

独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

VOL.46 NO.1 March 2007

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 46 卷 第 1 号 (Vol. 46, No. 1), 2007年3月 (March 2007)

目 次 (CONTENTS)

深層混合処理地盤の性能設計法導入に向けた検討について	北詰昌樹・長尾 毅..... 3
(Studies of Reliability based Design on Deep Mixing Improved Ground)	Masaki KITAZUME, Tsuyoshi NAGAO)
サンドコンパクションパイル改良地盤の性能設計法導入に向けた検討について	北詰昌樹・長尾 毅..... 45
(Studies of Reliability based Design on Sand Compaction Pile Improved Ground)	Masaki KITAZUME, Tsuyoshi NAGAO)

深層混合処理地盤の 性能設計法導入に向けた検討について

北詰昌樹*・長尾 毅**

要 旨

冷戦構造の崩壊に伴って世界に単一の市場が出現し、グローバルな大競争の時代に突入している。そのため、国際社会は共通のルールづくりが必要となり、国家間での共通の言語として「性能」をキーワードにしようとする動きが出てきた。国際標準化機構や欧州連合では、部分係数法を用いた限界状態設計法の導入を進めている。このような世界の流れを受け、港湾の技術基準である「港湾の施設の技術上の基準・同解説」においても、できうるかぎり仕様規定を排除し、信頼性設計法を導入するべく改訂作業が進められている。我が国で広く用いられている深層混合処理工法においても、限界状態と破壊モードに応じた性能関数および部分係数が新しい技術基準に盛り込まれる予定である。技術基準の改訂作業にあたって、性能照査式の検討、部分係数の設定と検証、キャリブレーション計算などの多くの検討・計算を行った。しかし、これらの検討結果の詳細については技術基準ではほとんど記述されていない。

そこで、本稿では技術基準を用いて設計する技術者に技術基準の基本的な考え方や根拠などを提供する目的で、限界状態の設定と破壊モードに応じた性能関数の設定および部分係数に関してキャリブレーションなどの検討、あわせて目標信頼性指標の評価と最適な部分係数を求めるために行った検討などについて取りまとめた。改訂作業・検討は約4ケ年に及んだために、最終の技術基準を得るまでに多くの試行錯誤・紆余曲折があった。これらの試行錯誤・紆余曲折も、今後同様な検討を行う技術者・研究者にとって有益な情報を与えると思われるため、本稿ではこれらについても煩雑にならない範囲で記述することとした。

キーワード：深層混合処理工法，性能設計，性能照査式，部分係数，設計震度

* 地盤・構造部 地盤改良研究室長

** 国土交通省国土技術政策総合研究所 港湾研究部 港湾施設研究室長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5055 Fax：046-841-8098 e-mail:kitazume@pari.go.jp

Studies of Reliability based Design on Deep Mixing Improved Ground

Masaki KITAZUME*

Tsuyoshi NAGAO**

Synopsis

Construction projects have often encountered very soft soil deposits, which can pose headache problems of stability and/or excessive settlement. To solve these problems, many varieties of ground improvement techniques have been developed and put into practice so far. Deep Mixing Method (DMM), a deep in-situ soil stabilization technique using cement and/or lime as a binder, was developed and put into practice in Japan and in the Nordic countries independently in the 1970s. Numerous research efforts have been paid in these areas to investigate the properties of treated soil, behavior of DM improved ground under static and dynamic conditions, design method, and execution techniques.

Research and development of DMM in Japan was initiated by Soil Stabilization Laboratory at Port and Harbour Research Institute (PHRI) of Ministry of Transport, Japan. During the 1970s and 80s, many research efforts have been done to study the engineering properties of lime and cement improved soils and to investigate the behavior of improved ground. The Design Procedure includes the block type and wall type improved ground applications for foundation stability, settlement reduction purpose. This Procedure is based on the allowable stress concept, in which the induced stresses within the improved ground are confirmed to be lower than the allowable strengths in the internal stability calculation. This Design Procedure was revised twice in 1989 and 1999.

Ministry of Land, Infrastructure and Transport (former Ministry of Transport) has a plan to modify the current design procedure and to introduce a reliability based design for marine construction works in 2007, in which the Design Procedure on DM improved ground will also be modified to the reliability based. In the new Design Procedure, the average and variation of soil parameters and external loads are incorporated by partial safety factors to investigate the stability of improved ground. The authors have been studied the design procedure and magnitude of partial safety factors. In this article, the studies on reliability based design of the method are described to provide detail information on the Design Procedure for practical and research engineers as well as academia.

keywords: Deep Mixing Method, reliability based design, partial safety factor, design seismic coefficient

* Head, Soil Stabilization Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

** Chief of Prot Planning Division, Port and Harbor Department, National Institute for Land and Infrastructure Management
3-1-1 Nagase Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone: +81-46-844-5055 Fax: +81-46-841-8098 e-mail: kitazume@pari.go.jp

目 次

要 旨	3
1. まえがき	7
2. 深層混合処理地盤の性能規定化	7
2.1 性能規定化手法	7
2.2 港湾構造物に適用される深層混合処理地盤の目的・機能・要求性能	7
3. 信頼性設計法（静的）のための性能照査の検討	8
3.1 目的と方法	8
3.2 改良地盤の破壊モード	9
3.3 性能照査式	9
3.4 確率分布の推定	13
3.5 信頼性解析及び解析結果	18
3.6 モデルケースによる検証	24
3.7 まとめ	27
4. レベル1 信頼性設計法（動的）のための性能照査の検討	27
4.1 目的と方法	27
4.2 改良地盤の破壊モード	29
4.3 性能照査式	29
4.4 信頼性解析及び解析結果	33
4.5 上部構造物の照査用震度に関する検討	39
4.6 改良地盤の照査用震度に関する検討	41
4.7 まとめ	42
5. まとめ	43
謝辞	43
参考文献	43

1. まえがき

冷戦構造の崩壊に伴って世界に単一の市場が出現し、グローバルな大競争の時代に突入している。そのため、国際社会は共通のルールづくりが必要となり、国家間での共通の言語として「性能」をキーワードにしようとする動きが出てきた。国際標準化機構（ISO）では、国際規格における構造物の設計法として「構造物が各種限界状態を越える確率が許容値以下となるよう各変数のばらつきを考慮した特性値と安全係数を定めて安全性を照査する部分係数法を用いた限界状態設計法」を基本と定めている¹⁾。欧州では、EU（欧州連合）を中心に域内の構造物設計に適用することを目的として、CEN（欧州規格委員会）が20余年の歳月をかけて検討を進め、Structural Eurocodes（ユーロコード）として、構造物の設計にあたり部分係数を用いた設計照査式に関する規定に統一されようとしている²⁾⁻⁴⁾

このような世界の流れを受け、港湾の技術基準である「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁵⁾（以下、「技術基準」という）においても、できうるかぎり仕様規定を排除し、信頼性設計法を導入するべく改訂作業が進められている^{6),7)}。我が国で広く用いられている深層混合処理工法においても、限界状態と破壊モードに応じた性能関数および部分係数が改訂される技術基準⁷⁾に盛り込まれている。改訂される技術基準⁷⁾では、主として性能照査式ならびに部分係数が記述される予定である。技術基準の改訂作業にあたって、平成14年度～17年度にわたり国土交通省国土技術政策総合研究所から受託研究を受け、性能照査式の検討、部分係数の設定と検証、キャリブレーション計算などの多くの検討・計算を行った⁸⁾⁻¹¹⁾。しかし、これらの検討結果の詳細については技術基準ではほとんど記述されていない。

そこで、本稿では技術基準を用いて設計する技術者に技術基準の基本的な考え方や根拠などを提供する目的で、限界状態の設定と破壊モードに応じた性能関数の設定および部分係数に関してキャリブレーションなどの検討、あわせて目標信頼性指標の評価と最適な部分係数を求めるために行った検討⁸⁾⁻¹¹⁾などについて取りまとめた。改訂作業・検討は長期間に及んだために、最終の技術基準を得るまでに多くの試行錯誤・紆余曲折があった。これらの試行錯誤・紆余曲折は、今後同様な検討を行う技術者・研究者にとって有益な情報を与えると思われるため、本稿ではこれらについても煩雑にならない範囲で記述することとした。

2. 深層混合処理地盤の性能規定化

2.1 性能規定化手法

性能規定に関して階層構造として表す手法の一つとして、図-2.1に示すNKBアプローチがある。このNKBアプローチは、ノルディック建築基準委員会が発案したもので、要求性能と検証方法とを5段階の階層に分けて整理するものである¹²⁾。この手法の特徴は、レベル1～3までが構造物の目的から性能までの階層になっていることに対し、レベル4とレベル5がレベル3の条件を満たすための並列した手段となっている点である。

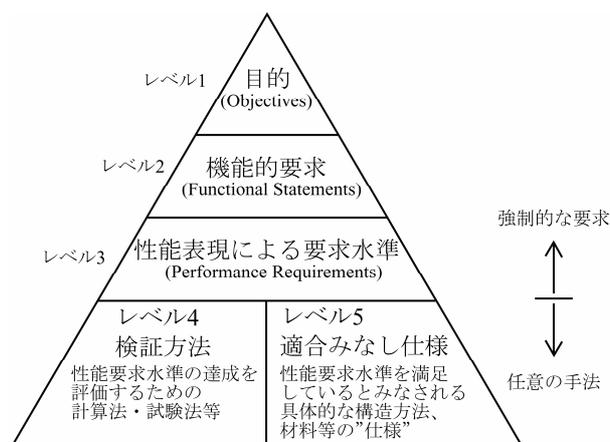


図-2.1 性能規定による基準体系の概念

本研究では、この概念に基づき深層混合処理地盤の目的、機能的な要求、要求水準を以下に示すように検討・規定した。

2.2 港湾構造物に適用される深層混合処理地盤の目的・機能・要求性能

深層混合処理工法は、外郭施設や係留施設等の港湾構造物の目的、機能および要求性能を満たすために、それらの基礎地盤に適用される。そのため、改良地盤は港湾構造物全体の一部をなすことが多く、それ自体が施設として機能することはほとんどない。深層混合処理地盤の機能・要求性能として表-2.1のように取りまとめた。

また、深層混合処理地盤の各限界状態として、以下に示す様な終局限界状態と使用限界状態を設定した。

終局限界状態；

改良地盤の滑動・転倒・支持力・円弧すべり破壊に対して、構造物全体系の安定が保たれる限界の状態

使用限界状態；

改良地盤内の一部の要素の安定が損なわれても、構造物全体系の安定は保たれ、対象施設の機能が確保される限界の状態

なお、修復限界状態は、使用限界状態に含まれるものとした。また、疲労限界状態は、例えば、防波堤の基礎地盤改良においては波浪のような変動荷重が繰返し改良地盤に作用して改良地盤に支障が発生する限界の状態に相当する。しかし、疲労破壊は深層混合処理地盤においては破壊の支配的な条件ではないと考えられるため、疲労限界状態は考慮しないものとした。

以上の検討を基に、各限界状態における改良地盤の要求性能を表-2.2に、照査用検討項目を表-2.3にそれぞれ示す様に設定した。

表-2.1 深層混合処理地盤の目的と機能

改良用途	目的	機能
基礎地盤の改良	緩傾斜護岸、重力式の防波堤、係船岸又は護岸の建設中及び設計供用期間中に予測される外力等の作用に対して要求されるレベルの構造的性能を提供する。	基礎地盤の安定確保により、対象施設の重要度に応じた安定性を確保する。
		基礎地盤の安定確保により、対象施設の沈下を抑制する。
		基礎地盤の安定確保により、対象施設の変形を抑制する。

表-2.2 各限界状態に対応する要求性能

性能レベル (限界状態)	要求性能	
	改良地盤	上部構造物を含む地盤
終局限界状態	脆性的な破壊・大変形を生じない。	上部構造物が崩壊しない。
修復限界状態	補修・補強を必要とするような損傷を生じない。	有害な残留変形(沈下)が生じない。
使用限界状態	耐久性に支障が生じない。	有害な変形(沈下)が生じない。

表-2.3 要求性能に対応する検討項目

性能レベル (限界状態)	検討項目	
	改良地盤	上部構造物を含む地盤
終局限界状態	応力	滑動・転倒・支持力・円弧すべり
修復限界状態	応力	残留変形(沈下)
使用限界状態	応力	変形(沈下)

3. 信頼性設計法(静的)のための性能照査の検討

3.1 目的と方法

深層混合処理工法による地盤改良工の性能設計へ向けての取り組みとして、図-3.1に示す検討フローに従い、信頼性理論による検討を行って部分係数を求めた⁸⁾⁻¹¹⁾。本研究の最終目標はレベル1信頼性設計法(部分係数法)による照査式および各設計用値に係る部分係数の提示である。ただ、この部分係数によって一定水準の安全性(目標信頼性指標 β_T)を確保するように制御するため、レベル2信頼性設計より得られる各確率変数の感度のキャリブレーションも行った。

本研究で行った検討は初めてのものであったため、改良地盤の破壊モードの設定、設計因子の設定、検討断面の設定などにおいて多くの試行錯誤があった。これらの試行錯誤は今後同様の検討を行う際に有用な情報をもたらすものと考えられるため、これらの試行錯誤も含めた検討内容を記述する。本検討は常時だけでなく地震時についても同様に行った。しかし、地震時に関しては、4.で示すように本検討の後に性能照査式や部分係数などの設定方法が大きく変更されたため、地震時に関する検討結果に関してはその概略を付録に取りまとめた。

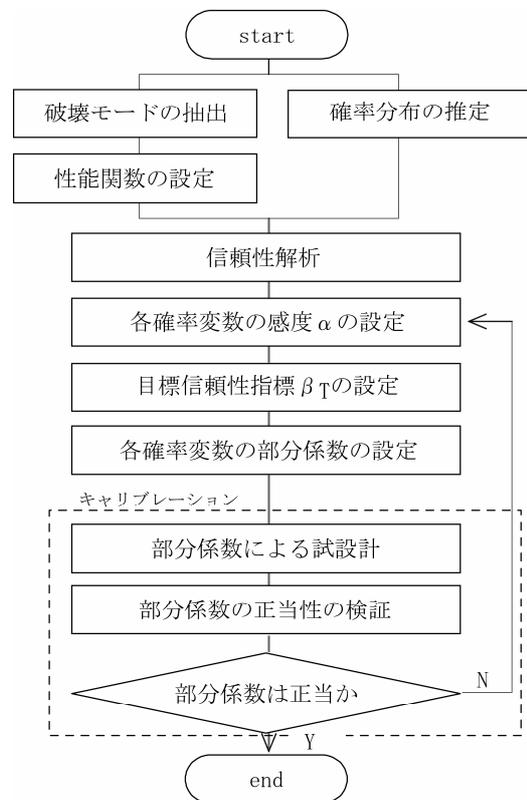


図-3.1 検討フロー

検討では、まず改良地盤の破壊モードの抽出を行い、これらを対象に信頼性解析を行って各破壊モードに関して確率変数を含む性能関数を定義した。その後、既往事例の中から典型的な5断面（ケーソン式護岸4断面、ケーソン式防波堤1断面）を抽出し、それぞれの感度係数、信頼性指標を求め、従来の安全率と信頼性指標の関係を基に考察を加えた。さらに、各破壊モードごとにクリティカルとなる断面に対して試設計を行い、部分係数の妥当性を検証し最終的な部分係数を求めた。

3.2 改良地盤の破壊モード

現行の港湾の技術基準⁵⁾に基づき、図-3.2に示すような破壊モードの整理を行った。本研究では、深層混合処理地盤の破壊のシステムを大きく3つに分けた。即ち、改良体全体としての安定を失う（外部安定）、改良体の一部が破壊する（内部安定）および上部工を含む改良体全体としての安定を失う（全体の安定）である。外部安定では、滑動、転倒ならびに基礎地盤の支持力破壊を想定した。一方、内部安定では、改良体の圧縮破壊と鉛直せん断破壊、ならびに壁式改良地盤での抜け出し破壊を想定した。全体の安定については、円弧すべり形式の破壊

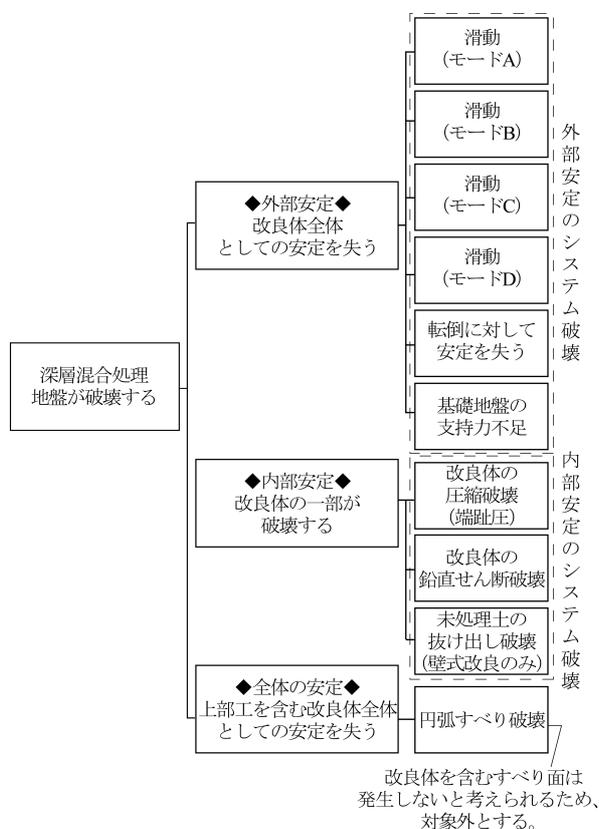


図-3.2 深層混合処理地盤の破壊モード

も想定したが、一般に改良体を通る円弧すべり破壊の検討は省略してもよいと考えられる⁵⁾ことから、ここでは円弧すべりに関する信頼性解析は対象外とした。また、構造物全体系としての破壊（システム破壊）は、上記3つのシステムを対象とした。

深層混合処理地盤底面での滑動破壊のパターンは、基礎地盤強度、未改良部の地盤強度、改良体強度の相互比較により、図-3.3に示すように、ブロック式では2パターン、壁式では4パターン考えられる。まず、ブロック式改良地盤について、改良体強度が大きく改良体下部の砂地盤内でのせん断破壊が生ずる場合（パターンA）、改良体強度が砂地盤内でのせん断強度よりも小さい改良体内で破壊する場合（パターンB）が考えられる。一方、壁式改良地盤の場合には、改良部と未改良部ともに下部の砂地盤内でのせん断破壊が生ずる場合（パターンA）、改良部と未改良部ともに内部のせん断破壊が生ずる場合（パターンB）、改良部は改良体内部、未改良部は下部の砂地盤内でのせん断破壊が生ずる場合（パターンC）、改良部は改良体下部の砂地盤内でのせん断破壊、未改良部は内部のせん断破壊が生ずる場合（パターンD）が考えられる。

3.3 性能照査式

3.2で設定した深層混合処理地盤の破壊モードについて、各々の破壊モードに対する性能照査式を設定した。性能照査式として、 $Z = R - S$ （ R : 耐力, S : 作用）と $Z = R/S$ の2種類の形式が考えられるが、ここでは、すべての破壊モードに関して $Z = R - S$ の形式で表現することとした。図-3.4に示す改良断面について、各破壊パターンごとの性能関数を式(3.1)～(3.22)に示す。なお、改訂される技術基準⁷⁾での性能照査式と同一であるが、記号の表記法に多少異なるものがあるので注意されたい。

(1) 重力式係船岸

1) 滑動破壊

a) パターン A

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{ph} \cdot P_{ph} + \gamma_{\mu 1} \cdot \{ (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8) + P_{av} - P_{pv} + C_{ua} - C_{up} \} \cdot \mu_1 + \gamma_{\mu 2} \cdot W_9 \cdot \mu_2$$

$$S = \gamma_{pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{PW} \cdot P_W$$

--- (3.1)

ここで、

C_{ua} : 改良体主働側側面での粘着力合力 (kN)

C_{up} : 改良体受働側側面での粘着力合力 (kN)

