原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術
〈技術資料〉

2009年2月

土木学会
原子力土木委員会

原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術
〈技 術 資 料〉

2009年2月

土木学会
原子力土木委員会

巻頭言

土木学会原子力土木委員会では、原子力施設に係わる土木技術に関する課題の調査・研究を行い、学術、技術の発展に寄与するとともに、学会活動を通じて社会に奉仕することを目的として鋭意活動を行っています。これまでの委員会活動を通じて、次のような研究成果をとりまとめ、印刷物として刊行し、会員の皆様に提供しています。

・原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価方法　1985年8月
・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル　1992年9月
・原子力発電所の立地多様化技術　1996年3月
・原子力発電所の立地多様化技術（追補版）　1999年3月
・概要調査地区選定時に考慮すべき地質環境に関する基本的考え方　2001年8月
・原子力発電所の津波評価技術　2002年2月
・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針　2002年5月
・高レベル放射性廃棄物地層処分技術の現状とさらなる信頼性向上に向けて　2004年6月
・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針　2005年6月
・精密調査地区選定段階における地質環境調査と評価の基本的考え方　2006年1月
・原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン　2008年7月

現在、原子力土木委員会では、活断層評価部会、地盤安定性評価部会、構造健全性評価部会、津波評価部会、地下環境部会の5つの研究部会が活動を進めています。

地盤安定性評価部会では、これまで次の研究に取組んで参りました。

・平成13年10月～平成15年3月、委託研究「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価手法の体系化に関する研究」（主査　故 渡邊啓行　埼玉大学教授）
・平成15年7月～平成17年3月、委託研究「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価手法の体系化に関する研究（その2）」（主査　故　渡邊啓行　埼玉大学教授［～平成16年3月］、國生剛治　中央大学教授）
・平成17年10月～平成20年3月、委託研究「基礎地盤及び周辺斜面の地震時安定性評価手法（変形照査）に関する研究」（主査　國生剛治　中央大学教授）

本書は、以上の基礎地盤及び周辺斜面の耐震安全性に関する研究のうち、地盤安定性評価手法、地盤の物性評価、解析モデルの作成、地震の水平動・上下動同時入力、および地震時の斜面の挙動に関する成果を取りまとめたものであります。成果の一部は、日本原子力学会標準「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準：2007」や、本年の夏に出版予定の「原子力発電所耐震設計技術指針（日本電気協会）」に反映されています。

本成果が、原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面はもとより、広く地盤安定性評価技術の信頼性の向上に貢献できることを期待しています。

最後に、地盤安定性評価部会の活動に取組んで、長年の成果を意義ある成果にまとめられた國生剛治部会主査をはじめとする委員・幹事のご努力に深く感謝の意を表します。また、部会設立にご尽力頂き部会主査を務められた故渡邊啓行教授に哀悼の意を表します。

平成21年2月
(社)土木学会　原子力土木委員会
委員長　駒田広也

部会主査挨拶

1995年に発生した兵庫県南部地震以降、耐震設計に対する関心と重要性が高まり、諸基準の見直しが行われました。原子力施設の耐震設計についても、耐震設計研究の進展を踏まえて、より一層の信頼性向上を図ることが望まれていました。当部会は、そのような状況下で、原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価手法の体系化を目的に2001年10月に設置され、2008年3月まで関連する研究課題の審議を行ってきました。

部会審議が行われた約6年半の間に、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂（原子力安全委員会2006年9月19日）や、「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全性評価実施基準：2007」(社団法人　日本原子力学会)の規定化がなされ、従来よりも大きなレベルの地震動に対して安定性を評価し、安全性を確認することが必要になりました。これを見越して、2005年10月から合理的な評価を行うために、変形照査に関する検討・審議も実施してきました。

当部会で審議された結果の一部は、土木学会論文集の委員会報告「上下動を考慮した原子力発電所基礎地盤及び周辺斜面の地震時安定性評価」(No.757/III-66, pp.21-31, 2004.3)を始めとして多数公表・発表されましたが、一つの印刷物としてまとまっていない状況でありました。本書は、当部会における長年の検討・審議の結果の一部を体系的にまとめたもので、概要は以下の通りです。

(1) 地盤安定性評価手法に関する検討

設計用地震動に関する知見の進展（基準地震動の策定方法の高度化、鉛直方向地震動評価方法の高度化）ならびに、近年の解析・計算技術の進展を踏まえ、原則として地盤安定性検討を動的解析主体で行うことを提案しています。また、地震波の引き戻し方法、減衰の慣用値、地下水の取扱い、地盤物性のばらつきの評価方法、耐震安定性評価基準値について検討した結果について述べています。

(2) 地盤の物性評価に関わる検討

地盤物性の合理的な評価を行うために、原位置岩盤三軸試験の実証試験および、均質化法により異方性岩盤の力学特性の評価を検討した結果について述べています。また、岩盤の動的強度特性の文献調査結果についても述べています。

(3) 解析モデルの作成に係わる検討

地盤安定性評価で使用する解析モデルの作成に関連して、解析範囲と安定性評価範囲について知見を整理した結果、速度構造モデルが地盤安定性評価に及ぼす影響について解析によって検討した結果、および、弱層の試験方法とモデル化方法について既往の実験データやパラメータ解析によって検討した結果について述べています。

(4) 水平動・上下動同時入力に係わる検討

動的上下動の導入にともない地盤安定性評価で想定される課題について、地盤剛性及び地盤減衰等の地盤の物性値設定、水平動・上下動のピークの時間差や上下動に対する増幅特性、地盤安定性評価に用いる原子炉建屋の上下応答に対するモデル化の観点からそれぞれ検討を加えた結果について述べています。

(5) 地震時の斜面の挙動に関する検討

2004年新潟県中越地震による斜面被害事例の調査を行い、斜面崩壊の特徴や崩壊土塊の移動距離に関する分析結果について述べています。また、凸台地地形モデルを対象に2次元と3次元の安定性を評価・比較した結果について述べています。

最後に、本書の内容審議で熱心にご議論いただいた委員各位、電力における本研究の推進担当者、関係された各位に、衷心よりお礼申し上げます。また、長年に渡り部会主査を務められた故渡邉啓行教授に哀悼の意を表します。

平成21年2月
地盤安定性評価部会
主査　國生剛治

土木学会　原子力土木委員会　委員構成

（五十音順，平成20年5月現在）

委員長　駒田広也　財団法人電力中央研究所
委　員　藍田正和　中部電力株式会社　発電本部　土木建築部
委　員　今村文彦　東北大学　大学院　工学研究科
委　員　大西有三　京都大学　大学院　工学研究科
委　員　金谷賢生　関西電力株式会社　土木建築室
委　員　國生剛治　中央大学　理工学部
委　員　酒井俊朗　東京電力株式会社　原子力設備管理部
委　員　坂巻昌工　独立行政法人日本原子力研究開発機構　東濃地科学センター
委　員　坂本　容　北海道電力株式会社　発電本部　土木部
委　員　柴田俊治　北陸電力株式会社　土木部
委　員　田中和広　山口大学　理学部
委　員　佃　栄吉　独立行政法人産業技術総合研究所　研究コーディネーター
委　員　土　宏之　原子力発電環境整備機構　技術部
委　員　豊川和夫　東北電力株式会社　土木建築部
委　員　中本龍治　中国電力株式会社　事業支援部門（原子力土木）
委　員　西　好一　財団法人電力中央研究所　知的財産センター
委　員　濱田政則　早稲田大学　創造理工学部
委　員　福島英晃　電源開発株式会社　原子力事業部
委　員　別枝　修　四国電力株式会社　土木建築部
委　員　堀井秀之　東京大学　大学院　工学系研究科
委　員　前川宏一　東京大学　大学院　工学系研究科
委　員　松本恭明　日本原子力発電株式会社　開発計画室
委　員　丸山久一　長岡科学技術大学
委　員　溝辺　哲　九州電力株式会社　土木部
委　員　宮川豊章　京都大学　大学院　工学研究科
委　員　山崎晴雄　首都大学東京　大学院　都市環境科学研究科
幹事長　当麻純一　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所
幹　事　青柳恭平　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所
幹　事　大鳥靖樹　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所
幹　事　玉田潤一郎　関西電力株式会社　土木建築室
幹　事　都築　進　東京電力株式会社　原子力設備管理部
幹　事　仲村治朗　中部電力株式会社　発電本部　土木建築部
幹　事　松村卓郎　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所
幹　事　松山昌史　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所

土木学会　原子力土木委員会　地盤安定性評価部会

（五十音順，平成21年2月現在）

主　査　國生剛治　中央大学　理工学部　土木工学科　教授
委　員　浅野彰洋　四国電力株式会社　土木建築部　地盤耐震グループリーダー
委　員　伊藤　洋　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所　研究参事
委　員　岩下和義　埼玉大学　工学部　建設工学科　教授
委　員　蛯沢勝三　原子力安全基盤機構　耐震安全部　部長
委　員　大津宏康　京都大学　大学院　工学研究科　都市社会工学専攻　教授
委　員　大坪武弘　九州電力株式会社　土木部　原子力グループ　課長
委　員　金谷　守　財団法人電力中央研究所　企画グループ　スタッフ　上席研究員
委　員　北川陽一　日本原子力発電株式会社　開発計画室　土木設計グループマネージャー　次長
委　員　京谷孝史　東北大学　大学院　工学研究科　土木工学専攻　教授
委　員　黒岡浩平　中国電力株式会社　電源事業本部（耐震土木）マネージャー
委　員　古関潤一　東京大学　生産技術研究所　人間・社会部門　教授
委　員　小林正典　日本原燃株式会社　再処理事業部　土木建築部　土木建築技術課長
委　員　末広俊夫　東京電力株式会社　原子力設備管理部　新潟県中越沖地震対策センター
土木耐震グループ　課長
委　員　玉田潤一郎　関西電力株式会社　土木建築室　原子力土木建築グループマネジャー
委　員　谷　和夫　横浜国立大学　大学院　工学研究院　教授
委　員　東畑郁生　東京大学　大学院　工学系研究科　社会基盤工学専攻　教授
委　員　寺田康人　北陸電力株式会社　土木部耐震土木技術チーム　課長代理
委　員　中村　晋　日本大学　工学部　土木工学科　教授
委　員　野中則彦　経済産業省　原子力安全・保安院　原子力発電安全審査課　上席安全審査官
委　員　藤井　誠　中部電力株式会社　土木建築部　原子力土建グループ　副長
委　員　濱田政則　早稲田大学　創造理工学部　教授
委　員　五月女敦　電源開発株式会社　原子力事業本部　原子力建設部　土木耐震グループ
グループリーダー
委　員　松本康男　東北電力株式会社　土木建築部　課長(地盤・耐震担当)
委　員　三浦房紀　山口大学　大学院　理工学研究科　環境共生工学専攻　教授
委　員　吉田郁政　武蔵工業大学　工学部　都市基盤工学科　教授
委　員　藪　正樹　北海道電力株式会社　土木部　原子力土木グループリーダー
幹事長　大鳥靖樹　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所　地震工学領域　上席研究員
幹　事　石丸　真　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所　地震工学領域　主任研究員
幹　事　岡田哲実　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所　バックエンド研究センター　主任研究員
幹　事　河井　正　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所　地震工学領域　主任研究員
幹　事　小早川博亮　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所　地圏科学領域　主任研究員
幹　事　佐藤清隆　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所　地震工学領域　領域リーダー

幹　事　曽良岡宏　東京電力株式会社　原子力設備管理部　新潟県中越沖地震対策センター
土木耐震グループ　副長

幹　事　栃木　均　財団法人電力中央研究所　地球工学研究所　地震工学領域　上席研究員

過去の委員	秋山　隆	関西電力株式会社
及び幹事	伊藤　裕	東北電力株式会社
	入佐伸夫	経済産業省
	岩佐英昭	北海道電力株式会社
	大津仁史	東京電力株式会社
	梶田卓嗣	九州電力株式会社
	金谷賢生	関西電力株式会社
	金戸俊道	東京電力株式会社
	鎌田正隆	九州電力株式会社
	川原修司	経済産業省
	河村精一	中部電力株式会社
	川本秀夫	中国電力株式会社
	佐伯武俊	四国電力株式会社
	酒井俊朗	東京電力株式会社
	坂本　容	北海道電力株式会社
	高尾　誠	東京電力株式会社
	武田智吉	東京電力株式会社
	中嶋光浩	北陸電力株式会社
	仲村治朗	中部電力株式会社
	野口雅之	中国電力株式会社
	伴　一彦	電源開発株式会社
	前川　功	北陸電力株式会社
	三和　公	日本原燃株式会社
	四家　隆	北海道電力株式会社
	渡邉啓行	埼玉大学（故人）

原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>

【目　次】

第1章　地盤安定性評価手法に関する検討

1.1　慣用法／静的解析／動的解析の流れの検討

1.1.1　はじめに

平成 18 年 9 月 19 日に原子力安全委員会が決定した「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」(以下,「新指針」と呼ぶ)では，基準地震動の策定方法が見直され，耐震設計で考慮する地震動のレベルが増大するとともに，水平方向に加え，鉛直方向の動的な地震動が策定されることとなった.

これまで，原子力発電所の安全審査に係る地盤安定性評価では，平成 3 年に発行された JEAG4601-1991「原子力発電所耐震設計技術指針(追補版)」(以下,「JEAG4601-1991」と呼ぶ)に基づく検討が実施されてきた. JEAG4601-1991 では，地盤安定性検討について，すべり面法等の慣用法による検討，静的解析による検討，動的解析による検討の 3 段階の検討を，原則として全て実施する手順を示しているが，上に述べた新指針の決定や，近年の地盤工学における動的解析技術の進展を踏まえて，地盤安定性評価手順の合理化が必要な機運にある.

以上のような背景を踏まえ，本節では，新指針に対応したより合理的で説明性の高い地盤安定性検討の手順について検討を行った.

1.1.2　既往の地盤安定性検討の手順

JEAG4601-1991 による地盤の安定性検討の流れを図1.1.1に示す.

既往の原子力発電所の基礎地盤安定性検討では，次の 3 段階の検討が，原則として全て実施される手順がとられてきた.

① すべり面法等の慣用法による検討

② 静的解析による検討

③ 動的解析による検討

これら 3 段階の検討においては，鉛直地震動は，いずれも静的震度により考慮され，水平地震動を入力した解析の応答値と重ね合わせることによって，安定性を評価している.

なお，既往の地盤安定性検討における，3 段階のすべり安全性評価手法による安全性評価基準値に関する確率論的考察が 1.6 に示されている.

1.1.3　新しい地盤安定性検討の手順の提案

2.1.1 に示したような背景から，原子炉建屋基礎地盤および原子炉建屋周辺斜面に関する安定性検討の手順の見直しについて検討した.

新指針では，基準地震動 Ss による地震力の算定法として,「基準地震動 Ss による地震力は，基準地震動 Ss を用いて，水平方向および鉛直方向について適切に組み合わせたものとして算定されなければならない」とされているが，JEAG4601-1991 の定める既往の地盤安定性検討の手順を適用する場合，すべり面法等の慣用法による検討および静的解析による検討では，動的上下動を直接的に取り扱うことができない.

また，既往検討手順においては，① すべり面法等の慣用法による検討，② 静的解析による検討，③ 動的解析による検討の，3 段階全ての検討が必要であり，設計の手順として冗長なところがある.

以上のことから，既往地盤安定性検討の手順における 3 段階の検討のうち，最も信頼性が高く，また，動的上下動を直接取り扱うことができる「動的解析による検討」を主体とした，新しい地盤安定性検討の手順を提案する.

動的解析においては，水平地震動と鉛直地震動を同時入力して応答値を求めることとした．ただし，線形解析においては，自重解析，水平地震動による応答解析および鉛直地震動による応答解析を別々に実施し，その結果を適切に重ね合わせて評価してもよいこととした．

また，モデル化～応答解析～安定性評価までの一連の検討を，一貫して動的解析により実施することが理想であるが，検討対象断面やすべり面の検討などについては，すべり面法や静的解析による検討を実施してもよいこととした．

(1) 原子炉建屋基礎地盤

図1.1.2に提案する検討手順を示す．

原子炉建屋基礎地盤の安定性検討は，動的解析を主体に検討を行うことを原則とする．

動的解析による検討に先立って，「簡易的な検討」および，必要に応じて「各種比較検討」を実施する．

「簡易的な検討」とは，建屋基礎底面のすべりに対する検討，支持力および沈下に対する検討を指している．なお，評価対象が硬岩であり，あらかじめ支持力および沈下に対して十分な安定性を有することが想定できる場合には，支持力および沈下に対する検討を省略することができる．

また，「各種比較検討」とは，検討対象断面やすべり面の絞り込み検討など，原子炉建屋基礎地盤の安定性に関する種々の補足的・参考的な検討を指しており，すべり面法または静的解析により行うことを原則としている．この場合，基礎地盤に作用する地震力は，既往の検討手順にならい，K_H=0.2，K_V=0.1とする．

動的解析の結果，すべり安全率が安定性評価基準値(Fs)である1.5以上の場合には，検討を終了することができる．

(2) 原子炉建屋周辺斜面

図1.1.3に提案する検討手順を示す．

原子炉建屋周辺斜面の安定性検討は，動的解析を主体に検討を行うことを原則とする．

動的解析による検討に先立って，必要に応じて「各種比較検討」を実施する．

「各種比較検討」とは，検討対象断面やすべり面の絞り込み検討など，原子炉建屋周辺斜面の安定性に関する種々の補足的・参考的な検討を指しており，すべり面法または静的解析により行うことを原則としている．この場合，周辺斜面に作用する地震力は，既往の検討手順にならい，K_H=0.3，K_V=0.15とする．

動的解析の結果，すべり安全率が耐震安定性評価基準値(Fs)である1.2以上の場合には，検討を終了することができる．

1.1.4 まとめ

設計用地震動に関する知見の進展(基準地震動の見直し，動的上下動の導入)ならびに近年の解析・計算技術の進歩を踏まえ，原子炉建屋基礎地盤および原子炉建屋周辺斜面に関する安定性検討の手順の見直しについて検討した．

提案した検討手順の基本的考え方は次のとおりである．

1) 原子炉建屋基礎地盤および原子炉建屋周辺斜面の安定性検討は，動的解析を主体に検討を行うことを原則とする．
2) 動的解析による検討に先立ち，原子炉建屋基礎地盤では簡易的な検討および必要に応じて各種比較検討を実施し，原子炉建屋周辺斜面では必要に応じて各種比較検討を実施する．また，それらの検討は，すべり面法等により行うことができる．

