

ISSN 0386 - 5878

土木研究所資料 第 4325 号

土木研究所資料

フィルダムの修正震度法に用いる震力係数の合理化
およびロックフィルダムの地震による
最大すべり変形量の簡易推定法に関する検討

平成 28 年 3 月

国立研究開発法人土木研究所
水工研究グループ水工構造物チーム

Copyright © (2015) by P.W.R.I.

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

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

※本書のカラー版は付属の CD に収録されています。

フィルダムの修正震度法に用いる震力係数の合理化 およびロックフィルダムの地震による 最大すべり変形量の簡易推定法に関する検討

水工研究グループ

水工構造物チーム

上 席 研 究 員

主 任 研 究 員

交 流 研 究 員

(元) 上 席 研 究 員

(前) 上 席 研 究 員

(前) 主 任 研 究 員

(前) 研 究 員

(元) 交 流 研 究 員

(前) 交 流 研 究 員

榎村 康史

藤田 将司

藤川 祥

山口 嘉一^{*})

佐々木 隆^{**)}

佐藤 弘行^{***)}

坂本 博紀^{****)}

大川 孝士^{*****)}

青井 克志^{*****)}

要 旨 :

ロックフィルダムの設計・耐震性能照査については、建設・管理コストの縮減、既設ダム数の増加、大規模地震の頻発等から、より実際の特性、挙動に照らした合理化、高度化が強く求められている。本資料は二つの検討から成り、一つはフィルダムの設計法の合理化・高度化として修正震度法に用いられる震力係数について地震記録の追加による震力係数の見直しおよび堤高 100m 以上にも適用可能な震力係数の拡張に関する検討を、もう一つは簡易的にロックフィルダムの耐震性能を照査する方法として、堤高 100m のモデルロックフィルダムを対象に、ロック材のせん断強度定数により最大すべり変形量を簡易に推定する方法について検討を行ったものである。

キーワード：ロックフィルダム、震力係数、塑性変形、簡易耐震性能照査

^{*}) 現 地質研究監

^{**)} 現 国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部大規模河川構造物研究室室長

^{***)} 現 国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部大規模河川構造物研究室主任研究官

^{****)} 現 独立行政法人水資源機構

^{*****)} 現 西日本技術開発株式会社

目 次

1. はじめに	- 1 -
2. 新たな震力係数に関する検討	- 3 -
2.1 概要	- 3 -
2.2 指針（案）における震力係数の算出方法	- 5 -
2.3 解析方法および解析条件	- 7 -
2.3.1 解析方法	- 7 -
2.3.2 解析モデルと物性値	- 8 -
2.3.3 入力地震動	- 11 -
2.3.4 解析ケース	- 14 -
2.4 解析結果	- 15 -
2.4.1 堤高の影響（ケース 1）	- 15 -
2.4.2 上流側すべりと下流側すべりの比較（ケース 2）	- 22 -
2.4.3 斜面勾配の影響（ケース 3）	- 23 -
2.5 新たな震力係数の提案	- 25 -
2.6 東北地方太平洋沖地震の観測地震動を考慮した震力係数	- 27 -
2.6.1 入力地震動	- 27 -
2.6.2 解析結果	- 28 -
2.7 提案した震力係数を用いた修正震度法による安全率の検討	- 33 -
2.7.1 検討の概要	- 33 -
2.7.2 検討対象ダム	- 33 -
2.7.3 解析方法	- 34 -
2.7.4 解析モデルと物性値	- 34 -
2.7.5 地盤震度	- 34 -
2.7.6 堤体震力係数	- 34 -
2.7.7 解析結果	- 42 -
2.8 まとめ	- 47 -
3. ロック材のせん断強度定数を変数とする最大すべり変形量簡易推定法の検討	- 49 -
3.1 概要	- 49 -
3.2 検討対象ダム（ロックフィルダムの耐震性能照査の試行に用いられている物性値の整理）	- 50 -
3.3 初期せん断剛性の整理	- 52 -
3.3.1 初期せん断剛性の式	- 52 -
3.3.2 整理結果	- 52 -
3.3.3 解析に用いる代表値の設定	- 53 -

3.4 動的変形特性の整理	- 54 -
3.4.1 動的変形特性の式	- 54 -
3.4.2 整理結果	- 54 -
3.4.3 解析に用いる代表値の設定	- 55 -
3.5 せん断強度の整理	- 56 -
3.5.1 せん断強度の式	- 56 -
3.5.2 整理結果	- 56 -
3.5.3 解析に用いる代表値の設定	- 58 -
3.6 解析モデルおよび解析条件	- 58 -
3.6.1 解析モデル	- 58 -
3.6.2 築堤解析	- 59 -
3.6.3 湛水解析	- 61 -
3.6.4 地震応答解析	- 63 -
3.6.5 ニューマーク法と渡辺・馬場法による塑性変形解析	- 71 -
3.7 最大すべり変形量の簡易推定法の検討	- 73 -
3.7.1 ニューマーク法による解析結果	- 73 -
3.7.2 渡辺・馬場法による解析結果	- 88 -
3.7.3 結果の考察	- 103 -
3.7.4 入力最大加速度とせん断強度定数を変数とした最大すべり変形量の推定	- 104 -
3.8 まとめ	- 107 -
4. まとめ	- 109 -
参考文献	- 111 -
付録	付録-1
付録1 観測地震動データの整理方法	付録-3
付録2 震力係数の検討に用いた48地震動の加速度応答スペクトル	付録-7
付録3 y/H と k/k_F の関係	付録-21

1. はじめに

ロックフィルダム設計・耐震性能照査については、建設・管理コストの縮減、既設ダム数の増加、大規模地震の頻発等から、より実際の特性、挙動に照らした合理化・高度化が強く求められている。また近年、1995年の兵庫県南部地震をはじめとする大規模な地震の頻発により、ダムサイトにおいて多くの加速度の大きい地震動記録が観測されており、これらの地震動記録の活用は有用であると考えられる。また、2005年3月に策定された「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」¹⁾（以下、照査指針（案）という）を基本とするロックフィルダムの耐震性能照査については、限られた予算で既設約350基のロックフィルダムの照査を効率的に進めるために、簡易的な耐震性能照査方法について検討することで、その優先付けを図る必要がある。

本資料は、フィルダムの設計法の合理化・高度化として修正震度法に用いられる震力係数について地震記録の追加による震力係数の見直しと堤高100m以上にも適用可能な震力係数の拡張に関する検討と、簡易的にロックフィルダムの耐震性能を照査する方法として、照査指針（案）に基づき耐震性能照査を試行したロックフィルダムの物性値の整理と、堤高100mのモデルロックフィルダムを対象にロック材のせん断強度定数より簡易的に最大すべり変形量を推定する方法に関する検討を行ったものである。

本資料の2章では、現行の設計方法として用いられている震度法^{2),3)}から、より実際に近い、堤体に作用する地震力を採用した将来的な設計法を視野に入れ、耐震性能の照査法として策定した「フィルダムの耐震設計指針（案）」⁴⁾（以下、指針（案）という）の修正震度法における震力係数について、地震記録の追加による震力係数の見直しと堤高100m以上に対応可能な震力係数の拡張を行ったものである。具体的には、まず、1966年から2008年にダムサイトにおいて観測された地震記録および2011年の東北地方太平洋沖地震において観測された地震記録（三陸沖に発生した海溝型のプレート境界の地震であり、Mw9.0と地震規模が大きく、ダムサイトにおいて主要動が100秒以上と長い地震記録が観測されている⁵⁾）を用いて、震力係数を見直し合理化を図った。さらに、これまで堤高100m程度以下のフィルダムを対象としていた震力係数を堤高100m以上のフィルダムにも適用可能な堤高の一次関数である新たな震力係数の検討を行った。また、新たに提案する震力係数と指針（案）の震力係数において、修正震度法によるすべり安全率の差異を比較した。

3章では、大規模地震に対する耐震性能照査の試行を実施したロックフィルダムについて、照査に用いられた物性値（初期せん断剛性、動的変形特性、せん断強度等）の整理を行った。整理した物性値から代表値を設定し、その代表値を用いて、堤高100mのモデルロックフィルダムによる地震応答解析結果に基づく塑性変形解析を実施することで、ロック材のせん断強度および入力地震動の最大加速度が最大すべり変形量に及ぼす影響を検討し、簡易的に最大すべり変形量を推定する方法について検討を行った。

最終的に、4章において本資料における検討で得られた成果をとりまとめた。

本資料における検討のフローを図-1.1に示す。

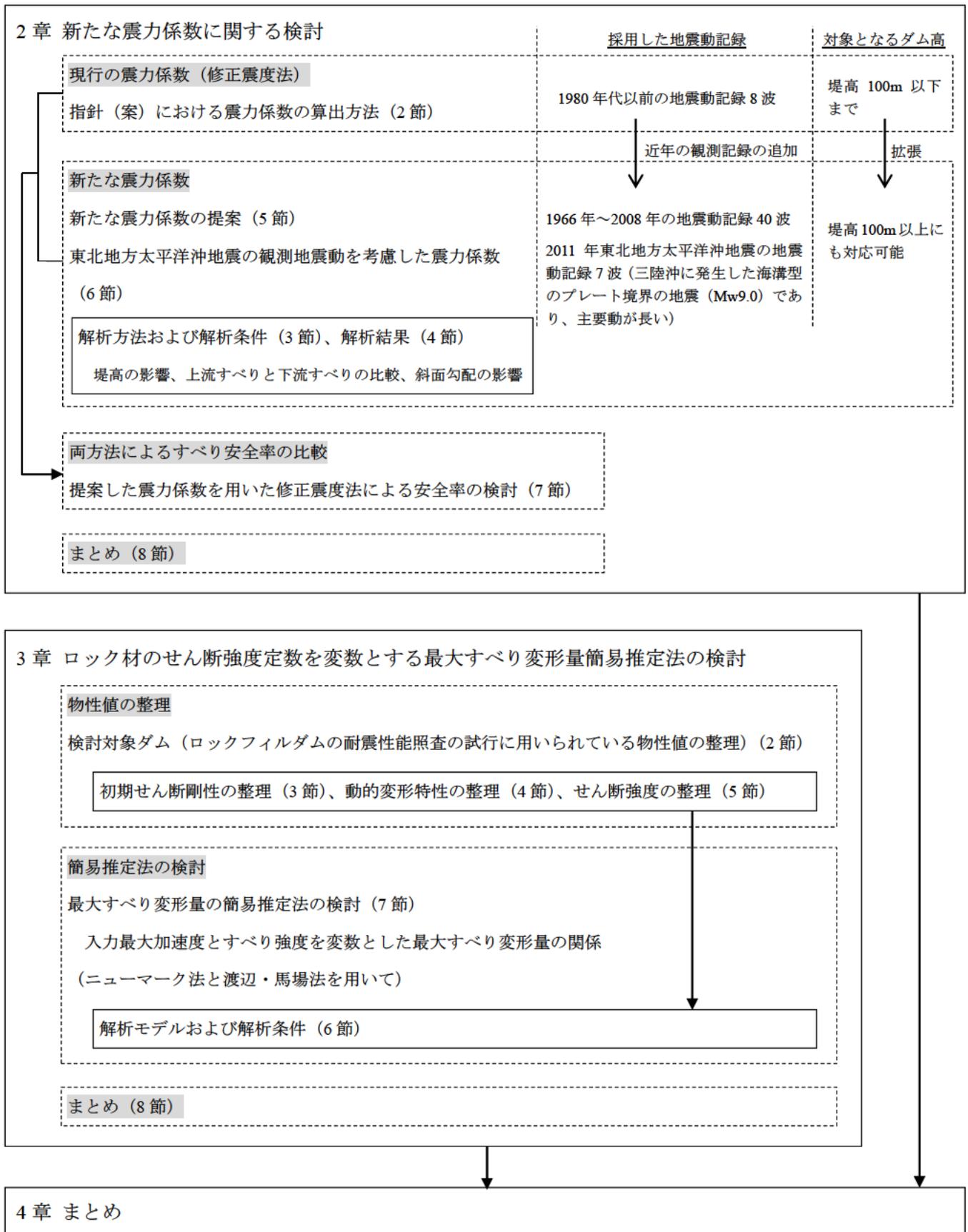


図-1.1 本資料の検討フロー

2. 新たな震力係数に関する検討

2.1 概要

現行のダム設計は河川管理施設等構造令及び同施行規則²⁾(以下、「構造令」という)に基づき実施されており、特に耐震設計における基本的な断面の決定は、震度法に基づいている。構造令に基づき設計されたダムは、これまで兵庫県南部地震(1995年)や東北地方太平洋沖地震(2011年)をはじめとする大地震を経験しても、直ちにその安全性を脅かすような被害は生じていない^(例えば6)-8)。このことから、震度法は一定の信頼性を有した耐震設計法であると認識されている。しかし、震度法における地震力は、堤高方向に一律の慣性力として作用させている²⁾。この安定解析上の仮定は、実挙動を反映していないため、本方法に基づく設計の合理化が図りがたい状況にあった。そこで、より実際に近い地震力を採用した将来的な設計法を視野に入れたうえで、耐震性能の照査法として、1991年6月に指針(案)⁴⁾(フィルダムの耐震設計指針(案))が策定されている。この指針(案)では、堤高100m程度以下のフィルダムを対象に、地震時の堤体の応答が堤高方向に一律でないことを考慮するため、すべり土塊に作用させる地震力について、天端からすべり面の堤体内最下点までの深さを y とし、堤高 H で無次元化した y/H に応じて図-2.1のように変化させて規定する震力係数が導入された修正震度法が提案されている。また、修正震度法は新設ダムの設計・照査法としてだけでなく、今後の既設ダムの簡便な耐震性能照査法としても有用なものと考えられる。

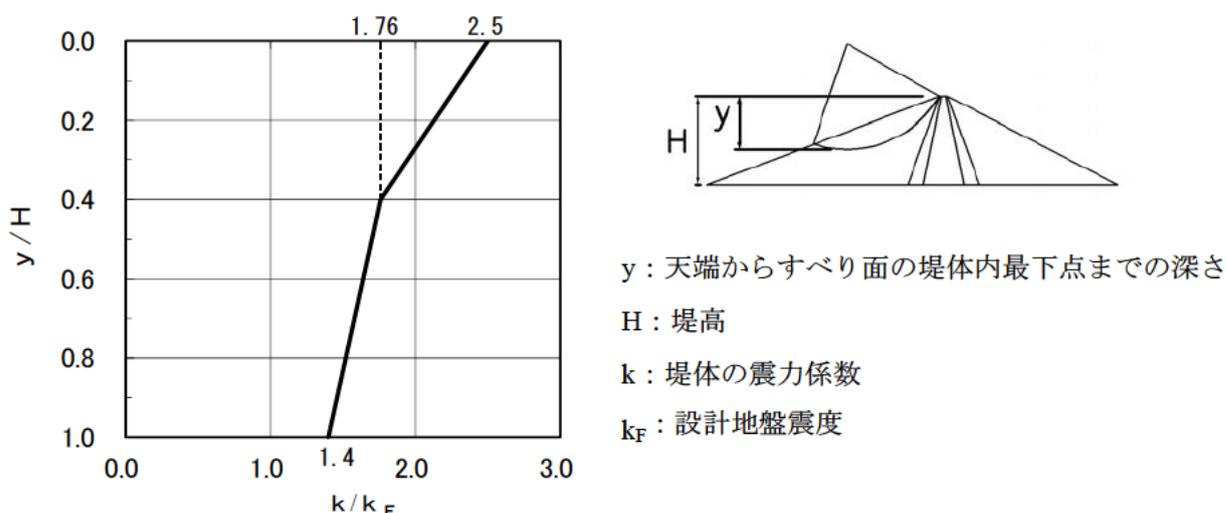


図-2.1 指針(案)⁴⁾の震力係数

指針(案)⁴⁾における震力係数は、1980年代以前にダムサイトにおいて観測された8波の地震動記録を用いた検討結果等に基づいて定められている。しかし、指針(案)策定後には、1995年の兵庫県南部地震をはじめとする大規模な地震が頻発し、ダムサイトにおいて加速度の大きい多くの地震動記録が観測されている。また、指針(案)において設定された震力係数は、堤高100m程度以下のフィルダムを対象としており、堤高100m以上のフィルダムについては「高さが100m以上となると堤体の固有周期が長くなり、岩盤における地震動の周波数特性を考慮すると本指針(案)で示した地震力を減ずることができる可能性がある⁴⁾と記

述されているものの、堤高 100m 以上のフィルダムを対象とした震力係数の提示までには至っておらず、(財)ダム技術センターが主催した、「ダム構造・設計委員会 フィルダム設計合理化検討分科会報告書 (2001 年 3 月)」⁹⁾ (以下、「検討分科会」という) の成果である、ダムサイトにおいて 100gal 以上の最大加速度が得られた観測地震動 18 波を用いた堤高 110m および 150m のフィルダムの震力係数の例示にとどまっている。

このような状況に鑑み、近年のダムサイトにおいて観測された地震動記録を用いた修正震度法における震力係数の見直しの検討が必要と考えた。そこで、本資料では近年ダムサイトにおいて観測された地震動記録から選定した地震動を用い、堤高 100m 以上のフィルダムも含めた震力係数の検討を行った。震力係数の検討にあたっては、堤高だけでなく、上流面と下流面の違い、および斜面勾配が震力係数に与える影響についても検討を行った。そのうえで、堤高 100m 以上のフィルダムにも適用可能な、堤高の一次関数である新たな震力係数の提案を行った。なお、本章の主要な部分である 3～5 節においては、1966 年から 2008 年にダムサイトで観測された地震動記録を用いた検討を行い、結果をとりまとめた。その後、2011 年 3 月に海溝型の巨大地震である東北地方太平洋沖地震 (三陸沖に発生した海溝型のプレート境界の地震であり、Mw9.0 と地震規模が大きく、ダムサイトにおいて主要動が 100 秒以上と長い地震記録が観測されている⁵⁾) が発生し、多くのダムサイトで地震動記録が収集されたことから、追加的検討として、3～5 節の検討から設定した新たな震力係数について東北地方太平洋沖地震のような海溝型の巨大地震への適用性を 6 節で検証した。7 節では、修正震度法にもとづく簡易耐震性能照査方法の検討として、既設 12 基のロックフィルダムを対象として指針 (案) と提案した震力係数を用いて修正震度法による安定解析を行い、安全率の差異について検討を行った。

2.2 指針（案）における震力係数の算出方法

指針（案）⁴⁾における震力係数の分布は、以下の二つの異なる方法から得られた震力係数をもとに設定されている。

(1) y/H が 0.4 から 1.0 の比較的深い円弧について

図-2.2 のような物性値をもつ堤高約 90m の解析モデルについて、モーダル法によってモード毎に働く地震力を求め、応答スペクトル法によりそれぞれの標高において得られた堤体震度をベースにして震力係数を求める方法。

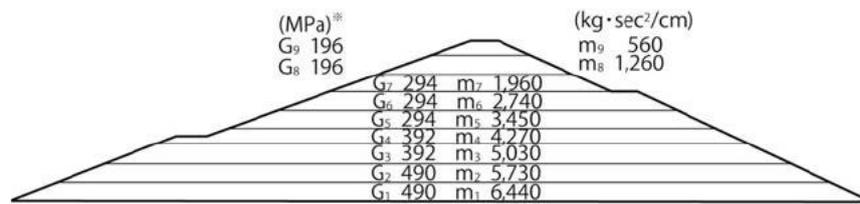


図-2.2 モーダル法で用いた質量、せん断弾性係数⁴⁾

(2) y/H が 0.0 から 0.4 の比較的浅い円弧について

有限要素法によって、表-2.1 のような物性値をもつ堤高 63m の解析モデルにおける地震応答を計算し、円弧土塊についての震力係数を求める方法。

表-2.1 有限要素法で用いた物性値（一部）¹⁰⁾

堤高	63m
ゾーン区分	ロック材のみ
湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	1.88
飽和密度 $\rho_{\text{sat}}(\text{g/cm}^3)$	2.08
初期せん断剛性 $G_0(\text{MPa})^*)$	$13.91 \cdot 9.8 \cdot \{7.629 + 3.425 \cdot \log(\sigma'_m/9.8)\}$
減衰定数 (%)	20 (一定)

^{*)} G_0 (MPa)は、 kgf/cm^2 から単位変換している。

σ'_m : 平均有効主応力 $\sigma'_m = \frac{1+2K}{3} \cdot \rho \cdot g \cdot D$ 、

K : 主応力比(0.5)、 ρ : 密度(g/cm^3)、 g : 重力加速度 ($=9.8\text{m/s}^2$)、 D : 地表からの深さ(m)。

(1) について、図-2.3 の細実線は、解析により求められたそれぞれの標高における震度（堤体震度）の基礎地盤における震度（地盤震度）に対する倍率（震度係数）である。指針（案）では、まず、計算を簡単にするため、この分布を図-2.3 の点線のように等値の階段状分布としている。また、指針（案）における記述では、経験によると加速度のピーク値はかなり大きな値が観測されても実際の構造物は破損しない場合が多いこと、また、観測加速度のピーク値と構造物が破損しない設計震度との関係についての知見などを考慮して、震度係数は堤体上部の方では上限 1/2 まで低減し、反対に底部の方では最下端の加速度を地盤の最大加速度に等しいとして、図-2.3 に太い実線で示す階段状の震度係数を提案している。さらに、すべり土塊に働く地震力のモーメントを簡単な計算で求めることができるように、震度係数から土塊内で一様と仮定された震力係数を求めている。図-2.4 は図-2.3 の階段上の太線で示した震度係数の分布をもとに求めた震力係数の分布であり、ほぼ直線状の分布になっている。

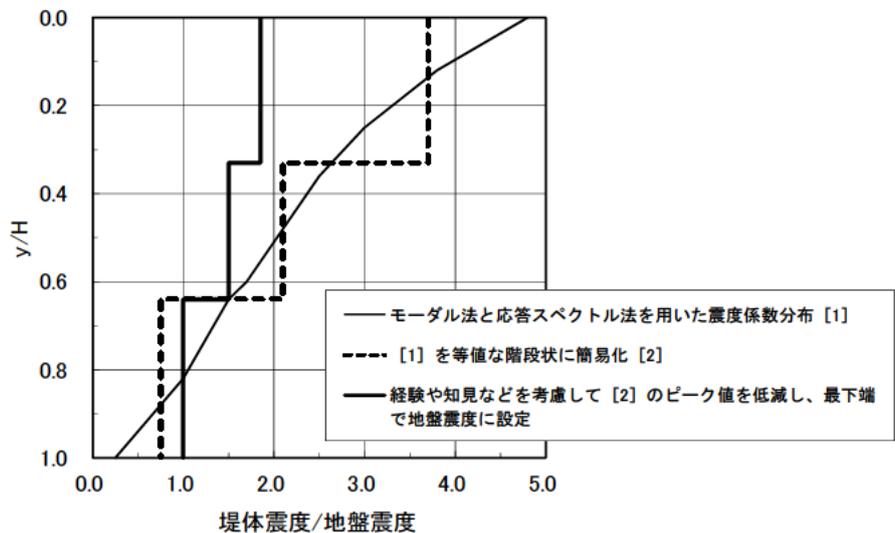


図-2.3 震度係数（モーダル法、応答スペクトル法による）

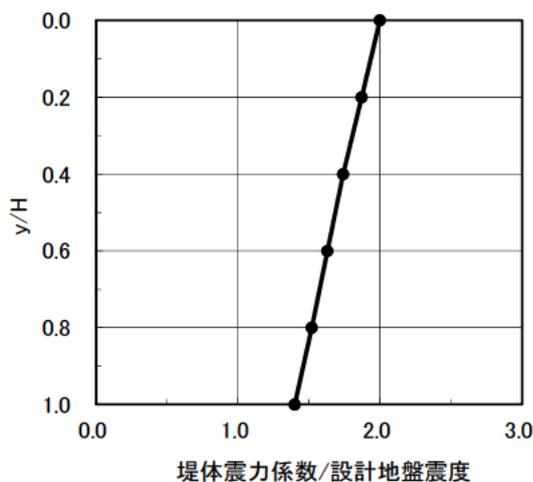


図-2.4 震力係数（モーダル法、応答スペクトル法による）

(2) については、1次元動的解析プログラムで多重重複反射理論に基づく SHAKEM と、2次元動的解析プログラムで等価線形化法に基づく QUAD、FLUSH を用い、最大加速度を 196gal (0.2G) に振幅調整して作成した 8 波の入力地震動に対する土塊に生ずる地震力の地震動継続時間中の最大加速度を求めている。指針(案)では、(2) による震力係数として、8 波による最大加速度の最大値から、過去の研究、事例より 70～80%程度に減じた図-2.5 に示す分布を提案している。

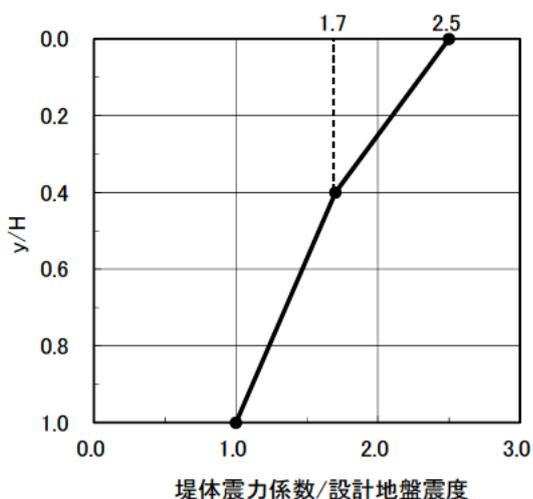


図-2.5 震力係数 (有限要素法による)

これら二つの方法によりそれぞれ求めた図-2.4 と図-2.5 の震力係数の分布のうち、円弧土塊が上部に限られる時は図-2.5 が、下部まで及ぶときは図-2.4 の方が大きな値を示しており、安全側を考慮して下部の方では図-2.4、上部の方は図-2.5 が採用されている。その結果、指針(案)では、震力係数の分布として図-2.1 が提案されている。

2.3 解析方法および解析条件

今回の震力係数に関する検討では、有限要素法のみによる解析を行った。「検討分科会」においても、有限要素法のみを用いた検討を行っており⁹⁾、これを踏襲したものである。解析方法および解析条件を以下に述べる。

2.3.1 解析方法

ロックフィルダムの解析モデルに対して複素応答法による等価線形解析を行い、入力地震動に対する堤体の応答加速度の時刻歴を求めた。そのうえで、図-2.6 に示すように設定した上流側の 20 円弧と図-2.7 に示す下流側の 20 円弧を対象とし¹¹⁾、それぞれの円弧土塊の平均応答加速度の時刻歴を求め、その最大値を入力地震動の最大加速度で除することにより、震力係数 k/k_F を求めた。ここで、 k : 堤体震力係数、 k_F : 入力地震動の最大加速度に相当する震度である。設定した各円弧群においては、 y/H が 0.2、0.4、0.6、0.8 および 1.0 となるように 5 個の円弧を設定している。

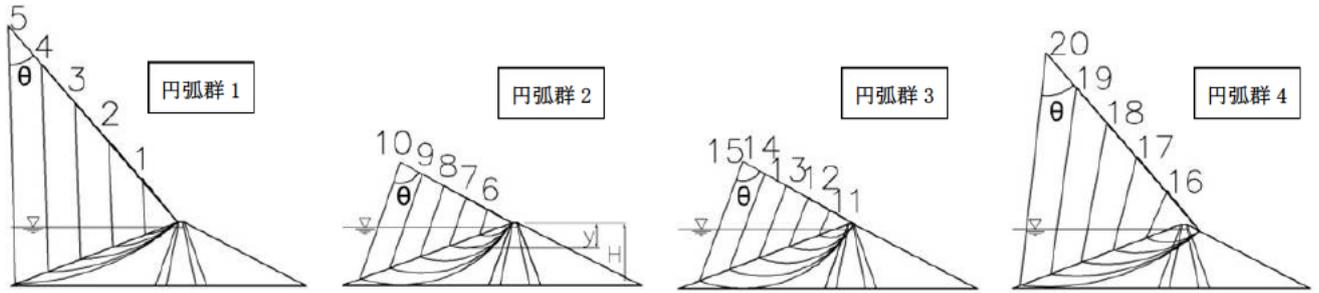


図-2.6 解析の対象とした上流側想定すべり円弧

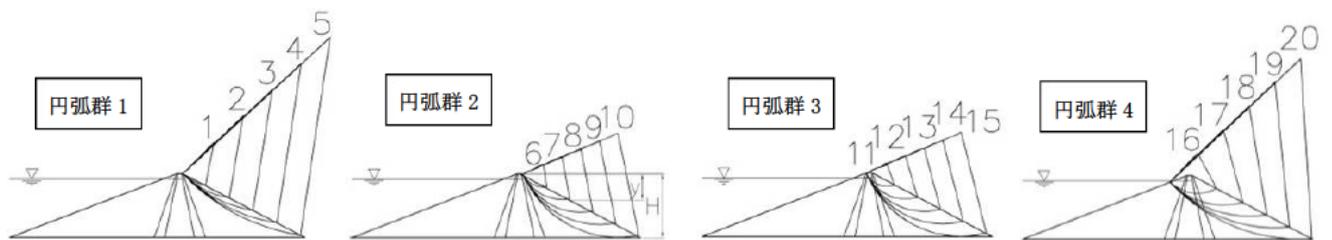


図-2.7 解析の対象とした下流側想定すべり円弧

2.3.2 解析モデルと物性値

解析対象は、中央土質遮水壁型ロックフィルダムで、堤体のみを有限要素にてモデル化した。ロックゾーンの上流斜面勾配は、現行の設計法である震度法によるすべり安定解析により決定した。この際、設計震度には0.15（強震帯における下限値）を与え、貯水位を堤高Hの92%（0.92H）（常時満水位相当）、浸潤線は上流側ロックゾーンからコアゾーンまで水平で、コアゾーンと下流側のフィルタゾーンとの境界に沿ってダム底部まで低下するという条件で解析を実施し、最小すべり安全率が1.2以上になる勾配¹²⁾として、図-2.8の上流側1:2.6、下流側1:1.9からなる堤高100mの基本解析モデルを決定した。

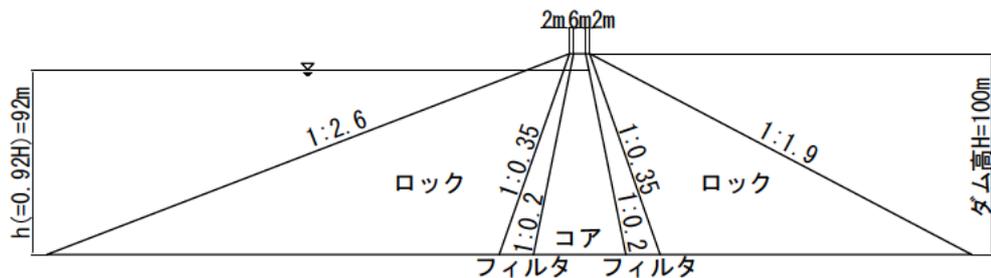


図-2.8 解析モデル（上流面1:2.6、下流面1:1.9）

断面決定に用いた堤体材料の物性値を表-2.2 に示す。これらの物性値は、既設ロックフィルダムの堤体の物性値と比較した結果、わが国のロックフィルダムの標準的な堤体材料と判断した七ヶ宿ダムの設計値や物性値を基本として設定した^{13), 14), 15)}。

表-2.2 堤体断面決定に用いた物性値

材料	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	飽和密度 $\rho_{\text{sat}}(\text{g/cm}^3)$	粘着力 (kN/m^2)	内部摩擦角 ($^\circ$)
コア	2.22	2.23	0	35
フィルタ	2.13	2.24	0	36
ロック	1.94	2.15	0	42

等価線形解析に用いたモデルの要素分割を図-2.9 に示す。等価線形解析の物性値のうち湿潤密度、飽和密度および初期せん断剛性を表-2.3 に示す。また、図-2.10 に等価線形解析に用いた堤体材料のせん断剛性率および減衰率とせん断ひずみとの関係（繰返しせん断特性）を示す。本検討の等価線形解析では堤体のみをモデル化したことから、基礎地盤でのエネルギー逸散は等価逸散減衰率として材料減衰率に一律 15% 上乘せして考慮した。

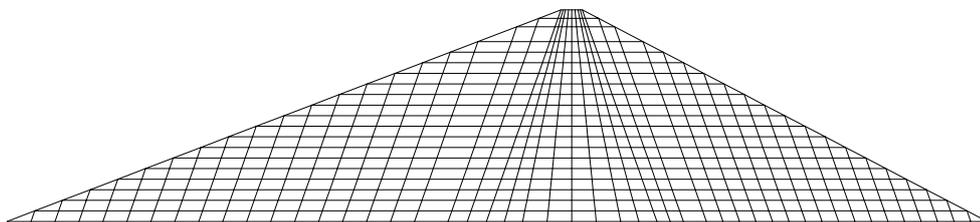


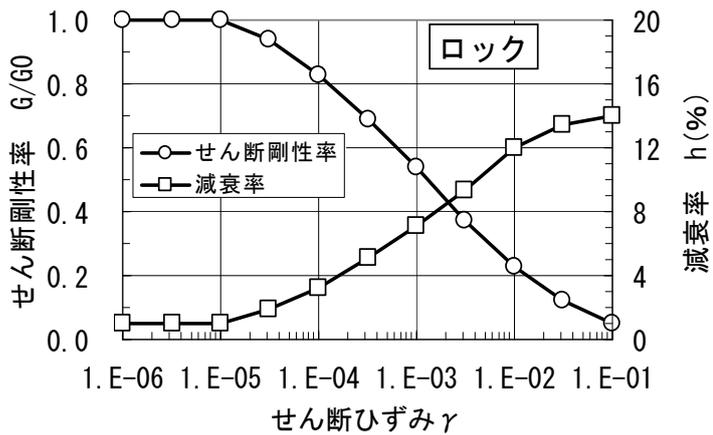
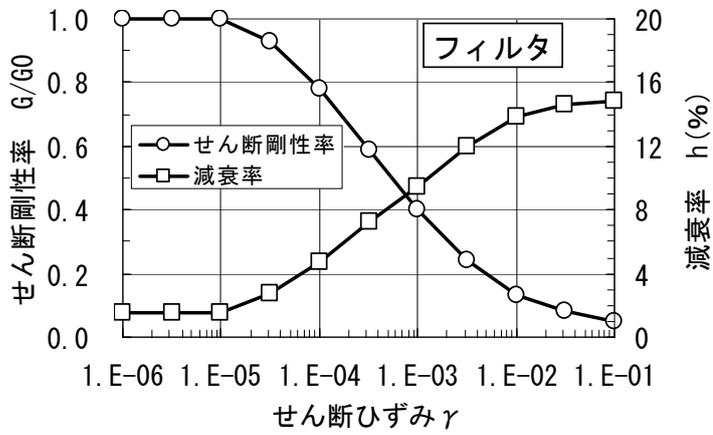
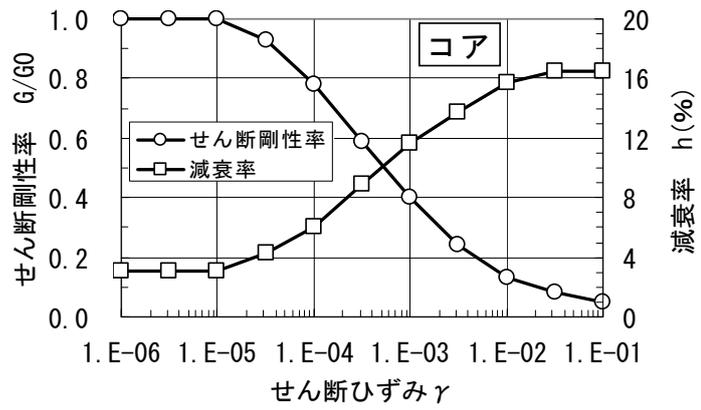
図-2.9 解析モデルの有限要素分割

表-2.3 等価線形解析に用いた物性値（一部）

材料	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	飽和密度 $\rho_{\text{sat}}(\text{g/cm}^3)$	初期せん断剛性 $G_0(\text{MPa})^*)$
コア	2.22	2.23	$299 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot \sigma'_m$
フィルタ	2.13	2.24	
ロック	1.94	2.15	$367 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot \sigma'_m$

^{*)} e : 間隙比、 σ'_m : 平均有効主応力 $\sigma'_m = \frac{1+2K}{3} \cdot \rho \cdot g \cdot D$ 、

K : 主応力比(0.5)、 ρ : 密度(g/cm^3)、 g : 重力加速度($=9.8\text{m/s}^2$)、 D : 地表からの深さ(m)。



図一.2.10 せん断剛性率および減衰率とせん断ひずみの関係

2.3.3 入力地震動

1966年から2008年にダムサイト岩盤またはダム堤体監査廊で観測された1883の地震動記録を対象とし、上下流方向の最大水平加速度が100gal以上を記録した表-2.4に示す48地震動を入力地震動として選定した。また、同時に記録された鉛直地震動についても併せて選定した。

表-2.4 入力地震動の選定結果

No	発震年月日	ダム名	型式 ^{*)}	堤高(m)	検出器設置箇所	最大水平加速度 α_{xmax} (gal) ^{**)}	最大鉛直加速度 α_{ymax} (gal) ^{***)}	$ \alpha_{ymax} / \alpha_{xmax} $	地震名
No 1	1976 06 16	三保	R	95.0	漏水観測室	-125.57	43.17	0.344	山梨県東部
No 2	1978 06 12	樽水	R	43.0	底設監査廊	178.43	83.88	0.470	宮城県沖
No 3	1983 08 08	三保	R	95.0	漏水観測室	-149.37	-54.60	0.366	関東中部境界
No 4	1986 06 27	石淵	R	53.0	右岸段丘部	-180.30	※)記録無し	-	岩手県南部
No 5	1987 01 09	田瀬	G	81.5	ダム堤体基礎	103.40	30.97	0.300	岩手県北部
No 6	1987 12 17	長柄	E	52.0	堤体基礎	-262.00	-86.00	0.328	千葉県東方沖
No 7	1987 12 17	長柄	E	52.0	左岸地山	-281.00	111.00	0.395	千葉県東方沖
No 8	1989 10 27	菅沢	G	73.5	右岸地山	-101.36	-26.28	0.259	鳥取県西部
No 9	1993 07 12	美利河	GF	40.0	底設監査廊	116.69	72.53	0.622	北海道南西沖
No 10	1994 12 28	和田	R	44.0	右岸地山	108.75	50.63	0.466	三陸はるか沖
No 11	1995 01 17	権現	R	32.6	基礎埋設	103.67	-65.71	0.634	兵庫県南部
No 12	1995 01 17	一庫	G	75.0	下段監査廊	-182.13	62.86	0.345	兵庫県南部
No 13	1995 01 17	箕面川	R	47.0	監査廊中央部	-134.99	80.21	0.594	兵庫県南部
No 14	1996 03 06	三保	R	95.0	漏水測定室	-140.06	-73.63	0.526	山梨県東部
No 15	1997 03 16	雨山	G	21.5	監査廊	172.75	63.69	0.369	愛知県北東部
No 16	1997 03 26	鶴田	G	117.5	監査廊	-154.94	-71.44	0.461	鹿児島県北西部
No 17	1997 04 03	鶴田	G	117.5	監査廊	-110.69	29.00	0.262	鹿児島県北西部
No 18	1997 05 13	鶴田	G	117.5	監査廊	-109.00	62.13	0.570	鹿児島県北西部
No 19	1997 08 23	賀祥	G	46.4	底設監査廊	117.61	117.46	0.999	鳥取県西部
No 20	1997 09 02	賀祥	G	46.4	底設監査廊	-113.37	-48.18	0.425	鳥取県西部
No 21	1997 09 04	賀祥	G	46.4	底設監査廊	344.02	-152.49	0.443	鳥取県西部
No 22	1997 09 04	賀祥	G	46.4	底設監査廊	-244.24	-152.49	0.624	鳥取県西部
No 23	2000 10 06	賀祥	G	46.4	底設監査廊	-528.49	485.21	0.918	鳥取県西部
No 24	2000 10 06	賀祥	G	46.4	底設監査廊	-531.12	485.21	0.914	鳥取県西部
No 25	2000 10 06	菅沢	G	73.5	下段監査廊	-157.60	-108.74	0.690	鳥取県西部
No 26	2000 10 06	菅沢	G	73.5	右岸地山	-307.01	249.20	0.812	鳥取県西部
No 27	2000 10 06	高瀬川	G	67.0	監査廊	-106.20	70.93	0.668	鳥取県西部
No 28	2000 10 07	賀祥	G	46.4	底設監査廊	133.82	-63.58	0.475	鳥取県西部
No 29	2000 10 07	賀祥	G	46.4	底設監査廊	-113.25	-63.58	0.561	鳥取県西部
No 30	2003 05 26	田瀬	G	81.5	ダム堤体基盤	-232.09	117.72	0.507	宮城県沖
No 31	2003 05 26	花山	G	48.5	右岸地山	237.20	-122.68	0.517	宮城県沖
No 32	2004 10 23	下条川	G	31.0	監査廊中央底部	215.11	66.06	0.307	新潟県中越
No 33	2004 10 23	鱒石川	G	37.0	監査廊底部	130.56	-81.35	0.623	新潟県中越
No 34	2004 10 23	城川	G	21.7	底設監査廊	-161.55	-48.29	0.299	新潟県中越
No 35	2004 10 23	鱒石川	G	37.0	監査廊底部	-231.20	224.39	0.971	新潟県中越
No 36	2004 10 23	城川	G	21.7	底設監査廊	-191.73	78.80	0.411	新潟県中越
No 37	2004 10 24	新山本調整池	R	42.4	B測線岩盤	609.15	182.47	0.300	新潟県中越
No 38	2004 10 24	新山本調整池	R	42.4	B測線岩盤	-751.21	182.47	0.243	新潟県中越
No 39	2004 10 27	新山本調整池	R	42.4	B測線岩盤	-371.82	-174.93	0.470	新潟県中越
No 40	2004 10 27	新山本調整池	R	42.4	B測線岩盤	-682.55	-174.93	0.256	新潟県中越
No 41	2005 08 16	化女沼	E	24.0	堤体基礎	100.44	-39.31	0.391	宮城県沖
No 42	2007 03 25	八ヶ川	G	52.0	底設監査廊	166.78	166.78	1.000	能登半島
No 43	2007 07 16	柿崎川	R	54.0	基礎	-143.34	75.62	0.528	新潟県中越沖
No 44	2007 07 16	鱒石川	G	37.0	監査廊底部	-129.46	84.44	0.652	新潟県中越沖
No 45	2007 07 16	川内	G	55.0	監査廊	291.50	-152.63	0.524	新潟県中越沖
No 46	2007 07 16	谷根	G	54.0	基礎	-157.25	86.88	0.552	新潟県中越沖
No 47	2008 6 14	皆瀬	R	66.5	基礎	158.44	182.19	1.150	岩手・宮城内陸
No 48	2008 6 14	石淵	R	53.0	基礎(推定)	-465.34	-621.39	1.335	岩手・宮城内陸

*) E:アースダム、G:重力式コンクリートダム、GF:重力式コンクリートダム・フィルダム複合ダム、R:ロックフィルダム。

**) 水平加速度は、上流から下流方向を(+)、下流から上流方向を(-)で表す。

***) 鉛直加速度は、鉛直上方を(+)、鉛直下方を(-)で表す。

図-2.11 に選定した入力地震動の最大水平加速度のヒストグラムを示すが、100～200gal にその多くが分布しており、加速度が大きいものほど頻度が低くなる。また、選定した 48 の地震動について最大水平加速度と最大鉛直加速度の関係を図-2.12 に示す。最大水平加速度：最大鉛直加速度が 1：0.5 程度に大部分の地震動が集中しているが、1：1 もしくはそれを超えるものがいくつかみられる。表-2.4 の最大鉛直加速度を確認すると、1997 年以降の比較的近年の地震動記録に最大水平加速度：最大鉛直加速度が 1：1 程度の記録が見られ、さらに最大水平加速度も 1997 年以前よりも大きい傾向にあることがわかる。これらの傾向は、1995 年の兵庫県南部地震を受けてダムサイトにおける地震観測網の充実が図られ、震源近傍地点の地震動も観測されるようになってきたことも理由の一つと考えられる。

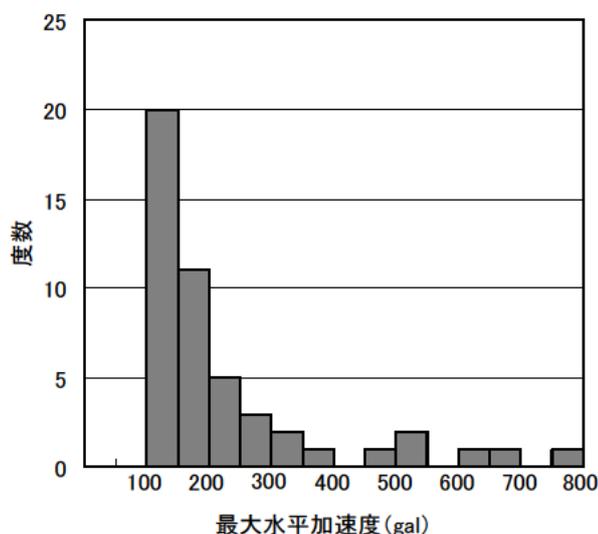


図-2.11 最大水平加速度の頻度分布 (48 地震動)

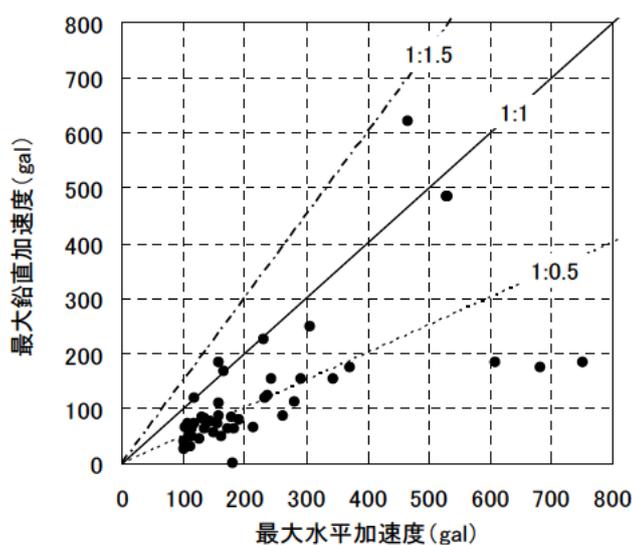


図-2.12 最大水平加速度と最大鉛直加速度の関係 (48 地震動)

解析に用いた入力地震動は、選定した 48 地震動の水平地震動（上下流方向）の最大水平加速度を指針（案）策定時の検討と同じく 196gal（0.2G）となるように振幅調整して使用した。鉛直地震動については、水平地震動と同じ比率（=196gal/元波形の最大水平加速度）を乗じて振幅調整した。図-2.13、図-2.14 に減衰率 $\eta=5\%$ での水平地震動、鉛直地震動の加速度応答スペクトルをそれぞれ示す。ほとんどの地震動で周期が 0.1~0.3 秒程度において加速度応答スペクトルのピークが見られる。また、付録 1 に観測動地震データの整理方法を、付録 2 に検討に用いた 48 地震動の各種加速度応答スペクトル図を付記した。

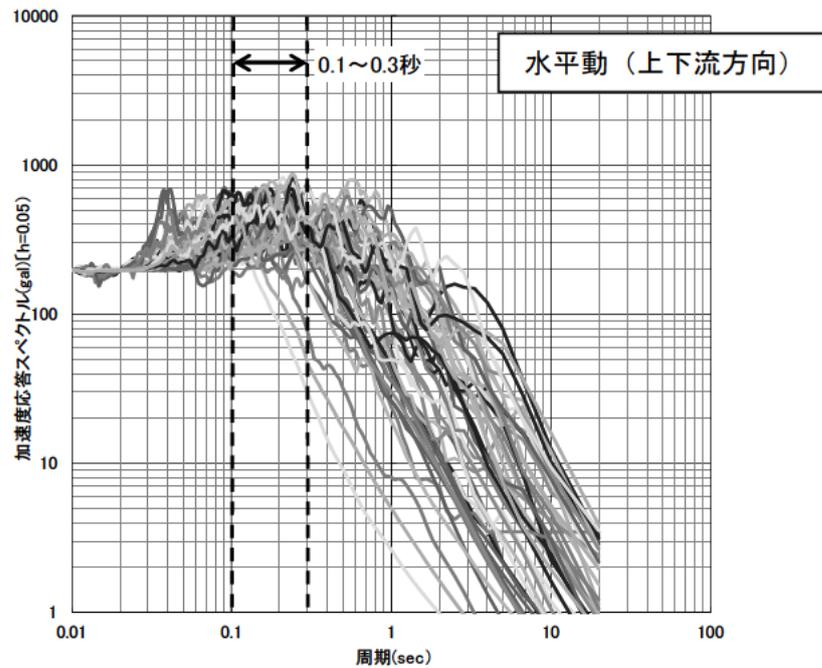


図-2.13 加速度応答スペクトル図（水平動）

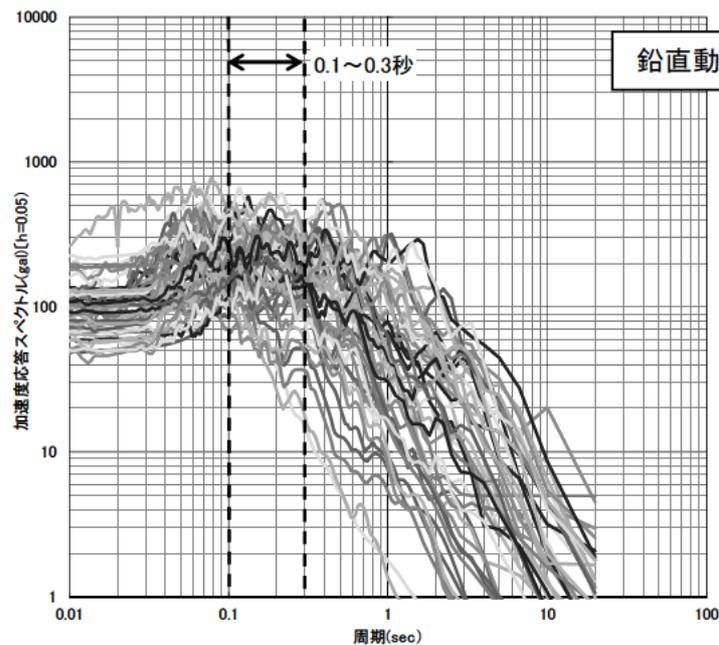


図-2.14 加速度応答スペクトル図（鉛直動）

2.3.4 解析ケース

解析ケースは表-2.5 のとおりである。

表-2.5 解析ケース

検討ケース	斜面勾配		対象すべり面	堤高
	上流面	下流面		
ケース1 堤高の影響	1 : 2.6	1 : 1.9	上流側	50m, 75m, 100m, 125m, 150m
ケース2 上流側すべりと下流側すべりの比較	1 : 2.6	1 : 1.9	上流側 下流側	100m
ケース3 斜面勾配の影響	1 : 2.4	1 : 1.8	上流側 下流側	100m
	1 : 2.6	1 : 1.9		
	1 : 3.0	1 : 2.2		

ケース1では、堤高が震力係数に及ぼす影響について検討した。解析対象とする堤高は、図-2.8 に示す堤高 100m のダムモデルの他、堤高 50m、75m、125m、150m のダムモデルを設定した。また、それぞれの堤体形状や貯水位条件および解析モデルの有限要素寸法は、堤高 100m モデルの堤高比例の相似形とした。堤高比例の相似形とした場合、各ダムモデルの天端幅は、概ね実事例¹⁶⁾と対応している。なお、検討の対象とする想定すべり円弧は、指針(案)⁴⁾における震力係数の検討と同様に上流側のみとした。

ケース2では、ケース1で上流側の想定すべり円弧についてのみ検討していることから、代表ダムモデルとして、堤高 100m のダムモデルを用い、下流側の想定すべり円弧の震力係数を求め、上下流の震力係数の差異について検討した。

ケース3では、図-2.8 に示す堤高 100m、上流面 1:2.6、下流面 1:1.9 のダムモデルを基に、斜面勾配が異なるダムモデルを設定し、斜面勾配が震力係数に及ぼす影響について検討した。解析対象とする斜面勾配は、図-2.15 に示す既設ロックフィルダムにおける上下流面勾配の調査結果¹⁷⁾に基づき、既設ダムの大部分が含まれる範囲を参考に定めるものとし、急勾配側のダムモデルとして上流面 1:2.4、下流面 1:1.8、緩勾配側のダムモデルとして上流面 1:3.0、下流面 1:2.2 を設定した。なお、震度法による安全率は、急勾配のモデルでは上流側 1.14 と下流側 1.17、緩勾配のモデルでは上流側 1.33 と下流側 1.39 となる。

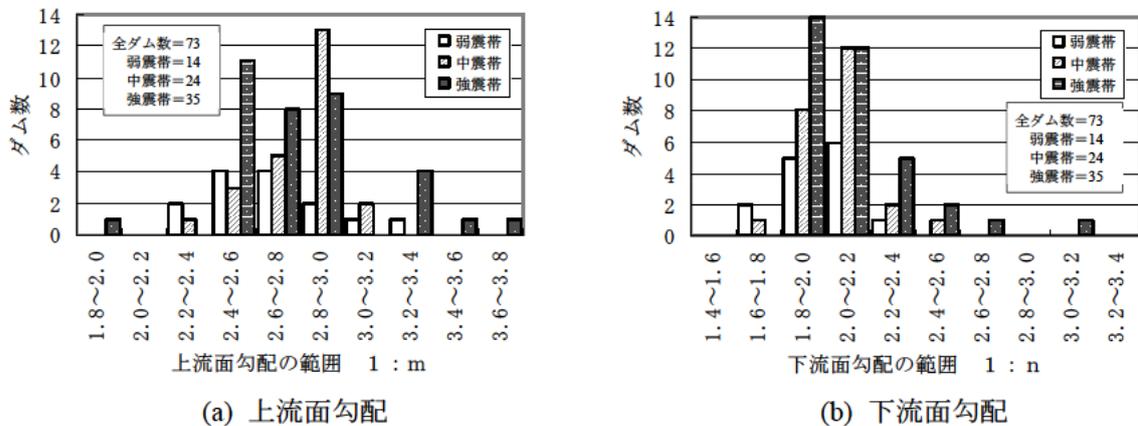


図-2.15 上下流面勾配の頻度分布¹⁷⁾

2.4 解析結果

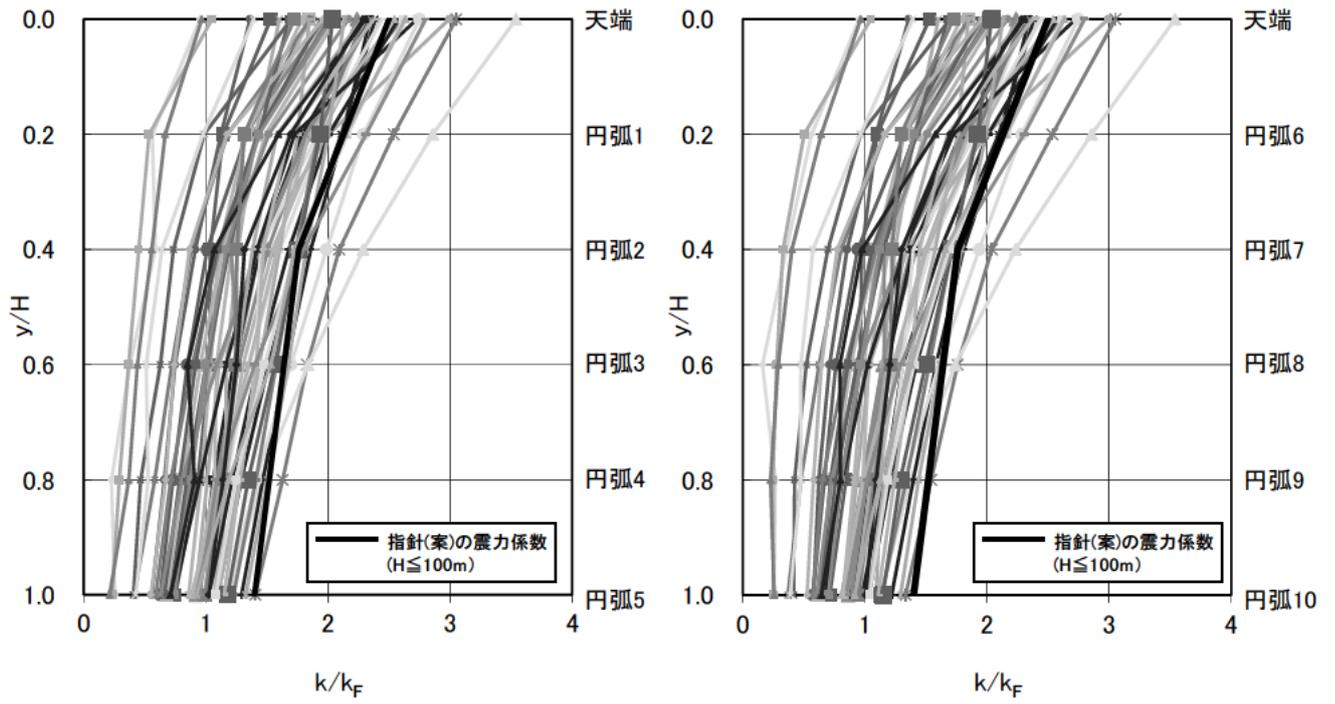
ケース 1～ケース 3 による解析結果を 2 章 4 節の 1 項～3 項に示す。なお、各ケースにおいて本節では記載しなかった y/H と震力係数 k/k_F の各種関係図については付録 3 に記した。

2.4.1 堤高の影響（ケース 1）

堤高 50m、75m、100m、125m、150m モデルの上流側 4 円弧群 20 円弧の解析結果について、堤高ケース別の y/H と震力係数 k/k_F の関係を図-2.16～図-2.20 に示す。4 個の円弧群の解析結果に大きな差異はなく、各円弧群のうち円弧群 3 において、ほぼ最大の震力係数を示している。

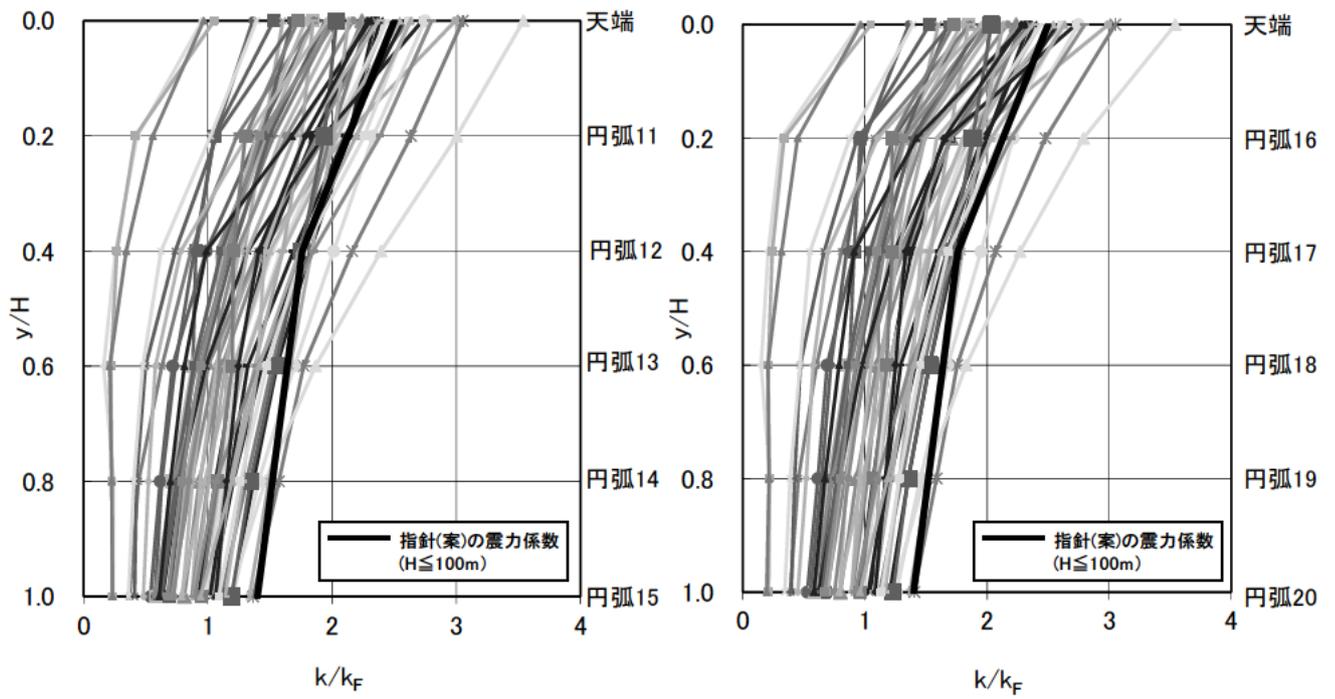
すべての堤高ケースの解析結果と指針（案）の震力係数を比較すると、いくつかの地震動で天端から高標高部の領域で指針（案）の震力係数を上回る箇所がわずかにみられる。特に、堤高 50m、75m の比較的低い堤高のケースでその傾向が強くみられる。しかし、その他の領域ではいずれの堤高ケースにおいても解析結果が概ね指針（案）の震力係数を下回っている。

また、4 円弧群 20 円弧の結果として得られた震力係数を、 y/H (=0.0、0.2、0.4、0.6、0.8、1.0) ごとに統計処理した結果を堤高 50m、75m、100m、125m、150m モデルのケースごとに図-2.21 に示す。この図より、堤高 50m、75m のケースにおける平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) の値は、指針（案）の高標高部 ($y/H=0.0、0.2、0.4$) の震力係数と近似した値となっている。



(a) 円弧群 1

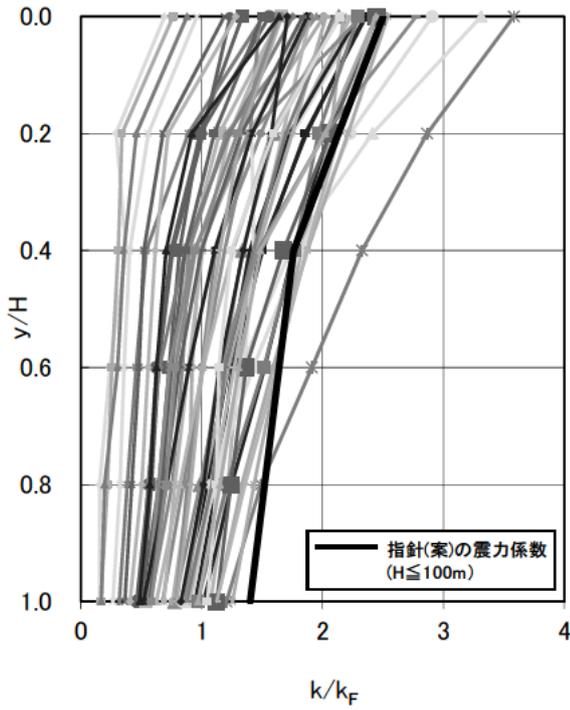
(b) 円弧群 2



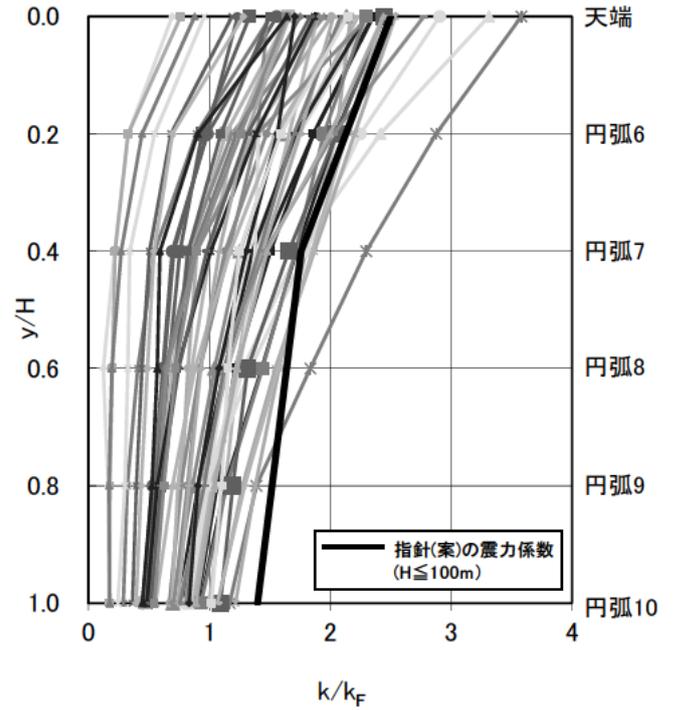
(c) 円弧群 3

(d) 円弧群 4

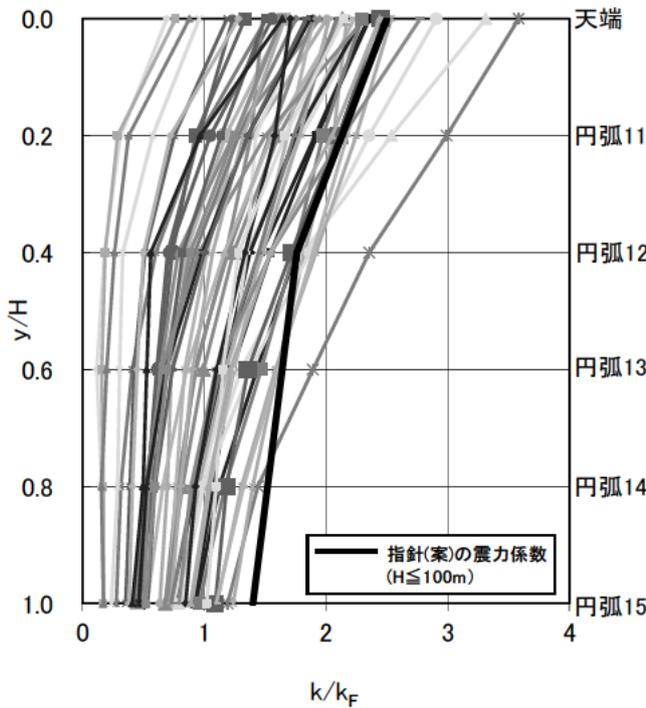
図-2.16 y/H と k/k_F の関係(ケース 1, 堤高 50m モデルの全解析結果)



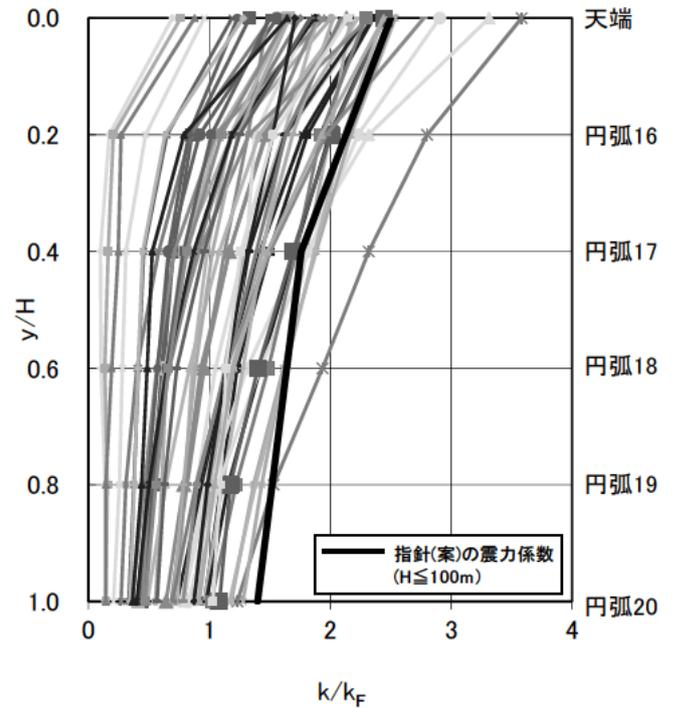
(a) 円弧群 1



(b) 円弧群 2



(c) 円弧群 3



(d) 円弧群 4

図-2.17 y/H と k/k_F の関係(ケース 1, 堤高 75m モデルの全解析結果)

