

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)

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**

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サンドコンパクションパイル工法においても、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：サンドコンパクションパイル工法、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 Sand Compaction Pile 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. Sand Compaction Pile Method (SCP) was developed and put into practice in Japan in the 1960s. Numerous research efforts have been paid to investigate the properties of sand piles, behavior of SCP improved ground under static and dynamic conditions, design method, and execution techniques.

The current Design Procedure on SCP method for clay ground application is based on the slip circle analysis for the stability calculation. The 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 SCP 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: Sand Compaction Pile Method, reliability based design, partial safety factor, design seismic coefficient

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

** Chief of Port 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	45
1. まえがき	49
2. サンドコンパクションパイル改良地盤の性能規定化	49
2.1 性能規定化手法	49
2.2 港湾構造物に適用されるサンドコンパクションパイル改良地盤の 目的・機能・要求性能	49
3. 信頼性設計法（静的）のための性能照査の検討	50
3.1 目的と方法	50
3.2 改良地盤の破壊モード	51
3.3 性能照査式	51
3.4 確率分布の推定	52
3.5 信頼性解析及び解析結果	55
3.6 まとめ	59
4. レベル1 信頼性設計法（動的）のための性能照査の検討	60
4.1 目的と方法	60
4.2 改良地盤の破壊モード	62
4.3 信頼性解析及び解析結果	62
4.4 上部構造物の照査用震度に関する検討	67
4.5 まとめ	70
5. 結論	70
謝辞	70
参考文献	70

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サンドコンパクションパイル工法においても、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. サンドコンパクションパイル改良地盤の性能規定化

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。

本研究では、この概念に基づき、サンドコンパクションパイル工法の目的、機能的要求、要求水準を以下に示すようように検討した。

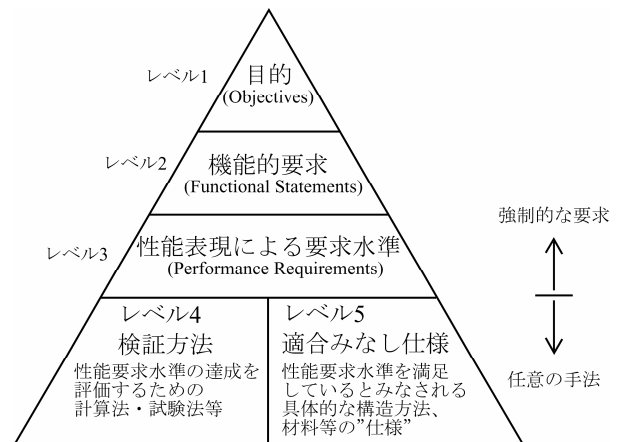


図-2.1 性能規定による基準体系の概念

2.2 港湾構造物に適用されるサンドコンパクションパイル改良地盤の目的・機能・要求性能

サンドコンパクションパイル工法は、外郭施設、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。粘性土を対象としたサンドコンパクションパイル地盤の機能・要求性能を表-2.1にまとめて示す。

サンドコンパクションパイル工法によって造成された改良地盤の各限界状態として、以下に示す終局限界状態と使用限界状態を設定した。

終局限界状態；

主として改良地盤の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、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、疲労破壊はサンドコンパクションパイル改良地盤のような変形追随型の地盤においては破壊の支配的な条件ではないため、疲労限界状態は考慮しないものとした。

次に、各限界状態における改良地盤の要求性能と要求性能レベルに対応する照査検討項目を表-2.2 と表-2.3 のようにそれぞれ設定した。

表-2.1 サンドコンパクションパイル工法の目的と機能

改良用途	目的	機能
基礎地盤改良	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・圧密促進により、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・圧密促進により、対象施設の沈下を抑制する。
		基礎地盤の安定確保・圧密促進により、対象施設の変形を抑制する。
前面地盤改良	矢板式護岸等の前面部改良による（既設）構造物の安定性向上。	前面地盤の SCP 改良により強度・剛性を高めて、対象施設の安定に求められる受働抵抗を確保する。

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 要求性能レベル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	円弧すべり・支持力
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

SCP 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、信頼性理論を用いて現行基準の持つ安全余裕度の評価を行った。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。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、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。そのため、本論文ではこれらの試行錯誤も含めた検討内容を記述する。検討では、まず改良地盤の破壊モードの抽出を行い、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、舞鶴での現地載荷実験結果を解析して、従来の安全率～信頼性指標の関係をもとに考察を加えた。次に、既往事例の中から典型的な6断面（護岸4断面、防波堤1断面）を抽出し、これを解くことによって感度係数、信頼性指標を求め、従来の安全率～信頼性指標の関係をもとに考察を加え、部分係数の妥当性を検証して最終的な部分係数を求めた。

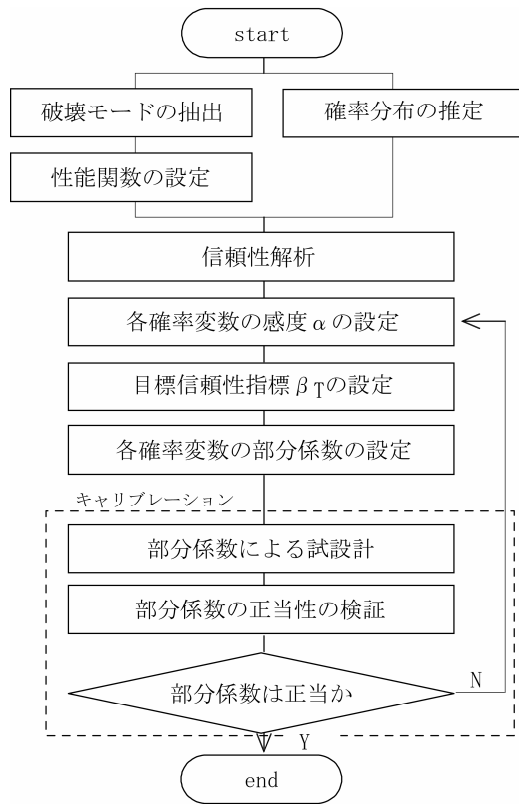


図-3.1 検討フロー

3.2 改良地盤の破壊モード

構造物の信頼性解析に先立って、対象とする構造物の破壊を定義した。ここで、構造物の破壊とは、対象とする構造物が耐用期間中において設計で意図した機能を果たせなくなったことを示す。本研究では、終局限界状態を対象に、構造物（改良地盤と上部構造物）が最大耐荷力に達した場合に構造物全体（改良地盤等系）のつり合いが喪失する場合（円弧すべり破壊）を破壊と考えた（図-3.2 参照）。

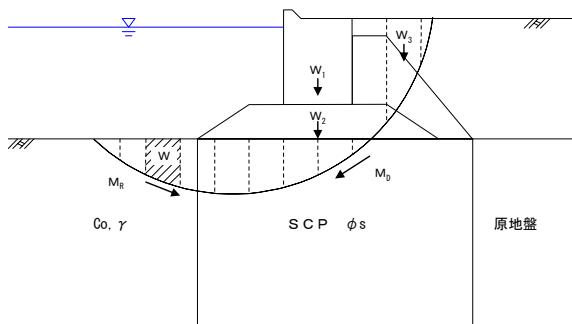


図-3.2 SCP改良地盤の破壊モード

3.3 性能照査式

円弧すべり計算においては、まず図-3.2に示すように、通常地盤をいくつかの鉛直ブロックに分割し、各ブロックごとに抵抗モーメント M_R および起動モーメント M_D を求める。さらに式(3.1)を用いて安全率 F_s を算定する。

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} \quad \text{--- (3.1)}$$

ここで、

F_s : 安全率

M_D : 破壊モーメント (kN×m)

M_R : 抵抗モーメント (kN×m)

一方、性能設計における安全照査式を式(3.2)のように定義した。なお、新しい技術基準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場合もあるので注意されたい。

$$Z = R - D$$

$$R = \sum_i \{ (1 - a_s) \cdot (c_0 + k \cdot z_i + \mu_c \cdot \Delta\sigma_{zi} \cdot c_u / p \cdot U) + a_s \cdot (\gamma_s \cdot z_{si} + \mu_s \cdot \Delta\sigma_{zi}) \cdot \tan\phi_s \cdot \cos^2\theta_i \} \cdot l_i \cdot R$$

$$D = \sum_i \{ W_i \cdot (1 - a_s) + \gamma_s \cdot S_i a_s \} \cdot arm_i$$

--- (3.2)

ここで、

a_s : 改良率 (%)

c_0 : 地表面での非排水せん断強度 (kN/m²)

c_u/p : 強度増加率

k : 非排水せん断強度増加率 (kN/m³)

n : 応力分担比

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c}$$

U : 圧密度

z : 深度 (m)

$\Delta\sigma_z$: 鉛直応力増分 (kN/m²)

γ_s : 砂杭の単位体積重量 (kN/m³)

θ : すべり線の傾き

μ_c : 粘土の応力分担率

$$\mu_c = \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{1}{1 + (n-1) \cdot a_s}$$

μ_s : 砂杭の応力分担率

$$\mu_s = \frac{\sigma_s}{\sigma} = \frac{n}{1 + (n-1) \cdot a_s}$$

σ_c : 粘土に作用する鉛直応力 (kN/m²)
 σ_s : 砂杭に作用する鉛直応力 (kN/m²)
 ϕ_s : 砂杭の内部摩擦角
 l_i : スライス下面の円弧長さ
 R : すべり円の半径
 W_i : ブロックの重量
 arm_i : ブロック重心と円弧中心との水平距離 (アーム長)
 S_i : SCP を含むブロックの面積

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(3.3)を基に算出することができる。

$$\begin{aligned} \mu_x &= \alpha \cdot X_e \\ \sigma_x &= \mu_x \cdot V_x \end{aligned} \quad \text{--- (3.3)}$$

3.4 確率分布の推定

(1) 港湾構造物にの共通の設計因子

ここで、

V_x : 設計因子 X における変動係数

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)	
破碎変形推定精度	0.87	0.10		
波力算定式推定精度	0.91	0.19	ケーツ式混成堤	
	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	
SCP 改良地盤				
内部摩擦角 (30 度の時)	1.21	0.05		
内部摩擦角 (35 度の時)	1.00	0.05		
重量	1.00	0.03		
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		