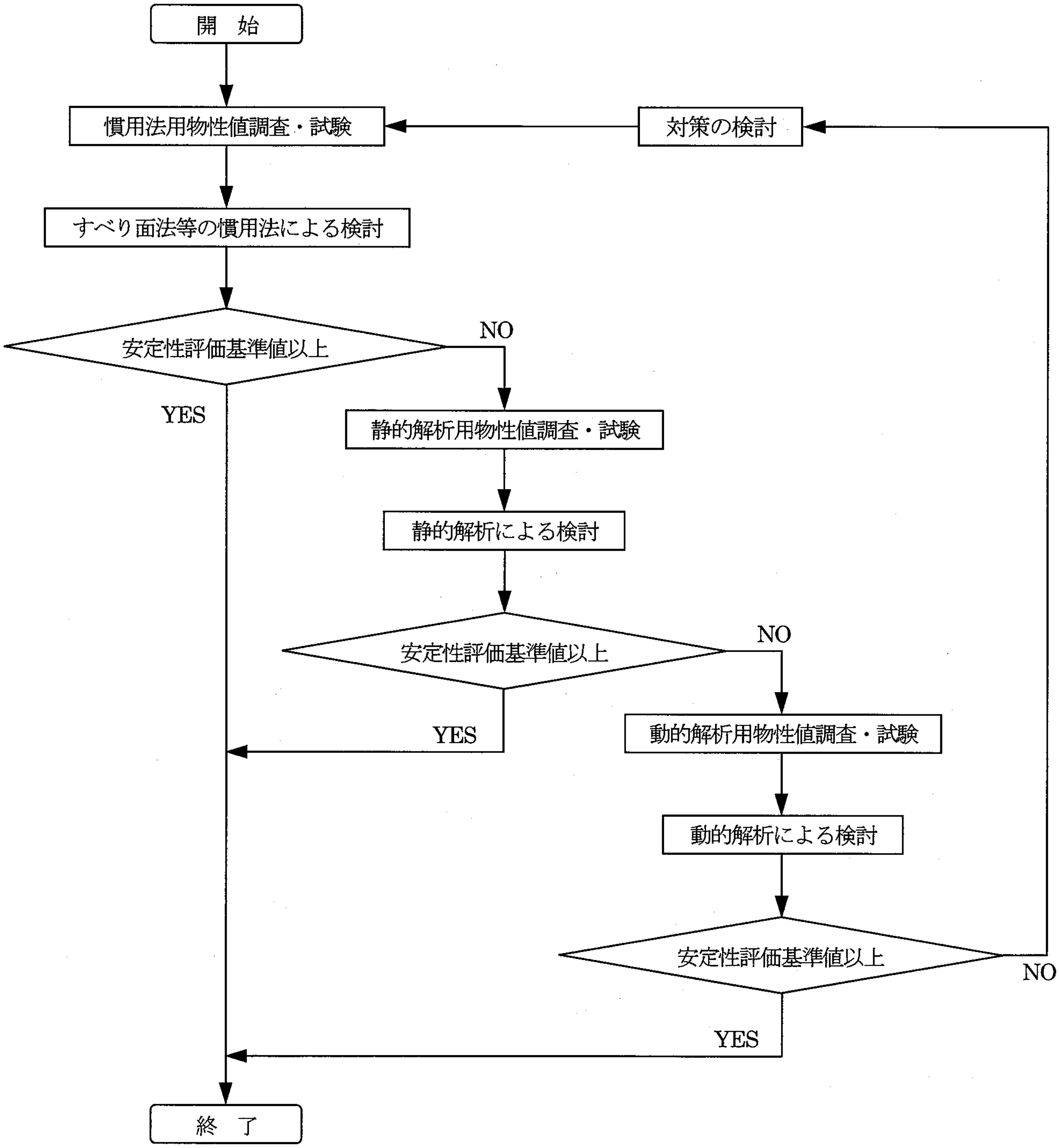


図1.1.1　JEAG4601-1991 における地盤の安定性評価の基本的な流れ

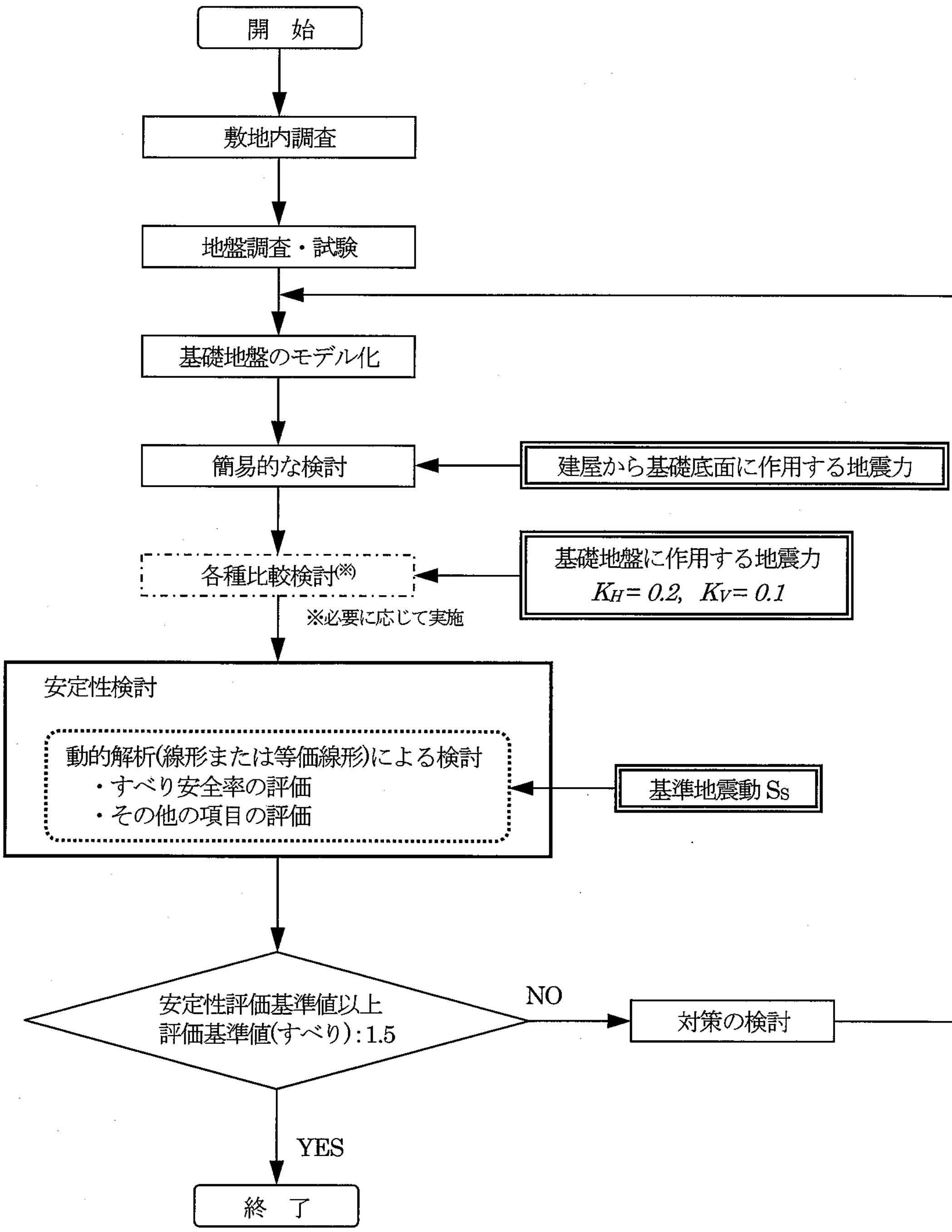


図1. 1. 2　提案する原子炉建屋基礎地盤安定性検討の手順

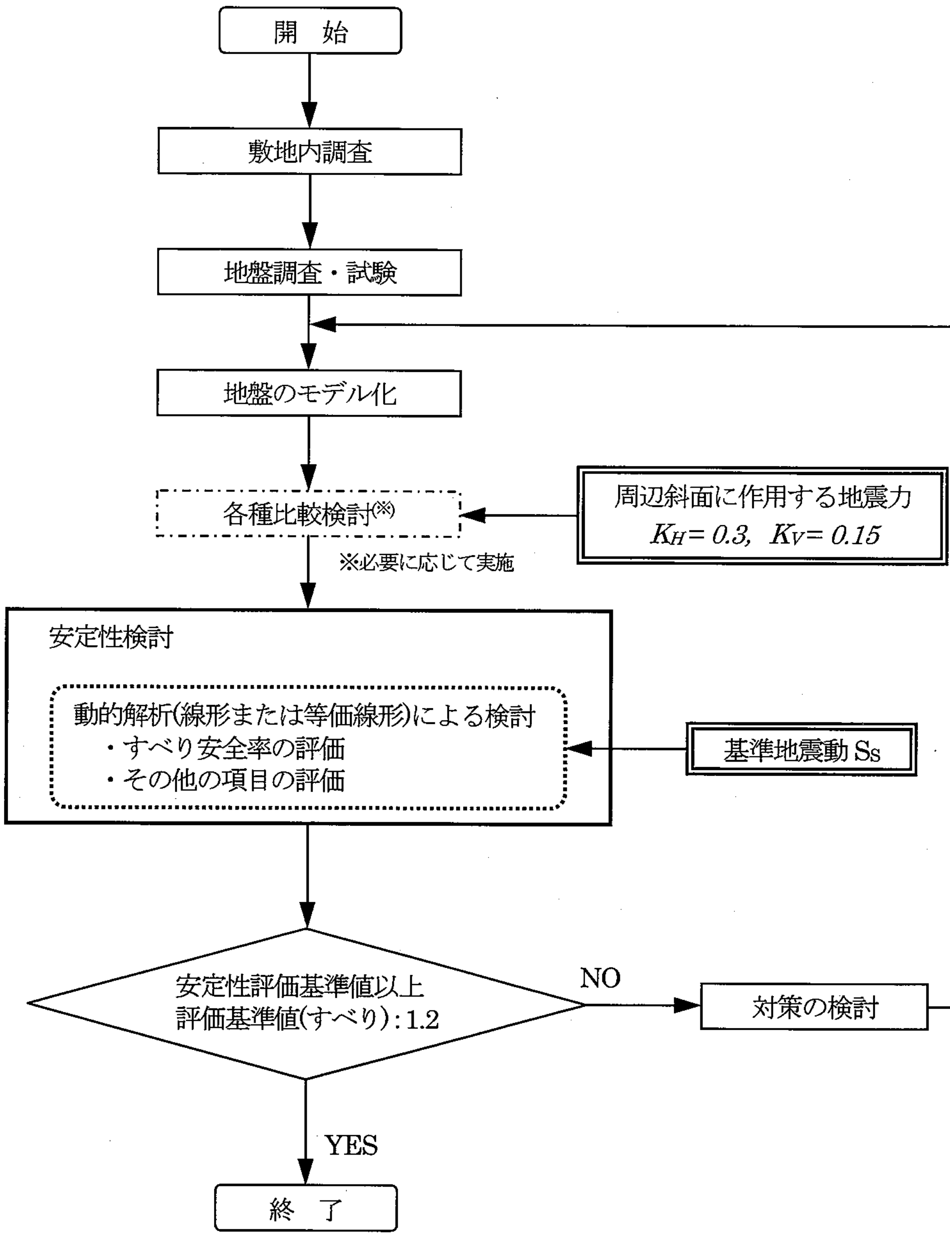


図1.1.3　提案する原子炉建屋周辺斜面安定性検討の手順

1.2　地震動の引き戻し方法

1.2.1　はじめに

JEAG4601-1991では，基礎地盤・斜面の地震応答解析に用いる地震動は，敷地の解放基盤表面で定義された基準地震動 S_S を解析モデルの底面まで引き戻して用いることとされている．したがって，硬質岩盤の場合には，安定解析に用いる解析モデルの底面に引き戻した入力地震動を作成する必要がある．このような硬質岩盤における地震動の引き戻し方法は，基本的には解析モデル底面まで地盤を水平成層と仮定した1次元地盤構造モデルで計算することが一般的である．一方，敷地内の地質構造や弾性波速度構造が不均質な地盤では，上記のような1次元の水平成層地盤構造モデルで引き戻すことが困難な場合もあり，このような

地点では2次元の地盤構造モデルにより引き戻しを行うことが合理的と考えられる.

本節では，2次元の地盤構造の影響が強いと考えられる特異な地盤を例にして，この影響を考慮した2次元解析で基準地震動を引き戻した場合と，従来の1次元解析で引き戻した場合で，基礎地盤の安定性評価にどの程度の違いが現れるかを検討したものである.

1.2.2　解析条件

解析は以下に示す1次元モデルおよび2次元モデルを用いて行った.

(1) 解析モデル

2次元モデルとして，図1.2.1に示すようなCH級岩盤の中にCL級とCM級岩盤が部分的に混在する不均質な地盤構造モデルを作成した. また，2次元モデルを元に表1.2.1に示す1次元成層地盤構造モデルを作成した.

(2) 物性値

1次元モデル，2次元モデルの検討に用いる物性値を表1.2.2～表1.2.3に示す.

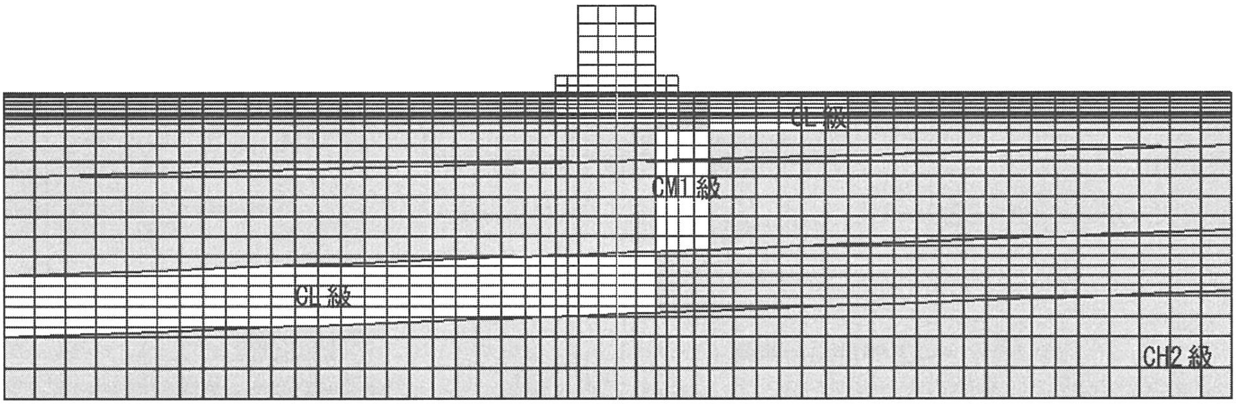


図1.2.1　検討に用いた2次元地盤モデル

表1.2.1　建屋基礎直下の1次元地盤構造

解放基盤表面位置 →（層番号1の上端）

解析モデル底面位置 →（層番号3の位置）

層番号	層厚(m)	岩盤等級
1	85	CH2
2	40	CL
3	55	CH2

(3) 地震動

解析では，解放基盤表面で定義する基準地震動で，4.2.3項で作成した波形(図4.2.9)を解析底面に引き戻した波形を入力した. 水平方向の最大加速度は450gal，上下方向の最大加速度は水平方向の2/3の300galである.

(4) 引き戻し方法

a. 1次元モデルによる引き戻し

1次元モデルによる引き戻しは，1次元波動の重複反射理論に基づく解析コードSHAKEを用いて行った.

表1.2.2　1次元計算および1次元計算の解析モデルにおける各層の地盤物性値[1)]

項目	単位	表層地盤	岩盤		
			CL級	CM1級	CH2級
静弾性係数	MPa	98	980	1500	5900
静ポアソン比	—	0.45	0.30	0.30	0.20
単位体積重量	kN/m³	18	20	23	26
粘着力	kPa	—	290	490	1500
内部摩擦角	度	—	33.0	35.0	50.0
S波速度	m/s	300	600	1000	2000
初期せん断弾性係数	MPa	165	735	2347	10612
動弾性係数	MPa	479	2057	6571	28653
動ポアソン比		0.45	0.40	0.40	0.35
減衰定数		0.05	0.03	0.03	0.02

表1.2.3　1次元計算による上下動の引戻しに用いた地盤物性値

	単位	CL級	CM1級	CH2級
P波速度	m/s	1470	2450	4160
$K+4/3G$	MPa	4320	13800	46800

K:体積弾性係数，G:せん断剛性

b．2次元モデル(FEM)による引き戻し

2次元計算による引き戻しは，原子炉建屋の応答による影響を除くために，地盤と構造物の動的相互作用解析でよく用いられているサブストラクチャー法で行われるような穴あき地盤のモデル化手法を適用した．引き戻し方法の流れを図1.2.2に示す．

原子炉建屋・基礎をはぎとった2次元地盤モデルの作成

↓

解放基盤表面と解析モデル底面との伝達関数（周波数応答Z）の計算
Z＝（解放基盤表面の加速度A_i／解析モデル底面への入力加速度A_0）

↓

基準地震動（解放基盤表面）に対するモデル基盤の周波数応答を算定
H_i＝｛(1／Z)・(検討用模擬地震動のフーリエスペクトルH_d)｝

↓

時刻領域への変換により解析モデル底面の地震動を計算

図1.2.2　本検討で用いた2次元モデルによる地震動の引き戻し方法

地震応答解析モデルの建屋と基礎を構成する要素を削除した穴あき地盤のモデルに対して，上記の検討用基準地震動(水平・上下動)を入力した解析を行い，図1.2.3にある基準地震動の水平・上下それぞれの加速度応答と入力波形の伝達関数を算出する．このそれぞれの伝達関数と周波数領域に変換した基準地震動を掛け合わせ，その後Hanningウィンドウを100回掛けた後に時間領域に戻し2次元による引き戻し波形の作成を行った．地盤の地震応答解析は，2次元有限要素法(FEM)により実施した．