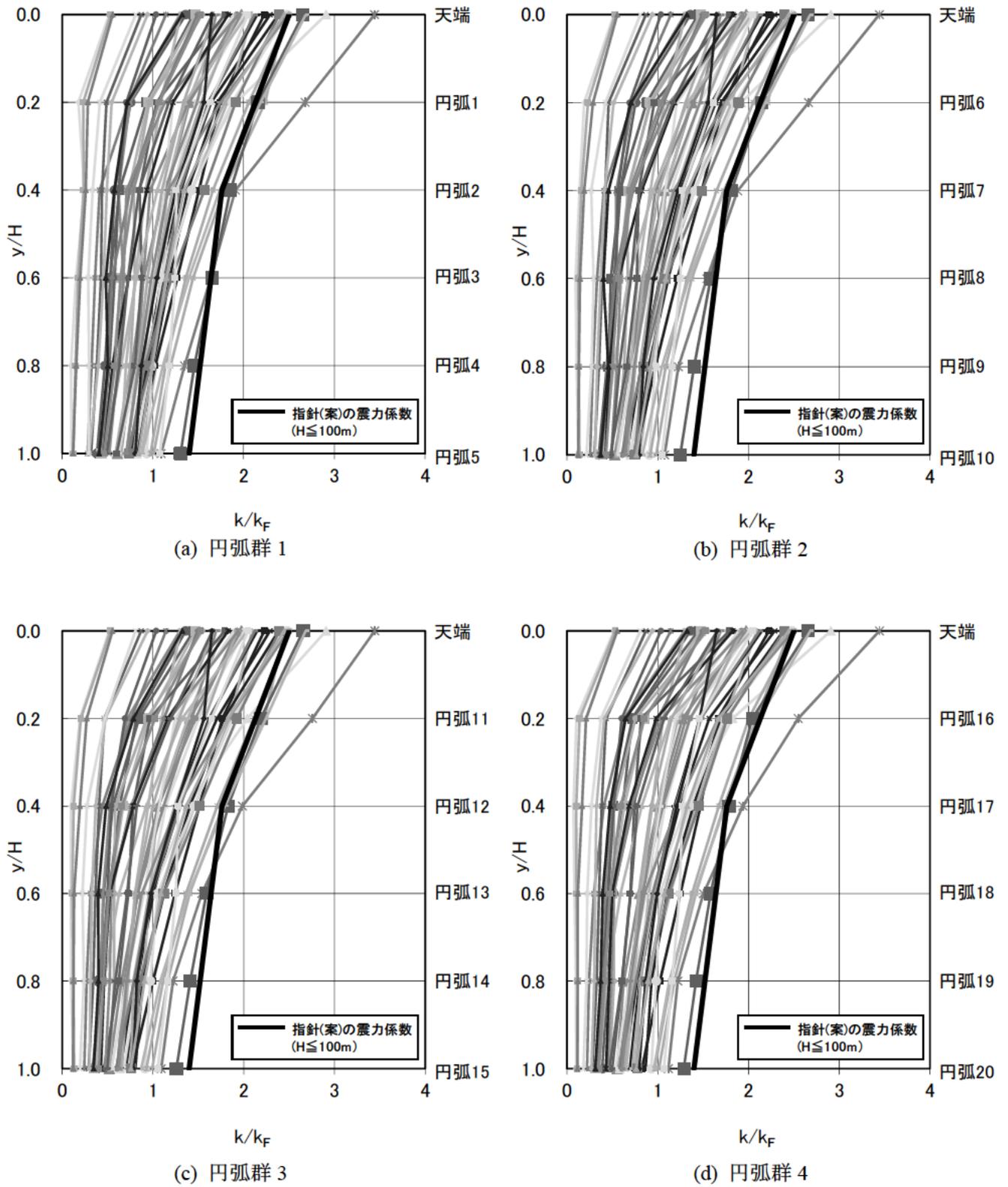
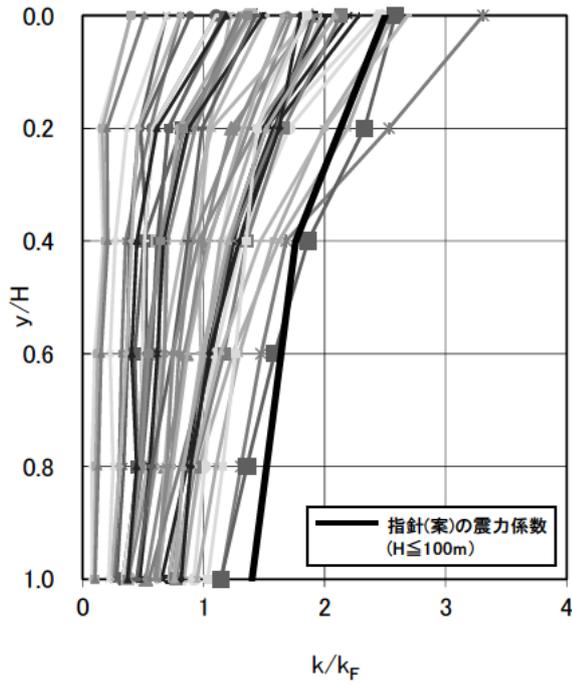
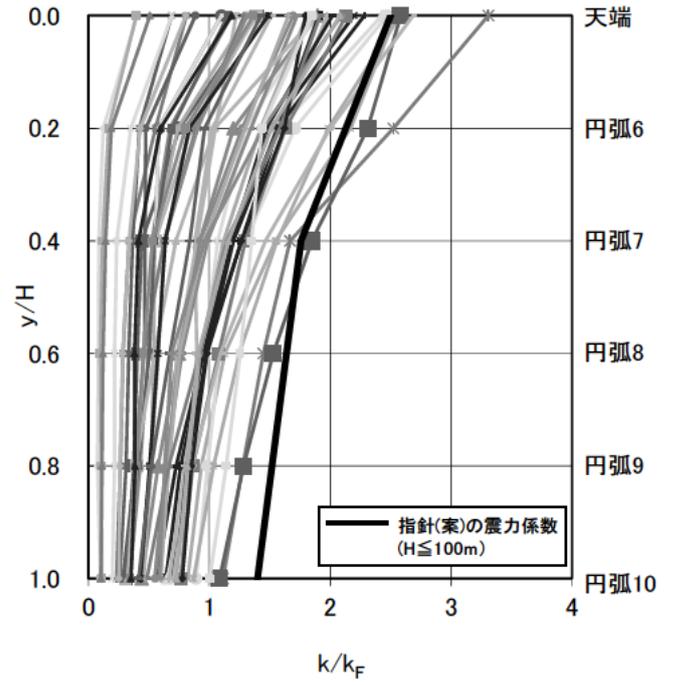


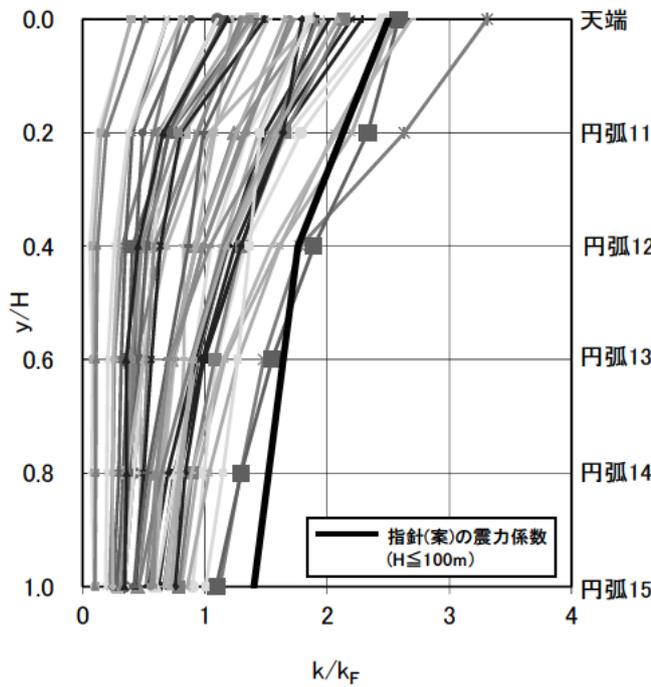
図-2.18 y/H と k/k_F の関係(ケース1, 堤高100mモデルの全解析結果)



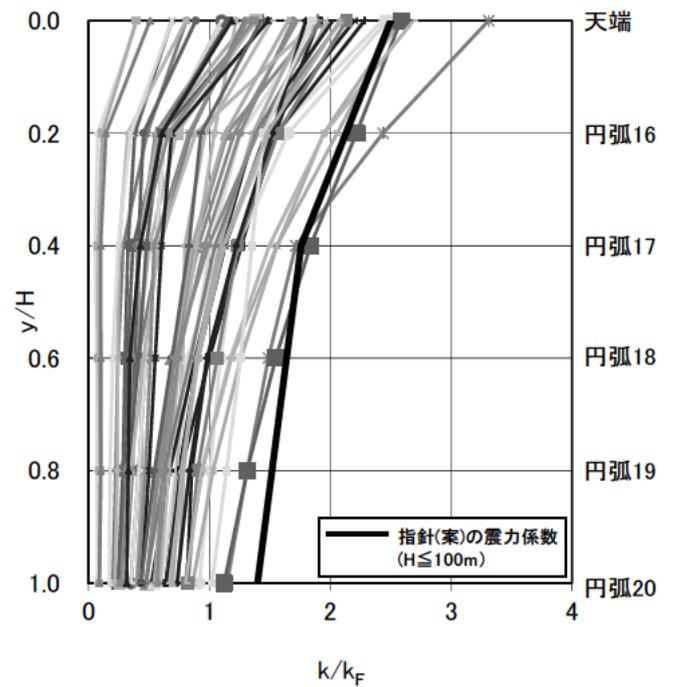
(a) 円弧群 1



(b) 円弧群 2



(c) 円弧群 3



(d) 円弧群 4

図-2.19 y/H と k/k_F の関係(ケース 1, 堤高 125m モデルの全解析結果)

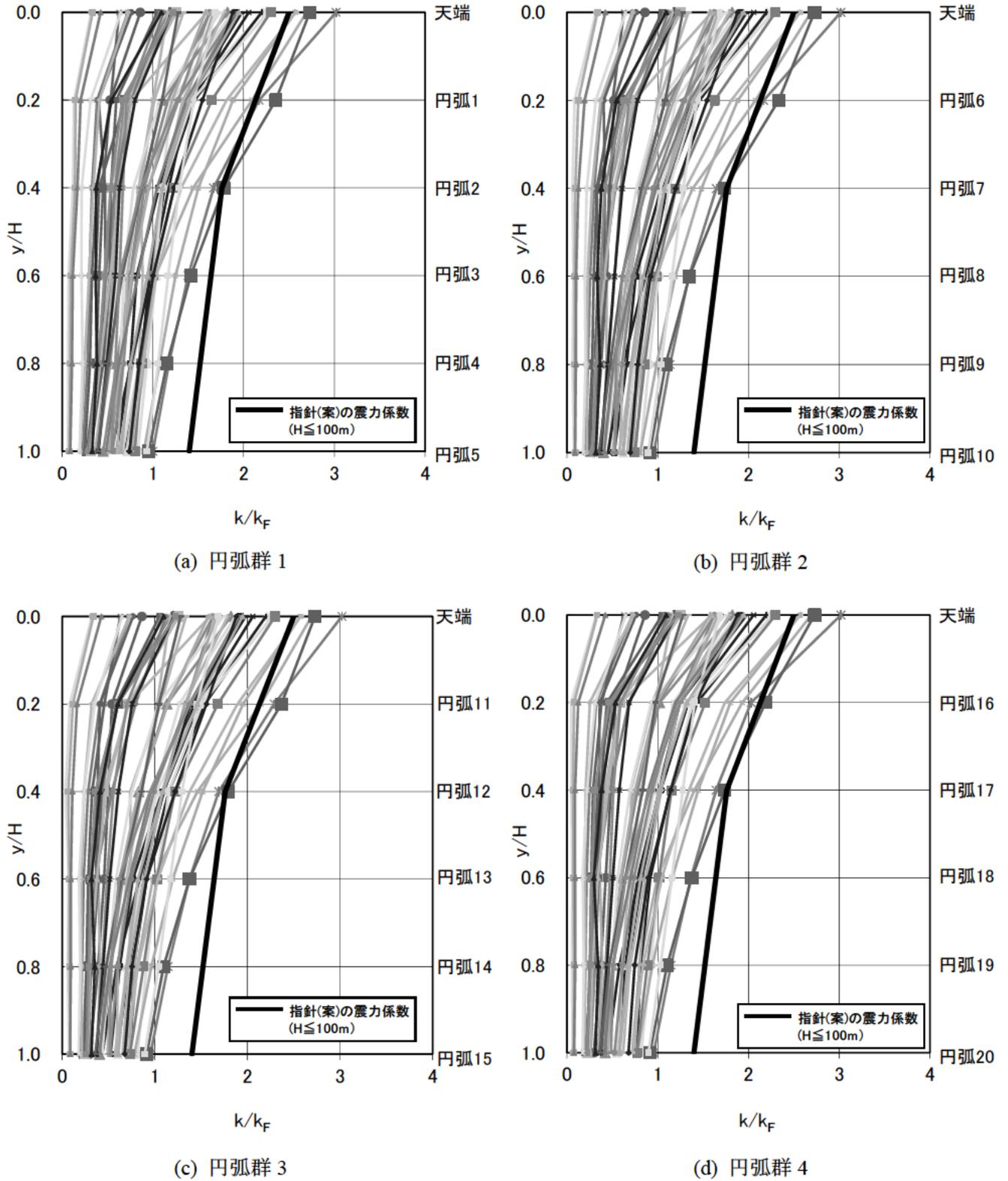
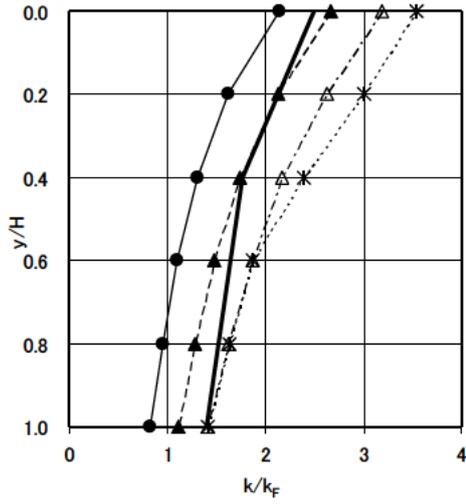
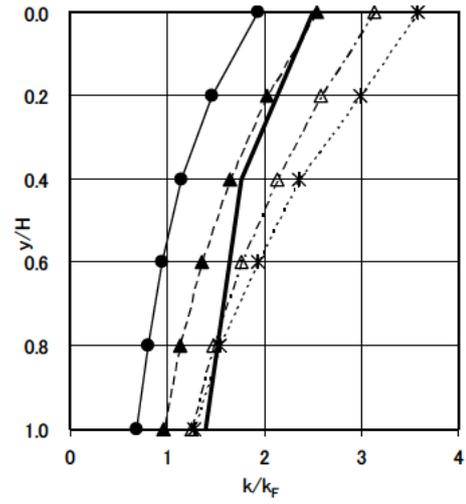


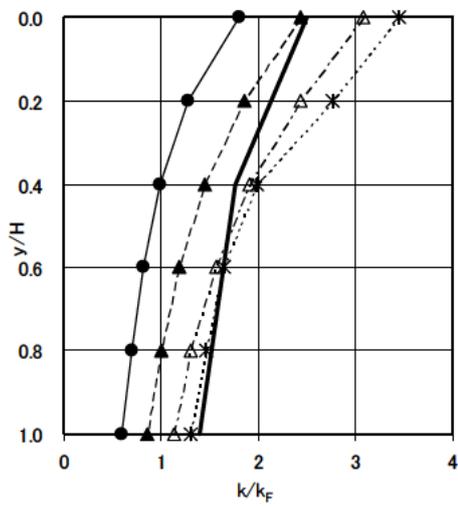
図-2.20 y/H と k/k_F の関係(ケース1, 堤高 150m モデルの全解析結果)



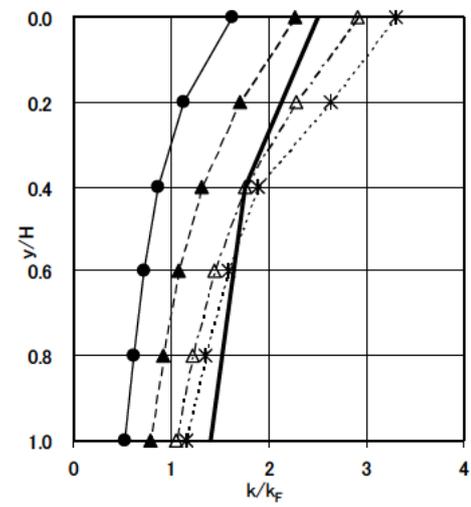
(a) H=50m



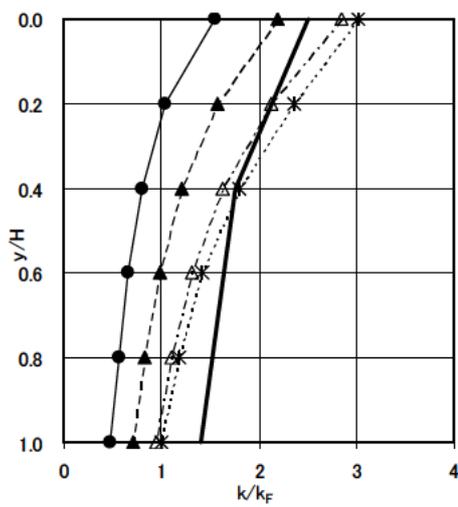
(b) H=75m



(c) H=100m



(d) H=125m



(e) H=150m

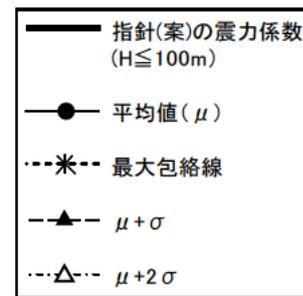


図-2.21 y/Hとk/k_Fの関係(ケース1, 統計処理結果)

2.4.2 上流側すべりと下流側すべりの比較 (ケース 2)

上流側すべり、下流側すべりについて、全 48 地震動の解析結果を統計処理した結果を図-2.22 に示す。図をみると、平均値(μ)と平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) として得られた上流側すべりと下流側すべりの震力係数にほとんど差がないことがわかる。

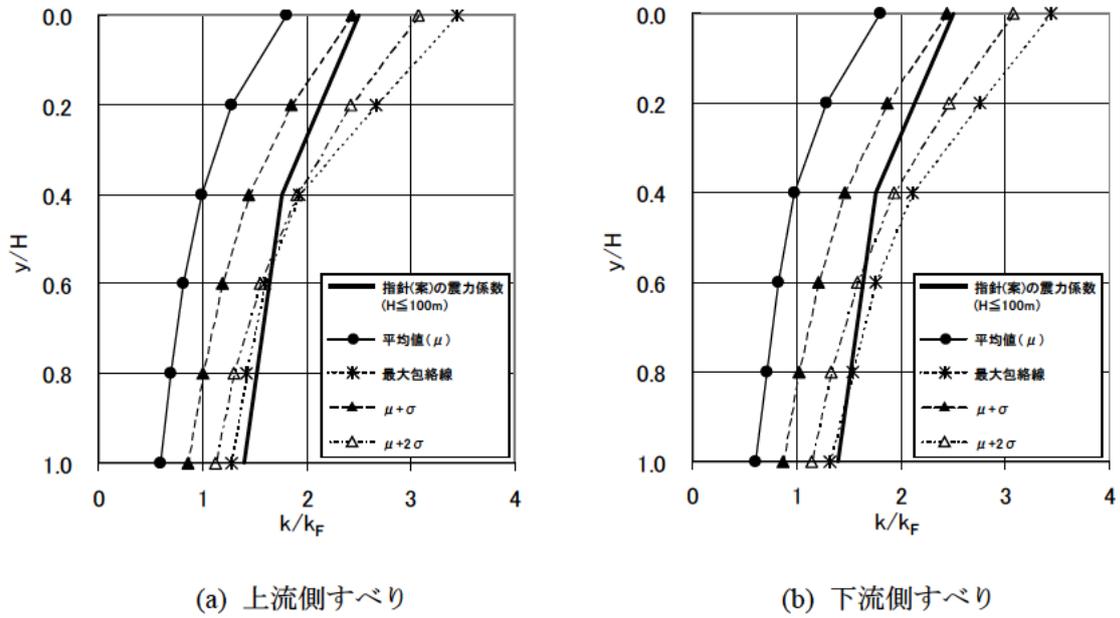
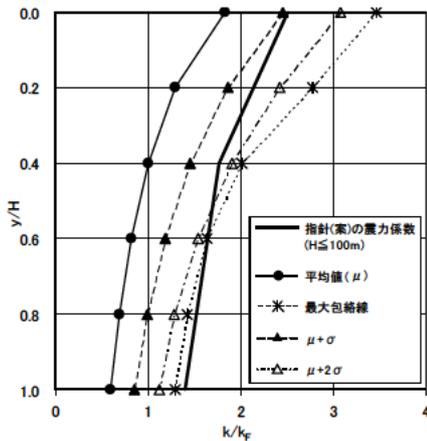


図-2.22 y/H と k/k_F の関係(ケース 2, 統計処理結果)

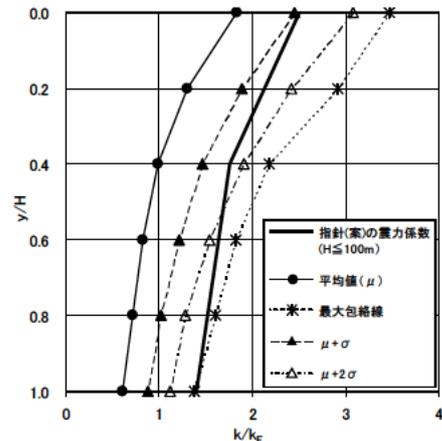
2.4.3 斜面勾配の影響（ケース3）

図-2.23は、（上流面 1:2.4、下流面 1:1.8）モデル、図-2.24は、（上流面 1:3.0、下流面 1:2.2）モデルにおける上流側すべり、下流側すべりそれぞれの48地震動の解析結果を統計処理したものである。

これらより、上流側すべりで異なる勾配による影響に着目すると、平均値 (μ)、平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) とともに非常に近似した結果が得られた。また、同図より、下流側すべりも、上流側すべりと同様な結果が得られた。次に勾配と震力係数 k/k_F の平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) の関係について、図-2.23、図-2.24の結果と、ケース2で実施した（上流側 1:2.6、下流側 1:1.9）モデルの図-2.22の結果をあわせ、上流側すべりについては図-2.25に、下流側すべりについては図-2.26に示す。なお、指針（案）⁴⁾においては、図-2.1のように震力係数 k/k_F の分布を $y/H=0.0, 0.4, 1.0$ における折れ線で示しているため、本検討も $y/H=0.0, 0.4, 1.0$ での震力係数 k/k_F に着目した。各震力係数 k/k_F は、通常考えられるロックフィルダムの上流面勾配の範囲において、上流側すべり、下流側すべりともに、いずれの y/H においてもほぼ同程度の値であることがわかる。

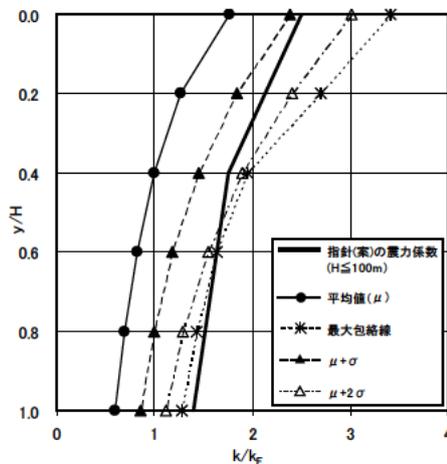


(a) 上流側すべり

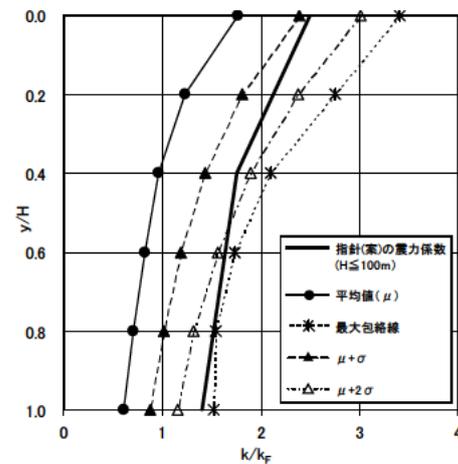


(b) 下流側すべり

図-2.23 y/H と k/k_F の関係（ケース3、上流面 1:2.4、下流面 1:1.8）



(a) 上流側すべり



(b) 下流側すべり

図-2.24 y/H と k/k_F の関係（ケース3、上流面 1:3.0、下流面 1:2.2）

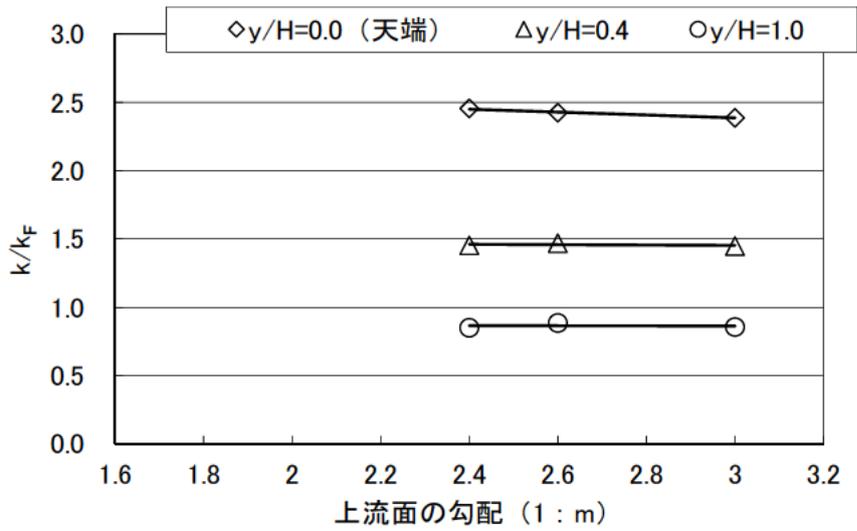


図-2.25 勾配と k/k_F ($\mu + \sigma$) の関係 (上流側すべり)

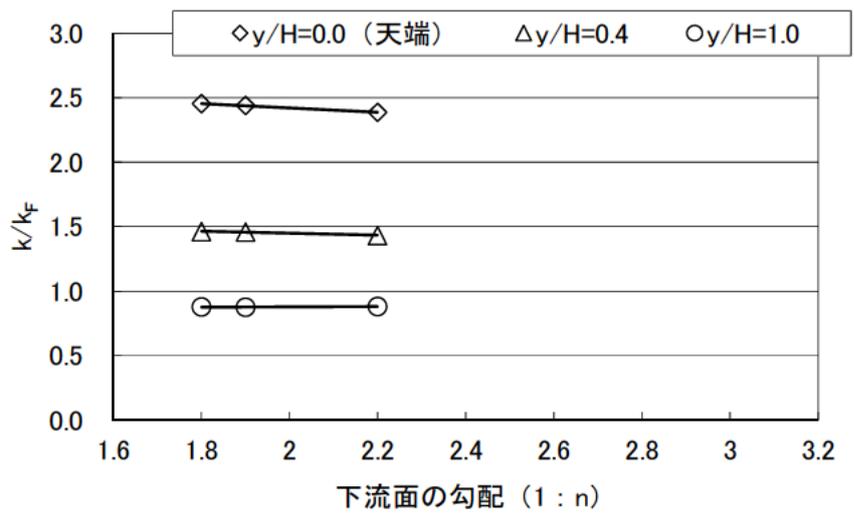


図-2.26 勾配と k/k_F ($\mu + \sigma$) の関係 (下流側すべり)

2.5 新たな震力係数の提案

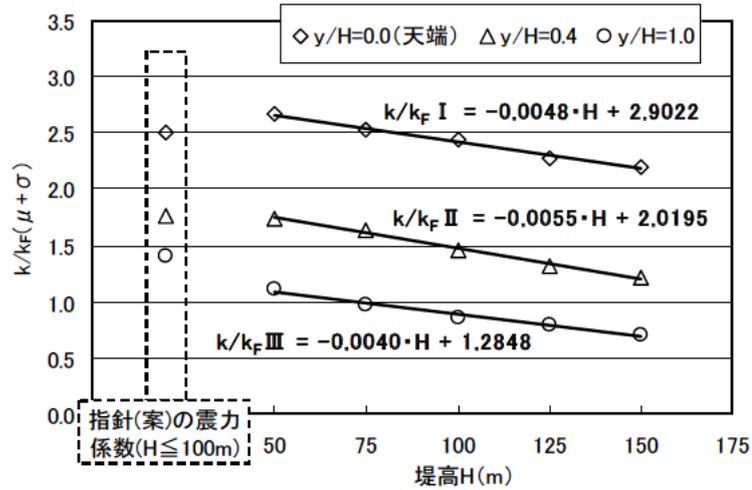
近年の地震動記録を用い、修正震度法において作用させる地震力を規定する震力係数を、堤高 100m 以上のフィルダムへの適用を含めて新たに提案する。設計に用いる震力係数としては、各地震動記録による震力係数の平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) に着目する。その理由は主に以下の 2 つによる。

- (1) 本検討では、48 の入力地震動について、ある設定した円弧土塊の平均応答加速度の時刻歴を求め、その最大値を入力地震動の最大水平加速度で除することにより震力係数を算出し、48 の入力地震動の数で統計処理している。つまり、円弧土塊の平均応答加速度の瞬間的な最大値を 48 個統計処理しており、その統計値の平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) の値は統計的には大きな値であり、設計法に使用する値としては妥当と考えられること。
- (2) 指針 (案) を適用して建設されたフィルダムがこれまでの地震により大きな被害を受けていないことから、指針 (案) の震力係数の信頼性は高いと考えられる。また、本章の 4 節 1 項で示したように、堤高 50m、75m モデルにおける高標高部の平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) の値と、指針 (案) の震力係数は近い値を示していること。

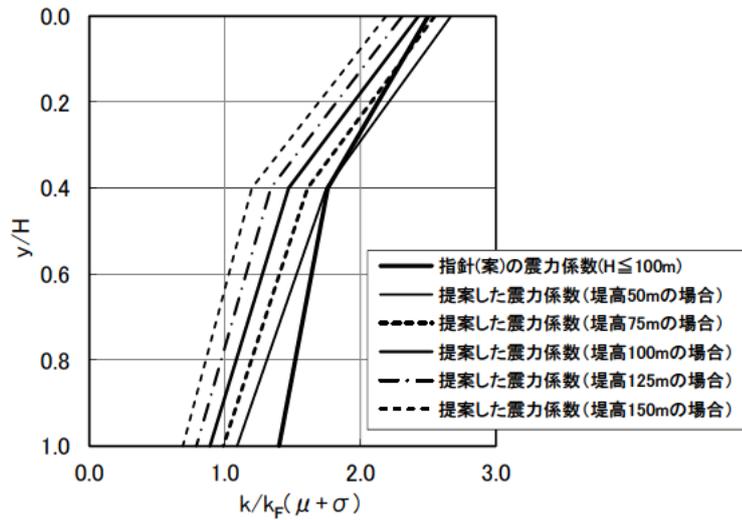
一方、指針 (案) では、低標高部においてモーダル法および応答スペクトル法により得られた震力係数を、安全側を見て採用している。しかし、今回の解析結果は、指針 (案) 検討時よりも多くの地震動記録を対象としており、本手法により提案した震力係数の信頼性は増したと考えられる。また、「検討分科会」においても、有限要素法のみを用いて震力係数を検討している⁹⁾。それらから、モーダル法および応答スペクトル法は用いず、前節までに行った有限要素法のみによる解析結果から震力係数を提案することとした。

指針 (案) による震力係数の分布は、 $y/H=0.0$ 、 0.4 、 1.0 における震力係数を折れ線で示していることを踏まえ、ケース 1 における堤高 $H=50\text{m}$ 、 75m 、 100m 、 125m 、 150m モデルの解析結果を用いて、**図-2.27(a)** に震力係数 k/k_F の平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) と堤高 H との関係を示した。ここに、 k/k_F I は新たに提案する $y/H=0.0$ における各堤高モデルの震力係数の回帰直線を表しており、同様に k/k_F II は $y/H=0.4$ における震力係数の、 k/k_F III は $y/H=1.0$ における震力係数の回帰直線を表している。いずれの y/H でも高い相関が得られており、堤高が高くなるにつれ震力係数は直線的に低下している。また、ケース 2、3 の検討より、ロックフィルダムモデルにおける上流側すべりと下流側すべりの違いや通常考えられる上下流面勾配の範囲において斜面勾配の違いによる震力係数への影響はほとんどない。

したがって、震力係数は特に堤高と相関が高いことから、 $y/H=0.0$ 、 0.4 、 1.0 における震力係数について、堤高 H をパラメータとした一次関数で**表-2.6**のように示すことが可能である。新たに提案する震力係数について、指針 (案) に示されている震力係数の分布と同様に、 $y/H=0.0$ と $y/H=0.4$ の震力係数、 $y/H=0.4$ と $y/H=1.0$ の震力係数をそれぞれ直線で結ぶことで、堤高 50、75、100、125、150m における震力係数 k/k_F の平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) と y/H の関係を図示すると**図-2.27(b)**のとおりとなる。



(a) 震力係数 $k/k_F (\mu+\sigma)$ と堤高の関係



(b) 震力係数 $k/k_F (\mu+\sigma)$ と y/H の関係

図-2.27 新たに提案する震力係数と堤高および y/H の関係

表-2.6 新たに提案する堤高と震力係数の相関近似式

y/H	震力係数の近似式
0.0 (天端)	$k/k_F \text{ I} = -0.0048 \cdot H + 2.9022$
0.4	$k/k_F \text{ II} = -0.0055 \cdot H + 2.0195$
1.0	$k/k_F \text{ III} = -0.0040 \cdot H + 1.2848$

ここで、 k : 堤体震力係数、 k_F : 設計地盤震度、 H : 堤高 (m)。

$k/k_F \text{ I}$: $y/H=0.0\text{m}$ における震力係数の近似式、

$k/k_F \text{ II}$: $y/H=0.4\text{m}$ における震力係数の近似式、

$k/k_F \text{ III}$: $y/H=1.0\text{m}$ における震力係数の近似式。

震力係数 k/k_F は、小数点第3位以下を切り上げる。

2.6 東北地方太平洋沖地震の観測地震動を考慮した震力係数

2011年3月にモーメントマグニチュード Mw9.0 の巨大地震である東北地方太平洋沖地震が発生し、ダムサイトにおいて多くの地震動記録が収集された。

前節で1966年から2008年に観測された48地震動（以下、「既往の48地震動」という）を用いた新たな震力係数の提案を行ったが、本節では、東北地方太平洋沖地震のような巨大地震に対する提案した新たな震力係数の適用可能性の検討を行う。検討の方法は、既往の48地震動を用いた震力係数と、既往の48地震動に東北地方太平洋沖地震の地震動記録を含めて算出した震力係数を比較することとし、表-2.5のケース1の条件で堤高50m、100m、150mを対象とした。

2.6.1 入力地震動

東北地方太平洋沖地震では、収集した地震動記録⁸⁾のうち、既往の48地震動と同じく、ダムサイト岩盤またはダム堤体監査廊で観測された上下流方向の最大水平加速度が100gal以上の条件で、表-2.7に示す7地震動を選定した。なお、解析では同時に観測された鉛直地震動も考慮した。また、選定した入力地震動は、最大水平加速度が196gal（0.2G）となるように振幅調整した。鉛直地震動は、水平地震動と同じ比率を乗じて振幅調整した。

ここで、振幅調整した既往48地震動と東北地方太平洋沖地震7地震動の加速度応答スペクトルの比較図を図-2.28に示す。また、図-2.28には、堤高50m、100m、150mにおけるモデルダムの固有周期を併記した。東北地方太平洋沖地震の地震動記録は、長周期側で既往地震を超える加速度応答スペクトルが見られる。しかし、ダムモデルの堤高50m、100m、150mにおける固有周期付近では、既往48地震動の分布範囲にほぼ含まれている。

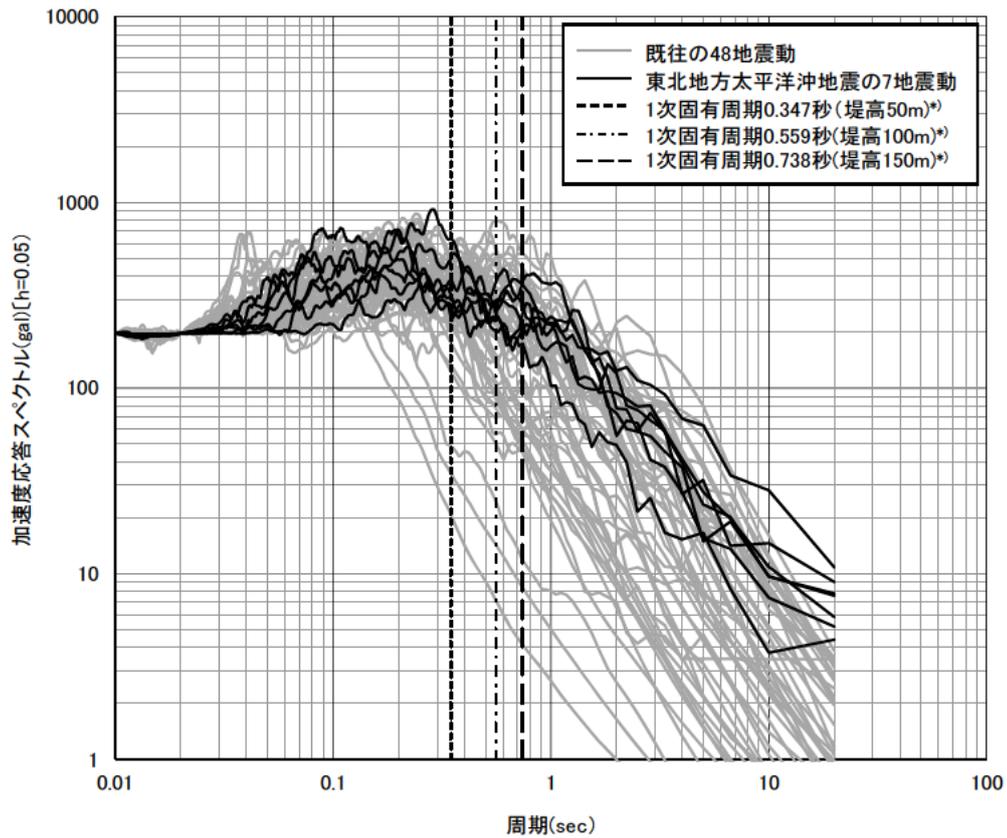
表-2.7 東北地方太平洋沖地震で観測された地震動（上下流方向・100gal以上）

No.	発震年月日	ダム名	型式 ^{*)}	堤高(m)	検出器設置箇所	最大水平加速度 α_{xmax} (gal) ^{**)}	最大鉛直加速度 α_{ymax} (gal) ^{***)}	$ \alpha_{ymax} / \alpha_{xmax} $	地震名
No 1	2011 03 11	釜房	G	45.5	右岸リムグラウトトンネル	125.42	91.99	0.733	東北地方太平洋沖
No 2	2011 03 11	三春	G	65.0	堤体基礎	194.80	146.90	0.754	東北地方太平洋沖
No 3	2011 03 11	惣の関	GF	23.5	監査廊中央部	290.73	145.62	0.501	東北地方太平洋沖
No 4	2011 03 11	南川	G	46.0	監査廊	270.85	145.40	0.537	東北地方太平洋沖
No 5	2011 03 11	高柴	G	59.5	監査廊	151.03	107.44	0.711	東北地方太平洋沖
No 6	2011 03 11	四時	R	83.5	監査廊	109.81	100.94	0.919	東北地方太平洋沖
No 7	2011 03 11	荒砥沢	R	74.4	監査廊	102.25	65.34	0.639	東北地方太平洋沖

*) G:重力式コンクリートダム、GF:重力式コンクリートダム・フィルダム複合ダム、R:ロックフィルダム。

***) 水平加速度は、上流から下流方向を(+)、下流から上流方向を(-)で表す。

****) 鉛直加速度は、鉛直上方を(+)、鉛直下方を(-)で表す。

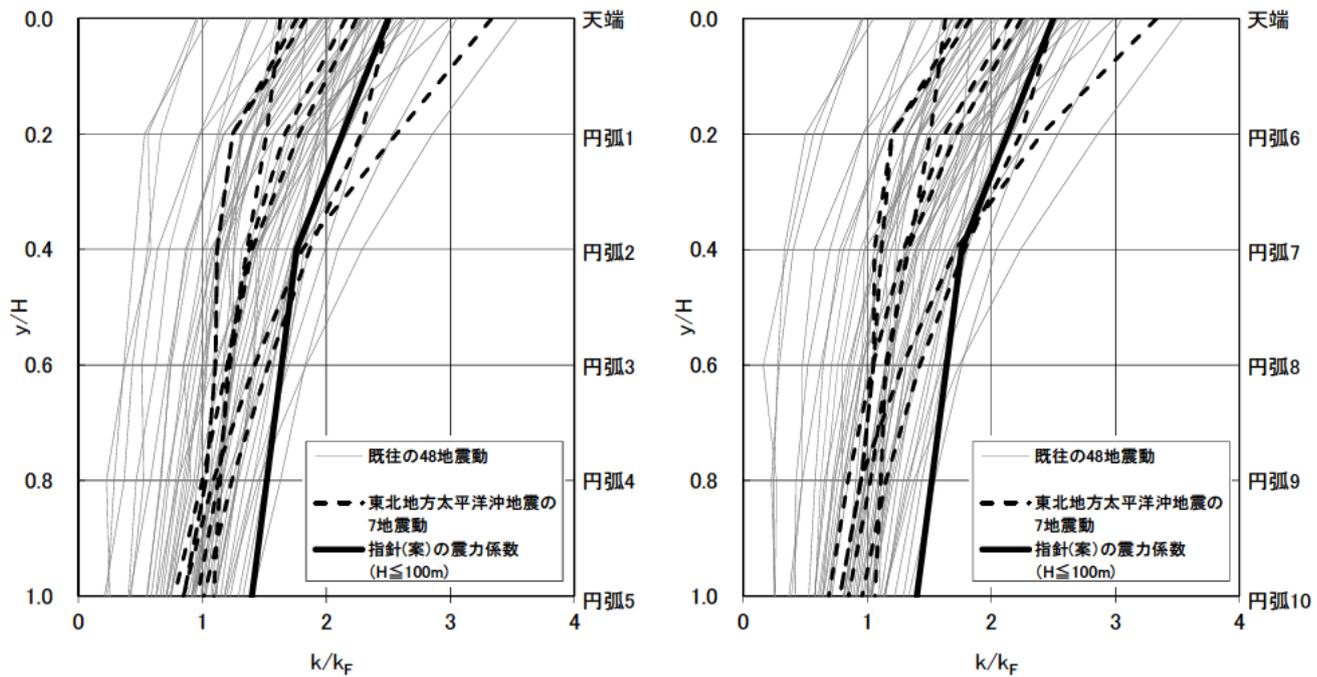


*) 初期剛性から算定した各堤高モデルの1次振動モードにおける固有周期

図-2.28 選定した東北地方太平洋沖地震7地震動の加速度応答スペクトル（水平地震動）

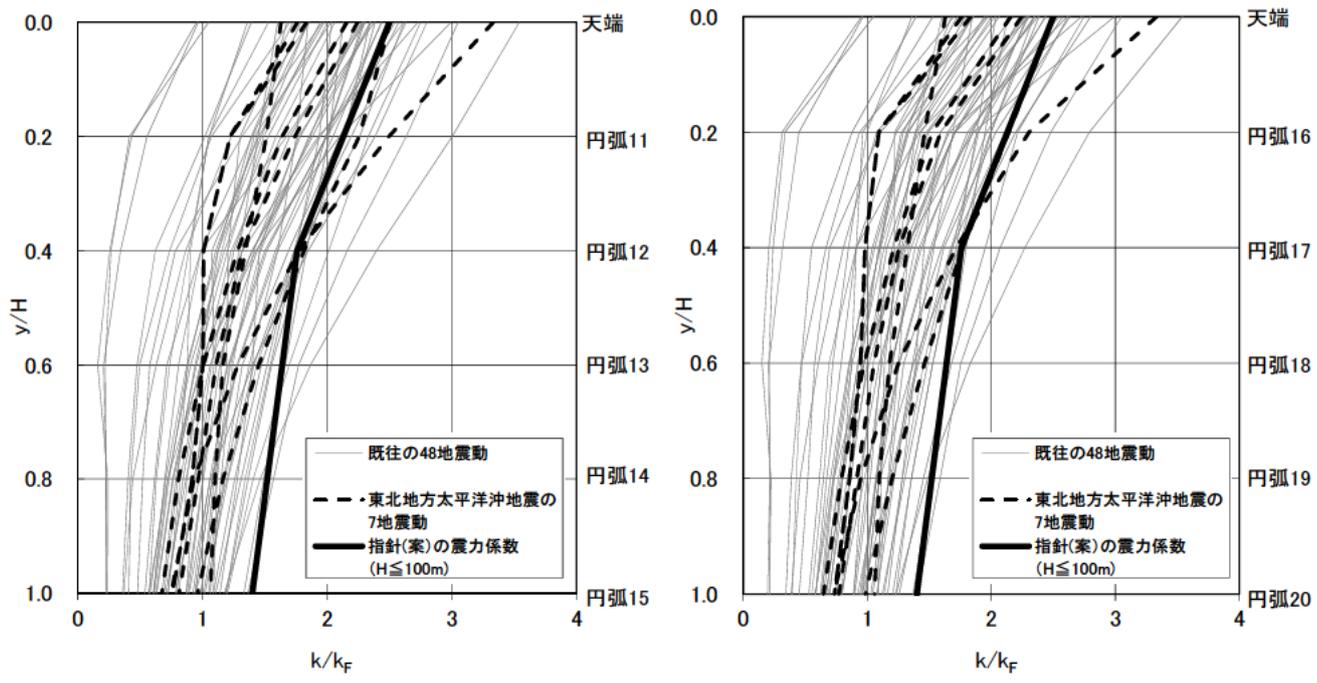
2.6.2 解析結果

堤高 50m、100m、150m モデルにおける 4 個の円弧群の解析結果をそれぞれ図-2.29～図-2.31 に示す。堤高 150m の低標高部において既往の 48 地震動の震力係数 k/k_F を一部超える場合があるものの、東北地方太平洋沖地震における 7 地震動の震力係数 k/k_F は、既往の 48 地震動における震力係数 k/k_F 分布にほぼ含まれている。



(a) 円弧群 1

(b) 円弧群 2



(c) 円弧群 3

(d) 円弧群 4

図-2.29 y/H と k/k_F の関係 (堤高 50m モデルの全解析結果)

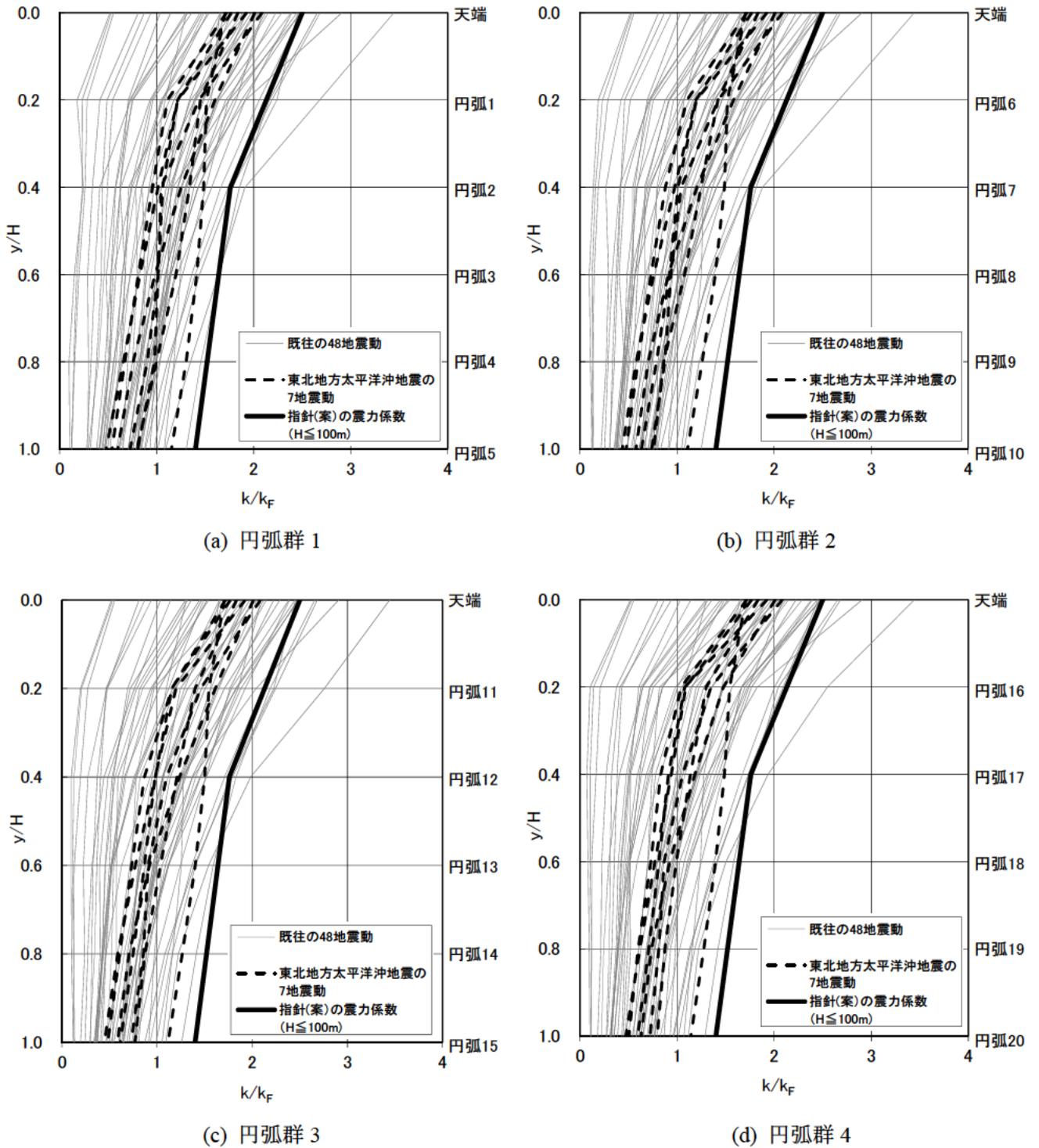


図-2.30 y/H と k/k_F の関係 (堤高 100m モデルの全解析結果)

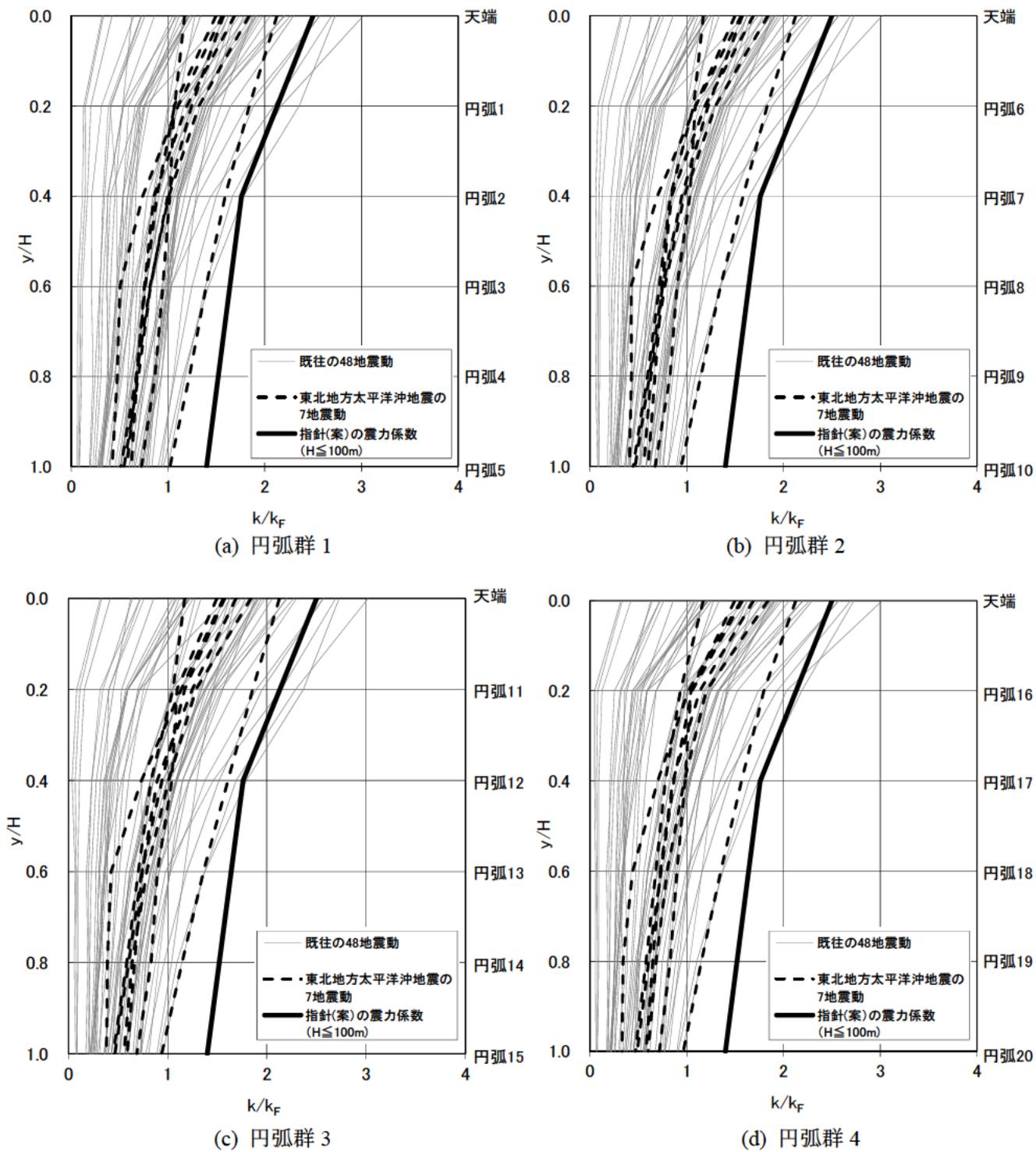


図-2.31 y/H と k/k_F の関係 (堤高 150m モデルの全解析結果)

図-2.32は、図-2.27の既往の48地震動による震力係数 k/k_F の平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) の検討結果に、東北地方太平洋沖地震においてダムサイトで観測された7地震動を加えた全55地震動による震力係数 k/k_F の平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) の結果を図示したものである。両者を比較すると、わずかな差がみられるものの、いずれの堤高においてもほぼ同様の値であることがわかる。

よって、図-2.27、表-2.6に示す新たに提案する震力係数は、東北地方太平洋沖地震のような海溝型の巨大地震を含めて適用可能であると考ええる。

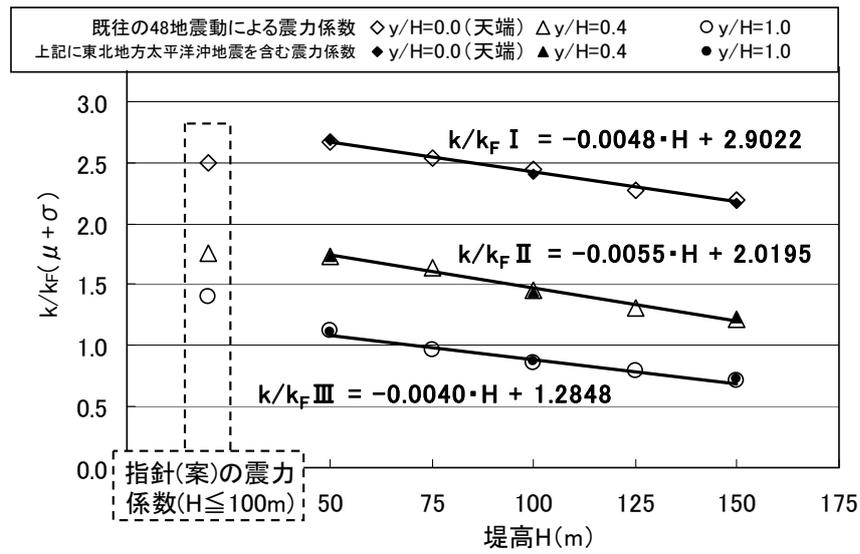


図-2.32 堤高と震力係数 k/k_F ($\mu+\sigma$) の関係

(既往の48地震動に東北地方太平洋沖地震の7地震動を加えた結果を図示)

2.7 提案した震力係数を用いた修正震度法による安全率の検討

2.7.1 検討の概要

本節では、修正震度法にもとづく簡易耐震性能照査方法の検討として、既設 12 基のロックフィルダムを対象として、指針（案）と提案した震力係数を用いて修正震度法による安定解析を行い、安全率の差異について検討を行った。なお、修正震度法に基づく簡易耐震性能照査方法では、あくまで安全率の大小で安全性の程度を示すことになるが、安全率 1.0 未満における安全率の数値については、実際に発生するすべりなどの被害との定量的な関連はないことに注意されたい。

2.7.2 検討対象ダム

検討対象ダムの堤高や竣工年等を表-2.8 に示す。検討対象ダムは、直轄のロックフィルダムで、検討に必要な物性等が確認できた 12 ダムとした。12 ダムのうち、各ダムの設計資料等において、指針（案）に基づいた修正震度法を検討し、その結果が確認できたのは 5 ダム（以下、「指針（案）適用後の 5 ダム」という）、設計時期が指針（案）策定前であったことなどから、指針（案）に基づいた修正震度法を検討していないダムは 7 ダム（以下、指針（案）適用前の 7 ダムという）である。

なお、表-2.8 には、後述する検討結果である安定解析結果の安全率を示している。表-2.8 に示した指針（案）の最小安全率については、指針（案）適用後の 5 ダムについては各ダムの設計時の資料から引用している。一方、指針（案）適用前の 7 ダムについては、本検討において実施した安定解析による安全率を示している。

表-2.8 検討対象ダムの諸元等

ダム名	堤高 (m)	竣工年	修正震度法 実施の有無	地域区分	設計地盤 震度	上流側最小安全率		下流側最小安全率		備考
						指針（案）	提案した 震力係数	指針（案）	提案した 震力係数	
A	91.7	1974	無	弱震帯	0.13	1.811	2.025	1.938	2.131	
B	85.0	1975	無	中震帯	0.16	1.148	1.199	1.284	1.323	
C	153.0	1979	無	中震帯	0.16	1.511	1.822	1.545	1.899	
D	69.0	1981	無	中震帯	0.16	1.431	1.564	1.742	1.919	
E	112.0	1990	無	中震帯	0.16	1.477	1.624	1.629	1.783	
F	90.0	1991	無	強震帯	0.18	1.426	1.593	1.641	1.706	
G	119.5	1993	無	中震帯	0.16	1.319	1.512	1.374	1.440	
H	66.5	2004	有	弱震帯	0.13	1.425	1.515	-		注1
I	105.0	2006	有	強震帯	0.18	1.206	1.445	1.283	1.467	
J	41.2	2009	有	中震帯	0.16	1.252	1.420	-		注1
K	84.9	2012	有	中震帯	0.16	1.222	1.505	1.280	1.436	
L	132.0	2013	有	強震帯	0.18	1.214	1.473	1.328	1.541	

注 1: 実際は抑え盛土などがあるが、本検討では堤体のみモデル化しており、指針(案)による設計時の安定計算と条件が異なるため、下流側の安全率は比較の対象から除外した。

2.7.3 解析方法

安定解析の方法は、指針（案）に記載されている方法に従った。詳細は指針（案）を参照されたい。

2.7.4 解析モデルと物性値

検討対象とした12ダムの標準断面を図-2.33～図-2.44に示す。なお、図は原典のままとしているため、本資料の表記とは異なる表記（例えば、「フィルタ」ではなくて「フィルター」などの表記）をそのまま用いていることに注意されたい。安定解析においては、各ダムの標準断面図から、堤体のみをモデル化した。抑え盛土等はモデル化していない。安定解析における設定水位については、一般的に修正震度法のすべり安全率が最小となる常時満水位とした。

表-2.9～表-2.20に、12ダムの安定解析に用いた物性値を示す。指針（案）適用後の5ダムについては各ダムの設計時の資料に記載されている物性を使用した。指針（案）適用前の7ダムについては、ロックとフィルタの強度物性（A、b）の値は各ダムの大規模地震に対する耐震性能照査報告書に記載されている値を使用した。

2.7.5 地盤震度

検討対象12ダムの地域区分および地盤震度を表-2.8に示す。地盤震度については、以下のとおり設定した。指針（案）適用後の5ダムについては、各ダムの設計時の資料に記載されている地盤震度をそのまま用いた。一方、指針（案）適用前の7ダムについては、指針（案）に記載されている地域区分を適用して、各ダムの地盤震度を設定した。

2.7.6 堤体震力係数

堤体震力係数は、現行の指針（案）と表-2.6に示した新たに提案した震力係数の2種類によりすべり安定解析を行った。検討対象の12ダムの現行の指針（案）と新たに提案した震力係数を図-2.45～図-2.56に示す。全体的に、本検討で提案した震力係数の方が小さい傾向があるが、一部、堤高が比較的低いダムの $y/H=0.0$ の時の震力係数については提案した値の方が大きくなっている。

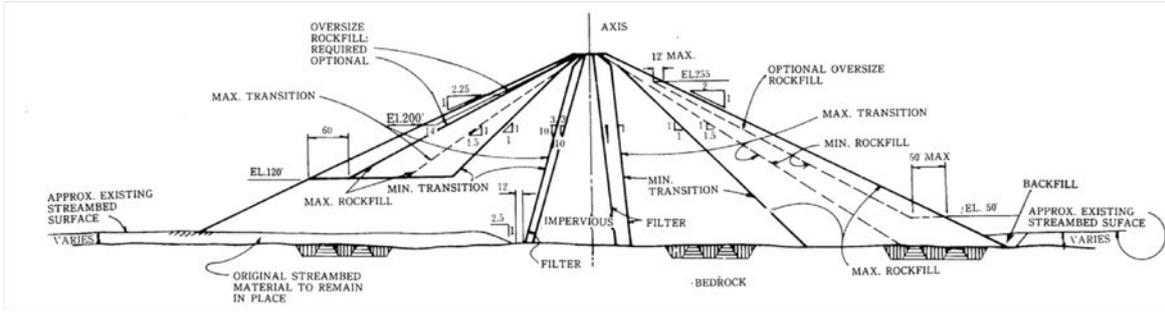


図-2.33 Aダムの標準断面図

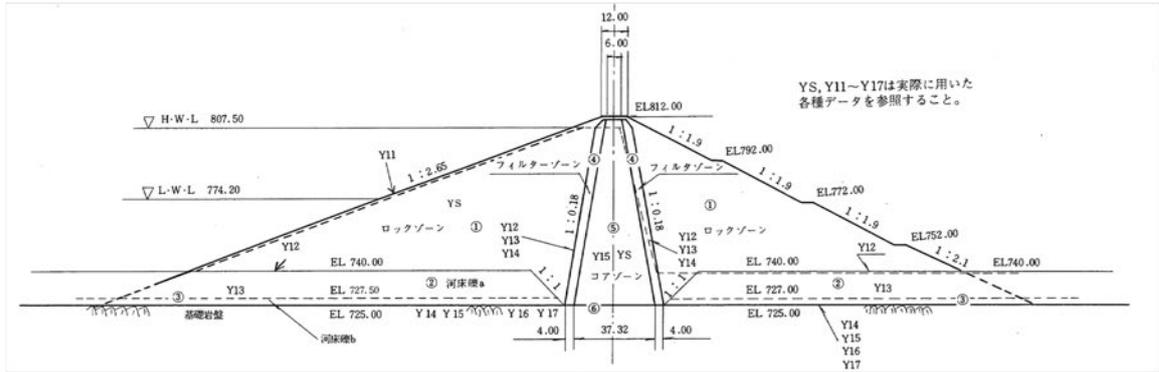


図-2.34 Bダムの標準断面図

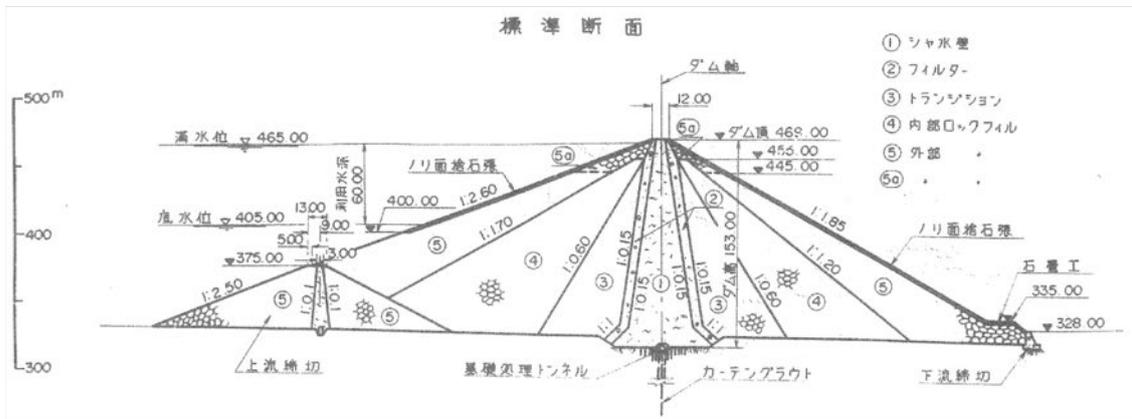


図-2.35 Cダムの標準断面図

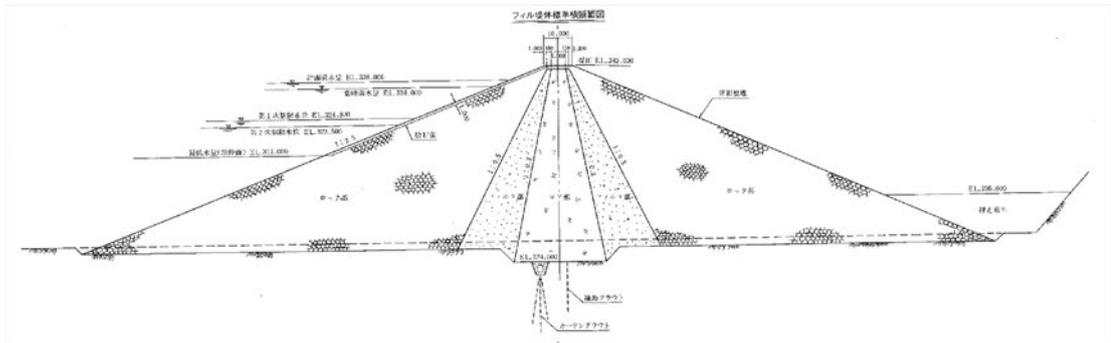


図-2.36 Dダムの標準断面図

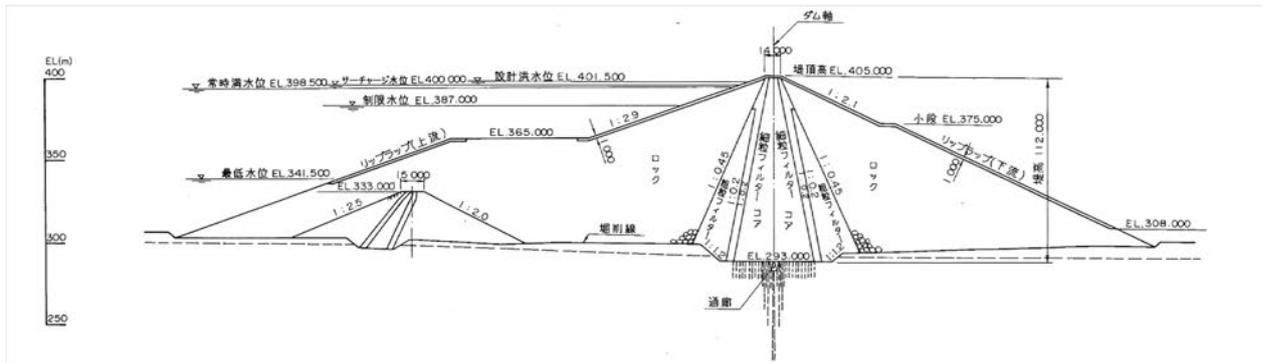


図-2.37 Eダムの標準断面図

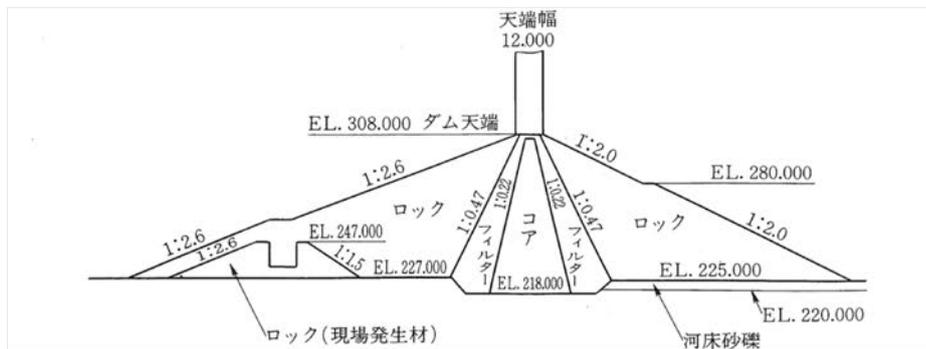


図-2.38 Fダムの標準断面図

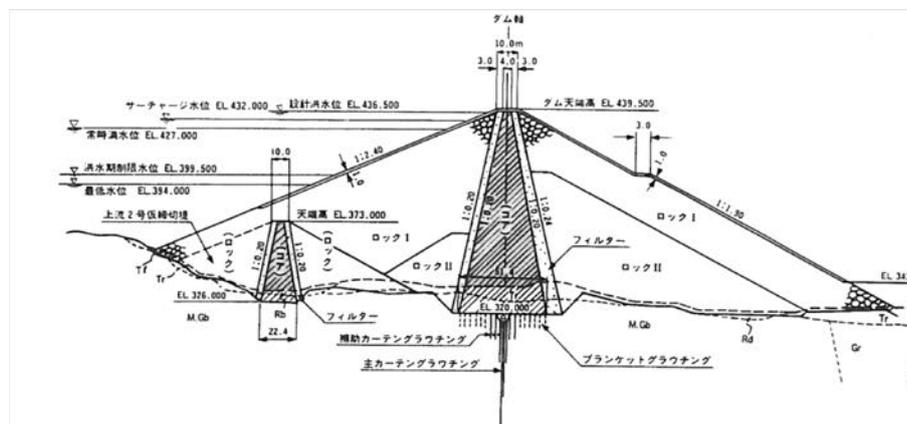


図-2.39 Gダムの標準断面図

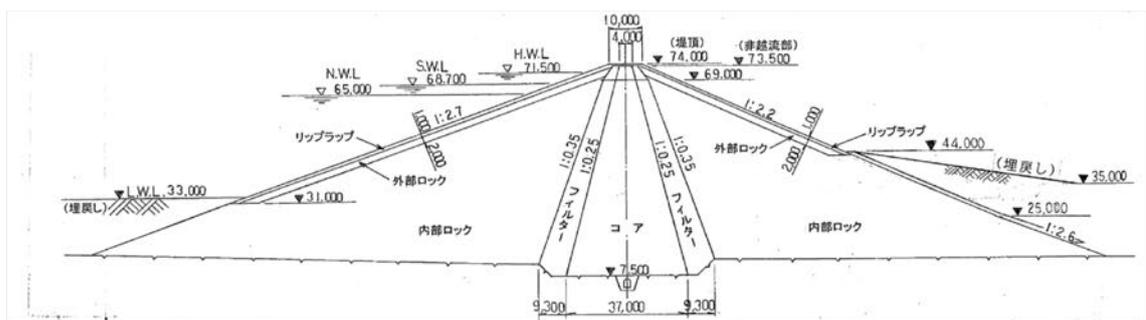


図-2.40 Hダムの標準断面図

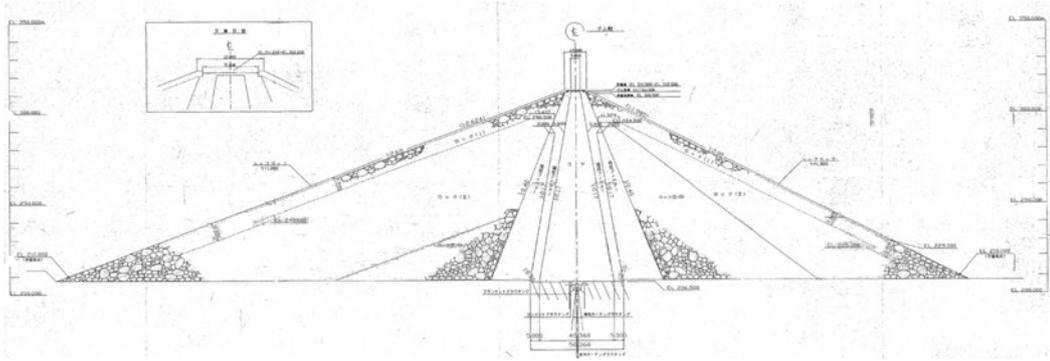


図-2.41 I ダムの標準断面図

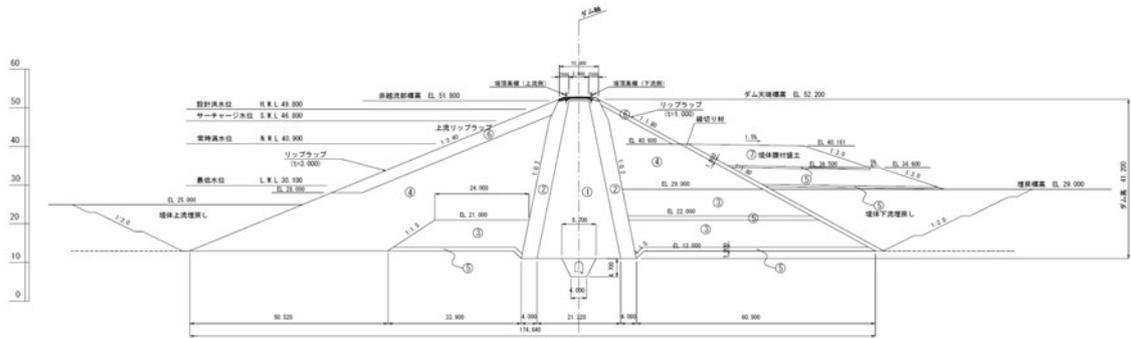


図-2.42 J ダムの標準断面図

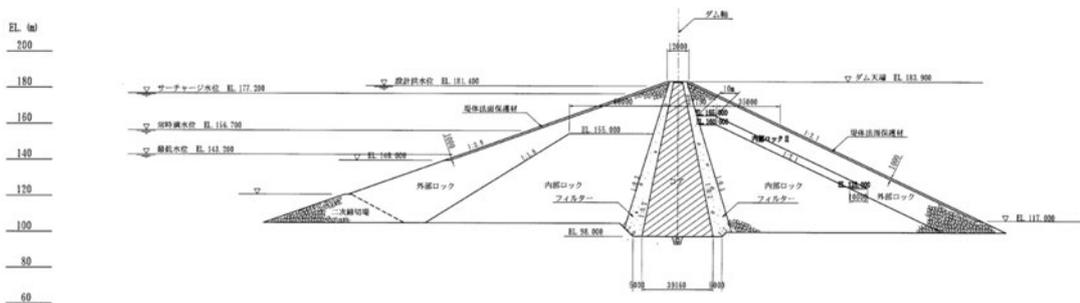


図-2.43 K ダムの標準断面図

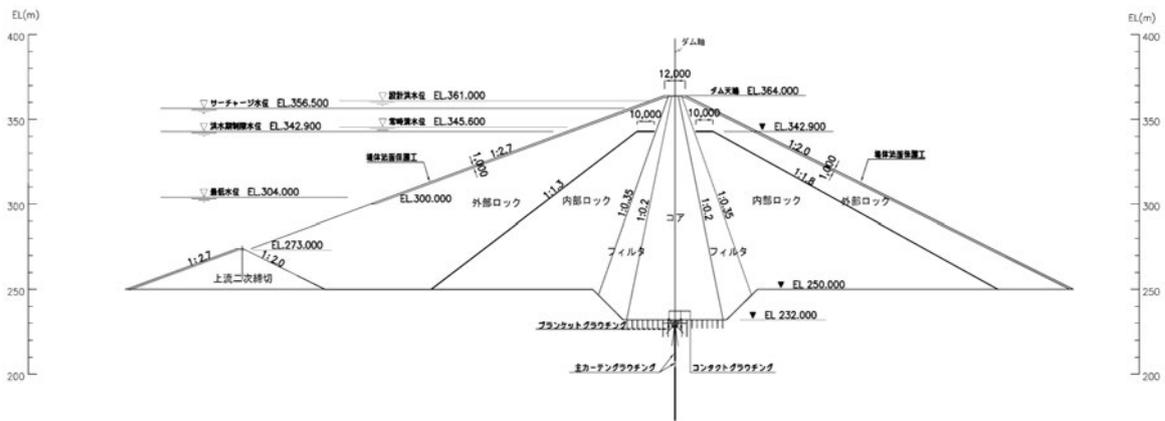


図-2.44 L ダムの標準断面図

表-2.9 A ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(MPa単位)	
	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_t(kN/m^3)$	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	A	b
コア	19.53	18.89	5.88	33.9	-	-
トランジション	23.58	21.87	-	-	1.122	0.738
ロック	21.47	18.47	-	-	0.906	0.689
フィルタ	22.60	20.80	-	-	0.874	0.870