- 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)
- α : 設計因子 X における真値の偏り
- α_x : 設計因子 X の標準偏差
- μ_x : 設計因子 X の真値の平均値

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。

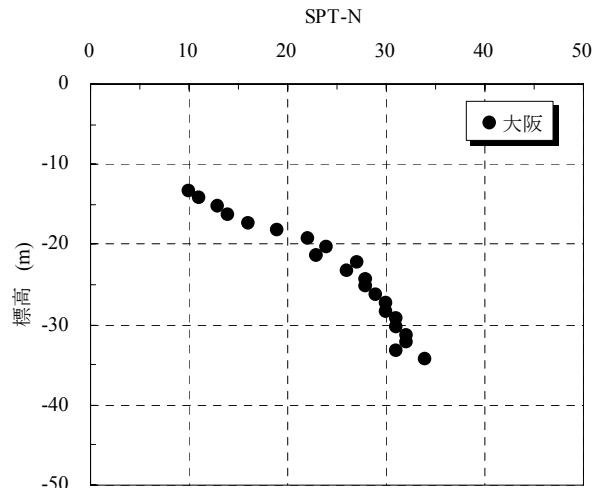
(2) SCP 改良地盤特有の設計因子

1) 砂杭の内部摩擦角

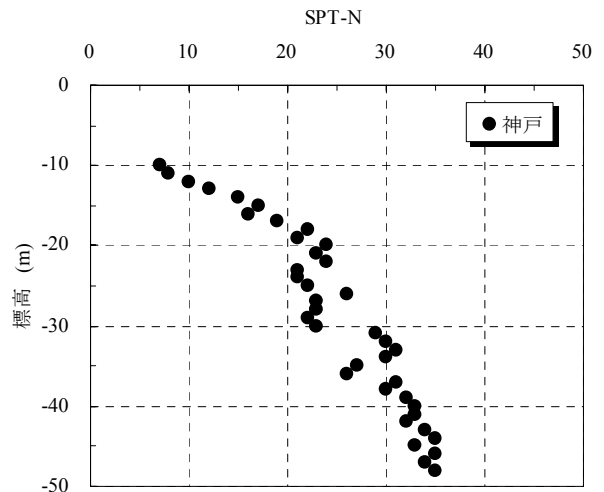
SCP 杭は人工的に造成される砂質土であるので, その内部摩擦角などの特性は自然堆積の砂質地盤と違った固有の平均値や分散値を持つと考えられる。近年の海上 SCP のチェックボーリング結果 (標準貫入試験) を基に推定した。検討対象の調査事例を表-3.2 に示した。地域による影響を最小限にするため, 東日本と西日本の両地区から選り出している。表-3.2 のうち3事例について標準貫入試験結果の深度分布を図-3.3 に示した。

表-3.2 調査事例一覧

事例	場所	改良率	設計 ϕ	ボーリング数
1	東京	78.5%	35	24
2	大阪	70%	30	2
3	神戸	70%	33.4	11
4	神戸	25%	30	2
5	鹿児島	80%	35	1
6	和歌山	25%	30	5

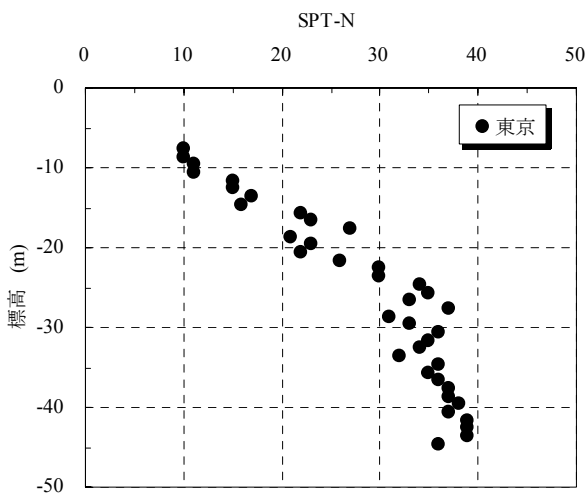


(b) 事例 2 (大阪)



(c) 事例 3 (神戸)

図-3.3 N 値の深度分布例



(a) 事例 1 (東京)

図-3.3 より, いずれも地表面付近の N 値は 10 程度であり, 深度-25m 程度まではほぼ一様に増加する傾向が見られる。 N 値より上載圧を考慮した換算式 (式(3.4)) を用いて内部摩擦角を推定し, その深度分布を摩擦係数 ($\tan \phi$) の形で図-3.4 に示した。図より, 上載圧を考慮して内部摩擦角を求めることによって, 深度方向にはほぼ一様な摩擦係数 ($\tan \phi$) が得られることが分かる。表-3.2 に示した他の事例もあわせて, 図-3.5 には得られた $\tan \phi$ の平均値と変動係数をそれぞれ示した。図より, 平均値は 0.7~0.74 の範囲に, 変動係数は 0.03~0.055 の範囲にそれぞれ分布していることが分かる。性能照査式で用いる $\tan \phi$ の平均値と変動係数として, ここでは 0.70 と 0.05 とそれぞれ設定した。

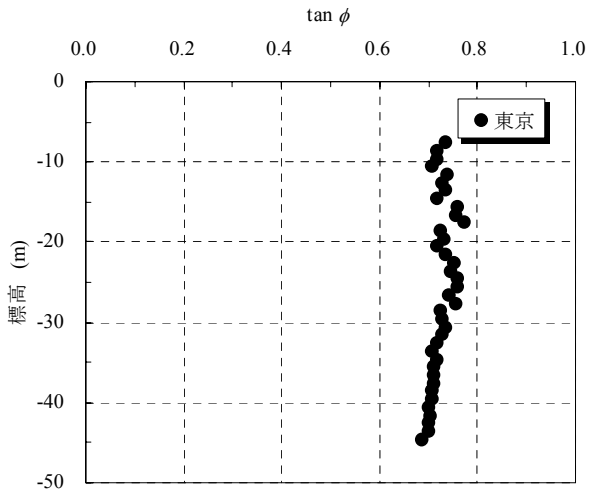
$$\phi = 25 + 3.2 \cdot \sqrt{\frac{100 \cdot N}{70 + \sigma'_v}} \quad \text{--- (3.4)}$$

ここで、

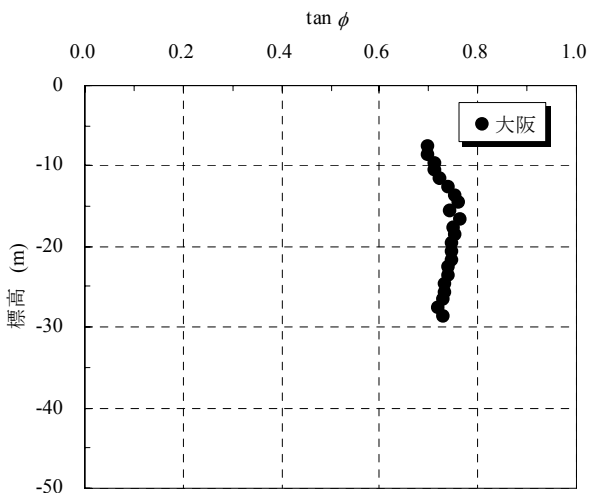
N : 標準貫入値

ϕ : 内部摩擦角

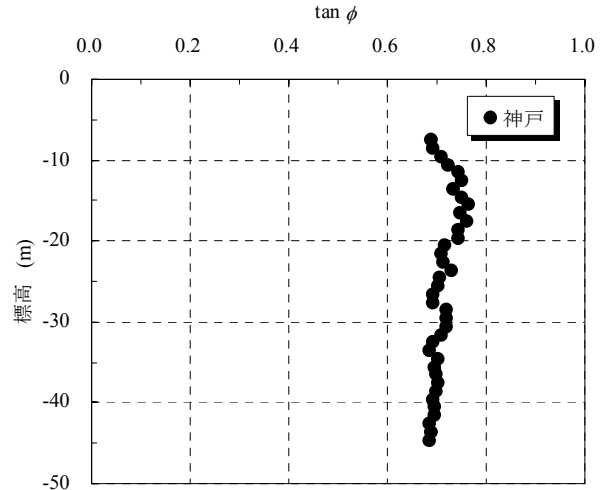
σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²)



(a) 事例 1 (東京)

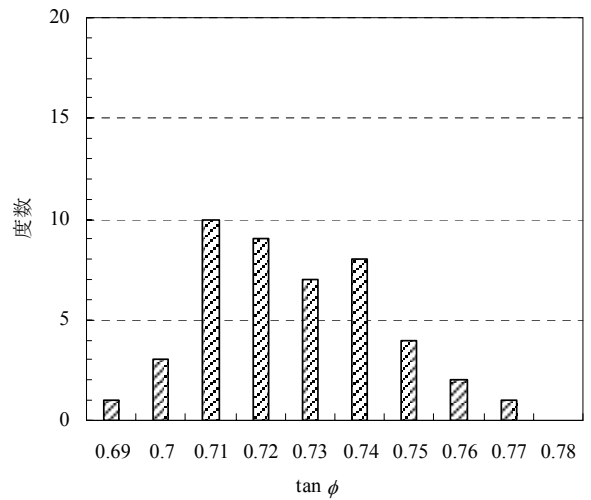


(B) 事例 2 (大阪)

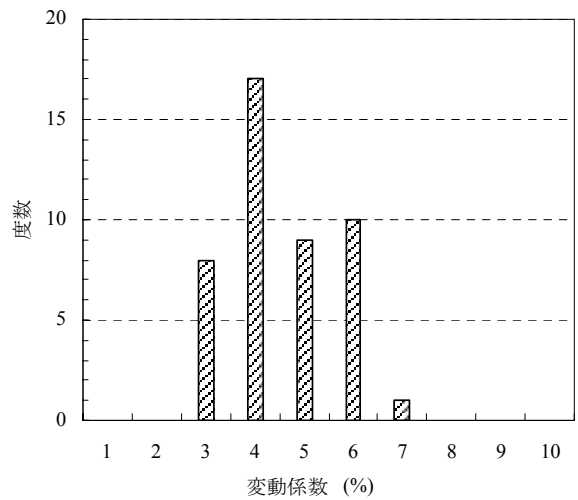


(C) 事例 3 (神戸)