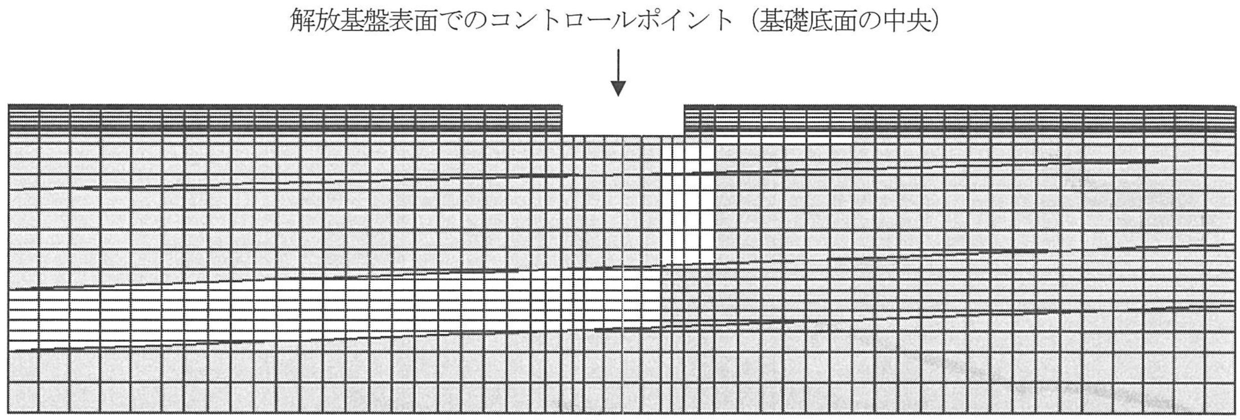
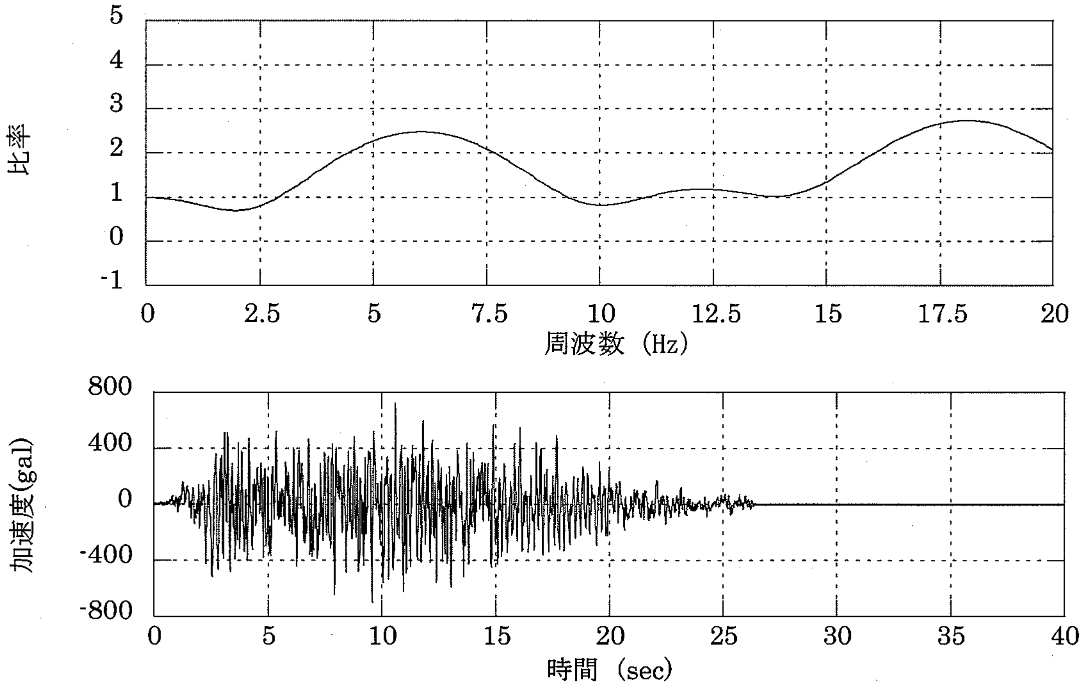


図1.2.3　2次元計算による地震動の引き戻しに用いた2次元地盤モデル

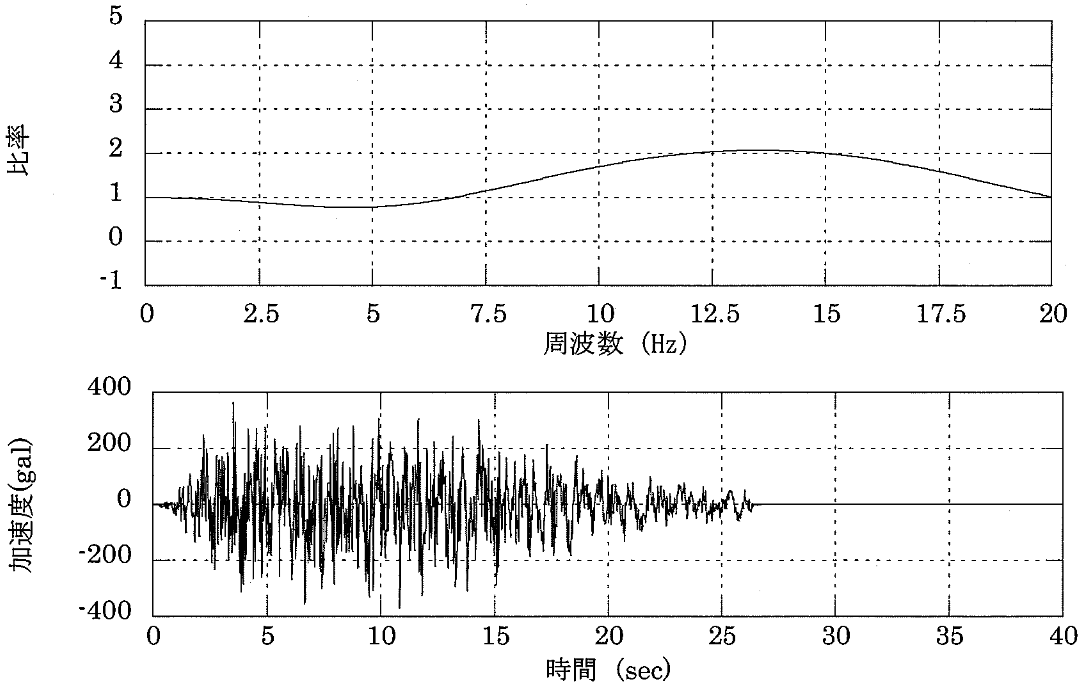
1.2.3　解析結果

(1)　引き戻した波形の比較

図1.2.4に，1次元モデルによる引き戻しの計算で得られた伝達関数と解析モデル底面の波形(水平724gal，上下368gal)を示す．解析モデル底面に引き戻した地震動のほうが原子炉建屋の基礎直下の検討用基準地震動よりも地盤の非線形の影響を受けて最大加速度が大きくなることがわかる．



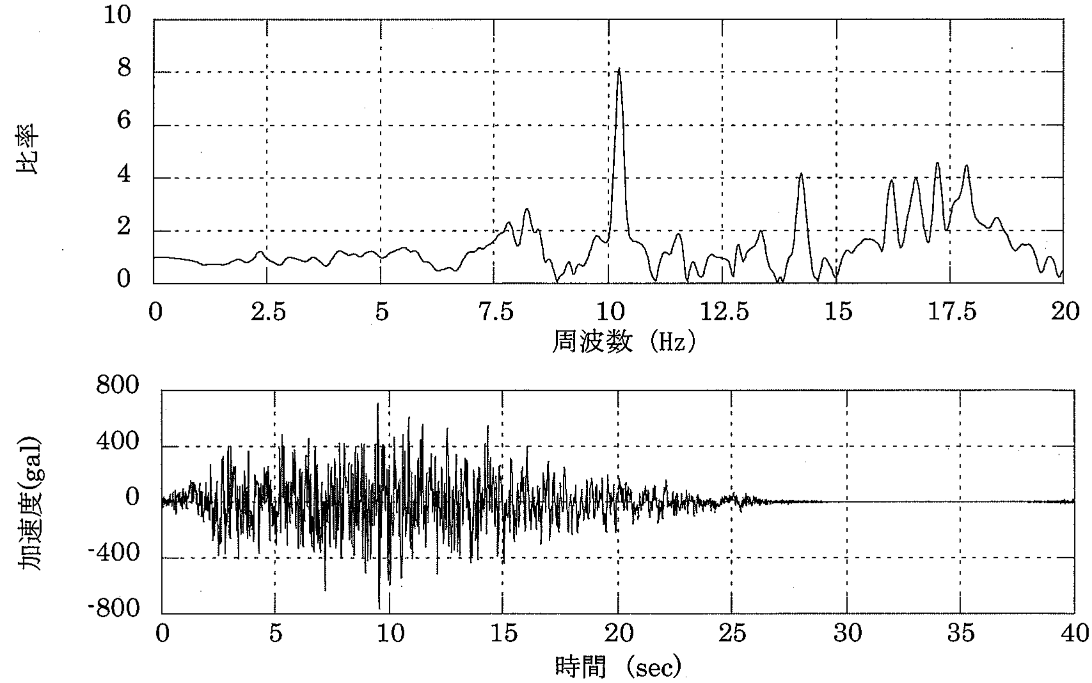
(a) 水平動　max=723.9gal



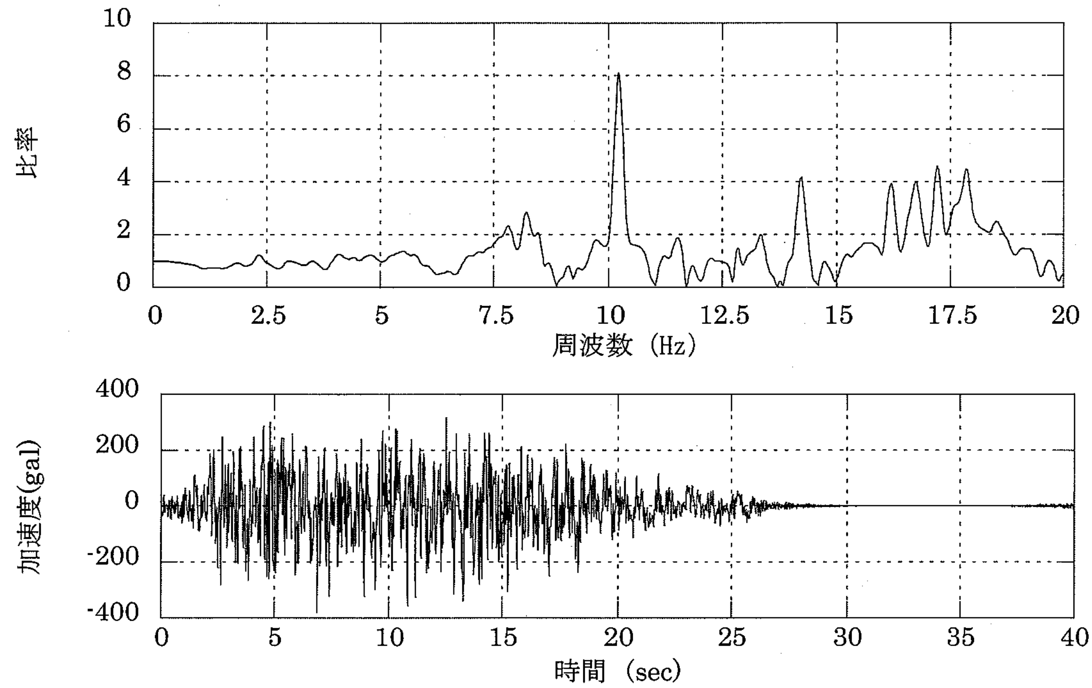
(b) 上下動　max=368.2gal

図1.2.4　1次元モデルによる引き戻しに用いた伝達関数と解析モデル底面での引き戻しの波形

図1.2.5に2次元デルによる引き戻しの計算で得られた伝達関数と解析モデル底面の波形を示す．最大加速度は，水平764gal，上下380galを示し，1次元モデルによる方法と同様に検討用基準地震動よりも最大加速度が大きくなっている．



(a) 水平動　max=763.8gal



(b) 上下動　max=379.6gal

図1.2.5　2次元モデルによる引き戻しに用いた伝達関数と解析モデル底面での引き戻し波形

図中に示される水平成分の伝達関数によれば，1次元計算では6Hz，18Hz，2次元計算では7.5Hz付近，10.0Hz付近およびこれ以上の高周波数領域でピークが見られる．周波数特性はそれぞれ異なるが，ピークでの倍率は1.0を上回っている．そのため，1次元あるいは2次元モデルのいずれにおいても，引き戻した波形の最大加速度は，解放基盤面に入力した検討用基準地震動の

それよりも大きくなっている．

(2) 応答スペクトルの比較

1次元モデルおよび2次元モデルの計算によって引き戻された地震動を，原子炉建屋および基礎を考慮した解析モデルの底面に入力して地盤の地震応答解析を実施し，図1.2.6に示す出力点において最大加速度を抽出した．図1.2.7に各地点での最大加速度を示す．

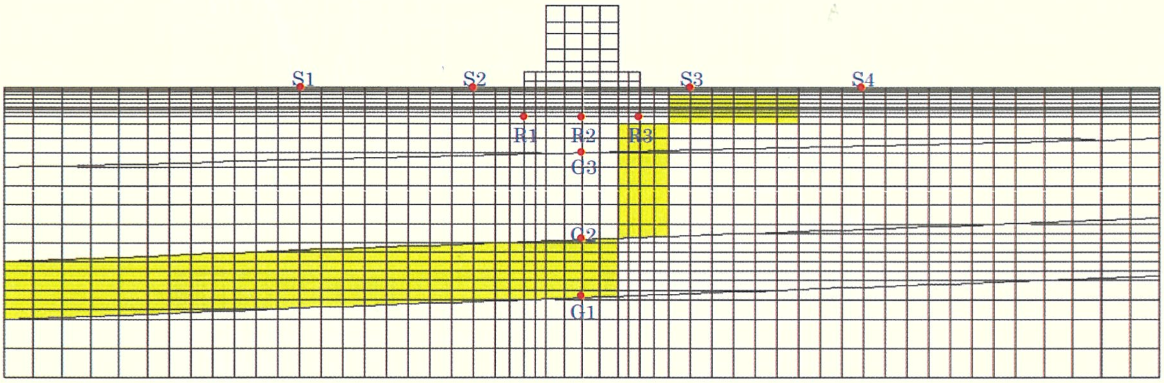


図1.2.6　地震応答解析の出力点

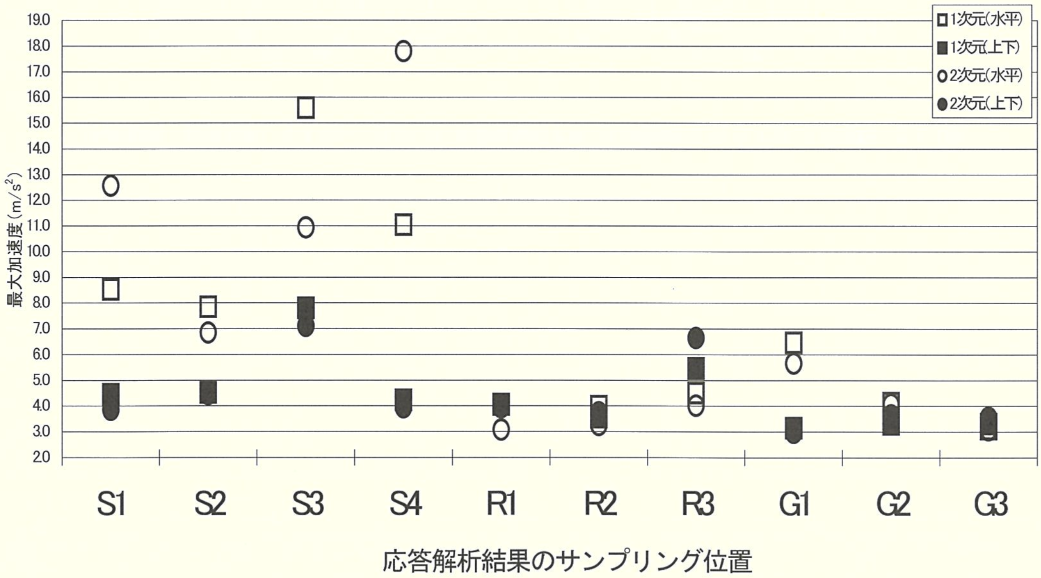


図1.2.7　1次元モデルおよび2次元モデルで引き戻した場合の各点での最大加速度（水平，上下）の比較

この結果から，地表S点の水平動において，1次元モデルと2次元モデルによる引き戻しの波形を用いた地震応答の差が他の点よりも大きいことがわかる．

そこで，この影響を確認するため，S1点(直下の地盤構造が引き戻しに用いた1次元地盤構造にほとんど等しい構造をもつ)とS3(先に述べた水平方向に均質でない地盤構造の影響を強く受ける)での加速度応答スペクトルおよび擬似速度応答スペクトル(減衰5%)を比べると，図1.2.8～図1.2.9に示す結果となる．不規則な地盤構造の影響が少ない地表S1の水平成分の応答は，周期0.1秒付近で2次元モデルによる引き戻し波を用いた方が，1次元モデルによる引き戻し波を用いた場合より大きくなる．

これは先に示した伝達特性において，2 次元モデルによって引き戻された波形が 1 次元による波形よりも，0. 1 秒付近の高周波数成分を多く含んでいるためである.

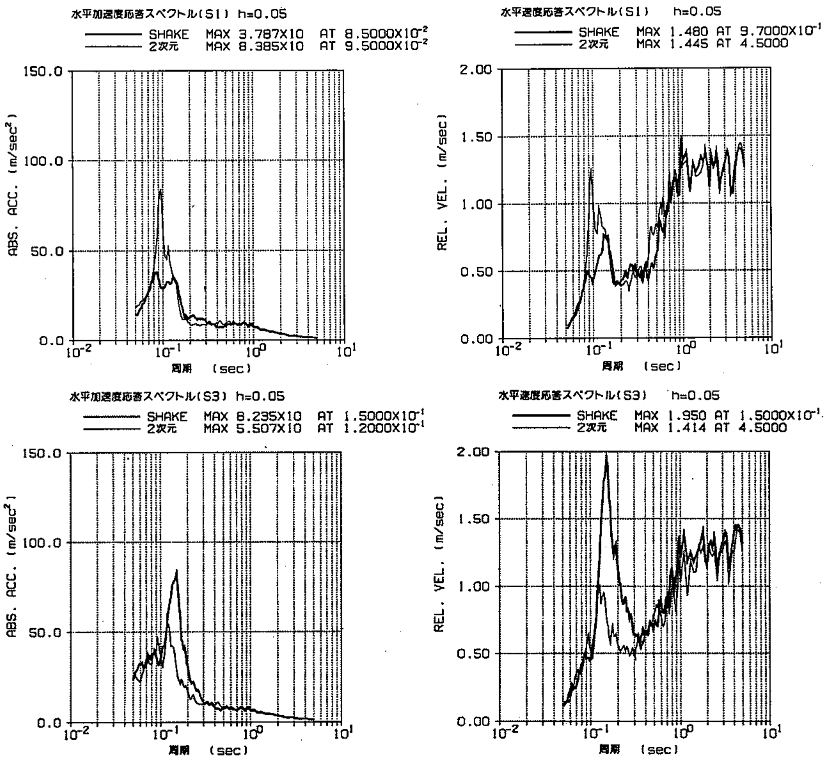


図1. 2. 8 抽出点 S1 および S3 の加速度(左)および擬似速度(右)応答スペクトル（水平成分，減衰 5%）

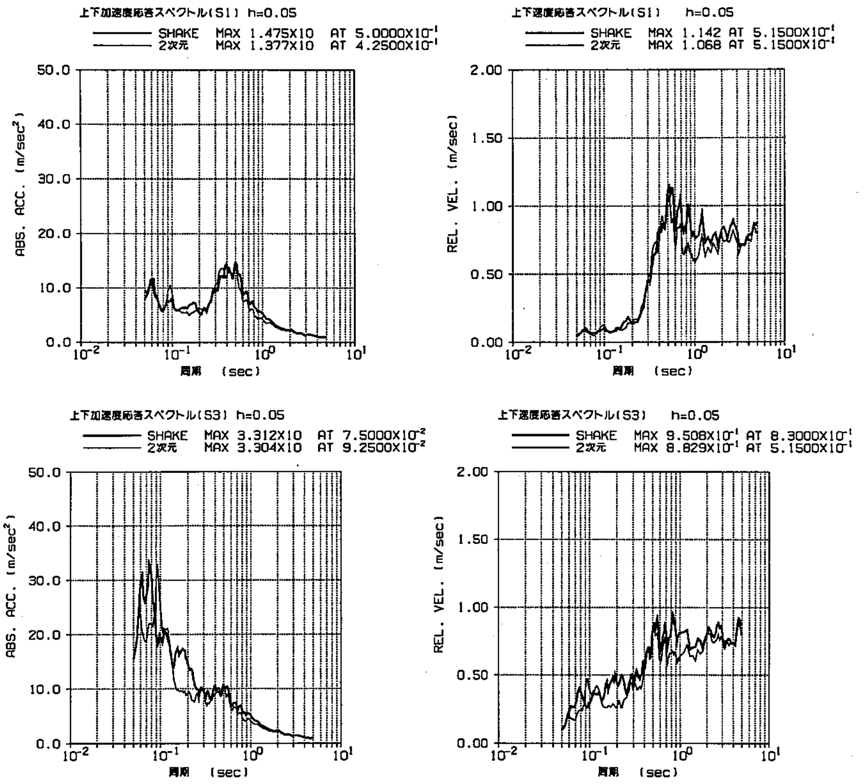


図1.2.9　抽出点S1およびS3の加速度(左)および擬似速度(右)応答スペクトル（上下成分，減衰5%）

一方，地表S3では1次元モデルによる引き戻し波形を入力した方が2次元モデルによる波形と比べて0.1～0.2秒の周期での応答が大きくなっていることがわかる．すなわち，2次元モデルによる引き戻し波形にこの影響が現れなかった理由は，図1.2.5の伝達特性の5～7.5Hzの谷の部分に認められるように水平方向に均質でない地盤構造による増幅効果を，引き戻しの時に減衰させるトレードオフの関係を保つため，加速度および擬似速度応答ともに応答のピークとして現れないことが理由として考えられる．また，S1点およびS3点の擬似速度応答スペクトルでは，周期1.0秒付近以上では1次元モデルによる引き戻し波形のほうが2次元モデルによる計算よりも少し大きくなる程度で大きな差は認められない．