表-2.10 B ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(MPa単位)	
	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_t(kN/m^3)$	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	A	b
ロック	23.14	21.48	-	-	0.787	0.801
河床礫a	21.57	18.63	1.57	38.0	-	-
河床礫b	21.57	18.63	1.57	40.0	-	-
フィルタ	23.44	22.06	0.00	33.0	-	-
コア	22.95	22.95	0.00	30.0	-	-

表-2.11 C ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(MPa単位)	
	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_t(kN/m^3)$	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	A	b
コア	22.50	22.50	12.50	36.5	-	-
フィルタ	22.90	21.80	-	-	1.086	0.817
トランジション	22.70	21.10	-	-	1.132	0.805
内部ロック	22.80	21.20	-	-	1.082	0.777
外部ロック	22.30	20.80	-	-	1.120	0.792

表-2.12 D ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(MPa単位)	
	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_t(kN/m^3)$	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	A	b
コア	22.41	22.27	70.00	36.0	-	-
フィルタ	22.43	21.36	-	-	1.180	0.791
ロック	21.09	19.04	-	-	0.885	0.779

表-2.13 E ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(MPa単位)	
	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_t(kN/m^3)$	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	A	b
ロック	23.34	21.67	-	-	0.982	0.788
粗粒フィルタ	23.73	22.56	-	-	0.990	0.918
細粒フィルタ	23.14	22.65	-	-	0.990	0.918
コア	20.01	19.71	0.00	25.0	-	-

表-2.14 F ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(MPa単位)	
	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_t(kN/m^3)$	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	A	b
コア	21.87	21.77	0.00	35.0	-	-
フィルタ	21.97	20.89	-	-	0.788	0.893
ロック (ありや山)	21.08	19.02	-	-	1.098	0.794
ロック (現場発生材)	20.89	19.32	-	-	1.098	0.794

表-2.15 Gダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(MPa単位)	
	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_t(kN/m^3)$	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	A	b
コア	22.56	22.46	0.00	28.0	-	-
フィルタ	23.24	21.67	-	-	0.896	0.831
ロック	23.24	20.30	-	-	1.047	0.836

表-2.16 Hダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(MPa単位)	
	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_t(kN/m^3)$	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	A	b
内部ロック	23.44	20.89	-	-	0.840	0.848
フィルタ	23.44	20.89	-	-	0.840	0.848
コア	21.08	20.30	0.00	30.00	-	-
外部ロック	23.44	20.89	-	-	0.840	0.848

表-2.17 Iダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(MPa単位)	
	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_t(kN/m^3)$	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	A	b
コア	20.79	20.10	0.00	33.00	-	-
細粒フィルタ	22.06	20.40	-	-	1.402	0.860
粗粒フィルタ	21.97	20.30	-	-	0.910	0.860
ロックII-①	21.67	19.61	-	-	0.795	0.830
ロックII(内部)	21.57	19.42	-	-	0.964	0.830
ロックI(外部)	21.67	19.42	-	-	0.927	0.790

表-2.18 Jダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(MPa単位)	
	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_t(kN/m^3)$	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	A	b
コア	21.08	20.79	0.00	37.4	-	-
フィルタ	23.34	22.95	-	-	0.936	0.825
トランジション	21.77	20.99	-	-	0.636	0.925
ロック	22.16	20.40	-	-	0.936	0.825

表-2.19 Kダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(MPa単位)	
	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_t(kN/m^3)$	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	A	b
コア	20.10	19.61	0.00	33.00	-	-
フィルタ	20.59	18.14	-	-	0.863	0.880
外部ロック(上流)	21.57	19.61	-	-	0.981	0.826
内部ロック(上流)	19.61	19.12	-	-	0.868	0.868
外部ロック(下流)	21.57	19.61	-	-	0.981	0.826
内部ロック(下流)	19.12	18.14	-	-	0.826	0.901
内部ロックII(下流)	19.12	18.14	-	-	0.826	0.901

表-2.20 Lダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(MPa単位)	
	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_t(kN/m^3)$	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	A	b
ロック外部	20.69	19.71	-	-	0.977	0.827
ロック内部	20.20	19.12	-	-	0.943	0.889
フィルタ	21.08	20.40	-	-	1.322	0.902
コア	20.59	20.30	0.00	36.0	-	-

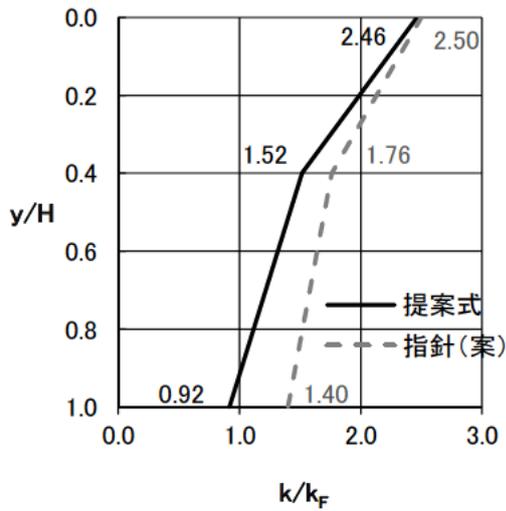


図-2.45 A ダムの指針 (案) と提案式の震力係数

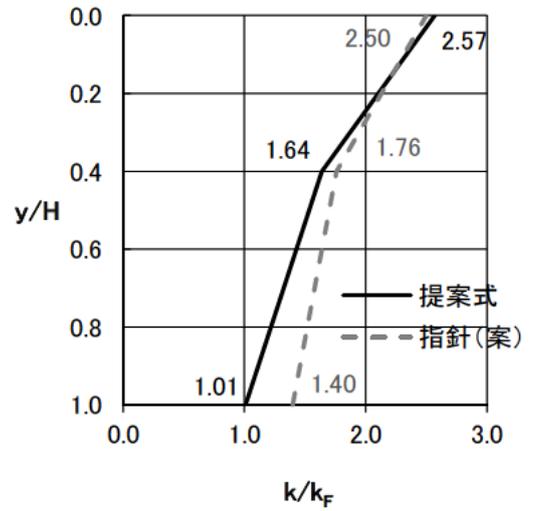


図-2.48 D ダムの指針 (案) と提案式の震力係数

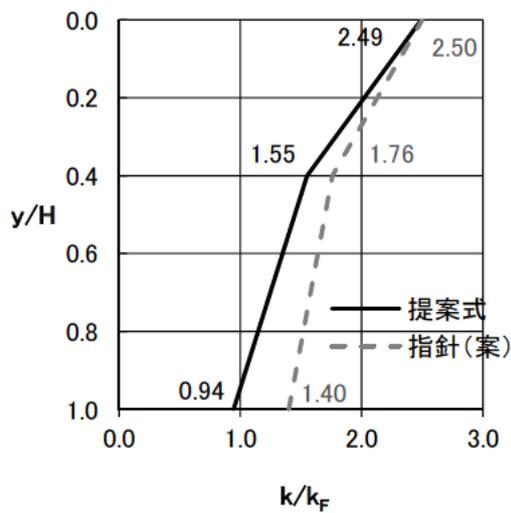


図-2.46 B ダムの指針 (案) と提案式の震力係数

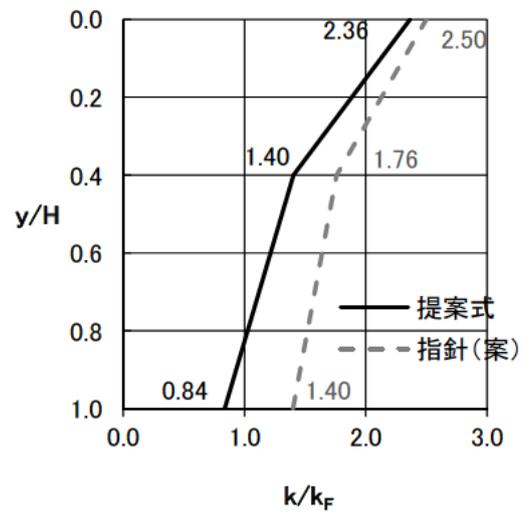


図-2.49 E ダムの指針 (案) と提案式の震力係数

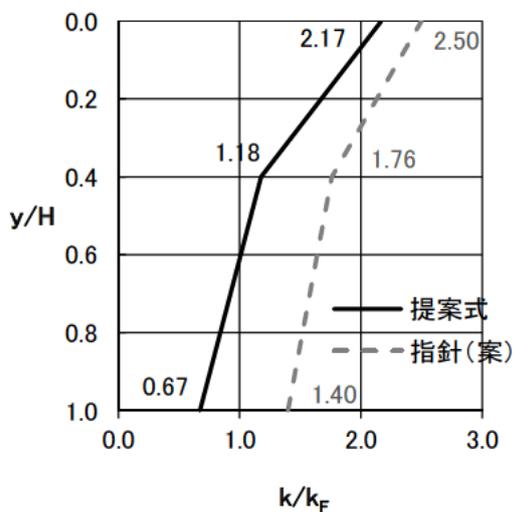


図-2.47 C ダムの指針 (案) と提案式の震力係数

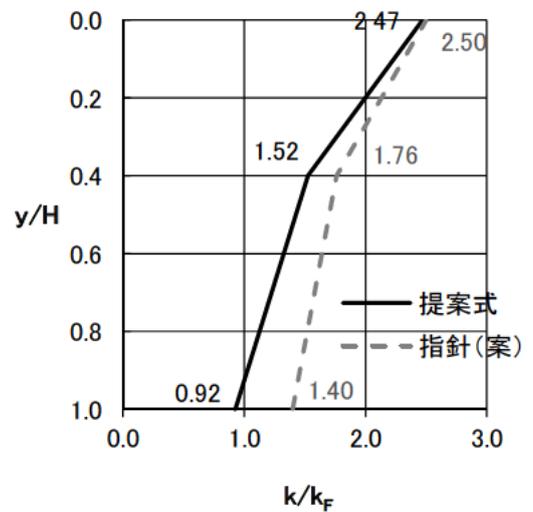


図-2.50 F ダムの指針 (案) と提案式の震力係数

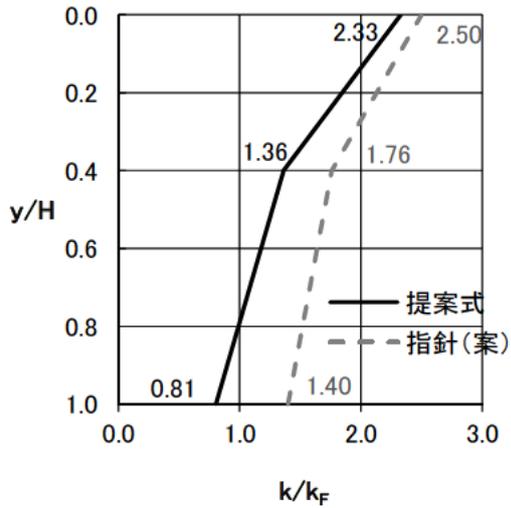


図-2.51 Gダムの指針(案)と提案式の震力係数

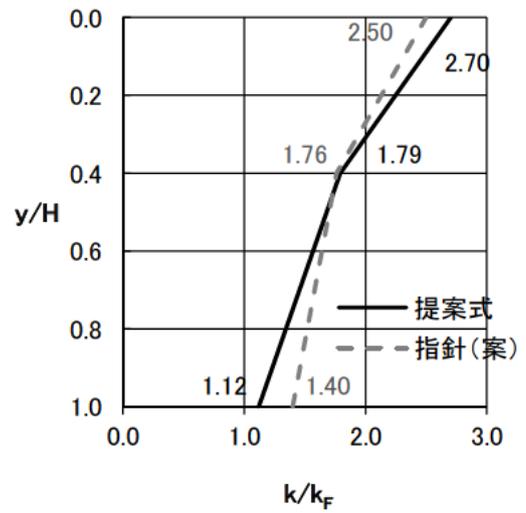


図-2.54 Jダムの指針(案)と提案式の震力係数

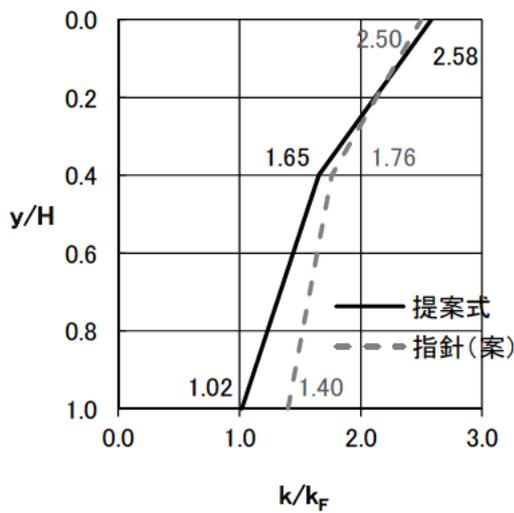


図-2.52 Hダムの指針(案)と提案式の震力係数

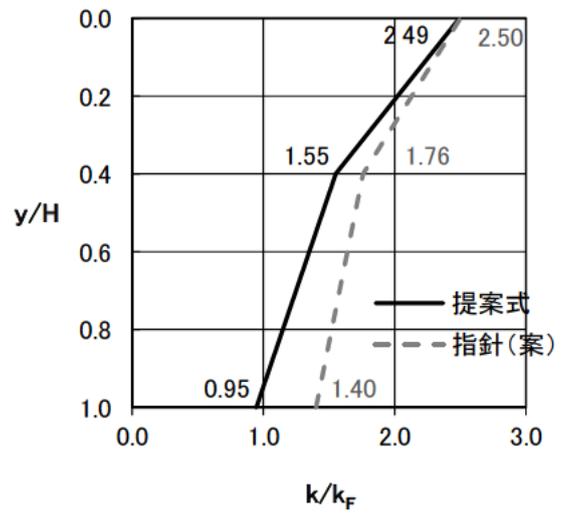


図-2.55 Kダムの指針(案)と提案式の震力係数

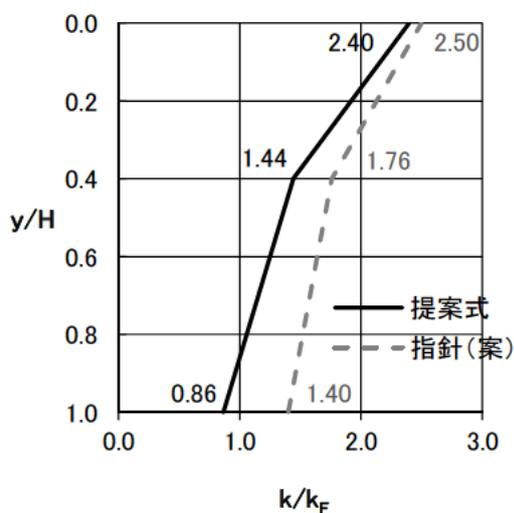


図-2.53 Iダムの指針(案)と提案式の震力係数

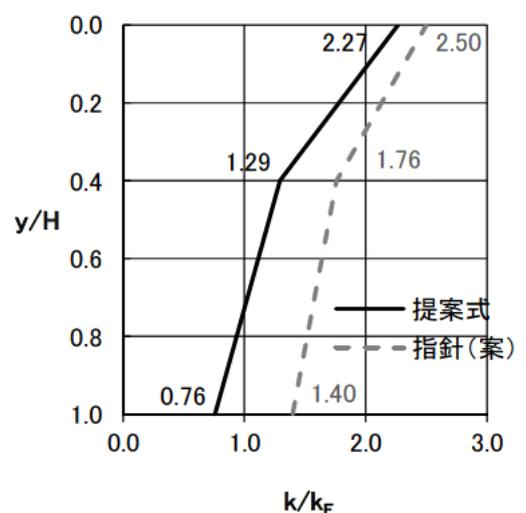


図-2.56 Lダムの指針(案)と提案式の震力係数

2.7.7 解析結果

指針（案）と、本検討で提案した震力係数を用いた修正震度法による上流側と下流側の最小安全率の値を表-2.8 に示す。図-2.57 には 12 ダムの堤高と上流側の最小安全率の関係を示した。そのうち、図-2.58 には指針（案）適用前の7ダムの結果を示し、図-2.59 には指針（案）適用後の5ダムの堤高と上流側の最小安全率を示した。図-2.60 には、12ダムの上流側について、指針（案）による最小安全率と提案した震力係数による最小安全率の比較を示した。図-2.61 には、上流側の最小安全率について、堤高と安全率の差を示した。なお、図-2.61 における安全率の差とは、「(提案した震力係数による最小安全率) - (指針（案）による最小安全率)」である。

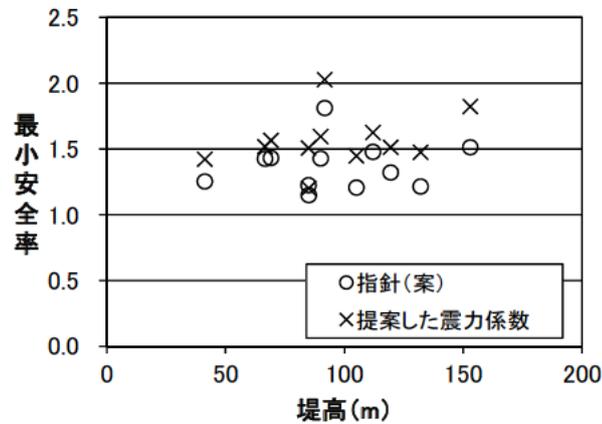


図-2.57 12 ダムの堤高と上流側の最小安全率

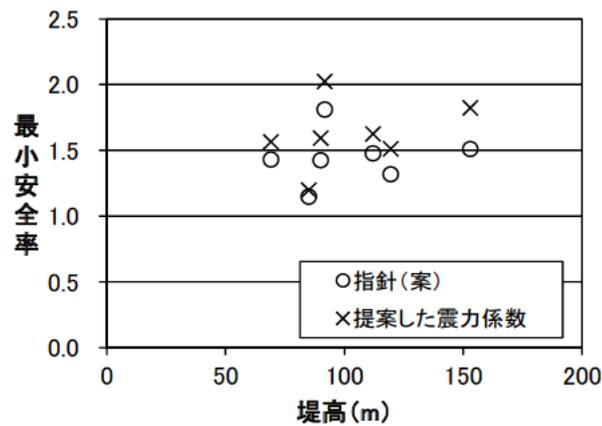


図-2.58 指針（案）適用前の7ダムの堤高と上流側の最小安全率

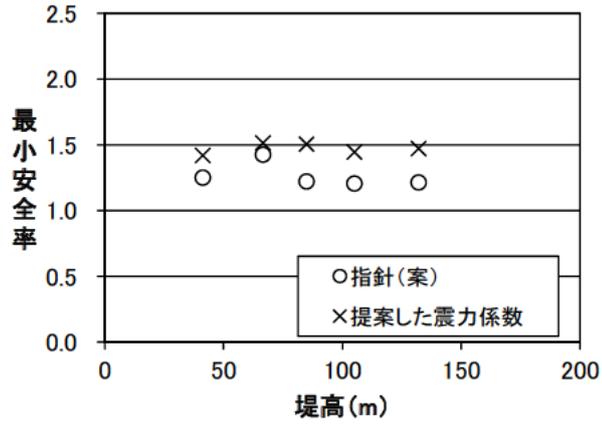


図-2.59 指針（案）適用後の5ダムの堤高と上流側の最小安全率

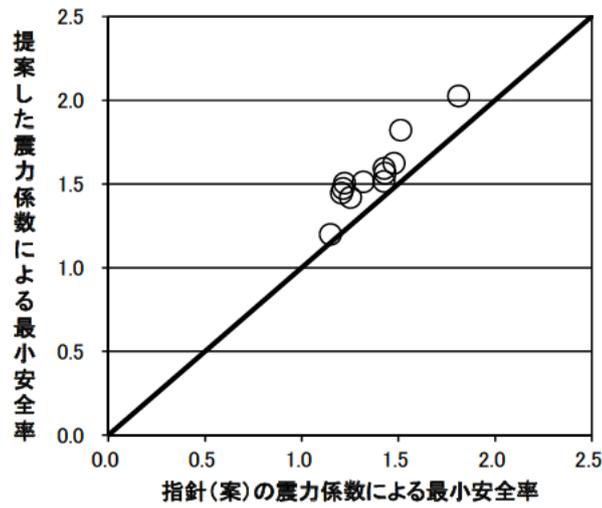


図-2.60 指針（案）による最小安全率と提案した震力係数による最小安全率の比較（上流側）

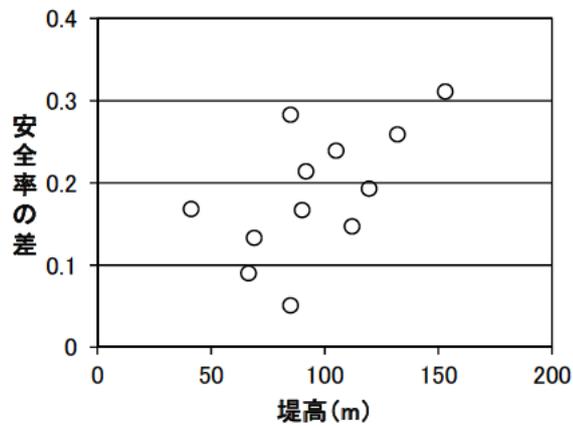


図-2.61 12ダムの堤高と上流側の安全率の差

(注) 安全率の差= (提案した震力係数による最小安全率) - (指針（案）による最小安全率)

同様に、図-2.62には10ダムの堤高と下流側の最小安全率を示した。なお、表-2.8の注意書きに記載したとおり、本検討においては堤体のみをモデル化し安定解析を実施しており、下流側に抑え盛土を施工しているために設計時の修正震度法において抑え盛土を通過する円弧で最小安全率を示している2ダムについては、比較から除外している。図-2.62の下流側の最小安全率の結果のうち、図-2.63には指針(案)適用前の7ダムの結果を示し、図-2.64には指針(案)適用後の3ダムの堤高と下流側の最小安全率を示した。図-2.65には、10ダムの下流側について、指針(案)による最小安全率と提案した震力係数による最小安全率の比較を示した。図-2.66には、下流側の最小安全率について、堤高と安全率の差を示した。図-2.66における安全率の差とは、図-2.61と同様に、「(提案した震力係数による最小安全率) - (指針(案)による最小安全率)」である。

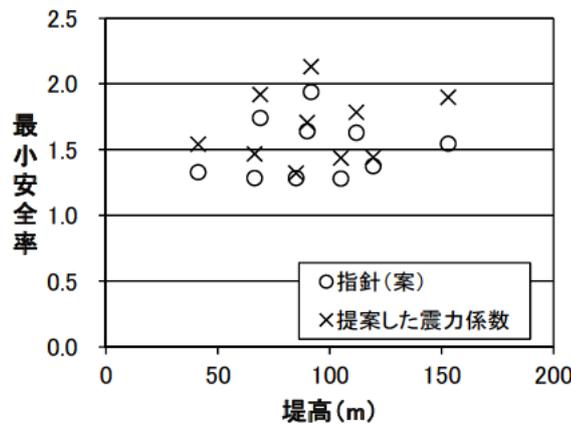


図-2.62 10ダムの下流側の最小安全率

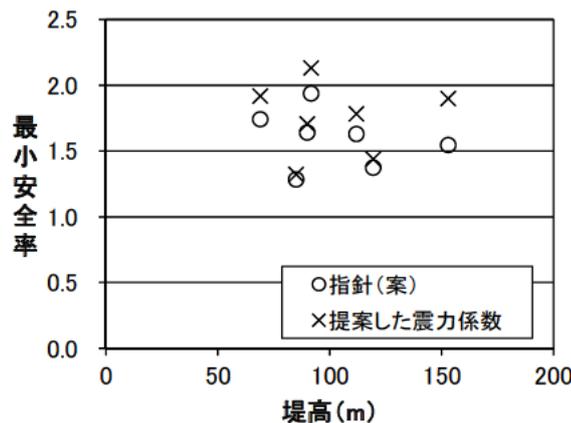


図-2.63 指針(案)適用前の7ダムの下流側の最小安全率

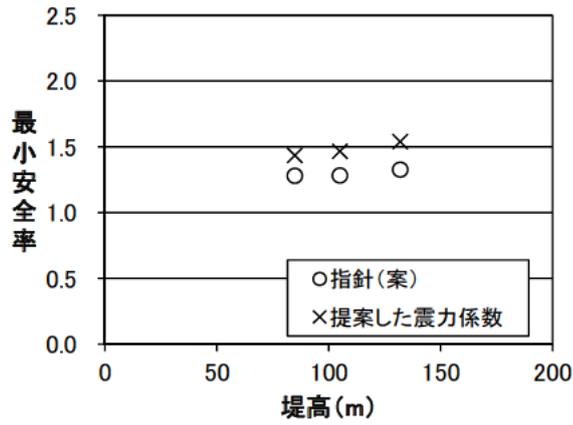


図-2.64 指針（案）適用後の3ダムの下流側の最小安全率

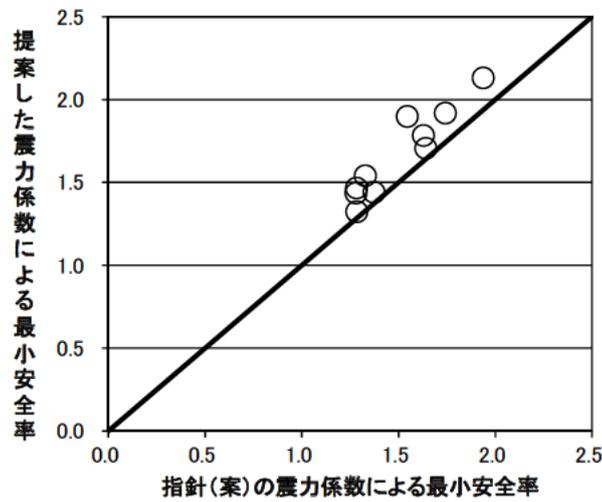


図-2.65 指針（案）による最小安全率と提案した震力係数による最小安全率の比較（下流側）

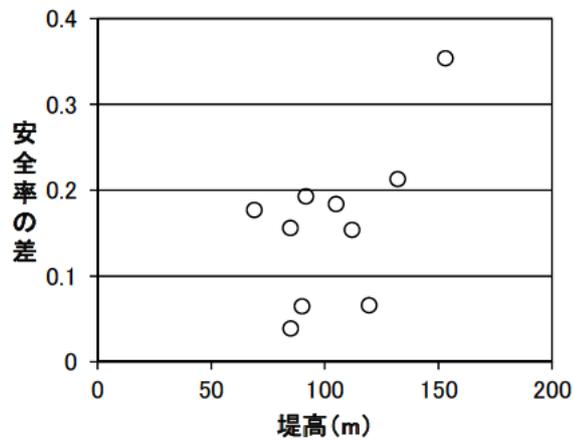


図-2.66 10ダムの堤高と下流側の安全率の差

(注) 安全率の差 = (提案した震力係数による最小安全率) - (指針（案）による最小安全率)

上流側のすべり安全率についての結果を見ると、本検討で安定解析を実施した全 12 ダムにおいては、指針（案）を適用しているかどうかに関わらず、提案した震力係数による安全率の方が指針（案）よりも大きくなっている。同様に、下流側のすべり安全率についての結果を見ると、本検討で安定解析を実施した全 10 ダムにおいては、指針（案）を適用しているかどうかに関わらず、提案した震力係数による安全率の方が指針（案）よりも大きくなっている。これは、図-2.45 から図-2.56 に示した 12 ダムの堤体震力係数が、提案した震力係数の方が指針（案）の震力係数よりも全体的に小さくなっているためと考えられる。

図-2.61 の 12 ダムの堤高と上流側の安全率の差、および図-2.66 の 10 ダムの堤高と下流側の安全率の差を見ると、堤高が高いほど、安全率の差が大きくなる傾向がある。これは、図-2.45 から図-2.56 に示した 12 ダムの堤体震力係数において、堤高が高くなるほど、提案した震力係数の方が指針（案）の震力係数よりも小さくなる傾向があるためと考えられる。指針（案）は堤高 100m 程度以下のフィルダムを適用対象としているが、その理由として、堤高が 100m 以上となると堤高の固有周期が長くなり岩盤における地震加速度の周波数特性を考慮すると地震力を減ずることができる可能性がある、との記述がある。指針（案）の記述のとおり、本検討で提案した新たな震力係数は、堤高 100m 以上も考慮しており、かつ堤高が高くなるほど震力係数は小さくなり、実際のフィルダムの応答を適切に表現しているものと考えられる。

指針（案）の策定以降、新たに建設するフィルダムについては、設計段階において現行の設計法である震度法を用いて決定したダムの断面形状に対し、追加的検討として修正震度法を用いてすべり安定性を確認している。本検討で提案した新たな震力係数は、近年ダムサイトで計測された最大加速度 100gal 以上の 48 地震動および 2011 年の東北地方太平洋沖地震においてダムサイトで観測された 7 地震動を対象としており、指針（案）と比べて多くの地震動記録を用いて設定している。また、これまで指針（案）に示されている震力係数では適用外であった堤高 100m 以上のダムにおいても広く適用可能となったことから、新たな震力係数は設計法として、より合理的に、地震時のより実際に近い挙動を考慮することが可能となったと言える。

震力係数を用いて簡易的に最大すべり変形量を推定する方法として、山口ら¹²⁾の検討が挙げられる。山口ら¹²⁾の検討では、修正震度法を用いて算定されたすべり安全率を用いて、最大すべり変形量を簡易的に求める方法を提案している。新たに提案する震力係数は、大規模地震時のフィルダムの耐震性能を照査する場合において、簡易的にすべりに対する安全性の程度を判断する指標として用いる際や、山口らの方法により最大すべり変形量算定する際に有用なものであると考えられる。

2.8 まとめ

本検討では、近年の地震動記録（48 地震動）を用い、堤高 100m を超えるフィルダムを含めた震力係数の見直しを行った。震力係数の見直しにあたっては、堤高だけでなく、上下流すべり面の違い、斜面勾配が震力係数に与える影響、東北地方太平洋沖地震に代表される主要動の長い海溝型の巨大地震への適用性についても検討を行った。また、修正震度法にもとづく簡易耐震性能照査方法の検討として、既設 12 基のロックフィルダムを対象として、見直しを行った震力係数と指針（案）による震力係数を用いた修正震度法による安定解析を行い、安全率の差異について検討を行った。

以下にその結果をまとめる。

- (1) 近年のダムサイトにおいて観測された 100gal 以上の地震動記録（48 地震動）を用い、修正震度法における震力係数の見直しを行った。
- (2) 堤高 50m、75m、100m、125m、150m モデルの上流側すべりに対して実施した解析結果から、堤高 50m から 150m の範囲で、震力係数と堤高との間に高い相関があり、 $y/H=0.0$ 、 0.4 、 1.0 いずれにおいても堤高が高くなるにつれ震力係数 k/k_F は直線的に低下する。
- (3) 上流側すべりと下流側すべりで実施した解析結果から、上流側すべり、下流側すべりの違いによる震力係数 k/k_F への影響はほとんどない。また、通常考えられるロックフィルダムの上下流面勾配の範囲において、斜面勾配の違いによる震力係数 k/k_F への影響もほとんどない。
- (4) (2) と (3) より、修正震度法における震力係数について、堤高のみの 1 次関数式として提案した。
- (5) 東北地方太平洋沖地震においてダムサイトで観測された 7 地震動を含めて、基本的な堤体断面を対象として堤高の影響について震力係数 k/k_F の検討を行ったが、既往の 48 地震動による検討結果と同等の値であった。したがって、(4) で提案した震力係数と堤高の関係式について、東北地方太平洋沖地震の地震動を含めて提案可能な震力係数であると考えられる。
- (6) 新たに提案する震力係数を用いて算定したすべり安全率は、現行の指針（案）によるすべり安全率と同程度か若干大きくなった。また、両者のすべり安全率の差は、堤高が高いほど大きくなる傾向にあり、指針（案）においては「堤高が 100m 以上となると堤高の固有周期が長くなり、岩盤における地震加速度の周波数特性を考慮すると指針（案）で示した地震力を減ずることができる可能性がある」と記述されていることから、新たに提案する震力係数は実際のフィルダムの応答を適切に表現しているものと考えられる。
- (7) 以上より、新たに提案する震力係数は、これまでの指針（案）に示された震力係数に比べてより合理的であり、地震時のより実際に近い挙動を考慮することが可能となったと言える。また、大規模地震時のフィルダムの耐震性能を照査する場合において、簡易的にすべりに対する安全性の程度を判断する指標として用いる際や、山口ら¹²⁾の方法により最大すべり変形量算定する際に有用なものであると考えられる。

3. ロック材のせん断強度定数を変数とする最大すべり変形量簡易推定法の検討

3.1 概要

近年の大規模地震の頻発および地震観測体制の整備・充実に伴い、ダムサイトにおいて1995年の兵庫県南部地震において観測された地震動を上回る地震動も観測されており、また、大規模地震に対する土木構造物の安全性の社会的関心の高まりから、国土交通省は大規模地震に対する耐震性能の照査方法を体系的に示した「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」¹⁾（以下、照査指針（案）という）を2005年3月に策定し、直轄ダム等において試行している。

照査指針（案）に基づくフィルダムの耐震性能照査においては、すべり等による塑性変形に伴う堤体の沈下が貯水の越流を生じるおそれがないほどに小さく、かつ地震後において浸透破壊を生じるおそれがないことを確認することを基本としている。すべり等による塑性変形についてはフィルダムの付加高さがコンクリートダムよりも1m高いことから、その沈下量が1m以内であれば十分な余裕を持って許容されるものとしている。

地震時にフィルダムに生じる塑性変形量（すべり変形量）を算出する方法としては、①地震発生前の堤体の応力状態を求めるための築堤・湛水過程を考慮した静的解析、②地震時の堤体応答を評価するための等価線形化法による地震応答解析、③せん断強度の評価方法としてロック材とフィルタ材にはAb法、コア材にはcφ法を用いたニューマーク法や渡辺・馬場法に基づくすべりによる塑性変形解析を用いる方法が一般的である¹⁾。上記の方法の中で地震応答解析においては、堤体材料である粗粒材料や土質材料のひずみによる非線形性を考慮するために繰返し三軸試験により動的変形特性を設定する必要がある。しかし、既設の古いダムなどにおいては、繰返し三軸試験を実施していないダムも多くみられ、堤体材料の岩種、間隙比や内部摩擦角などの物性値が類似するダムの動的変形特性を用いて、地震時の耐震性能を照査している場合がある。そこで、動的変形特性を整理しその傾向を把握することや、動的変形特性がすべり変形量に及ぼす影響について検討することはフィルダムの耐震性能照査にとって重要であると考えられる。また、フィルダムの地震時のすべり変形量を精度良く推定するためには、室内試験や同定解析を実施するなど、多くの時間と労力が必要であるため、今後多くのフィルダムの耐震性能照査を実施するにあたり、詳細な検討が必要なダムを効率的に抽出するための簡易的な耐震性能の評価方法が求められると考えられる。

本章では、まず、照査指針（案）による耐震性能照査の試行を実施したロックフィルダムについて、検討に用いられた物性値（初期せん断剛性、動的変形特性、せん断強度）の整理を行った。次に、整理した物性値から代表値を設定し、その代表値を用いて、堤高100mのモデルロックフィルダムによる塑性変形解析を実施することで、ロック材のせん断強度および入力地震動の最大加速度がすべり変形量に及ぼす影響を検討し、ロック材のせん断強度定数から最大すべり変形量を簡易に推定する方法について検討を行った。

3.2 検討対象ダム（ロックフィルダムの耐震性能照査の試行に用いられている物性値の整理）

国土交通省、独立行政法人水資源機構が建設あるいは管理するロックフィルダムを対象に、地震応答解析に用いられる初期せん断剛性と動的変形特性、すべり変形解析に用いられるロック材のせん断強度を整理した。表-3.1に整理の対象としたダムの諸元と整理項目を示す。

整理を行ったダムは、照査指針（案）による大規模地震の耐震性能照査の試行を実施したダム A～AB の 28 ダムである。検討当初はダム A～N の 14 ダムについて整理を行っていたが、その後にせん断強度のみダム O～AB の 14 ダムの追加整理を行った。また、後述する 3 章 5 節のせん断強度の整理において、設計時に修正震度法による検討の実施の有無を確認したため、その検討実施の有無を表-3.1 に記載した。なお、初期せん断剛性については初期せん断剛性と平均主応力の関係式が確認できたダムを対象とし、動的変形特性については、Hardin-Drnevich モデルによる算出式または数値が確認できたダムを対象とし、せん断強度については、Ab 法による強度定数が確認できたダムを対象とし、それ以外の方法を用いているものや、関係式、算出式あるいは数値等の記載が確認できなかったダムについては、表-3.1 に「-」と記した。初期せん断剛性と動的変形特性におけるロック材の物性値整理においては、内部ロックや外部ロック、上流側ロックや下流側ロック、飽和や不飽和などの区別は行わなかった。

表-3.1 検討対象ダムの諸元と整理項目

ダム名	堤高(m) ^{*)}	竣工年 ^{**)}	初期せん断剛性	動的変形特性	ロック材のせん断強度	設計時における修正震度法の検討実施の有無
A	66.0	2010	-	○	○	実施
B	91.7	1990	-	○	○	震度法のみの実施
C	91.6	-	○	○	○	実施
D	75.0	2011	○	○	○	実施
E	128.0	1968	○	○	○	震度法のみの実施
F	153.0	1979	-	○	○	震度法のみの実施
G	52.5	1981	○	○	○	震度法のみの実施
H	113.5	-	○	○	○	実施
I	132.0	2013	○	○	○	実施
J	90.0	1991	○	○	○	震度法のみの実施
K	86.5	1975	○	-	○	震度法のみの実施
L	41.2	2009	○	-	○	実施
M	78.5	2006	○	-	○	実施
N	140.0	1996	○	○	-	震度法のみの実施

*) 複合ダムの堤高についてはフィル部の堤高を、再開発を実施したダムは再開発後の堤高を記載した。

**) 建設中または計画中のダムは「-」とし、再開発を実施したダムは再開発後の竣工年を記載した。

表-3.1 検討対象ダムの諸元と整理項目（続き）

ダム名	堤高(m) ^{*)}	竣工年 ^{**)}	初期せん断 剛性	動的変形 特性	ロック材の せん断強度	設計時における 修正震度法の検討 実施の有無
O	66.0	1981	-	-	○	震度法のみの実施
P	112.0	1990	-	-	○	震度法のみの実施
Q	119.5	1993	-	-	○	震度法のみの実施
R	66.5	2004	-	-	○	実施
S	105.0	2006	-	-	○	実施
T	89.9	2011	-	-	○	実施
U	84.3	1984	-	-	○	震度法のみの実施
V	40.0	1991	-	-	○	震度法のみの実施
W	45.5	1980	-	-	○	震度法のみの実施
X	32.0	1982	-	-	○	震度法のみの実施
Y	35.0	1987	-	-	○	震度法のみの実施
Z	37.0	1993	-	-	○	震度法のみの実施
AA	86.5	-	-	-	○	実施
AB	139.0	-	-	-	○	実施

*) 複合ダムの堤高についてはフィル部の堤高を、再開発を実施したダムは再開発後の堤高を記載した。

**) 建設中または計画中のダムは「-」とし、再開発を実施したダムは再開発後の竣工年を記載した。

3.3 初期せん断剛性の整理

3.3.1 初期せん断剛性の式

フィルダムにおける初期せん断剛性は、微小ひずみにおけるせん断剛性を示し、初期せん断剛性と平均主応力との関係を式(3.1)で表す場合が一般的である。

$$G_0 = X \cdot (\sigma'_m)^n \quad (3.1)$$

ここに、 G_0 は初期せん断剛性、 σ'_m は平均主応力、 X と n は繰返し三軸試験により算出されるパラメータである。

3.3.2 整理結果

検討対象ダムの中で初期せん断剛性と平均主応力との関係式が明確にされていたダムは11ダムであった。各ダムの初期せん断剛性と平均主応力の関係を図-3.1に示す。

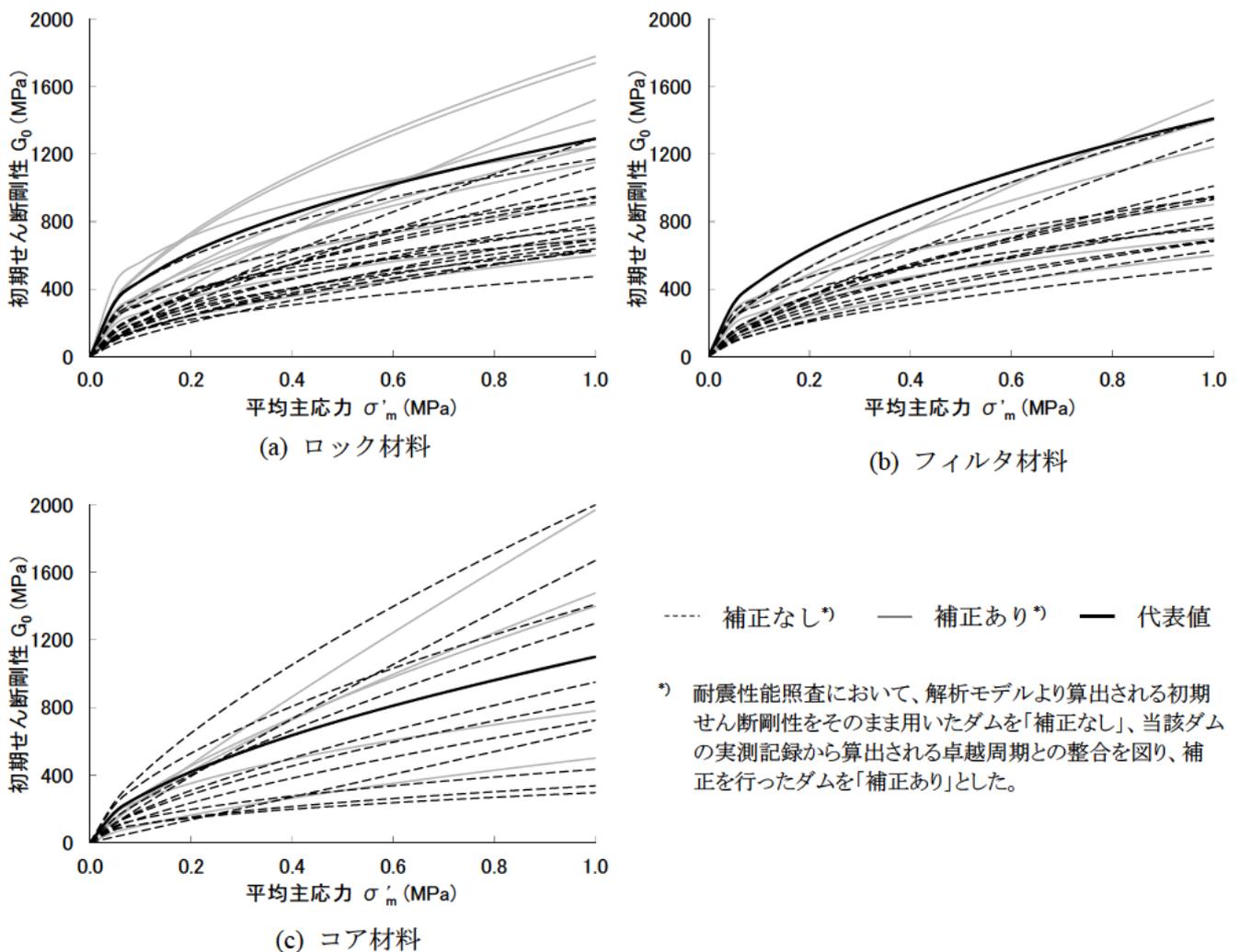


図-3.1 検討対象ダムの初期せん断剛性

フィルダムの耐震性能照査では、式(3.1)より算出される初期せん断剛性を初期値として固有値解析により算出される卓越周期と、当該ダムの実測地震動から算出される卓越周期との整合を図る同定解析を実施することが多い。その結果、両者の卓越周期の差異が大きい場合には、初期せん断剛性の補正を行うことがある。そのため、図-3.1 では、同定解析による補正の有無による区別分けを行うこととし、当該ダムの耐震性能照査において、解析モデルにより算出される初期せん断剛性をそのまま用いたダムを「補正なし」、当該ダムの実測記録から算出される卓越周期との整合を図り、初期せん断剛性の補正を行ったダムを「補正あり」とした。

図-3.1 より、各ダムでロック材、フィルタ材、コア材の平均主応力と初期せん断剛性との関係にはばらつきが大きいことがわかる。これは岩種、強度あるいは粒度等が異なる影響であると考えられる。ロック材の同定解析による補正の後の初期せん断剛性を比べると、ロック材の補正ありの初期せん断剛性は、補正なしの初期せん断剛性よりも大きくなる傾向にある。この傾向は、初期せん断剛性を求めるための室内繰返し三軸試験の締固め度が設計値の密度や間隙比から設定されることが多いのに対し、実際の堤体の締固め度は設計値以上であることが一因と考えられる。また、一般的にフィルタの粒度は締固まりやすく初期せん断剛性が大きくなると考えられること、それに伴うフィルタゾーンのアーチ作用によりコア材に作用する応力が小さくなることから、ロックフィルダムの初期せん断剛性は、フィルタ材>ロック材>コア材となると考えられている^{18),19)}。しかし、今回の整理結果からは、明確な傾向は認められなかった。

3.3.3 解析に用いる代表値の設定

本検討の地震応答解析に用いるために設定した初期せん断剛性を図-3.1 の太実線に、平均主応力と初期せん断剛性との関係式を表-3.2 に示す。整理結果からは、明瞭な傾向は認められなかったが、フィルタ材の初期せん断剛性は、ロック材、コア材の初期せん断剛性よりも大きいと想定し、平均主応力が低い条件と高い条件のどちらにおいてもせん断剛性がフィルタ材の整理結果において最大値程度となるように設定した。また、ロック材およびコア材の初期せん断剛性は、フィルタゾーンのアーチ作用を考慮し、初期せん断剛性がフィルタ材>ロック材>コア材となるように整理結果の初期せん断剛性の分布範囲内で動的応答が大きくなるよう安全側で大きめに設定した。

表-3.2 解析用物性値として設定した初期せん断剛性

材料	初期せん断剛性 ^{*)} (MPa)
ロック	$G_0=1290(\sigma'_m)^{0.46}$
フィルタ	$G_0=1410(\sigma'_m)^{0.5}$
コア	$G_0=1100(\sigma'_m)^{0.6}$

^{*)} $\sigma'_m = (\sigma_1 + \sigma_3)(1 + \nu)/3$

σ'_m : 平均主応力、 σ_1 : 最大主応力、 σ_3 : 最小主応力、 ν : ポアソン比。

3.4 動的変形特性の整理

3.4.1 動的変形特性の式

動的変形特性は、ひずみによる堤体材料の非線形性を考慮するため、一般的に繰返し三軸試験結果より Hardin-Drnevich モデル²⁰⁾や Ramberg-Osgood モデル²¹⁾を用いて設定される。本検討に用いた検討対象ダムの動的変形特性は、すべて Hardin-Drnevich モデルにより設定されていた。Hardin-Drnevich モデルの $G/G_0 \sim \gamma$ の関係式と $h/h_{\max} \sim \gamma$ の関係式をそれぞれ式(3.2)、式(3.3)に示す。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{(1+\gamma/\gamma_\gamma)} \quad (3.2)$$

$$\frac{h}{h_{\max}} = \frac{\gamma/\gamma_\gamma}{(1+\gamma/\gamma_\gamma)} \quad (3.3)$$

ここに、 γ はせん断ひずみ、 γ_γ は基準ひずみである。式(3.2)において、 G はせん断剛性、 G_0 は初期せん断剛性である。式(3.3)において、 h は減衰定数、 h_{\max} は最大減衰定数である。

3.4.2 整理結果

図-3.2 に整理した各ダムの動的変形特性を示す。各材料とも全体的にばらつきの大きい分布となっている。ロック材、フィルタ材をみると、基準ひずみ γ_γ は、概ね $2 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-3}$ で分布しており、コア材は、概ね $3 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3}$ で分布している。また、最大減衰定数 h_{\max} は、各材料とも、概ね 10~20%で分布している。

Okamoto²²⁾は、片持ち梁の理論に基づき、せん断剛性と固有周期の関係式を示している。佐藤ら²³⁾は、Okamoto の関係式に基づき、ダムサイトで観測される地震記録を用いて、各ダムのせん断ひずみとせん断剛性の関係を算定している。佐藤らによれば、Hardin-Drnevich モデルによる動的変形特性の定式化曲線の基準ひずみを $\gamma_\gamma = 4.0 \times 10^{-4}$ と推定している。本検討で整理した図-3.2 のロック材およびフィルタ材のせん断ひずみに対するせん断剛性低下率と佐藤らの定式化曲線を比較すると、佐藤らの定式化曲線は平均的な位置にあることがわかる。佐藤らの定式化曲線は、地震記録による卓越周期を用いて、ダム堤体全体を均質な材料の片持ち梁として地震時のせん断剛性低下率を算定するため、堤体材料別の動的変形特性を把握することはできないが、コア材についても、ロック材に比べて多少のずれはあるものの、概ね近い値を示していると考えられる。

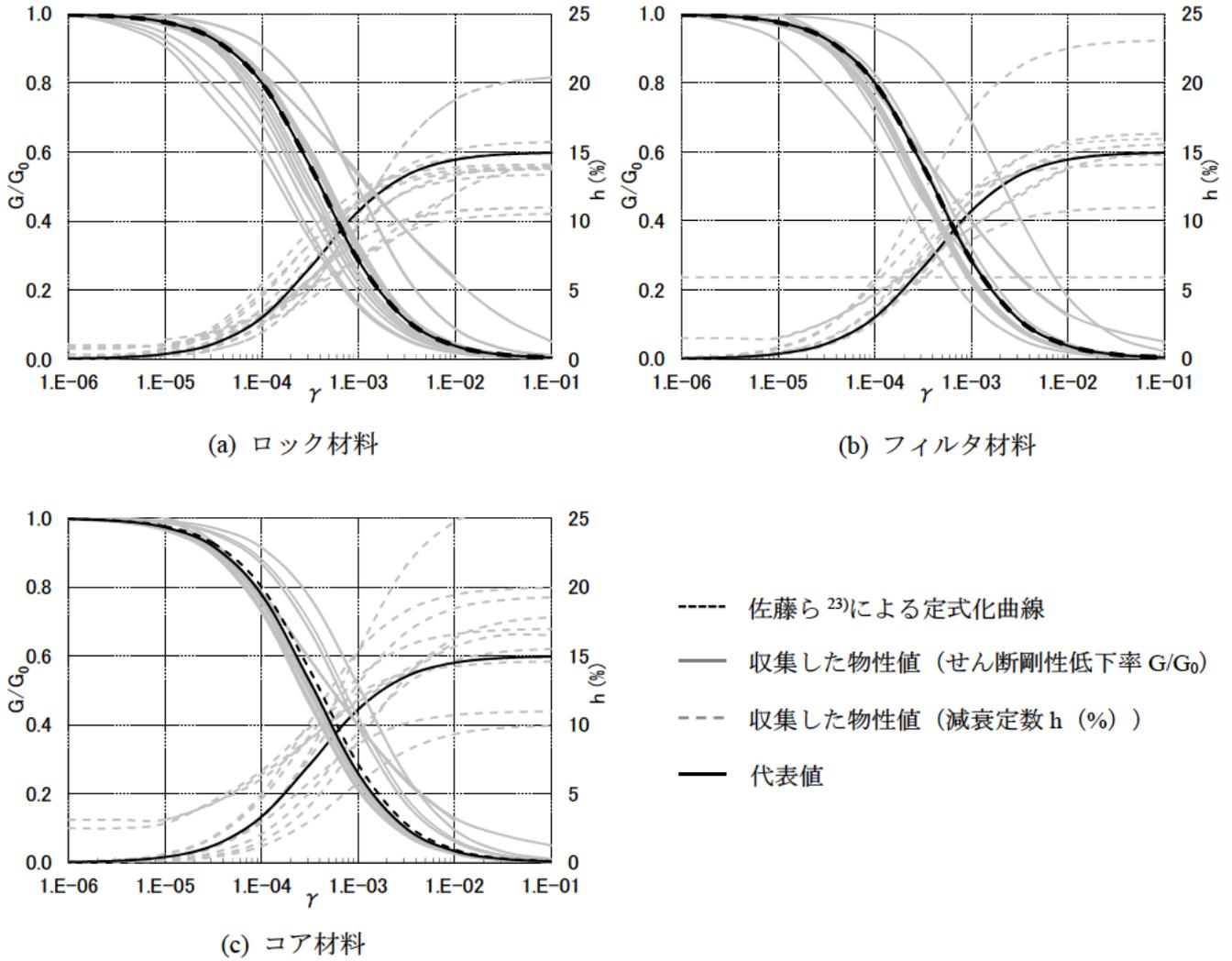


図-3.2 検討対象ダムの変形特性

3.4.3 解析に用いる代表値の設定

本検討の地震応答解析に用いる動的変形特性は、前述した佐藤ら²³⁾の実測挙動から算出した定式化曲線 ($\gamma = 4.0 \times 10^{-4}$) を踏まえて、ロック材およびフィルタ材の基準ひずみについては佐藤らの基準ひずみを代表値として用いることとした。また、コア材のせん断剛性低下率 G/G_0 の整理結果において、コア材の基準ひずみは佐藤らの基準ひずみよりやや小さい範囲に分布していることから、ロック材、フィルタ材の設定値よりやや小さい基準ひずみ ($\gamma = 3.5 \times 10^{-4}$) を用いることとした。最大減衰定数については、平均的な値である15%を代表値として用いた。

3.5 せん断強度の整理

3.5.1 せん断強度の式

本検討では、ロックフィルダムのおすべりによる塑性変形を考えるうえで最も重要なロック材のせん断強度を整理の対象とした。照査指針（案）におけるロック材およびフィルタ材のせん断強度の評価には、拘束圧の依存性を考慮するために式(3.4)に示す $A b$ 法が用いられ、コア材のせん断強度の評価には、式(3.5)に示す $c \phi$ 法が用いられる。

$$\tau = A \cdot \sigma_n^b \quad (3.4)$$

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3.5)$$

ここに、 τ はせん断強度、 σ_n はせん断面に作用する垂直応力である。式(3.4)において、 A 、 b は三軸圧縮試験により算出される強度定数である。式(3.5)において、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。

3.5.2 整理結果

対象としたダムは表-3.1に示す28ダムのうちNダムを除く27ダムである。これらのダムについて、せん断強度の応力単位をMPaとした場合の強度定数 A と b の関係を図-3.3に示す。強度定数 b の値が増加するほど A の値が減少する傾向にある。強度定数の分布範囲をみると、 A の値が0.7~1.2、 b の値が0.65~1.0の範囲に分布している。現行のロックフィルダムでは、震度法による断面設計が行われており、その際のロック材の設計強度は、 $c \phi$ 法により評価した上で粘着力成分を考慮せずに内部摩擦角のみを用いて設定している。一方、将来のより実際に近い地震荷重、強度を採用した設計法を視野に入れ、耐震性能照査法として策定された設計指針（案）では、修正震度法とロック材のせん断強度について拘束圧依存性を考慮した評価方法を組み合わせた方法を提案している。近年では、設計段階において震度法に加えて修正震度法による検討を行うダムも多い。そこで、対象27ダムのうち、設計時において、指針（案）に基づいた修正震度法によるおすべり安定解析の検討の有無を区分した。その結果、設計時に修正震度法の検討を実施したダムは、図-3.4(a)の白丸（○）に示す分布に、修正震度法による検討を実施していないダムは×印に示す分布となったが、両者に大きな違いは見られなかった。分布図について、堤高別に区分した図を図-3.4(b)に、ロックゾーンの内部と外部に区分した図を図-3.4(c)に、ロックゾーンの上流側と下流側に区分した図を図-3.4(d)に示す。図-3.4(b)の堤高80m以上120m未満のダムを見ると、一部で A がおよそ0.8のダムも見られるが、 A が0.9~1.0の範囲に b が0.80~0.95の範囲で多く分布していることがわかる。図-3.4(c)では、下流側ロックゾーンに採用された強度定数は、上流側ロックゾーンに採用された強度定数よりも小さい傾向にあることがわかる。図-3.4(d)の内部と外部の区分については、今回の結果からは違いは見られなかった。

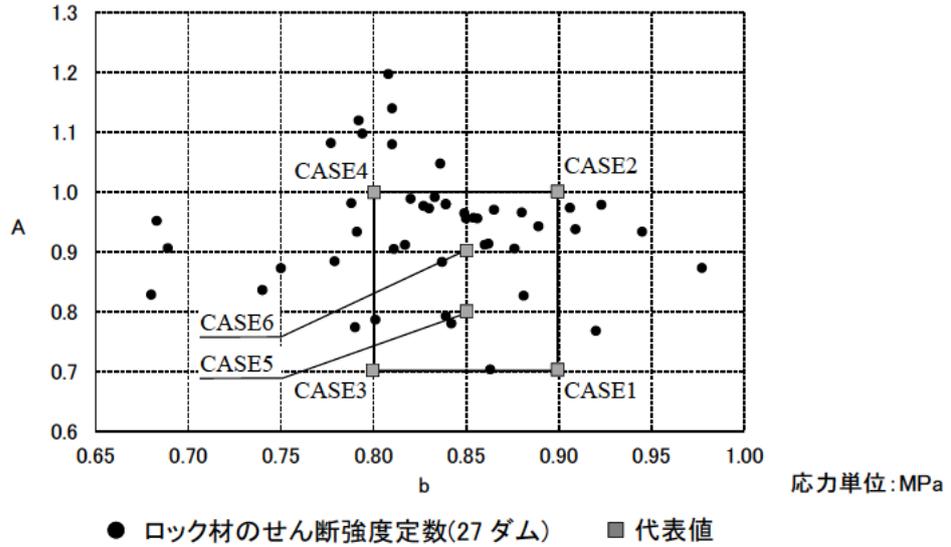


図-3.3 検討対象 27 ダムのロック材のせん断強度定数分布

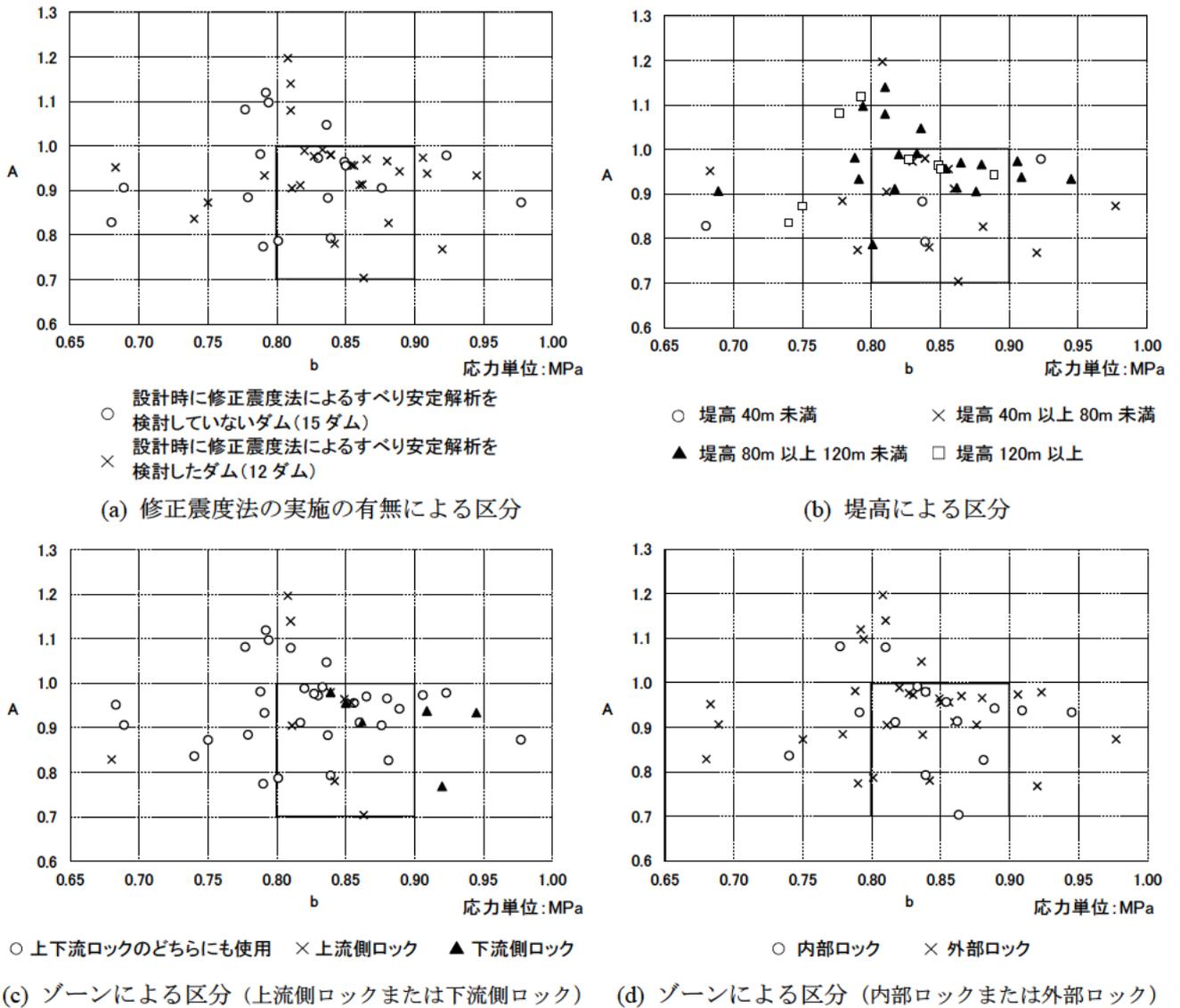


図-3.4 各区分におけるロック材のせん断強度定数分布

3.5.3 解析に用いる代表値の設定

本検討に用いるロック材のせん断強度には、図-3.4 から堤高 80m 以上 120m 未満のダムで一部 A が 0.8 のダムも見られること、後述するすべり円弧の設定は上流側のみを対象とすること、すべり変形量が大きくなると想定される強度の小さい範囲を含めることなどを考慮し、図-3.3 の実線枠で示すせん断強度範囲 4 隅の点の組み合わせから CASE1(A=0.7, b=0.9)、CASE2(A=1.0, b=0.9)、CASE3(A=0.7, b=0.8)、CASE4(A=1.0, b=0.8) の 4 ケースを設定した。さらに実線枠内に b=0.85 とする CASE5(A=0.8, b=0.85)、CASE6(A=0.9, b=0.85) を追加ケースとして設定した。解析の各ケースのロック材のせん断強度定数 A および b の組み合わせを表-3.3 に示す。フィルタ材のせん断強度には、簡便のためロック材で用いるせん断強度と同じ物性値を用いた。また、コア材のせん断強度には $c\phi$ 法を用いて、内部摩擦角にはダム A~N の設計値の平均値 31° を用い、粘着力は 0 として設定した。

表-3.3 解析に用いる各ケースのロック材のせん断強度定数 A および b (MPa 単位)

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6
A	0.7	1.0	0.7	1.0	0.8	0.9
b	0.9	0.9	0.8	0.8	0.85	0.85

