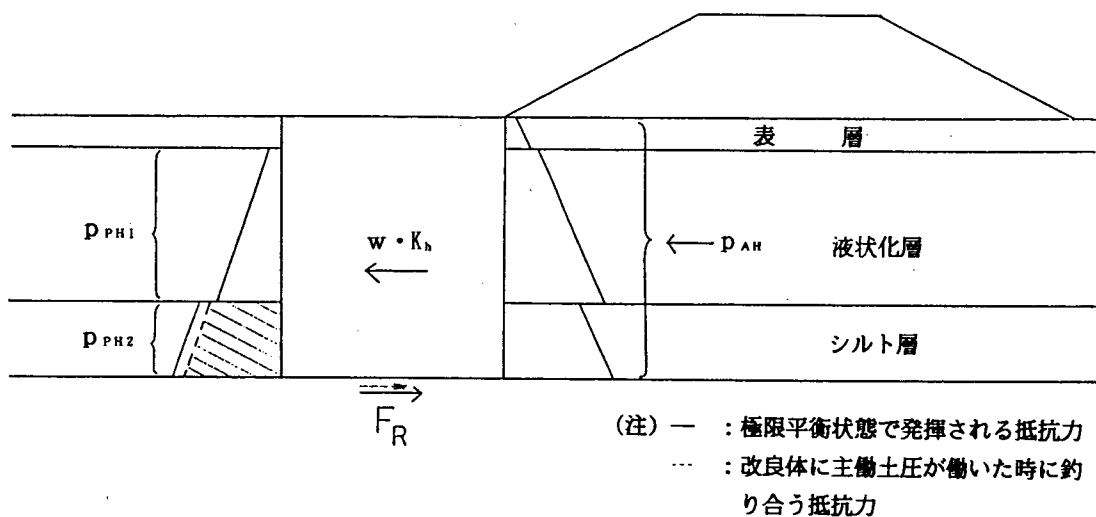


図5.4.4 受働側の抵抗力の評価

次に地盤反力の検討においては、格子改良体と格子内の未改良土の負担する地盤反力の分布は改良部の割合（改良率 a_P ）によって変化すると考えられる。そこで、格子内の未改良土は自重のみを負担するものとし、慣性力等の水平力によって生ずる偏心した地盤反力については格子改良体で負担させることにした。

この時、奥行き方向の改良体形状は均一ではないので、図5.4.5に示すように改良体の奥行き方向の長さを改良率 a_P で平均化して、同じ面積を持つ長方形と仮定する。

具体的には、改良体に生ずる転倒モーメント M_D はそのまま、抵抗モーメントには格子改良体のみの重量を見込み4.3.2(81)(iii)に示すように、以下のようにする。

$$M_{R2} = a_P \cdot W \cdot x + P_{AV} \cdot B + P_{PH}' \cdot y_P$$

したがって、

シルト層の土圧の分布形がかわらないと仮定すると抵抗モーメントは、

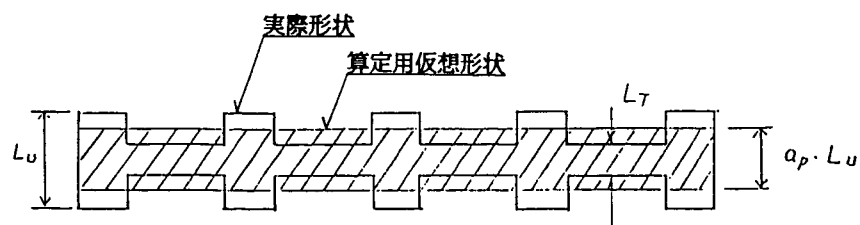


図 5. 4. 5 格子改良体の平均化の考え方

$$P_{PH} \cdot y_p = 198.39 + 829.25 + 0.937 \times (280.65 + 193.55) \\ = 1472.0$$

$$M_{R2} = 0.58 \times 3616.2 + 768.6 + 1472.0 \\ = 4338.0$$

また改良体の鉛直重量は、以下の式を用いて算定する。

$$V_T = a_p \cdot W + P_{AV} - f \cdot P_{PV}$$

そして、4.3.2(8)1(iii)により地盤反力の最大値 q_1 を求める。

地盤反力の計算仮定を以下に示す。

$$M_D = 3352.6 \quad \text{tf} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{R2} = 4338.0 \quad \text{tf} \cdot \text{m/m}$$

$$M' = M_{R2} - M_D = 985.4 \quad \text{tf} \cdot \text{m/m}$$

$$V_T = a_p \cdot W + P_{AV} - f \cdot P_{PV} \\ = 199.8 + 36.6 - 44.3 = 192.1 \quad \text{tf/m}$$

$$d = \frac{M_{R2} - M_D}{V_T} = 5.13 \quad \text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = 5.37 > \frac{B}{6} = 3.5 \quad \text{m}$$

$$q_1 = \frac{2V_T}{3d} \times \frac{1}{a_p} = \frac{2 \times 192.1}{3 \times 5.13} \times \frac{1}{0.58}$$

$$= 43.0 \quad \text{tf/m}^2$$

$$q_2 = 0.0 \quad \text{tf/m}^2$$

地盤反力の計算値を表 5. 4. 12 に示す。

表 5. 4. 12 地盤反力の計算結果（支持層が粘性土の場合）

M_{R2} (tf·m/m)	M_D (tf·m/m)	M' (tf·m/m)	V_T (tf/m)	d (m)	$e=B/2-d$ (m)	$B/6$ (m)	q_1 (tf/m ²)	q_2 (tf/m ²)
4338.0	3352.6	985.4	192.1	5.13	5.37	3.50	43.0	0.0

次に、支持層の支持力を計算する。

基礎底面地盤の許容支持力は以下の式で計算する。また安全率は地震時で1.5をとる。

$$q_a = \{ \alpha \cdot c \cdot N_c + 1/2 \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \} / F_s + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

ここで、

q_a : 許容支持力度 (tf/m²)

c : 基礎底面地盤の粘着力 (tf/m²)

γ_1 : 基礎底面地盤の単位体積重量 (tf/m³)

γ_2 : 基礎底面上部の単位体積重量 (tf/m³)

α, β : 基礎底面の形状係数

B : 基礎幅 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_γ, N_q : 支持力係数

改良体の支持層は粘性土地盤で $c = 10 \text{ tf/m}^2$ である。基礎は帯状であるから $\alpha = 1.0$, $\beta = 1.0$,
また $N_c = 5.1$, $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$

これより、

$$\begin{aligned} q_a &= (1 \times 10 \times 5.1 + 0) / 1.5 + (2 \times 1.7 + 10 \times 0.9 + 5 \times 0.8) \\ &= 34.0 + 16.4 = 50.4 \quad \text{tf/m}^2 \end{aligned}$$

以上より、支持層の支持力は地盤反力 $q_1 = 43.0 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ よりも大きい。したがって、安定である。

(ii) 内部安定の検討

i) 端趾圧の検討

端趾圧は地盤反力の最大値であるから、以下のようになる。

$$q_1 = 43.0 \quad \text{tf/m}^2 = 4.30 \text{ kgf/cm}^2$$

これは、改良体の設計に用いる一軸圧縮強さ $q_{ua} = 5 \text{ kgf/cm}^2$ 以下である。

ii) 水平せん断の検討

次式で改良体に働くせん断応力を求め、これが設計に用いるせん断強さ $\tau_a = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ を越えないことを確認する。

改良体全体の水平せん断破壊の検討は 4.3.2(8)1(ii) にもとづく次式を用いて行う。

$$\tau_1 = \frac{H_{TZ} + P_{AHZ} - P_{PHZ}}{a_P \cdot B} \quad (\text{tf/m}^2)$$

格子改良壁の抜け出し破壊の検討は同様に 4.3.2(8)2(ii) にもとづく次式を用いて行う。

$$\tau_2 = \frac{H_{TZ} \cdot l + P_{AHZ} \cdot l - P_{PHZ}' \cdot l}{b \cdot l + 2 \cdot b \cdot z}$$

改良体全体のせん断破壊の場合は、シルト層において受働側の側圧合力 P_{PHZ} が急増する。また抜け出し破壊の場合はシルト層において主働側の側圧合力 P_{AHZ} が急減するので、水平せん断応力は液状化層底面 GL-12m が最大になると判断される。そこで、液状化層底面 GL-12m で検討を行う。

改良幅は $B=21\text{m}$ ，パイル配置はラップ幅 20cm で改良率は $a_P=58\%$ である。そして $l=2.2\text{m}$ ， $b=1.7\text{m}$ ， $h=12.0\text{m}$ である。

したがって，改良体全体の水平せん断は，次のように求まる。

$$H_{TZ} = W \cdot k_h = (1.7 \times 2 + 1.9 \times 10) \times 21.0 \times 0.15 \\ = 70.6 \quad \text{tf/m}$$

$$P_{AHZ} = 3.10 + 4.43 + 56.35 + 163.80 \\ \approx 227.7 \quad \text{tf/m}$$

$$P_{PHZ} = 17.0 + 99.55 \approx 116.6 \quad \text{tf/m}$$

$$a_P \cdot B = 0.58 \times 21.0 \approx 12.2 \quad \text{m}$$

$$\tau_1 = \frac{70.6 + 227.7 - 116.6}{12.2}$$

$$= 14.9 \quad \text{tf/m}^2$$

また，格子改良壁の抜け出しは次のように求まる。

$$H_{TZ} \cdot l = W \cdot k_h = (1.7 \times 2 + 1.9 \times 10) \times 1.7 \times 2.2 \times 0.15 \\ \approx 12.6 \quad \text{tf}$$

$$P_{AZ} \cdot l = 227.68 \times 2.2 = 500.9 \quad \text{tf/m}$$

$$P_{PHZ} \cdot l = \Sigma K_O \cdot \gamma' \cdot Z \cdot l$$

$$= \left[\frac{1}{2} \times (0 + 0.5 \times 1.7 \times 2) \times 2 + \frac{1}{2} \times \{ 0.5 \times 1.7 \times 2 \right. \\ \left. + (0.5 \times 1.7 \times 2 + 0.5 \times 0.9 \times 10) \} \times 10 \right] \times 2.2 \\ = 41.2 \times 2.2 = 90.64 \quad \text{tf}$$

$$b \cdot l + 2 \cdot b \cdot z = 1.7 \times 2.2 + 2 \times 1.7 \times 12.0 \\ \approx 44.5 \quad \text{m}^2$$

$$\tau_2 = \frac{12.6 + 500.9 - 90.6}{44.5}$$

$$= 9.5 \quad \text{tf/m}^2$$

改良体全体のせん断破壊の計算結果を表5.4.13に示す。また，抜け出し破壊の計算結果を表5.4.14に示す。

iii) 鉛直せん断の検討

鉛直せん断の検討は4.3.2(8)1)(iii)にもとづき，次式を用いて行う。

$$\tau_V = \frac{(P_1 - W_1) \cdot a_P \cdot L_u}{D \cdot L_T}$$

ここで，図5.4.6に示すように

$$q' = 43.0 \times (15.39 - 14.5) / 15.39 \\ = 2.49 \quad \text{tf/m}^2$$

表5.4.13 水平せん断（改良体全体のせん断破壊）
の計算結果（支持層が粘性土の場合）

H_{TZ} (tf/m)	P_{AHZ} (tf/m)	P_{PHZ} (tf/m)	$a_P \cdot B$ (m)	τ_1 (tf/m ²)
70.6	227.7	116.6	12.2	14.9

$$P_1 = (2.49 + 43.0) \times 1/2 \times 14.5$$

$$= 329.8 \quad \text{tf/m}$$

$$W_1 = (1.7 \times 2 + 0.9 \times 10 + 0.8 \times 5) \times 14.5$$

$$= 237.8 \quad \text{tf/m}$$

鉛直せん断の検討結果を表 5. 4. 15 に示す。

(iii) 全体系の安定の検討

全体系の安定の検討は 4. 3. 2 (8)3) にもとづいて行う。改良体の安定においては慣性力と間隙水圧の両方を考慮して行っているので、円弧すべりについてもこの双方を考慮した計算を行う。

慣性力については $k_h = 0.15$ とした。間隙水圧は液状化層で $\phi = 0^\circ$ で考慮し、シルト層では 4. 3. 1 (3)3) の過剰間隙水圧の発生量だけ内部摩擦角を減少させる考え方を適用した。なお、盛土全域にわたってテンションクラックを考えた。

計算結果を表 5. 4. 16 と図 5. 4. 7 に示す。

表 5. 4. 14 水平せん断（盛土側の格子改良壁の抜け出し）の計算結果（支持層が粘性土の場合）

$H_{Tz} \cdot \ell$ (tf)	$P_{AHZ} \cdot \ell$ (tf)	$P_{PHZ} \cdot \ell$ (tf)	$b \ell + 2b z$ (m)	τ_z (tf/m ²)
12.6	500.9	90.6	44.5	9.5

$$\ell = 2.2 \text{ m}, \quad b = 1.7 \text{ m}, \quad h = 12.0 \text{ m}$$

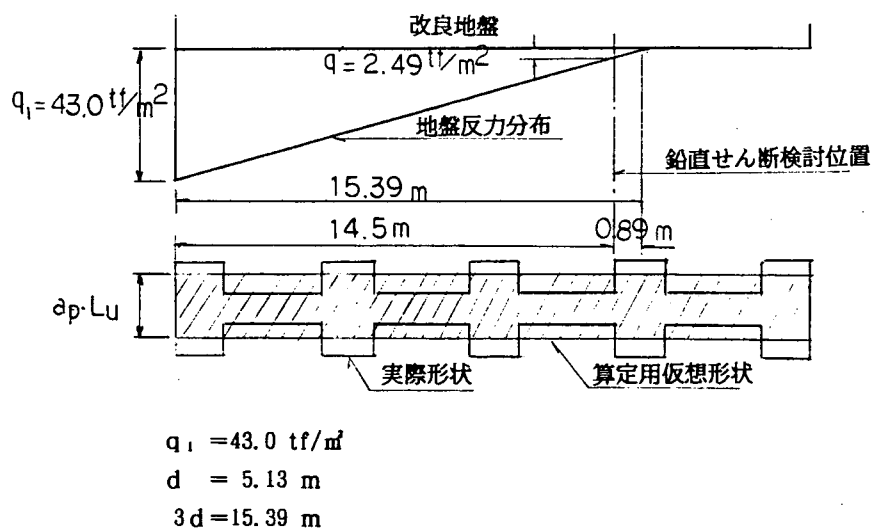


図 5. 4. 6 鉛直せん断検討位置と地盤反力分布（支持層が粘性土）

表 5. 4. 15 鉛直せん断の計算結果（支持層が粘性土の場合）

q_1 (tf/m ²)	d (m)	$3d$ (m)	検討距離 x (m)	P_1 (tf/m)	W_1 (tf/m)	$D \cdot L_T$ (m)	τ_v (tf/m ²)
43.0	5.13	15.39	14.50	329.8	237.8	17.0	10.0

$$a, L_u = 0.58 \times 3.2 = 1.856, \quad L_T = 1.0$$

表 5.4.16 全体系の安定（円弧すべり）の計算結果

支持層が粘性土の場合	$F_s = 1.096$
------------	---------------

$$\begin{aligned} F_s &= 1.096 \\ M_R &= 22423.5 \text{ tf} \cdot \text{m/m} \\ M_D &= 20458.6 \text{ tf} \cdot \text{m/m} \\ R &= 53.2 \text{ m} \end{aligned}$$

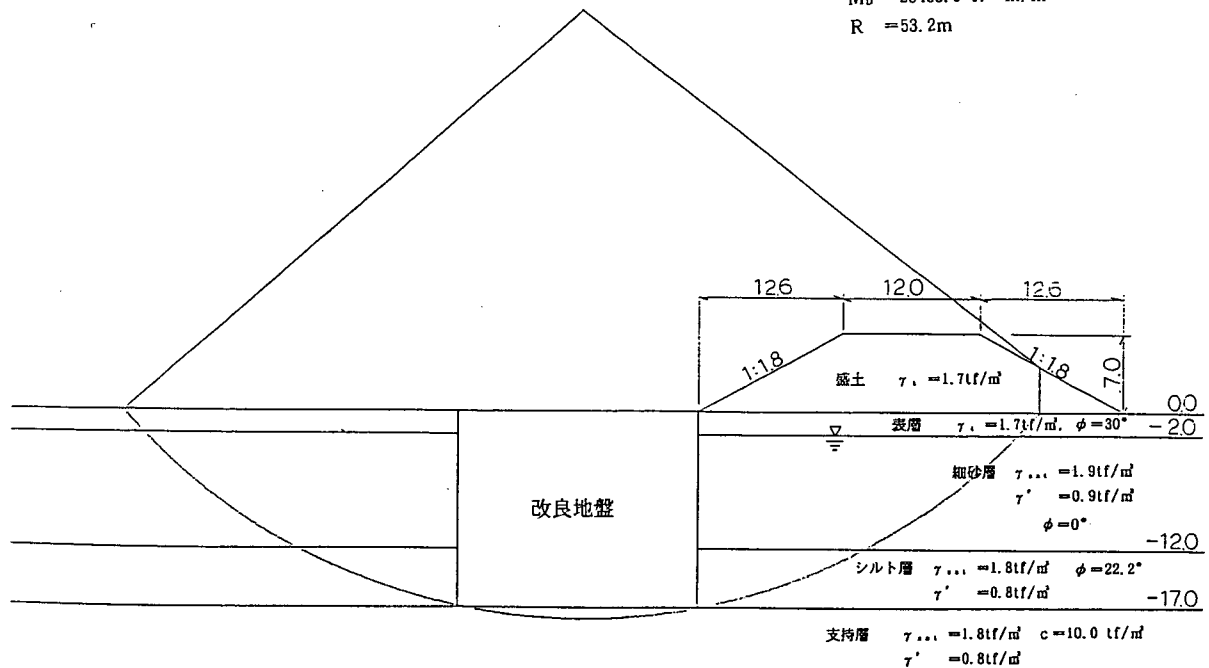


図 5.4.7 全体系の安定の検討（支持層が粘性土）

2) 支持層が砂質土の場合

(i) 外部安定の検討

i) 滑動の検討

滑動の検討は 4.3.2(8)1)(i)により、次式を用いて行う。

$$F_s = \frac{P_P + F_R}{H + P_{AH}}$$

改良体底面の抵抗力 F_R は次のように算定する。

$$F_R = F_{RT} + F_{RU}$$

$$F_{RT} = (a_P \cdot W + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \phi_B$$

$$F_{RU} = \min \{ (1 - a_P) \cdot W \cdot \tan \phi, (1 - a_P) \cdot W \cdot \tan \phi_B \}$$

ここで、

F_{RT} : 改良体に作用する底面抵抗力

F_{RU} : 未改良部に作用する底面抵抗力

$a_P = 65\%$ であるから

$$F_{RT} = \{ 0.65 \times (16.4 \times 16.2) + 36.60 - 47.32 \} \times \tan 35^\circ$$

$$=113.4 \quad \text{tf/m}$$

$$F_{RU}=0.35 \times (16.4 \times 16.2) \times \tan 25^\circ$$

$$=43.4 \quad (\text{tf/m})$$

$$F_R = F_{RT} + F_{RU} = 156.8 \quad \text{tf/m}$$

計算結果を表5.4.17に示す。

ii) 転倒の検討

転倒は4.3.2(8)1(ii)により、次式を用いて行う。

$$F_s = \frac{\Sigma W \cdot X + P_{AV} \cdot B + P_p \cdot y_p}{H \cdot y + P_A \cdot y_A}$$

計算結果を表5.4.18に示す。

iii) 支持力の検討

支持層が砂質土の場合においても、支持層が粘性土の場合と同様に受働側の抵抗力を補正したのちに地盤反力を計算する。シルト層の抵抗力の発揮割合を f とすると水平方向の力のつりあいより、

$$H + P_{AH} = P_{PH1} + f \cdot (F_R + P_{PH2})$$

$$76.3 + 382.5 = 116.6 + f \cdot (156.8 + 200.2)$$

$$\therefore f = 0.959$$

これより、シルト層の抵抗力は $f \cdot P_{PH2}$ で得られ、合力 P_{PH}' は

$$P_{PH}' = 0.959 \times 200.2 + 116.6 = 308.6$$

と求まる。

シルト層の土圧の分布形がかわらないと仮定し、支持層が粘性土地盤の場合と同様、地盤反力の算定を行う。

抵抗モーメントは、

$$P_{PH}' \cdot y_p = 198.39 + 829.25 + 0.959 \times (280.65 + 193.55)$$

$$= 1482.4$$

$$M_{R2} = 1398.9 + 592.9 + 1482.4$$

$$= 3474.2$$

また改良体の鉛直重量は、以下の式を用いて算定する。

$$V_T = a_p \cdot W + P_{AV} - f \cdot P_{PV}$$

そして、4.3.2(8)1(iii)により地盤反力の最大値 q_1 を求める。地盤反力の計算過程を以下に示す。

$$M_D = 3160.5 \quad \text{tf} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{R2} = 3474.2 \quad \text{tf} \cdot \text{m/m}$$

$$V_T = a_p \cdot W + P_{AV} - f \cdot P_{PV}$$

$$= 172.7 + 36.6 - 45.4 = 163.9 \quad \text{tf/m}$$

表5.4.17 滑動の計算結果

(支持層が砂質土の場合)

H (tf/m)	P _{AH} (tf/m)	P _{PH} (tf/m)	F _R (tf/m)	F _s
76.3	382.5	316.7	156.8	1.032

表 5. 4. 18 転倒の計算結果（支持層が砂質土の場合）

$H \cdot y$	$P_A \cdot y_A$	$\Sigma W \cdot x$	$P_{Av} \cdot B$	$P_p \cdot y_p$	F_s
648.6	2511.9	2152.0	592.9	1501.8	1.344

$$d = \frac{M_{R2} - M_D}{V_T} = 1.91 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = 6.19 > \frac{B}{6} = 2.7 \text{ m}$$

$$q_1 = \frac{2V_T}{3d} \times \frac{1}{a_P} = \frac{2 \times 163.9}{3 \times 1.91} \times \frac{1}{0.65}$$

$$= 88.0 \text{ tf/m}^2$$

$$q_2 = 0.0 \text{ tf/m}^2$$

地盤反力の計算値を表 5. 4. 19 に示す。

表 5. 4. 19 地盤反力の計算結果（支持層が砂質土の場合）

M_{R2} (tf・m/m)	M_D (tf・m/m)	M' (tf・m/m)	V_T (tf/m)	d (m)	$e=B/2-d$ (m)	$B/6$ (m)	p_1 (tf/m ²)	p_2 (tf/m ²)
3474.2	3160.5	313.7	163.9	1.91	6.19	2.70	88.0	0.0

次に、支持層の支持力を計算する。基礎底面地盤の許容支持力は支持層が粘性土地盤の場合と同様、以下の式で計算する。また安全率は地震時で 1.5 をとる。

$$q_a = \{ \alpha \cdot c \cdot N_c + 1/2 \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \} / F_s + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

改良体の支持層は砂質土地盤で $\phi = 35^\circ$ である。基礎は帯状であるから $\alpha = 1.0$, $\beta = 1.0$, また $N_c = 46$, $N_\gamma = 38$, $N_q = 8$