P_{ah} : 主働土圧合力の水平成分 (kN)

P_{av} : 主働土圧合力の鉛直成分 (kN)

P_{ph} : 受働土圧合力の水平成分 (kN)

P_{pv} : 受働土圧合力の鉛直成分 (kN)

P_W : 残留水圧合力 (kN)

W_1 : 上載荷重 (kN)

W_2 : コンクリート工重量 (kN)

W_3 : 本体重重量 (kN)

W_4 : 上部工重量 (kN)

W_5 : 裏埋土重量 (kN)

W_6 : 捨石マウンド重量 (kN)

W_7 : 裏込土重量 (kN)

W_8 : 改良体重量 (kN)

μ_1 : 改良体底面での摩擦係数

μ_2 : 未処理土底面での摩擦係数

γ : 部分係数

b) パターン B

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{ph} \cdot P_{ph} + \gamma_{Ft} \cdot F_t + \gamma_{Fc} \cdot F_c \quad \text{--- (3.2)}$$

$$S = \gamma_{pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{PW} \cdot P_W$$

ここで,

F_c : 未改良土のせん断強度合力 (kN)

F_t : 安定処理土のせん断強度合力 (kN)

γ : 部分係数

c) パターン C

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{Ft} \cdot F_t + \gamma_{\mu_2} \cdot W_9 \cdot \mu_2 \quad \text{--- (3.3)}$$

$$S = \gamma_{pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{PW} \cdot P_W$$

ここで,

W_9 : 長壁間の未改良土重量 (壁式改良の場合) (kN)

γ : 部分係数

d) パターン D

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{\mu_1} \cdot \{(W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8) + P_{av} - P_{pv} + C_{ua} - C_{up}\} \cdot \mu_1 + \gamma_{Fc} \cdot F_c$$

$$S = \gamma_{pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{PW} \cdot P_W$$

--- (3.4)

2) 転倒破壊

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{ph} \cdot M_{ph} + \gamma_1 \cdot (M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{av} + M_{Cua})$$

$$S = \gamma_{Mah} \cdot M_{ah} + \gamma_{MW} \cdot M_W$$

--- (3.5)

ここで,

M_{ah} : 主働土圧の水平成分によるモーメント合力 (kN×m)

M_{av} : 主働土圧の鉛直成分によるモーメント合力 (kN×m)

M_{Cua} : 改良体主働側側面での粘着力によるモーメント合力 (kN×m)

M_{ph} : 受働土圧の水平成分によるモーメント合力 (kN×m)

M_1 : 上載荷重によるモーメント (kN×m)

M_2 : コンクリート工重量によるモーメント (kN×m)

M_3 : 本体重重量によるモーメント (kN×m)

M_4 : 上部工重量によるモーメント (kN×m)

M_5 : 裏埋土重量によるモーメント (kN×m)

M_6 : 改良体重量によるモーメント (kN×m)

M_7 : 裏込土重量によるモーメント (kN×m)

M_8 : 改良体重量によるモーメント (kN×m)

M_9 : 長壁間の未改良土重量によるモーメント (kN×m)

M_W : 残留水圧によるモーメント (kN×m)

γ : 部分係数

3) 支持力破壊

a) $l/\eta \geq 3$ の場合

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{p0} \cdot p_0 \cdot (N_q + 1) + \gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L_L \cdot N_\gamma \quad \text{--- (3.6)}$$

$$S = \gamma \cdot t_1$$

ここで,

p_0 : 支持砂地盤の有効土被り圧 (kN/m²)

L_L : 壁式改良地盤の長壁の法線方向の長さ (m)

N_q : 支持力係数

N_γ : 支持力係数

t_1 : 端趾圧 (kN/m²)

ρ : 支持砂層の単位体積重量 (kN/m³)

γ : 部分係数

b) $1 \leq l/\eta < 3$ の場合

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{p0} \cdot p_0 \cdot (N_q + 1) + \gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L_L \cdot N_\gamma + \frac{1}{2} \cdot \left(\gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot B \cdot N_\gamma - \gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L_L \cdot N_\gamma \right) \cdot \left(3 - \frac{1}{\eta} \right)$$

$$S = \gamma \cdot t_1$$

--- (3.7)

ここで、

B : 改良幅 (m)

L_S : 壁式改良地盤の短壁の法線方向の長さ (m)

η : 長壁の割合

$$= \frac{L_L}{L_L + L_S}$$

γ : 部分係数

4) 内部安定

a) 端趾圧

$$Z = R - S$$

$$R = f_c$$

$$S = \gamma \cdot (t_1 - K_0 \cdot \sum_i \rho_i \cdot h_i) \quad \text{--- (3.8)}$$

ここで、

h : 未処理土層の層厚 (m)

K_0 : 静止土圧係数

f_c : 安定処理土の設計圧縮強度 (kN/m²)
 $= \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc}$

q_{uc} : 安定処理土の設計基準強度 (kN/m²)

α : 断面有効係数

β : オーバーラップ部信頼度係数

γ : 部分係数

ρ : 未処理土層の単位体積重量 (kN/m³)

b) せん断 (長壁)

$$Z = R - S$$

$$R = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc} \quad \text{--- (3.9)}$$

$$S = \gamma \cdot (t_1 - W_l) / A$$

ここで、

A : 改良体断面面積 (m²)

W_l : 改良地盤前趾から検討位置までの改良体重量 (kN)

c) せん断 (短壁)

$$Z = R - S$$

$$R = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc} \quad \text{--- (3.10)}$$

$$S = \gamma \cdot (t_2 + p_{W6} + p_{ws}) \cdot R_s$$

ここで、

p_{W6} : 捨石マウンドによる応力 (kN/m²)

p_{ws} : 改良体重量による応力 (kN/m²)

R_s : 短壁の割合

$$R_s = L_s / (L_l + L_s)$$

L_l : 長壁長さ (m)

L_s : 短壁長さ (m)

t_2 : ケーソン直下の端趾圧 (kN/m²)

γ : 部分係数

d) 抜け出し破壊

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{Pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{cu} \cdot \sum c_u \cdot S \quad \text{--- (3.11)}$$

$$S = \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{PW} \cdot P_W$$

ここで、

c_u : 未処理土の非排水せん断強さ (kN/m²)

S : 抜け出し部分の表面積 (m²)

(2) 防波堤

1) 滑動破壊

a) パターン A

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{Pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{\mu 1} \cdot \{ (W_2 + W_3 + W_4 + W_6 + W_8) + P_{av} - P_{pv} + C_{ua} - C_{up} \} \cdot \mu_1 + \gamma_{\mu 2} \cdot W_9 \cdot \mu_2$$

$$S = \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_P \cdot P$$

--- (3.12)

ここで、

P : 波力合力 (kN)

b) パターン B

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{ph} \cdot P_{ph} + \gamma_{Fi} \cdot F_i + \gamma_{Fc} \cdot F_c \quad \text{--- (3.13)}$$

$$S = \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_P \cdot P$$

c) パターン C

$$\begin{aligned}
 Z &= R - S \\
 R &= \gamma_{Pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{Ft} \cdot F_t + \gamma_{\mu 2} \cdot W_9 \cdot \mu_2 \\
 S &= \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_P \cdot P \\
 R &= \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc} \\
 S &= \gamma \cdot (t_1 - W_l) / A
 \end{aligned}
 \quad \text{--- (3.14)} \qquad \text{--- (3.20)}$$

d) パターンD

$$\begin{aligned}
 Z &= R - S \\
 R &= \gamma_{Pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{\mu 1} \cdot \{(W_2 + W_3 + W_4 + W_6 + W_8) \\
 &\quad + P_{av} - P_{pv} + C_{ua} - C_{up}\} \cdot \mu_1 + \gamma_{Fc} \cdot F_c \\
 S &= \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_P \cdot P \\
 &\text{--- (3.15)}
 \end{aligned}$$

c) せん断 (短壁)

$$\begin{aligned}
 Z &= R - S \\
 R &= \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc} \\
 S &= \gamma \cdot (t_2 + p_{W6} + p_{ws}) \cdot R_s \\
 &\text{--- (3.21)}
 \end{aligned}$$

2) 転倒破壊

$$\begin{aligned}
 Z &= R - S \\
 R &= \gamma_{ph} \cdot M_{ph} + \gamma_1 \cdot (M_2 + M_3 + M_4 + M_6 + M_8 \\
 &\quad + M_{av} + M_{Cua}) \\
 S &= \gamma_{Mah} \cdot M_{ah} + \gamma_{MP} \cdot M_P \\
 &\text{--- (3.16)}
 \end{aligned}$$

d) 抜け出し破壊

$$\begin{aligned}
 Z &= R - S \\
 R &= \gamma_{Pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{cu} \cdot \sum c_u \cdot S \\
 S &= \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{PW} \cdot P_W \\
 &\text{--- (3.22)}
 \end{aligned}$$

ここで、

M_P : 波力合力によるモーメント (kN×m)

3) 支持力破壊

a) $1/\eta \geq 3$ の場合

$$\begin{aligned}
 Z &= R - S \\
 R &= \gamma_{p0} \cdot p_0 \cdot (N_q + 1) + \gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L_L \cdot N_\gamma \\
 S &= \gamma \cdot t_1 \\
 &\text{--- (3.17)}
 \end{aligned}$$

3.4 確率分布の推定

(1) 港湾構造物に共通の設計因子

次に、性能照査式で用いられている耐力および荷重に関する設計因子について、その特性値を推定した。各々の設計因子に対する真値の平均値の偏り α および変動係数 V から設計因子に対する真値の平均値 μ と標準偏差 σ は式(3.23)を基に算出することができる。

$$\begin{aligned}
 \mu_x &= \alpha \cdot X_e \\
 \sigma_x &= \mu_x \cdot V_x \\
 &\text{--- (3.23)}
 \end{aligned}$$

ここで、

- α : 設計因子 X における真値の偏り
- μ_x : 設計因子 X の真値の平均値
- X_e : 設計因子 X の推定値 (現行設計法における耐力および荷重の設計用値)
- σ_x : 設計因子 X の標準偏差
- V_x : 設計因子 X における変動係数

b) $1 \leq 1/\eta < 3$ の場合

$$\begin{aligned}
 Z &= R - S \\
 R &= \gamma_{p0} \cdot p_0 \cdot (N_q + 1) + \gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L_L \cdot N_\gamma \\
 &\quad + \frac{1}{2} \cdot \left(\gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot B \cdot N_\gamma - \gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L_L \cdot N_\gamma \right) \cdot \left(3 - \frac{1}{\eta} \right) \\
 S &= \gamma \cdot t_1 \\
 &\text{--- (3.18)}
 \end{aligned}$$

波力、潮位、材料の密度ならびに土圧などの港湾構造物に共通の設計因子については、既往の文献¹³⁾⁻²²⁾を参考に表-3.1に示すように設定した。

4) 内部安定

a) 端趾圧

$$\begin{aligned}
 Z &= R - S \\
 R &= f_c \\
 S &= \gamma \cdot (t_1 - K_0 \cdot \sum_i \rho_i \cdot h_i) \\
 &\text{--- (3.19)}
 \end{aligned}$$

(2) 深層混合処理地盤特有の設計因子

深層混合処理地盤に特有の改良地盤強度ならびに改良体側面での付着力に関しては以下の方法で真値の平均値の偏り α および変動係数 V を推定した。

1) 改良地盤の強度

現行の技術基準⁵⁾では、設計基準強度 (q_{uck}) と室内配合試験による一軸圧縮強さの平均値 (q_{ul}) は、次式にお

表-3.1 設計因子の分布

設計因子	平均値の偏り α	変動係数 V	備 考	設計計算に用いる外力および抵抗力参考文献
波力 (防波堤)				水平波圧, 揚圧力 (13), (14), (15)
沖波波高推定精度	1.00	0.10		
波浪変形計算精度	0.97	0.04	水深変化緩(水深勾配 1/30 以下)	
	1.06	0.08	水深変化急(水深勾配 1/30 超)	
破砕変形推定精度	0.87	0.10		
波力算定式推定精度	0.91	0.19	ケトン式混成堤	
	0.84	0.12	消波ブロック被覆堤	
設計潮位 (岸壁)				有効重量, 動水圧作用高さ, (16)
前面潮位 R_{WL}	0.60	0.30	H.W.L.に対して	
残留水位 R_{RWL}	1.10	0.20	前面潮位に対して	
設計潮位 (防波堤)				波圧, 動水圧, 浮力の作用高さ, (15)
設計潮位 R_{WL}	1.00	0.30	H.W.L.に対する分布 (H.H.W.L./H.W.L.=1.5 の場合)	
	1.00	0.20	H.W.L.に対する分布 (H.H.W.L./H.W.L.=2.0,2.5 の場合)	
静止摩擦係数	1.06	0.15	捨石マウンドとコンクリート間	構造物, (17),(18),(19)
材料密度				構造物の重量, 慣性力, 土圧, 浮力, 水圧, (20), (21)
鉄筋コンクリート	0.98	0.02		
無筋コンクリート	1.02	0.02		
中詰め砂	1.02	0.04		支持地盤の耐力 (抵抗力設計用値), (22)
基礎マウンド, 裏込石	1.00	0.03		浮力, 動水圧, 残留水圧
裏埋め土	1.00	0.03	基礎地盤密度に準じて仮定	
改良体	1.00	0.03	基礎地盤密度に準じて仮定	
未処理土	1.00	0.03	基礎地盤密度に準じる	
周辺地盤	1.00	0.03	基礎地盤密度に準じる	
基礎地盤	1.00	0.03		
(海)水の密度	1.00	0	定数	
強度				設計圧縮耐力, 設計せん断耐力, 付着力, 耐力, (15), (21)
改良土 (体)	1.00	0.33		
未処理土 (周辺地盤)	1.00	0.10	基礎地盤強度に準じる	
基礎地盤	1.00	0.10	$\mu = \tan \phi$ を用いる	
サーチャージ	1.04	0.05		重量, 慣性力, 土圧
静的土圧	1.00	0.10		静的土圧, (16)
設計震度				慣性力, 動水圧, 地震時土圧, (15)
地区共通 第1種地盤	1.00	0.25	地域・地盤種別によらず仮定	
地区共通 第2種地盤	1.00	0.25		
地区共通 第3種地盤	1.00	0.25		

いて確定的に関係付けられている。

$$q_{uck} = \gamma \cdot \overline{q_{uf}} \quad \text{--- (3.24)}$$

$$= \gamma \cdot \lambda \cdot \overline{q_{ul}}$$

深層混合処理地盤の設計に信頼性設計法を適用するに際して、上記に示した確定的な関係に代わり、確率論に基づく関係を十分に整理しておく必要がある。そこで、図-3.5 に信頼性設計法における q_{uck} , $\overline{q_{ul}}$ および $\overline{q_{uf}}$ の相互関係についての概念を示すこととする。

- ここに、
- $\overline{q_{uf}}$: 原地安定処理土の一軸圧縮強さの平均値 (kN/m²)
 - $\overline{q_{ul}}$: 室内配合処理土の一軸圧縮強さの平均値 (kN/m²)
 - γ : 現場強度係数
 - λ : $\overline{q_{uf}}$ と $\overline{q_{ul}}$ の比

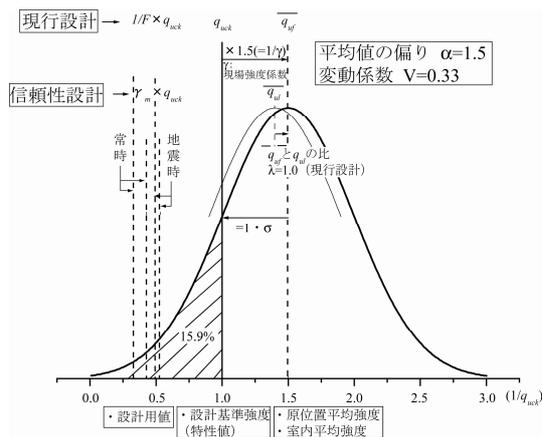


図-3.5 q_{uck} と q_{uf} の関係について (概念図)

設計基準強度 (q_{uck}) は、基準とする強度をどのように定義するかによって値が異なってくるため、その定義が重要である。設計基準強度の定義変更に伴い予想される設計上の混乱を避けるため、また、現行の設計基準強度は材料強度の特性値に該当して信頼性設計法においても適用が可能と考えられるため、本研究では信頼性設計法における設計基準強度 (q_{uck}) は現行技術基準⁵⁾での定義と同一にすることが望ましいと考えた。改良土の強度分布が正規分布に従うと仮定すると、現場強度係数 γ と変動係数 V の関係は次式で与えられる。

$$\gamma = (1 - k \cdot V / 100) \quad \text{--- (3.25)}$$

ここで、

k : 正規偏差 (標準偏差 α に対する倍率)

現行設計法では、室内強度試験の平均値 ($\overline{q_{uf}}$)、原位置強度の平均値 ($\overline{q_{uf}}$) と設計基準強度 (q_{uck}) は、式(3.24)に示した様に現場強度係数 (γ) によって関係づけられ、海上工事においては $\gamma=2/3$ 程度である。一方、海上施工における改良土強度の変動係数 (V) は 20~50%程度であることが判明しており、本研究では標準値として $V=$

33%を用いている。式(3.25)に $\gamma=2/3$ 、 $V=33\%$ を代入すると $k=1.0$ が得られる。すなわち、現行設計法において、確定的に $\overline{q_{uf}}$ および $\overline{q_{uf}}$ の $2/3$ で与えられていた設計基準強度 (q_{uck}) は、信頼性設計法において確率的に表現すると、 $\overline{q_{uf}}$ および $\overline{q_{uf}}$ を中心とした正規分布において中心より低強度側に 1σ の位置で示されることが分かる (図-3.5 参照)。

このように現行設計法での設計基準強度 (q_{uck}) を信頼性設計においても同様に基準値と考えた場合には、図-3.5 に示す通り改良土の強度のばらつきを平均値の偏り $\alpha=1.5$ と変動係数 V を 0.33 とした正規分布を導入することで、信頼性設計法への適用が可能となる。なお、改良地盤の強度は、次式のように推定することができる^{5), 23)}。

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \alpha \cdot \beta \cdot q_{ucd} \\ &= \alpha \cdot \beta \cdot \gamma_{quc} \cdot q_{uck} \\ &= \alpha \cdot \beta \cdot \gamma_{quc} \cdot (1 - k \cdot V / 100) \cdot \overline{q_{uf}} \\ &= \alpha \cdot \beta \cdot \gamma_{quc} \cdot (1 - k \cdot V / 100) \cdot \lambda \cdot \overline{q_{uf}} \end{aligned} \quad \text{--- (3.26)}$$

ここで、

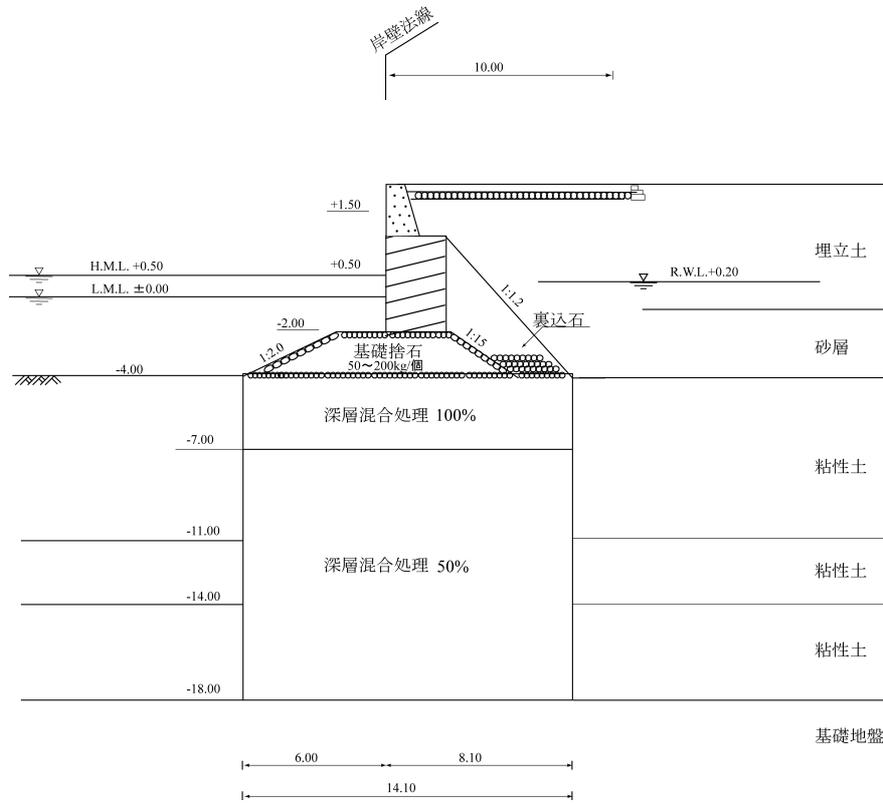
- f_{cd} : 改良体の設計圧縮強度 (kN/m²)
- q_{ucd} : 設計基準強度の設計用値 (kN/m²)
- q_{uck} : 設計基準強度の特性値 (kN/m²)
- $\overline{q_{uf}}$: 原地安定処理土の一軸圧縮強さの平均値 (kN/m²)
- $\overline{q_{uf}}$: 室内配合処理土の一軸圧縮強さの平均値 (kN/m²)
- α : 断面有効係数
- β : 改良杭間のオーバーラップ部の信頼度係数
- γ_{quc} : 設計基準強度の部分係数