(3) すべり安全率の比較

1次元モデルおよび2次元モデルによる引き戻し波形の違いにより，建屋基礎地盤のすべり安全率に与える影響を比較した．図1.2.10に示すようなすべり線に対して動的解析によるすべり安全率を求めた．その結果を図1.2.11に示す．

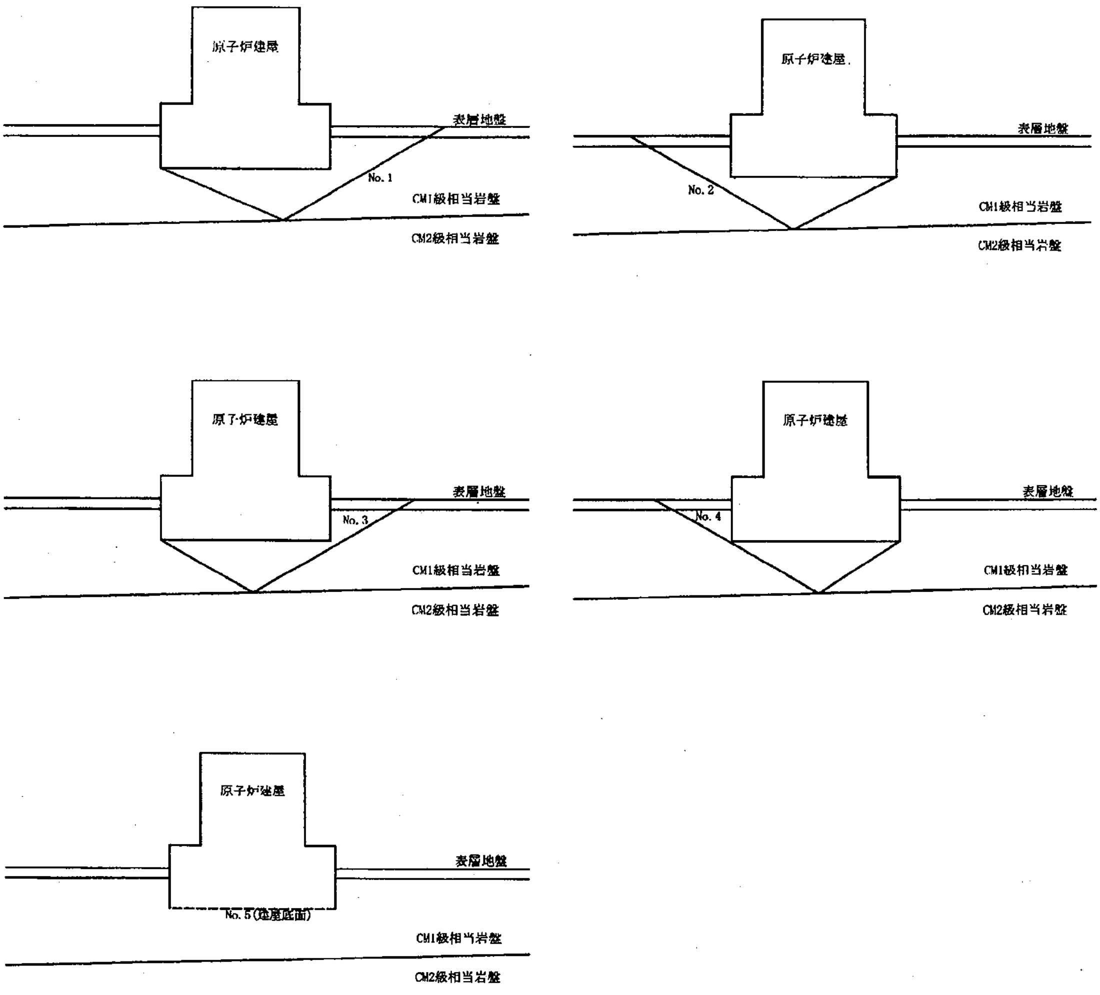


図1. 2. 10　解析モデルの想定すべり線位置図（すべり線，層構造は文献[1]を用いている）

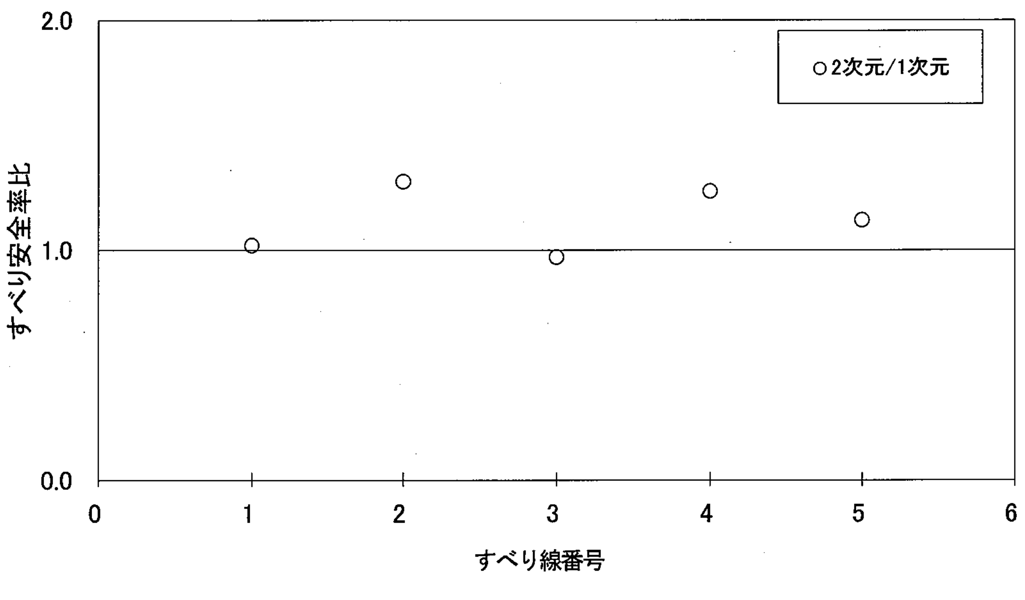


図1. 2. 11　1次元計算と2次元計算による引き戻し方法の違いが基礎地盤のすべり安全率に及ぼす影響

前節のS3，S4の応答の差を考慮すると今回の地盤構造の影響を受けやすいすべり線は，これらの地点付近にある番号1，3であることが予想される．しかしながら，これらのすべり線での安全率には，1次元モデルおよび2次元モデルによる引き戻し方法の違いがほとんど影響しないことがわかった．また，上記の結果は，同様に他のすべり線においても引き戻しの方法の違いによるすべり安全率への影響は，問題となるような有意な差はないことを示す．周期1.0秒以上の比較的長周期側の地震応答が支配的である地盤のすべり安全率に関しては，今回のような水平方向に均質でない地盤において，建屋基礎直下の地震応答に大きな差は認められないことがわかる．

以上の検討結果を踏まえて，地震動の引き戻し方法に関する解析フローを図1.2.12に示す．

1.2.4 まとめ

1) 2次元モデルによる地震動の引き戻しを行う手順を提示した．
2) 今回設定した水平方向に均質でない地盤構造において，1次元モデルおよび2次元モデルによる引き戻し波形の違いは，5Hz以上の高周波成分の振幅に差が生じるため，この周波数帯域のみ地震応答に大きな差が認められる．
3) 高周波数成分に限って大きな影響を与える水平方向に均質でない地盤構造であれば，従来使用される1次元モデルによる引き戻しによって解析モデル底面の入力地震動を求めても基礎地盤のすべり安全率に与える影響は少なく，従来の引き戻し方法の適用が可能であることがわかった．
4) 本節での解析はあくまでも手法の一つを例示したものであり，2次元モデルによる引き戻し方法はいくつか考えられるので，その選択は，設計者が解放基盤の上記の手順に従って設定位置の応答を確認して判断するのが妥当と思われる．

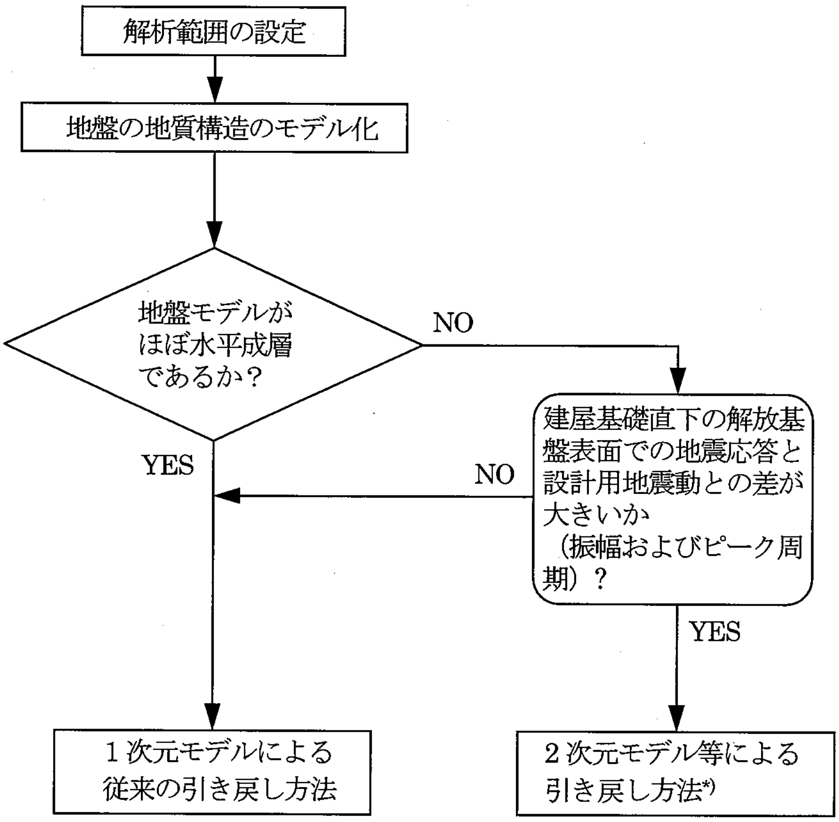


図1.2.12 解放基盤表面における地震動を解析モデル底面へ引き戻す方法に関する検討の流れ（*)は図2.2.13～14を参照）

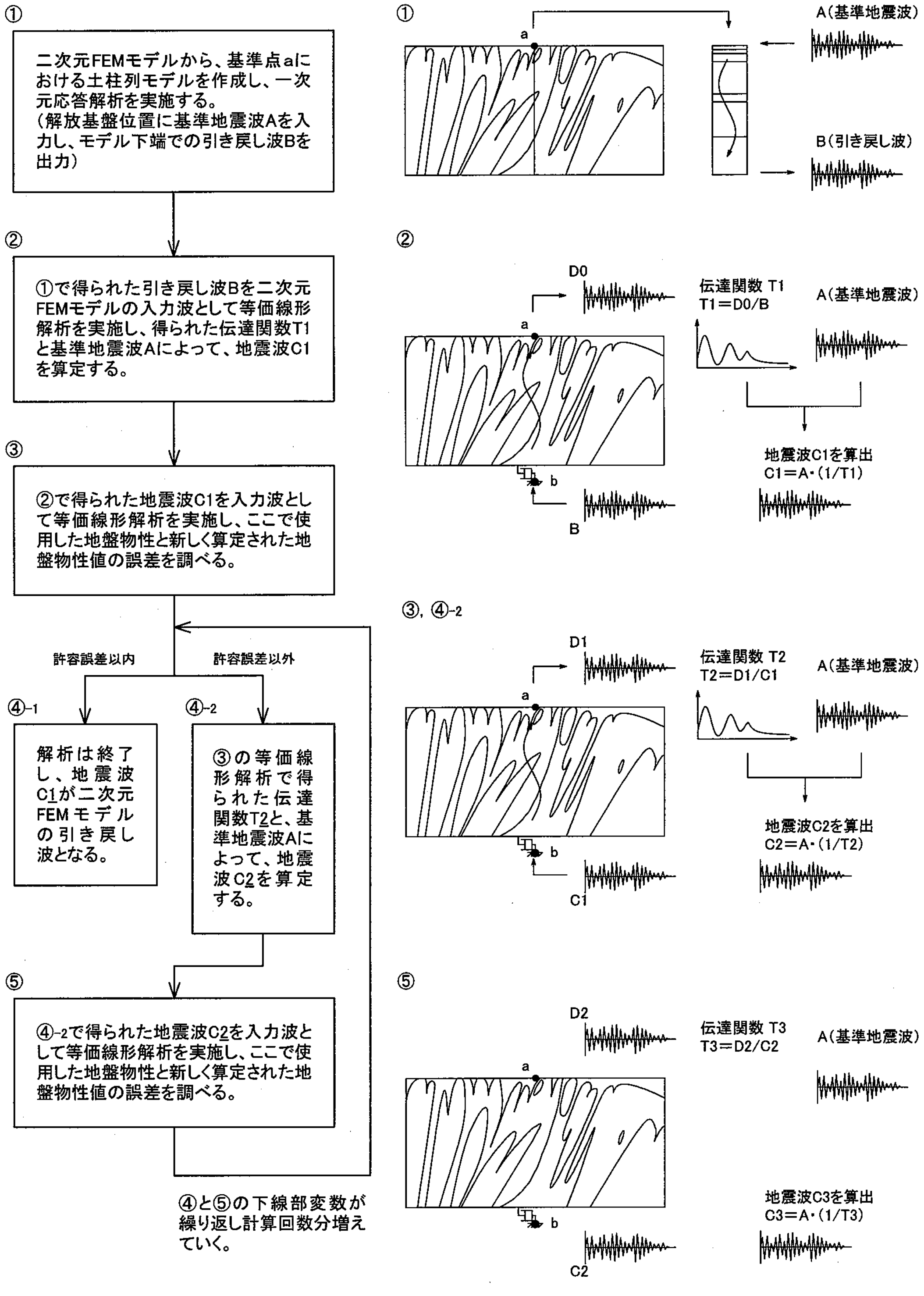
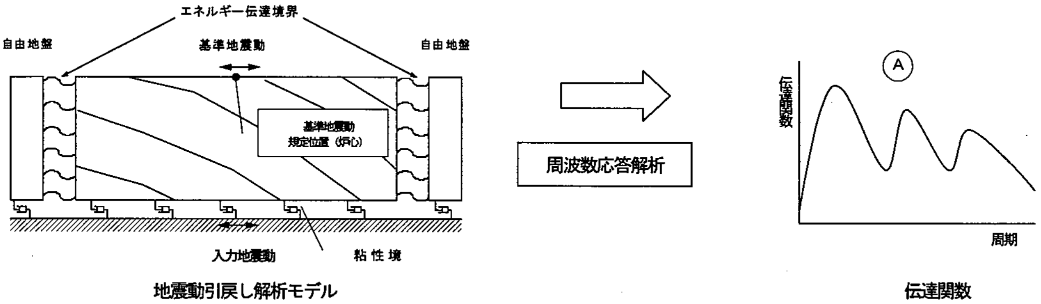


図1. 2. 13　2次元モデルによる引き戻しの解析フロー1

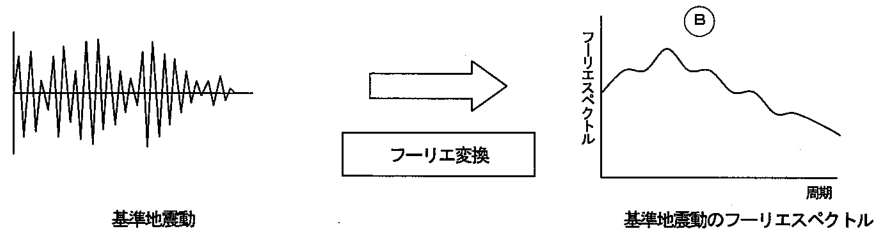
① 周波数応答解析（伝達関数の算出）

解放基盤表面レベル以上にある地盤および構造物を取りさった２次元 FEM モデルにおいて，基準地震動規定位置と地震動入力位置との間の伝達関数を算定する．



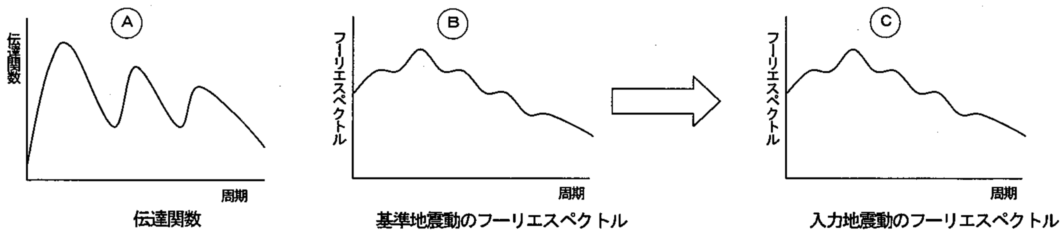
② 基準地震動のフーリエスペクトルの算出

基準地震動のフーリエスペクトルを算定する．



③ 入力地震動のフーリエスペクトルの算出

振動数毎に，①で算定した伝達関数と②で算出したフーリエスペクトルを用いて入力地震動のフーリエスペクトルを算定する．



④ 入力地震動の作成

③で求めたフーリエスペクトルを逆フーリエ変換することによって，入力地震動を作成する．

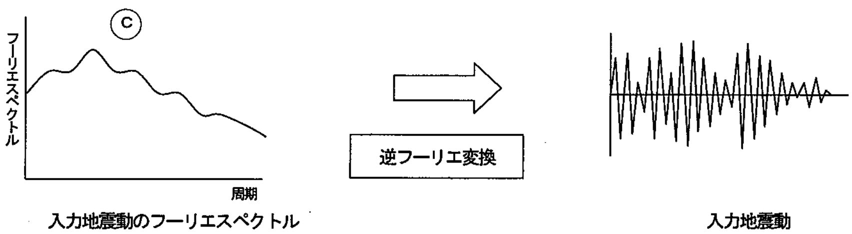


図1.2.14　２次元モデルによる引き戻しの解析フロー2

【参考文献】

1)　原子力土木委員会・地盤安定性評価部会，原子力発電所基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価手法の体系化　―動的上下動を考慮した地盤安

定性評価ー，原子力土木委員会・地盤安定性評価部会　委員会報告，2003. 3.