これより、

$$\begin{aligned} q_a &= (0 + 1/2 \times 1.0 \times 0.8 \times 16.2 \times 38) / 1.5 + (2 \times 1.7 + 10 \times 0.9 + 5 \times 0.8) \times 8 \\ &= 109.5 + 131.2 = 240.7 \text{ tf/m}^2 \end{aligned}$$

以上より、支持層の支持力は地盤反力 $q_1 = 88.0$ (tf/m²) よりも大きい。したがって、安定である。

(ii) 内部安定の検討

i) 端趾圧の検討

端趾圧は地盤反力の最大値であるから、以下のようになる。

$$q_1 = 88.0 \quad \text{tf/m}^2 = 8.80 \text{kgf/cm}^2$$

これは、改良体の設計に用いる一軸圧縮強さ $q_{ua} = 9 \text{kgf/cm}^2$ 以下である。

ii) 水平せん断の検討

支持層が砂質土の場合においても、支持層が粘性土地盤の場合と同様に液状化層底面 $GL-12\text{m}$ で水平せん断と格子改良壁の抜け出し破壊の検討を行う。

改良幅は $B = 16.2\text{m}$ 、パイル配置はラップ幅 20cm で、改良率は $a_p = 65\%$ である。そして $l = 1.4\text{m}$ 、 $b = 1.7\text{m}$ 、 $h = 12.0\text{m}$ である。

改良体全体の水平せん断は、次のように求まる。

$$\begin{aligned} H_{TZ} &= W \cdot k_h = (1.7 \times 2 + 1.9 \times 10) \times 16.2 \times 0.15 \\ &= 54.4 \quad \text{tf/m} \end{aligned}$$

$$P_{AHZ} = 227.7 \quad \text{tf/m}$$

$$P_{PHZ} = 116.6 \quad \text{tf/m}$$

$$a_p \cdot B = 0.65 \times 16.2 = 10.5 \quad \text{m}$$

$$\tau_1 = \frac{54.4 + 227.7 - 116.6}{10.5} = 15.8 \quad \text{tf/m}^2$$

また、格子改良壁の抜け出し破壊は次のように求まる。

$$\begin{aligned} H_{TZ} \cdot l &= W \cdot k_h = (1.7 \times 2 + 1.9 \times 10) \times 1.7 \times 1.4 \times 0.15 \\ &= 8.0 \quad \text{tf} \end{aligned}$$

$$P_{AZ} \cdot l = 227.68 \times 1.4 = 318.8 \quad \text{tf}$$

$$\begin{aligned} P_{PHZ}' \cdot l &= \Sigma K_O \cdot \gamma' \cdot Z \cdot l \\ &= 41.2 \times 1.4 = 57.7 \quad \text{tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b \cdot l + 2 \cdot b \cdot z &= 1.7 \times 1.4 + 2 \times 1.7 \times 12.0 \quad \text{表 5.4.20 水平せん断 (改良体全体のせん断破壊)} \\ &= 43.2 \quad \text{m}^2 \end{aligned}$$

の計算結果 (支持層が砂質土の場合)

$$\tau_2 = \frac{8.0 + 318.8 - 57.7}{43.2} = 6.2 \quad \text{tf/m}^2$$

改良体全体のせん断破壊の計算結果を表 5.4.20 に示す。また、抜け出し破壊の計算結果を表 5.4.21 に示す。

H_{TZ} (tf/m)	P_{AHZ} (tf/m)	P_{PHZ} (tf/m)	$a_p \cdot B$ (m)	τ_1 (tf/m ²)
54.4	227.7	116.6	10.5	15.8

iii) 鉛直せん断の検討

鉛直せん断の検討は 4.3.2(8)2)

(iii) にもとづき、次式を用いて行う。

$$\tau_v = \frac{(P_1 - W_1) \cdot a_p \cdot L_u}{D \cdot L_T}$$

ここで、図 5.4.8 に示すように

$$q' = 88.0 \times (5.73 - 4.9) / 5.73$$

表 5.4.21 水平せん断 (盛土側の格子改良壁の抜け出し)

の計算結果 (支持層が砂質土の場合)

$H_{TZ} \cdot l$ (tf)	$P_{AHZ} \cdot l$ (tf)	$P_{PHZ}' \cdot l$ (tf)	$b \cdot l + 2b \cdot z$ (m)	τ_2 (tf/m ²)
8.0	318.8	57.7	43.2	6.2

$$l = 1.4 \text{ m}, \quad b = 1.7 \text{ m}, \quad h = 12.0 \text{ m}$$

$$=12.75 \quad \text{tf/m}^2$$

$$P_1 = (12.75 + 88.0) \times 1/2 \times 4.9$$

$$=246.8 \quad \text{tf/m}$$

$$W_1 = (1.7 \times 2 + 0.9 \times 10 + 0.8 \times 5) \times 4.9$$

$$=80.4 \quad \text{tf/m}$$

鉛直せん断の検討結果を表5.4.22に示す。

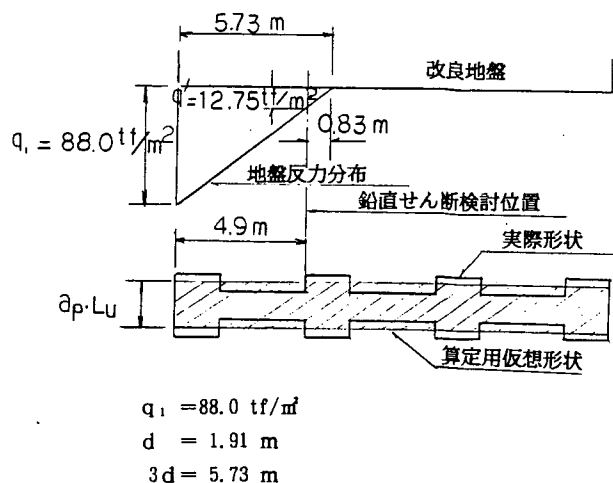


図5.4.8 鉛直せん断検討位置と地盤反力分布
(支持層が砂質土)

表5.4.22 鉛直せん断の計算結果 (支持層が砂質土の場合)

q_1 (tf/m ²)	d (m)	$3d$ (m)	検討距離 x (m)	P_1 (tf/m)	W_1 (tf/m)	$D \cdot L_T$ (m)	τ_v (tf/m ²)
88.0	1.91	5.73	4.90	246.8	80.4	17.0	15.3

$$a, L_u = 0.65 \times 2.4 = 1.56, L_T = 1.0$$

(iii) 全体系の安定の検討

全体系の安定の検討は支持層が粘性土地盤の

場合と同様4.iii 2(8)3)にもとづいて行う。

計算結果を表5.4.23と図5.4.9に示す。

表5.4.23 全体系の安定 (円弧すべり) の
計算結果

支持層が砂質土の場合	$F_s = 1.143$
------------	---------------

(6) まとめ

安定の検討結果を表5.4.24に示す。これより以下のことがいえる。

・滑動, 転倒, 支持力, 改良体全体の水平せん断, 格子改良壁の抜け出し, 鉛直せん断に対して所要の安全率を満足し, さらに円弧すべり計算結果より全体系の安定についても所有の安全率を満足していることがわかる。したがって, 仮定した断面は所定の必要条件を満足する。

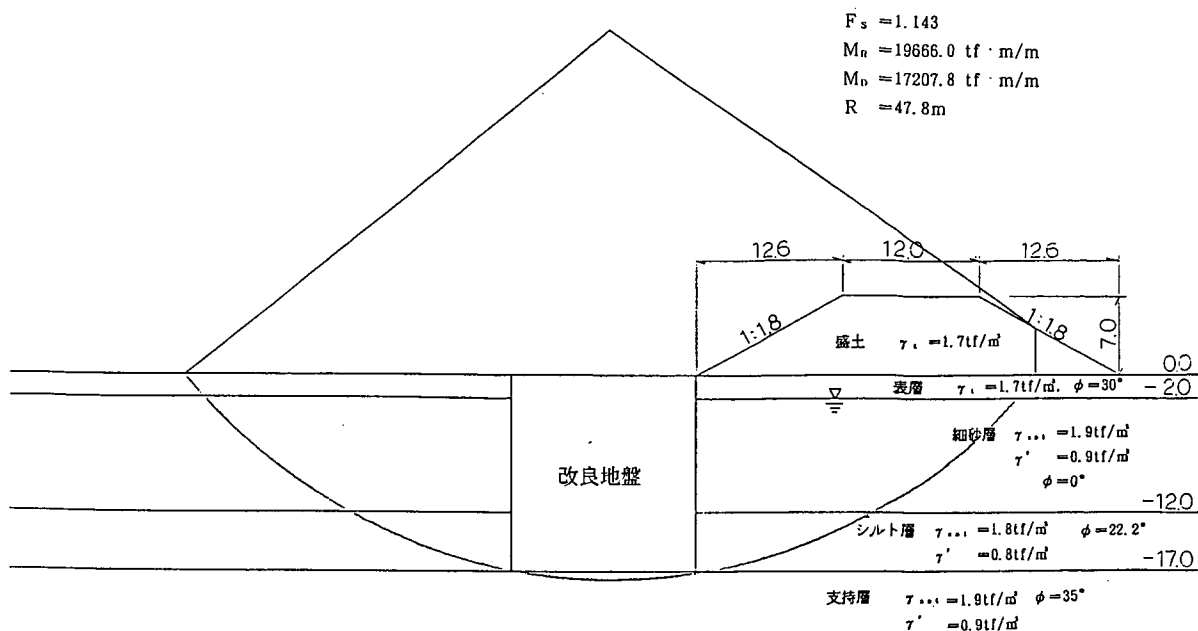


図5.4.9 全体系の安定の検討（支持層が砂質土）

表5.4.24 安定の検討結果

検討項目	支持層が 粘性土の場合	支持層が 砂質土の場合
滑動	$F_s = 1.051$ $> F_{s,0} = 1.0 \text{ OK}$	$F_s = 1.032$ $> F_{s,0} = 1.0 \text{ OK}$
転倒	$F_s = 1.756$ $> F_{s,0} = 1.1 \text{ OK}$	$F_s = 1.344$ $> F_{s,0} = 1.1 \text{ OK}$
最大地盤反力（端趾圧）	$q_1 = 43.0 \text{ tf/m}^2$ $< q_0 = 50.4 \text{ tf/m}^2 \text{ OK}$	$q_1 = 88.0 \text{ tf/m}^2$ $< q_0 = 333.9 \text{ tf/m}^2 \text{ OK}$
支持層の支持力	$q_0 = 50.4 \text{ tf/m}^2$	$q_0 = 333.9 \text{ tf/m}^2$
改良体全体の水平せん断	14.9 tf/m^2 $< \tau_0 = 25 \text{ tf/m}^2 \text{ OK}$	15.8 tf/m^2 $< \tau_0 = 45 \text{ tf/m}^2 \text{ OK}$
格子改良壁の抜け出し	9.5 tf/m^2 $< \tau_0 = 25 \text{ tf/m}^2 \text{ OK}$	6.2 tf/m^2 $< \tau_0 = 45 \text{ tf/m}^2 \text{ OK}$
鉛直せん断	10.0 tf/m^2 $< \tau_0 = 25 \text{ tf/m}^2 \text{ OK}$	15.3 tf/m^2 $< \tau_0 = 45 \text{ tf/m}^2 \text{ OK}$
円弧すべり	$F_s = 1.096$ $\approx F_{s,0} = 1.0 \text{ OK}$	$F_s = 1.143$ $> F_{s,0} = 1.0 \text{ OK}$

設計に用いる強さ

支持層が粘性土の場合

一軸圧縮強さ 50.0 tf/m^2
 $\tau_0 =$ せん断強さ 25.0 tf/m^2

支持層が砂質土の場合

一軸圧縮強さ 90.0 tf/m^2
 $\tau_0 =$ せん断強さ 45.0 tf/m^2

5.4.2 固化工法による掘割構造物の安定化対策

(1) 設計方針，設計の手順

計算方法は上記外力を作用させた条件で，外部安定および内部安定の計算をする。外部安定検討用の土水圧の算定フローを図5.4.10，図5.4.11に示す。

内部安定は，梁モデルおよびFEMモデルの両方を用いて，内部応力の計算をする。

(2) 設計条件

1) 設計用モデル概要

① 設計用モデル

設計用モデルを図5.4.12に示す。地盤モデルは「5.4.1 固化工法による盛土構造物安定化対策」と同じである。

② モデルの設計定数

モデルの設計定数を表5.4.25に示す。

2) 設計震度 (k_h)

改良体の慣性力，地震時土圧，動水圧の算定に用いる震度は，5.1.2(2)により $k_h=0.15$ とする。

(i) 液状化の判定

液状化の判定および過剰間隙水圧の算定に用いる震度は，5.1.2(2)により $k_h=0.18$ とする。モデル地盤の液状化の判定結果については，「5.4.1 盛土構造物」を参照されたい。

(ii) 改良体の安定

液状化を生じた場合には土圧として過剰間隙水圧を考慮するが，この時に慣性力を通常の指針と同様に考慮するとかなり安全側となる。道路土工指針においては，過剰間隙水圧のみを考慮した場合と，慣性力のみを考慮した場合の2通りのすべり計算を行うようになっている。

耐震固化工法の設計においては，過剰間隙水圧と慣性力を同時に考慮することを前提にするが，慣性力はある程度低減する余地もあるように思われる。

そこで今回は $k_h=0.15$ という設計水平震度を用いて検討を行った。

3) 安全率

安定の検討はすべて地震時であり，安全率は以下のように設定した。

滑動 $F_s = 1.0$

転倒 $F_s = 1.1$

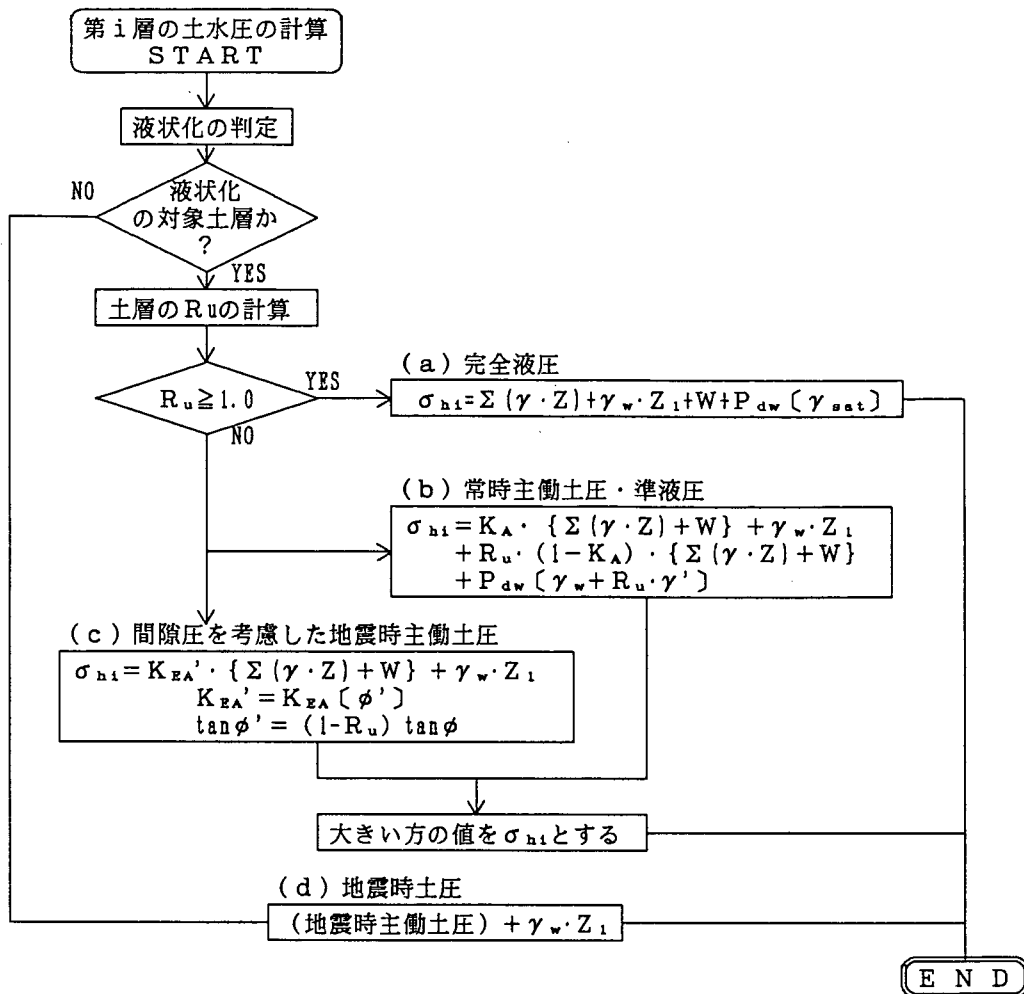
(過剰間隙水圧と慣性力を同時に考慮)

(3) 改良仕様の設定

外部安定用外力は図5.4.10および図5.4.11に示す手順により算定する。内部安定の検討においては掘割構造物側面と非液状化層はバネモデルとして取扱う。

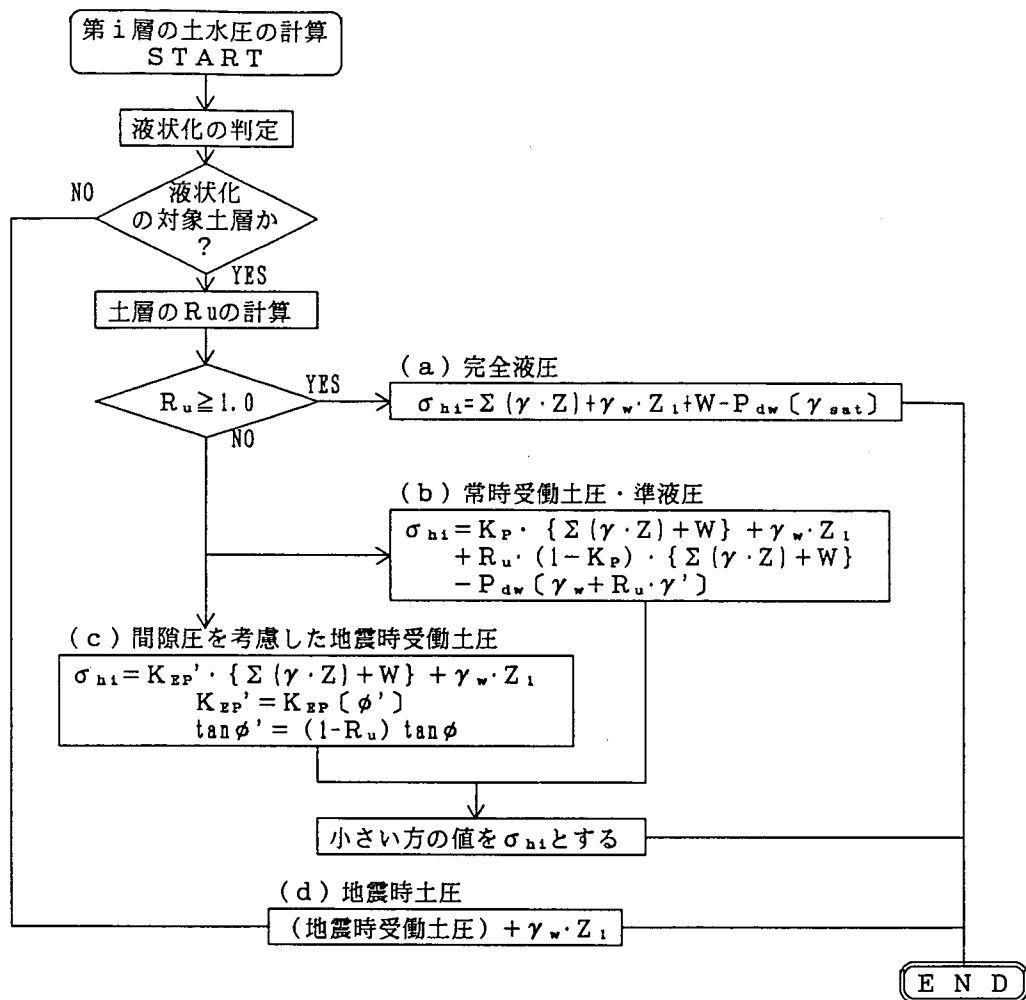
1) 改良体の幅

改良体の幅 B は1 mから10 mまで1 mきざみで，安定計算する。外部安定は3 mのみ，内部安定は全部について検討する。



R_u : $\Delta u / \sigma_v'$
 Δu : 過剰間隙水圧
 σ_v' : 有効土被圧
 γ : 土の単位体積重量 (空中OR水中)
 γ_{sat} : 飽和土の単位体積重量 (空中)
 γ_w : 水の "
 Z : 地表面 (OR掘割道路底面) からの深さ (m)
 Z_i : 地下水面からの深さ (m)
 W : 上載荷重
 K_A : 常時の主働土圧係数
 $P_{dw} []$: $[]$ 内の値を液体の単位体積重量とした、Westergaardの動水圧公式による値
 $K_{EA} [\phi']$: ϕ' を土の内部摩擦角とした、地震時主働土圧係数
 ϕ : 土の内部摩擦角

図5.4.10 外部安定用外力の計算手順 (主働側)



R_u : $\Delta u / \sigma_v'$
 Δu : 過剰間隙水圧
 σ_v' : 有効土被圧
 γ : 土の単位体積重量 (空中OR水中)
 γ_{sat} : 飽和土の単位体積重量 (空中)
 γ_w : 水の "
 Z : 地表面 (OR掘割道路底面) からの深さ (m)
 Z_1 : 地下水位面からの深さ (m)
 W : 上載荷重
 K_p : 常時の受働土圧係数
 $P_{dw} []$: $[]$ 内の値を液体の単位体積重量とした、
 Westergaardの動水圧公式による値
 $K_{EP} [\phi']$: ϕ' を土の内部摩擦角とした、地震時
 受働土圧係数
 ϕ : 土の内部摩擦角

図5.4.11 外部安定用外力の計算手順 (受働側)

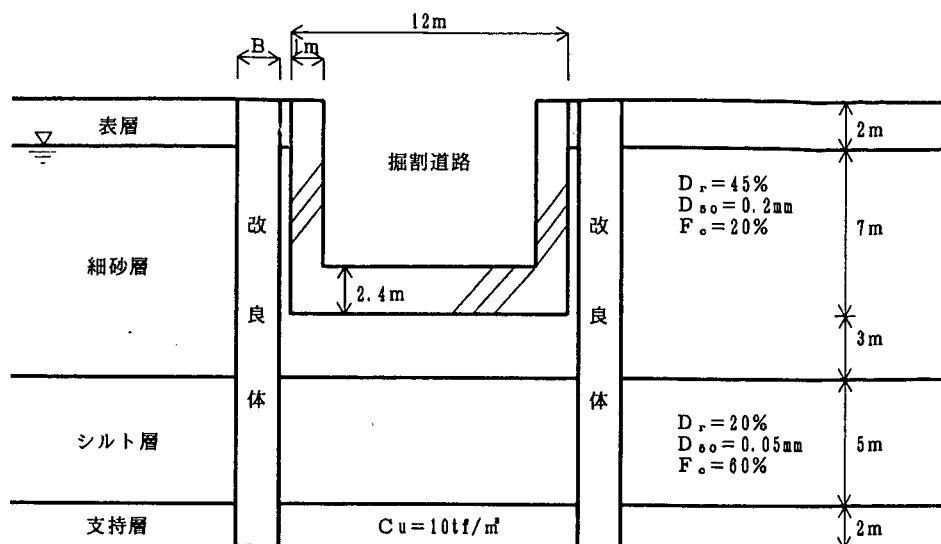


図5.4.12 掘割構造物の設計モデル

表5.4.25 モデルの土質常数

定数 \ 土層	表層	液状化層	シルト層	支持層	掘割道路
単位体積重量 (tonf/m ³)	$\gamma_s = 1.7$	$\gamma_{sat} = 1.9$ $\gamma' = 0.9$	$\gamma_{sat} = 1.8$ $\gamma' = 0.8$	$\gamma_{sat} = 1.8$ $\gamma' = 0.8$	$\gamma_s = 2.4$ (コンクリート部)
静的強度	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 25^\circ$	$C = 10\text{tf/m}^2$	十分に大きい