3.6 解析モデルおよび解析条件

前述した整理結果により設定した各物性値の代表値と、後述する解析モデルや各解析における条件を用いて照査指針(案)に基づきすべり変形量を算出する。なお、解析については、有限要素法汎用構造解析コードである ISCEF を使用した。

3.6.1 解析モデル

解析モデルは堤高 100m、天端幅 10m の中央土質遮水壁型ロックフィルダムとし、その断面図を図-3.5 に示す。コアゾーンは上下流勾配は 1:0.2 とし、フィルタゾーンは 1:0.35 とした。ロックゾーンの上下流斜面勾配は、既設ロックフィルダムにおいて震度法による安定解析により決定された斜面勾配の中からすべり変形量に厳しい影響を与えると想定される比較的高角度の勾配^{3),16),17)}を設定した。なお、基礎地盤のモデル化範囲は、深さ方向に堤高の約 2 倍、側方に堤敷長の約 4 倍とした。築堤解析では堤体と基礎地盤をモデル化し、浸透流解析ではコア部のみをモデル化し、湛水解析、地震応答解析およびすべりによる塑性変形解析では堤体をモデル化した。

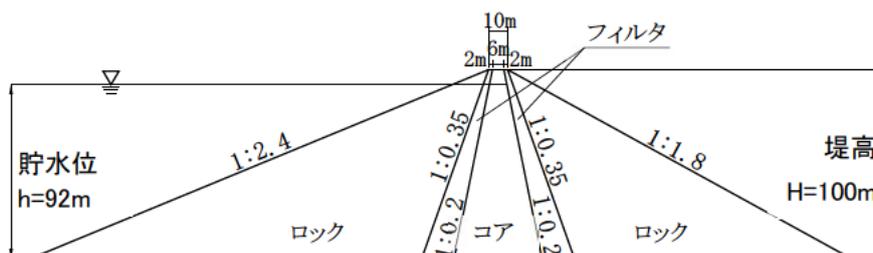


図-3.5 解析モデル

3.6.2 築堤解析

築堤解析における構成式のモデルには、Duncan-Chang モデル²⁴⁾を用いた。Duncan-Chang モデルによる接線弾性係数 E_t および接線ポアソン比 ν_t は式(3.6)および式(3.7)により表される。

解析に用いた Duncan-Chang パラメータおよび物性値を表-3.4 に示す。これらの物性値には、既設ロックフィルダムの三軸圧縮試験結果を基本に設定した¹⁵⁾。基礎地盤は線形材料と仮定した。境界条件については、基礎地盤の側方境界は鉛直をフリー、底面境界は固定とした。築堤解析の結果のうち主応力図と沈下量分布図をそれぞれ図-3.6、図-3.7 に示す。

$$E_t = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left\{ 1 - \frac{R_f(1-\sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}^2 \quad (3.6)$$

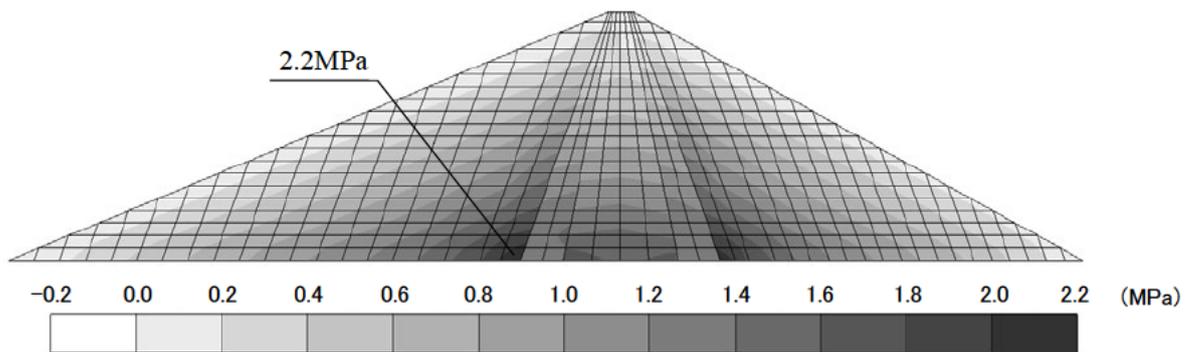
$$\nu_t = \left\{ G \cdot F \cdot \log \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right) \right\} \cdot \left[1 - \frac{D \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left\{ 1 - \frac{R_f(1-\sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}} \right]^{-2} \quad (3.7)$$

ここに、式(3.6)と式(3.7)の記号は以下のとおりである。

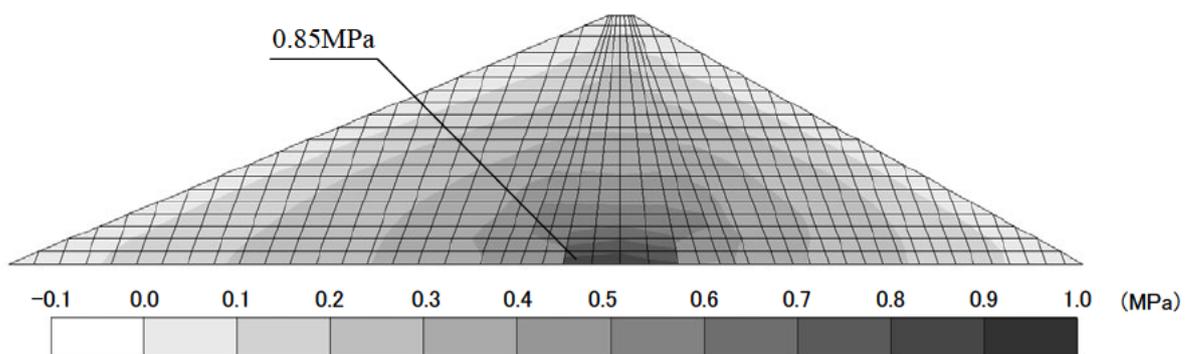
- E_t : 接線弾性係数、 ν_t : 接線ポアソン比、 P_a : 大気圧、 c : 粘着力、 ϕ : 内部摩擦角、 σ_1 : 最大主応力、 σ_3 : 最小主応力、
- K 、 n 、 R_f : 応力とひずみの関係から求まるパラメータ、
- G 、 F 、 D : 軸ひずみと側方ひずみの関係から求まるパラメータ。

表-3.4 築堤解析に用いた物性値

区分	物理特性		静的変形特性						強度特性	
	湿潤密度 ρ_t (kg/m ³)	飽和密度 ρ_{sat} (kg/m ³)	弾性係数 E_t			ポアソン比 ν_t			粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
			K	n	Rf	G	F	D		
コア	2,220	2,230	141	0.941	1.039	0.397	0.098	7.96	30.4	36.0
フィルタ	2,130	2,240	608	0.419	0.998	0.252	0.173	11.16	43.1	37.0
ロック	1,940	2,150	1,086	0.218	0.767	0.221	0.2	14.5	149.9	44.0
基礎	—		4,312 MN/m ²			0.25			—	



(a) 最大主応力



(b) 最小主応力

* 圧縮側を(+)、引張側を(-)で表す。

図-3.6 主応力図 (築堤終了時)

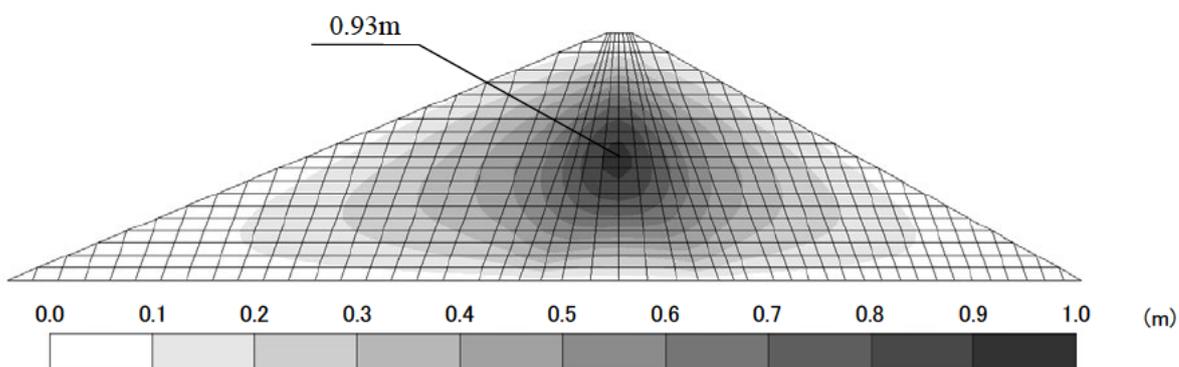


図-3.7 沈下量分布図 (築堤終了時)

3.6.3 湛水解析

浸透流解析に用いたコア材料の物性値と不飽和浸透特性をそれぞれ表-3.5、図-3.8に示す。水位は堤高の92%（常時満水位相当）とした。浸透流解析によるコア部に発生する圧力水頭分布を図-3.9に示す。湛水解析では、コア部に下流側ロック部および下流側フィルタ部を追加したモデルにおいて、コア部の浸透流解析により得られた浸透力と浮力、および築堤終了時の弾性係数とポアソン比をもとに応力を計算した。上流側の浸潤線以下に位置するロック部およびフィルタ部の応力については、浮力による応力減少を考慮するため式(3.8)に示す係数を用いて築堤終了時の応力に乗じることで算定した。上流側の浸潤線以上のロック部およびフィルタ部の応力については、築堤終了時の応力のままとした。湛水解析による湛水後の堤体の主応力図を図-3.10に示す。

$$K = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) / \gamma_t \quad (3.8)$$

ここに、 K は浮力による応力減少を考慮する係数、

γ_{sat} は築堤材料の飽和単位体積重量、

γ_t は築堤材料の湿潤単位体積重量、

γ_w は水の単位体積重量である。

表-3.5 浸透流解析に用いた物性値

堤体材料	水位条件 (m)	飽和透水係数 k (m/s)	間隙率 n
コア	92	1.0E-07	0.338

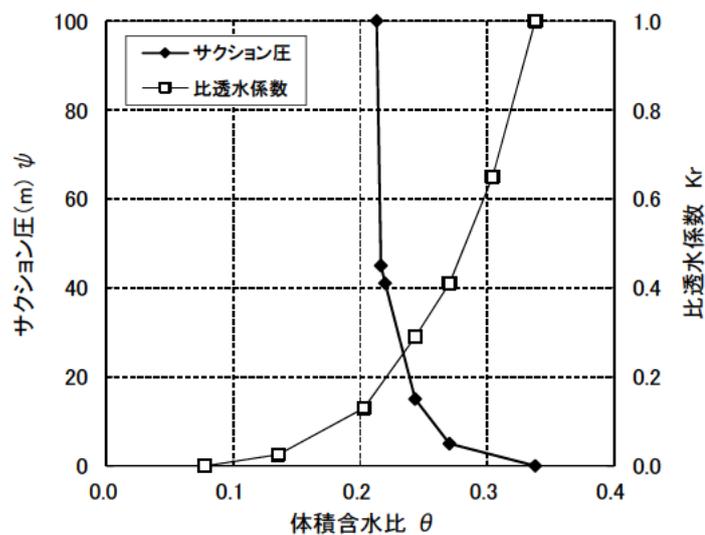


図-3.8 コア材の飽和不飽和浸透特性

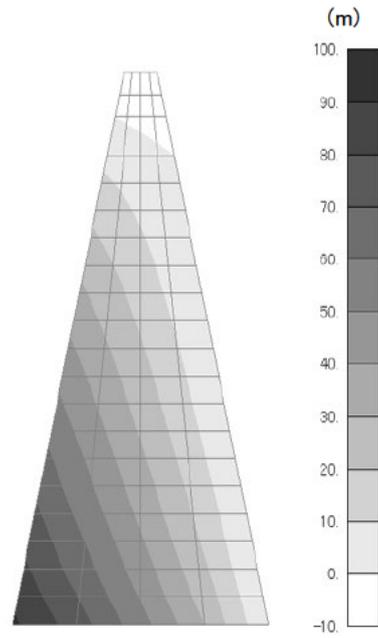
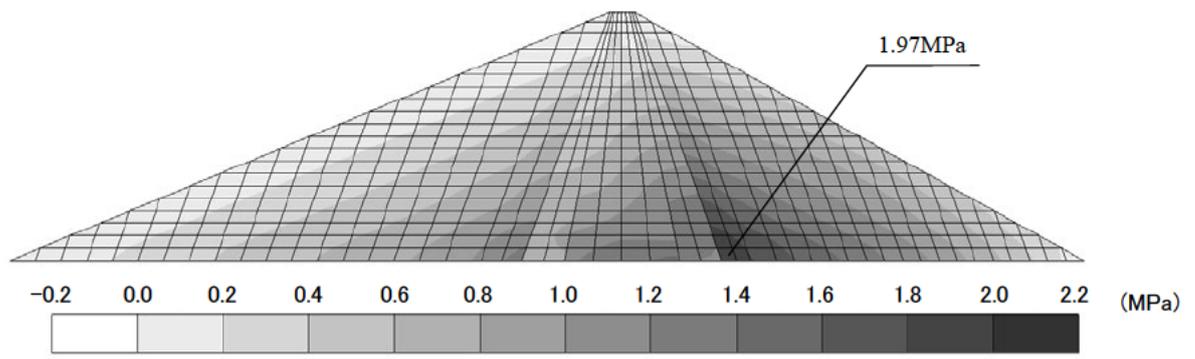
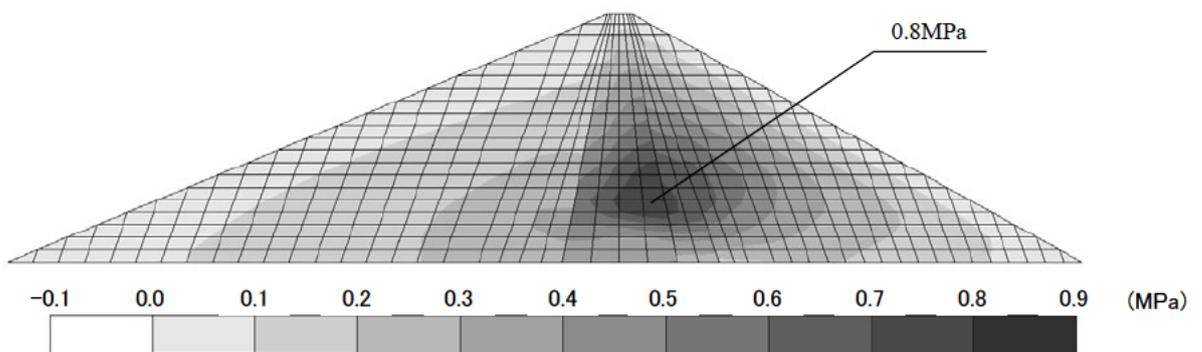


図-3.9 コア部の圧力水頭分布図



(a) 最大主応力



(b) 最小主応力

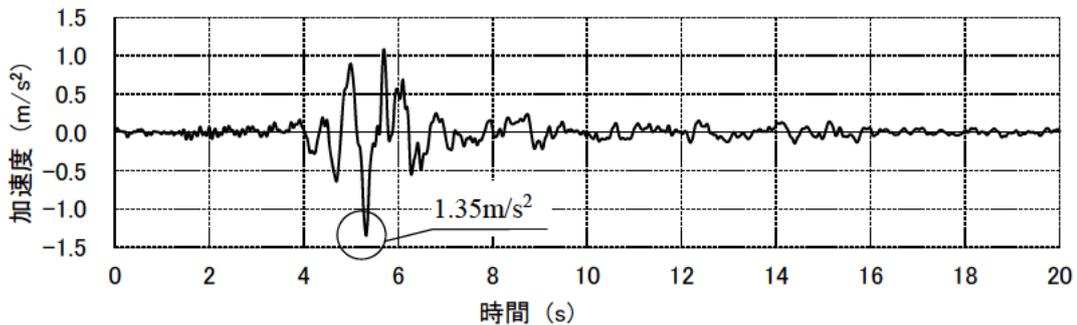
* 圧縮側を(+)、引張側を(-)で表す。

図-3.10 湛水後の主応力図

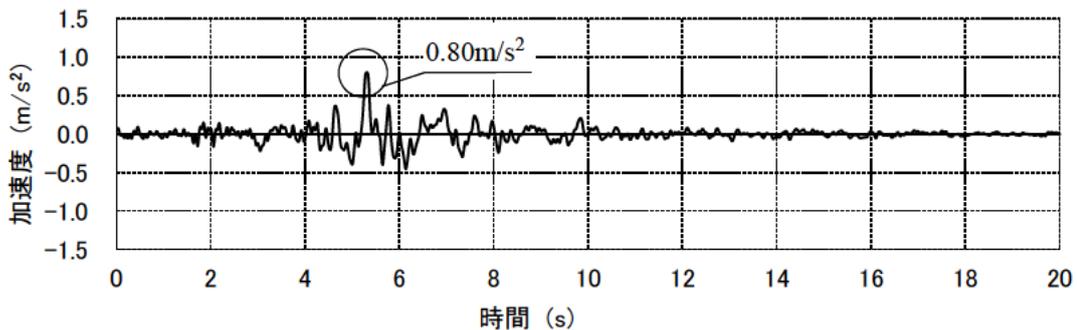
3.6.4 地震応答解析

堤体材料の初期せん断剛性や動的変形特性には、3章3節3項および3章4節3項において設定した代表値を用いた。動的ポアソン比には沢田式²⁵⁾を用い、解析モデルには堤体のみモデル化しているため基礎地盤でのエネルギー逸散を等価逸散減衰率として材料減衰率に一律15%上乘せして考慮した。境界条件は堤体底面を固定とした。有効ひずみ計算のための係数を0.65とし、収束誤差は5%として解析を実施した。

入力地震動は、1995年の兵庫県南部地震において、箕面川ダム（中央土質遮水壁型ロックフィルダム）の監査廊内で観測された波形を基本波形として用いた。観測された地震動時刻歴波形を図-3.11に示す。本検討では、この基本波形の上下流方向の加速度時刻歴の最大値（絶対値）が3、5、7.5、10 m/s^2 となるように振幅調整した波形を入力地震動として用いた。鉛直方向の入力地震動については、上下流方向で振幅調整した倍率と同倍率の値を用いて鉛直方向の地震動の振幅を引伸ばした。なお、入力地震動は、堤体底面から入力した。



(a) 上下流方向



(b) 鉛直方向

* 上下流方向において上流から下流方向への加速度を(+)、鉛直方向において鉛直上向きを(+)

で表す。
* 図中の引出し線の数値は加速度の絶対値の最大値を表す。

図-3.11 箕面川ダム観測波（1995年兵庫県南部地震）の加速度時刻歴

(a) 初期せん断剛性、ポアソン比

地震応答解析で設定した初期せん断剛性分布図を図-3.12に、動的ポアソン比分布図を図-3.13に示す。

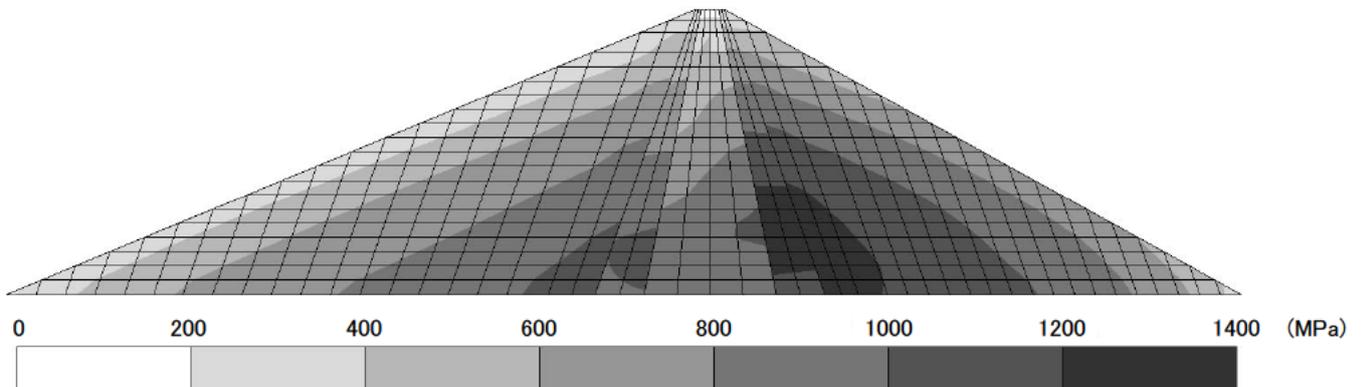


図-3.12 初期せん断剛性分布図

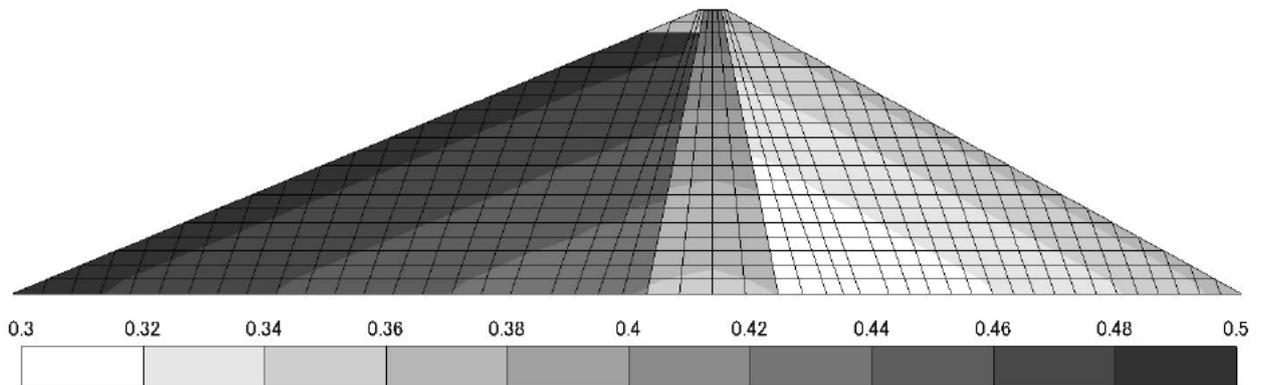
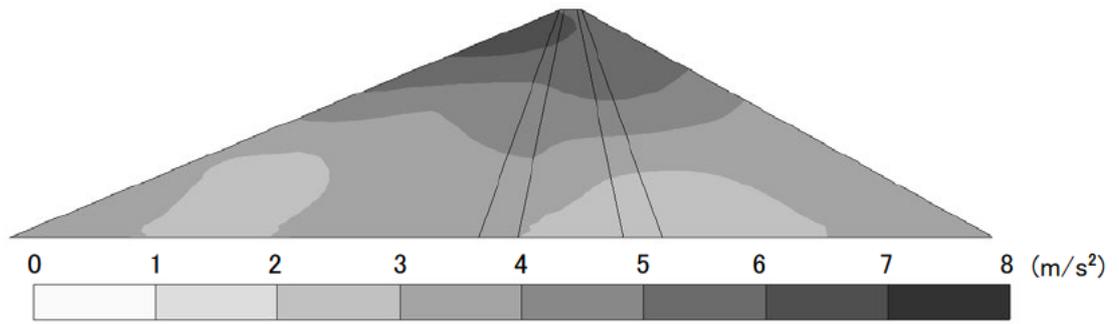


図-3.13 動的ポアソン比分布図

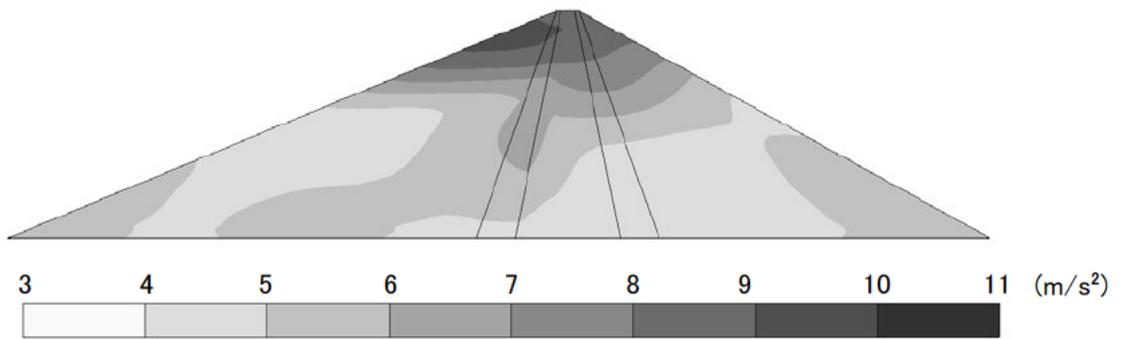
(b) 上下流方向の最大応答加速度結果

上下流方向の入力地震動の最大加速度（以下、入力最大加速度という）が3、5、7.5、10m/s²の時に、地震応答解析により得られる堤体の上下流方向の最大応答加速度分布図を図-3.14に示す。この最大応答加速度は、各要素における全時刻歴での応答加速度を絶対値の最大値で示したものである。どの入力最大加速度の場合も、上流側の高標高部において大きな加速度が発生している。また、入力最大加速度が3、5 m/s²では、堤体底面から天端にかけて応答が大きくなるのに対し、7.5、10m/s²の場合では低標高から中標高付近まで小さくなり、その後中標高から天端にかけて応答が大きくなる傾向にある。

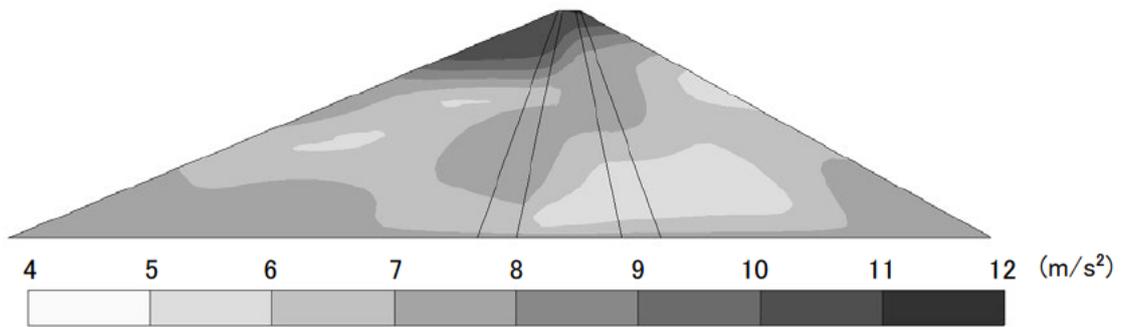
図-3.15～図-3.18に、コア部の天端、中央、堤敷における応答加速度の時刻歴図を示す。



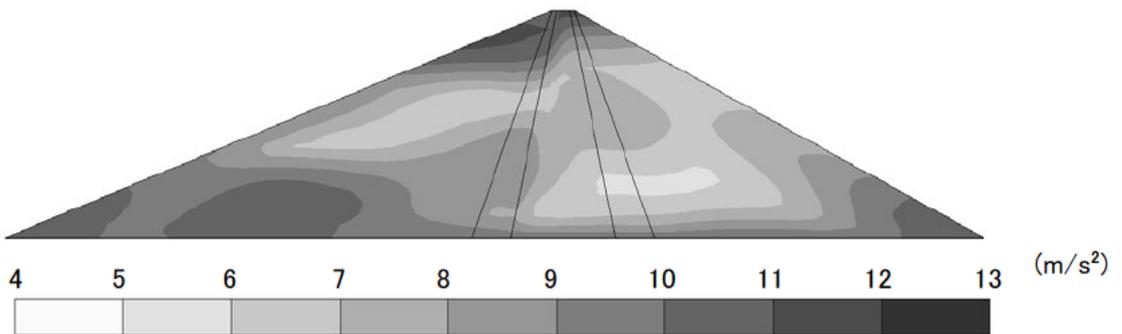
(a) 入力最大加速度 3m/s^2



(b) 入力最大加速度 5m/s^2

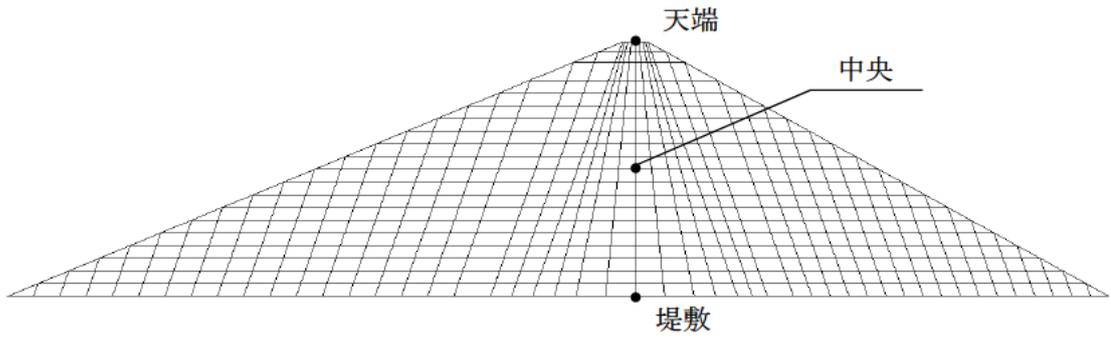


(c) 入力最大加速度 7.5m/s^2

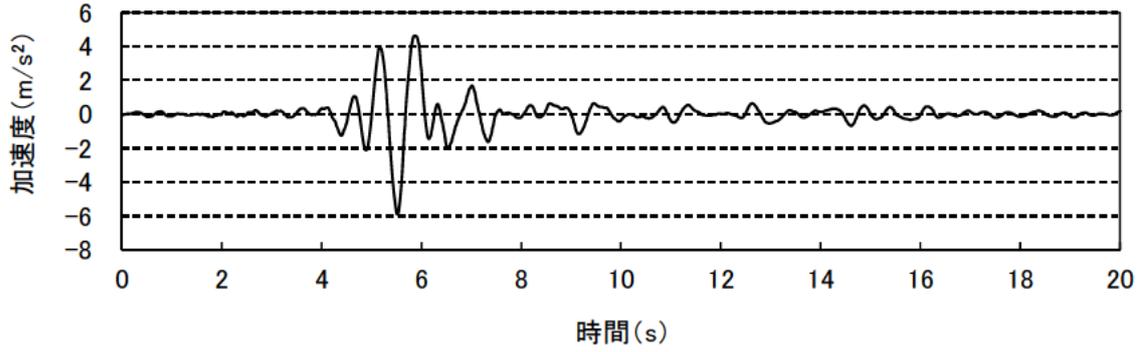


(d) 入力最大加速度 10m/s^2

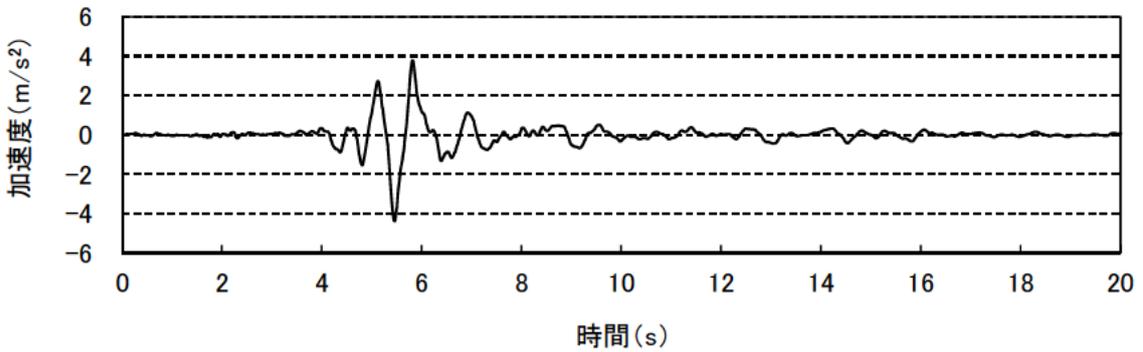
図-3.14 上下流方向の最大応答加速度分布図



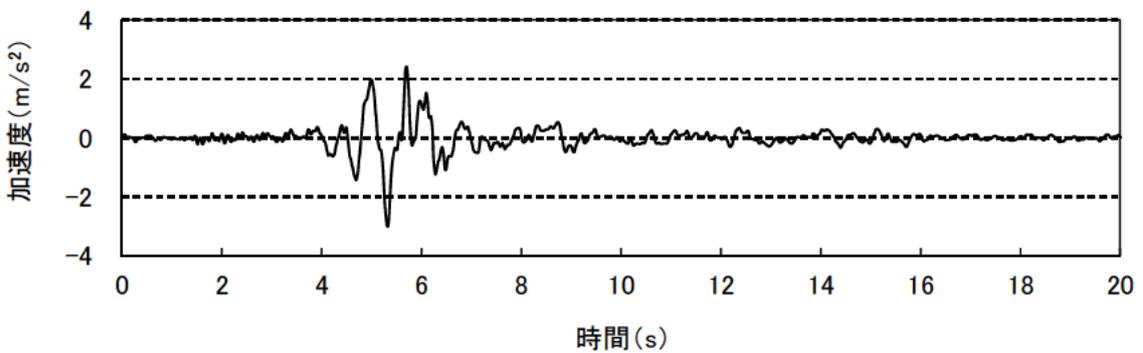
(a) 着目点



(b) 加速度時刻歴 (天端)



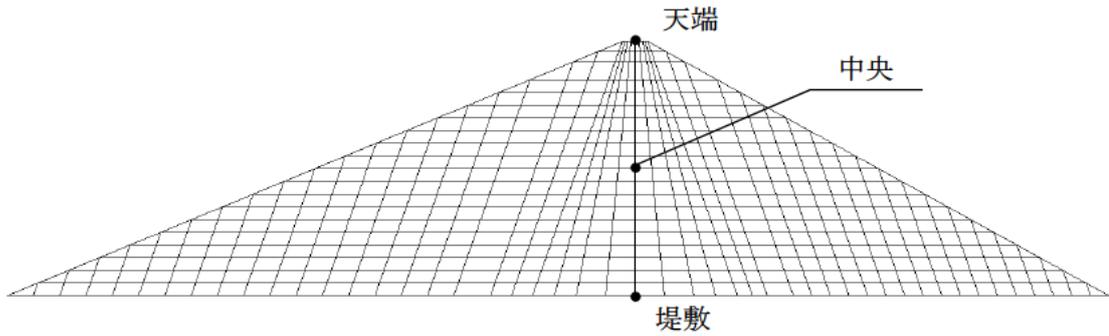
(c) 加速度時刻歴 (中央)



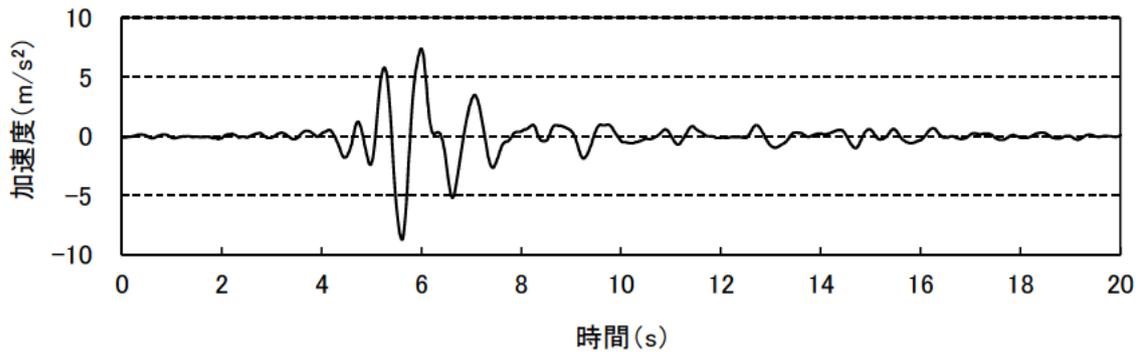
(d) 加速度時刻歴 (堤敷)

* 上下流方向において上流から下流方向への加速度を(+)、鉛直方向において鉛直上向きを(+)で表す。

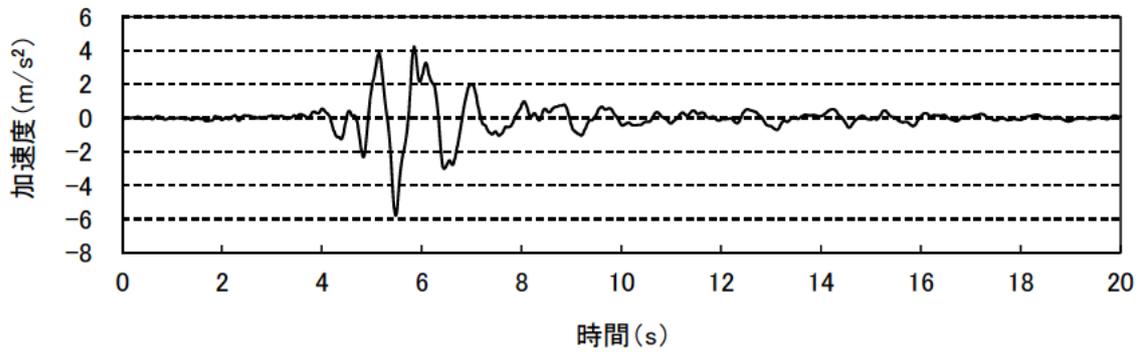
図-3.15 上下流方向の応答加速度時刻歴 (入力最大加速度 $3m/s^2$)



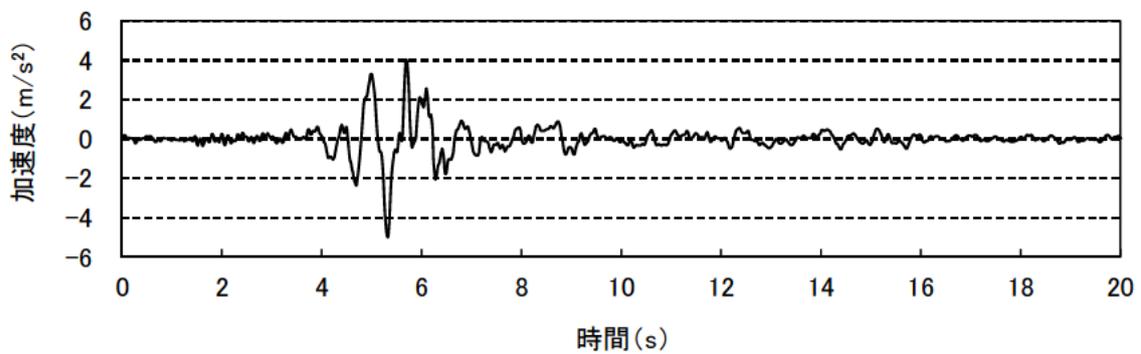
(a) 着目点



(b) 加速度時刻歴 (天端)



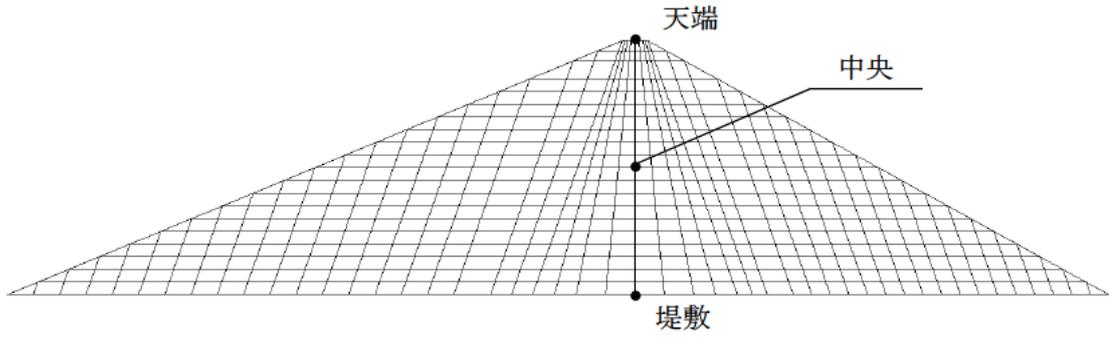
(c) 加速度時刻歴 (中央)



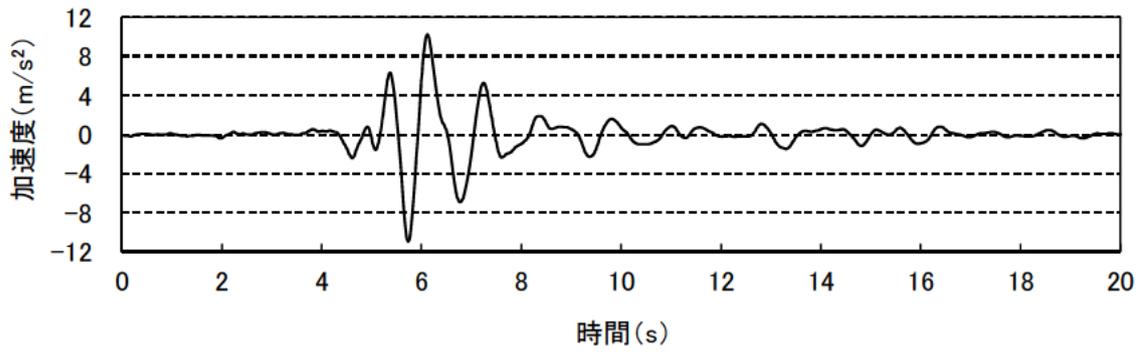
(d) 加速度時刻歴 (堤敷)

*上下流方向において上流から下流方向への加速度を(+)、鉛直方向において鉛直上向きを(+)で表す。

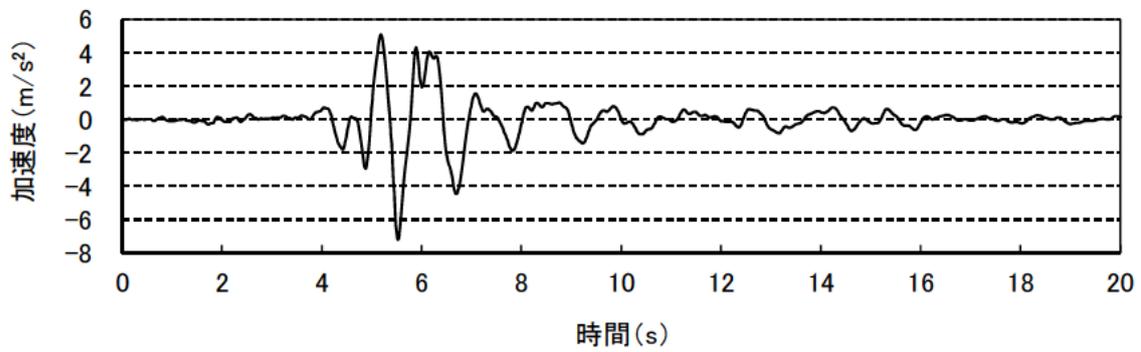
図-3.16 上下流方向の応答加速度時刻歴 (入力最大加速度 5m/s²)



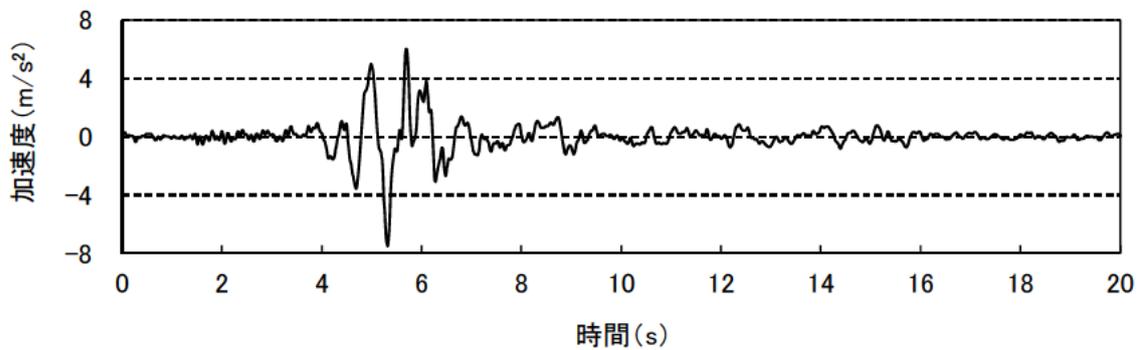
(a) 着目点



(b) 加速度時刻歴 (天端)



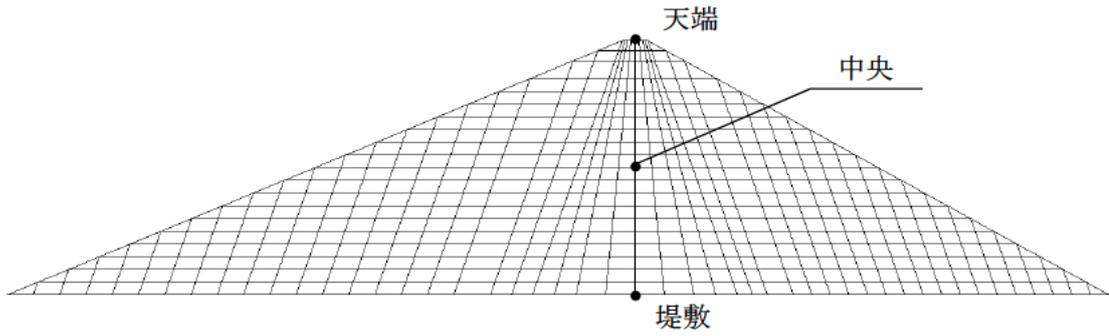
(c) 加速度時刻歴 (中央)



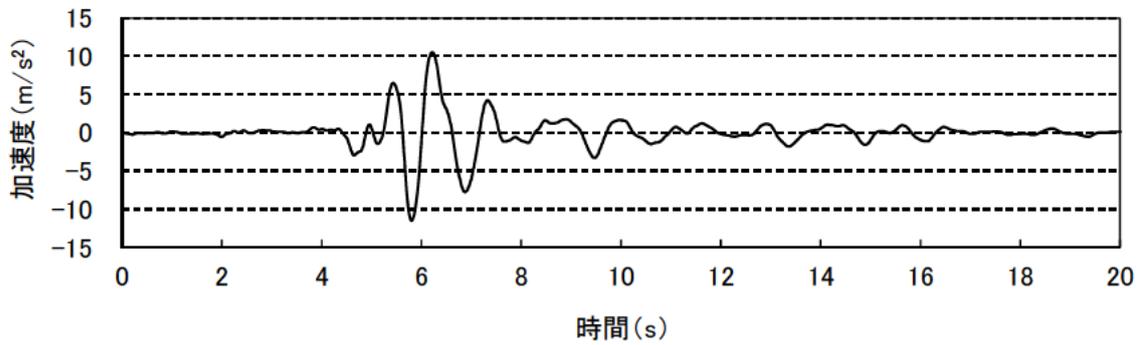
(d) 加速度時刻歴 (堤敷)

* 上下流方向において上流から下流方向への加速度を(+)、鉛直方向において鉛直上向きの加速度を(+)で表す。

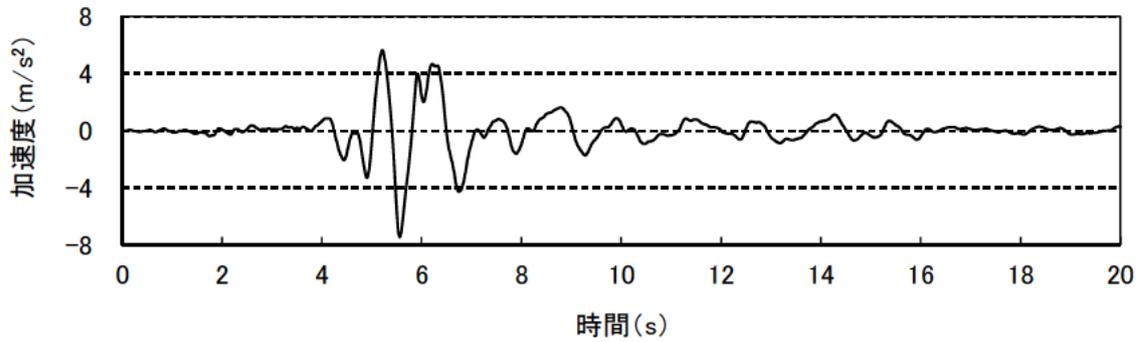
図-3.17 上下流方向の応答加速度時刻歴 (入力最大加速度 7.5m/s^2)



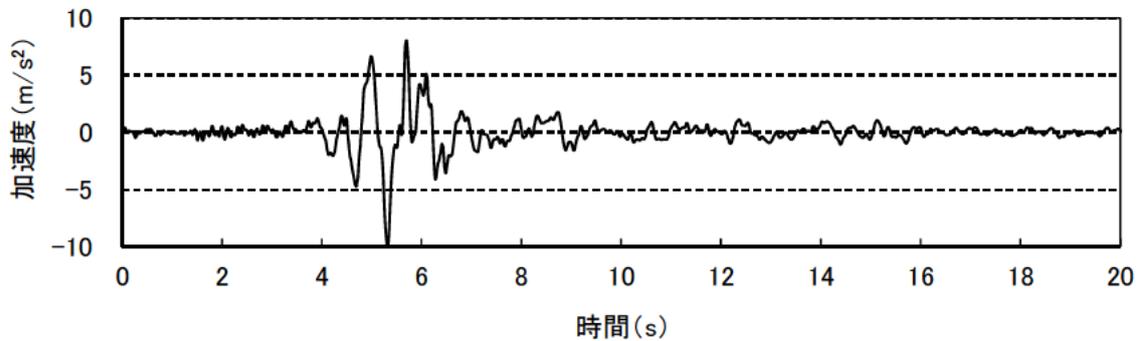
(a) 着目点



(b) 加速度時刻歴 (天端)



(c) 加速度時刻歴 (中央)



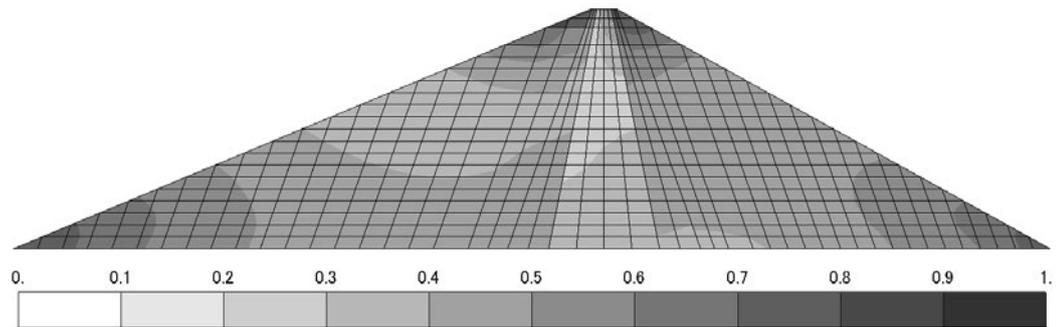
(d) 加速度時刻歴 (堤敷)

* 上下流方向において上流から下流方向への加速度を(+)、鉛直方向において鉛直上向きを(+)で表す。

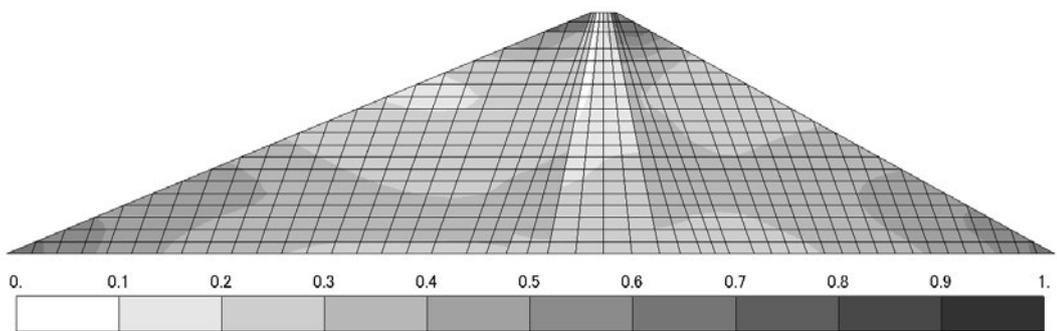
図-3.18 上下流方向の応答加速度時刻歴 (入力最大加速度 10m/s²)

(c) せん断剛性の低下率

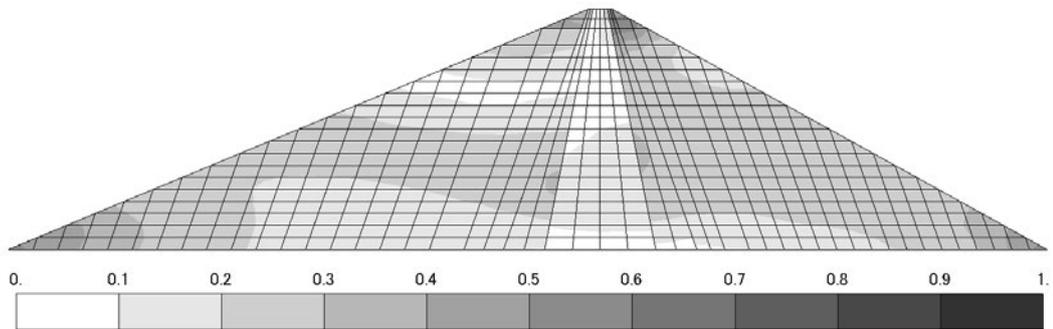
せん断剛性の低下率を図-3.19に示す。



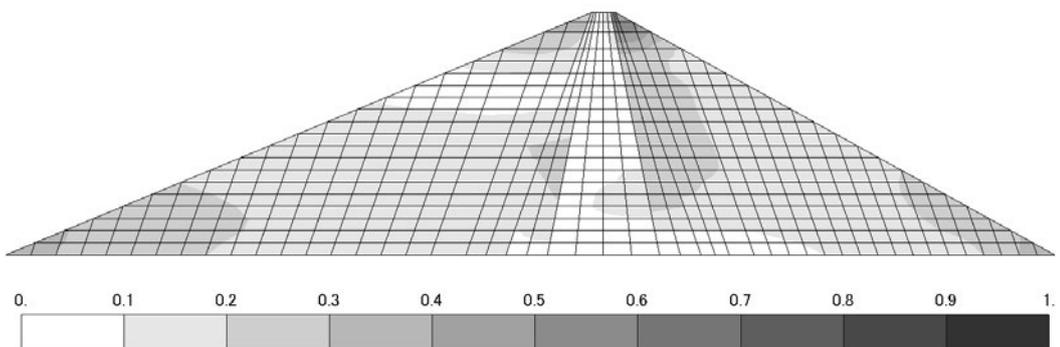
(a) 入力最大加速度 3m/s^2



(b) 入力最大加速度 5m/s^2



(c) 入力最大加速度 7.5m/s^2



(d) 入力最大加速度 10m/s^2

図-3.19 せん断剛性低下率

3.6.5 ニューマーク法と渡辺・馬場法による塑性変形解析

すべり変形量の算出には、ニューマーク法²⁶⁾および渡辺・馬場法²⁷⁾による塑性変形解析を用いた。解析に用いたせん断強度は、3章5節3項において設定した強度を用いた。想定するすべり円弧は、既往の検討¹²⁾において上流側のすべり円弧に比べて下流側すべり円弧がすべり変形量が小さくなる場合が多いことから上流側のすべり円弧を対象とした。すべり円弧の作成には、すべり変形量が最大となる円弧を半径と中心座標を変えながら探索する方法²⁸⁾（任意円弧法）を用いた。すべり円弧の作成手順を以下に示す。

①格子範囲の設定および格子分割

図-3.20に示すような格子範囲を設定し、その範囲で円弧の中心点となる格子分割を行った。本検討では、解析モデルの高さ方向に15点、上下流方向に15点の格子点を設定した。なお、格子の設定範囲については、従来よりすべり円弧の作成に用いられている無次元高さ y/H （ここに、 H は堤高、 y は天端から円弧の最深部までの深さとする）により、 $y/H=0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ の時に作成される円弧の中心点をすべて包含する範囲を設定した。

②格子点（円弧の中心点）の設定

格子点は円弧の中心点となる。すべり円弧はある格子点に対して③に示す方法により半径を設定し、複数の円弧を作成する。その後に格子点を移動し、再び③に示す方法により半径の設定を行う。格子点の移動は、格子範囲の最上部の最も上流側に位置する格子点（図-3.20における格子範囲の左上の格子点）を始点として、最も上流側に位置する最下部の格子点まで1点ずつ下方に移動する。最下部まで進んだ後に、最上部の始点から下流側方向へ1つ隣の格子点を始点として、最下部へ向けて円弧を作成する。最終的には、最下部の最も下流側の格子点（図-3.20の格子範囲の右下）まで移動する。

③すべり円弧（円弧の半径）の設定

円弧半径の設定を行う。ある格子点（円弧の中心点）に対して格子点を固定し、図-3.21に示す堤体表面からの土被り厚が5mとなる基準円弧を設定し、堤敷を超えない半径となるまで円弧の半径を基準円弧から刻み幅5mずつ増加させて複数のすべり円弧を設定する。なお、円弧の半径を刻み幅ずつ増加させて作成した時の最大半径の円弧が、堤敷と接する最大半径と一致しない場合は、堤敷と接する最大半径を持つ円弧も追加した。

上述した方法により円弧を作成した結果、設定する円弧の数は、上流側で2826個となった。

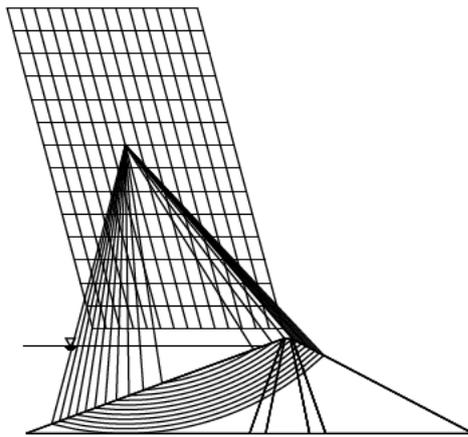


図-3.20 1つの格子点から設定した任意円弧による想定すべり円弧

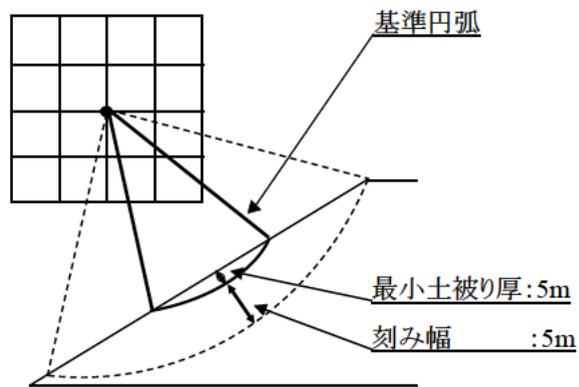


図-3.21 任意円弧の作成条件

3.7 最大すべり変形量の簡易推定法の検討

3.7.1 ニューマーク法による解析結果

(a) 最大すべり変形量と円弧位置

すべりによる塑性変形解析結果から得られた最大すべり変形量と、その時の円弧の位置を表-3.6に示す。

表-3.6 最大すべり変形量と円弧の位置 (ニューマーク法)

	ケース名	円弧番号	最大すべり変形量 (m)	円弧の位置*)			
				I	J	R	
入力最大加速度	3m/s ²	CASE1	1686	0.16	11	12	3
		CASE2	1455	0.03	10	12	2
		CASE3	1686	0.06	11	12	3
		CASE4	1441	0.00	10	11	3
		CASE5	1686	0.06	11	12	3
		CASE6	1441	0.03	10	11	3
	5m/s ²	CASE1	1947	0.70	12	13	2
		CASE2	1700	0.27	11	13	1
		CASE3	1686	0.37	11	12	3
		CASE4	1670	0.10	11	11	3
		CASE5	1686	0.35	11	12	3
		CASE6	1686	0.24	11	12	3
	7.5m/s ²	CASE1	1947	1.41	12	13	2
		CASE2	1700	0.78	11	13	1
		CASE3	1948	0.88	12	13	3
		CASE4	1948	0.35	12	13	3
		CASE5	1930	0.88	12	12	2
		CASE6	1930	0.69	12	12	2
	10m/s ²	CASE1	1963	1.64	12	14	1
		CASE2	1963	1.01	12	14	1
		CASE3	1930	1.10	12	12	2
		CASE4	1930	0.51	12	12	2
		CASE5	1930	1.10	12	12	2
		CASE6	1930	0.90	12	12	2

*) 「I」、「J」「R」は、すべり円弧の中心点における格子位置および最小すべり円弧からの半径方向の位置を示す。

I：上下流方向の格子点位置を示す。最上流端の格子点を1とし、最下流端を15とする。

J：標高方向の格子点位置を示す。最上部の格子点を1とし、最下部を15とする。

R：すべり円弧の半径方向の位置を示す。最小すべり半径となる円弧を1とし、1増加するごとに半径が5m増加する。

解析ケースにおける最大すべり変形量を図-3.22 に示す。

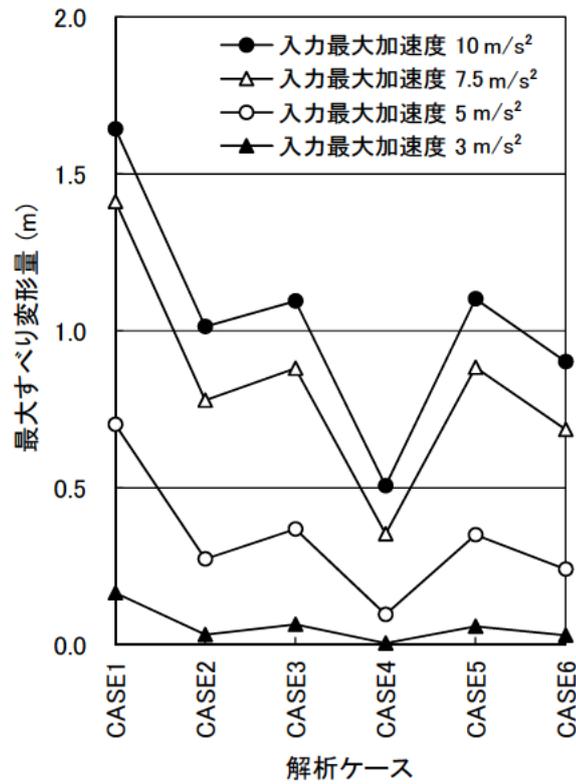
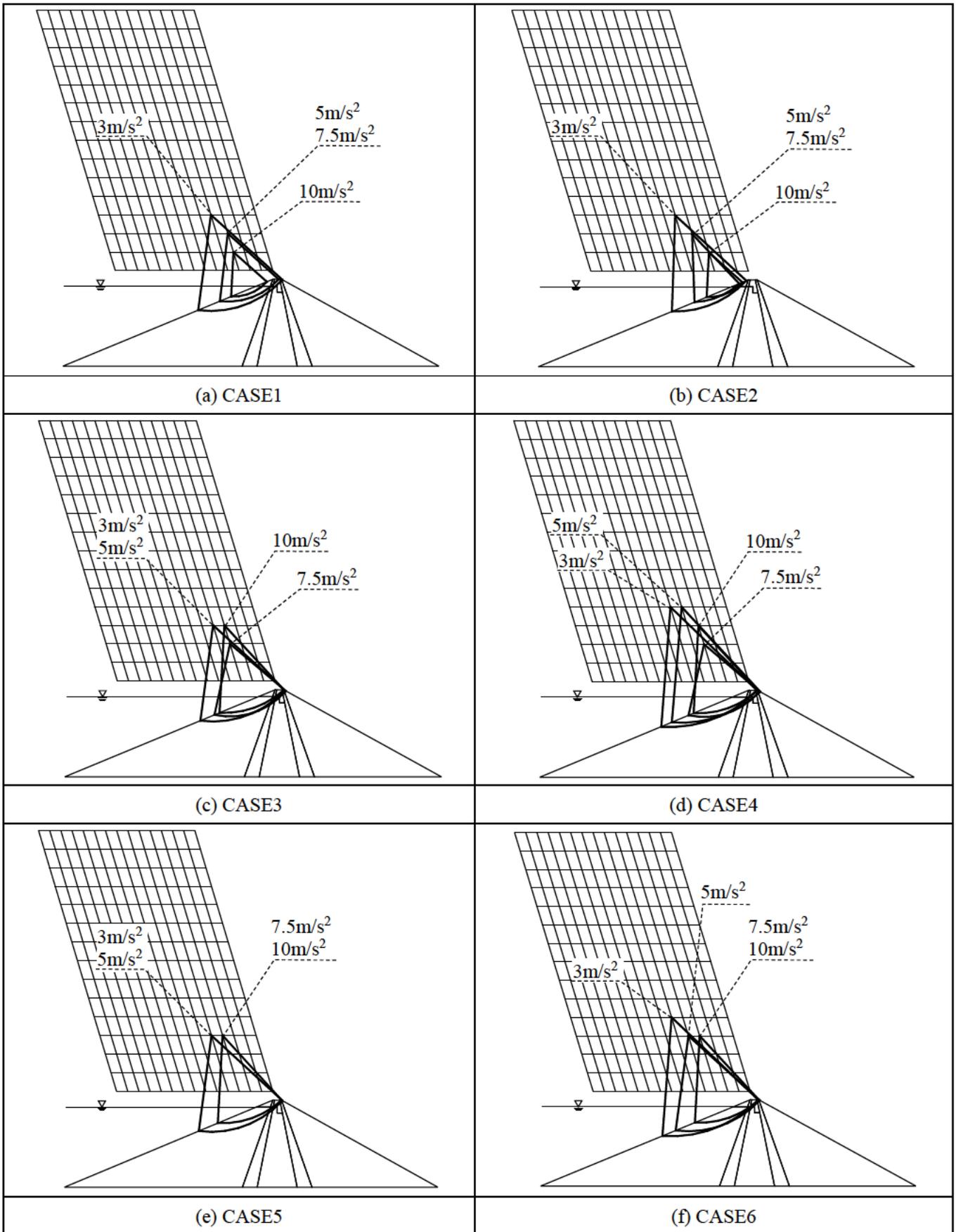


図-3.22 解析ケースの最大すべり変形量 (ニューマーク法)

(b) すべり円弧の円弧形状

最大すべり変形量が発生したすべり円弧の形状を図-3.23 に示す。



* 図中の数字は、解析に用いた上下流方向の入力最大加速度を表す。

図-3.23 最大すべり変形量が発生したすべり円弧形状 (ニューマーク法)

(c) 全円弧のすべり変形量

任意円弧により作成した全円弧のすべり変形量を図-3.24～図-3.31に示す。

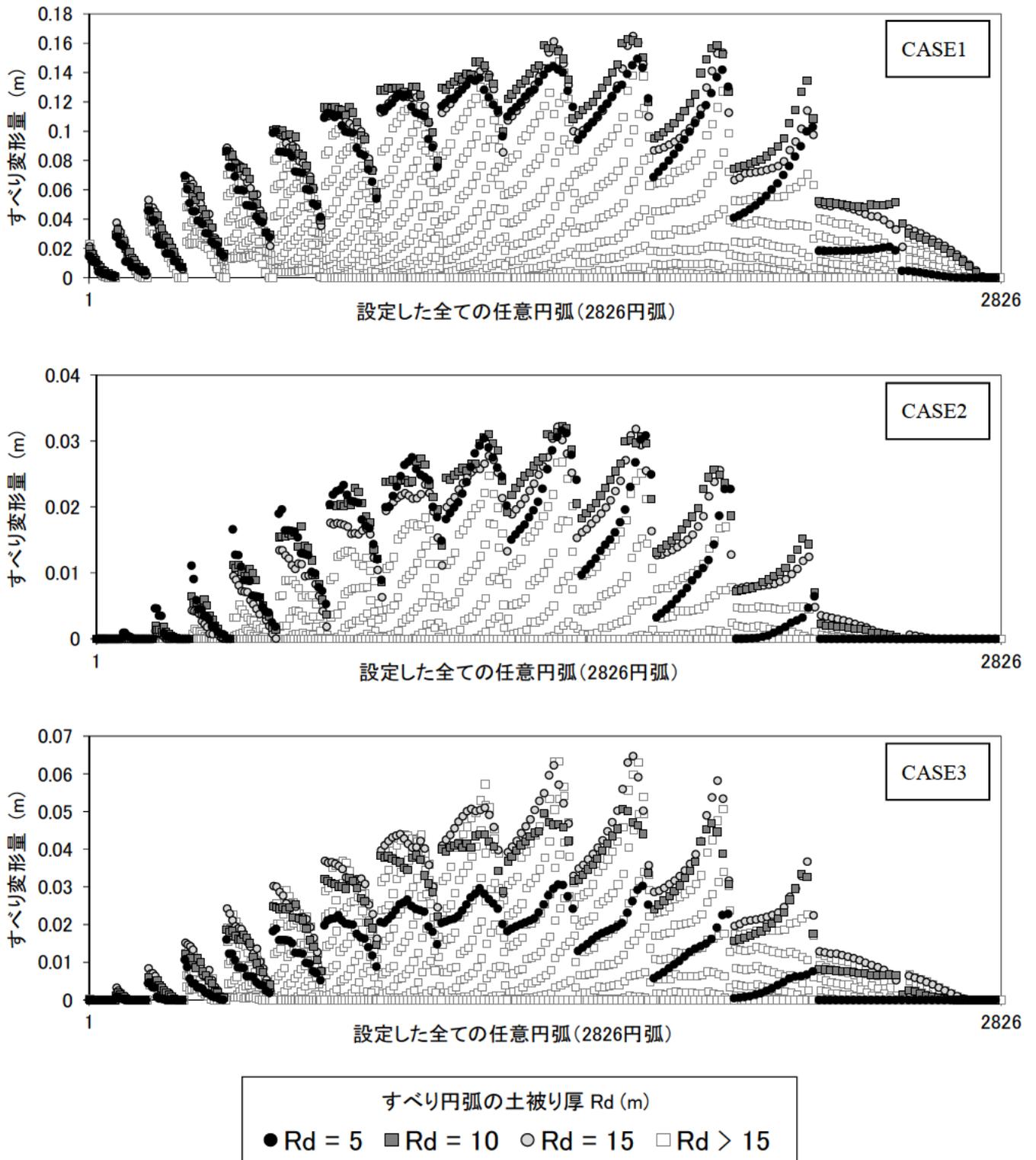


図-3.24 全円弧のすべり変形量 (ニューマーク法、入力最大加速度 $3m/s^2$ 、CASE1～CASE3)