2) 側面付着力

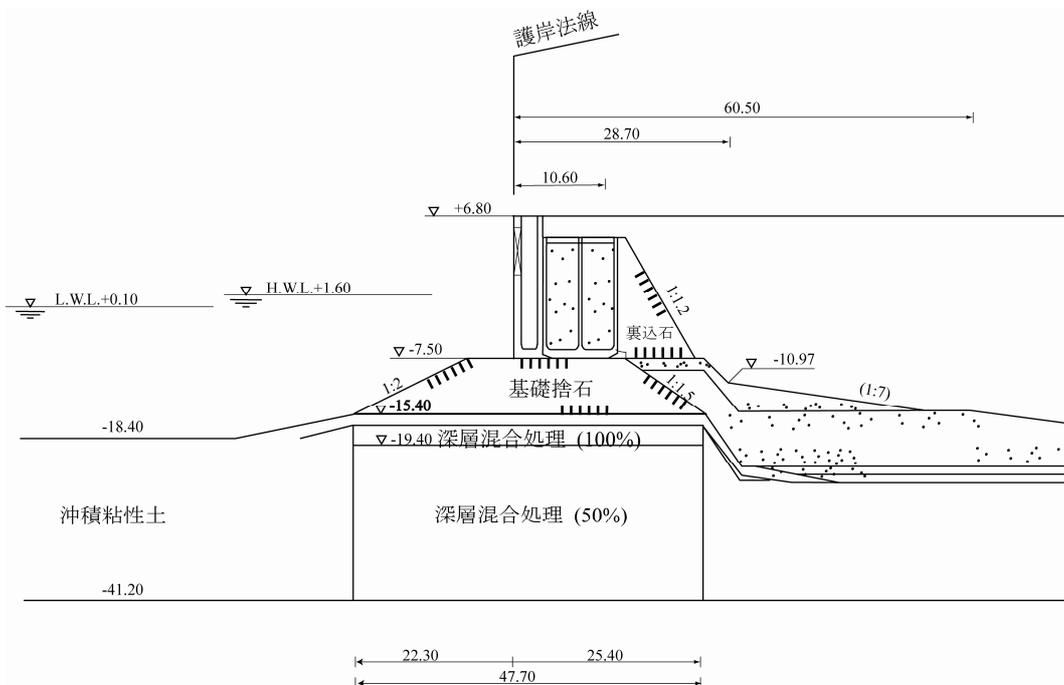
側面付着力は改良体側面に作用する未処理土の粘着力であるため、その確率分布は未処理土のものを適用する

表-3.2 検討断面の概要

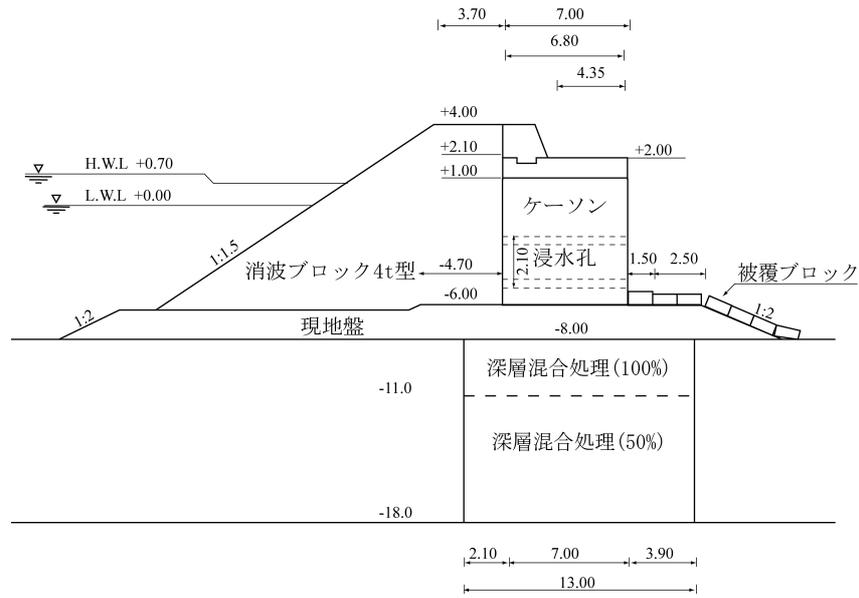
断面	断面形式	前面水深 (m)	改良深度 (m)	改良幅 (m)	改良形式	設計水平震度	改良体強度 $\overline{q_{uf}}$ (kN/m ²)
①	護岸	-10.0	-12.0	30.0	壁式	0.18	2800
②	護岸	-7.5	-28.5	35.0	ブロック式	0.15	2300
③	護岸	-4.0	-14.0	18.0	壁式	0.12	2889
④	護岸	-18.0	-24.0	48.0	壁式	0.10	3333
⑤	防波堤	-18.0	-6.0	15.0	壁式	0.12	2586



(c) 検討断面③



(d) 検討断面④



(e) 検討断面⑤

図-3.6 検討断面

とし、平均値の偏り $\alpha=1.00$ ，変動係数 $V=0.1$ とした。

以上の検討より求められた設計因子の確率分布を表-3.1にまとめて示す。

3.5 信頼性解析及び解析結果

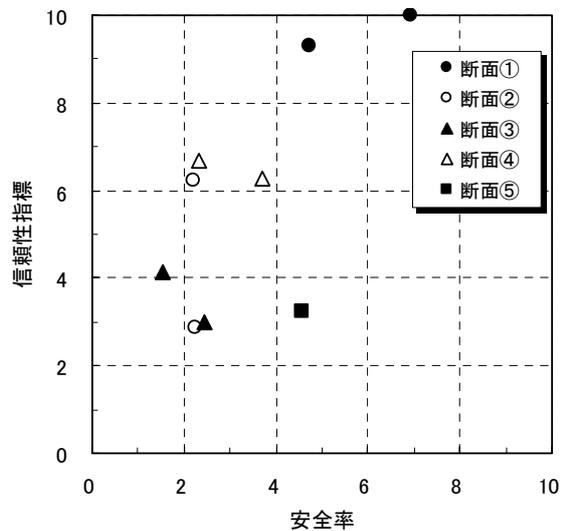
(1) 検討断面

現行の技術基準を基に設計された改良断面の安全余裕度を信頼性理論を用いて評価を行った。検討対象として、施工事例の中から典型的な5断面（護岸4，防波堤1）を抽出し、その断面を図-3.6(a)～(e)に示した。また、検討断面の概要を表-3.2に示している。(2) 信頼性指標と安全率の関係

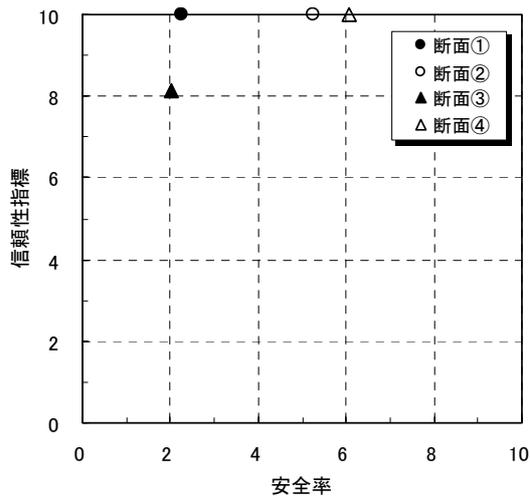
信頼性解析により算出された信頼性指標 β と既往の設計計算⁵⁾に基づく安全率 F_s の関係を各破壊モードごとに図-3.7(a)～図-3.7(d)に示す。滑動破壊に関しては(図-3.7(a))，信頼性指標は3～10程度に広く分布して全般に大きなばらつきが見られるものの，全般的には安全率の増加につれ信頼性指標も増加する傾向が見られる。転倒破壊に関しては(図-3.7(b))，安全率の大きさに拘わらず信頼性指標は8以上と大きいことが分かる。一方，支持力破壊に関しては(図-3.7(c))，得られた信頼性指標は3程度と一定であり検討断面の違いはあまり見られない。また，壁式改良地盤の抜け出し破壊については(図-3.7(d))，安全率の増加にともなって信頼性指標 β も増

加する傾向が見られる。

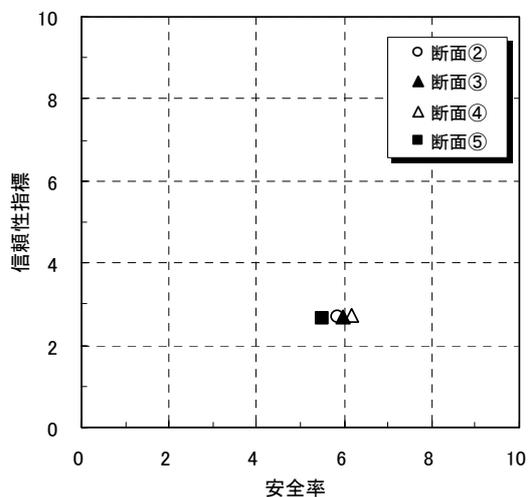
このように各破壊モードによって全体の傾向や値に大きな違いが見られ，破壊モードによって信頼性指標と安全率の関係に大きな違いが見られた。米国等における一般の構造物（建物，道路橋）の許容信頼性指標 β_a は2.0～3.5（破壊確率 $2.27 \times 10^{-2} \sim 2.33 \times 10^{-4}$ ）の範囲に設定しているという報告²⁴⁾がある。本計算の結果と比較すると，いずれの破壊モードについても β は2を上回っており，計算上は安全性が高い結果が得られていることが分かる。



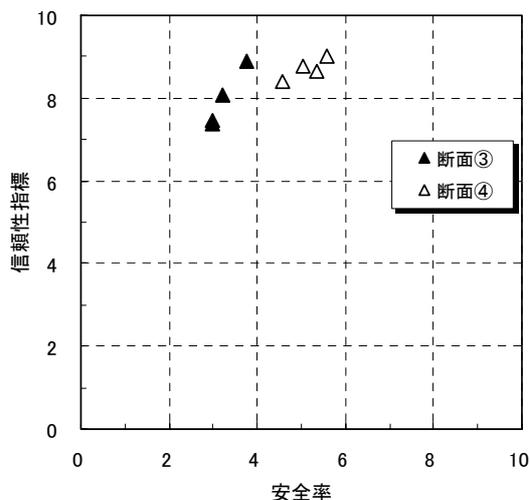
(a) 滑動破壊



(b) 転倒破壊



(c) 支持力破壊



(d) 拔出破壊

図-3.7 安全率 F_s と信頼性指標 β の関係

(3) 感度係数 α と信頼性指標 β の関係

5つの検討断面についての解析結果から感度係数 α を設計因子ごとに算出し、便宜的にそれらの平均値を算出して代表的な感度係数 α を求め、表-3.3～表-3.6に示した。表では、壁式改良地盤の4つの滑動パターンの内、現実的と思われるパターンAおよびDについてのみ掲載した。表中、感度係数 α が大きい確率変数ほど安定性への影響が大きい。なお、求められた α の絶対値が 0.1 未満のものについては、信頼性指標 β に対する影響が小さいと見なして 0 とし、表には示していない。

1) 滑動破壊について

常時においては受働土圧・静止摩擦係数と主働土圧の安定性への影響が大きいことが分かった。特に、せん断力と静止摩擦係数の感度が非常に大きい。つまり、粘着抵抗に関する局所的な性状の影響が大きいことが分かった。また、滑動はこれまでの試計算では最も安定上クリティカルであると考えられており、常時においては改良体底面と地盤の摩擦係数あるいは改良体のせん断強度の感度が大きいことが分かった。また、自重に関する項目は個々の部材ごとに算出を行っているが、全体的に感度は低いと考えられるため、細かい仕様ごとに分割して解析を行ったとしても解析結果への影響はあまり大きくないと考えられる。ただし裏込土及び改良体の自重の項目は転倒の安定性に影響を与えるため、区別して評価すべきであると考えられる。

2) 転倒破壊について

転倒破壊に関しては、主働土圧（波力が影響する場合には波力）の影響が突出している。また、自重の中では裏埋め土と改良体の自重の影響が大きいことが分かる。ケーソン式護岸においては（検討断面①～検討断面④）、裏込土及び改良体の自重による影響が大きく安定性に寄与していることが分かる。常時においてはケーソン式護岸の場合には、主働土圧及び受働土圧の水平成分の影響が大きい。又、防波堤の場合（検討断面⑤）においては波力による影響が大きい事が分かる。

3) 支持力破壊（端趾圧）について

支持力破壊（端趾圧）に関しては、改良体の一軸圧縮強さが最も影響が大きいことが分かった。そのため、改良体に関する強度の設定に関して、より詳細な検討が必要であると考えられる。

表-3.3 感度係数と信頼性指標（滑動破壊）

(a) 滑動パターンA

名称	平均値 μ	変動 係数 V	感度 係数 α	信頼性 指標 β_t	設計用値 f_d	特性値 f_k	部分 係数 γ
受働土圧の水平成分, γ_{Pph1}	1.0	10.0 %	0.35	2.857	1.11	1.0	0.901
主働土圧の水平成分, γ_{Pahh}	1.0	10.0 %	-0.40	2.857	0.90	1.0	1.113
静止摩擦係数, $\gamma_{\mu 1}$	1.0	10.0 %	0.76	2.857	1.28	1.0	0.784
波力, γ_p	0.81	16.0 %	-0.27	2.857	0.72	1.0	1.388

(b) 滑動パターンD

名称	平均値 μ	変動 係数 V	感度 係数 α	信頼性 指標 β_t	設計用値 f_d	特性値 f_k	部分 係数 γ
受働土圧の水平成分, γ_{Pph1}	1.0	10.0 %	0.10	2.857	1.03	1.0	0.970
主働土圧の水平成分, γ_{Pahh}	1.0	10.0 %	-0.17	2.857	0.95	1.0	1.047
せん断応力, γ_τ	1.0	33.0 %	1.00	2.857	17.29	1.0	0.058
静止摩擦係数, $\gamma_{\mu 1}$	0.81	10.0 %	0.86	2.857	1.33	1.0	0.754

表-3.4 感度係数と信頼性指標（転倒破壊）

名称	平均値 μ	変動 係数 V	感度 係数 α	信頼性 指標 β_t	設計用値 f_d	特性値 f_k	部分 係数 γ
受働土圧の水平成分, γ_{Pph1}	1.0	10.0 %	0.20	2.857	1.06	1.0	0.943
自重（裏埋め土）, γ_{M2}	1.0	3.0 %	0.35	2.857	1.03	1.0	0.970
自重（基礎マウンド）, γ_{M3}	1.0	3.0 %	0.13	2.857	1.03	1.0	0.969
自重（改良体）, γ_{M6}	1.0	3.0 %	0.44	2.857	1.04	1.0	0.963
自重（未処理土）, γ_{M7}	1.0	3.0 %	0.22	2.857	1.02	1.0	0.981
側面付着力, $\gamma_{Mcu a}$	1.0	10.0 %	0.18	2.857	1.05	1.0	0.948
浮力, γ_{Mup0}	1.0	0.5 %	-0.10	2.857	1.00	1.0	1.001
主働土圧の水平成分, γ_{Pahh}	1.0	10.0 %	-0.21	2.857	0.94	1.0	1.059
波力, γ_p	0.81	16.0 %	-0.77	2.857	0.60	1.0	1.667
揚圧力, γ_{pw}	0.81	16.0 %	-0.14	2.857	0.76	1.0	1.313

表-3.5 感度係数と信頼性指標（内部破壊・端趾圧）

名称	平均値 μ	変動 係数 V	感度 係数 α	信頼性 指標 β_t	設計用値 f_d	特性値 f_k	部分 係数 γ
一軸圧縮強さ, γ_{qu1}	1.0	33.0 %	1.00	2.857	17.34	1.0	0.058
端趾圧, γ_{t1}	1.0	3.6 %	0.00	2.857	1.00	1.0	1.000
単位体積重量, $\gamma_{\gamma 1'}$	1.0	3.0 %	0.00	2.857	1.00	1.0	1.000
単位体積重量, $\gamma_{\gamma 2'}$	1.0	3.0 %	0.00	2.857	1.00	1.0	1.000

表-3.6 感度係数と信頼性指標（抜け出し破壊）

名称	平均値 μ	変動 係数 V	感度 係数 α	信頼性 指標 β_t	設計用値 f_d	特性値 f_k	部分 係数 γ
受働土圧の水平成分, γ_{Pph1}	1.0	10.0 %	0.18	2.857	1.05	1.0	0.948
周面摩擦力, γ_{cu2}	1.0	10.0 %	0.95	2.857	1.38	1.0	0.727
主働土圧の水平成分, γ_{Pahh}	1.0	10.0 %	-0.19	2.857	0.95	1.0	1.054
残留水圧, γ_{Pwh2}	1.0	20.0 %	0.00	2.857	1.10	1.0	1.000

4) 抜出し破壊について

抜け出し破壊に関しては、改良体と未改良地盤との摩擦力の影響が最も大きく、周面摩擦に関する評価について今後精査することが重要である。

(4) 目標信頼性指標および部分係数の設定

部分係数 γ は信頼性指標及び耐力、荷重の特性値から下式を用いて算出することができる。

$$\begin{aligned} \gamma_R &= (1 - \alpha \cdot \beta \cdot V_R) \cdot \mu_R / R \\ \gamma_S &= (1 - \alpha \cdot \beta \cdot V_S) \cdot \mu_S / S \end{aligned} \quad \text{--- (3.27)}$$

ここで、

- α : 感度係数
- β : 信頼性指標
- V_R : 耐力の変動係数
- V_S : 荷重の変動係数
- μ_R : 耐力の平均値
- μ_S : 荷重の平均値

目標信頼性指標 β_t の設定方法として、本研究においては既存の構造物の信頼性指標 β を基にして設定することとした。ただし深層混合処理地盤における限界状態は複数あり(表-2.2 参照)、しかも、図-3.7(a)~図-3.7(d)に示すように、各限界状態で信頼性指標 β が大きく異なる結果となっている。そのため、限界状態を個別で見ると目標信頼性指標 β_t をどこに設定すれば良いかの判断は難しい。また、各性能照査式に含まれる設計因子は互いに相関を持ったものであり、各限界状態を独立に考えることは矛盾がある。そこで、本研究では全ての限界状態の相関性を考慮したシステム全体の信頼性指標を求め、それを基に目標信頼性指標 β_t を設定することとした。設定にあたり、技術基準⁷⁾で実際に運用することを考慮し、全ての検討断面について同じ部分係数が設定できるように、共通の感度係数を設定した。