2) 設計に用いる強度

設計に用いる一軸圧縮強さは $q_{ua} = 6\text{kgf/cm}^2$ とする。この時、設計に用いるせん断強さは $\tau_a = 1/2 q_{ua} = 3\text{kgf/cm}^2$ である。

(4) 設計外力の算定

1) 改良地盤に働く慣性力

設計水平震度は $k_h = 0.15$ で考える。改良地盤に働く慣性力は表5.4.26に示すように求まる。

表5.4.26 改良体に働く慣性力

実重量 W_{sat}	$(1.7 \times 2 + 1.9 \times 10 + 1.8 \times 5 + 1.8 \times 2) \times 3$	105.0 (tf/m)
有効重量 W'	$(1.7 \times 2 + 0.9 \times 10 + 0.8 \times 5 + 0.8 \times 2) \times 3$	54.0 (tf/m)
慣性力 $W' \cdot k_h$	$0.15 \times (1.7 \times 2 + 1.9 \times 10 + 1.8 \times 5 + 1.8 \times 2) \times 3$	15.8 (tf/m)

但し、改良体巾: $B = 3\text{m}$

2) 動水圧

完全液状化層である細砂層と、準液状化層であるシルト層とで動水圧を考慮する。シルト層については F_L の値から過剰間隙水圧比を算定した。計算式は「5.4.1(4)4動水圧」と同様である。各深度での動水圧の値を表5.4.27に示す。

表 5. 4. 27 各深度での動水圧の計算値

土 質	計算深度	P_{dw} (tf/m ²)	
細砂層	GL -2.0 (下)	$7/8 \times 0.15 \times 1.9 \times \sqrt{10 \times 0}$	0.0 (tf/m ²)
	GL-12.0 (上)	$7/8 \times 0.15 \times 1.9 \times \sqrt{10 \times 10}$	2.49 (tf/m ²)
シルト層	GL-12.0 (下)	$7/8 \times 0.15 \times 1.099 \times \sqrt{15 \times 10}$	1.77 (tf/m ²)
	GL-17.0 (上)	$7/8 \times 0.15 \times 1.099 \times \sqrt{15 \times 15}$	2.16 (tf/m ²)

$$1.099 = (1 + 0.12 \times 0.8)$$

3) 地震時の外力

表 5. 4. 28 各深度での主働側の土圧係数

(i) 主働側の土圧係数

各深度における主働側の土圧係数を「4. 3. 1 (3) 土圧」により求め、表 5. 4. 28 に示す。

(ii) 受働側の土圧係数

各深度における受働側の土圧係数を「4. 3. 1 (3) 土圧」により求め、表 5. 4. 29 に示す。

計 算 深 度	定 数	土 圧 係 数
表層 GL 0.0~GL-2.0	$\phi = 30^\circ, \delta = 15^\circ, k_h = 0.15$ $\theta = \tan^{-1} k_h = 8.53^\circ$	$K_{EA} \cdot \cos \delta$ = 0.39
シルト層 GL-12.0~GL-17.0	$\phi = 25^\circ, \delta = 15^\circ, k_h' = 0.34$ $\theta' = \tan^{-1} k_h' = 19.65^\circ$	$K_{EA'} \cdot \cos \delta$ = 0.35
	$R_u = F_L^{-7} = 1.348^{-7} = 0.124$ $\tan \phi' = (1 - R_u) \cdot \tan \phi = 0.408$ $k_h' = 0.338, \phi' = 22.22^\circ$ $\delta' = (\phi' / \phi), \delta' = 13.33^\circ$	$K_{EA'} \cdot \cos \delta$ = 0.83

(iii) 主働側の土圧強度

表 5. 4. 29 各深度での受働側の土圧係数

各深度における主働側の土水圧強度を「4. 3. 2 (5) 1) 主働側土圧」により求め、表 5. 4. 30, 表 5. 4. 31 および図 5. 4. 13 に示す。

(iv) 受働側の土圧強度

各深度における受働側の土水圧強度を「4. 3. 2 (5) 2) 受働側土圧」により求め、表 5. 4. 32, 表 5. 4. 33 および図 5. 4. 13 に示す。

計 算 深 度	定 数	土 圧 係 数
表層 GL 0.0~GL-2.0	$\phi = 30^\circ, \delta = -15^\circ, k_h = 0.15$ $\theta = \tan^{-1} k_h = 8.53^\circ$	$K_{EP} \cdot \cos \delta$ = 1.78
シルト層 GL-12.0~GL-17.0	$\phi = 25^\circ, \delta = -15^\circ, k_h' = 0.34$ $\theta' = \tan^{-1} k_h' = 19.65^\circ$	$K_{EP'} \cdot \cos \delta$ = 3.72
	$R_u = F_L^{-7} = 1.348^{-7} = 0.124$ $\tan \phi' = (1 - R_u) \cdot \tan \phi = 0.408$ $k_h' = 0.338, \phi' = 22.22^\circ$ $\delta' = (\phi' / \phi), \delta' = -13.33^\circ$	$K_{EP'} \cdot \cos \delta$ = 1.91

(v) 土水圧力の算定

左右改良体の主働側と受働側の土水圧合力を「4. 3. 2 (7) 土水圧合力の算定」より求め、表 5. 4. 34, 表 5. 4. 35, 表 5. 4. 36 および表 5. 4. 37 に示す。シルト層では主働側で下向き、受働側で上向きに鉛直土圧が働くので、その合力についても計算した。

4) 常時の外力

外部安定の検討において用いるため常時の状態で改良体に作用する外力の計算をする。計算結果を表 5. 4. 38 および表 5. 4. 39 に示す。ただし、平坦な成層地盤の場合には外部安定の検討は省略できるので、その場合には常時の外力の算定を行わない。図 5. 4. 14 に計算モデルを示す。

(i)自由地盤側の有効土圧 (K_O 土
圧とし, $K_O = 0.5$ とする。)

a. 表層

$$\begin{aligned} \text{GL}-2\text{m} \quad \sigma_{h1} &= K_O \times \gamma \times z \\ &= 1.7 \quad (\text{tf/m}^2) \end{aligned}$$

b. 液状化層

$$\text{GL}-12\text{m} \quad \sigma_{h2} = 6.2 \quad (\text{tf/m}^2)$$

c. シルト層

$$\text{GL}-17\text{m} \quad \sigma_{h3} = 8.2 \quad (\text{tf/m}^2)$$

d. 粘土層

$$\text{GL}-19\text{m} \quad \sigma_{h4} = 9.0 \quad (\text{tf/m}^2)$$

(ii)掘割構造物側の有効土圧 (土圧
係数を $K_O' =$ 一定とする。)

a. 掘割構造物下端の有効接地圧

$$\begin{aligned} W_1 &= (2 \times 1 \times 2 \times 2.4 + 2 \times 1 \times \\ &\quad (9 - 4.4) \times 1.4 + 12 \times \\ &\quad 2.4 \times 1.4) / 12 = 5.2 \quad (\text{tf/m}^2) \end{aligned}$$

b. 掘割構造物下端

$$\begin{aligned} \text{GL}-9\text{m} \sigma_{h1} &= K_O' \times (\gamma \cdot z + W_1) \\ &= 5.2 K_O' \quad (\text{tf/m}^2) \end{aligned}$$

c. 液状化層

$$\text{GL}-12\text{m} \quad \sigma_{h2} = 7.9 K_O' \quad (\text{tf/m}^2)$$

d. シルト層

$$\text{GL}-17\text{m} \quad \sigma_{h3} = 11.9 K_O' \quad (\text{tf/m}^2)$$

e. 粘土層

$$\text{GL}-19\text{m} \quad \sigma_{h4} = 13.5 K_O' \quad (\text{tf/m}^2)$$

(iii)図5.4.13および表5.4.40, 表
5.4.41に土圧合力を示す。

水平方向の力のつりあいより次式が
なりたつ。

—図5.4.15および表5.4.40, 表5.4.41
より,

自由地盤側

$$\begin{aligned} \text{土圧合力} &= \text{①} + \text{②} + \text{③} + \text{④} + \text{⑤} + \text{⑥} + \text{⑦} \\ &= 94.4 \quad (\text{tf/m}) \end{aligned}$$

表5.4.30 各深度での主働側の土圧強度

(左側改良体) 単位 (tf/m²)

計算深度	計 算 式	土圧強度
GL -9m	$P_{AH1} = 0.0 + 5.2 + 7.0 + 0.0 = 12.2$	12.2
GL-12m(上)	$P_{AH2} = 2.7 + 5.2 + 10.0 + 2.49 = 20.4$	20.4
GL-12m(下)	$P_{AH13} = 0.35 \times (2.7 + 5.2) + 10.0$ $+ 0.124(1 - 0.35)(2.7 + 5.2)$ $+ 1.77 = 14.6$	18.3
	$P_{AH23} = 0.83 \times (2.7 + 5.2) + 10.0$ $+ 1.77 = 18.3$	
GL-17m(上)	$P_{AH14} = 0.35 \times (6.7 + 5.2) + 15.0$ $+ 0.124(1 - 0.35)(6.7 + 5.2)$ $+ 2.16 = 22.3$	27.0
	$P_{AH24} = 0.83 \times (6.7 + 5.2) + 15.0$ $+ 2.16 = 27.0$	
GL-17m(下)	$\xi_5 = 39.81, \theta = 19.65$ $P_{AH5} = \{ (6.7 + 5.2) \times \sin(\xi_5 + \theta) \}$ $\div \{ (\cos \theta \times \sin \xi_5) \} - \{ 10 \}$ $\div \{ (\cos \xi_5 \times \sin \xi_5) \} + 15.0$ $= 11.7$	11.7
GL-19m	$\xi_6 = 39.22, \theta = 19.65$ $P_{AH6} = \{ (8.3 + 5.2) \times \sin(\xi_6 + \theta) \}$ $\div \{ (\cos \theta \times \sin \xi_6) \} - \{ 10 \}$ $\div \{ (\cos \xi_6 \times \sin \xi_6) \} + 17.0$ $= 16.0$	16.0

表5.4.31 各深度での主働側の土圧強度

(右側改良体) 単位 (tf/m²)

計算深度	計 算 式	土圧強度
GL 0m	$P_{AH1} = 0.39 \times 0.0 = 0.0$	0.0
GL -2m(上)	$P_{AH2} = 0.39 \times 3.4 = 1.3$	1.3
GL -2m(下)	$P_{AH3} = 3.4 + 0.0 + 0.0 = 3.4$	3.4
GL-12m(上)	$P_{AH4} = 12.4 + 10.0 + 2.49 = 24.9$	24.9
GL-12m(下)	$P_{AH15} = 0.35 \times 12.4 + 10.0$ $+ 0.124(1 - 0.35) \times 12.4$ $+ 1.77 = 17.1$	22.1
	$P_{AH25} = 0.83 \times 12.4 + 10.0$ $+ 1.77 = 22.1$	
GL-17m(上)	$P_{AH16} = 0.35 \times 16.4 + 15.0$ $+ 0.124(1 - 0.35) \times 16.4$ $+ 1.77 = 23.8$	30.8
	$P_{AH26} = 0.83 \times 16.4 + 15.0$ $+ 2.16 = 30.8$	
GL-17m(下)	$\xi_7 = 40.06, \theta = 19.65$ $P_{AH7} = \{ 16.4 \times \sin(\xi_7 + \theta) \}$ $\div \{ (\cos \theta \times \sin \xi_7) \} - \{ 10 \}$ $\div \{ (\cos \xi_7 \times \sin \xi_7) \} + 15.0$ $= 18.1$	18.1
GL-19m	$\xi_8 = 39.48, \theta = 19.65$ $P_{AH8} = \{ 16.4 \times \sin(\xi_8 + \theta) \}$ $\div \{ (\cos \theta \times \sin \xi_8) \} - \{ 10 \}$ $\div \{ (\cos \xi_8 \times \sin \xi_8) \} + 15.0$ $= 22.4$	22.4

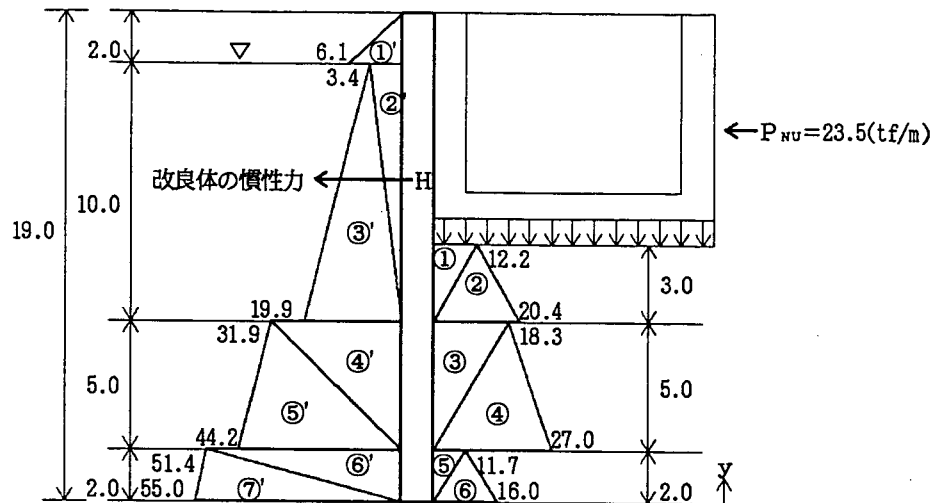
掘割構造物側

$$\begin{aligned} \text{土圧合力} &= \textcircled{1}' + \textcircled{2}' + \textcircled{3}' + \textcircled{4}' + \textcircled{5}' + \textcircled{6}' \\ &= 94.6 K_O' \quad (\text{tf/m}) \end{aligned}$$

自由地盤側土圧合力

$$= \text{掘割構造物側土圧合力} + P_{NU}$$

$$\therefore P_{NU} = 94.4 - 94.6 K_O'$$



①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥ : 掘割構造物側の三角形分布土圧の合力
①', ②', ③', ④', ⑤', ⑥', ⑦' : 自由地盤側の三角形分布土圧の合力

図 5.4.13 外部安定用外力 (左側改良体)

次に、改良体の下端を中心とした回転モーメントのつりあいより次式が成り立つ。図 5.4.14 および表 5.4.40、表 5.4.41 に示す。

$$\begin{aligned} \text{自由地盤側の土圧によるモーメント} \\ &= 643.0 \quad (\text{tf} \cdot \text{m/m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{掘割構造物側のモーメント} \\ &= 404.3 K_O' \quad (\text{tf} \cdot \text{m/m}) \end{aligned}$$

自由地盤側のモーメント = 掘割構造物側のモーメント

$$\begin{aligned} 643.0 &= H_{PNU} \times (94.4 - \\ &\quad 94.6 K_O') + 404.3 K_O' \end{aligned}$$

(数値は表 5.4.40 および表 5.4.41 参照)

表 5.4.32 各深度での受働側の土圧強度

(左側改良体) 単位 (tf/m²)

計算深度	計 算 式	土圧強度
GL 0m	$P_{PH1} = 1.78 \times 0.0 = 0.0$	0.0
GL -2m(上)	$P_{PH2} = 1.78 \times 3.4 = 6.1$	6.1
GL -2m(下)	$P_{PH3} = 3.4 + 0.0 + 0.0 = 3.4$	3.4
GL -12m(上)	$P_{PH4} = 12.4 + 10.0 - 2.49 = 19.9$	19.9
GL -12m(下)	$P_{PH15} = 3.72 \times 12.4 + 10.0 + 0.124(1 - 3.72) \times 12.4 - 1.77 = 50.18$	31.9
	$P_{PH25} = 1.91 \times 12.4 + 10.0 - 1.77 = 31.9$	
GL -17m(上)	$P_{PH16} = 3.72 \times 16.4 + 15.0 + 0.124(1 - 3.72) \times 16.4 - 2.16 = 68.3$	44.2
	$P_{PH26} = 1.91 \times 16.4 + 15.0 - 2.16 = 44.2$	
GL -17m(下)	$P_{PH7} = 16.4 + 15.0 + 20.0 = 51.4$	51.4
GL -19m	$P_{PH8} = 18.0 + 17.0 + 20.0 = 55.0$	55.0

$$H_{PNU}=14.5\text{m (掘割構造物1/2)}$$

のとき

$$643.0 = 14.5 \times (94.4 - 94.6K_O') + 404.3 K_O'$$

$$967.4 K_O' = 725.8$$

$$\therefore K_O' = 0.75$$

$$\therefore P_{NU} = 94.4 - 94.6 \times 0.75 = 23.5 \quad (\text{tf/m})$$

以上の結果から計算した常時の外力を図5.4.15に示す。

5) 土圧外力の計算

図5.4.10および図5.4.11に従って求めた地震時の土水圧を表5.4.30, 表5.4.31, 表5.4.32, 表5.4.33および図5.4.13, 図5.4.16に示す。

(5) 安定の検討

1) 外部安定の計算

地震時の外部安定の検討を行う。平坦な成層地盤が対象の場合には, 必要安全率に対し高い安全率が確保されることが多いので, 検討は省略してもよい。ここでは改良幅=3mの全面改良型のときの結果を示す。

$$\begin{aligned} \text{改良体の慣性力 } H &= 0.15 \times (1.7 \times 2 + 1.9 \times 10 + 1.8 \times 5 + 1.8 \times 2) \times 3\text{m} \\ &= 15.8 \quad (\text{tf/m}) \end{aligned}$$

(i) 左側改良体の外部安定

左側改良体の外部安定外力の計算結果を表5.4.42に示す。

① 滑動の検討

滑動の検討は4.3.3(8)1)(i)により, 次式を用いて行う。

$$F_s = \frac{P_{PH} + F_R}{H + P_{AH} + P_{NU}}$$

$$\text{滑動外力} = H + P_{AH} + P_{NU}$$

$$\text{滑動抵抗力} = P_{PH} + F_R$$

表5.4.33 各深度での受働側の土圧強度

(右側改良体) 単位 (tf/m²)

計算深度	計 算 式	土圧強度
GL -9m	$P_{PH1} = 0.0 + 5.2 + 7.0 + 0.0 = 12.2$	12.2
GL-12m(上)	$P_{PH2} = 2.7 + 5.2 + 10.0 - 2.49 = 15.4$	15.4
GL-12m(下)	$P_{PH13} = 3.72 \times (2.7 + 5.2) + 10.0 + 0.124(1 - 3.72) \times (2.7 + 5.2) - 1.77 = 35.0$	23.3
	$P_{PH23} = 1.91 \times (2.7 + 5.2) + 10.0 - 1.77 = 23.3$	
GL-17m(上)	$P_{PH14} = 3.72 \times (6.7 + 5.2) + 15.0 + 0.124(1 - 3.72) \times (6.7 + 5.2) - 2.16 = 53.1$	35.6
	$P_{PH24} = 1.91 \times (6.7 + 5.2) + 15.0 - 2.16 = 35.6$	
GL-17m(下)	$P_{PH5} = 6.7 + 5.2 + 15.0 + 20.0 = 46.9$	46.9
GL-19m	$P_{PH6} = 8.3 + 5.2 + 17.0 + 20.0 = 50.5$	50.5

表5.4.34 主働側の土圧合力 (左側改良体)

No.	P_A (tf/m)		y(m)	M_A (tf·m/m)
①	$1/2 \times 12.2 \times 3$	18.3	9.00	164.7
②	$1/2 \times 20.4 \times 3$	30.6	8.00	244.8
③	$1/2 \times 18.3 \times 5$	45.8	5.33	244.1
④	$1/2 \times 27.0 \times 5$	67.5	3.66	247.1
⑤	$1/2 \times 11.7 \times 2$	11.7	1.33	15.6
⑥	$1/2 \times 16.0 \times 2$	16.0	0.66	10.6
Σ	—	189.9	—	926.9

ここで支持層の主働土圧の鉛直合力は
 $P_{Av} = (11.7 + 16.0) \cdot \tan 13.33^\circ = 6.6 (\text{tf/m})$ (鉛直下向き)

表5.4.35 受働側の土圧合力 (左側改良体)

No.	P_P (tf/m)		y(m)	M_P (tf·m/m)
①'	$1/2 \times 6.1 \times 2$	6.1	17.66	107.7
②'	$1/2 \times 3.4 \times 10$	17.0	13.66	232.2
③'	$1/2 \times 19.9 \times 10$	99.5	10.33	1027.8
④'	$1/2 \times 31.9 \times 5$	79.8	5.33	425.3
⑤'	$1/2 \times 44.2 \times 5$	110.5	3.66	404.4
⑥'	$1/2 \times 51.4 \times 2$	51.4	1.33	68.4
⑦'	$1/2 \times 55.0 \times 2$	55.0	0.66	36.3
Σ	—	419.3	—	2302.1

ここで支持層の受働土圧の鉛直合力は
 $P_{Pv} = (51.4 + 55.0) \cdot \tan 13.33^\circ = 25.2 (\text{tf/m})$ (鉛直上向き)

改良体底面の抵抗力 F_R は次の算定
をする。

$$\begin{aligned} F_R &= c \cdot B \\ &= 10 \times 3.0 \\ &= 30.0 \end{aligned}$$

計算結果を表5.4.43に示す。

② 転倒の検討

転倒の検討は4.3.3(8)1)(ii)により、
次式を用いて行う。

$$F_s = \frac{M_R}{M_D}$$

$$\begin{aligned} M_R &= \Sigma W \cdot x + P_{AV} \cdot B \\ &\quad + P_{PH} \cdot y_p \\ M_D &= \Sigma H \cdot y + P_{AH} \cdot y_A \\ &\quad + P_{NU} \cdot H_{PNU} \end{aligned}$$

計算結果を表5.4.44に示す。

③ 全体の滑動

左右の改良体とその間に挟まれた掘
割構造物および地盤の全体が一体とな
って滑動すると仮定したときの検討で
ある。

$$F_s = \frac{P_{PH} + F_R}{H' + P_{AH}}$$

$$\begin{aligned} H' &= 0.15 \times ((2.4 \times 12 + 2 \times 1 \times \\ &\quad (9 - 2.4)) \times 2.4 + 2 \times 6 \times 1.7 + (7 \times 6 + 3 \times 18) \times 1.9 + 7 \times 18 \times 1.8) \\ &= 79.6 \quad (\text{tf}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_R &= 10.0 \times 18 \\ &= 180.0 \quad (\text{tf/m}) \end{aligned}$$