図-3.4 上載圧を考慮した $\tan \phi$ の深度分布



(a) 平均値



(b) 変動係数

図-3.5 上載圧を考慮した $\tan \phi$ の頻度分布

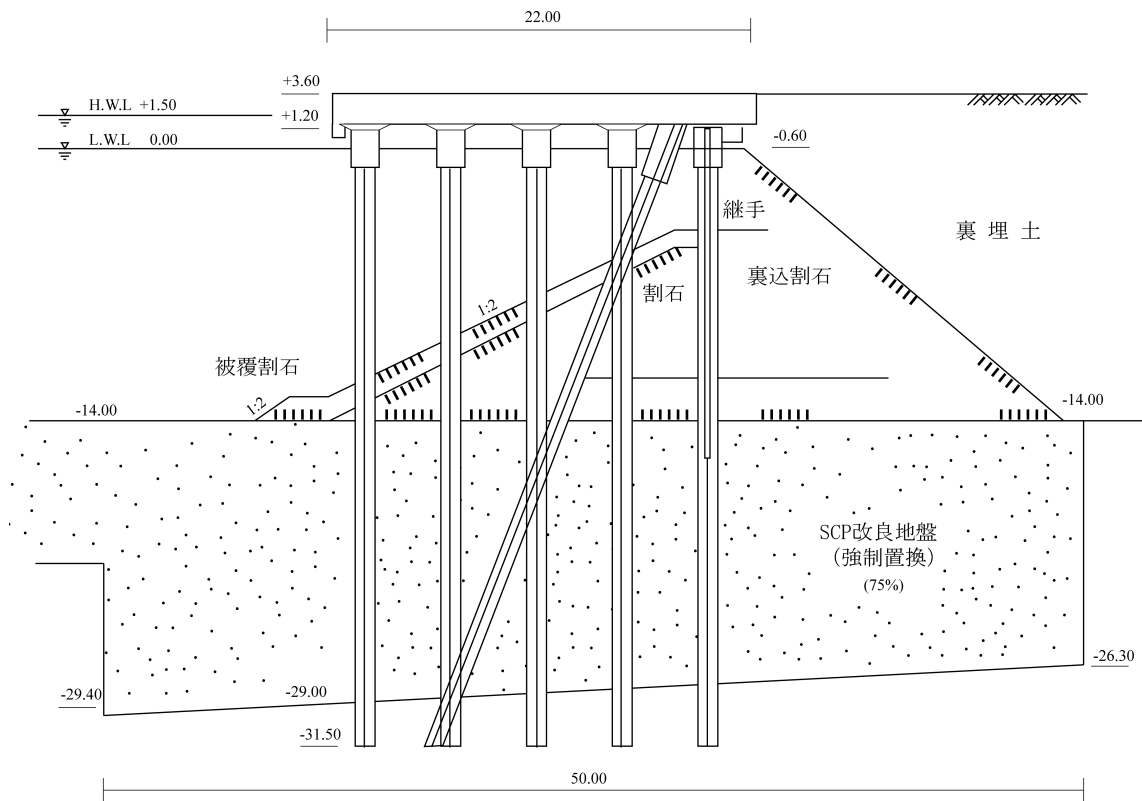
3.5 信頼性解析及び解析結果

(1) 検討断面

信頼性理論を用いて現行基準の持つ安全余裕度の評価、および確率変数の感度分析を行うための検討対象として、施工事例の中から、図-3.6(a)～(f)に示す6断面（護岸4，防波堤2）を抽出した。各検討断面の概略を表-3.3にまとめて示している。

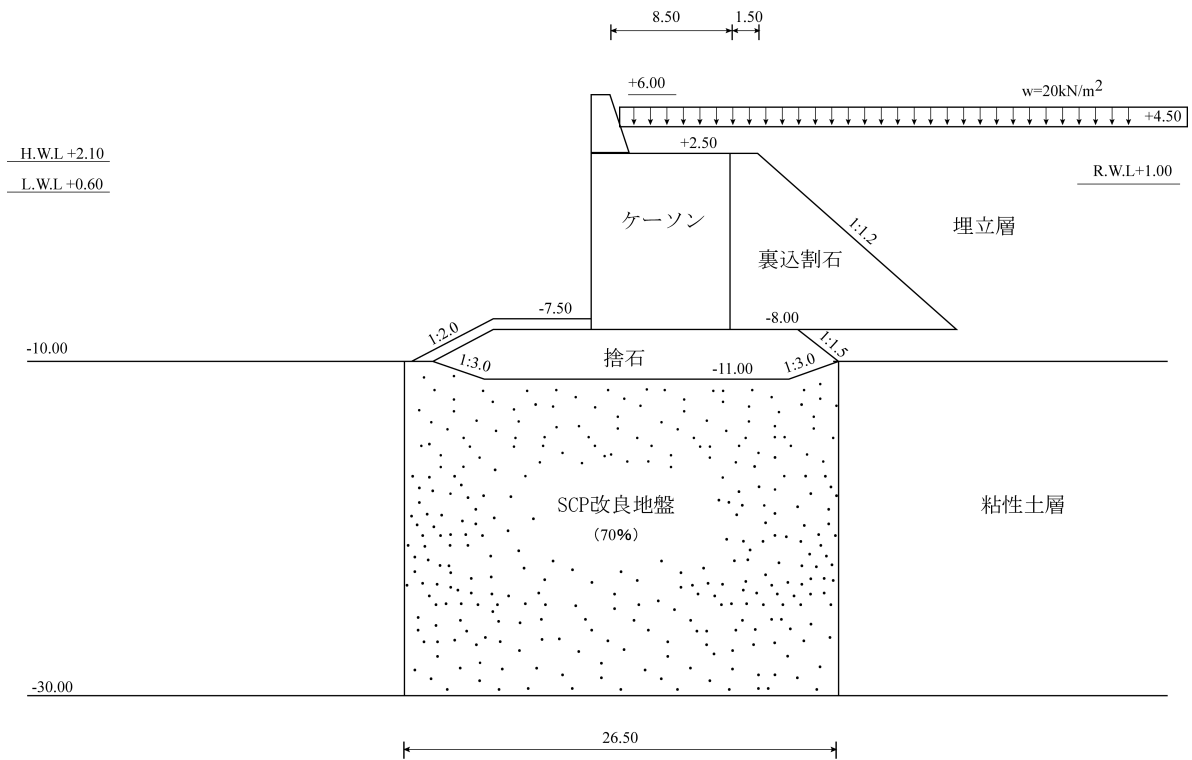
表-3.3 検討断面の概要

断面	断面形式	前面水深 (m)	改良深度 (m)	改良幅 (m)	改良率	改良杭径	設計 内部摩擦角
①	護岸	-14.0	-29.4	50.0	75	1.6	35
②	護岸	-10.0	-40.0	26.5	70	1.6	35
③	護岸	-11.5	-28.0	46.0	78	2.0	35
④	護岸	-10.2	-24.5	53.0	30	2.0	30
⑤	防波堤	-10.0	-30.0	42.0	80	2.0	30
⑥	防波堤	-15.3	-38.6	44.1	35, 70	2.0	30, 35