1. 3　安定性評価に用いる減衰定数の慣用値の妥当性 [1),2)]

1. 3. 1　はじめに

原子力発電所の地盤安定性評価を動的解析によって行う際に重要な地盤物性値のひとつに減衰定数が挙げられる．一般に，減衰定数にはひずみ依存性があり，発生ひずみが大きいほど減衰定数が大きくなることが地盤材料を対象とした多くの試験結果から示されている．原子力発電所の地盤に対する減衰定数についても，軟岩地盤の場合には，コアを用いた室内試験によって得られる減衰定数のひずみ依存性を考慮する場合があるのに対し，硬岩地盤の場合には，地震によって生じるひずみが小さいことなどの理由から，慣用的な値(以下，慣用値と呼ぶ)を一定値とした動的線形解析に基づいて地盤安定性評価を行うことが多い．

減衰定数を測定する方法としては，前述のコアを用いた動的三軸圧縮試験などの室内試験，S 波検層データを用いる方法，さらに鉛直アレイ記録によるスペクトル比を逆解析する方法がある．本来なら，測定方法に関わらず同種の地盤に対して減衰定数はおよそ同じ値が得られるはずであるが，必ずしもそうではない．これについては，試験法によって異なる物理的発生メカニズムをもつ減衰定数を測定していることが指摘されており [3)]，慣用値がどのように位置づけられるのか把握することは重要である．

そこで本節では，まず慣用値についての現状調査を実施し，さらに実際のサイトでの地震記録を用いてスペクトル比の逆解析から減衰定数を同定し，慣用値の位置づけについて検討する．また，地盤安定性評価の指標である基礎地盤のすべり安全率に対して，減衰定数がどの程度影響を及ぼすのかについても検討する．

1. 3. 2　地盤安定性評価における減衰定数の現状調査

ここでは，まず原子力発電所の地盤安定性評価に実際に用いられている減衰定数の慣用値について，各サイトにおける設定状況を把握するため，現状調査を実施した結果を示す．調査は，原子力発電所の建設・増設の際に作成される原子炉設置(変更)許可申請書等の公開資料および各社へのアンケートによって行い，計 10 地点について地盤安定解析に用いた減衰定数に関する情報を収集した．なお，調査に際しては，軟岩地盤では等価線形解析により地盤安定性評価を実施することが多く，減衰定数の慣用値が用いられていないケースが多いため，硬岩地盤上に立地されているサイトを対象とした．

表1. 3. 1に，対象とした 10 地点において地盤安定性評価に用いられた減衰定数の現状調査結果を示す．

表1. 3. 1　既設原子力発電所の地盤安定性評価に用いられている減衰定数

(地点)	減衰定数(%)	解放基盤表面以深の S波速度(m/s)
A	3	1100～1800
B	3	1410～1710
C	3	1300～2440
D	3	1500～2010
E	3	1128～1980
F	3	2162～2333
G	3	1520～2100
H	2～3※	2860(Ⅰ級)
I	3	1214～1825
J	5	1100～1800

※Ⅰ級岩盤2%，Ⅱ級岩盤3%

調査結果によれば，全体の8割にあたる8地点において3%，残りの2地点においてそれぞれ2%と5%の減衰定数が用いられていることが分かる．したがって，これらの結果からは地盤安定性評価における減衰定数の慣用値はほぼ3%であるといえる．嶋・他[4]によれば，高圧繰り返し三軸圧縮試験による微小ひずみ領域における砂岩の履歴減衰は1%から2%，花崗岩においては，1%前後であるという結果が得られており，慣用値はこれらの減衰とおおよそ調和的である．

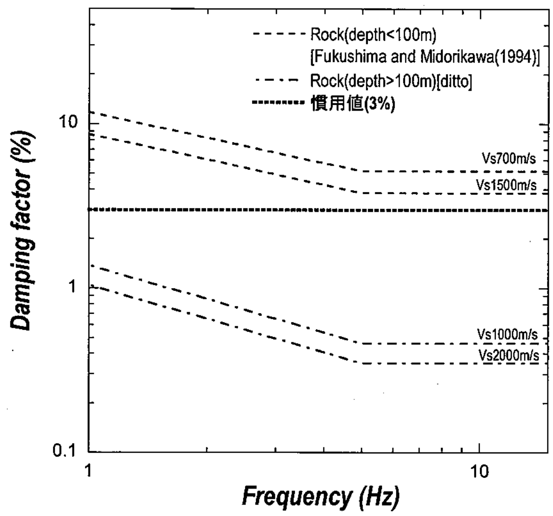


図1.3.1　岩盤における平均的な減衰定数の経験式[5]と慣用値の比較

図1.3.1には福島・翠川[5]により提案されている岩盤の平均的な減衰定数の経験式と慣用値の比較を示す．彼らの結果は，おもに堆積岩における複数の手法による減衰定数を回帰することにより得られており，また減衰定数が5Hz以上で周波数に依存せず下限値を示すと仮定しているのが特徴である．この減衰定数の下限値については，およそ微小ひずみの履歴減衰を表すものと考えられており，図から，深さ100m以浅の岩盤における経験式の下限値と慣用値はほぼ同程度であることが分かる．

以上のように，慣用値は前述の嶋・他[4]による室内試験の結果や経験式における減衰定数の下限値との対応が良いことから，慣用値はおもに浅い岩盤における平均的な微小ひずみにおける履歴減衰を想定した値であると考えられる．

1.3.3　鉛直アレイ記録を用いた硬岩地盤における減衰定数の同定

原子力発電所の基礎地盤における実際の減衰定数を，ここでは発電所の基礎地盤において実施されている鉛直アレイ観測記録を用いて同定した．対象としたデータは，建屋の影響が少ないと考えられる位置に設置された地点の鉛直アレイ観測記録を用いることとした．そのため，観測記録はある程度限定され，本検討では2つの発電所において減衰定数の同定を実施した．

(1) 減衰定数のモデルと同定手法の概要

従来から，観測スペクトル比を逆解析する手法を用いた減衰定数の同定手法では，高周波数で減衰が小さくなる周波数依存性を考慮した減衰定数のモデルが観測スペクトル比をよく説明できることが指摘されている[例えば6]．このモデルの妥当性については，地震波の減衰メカニズムが，地盤の粘性減衰が無視できると仮定すると[7]，履歴減衰と地盤の不均質性に起因した散乱減衰の和で構成され[8]，そのうち散乱減衰は周波数に依存する特性を有することから[例えば9]説明が可能である．一方，履歴減衰については，周波数に依存しないという結果がコアを用いた室内試験によって多く得られていることから，散乱減衰と履歴減衰の大小関係によっては，減衰定数が単純に高周波数側で減少していくモデルが適切ではない可能性がある．実際，Kinoshita[10]や木

下・大池[11]によれば，減衰定数に下限が存在することが報告されており，また武村・他[12]は，スペクトル比の逆解析によって同定される減衰定数から，ある周波数より高周波数側では一定値となる可能性を指摘している．さらに，前述の福島・翠川[5]ではこれらの知見を取り入れ，5Hz 以上の高周波数の減衰定数が一定となるように仮定したモデルにより既往の研究結果による減衰定数を回帰して，土質毎の減衰定数の平均的な経験式を提案している．

そこで，ここでは減衰定数の下限値についても考慮できるように，ある周波数 f_0 より低周波数側では減衰定数が周波数に依存し，f_0 より高周波数側では一定となるような次式によって減衰定数をモデル化し，h_0，α，f_0 を同定の変数とした．

$$\left.\begin{aligned} h(f) &= h_0 f^{-\alpha} \qquad (f \le f_0) \\ h(f) &= h_0 f_0^{-\alpha} \qquad (f > f_0) \end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots (1.3.1)$$

ここでは，この減衰定数の関数モデルを用いたスペクトル比の逆解析を，最近，位相速度の逆解析[13]やスペクトル比の逆解析[14]に適用され，その性能が高く評価されている焼きなまし法(以下，SA)により行った．SA は，加熱炉の中で溶融した固体が冷却していく過程を模擬したアルゴリズムで，繰り返し計算における状態(温度)が，高温から低温へ状態を徐々に変化することにより，大局的な解から局所的な解の探索へと最適解の探索能力が徐々に移行し，安定して最適解を発見する能力を持つ．そのため，温度の冷却スケジュールの設定が SA による逆解析では重要となる．なお，本研究で用いた SA のアルゴリズムは，山中[13]と同様の Very Fast Simulated Annealing (VFSA)[15]であり，冷却スケジュールは次式で定義される．

$$T_k = T_0 \exp(-ck^a) \qquad \cdots\cdots (1.3.2)$$

ここに，k はイタレーション回数，T_0 は初期温度，a および c は繰り返し計算に伴う温度低下のスケジュールを決める定数であり，どちらの定数も大きければ温度低下が早く進むことになる．

逆解析に用いる観測スペクトル比は，地表に最も近い観測点のスペクトルを分子，地中の観測点のスペクトルを分母としたスペクトル比を用い，逆解析は対象とする地震イベント全てにおいてそれらを同時に最適化するという条件で行った．また地中観測点が複数ある場合には，それらを分母としたスペクトル比についても同様に逆解析の対象とした．よって，逆解析において最小化する目的関数(Misfit) E については，観測スペクトル比 $O_{(f)}$ と理論伝達関数 $S_{(f)}$ との差(L1 ノルム)を用いて，次式のように設定した．

$$E = \frac{1}{K}\sum_{k=1}^{K}\left[\frac{1}{L}\sum_{j=1}^{L}\left\{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left({}^{j}o_k(f_i)\left|\log_{10}\left\{{}^{j}o_k(f_i)\right\} - \log_{10}\left\{{}^{j}S(f_i)\right\}\right|\right)\right\}\right] \qquad \cdots\cdots (1.3.3)$$

ここに，K は地震数，L はスペクトル比の数，N はスペクトル比に含まれるデータ数である．なお本研究では減衰定数に着目していることから，目的関数にはスペクトル比のピークレベルを優先的に合わせることを目的とした観測スペクトル比の振幅値による重みづけを行なった．

(2) データ概要

解析に用いたデータは，岩盤で実施されている 2 地点(以下，OBS-A と OBS-B と称す)の鉛直アレイ観測の記録である．OBS-A は安山岩や凝灰角礫岩で構成されている地点で，OBS-B は砂岩や頁岩などの堆積岩で構成される地点である．地震計は，OBS-A で地表，GL-30m，GL-120m，GL-220m の 4 ヶ所，OBS-B は GL-1.7m，GL-27.3m，GL-147.1 m の 3 ヶ所に設置されている．

実際の観測記録を用いて提案した関数モデルによる減衰定数を同定するにあたり，本研究では，マグニチュードが原則として

5以上，かつ木下・大池[11]と同様に変位記録に変換したtransverse成分の地表と地中の観測記録の相互相関関数が偶関数となる地震のスペクトル比を逆解析に用いる対象として観測記録の選択を行った．その結果，OBS-Aではマグニチュード5以上で該

表1.3.2　解析に用いた地震の諸元

	Event	Date	M	Focal depth (km)	Epicentral distance (km)
OBS-A	A-1	1993/6/9 22:42	5.1	21	91
	A-2	1996/2/7 10:33	4.9	12	129
OBS-B	B-1	1985/8/12 12:49	6.4	52	85
	B-2	1994/8/14 18:06	6.0	42	83
	B-3	1996/2/17 0:22	6.8	58	152

当する地震が1つだけであったため，マグニチュード4.9の地震も対象とした．本研究で対象とした地震の諸元については表1.3.2に示されている．スペクトル比の計算は，水平成分の観測記録を震源と観測点の位置関係からradial成分とtransverse成分に座標変換し，相互相関関数の計算と同様の区間であるS波初動部から20秒間の部分のtransverse成分の加速度記録を用いた．なお，解析の対象周波数は1Hzから20Hzとし，フーリエスペクトルには0.4HzのParzenウィンドウで平滑化を施し，スペクトル比を計算している．

(3) 同定結果

はじめにOBS-Aにおける同定結果について述べる．OBS-Aにおける地震観測点の地盤構造については，近傍のPS検層結果および地質断面図から表1.3.3の左側に示す構造が与えられていることから，これをもとにVFSAにおけるS波速度の探索範囲を表1.3.3のカッコ内のように設定した．減衰定数については，PS検層結果によるS波速度(V_s)がV_s<1000m/s, 1000m/s<V_s<2000m/s, V_s>2000m/sの区間を同定区間として設定し，未知数の探索範囲は，h_0は0.01～1.0，αは0.01～1.5，f_0は1.0～20 Hz，入射角は0～45度とした．なお，前述のVFSAの冷却スケジュールを決めるパラメータは試行錯誤によりT_0=0.1，a=0.4，c=1.0とし，異なる初期乱数による10回の試行により各変数を同定した．

表1.3.3　OBS-Aにおける地盤構造と同定結果

Layer	Thickness (m)	Density (g/cm³)	Vs (m/s)		Damping			Incident angle (deg.)	
					h_0	α	f_0 (Hz)	A-1	A-2
	PS-log.			*identified*					
1	5	2.20	250 (100-400)	205	0.33	0.94	13.4	0.2	15.1
2	20	2.00	600 (400~1200)	935					
3	35	2.37	1430 (1000~1800)	1280	0.29	0.97	12.5		
4	68	2.37	1750 (1600~2000)	2000					
5	92	2.38	1960 (1800~2400)	2397	0.15	1.39	9.1		
6	-								

( ) : *search limits for SA inversion*

表1.3.3の右側には，VFSAによるスペクトル比の逆解析を10回試行した平均値による最終的な同定値が示されている．また図1.3.2には，同定値から計算される理論伝達関数と観測スペクトル比の比較を示す．最深点(GL-220m)を基準とした観測スペクトル比において，同定値による理論伝達関数と観測スペクトル比の1次ピークの位置は，若干のずれがみられるものの，それ以外は全体として同定結果による理論伝達関数が，観測スペクトル比の特徴を説明できている．また図1.3.3には，地震毎に同定された入射角とのS波初動から5秒間における速度オービット(radial成分と上下成分による粒子軌跡)の比較を示す．図から，2

つのイベントに対して同定された入射角は，速度オービットの主軸と考えられる角度にほぼ対応しており，入射角についても妥当な結果が得られたと考えられる．したがって，表1.3.3に示す同定結果を最終的な最適値としてみなすことができよう．

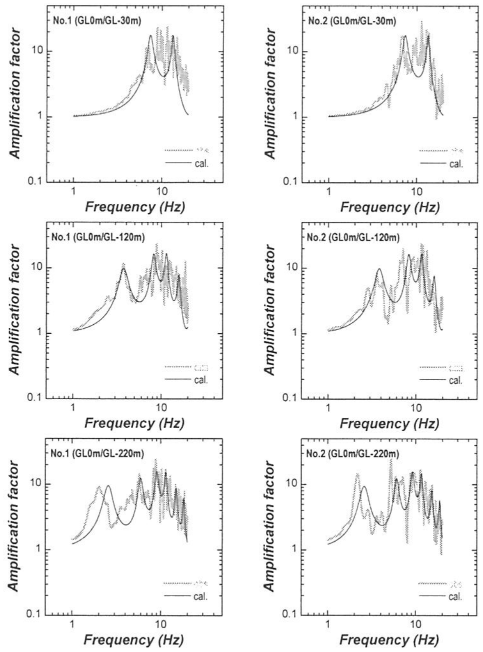


図1.3.2　観測スペクトル比と同定結果による伝達関数の比較（OBS-A）

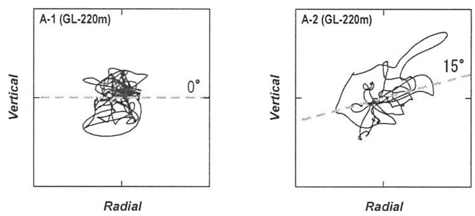


図1.3.3　同定された入射角と速度オービットの比較（OBS-A）

同様に，OBS-B についてスペクトル比の逆解析を行った結果について述べる．PS 検層に基づく OBS-B における地震観測点の地盤構造は表1.3.4に示されており，S 波速度の探索範囲はその±20%とした．減衰定数の同定区間の設定，その他の未知数の探索範囲，およびVFSA のパラメータはOBS-A と同様である．図1.3.4には，同定結果を用いた理論伝達関数と観測スペクトル比の比較を示す．OBS-B では，GL-147.1m を基準点とした観測スペクトル比の１次ピークの振幅レベルが対象とした３地震でややばらついており，また高周波数側においてはピークがそれほど鋭い形状をなしていない．同定結果による理論伝達関数は，１次ピークについては３つの地震のスペクトル比に対して平均的な振幅レベルとなり，高周波数側については特徴的と考えられるピークの振幅を満たしている．よって同定値による理論伝達関数は，全体として観測スペクトル比を説明していると考えられる．また図1.3.5には，同定された最下層での S 波の入射角と最深点(GL-147.1m)での速度オービットの比較が示されているが，３地震ともに同定された入射角は速度オービットの主軸と考えられる角度にほぼ対応している．このように OBS-B についても，理論伝達関数および入射角について妥当な結果が得られたことから，表1.3.4の右側に示す同定結果を最終的な最適値としてみなすこととした．

表1.3.4　OBS-Bにおける地盤構造と同定結果

Layer	Thickness (m)	Density (g/cm^3)	Vs (m/s)		Damping			Incident angle (deg.)		
					h_0	α	f_0 (Hz)	B-1	B-2	B-3
	PS-log.			*identified*						
1	1.7	2.1	990 (792~1188)	1016	0.68	1.25	7.0	12.8	28.8	19.3
2	17	2.1								
3	8.6	2.55	1510 (1208~1812)	1812						
4	9.6	2.55								
5	18	2.66	2010 (1608~2412)	2358	0.45	1.50	13.3			
6	25	2.7	2210 (1768~2652)	1811						
7	27	2.68	2210 (1700~2610)	2610						
8	40.2	2.68	2610	2610						
9	-	2.68								