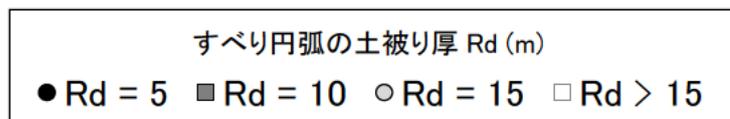
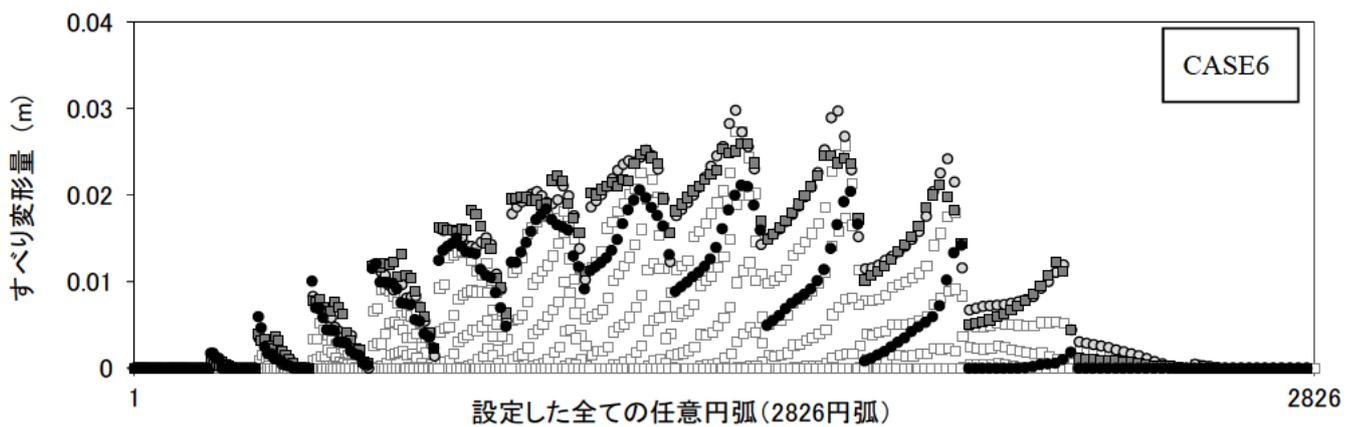
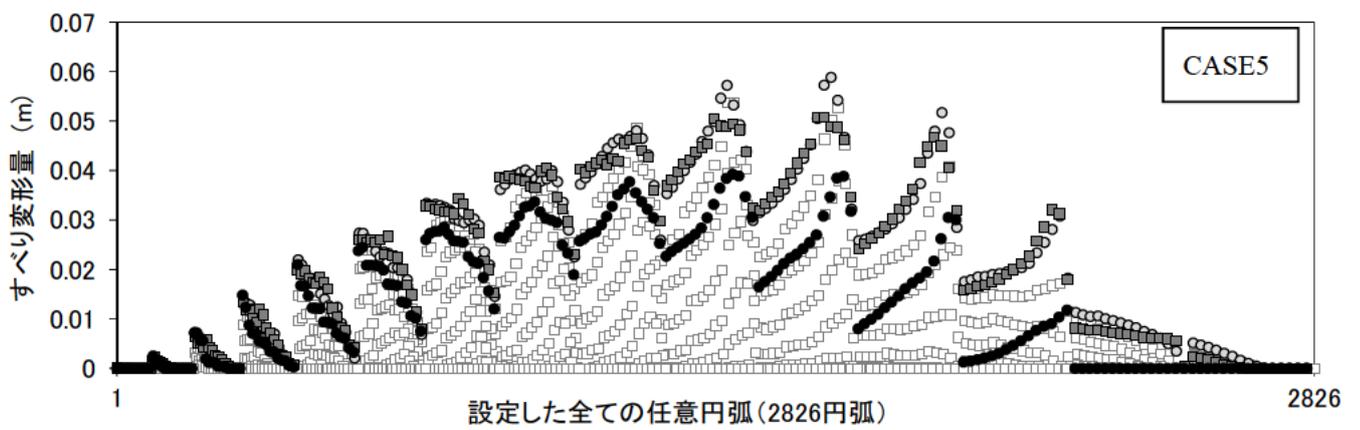
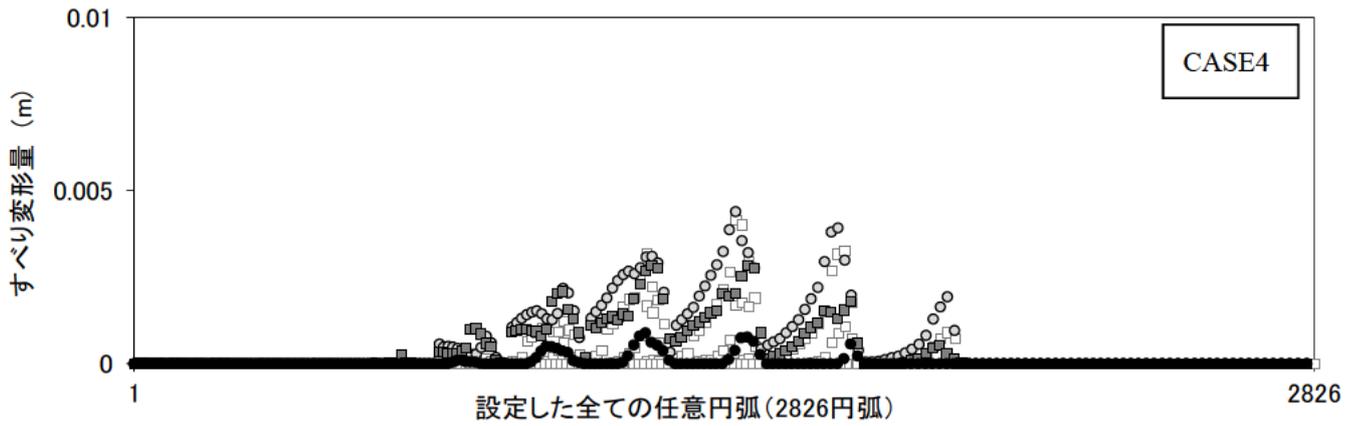


図-3.25 全円弧のすべり変形量 (ニューマーク法、入力最大加速度 $3m/s^2$ 、CASE4~CASE6)

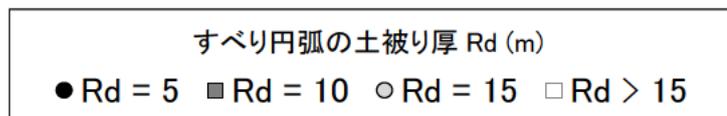
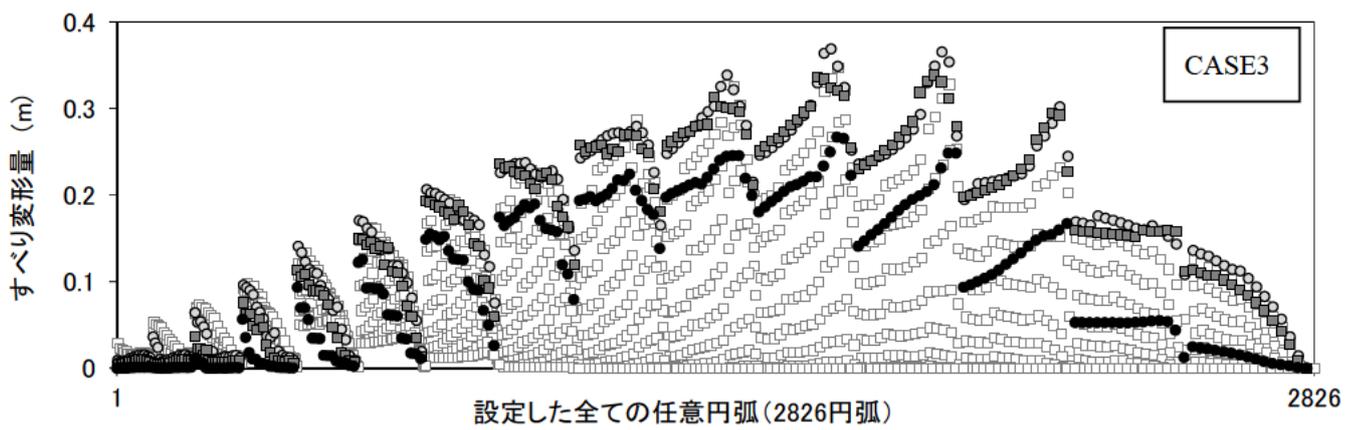
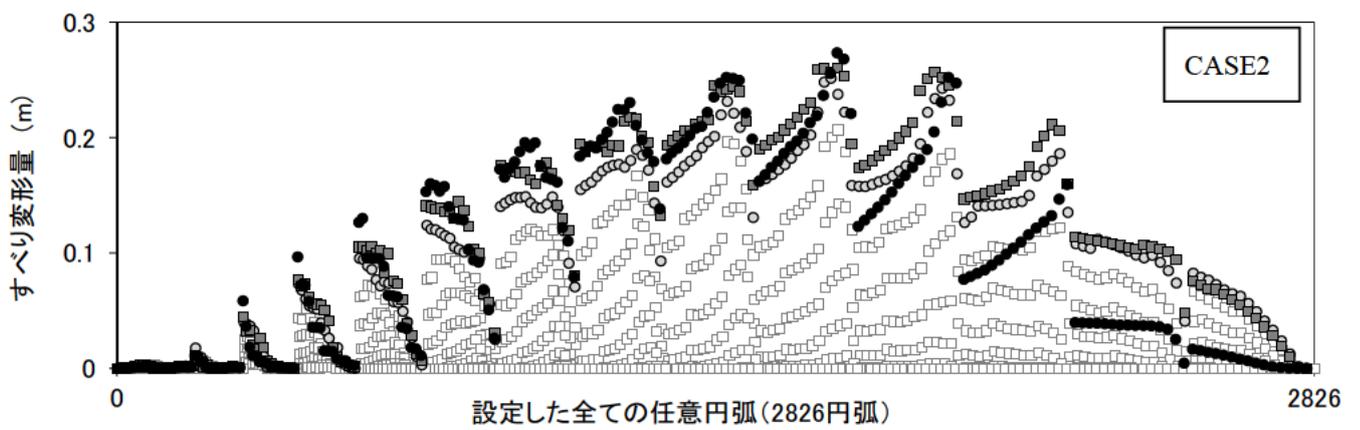
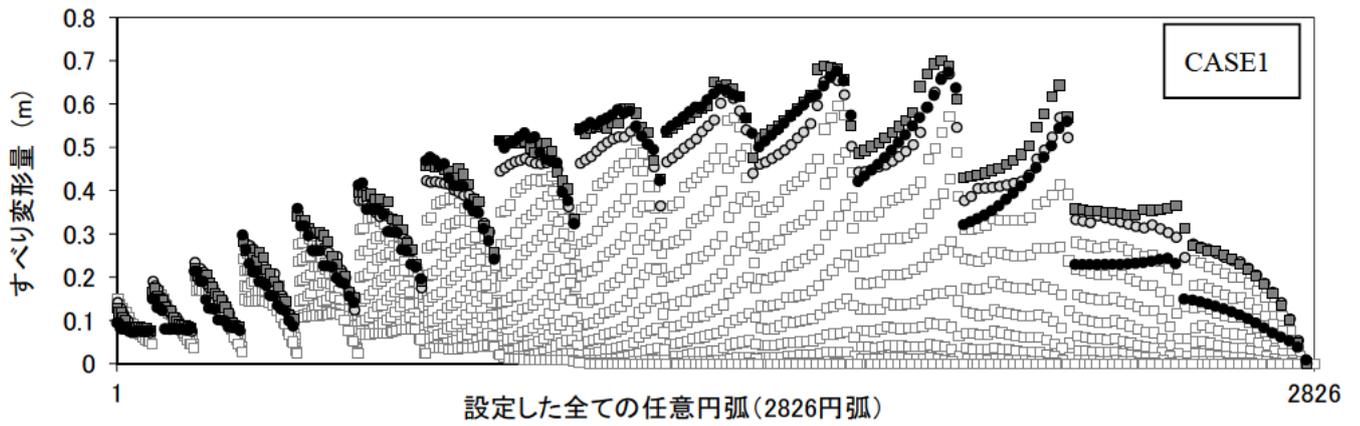
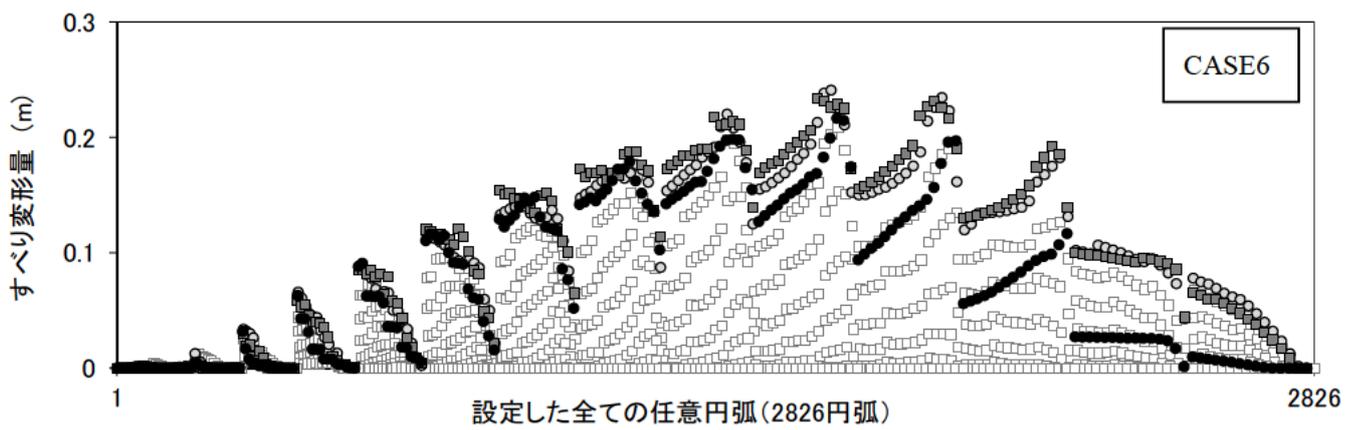
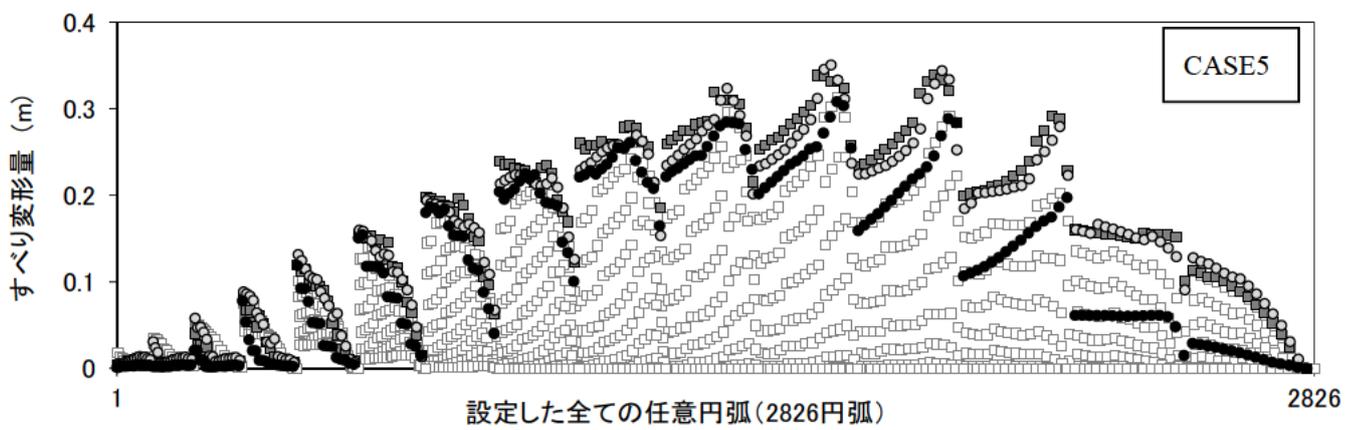
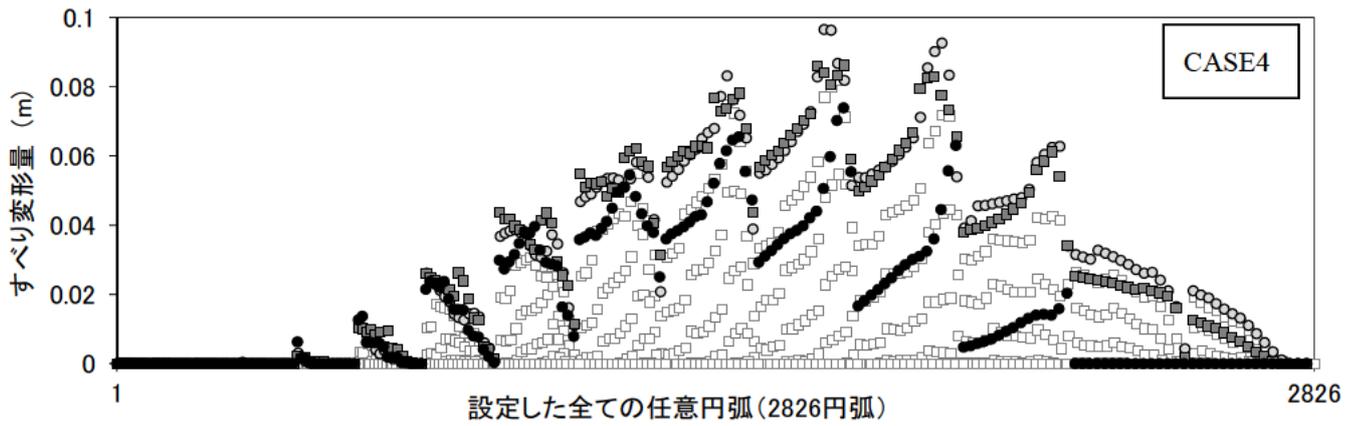


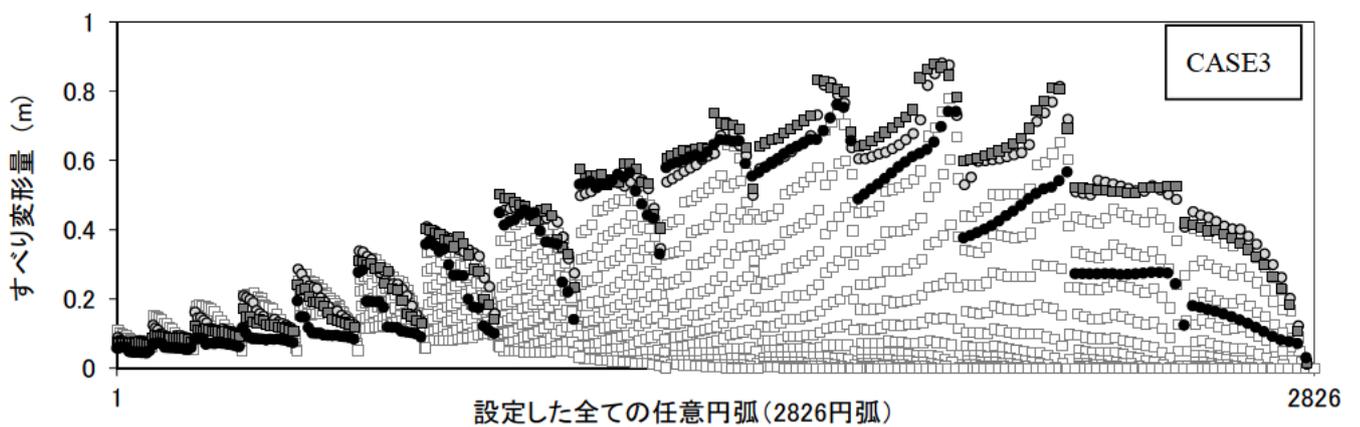
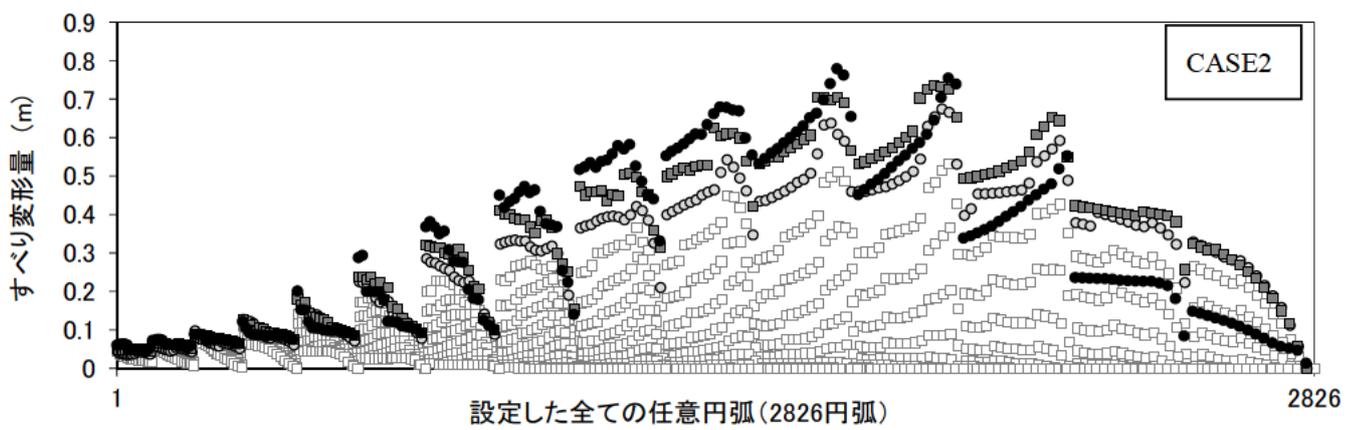
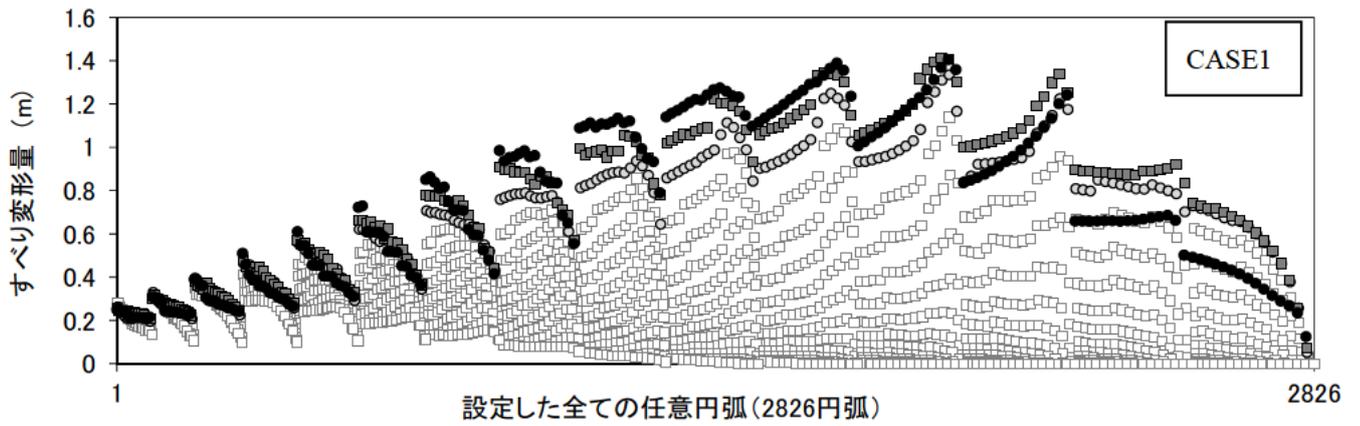
図-3.26 全円弧のすべり変形量 (ニューマーク法、入力最大加速度 5m/s^2 、CASE1~CASE3)



すべり円弧の土被り厚 R_d (m)

● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

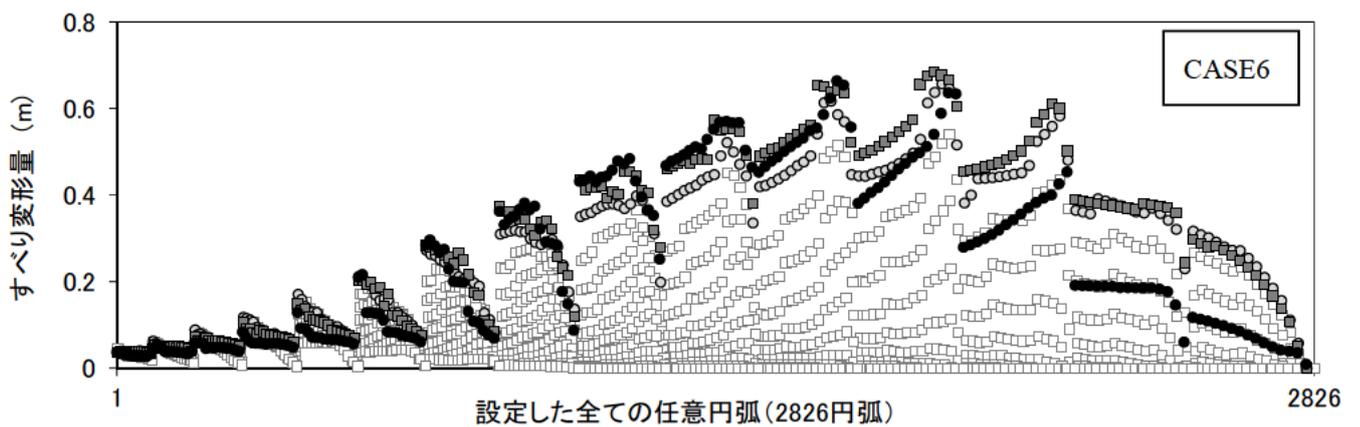
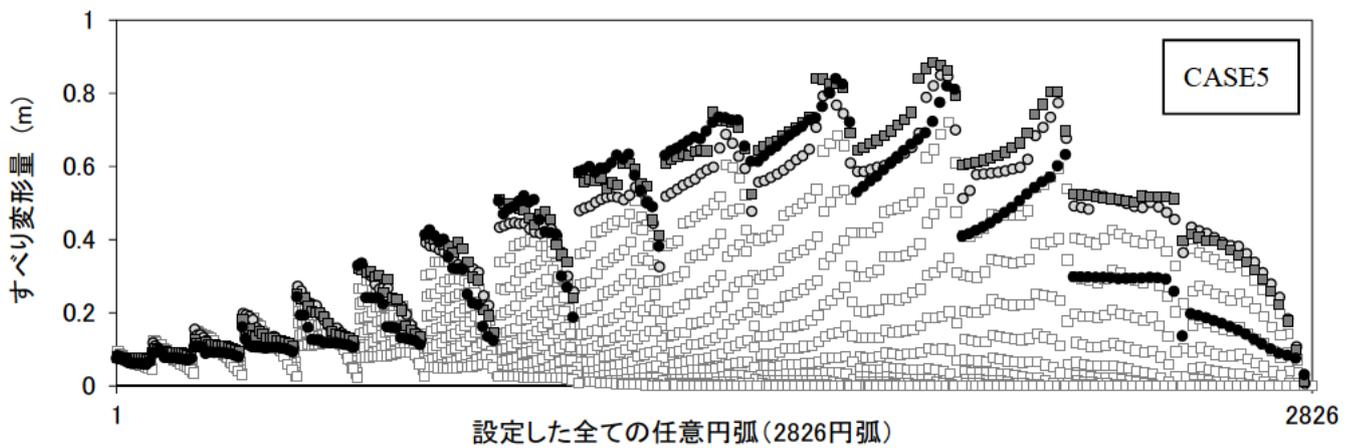
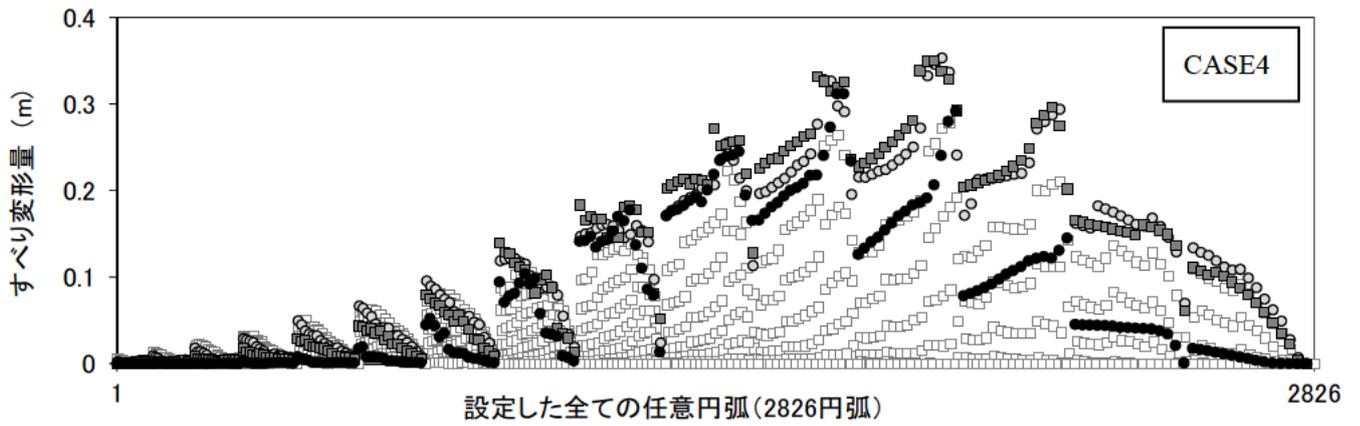
図-3.27 全円弧のすべり変形量 (ニューマーク法、入力最大加速度 $5m/s^2$ 、CASE4~CASE6)



すべり円弧の土被り厚 R_d (m)

● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

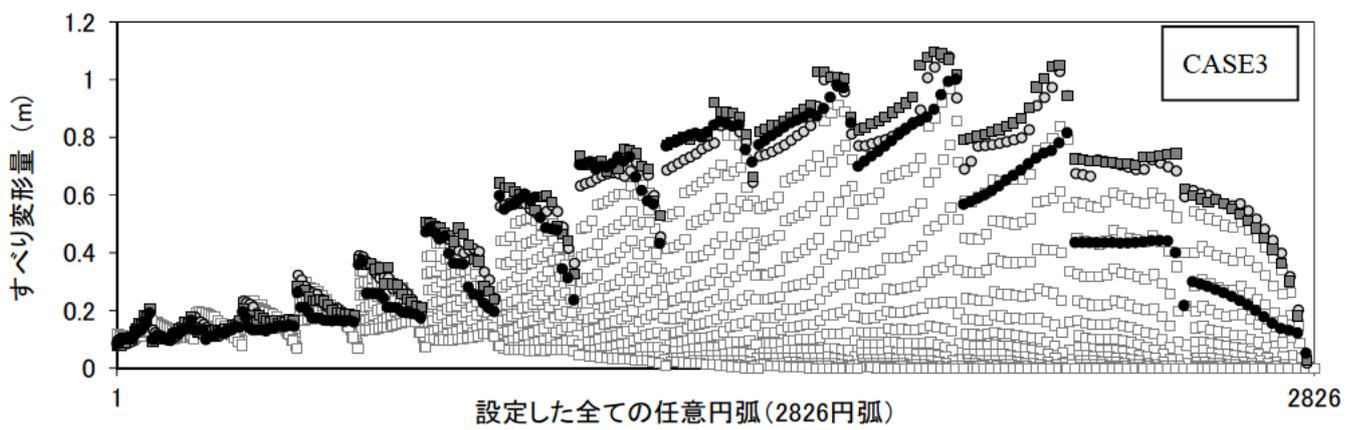
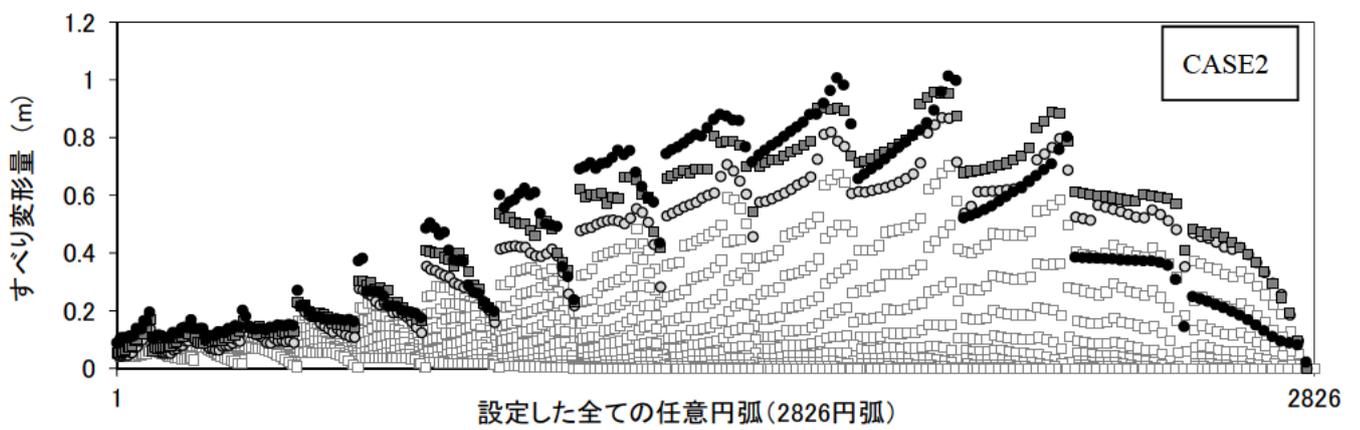
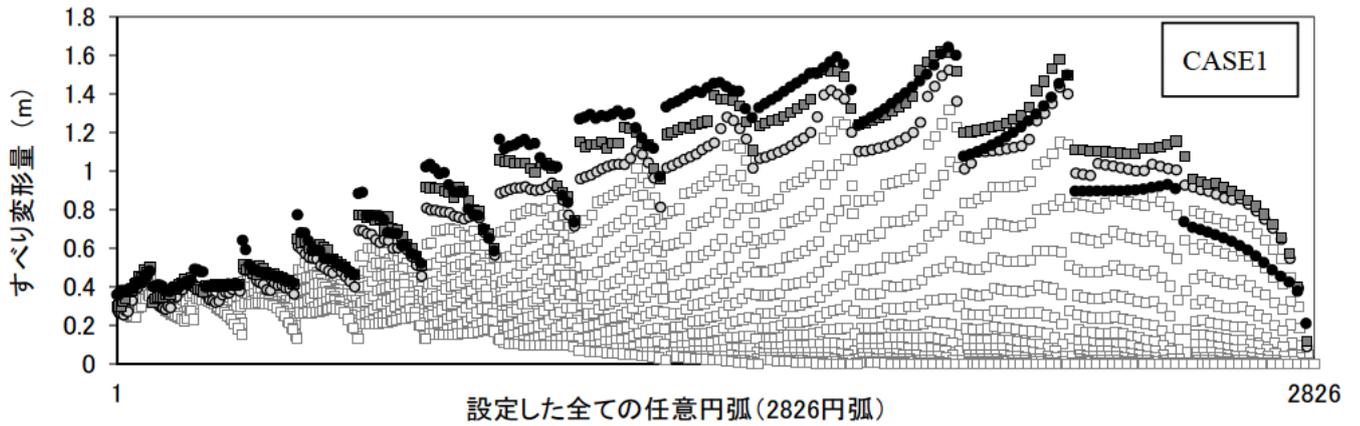
図-3.28 全円弧のすべり変形量 (ニューマーク法、入力最大加速度 7.5m/s^2 、CASE1~CASE3)



すべり円弧の土被り厚 R_d (m)

● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

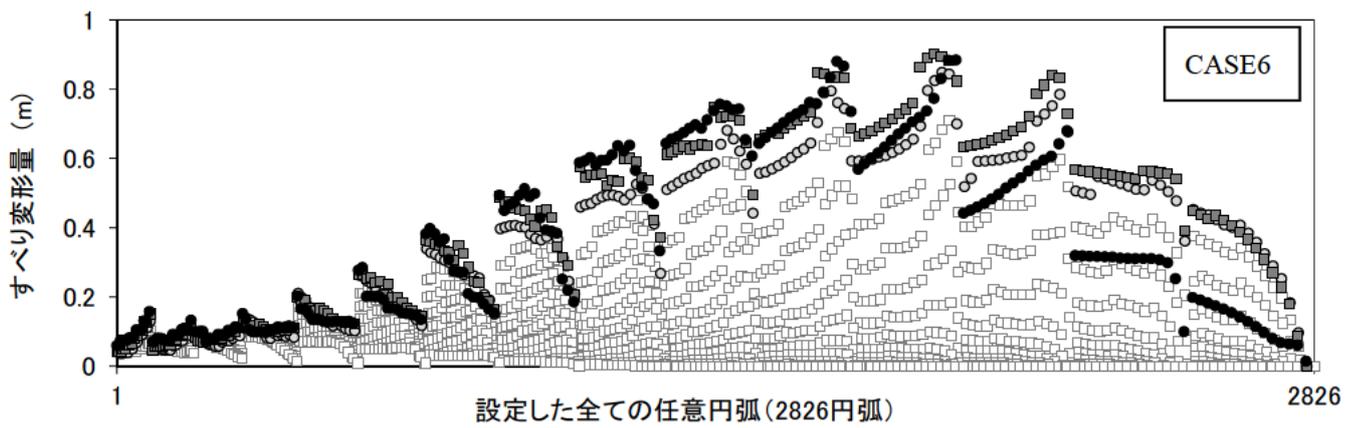
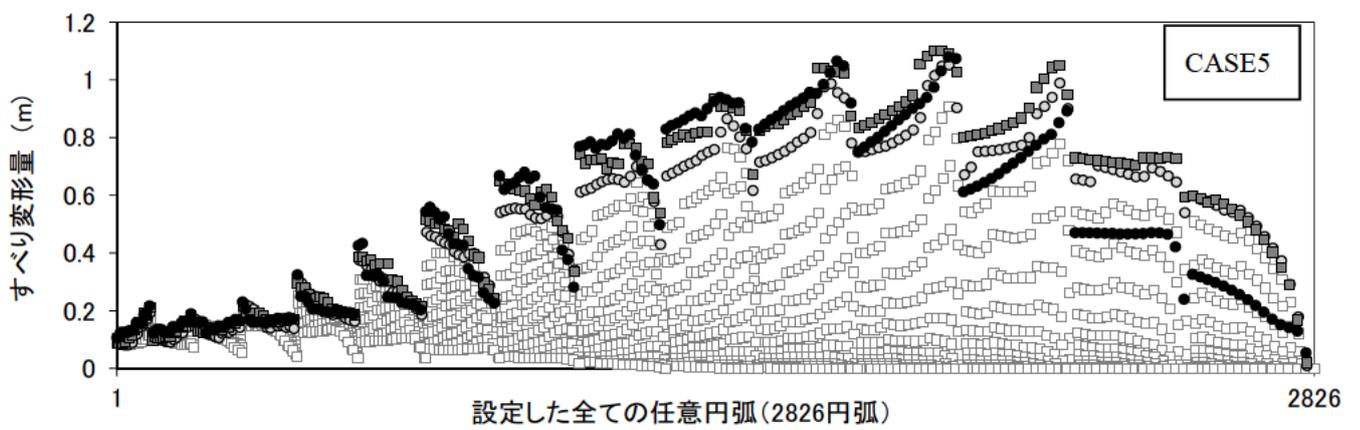
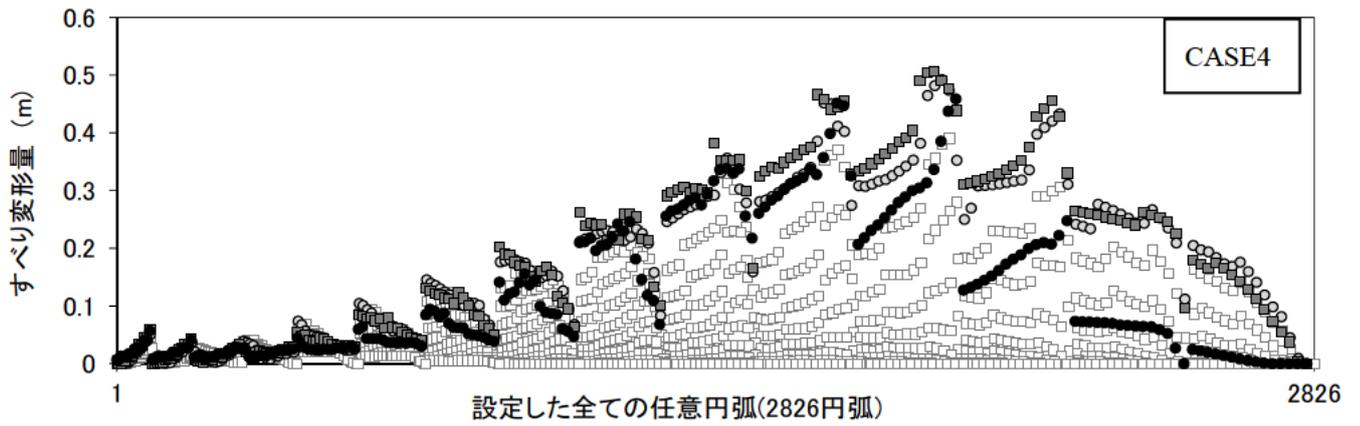
図-3.29 全円弧のすべり変形量 (ニューマーク法、入力最大加速度 7.5m/s^2 、CASE4~CASE6)



すべり円弧の土被り厚 R_d (m)

● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

図-3.30 全円弧のすべり変形量 (ニューマーク法、入力最大加速度 10m/s^2 、CASE1~CASE3)



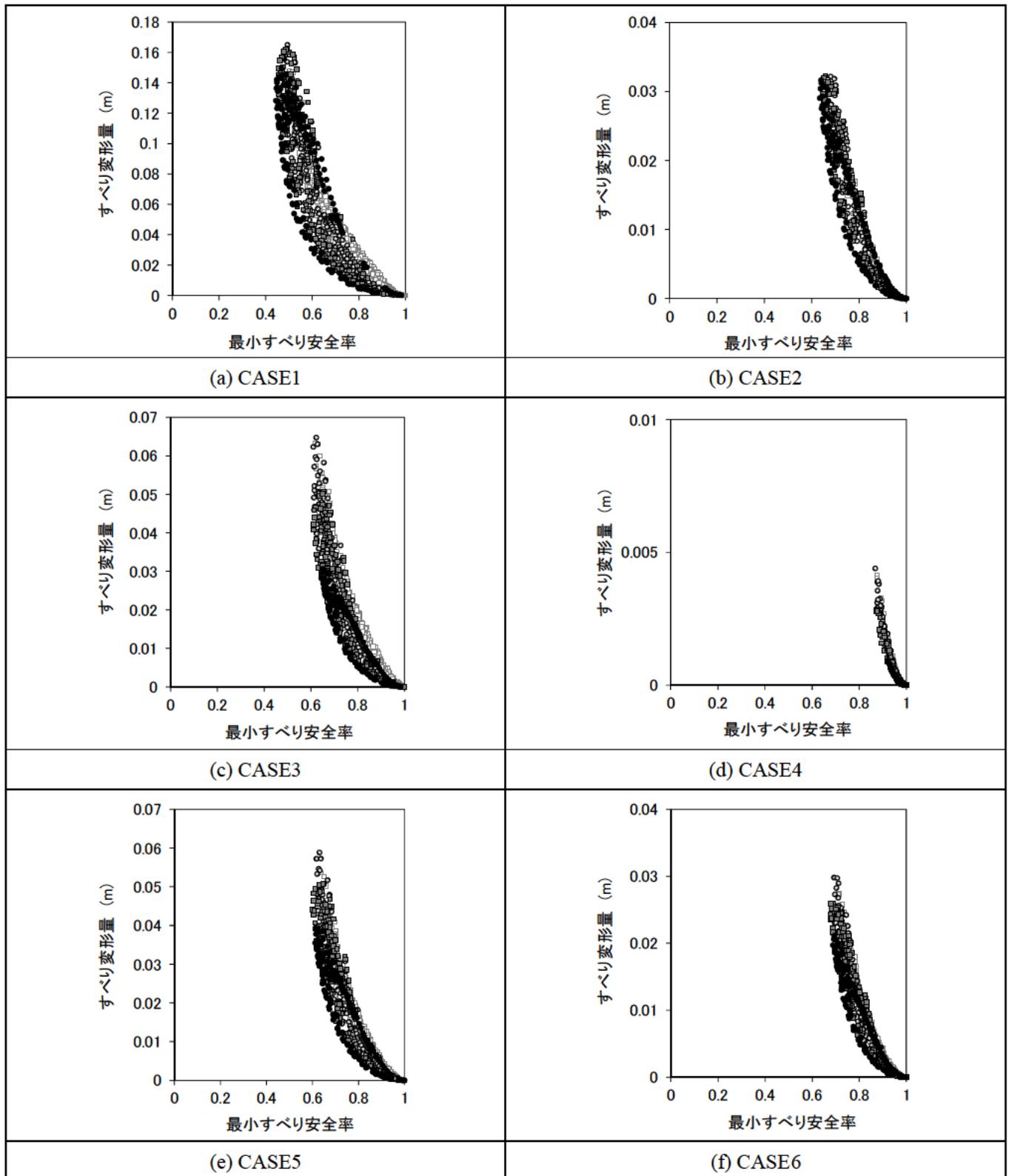
すべり円弧の土被り厚 R_d (m)

● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

図-3.31 全円弧のすべり変形量（ニューマーク法、入力最大加速度 10m/s^2 、CASE4~CASE6）

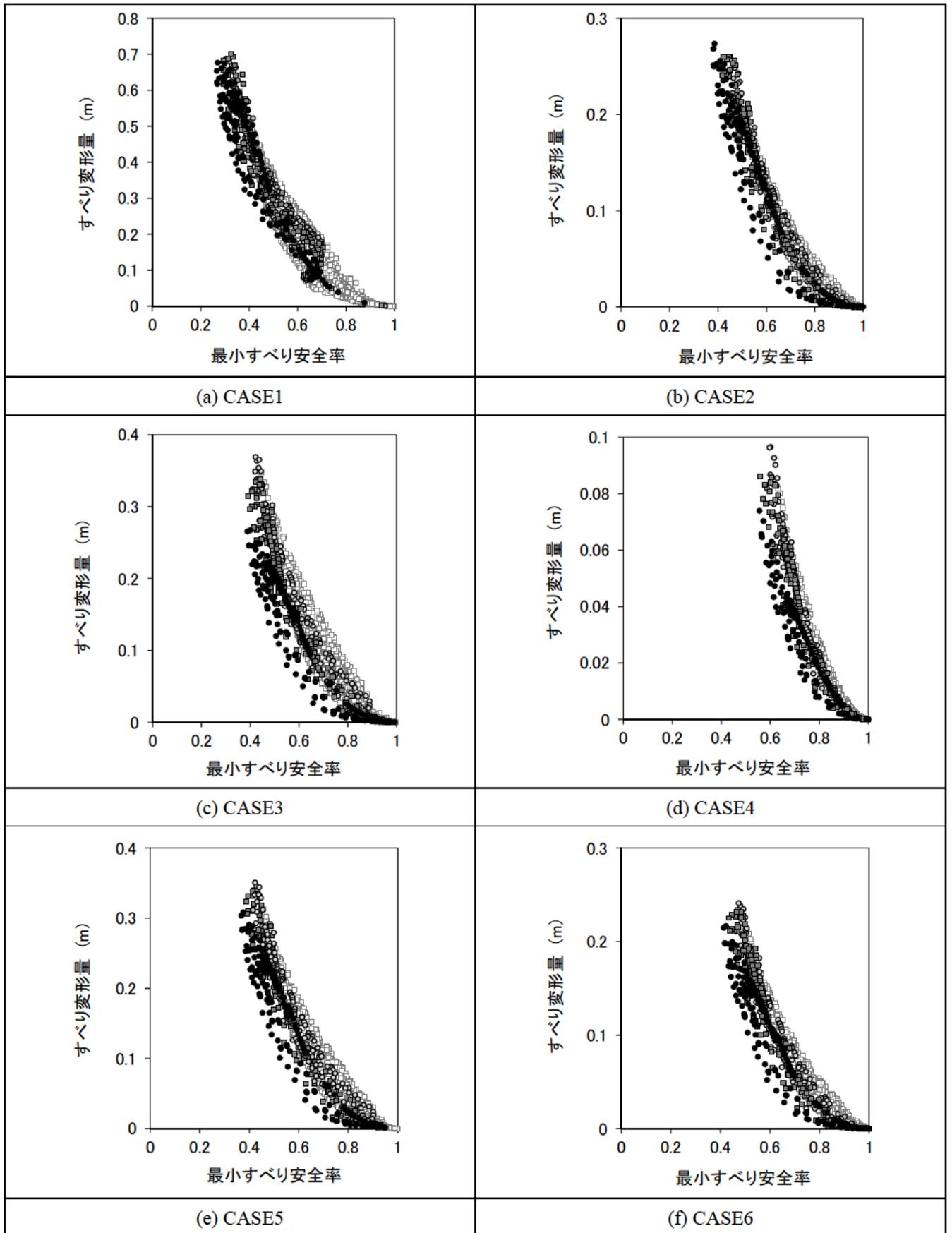
(d) 全円弧の最小すべり安全率とすべり変形量

全円弧における最小すべり安全率とすべり変形量との関係を図-3.32～図-3.35に示す。



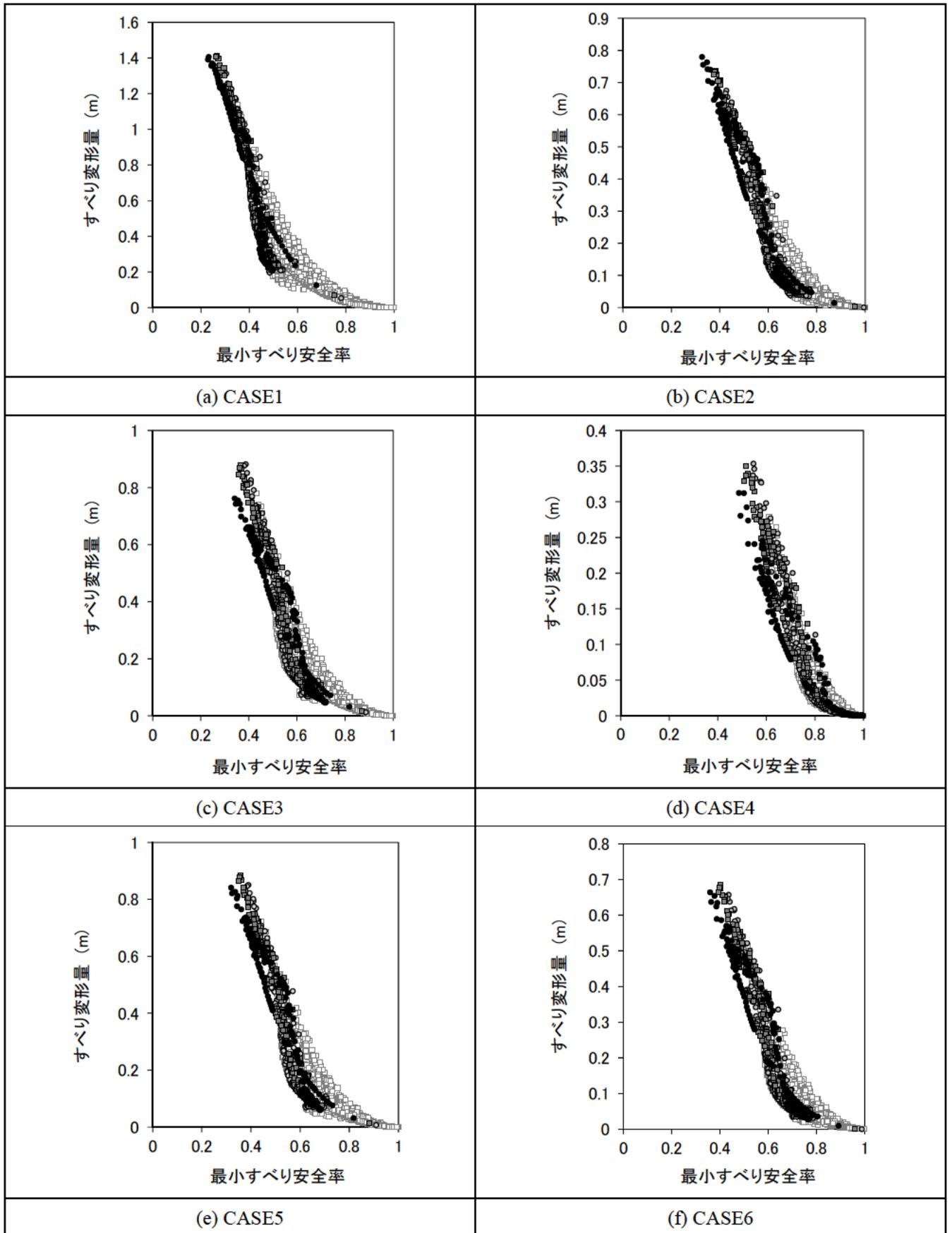
すべり円弧の土被り厚 Rd (m) ● Rd = 5 ■ Rd = 10 ○ Rd = 15 □ Rd > 15

図-3.32 全円弧の最小すべり安全率とすべり変形量 (ニューマーク法、入力最大加速度 $3m/s^2$)



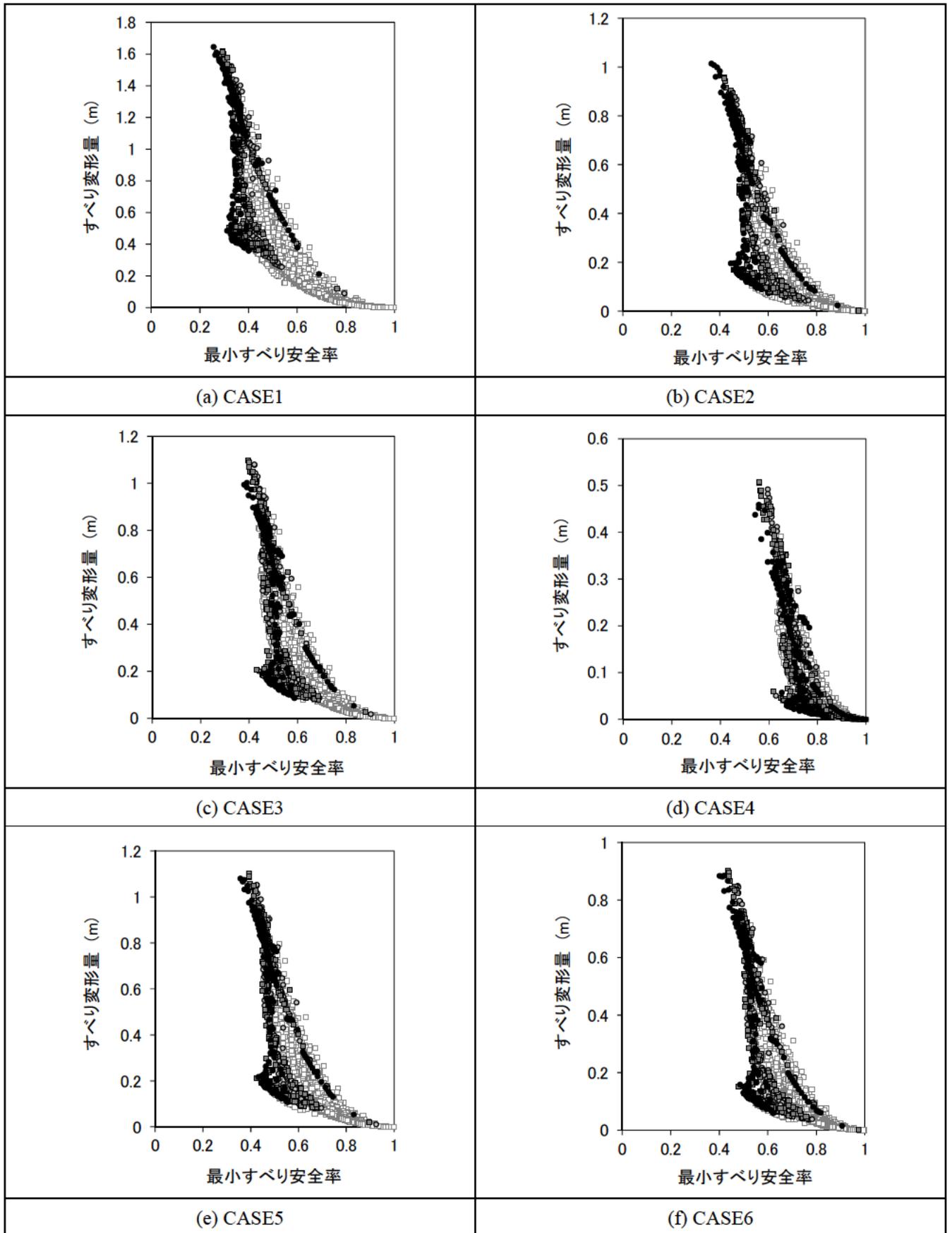
すべり円弧の土被り厚 R_d (m) ● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

図-3.33 全円弧の最小すべり安全率とすべり変形量（ニューマーク法、入力最大加速度 5m/s^2 ）



すべり円弧の土被り厚 R_d (m) ● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

図-3.34 全円弧の最小すべり安全率とすべり変形量 (ニューマーク法、入力最大加速度 7.5m/s^2)



すべり円弧の土被り厚 Rd (m) ● Rd = 5 ■ Rd = 10 ○ Rd = 15 □ Rd > 15

図-3.35 全円弧の最小すべり安全率とすべり変形量 (ニューマーク法、入力最大加速度 10m/s²)

3.7.2 渡辺・馬場法による解析結果

(a) 最大すべり変形量と円弧位置

渡辺・馬場法を用いたすべりによる塑性変形解析結果から得られた最大すべり変形量と、その時の円弧の位置を表-3.7に示す。

表-3.7 最大すべり変形量と円弧の位置（渡辺・馬場法）

	ケース名	円弧番号	最大すべり変形量 (m)	円弧の位置 ^{*)}			
				I	J	R	
入力最大加速度	3m/s ²	CASE1	1144	0.16	9	5	1
		CASE2	1144	0.03	9	5	1
		CASE3	1441	0.04	10	11	3
		CASE4	1172	0.00	9	7	3
		CASE5	1144	0.04	9	5	1
		CASE6	904	0.01	8	1	1
	5m/s ²	CASE1	1366	0.84	10	6	1
		CASE2	1352	0.44	10	5	1
		CASE3	1352	0.47	10	5	1
		CASE4	1352	0.10	10	5	1
		CASE5	1352	0.51	10	5	1
		CASE6	1352	0.35	10	5	1
	7.5m/s ²	CASE1	1636	1.48	11	9	1
		CASE2	1352	1.13	10	5	1
		CASE3	1352	1.16	10	5	1
		CASE4	1352	0.79	10	5	1
		CASE5	1352	1.19	10	5	1
		CASE6	1352	1.08	10	5	1
	10m/s ²	CASE1	1636	1.58	11	9	1
		CASE2	1636	1.26	11	9	1
		CASE3	1636	1.31	11	9	1
		CASE4	1352	0.94	10	5	1
		CASE5	1636	1.33	11	9	1
		CASE6	1636	1.20	11	9	1

*) 「I」、「J」「R」は、すべり円弧の中心点における格子位置および最小すべり円弧からの半径方向の位置を示す。
 I：上下流方向の格子点位置を示す。最上流端の格子点を1とし、最下流端を15とする。
 J：標高方向の格子点位置を示す。最上部の格子点を1とし、最下部を15とする。
 R：すべり円弧の半径方向の位置を示す。最小すべり半径となる円弧を1とし、1増加するごとに半径が5m増加する。

解析ケースにおける最大すべり変形量を図-3.36 に示す。

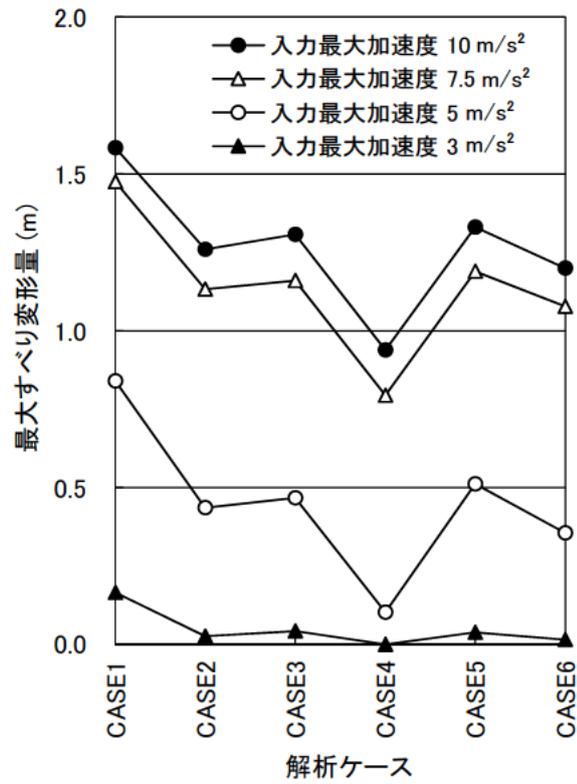
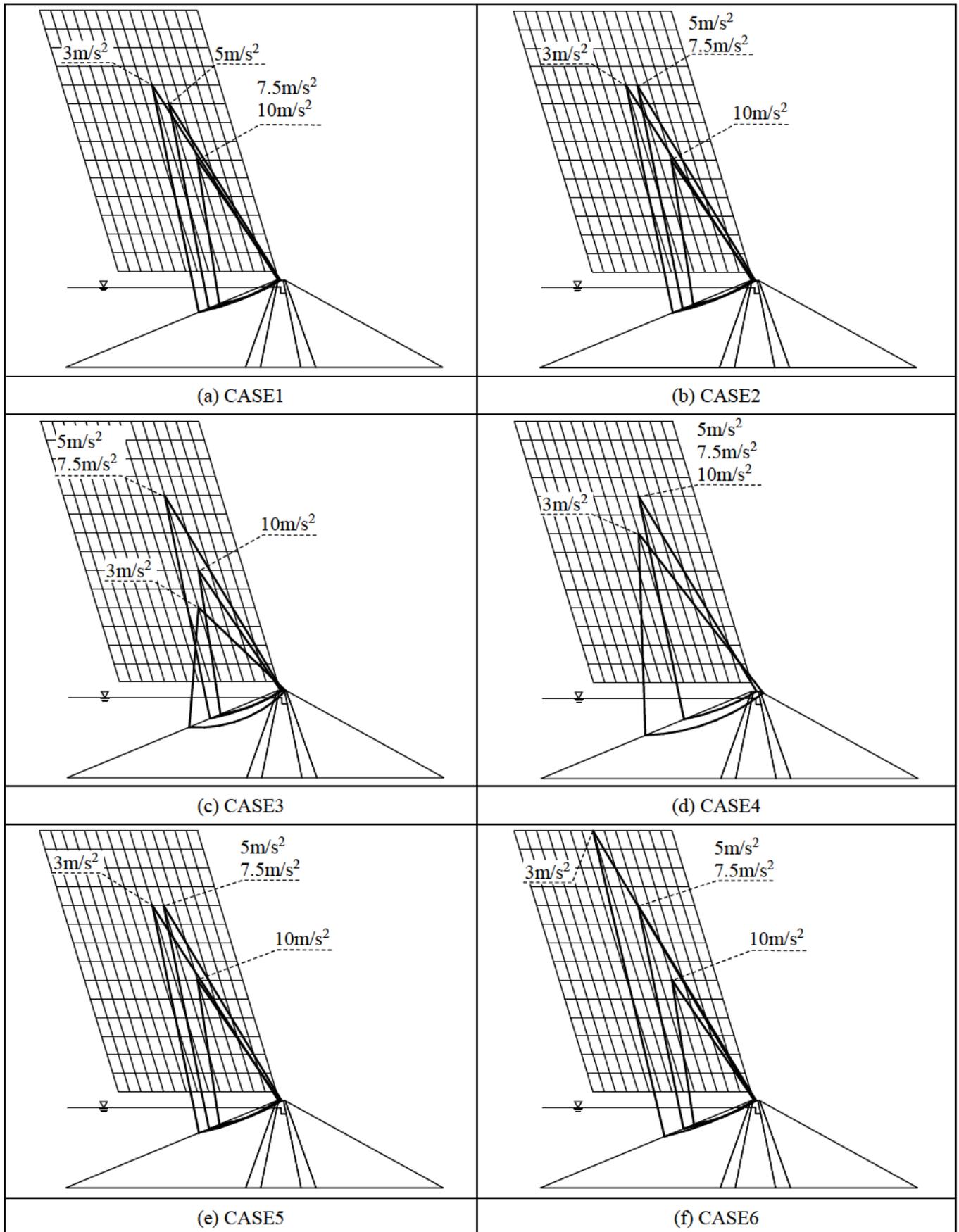