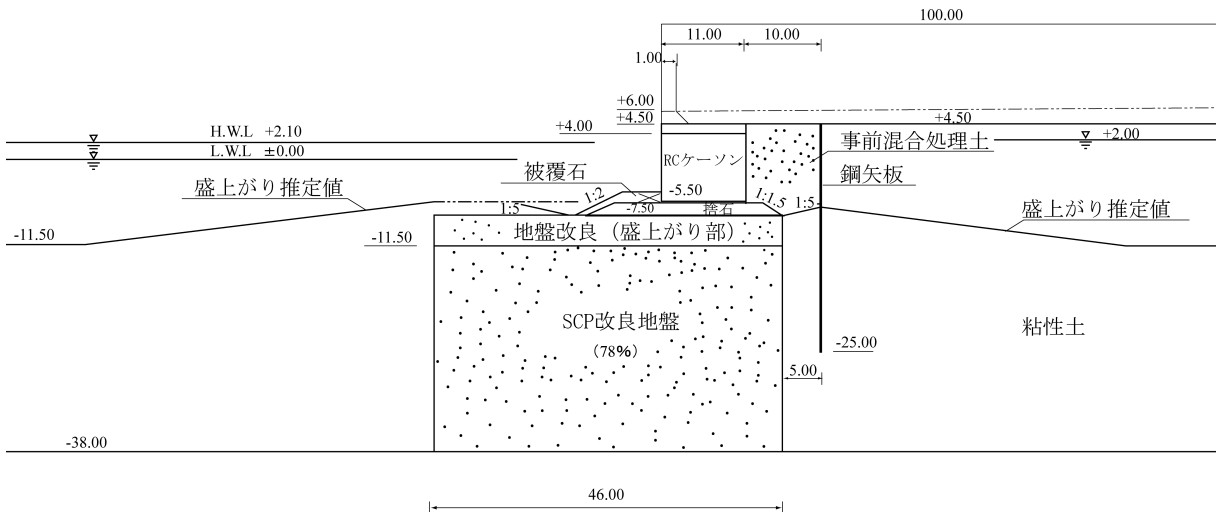


(a) 検討断面①

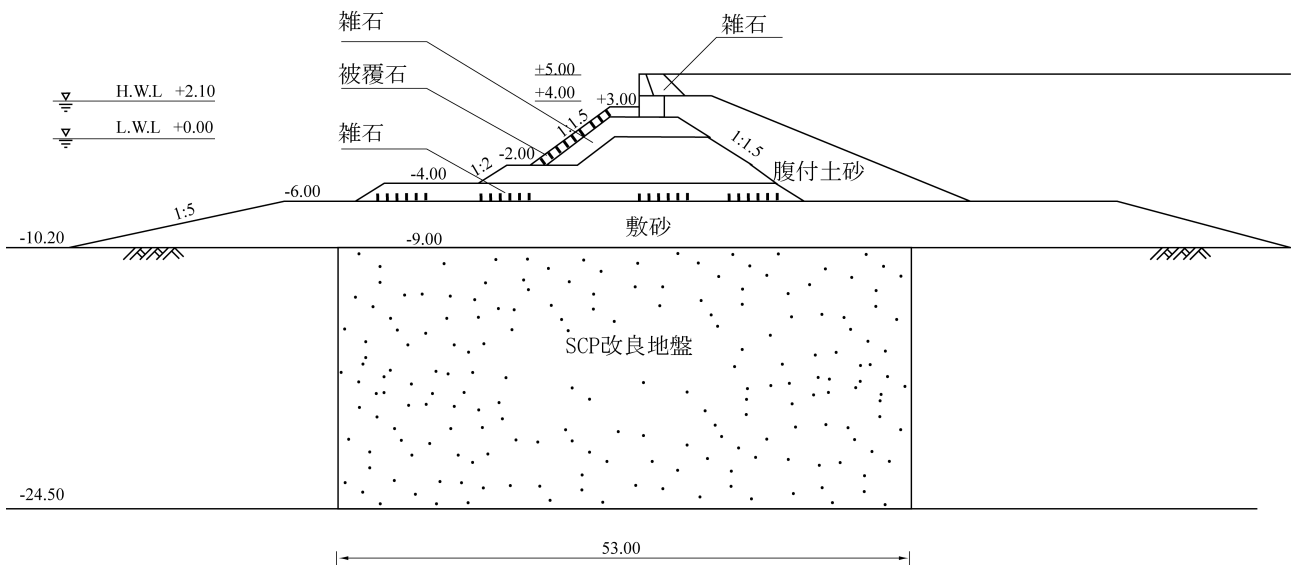
図-3.6 検討断面図



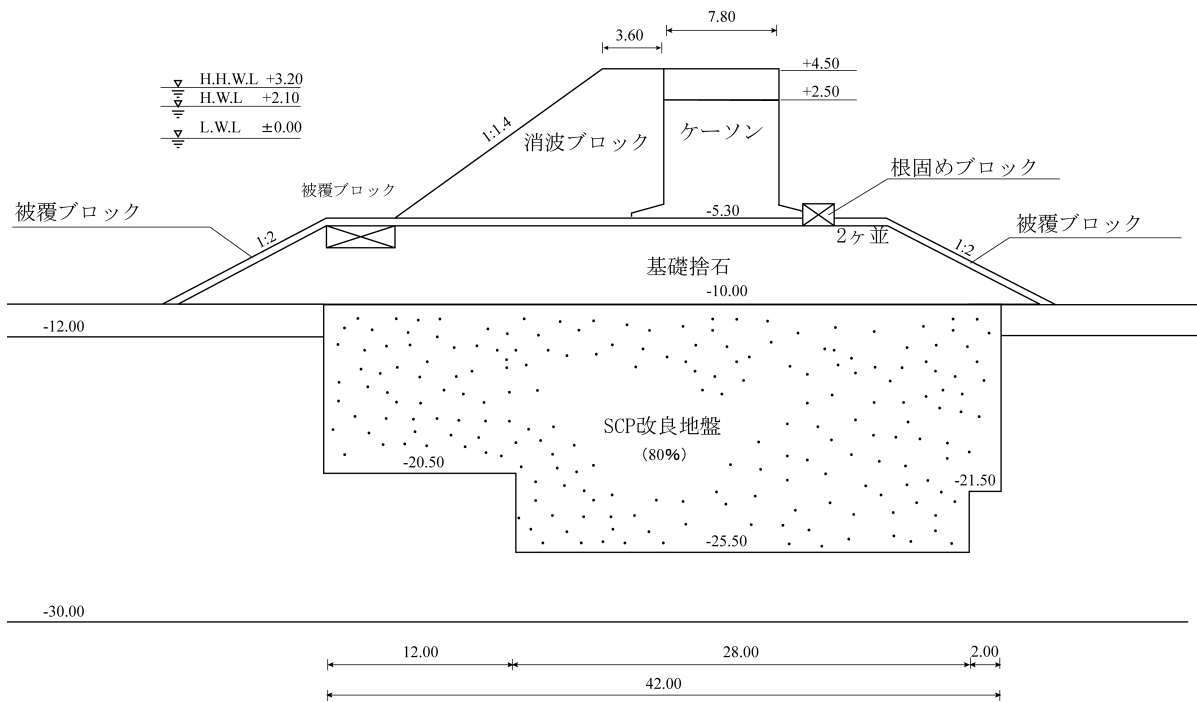
(b) 検討断面②



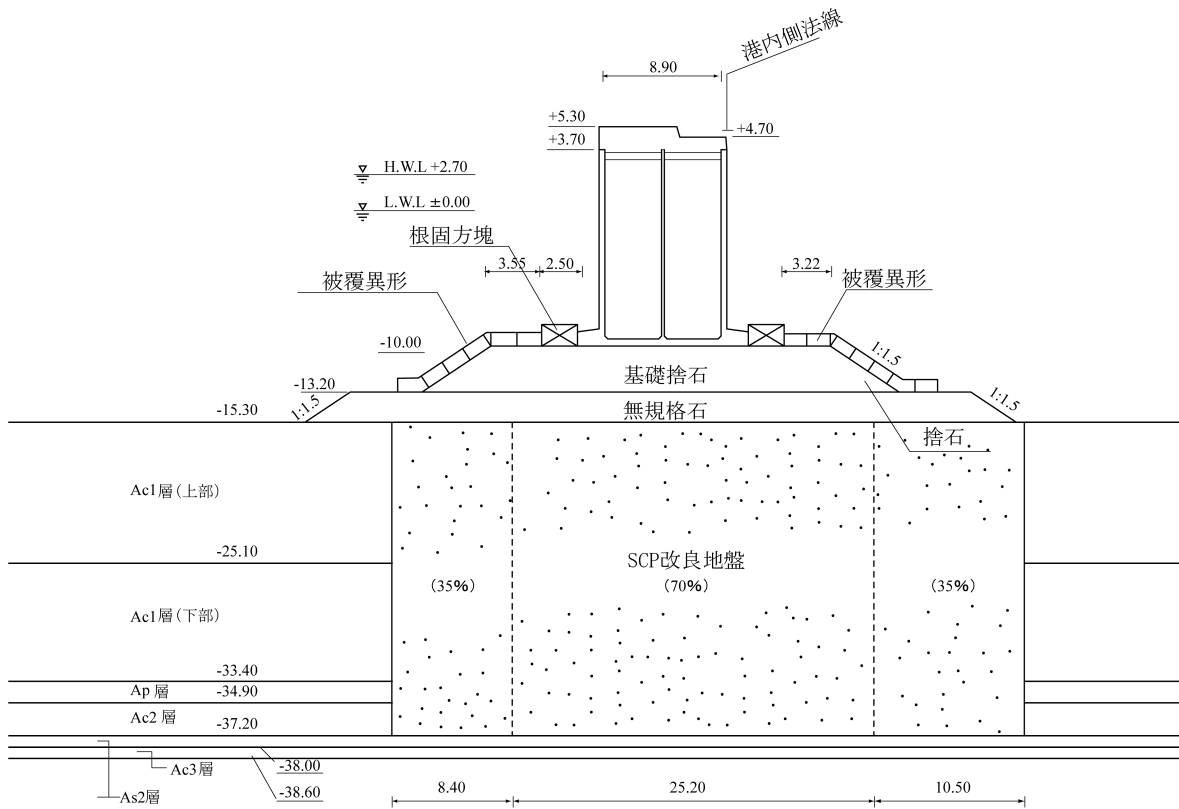
(c) 検討断面③



(d) 検討断面④



(e) 検討断面⑤



(f) 検討断面⑥

図-3.6 検討断面図

(2) 信頼性指標と安全率の関係

6つの検討断面について信頼性解析を行い、得られた信頼性指標 β と現行設計法による安全率 F_s と関係を図-3.7に示す。

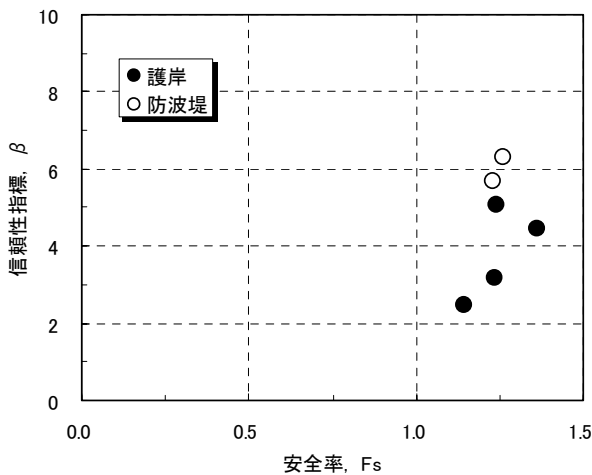


図-3.7 安全率 F_s と信頼性指標 β の関係

岸壁の場合について見ると、安全率に増加に応じて信頼性指標も増加していることが分かる。検討断面④については、信頼性指標が5程度と他のケースに比べ大きめの値を与えている。一方、防波堤の場合について見ると、岸壁の場合に比べ、ほぼ同じ安全率でも信頼性指標が大きいことが分かる。この違いについて、岸壁の場合にはSCP杭での抵抗の他に変動係数は10%の裏込石や捨石の抵抗にも大きく依存しているのに対して、防波堤の場合にはSCP杭と変動係数が5%と比較的小さい粘着力での抵抗に依存しているためと考えられる。

(3) 感度係数 α と信頼性指標 β の関係

各検討断面で得られた感度係数 α の平均値を表-3.4に示した。まず岸壁の場合について見ると、埋土や捨石等の海底面以上の土砂での摩擦力とSCP杭での摩擦力の値が大きく、全体の抵抗力に大きく寄与していることがわかる。その一方で、原地盤の粘着力の影響は小さいことが分かる。上載荷重や砂重量も若干マイナス側であるが影響は小さい。一方、防波堤の場合には、SCP杭での摩擦力が支配的なことにならないが、原地盤の粘着力