常時についてシステム破壊確率とシステム信頼性指標の値を求めると、検討断面によってシステム信頼性指標は1.7~2.7程度と各断面によって差が見られた。この差の原因として、図-3.6に示した検討断面①~⑤の設計は必ずしも基準最低限の安全率で設計されている訳ではなく設計者のエンジニアとしての暗黙の余裕を含む場合があることや、設計値の中に実際には離散値を取る値があることなどが考えられる。また、構造形態ごとに必要と考えられる安全性の大きさが異なる可能性も考えられる。

これに関しては更なる精査が必要となる事項であり、本研究において目標信頼性指標設定の根拠とするのは難しい。そのため、本研究では全検討断面を代表するシステム信頼性指標として、各検討断面のシステム信頼性指標の平均値(常時について2.857、地震時について2.331)の目標信頼性指標を設定した。設定された目標信頼性指標を式(3.27)に代入して計算された部分係数の値を表-3.3~表-3.6に示す。表中、平均値と特性値が同じ値の場合は、確率変数の感度が正、すなわち耐力側に働くものである場合は設定された部分係数の値が1.0未満となり、逆に確率変数の感度が負、すなわち荷重側に働くものである場合は1.0を超える部分係数となる。

(5) 部分係数の検証

表-3.3~表-3.6に示した部分係数の中には非常に大きい確率変数も見られた。これらは、変動係数が大きいにもかかわらず、その分布形を正規分布として取り扱い、式(3.27)をそのまま適用したためであると考えられた。また、本研究においては各性能関数における確率変数を独立と仮定してシステム信頼性指標を求め、これを基に目標信頼性指標を設定して部分係数を算定した。この方法は計算が簡便で安全側の考え方ではあるが、改良地盤の性能関数に含まれる確率変数には相関が大きいと思われる変数も存在するため、より合理的な部分係数の設定を行うためには適切に相関を考慮する必要があると考えられる。

先の部分係数算定において、現実にはそぐわない非常に大きな部分係数が算定される場合があるという問題があった。この原因としては、全ての確率変数を正規分布として評価したことが挙げられる。下限値を持つ確率変数の場合、平均値の大きさがその下限値に比べて十分には大きくない場合には対数正規分布に従うことが多い。このような確率変数を正規分布として評価すると、現実と乖離した信頼性評価結果を得ることとなる。試みに、改良体の一軸圧縮強さ(q_u)が正規分布に従う場合と対数正規分布に従う場合の感度係数ならびに部分係数(目標信頼性指標が3.0の場合)を求めると、正規分布として q_u を評価した場合には部分係数の値 γ_{qu} は909.174という非常に大きい値となるが、対数正規分布とした場合には2.771であった。これは土の一般的な安全率とされている3.0に近い値であり妥当な値と言える。この結果から、変動係数の大きな確率変数を扱う場合にはその確率変数の確率分布形を対数正規分布とすれば、実際の状態を反映した部分係数の値を得ることができると推測される。

以上の考察を踏まえて、以降の検討では、①滑動破壊（改良体せん断抵抗力）での改良体せん断応力度、②端趾圧に関する限界状態における一軸圧縮強さ、③前面潮位ならびに④残留水位については変動係数が大きい上に限界状態関数に対する感度係数も大きいために対数正規分布として扱うものとした。なお、部分係数は、確率変数の分布形が正規分布と対数正規分布である場合によって異なり、それぞれ以下の式を用いて求めることができる。

1) 正規分布の場合

$$\begin{aligned} \gamma &= f_k / f_d \\ f_d &= \mu \cdot (1 - \alpha \cdot \beta \cdot V) \end{aligned} \quad \text{--- (3.28)}$$

ここに、

- γ : 部分係数
- f_k : 特性値
- f_d : 設計用値（設計点における確率変数の値）
- μ : 確率変数の平均値
- V : 確率変数の変動係数
- α : 確率変数の設計点における感度係数
- β_t : 目標信頼性指標

2) 対数正規分布の場合

$$\begin{aligned} \gamma &= f_k / f_d \\ f_d &= \exp(\lambda - \alpha \cdot \beta \cdot \xi) \end{aligned} \quad \text{--- (3.29)}$$

ここに、

λ : 確率変数の自然対数の平均値

$$\lambda = \ln\left(\mu / \sqrt{1 + V^2}\right)$$

ξ : 確率変数の自然対数の標準偏差

$$\xi = \sqrt{\ln(1 + V^2)}$$

上記の様に対数正規分布として計算された滑動破壊（パターンAとD）ならびに改良体の圧縮破壊（端趾圧）についての部分係数を表-3.7と表-3.8に示す。各々の表において、部分係数が1.0未満の最小値は抵抗値側のパラメータで最も影響のある（敏感な）ものを示し、1.0を超える最大値は荷重側のパラメータで最も影響（敏感）なものを示すと考えてよい。例えば、表-3.7(a)に示す滑動パターンAでは、静止摩擦係数の部分係数が最小値である。表-3.7(b)に示す滑動パターンDでも滑動パターンAと同様の傾向を示している。表-3.8より、端趾圧に関する部分係数は現地安定処理土の強度の部分係数において最小の値を示していることが分かる。

表-3.7 滑動に関する限界状態の部分係数

(a) パターンA

名称	感度係数 α	信頼性指標 β_t	変動係数 V	μ/f_k	部分係数 γ
自重（上部工）， γ_{w1}	0.001				
自重（コンクリート）， γ_{w2}	0.010				
自重（中詰砂）， γ_{w3}	0.020				
自重（背面土）， γ_{w4}	0.029				
自重（基礎）， γ_{w5}	0.034				
自重（改良体）， γ_{w6}	0.097	2.857	3.0%	1.0	0.992
自重（未処理土）， γ_{w7}	0.064				
自重（その他）， γ_{w8}	0.010				
浮力， γ_{sup}	-0.013				
主働土圧の水平成分， γ_{pahh}	-0.388	2.857	10.0%	1.0	1.111
主働土圧の鉛直成分， γ_{pahv}	0.007				
受働土圧の水平成分， γ_{pphh}	0.207	2.857	10.0%	1.0	0.941
側面付着力（主働側）， γ_{mcua}	0.020				
側面付着力（受働側）， γ_{mcup}	-0.014				
静止摩擦係数， $\gamma_{\mu 1}$	0.870	2.857	10.0%	1.0	0.751
前面潮位， γ_{WL}	0.070				
残留水位， γ_{RWL}	-0.079				

表-3.7 滑動に関する限界状態の部分係数

(b) パターンD

名称	感度係数 α	信頼性指標 β_t	変動係数 V	μ/f_k	部分係数 γ
自重 (上部工), γ_{W1}	0.002				
自重 (コンクリート), γ_{W2}	-0.002				
自重 (中詰砂), γ_{W3}	0.002				
自重 (背面土), γ_{W4}	0.019				
自重 (基礎), γ_{W5}	0.042				
自重 (改良体), γ_{W6}	0.066				
自重 (その他), γ_{W8}	0.014				
浮力, γ_{Up1}	0.006				
主働土圧の水平成分, γ_{Pahh}	-0.394	2.857	10.0%	1.0	1.113
主働土圧の鉛直成分, γ_{Pahv}	0.004				
受働土圧の水平成分, γ_{Phh}	0.388	2.857	10.0%	1.0	0.889
未処理土粘着力, γ_{cu}	0.173	2.857	33.0%	1.0	0.810
側面付着力 (主働側), γ_{Mcua}	0.017				
側面付着力 (受働側), γ_{Mcup}	-0.019				
静止摩擦係数, $\gamma_{\mu1}$	0.711	2.857	10.0%	1.0	0.797
前面潮位, γ_L	0.090	2.857	10.0%	1.0	0.970
残留水位, γ_{RWL}	-0.107				
波力, γ_p	-0.271	2.857	16.0%	0.81	1.388
揚圧力, γ_{pw}	-0.010				

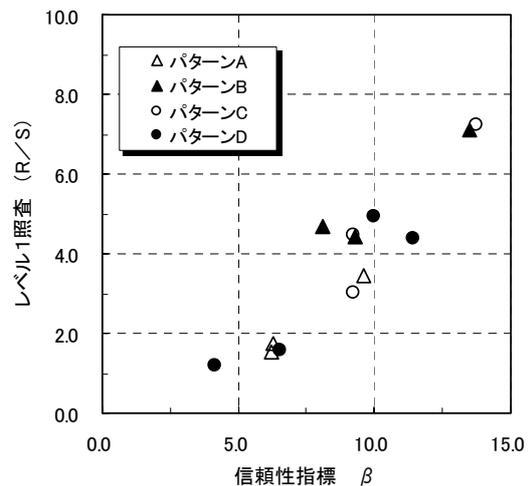
表-3.8 改良体の圧縮破壊 (端趾圧)

名称	感度係数 α	信頼性指標 β_t	変動係数 V	μ/f_k	部分係数 γ
改良体強度, γ_{quf}	0.992	2.857	33.3%	0.670	0.569
端趾圧, γ_{t1}	-0.171	2.857	3.6%	1.000	1.018
単位体積重量, $\gamma_{\gamma1}$	0.009				
単位体積重量, $\gamma_{\gamma2}$	0.010				

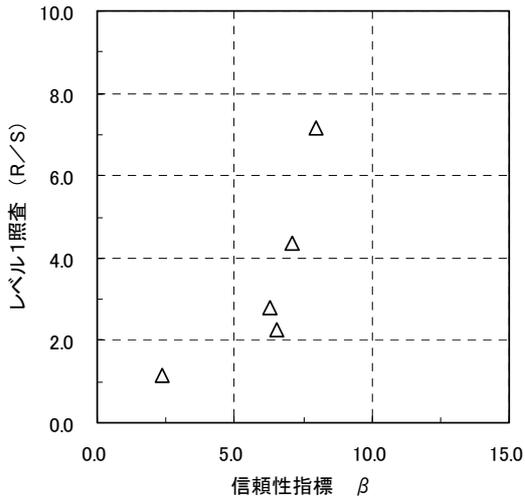
(6) 新しい部分係数を用いた解析

1) 信頼性指標と R/S

図-3.6 に示した5つの検討断面に対して、改良地盤の破壊形態の中で多くの場合にクリティカルとなる滑動破壊と改良体の圧縮破壊 (端趾圧) に着目し、表-3.7 と表-3.8 に示す部分係数を用いてレベル1信頼性設計法による安全性照査を行った。そして現行設計法による照査の場合との安全性余裕の比較を行い、部分係数の妥当性を検証した。図-3.8 に滑動破壊と圧縮破壊 (端趾圧) について、信頼性指標 β とレベル1信頼性設計法による照査結果 (R/S) の関係を示す。図-3.8(a) より、滑動破壊のうち改良部底面での摩擦で抵抗するパターンA及びDは、 β , R/Sともに全般的に小さく、支配的な破壊モードであることが分かる。一方、改良部底面のせん断で抵抗するパターンB及びCは、 β が6程度以上、R/Sも2程度以上と大きく、破壊可能性が小さいことが分かる。図-3.8(b)に示す端趾圧について見ると、 β の増加にともなうR/Sの値が急速に増加する傾向が見られる。

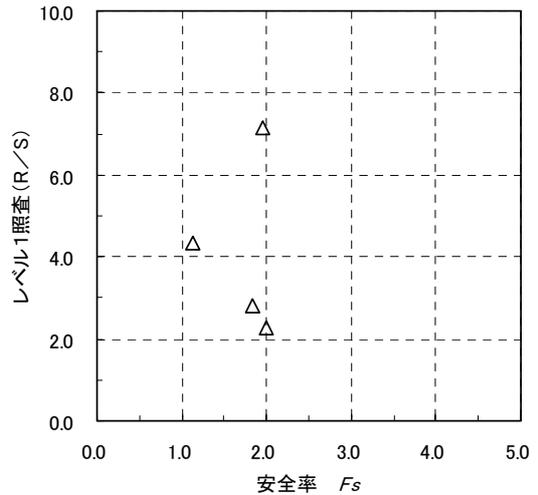


(a) 滑動破壊



(b) 圧縮破壊 (端趾圧)

図-3.8 信頼性指標 β と R/S の関係

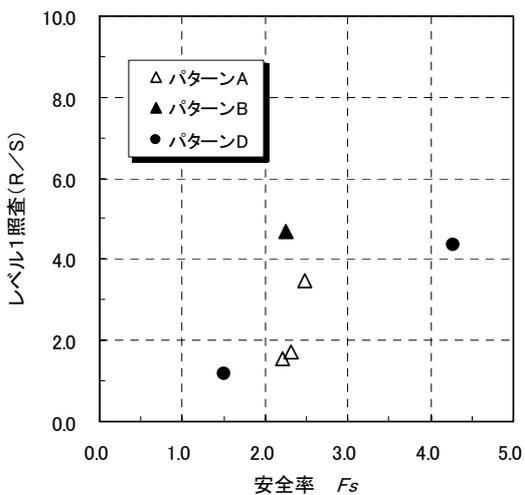


(b) 圧縮破壊 (端趾圧)

図-3.9 安全率と照査結果 (R/S)

2) 安全率と R/S

図-3.9 に滑動破壊ならびに圧縮破壊 (端趾圧) について、安全率 (F_s) と照査結果 (R/S) との関係を示す。まず、滑動破壊について見ると (図-3.9(a))、改良部底面での摩擦で抵抗するパターンAとDではほぼ1対1の比例関係が見られる。一方、改良部底面のせん断で抵抗するパターンBでは、パターンAと比べて R/S の値が大きいことが分かる。これは、改良体のせん断抵抗の常時部分係数が 0.45 程度であり、せん断強度の半分まで限界値として見込めるためであると考えられる。次に圧縮破壊 (端趾圧) について見ると (図-3.9(b))、同じ安全率 (F_s) であっても R/S の値が大きく異なる傾向が見られる。



(a) 滑動破壊

3.6 モデルケースによる検証

(1) 信頼性指標の見直し

性能設計において、算出された信頼性指標が一定水準の安全性を確保するように制御するためには個々の部分係数が適切に設定される必要がある。しかし、3.5 での検討では、各破壊モードがクリティカルではない条件での検討であった。そこで、通常の現場の多くでクリティカルとなる滑動破壊について標準的なモデル断面を設定し、信頼性指標と部分係数を精査することとした。

これまでの検討により得られた部分係数 (表-3.7~表-3.8) を用いて、最適な断面 ($Z = R/S \approx 1.0$) を設定し、この断面に対して信頼性解析を行い信頼性指標を算出した。さらに今回の検討では、ここで得られた信頼性指標が目標信頼性指標を上回ることを目指して、部分係数を再度見直し、モデルケースに対してあらたに信頼性解析を行い信頼性指標を算出した。本検討では、図-3.3 に示す種々の破壊モードのうち、一般的にクリティカルとなる滑動破壊 (パターンAとD) に着目した。

(2) 検討用モデル断面

部分係数の妥当性の検討に際して、改良体の幅と深さに着目して、図-3.10 に示す壁式改良地盤上の岸壁をモデル断面と設定した。パラメトリックな計算を容易にするために、ケーソン背後の裏込石は長方形の形状としている。最適な断面 (安全余裕度が全くない断面) の設定に際しては、上部構造物や潮位などの設計条件を統一し、改良幅Bのみを 50cm ずつ変化させて、 $Z = R/S \approx 1.0$ となるように改良幅を設定した。改良深度Dは 15m, 20m, 25m の3種類とした。

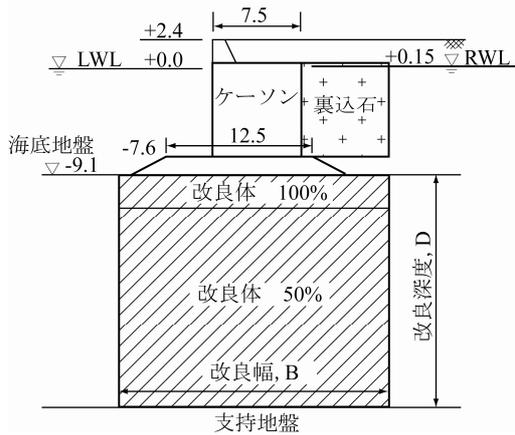


図-3.10 モデル断面図

(3) 解析結果

安全余裕度の全くない断面 ($Z = R/S \approx 1.0$) における改良幅 B 及び改良深度 D の関係を図-3.11 に示す。滑動破壊の場合には全体の自重により滑動抵抗力が増す傾向にあるため、改良深度が深くなるほど改良幅が狭くなる傾向にあることが分かる。

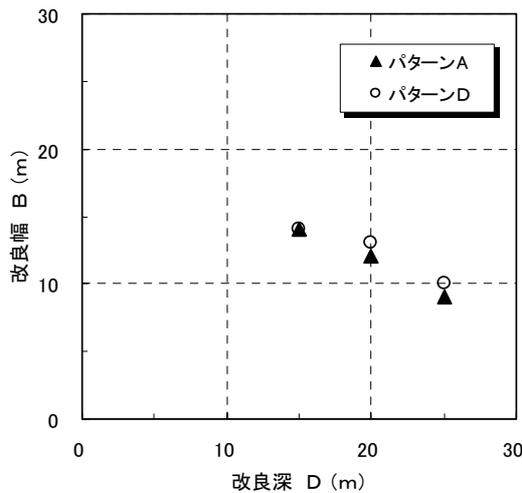


図-3.11 改良幅 B と改良深度 D の関係

信頼性指標 β と改良深度 D および改良幅 B との関係を図-3.12 および図-3.13 にそれぞれ示す。まず、改良深度との関係では (図-3.12)、改良深度の増加とともに信頼性指標が徐々に減少していく傾向が見られる。一方、改良幅との関係では (図-3.13)、改良幅の増加にともない急速に増加する傾向が見られる。

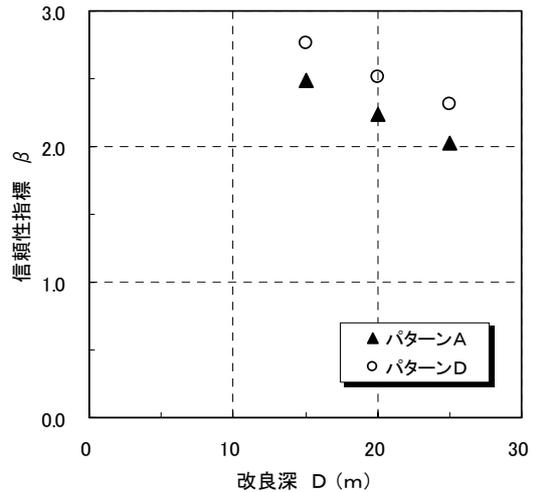


図-3.12 改良深度 D と信頼性指標 β の関係

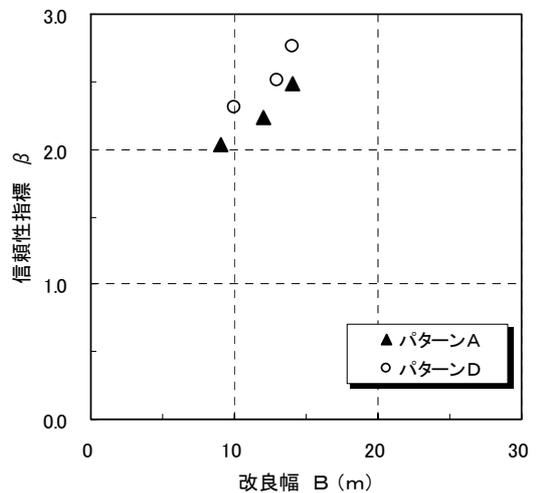


図-3.13 改良幅 B と信頼性指標 β の関係

モデルケースに対して最適設計を行い、信頼性評価したところ、A、Dパターンについて、それぞれ 2.239 と 2.561 の信頼性指標が得られた。本研究における最適設計の目標信頼性指標 β_t は常時で 2.86 である。求められた値は目標信頼性指標 β_t と比較して小さい。この理由として以下のことが考えられる。

①感度の平方和が 1.0 に満たない

本研究においては、感度が 0.1 を下回る確率変数の感度は、全体に与える影響が小さいものとしてゼロと見なしている。そのため、部分係数を設定する全確率変数の感度の平方和が 1.0 に満たない。