計算結果を表5.4.45に示す。

2) 内部安定の計算

(i) 計算方法

計算は、図5.4.17に示すように所定の
外力を作用させた状態で、梁モデルおよ
びFEMモデル(二次元弾性)の両方で
内部応力の計算をしている。梁モデルの

表5.4.36 主働側の土圧合力(右側改良体)

No.	P_A (tf/m)		y(m)	M_A (tf・m/m)
①	$1/2 \times 1.3 \times 2$	1.3	17.66	23.0
②	$1/2 \times 3.4 \times 10$	17.0	13.66	232.2
③	$1/2 \times 24.9 \times 10$	124.5	10.33	1286.1
④	$1/2 \times 22.1 \times 5$	55.3	5.33	294.7
⑤	$1/2 \times 30.8 \times 5$	77.0	3.66	281.8
⑥	$1/2 \times 18.1 \times 2$	18.1	1.33	24.1
⑦	$1/2 \times 22.4 \times 2$	22.4	0.66	14.8
Σ	315.6		—	2158.3

ここで支持層の主働土圧の鉛直合力は
 $P_{AV} = (18.1 + 22.4) \cdot \tan 13.33 = 9.6 (\text{tf/m})$ (鉛直下向き)

表5.4.37 受働側の土圧合力(右側改良体)

No.	P_P (tf/m)		y(m)	M_P (tf・m/m)
①'	$1/2 \times 12.2 \times 3$	12.2	9.00	109.8
②'	$1/2 \times 15.4 \times 3$	23.1	8.00	184.8
③'	$1/2 \times 23.3 \times 5$	58.3	5.33	310.7
④'	$1/2 \times 35.6 \times 5$	89.0	3.66	325.7
⑤'	$1/2 \times 46.9 \times 2$	46.9	1.33	62.4
⑥'	$1/2 \times 50.5 \times 2$	50.5	0.66	33.3
Σ	280.0		—	1026.7

ここで支持層の受働土圧の鉛直合力は
 $P_{PV} = (46.9 + 50.5) \cdot \tan 13.33 = 23.1 (\text{tf/m})$ (鉛直上向き)

表5.4.38 各深度での自由地盤側の有効土圧

単位(tf/m²)

計算深度	計 算 式	土圧強度
GL -2m	$\sigma_{h1} = 0.5 \times 1.7 \times 2 = 1.7$	1.7
GL-12m	$\sigma_{h2} = 0.5 \times (1.7 \times 2 + 0.9 \times 10) = 6.2$	6.2
GL-17m	$\sigma_{h3} = 0.5 \times (1.7 \times 2 + 0.9 \times 10 + 0.8 \times 5) = 8.2$	8.2
GL-19m	$\sigma_{h4} = 0.5 \times (1.7 \times 2 + 0.9 \times 10 + 0.8 \times 5 + 0.8 \times 2) = 9.0$	9.0

場合、改良幅に応じた断面係数・断面積が用いられており、慣性力は荷重項として扱われている。梁の上端の拘束条件はフリーで下端は水平ローラー支持である。FEMモデルの場合、慣性力は全節点に分散して作用させてある。上端はフリーで下端は中央部の1節点のみ水平ローラー支持で、他はフリーである。主働側外力は外部安定で用いたのと同じものを用いている。受働側は砂層は外部安定と同じとし、それ以外をバネモデルにより求めた。

表 5. 4. 39 各深度での掘割構造物の有効土圧

単位(tf/m²)

計算深度	計 算 式	土圧強度
GL -9m	$\sigma_{h1} = K_o' \times 5.2 = 5.2K_o'$	$5.2K_o'$
GL-12m	$\sigma_{h2} = K_o' \times (0.9 \times 3 + 5.2) = 7.9K_o'$	$7.9K_o'$
GL-17m	$\sigma_{h3} = K_o' \times (0.9 \times 3 + 0.8 \times 5 + 5.2) = 11.9K_o'$	$11.9K_o'$
GL-19m	$\sigma_{h4} = K_o' \times (0.9 \times 3 + 0.8 \times 5 + 0.8 \times 2 + 5.2) = 13.5K_o'$	$13.5K_o'$

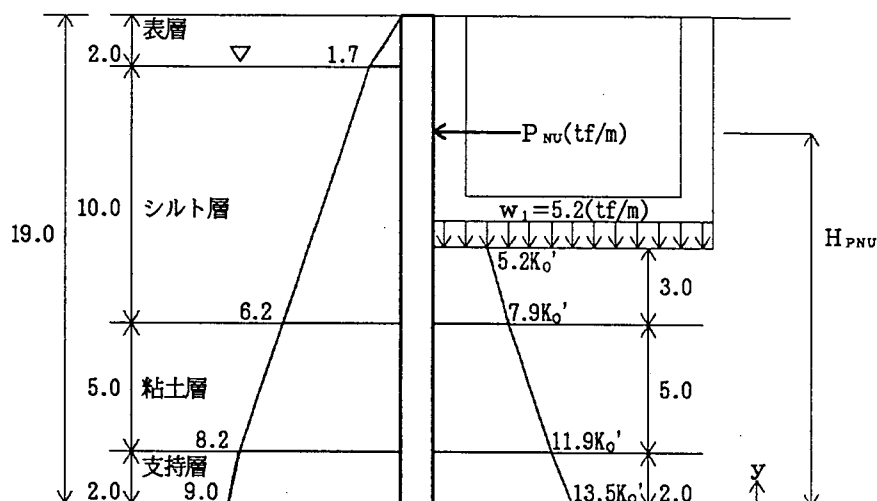


図 5. 4. 14 常時の外力の計算モデル

表 5. 4. 40 自由地盤側の土圧合力とモーメント

No.	自由地盤側土圧強度 (tf/m)	y(m)	自由地盤側 モーメント (tf・m/m)
①	$1/2 \times 1.7 \times 2$	1.7	17.66
②	$1/2 \times 1.7 \times 10$	8.5	116.1
③	$1/2 \times 6.2 \times 10$	31.0	320.2
④	$1/2 \times 6.2 \times 5$	15.5	82.6
⑤	$1/2 \times 8.2 \times 5$	20.5	75.0
⑥	$1/2 \times 8.2 \times 2$	8.2	10.9
⑦	$1/2 \times 9.0 \times 2$	9.0	5.9
Σ	————	94.4	643.0

表 5. 4. 41 掘割構造物側の土圧合力とモーメント

No.	掘割構造物側土圧強度 (tf/m)		y(m)	掘割構造物側 モーメント (tf・m/m)
①'	$1/2 \times 5.2K_o' \times 3$	7.8K0'	9.00	70.2K0'
②'	$1/2 \times 7.9K_o' \times 3$	11.9K0'	8.00	95.2K0'
③'	$1/2 \times 7.9K_o' \times 5$	19.8K0'	5.33	105.5K0'
④'	$1/2 \times 11.9K_o' \times 5$	29.8K0'	3.66	109.1K0'
⑤'	$1/2 \times 11.9K_o' \times 2$	11.9K0'	1.33	15.8K0'
⑥'	$1/2 \times 13.5K_o' \times 2$	13.5K0'	0.66	8.9K0'
Σ	—		—	404.3K0'

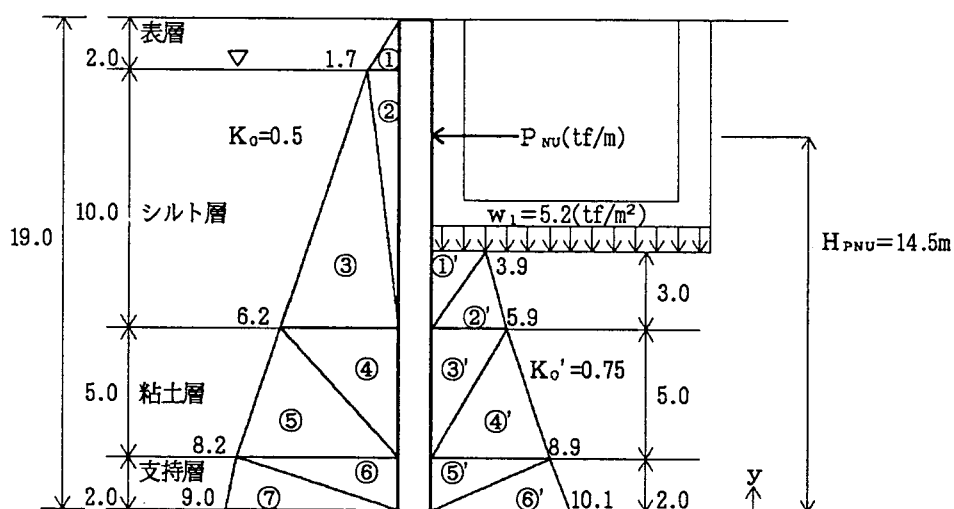


図 5. 4. 15 常時の外力の計算結果

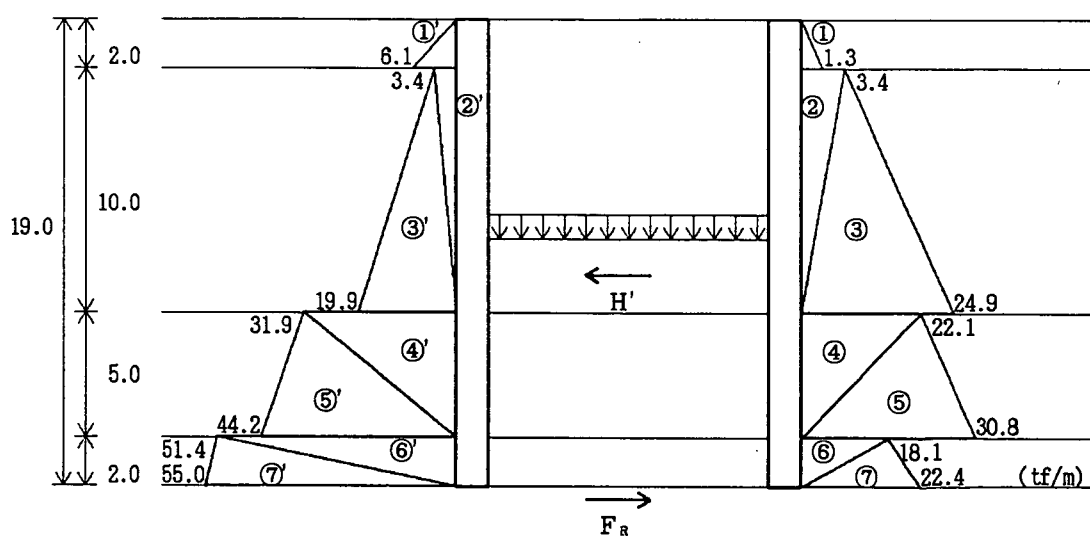


図 5. 4. 16 全体滑動の検討用外力

表 5.4.42 改良体に働く外力

抵抗力	V (tf/m)	x (m)	H (tf/m)	y (m)	M _R (tf・m/m)
改良体の重量 W'	54.0	1.5			81.0
主働側土圧 P _{AV}	6.6	3.0			19.8
受働側土圧 P _{PV}	25.2	0			
受働側土圧 P _P			419.3	5.5	2302.1
Σ	85.8		419.3		2402.9
駆動力	V (tf/m)	x (m)	H (tf/m)	y (m)	M _D (tf・m/m)
改良体の慣性力			15.8	9.5	150.1
主働側土圧 P _A			189.9	4.9	926.9
掘割接触力 P _{NU}			23.5	14.5	340.8
Σ			229.2		1417.8

表 5.4.43 滑動の計算結果

滑動力			抵抗力		安全率
H (tf/m)	P _{AK} (tf/m)	P _{NU} (tf/m)	P _{PH} (tf/m)	F _R (tf/m)	F _s
15.8	189.9	23.5	419.3	30.0	1.96

表 5.4.44 転倒の計算結果

抵抗モーメント M _R (tf・m/m)	転倒モーメント M _D (tf・m/m)	安全率 F _s
1417.8	2402.9	1.69

表 5.4.45 全体の滑動の計算結果

滑動力		抵抗力		安全率
H' (tf/m)	P _{AK} (tf/m)	P _{PH} (tf/m)	F _R (tf/m)	F _s
79.6	315.6	419.3	180.0	1.52

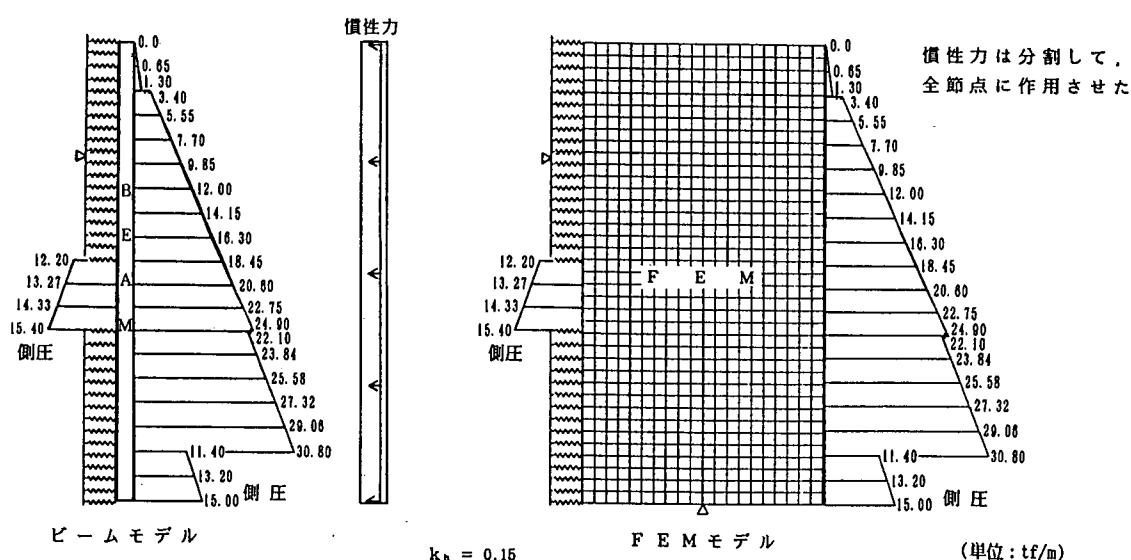


図 5.4.17 ビームモデルと FEM モデル (掘割右側)

(ii) バネ定数

内部安定計算用外力については、抵抗側は砂層を除いたすべての層をバネとして扱う。バネの反力を求めるためにはバネ定数の値よりも、各土層および掘割構造物側面のバネ定数の比が与えられればよい。

ここでは、掘割道路はコンクリートであり、他は軟弱な土層であることより、バネ定数の比は表 5.4.46 の値を用いている。

表 5.4.46

内部安定の検討用
土質バネ定数の比

掘割道路	2.0
砂 層	—
シルト層	1.0
粘土層	1.0

(iii) 土水圧外力

改良体の内部安定の検討用外力の計算結果を表 5. 4. 47 に示す。表中の駆動側の外力を分布力として自由地盤側に作用させ、梁モデルのバネに生じた反力の合力を求めたものである。同表の駆動側の外力には改良体の慣性力が含まれていない。また動水圧は受働側および主働側の絶対値の和として駆動側に含まれている。

ある改良幅において抵抗側外力の和と駆動側の外力の和の差は、改良体の慣性力である。この表は外力の計算のチェックとしても用いられている。

(iv) 内部応力の計算

改良体の幅を 1 m から 10 m まで 1 m ピッチに変化させた場合について図 5. 4. 17 のモデルで改良体の内部応力を計算した。図 5. 4. 18、図 5. 4. 19 および図 5. 4. 20 は改良幅 5 m の場合についての結果を示したものである。図 5. 4. 18 は梁モデルでの外力と得られた曲げモーメント、せん断応力および最大引張応力発生側縁応力の分布を示している。最大引張縁応力は 23.16 (tf/m²) になっている。図 5. 4. 19 は F E M モデルで得られた軸方向主応力図およびせん断応力分布図である。図中四角で囲んだ中の黒い点が引張応力の発生要素である。最大引張応力は 13.0 (tf/m²) で、梁モデルより 10 (tf/m²) ほど小さい。図 5. 4. 20 は F E M モデルでの最大引張応力の発生した要素を含む水平面およびその上・下の隣接要素を含む水平面の 3 平面の要素の軸方向応力と、梁モデルでの最大引張応力の発生位置の水平面上の軸方向応力を示している。これより F E M モデルと梁モデルとは、その軸方向応力分布形および値が異なっていることがわかる。

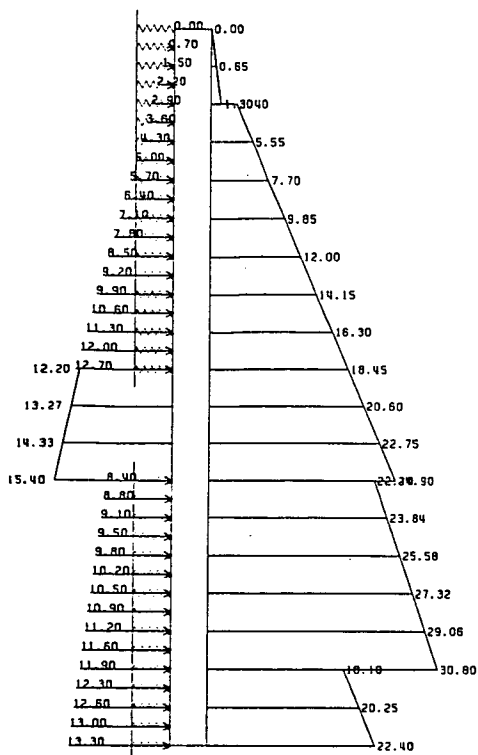
設計上強度の検討対象になる圧縮・引張・せん断についての最大値のみを、梁モデルと F E M モデルについて示したのが表 5. 4. 48 である。この表より次のことが言える。

- ① 改良幅が増すとすべての最大断面応力は、両モデルとも減少する。
- ② 最大圧縮応力は、改良幅が 1 m および 2 m のときは F E M モデルが梁モデルより小さい。改良幅 3 m 以上では逆転している。
- ③ 最大引張応力はすべての改良幅において F E M モデルの方が梁モデルより小さい。

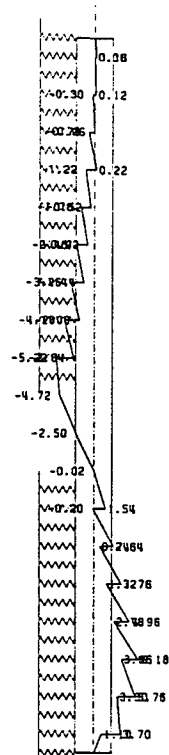
表 5. 4. 47 内部安定の検討用土水圧外力
(改良体の慣性力を含まず)

右側改良体

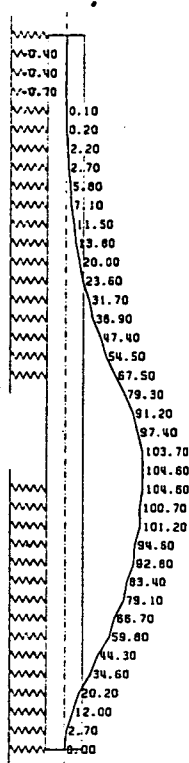
改良幅 (m)	掘割道路側 (抵抗側)	外力 (tf)	自由地盤側 (駆動側)	外力 (tf)
1	掘割道路	109	表層	1
	砂層	35	砂層	145
	シルト層	100	シルト層	122
	粘土層	54	粘土層	26
2	掘割道路	112	表層	1
	砂層	35	砂層	145
	シルト層	102	シルト層	122
	粘土層	55	粘土層	26
3	掘割道路	115	表層	1
	砂層	35	砂層	145
	シルト層	103	シルト層	122
	粘土層	56	粘土層	26
4	掘割道路	117	表層	1
	砂層	35	砂層	145
	シルト層	105	シルト層	122
	粘土層	57	粘土層	26
5	掘割道路	121	表層	1
	砂層	35	砂層	145
	シルト層	106	シルト層	122
	粘土層	58	粘土層	26
6	掘割道路	124	表層	1
	砂層	35	砂層	145
	シルト層	108	シルト層	122
	粘土層	58	粘土層	26
7	掘割道路	127	表層	1
	砂層	35	砂層	145
	シルト層	109	シルト層	122
	粘土層	59	粘土層	26
8	掘割道路	130	表層	1
	砂層	35	砂層	145
	シルト層	111	シルト層	122
	粘土層	59	粘土層	26
9	掘割道路	133	表層	1
	砂層	35	砂層	145
	シルト層	112	シルト層	122
	粘土層	60	粘土層	26
10	掘割道路	136	表層	1
	砂層	35	砂層	145
	シルト層	114	シルト層	122
	粘土層	61	粘土層	26



計算土水圧 (tf/m²)

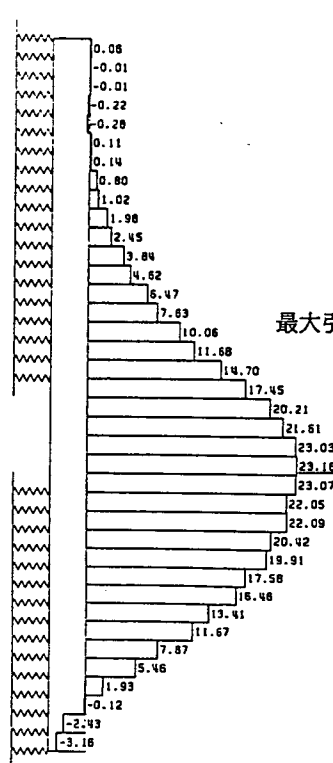


せん断応力 (tf/m²)



曲げモーメント (tf·m/m)

改良幅 右 5 m

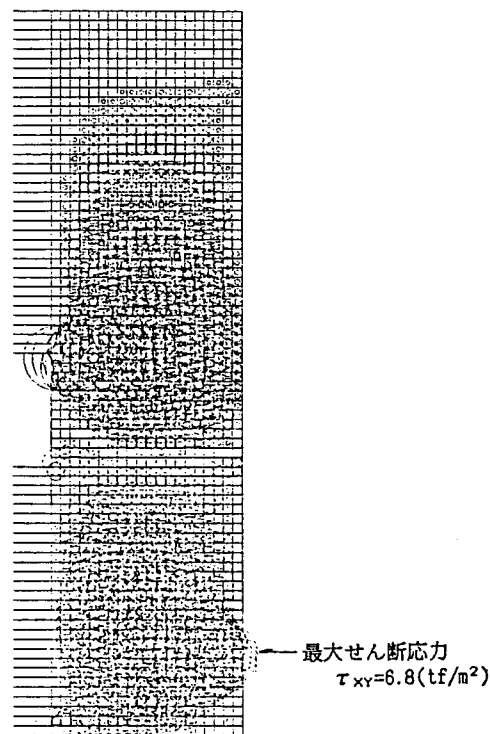
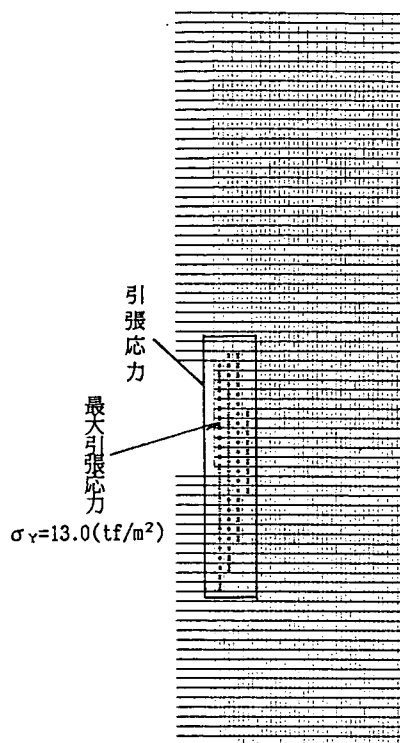