も全体の抵抗力に大きく寄与していることが分かる。しかし、捨石の摩擦力の感度は小さく、全体の抵抗力にほとんど影響していないことが分かる。一方、ケーソンや土砂重量は破壊力として多少寄与している。このように構造形式で感度係数に違いが生じる理由としては、岸壁の様に背面土がある場合は SCP 杭や敷砂等への作用応力が大きいために、そこでの摩擦抵抗力が性能関数に占める割合が大きくなると考えられる。一方、防波堤の様に背面土の無い場合には、砂杭に作用する応力も小さく、そのために砂杭が発揮する摩擦抵抗力も小さいさくなり、原地盤の粘着力などが性能関数値に大きく影響してくるものと考えられる。

表-3.4 感度係数

設計因子	感度係数	
	岸壁	防波堤
粘土の粘着力	0.092	0.484
埋土・捨石・ケーソン等摩擦係数	0.218	0.060
SCP 内部摩擦角	0.861	0.664
埋土・捨石・ケーソン等重量	-0.041	-0.140
埋土重量	0.000	-
SCP 重量	0.069	-0.110
粘土重量	0.009	0.115
上載荷重	-0.270	-
残留水位	-0.022	-

(4) 目標信頼性指標と部分係数の設定

目標信頼性指標 β_t の設定方法として、従来設計法の平均的な信頼性水準に一致させる方法⁵⁾と施設の期待総費用を最小にする方法²³⁾がある。前者の場合には、修復費用を含めた期待総費用は破壊確率を多少大きくした場合の期待総費用よりも大きいことが示されている²³⁾。そこで、本研究では後者の方法とした。目標信頼性指標と破壊確率との関係は表-3.5 に示すように構造形式ごとに求められており、ここではこれらの値を用いることとした。

表-3.5 各構造形式の目標信頼性指標 β_t

構造形式	岸壁		防波堤
	耐震・準耐震	その他	ケーソン式 混成堤
β_t	3.1	2.7	3.3
破壊確率	1.0×10^{-3}	4.0×10^{-3}	5.0×10^{-4}

感度係数(表-3.4)と目標信頼性指標 β_t (表-3.5)を用いて式(3.5)より部分係数を求めた。計算された値は0.05刻みで丸め、その結果を表-3.6に示す。

$$\gamma = \frac{f_k}{f_d} \quad \text{--- (3.5)}$$

$$f_d = \mu \cdot (1 - \alpha \cdot \beta \cdot V)$$

ここに、

- f_k : 特性値
- f_d : 設計値 (設計点における確率変数の値)
- 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
- γ : 部分係数
- μ : 確率変数の平均値

検討では、粘着力とせん断抵抗角はすべりの深さの違いにより異なった部分係数を与えている。しかし、部分係数が変化する閾値については不明なため、現時点では安全側に部分係数を選択することとし、粘着力、砂杭の内部摩擦角ともに小さめの部分係数を採用した。以上の結果より、設計に用いる部分係数を表-3.6の様に求めた。

3.6 まとめ

以下に検討の結果得られた事項をまとめる。

- 1) 近年の SCP の施工記録を用いて、SCP 杭心の $\tan \phi$ の分布 (平均値, 変動係数, 自己相関距離) を求めた。また、SCP の円弧すべり計算から、SCP 杭心の $\tan \phi$ を確率変数に含む性能関数を求めた。
- 2) 岸壁と防波堤によって、その安全率が同じでも破壊確率が大きく異なることが確認された。岸壁の場合には性能関数が変動係数 10%の裏込石や捨石の摩擦に大きく依存している。一方、防波堤の場合には変動係数 5%程度の SCP の摩擦と粘着力 C に依存していることが分かった。
- 3) 岸壁と防波堤では、せん断抵抗, 粘着力等の設計因子の感度が異なることが確認された。岸壁では摩擦抵抗が性能関数に占める割合が大きく、防波堤では粘着力や重量もそれなりの割合を占めている。そこで設計用の感度係数ならびに部分係数を岸壁と防波堤の二つについてまとめた。

表-3.6 部分係数（岸壁）

設計因子		γ		α	V	μ/X
		$\beta_1=3.1$	$\beta_1=2.7$			
粘着力, c'	埋立土	1.00	1.00	0.0	0.10	1.0
	原地盤粘土	0.95	1.00	0.092	0.10*	1.0
摩擦角 ($\tan\phi'$)	埋立土捨石等	0.95	0.95	0.218	0.10	1.0
	SCP	0.80	0.80	0.861	0.05**	1.0
重量	ケーソン	1.00	1.00	-0.041	0.02	0.98
	敷砂・捨石等	1.05	1.00	-0.041	0.04	1.02
	埋立土	1.00	1.00	0.0	0.03	1.0
	SCP	1.00	1.00	0.069	0.03	1.0
	原地盤粘土	1.00	1.00	0.009	0.03	1.0
上載荷重, q		1.35	1.30	-0.270	0.40	1.0
残留水位, RWL		1.00	1.00	-0.022	0.05	1.0

*粘土の c' の変動係数は 2.5m の層厚を基準とする。**SCP 杭の $\tan\phi$ の変動係数は 10m の層厚を基準とする。

表-3.6 部分係数（防波堤）

設計因子		γ	α	V	μ/X
		$\beta_1=3.3$			
粘着力, c'	埋立土	-	-	-	-
	原地盤粘土	0.90	0.484	0.05*	1.0
摩擦角 ($\tan\phi'$)	捨石等	1.00	0.060	0.10	1.02
	SCP	0.90	0.664	0.05**	1.0
重量	ケーソン	1.00	-0.140	0.02	0.98
	敷砂・捨石等	1.05	-0.140	0.04	1.02
	埋立土	-	-	0.03	1.0
	SCP	1.00	-0.110	0.03	1.0
	原地盤粘土	1.00	0.115	0.03	1.0
上載荷重, q		-	-	-	-
残留水位, RWL		-	-	-	-

*粘土の c' の変動係数は 2.5m の層厚を基準とする。**SCP 杭の $\tan\phi$ の変動係数は 10m の層厚を基準とする。

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

SCP 工法は、重力式岸壁や護岸等の港湾構造物において地盤の安定および支持力の増加を目的として広く適用されている。一方、SCP 改良地盤の動的特性に関しては、未解明の点も多いのが現状である。そのため、現行の技術基準では、SCP 改良地盤の振動特性は改良前の軟弱地盤と同等の評価をされている。しかしながら、近年の震災報告において、SCP 改良地盤上の構造物は比較的被災程度が抑えられたとの報告もある。これは、SCP 工法により地盤の耐震性能が改善された可能性を示唆している。新しい技術基準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

提示される予定である。ただし、この算定方法は未改良地盤上の構造物に対する検討に基づいており、必ずしも改良地盤を想定したものではない。このような状況を基に、本研究では SCP 改良地盤上の重力式岸壁ならびに護岸への照査用震度算定方法の適用性の確認、および SCP 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た照査用震度算定法の SCP 改良地盤への適用性を検討し、照査用震度算定時に SCP 改良地盤の影響を加味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、①SCP 改良を考慮した本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、に分けることができる。①の検討では SCP 改良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

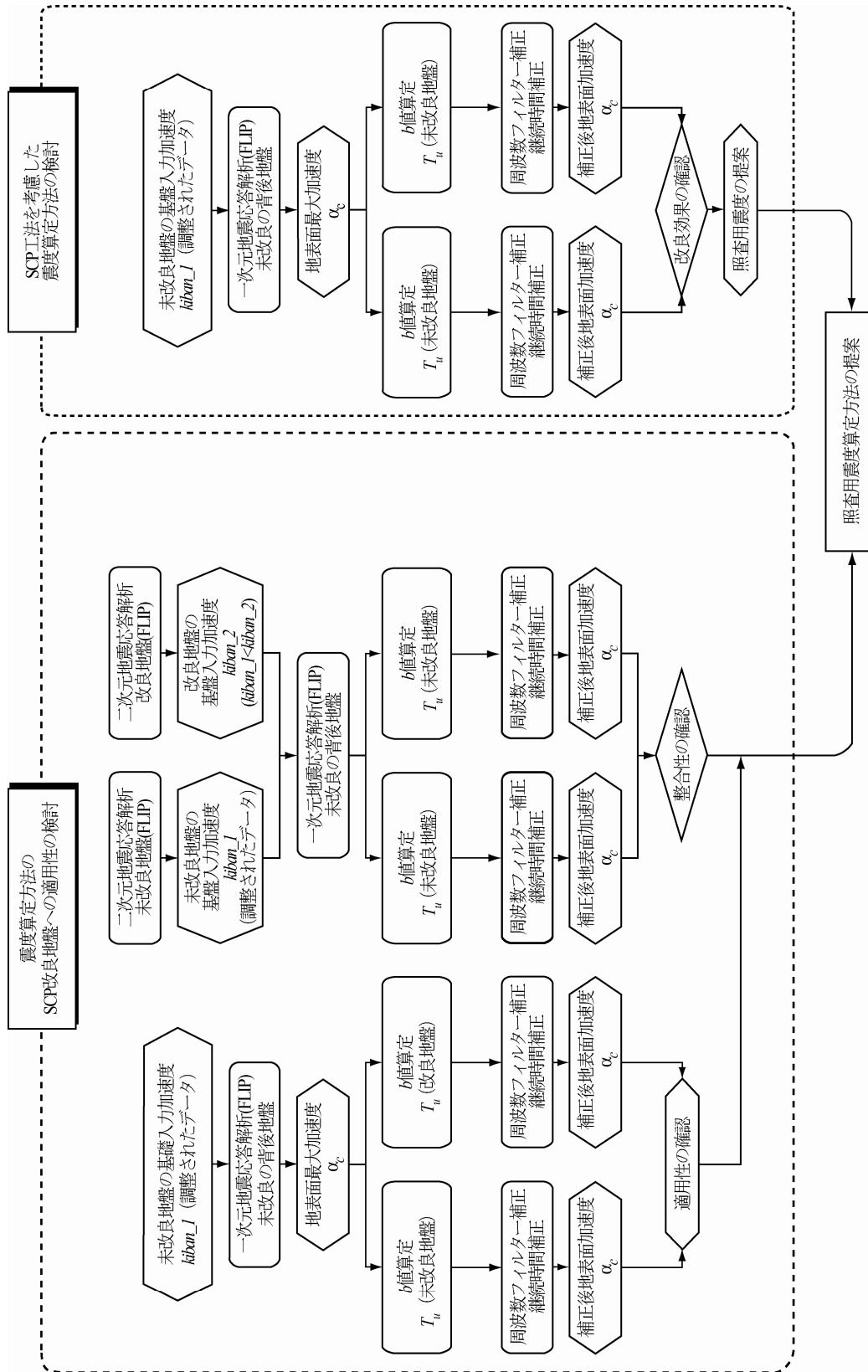


図-4.1 検討フロー

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 SCP 改良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、SCP 改良・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。②の検討では、二次元動的解析を行い、本土工と地盤改良工に作用する慣性力を求め、その関係から上部構造物ならびに地盤改良工における照査用震度の確認を行った。