②部分係数を算定するための感度を、各ケースの感度の平均値としている

(4) 感度係数および部分係数の再設定

実際の設計のためには、信頼性指標が目標信頼性指標を上回る設計結果になるような部分係数を設定しておくことが望ましい。そこで、本研究においてもこの考え方にしたがって、部分係数の見直しを行うこととした。

まず、目標信頼性指標に安全性の余裕を見込んで、それぞれ目標信頼性指標 (β_a) を 3.0 と設定した。次に、目標信頼性指標 β_a と各ケースで最小の信頼性指標 β との比を計算し、その比を現在の感度係数全てにかけることで感度係数を見直し、部分係数を再設定した。最終的には、個々の定数を 0.05 ごとに数値を丸めた。

見直した感度係数に基づいて、求められた部分係数を見直した結果を滑動パターンAについては表-3.9(a)に、滑動パターンDについては表-3.9(b)に示す。再設定した部分係数に基づき算出された信頼性指標は 2.9~3.6 で当初目標とした値よりも若干大きめの結果が得られた。目標とする値からは少しずれていたが、常時は十分な安全性レベルを保証する部分係数が設定できたといえる。

(5) 信頼性の評価

見直した部分係数を用いて再度計算した。安全余裕度の全くない断面 ($Z = R/S \approx 1.0$) における改良幅B及び改良深度Dの関係を図-3.14に示す。改良幅Bと改良深度Dとの定性的な傾向については、部分係数見直し前の傾向と同様に、改良深度が深くなるほど改良幅が狭くなる傾向にあることが分かる。

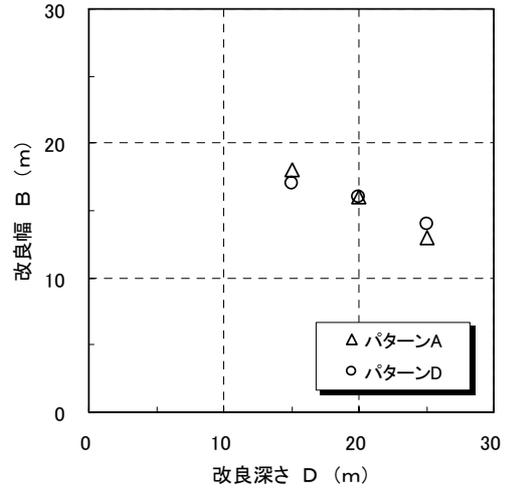


図-3.14 改良幅Bと改良深度Dの関係

信頼性指標 β と改良深度Dならびに改良幅Bとの関係を図-3.15及び図-3.16にそれぞれ示す。まず、改良深度との関係では(図-3.15)、改良深度の増加とともに信頼性指標が徐々に減少していく傾向が見られる。一方、改良幅との関係では(図-3.16)、改良幅の増加にともない急速に増加する傾向が見られる。いずれの場合にも信頼性指標 β は3程度以上の値が得られていることが分かる。

表-3.9 滑動破壊に対する感度係数と部分係数(再設定後)

(a) パターンA

名称	感度係数			信頼性指標	変動係数	μ/f_k	部分係数 γ
	平均	倍率	算定用	β_t	V		
自重, γ_{w6}	0.097	1.34	0.131	2.857	3.0%	1.000	1.00
主働土圧の水平成分, $\gamma_{p_{ahh}}$	-0.388	1.34	-0.519	2.857	10.0%	1.000	1.15
受働土圧の水平成分, $\gamma_{p_{phh}}$	0.207	1.34	0.277	2.857	10.0%	1.000	0.90
静止摩擦係数, $\gamma_{\mu 1}$	0.870	1.15	1.000	2.857	10.0%	1.0	0.70
平方和	0.96		1.36				

(b) パターンD

名称	感度係数			信頼性指標	変動係数	μ/f_k	部分係数 γ
	平均	倍率	算定用	β_t	V		
主働土圧の水平成分, $\gamma_{p_{ahh}}$	-0.394	1.17	-0.461	2.857	10.0%	1.000	1.15
受働土圧の水平成分, $\gamma_{p_{phh}}$	0.388	1.17	0.454	2.857	10.0%	1.000	0.85
未処理土粘着力, γ_{c_u}	0.173	1.17	0.202	2.857	33.0%	1.000	0.80
静止摩擦係数, $\gamma_{\mu 1}$	0.711	1.17	0.831	2.857	10.0%	1.000	0.75
前面潮位, $\gamma_{w 1}$	0.090	1.17	0.106	2.857	10.0%	1.000	0.95
波力, γ_p	-0.271	1.17	-0.317	2.857	16.0%	0.810	1.40
平方和	0.92		1.26				

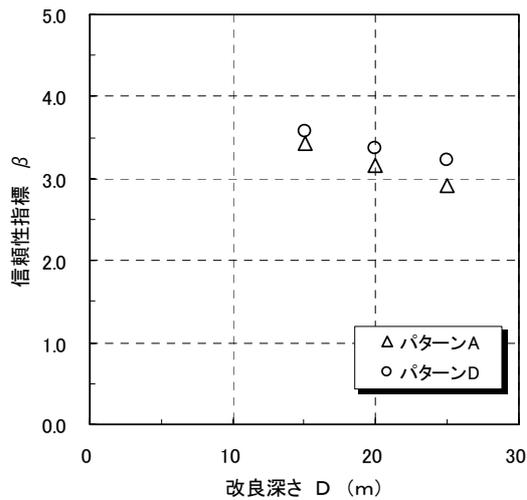


図-3.15 信頼性指標 β と改良深度Dの関係

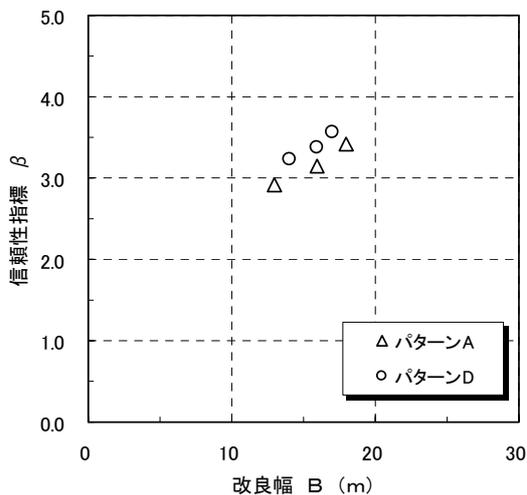


図-3.16 信頼性指標 β と改良幅Bの関係

3.7 まとめ

今回の一連の検討において、所定の目標信頼性指標を満足する部分係数が設定することができた。今回求められた性能照査式ならびに部分係数を用いることによって、滑動パターンや改良体の深度によらず信頼性設計法による設計ができることが分かった。

4. レベル1信頼性設計法（動的）のための性能照査の検討

4.1 目的と方法

3. に示した検討は地震時に関しても同様に行った。地震時に関するケーススタディーの結果、地震時の滑動破壊に関する信頼性指標の目安を 2.0~3.0 とするためには、設計地震動に関する真値と平均値の偏り α を概ね 0.7 以下とする必要があることが分かった。この値は改良地盤と未改良地盤の応答変位から推察される作用震度比と概ね整合しているものの、検討する地震力を 1.5 倍大きく見なすことを意味する。そのため、現行設計法との検討結果との較差は大きくなるので、実際の被災現象との適合性を検証し、部分係数の設定に反映する必要があると考えられた。

一方、重力式岸壁や護岸等の港湾構造物において地盤支持力の強化を目的として深層混合処理工法を適用した場合、改良地盤の剛性は周辺地盤に比較して極めて高く、また変形時のひずみが非常に小さい。このため、地震時においては、未改良の場合と比べて支持地盤の振動特性や変形特性に大きな差が生じることが予想された。さらに、現在改訂作業が行われている「港湾施設の技術上の基準・同解説」⁷⁾においては、「レベル1地震動に関する変動状態」(以下、レベル1地震時)に対して簡易法による照査を行う際に必要となる照査用震度の算定方法が未改良地盤上の構造物を対象に提示される予定である。しかし、深層混合処理地盤の様な改良地盤に対する算定方法は示されていない。

このような状況を基に、本章では深層混合処理工法を適用した地盤を含む重力式岸壁、護岸への照査用震度算定方法の適用性の確認、および深層混合処理工法を適用する場合の照査用震度算定方法の提案を目的に検討を行った。検討では、まず未改良地盤を対象に提案される照査用震度算定法の深層混合処理地盤への適用性を検討し、照査用震度算定時に深層混合処理地盤の影響を考慮した低減係数を検討した。全体の検討フローを図-4.1 に示す。検討内容は大きく分けて、①深層混合処理を考慮した本土工照査用震度算定方法の検討、②上部構造物の照査用震度に関する検討、③地盤改良工の①の検討では、深層混合処理地盤における一次元解析結果から得られる最大加速度補正值と二次元解析結果から照査用震度算定式を通して得られる推定最大加速度補正值の関係を未改良地盤の場合と比較することで、照査用震度算定式の深層混合処理地盤への適用性を確認した。また、一次元解析結果から得られる深層混合処理と未改良地盤における最大加速度補正值を比較することで改良効果を確認した。

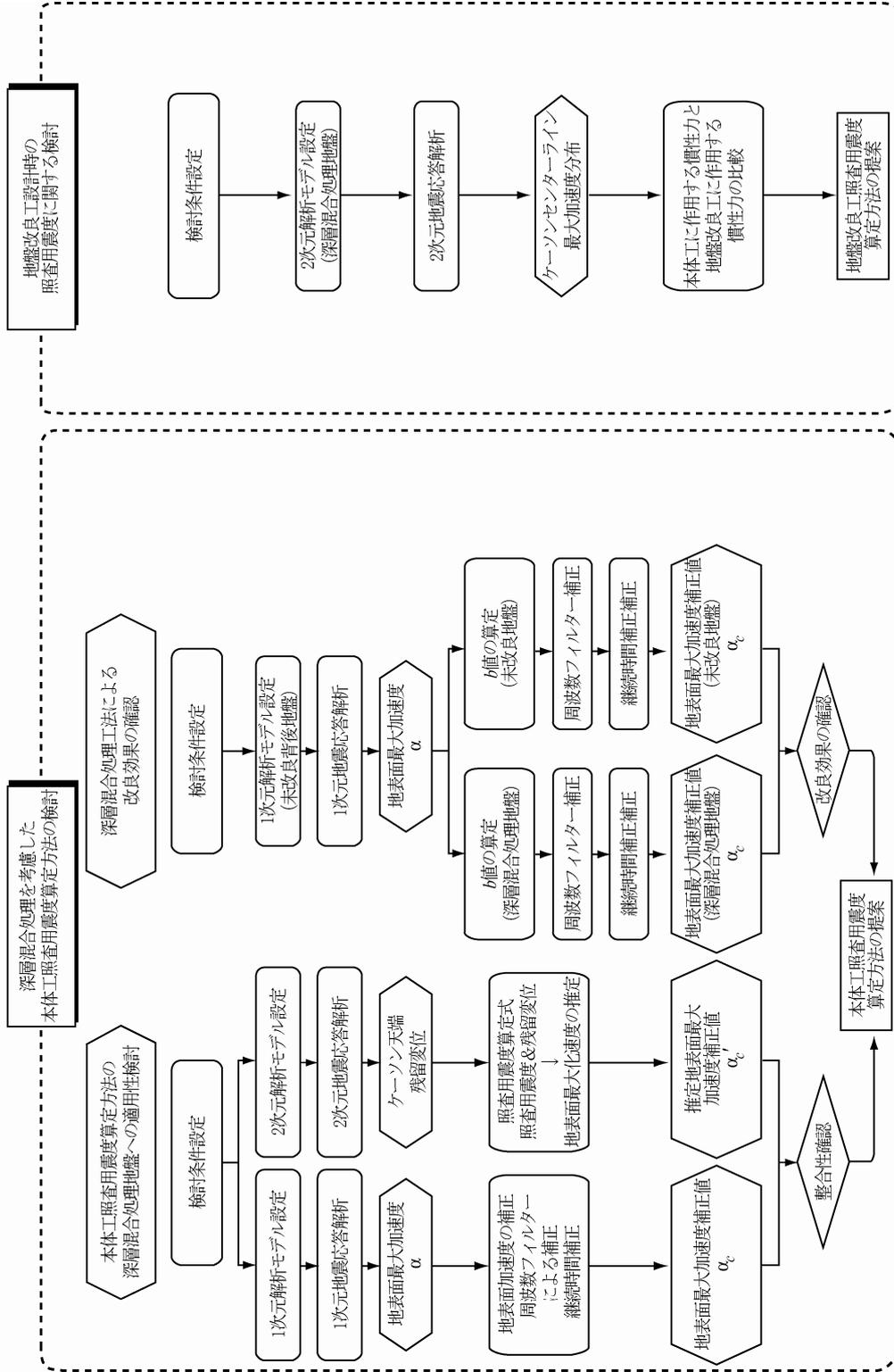


図-4.1 検討フロー

②の検討では未改良地盤と改良地盤でそれぞれ一次元地震応答解析を行い、両者の最大加速度を比較することで、改良地盤上にある本土工に作用する照査用震度の検討を行った。③の検討では、二次元地震応答解析を行い、本土工と地盤改良工に作用する慣性力を求め、その関係から地盤改良工における照査用震度の検討を行った。

4.2 改良地盤の破壊モード

地震時の破壊モードは常時の破壊モードと同様とし（図-3.2 参照）、深層混合処理地盤の破壊のシステムを大きく3つに分けた。即ち、改良体全体としての安定を失う（外部安定）、改良体の一部が破壊する（内部安定）および上部工を含む改良体全体としての安定を失う（全体の安定）、である。外部安定では、滑動、転倒ならびに基礎地盤の支持力破壊を想定した。一方、内部安定では、改良体の圧縮破壊と鉛直せん断破壊、ならびに壁式改良地盤での抜け出し破壊を想定した。

4.3 性能照査式

4.2 で整理した深層混合処理地盤の各破壊モードについて、各々の破壊モードに対する性能照査式を設定した。

性能照査式として、 $Z = R - S$ (R : 耐力, S : 作用) と $Z = R/S$ の2種類の形式が考えられるが、ここでは、静的の場合と同様にすべての破壊モードに関して $Z = R - S$ の形式で表現することとした。図-4.2 に示す改良断面について、各破壊パターンごとの性能関数を式(4.1)～(4.22)に示す。なお、改訂される技術基準⁷⁾での性能照査式と同一であるが、記号の表記法に多少異なるものがあるので注意されたい。

(1) 重力式係船岸

1) 滑動破壊

a) パターン A

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{P_{ph}} \cdot P_{ph} + \gamma_{\mu 1} \cdot \{ (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8) + P_{av} - P_{pv} + C_{ua} - C_{up} \} \cdot \mu_1 + \gamma_{\mu 2} \cdot W_9 \cdot \mu_2$$

$$S = \gamma_{P_{ah}} \cdot P_{ah} + \gamma_{P_{dw}} \cdot (P_{dw} + P_w) + \gamma \cdot \{ (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7) \cdot k_{h1} + (W_8 + W_9) \cdot k_{h2} \}$$

--- (4.1)

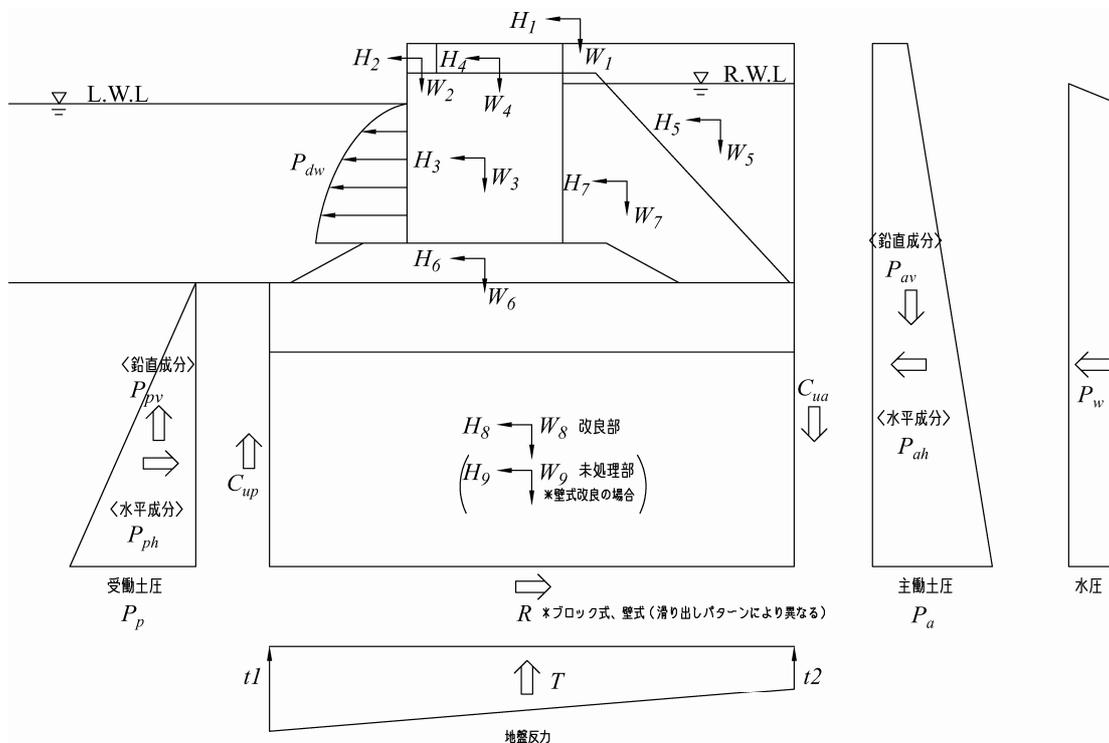


図-4.2 改良地盤断面

ここで、

- C_{ua} : 改良体主働側側面での粘着力合力 (kN)
- C_{up} : 改良体受働側側面での粘着力合力 (kN)
- k_{h1} : 改良地盤上の材料に作用する地震慣性力算出時の照査用震度
- k_{h2} : 改良地盤に作用する地震慣性力算出時の照査用震度
- P_{ah} : 主働土圧合力の水平成分 (kN)
- P_{av} : 主働土圧合力の鉛直成分 (kN)
- P_{ph} : 受働土圧合力の水平成分 (kN)
- P_{pv} : 受働土圧合力の鉛直成分 (kN)
- P_W : 残留水圧合力 (kN)
- W_1 : 上載荷重 (kN)
- W_2 : コンクリート工重量 (kN)
- W_3 : 本体重量 (kN)
- W_4 : 上部工重量 (kN)
- W_5 : 裏埋土重量 (kN)
- W_6 : 捨石マウンド重量 (kN)
- W_7 : 裏込土重量 (kN)
- W_8 : 改良体重量 (kN)
- μ_1 : 改良体底面での摩擦係数
- μ_2 : 未処理土底面での摩擦係数
- γ : 部分係数

b) パターン B

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{ph} \cdot P_{ph} + \gamma_{Ft} \cdot F_t + \gamma_{Fc} \cdot F_c$$

$$S = \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{Pwl} \cdot (P_W + P_{dw})$$

$$+ \gamma \cdot \{(W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7) \cdot k_{h1} + (W_8 + W_9) \cdot k_{h2}\}$$

--- (4.2)

ここで、

- F_c : 未改良土のせん断強度合力 (kN)
- F_t : 安定処理土のせん断強度合力 (kN)
- γ : 部分係数

c) パターン C

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{Pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{Ft} \cdot F_t + \gamma_{\mu 2} \cdot W_9 \cdot \mu_2$$

$$S = \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{Pwl} \cdot (P_W + P_{dw})$$

$$+ \gamma \cdot \{(W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7) \cdot k_{h1} + (W_8 + W_9) \cdot k_{h2}\}$$

--- (4.3)

ここで、

- W_9 : 長壁間の未改良土重量(壁式改良の場合) (kN)

γ : 部分係数

d) パターン D

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{Pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{\mu 1} \cdot \{(W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8) + P_{av} - P_{pv} + C_{ua} - C_{up}\} \cdot \mu_1 + \gamma_{Fc} \cdot F_c$$

$$S = \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{Pwl} \cdot (P_W + P_{dw})$$

$$+ \gamma \cdot \{(W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7) \cdot k_{h1} + (W_8 + W_9) \cdot k_{h2}\}$$