縁応力 (tf/m²)

(最大引張応力が発生側のみ)

最大引張応力
 $\sigma_t = 23.16 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

図 5. 4. 18 ビームモデルの解析例



縁応力 SIG-Y

改良幅 右 5 m

せん断応力 TAU-XY

図5.4.19 FEMモデルの解析例 (単位: tf/m²)

④ 最大せん断応力はすべての改良幅においてFEMモデルの方が梁モデルより大きい。しかしその差は他の応力に比べて非常に小さい。

⑤ 地震時の改良土の許容圧縮強さを6 (kgf/cm²), 許容せん断強さを3 (kgf/cm²), 引張強さを0.9 (kgf/cm²) とすると, これを満たす改良幅はFEMモデルで5~6mの間, 梁モデルで7~8mとなり, いずれも引張強さで決まっている。FEMモデルが梁モデルより正確な応力が得られていると判断されるので, 5~

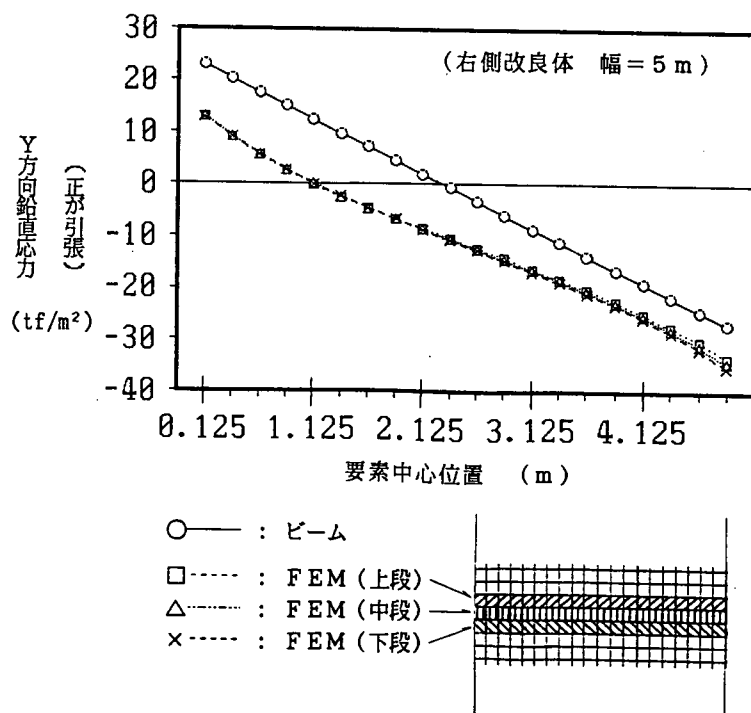


図5.4.20 ビームモデルとFEMモデルとの鉛直応力の比較

表5.4.48 内部応力計算結果

右側改良体 1 ~ 10 m までの改良幅の結果

改良幅 (m)	種 別	F E M 解 析		ビーム 解 析	
		最大値	深さ(m)	最大値	深さ(m)
1	圧縮:SIG-Y(-)	433.0	11.625	604.2	11.75
	引張:SIG-Y(+)	409.0	11.625	584.0	11.75
	せん断:TAU-XY	34.2	16.75	29.8	16.5
2	圧縮:SIG-Y(-)	141.0	11.625	155.8	11.75
	引張:SIG-Y(+)	116.0	11.625	146.0	11.75
	せん断:TAU-XY	17.9	16.75	15.1	16.5
3	圧縮:SIG-Y(-)	73.5	11.625	71.3	11.75
	引張:SIG-Y(+)	49.0	11.375	65.0	11.75
	せん断:TAU-XY	11.7	16.75	10.2	16.5
4	圧縮:SIG-Y(-)	48.3	11.625	41.3	11.75
	引張:SIG-Y(+)	25.0	11.125	36.0	11.75
	せん断:TAU-XY	8.7	16.75	7.7	16.5
5	圧縮:SIG-Y(-)	36.2	11.625	27.1	11.75
	引張:SIG-Y(+)	13.0	10.875	23.0	11.25
	せん断:TAU-XY	6.8	16.75	6.2	16.5
6	圧縮:SIG-Y(-)	29.2	12.75	19.4	11.75
	引張:SIG-Y(+)	7.0	10.75	16.0	10.75
	せん断:TAU-XY	6.4	9.0	5.2	16.5
7	圧縮:SIG-Y(-)	25.7	14.75	14.6	11.75
	引張:SIG-Y(+)	4.0	10.75	12.0	10.75
	せん断:TAU-XY	6.3	9.0	4.5	16.5
8	圧縮:SIG-Y(-)	24.2	15.25	11.4	10.75
	引張:SIG-Y(+)	1.0	10.25	9.0	10.75
	せん断:TAU-XY	6.4	9.0	4.0	16.5
9	圧縮:SIG-Y(-)	23.4	15.75	9.3	11.75
	引張:SIG-Y(+)			7.0	10.75
	せん断:TAU-XY	6.4	9.0	3.6	16.5
10	圧縮:SIG-Y(-)	22.8	15.75	7.7	11.75
	引張:SIG-Y(+)			6.0	10.75
	せん断:TAU-XY	6.5	9.0	3.2	16.5

(単位: tf/m²)

6 mの改良幅が必要であると判断される。

- ⑥ 改良体の幅が主に引張縁応力で決定されるとすると、引張応力になるべく正確に計算できるモデルが好ましい。その意味では今回取り上げたモデルは、より改良の余地が残されていると判断される。

(6) まとめ

マニュアルに沿って計算した結果以下のことが判った。

- ① 外部安定は、安全率が必要値よりかなり大きくなったので、通常は計算する必要はないと言える。
- ② 改良幅は、内部安定の引張縁応力で決まり、5 ~ 6 mの幅が必要となった。
- ③ 引張応力が改良幅決定要素になったので、引張応力が正確に求めるような計算モデルおよび常数を使う必要がある。

5.5 排水補強杭工法

5.5.1 排水補強杭工法による盛土構造物の安定化対策

(1) 設計手順

盛土構造物に対する排水補強杭工法の設計フローは、図4.4.3に示す通りであり、基本的には簡易設計で行ない、必要に応じて詳細設計を行なうものである。

簡易設計は基本的には、与えられた設計震度を基に地盤の液状化発生を判定し、地盤内過剰間隙水圧を算定し、盛土の安定性を検討するものである。詳細設計は地盤の特性、地震動の特性を詳細に把握するため必要に応じて地震応答解析を行なって、地盤内過剰間隙水圧を算定し盛土の安定性を検討するものである。

簡易設計には、補強効果を考慮して、地盤の液状化発生を判定し、それに対して地盤内で発生する間隙水圧を算定する段階と、排水材の透水性による地盤内間隙水圧の逸散を算定する段階とがある。

ここでは簡易設計により、さらに排水補強杭の補強効果のみを考慮した設計を行なう。

したがって、補強後の地盤は補強材を打設することによって平均有効主応力が増加すると考える有効せん断強度比を用いて液状化の判定を行ない、液状化しないと判断される値となるよう改良する。

(2) 設計条件

共通設計条件に基づく。

1) 地盤・盛土条件

検証モデルは図5.1.1に示したとおりである。地盤・盛土条件は図5.1.2、5.1.3、表5.1.1に示されている。

2) 地震動条件

液状化の判定に用いる設計水平震度として、 $k_s = 0.18$ 、慣性力算定に用いる水平震度として $k_h = 0.18$ とした。

また、盛土安定検討用には両者を同時には考慮しないこととした。

(3) 排水補強杭工法の検討

1) 排水補強杭の設定

直径20cm、芯材の剛性が $E_r = 5 \times 10^5$ (kgf/cm²) の補強杭 (通常のコンクリート節杭を想定) を正方形配置でピッチ 2.0m で打設すると、改良率を表すパラメータは $n \cdot E_r A_r / A_s = 4000$ kgf/cm² となる。また、補強材周辺に排水材料を充填し、排水補強杭としては直径40cmとする。

2) 補強効果の算定

補強効果を算定するために必要な設計定数は、

① 改良率 $n \cdot E_r A_r / A_s$

② 定着係数 α

③ 有効せん断強度比 $\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}} \right)_e$

であり、それぞれの値は以下の通りである。

① 改良率 $n \cdot E_r A_r / A_s$

改良率 $n \cdot E_r A_r / A_s$ は、1)より $n \cdot E_r A_r / A_s = 4000 \text{ kgf/cm}^2$

② 定着係数

初期液状化に対するせん断ひずみを $\gamma_i \leq 2.0\%$ とすれば、図 4.4.2 に示すように定着係数は $\alpha = 0.2$ となる。

③ 有効せん断強度比 $\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}} \right)_e$

排水補強杭工法の補強効果は平均有効主応力が増加すると考えて表すことが可能であると考え、この平均有効主応力の増加は (4.4.2) 式に示すように有効鉛直応力のみが増加すると考える方法と、(4.4.3) に示すように有効鉛直応力の増加と同時に K_0 状態を保つように有効水平応力も増加すると考える 2通りの仮定があるが、ここでは後者 ((4.4.3) 式) を採用する。

したがって、この場合の平均有効主応力の増加は

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{ml}' &= \frac{1+2K_0}{3} \Delta \sigma_v' = \frac{1+2K_0}{3} \cdot \alpha \cdot \frac{n E_r A_r}{A_s} \cdot \frac{(\gamma)^2}{2} \\ &= \frac{1+2 \times 0.5}{3} \times 0.2 \times 4000 \times \frac{(0.02)^2}{2} = 0.106 \quad (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

となる。

強度増加率は $1 + 0.106 / \sigma_{mc}'$ で表される。

(4) 対策後の安定の検討

5.1.3 に示す無対策時の安定性で検討したのと同様の方法で対策後の安定の検討を行う。対策範囲は盛土のり尻からある程度広い範囲を改良することになる。水平地盤について深さ 1 m ごとに算定した液状化抵抗率 F_L を表 5.5.1 に示す。表 5.5.1 より対策後の細砂層全体の F_L の平均値は 1.4 となり、またシルト層の F_L は 1.6 程度で細砂層、シルト層共に液状化は生じないと判定される。

また、無対策の場合と同様な方法により過剰間隙水圧比 R_u を用いて、有効応力強度に基づく円弧すべり安定解析を行なった結果、対策後の安全率は $F_s = 1.12$ となった。

これらのことにより、上述した排水補強杭工法によって耐震地盤対策を行なうと盛土は地震時のすべりに対して安定であると判定される。

5.5.2 排水補強杭工法による掘割構造物の安定化対策

(1) 設計手順

掘割道路に対する排水補強工法の設計フローは図 4.4.4 に示す通りであり、基本的には簡易設計で行ない、必要に応じて詳細設計を行なうものである。

簡易設計は基本的には、与えられた設計震度を基に地盤の液状化発生を判定し、地盤内過剰間隙水圧を算定し、掘割道路の安定性を検討するものである。詳細設計は地盤の特性、地震動の特性を詳細に把握す

るために必要に応じて地震応答解析を行なって、地盤内過剰間隙水圧を算定し掘削道路の安定性を検討するものである。簡易設計には、補強効果を考慮して、地盤の液状化発生を判定し、それに対して地盤内で発生する間隙水圧を算定する段階と、排水材の透水性による地盤内間隙水圧の逸散を算定する段階とがある。ここでは簡易設計により、さらに、排水補強効果のみを考慮した設計を行う。

したがって、平均有効主応力が増加すると考えるせん断強度比を用いて液状化の判定を行ない、液状化しないと判断される値となるよう改良する。

(2) 設計条件

共通設計条件に基づく。

1) 地盤・構造物条件

検討モデルは図5.1.1に示したとおりである。地盤・盛土条件は図5.1.2, 5.1.3, 表5.1.1に示されている。

2) 地震動条件

液状化の判定および過剰間隙水圧の算定に用いる設計水平震度として、 $k_s = 0.18$ とした。

(3) 排水補強杭工法の検討

1) 排水補強杭の設定

直径20cm, 芯材の剛性が $E_r = 5 \times 10^5$ (kgf/cm²) の排水補強杭 (通常のコンクリート節杭を想定) を正方形配置でピッチ 2.0m で打設すると、改良率を表すパラメータは $n \cdot E_r A_r / A_s = 4000$ kgf/cm² となる。また、補強材周辺に排水材料を填充し、排水補強杭としては直径40cm とする。

2) 補強効果の算定

補強効果を算定するために必要な設計定数は、① 改良率 $n \cdot E_r A_r / A_s$, ② 定着係数 α , ③ 有効せん断強度比 $\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}} \right)_e$ であり、それぞれの値は以下の通りである。

① 改良率 $n \cdot E_r A_r / A_s$

改良率 $n \cdot E_r A_r / A_s$ は、1) より $n \cdot E_r A_r / A_s = 4000$ kgf/cm²

② 定着係数 α

初期液状化に対するせん断ひずみを $\gamma \leq 2.0$ % とすれば、図4.4.2 に示すように定着係数は $\alpha = 0.2$ となる。

③ 有効せん断強度比 $\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}} \right)_e$

排水補強杭工法の補強効果は平均有効主応力が増加すると考えて表すことが可能であると考え、この平均有効主応力の増加は(4.4.2)式に示すように有効鉛直応力のみが増加すると考える方法と、(4.4.3)に示すように有効鉛直応力の増加と同時に K_0 状態を保つように有効水平応力も増加すると考える2通りの仮定があるが、ここでは後者((4.4.3)式)を採用する。

したがって、この場合の平均有効主応力の増加は

表5.5.1 対策後の液状化の判定結果

地層	深度 (m)	算定深 さ (m)	無対策時 の R	せん断 応力比 L	無対策時 の F_L	強度 増加率	有効せん断 強度比	対策後の F_L	対策後の R_u
表層	1	0.5							
	2	1.5							
細砂層	3	2.5	0.244	0.196	1.245	1.826	0.107	2.273	0.003
	4	3.5	0.244	0.224	1.086	1.669	0.134	1.813	0.016
	5	4.5	0.244	0.242	1.007	1.563	0.155	1.573	0.042
	6	5.5	0.244	0.253	0.962	1.485	0.171	1.429	0.082
	7	6.5	0.244	0.261	0.935	1.427	0.183	1.334	0.133
	8	7.5	0.244	0.265	0.920	1.381	0.192	1.270	0.188
	9	8.5	0.244	0.267	0.911	1.344	0.199	1.225	0.242
	10	9.5	0.244	0.268	0.908	1.313	0.204	1.192	0.292
	11	10.5	0.244	0.268	0.908	1.288	0.208	1.170	0.334
	12	11.5	0.244	0.267	0.911	1.266	0.211	1.154	0.367
シルト層	13	12.5	0.354	0.266	1.330	1.248	0.213	1.660	0.029
	14	13.5	0.354	0.265	1.336	1.234	0.215	1.649	0.030
	15	14.5	0.354	0.263	1.345	1.221	0.216	1.643	0.031
	16	15.5	0.354	0.261	1.357	1.209	0.216	1.641	0.031
	17	16.5	0.354	0.258	1.371	1.199	0.215	1.644	0.031

$$\Delta\sigma_{ml}' = \frac{1+2K_0}{3} \Delta\sigma_v' = \frac{1+2K_0}{3} \cdot \alpha \cdot \frac{nE_r A_r}{A_s} \cdot \frac{(\gamma)^2}{2}$$

$$= \frac{1+2 \times 0.5}{3} \times 0.2 \times 4000 \times \frac{(0.02)^2}{2} = 0.106 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

となる。

強度増加率は $1+0.106/\sigma_{mc}'$ で表される。

3) 改良範囲の算定

構造物直下の改良が可能な場合にはその周辺をどの程度の範囲まで改良すれば良いかについては、岩崎らの提案¹⁾、土田らの提案²⁾、あるいは杭基礎構造物に対する古賀の調査結果³⁾などがあるが、既設構造物のように直下を改良することができない場合に対する提案はほとんどないのが現状である。

したがって、ここでは簡易的には土田らの提案によって改良範囲を算定する。なお、詳細な設計が必要な場合には、応答解析、変形解析等を実施して決定するものとする。

土田らの提案によって改良範囲を算定した結果、改良範囲は掘割道路より22.5mとなる。この改良範囲は詳細なFEM浸透解析を行うことにより、さらに狭くできると考えられる。

また、掘割道路のような構造物の場合、地表面より排水補強杭を傾斜打設し、構造物の直下を可能な限り改良することが望ましい。

(4) 対策後の安定の検討

「道示V：3.7」に示された式より、深さ17mまでの F_L の平均値を用いて排水補強杭工法で耐震地盤改良を行った後の平均過剰間隙水圧比 R_u を求めれば、

$$R_u = (\overline{F_L})^{-7} = (1.511)^{-7} = 0.056$$

である。(表5.5.1参照)

したがって、排水補強杭工法による耐震対策後における掘割道路の底面に作用する地震地盤の過剰間隙水圧による揚圧力は

$$U_d = R_u \cdot \sigma'_v \cdot B \\ = 0.056 \times 9.7 \times 12 = 6.52 \quad (\text{tf/m})$$

となり、また、浮上がり安全率は

$$F_u = \frac{W}{U_s + U_d}$$

となり、浮上がりに対して安定となった。

参 考 文 献

- 1) 岩崎敏男, 常田賢一, 木全俊雄, 近藤益央: 地盤液状化の対策範囲に関する模型振動実験, 第17回土質工学研究発表会, 1982.
- 2) 土田 肇, 井合 進, 倉田栄一: 液状化対策としての締固めの施工範囲について, 第14回地震工学発表会, 1978.
- 3) 古賀泰之: 構造物における液状化対策, 基礎工, Vol.12, No.7, 1984.

6. 施工編

6.1 締固め工法

既に述べたように、密度の増加をはかることにより地盤の耐震性を高める工法には、おもに振動を利用するサンドコンパクションパイル工法、ロッドコンパクション工法、バイブロフローテーション工法、表層締固め工法（バイブロタンパー）、また衝撃力を利用する重錘落下締固め工法などがあり、既に多くの実績がある。本共同研究においては締固め工法の施工については特に研究は実施しておらず、また各工法により異なる部分も多い。したがって、ここでは、締固め工法に共通な事項、および各工法の概要について示したが、詳細については、各工法の技術資料等が参考となる。

6.1.1 施工手順

締固め工法の施工手順を図6.1.1に示す。ここでは、事前調査、試験工事について留意点等を記述する。

(1) 事前調査

締固め法の設計・施工のために必要な事前調査の項目としては、大別すると、①原地盤土質調査、②使用材料調査、③施工域の条件調査がある。また、設計・施工計画等を検討していくなかで必要な場合には追加調査を実施する。

1) 原地盤土質調査

原地盤の土層構成の把握、原地盤の土質条件の把握を目的とし、土質調査を実施する。

土層構成については、土質柱状図、土層断面図等から判断し、地下水位については特に留意する。土質条件は、標準貫入試験結果等から判断し、粒度組成（特に細粒分含有率）についても留意する。

2) 使用材料調査

補給材が必要な工法においては、現地発生土の使用の適否を含め、使用材料の粒度組成、供給可能量およびコストについて調査を実施する。コストについて調査を実施する場合には、使用材料の供給経路についても留意する。

3) 施工域の条件調査

既設の近接構造物に対する影響、および、施工性の調査を行う。近接構造物の有無、既設埋設構造物の有無、施工域周辺の土地利用条件、施工域の高さ制限（電線などによる）などについて調査する。また、民家等の既設の構造物に近接する場合には、施工時に発生する施工機械からの振動、騒音の影響に

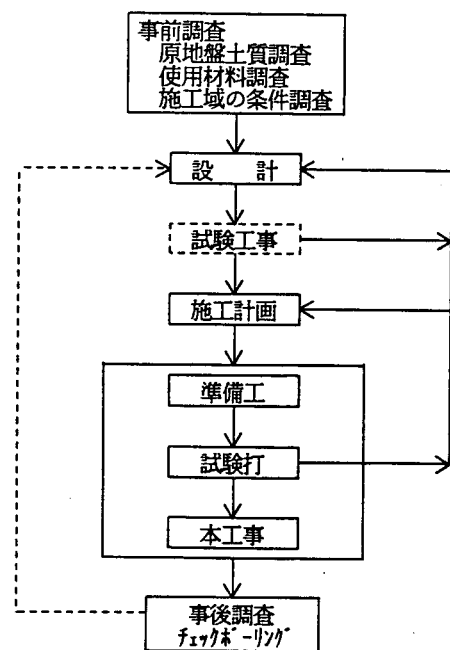


図6.1.1 施工手順（締固め工法）

について検討する。

(2) 試験工事

設計された打設ピッチで施工した場合に、設計通りに地盤が改良され、十分な液状化強度が確保できているかどうかの確認のため、本施工に先立ち、試験工事を実施するとともに、改良効果確認のための地盤調査を実施することが望ましい。また、試験工事を行うことにより、施工方法、施工サイクル、補給材の使用量等を確認し、適切な施工計画を立案することができる。

締固め工法による改良効果の発現は、原地盤の土質や施工法の影響を受けやすく、試験工事後の地盤調査の結果をもとに設計値を修正することが必要な場合もある。特に、改良の対象となる地盤が超軟弱、もしくは、堅い層が狭み層として存在するなど均一でない場合には、施工性、品質管理等の面から問題が生じやすい傾向があり、試験工事の必要性はより一層増す。

6.1.2 施工機械と仕様

各工法の施工機械、および、仕様を以下に示す。

(1) サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクションパイル工法の施工機械の例を図6.1.2に示し、仕様の例を表6.1.1に示す。

サンドコンパクションパイル工法において、陸上施工の場合には、40tクラスのクローラークレーンにリーダーを取り付けたものが一般に用いられる。トラクタショベルはバケットへの砂の供給、発電機はバイブロハンマーの動力源、コンプレッサーとレシーバータンクはケーシング管内の圧気のために使用される。

(2) ロッドコンパクション工法

ロッドコンパクション工法では、一般には、リーダー付きのクローラークレーンにロッドを吊り下げたものが使用される。ロッドの上端には、バイブロハンマーが取り付けられている。ロッドとして鋼管を使用する