( ) : *search limits for SA inversion*

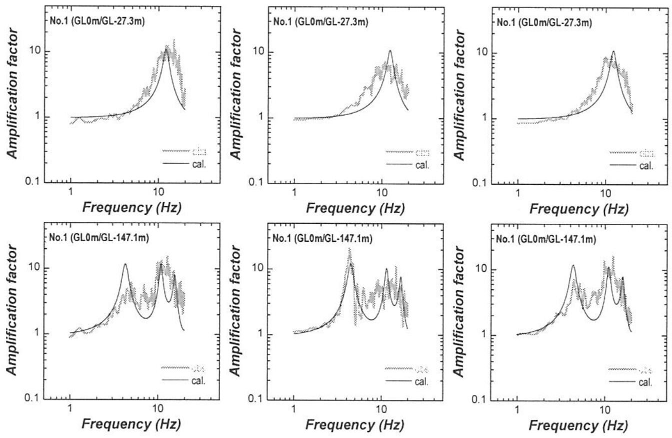


図1.3.4　観測スペクトル比と同定結果による伝達関数の比較（OBS-B）

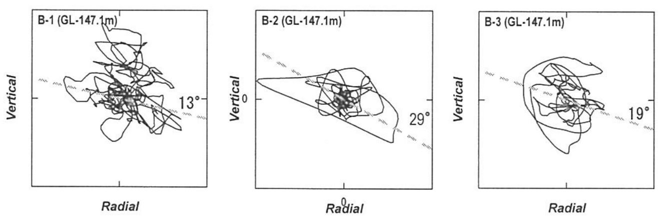


図1.3.5　同定された入射角と速度オービットの比較（OBS-B）

(4) 鉛直アレイ記録による硬岩地盤の減衰定数

図1.3.6には，福島・翠川[5)]による岩盤の減衰定数の経験式が併せて示されており，ここでは本研究による同定結果と比較する．福島・翠川[5)]による経験式は，岩盤に関してはGL-100mを境として既往の研究結果を分類して2つの経験式を提案している．

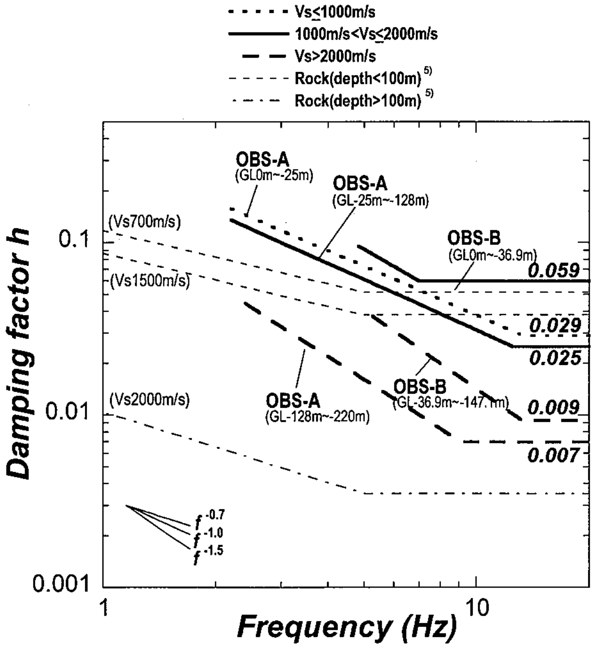


図1.3.6 減衰定数の同定結果と既往の経験式[5]の比較

図1.3.6にはGL-100m以浅におけるS波速度700m/sおよび1,500m/sの場合の経験式，およびGL-100m以深におけるS波速度2,000m/sの場合の経験式が示されている．図から，経験式による減衰定数の下限値はGL-100m以浅においてS波速度700m/sで0.052(5.2%)，S波速度1,500m/sで0.038(3.8%)となっており，同定結果のS波速度2,000m/s以下の区間における減衰定数の下限値とほぼ同程度であり，経験式とは調和的である．さらに経験式によるGL-100m以深での下限値(S波速度2,000m/s)については，本検討におけるS波速度2,000m/s以上の区間における同定結果の下限値よりわずかに小さいが，両者ともに0.01(1%)以下のオーダーであり，ほぼ対応しているといえる．このようにここで同定された減衰定数の下限値は，経験式との対応は良好であり，これらの観点における岩盤の平均的な減衰定数の下限値として考えることができよう．一方，減衰定数の周波数依存性については，その傾きが経験式においてS波速度に関係なくGL-100m以浅が約-0.5，GL-100m以深が約-0.7であるのに対し，同定結果はS波速度2,000m/s以下でOBS-Aが約-0.9，OBS-Bが約-1.2，さらにS波速度2,000m/s以上ではOBS-Aが約-1.4，OBS-Bが約-1.5であり，総じて同定結果の方が傾きは大きい．これは福島・翠川[5]による経験式が，スペクトル比の逆解析による減衰定数だけでなく，異なる手法による減衰定数を含んでいることが影響していると考えられる．

さらに，同定された減衰定数を解釈することを目的として，減衰定数の下限値と表1.3.5に示す既往の室内試験による岩盤の微小ひずみでの履歴減衰の測定結果との比較を行う．まずS波速度2,000m/s以下の区間に対して同定された減衰定数の下限値を比較する．S波速度2,000m/s以下の試料を用いた事例としては，前述のように，嶋・他[4]によりS波速度1,400m/s程度の砂岩に対して0.01(1%)から0.02(2%)程度，西・江刺[16]によりS波速度540m/sの泥岩に対して0.015(1.5%)から0.02(2%)という結果が得られている．一方，図1.3.6から安山岩と凝灰角礫岩で構成されるOBS-Aでの減衰定数の下限値は0.029(2.9%)および0.025(2.5%)，砂岩と頁岩で構成されるOBS-Bでの下限値は0.059(5.9%)である．これらによれば，同定結果による減衰定数の下限値は，微小ひずみの履歴減衰と比較してわずかに大きいがその差は小さく，両者はほぼ同程度と解釈することが可能と考えられる．なお，吉川・他[17]による砂岩の結果によれば，S波速度1,200m/sにおける減衰定数が0.006(0.6%)であり，S波速度2,000m/s以下における減衰定数の下限値や他の室内試験結果より明らかに小さい．当該試料は採取深度がGL-520mで他の結果に比べてかなり深いことから，減衰定数の大きさについて議論する場合にはS波速度だけでなく，その深度についても考慮する必要性を示唆していると考えられる．そのため，ここでは比較の対象として用いなかった．

表1.3.5 既往の室内試験による岩盤の微小ひずみの履歴減衰

Rock	Damping facter	Shear strain (%)	Vs (m/s)	Depth (m)	References
Sandstone	0.01~0.02	0.001	1400	74.4	Shima et al. [4]
	0.006*	0.0002	1200	520	Yoshikawa et al. [17]
Mudstone	0.015~0.02	0.002	540	50	Nishi and Esashi [16]
Granite	0.01	0.0001	2800	317	Shima et al. [4]
Granodiorite	0.005*	0.0006	2800	990	Yoshikawa et al. [17]

*±0.005

次に，S 波速度 2,000m/s 以上の区間の同定結果を比較する．S 波速度 2,000m/s 以上の試料を用いた微小ひずみでの履歴減衰の測定事例としては，吉川・他 [17] によりS 波速度 2,800m/s の花崗閃緑岩の減衰定数 0.005(0.5%)，嶋・他 [4] によりS 波速度約 2,800m/s の花崗岩の減衰定数 0.01(1%)前後と得られている．図1.3.6によれば，同定された減衰定数の下限値は OBS-A で 0.007(0.7%)，OBS-B で 0.009(0.9%)であり，これらの微小ひずみの履歴減衰とよく対応していることが分かる．

以上の結果から，同定された減衰定数の下限値は，同等のS 波速度をもつ岩盤を対象とした室内試験による微小ひずみの履歴減衰と解釈することが可能であると言うことができる．

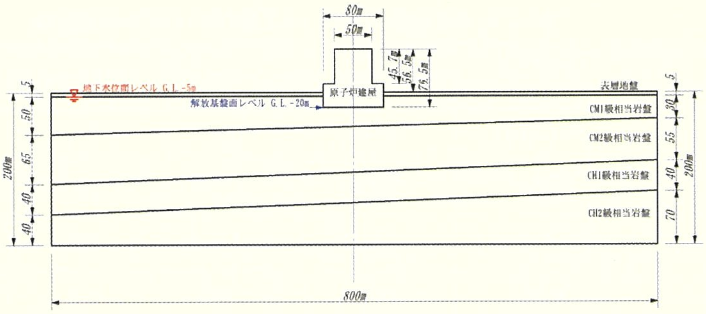
1.3.4 減衰定数が地盤安定性評価に及ぼす影響 [1),2)]

地盤安定性評価の慣用値については，S 波速度 2,000m/s 以下が主体となる岩盤の微小ひずみの履歴減衰であると解釈でき，地盤安定性評価における地盤のモデル化の範囲を考えると妥当であるといえる．ただし，減衰定数には散乱減衰もあり，地震動の応答に対し両方の減衰特性が影響することを考慮すると，慣用値は低周波数側において実際の減衰定数よりやや小さいともいえる．減衰定数が異なれば基礎地盤における地震応答も変化するため，地盤安定性評価の指標となるすべり面の安全率も変化する可能性がある．そこで本節では，地盤安定性評価の信頼性向上に向け，減衰定数の慣用値の妥当性について検証する．代表的な硬岩地盤の基礎地盤モデルを用いて，地盤の減衰定数を変化させた地盤安定解析を行うことにより，減衰定数がすべり安全率に及ぼす影響について検討した．

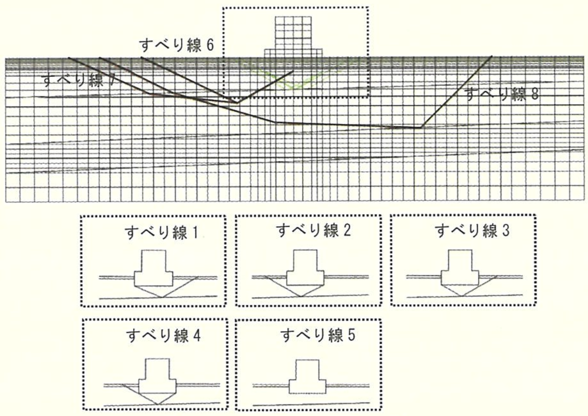
(1) 解析条件

図1.3.7に，検討で用いた硬岩基礎地盤モデルおよび想定したすべり線と FEM のメッシュ図を示す．ここで，すべり安全率を評価するためのすべり線については，JEAG4601-1987[3] の検討に用いられている5種類のすべり線に加えて，大島・他 [18] を参考にやや深い層を通る3つのすべり線についても考慮した．

解析に用いた地盤物性値は，地盤の減衰定数については前節での同定結果を参考に，S 波速度 1,500m/s 以下の CM 級岩盤では 3%から 15%，S 波速度 1,500m/s 以下の CH 級岩盤では 0.5%から 10%の範囲の中で，表1.3.6に示す7通りの組み合わせを設定した．ただし，表層地盤についてはひずみ依存性をもつ減衰定数を設定している．減衰定数以外の地盤物性値(S 波速度)は，硬岩地盤における平均的な値を設定し，表層地盤については，減衰定数と同様に，剛性のひずみ依存性を考慮した．なお，解析手法には FEM による2次元等価線形解析を用い，境界条件は，モデル側方をエネルギー伝達境界，モデル下端を粘性境界とした．



(a) 基礎地盤モデルの概要



(b) すべり線位置 (FEM モデル)

図1.3.7 基礎地盤モデルとすべり線位置

表1.3.6 解析に用いた地盤の物性値

解析ケース	減衰定数 (%)			S波速度(m/s)				
	表層($h\sim\gamma$)	CM級	CH級	表層[$G/G_0\sim\gamma$]	CM1	CM2	CH1	CH2
1	$11.4\gamma^{0.2}+20$	3	0.5	300 [$1/(1+4.5\gamma^{0.6})$]	1,000	1,300	1,500	2,000
2		3	0.8					
3		3	1					
4		3	2					
5		4.5	3					
6		7.5	5					
7		15	10					

γ ：せん断ひずみ

解析用の入力地震動は，図1.3.8に示す解放基盤表面で定義された地震動(最大加速度 gal)を用い，これを建屋底面に入力した．この入力地震動の擬似速度応答スペクトルは，周期 0.5 秒から長周期側において応答速度が 100kine の特性を有している．なお，本検討では，水平動のみを入力の対象としており，上下動は考慮していない．なお，上下動の影響については，本検討で用いたモデルに対し，水平動の応答スペクトルレベルを 2/3 に縮小した上下動を用いて，水平動のみの場合と比べてすべり安全率にほとんど変化が生じないことを確認している[19]．

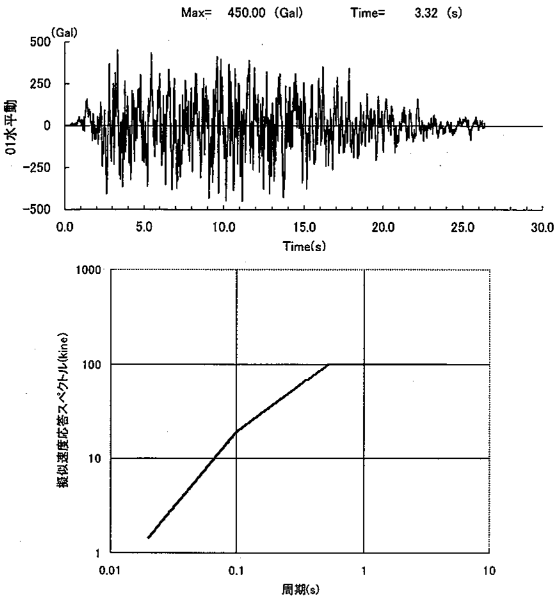


図1. 3. 8　解析に用いた入力地震動と擬似速度応答スペクトル（5%）

(2) すべり安全率の算出方法

本検討におけるすべり安全率の算定は，次式に示す各要素内のすべり線上に作用するせん断応力の総和と各要素が発揮する強度の総和の比を用いて行った.

$$F_s=\frac{\sum_{i=1}^{n}R_i}{\sum_{i=1}^{n}S_i} \qquad \cdots\cdots (1.3.4)$$

ここに，F_s はすべり安全率，R_i は各要素内のすべり面上で発揮される抵抗力，S_i は各要素内のすべり面上に作用するせん断力，i はすべり線が通る要素，n はすべり線が通る要素の総数である．なお，すべり安全率の算定は，すべり線が通る要素に対して破壊判定を行うか否か，また要素が破壊した場合にその要素の強度をどのように考慮するかによって影響を受けることが知られている．ここでは各要素は解析を通して健全であるとの仮定の下に，要素の破壊判定は行わないこととした.

(3) 減衰定数がすべり安全率に及ぼす影響

図1. 3. 9に異なる減衰定数を用いて実施した地盤安定解析により各すべり線で発生したすべり安全率の変化を示す．全体を通して最もすべり安全率が小さいのは，建屋底面を通るすべり線No. 5 であり，最もすべり安全率が大きいのは，No. 4 のすべり線である．ここで減衰定数に対するすべり安全率の変化の傾向に着目すると，No. 1 から No. 4 の浅いすべり線において減衰定数の増加とともにすべり安全率が増加している傾向がみられる．一方，No. 5 のすべり線および深いすべり線 No. 6 から No. 8 については，減衰定数の変化による影響をほとんど受けていないことが分かる．ここで，減衰定数の変化に影響を受けないすべり線の共通性について検討すると，これらのすべり線は，減衰定数によってすべり安全率が変化した浅いすべり線No. 1 から No. 4 と比べて，相対的にすべり安全率が小さい．こうしたすべり安全率の小さいすべり線の共通の特徴としては，すべり線の角度が浅く，抵抗力が小さいことが挙げられる．よって，すべり線の角度が浅く，抵抗力が相対的に小さい場合には減衰定数の変化による影

響が比較的小さいと考えられる．慣用値を用いた地盤安定性評価の妥当性について考察すると，図1.3.9から慣用値を用いたケースは，CM級3%＋CH級2%の結果に対応すると考えられ，実際の減衰定数がこれよりも大きい場合に対しては特に浅いすべり

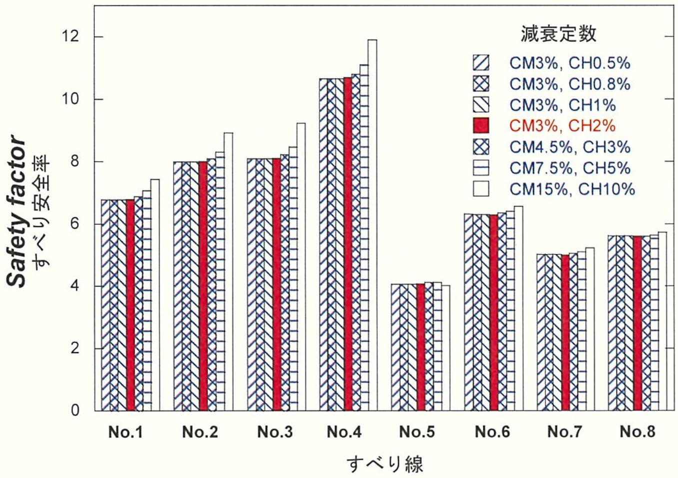


図1.3.9　減衰定数と基礎地盤のすべり安全率の関係

線では安全率は大きくなり，深いすべり線ではほとんど変化しないことが分かる．また，慣用値より減衰定数が小さい場合については，すべてのすべり線で，慣用値によるすべり安全率からほとんど変化しない結果となっている．したがって，現行の慣用値を用いた硬岩地盤における地盤安定性評価については，所定のすべり安全率が確保されていれば，減衰定数が変化することによって評価上の支障はきたさないといえる．

1.3.5　まとめ

ここでは，原子力発電所基礎地盤の安定性評価に用いられている地盤の減衰定数の慣用値について，硬岩地盤に立地された既設サイトにおける設定状況を調査した．また，焼きなまし法によるスペクトル比の逆解析手法により減衰定数の下限値を考慮できる同定手法を提案し，硬岩地盤に立地された既設発電所における地震観測データに適用して，実際のサイトにおける減衰定数の同定を行った．これらの結果をもとに，硬岩地盤の減衰定数の性質について既往の研究との比較を通して検討を行った．さらに，減衰定数の違いが基礎地盤のすべり安全率に及ぼす影響を複数のすべり線に対して検討し，硬岩地盤の地盤安定性評価における慣用値の妥当性について検討した．以下に，得られた知見を示す．

1) 硬岩地盤のサイトで用いられている減衰定数の慣用値は2%～5%であり，調査対象全体の80%で慣用値として3%が用いられている．
2) 硬岩地盤に立地された2地点の既設発電所について，地震観測記録から減衰定数を同定した．その結果，硬岩地盤における微小ひずみの履歴減衰は，S波速度2,000m/s以下が主体となる区間において0.02(2%)から0.05(5%)程度であり，S波速度2,000m/s以上が主体となる区間において0.005(0.5%)から0.01(1%)程度であると考えられる．
3) 同定された減衰定数の下限値は，同じ範囲内のS波速度の岩盤を対象とした既往の室内試験による微小ひずみの履歴減衰の測定結果と対応している．したがって，減衰定数の慣用値はS波速度2,000m/s以下が主体となる岩盤の微小ひずみの履歴減衰であると解釈できる．
4) 既設原子力発電所の地盤モデルを参考にして設定した硬岩基礎地盤モデルに対して，複数の減衰定数による安定解析を実施し，すべり安全率へ及ぼす影響について検討した．その結果，減衰定数の変化に対するすべり安全率の変動は，すべてのす

べり線で小さく，実際の減衰定数が慣用値より大きい場合にはすべり安全率は大きくなり，また慣用値より小さい場合にはすべり安全率はほとんど変化しない．

つまり，現行の慣用値を用いた硬岩地盤における地盤安定性評価は，所定のすべり安全率が確保されていれば，減衰定数が変化することによって評価上の支障はきたさないといえる．

【参考文献】

1) 佐藤浩章，金谷守，大鳥靖樹：地震観測記録に基づく地震動の減衰特性ー硬岩地盤における減衰定数の同定と地盤安定性評価に及ぼす影響ー，電力中央研究所研究報告 N04041，2004.