--- (4.4)

2) 転倒破壊

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{ph} \cdot M_{ph} + \gamma_1 \cdot (M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{av} + M_{Cua})$$

$$S = \gamma_{Mah} \cdot M_{ah} + \gamma_{MW} \cdot M_W + \gamma \cdot (W_1 \cdot x_1 + W_2 \cdot x_2 + W_3 \cdot x_3 + W_4 \cdot x_4 + W_5 \cdot x_5 + W_6 \cdot x_6 + W_7 \cdot x_7) \cdot k_{h1}$$

$$+ \gamma \cdot (W_8 \cdot x_8 + W_9 \cdot x_9) \cdot k_{h2}$$

--- (4.5)

ここで、

- M_{ah} : 主働土圧の水平成分によるモーメント合力 (kN×m)
- M_{av} : 主働土圧の鉛直成分によるモーメント合力 (kN×m)
- M_{Cua} : 改良体主働側側面での粘着力によるモーメント合力 (kN×m)
- M_{ph} : 受働土圧の水平成分によるモーメント合力 (kN×m)
- M_1 : 上載荷重によるモーメント (kN×m)
- M_2 : コンクリート工重量によるモーメント (kN×m)
- M_3 : 本体重量によるモーメント (kN×m)
- M_4 : 上部工重量によるモーメント (kN×m)
- M_5 : 裏埋土重量によるモーメント (kN×m)
- M_6 : 改良体重量によるモーメント (kN×m)
- M_7 : 裏込土重量によるモーメント (kN×m)
- M_8 : 改良体重量によるモーメント (kN×m)
- M_9 : 長壁間の未改良土重量によるモーメント (kN×m)
- M_W : 残留水圧によるモーメント (kN×m)
- γ : 部分係数

3) 支持力破壊

a) $l/\eta \geq 3$ の場合

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{p0} \cdot p_0 \cdot (N_q + 1) + \gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L_L \cdot N_\gamma \quad \text{--- (4.6)}$$

$$S = \gamma \cdot t_1$$

ここで,

- p_0 : 支持砂地盤の有効土被り圧 (kN/m²)
- L_L : 壁式改良地盤の長壁の法線方向の長さ (m)
- N_q : 支持力係数
- N_γ : 支持力係数
- t_1 : 端趾圧 (kN/m²)
- ρ : 支持砂層の単位体積重量 (kN/m³)
- γ : 部分係数

b) $1 \leq l/\eta < 3$ の場合

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{p0} \cdot p_0 \cdot (N_q + 1) + \gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L_L \cdot N_\gamma + \frac{1}{2} \cdot \left(\gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot B \cdot N_\gamma - \gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L_L \cdot N_\gamma \right) \cdot \left(3 - \frac{1}{\eta} \right)$$

$$S = \gamma \cdot t_1$$

--- (4.7)

ここで,

- B : 改良幅 (m)
- L_S : 壁式改良地盤の短壁の法線方向の長さ (m)
- η : 長壁の割合

$$= \frac{L_L}{L_L + L_S}$$
- γ : 部分係数

4) 内部安定

a) 端趾圧

$$Z = R - S$$

$$R = f_c$$

$$S = \gamma \cdot (t_1 - K_0 \cdot \sum_i \rho_i \cdot h_i) \quad \text{--- (4.8)}$$

ここで,

- h : 未処理土層の層厚 (m)
- K_0 : 静止土圧係数
- f_c : 安定処理土の設計圧縮強度 (kN/m²)

$$= \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc}$$

q_{uc} : 安定処理土の設計基準強度 (kN/m²)

α : 断面有効係数

β : オーバーラップ部信頼度係数

γ : 部分係数

ρ : 未処理土層の単位体積重量 (kN/m³)

b) せん断 (長壁)

$$Z = R - S$$

$$R = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc} \quad \text{--- (4.9)}$$

$$S = \gamma \cdot (t_1 - W_l) / A$$

ここで,

- A : 改良体断面積 (m²)
- W_l : 改良地盤前趾から検討位置までの改良体重量 (kN)

c) せん断 (短壁)

$$Z = R - S$$

$$R = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc} \quad \text{--- (4.10)}$$

$$S = \gamma \cdot (t_2 + p_{W6} + p_{ws}) \cdot R_s$$

ここで,

- p_{W6} : 捨石マウンドによる応力 (kN/m²)
- p_{ws} : 改良体重量による応力 (kN/m²)
- R_s : 短壁の割合

$$R_s = L_s / (L_l + L_s)$$
- L_l : 長壁長さ (m)
- L_s : 短壁長さ (m)
- t_2 : ケーソン直下の端趾圧 (kN/m²)
- γ : 部分係数

d) 抜け出し破壊

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{Pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{cu} \cdot \sum c_u \cdot S \quad \text{--- (4.11)}$$

$$S = \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{PW} \cdot P_W + W \cdot k_{h1}$$

ここで,

- c_u : 未処理土の非排水せん断強さ (kN/m²)
- S : 抜け出し部分の表面積 (m²)
- W : 抜け出し部分の重量 (kN)

(2) 防波堤

1) 滑動破壊

a) パターン A

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{Pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{\mu 1} \cdot \{(W_2 + W_3 + W_6 + W_7 + W_8) + P_{av} - P_{pv} + C_{ua} - C_{up}\} \cdot \mu_1 + \gamma_{\mu 2} \cdot W_9 \cdot \mu_2$$

$$S = \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{Pw} \cdot (P_w + P_{dw}) + \gamma \cdot \{(W_2 + W_3 + W_6 + W_7) \cdot k_{h1} + (W_8 + W_9) \cdot k_{h2}\}$$

--- (4.12)

b) パターン B

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{ph} \cdot P_{ph} + \gamma_{Ft} \cdot F_t + \gamma_{Fc} \cdot F_c$$

$$S = \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{Pwl} \cdot (P_w + P_{dw}) + \gamma \cdot \{(W_2 + W_3 + W_6 + W_7) \cdot k_{h1} + (W_8 + W_9) \cdot k_{h2}\}$$

--- (4.13)

ここで、

F_c : 未改良土のせん断強度合力 (kN)
 F_t : 安定処理土のせん断強度合力 (kN)
 γ : 部分係数

c) パターン C

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{Pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{Ft} \cdot F_t + \gamma_{\mu 2} \cdot W_9 \cdot \mu_2$$

$$S = \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{Pwl} \cdot (P_w + P_{dw}) + \gamma \cdot \{(W_2 + W_3 + W_6 + W_7) \cdot k_{h1} + (W_8 + W_9) \cdot k_{h2}\}$$

--- (4.14)

ここで、

W_9 : 長壁間の未改良土重量(壁式改良の場合) (kN)
 γ : 部分係数

d) パターン D

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{Pph} \cdot P_{ph} + \gamma_{\mu 1} \cdot \{(W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8) + P_{av} - P_{pv} + C_{ua} - C_{up}\} \cdot \mu_1 + \gamma_{Fc} \cdot F_c$$

$$S = \gamma_{Pah} \cdot P_{ah} + \gamma_{Pwl} \cdot (P_w + P_{dw}) + \gamma \cdot \{(W_2 + W_3 + W_6 + W_7) \cdot k_{h1} + (W_8 + W_9) \cdot k_{h2}\}$$

--- (4.15)

2) 転倒破壊

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{ph} \cdot M_{ph} + \gamma_1 \cdot (M_2 + M_3 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9) + M_{av} + M_{Cua}$$

$$S = \gamma_{Mah} \cdot M_{ah} + \gamma_{MW} \cdot M_W + \gamma \cdot (W_2 \cdot x_2 + W_3 \cdot x_3 + W_6 \cdot x_6 + W_7 \cdot x_7) \cdot k_{h1} + \gamma \cdot (W_8 \cdot x_8 + W_9 \cdot x_9) \cdot k_{h2}$$

--- (4.16)

ここで、

M_{ah} : 主働土圧の水平成分によるモーメント合力 (kN×m)
 M_{av} : 主働土圧の鉛直成分によるモーメント合力 (kN×m)
 M_{Cua} : 改良体主働側側面での粘着力によるモーメント合力 (kN×m)
 M_{ph} : 受働土圧の水平成分によるモーメント合力 (kN×m)
 M_1 : 上載荷重によるモーメント (kN×m)
 M_2 : コンクリート工重量によるモーメント (kN×m)
 M_3 : 本体重量によるモーメント (kN×m)
 M_4 : 上部工重量によるモーメント (kN×m)
 M_5 : 裏埋土重量によるモーメント (kN×m)
 M_6 : 改良体重量によるモーメント (kN×m)
 M_7 : 裏込土重量によるモーメント (kN×m)
 M_8 : 改良体重量によるモーメント (kN×m)
 M_9 : 長壁間の未改良土重量によるモーメント (kN×m)
 M_W : 残留水圧によるモーメント (kN×m)
 γ : 部分係数

3) 支持力破壊

a) $1/\eta \geq 3$ の場合

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{p0} \cdot p_0 \cdot (N_q + 1) + \gamma_{\gamma} \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L_L \cdot N_{\gamma}$$

$$S = \gamma \cdot t_1$$

--- (4.17)

ここで、

p_0 : 支持砂地盤の有効土被り圧 (kN/m²)
 L_L : 壁式改良地盤の長壁の法線方向の長さ (m)
 N_q : 支持力係数
 N_{γ} : 支持力係数
 t_1 : 端趾圧 (kN/m²)
 ρ : 支持砂層の単位体積重量 (kN/m³)
 γ : 部分係数

b) $1 \leq 1/\eta < 3$ の場合

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{p0} \cdot p_0 \cdot (N_q + 1) + \gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L_L \cdot N_\gamma$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot \left(\gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot B \cdot N_\gamma - \gamma_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L_L \cdot N_\gamma \right) \cdot \left(3 - \frac{1}{\eta} \right)$$

$$S = \gamma \cdot t_1$$

--- (4.18)

ここで、

- B : 改良幅 (m)
- L_S : 壁式改良地盤の短壁の法線方向の長さ (m)
- η : 長壁の割合
- $= \frac{L_L}{L_L + L_S}$
- γ : 部分係数

4) 内部安定

a) 端趾圧

$$Z = R - S$$

$$R = f_c$$

$$S = \gamma \cdot (t_1 - K_0 \cdot \sum_i \rho_i \cdot h_i)$$

--- (4.19)

ここで、

- h : 未処理土層の層厚 (m)
- K_0 : 静止土圧係数
- f_c : 安定処理土の設計圧縮強度 (kN/m²)
- $= \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc}$
- q_{uc} : 安定処理土の設計基準強度 (kN/m²)
- α : 断面有効係数
- β : オーバーラップ部信頼度係数
- γ : 部分係数
- ρ : 未処理土層の単位体積重量 (kN/m³)

b) せん断 (長壁)

$$Z = R - S$$

$$R = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc}$$

--- (4.20)

$$S = \gamma \cdot (t_1 - W_l) / A$$

ここで、

- A : 改良体断面積 (m²)
- W_l : 改良地盤前趾から検討位置までの改良体重量 (kN)

c) せん断 (短壁)

$$Z = R - S$$

$$R = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc}$$

--- (4.21)

$$S = \gamma \cdot (t_2 + p_{W6} + p_{ws}) \cdot R_s$$

ここで、

- p_{W6} : 捨石マウンドによる応力 (kN/m²)
- p_{ws} : 改良体重量による応力 (kN/m²)
- R_s : 短壁の割合
- $R_s = L_s / (L_l + L_s)$
- L_l : 長壁長さ (m)
- L_s : 短壁長さ (m)
- t_2 : ケーソン直下の端趾圧 (kN/m²)
- γ : 部分係数

d) 抜け出し破壊

$$Z = R - S$$

$$R = \gamma_{p_{ph}} \cdot P_{ph} + \gamma_{cu} \cdot \sum c_u \cdot S$$

--- (4.22)

$$S = \gamma_{p_{ah}} \cdot P_{ah} + \gamma_{PW} \cdot P_W + W \cdot k_{h1}$$

ここで、

- c_u : 未処理土の非排水せん断強さ (kN/m²)
- S : 抜け出し部分の表面積 (m²)
- W : 抜け出し部分の重量 (kN)

4.4 信頼性解析及び解析結果

(1) 照査用震度算定式の適用性の検討

未改良地盤に関して、地震動や地盤条件、岸壁水深等をパラメータとした重力式岸壁モデルに対して、一次元地震応答解析により地表面最大加速度を二次元地震応答解析により残留変形を求め、両者の関係から式(4.23)に示す照査用震度算定式が提案されている²⁴⁾。

$$k_{hk} = 1.78 \cdot \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.55} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.04$$

--- (4.23)

ここで、

- D_a : 本土工天端における許容変位量 (cm)
- D_r : 基準変位量 (=10cm)
- g : 重力加速度 (= 980 cm/s²)
- k_{hk} : 照査用震度の特性値
- α_c : 地表面における地盤の最大加速度補正值 (cm/s²)

ここでは、この算定方法の深層混合処理地盤への適用性を検討することとした。検討では、図-4.1の検討フローに示すように、未改良地盤上の岸壁モデル、およびこ

のモデルに深層混合処理工法を適用したモデルにおいて、一次元地震応答解析により求まる地表面最大加速度補正值 (α_c) と、二次元地震応答解析から得られる変形量によって照査用震度算定式で推定される地表面最大加速度補正值 (α'_c) の関係性を検証し、その関係を求め算定式 (式(4.23))の深層混合処理地盤への適用性を確認した。

(2) 入力地震波形の設定

検討を進めるにあたり、まず基盤入力地震波形を設定する必要がある。基盤入力地震波形として、過去の代表的な実測波形の中から卓越周期を考慮して9個の基盤入力地震波形を選定した。地震波形の最大加速度の値については、図-4.3に示す未改良地盤を対象として二次元地震応答解析 (FLIP, Ver. 4.2.7) を行い、ケーソンの残留水平変位が 20cm 程度となるように入力加速度の最大値を求めた。検討にあたっては表-4.1に示される特徴的な地盤のうちCASE_1とCASE_3について検討した。また、本検討では、照査用震度 (k_h) として0.1, 0.15, 0.2の3ケースを対象としたが、照査用震度によって表-4.2に示すようにケーソン幅が異なる。表-4.1に示された地盤のせん断波速度より、式(4.24)を用いて解析用の入力定数を設定し、二次元地震応答解析への入力物性値を表-4.3のように設定した。

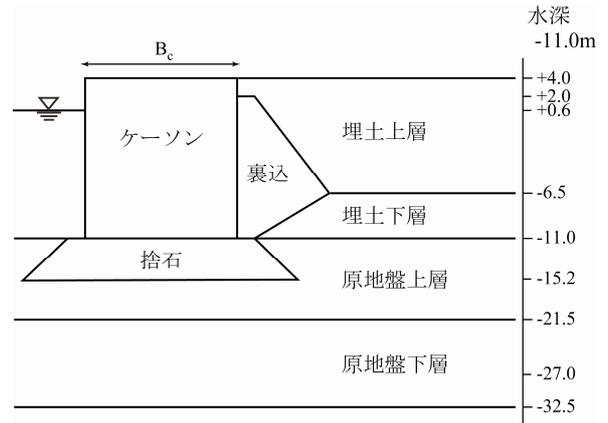


図-4.3 検討断面

表-4.1 地盤条件 (せん断波速度)

	CASE_1	CASE_2	CASE_3	CASE_4
埋立上層	120	210	180	210
埋立下層	120	210	180	210
原地盤上層	150	100	190	150
原地盤下層	150	100	250	150

表-4.2 断面条件

照査用震度 k_h	ケーソン幅 B1 (m)
0.10	5.4
0.15	7.4
0.20	11.4

表-4.3 地盤定数一覧

(a) CASE_1

	基準拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	せん断弾性係数 G_{ma} (MN/m ²)	G_{ma} の指数定数 mg	体積弾性係数 K_{ma} (MN/m ²)	K_{ma} の指数定数 mk	ポアソン比 ν	密度 ρ (t/m ³)	空隙率 n	最大減水比 h_{max}	内部摩擦角 ϕ_r (degree)
埋立上層 (水位上)	89.8	25.9	0.5	67.6	0.5	0.33	1.8	0.45	0.24	37
埋立上層 (水位下)	89.8	25.9	0.5	67.6	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	37
埋立下層	89.8	25.9	0.5	67.6	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	37
原地盤上層	239.8	45.0	0.5	117	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	38
原地盤下層	239.8	45.0	0.5	117	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	38
裏込層 (水位上)	98.0	180	0.5	469	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	40
裏込層 (水位下)	98.0	180	0.5	469	0.5	0.33	1.8	0.45	0.24	40
捨石層	98.0	180	0.5	469	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	40

(b) CASE_2

	基準拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	せん断弾性係数 G_{ma} (MN/m ²)	G_{ma} の指数定数 mg	体積弾性係数 K_{ma} (MN/m ²)	K_{ma} の指数定数 mk	ポアソン比 ν	密度 ρ (t/m ³)	空隙率 n	最大減水比 h_{max}	内部摩擦角 ϕ_r (degree)
埋立上層 (水位上)	89.8	79.4	0.5	207	0.5	0.33	1.8	0.45	0.24	38
埋立上層 (水位下)	89.8	79.4	0.5	207	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	38
埋立下層	89.8	79.4	0.5	207	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	38
原地盤上層	239.8	20.0	0.5	522	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	37
原地盤下層	239.8	20.0	0.5	522	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	37

表-4.3 地盤定数一覧

(c) CASE_3

	基準拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	せん断弾性係数 G_{ma} (MN/m ²)	G_{ma} の 指数定数 mg	体積弾性係数 K_{ma} (MN/m ²)	K_{ma} の 指数定数 mk	ポアソン比 ν	密度 ρ (t/m ³)	空隙率 n	最大減水比 h_{max}	内部摩擦角 ϕ_f (degree)
埋立上層 (水位上)	89.8	58.3	0.5	152	0.5	0.33	1.8	0.45	0.24	38
埋立上層 (水位下)	89.8	58.3	0.5	152	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	38
埋立下層	89.8	58.3	0.5	152	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	38
原地盤上層	198.5	72.2	0.5	188	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	38
原地盤下層	279.1	125	0.5	326	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	39
裏込層 (水位上)	98.0	180	0.5	469	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	40
裏込層 (水位上)	98.0	180	0.5	469	0.5	0.33	1.8	0.45	0.24	40
捨石層	98.0	180	0.5	469	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	40

(d) CASE_4

	基準拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	せん断弾性係数 G_{ma} (MN/m ²)	G_{ma} の 指数定数 mg	体積弾性係数 K_{ma} (MN/m ²)	K_{ma} の 指数定数 mk	ポアソン比 ν	密度 ρ (t/m ³)	空隙率 n	最大減水比 h_{max}	内部摩擦角 ϕ_f (degree)
埋立上層 (水位上)	89.8	79.4	0.5	207	0.5	0.33	1.8	0.45	0.24	38
埋立上層 (水位下)	89.8	79.4	0.5	207	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	38
埋立下層	89.8	79.4	0.5	207	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	38
原地盤上層	198.5	45.0	0.5	117	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	38
原地盤下層	279.1	146	0.5	380	0.5	0.33	2.0	0.45	0.24	39

$$G_{ma} = \rho \cdot V_s^2$$

$$K_{ma} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1+\nu}{1-2\nu} \cdot G_{ma}$$

--- (4.24)

地震応答解析で求められた入力地震波の基盤最大加速を表-4.4に、地震波の例を図-4.4にそれぞれ示した。

(b) CASE_3

地震波	最大加速度 (gal)				
	卓越周期	継続時間 (秒)	$k_h=0.10$	$k_h=0.15$	$k_h=0.20$
No. 6	0.219	80.0	335	400	490
No. 14	2.675	161.0	185	205	235
No. 16	0.745	40.0	230	260	305
No. 18	1.464	29.1	170	185	210
No. 19	2.278	19.0	270	305	345
No. 20	0.342	20.0	390	440	505
No. 21	0.410	19.0	640	720	840
No. 22	0.603	29.5	260	300	340
No. 23	1.708	40.3	150	160	175