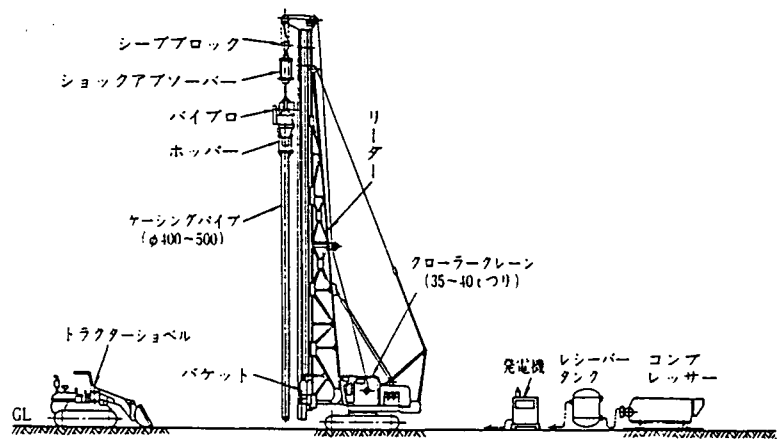


図6.1.2 施工機械（サンドコンパクションパイル工法）¹⁾

表6.1.1 サンドコンパクションパイル工法の仕様²⁾

機種	規格	単位	打設長			摘要
			12m以下	12mを越え 20m以下	20mを越え 35m以下	
クローラ式 サンド パイル打機	ブーム式50kw (25～27t吊)	台	1	—	—	
	リーダー式75kw リーダー長30m (35～37t吊)	”	—	1	—	
	リーダー式120kw リーダー長45m (40t吊)	”	—	—	1	
空気圧縮機	可搬式スクリュ 10.5～11.0m ³ /min	”	1	1	—	
	可搬式スクリュ 17m ³ /min	”	—	—	1	
空気槽	3m ³ 7kg/cm ²	”	1	1	1	
発動発電機	100kV A	”	1	—	—	
	200kV A	”	—	1	—	
	350kV A	”	—	—	1	
トラクタ	ホイール式0.8m ³	”	1	1	—	
	ホイール式1.2m ³	”	—	—	1	
施工管理計		”	1	1	1	

(注) 打設長が12mを越え20m以下の場合で土質、施工条件により、上表により難しい場合は、別途考慮してよい。

もの、H鋼を使用するものなどがある。また、上端のバイプロとともに、ロッド先端に水平振動を発生するバイプロフロットを併用している工法もある。

ロッドコンパクション工法の施工機械の一例を図6.1.3に示す。施工機械の仕様については、各工法により異なり標準的なものとして示すことができないことから、ここでは省略する。

(3) バイプロフローテーション工法

バイプロフローテーション工法では、20tfクローラークレーンで水平振動を発生するバイプロフロットを吊り下げて施工を行う。通常、バイプロフロット先端から射水するための給排水設備も必要となる。施工機械の構成図を図6.1.4に、施工機械の仕様を表6.1.2に、バイプロフロットの仕様を表6.1.3に示す。

バイプロフローテーション工法は、他の振動締固め工法に比べて低振動・低騒音な工法であるが、施工深度や多量の水を使用する等の問題より近年、施工量は減少している。

なお、最近上記の問題点を克服し、低振動・低騒音の有利性を生かしたものとして、大型のバイプロフロットを使用し、水の代わりにエアを用いる工法も開発されている。表6.1.3には、従来のバイプロフロットの仕様と比較して、大型バイプロフロットの仕様も示している。

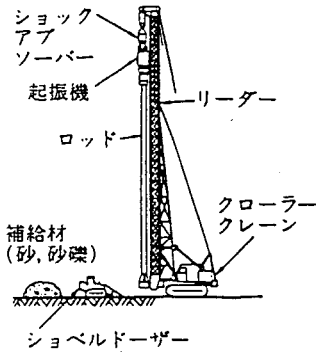


図6.1.3 施工機械
(ロッドコンパクション工法)¹⁾

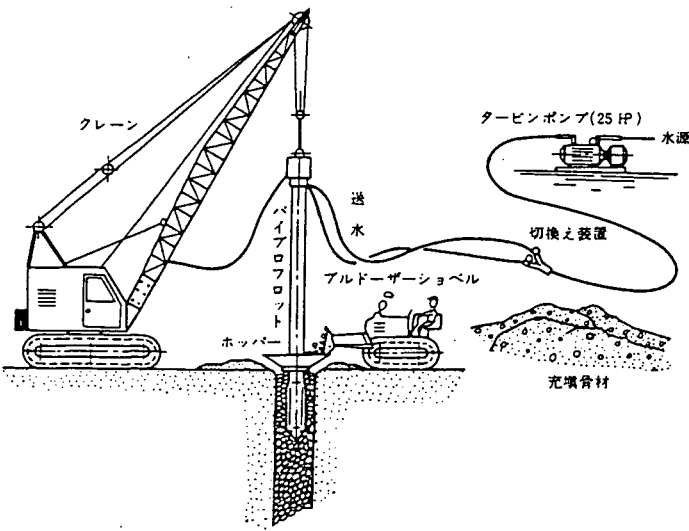


図6.1.4 施工機械
(バイプロフローテーション工法)¹⁾

表6.1.2 バイプロフローテーション工法の
施工機械の仕様¹⁾

機 械 名 称	規 格
バイプロフロット	表5.1.3 参照
クレーン	15～35 t吊り
アルドーザー・ショベル または、 タイショベル	0.8～1.5m ³ 程度
給排水設備	給水量 : 300～450l/min 給水圧力 : 3～8 kg/cm ² ・タービンポンプ (25～30HP) ・水中ポンプ (10～15HP) ・サットポンプ (15HP) ・給排水用貯水槽 (3～6m ³ 程度)
電力設備	バイプロフロット: 15HP 11KW, 20HP 15KW 30HP 22KW 給水設備: 水中ポンプ 15HP、11KW 送水設備: タービンポンプ 25HP、19KW 排水設備: サットポンプ 15HP、11KW 照明、その他予備電力

表 6.1.3 バイブロフロットの諸元^{3), 4)}

諸 元	従 来 型			大型 ハイブリッドフロット
	15HP型	20HP型	30HP型	
電動機 (KW)	11	15	22	118(油圧)
振動数 (rpm)	1450/1740	1450/1740	1450/1740	1500~3000
起振力 (tonf)	2.5/3.7	3.4/4.8	4.5/6.7	25
起振点振幅 (mm)	4~5	4~5	6~7	14
全重量 (tonf)	1.7	2.2	3.2	振動部 1.3tf 継足 0.2tf/m 実績 max 30
有効長 (m)	7	8	13.5	325
ケーシング外径 (mm)	319	267	298.5	300
フィン外径 (mm)	469	397	470	300
モーター取付位置	本体上部	本体上部	本体内蔵下部	本体内蔵下部
構 造	1体式	1体式	継足式	継足式

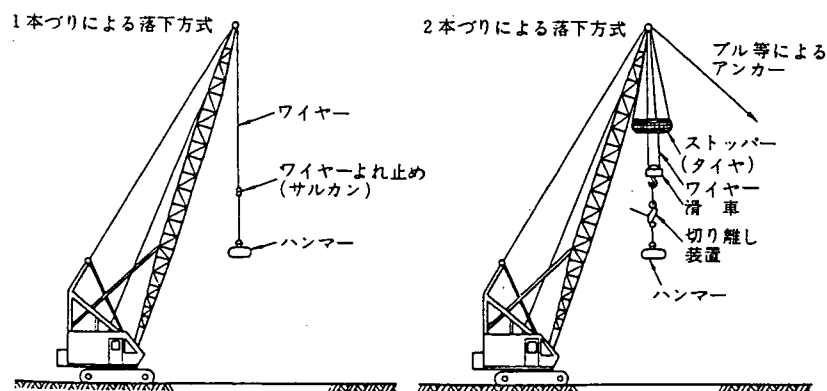
(4) 重錘落下締固め工法

重錘落下締固め工法は、150tfクラスの大型クローラークレーンを用いて12tfあるいは20tf程度の重錘を繰返し落下させ、地盤を締固める工法である。

重錘落下締固め工法の施工機械の例を図 6.1.5 に示し、仕様の例を表 6.1.4 に示す。

表 6.1.4 重錘落下締固め工法の施工機械の仕様⁵⁾

機 種	規 格	備 考
クローラークレーン	130 ton吊り	本工事タビタビ仕上げタビタビ
アングルドーザー	80 PS	整地 2台使用
バックホーショベル	0.7 m ³	掘削
ハンマー	12 ton スチール製 コンクリート製	本工事タビタビ仕上げタビタビ
ワイヤー	φ30mm、32mm JIS13号 6×Fi	落下高さ20m 標準長さ90m

図 6.1.5 施工機械（重錘落下締固め工法）¹⁾

(5) 表層締固め工法

表層締固め工法のうち、定置式の場合では、バイブロハンマー（75-120kw程度）をクローラークレーン（35tfクラス）で吊り下げて表層を締固める。また、最近、ブルトーザ（21tfクラス）を改良した専用の索引機を用いてバイブロハンマーを索引しながら締固める工法も開発されている。

表層締固め工法の施工機械の例を図 6.1.6 に示し、仕様の例を表 6.1.5 に示す。

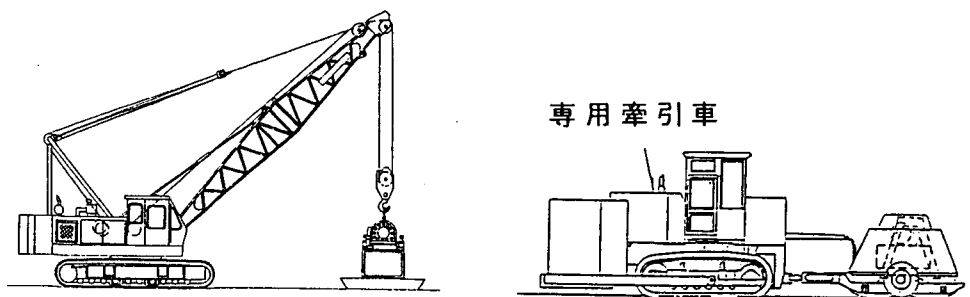


図6.1.6 施工機械（表層締固め工法）^{6), 7)}

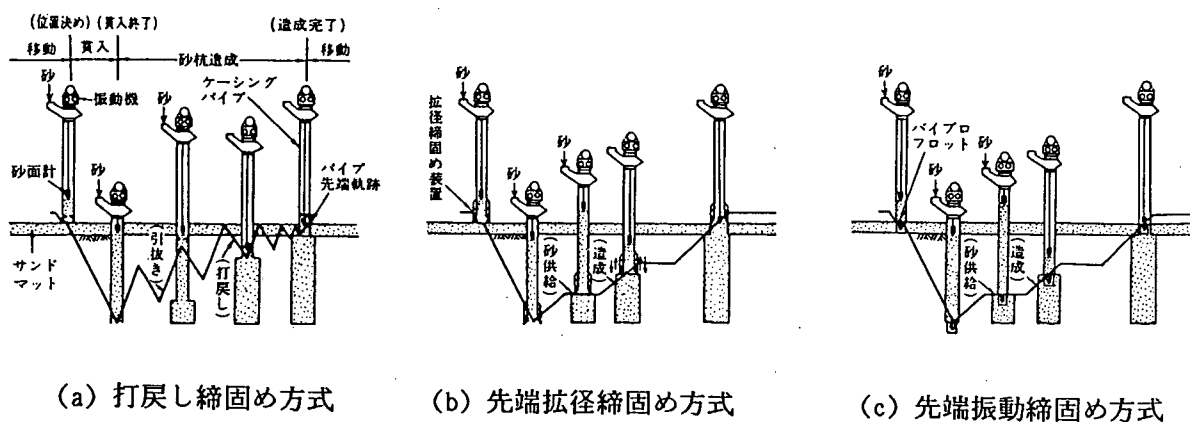
6.1.3 施工方法

(1) サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクションパイル工法の施工方法は図6.1.7に示す通り、上下振動する振動機を上端に備えたケーシングパイプを地中に貫入し、下端より中詰め材を供給しながら、地盤に振動を加えることにより地盤を締固めるものである。図6.1.7に示すように施工法では、ケーシングパイプを引抜き打戻しを繰り返して砂杭をつくる方法と、ケーシングパイプ先端に装備した拡張締固め装置で砂杭をつくる方法がある。陸上工事では、 $\phi 400 \sim \phi 500\text{mm}$ のケーシングパイプを用い、 $\phi 700$ 程度の砂杭を造り、砂杭とケーシングパイプ径の比は、 $1.3 \sim 2.0$ 倍の範囲とするのが一般的である。

表6.1.5 表層締固め工法の施工機械の仕様^{7), 8)}

	定置式	牽引式
パイプロ	V-75(75KW)	V-75(75KW)
マンモスタンパ	2m×2m (5.5ton)	2.5m~3.5m (13ton)
クローラ クレーン	27.5~40t吊り	——
ショック アブソーバー	25t用	——
牽引機	——	ブルドーザ改造式 (21t級)
品質管理装置	3ペン式 施工記録計	加速度計
発動発電機	150KVA	200KVA



(a) 打戻し締固め方式 (b) 先端拡張締固め方式 (c) 先端振動締固め方式

図6.1.7 サンドコンパクションパイル工法の施工法¹⁾

(2) ロッドコンパクション工法

ロッドコンパクション工法は、上下振動する起振機を上端に備えたロッドを地中に貫入し、地表より中詰め材を供給しながら、地盤に振動を加えることにより地盤を締固めるものである。下端にバイブロフロットを配し、さらに水平振動を同時に加えるタイプのものもある。図6.1.8にロッドコンパクション工法の施工方法を示す。

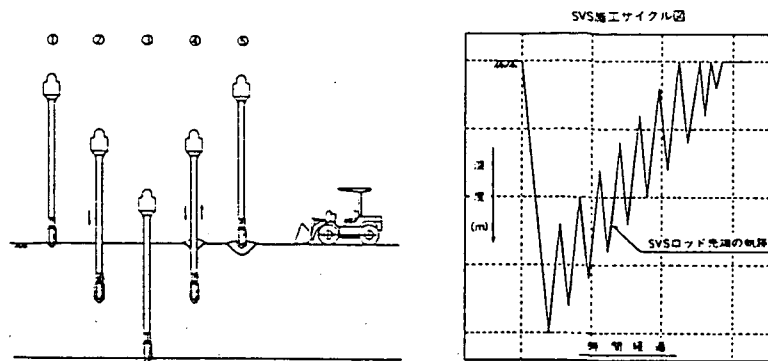
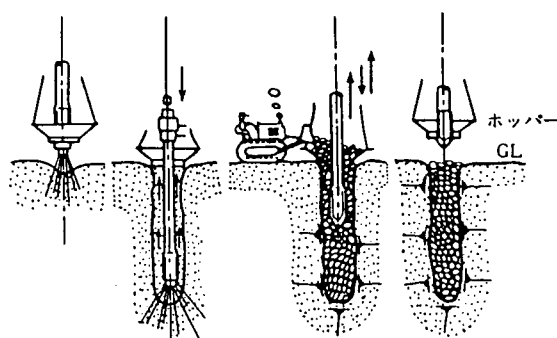


図6.1.8 ロッドコンパクション工法の施工法¹⁾

(3) バイブロフローテーション工法

バイブロフローテーション工法は、水平振動するバイブロフロットを先端から水を噴出させながら所定の深さまで貫入させた後、地表より補給材を供給し、補給材を介して地盤に振動を加えることにより地盤を締固めるものである。また、近年、従来のものよりも大型のバイブロフロットを用いて、先端から水のかわりに空気を噴出させながら貫入・締固めを行う方法も開発されており、改良深度・改良効果の増大とともに、排水等に対する施工環境の改善もはかられている。図6.1.9にバイブロフローテーション工法の施工方法を示す。



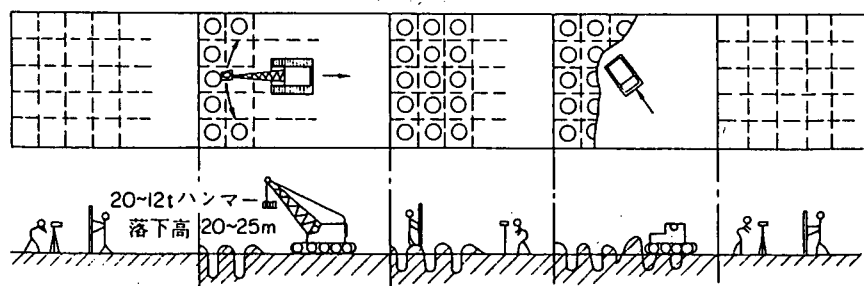
(1) 貫入開始 (2) 貫入完了 (3) 骨材充填締め (4) 締め完了

施工手順

図6.1.9 バイブロフローテーション工法の施工法¹⁾

(4) 重錘落下締め固め工法

重錘落下締め固め工法は、重錘（重量10～50tf）を高所（20～30m）から自由落下させることにより、地盤を締固めるものである。図6.1.10に重錘落下締め固め工法の施工方法を示す。



①プリント位置出し レベル測量 ②ダンピング施工 ③ホール直径・深さ ホール周辺の浮上 量などの測量 ④ホール埋戻し ⑤整地後の レベル測量

図6.1.10 重錘落下締め固め工法の施工法⁹⁾

(5) 表層締固め工法（バイプロタンパー工法）

表層締固め工法は、上下振動するバイプロタンパーにより地表から地盤に振動を加えることで地盤を締固めるものである。通常はクローラークレーンで吊り下げたバイプロタンパーを打設位置に設置したのち、所定時間転圧し、その後、次の打設位置に移動するという施工方法が用いられる。図6.1.11に表層締固め工法の施工方法を示す。また、近年施工の能率を高めるため、ブルドーザを改良した専用の牽引機を用いてバイプロタンパーを牽引しながら連続的に締固めを行う施工方法も開発されている。

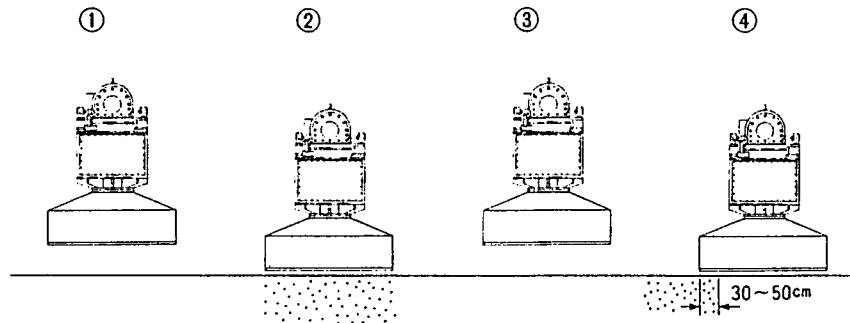


図6.1.11 表層締固め工法の施工法⁶⁾

6.1.4 施工能率と工費の算定

(1) サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクションパイル工について建設省土木工事積算基準²⁾では、粘土、シルトおよび有機質土等の地盤を対象としている。一方、今回の対象地盤は砂質地盤であるため、積算基準の適用範囲とは異なるが、参考となる部分を引用するとともに、留意点を記述する。

1) 構成人員

構成人員は、粘土、シルトおよび有機質土等の地盤を対象とする場合では、それぞれ世話役1名、特殊作業員1名、普通作業員2名を標準的な構成としており²⁾、砂質土の場合もそれに準ずる。

2) 施工歩掛

① 杭施工本数

杭打機運転1時間当りの施工本数は、次式による。

$$L = \frac{60 \cdot E}{Cm} \quad (\text{本/h})$$

L : 1時間当り杭施工本数 (本/h)

Cm : 杭1本当りサイクルタイム (min/本)

E : 作業効率

ここで、サイクルタイム Cm は、杭間の移動、芯出し、打込み、砂投入、引抜き各時間からなり、粘土、シルトおよび有機質土等の地盤に対しては、引抜き行程が、2~3m引抜き、1~2m打込み（締固め）の繰返しの場合として次式が示されている。砂質地盤に対しては、地盤条件等よりサイク

ルタイムは大きく異なるため、過去の実績や、試験工事の実績なども参考にして定める必要がある。

$$Cm = 2 + 1.1\ell \quad (\text{min/本})$$

ℓ : 打設長

また、作業効率Eは、標準作業効率を 0.6とし、作業現場の広狭により ± 0.05 の補正を行っている。
(広い場合0.65, 標準的な場合0.6, 狭い場合0.55)

② 砂の使用量

杭用砂の使用量は、次式による。

$$Vs = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \ell \times (1 + K)$$

V_s : 杭1本当りの砂の使用量 ($\text{m}^3/\text{本}$)

D : 設計杭径 (m)

ℓ : 杭1本当り打設長 (m/本)

K : 補正係数 (サンドコンパクションパイル工の場合, 0.4)

(2) ロッドコンパクション工法

ロッドコンパクション工法には、既に述べたようにいくつかの種類があり、一方式ではない。工法の選定にあたっては、地盤条件等を考慮し、適切な方式を選定する必要がある。

また、構成人員は、世話役、特殊作業員、普通作業員より構成され、施工歩掛については、対象工法の過去の実績、あるいは、現地における試験施工時の実績を参考に、単位時間当たりの杭施工本数、杭一本当たりの砂の使用量、供用日当りの運転時間、諸雑費等の項目について定める必要がある。一般的には、本工法は工法としては効率的で経費が安いなどの利点があり、適切な地盤を選定することにより、効果を発揮する。

(3) バイブロフローテーション工法

表6.1.3に示したように、従来日本で使用されてきたバイブロフロットにはいくつかの種類があり、改良条件に応じたバイブロフロットを使用する必要がある。また、近年導入された大型バイブロフロットを使用するものは、改良深度は25m程度まで可能であり、打設ピッチも従来のものより大きくすることができるが、クローラクレーンは大型のものが必要となる。

また、構成人員は、世話役、特殊作業員、普通作業員より構成され、施工歩掛については、対象工法の過去の実績、あるいは、現地における試験施工時の実績を参考に、単位時間当たりの杭施工本数、杭一本当たりの砂の使用量、供用日当りの運転時間、諸雑費等の項目について定める。表6.1.6に従来方式による施工能率と施工間隔、骨材量の概略を示す。

表6.1.6 施工能率と施工間隔、骨材量¹⁾

700T形式	施工間隔 (m)	施 工 能 率			骨材量 (m³/m)
		改 良 深 度 (m)			
		6	8	10~12	
1 5 H P	1.2~1.8	30~40 (本/日)	25~35 (本/日)	20~30 (本/日)	0.30~0.40
2 0 H P	1.2~1.8				0.35~0.45
3 0 H P	1.5~2.0	8~12 (分/本)	10~16 (分/本)	15~25 (分/本)	0.40~0.70

(4) 重錘落下締固め工法

施工歩掛については、対象工法の過去の実績、あるいは、現地における試験施工時の実績を参考に、単位時間当たりの施工面積、供用日当りの運転時間、諸雑費等の項目について定める。施工能率は、打撃仕様、地盤条件等によって異なるが、クレーン1台当りの施工面積は概略3000～6000㎡/月である。ただし、地表の地盤条件が悪く、重錘の引き抜き抵抗が大きくなったり、重機のトラフィカビリティが低下する場合や、施工面積が小さく整地作業と締固め作業が重複する場合等には、施工能率は大幅に変化する。また、構成人員は、世話役、特殊作業員、普通作業員より構成される。

(5) 表層締固め工法

本工法には定置式と索引式があり、現場条件等を考慮し選定する必要がある。施工歩掛については、対象工法の過去の実績、あるいは、現地における試験施工時の実績を参考に、単位時間当たりの施工面積、供用日当りの運転時間、諸雑費等の項目について定める必要がある。また、構成人員は、世話役、特殊作業員、普通作業員より構成される。