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）、構造物（改良地盤と上部構造物）が最大耐荷力に達した場合に構造物全体（改良地盤等系）のつり合いが喪失する円弧すべり破壊を考えた。

4.3 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(4.1)に示す照査用震度算定式が提案されている²⁴⁾。

$$k_{hk} = 1.78 \cdot \left(\frac{D_a}{D_r}\right)^{-0.55} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.04 \quad \text{--- (4.1)}$$

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 SCP 改良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 SCP 改良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(4.1)) の SCP 改良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-4.2 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(4.2)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。

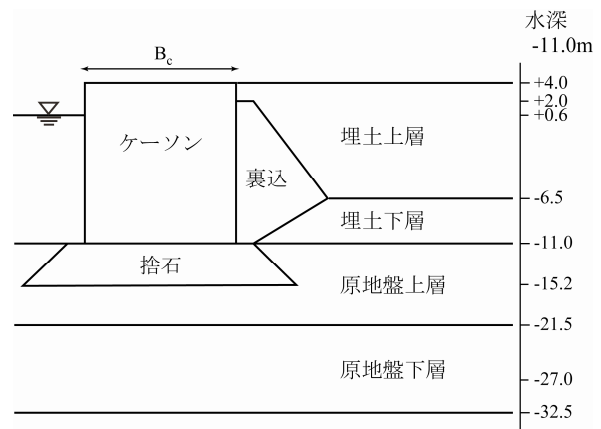


図-4.2 検討断面

表-4.1 地盤条件 (せん断波速度)

	CASE_1 (m/s)	CASE_2 (m/s)	CASE_3 (m/s)	CASE_4 (m/s)
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 B_c (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

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

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

--- (4.2)

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/s²)
 ν : ポアソン比
 ρ : 密度 (kN/m³)

ここで、

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 (tf/m ³)	空隙率 n	最大減水比 h_{max}	内部摩擦角 ϕ
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

(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 (tf/m ³)	空隙率 n	最大減水比 h_{max}	内部摩擦角 ϕ
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

(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 (tf/m ³)	空隙率 n	最大減水比 h_{max}	内部摩擦角 ϕ
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

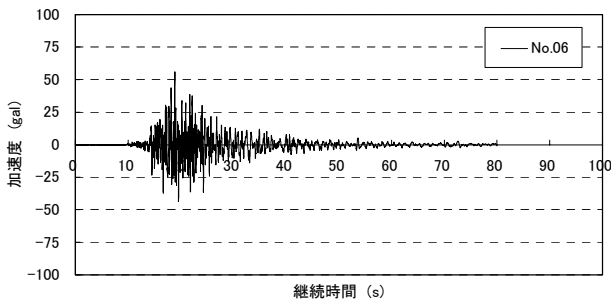
(d) CASE_4

	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 (tf/m ³)	空隙率 n	最大減水比 h_{max}	内部摩擦角 ϕ
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

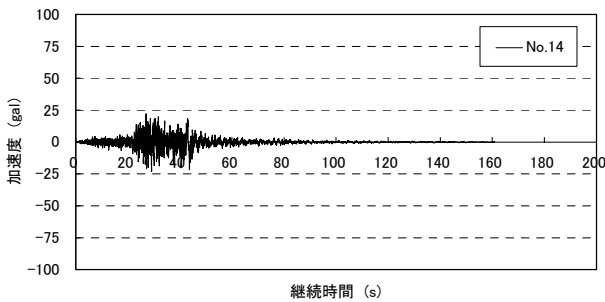
地震応答解析を行って求められた地震入力波の基盤最大加速を表-4.4に、地震波の例を図-4.3にそれぞれ示した。

表-4.4 入力地震波の最大加速度 (CASE_1)

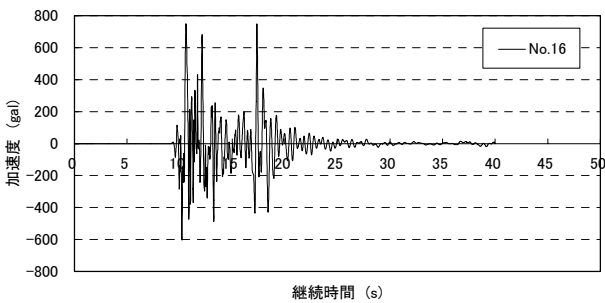
	地震波		最大加速度 (gal)		
	卓越周期	継続時間 (秒)	$k_h=0.10$	$k_h=0.15$	$k_h=0.20$
No. 6	0.219	80.0	325	375	440
No. 14	2.675	161.0	155	175	205
No. 16	0.745	40.0	195	225	260
No. 18	1.464	29.1	120	135	150
No. 19	2.278	19.0	235	265	310
No. 20	0.342	20.0	330	365	415
No. 21	0.410	19.0	555	635	745
No. 22	0.603	29.5	215	240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



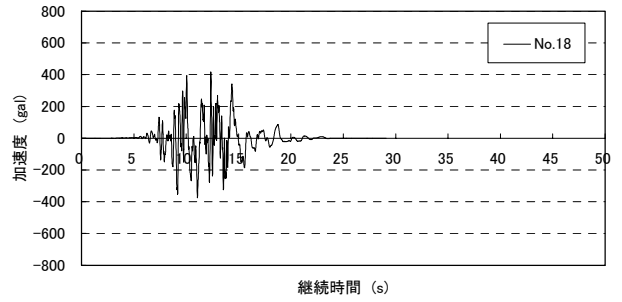
(a) 入力地震波形 (No. 6)



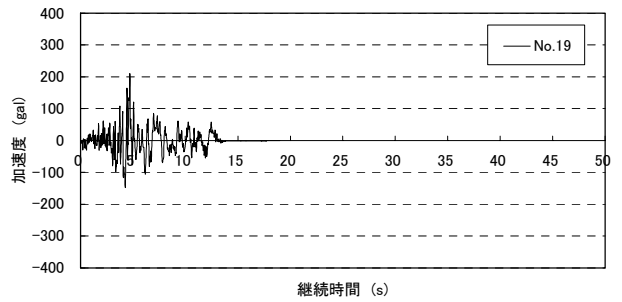
(b) 入力地震波形 (No. 14)



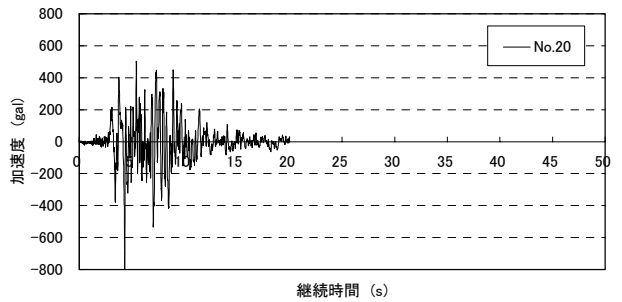
(c) 入力地震波形 (No. 16)



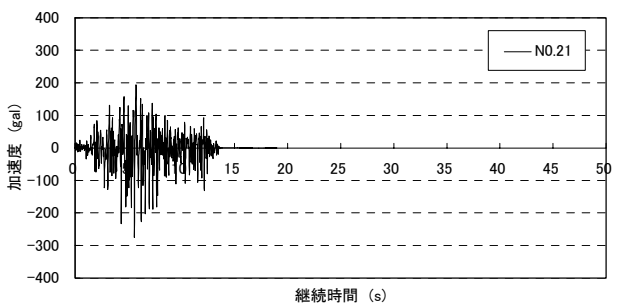
(d) 入力地震波形 (No. 18)



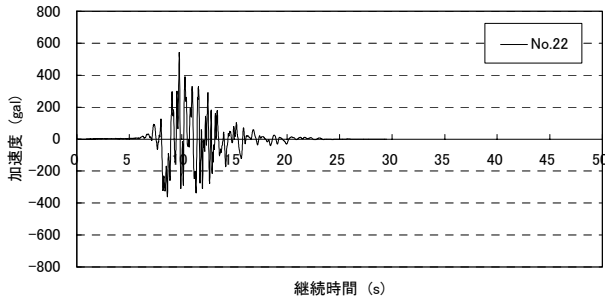
(e) 入力地震波形 (No. 19)



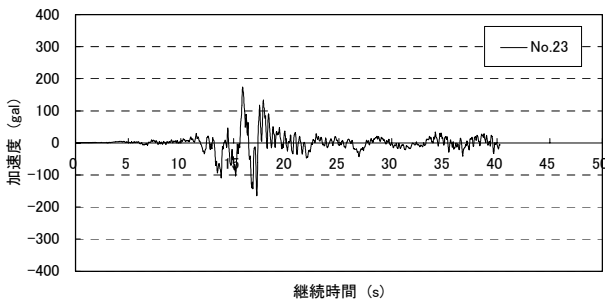
(f) 入力地震波形 (No. 20)



(g) 入力地震波形 (No. 21)



(h) 入力地震波形 (No. 22)