ここで、

G_{ma} : せん断弾性係数 (kN/m²)

K_{ma} : 体積弾性係数 (kN/m²)

V_s : せん断波速度 (m/sec²)

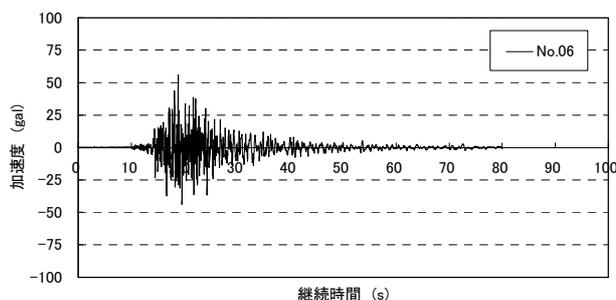
ν : ポアソン比

ρ : 密度 (t/m³)

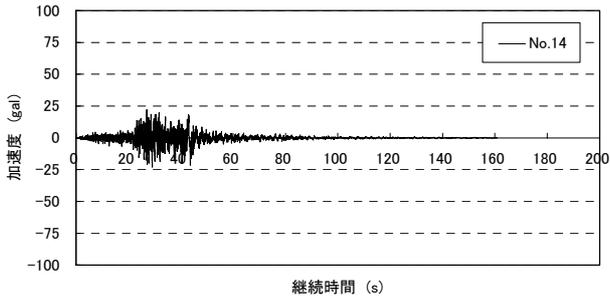
表-4.4 入力地震波の最大加速度

(a) CASE_1

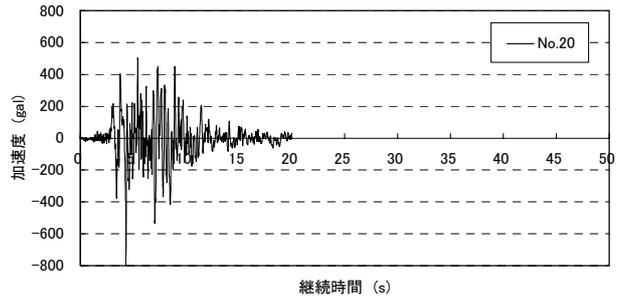
地震波	最大加速度 (gal)				
	卓越周期	継続時間 (秒)	$k_h=0.10$	$k_h=0.15$	$k_h=0.20$
No. 6	0.219	80.0	325	375	440
No. 14	2.675	161.0	155	175	205
No. 16	0.745	40.0	195	225	260
No. 18	1.464	29.1	120	135	150
No. 19	2.278	19.0	235	265	310
No. 20	0.342	20.0	330	365	415
No. 21	0.410	19.0	555	635	745
No. 22	0.603	29.5	215	240	275
No. 23	1.708	40.3	105	115	125



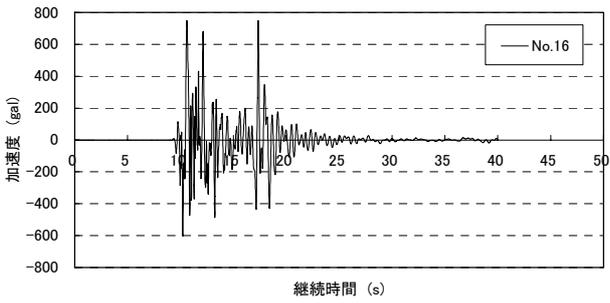
(a) 入力地震波形 (No.06)



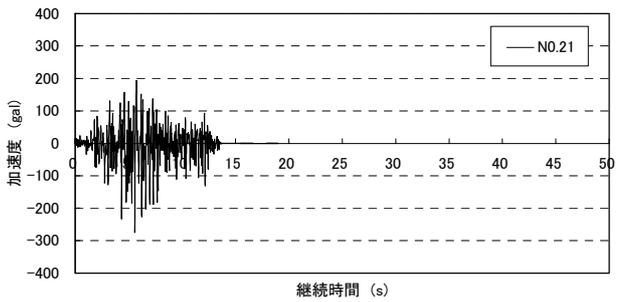
(b) 入力地震波形 (No. 14)



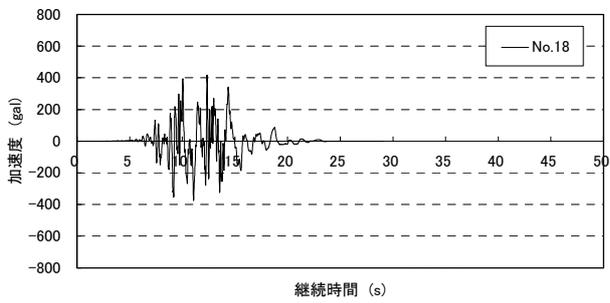
(f) 入力地震波形 (No. 20)



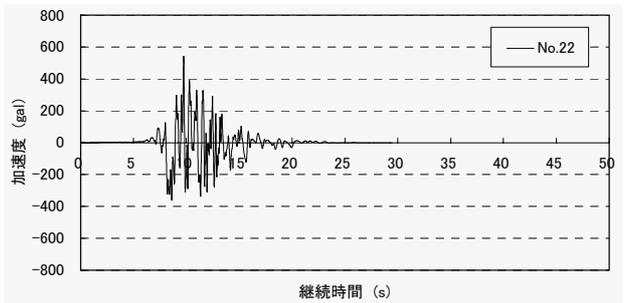
(c) 入力地震波形 (No. 16)



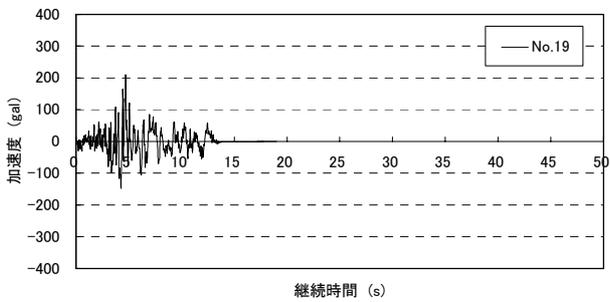
(g) 入力地震波形 (No. 21)



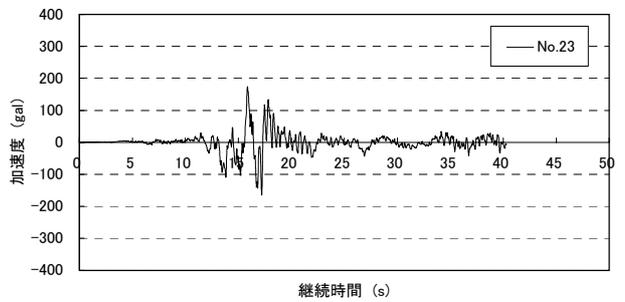
(d) 入力地震波形 (No. 18)



(h) 入力地震波形 (No. 22)



(e) 入力地震波形 (No. 19)



(i) 入力地震波形 (No. 23)

図-4.4 基盤入力地震波

(3) 地震応答解析 (未改良地盤)

次に、一次元及び二次元地震応答解析を実施して地表面での最大応答加速度を求め、両者を比較することで式(4.23)に示される照査用震度算定法の適用性を検討した。まず、一次元未改良地盤については図-4.5に示す検討断面及び表-4.3に示す材料定数を用いて地表面での応答加速度を求めた。得られた計算結果に対して、以下に示す周波数補正フィルター処理ならびに継続時間補正を行い地表面最大加速度補正值 α_c を求めた。

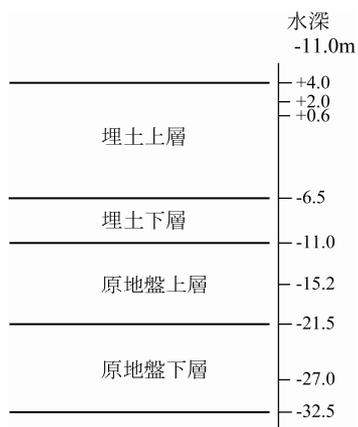


図-4.5 検討対象断面 (一次元, 未改良地盤)

ここで、

- f : 周波数 (Hz)
- H : 壁高 (m)
- H_R : 基準壁高 (=15m)
- T_b : 背後地盤の初期固有周期 (s)
- T_{bR} : 背後地盤の基準初期固有周期 (=0.8s)
- T_u : ケーソン下地盤の初期固有周期 (s)
- T_{uR} : ケーソン下地盤の基準初期固有周期 (=0.4s)
- $\alpha(f)$: フィルター処理後の地表面加速度の最大値
- i : 虚数

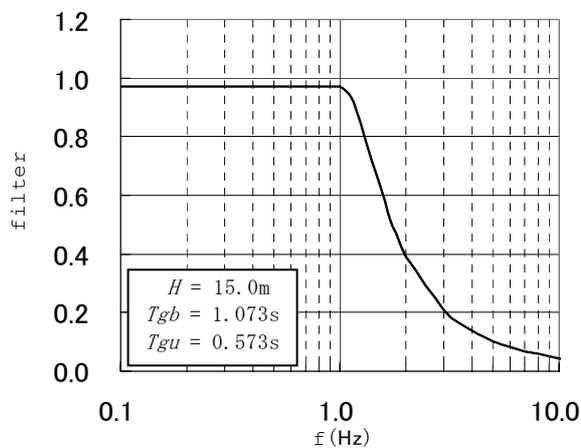


図-4.6 フィルターの一例

1) 周波数補正フィルター処理

ケーソン背後地盤において一次元地震応答解析を行うと、その地盤地表面において地表面加速度 (α) が得られる。この加速度には構造物や構造物周辺地盤の影響は反映されていない。そのため、構造物や周辺地盤の振動特性を反映するために、得られた地表面応答加速度を周波数補正フィルター処理した。フィルターの式を式(4.25)と式(4.26)に、フィルターの一例を図-4.6にそれぞれ示している。なお、本式は未改良地盤に対して提案されている式である。

$$b = 1.05 \cdot \frac{H}{H_R} - 0.88 \cdot \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \cdot \frac{T_u}{T_{uR}} - 0.23 \quad \text{--- (4.25)}$$

$$\alpha(f) = \begin{cases} b & 0 \leq f \leq 1.0 \\ \frac{b}{1 - \left(\frac{f-1.0}{1/0.34}\right)^2 + 6.8 \cdot \left(\frac{f-1.0}{1/0.34}\right)} \cdot i & 1.0 \leq f \end{cases} \quad \text{--- (4.26)}$$

ここで、地盤の固有周期 (T) は、工学的基盤より上の対象となる土層について各層の層厚とせん断波速度から式(4.27)を用いて求めることができる。

$$T = 4 \cdot \sum_i \frac{H_i}{V_{si}} \quad \text{--- (4.27)}$$

ここで、

- H_i : 層厚 (m)
- T : 地盤の固有周期 (s)
- V_{si} : せん断波速度 (m/s)

式(4.25)で求められる b 値は構造物や周辺地盤の振動特性を考慮して得られる値であり、式(4.27)を用いて、各検討ケースにおける b 値は表-4.5 の様に求められる (なお、表には後の解析で用いる改良地盤に対する値もあわせて示している)。

表-4.5 b 値

		CASE_1	CASE_3
未改良地盤	T_u	0.573	0.397
	T_b	1.073	0.730
	b	1.015	0.970
改良地盤 $q_u=2000\text{kN/m}^2$	T_u	0.368	0.285
	T_b	1.073	0.730
	b	0.522	0.702
改良地盤 $q_u=1350\text{kN/m}^2$	T_u	0.391	0.309
	T_b	1.073	0.730
	b	0.578	0.758

2) 継続時間補正

周波数補正フィルターによる処理を行った加速度 (α_f) に対して、式(4.28)に示す関係を用いて地震動の継続時間による補正を行い最大加速度補正值 (α_c) を得た。

$$\alpha_c = p \cdot \alpha_f$$

$$p = 0.36 \cdot \ln \frac{S}{\alpha_f} - 0.29 \quad \text{--- (4.28)}$$

ここで、

- p : 低減率
- S : フィルター処理後の加速度時刻歴の二乗和平方根 (m/sec²)
- α_c : 地表面における地盤の最大加速度補正值 (m/sec²)
- α_f : フィルター処理後の加速度最大値 (m/sec²)

次に、図-4.5 に示した断面を対象に一次元地震応答解析を実施して地表面での最大応答加速度を求め、周波数補正と継続時間補正を行って地表面での応答加速度を求めた。周波数補正フィルター処理、継続時間補正を行って得られた地表面における地盤の最大加速度補正值 (α_c) と、二次元地震応答解析によって得られたケーソン天端での残留水平変位を式(4.23)に示す照査用震度算定式に代入して地表面における地盤の最大加速度補正值 (α_c') を求め、図-4.7 にその結果を示す。図より、計算結果にはばらつきが見られるが、両者はほぼ 1:1 の直線に近くプロットされており、式(4.23)の照査用震度算定式が未改良地盤に関して適用できることが確認できた。

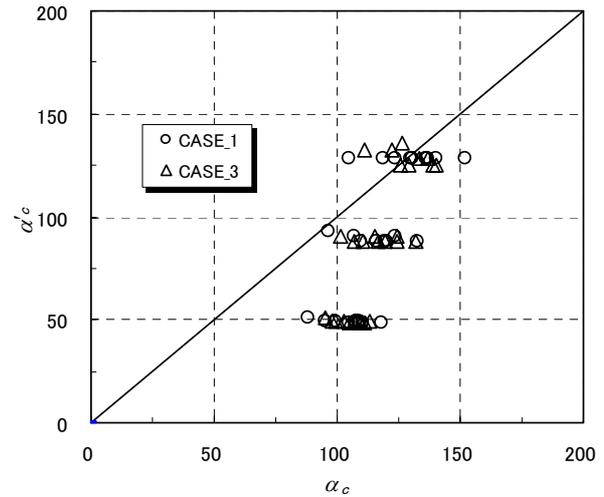


図-4.7 α_c と α_c' との関係 (未改良地盤)

(4) 地震応答解析 (改良地盤)

深層混合処理地盤についても、一次元ならびに二次元地震応答解析を実施した (図-4.8) . 一次元地震応答の検討では改良地盤も未改良地盤と同じ解析であるため、(3)で行った未改良地盤に対する計算結果(補正前の地表面応答加速度)を用いた。一方、地表面加速度の補正においては、 T_u の値が改良地盤と未改良地盤で異なるために表-4.5 に示したように b 値が異なる。そのため、補正された地表面加速度 (α_c) も異なることとなる。一方、二次元地震応答解析においては、設計基準強度が 1,350kN/m² と 2,000kN/m² の異なる 2 種類の改良地盤を対象とした (表-4.6 参照) . 表中の改良地盤のヤング率ならびにせん断波速度は式(4.29)を用いて求めたもので、地震応答解析には表-4.3 に示す値とともに用いた。

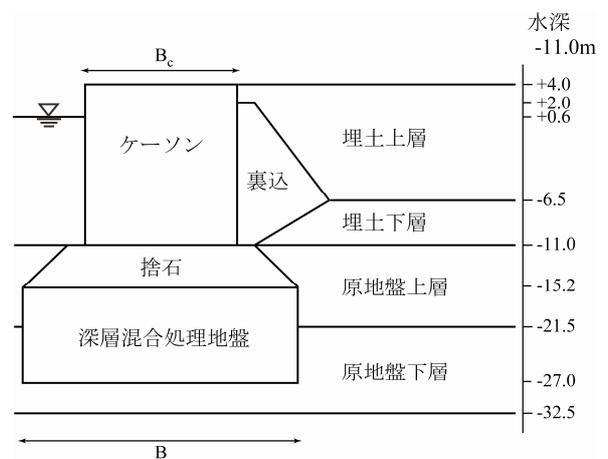


図-4.8 検討対象断面 (二次元改良地盤)

表-4.6 検討した深層混合処理地盤の強度

	設計基準強度 (kN/m ²)	ヤング率 (kN/m ²)	せん断波速度 (m/s)
高強度	2,000	1.00e+6	433
低強度	1,350	6.75e+6	356

$$E = 500 \cdot q_u$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2 \cdot \rho \cdot (1 + \nu)}} \quad \text{--- (4.29)}$$

ここで、

- E : ヤング率 (kN/m²)
- q_u : 一軸圧縮強さ (kN/m²)
- V_s : せん断波速度 (m/s)
- ν : ポアソン比 (= 0.33 と仮定)
- ρ : 密度 (t/m³)

また、照査用震度 k_h も0.1, 0.15, 0.2の3ケースを対象としたが、その大きさによって表-4.7に示すようにケーソン幅ならびに深層混合処理地盤の改良幅も異なってくる。

表-4.7 断面条件

照査用震度 k_h	ケーソン幅 Bc (m)	改良地盤幅 B (m)
0.10	5.4	25.08
0.15	7.4	27.08
0.20	11.4	31.08

二次元地震応答解析によって得られたケーソン天端の残留水平変位を式(4.23)に示す照査用震度算定式に代入して地表面における地盤の最大加速度補正值(α_c')を求めた。

このようにして求められた一次元ならびに二次元解析結果を図-4.9に示した。図-4.7に示した未改良地盤の結果と比較すると、深層混合処理地盤とすることで未改良地盤に対して最大加速度補正值(α_c)が低減されていることが分かる。図より、計算結果にはばらつきが見られるが、両者はほぼ1:1の直線に近くプロットされており、式(4.23)の照査用震度算定式が深層混合処理地盤に対しても適用できることが分かった。

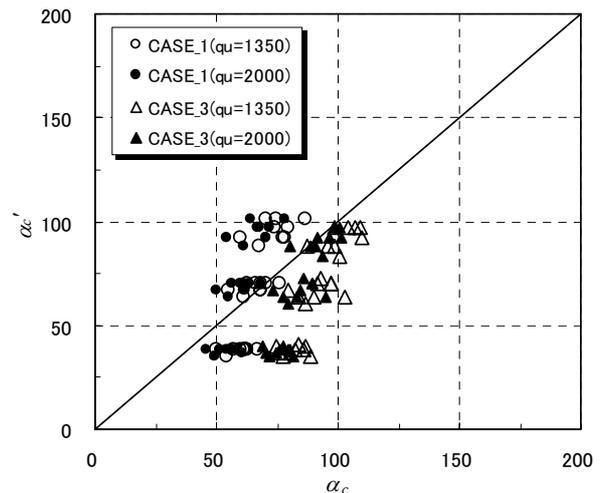


図-4.9 α_c と α_c' との関係 (深層混合処理地盤)

4.5 上部構造物の照査用震度に関する検討

(1) 低減係数の算出

4.4での検討の結果、未改良地盤を対象に提案された照査用震度算定式(式(4.23))が深層混合処理地盤に対しても適用可能であることが確認された。さらに、深層混合処理地盤とすることで二次元地震応答解析から得られる残留水平変位、一次元地震応答解析から得られる最大加速度の補正值も低減されることが確認された。しかし、実際の運用にあたっては、設計段階で改良諸元が既に決定していることはほとんどなく、改良諸元を決定するために多くのケーススタディを行う必要性があり、設計者に多大な負担がかかることになる。そこで、ここでは一般的な深層混合処理地盤を対象に未改良地盤に対する最大加速度の補正值の低減効果を検証し、その低減の考え方を照査用震度算定式に導入することによって深層混合処理地盤への照査用震度算定式の適用方法を提案することとした。