6.1.5 施工管理と品質管理

(1) サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクションパイル工法の施工上最も重要な点は砂が所定の深度に所要量投入されていることである。そのために、ケーシングパイプ先端の深度とケーシングパイプ内にある砂面の高さを常に確認しながら施工を行っている。ケーシングパイプ先端の深度を検知する装置を深度計（GL計）、砂面の高さを検知する装置を砂面計（SL計）という。

図6.1.12に打戻し締固め方式の施工記録の例を示す。施工は、ケーシングパイプ引抜き中の砂の排出量を砂杭断面積とケーシング内径断面積の比で除して砂杭造成高を求め、その高さまでケーシングパイプを打戻すことで行う。他の施工方式でも深度計と砂面積から所定深度に所定砂量を投入したかどうかを記録する点は同様である。なお施工記録には図6.1.12に示すような記事を付記する。

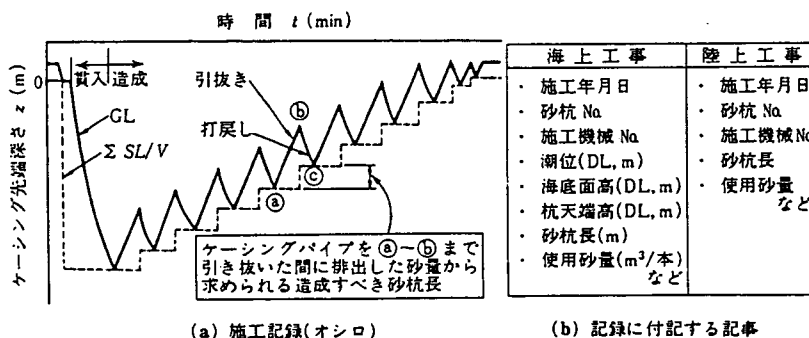


図6.1.12 施工記録の例¹⁾

SCPの施工上のもう一つの重要な点は所定の深度まで砂杭を造ることである。砂杭の長さは深度計で把握できるが、支持層に確実に着底したいときはケーシングパイプの貫入速度などで支持層を確認して施工する。これを着底管理という。管理の目安は土質調査実施地点で試験施工を行い、貫入速度と支持層の

関係を把握して求められる。

表6.1.7 SCPにおける主な施工管理¹⁾

施工前、施工中、施工後に行う施工管理を表6.1.7に示す。表に示したものは一般に行われる管理で、そのほかに砂杭の鉛直度の管理や砂杭径の調査等を行うこともある。

これらの調査は目的に応じ結果に過不足のないよう配慮しなければならない。例えば、原地盤の標準貫入試験では改良効果に影響を及ぼす細粒分含有率を採取試料で測定しておくなどに留意する必要がある。

施工後の標準貫入試験を改良効果のチェックという意味でチェックボーリングという。しかし、その本数は明確に定められていない。本数は、施工量、施工機台数、地盤の複雑さ、構造物の重要度などを考慮して決められるべきものである。

(2) ロッドコンパクション工法

地盤改良においては、均一な施工ができるように施工時の施工管理には十分な注意を払う必要がある。まず、仕上げやサイクルタイムが計画通り行われているかを管理するために貫入深度を記録する自動深度計を取り付ける。次に、投入砂量の管理はショベルのバケット容量を予め実測しておき、バケットの投入回数で行う。また、振動体を駆動するモーターの電流量を記録する場合もある。

改良後の施工管理には、標準貫入試験などを行い、改良効果を調べる。このときの留意事項はサンドコンパクションパイル工法と同様である。

(3) バイブロフレーション工法

ロッドコンパクション工法と同様にして施工管理を行う。

(4) 重錘落下締固め工法

施工中はタンピングと平行して各種の測定、試験を実施する。これらの結果に基づいて技術管理を行い、所定の強度を有した均一な地盤に改良されるよう必要に応じて重錘の落下高さ、回数の変更などの施工調整を行う。

この工法特有のものとしては、各施工段階の全打撃孔の強制圧縮容積を求め、その分布図を参考に次の施工の打撃回数を決定する方式を取っている。圧縮容積はテープと水準測量により測定し、周辺地盤がふくれあがる場合はその補正を行うことにより算定を行なう。

(5) 表層締固め工法

締固め回数とその1回あたりの締固め時間により施工管理を行う。

改良地盤の密度を現場置換法、あるいは、RI法（ラジオアイソトープを用いた密度測定法）等により測定し品質の管理を行っている。

時期	管理項目	管理内容
施工前	・使用材料の品質 ・施工管理計器のチェック ・施工機械のチェック	・粒度試験など
施工中	・砂杭長、投入砂量、砂杭の連続性 ・打設位置 ・使用材料品質	・施工管理計による ・テーピング、見通し測量による ・目杭で表示 ・粒度試験
施工後	・砂杭の強度と連続性 ・砂質土改良における砂杭間強度	・標準貫入試験、静的貫入試験等

また、索引式の工法では、タンパー部に加速度計を設置し締固め時の最大振動加速度を測定することにより、締固め程度を推定する方法も一部で用いられている。

参 考 文 献

- 1) 軟弱地盤対策工法 ―調査・設計から施工まで― 土質工学会
- 2) 建設省土木工事積算基準, 土木工事積算研究会編, 建設大臣官房調査室監修, 平成2年度版, pp. 79～82
- 3) 田中誠一: 特集・基礎工事施工管理のチェックリスト, 3 地盤改良工法, ③バイプロフローテーション工法, 基礎工, 1976.5, pp. 88～95
- 4) 三原正哉, 鶴岡龍彦, 末広修三: 振動締固め工法の現場実験, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, 平成3年1月, pp. 215～220
- 5) 名古屋市藤前流通業務団地造成事業動圧密工事(支線1-2号, 支線3号, 幹線1号, 幹線2号)施工報告書(概要版), 昭和53年8月, 日本国土開発㈱, 海洋工業㈱
- 6) 地盤改良工法パンフレット, 日本海工㈱
- 7) 石原公明, 麻生公裕, 苗村康造, 谷口利久: 牽引椎マンモスバイプロタンパー工法の開発, 平成元年度建設機械と施工シンポジウム, 1990.1
- 8) 北松治男, 佐藤雅之, 山本英夫: 日本海LNG㈱のタンクにおける対策工事例, 基礎工, 1984年7月, pp. 94～98
- 9) 河村保蔵, 生田良史: 南大阪湾岸北部処理場における重錘落下締固め(重圧密工法)地盤改良工事, 下水道協会誌: 1983.8

6.2 グラベルドレーン工法

グラベルドレーン工法は既実績のある工法であり、グラベルドレーン工法の施工については、本共同研究において特に研究を実施しなかった。したがって、本節における記述は、既往の資料^{1), 2), 3)}を取りまとめたものであり、施工における概略の考え方を示すものである。また、排水工法には、グラベルドレーン工法以外に高分子系の材料を排水層として使用するものもあるが、ここではグラベルドレーン工法を中心に記述する。

6.2.1 施工手順

グラベルドレーン工法の概略の施工手順を図6.2.1に示す。ここでは、(1)事前調査、(2)試験工事について述べ、施工方法、施工管理等については、各節で述べる。

(1) 事前調査

グラベルドレーン工法の設計・施工のために必要な事前調査の項目としては、大別すると、①原地盤土質調査、②使用材料調査、③施工域の条件調査がある。また、設計・施工計画等を検討していくなかで必

要な場合には追加調査を実施する。

1) 原地盤調査

原地盤の土層構成の把握、原地盤の土質条件の把握を目的とし、土質調査を実施する。

土層構成については、土質柱状図、土層断面図等から判断し、地下水位については特に留意する。土質条件は、標準貫入試験結果等から判断し、地盤の透水係数、粒度組成（特に細粒分含有率）についても調査を実施する。

2) 使用材料調査

使用材料の透水係数、粒度組成、供給可能量およびコストについて調査を実施する。また、原地盤に対し、使用材料が目詰まりを起こすか否かについても検討する必要がある、必要に応じて目貼り試験を実施する。コストについて調査を実施する場合には、使用材料の供給経路についても留意する。

3) 施工域の条件調査

既設の近接構造物に対する影響、および、施工性の調査を行う。近接構造物の有無、既設埋設構造物の有無、施工域周辺の土地利用状況、施工域の高さ制限（電線などによる）などについて調査する。本工法は振動、騒音の問題の少ない工法であるが、民家等の既設の構造物に近接する場合には、施工時に発生する施工機械からの振動、騒音の影響について検討しておくことが望ましい。また、本工法では、施工に伴い排土が発生するが、その処理方法（捨て場など）についても検討しておく必要がある。

(2) 試験工事

設計された打設ピッチで施工した場合、設定通りに地盤が改良され、所定の透水性が確保されているか否か確認のため、本施工に先立ち、試験工事を実施することがある。効果の確認方法としては、ケーシングをバイプロハンマーを用いて振動貫入させ、その時の地盤内の間隔水圧の消散状態を調査するものが多い（その1：4.2）。また、試験工事を行うことにより、施工サイクル、碎石の使用量等を確認し、適切な施工計画を立案することができる。

6.2.2 施工機械と仕様

施工機械の例、および、その仕様をそれぞれ図6.2.2、表6.2.1に示す。

グラベルドレーン工法はケーシングを用いて地盤中に碎石パイルを作製するものである。ケーシング貫入方法としては、ケーシングにスクリューを取り付け、排土しながら回転・貫入させるケーシングオーガー方式が一般的である。

施工機は三点式クローラ杭打ち機、アースオーガスクリュー付きケーシング、および碎石投入装置より構成される。また、碎石パイル施工に伴う周辺地盤の緩みを防止する意味から、突固め装置などの碎石部

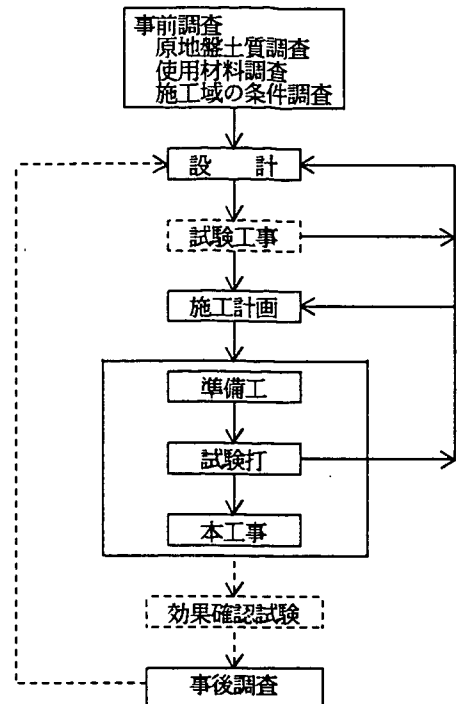
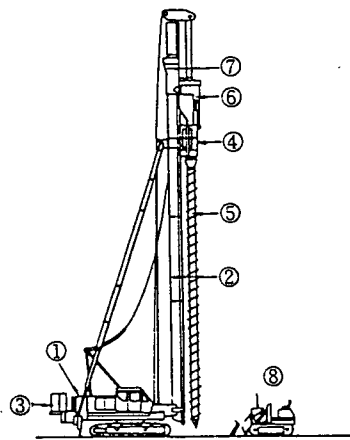


図6.2.1 施工手順

（グラベルドレーン工法）

表 6. 2. 1 施工機械の仕様の例³⁾

機械名称	規 格
グラベルドレーン 打 機	総重量ton 80tクラス (1≦16m打機) リーダ-長 21m オーガ出力 90kw
	総重量ton 95tクラス (16m≦1≦20m打機) リーダ-長 27m オーガ出力 90kw
	総重量ton 105tクラス (20m≦1≦28m打機) リーダ-長 35m オーガ出力 90kw
発動発電機	250kVA
トラクション	ホイール式 0.8m ³
施工管理計	深度計・碎石面計など



- ① ベースマシン ② リーダ ③ 発電機
④ アースオーガー ⑤ ケーシング
⑥ 突固め装置 ⑦ 碎石投入ホッパー
⑧ ショベルドーザー

図 6. 2. 2 施工機械の例¹⁾

締固め装置を装備しているものが多くなっている。

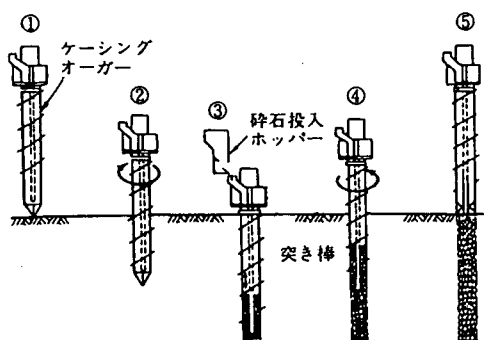
6. 2. 3 施工方法

(1) パイル部

グラベルパイルは地下水位以下の緩い砂地盤を対象として施工されるため、施工はケーシングの使用を前提とする。

ケーシングオーガー方式では、ケーシングパイプを所定の深度まで挿入し、パイプ内に材料を入れたのち、パイプを逆回転させて引抜き、その削孔部に材料を残置し、地盤中に直径40cm～50cmのグラベルドレーン形成する。

図 6. 2. 3 にグラベルドレーン工法の施工方法の例を示す。



- ① 所定の位置に打設機を設置する。
② ケーシングを回転させながら所定の深度まで貫入する。
③ 回転を停止し上部より碎石を投入した後先端蓋を碎石および突き棒で開放する。
④ 突き棒で碎石を突き固めながらケーシングを逆回転で引き上げる。
⑤ ケーシングを引き抜き碎石パイル打設を完了する。

図 6. 2. 3 碎石パイルの施工手順¹⁾

(2) マット、ウォール部

構造物がグラベルパイル直上に位置するなどの理由から、グラベルパイルを地表面まで設置できない場合には、グラベルマットやグラベルウォールを併用する。また、地表面にグラベルドパイルから排出される水を吸収・蓄積するため、グラベルマットを施工することがある。

これらの施工方法としては、開削工法により設置した地中構造物の側方の地盤を埋戻す際、あるいは、地表面を埋戻す際に、グラベルを材料として埋戻し、所定の寸法のグラベルマット、ウォールを構築する。

6.2.4 施工能率と工費の算定

グラベルドレーン工法の施工能率と工費の算定に関して、基準化されたものはないが、一例を以下に示す。³⁾

(1) 構成人員

グラベルドレーン打機1編成に対応する構成人員は、それぞれ世話役1名、特殊作業員1名、普通作業員2名を標準的な構成とする。

(2) 施工能力

施工能力は下式により算定するのとする。

$$Q = \frac{60 \times T \times l \times E}{Cm}$$

Q : 運転日当たり施工数量 (本/日)

T : 運転日当たり運転時間 (6.3h/日)

l : 貫入および造成長

E : 作業効率

Cm : 所要サイクルタイム (分/本)

ここで、所要サイクルタイム Cm は杭間の移動、芯出し、貫入、杭造成の各時間からなり、次式により算出する。

$$Cm = t_1 + t_2 \quad (\text{分/本})$$

t_1 : 機械移動、位置決め時間 (2分)

t_2 : 貫入・造成時間

$$t_2 = (0.03N + 1.5) + l + K$$

N : 荷重平均 N 値

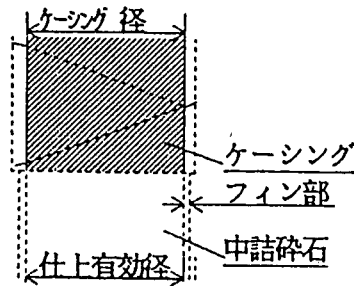
l : 貫入および造成長

K : オーガ径による係数 ($\phi 400$ の場合 $K=0.9$, $\phi 500$ の場合 $=1.0$)

また、作業効率は0.60を標準とし、作業条件により ± 0.05 の補正を行っている。(0.55~0.65)

(3) 中詰碎石の割増

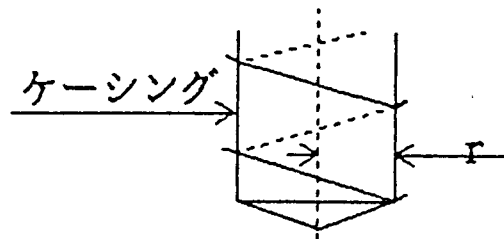
中碎石の割増は、40%を標準とする。ただし、中詰碎石の割増には、変化率、ロス、および下図に示すフィン部の碎石量を含んでいる。



(4) 残土量について

削孔時，あるいは引き抜き時に発生する残土量は，ほぼ下式に通り示す通りである。

$$\text{残土量} = \pi \times r^2 \times l \times 0.07$$



6.2.5 施工管理・品質管理

グラベルドレーンは，その性能上，所定の断面積を有する連続したパイプが必要である。そのため本工法では，碎石面計，深度計，碎石投入度数計により施工管理を行っている。施工管理システムの例を図6.2.4に示す。

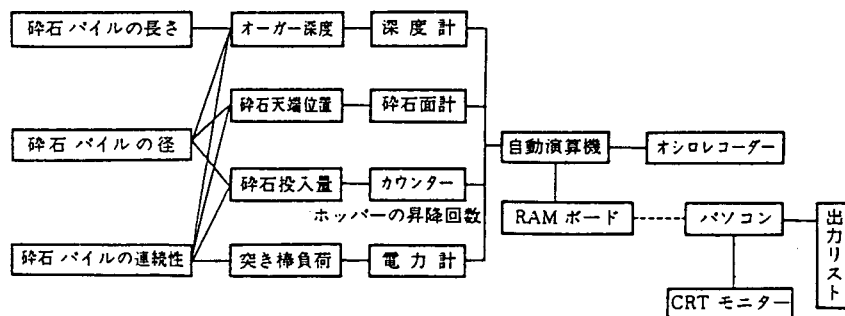


図6.2.4 施工管理システム¹⁾

碎石面計は，施工中にケーシングパイプ内で変動する材料の天端位置を連続的に検出并表示するものであり，ケーシングの引抜き長さに応じた削孔部への材料残置量を連続的に確認する。

深度計は，ケーシングパイプ先端の軌跡を表示し，グラベルドレーンの施工深度を確認する。

本工法は，原地盤の土質物性を改良するものではなく，また，グラベル自身の強度を見込むものでもないため，原位置における評価として，改良効果を直接確認することはできない。そこで確実な施工管理を

行うことにより設計仕様を満足するという方法がとられている。

なお、本工事後、地中に挿入した振動ロッドにより地盤を加振し、間隙水圧の消散過程をチェックすることにより改良効果を確認する方法も考えられるが、このような実験を計画する場合には試験工事時に実施されることが多い。

参 考 文 献

- 1) 軟弱地盤対策工法 ―調査・設計から施工まで―，土質工学会
- 2) グラベルドレーン工法技術資料，GD研究会（グラベルドレーン工法研究会），平成2年
- 3) グラベルドレーン工法積算資料，GD研究会（グラベルドレーン工法研究会），平成元年

6.3 固化工法

本工法による改良は、粘性土地盤に対する実績が圧倒的に多い。砂地盤を本工法による改良の対象とする場合は、この実績を参考にして工学的、技術的な判断をすることができる。

一方、建築工事の山留めに通常よく使用されるソイル柱列工法の実績や、本工法による砂と粘土の互層地盤の改良実績、また砂地盤をブロック状に改良した例もかなり多いので、これらの実績も参考とすることができる。

いずれにしても、過去の改良実績を参考にして諸々の検討、判断をするわけであるが、施工法に関しては耐震固化工法に特有な項目は特に考えられないので、固化工法の一般的な項目について述べることにする。

6.3.1 施工手順

図6.3.1に一般的な施工手順を示し、この手順について以下説明する。

(1) 事前調査

1) 土質調査

(i) 目的

土質調査の目的は以下のとおりであり、地盤改良の形式、範囲の設計を行うための資料とする。

- i) 原地盤の土質構成の把握
- ii) 原地盤の土質工学的性質の把握

また、サンプリングで採取された試料は、室内配合試験の試料としても使用する。

(ii) 調査方法

i) サウンディング調査

- ・標準貫入試験（N値）〔JIS A 1219〕
- ・静的貫入試験（必要に応じて行う）

ii) サンプリング調査

・乱さない試料を用いた試験

(ii) 試験項目

軟弱土層の土質工学的性質を把握するため、表6.3.1の土質試験を実施する。

2) 環境調査

(i) 水質

陸上施工の場合は特に必要ないが、河川堤防に近接している場合には、 pH 、 SS 、濁度等の調査を行う必要もある。

(ii) 騒音

騒音の影響は、騒音の大きさと現場からの距離、生活時間帯等の周辺状況により異なる。したがって、施工時に発生する処理機やプラント等の騒音の大きさを把握して影響の大きさを予測し、場合によっては影響を少なくするための防音シートの対策を立てることもある。

(ii) 振動

施工に伴って発生する振動は、機種、容量、地盤等により大きく変動する。耐震固化工法の各種機械により振動の発生源は同一ではないが、通常ベスマシンおよびショベルの移動時が発生源となる。

3) 施工区域の条件調査

既設の構造物に対する影響および施工性の調査を事前に実施することが望ましい。すなわち、近接構造物の有無、既設埋設構造物の有無、施工区域周辺の土地利用状況、施工区域の高さ制限（電線などの架線状況を調査）などについて調査する。

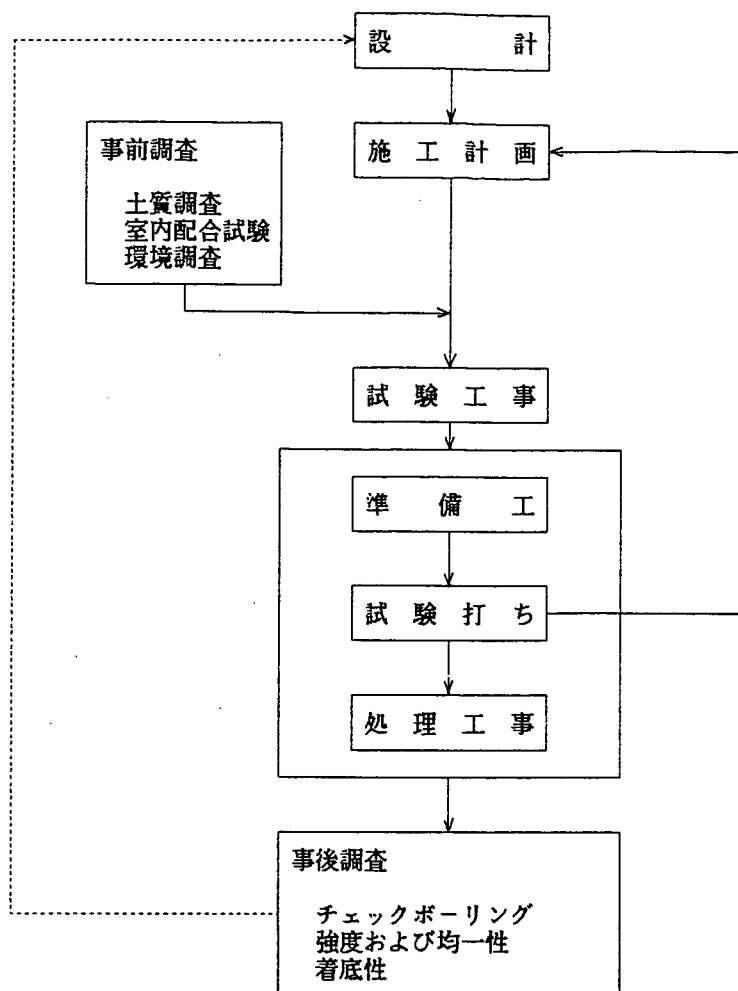


図6.3.1 施工手順

表6.3.1 土質試験の項目

項 目		試 験 方 法
物理試験	土粒子比重試験	JIS A 1202
	粒 土 試 験	JIS A 1204
	含 水 量 試 験	JIS A 1203
	液 性 限 界 試 験	JIS A 1205
	塑 性 限 界 試 験	JIS A 1205
	単位体積重量試験	
力試験	一 軸 圧 縮 試 験	JIS A 1216
	圧 密 試 験	JIS A 1217
化学試験	p H 試 験	JSF T7T
	有機物含有量試験	JSF T23T