図-3.36 解析ケースの最大すべり変形量（渡辺・馬場法）

(b) すべり円弧の円弧形状

最大すべり変形量が発生したすべり円弧の形状を図-3.37 に示す。



* 図中の数字は、解析に用いた上下流方向の入力最大加速度を表す。

図-3.37 最大すべり変形量が発生したすべり円弧形状（渡辺・馬場法）

(c) 全円弧のすべり変形量

任意円弧により作成した全円弧のすべり変形量を図-3.38～図-3.45に示す。

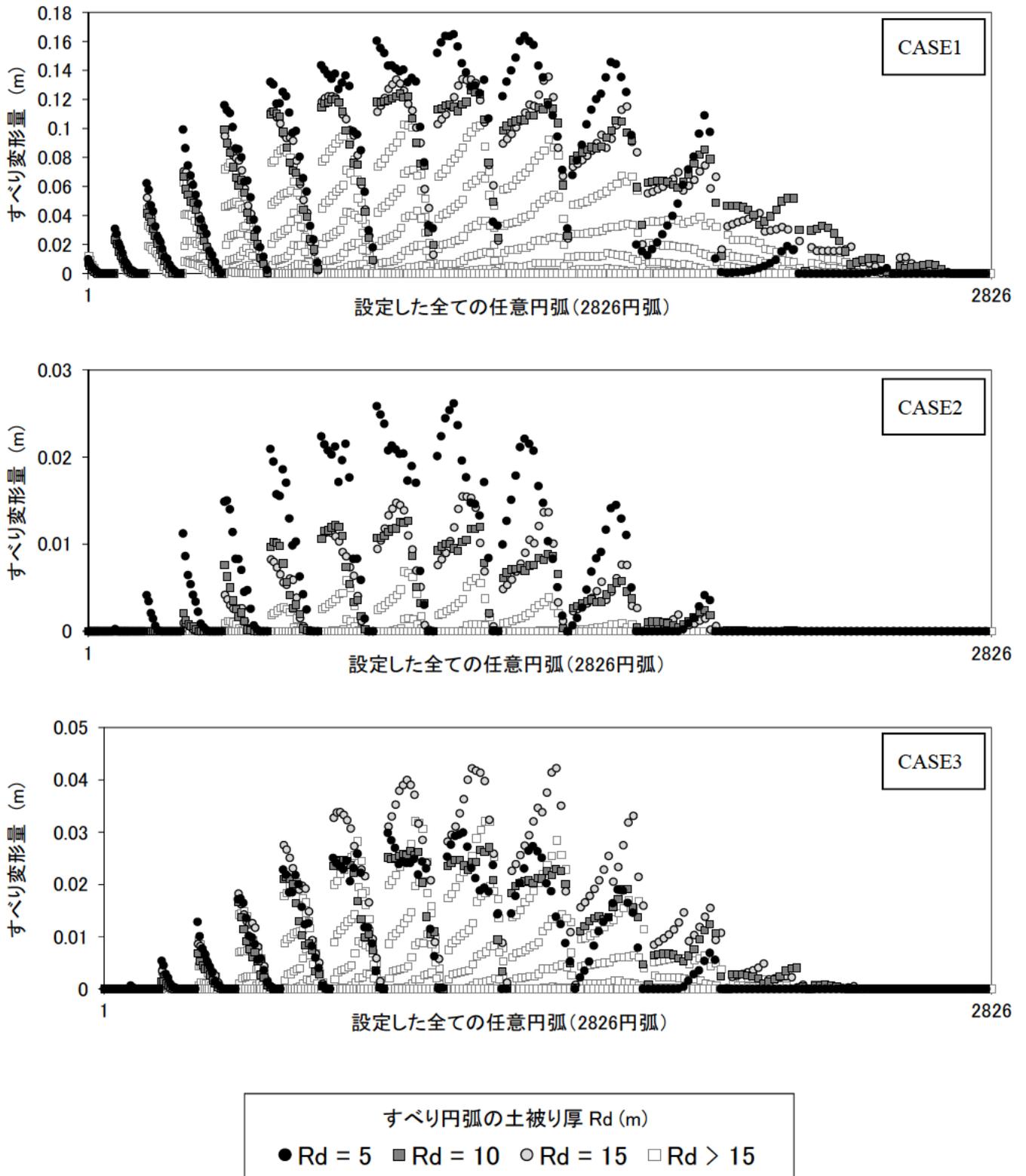
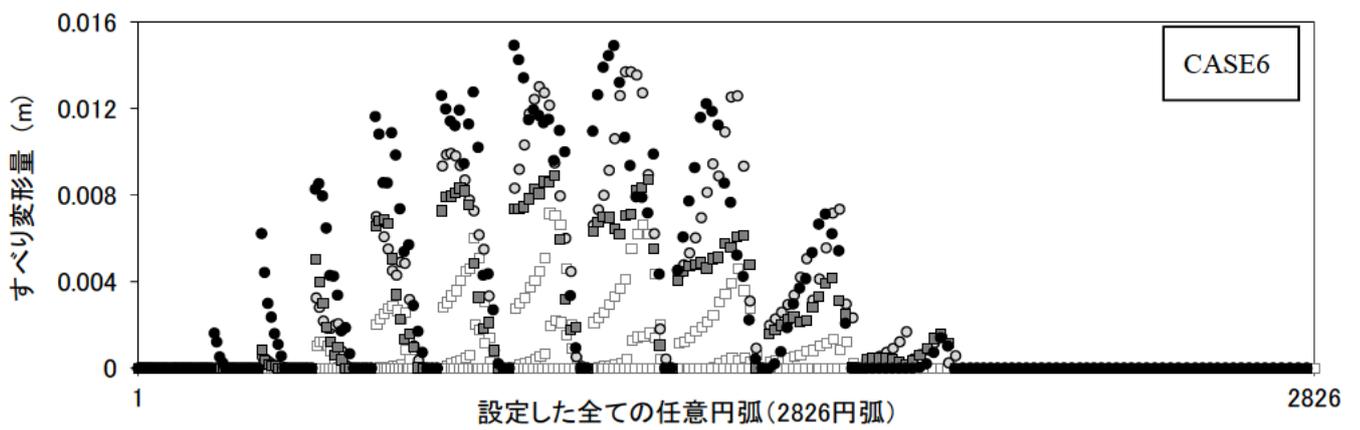
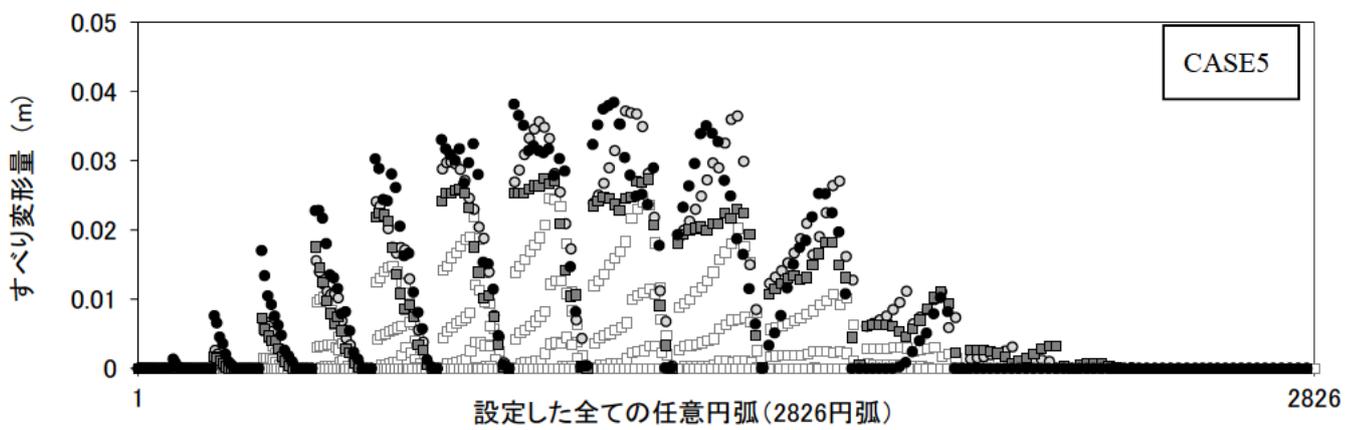
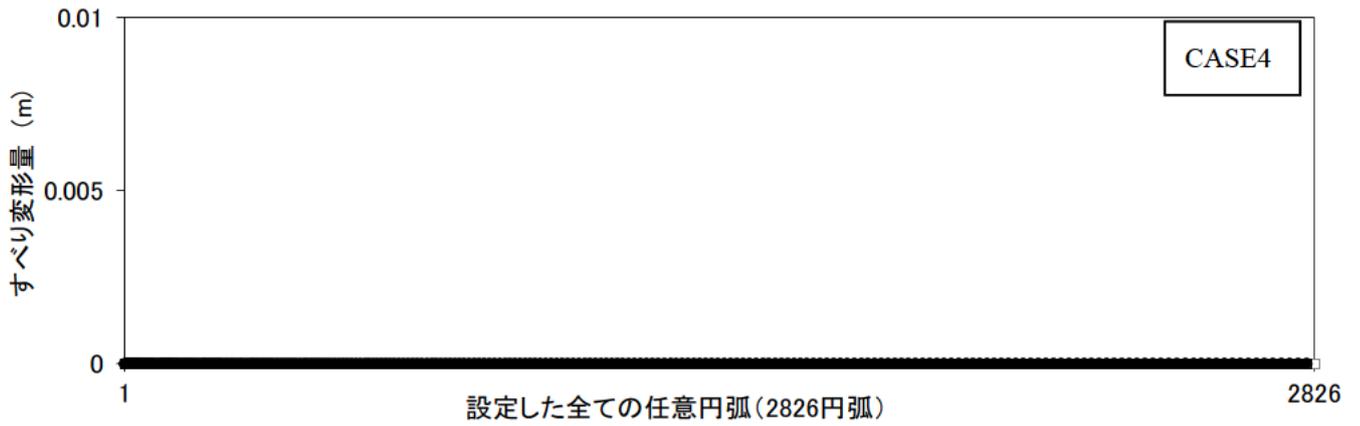


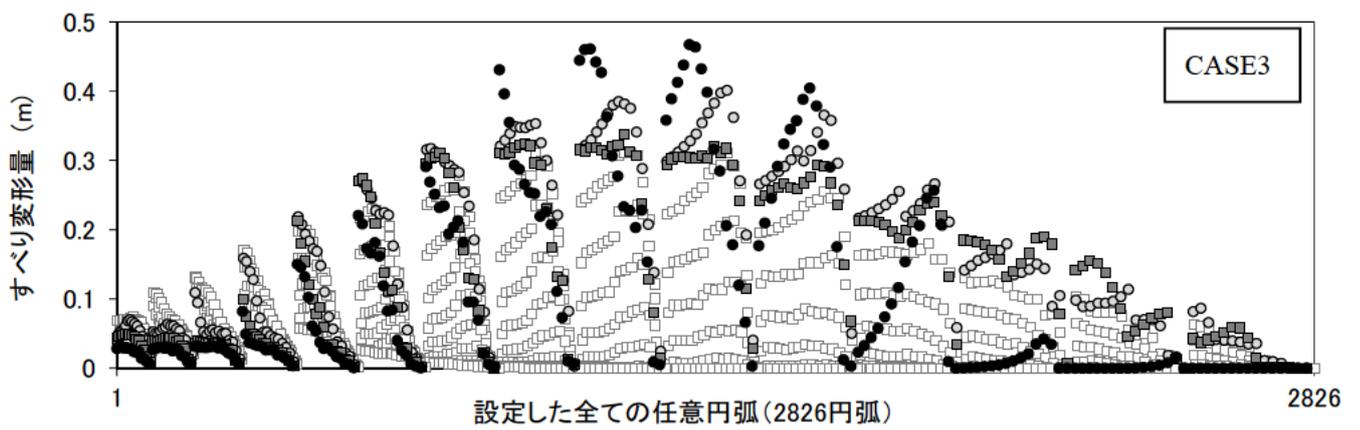
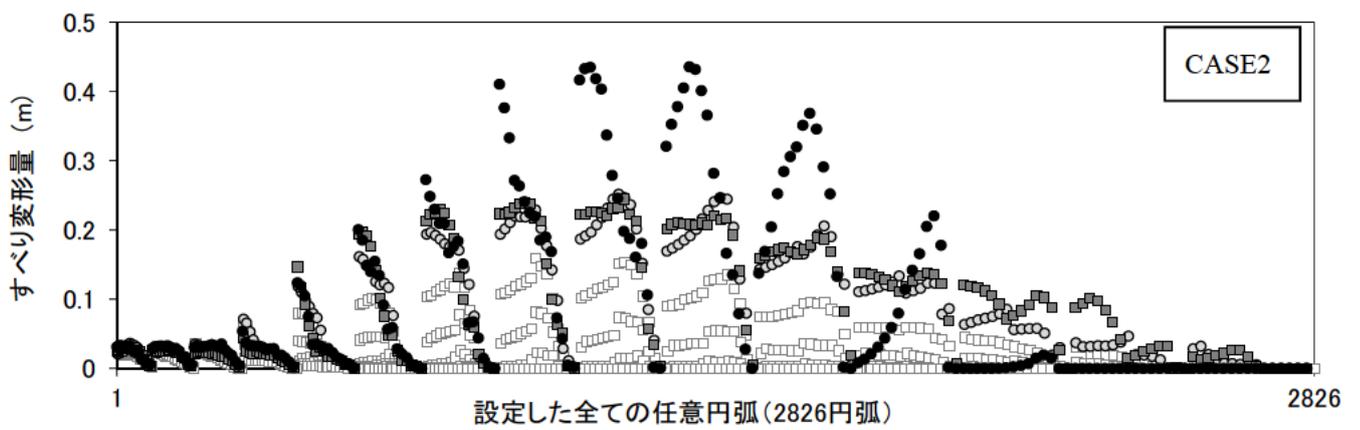
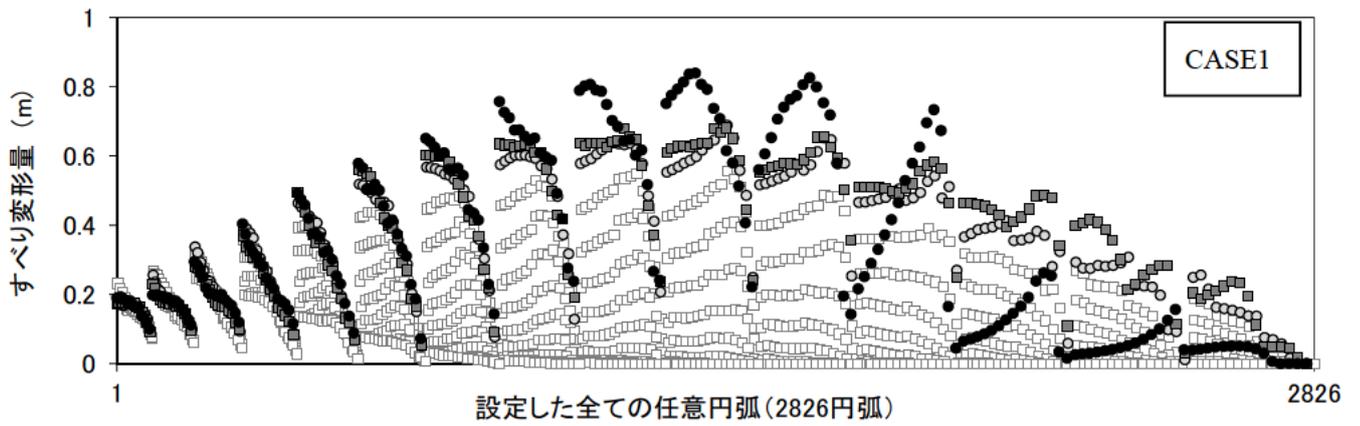
図-3.38 全円弧のすべり変形量 (渡辺・馬場法、入力最大加速度 3m/s^2 、CASE1～CASE3)



すべり円弧の土被り厚 R_d (m)

● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

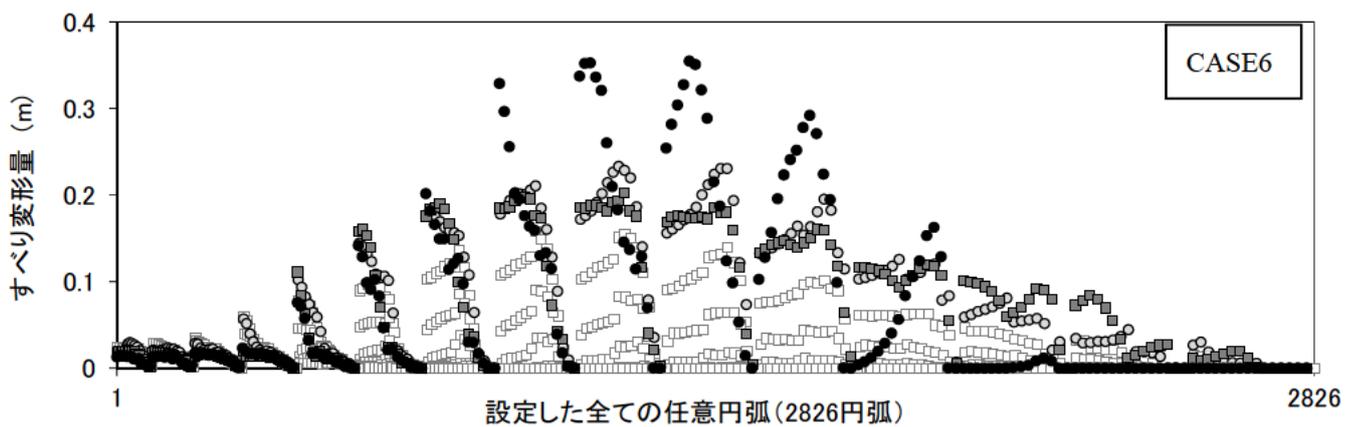
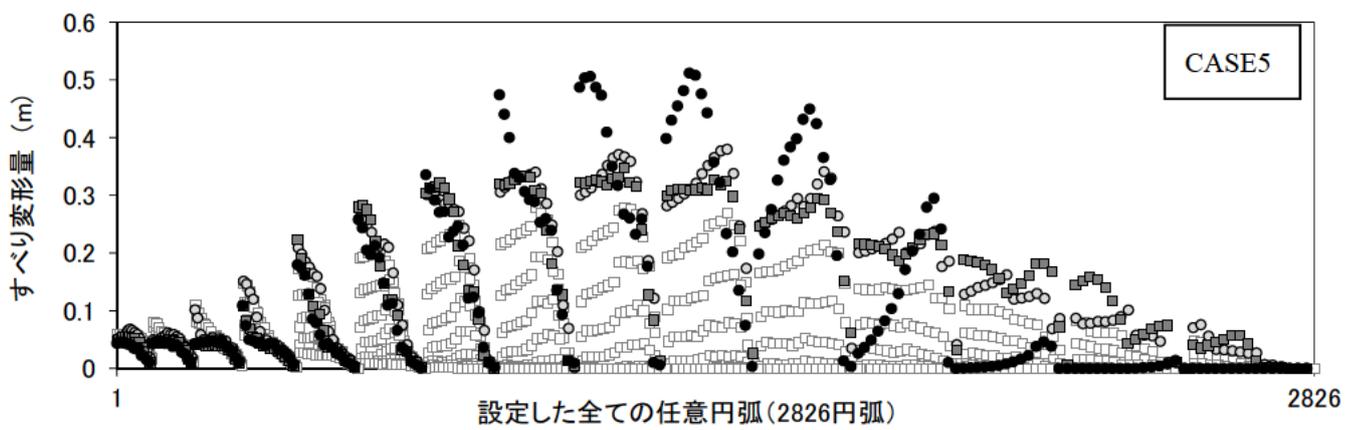
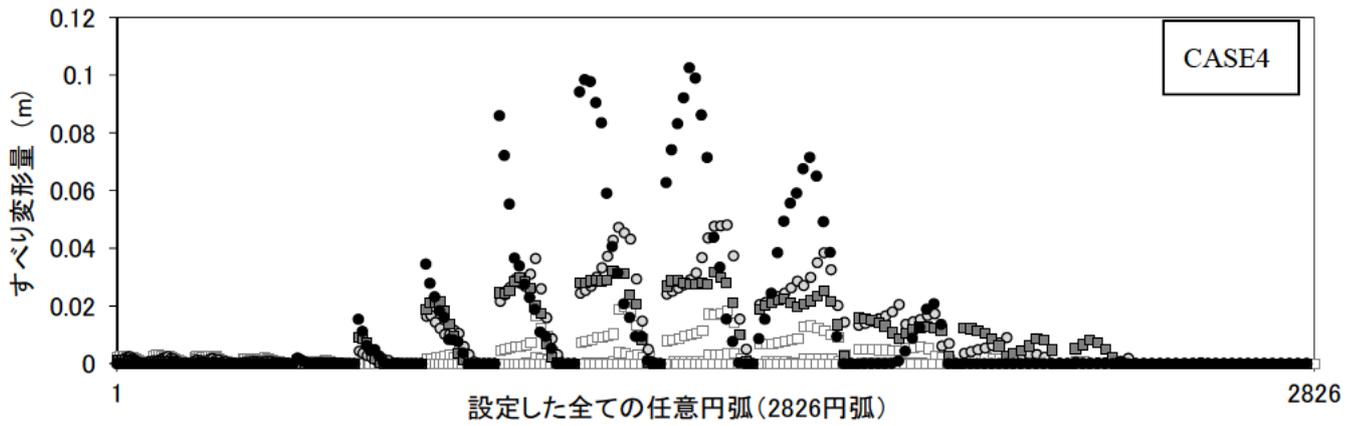
図-3.39 全円弧のすべり変形量 (渡辺・馬場法、入力最大加速度 3m/s^2 、CASE4~CASE6)



すべり円弧の土被り厚 R_d (m)

● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

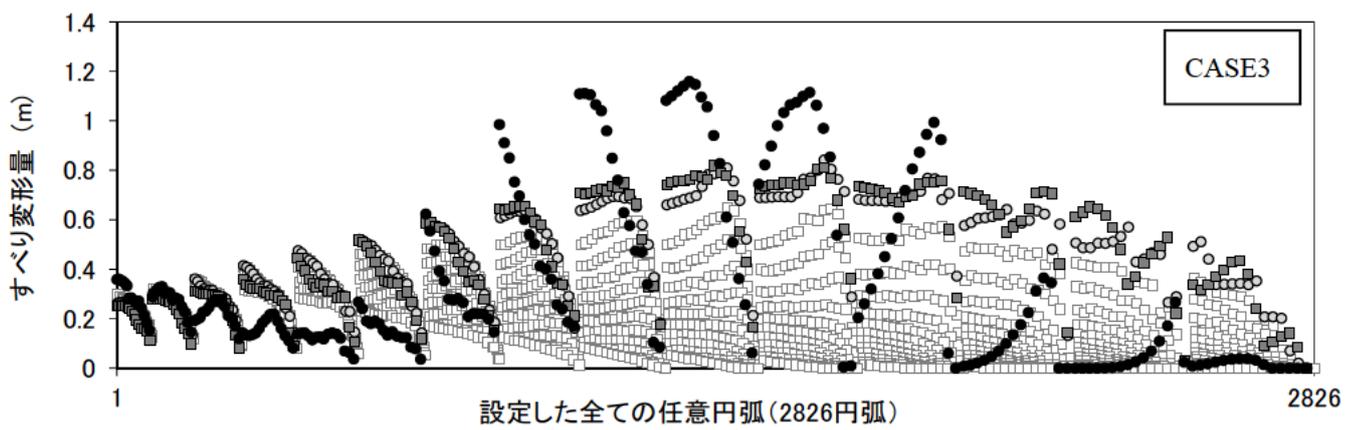
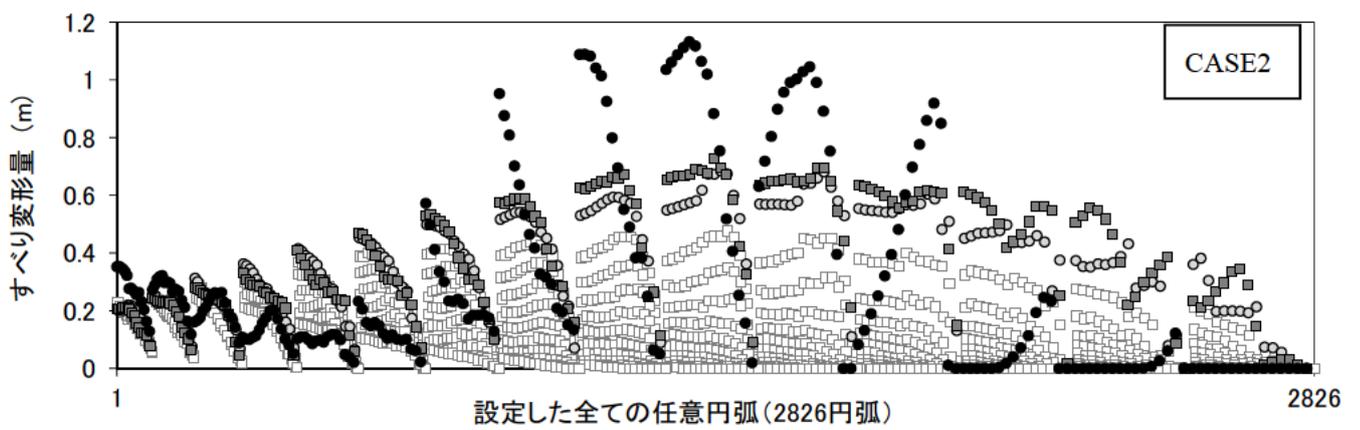
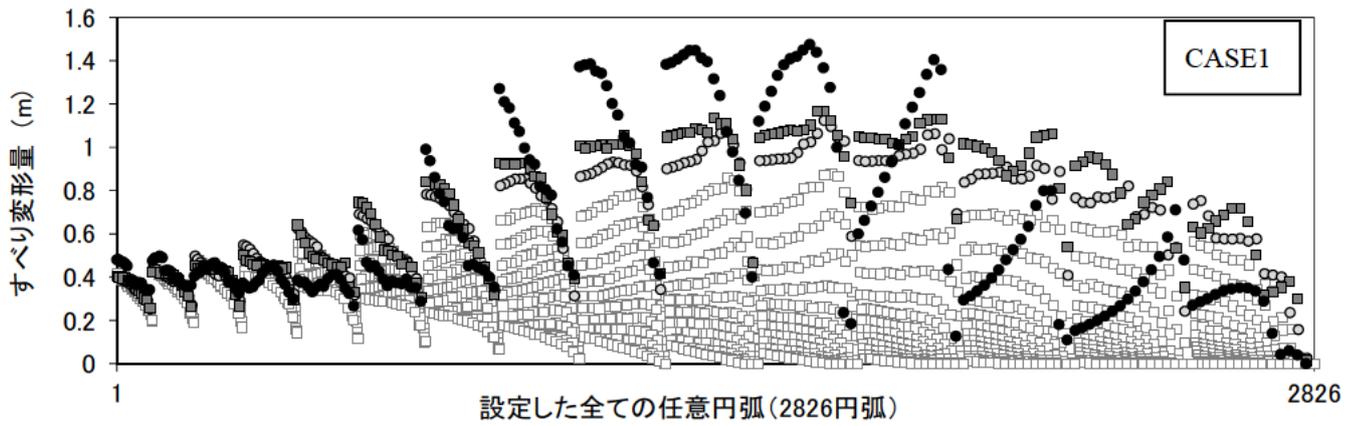
図-3.40 全円弧のすべり変形量 (渡辺・馬場法、入力最大加速度 5m/s^2 、CASE1~CASE3)



すべり円弧の土被り厚 R_d (m)

● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

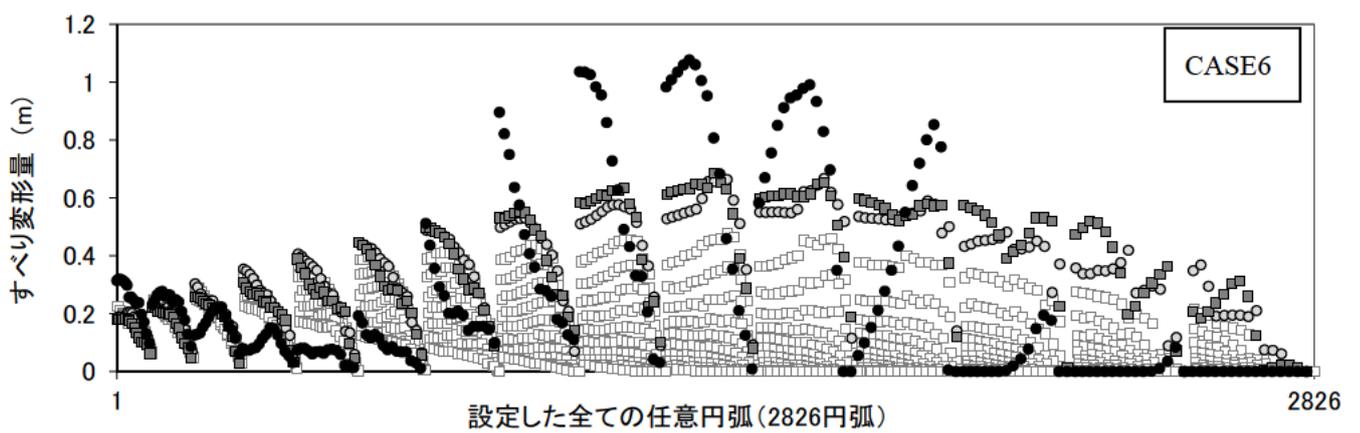
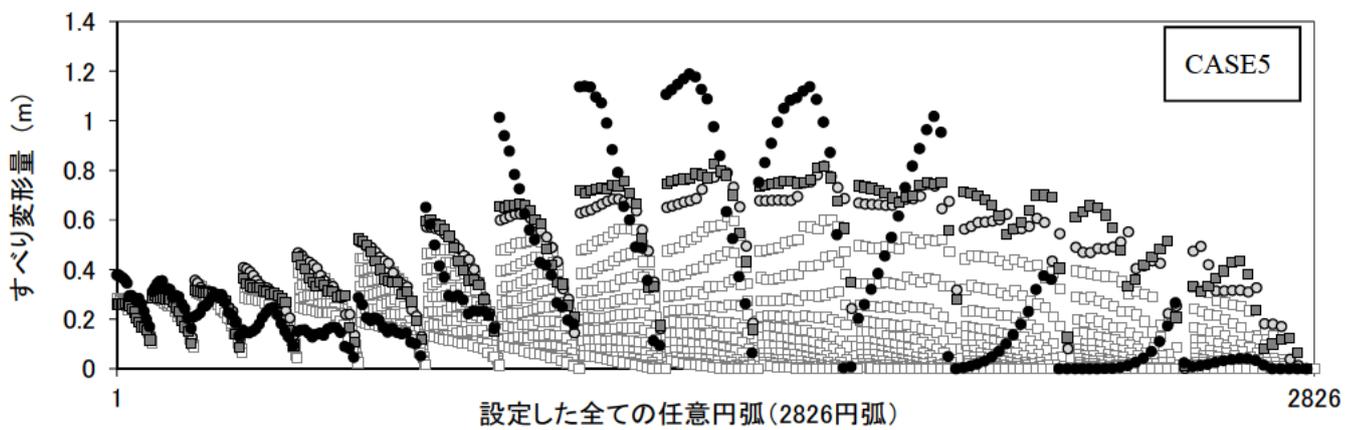
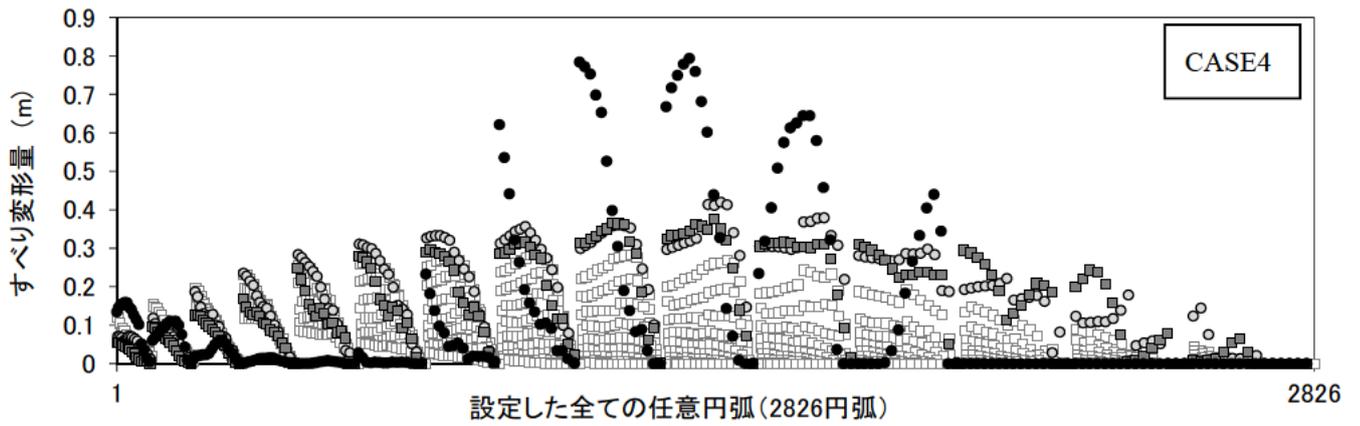
図-3.41 全円弧のすべり変形量 (渡辺・馬場法、入力最大加速度 5m/s^2 、CASE4~CASE6)



すべり円弧の土被り厚 R_d (m)

● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

図-3.42 全円弧のすべり変形量 (渡辺・馬場法、入力最大加速度 7.5m/s^2 、CASE1~CASE3)



すべり円弧の土被り厚 R_d (m)

● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

図-3.43 全円弧のすべり変形量 (渡辺・馬場法、入力最大加速度 7.5m/s^2 、CASE4~CASE6)

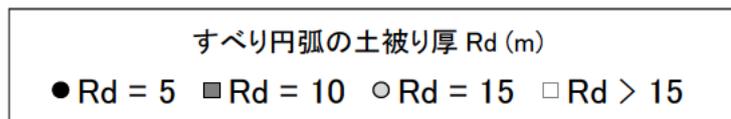
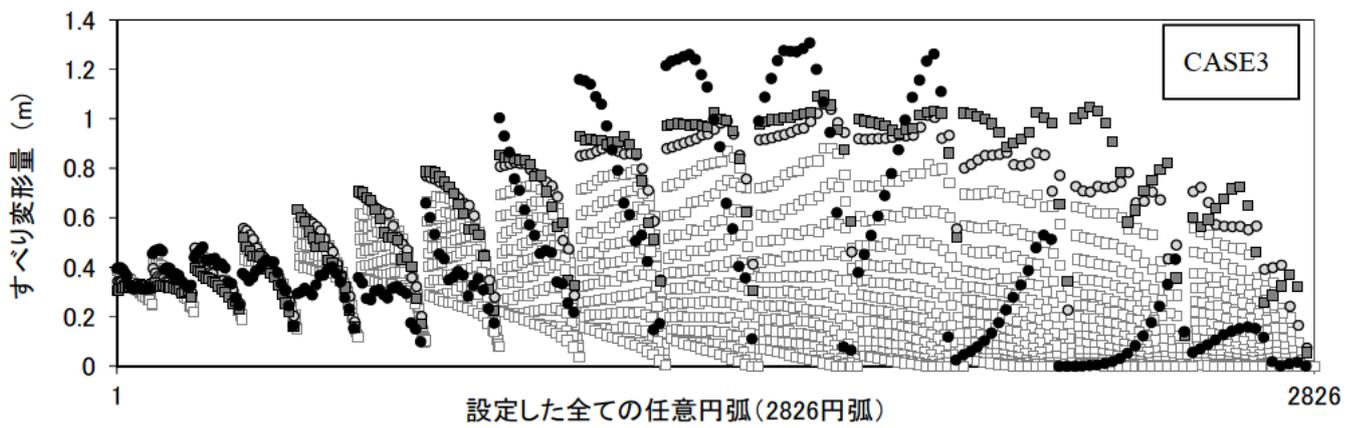
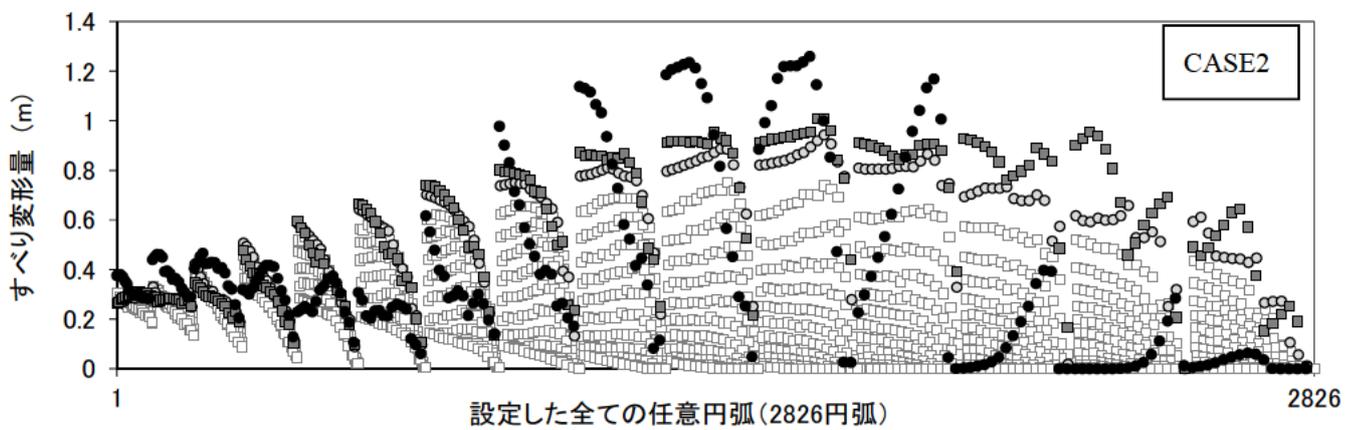
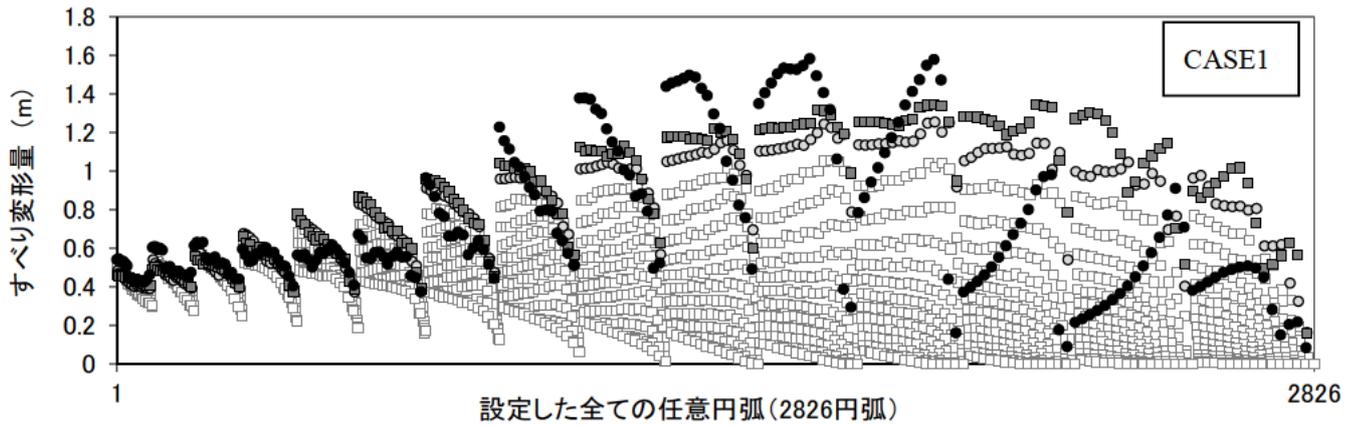
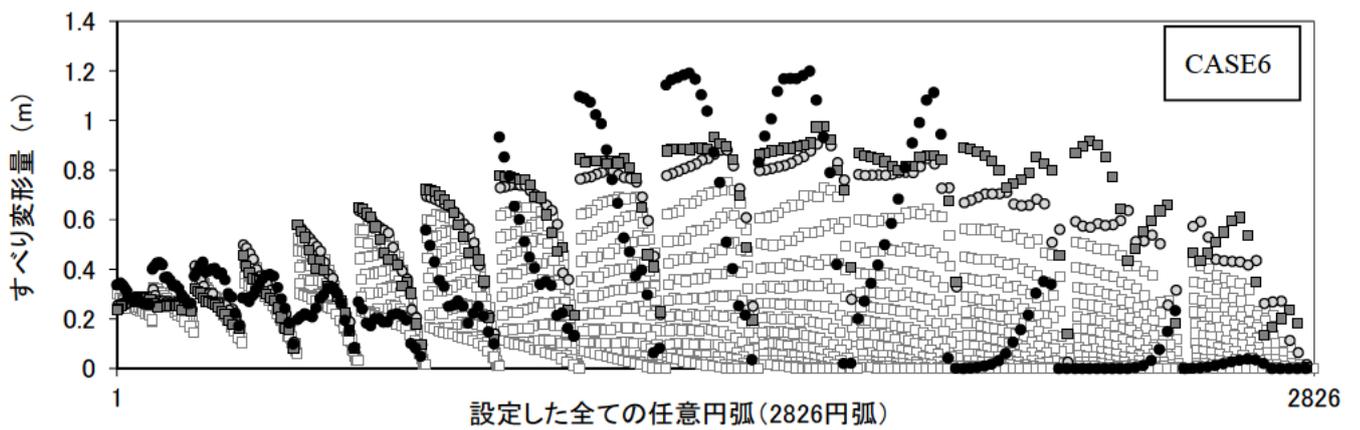
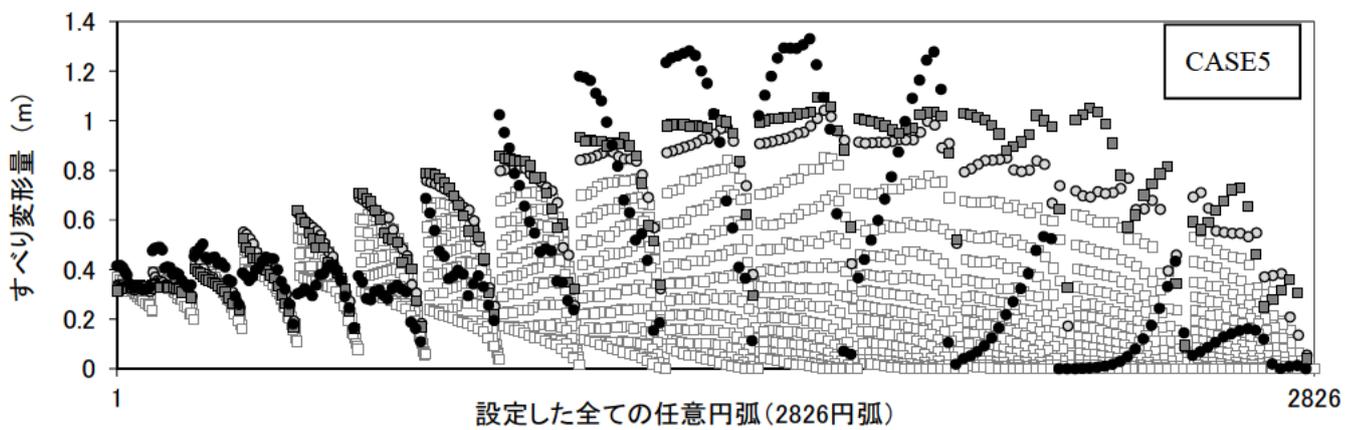
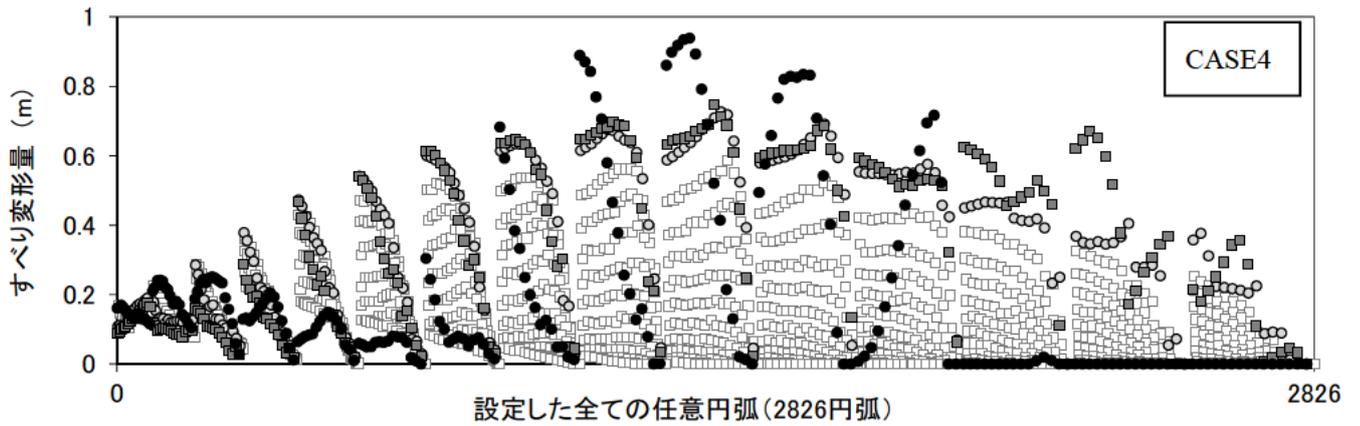


図-3.44 全円弧のすべり変形量 (渡辺・馬場法、入力最大加速度 10m/s^2 、CASE1~CASE3)



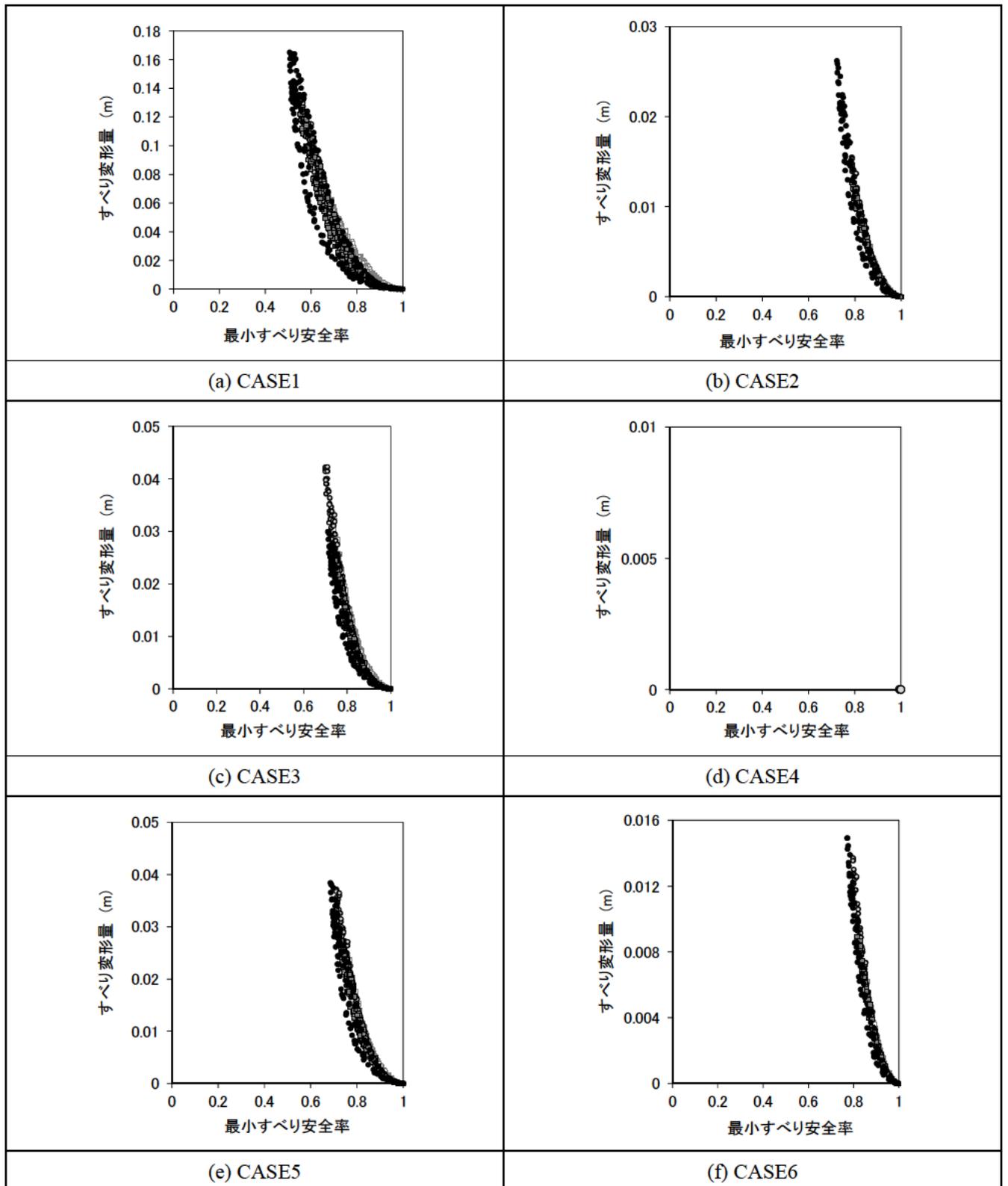
すべり円弧の土被り厚 R_d (m)

● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

図-3.45 全円弧のすべり変形量 (渡辺・馬場法、入力最大加速度 10m/s^2 、CASE4~CASE6)

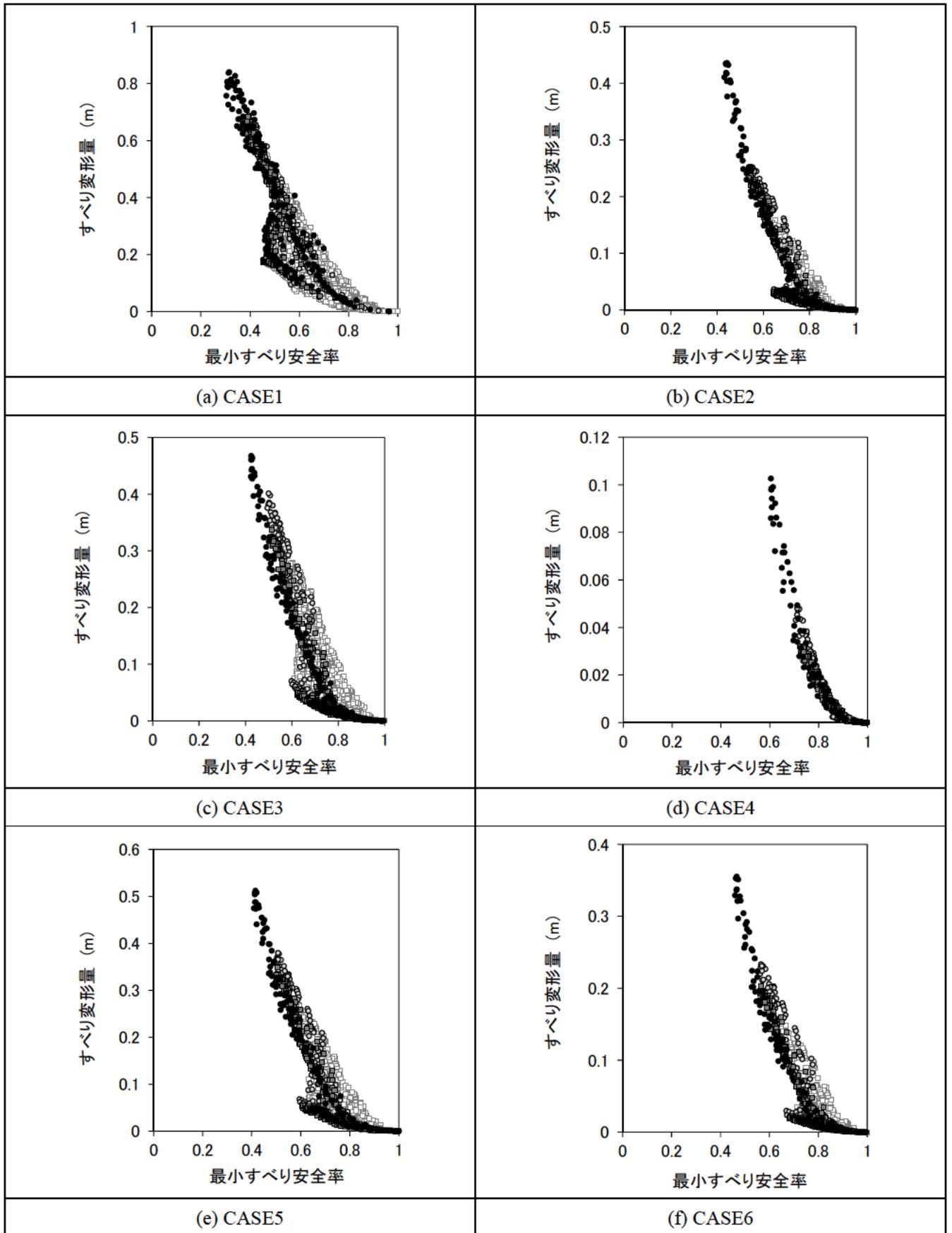
(d) 全円弧の最小すべり安全率とすべり変形量

全円弧における最小すべり安全率とすべり変形量との関係を図-3.46～図-3.49に示す。



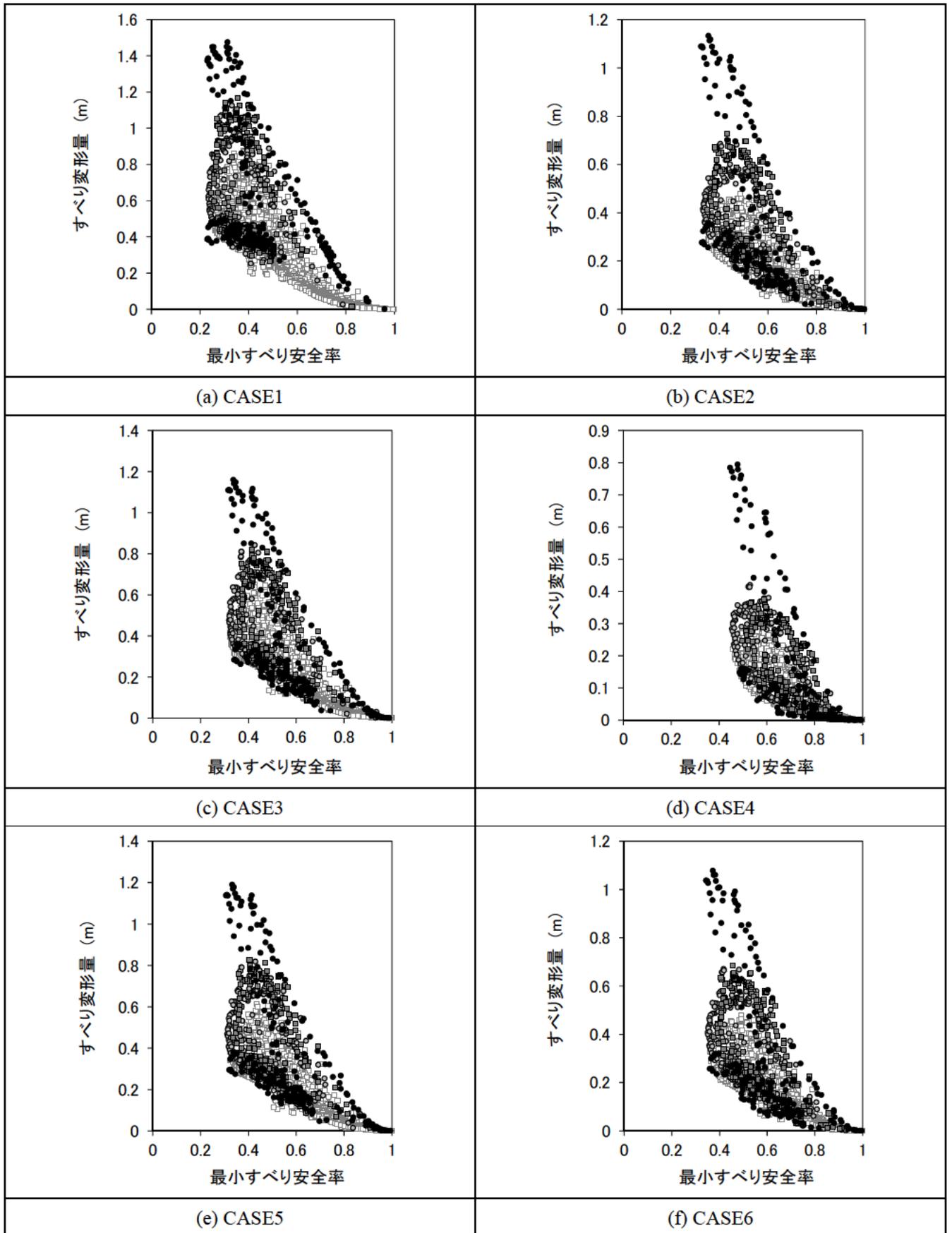
すべり円弧の土被り厚 Rd (m) ● Rd = 5 ■ Rd = 10 ○ Rd = 15 □ Rd > 15

図-3.46 全円弧の最小すべり安全率とすべり変形量 (渡辺・馬場法、入力最大加速度 $3m/s^2$)



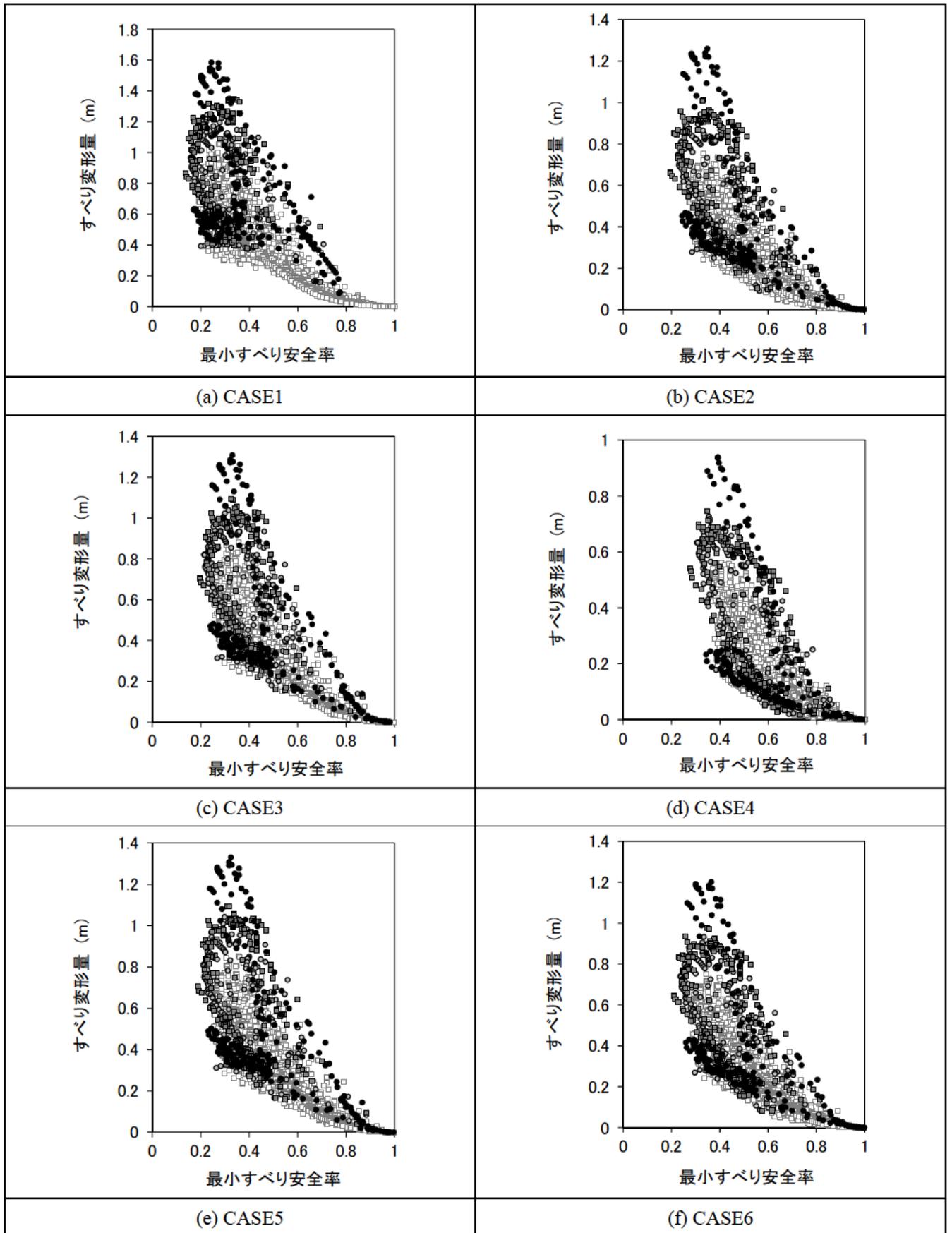
すべり円弧の土被り厚 R_d (m) ● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

図-3.47 全円弧の最小すべり安全率とすべり変形量（渡辺・馬場法、入力最大加速度 5m/s^2 ）



すべり円弧の土被り厚 R_d (m) ● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

図-3.48 全円弧の最小すべり安全率とすべり変形量 (渡辺・馬場法、入力最大加速度 7.5m/s^2)



すべり円弧の土被り厚 R_d (m) ● $R_d = 5$ ■ $R_d = 10$ ○ $R_d = 15$ □ $R_d > 15$

図-3.49 全円弧の最小すべり安全率とすべり変形量（渡辺・馬場法、入力最大加速度 10m/s^2 ）

3.7.3 結果の考察

(a) 最大すべり変形量

最大すべり変形量に着目した場合、**図-3.22** および **図-3.36** より、ロック材のせん断強度がどのケースにおいても、入力最大加速度の増加に伴い最大すべり変形量は増加していることがわかる。

設定したせん断強度の中で、すべり変形量が最大となるケースは CASE1 であり、ニューマーク法と渡辺・馬場法ともに、どの入力最大加速度においても同様に CASE1 が最大となった。本検討で最も変形が大きかったのは、入力最大加速度 10m/s^2 における CASE1 であったが、両方法において差はほとんどなかった。また、本検討で入力最大加速度が最も小さい 3m/s^2 の場合では、大きくとも十数センチ程度のすべり変形量であった。耐震性能照査での塑性変形解析方法には、一般的にニューマーク法が用いられる場合が多い。しかし、渡辺・馬場法の方がニューマーク法よりも最大すべり変形量が大きくなる場合があることや、後述するすべり円弧形状においてもニューマーク法と形状が異なるため、渡辺・馬場法を用いた検討を行うことは重要であるといえる。

(b) すべり円弧形状

すべり円弧に着目した場合、**図-3.23** および **図-3.37** より入力最大加速度の増加に伴い、すべり円弧形状は浅く、小さい円弧となる傾向がある。

ニューマーク法による結果をみると、CASE1($A=0.7$, $b=0.9$)、CASE2($A=1.0$, $b=0.9$)においては b が 1 に近い直線的なせん断強度特性に近いことからロック部表層を通る円弧が多いが、CASE3($A=0.7$, $b=0.8$)、CASE4($A=1.0$, $b=0.8$)ではコア部を通り、CASE1、CASE2 の円弧よりも土被り厚が厚い円弧が多いことがわかる。下流側におけるコア部のすべりを考える場合、コア部への浸透破壊を考慮する必要がある。本検討は、上流側のみの結果であるが、下流側のすべりについても上流側のすべりと同様な現象が起きると想定される。そのため、CASE2($A=1.0$, $b=0.9$)と CASE3($A=0.7$, $b=0.8$)の最大すべり変形量は同程度であるが、CASE3 においては最大すべり変形量が発生するすべり円弧がコア部を通過しているため、浸透破壊に関する検討を行う場合に CASE2 に比べて注意が必要となると考えられる。

渡辺・馬場法による結果では、どのケースにおいてもロックゾーンのみを通るような浅い円弧が支配的であり、ニューマーク法によるすべり円弧と比べて入力加速度に対する円弧位置や円弧深さの変化が小さい。これらは、ニューマーク法では応答加速度を、渡辺・馬場法では応力の釣合いを考慮していることによるものと考えられる。ただし、比較的せん断強度が大きい CASE3 や CASE4 では、入力最大加速度が 3m/s^2 の場合にコア部を横切るようなすべり円弧を持つ。円弧の中心位置を見ると、ニューマーク法では低標高で最大すべりが発生しているのに対して、渡辺・馬場法では、中標高付近で発生している。

(c) 全円弧のすべり変形量

図-3.24～**図-3.31** および **図-3.38**～**図-3.45** に示す全円弧のすべり変形量図を見ると、ニューマーク法では、土被り厚 5～15m 程度の円弧ですべり変形量が最大となり、入力最大加速度が大きくなるほど浅い円弧（土被り厚 5～10m）となる。一方、渡辺・馬場法は、どのケースにおいても、ほとんどが土被り厚 5m

の浅い円弧ですべり変形量が最大となる。

(d) 全円弧の最小すべり安全率とすべり変形量の関係

図-3.32～図-3.35 および図-3.46～図-3.49 に示す全円弧の最小すべり安全率とすべり変形量の関係を見ると、ニューマーク法では最小すべり安全率が小さくなるほどすべり変形量は大きくなる傾向にある。それに対して渡辺・馬場法では、入力最大加速度が 3m/s^2 や 5m/s^2 の場合は同様の傾向であるが、入力最大加速度が 7.5m/s^2 や 10m/s^2 の時には、最小すべり安全率が小さくなった場合でもすべり変形量が大きくなり円弧が増える傾向にあることがわかる。

3.7.4 入力最大加速度とせん断強度定数を変数とした最大すべり変形量の推定

CASE1～6 で検討した入力最大加速度 3 、 5 、 7.5 、 10m/s^2 とせん断強度定数 A 、 b と最大すべり変形量の関係について、すべりによる塑性変形解析にニューマーク法を用いた結果を図-3.50 に、渡辺・馬場法を用いた結果を図-3.51 に示す。これにより、照査指針（案）に示す耐震性能の確保に必要な最大すべり変形量 1m 以下を確保できる入力最大加速度とロック材のせん断強度を簡易的に推定した。図-3.50、図-3.51 を見ると、本検討で整理したロック材のせん断強度定数の A と b の範囲と解析条件では、せん断強度定数の A の値が小さいほど、また、 b の値が大きいほど最大すべり変形量は大きくなることわかる。

検討ケースで入力最大加速度が最も小さい 3m/s^2 の場合では最大でも十数 cm 程度のすべり変形量である。照査指針（案）では、フィルダムの耐震性能として越流に対してすべりに伴う沈下量が 1m 以内であれば十分な余裕をもって許容されると考えられている¹⁾。本検討の上流側において、ニューマーク法および渡辺・馬場法どちらにおいても、入力最大加速度が 10m/s^2 の場合で、CASE1、CASE2、CASE3 の最大すべり変形量が 1m 以上となっており、CASE1 については入力最大加速度が 7.5m/s^2 の場合でも最大すべり変形量が 1m を超えており、詳細な検討が必要と考えられる。それに対して、試算結果ではあるが本検討で設定した物性値を用いた場合には、照査指針（案）に示す耐震性能の確保に必要な最大すべり変形量 1m について入力最大加速度 5m/s^2 程度以下であれば確保できていると考えられる。ただし、本検討では、すべりによる変形量（ニューマーク法では円弧沿いの移動量、渡辺・馬場法では水平移動量）を算定しているため、本来の沈下量とは厳密には異なる。

本検討による図-3.50、図-3.51 の解析結果は、堤高 100m （上下流勾配は上流面 $1:2.4$ 、下流面 $1:1.8$ ）のモデルダムの結果である。今後、様々な堤高においても対応可能な指標とするためには、堤高と最大すべり変形量との関係について検討し、その関係式を提案する必要がある。また、初期せん断剛性および動的変形特性においても、本検討結果は代表値を定めた条件のものであり、その他に入力地震動の大きさや位相特性などの物性値や入力条件の影響について検討を重ねる必要がある。その上で、図-3.50、図-3.51 に示すこれらの結果を活用すれば、室内試験結果から求められるロック材のせん断強度定数 A 、 b を用いて、地震応答解析による検討を経ずに簡易的に最大すべり変形量を把握することが可能である。また、既往の大規模地震による耐震性能照査の結果から見ても妥当なすべり量となっており、最大すべり変形量を簡易的に推定する方法として用いることができると考えられる。

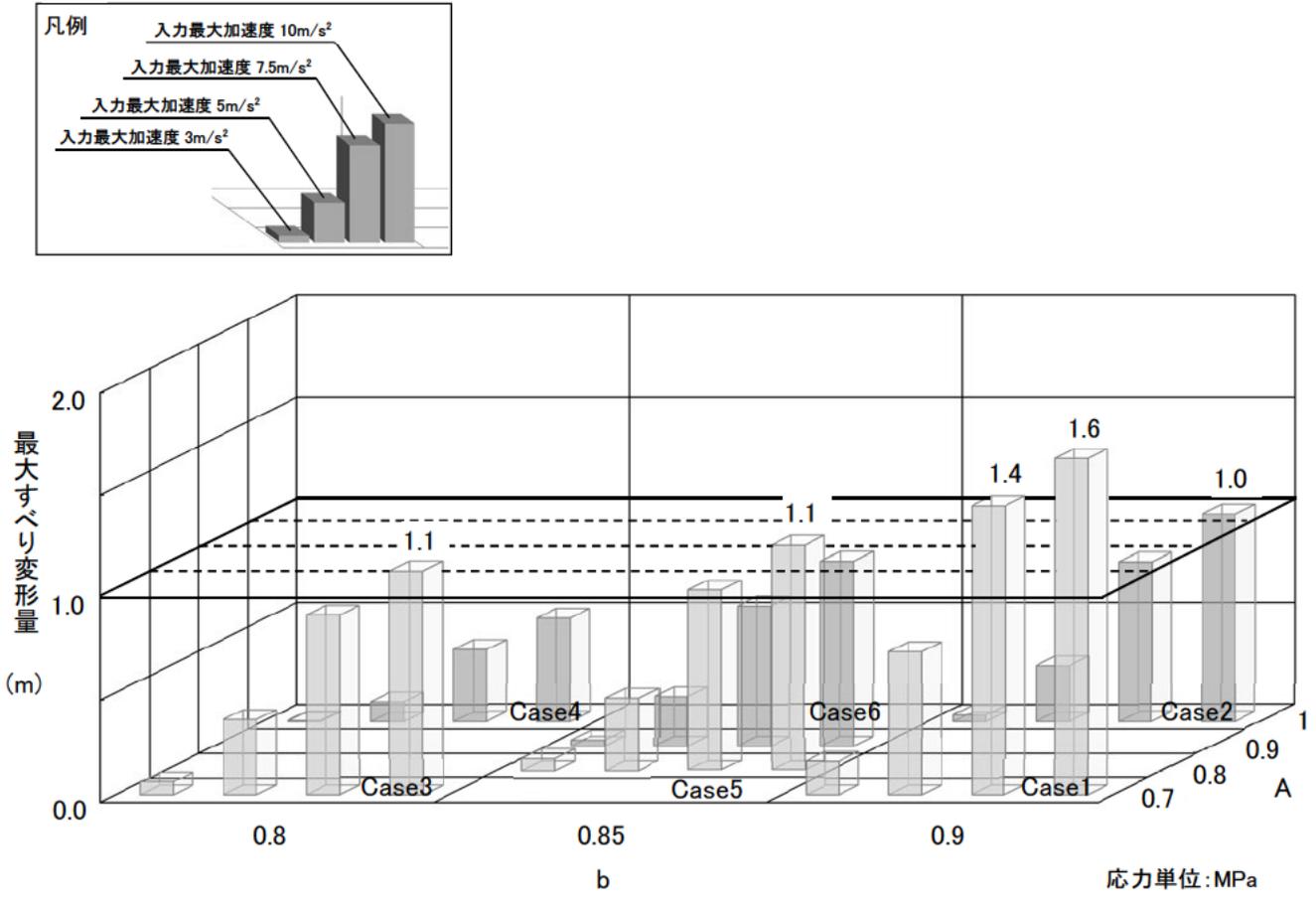


図-3.50 ニューマーク法を用いた最大すべり変形量の簡易評価

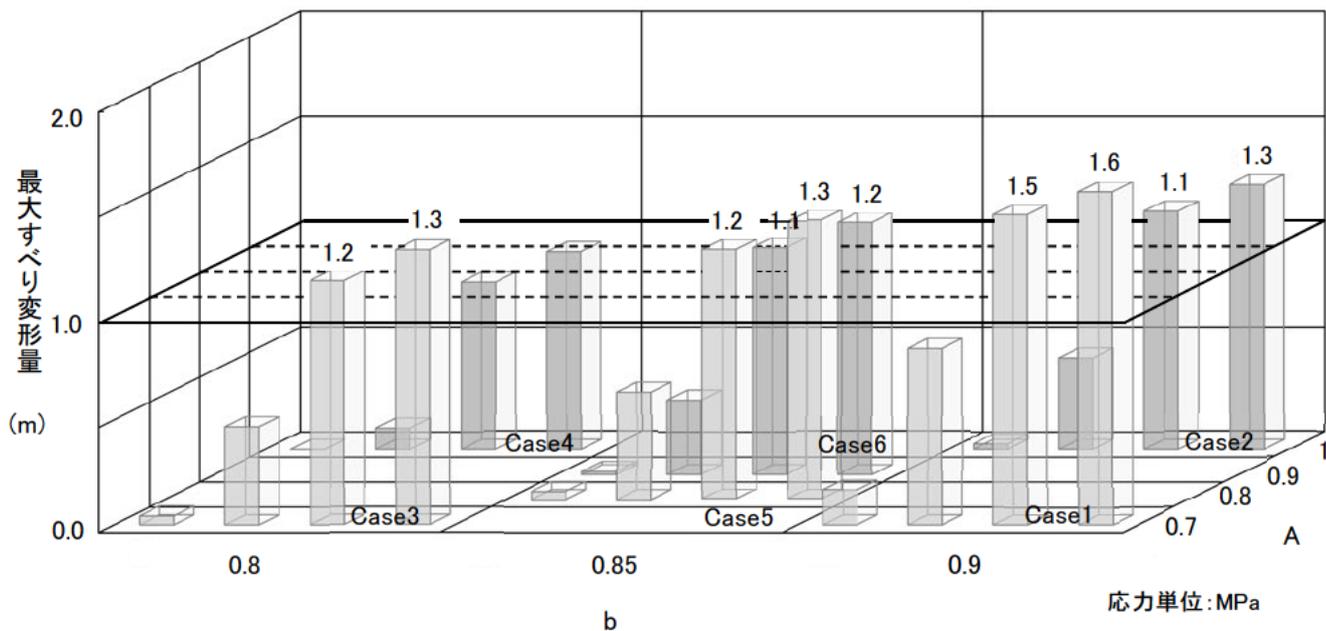
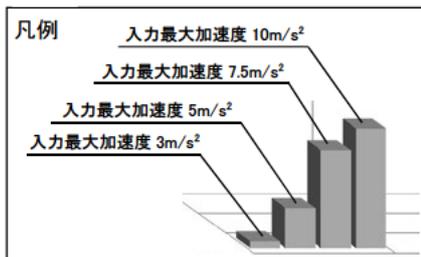