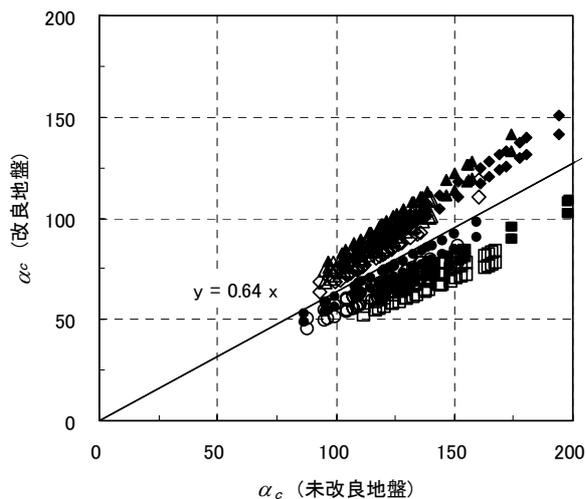
検討対象の土層構成図は図-4.8に示す通りである。深層混合処理地盤を除く周辺地盤の地盤定数は表-4.3と同じである。ただし、ここでの検討では、水深を-11mと-14.5mの2種類、地盤条件をCASE_1~CASE_4の4断面とした(表-4.1, 表-4.3参照)。また、深層混合処理地盤は改良強度の異なる2種類(表-4.6)を対象とした。地震応答解析により求められた地表面での応答加速度について、未改良地盤と改良地盤に関して式(4.25)および式(4.26)に示した周波数補正フィルター処理ならびに継続時間の補正を行った。なお、本検討でのフィルター式中の b 値は表-4.8に示す通りである。

表-4.8 b 値

		CASE_1	CASE_2	CASE_3	CASE_4
-11.0m 岸壁 未改良地盤	T_u	0.573	0.860	0.397	0.443
	T_b	1.073	1.146	0.730	0.729
	b	1.015	1.624	0.970	1.082
-11.0m 岸壁 改良地盤 $q_u=2000\text{kN/m}^2$	T_u	0.368	0.497	0.285	0.302
	T_b	1.073	1.146	0.730	0.729
	b	0.522	0.753	0.702	0.744
-11.0m 岸壁 改良地盤 $q_u=1350\text{kN/m}^2$	T_u	0.391	0.521	0.309	0.326
	T_b	1.073	1.146	0.730	0.729
	b	0.578	0.809	0.758	0.801
-14.5m 岸壁 未改良地盤	T_u	0.573	0.860	0.397	0.443
	T_b	1.190	1.212	0.808	0.795
	b	1.132	1.795	1.129	1.253
-14.5m 岸壁 改良地盤 $q_u=2000\text{kN/m}^2$	T_u	0.368	0.497	0.285	0.302
	T_b	1.190	1.212	0.808	0.795
	b	0.638	0.924	0.861	0.916
-14.5m 岸壁 改良地盤 $q_u=1350\text{kN/m}^2$	T_u	0.391	0.521	0.309	0.326
	T_b	1.190	1.212	0.808	0.795
	b	0.695	0.981	0.918	0.973

このようにして求められた未改良地盤ならびに改良地盤の補正後の地表面での最大加速度 (α_c) の関係を図-4.10 に示す。深層混合処理地盤は未改良地盤に比べて、水深ならびに地盤の種別によらず最大加速度補正值 (α_c) が低減されているのが分かる。未改良地盤と改良地盤での α_c の比として約 0.64 の値が得る。

以上の検討から、深層混合処理工法を適用する場合は、未改良地盤に対して求める最大加速度補正值 (α_c) に対して低減係数 (=0.64) を考慮することで合理的に照査用震度を算定することができる事が分かる。

図-4.10 未改良地盤と改良地盤の α_c の比較

(2) 低減係数の確認

1) 検討断面

(1) で算出された深層混合処理地盤の低減係数を考慮して設計された断面を対象に、二次元地震応答解析から得られる変形量に着目して低減係数の妥当性を検証する。検証対象断面は図-4.8 に示す通りである。検討では、未改良地盤上の本土工の照査用震度が $k_h=0.20$ となる断面に対して深層混合処理を行い、改良時の本土工の低減係数 (=0.64) を考慮してケーソン幅、深層混合処理幅を縮小した断面を対象とした。

ケーソン幅ならびに深層混合処理地盤の改良幅を決定するにあたって、表-4.7 に示す照査用震度とケーソン幅の関係を用いて、照査用震度 (k_h) が 0.13 の場合のケーソン幅を 6.36m と決定した。地盤条件は表-4.6 に示す通りである。

2) 基盤入力地震波

基盤入力地震波は、4.4 で用いた 9 波形を使用した。ただし、入力地震波の最大加速度について、本検討では未改良地盤の各ケースに対して残留水平変位が 10cm となるように別途計算して求めた。その大きさを表-4.9 に示す。

表-4.9 基盤入力地震波の最大加速度

地震波	継続時間 (秒)	最大加速度 (gal)	
		CASE_1	CASE_3
No. 6	80.0	275	330
No. 14	161.0	130	180
No. 16	40.0	160	195
No. 18	29.1	110	160
No. 19	19.0	205	260
No. 20	20.0	285	355
No. 21	19.0	420	555
No. 22	29.5	185	240
No. 23	40.3	95	140

3) 解析結果

解析結果を表-4.10(a) に示す。表より、地盤の剛性、入力地震波にかかわらず、ケーソン天端での残留水平変位は 8cm~10cm の範囲にあることが分かる。なお、参考として、低減係数を 0.5 とした場合の計算結果を表-4.10(b) に示した。表より、求められた残留水平変位は 9cm~11cm で 10cm を超えるケースも見られる。以上より、低減係数として 0.64 の値がほぼ妥当であると考えられる。

表-4.10 残留水平変位

(a) 低減係数 0.64

地震波	CASE_1		CASE_3	
	最大加速度	水平変位 (mm)	最大加速度	水平変位 (mm)
No. 6	275	8.89	330	9.27
No. 14	130	8.50	180	8.69
No. 16	160	8.77	195	9.88
No. 18	110	8.34	160	9.16
No. 19	205	8.48	260	8.90
No. 20	285	8.79	355	9.60
No. 21	420	8.03	555	9.00
No. 22	185	8.61	240	9.71
No. 23	95	9.06	140	9.94

(b) 低減係数 0.5

地震波	CASE_1		CASE_3	
	最大加速度	水平変位 (mm)	最大加速度	水平変位 (mm)
No. 6	275	9.79	330	11.02
No. 14	130	9.53	180	10.09
No. 16	160	9.87	195	11.32
No. 18	110	9.54	160	10.64
No. 19	205	9.83	260	10.66
No. 20	285	10.05	355	11.21
No. 21	420	8.97	555	10.20
No. 22	185	9.68	240	11.15
No. 23	95	10.30	140	11.44

4.6 改良地盤の照査用震度に関する検討

(1) 検討条件

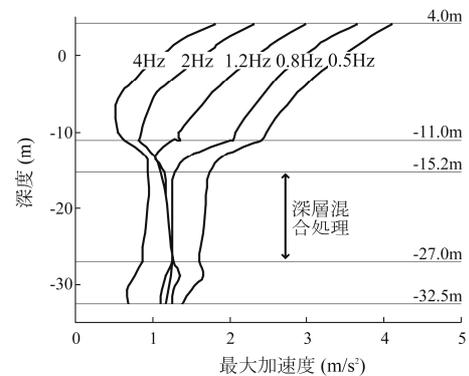
本体工に作用する震度と改良地盤に作用する震度は異なることが知られている。そのため、本体工における照査用震度 (k_{h1k}) と地盤改良工における照査用震度 (k_{h2k}) も異なる値を設定する必要があると思われる。ここでは、二次元地震応答解析によって本体工と地盤改良工に作用する慣性力を求め、その関係から改良地盤の照査用震度の算定方法を検討することとした。検討フローを図-4.1に示す。

検討断面は図-4.8と同じである。検討では0.1, 0.15, 0.2の3種類照査用震度を対象に計算を行ったが、それぞれに対して、ケーソン幅ならびに深層混合処理幅は表-4.7のように設定される。また、検討ではCase1及びCase3の2種類を対象に、改良地盤の強度は $q_u = 1350 \text{ kN/m}^2$ と $q_u = 2000 \text{ kN/m}^2$ の2種類とした。入力地震波の周波数特性は、地盤や構造物の加速度応答特性に大きく影響を及ぼすことが知られている。そこで、ここでは実際の地震動に含まれる周波数のうち代表的な周波数の正弦波を入力波として地震応答解析を行った。入力波として用いた正弦波の周波数は、0.5Hz, 0.8Hz, 1.2Hz, 2.0Hz,

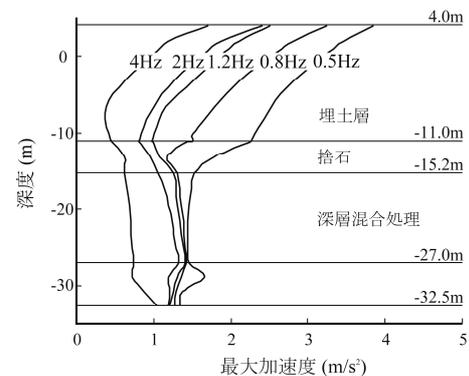
4.0Hzの5種類、最大加速度は100gal, 150gal, 200galの3種類である。また、入力波数は全て10波数とし、急激に大きな加速度を与えないように、主要動10波の最初と最後に調整した波を追加した。

(2) 解析結果

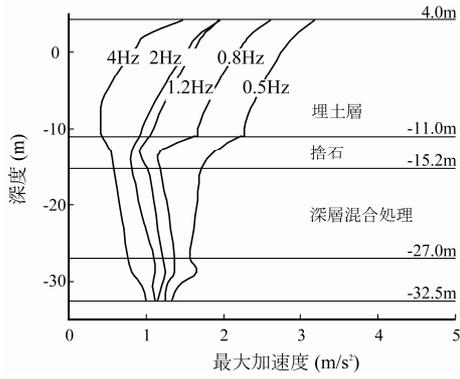
図-4.11にケーソン中心線上で深層混合処理地盤下端からケーソン天端までの加速度最大値の分布の解析結果を示した。図では、図-4.11(a)を基本ケースと考え、地盤条件、照査用震度ならびに入力地震動の大きさを変化させたケースを示している。図より、いずれのケースについても本体工の加速度分布に比べて、深層混合処理部の最大加速度が小さくなっていることが分かる。



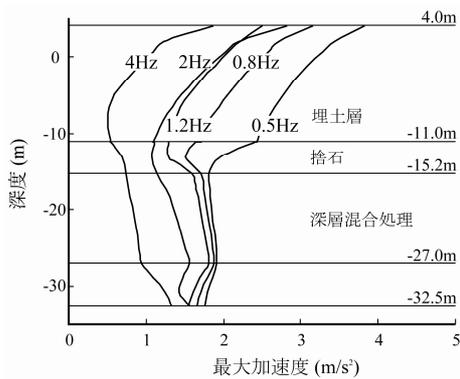
(a) CASE_3, $k_h=0.15$, 150gal



(b) CASE_1, $k_h=0.15$, 150gal



(c) CASE_1, $k_h=0.20$, 150gal



(d) CASE_1, $k_h=0.20$, 200gal

図-4.11 応答加速度の深度分布

図を基に、改良地盤部分ならびに本体工部での最大加速度との関係を図-4.12 に示す. 図に示すように、計算結果には大きなばらつきがあるが、深層混合処理部分での応答最大加速度は本体工部分の 65%程度であることが分かる. 以上の検討から、地盤改良工の照査用震度は本体工の照査用震度に対して、低減係数 (=0.65) を考慮することで合理的に照査用震度を算定することができると考えられる.

4.7 まとめ

式(4.1)～(4.22)に示した照査式には、4つの照査用震度 (k_{h1k} , k_{h2k}) と多くの部分係数が含まれており、設計においてはこれらの震度を適切に設定する必要がある. このうち、部分係数に関しては、設計地震動を適切に設定することで、すべて1と考えることができる.

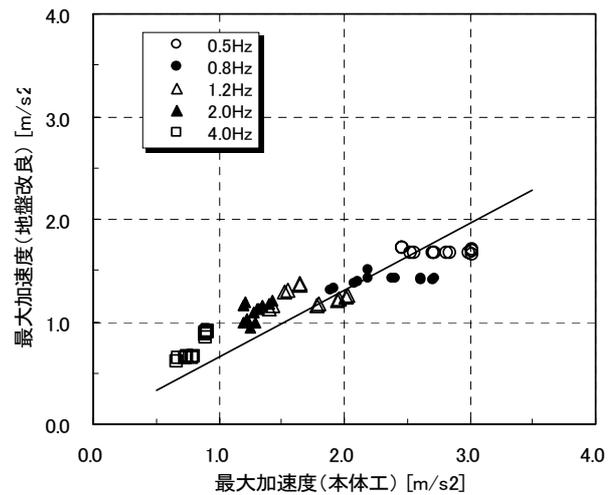


図-4.12 本体工と改良地盤に作用する平均最大加速度の関係

設計においては、まず当該地区の基盤地震波が与えられ、地盤条件ならびに構造物の許容残留変位量を基に、未改良の地盤を対象に一次元地震応答解析を実施し、フィルター処理、継続時間に関する補正を行って未改良地盤に対する地表面における地盤の最大加速度 (α_c) を求める. 次に、式(4.30)に α_c 、許容残留変位量ならびに低減係数を代入して、本体工および改良地盤系 (上部工、基礎マウンド、裏込め層、裏埋め層、上載荷重など) の照査用震度 (k_{h1k} , k_{h1k}') を求める.

$$k_{h1} = 1.78 \cdot \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.55} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.04$$

$$k_{h1k}' = k_{h1k} \quad \text{--- (4.30)}$$

ここで、

D_a : 本体工天端での許容残留変形量 (cm)

D_r : 基準変位量 (=10cm)

g : 重力加速度 (=980cm/s²)

k_{h1k} : 照査用震度 (本体工の慣性力算定用)

k_{h1k}' : 照査用震度 (本体工に作用する地震時土圧算定用)

α_c : 地表面における地盤の最大加速度補正值 (cm/s²)

(低減係数) : (=0.64)

次に、改良地盤に対する照査用震度 k_{h2k} は、本体工の値 k_{h1k} に (低減係数=0.65) をかけることで求めることができる. 改良地盤系に作用する地震時土圧を算定する際の照査用震度 (k_{h3k}) の大きさに関しては未解明である.

しかし、改良地盤と周辺地盤とはほぼ同様に振動すると考えられることなどを考えて無改良地盤と同じと仮定した。

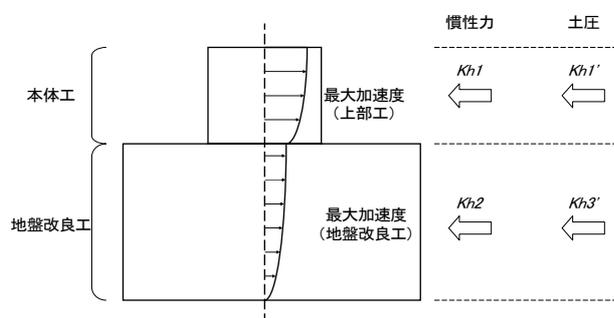


図-4.13 照査用震度概念図

5. まとめ

本研究では、岸壁・護岸または防波堤を対象に深層混合処理地盤の常時と地震時の性能設計手法の導入のために行った限界状態の設定と破壊モードに応じた性能関数の設定および部分係数に関してキャリブレーションなどの検討、あわせて目標信頼性指標の評価と最適な部分係数などについて取りまとめた。本研究で得られた結論を以下にまとめて示す。

- 1) 常時の設計に関して、改良地盤の破壊モードを設定し、各破壊モードごとに性能照査式と所定の目標信頼性指標を満足する部分係数を設定した。今回求められた性能照査式ならびに部分係数を用いることによって、信頼性設計ができることを示した。
- 2) 地震時の設計に関して、改良地盤の破壊モードを設定し、各破壊モードごとに性能照査式と本土工ならびに地盤改良工に作用する地震慣性力を算定する際の照査用震度を示した。今回求められた性能照査式ならびに部分係数を用いることによって、信頼性設計ができることを示した。

なお、改良地盤系に作用する地震時土圧を算定する際の照査用震度の大きさに関しては未解明であるため、ここでは無改良地盤と同じと仮定した。今後の検討が必要である。

謝辞

本稿の基になった技術基準の改訂作業は、平成 14 年度～平成 17 年度にわたり国土交通省国土技術政策総合研究所から受託研究を受けて行った。国土交通省国土技術政策総合研究所港湾研究部小澤主任研究官をはじめ関係者に感謝の意を表す。また、性能照査式の検討、部分係数の設定と検証、キャリブレーション計算などの多くの検討・計算はCDM研究会に発注して行った。これらの計算・検討は非常に労力と時間を要するものであったが、CDM研究会のメンバー各位は非常に忍耐強く作業を行っていただいた。彼らのご努力に感謝いたします。

参考文献

- 1) ISO: ISO2394, General principles on reliability for structures, 1998.
- 2) CEN: Eurocode : Basis of Structural Design, Draft prEN1990, 2000.
- 3) ユーロコード 1 : 構造物の設計原則に作用 (荷重), 第 1 部 : 設計原則, DDENV, 1996.
- 4) ユーロコード 7 : 地質工学的設計, 第 1 部 : 一般規則, 1999.
- 5) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上下), 社団法人日本港湾協会, 1999.
- 6) 山本修司, 菊池喜昭: 港湾構造物の性能規定型設計コードについて, 基礎工, Vol.29.No.8, 2001, p25～29.
- 7) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上下), 社団法人日本港湾協会, 2006 (予定) .
- 8) 港湾空港技術研究所 地盤・構造部地盤改良研究室: 平成 14 年度深層混合処理工法の設計法に関する検討調査業務報告書
- 9) 港湾空港技術研究所 地盤・構造部地盤改良研究室: 平成 15 年度深層混合処理工法の設計法に関する検討調査業務報告書
- 10) 港湾空港技術研究所 地盤・構造部地盤改良研究室: 平成 16 年度深層混合処理工法の設計法に関する検討調査業務報告書
- 11) 港湾空港技術研究所 地盤・構造部地盤改良研究室: 平成 17 年度深層混合処理工法の設計法に関する検討調査業務報告書
- 12) The Nordic Committee on Building Regulations (NKB) : Recommendation for Loading and Safety Regulations for Structural Design, NKB-Report No.36,

Nov.1978.

- 13) Takayama, T. and Ikeda, N.: Estimation of Sliding Failure Probability of Present Breakwaters for Probabilistic Design, 港研報告, Vol.31, No.5, 1993.
- 14) 高山知司, 鈴木康正, 河合弘泰, 藤咲秀可: 防波堤の信頼性設計に向けて, 港湾技研資料, No.785, 1994
- 15) 長尾 毅: ケツ式防波堤の外的安定に関する信頼性設計法の提案, 国総研研究報告, No.4, 3.2002
- 16) 長尾 毅: ケツ式岸壁の外的安定に関する信頼性設計法の適用手法, 国総研研究報告, No.2, 12.2001
- 17) 森平倫生, 木原 力, 堀川 洋: 混成防波堤捨石マウンドの摩擦係数について, 第25回海岸工学講演会論文集, 1978, pp.337~341
- 18) 森平倫生, 足立一美: 混成防波堤捨石マウンドの摩擦係数について(第2報), 第26回海岸工学講演会論文集, 1979, pp.446~450
- 19) 長尾毅: 防波堤の滑動および支持力の安全性指標の相互比較, 土木学会第51回年次学術講演会論文集, 1996
- 20) 南兼一郎, 春日井康夫: 鉄筋コンクリート港湾構造物への限界状態設計法の適用, 港湾技研資料, No.716, 1991
- 21) 長尾 毅, 門脇陽治, 土田 孝, 寺内 潔: 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性(第2報)~支持力安全性に関する検討~, 港研報告, Vol.36, No.1, 1997, pp.25~57
- 22) 松尾 稔: 地盤工学, 技報堂出版, 1984
- 23) 海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル, (財)沿岸開発技術研究センター, 1999.4.
- 24) AASHTO: LRFD Bridge Design Specification SI Units 2nd Edition, 1998.

港湾空港技術研究所報告 第46巻第1号

2007. 3

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 昭和情報プロセス株式会社

Copyright © (2007) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

CONTENTS

Studies of Reliability based Design on Deep Mixing Improved Ground	Masaki KITAZUME, Tsuyoshi NAGAO 3
Studies of Reliability based Design on Sand Compaction Pile Improved Ground	Masaki KITAZUME, Tsuyoshi NAGAO45