(i) 入力地震波形 (No. 23)

図-4.3 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(4.1)に示される設計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-4.4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。

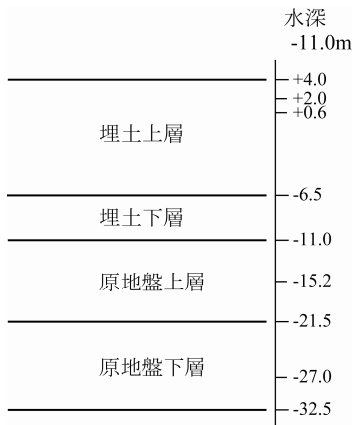


図-4.4 検討対象断面 (一次元未改良地盤)

1) 周波数補正フィルター処理

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 α_c を求めた。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(4.3)と式(4.4)に、フィルターの一例を図-4.5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。

$$b = 1.05 \cdot \frac{H}{H_R} - 0.88 \cdot \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \cdot \frac{T_u}{T_{uR}} - 0.23 \quad \text{--- (4.3)}$$

$$\alpha(f) = \begin{cases} b & 0 \leq f \leq 1.0 \\ \frac{b}{1 - \left(\frac{f-1.0}{1/0.34}\right)^2 + 6.8 \cdot \left(\frac{f-1.0}{1/0.34}\right) \cdot i} & 1.0 \leq f \end{cases} \quad \text{--- (4.4)}$$

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累加速度の最大値
- i : 虚数

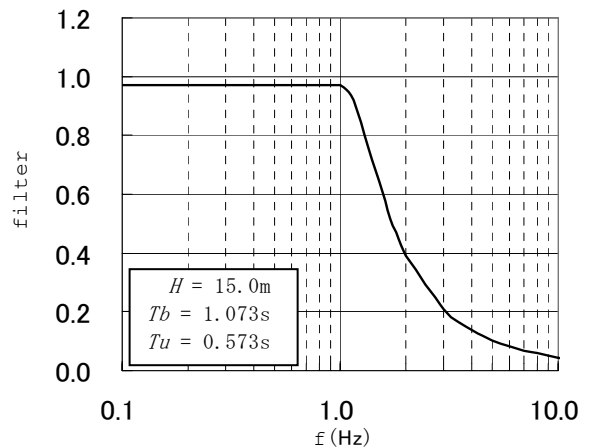


図-4.5 フィルターの一例

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(4.5)を用いて求めることができる。

$$T = 4 \cdot \sum_i \frac{H_i}{V_{Si}} \quad \text{--- (4.5)}$$

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(4.3)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(4.5)を用いて未改良地盤ならびに SCP 改良地盤の 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
(a) 未改良地盤

層名称	層厚 (m)	せん断波速度 V (m/s)	固有周期 (s)
埋立上層	10.5	120	1.073
埋立下層	4.5	120	
原地盤上層	10.5	150	
原地盤下層	11.0	150	
捨石	4.2	150	0.573
原地盤上層	6.3	150	
原地盤下層	11.0	150	
b 値			1.015

(b) SCP 改良地盤

層名称	層厚 (m)	せん断波速度 V (m/s)	固有周期 (s)
埋立上層	10.5	120	1.073
埋立下層	4.5	120	
原地盤上層	10.5	150	
原地盤下層	11.0	150	
捨石	4.2	150	0.444
SCP 70%	6.3	255	
SCP 70%	5.5	255	
原地盤下層	5.5	150	
b 値			0.704

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(4.6)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。

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

$$p = 0.36 \cdot \ln \frac{S}{\alpha_f} - 0.29 \quad \text{--- (4.6)}$$

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/s^2)
- α_c : 地表面における地盤の最大加速度補正值 (m/s^2)
- α_f : フィルター処理後の加速度最大値 (m/s^2)

次に、図-4.2 に示した地盤を対象に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、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(4.1)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-4.6 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(4.1)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る。

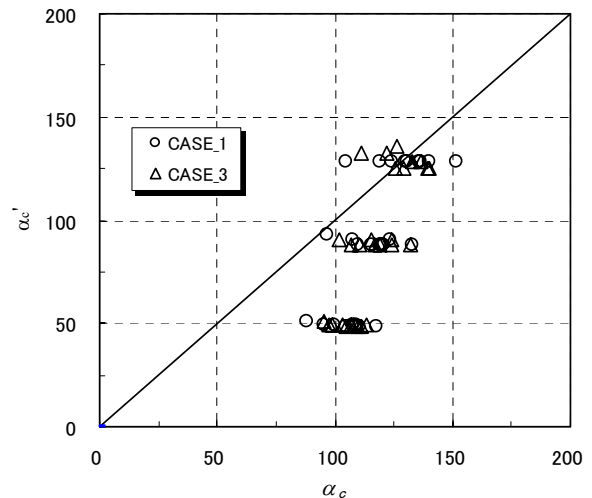


図-4.6 α_c と α_c' との関係 (未改良地盤)

4.4 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

ここでは一般的な SCP 改良地盤を対象に未改良地盤に対する最大加速度の補正値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、SCP 改良地盤への照査用震度算定式の適用性を検討した。検討対象の土層構成図は図-4.7 に示す通りである。SCP 改良地盤を除く周辺地盤の地盤定数は表-4.3 と同じである。SCP 改良地盤は改良率 70%とし、改良部のせん断強度に対して杭間の粘性土の寄与は小さいと仮定して、そのせん断波速度を砂杭と同じ ($V_s=N_{0.66}=20$) として評価し、表-4.6 に示す。

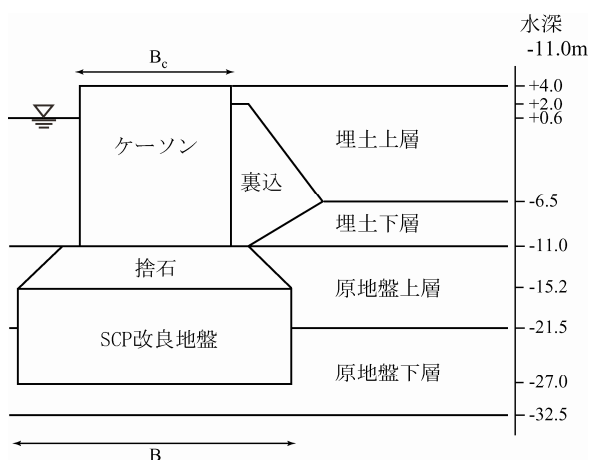


図-4.7 検討対象断面 (二次元改良地盤)

表-4.6 砂杭のせん断波速度

等価 N 値 $N_{0.66}$	N 値 N_l	せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	せん断波速度 V_s (m/s)
20	27	1.33E+05	255

$$G_0 = 14,100 \cdot N_l^{0.68} \quad \text{--- (4.7)}$$

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

ここで、

- G_0 : せん断剛性 (kN/m²)
- N_l : N 値
- V_s : せん断波速度 (m/s)
- ρ : 単位体積重量 (tf/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-4.2 に示すようにケーソン幅、SCP 改良地盤の改良幅も異なってくる。

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(4.3)および式(4.4)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-4.5 に示す通りである。

未改良地盤と SCP 改良地盤における補正後の地表面加速度 α_c (未改良) を図-4.8 に示す。図より、SCP 改良地盤の周波数フィルター補正により得られる補正後の地表面加速度 α_c (改良) は、未処理地盤で得られる α_c (未改良) に対して 0.70 程度の低減が見られる。

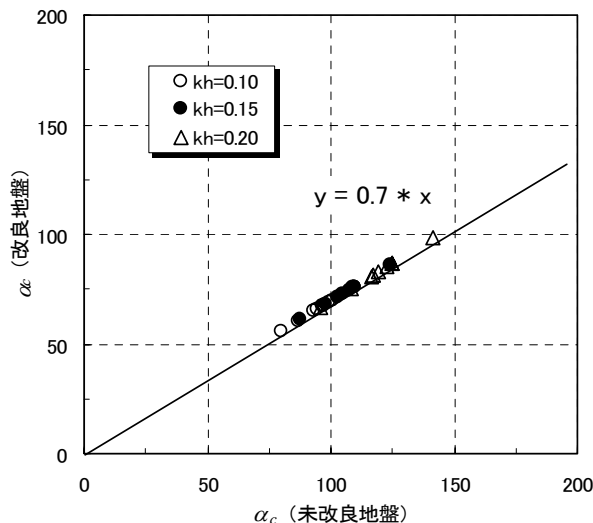


図-4.8 地表面加速度 α_c (未改良) と α_c (改良) の関係

(2) SCP 改良地盤の固有周期の検討

図-4.8 に示した関係は、SCP 改良地盤の周波数フィルターによる補正を行う際、ケーソン下地盤の固有周期 T_u を 1 次元的モデルで評価しているため、SCP 改良地盤の補正後地表面応答加速度を過小に評価 (T_u を小さく評価) している可能性があることが分かった。そこで、ケーソン下の地盤の SCP 改良地盤の 2 次元的な影響を定量的に評価し、これを周波数フィルターに考慮することとした。検討では、二次元 SCP 改良地盤モデルに対し、二次元動的応答解析を行い、ケーソン天端変位が 20cm となる基盤入力加速度 ($kiban_2$) を求める。この時、妥当なケーソン下地盤の b 値を逆算するために、ケーソン下地盤の固有周期 T_u を変化させて繰り返し計算を行った。計算では、まず基盤入力加速度 ($kiban_1$) の時に補正後の地表面加速度 α_{c1} を求める。ここで、改良地盤での二次元応答解析によるケーソン天端の変形量 20cm の時の基盤入力加速度 ($kiban_2$) を一次元応答解析で与えた時、補正後の地表面加速度 (α_{c2}) は、($kiban_1$) での補正後の地表面加速度 α_{c1} と変わらないと仮定した。ここでは、上記の (α_{c1}) = (α_{c2})