図-3.51 渡辺・馬場法を用いた最大すべり変形量の簡易評価

3.8 まとめ

本検討では、照査指針（案）に基づき耐震性能照査を試行したロックフィルダムの物性値（初期せん断剛性、動的変形特性、せん断強度）の整理を行った。さらに、整理した物性値から代表値を設定し、その代表値を用いて、堤高 100m のモデルロックフィルダムのすべり変形解析を行い、簡易的に最大すべり変形量を推定する方法を提案した。以下に検討結果をまとめる。

- (1) 初期せん断剛性は、各ダムにおいて採用されている材料の岩種等が異なるため、ばらつきが大きい。
- (2) 動的変形特性（Hardin-Drnevich モデル）において、せん断ひずみに対するせん断剛性低下率 G/G_0 は、佐藤ら²³⁾によって地震記録から定式化された曲線と概ね近い値となった。また、せん断ひずみに対する減衰率 h については、最大減衰定数 h_{max} は概ね 10～20% で分布している。
- (3) ロック材のせん断強度定数は A の値が 0.7～1.2、b の値が 0.65～1.0 の範囲で分布しており、強度定数 b の値が増加するほど A の値が減少する傾向にある。
- (4) 渡辺・馬場法を用いた最大すべり変形量は、耐震性能照査で一般的に多く用いられているニューマーク法による最大すべり変形量よりも大きくなる場合があり、渡辺・馬場法を用いた検討も行うことは重要である。
- (5) 初期せん断剛性、動的変形特性、ロック材のせん断強度定数の整理結果より地震応答解析およびすべりによる塑性変形解析に必要な代表値を設定し、ロック材のせん断強度定数と入力最大加速度を変化させて最大すべり変形量を算出した。その結果をもとに、ロック材のせん断強度と入力最大加速度の関係から地震時の最大すべり変形量を簡易的に推定する方法を提案した。本検討で設定した物性値、および解析条件では、照査指針（案）に示されている耐震性能の確保に必要な最大すべり変形量 1m を入力最大加速度 5m/s^2 程度以下であれば確保できていると考えられる。本検討結果は、堤高 100m のモデルダムについての結果である。様々な堤高においても対応可能な指標とするためには、堤高と最大すべり変形量との関係や用いた代表値について検討を重ねる必要がある。その上で、提案した方法を活用すれば、室内試験結果から求められるロック材のせん断強度定数 A、b から、簡易的に地震時の最大すべり変形量を把握することが可能となる。

4. まとめ

本資料は、フィルダム設計法の合理化・高度化として修正震度法に用いられる震力係数について、地震記録の追加による震力係数の見直しと堤高 100m 以上にも適用可能な震力係数の拡張に関する検討および、簡易的にロックフィルダムの耐震性能を照査する方法として照査指針（案）に基づき耐震性能照査を試行したロックフィルダムの物性値（初期せん断剛性、動的変形特性、せん断強度）の整理を行い、堤高 100m のモデルロックフィルダムを対象にロック材のせん断強度定数より簡易的に最大すべり変形量を推定する方法に関する検討を行ったものである。

以下に、各章の結論をまとめる。

2章 新たな震力係数に関する検討

- (1) 近年のダムサイトにおいて観測された 100gal 以上の地震動記録（48 地震動）を用い、修正震度法における震力係数の見直しを行った。
- (2) 堤高 50m、75m、100m、125m、150m モデルの上流側すべりに対して実施した解析結果から、堤高 50m から 150m の範囲で、震力係数と堤高との間に高い相関があり、 $y/H=0.0$ 、 0.4 、 1.0 いずれにおいても堤高が高くなるにつれ震力係数 k/k_F は直線的に低下する。
- (3) 上流側すべりと下流側すべりで実施した解析結果から、上流側すべり、下流側すべりの違いによる震力係数 k/k_F への影響はほとんどない。また、通常考えられるロックフィルダムの上下流面勾配の範囲において、斜面勾配の違いによる震力係数 k/k_F への影響もほとんどない。
- (4) (2) と (3) より、修正震度法における震力係数について、堤高のみの 1 次関数式として提案した。
- (5) 東北地方太平洋沖地震においてダムサイトで観測された 7 地震動を含めて、基本的な堤体断面を対象として堤高の影響について震力係数 k/k_F の検討を行ったが、既往の 48 地震動による検討結果と同等の値であった。したがって、(4) で提案した震力係数と堤高の関係式について、東北地方太平洋沖地震の地震動を含めて提案可能な震力係数であると考えられる。
- (6) 新たに提案する震力係数を用いて算定したすべり安全率は、現行の指針（案）によるすべり安全率と同程度か若干大きくなった。また、両者のすべり安全率の差は、堤高が高いほど大きくなる傾向にあり、指針（案）においては「堤高が 100m 以上となると堤高の固有周期が長くなり、岩盤における地震加速度の周波数特性を考慮すると指針（案）で示した地震力を減ずることができる可能性がある」と記述されていることから、新たに提案する震力係数は実際のフィルダムの応答を適切に表現しているものと考えられる。
- (7) 以上より、新たに提案する震力係数は、これまでの指針（案）に示された震力係数に比べてより合理的であり、地震時のより実際に近い挙動を考慮することが可能となったと言える。また、大規模地震時のフィルダムの耐震性能を照査する場合において、簡易的にすべりに対する安全性の程度を判断する指標として用いる際や、山口ら¹²⁾の方法により最大すべり変形量算定する際に有用なものであると考えられる。

3章 ロック材のせん断強度定数を変数とする最大すべり変形量簡易推定法の検討

- (1) 初期せん断剛性は、各ダムにおいて採用されている材料の岩種等が異なるため、ばらつきが大きい。
- (2) 動的変形特性 (Hardin-Drnevich モデル) において、せん断ひずみに対するせん断剛性低下率 G/G_0 は、佐藤ら²³⁾によって地震記録から定式化された曲線と概ね近い値となった。また、せん断ひずみに対する減衰率 h については、最大減衰定数 h_{max} は概ね 10~20% で分布している。
- (3) ロック材のせん断強度定数は A の値が 0.7~1.2、 b の値が 0.65~1.0 の範囲で分布しており、強度定数 b の値が増加するほど A の値が減少する傾向にある。
- (4) 渡辺・馬場法を用いた最大すべり変形量は、耐震性能照査で一般的に多く用いられているニューマーク法による最大すべり変形量よりも大きくなる場合があり、渡辺・馬場法を用いた検討も行うことは重要である。
- (5) 初期せん断剛性、動的変形特性、ロック材のせん断強度定数の整理結果より地震応答解析およびすべりによる塑性変形解析に必要な代表値を設定し、ロック材のせん断強度定数と入力最大加速度を変化させて最大すべり変形量を算出した。その結果をもとに、ロック材のせん断強度と入力最大加速度の関係から地震時の最大すべり変形量を簡易的に推定する方法を提案した。本検討で設定した物性値、および解析条件では、照査指針 (案) に示されている耐震性能の確保に必要な最大すべり変形量 1m を入力最大加速度 5m/s^2 程度以下であれば確保できていると考えられる。本検討結果は、堤高 100m のモデルダムについての結果である。様々な堤高においても対応可能な指標とするためには、堤高と最大すべり変形量との関係や用いた代表値について検討を重ねる必要がある。その上で、提案した方法を活用すれば、室内試験結果から求められるロック材のせん断強度定数 A 、 b から、簡易的に地震時の最大すべり変形量を把握することが可能となる。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）、2005.3
- 2) （財）国土技術研究センター編：改定 解説・河川管理施設等構造令、（社）日本河川協会、2000
- 3) 建設省河川局監修：改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説、設計編 [I]、（社）日本河川協会、1997
- 4) 建設省河川局開発課監修：フィルダムの耐震設計指針（案）、（財）国土開発技術研究センター、1991.6
- 5) （一社）日本大ダム会議 ダム地震記録データベース更新分科会：ダム地震記録データベース更新分科会報告書、大ダム、No.231、p.13、2015
- 6) 建設省土木研究所：平成 7 年（1995 年）兵庫県南部地震災害調査報告、建設省土木研究所所報、No.196、pp.321-339、1996
- 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、独立行政法人建築研究所：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震被害調査報告、pp.9-137、2008
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報、pp.342-366、2011
- 9) （財）ダム技術センター：ダム構造・設計等検討委員会 フィルダム設計合理化検討分科会 報告書、2001.3
- 10) 松本徳久、安田成夫、山邊建二：フィルダムに作用する地震力の評価、建設省土木研究所資料、第 2997 号、1991
- 11) 山口嘉一、富田尚樹、水原道法：大規模地震時のロックフィルダムの最大すべり変形量を与える円弧の検討、ダム技術、No.229、pp.13-23、2005
- 12) 山口嘉一、富田尚樹、水原道法：ロックフィルダムの地震時すべり変形量の影響分析と簡易推定方法、独立行政法人土木研究所報告、No.212、pp.1-31、2009
- 13) 藤澤侃彦、永山 功、吉田 等、佐々木隆、岩下友也：地震時におけるダムの安全性に関する検討、土木技術資料、Vol.39、No.3、pp.26-31、1997
- 14) 松本徳久、渡辺和夫、吉野内真二：ロック材料の調査・設計・施工に関する事例調査、建設省土木研究所資料、第 1839 号、1982
- 15) 松本徳久、安田成夫、大久保雅彦、境野典夫：七ヶ宿ダムの動的解析、建設省土木研究所資料、第 2460 号、1987
- 16) （財）ダム技術センター：多目的ダムの建設 - 平成 17 年版、第 4 巻、設計 I 編、2005
- 17) 山口嘉一、佐藤弘行、澤田 尚：既設ロックフィルダムの設計地震係数と上下流面勾配の調査、第 37 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1281-1282、2002
- 18) 中村 昭、小嶋光博、藤澤侃彦、安田成夫、伊藤基博：フィルダムの挙動解析（その 3）－土圧、間隙水圧－、建設省土木研究所資料、第 3422 号、p.2、1996
- 19) 増田民夫：玉原ダムの挙動について、大ダム、No.148、1994

- 20) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98(SM7), pp.667-692, 1972
- 21) Ramberg, W. and Osgood, W. T.: Description of stress-strain curves by three parameters, TechNote 902, NACA
- 22) Okamoto, S.: Introduction to Earthquake Engineering, University of Tokyo Press, 1973
- 23) 佐藤信光、曾田英揮、太田垣晃一郎：実測地震記録による既設ダム堤体の動的特性および物性値の推定と適用、ダム技術、No.321、pp.40-47、2013
- 24) Duncan, J. M. and Chang, C. Y.: Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(SM5), pp.1629-1653, 1970
- 25) 沢田義博、高橋 忠、桜井彰雄、矢島 浩：ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性－弾性波動に基づく考察－、電力中央研究所報告、研究報告 No.377008、pp.67-68、1977
- 26) Newmark, N. M.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-160, 1965
- 27) 渡辺啓行、馬場恭平、平田和太：フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察、電力中央研究所報告、研究報告 No.381020、1981.12
- 28) 藤川 祥、佐藤弘行、山口嘉一：指定円弧と任意円弧が Newmark 法によるフィルダムの地震時すべり変形量評価に及ぼす影響、ダム技術、No.342、pp.40-49、2015

付録

付録 1 観測地震動データの整理方法

付録 2 震力係数の検討に用いた 48 地震動の加速度応答スペクトル

付録 3 y/H と k/k_F の関係

付録1 観測地震動データの整理方法

1. 観測地震動データの整理

国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部から入手可能である近年の観測地震動は全 4,273 データ存在する。その中で最大加速度が 100gal を超える大規模地震動データでダム上下流方向成分かつダム基礎岩盤付近のデータと判断されるものは 66 地震動データ（うち水平動のみ 2 データ）を抽出した。

これらの 66 地震動データについて、以下の手順よりの再選定を行った。

①土木研究所によりとりまとめられている「国土交通省所管ダムの地震動計測装置（平成 13 年 1 月）」¹⁾により、地震計設置位置の詳細を確認し、ダム基礎岩盤またはその直近の観測地震動データのみを抽出する。

②同じ地震発生日時で、かつ地震計設置位置が非常に近接しているデータ（波形も類似している）については 1 データのみを採用する。

観測地震動データの整理手順を図-1 に示す。再選定の結果、付録 1-1 に示す 48 地震動データ（うち水平動のみ 1 データ）を選定した。

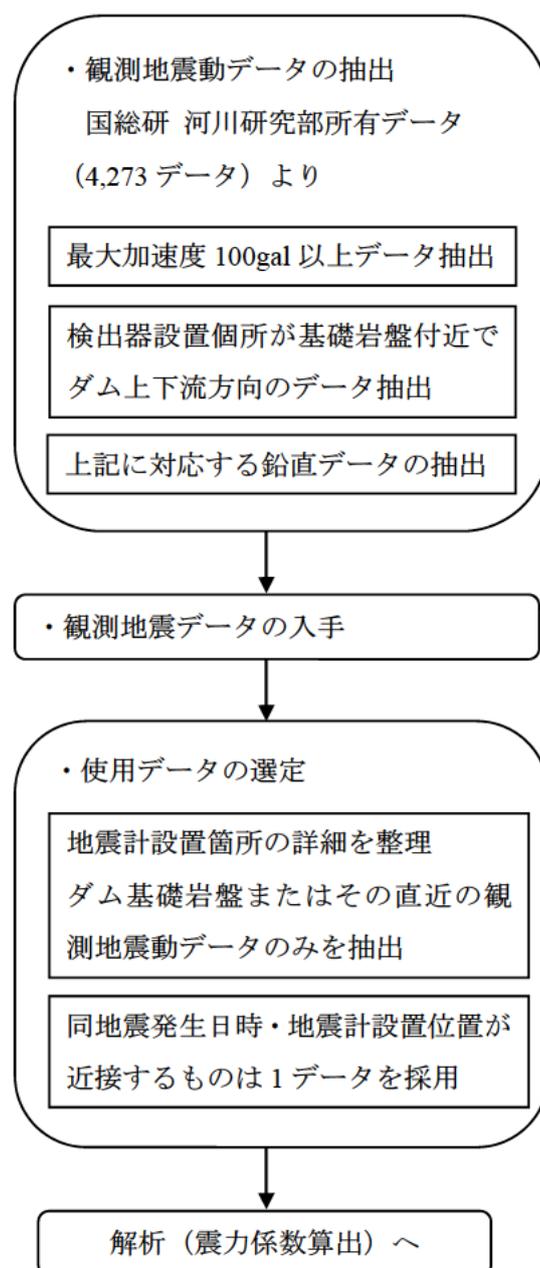


図-1 観測地震動データの整理手順

付録 1-1 入力地震動データの選定結果

No.	発震年月日	時刻	ダム名	検出器設置箇所	方向成分	最大加速度	地震名	棄却理由
No.1	1976.06.16	07:36:19.9	三保	漏水観測室	上下流	-125.57	山梨県東部	
No.2	1978.06.12	17:14:25.4	樽水	底設監査廊	上下流	178.43	宮城県沖地震	
No.3	1979.03.17	12:26:05.6	鶴田	上流岩盤	上下流	-220.40	鹿児島県北部	観測位置とダムに離隔距離がある。
No.4	1983.08.08	12:47:58.6	三保	漏水観測室	上下流	-149.37	関東中部境界	
No.5	1986.06.27	20:18:50.7	石淵	右岸地山	上下流	-180.30	岩手県南部	
No.6	1987.01.09	15:14:46.0	田瀬	監査廊	上下流	103.40	岩手県北部	
No.7	1987.12.17	11:08:16.8	長柄	堤体基礎	上下流	-262.00	千葉県東方沖地震	
No.8	1987.12.17	11:08:16.8	長柄	上流法面	上下流	-353.00	千葉県東方沖地震	観測位置が堤体法面表層?詳細不明。
No.9	1987.12.17	11:08:16.8	長柄	堤体内	上下流	-179.00	千葉県東方沖地震	観測位置が堤体中間部付近?詳細不明。
No.10	1987.12.17	11:08:16.8	長柄	下流法面	上下流	382.00	千葉県東方沖地震	観測位置が堤体法面表層?詳細不明。
No.11	1987.12.17	11:08:16.8	長柄	左岸地山	上下流	-281.00	千葉県東方沖地震	
No.12	1989.10.18	09:04:15.2	Anderson	下流地盤	上下流	238.84	Loma Prieta地震	海外地点である。
No.13	1989.10.27	07:41:17.9	菅沢	右岸地山	上下流	-101.36	鳥取県西部	
No.14	1993.07.12	22:17:11.7	美利河	監査廊	上下流	116.69	北海道南西沖地震	
No.15	1993.07.12	22:17:11.7	美利河	右岸基礎監査廊	上下流	113.66	北海道南西沖地震	No.14と同地震波であり、波形も類似。
No.16	1994.02.13	02:06:56.3	鶴田	上流右岸岩盤	上下流	171.58	鹿児島県北西部	観測位置とダムとの間に離隔距離がある。
No.17	1994.12.28	21:19:20.9	和田	右岸地山	上下流	108.75	三陸はるか沖地震	
No.18	1994.12.28	21:19:20.9	下湯	下流法面	上下流	-102.20	三陸はるか沖地震	観測位置が堤体法面中央部表層である。
No.19	1995.01.17	05:46:51.8	権現	基礎埋設	上下流	103.67	兵庫県南部地震	
No.20	1995.01.17	05:46:51.8	一庫	下段監査廊	上下流	-182.13	兵庫県南部地震	
No.21	1995.01.17	05:46:51.8	箕面川	底設監査廊	上下流	-134.99	兵庫県南部地震	
No.22	1996.03.06	23:35:28.7	三保	漏水測定室	上下流	-140.06	山梨県東部	
No.23	1997.03.16	14:51:39.1	雨山	監査廊	上下流	172.75	愛知県北東部	
No.24	1997.03.16	14:51:39.1	新豊根	背面中央	上下流	-205.43	愛知県北東部	堤体中間部付近の観測位置である。
No.25	1997.03.26	17:31:47.9	鶴田	監査廊	上下流	-154.94	鹿児島県北西部	
No.26	1997.03.26	17:31:47.9	鶴田	上流右岸岩盤	上下流	375.50	鹿児島県北西部	観測位置とダムに離隔距離がある。
No.27	1997.03.26	18:05:00.9	鶴田	上流右岸岩盤	上下流	123.19	鹿児島県北西部	観測位置とダムに離隔距離がある。
No.28	1997.04.03	04:33:23.3	鶴田	監査廊	上下流	-110.69	鹿児島県北西部	
No.29	1997.04.03	04:33:23.3	鶴田	上流右岸岩盤	上下流	-323.25	鹿児島県北西部	観測位置とダムに離隔距離がある。
No.30	1997.04.04	02:33:40.6	鶴田	上流右岸岩盤	上下流	100.19	鹿児島県北西部	観測位置とダムに離隔距離がある。
No.31	1997.05.13	14:38:27.5	鶴田	監査廊	上下流	-109.00	鹿児島県北西部地震	
No.32	1997.05.13	14:38:27.5	鶴田	上流右岸岩盤	上下流	-168.75	鹿児島県北西部地震	観測位置とダムに離隔距離がある。
No.33	1997.08.23	08:35:29.8	賀祥	底設監査廊	N方向	117.61	鳥取県西部	
No.34	1997.09.02	02:07:48.8	賀祥	底設監査廊	N方向	-113.37	鳥取県西部	
No.35	1997.09.04	05:15:43.2	賀祥	底設監査廊	N方向	344.02	鳥取県西部	
No.36	1997.09.04	05:15:43.2	賀祥	底設監査廊	E方向	-244.24	鳥取県西部	
No.37	2000.10.06	13:30:00	賀祥	底設監査廊	N方向	-528.49	鳥取県西部地震	
No.38	2000.10.06	13:30:00	賀祥	底設監査廊	E方向	-531.12	鳥取県西部地震	
No.39	2000.10.06	13:30:00	菅沢	下段監査廊	上下流	-157.60	鳥取県西部地震	
No.40	2000.10.06	13:30:00	菅沢	右岸地山	上下流	-295.85	鳥取県西部地震	No.41と同地震波であり、波形も類似。
No.41	2000.10.06	13:30:00	菅沢	右岸地山	上下流	-307.01	鳥取県西部地震	
No.42	2000.10.06	13:30:00	高瀬川	底部監査廊	上下流	-106.20	鳥取県西部地震	
No.43	2000.10.07	04:59:00	賀祥	底設監査廊	N方向	133.82	鳥取県西部	
No.44	2000.10.07	04:59:00	賀祥	底設監査廊	E方向	-113.25	鳥取県西部	
No.45	2001.03.24	15:27:54.1	大渡	B1監査廊	上下流	-133.00	雲予地震	堤体天端付近の観測位置である。
No.46	2003.05.26	18:26:33.4	田瀬	ダム堤体基礎	上下流	-232.09	宮城県沖	
No.47	2003.05.26	18:26:33.4	花山	右岸地山	上下流	237.20	宮城県沖	
No.48	2003.09.26	06:08:01.8	漁川	堤体内	上下流	158.91	十勝沖	堤体中間部付近の観測位置である。
No.49	2004.10.23	17:56:0.3	下条川	監査廊中央底部	上下流	215.11	新潟県中越地震	
No.50	2004.10.23	17:56:0.3	鯖石川	監査廊底部	上下流	130.56	新潟県中越地震	
No.51	2004.10.23	17:56:0.3	城川	底設監査廊	上下流	-161.55	新潟県中越地震	
No.52	2004.10.23	18:34:05.6	鯖石川	監査廊底部	上下流	-231.20	新潟県中越地震	
No.53	2004.10.23	18:34:05.6	城川	底設監査廊	上下流	-191.73	新潟県中越地震	
No.54	2004.10.24	14:21:34.9	新山本調整池	B測線岩盤	NNW-SSE	609.15	新潟県中越地方	
No.55	2004.10.24	14:21:34.9	新山本調整池	B測線岩盤	NEE-SWW	-751.21	新潟県中越地方	
No.56	2004.10.27	10:40:50.2	新山本調整池	B測線岩盤	NNW-SSE	-371.82	新潟県中越地方	
No.57	2004.10.27	10:40:50.2	新山本調整池	B測線岩盤	NEE-SWW	-682.55	新潟県中越地方	
No.58	2005.08.16	11:46:25.7	化女沼	堤体基礎	上下流	100.44	宮城県沖	
No.59	2007.03.25	09:41	八ヶ川	基礎	上下流	166.78	能登半島地震	
No.60	2007.04.15	12:19	滝川	水位計室	上下流	-134.28	三重県中部の地震	堤体天端付近の観測位置である。
No.61	2007.07.16	10:13	柿崎川	基礎	上下流	-143.34	新潟県中越沖地震	
No.62	2007.07.16	10:13	鯖石川	基礎	上下流	-129.46	新潟県中越沖地震	
No.63	2007.07.16	10:13	川内	基礎	上下流	291.50	新潟県中越沖地震	
No.64	2007.07.16	10:13	谷根	基礎	上下流	-157.25	新潟県中越沖地震	
No.65	2008.6.14	08:43	皆瀬	基礎	上下流	158.44	岩手・宮城内陸地震	
No.66	2008.6.14	08:43	石淵	基礎(推定)	上下流	-465.34	岩手・宮城内陸地震	

■ : 再選定による不採用データ

* 斜体は「フィルダム設計合理化検討分科会 報告書(平成13年3月)」²⁾の検討に用いられている観測地震動

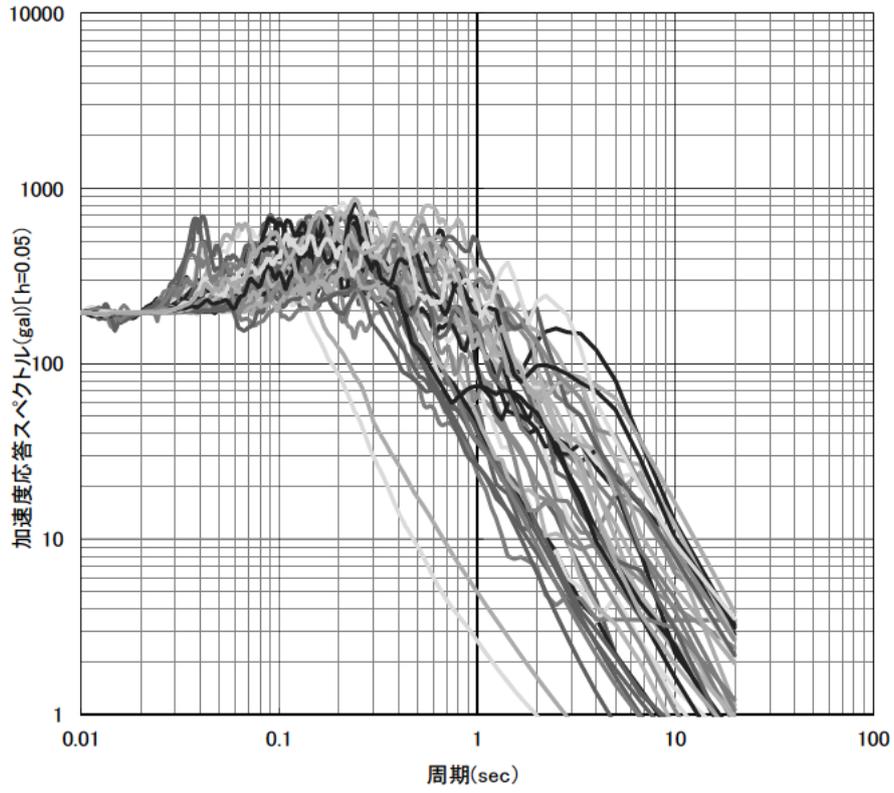
【付録1の参考文献】

- 1) 山口嘉一、岩下友也、松浦 旬：国土交通省所管ダムの地震動計測装置、国土交通省土木研究所資料、No.3768、2001
- 2) (財)ダム技術センター：ダム構造・設計等検討委員会 フィルダム設計合理化検討分科会 報告書、2001.3

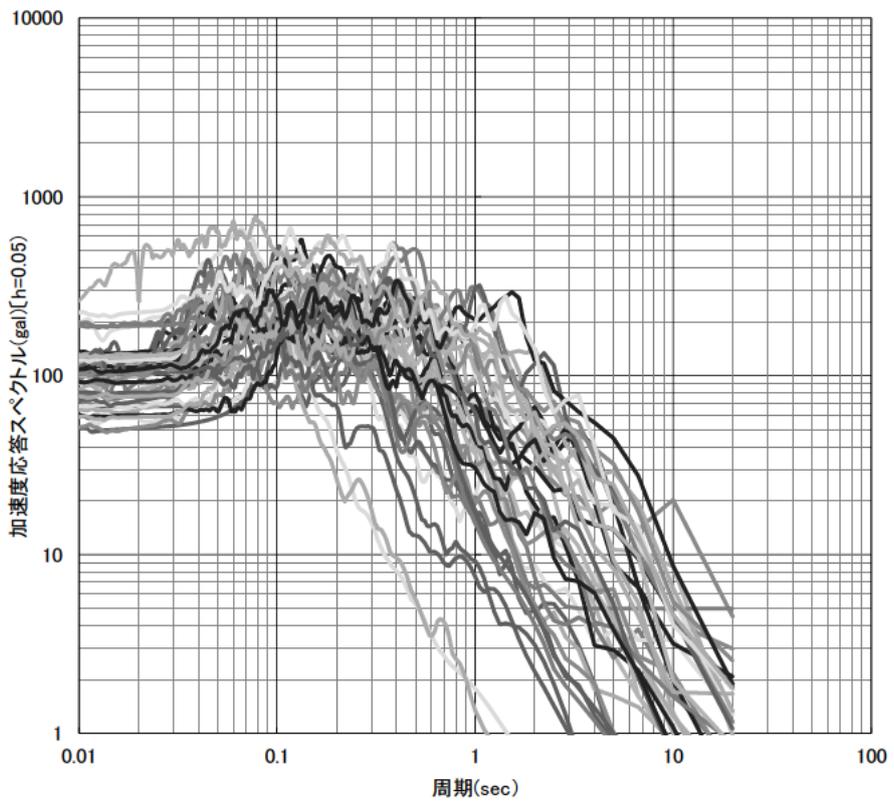
付録2 震力係数の検討に用いた48地震動の加速度応答スペクトル

※検討に用いた入力地震動は、観測波形における上下流方向の水平地震動の最大水平加速度を196gal(0.2G)となるように振幅調整し、鉛直地震動にも水平地震動と同じ比率(=196gal/元波形の最大水平加速度)を乗じて振幅調整した。

- 付録2-1 加速度応答スペクトル図(100gal~300gal未満)
- 付録2-2 加速度応答スペクトル図(300gal以上)
- 付録2-3 加速度区分別の統計処理後加速度応答スペクトル図(平均値(μ))
- 付録2-4 加速度区分別の統計処理後加速度応答スペクトル図(平均値+標準偏差($\mu+\sigma$))
- 付録2-5 加速度区分別の統計処理後加速度応答スペクトル図(平均値+標準偏差($\mu+2\sigma$))
- 付録2-6 地震タイプ別の統計処理後加速度応答スペクトル図(平均値(μ))(100gal~200gal未満)
- 付録2-7 地震タイプ別の統計処理後加速度応答スペクトル図(平均値+標準偏差($\mu+\sigma$))(100gal~200gal未満)
- 付録2-8 地震タイプ別の統計処理後加速度応答スペクトル図(平均値(μ))(200gal~300gal未満)
- 付録2-9 地震タイプ別の統計処理後加速度応答スペクトル図(平均値+標準偏差($\mu+\sigma$))(200gal~300gal未満)
- 付録2-10 内陸型地震における統計処理後加速度応答スペクトル図(平均値(μ))
- 付録2-11 内陸型地震における統計処理後加速度応答スペクトル図(平均値+標準偏差($\mu+\sigma$))
- 付録2-12 海溝型地震における統計処理後加速度応答スペクトル図(平均値(μ))
- 付録2-13 海溝型地震における統計処理後加速度応答スペクトル図(平均値+標準偏差($\mu+\sigma$))

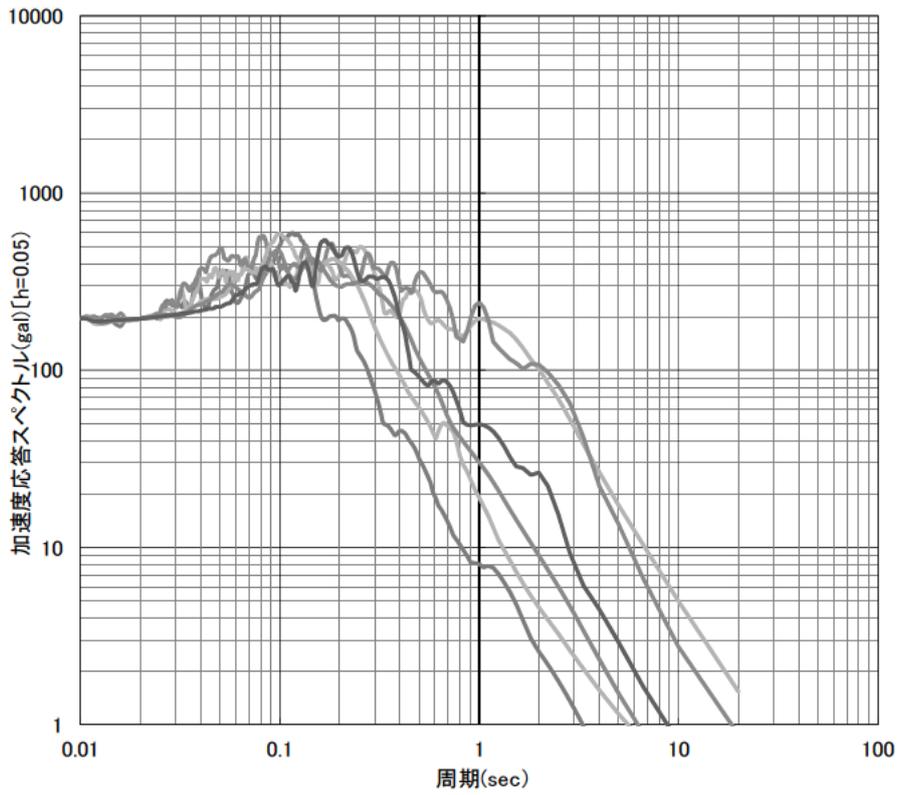


(a) 水平地震動

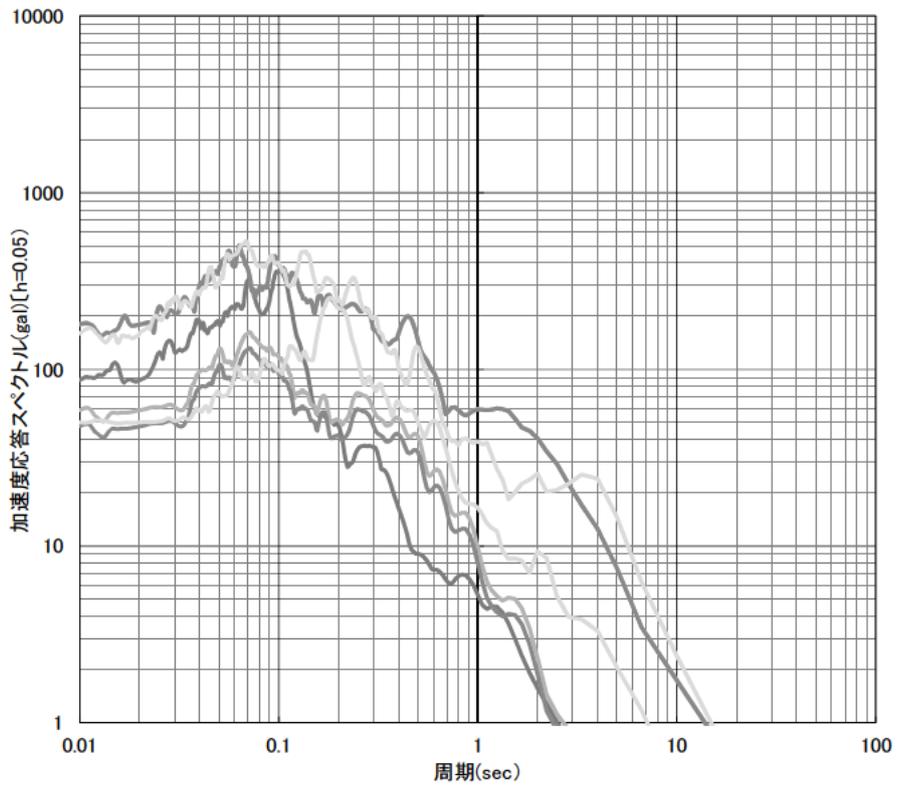


(b) 鉛直地震動

付録 2-1 加速度応答スペクトル図 (100gal~300gal 未満)

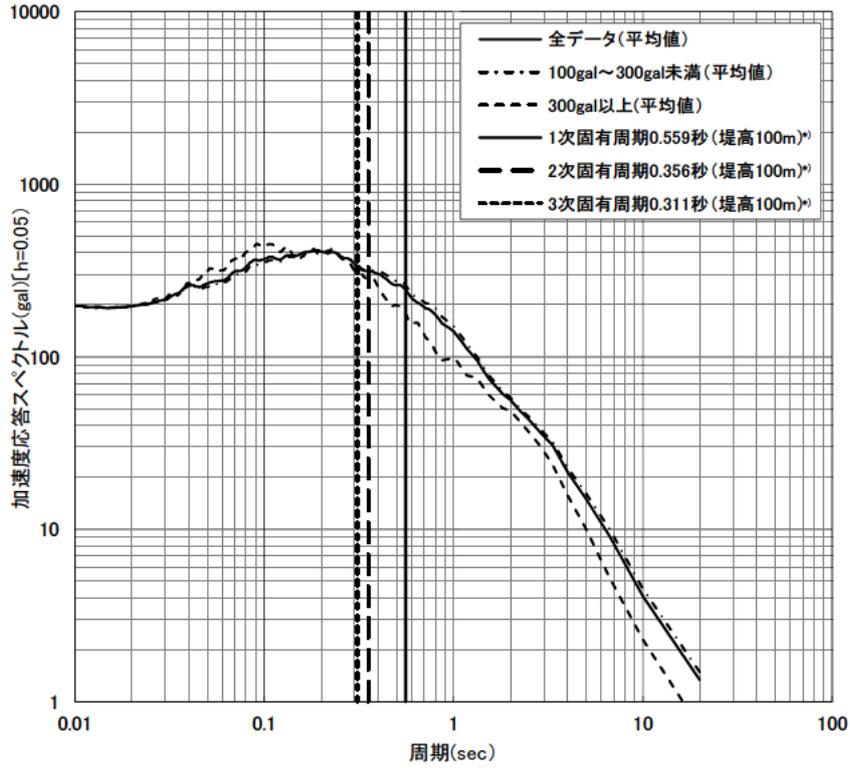


(a) 水平地震動



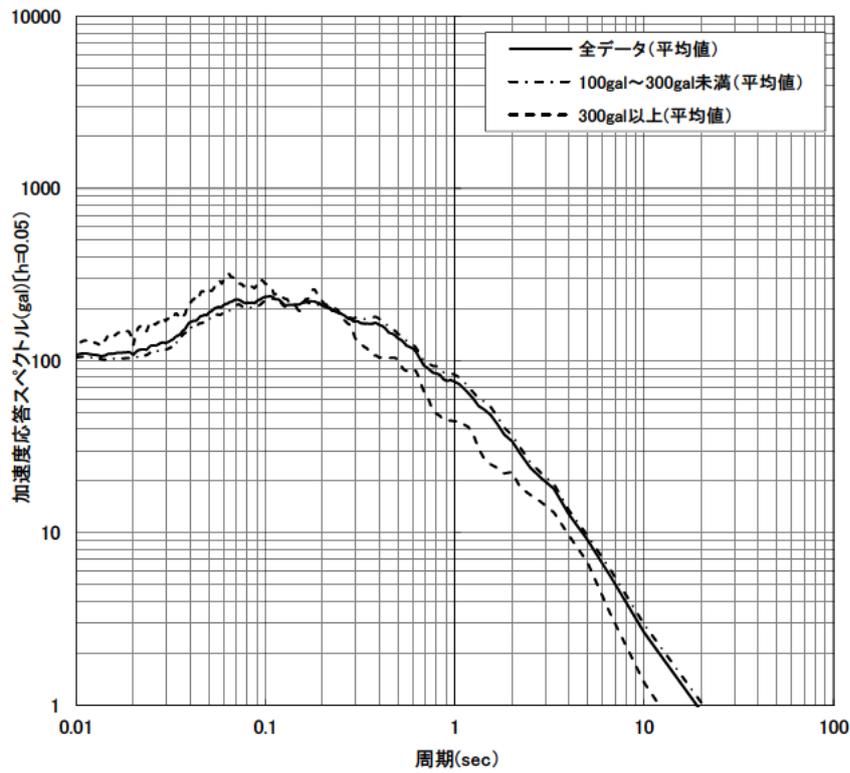
(b) 鉛直地震動

付録 2-2 加速度応答スペクトル図 (300gal 以上)



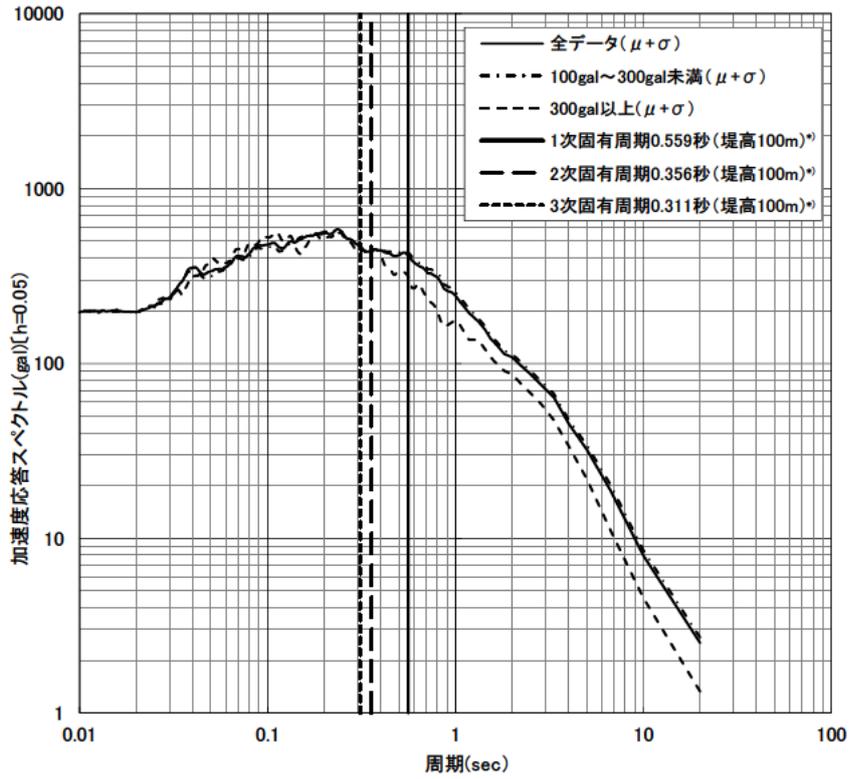
(a) 水平地震動

*) 初期剛性から算定した各振動モードにおける固有周期。



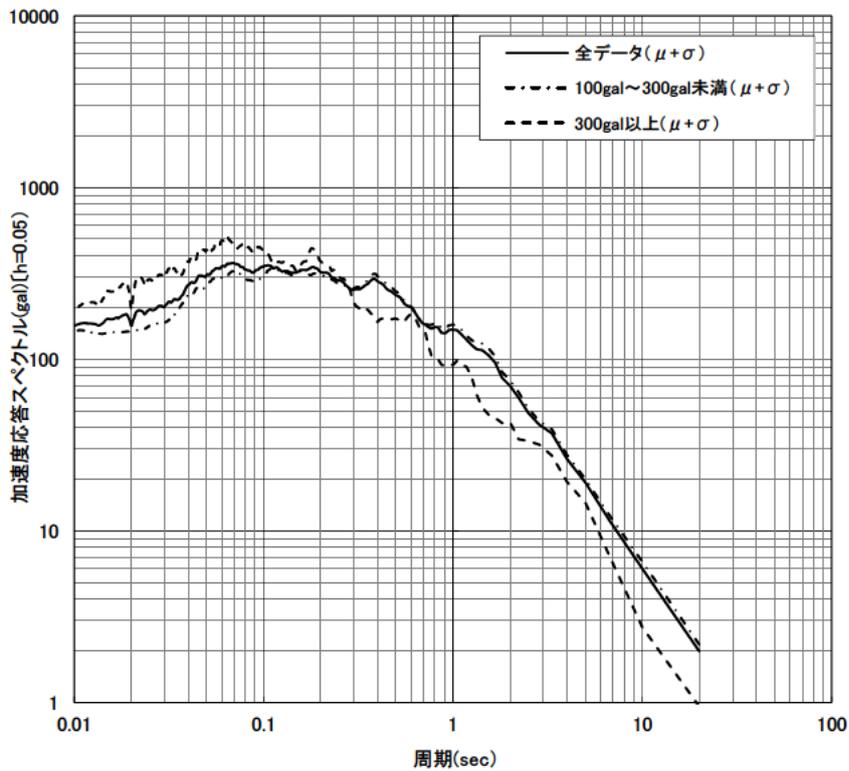
(b) 鉛直地震動

付録 2-3 加速度区別の統計処理後加速度応答スペクトル図 (平均値 (μ))



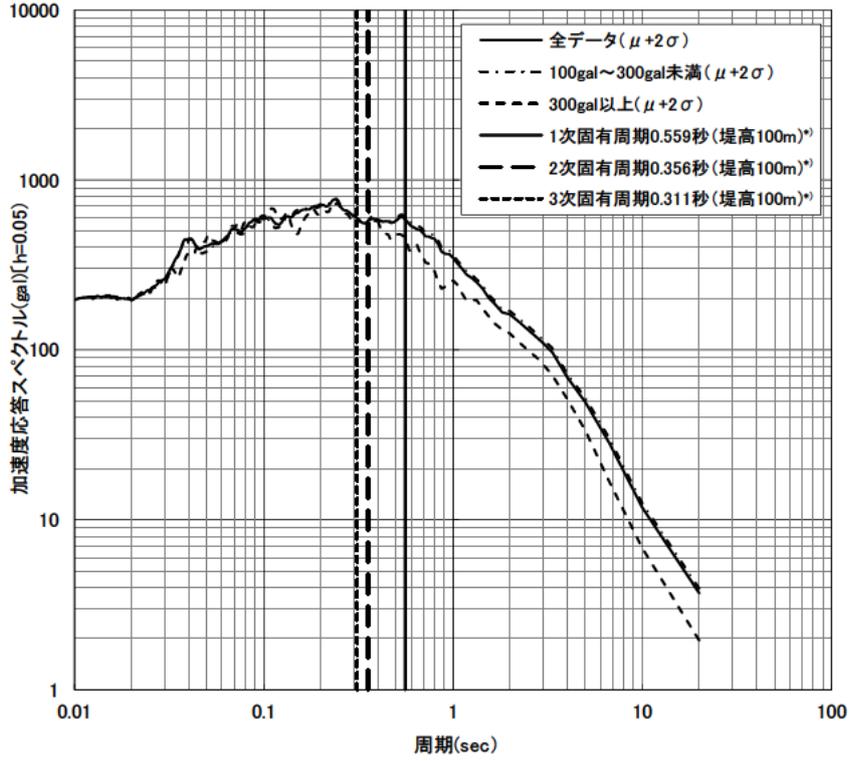
(a) 水平地震動

*) 初期剛性から算定した各振動モードにおける固有周期。



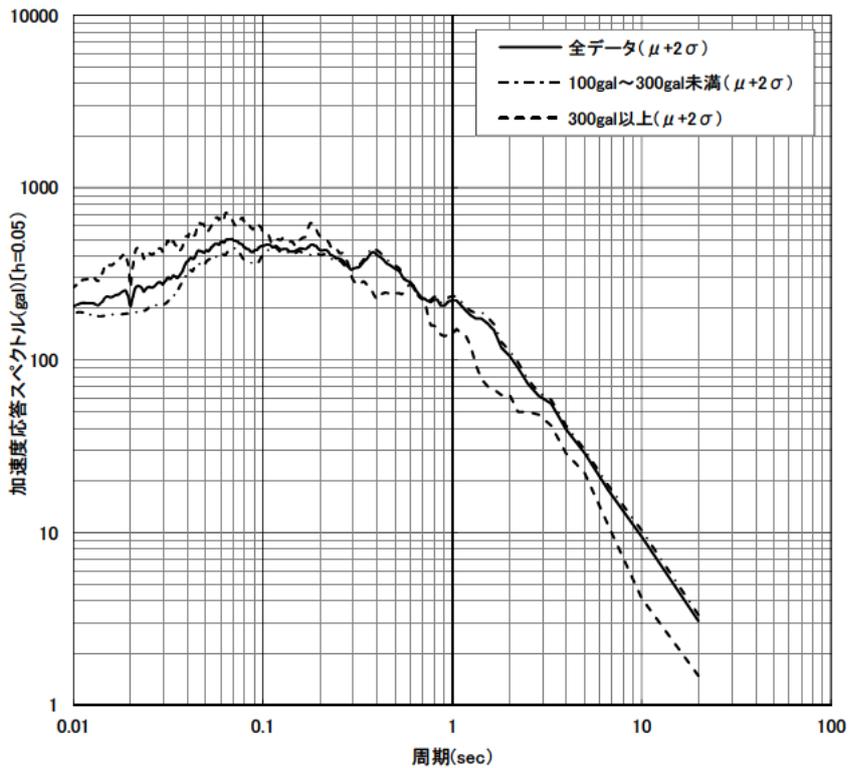
(b) 鉛直地震動

付録 2-4 加速度区分別の統計処理後加速度応答スペクトル図 (平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$))



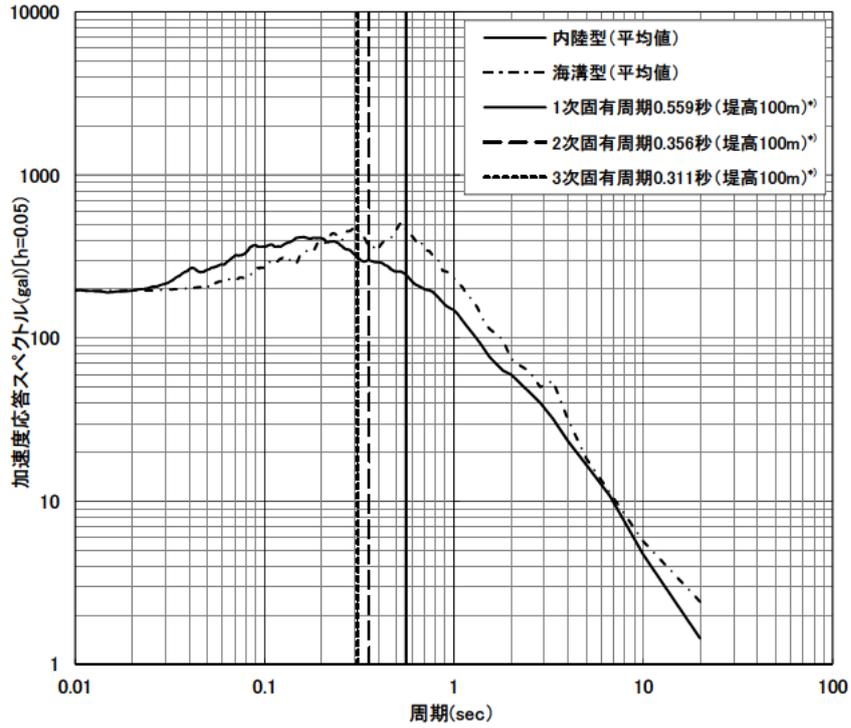
(a) 水平地震動

^{*)} 初期剛性から算定した各振動モードにおける固有周期。



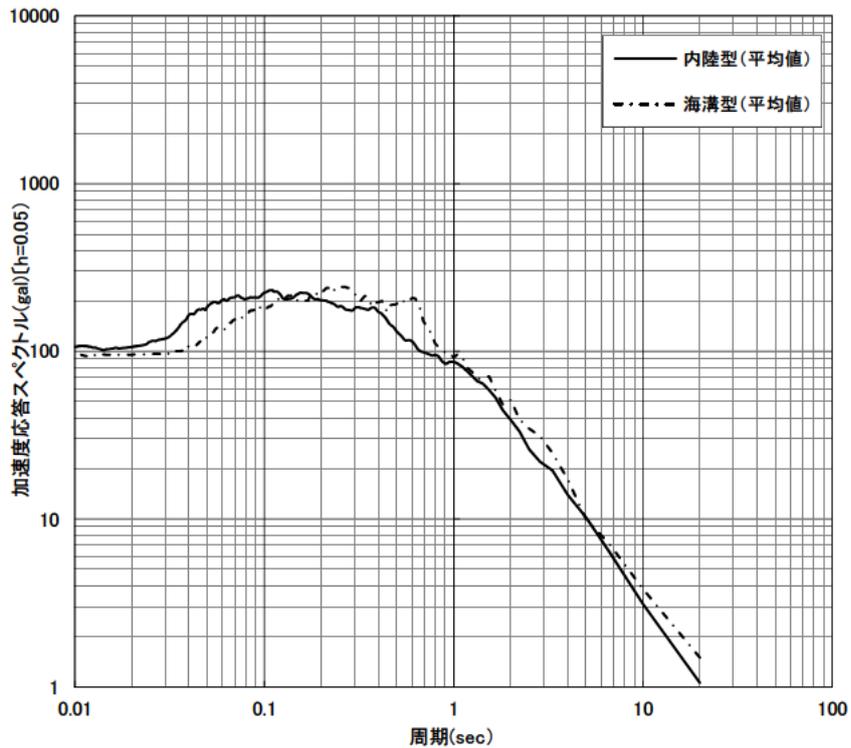
(b) 鉛直地震動

付録 2-5 加速度区別の統計処理後加速度応答スペクトル図 (平均値+標準偏差 ($\mu+2\sigma$))



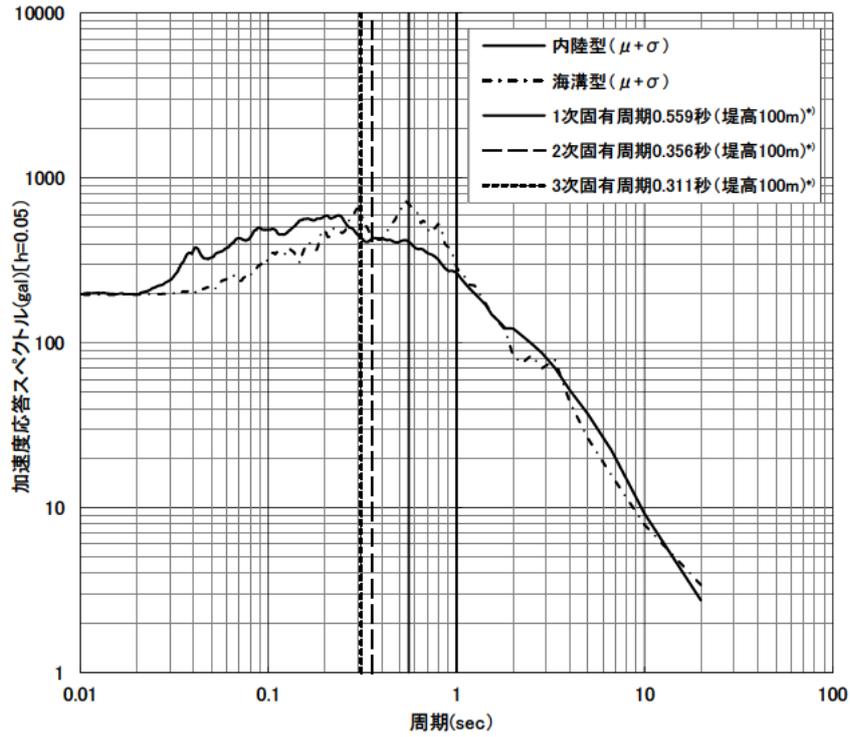
(a) 水平地震動

^{*)} 初期剛性から算定した各振動モードにおける固有周期。



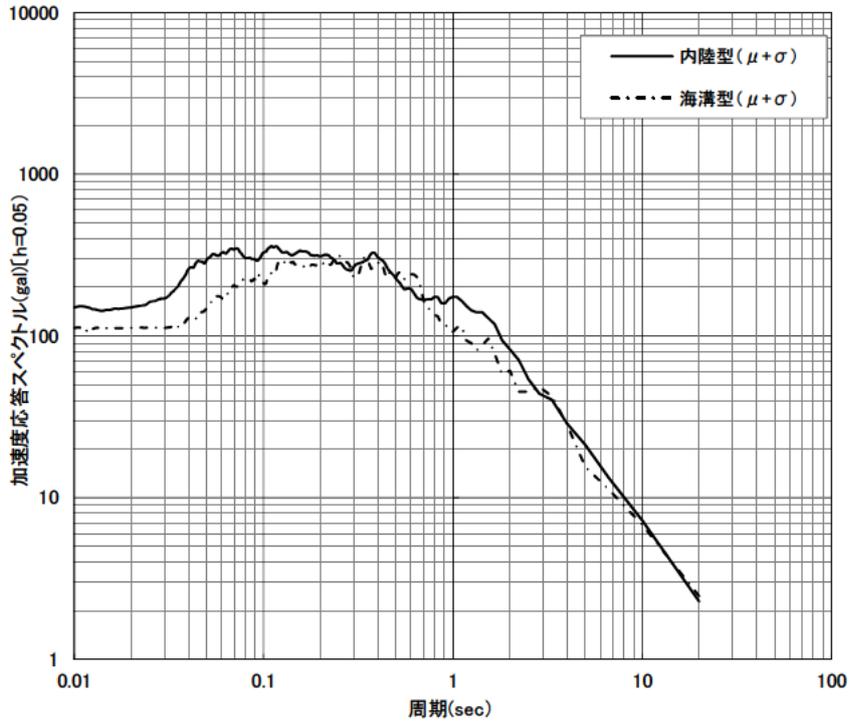
(b) 鉛直地震動

付録 2-6 地震タイプ別の統計処理後加速度応答スペクトル図 (平均値 (μ))
(100gal~200gal 未満)



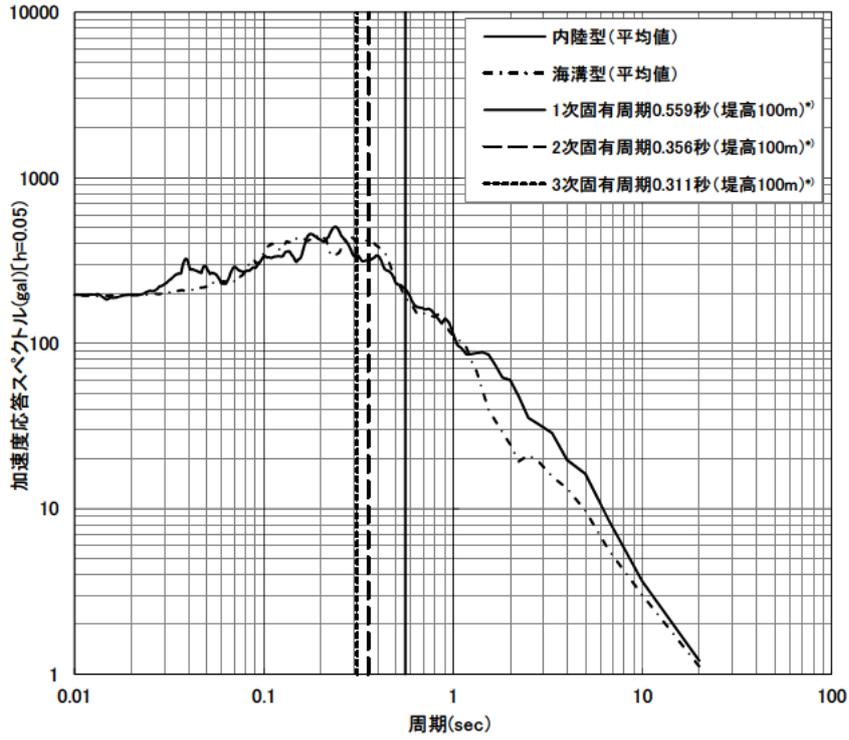
(a) 水平地震動

^{*)} 初期剛性から算定した各振動モードにおける固有周期。



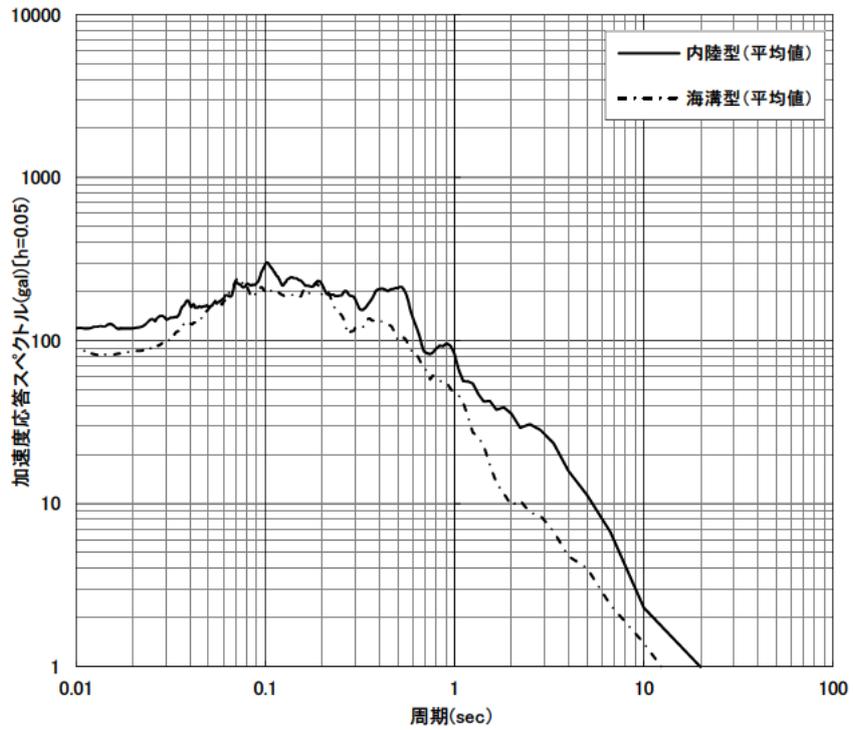
(b) 鉛直地震動

付録 2-7 地震タイプ別の統計処理後加速度応答スペクトル図 (平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$))
(100gal~200gal 未満)



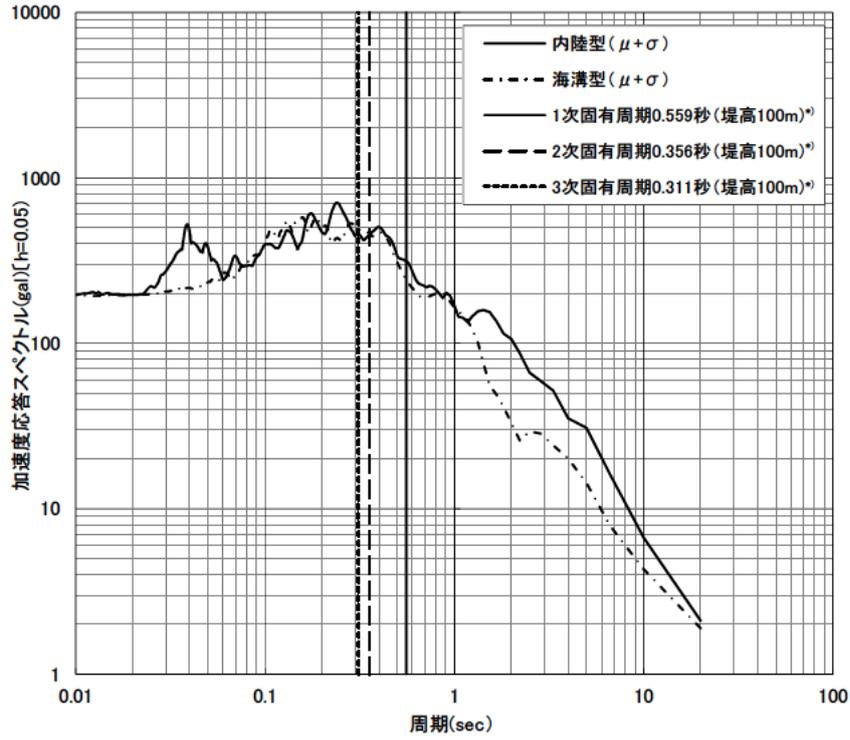
(a) 水平地震動

^{*)} 初期剛性から算定した各振動モードにおける固有周期。



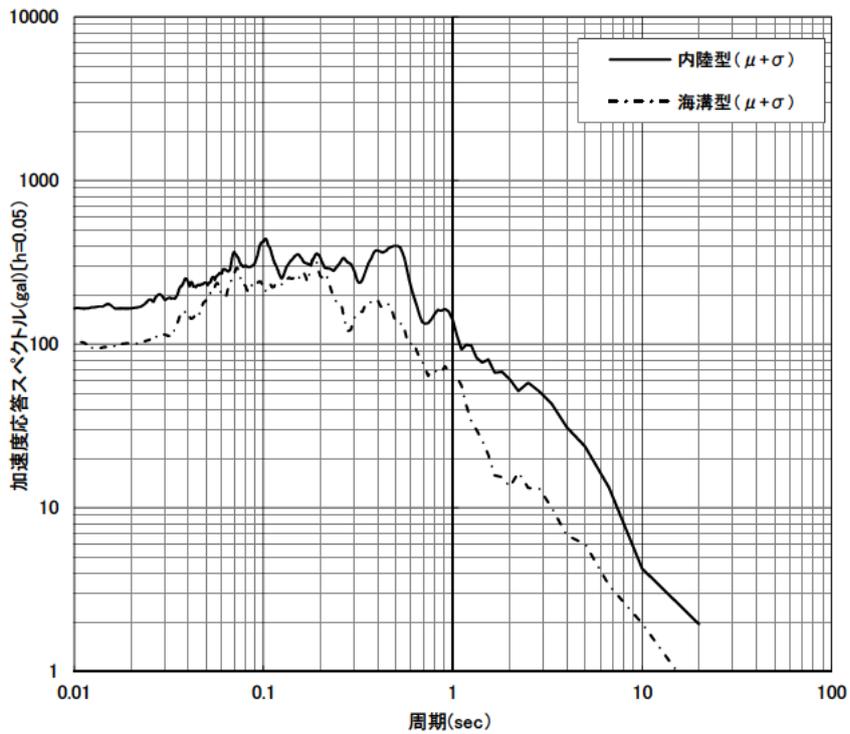
(b) 鉛直地震動

付録 2-8 地震タイプ別の統計処理後加速度応答スペクトル図 (平均値 (μ))
(200gal~300gal 未満)



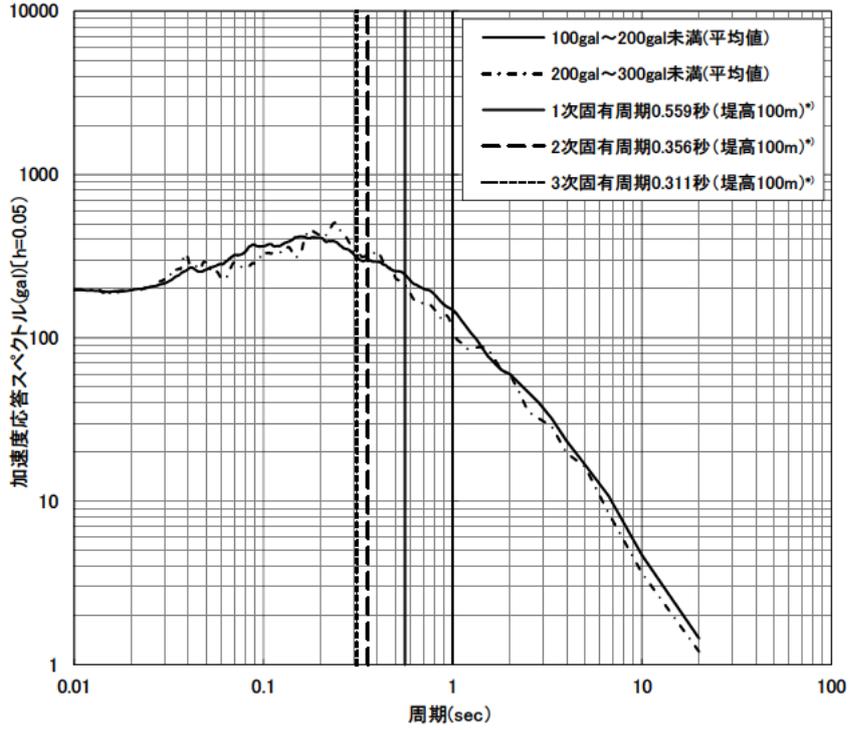
(a) 水平地震動

^{*)} 初期剛性から算定した各振動モードにおける固有周期。



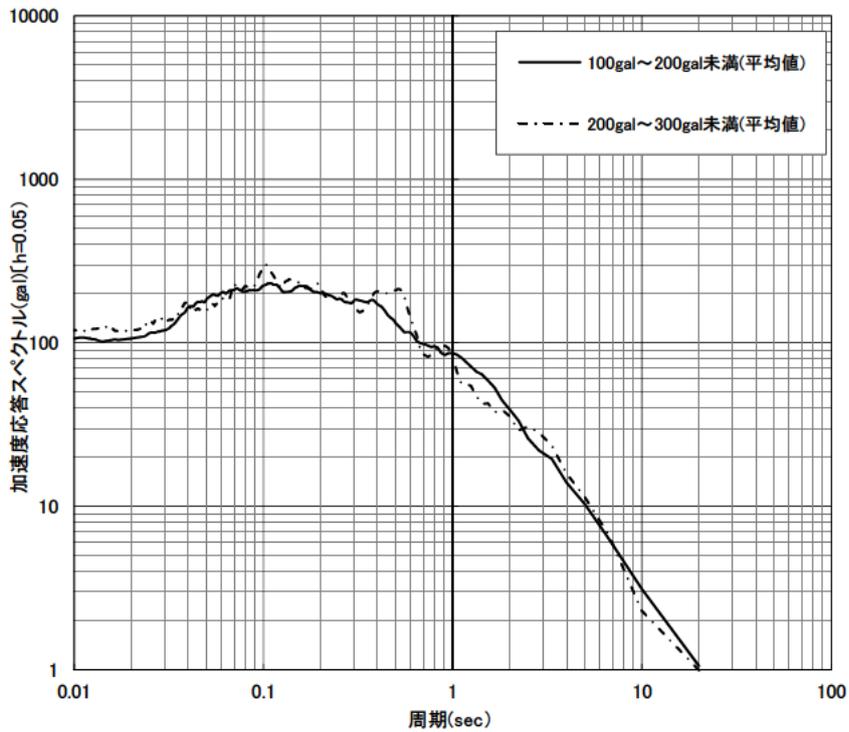
(b) 鉛直地震動

付録 2-9 地震タイプ別の統計処理後加速度応答スペクトル図 (平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$))
(200gal~300gal 未満)