2) 佐藤浩章，金谷守，大鳥靖樹：減衰定数の下限値を考慮したスペクトル比の逆解析による同定手法の提案ー岩盤における鉛直アレイ記録への適用と減衰特性の評価ー，日本建築学会構造系論文集，604，55−62，2006.

3) 社団法人日本電気協会，原子力発電耐震設計技術指針 JEAG4601 - 1987，1987.

4) 嶋悦三，太田外気晴，高橋克也，石田寛，鉛直アレー地震観測による地震動特性の研究 その 3：地盤の減衰性調査，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 1，641-642，1983.

5) 福島美光，翠川三郎，周波数依存性を考慮した表層地盤の平均的な Q^{-1} 値とそれに基づく地盤増幅率の評価，日本建築学会構造系論文集，460，37-46，1994.

6) 小林喜久二，阿部康彦，天池文男，地盤の減衰特性とその定式化，竹中技術研究報告，44，37 - 45，1990.

7) 日本建築学会，入門・建物と地盤との動的相互作用，1996.

8) Richards, P. G. and W. Menke, The apparent attenuation of scattering medium, Bull. Seism. Soc. Am, 73, 1005-1023, 1983.

9) 佐藤春夫，リソスフェアにおける地震波の散乱と減衰ーランダムな不均質構造による一次散乱理論ー，防災科学技術センター研究報告，33，101-186，1984.

10) Kinoshita, S. ,Frequency-dependent attenuation of shear waves in a sedimentary layer-basement system in the Kanto area, Japan Proc. of International Symposium on Earthquake Disaster Prevention, Centro Nacional de Desasters, Mexico City, Mexico, Vol. 1, 212-226, 1992.

11) 木下繁夫，大池美保，関東地域の堆積層ー基盤系におけるＳ波の減衰特性ー0.5〜16Hzー，地震 2，55，19 - 31，2002.

12) 武村雅之，池浦友則，高橋克也，石田寛，大島豊，堆積地盤における地震波減衰特性と地震動評価，日本建築学会構造系論文報告集，446，1-11，1993.

13) 山中浩明，焼きなまし法による位相速度の逆解析ー遺伝的アルゴリズムとの性能比較ー，物理探査，54，No. 4，197 - 206，2001.

14) 佐藤智美，鉛直アレーデータに基づくＳ波斜め入射を考慮した地盤減衰定数の同定ー焼きなまし法の適用ー，日本建築学会構造系論文集，569，37 - 45，2003.

15) Ingber, L. : Very Fast Simulated Annealing, Math. Comput. Modeling, 12, 967-973, 1989.

16) 西好一，江刺靖行：泥岩の力学的特性に関する研究（その 4）振動荷重下における強度ー変形特性，電力中央研究所研究報告 382014，1982.

17) 吉川宗治，飯塚節夫，原昭夫，高橋克也，清田芳治：鉛直アレー地震観測による地震動特性の研究 その 4．高圧動的三軸圧縮試験による岩の剛性と減衰性のひずみ依存性，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 1，pp. 399-400，1984.

18) 大鳥靖樹，石川博之，武田智吉，原子力発電所の地盤安定性評価に及ぼす地盤物性値のばらつきの影響に関する確率論的考察，電力土木，311，15-23，2004.

19) 原子力土木委員会・地盤安定性評価部会，上下動を考慮した原子力発電所及び周辺斜面の地震時安定性評価，土木学会論文集，757，Ⅲ-66，21-31，2004.

1.4 地下水評価手法

1.4.1 はじめに

JEAG4601 - 1987 の中には，原子力発電所基礎地盤および周辺斜面の安定性評価における地下水評価について直接，具体的に示された個所は見あたらない．このような事情もあって，安定性評価における地下水の評価の仕方は，事例毎に任されているのが実情である．今後の安定性評価をより合理的に実施するためには，安定性評価における地下水の考慮の方法を明示することが望まれる．このことに資することを目的に，関連する課題を検討，整理した．

今回の検討に当たっては，既往の地下水評価に関する調査として，電力各社の実態を調べた．そして，安定性評価において地

下水を考慮することのうち，特に「浮力を考慮」することは有効応力の概念を適用することを示し，この観点から，岩盤の安定性評価における有効応力概念の適用の妥当性を考察することとした．これらをもとに地下水評価のあり方についてまとめた．

1.4.2 既往の地下水評価

(1) 地下水に関する取り扱いの実態

電力各社に，既設原子力発電所基礎地盤および周辺斜面の安定性評価における地下水に関する取り扱いの実態についてアンケートを送付し，7 社から回答を得た．ここでいう「地下水に関する取り扱い」とは，岩盤の安定性評価に地下水を考慮していることを意味する．

各社に当てた質問事項は以下のとおり．

Q1. 既設原子力発電所における，地下水に関する取り扱いの有無（地下水調査，地下水位観測の有無，地下水解析の実施の有無等）．

Q2. 地下水に関する取り扱いを行っている場合，解析内容，適用された手法（有限要素法/差分法，定常/非定常），関連する地下水調査項目（調査・観測手法，調査・観測の範囲，ボーリング本数および間隔（ボーリング以外に方法があればそれも含めて），観測期間，解析による検討項目等）．

Q3. 既設発電所安全審査時の地下水の考慮範囲，地下水の設定方法．

Q4. 岩盤内の地下水位の取り扱い．

Q5. その他，原子力以外の類似地点での実施例に関する資料提供．

回答の概要をまとめると表1.4.1のようになり，得られた知見をまとめると以下のようになる．

① 地下水の取り扱いの有無とその概要

電力会社 7 社全てが地下水の取り扱いを「あり」と回答している．また，孔内水位観測により地下水位の状況を把握し，必要に応じて現況水位や降雨時の水位変化状況を有限要素法(FEM)による 2 次元浸透流解析により評価するという方法が用いられている．ちなみに，降雨時の解析には非定常解析が用いられている．

② 地下水の考慮範囲と地下水の設定方法

地下水の考慮範囲としては，検討対象としている解析モデル全体となっていて，その解析モデルの範囲をどのような観点から決定したかという回答まではされていない．また，地下水位の設定については，建屋基礎では基礎底面またはベースマット上面までとし，排水による水位低下を考慮している．周辺斜面では，孔内水位観測結果や数値解析結果を基に推定された地下水位面とされている．

③ 岩盤の安定性評価上の地下水の取り扱い

岩盤の安定性評価時には地下水面以下に浮力を考慮しているという回答が 4 社有り，他は，地下水面以下を飽和として評価すると答えている．後者の場合，地下水面以下の地盤・岩盤の密度として飽和状態の湿潤重量を用いている．また，常時と地震時における使い分けについては，1 社以外に記載が無いため，全体的な傾向は把握できなかった．

以上の結果から，岩盤の安定性評価時における地下水の扱いをまとめると図1.4.1のようになる．

表1. 4. 1　岩盤の安定性評価における地下水の取り扱いに関するアンケート調査結果一覧

会社	質問事項					
	Q1	Q2		Q3	Q4	Q5
	地下水の取り扱い	地下水の取り扱いの概要		安全審査時の地下水の考慮範囲と地下水の設定方法	岩盤の安定性評価上の地下水の取り扱い	原子力以外の類似地点での実施例
		地下水解析内容	関連する地下水調査事項			
A	あり	・有限要素法による浸透流解析を実施 ・整地前後(定常)，大雨時(非定常)を評価	孔内水位観測孔：3孔 (深度50m～300m，間隔200m)	【地下水位】 造成範囲：敷地造成レベル 建屋範囲：基礎底辺レベル 周辺斜面：解析結果より設定 【地下水の考慮範囲】 安定性検討を実施する解析モデル全体	応力解析時：地下水位考慮せず 安全率算定時：すべり線に作用する浮力を考慮	なし
B	あり	有限要素法による2次元浸透流解析を実施	実施せず	【地下水位】 地表面 【地下水の考慮範囲】 解析モデル全体	岩盤全体を飽和状態として評価	なし
C	あり	解析内容不明	孔内水位観測孔：3孔	【地下水位】 建屋周辺：観測水位中最も高い水位 建屋基礎：ベースマット上面 (排水による水位低下を考慮) 周辺斜面：観測水位を基に補間	想定地下水面以下を飽和として評価	なし
	あり	解析内容不明	孔内水位観測孔：2孔	【地下水位】 地層を考慮して決定	想定地下水面以下を飽和として評価	なし
D	あり	解析内容不明	孔内水位観測孔：7孔	【地下水位】 構造物基礎：ベースマット上面 その他：地表面	想定地下水面以下を飽和として評価	なし
E	あり	2次元浸透流解析	孔内水位観測孔	【地下水位】 建屋基礎：基礎底面 周辺斜面：水位観測結果を基に浸透流解析を実施して決定	想定地下水面以下に浮力を考慮	なし
F	あり	・有限要素法による2次元浸透流解析を実施 ・観測水位の再現解析(定常) ・200年確率降雨時の最大上昇水位を評価(非定常)	・孔内水位観測孔：7孔 (間隔50m) ・ルジオン試験	【地下水位】 建屋基礎：地表面 周辺斜面：解析結果を基に決定 (200年確率降雨時の最大上昇水位)	常時：想定地下水面以下に浮力を考慮 地震時増分応力：地盤全体を飽和重量 (浮力を考慮せず)	なし
G	あり	地下水解析は実施せず	・孔内水位観測孔：5孔 (周辺斜面で実施) ・ルジオン試験：4孔 (間隔30m，基礎地盤で実施)	【地下水位】 建屋基礎：基礎底面 周辺斜面：地表面	想定地下水面以下に浮力を考慮	なし

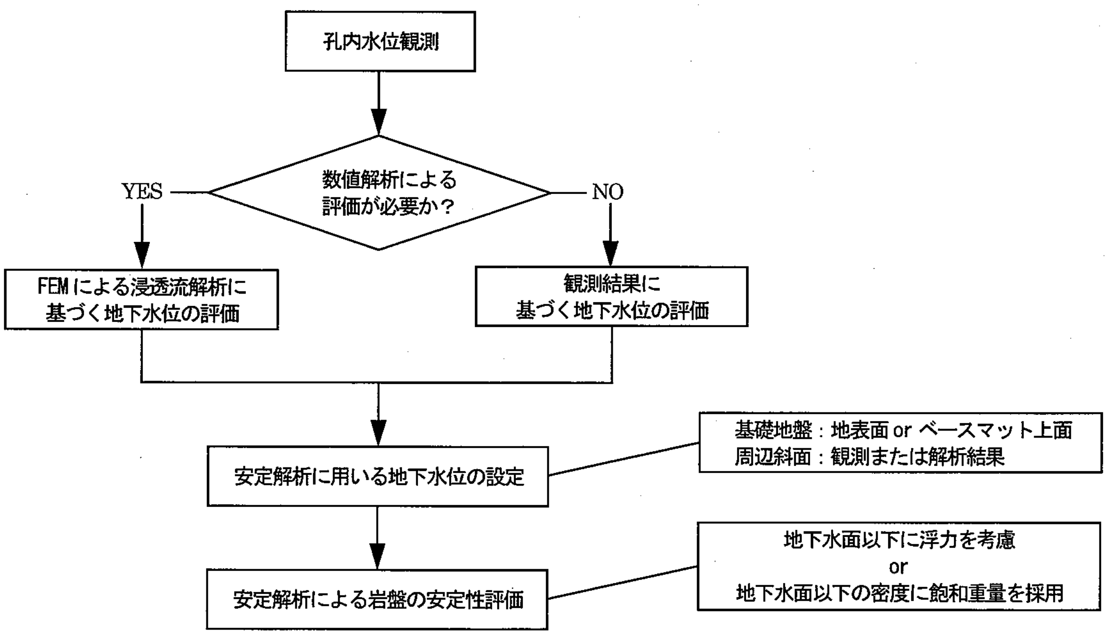


図1. 4. 1　岩盤の安定性評価時における地下水の扱いの現状

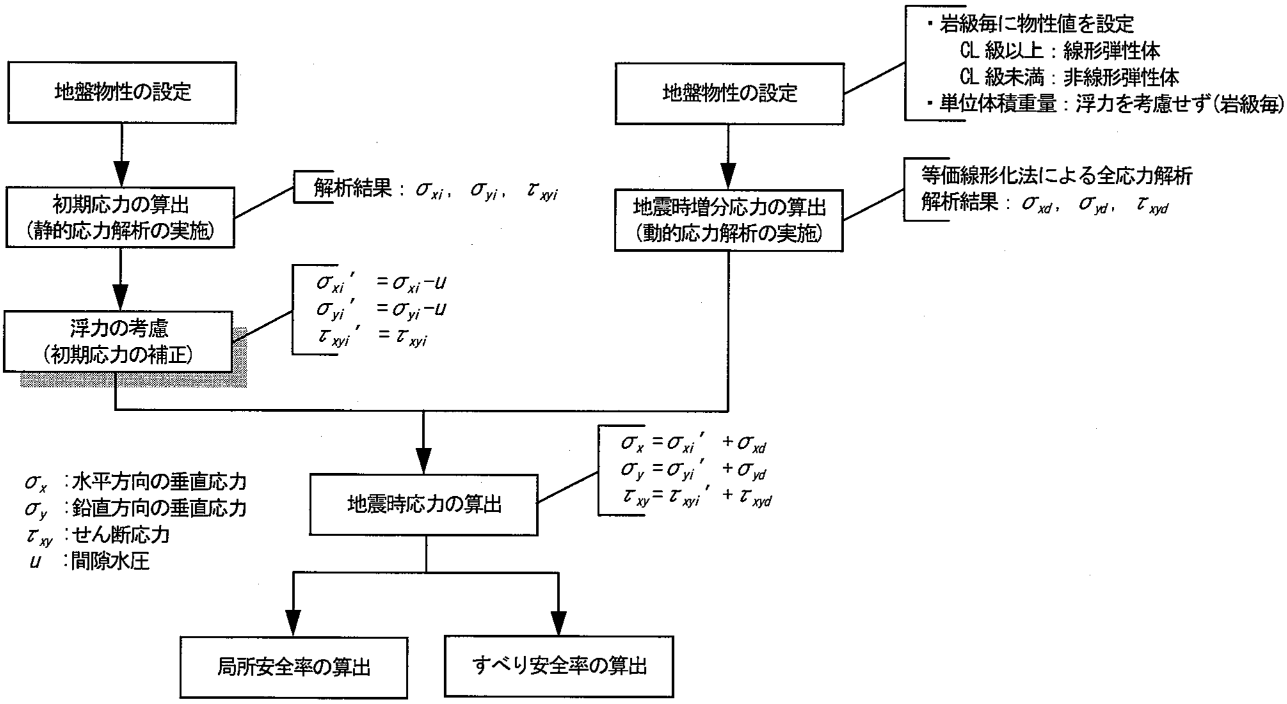


図1.4.2 動的解析による地震時安定性評価の流れの現状

(2) 地盤安定性評価手順

a. 動的解析における評価の流れ

原子力発電所の基礎地盤および周辺斜面を対象とした地震時の安定性評価を行う場合の動的解析は，多くの場合，図1.4.2に示すような流れで実施されているのが現状と考えられる．

この図から分かるように，地震時の安定性評価を行う場合には，静的解析から得られる初期(常時)応力と動的解析から得られる地震時増分応力を足し合わせて，局所安全率(解析モデルの要素毎に得られる破壊接近度)と，すべり安全率(想定すべりに沿った要素を対象とした，せん断力とせん断抵抗力の比)を計算し，安定性を評価する流れとなっている．ただし，初期応力の評価において，全応力から静水圧相当の間隙水圧を引く場合と，引かない場合がある(図中，影付きの部分に対する考慮の有無)．動的解析では，間隙水圧の影響を考慮しないいわゆる全応力解析が行われている．

なお，斜面の地震時安定性評価において，手順の妥当性を無視して，初期応力計算で静水圧相当の間隙水圧を差し引いた応力状態(有効応力)に，地震時の動的解析により得られた応力状態(全応力)を重ね合わせせることが行われると，解析結果として極めて大きな領域で引張破壊を生じさせるという計算例も示されている(図1.4.3，図1.4.4)．

b. 局所安全率での破壊規準の考え方

局所安全率はモール・クーロンの破壊規準を用いて評価されている．ただし，CL 級以上の岩盤は，線形関係の破壊規準(図1.4.5(a))が，CL 級未満の場合には，非線形の破壊規準(図1.4.5(b))が適用されている．

破壊包絡線には全応力の包絡線が用いられ，有効応力の包絡線は用いられていないようである(図1.4.6)．全応力の破壊包絡線が選択される理由としては，岩盤内の間隙水圧挙動を強度試験の中で測定することが困難であるためと推察される．

c. 初期応力解析時の入力物性値

初期応力解析の入力物性値では，岩級によらず弾性係数(1,000MPa 程度)とポアソン比(0.45 程度)を一定の値にしている．た

だし，単位体積重量は岩級毎に分けている．この背景には，地盤が形成される過程における，地盤剛性の変化，造山運動や地形変化などの考慮があると想定されるが，これらのパラメータを決定したプロセスは現時点で不明である．

1.4.3　硬岩での有効応力解析

(1) 地下水の評価と有効応力解析

既往事例の調査結果によると，地下水の評価については，初期(常時)応力の計算において，静水圧相当の間隙水圧を差し引き，有効応力の計算(浮力の考慮)を行っている．

地下水位以下の領域において無条件に静水圧相当の間隙水圧を差し引く(浮力を考慮すると表現される)ことには注意が必要である．先に，常時の応力計算時に浮力を考慮した応力状態を初期条件に，地震時の動的応答解析を実施すると引張破壊となる領域が大きく現れるという計算結果が示されていることを述べた．しかしこの手順には有効応力解析と全応力解析を混在させてしまっているという根本的な問題を含む．これまで，安定性評価において安全側の評価となることから，混在した手順の解析でよしとしたものと想像される．