となるようにケーソン下地盤の T_{u_2} を求めた。

検討対象断面は、未改良地盤ならびにSCP改良地盤について図-4.2と図-4.7にそれぞれ示した。ケーソン幅とSCP改良幅は、設計震度によって表-4.2に示すように異なる。なお、SCP改良地盤の幅は捨石幅より幾何学的に求めた。地盤条件は、砂地盤モデル(CASE1)と軟弱地盤を想定した粘土地盤モデル(CASE2)の2種類を対象とし、各地盤条件を表-4.7に示した。表-4.7より、解析に入力する物性値を表-4.8の様に設定した。基盤入力地震波は入力地震波の卓越周期を考慮して表-4.4に示す波形のうち、No.6, No.16, No.18, No.21を用いた(表-4.9)。

表-4.7 地盤のせん断波速度

土層	砂地盤モデル	粘土地盤モデル
埋立上層	120(m/s)	120(m/s)
埋立下層	120(m/s)	120(m/s)
原地盤上層	150(m/s)	73(m/s)
原地盤下層	150(m/s)	73(m/s)

解析で得られた基盤最大加速度を図-4.9に示す。砂地盤モデルでの改良地盤における基盤入力加速度 $kiban_2$ は、未改良地盤と比較して約1.2倍程度で、粘土地盤モデルでは約1.7倍程度と大きくなる。

表-4.8 地盤定数一覧

(a) 砂地盤

	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 (tf/m ³)	空隙率 n	最大減水比 h_{max}	内部摩擦角 ϕ
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

(b) 粘土地盤

	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 (tf/m ³)	空隙率 n	最大減水比 h_{max}	内部摩擦角 ϕ
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	181.3	0.85	0.5	22.2	0.5	0.33	1.8	0.45	0.24	30
原地盤下層	181.3	0.85	0.5	22.2	0.5	0.33	1.8	0.45	0.24	30
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

表-4.9 基盤入力加速度

設計震度 k_h	地震波	卓越周期	砂地盤モデル		粘土地盤モデル	
			未改良地盤用	改良地盤用	未改良地盤用	改良地盤用
0.10	6	0.219	325	435	180	370
	16	0.745	195	260	110	205
	18	1.464	120	175	65	125
	21	0.410	555	735	380	675
0.20	6	0.219	440	590	230	495
	16	0.745	260	350	135	270
	18	1.464	150	225	80	150
	21	0.410	745	985	470	875

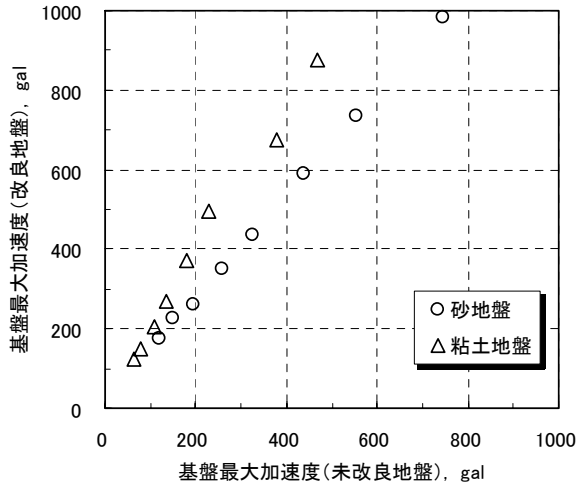


図-4.9 基盤最大加速度の $kiban_1$ (未改良地盤)と $kiban_2$ (改良地盤)の関係

表-4.10 に、8 ケースの T_u に関する係数 β の検討結果を示した。 T_u に関する係数 β は、砂地盤モデルで $\beta=0.729 \sim 0.802$ 、粘土地盤で $\beta=0.776 \sim 0.873$ の結果が得られ、その平均値は砂地盤モデルで 0.85 程度、粘土地盤モデルで 0.75 程度であった。ケーソン下地盤が SCP 工法により改良される場合の b 値を算定する場合、未改良地盤におけるケーソン下地盤の初期固有周期 T_u に係数 $\beta=0.75 \sim 0.85$ を与えることにより、2 次元的な周波数フィルターを考慮した算定が行えるものと考えられる。

表-4.10 T_u に関する係数 β の算定結果

設計震度 k_h	地震波	卓越周期 s	低減係数, β	
			砂地盤	粘土地盤
0.10	6	0.219	0.840	0.729
	16	0.745	0.834	0.752
	18	1.464	0.776	0.765
	21	0.410	0.861	0.802
0.20	6	0.219	0.843	0.716
	16	0.745	0.836	0.740
	18	1.464	0.790	0.791
	21	0.410	0.873	0.799

(3) SCP 工法を考慮した震度算定方法の検討

前節について、2 次元的な周波数フィルターを考慮した場合のケーソン下地盤の初期固有周期 T_u の評価について検討を行った。ここでは、未改良地盤の基盤入力加速度 ($kiban_1$) を用い、 T_u に関する係数 β を考慮した場合と考慮しない場合での補正後の地表面加速度 (α_c) について比較検討を行う。 T_u に関する係数 β を考慮した場合に得られる補正後の地表面加速度を改良地盤での補正後の地表面加速度と位置付け、SCP改良地盤での照査用震度の算定方法を検討した。検討対象地盤は図-4.2 と図-4.4 と同じで、

原地盤として砂地盤モデルおよび粘土地盤モデルの 2 ケースを検討した。また、解析の入力値は表-4.7 に示す通りで、解析の入力値は表-4.8 に設定した。基盤入力地震波の基盤入力加速度波は、表-4.4 に示した波形のうち、No.6, No.16, No.18, No.21 の 4 波形で、基盤入力加速度は図-4.7 に示す断面でのケーソン天端の残留変位が 20cm となるように調整した (表-4.9 参照)。

4.3 と同様に、得られた地表面での最大応答加速度に対して、周波数補正フィルター処理ならびに継続地盤補正を行った。周波数補正フィルターとして式 (4.3) と式 (4.4) を、表-4.11 に示す b 値を用いた。また、継続時間の補正は式 (4.6) を用いた。

表-4.11 b 値

(a) 砂地盤

層名称	層厚 (m)	せん断波速度 V (m/s)	地盤の固有周期 (s)
埋立上層	10.5	120	1.073
埋立下層	4.5	120	
原地盤上層	10.5	150	
原地盤下層	11.0	150	
捨石	4.2	150	0.573
原地盤上層	6.3	150	
原地盤下層	11.0	150	
b 値 1.015			

(b) 粘土地盤

層名称	層厚 (m)	せん断波速度 V (m/s)	地盤の固有周期 (s)
埋立上層	10.5	120	1.678
埋立下層	4.5	120	
原地盤上層	10.5	73	
原地盤下層	11.0	73	
捨石	4.2	150	1.060
原地盤上層	6.3	73	
原地盤下層	11.0	73	
b 値 1.518			

図-4.10 は、基盤入力加速度 ($kiban_1$) による未改良地盤と改良地盤の地表面応答加速度を比較したものである。砂地盤モデルにおける補正後の地表面加速度は、未改良地盤での補正後の地表面加速度に対し、0.8 程度の低減が見られる。この結果は、図-4.8 に示す 0.7 程度の低減に対してやや大きい値となり、 T_u に関する係数 β による補正効果の影響であると考えられる。また、粘土地盤モデルにおける補正後の地表面加速度は、未改良地盤での補正後の地表面加速度に対し、0.6 程度の低減となる。以上の

検討より、SCP 改良地盤の 2 次元周波数フィルターの影響を考慮した場合、未改良地盤で得られる地表面応答加速度に対し SCP 改良地盤のは、0.75 程度に低減される結果となる。以上の検討から、SCP 工法を適用する場合には未改良地盤に対して求まる補正後の地表面加速度 (α_c) に対して低減係数 (=0.75) 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ことが分かった。

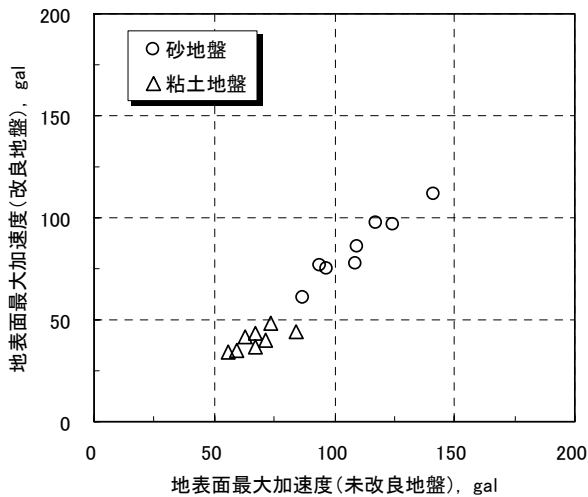


図-4.10 *kiban_1*による地表面応答加速度の関係

4.5 まとめ

SCP 工法の改良地盤における設計用震度の算定方法について、照査用震度に対する低減係数について検討結果をまとめる。

本体工に作用する慣性力を算定する際の照査用震度 kh_I は式(4.8)で与えられる。地表面における地盤の補正後の地表面加速度 (α_c) は未改良地盤に対する照査用震度算定方法と同じ方法で算出を行い、照査用震度算定式を用いる際に、SCP による改良地盤を考慮した本体工照査用震度の低減係数を α_c に対して乗じることで、SCP による改良地盤を考慮した本体工の照査用震度が得られる。

$$k_{hI} = 6.33 \cdot D_a^{-0.55} \cdot \frac{\alpha_c \times (\text{低減係数})}{g} + 0.04 \quad \text{--- (4.8)}$$

ここに、

D_a : 上部工天端での許容変形量 (cm)

g : 重力加速度 (=980cm/s²)

k_{hI} : 照査用震度の特性値 (本体工)

α_c : 補正後の地表面加速度 (cm/s²)

(低減係数) : (=0.75)

5. 結論

本研究では、岸壁・護岸または防波堤を対象にサンドコンパクションパイル改良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、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、信頼性設計法ができることを示した。
- 2) 地震時の設計に関して、本体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。今回求められた照査用震度を用いることで信頼性設計ができることを示した。

なお、地盤改良工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します。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・計算は不動建設(株) (現、(株)不動テトラ)に発注して行った。これらの計算・検討は非常な労力と時間を要するものであったが、不動建設(株) (現、(株)不動テトラ)の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

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