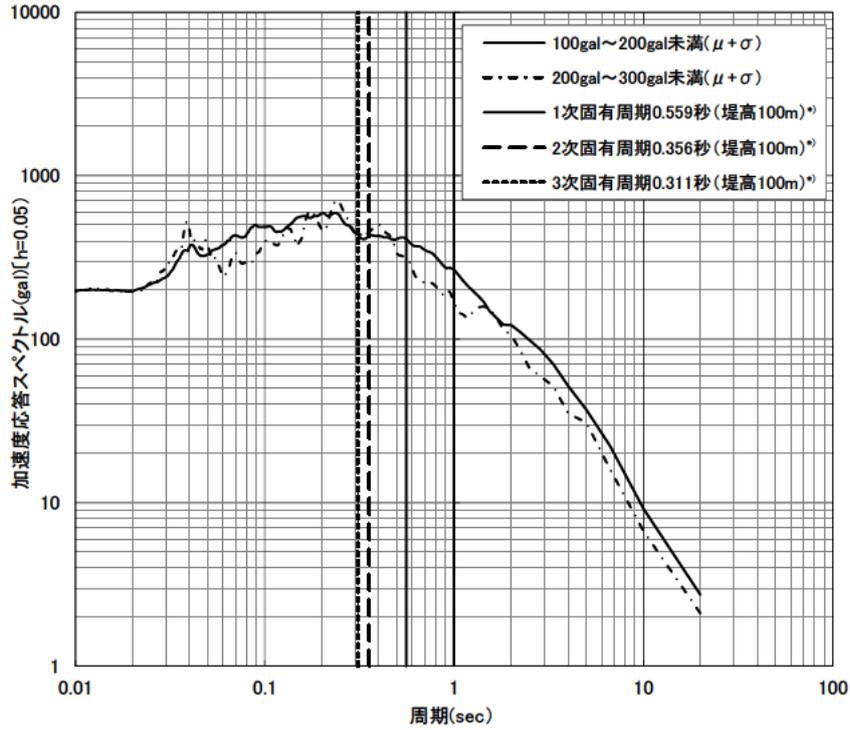
(a) 水平地震動

^{*)} 初期剛性から算定した各振動モードにおける固有周期。



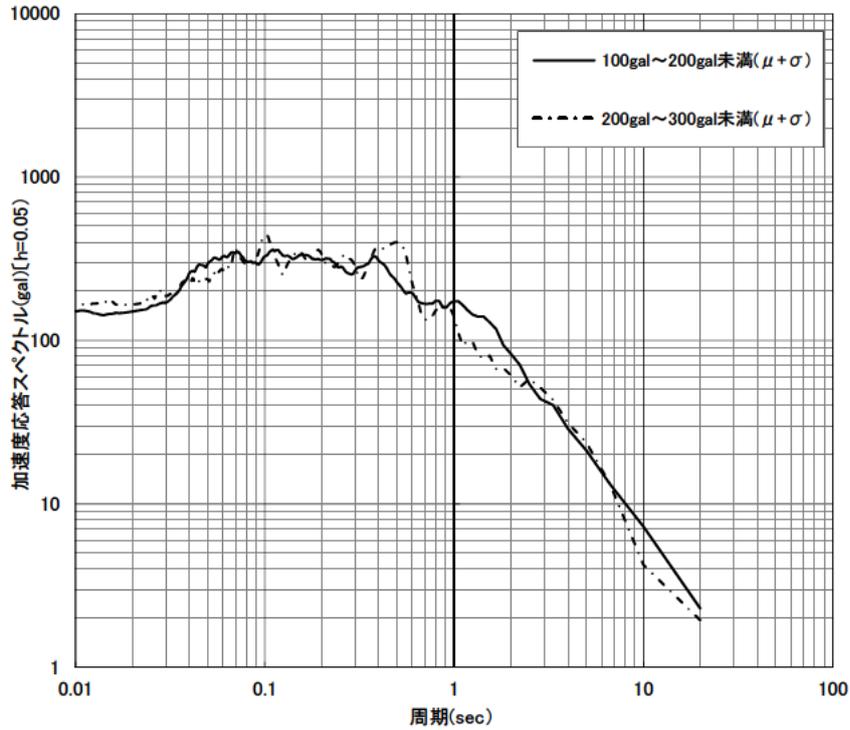
(b) 鉛直地震動

付録 2-10 内陸型地震における統計処理後加速度応答スペクトル図 (平均値 (μ))



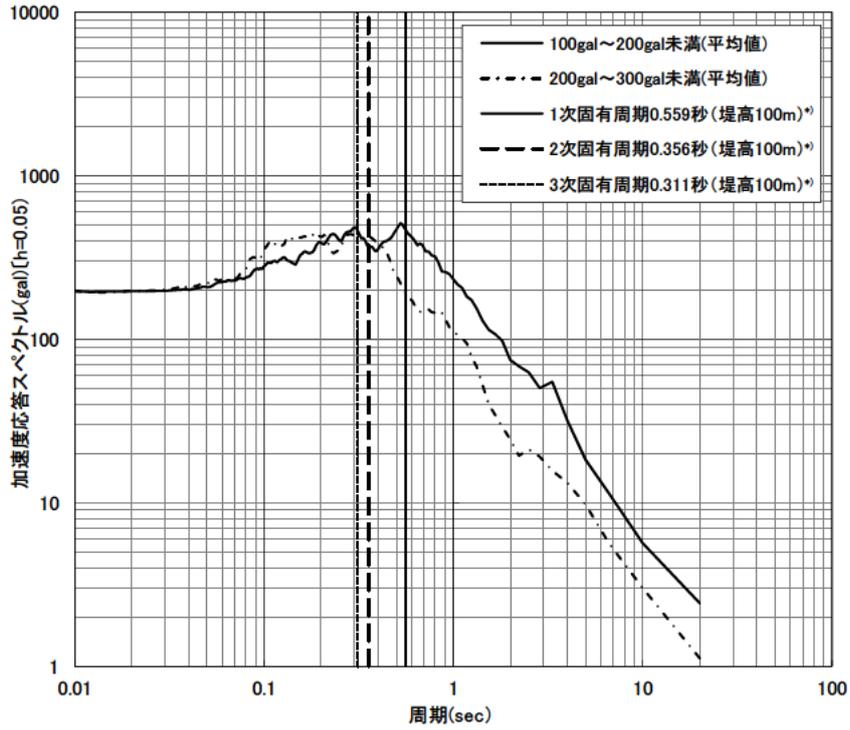
(a) 水平地震動

^{*)} 初期剛性から算定した各振動モードにおける固有周期。



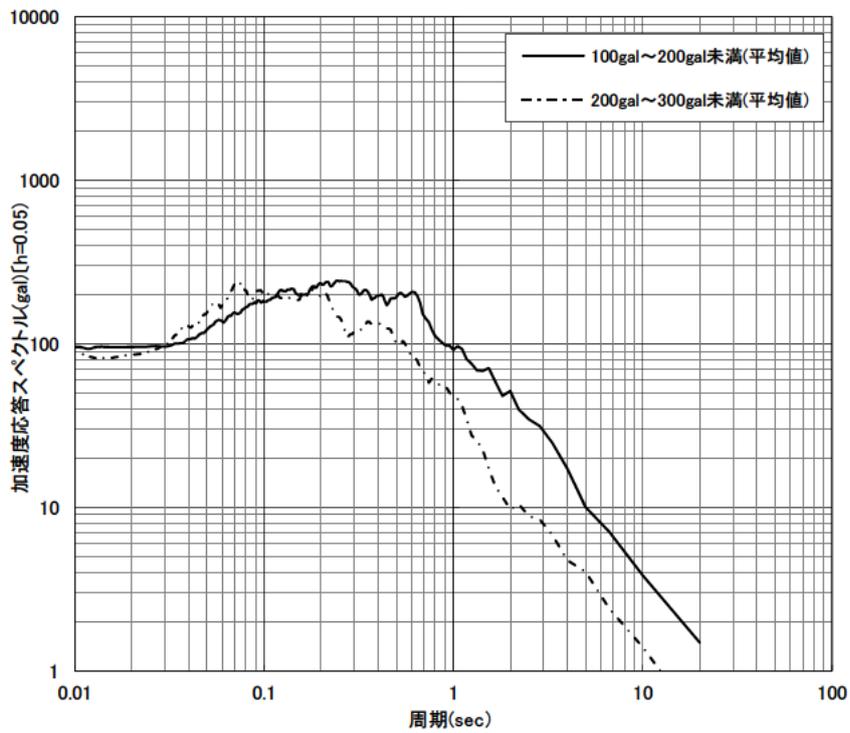
(b) 鉛直地震動

付録 2-11 内陸型地震における統計処理後加速度応答スペクトル図 (平均値+標準偏差 ($\mu + \sigma$))



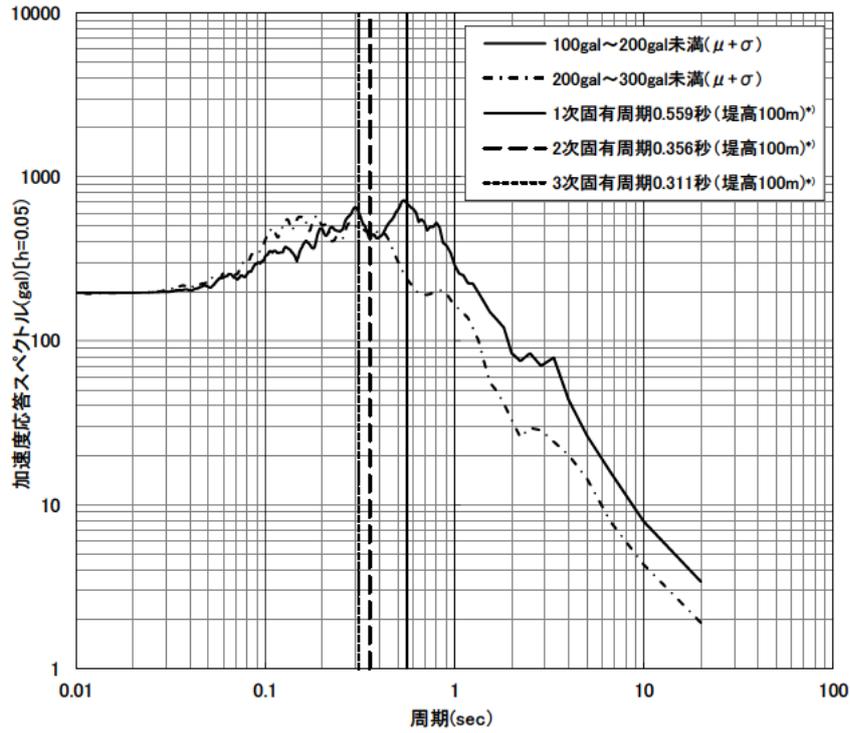
(a) 水平地震動

^{*)} 初期剛性から算定した各振動モードにおける固有周期。



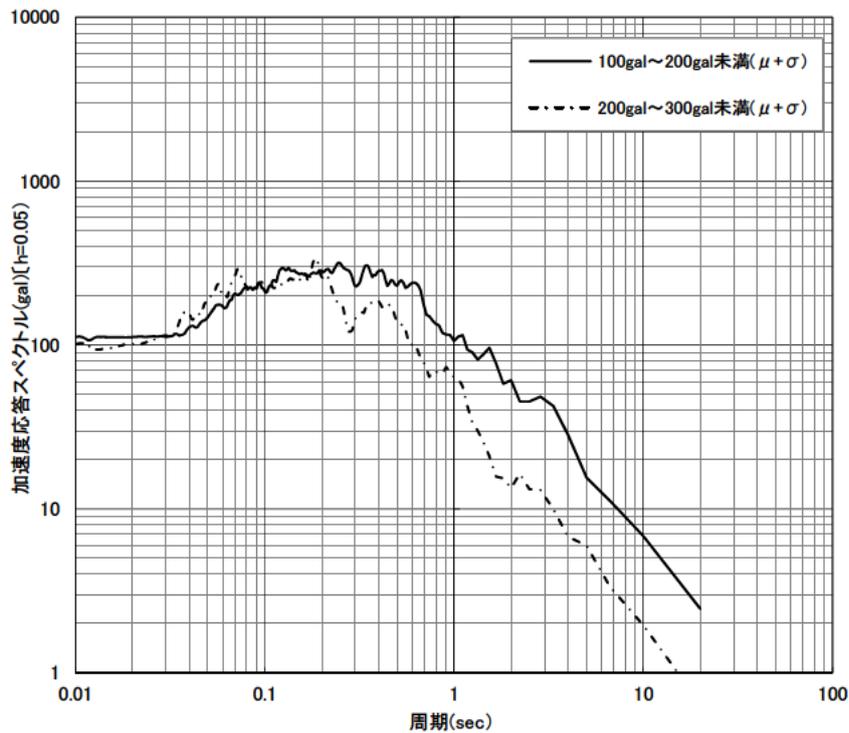
(b) 鉛直地震動

付録 2-12 海溝型地震における統計処理後加速度応答スペクトル図 (平均値 (μ))



(a) 水平地震動

^{*)} 初期剛性から算定した各振動モードにおける固有周期。

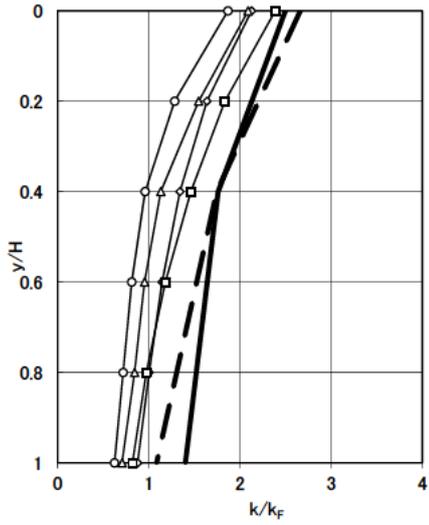


(b) 鉛直地震動

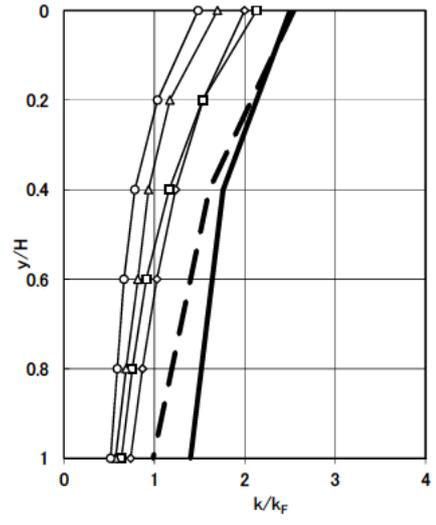
付録 2-13 海溝型地震における統計処理後加速度応答スペクトル図 (平均値+標準偏差 ($\mu + \sigma$))

付録3 y/H と k/k_F の関係

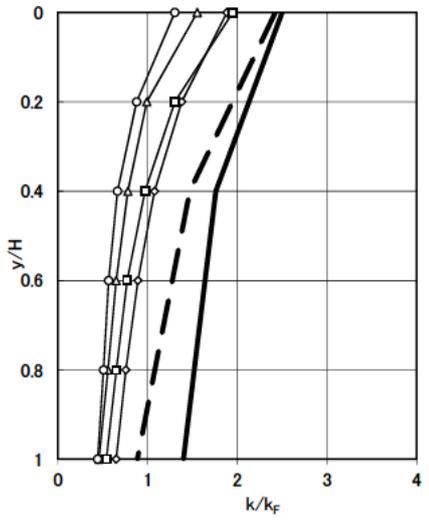
- 付録 3-1 各区分の観測波最大水平加速度における y/H と k/k_F の関係 (平均値 (μ))
- 付録 3-2 各区分の観測波最大水平加速度における y/H と k/k_F の関係 (平均+標準偏差 ($\mu+\sigma$))
- 付録 3-3 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 1~No. 7)
- 付録 3-4 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 11~No. 20)
- 付録 3-5 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 21~No. 31)
- 付録 3-6 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 33~No. 38)
- 付録 3-7 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 39~No. 46)
- 付録 3-8 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 47~No. 53)
- 付録 3-9 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 54~No. 59)
- 付録 3-10 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 61~No. 66)
- 付録 3-11 y/H と k/k_F の関係 (全解析結果、ケース 3、上流面 1:2.4、下流面 1:1.8)
- 付録 3-12 y/H と k/k_F の関係 (全解析結果、ケース 3、上流面 1:3.0、下流面 1:2.2)



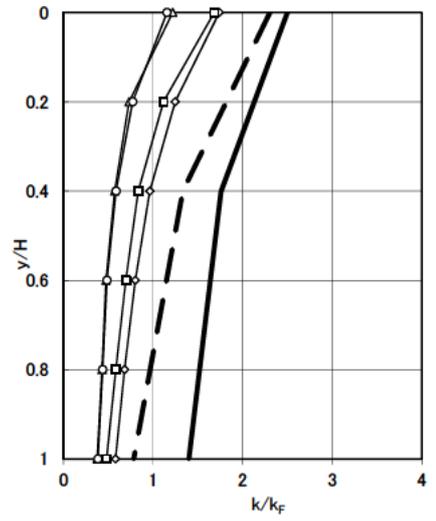
(a) H=50m



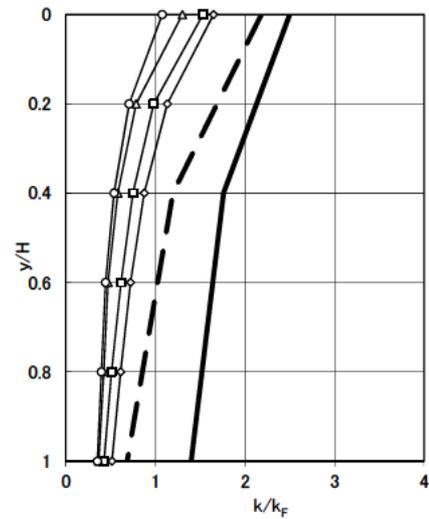
(b) H=75m



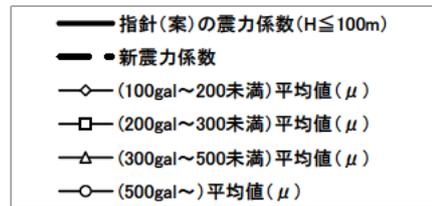
(c) H=100m



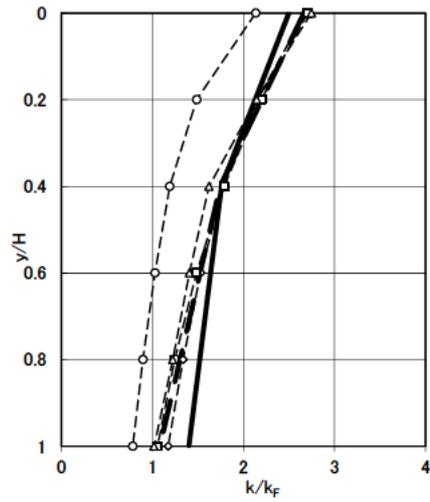
(d) H=125m



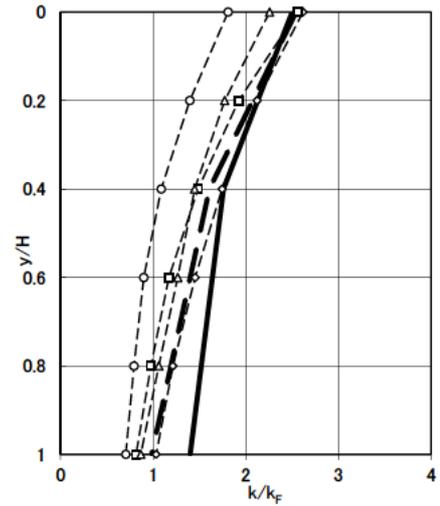
(e) H=150m



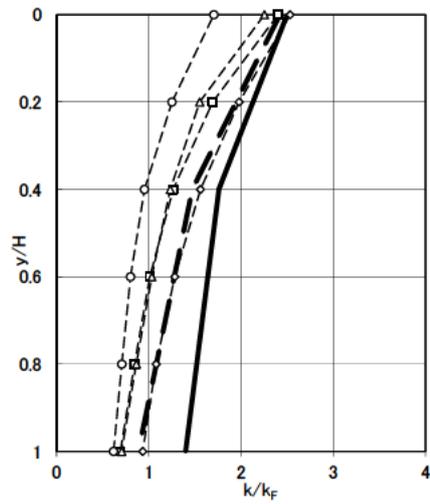
付録 3-1 各区分の観測波最大水平加速度における y/H と k/k_F の関係 (平均値 (μ))



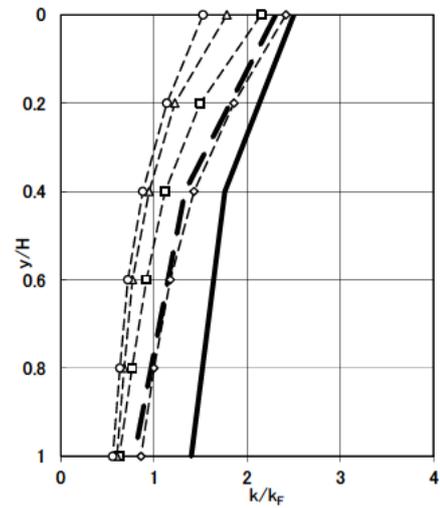
(a) H=50m



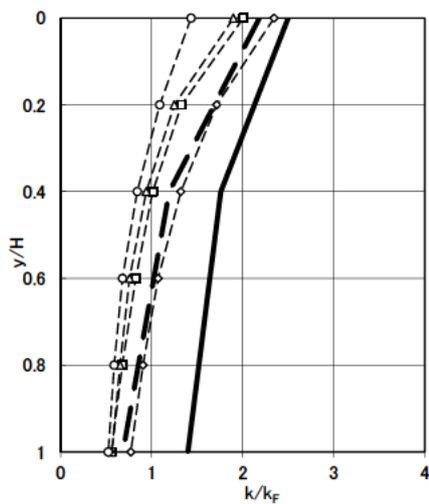
(b) H=75m



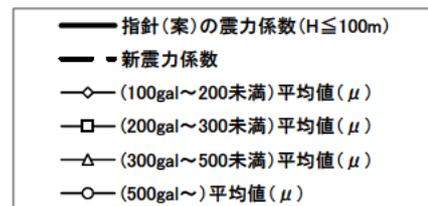
(c) H=100m



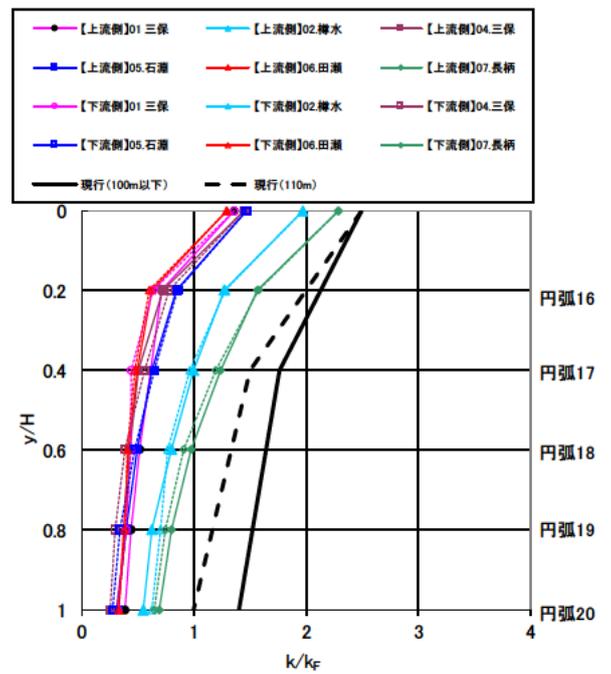
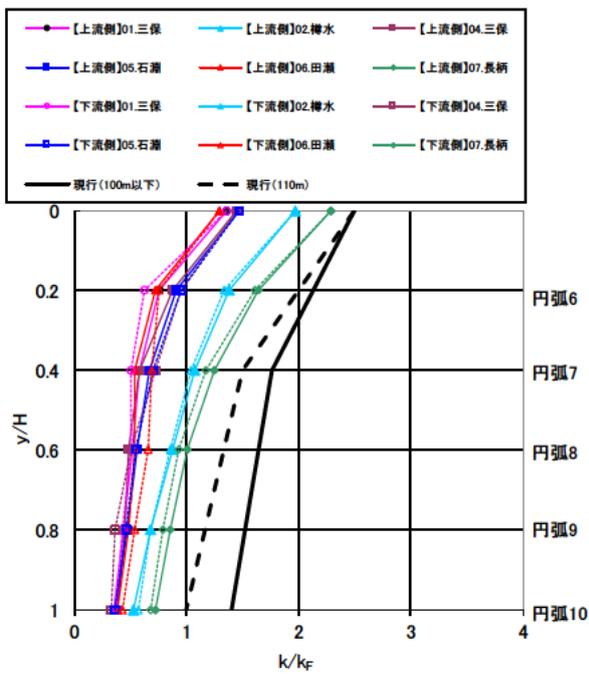
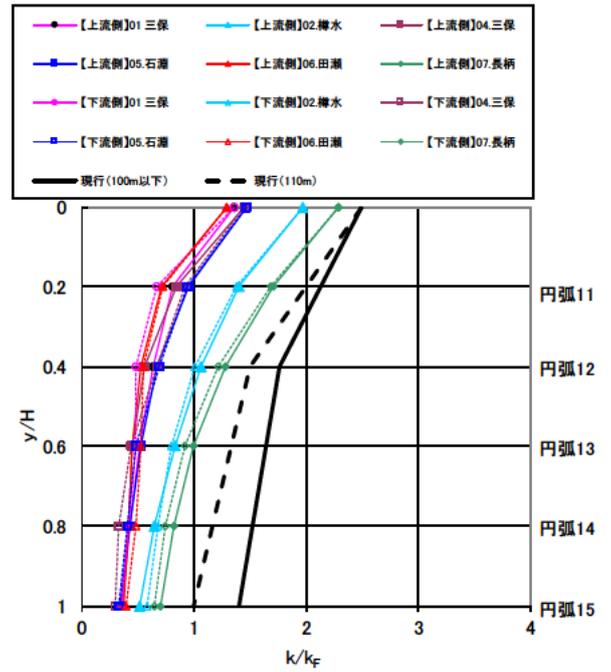
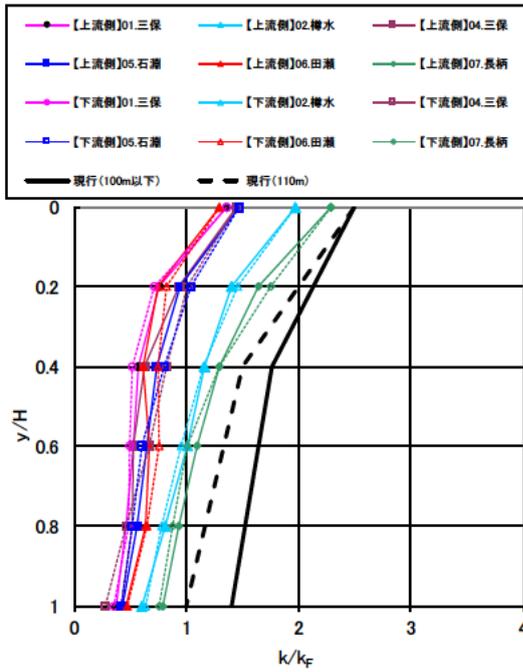
(d) H=125m



(e) H=150m

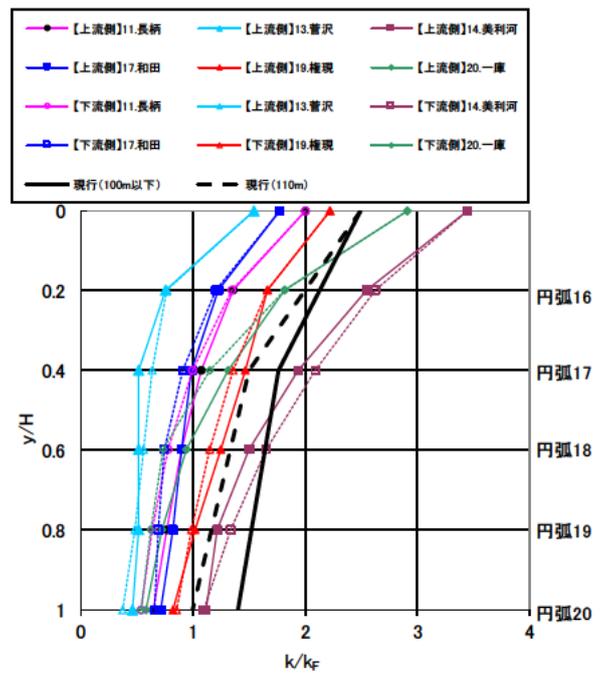
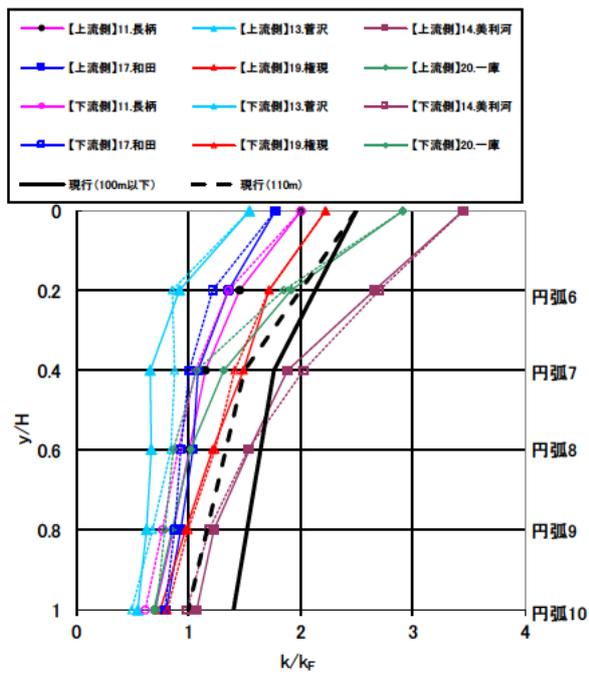
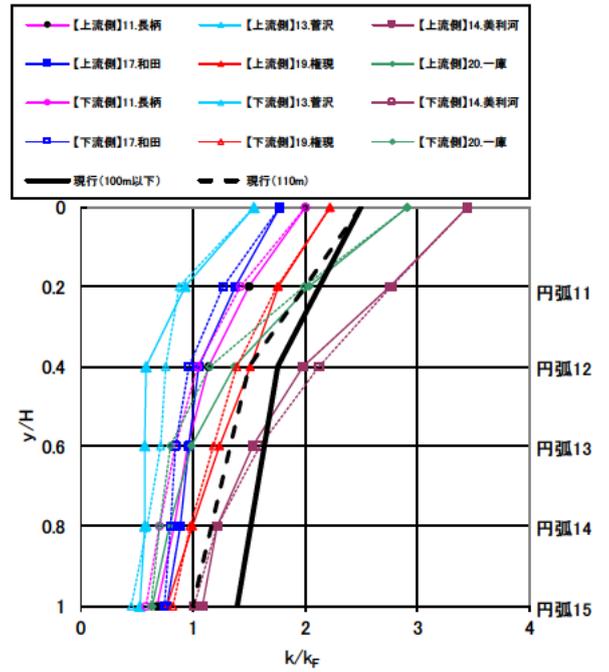
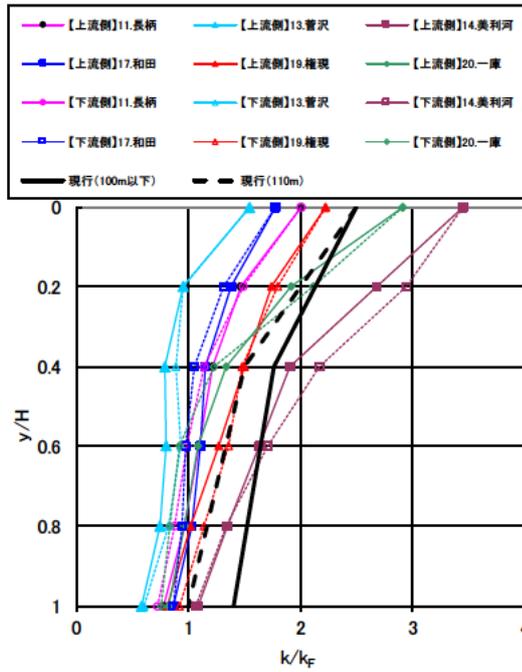


付録 3-2 各区分の観測波最大水平加速度における y/H と k/k_F の関係 (平均+標準偏差 ($\mu+\sigma$))



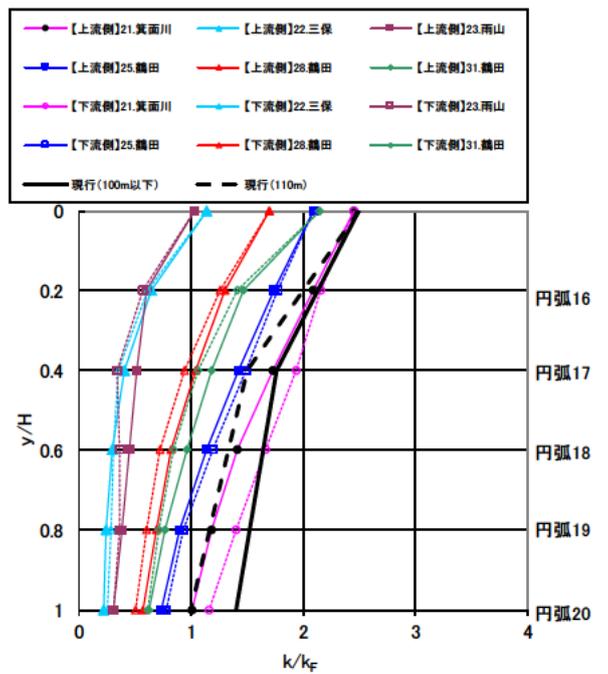
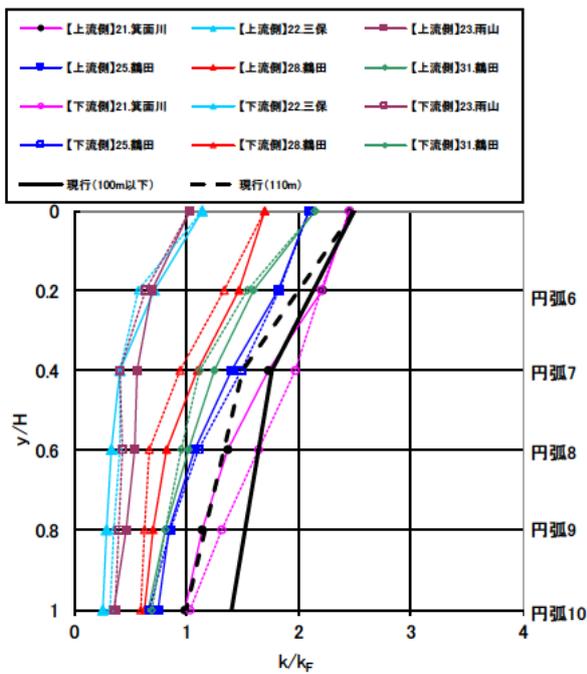
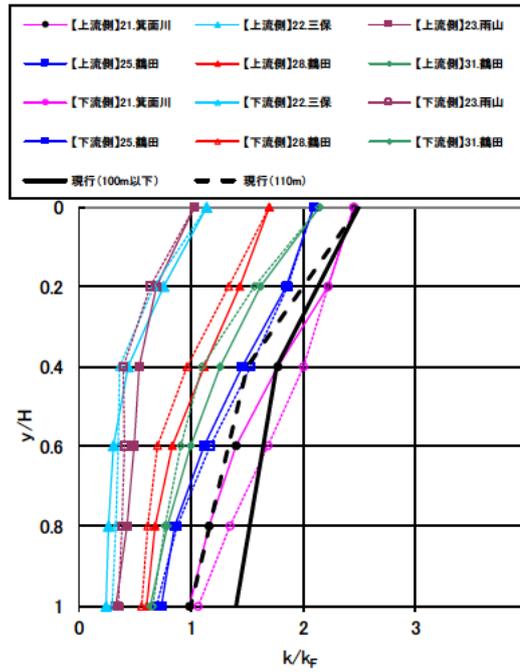
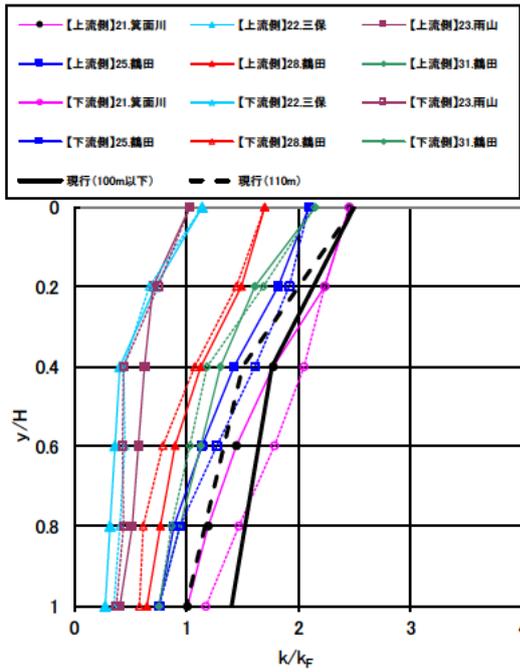
付録 3-3 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 1~No. 7)

* No.の数字は付録 1-1 の「No.」と対応。



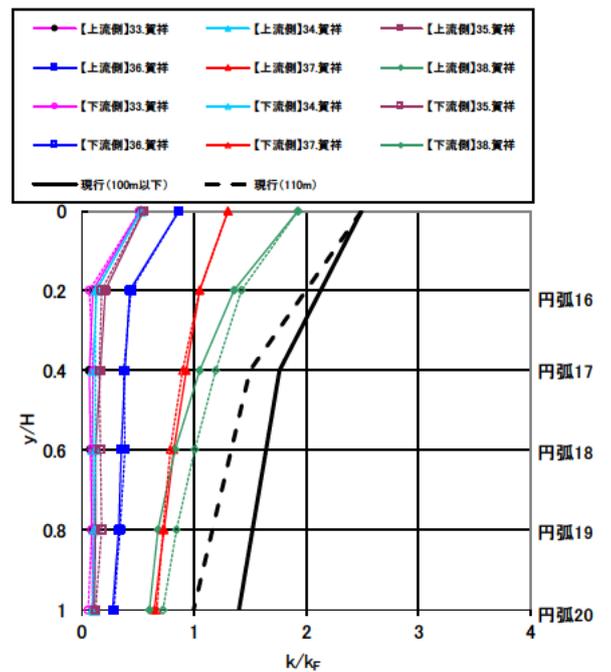
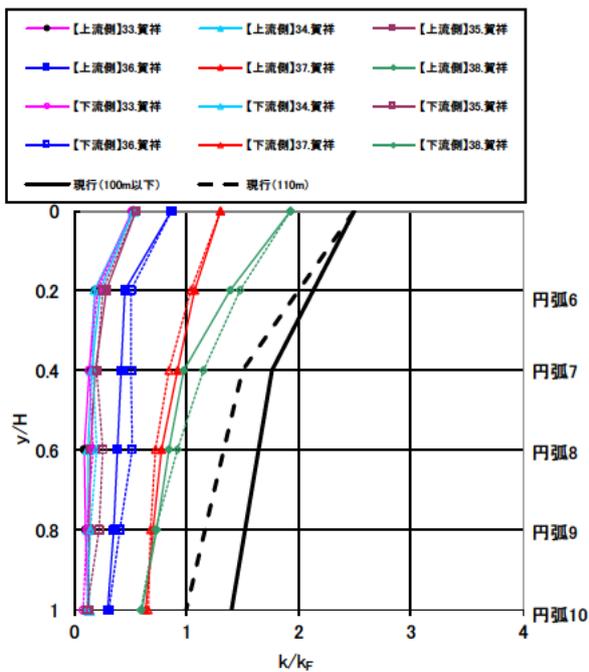
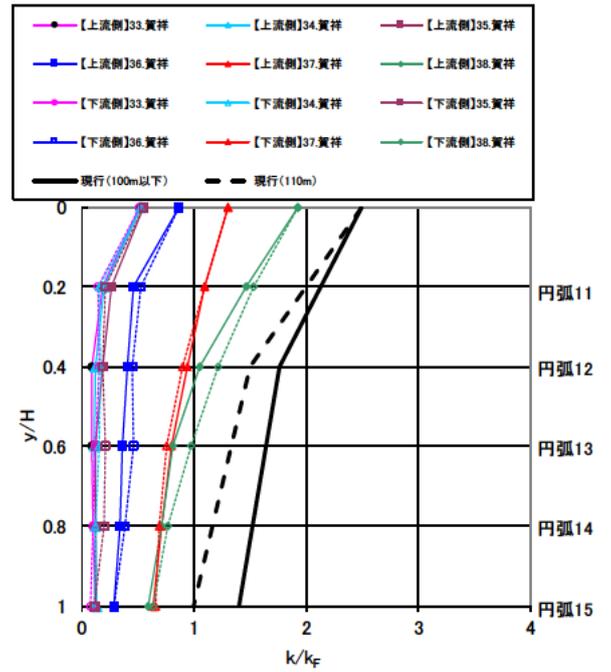
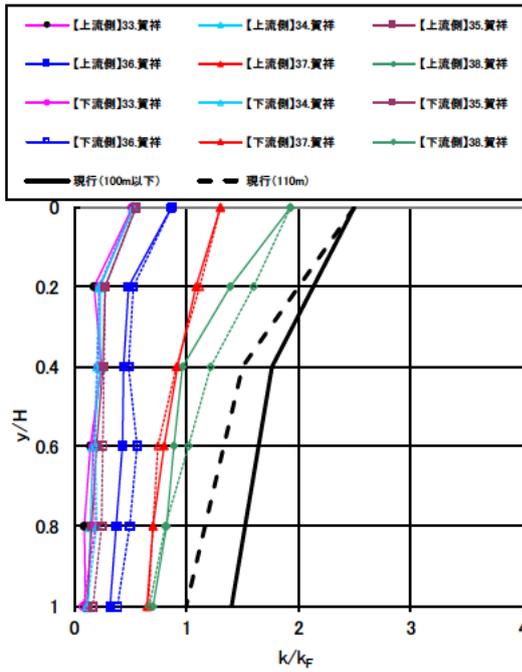
付録 3-4 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 11~No. 20)

* No.の数字は付録 1-1 の「No.」と対応。



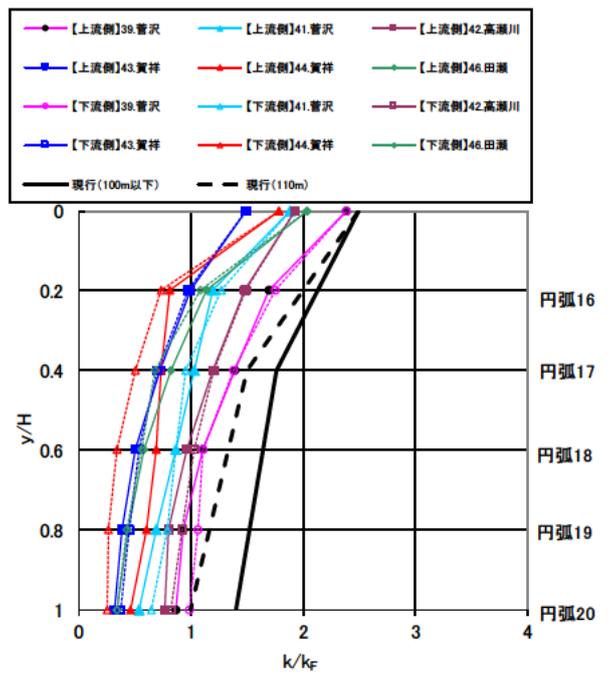
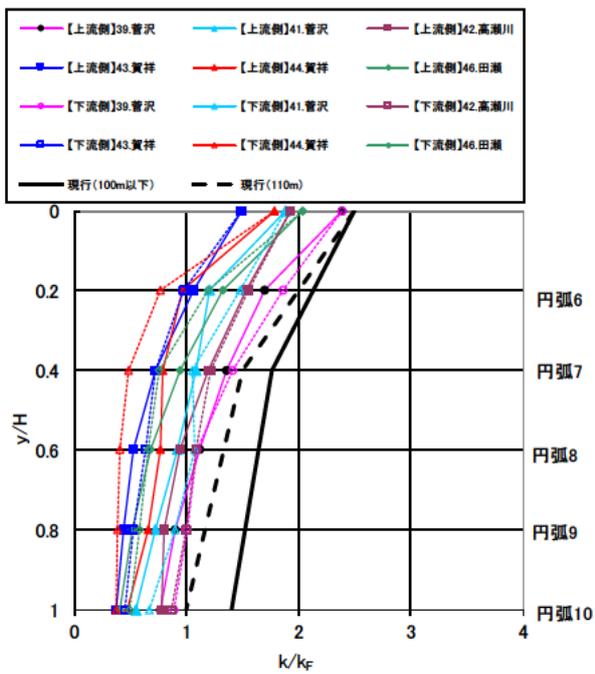
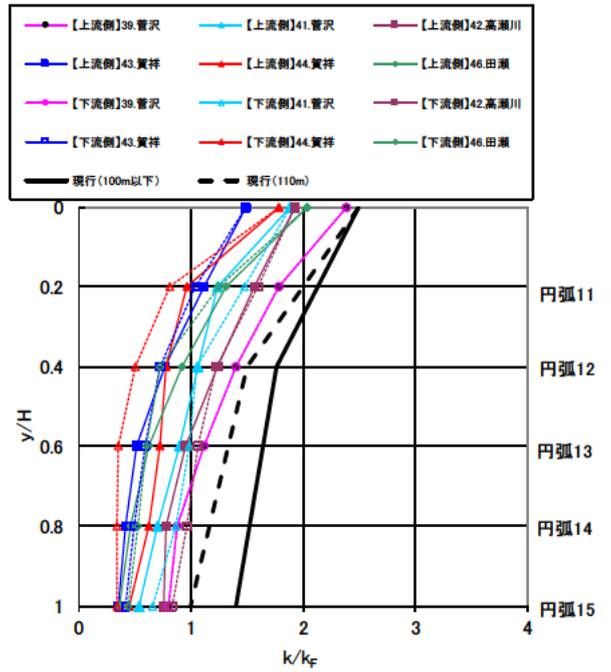
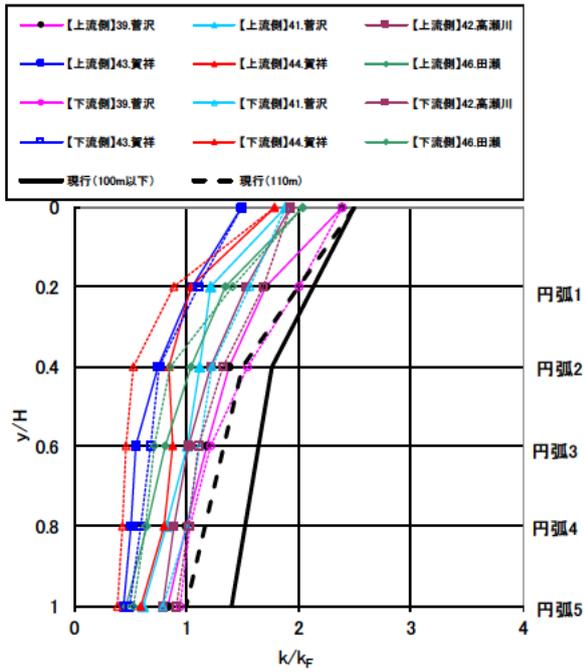
付録 3-5 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 21~No. 31)

* No.の数字は付録 1-1 の「No.」と対応。



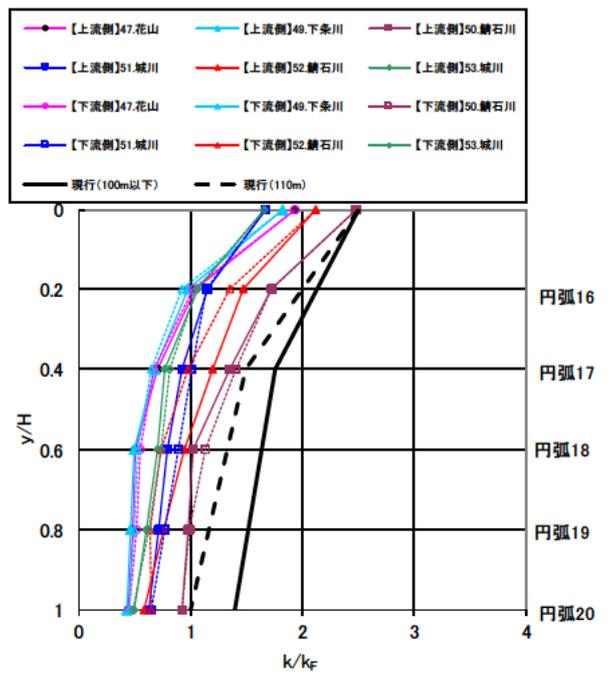
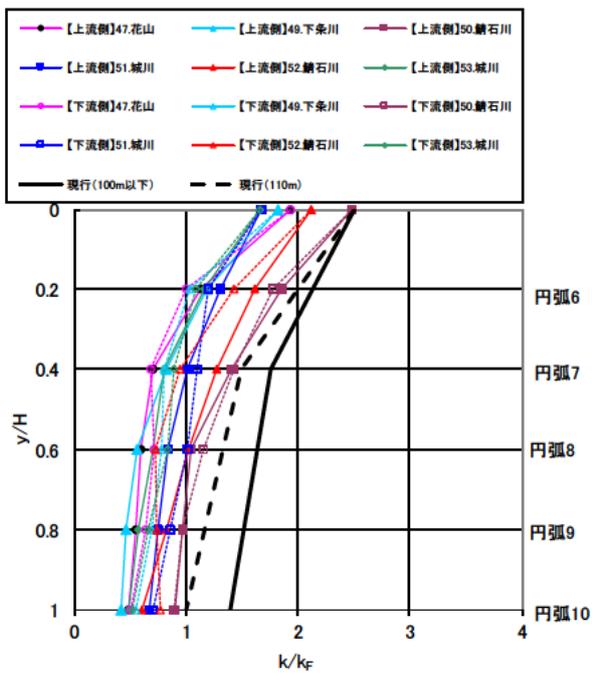
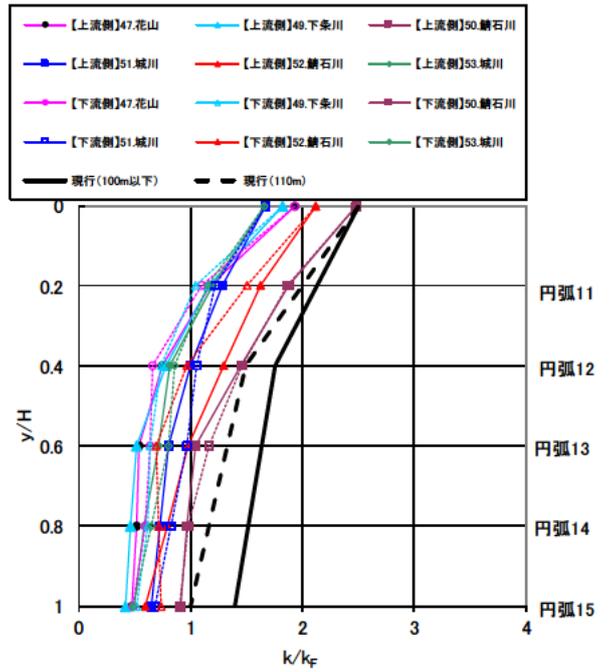
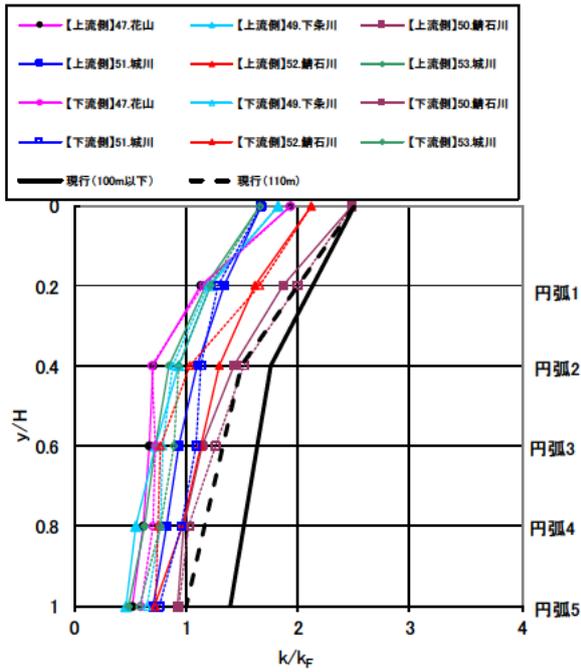
付録 3-6 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 33~No. 38)

* No.の数字は付録 1-1 の「No.」と対応。



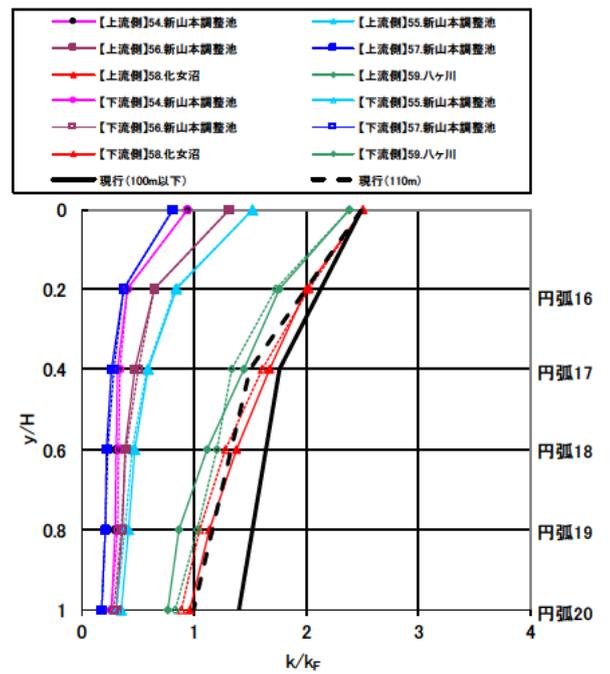
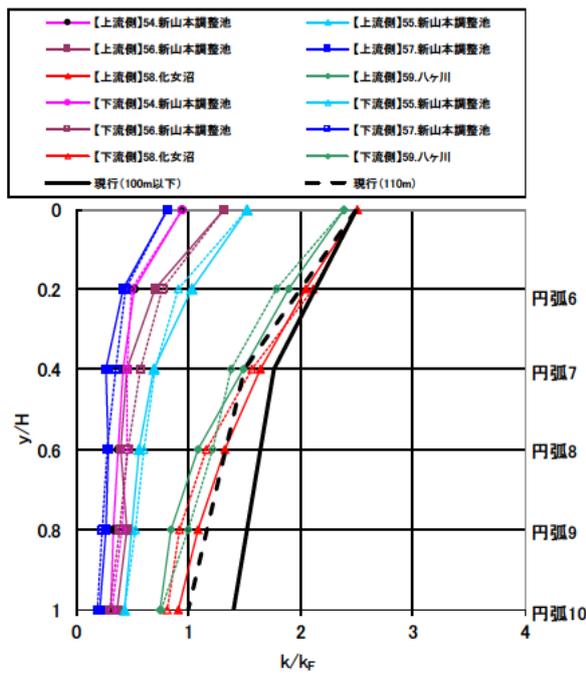
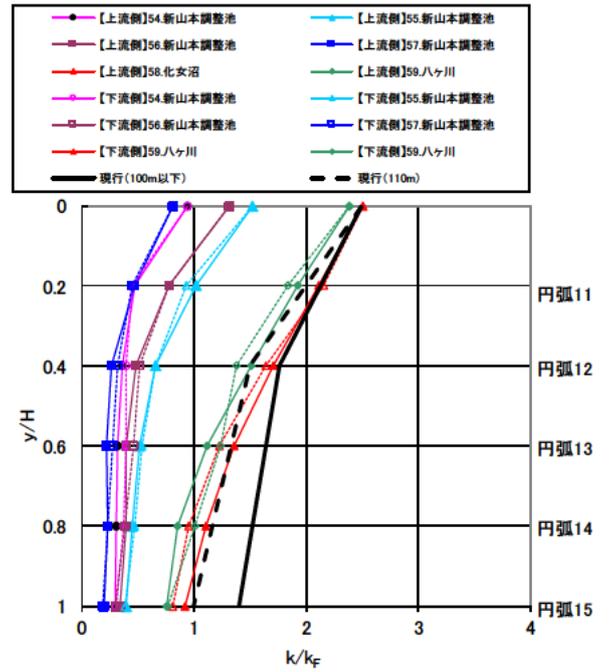
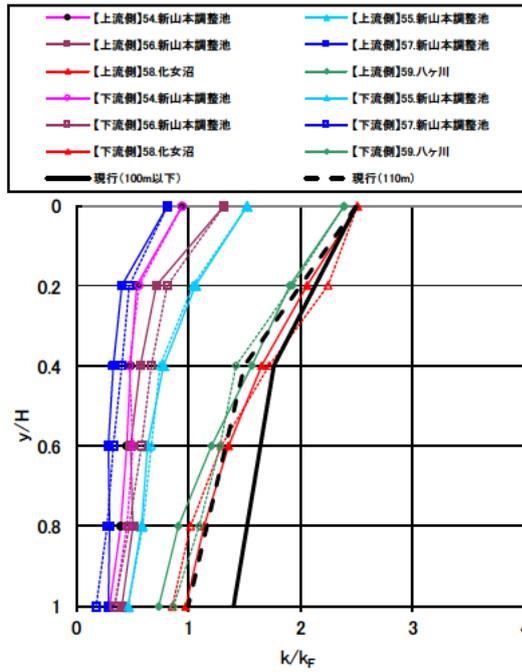
付録 3-7 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 39~No. 46)

* No.の数字は付録 1-1 の「No.」と対応。



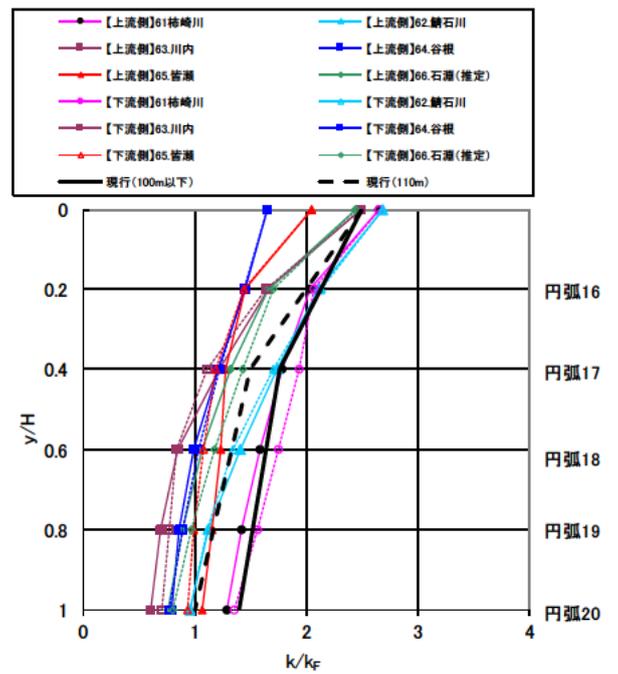
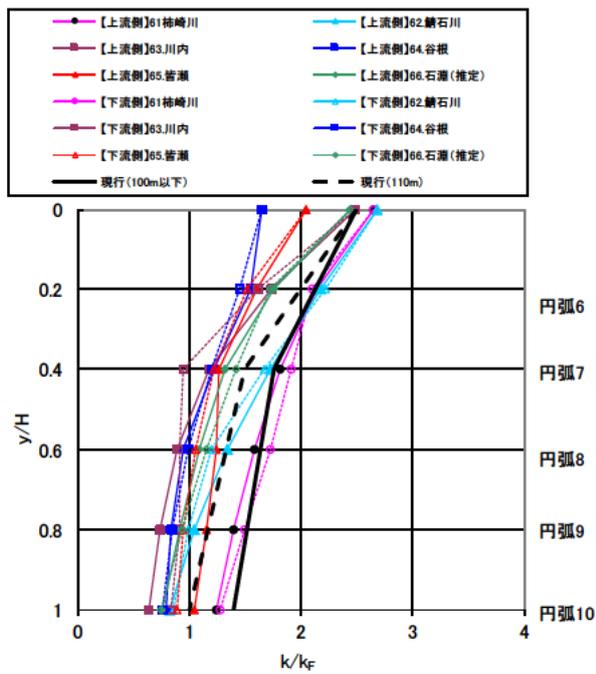
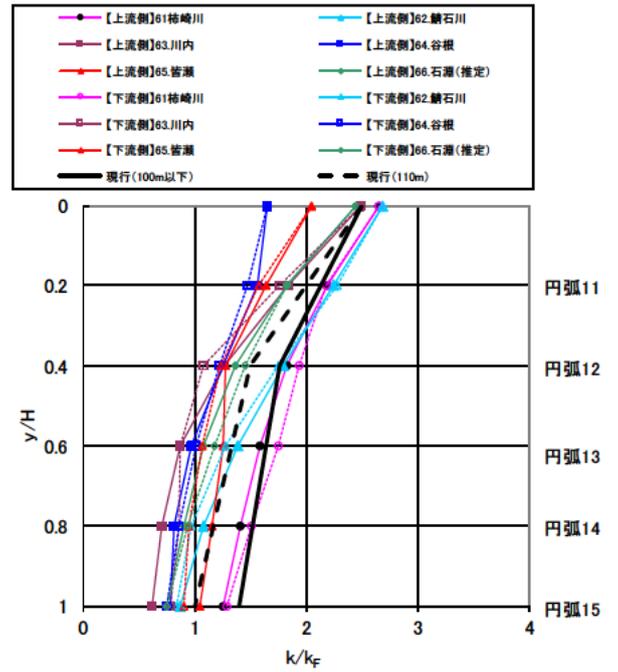
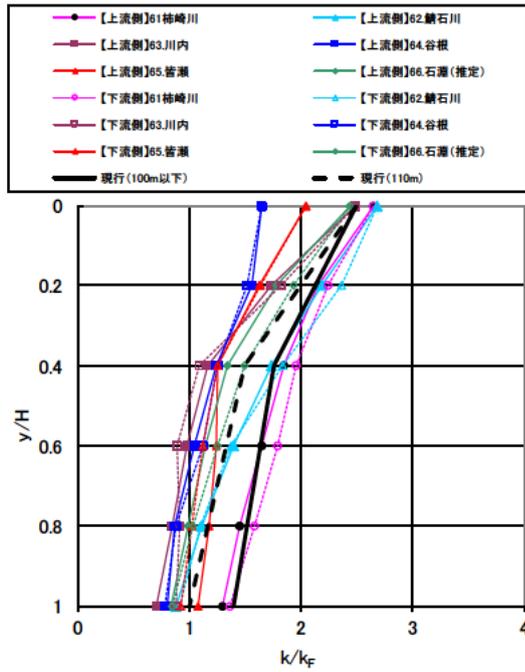
付録 3-8 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 47~No. 53)

* No.の数字は付録 1-1 の「No.」と対応。



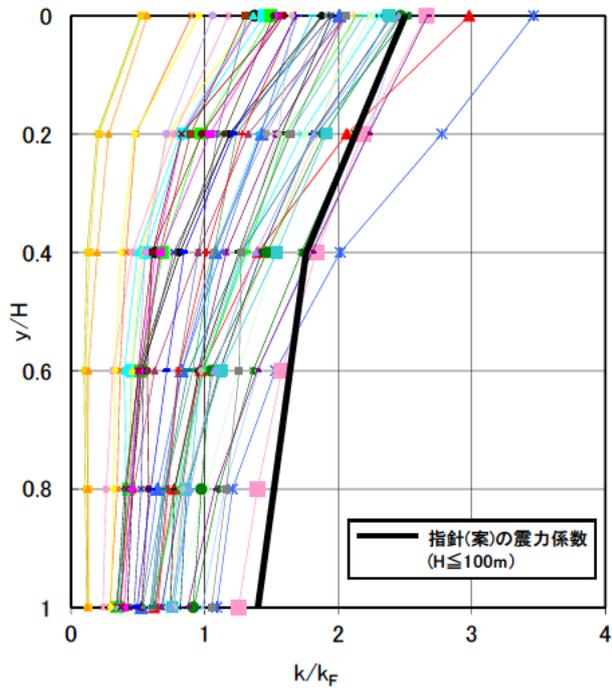
付録 3-9 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 54~No. 59)

* No.の数字は付録 1-1 の「No.」と対応。

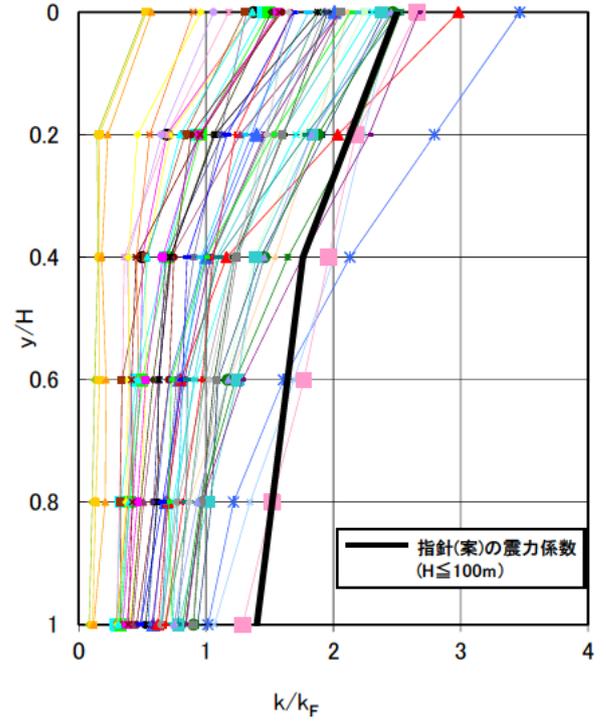


付録 3-10 上流側すべりと下流側すべりの震力係数の比較 (堤高 100m モデル、No. 61~No. 66)

* No.の数字は付録 1-1 の「No.」と対応。

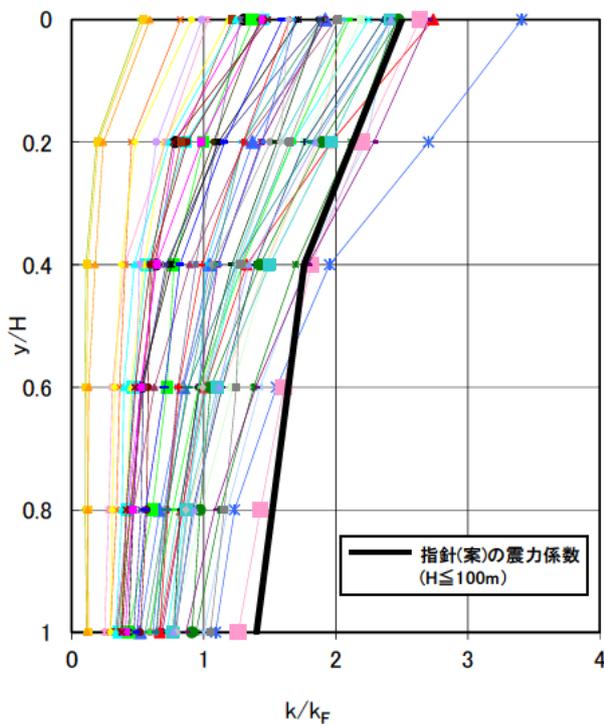


(a) 上流側すべり

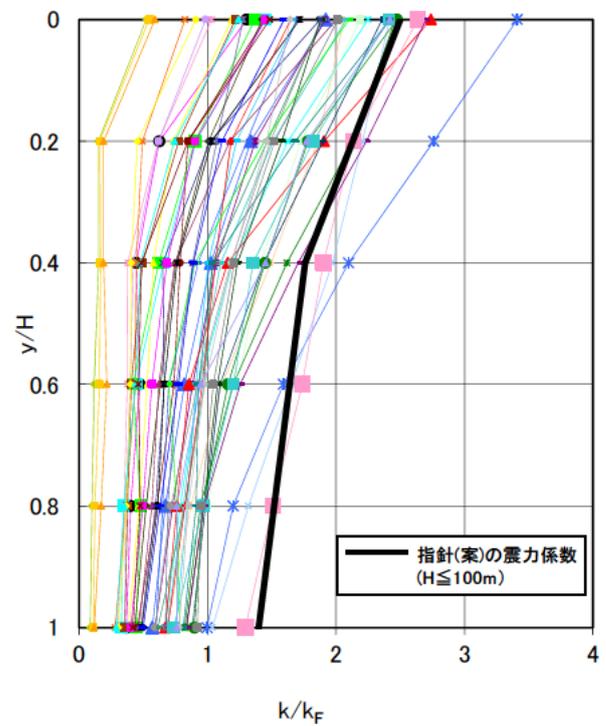


(b) 下流側すべり

付録 3-11 y/H と k/k_F の関係 (全解析結果、ケース 3、上流面 1:2.4、下流面 1:1.8)



(a) 上流側すべり



(b) 下流側すべり

付録 3-12 y/H と k/k_F の関係 (全解析結果、ケース 3、上流面 1:3.0、下流面 1:2.2)

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4325 March 2016

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754