注) 砂質土については、上記表中の液性限界・塑性限界試験、圧密試験また化学試験など是不必要いため、これらの諸試験は、土性に応じて適宜選択するものとする。

(2) 室内配合試験

1) 目的

室内配合試験を行う目的は、現地試験工事、実施工におけるセメントの種類と添加量および水セメント比を決定し、現位置強度を予測することにある。

2) フローチャート

図 6.3.2 に室内配合試験の一般的な手順を示した。

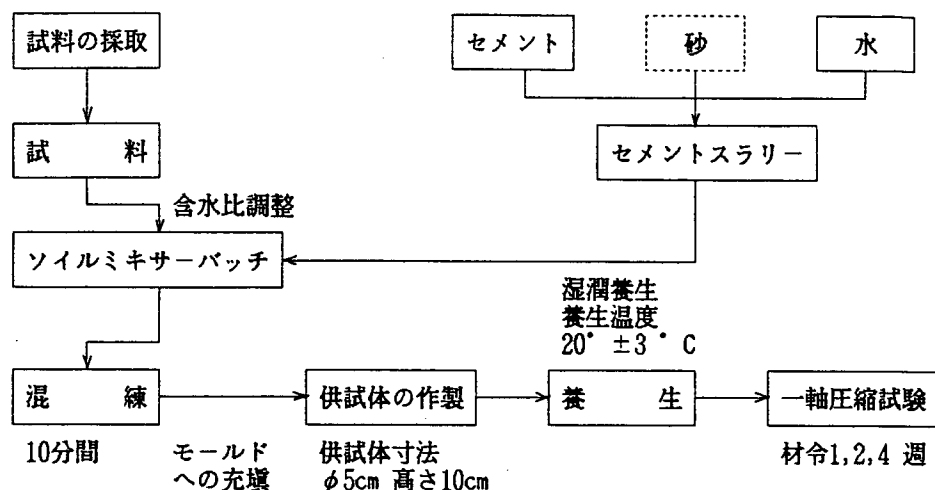


図 6.3.2 室内配合試験フローチャート

3) 試験条件

表 6.3.2 に室内配合試験を実施する際の標準的な仕様を一覧にして示した。

4) 試験項目

改良効果の判定は、主に一軸圧縮試験で行う。以下に主な試験項目を挙げる。

(i) 物理試験

i) 単位体積重量試験

ii) 含水量試験

(ii) 力学試験

i) 一軸圧縮試験

また、必要に応じて次の試験を実施する。

i) 圧密試験

ii) 曲げ、引張、割裂試験

iii) 透水試験

表 6.3.2 室内配合試験の標準仕様の一覧

項 目	標 準 仕 様
固 化 材 の 種 類	普通ポルトランドセメント、高炉セメント、その他
水・セメント比 (W/C)	60~120
固化材の添加量 (kg/m³)	150~300
材 令 (週)	1、2、4
1 試料あたりのモールド数 (個)	2あるいは3
必 要 試 料 量 (ℓ)	全モールド数×0.196 ×1.2
そ の 他	ベントナイトを用いる場合もある

5) 試験方法

室内配合試験の方法は、土質工学会基準「締固めを伴わない安定処理土の試験方法」(JIS規格：T31-83)に準じて行う。

(3) 試験工事

試験工事は、規模その他の条件で必ずしも実施しなければならないというものではないが、本工事に先立って実施することが望ましい。試験工事による確認事項としては以下の項目が挙げられる。

- i) 改良土の強度および均一性
- ii) 着底性
- iii) 処理機の安定性
- iv) 施工管理計器の作業状況
- v) ラップ、接縁等の状況

上記の項目を把握し、本工事の施工計画(処理機の選定、施工方法、管理基準、工程計画)を立案する。

6.3.2 施工機械と仕様

(1) 施工機械

図6.3.3(a)(b)に標準施工機と長尺施工機をそれぞれ示す。

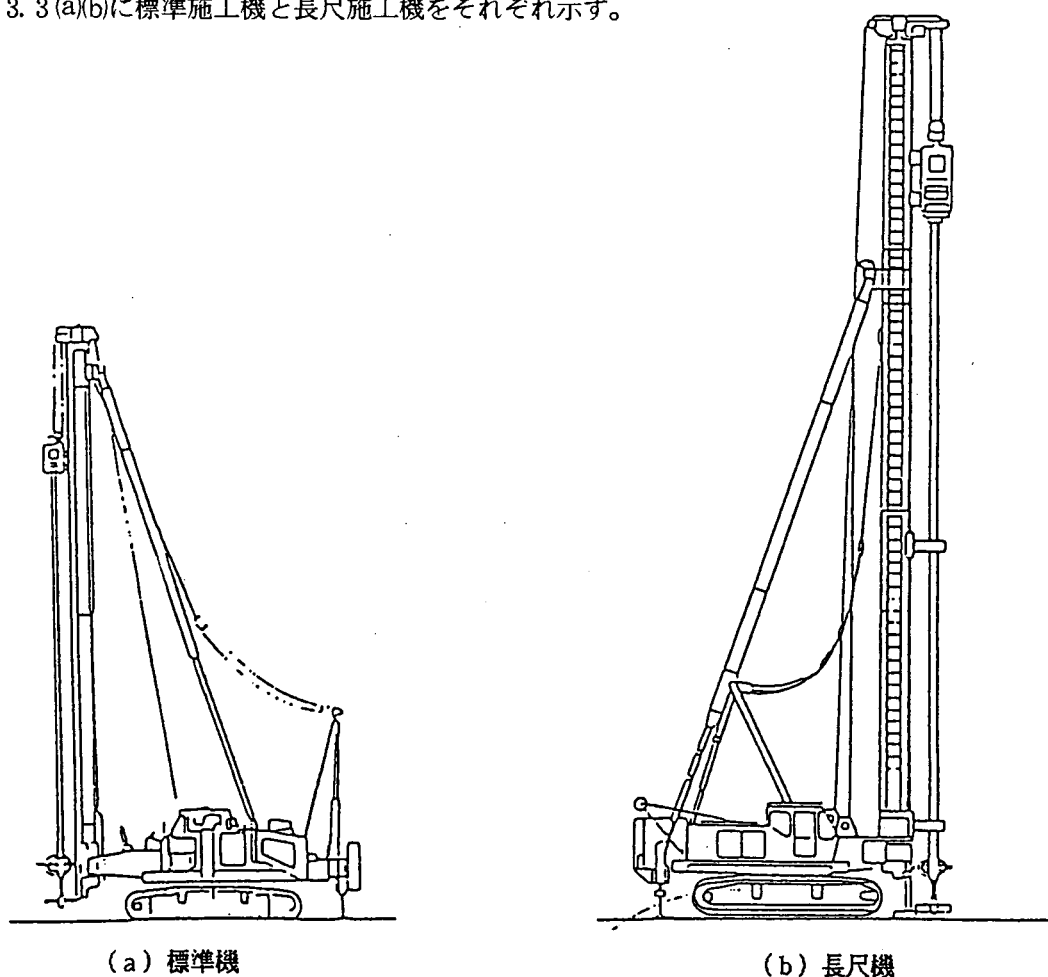


図6.3.3 施工機械

(2) 機械仕様

表 6. 3. 3.(a)(b)にベースマシンと処理機の機械仕様をそれぞれ示した。

表 6. 3. 3 施工機械の仕様の一覧

(a) ベースマシン

性能 \ 機種	標準機	長尺機
吊り能力 (ton)	25~27	40~55
エンジン出力 (ps)	125	150
リーダー長 (m)	27	35
総重量 (ton)	60	90

(b) 処理機

性能 \ 機種	標準機	長尺機	備考
攪拌翼径 (m)	1.0	1.0	
施工長 (G.L.より) (m)	-15.0	-25.0	高さ制限のある場合は 継ぎ足し施工が可能
改良面積 (㎡)	1.5	1.5	
モーター容量 (kw)	60	75	
攪拌トルク等	50 Hz 15.8 rpm 3,410 kgm	50 Hz 20.4 rpm 3,600 kgm	
モーター重量 (ton)	5.6	10.0	

6. 3. 3 施工方法

固化工法の基本的な施工サイクルは、図 6. 3. 4 に示す通りである。

ただし、この図で

V_1 : 攪拌軸の無改良部における貫入・引抜き速度 (1.0m/分程度)

V_2 : 攪拌軸の改良部における貫入速度 (通常0.5~1.0m/分の範囲)

V_3 : 攪拌軸の改良部における引抜き速度 (通常0.5~1.0m/分の範囲)

t_1 : 改良先端処理時間 (2~3分程度)

t_2 : 機械の移動、打設位置決め時間 (13~15分程度)

を示している。

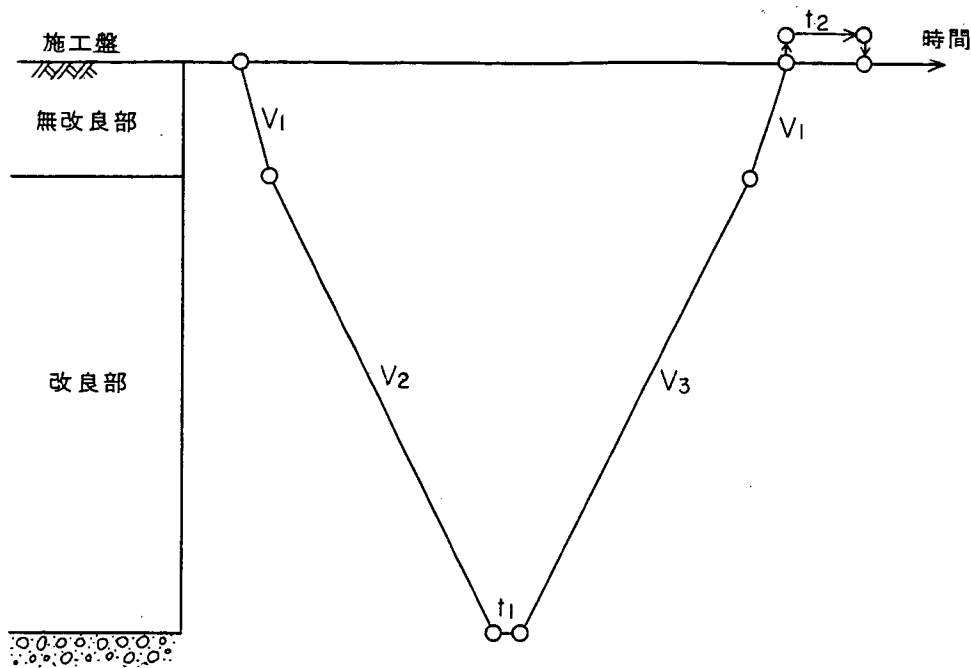


図 6.3.4 施工サイクル

6.3.4 施工能率

固化工法に代表される深層混合処理工法の施工能率は、

- i) 改良対象地盤の強度
- ii) 施工深さ
- iii) 作業現場の広さ
- iv) 作業現場の周辺環境

など種々の要因で変化するが、最も施工能率に大きく影響するのは、改良対象地盤に起因する攪拌軸の貫入速度である。

当工法は従来その殆どが粘性土地盤を対象としており、砂地盤に適用された例は少ないため、地盤強度と貫入速度の関係は未知であるが、いくつかの施工データから両者の関係を類推すると次のようになる。

最大クラスの処理機（攪拌モーター90kw×2台、処理機重量15t）使用の場合、

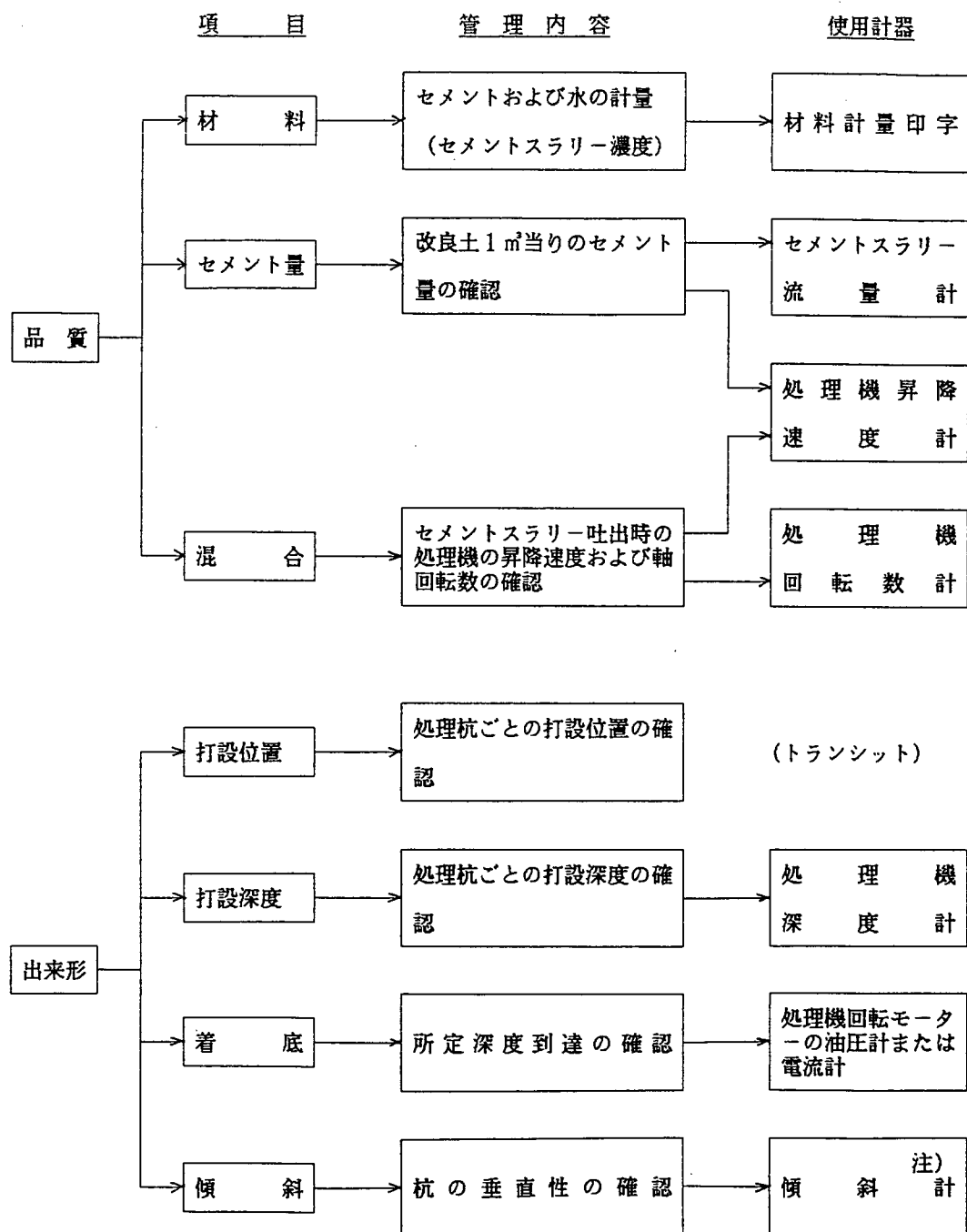
- i) 貫入速度 1.0m/分 N 値<10
- ii) 貫入速度 0.5m/分 N 値<20

である。

6.3.5 施工管理

施工管理は品質に関する管理と出来形に関する管理がある。

図 6.3.5 に施工管理方法に示す。使用計器については、施工着手前にキャリブレーションを実施し、その性能を確認する。セメントスラリー流量は使用する機械の軸数分の流量計を備え、流量計台数をそれぞれ独立に管理する。



注) リーダー等に取り付
け、杭の打設中垂
直性を確認する。

図 6.3.5 施工管理方法

6.3.6 品質管理

(1) 概要

地盤改良工事の品質管理は、改良効果を確認することで行われる。この方法としては、チェックボーリングがよく用いられる。

(2) チェックボーリング

地盤改良工事では、仕様書にて工事終了後の改良効果の確認を行うことが定められている例が多い。

事後調査にあたっては、以下の項目を検討し、決定する必要がある。

- i) 養生期間、調査時期
- ii) 調査位置、深度、数
- iii) ボーリングの径、サンプラーの種類

(3) 調査項目

調査項目としては

- i) 改良土の強度
- ii) 改良土の均一性

が最も一般的である。

6.3.7 材料

砂地盤を改良の対象とした固化工法では、固化材料としては一般にセメントスラリーが用いられる。

(1) 固化材

通常は高炉セメント（B種）および普通ポルトランドセメントが多く用いられる。しかし、改良対象土によっては特殊セメントを使用することもある。

これらのセメントは規格品として日本工業規格（JIS）に定められている。

(2) 混合水

セメントスラリー製造のための混合水は、水道水の使用が原則であるが、経済性を考慮して地下水、河川水を使用する場合もある。

ただし、これらの水を使用する場合には、事前に室内混合試験を実施して、水道水を用いたスラリーとの強度比較を行わなければならない。

6.4 排水補強杭工法

6.4.1 施工機械

既に述べたように、排水補強杭工法は現在までに実施例はなく、また、本共同研究において排水補強杭工法の施工法については特に研究は実施していない。したがって、ここでは排水補強杭工法について適用可能な施工方法について概略述べるにとどめるものとする。

棒状補強材を挿入した非排水繰返しせん断試験や小型模型振動台実験結果によれば、排水補強杭によっ

て地盤を補強すると、補強材の材質（補強材の種類）が同じで、同一の補強率を補強補強しようとするならば、補強材の直径が小さい、言い換えれば、配置本数が多い方が大きな補強効果が得られるので、排水補強杭工法の施工機械としては小口径の杭を砂地盤中に効率よく施工できることが必要である。

しかし、相対密度 $D_r = 70\%$ 程度のやや密な砂地盤を対象とする場合、たとえば、改良率 $nE_r A_r / A_s = 4000 \text{ kgf/cm}^2$ で改良すると繰返しせん断応力比は約2倍程度増加するので、耐震地盤対策としてこの程度の補強を想定すると、改良率 $nE_r A_r / A_s = 4000 \text{ kgf/cm}^2$ という値は、直径20cmの節付きP C杭を中心間隔200 cmで打設し、その周辺に排水材としての碎石を投入して排水補強杭を造成することになる。（碎石を含んだ排水補強杭の直径は40～50cm程度となる）

したがって、基本的にはグラベルドレーン工法とほぼ同等の施工径および打設ピッチとなるので、現状ではグラベルドレーン工法のようなベースマシーンを基本とし、排水補強杭の芯材を挿入するためのアタッチメントを改造して排水補強杭工法の施工機械として適用することを考えている。

6.4.2 排水補強杭の種類

水平地盤を対象とした耐震地盤改良に限ると排水機能のない棒状補強材だけでも耐震地盤改良効果は期待できるが、掘割道路等の半地下構造物を対象とする場合には、補強効果とともに排水効果は重要である。

したがって、以下に示す①～④の構成例のように、排水補強杭は補強材としての芯材とその周辺の排水材から構成される。

- ① ケーシングを用いて削孔し、既製の小口径節付き杭（コンクリートP C杭）を挿入し、その周辺には碎石あるいはポーラスコンクリートを充填する。
- ② 既製の小口径節付きポーラスコンクリート杭を打設する。
- ③ ケーシングを用いて削孔し、芯材として異形P C棒を挿入し、その周辺には碎石あるいはポーラスコンクリートを充填する。
- ④ ケーシングを用いて削孔し、芯材として鉄筋かごを挿入し、その中に碎石あるいはポーラスコンクリートを充填する。

6.4.3 施工手順

排水補強杭としては前述したように①～④のような構成例が考えられるが、たとえば③のP C杭の周辺に碎石を充填する方法を例にとれば、排水補強杭工法の施工方法は、図6.4.1に示す通りになる。

すなわち、ケーシングオーガーにより所定の深度まで孔壁を保護しながら削孔し、その中に補強材としての芯材を投入後、排水材としての碎石を充填し、その後補強材に上下振動を与えて、周辺の碎石を締めながらケーシングを引き抜いて、地盤中に直径400～500mmの排水補強杭を形成するものである。

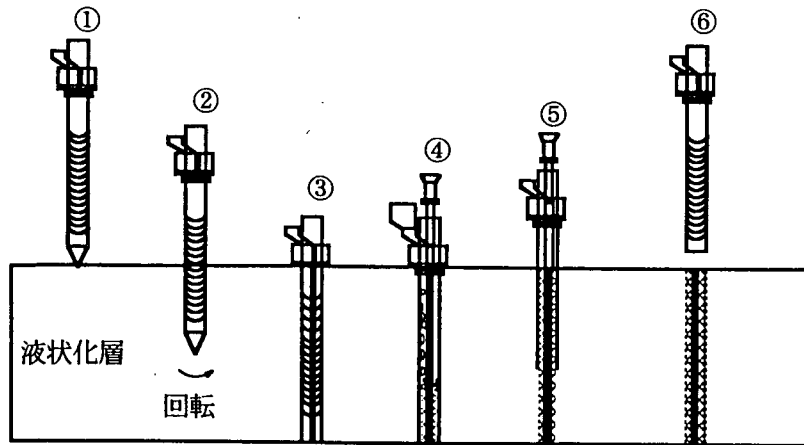


図 6. 4. 1 排水補強杭工法の施工手順

耐震地盤改良工法に関する
共同研究報告書(その6)

ISSN 0386-5878
共同研究報告書 第68号
平成4年3月(1992年)
建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室

要 旨 本報告は、建設省土木研究所と上記6社との共同研究として昭和60年度より行ってきた「耐震地盤改良工法に関する研究」について、全体の成果のうち設計法に関する部分を中心にとりまとめたものである。

本共同研究は、各種地盤強化対策工法のうち、耐震対策上有効であると思われるものについて、それらの耐震対策効果を明らかにし、設計法を確立すること、および施工環境等に制約のある場合にも適応し得る新しい施工法を開発することを主な目的としている。ここでは、そのような耐震対策工法として、締固め工法、グラベルドレーン工法、固化工法、および排水補強杭工法をとりあげ研究の対象とした。本共同研究ではこれら4工法を3つのワーキンググループに分けてそれぞれ研究を進めてきたが、本報告書はこれらの研究成果を一冊にとりまとめている。

キーワード：耐震対策，軟弱地盤，液状化，締固め，グラベルドレーン，固化工法，排水補強杭，設計法，施工法，掘削道路，盛土

郵便はがき

305-□□

41円切手
をはって
下さい

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

機械施工部動土質研究室
御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

共同研究報告書第 68 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

共同研究報告書第 号