元来，有効応力による安定性評価を選択するのであれば，まず初期(常時)応力の算定において，自重計算を行い，得られた応力から静水圧に相当する間隙水圧を差し引き，初期有効応力を求める．これを初期条件として，動的応答解析も間隙水圧挙動と変形挙動の連成解析により実施し，有効応力分布を求める．さらに，有効応力のもとで設定された強度定数あるいはこれを基に表現された破壊規準に照らして安定性を評価する．以上のことが有効応力の概念のもとに一元的に行われる場合にのみ，「浮力の考慮」が妥当となる．

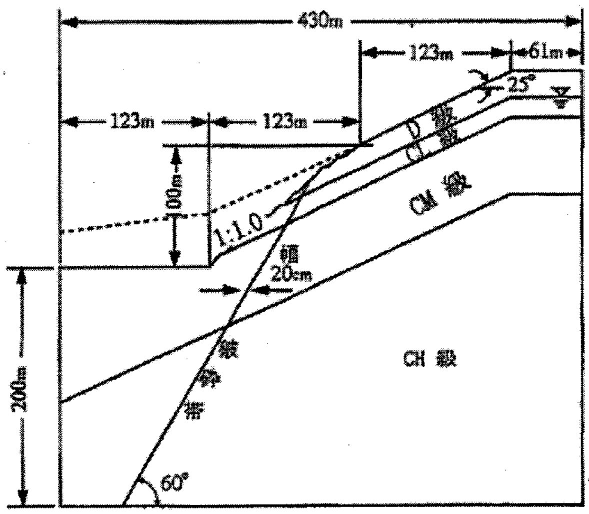
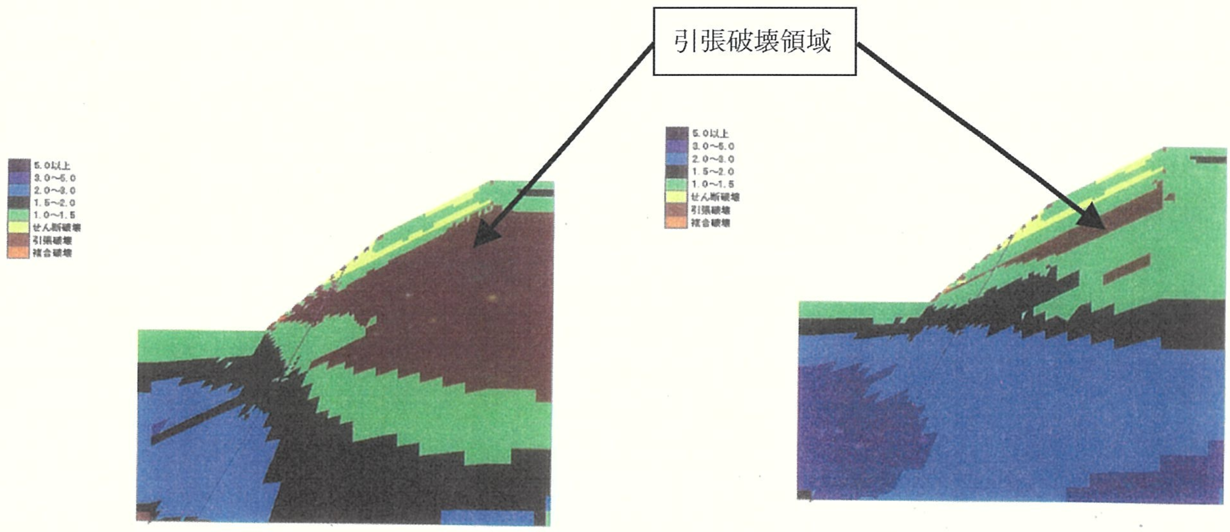
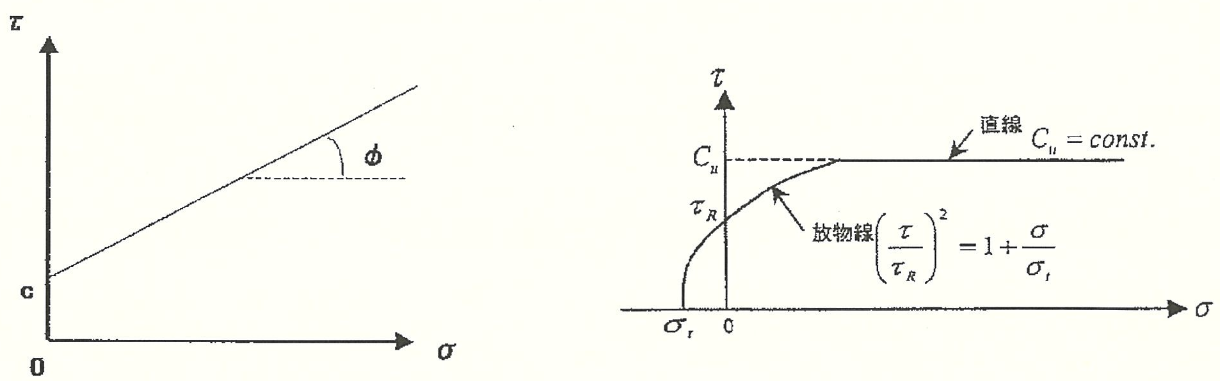


図1.4.3　硬岩斜面の解析モデル



(a) 静水圧を差し引いた場合　　(b) 静水圧を考慮しない場合

図1.4.4　地震時の最小局所安全率の分布図（初期応力に対する静水圧の考慮による違い）



(a) 硬岩地盤（CL 級以上）の場合の例　　(b) 軟岩地盤（CL 級未満）の場合の例

図1.4.5　局所安全率の評価における破壊包絡線

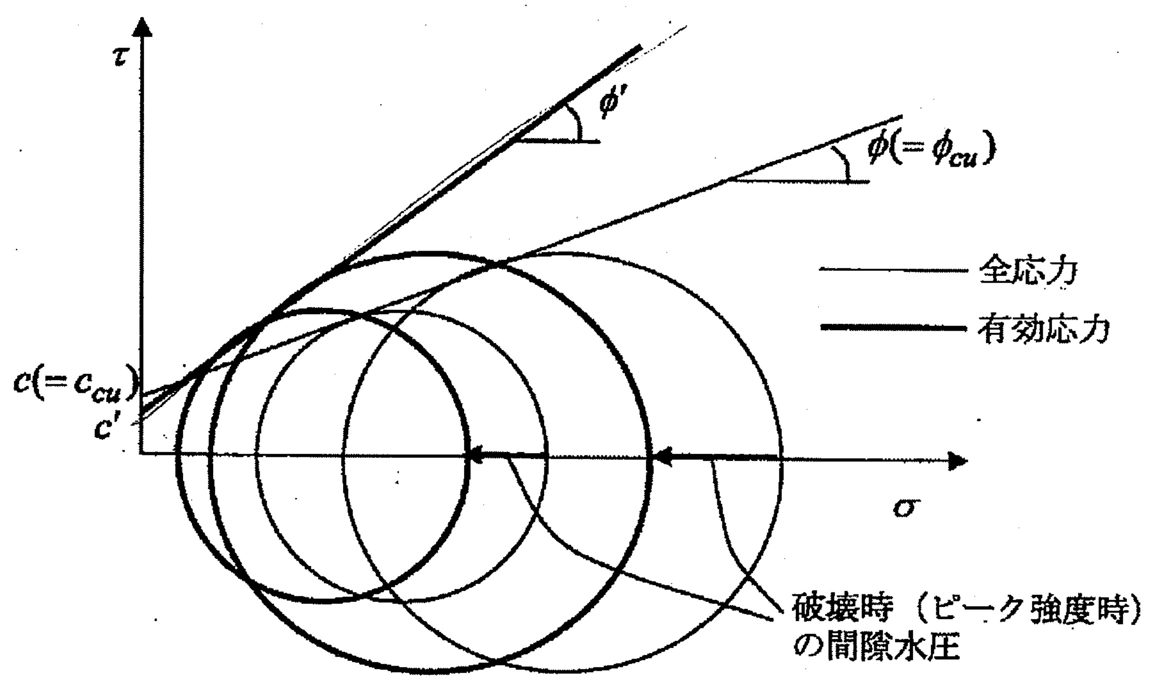


図1.4.6　全応力と有効応力の破壊包絡線の関係

表1.4.2　岩盤等級と有効応力係数(α)の対応[4),5)]

岩盤等級	静弾性係数 E(MPa)*	ポアソン比 ν**	体積弾性係数 K(MPa)	固体部分の体積弾性率 K_s(MPa)	有効応力係数 α
A ～ B	7,800 ～	0.2 ～ 0.3	4,300 ～	37,000	0.00 ～ 0.88
CH	3,900 ～ 7,800	0.2 ～ 0.3	2,200 ～ 6,500	37,000	0.82 ～ 0.94
CM	1,500 ～ 3,900	0.2 ～ 0.3	800 ～ 3,300	37,000	0.91 ～ 0.98
CL ～ D	～ 1,500	0.2 ～ 0.3	～ 1,300	37,000	0.96 ～ 1.00

*) 菊池・他(1984：応用地質 特別号)に基づき設定(単位のみ換算)

**) ポアソン比(排水条件)は，土木学会(2000)「原位置岩盤試験法の指針」によれば「一般に硬質岩盤では0.2，軟質岩盤では0.3とする」とある．

逆に，全応力による安定性評価を選択するのであれば，自重計算を行い，初期(常時)応力を算定する．つぎにこれを初期条件として動的応答解析を全応力解析で(これまで通常にやられている方法で)行い，応力分布(全応力分布)を求める．強度特性あるいは破壊規準も全応力のもとで設定して，これらに照らして安定性の評価を行う．このように，全応力の考え方で一元的に安定性評価を行うとすると，「浮力の考慮」は相容れないものとなる．

以上から明らかなように，安定性評価における地下水の考慮として，「浮力を考慮」するというのは，有効応力による安定性評価を行う，ということと同義である．応答解析における有効応力の評価も有効応力表示による物性の評価も難しい岩盤に対しては，「浮力を考慮する」べきでなく，このような混乱は避けなければならない．

(2) 有効応力式および有効応力係数について

土質力学では，有効応力σ'を(1.4.1)式のように表すことが一般的である．

$$\sigma' = \sigma - p \quad \cdots\cdots \quad (1.4.1)$$

ここに，σは全応力，pは間隙水圧である．この有効応力の定義は，Terzaghi によって導かれたものであり，土質材料の構

造骨格の変形に寄与する実効的な応力として，変形や強度を記述する場合に有効であることが認められている．有効応力による議論により軟弱地盤の圧密現象を合理的に評価することが出来るなど有用な概念である．

一方，Biot-Willis[1]，Skempton[2]，Nur and Byerlee[3]などは体積変形に関する有効応力として，(1.4.2)式を提案している．

$$\sigma' = \sigma - \alpha p \quad \cdots\cdots \quad (1.4.2)$$

ここに，α は有効応力係数あるいはBiot-Willis 係数と呼ばれる値であり，排水条件における圧縮率 C と(あるいは体積弾性率 K)固体部分の圧縮率 C_S を(あるいは体積弾性率 K_S)用いて(1.4.3)式のように表される(体積弾性率は圧縮率の逆数)．

$$\alpha = 1 - \frac{C_S}{C} = 1 - \frac{K}{K_S} \quad \cdots\cdots \quad (1.4.3)$$

岩盤等級と有効応力係数(α)の関係の対応を試みた結果を表1.4.2に示す．この結果から，A～B 級岩盤と CL 級岩盤との有効応力係数の差は0.1 程度であり，岩盤毎の有効応力係数に大差が無いという結果となった．したがって，有効応力概念の適用性についてはどの岩盤等級に対してもほぼ同等であると結論できる．

ただし，岩盤等級と，物理特性との関係については，既往文献の提案に基づき仮定しているものであり，厳密に変形挙動と間隙水圧挙動の連成作用を考慮して論じられたものではない(たとえば土質試験における排水条件を考慮したものではない)．

岩石/岩盤試験においてこのような条件を考慮することの方が困難であることから，岩石/岩盤の安定計算では全応力解析が一般的な安定評価方法であるといえる．

1.4.4 地盤安定性評価における地下水の扱いに関する考察

安定性評価における地下水の扱いのうち，「浮力の考慮」というのは有効応力による安定性評価の実施を意味するものであることを述べた．安定性評価を全応力で行う場合には「浮力の考慮」は不必要となる．したがって，「浮力の考慮」が必須となるのは，安定性評価を有効応力で行わなければならない場合ということになる．

ここでは JEAG4601-1987 における有効応力と全応力の使い分けについて記載されている事項や地下水の取り扱いについて記載されている事項をまとめてみる[6]．

(1) 有効応力と全応力の使い分けについて

a．試験法における考え方

原子炉建屋基礎地盤を対象とした場合，一軸圧縮強度(qu)が 20kgf/cm²(≒2MPa)未満の飽和状態の軟岩で，常時における評価でのみ有効応力評価としている．

切土斜面，盛土斜面を対象とした場合，原子炉建屋基礎地盤よりも地盤の種類や荷重条件を細分しているが，基本的な考え方は原子炉建屋基礎地盤を対象とした場合と同様である．したがって，試験法における全応力と有効応力の使い分けは，次のようになる．

・地震時の場合は，地盤の種類によらず，全て全応力評価としている．

・常時の場合は，比較的軟弱な地盤(qu <2MPa 相当)のみ有効応力評価とし，その他の地盤は全応力評価としている．

しかし，ここでは有効応力による評価かあるいは全応力による評価のどちらかを一元的に行うべきであることを明示していないため，このような分類のみでは混乱を生じさせかねない．

b．地盤安定性評価解析における考え方

地盤の安定性評価の流れは，“慣用法(=すべり安定解析)による検討”，“静的解析による検討”，“動的解析による検討”と3段階の解析手法に分けている．ただし，解析手法毎には，有効応力と全応力の使い分けについて明記されていない．

有効応力と全応力の使い分けについてJEAG4601-1987では，「4.2.3　耐震設計法」の中で次の一文が記されているのみである．これは，原子炉建屋基礎地盤と切土斜面，盛土斜面に共通した考えとなっている．

“各解析手法とも，間隙水圧の取扱いの考え方の違いにより全応力解析と有効応力解析に区別されるが，一般には全応力解析による安定性評価が行われている．ただし，発生する間隙水圧についての適切な評価が可能な場合には，有効応力法による安定性評価も考えられる．”

ここで，述べられているように，発生する間隙水圧についての適切な評価が可能な場合に有効応力法による安定性評価を行ってよい．このことは，「発生する間隙水圧についての適切な評価が困難な場合は全応力解析による安定性評価を行うことが合理的である」といえる．この一文が明示されていないことも，先の分類と同様，混乱を生じさせているともいえる．

c．試験法と地盤安定性評価解析の関係について

以上の内容を総括すると，発生する間隙水圧の影響についての適切な評価(つまり，有効応力による物性の表示，有効応力による応答解析の実施，間隙水圧挙動の測定)が可能な場合にのみ，有効応力による安定性評価ができる．これらが難しい場合には全応力による安定性評価を実施することになる．

(2) 地下水の取り扱いについて

地下水の取り扱いについては，JEAG4601-1987の「4.2.3　耐震設計法」の「(4)その他」に次の記載がある．“建屋基礎底面より地下水面が高く，建屋に揚圧力が作用すると考えられる場合には，揚圧力も考慮して建屋基礎底面のすべり安定性を評価する．”

また，「4.3.1　地盤のモデル化」の「(3)その他考慮すべき条件」に次の2つの記載がある．

“通常，斜面の安定解析においては，地下水より下の地盤は飽和状態にあると考えることが多い．盛土斜面や土質材料からなる地盤が飽和状態の場合には，地震時のせん断応力の作用により過剰間隙水圧が発生し，すべりに対する安定性が低下することが考えられる．したがって，斜面の安定化対策として，ドレーン孔および排水トンネル等により積極的に地下水位を下げておくことが有効である．”

“盛土斜面および盛土直下の地盤が砂質土等の土質材料からなり，かつ，地下水位以下にある場合には，「3.3.5(3)動的強度特性の表示」に従って，液状化について検討しなければならない．”

これらの記載は，次の2つの要旨にまとめられる．

① 地下水面以下の構造物には揚圧力(地下水面以深に設けられた構造物の底面や基礎地盤に作用する上向きの水圧[7])を考慮すること．

② 土質材料からなる地盤については，地震時に液状化することが懸念されるため，液状化について検討することと，積極的に地下水位を下げることを促していること．

1.4.5　まとめ

原子力発電所基礎地盤および周辺斜面の安定性評価における地下水の評価の仕方は，事例毎に任されているのが実情であるが，今後の安定性評価をいっそう合理的に実施するためには，安定性評価における地下水の考慮の仕方を明示することが望まれる．この観点から，既設原子力発電所での地盤の安定性評価時における地下水の取り扱いについて調査，整理し，今後の地下水評価のあり方を検討した．今回の検討結果を要約すると次のようになる．

1) 発生する間隙水圧の影響についての適切な評価(つまり，有効応力による物性の表示，有効応力による応答解析の実施，間隙

水圧挙動の測定)が可能な場合にのみ，有効応力による安定性評価ができる．これらが難しい場合には全応力による安定性評価を実施しなければならない．岩盤における地震時の有効応力解析(連成解析)は確立されている状況にはなく，有効応力による評価は今後の課題である．

2) 基礎地盤および周辺斜面の安定性評価においては，統一的な応力解析を実施する立場から，常時応力を全応力解析により算出し，地震時応力も全応力解析とする．また用いる力学特性値も全応力表示によるものを用いることとする．

【参考文献】

1) Biot, M.A., and D.G. Willis (1957): The elastic coefficients of the theory of consolidation., J. Appl. Mech., 24, pp.594-601.

2) Skempton, A.W. (1960): Effective stress in soils, concrete and rock, in Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, pp.4-16.

3) Nur, A. and J.D. Byerlee (1971): An exact effective stress law for elastic deformation of rock with fluids, J. Geophys. Res., 76, pp.6414-6419.

4) 菊池宏吉・藤枝誠・岡信彦・小林隆志 (1984)：ダム基礎岩盤の耐荷性に関する地質工学的総合評価，応用地質特別号，pp.103-118.

5) 土木学会岩盤力学委員会 (2000)：原位置岩盤試験法の指針，(社)土木学会，pp.52.

6) 電気技術基準調査委員会：原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG4601－1987)，(社)日本電気協会，1987年8月.

7) 山本荘毅：地下水用語辞典，pp.108，古今書院，1986年9月.

1.5 地盤物性の確率論的評価

1.5.1 はじめに

JEAG4601-1987によると，基礎地盤や周辺斜面の地震に対する設計や評価において，地盤物性のばらつきが最終評価結果に影響を及ぼすと想定される場合には，そのばらつきを評価して設計に反映する必要があるとしている[1].

地盤物性値のばらつきを考慮した設計・評価手法については，伊藤，北原[2]が静的な確率論的手法と確定論的手法を用いて検討した結果をもとに「代表値±係数×標準偏差」の地盤物性値を用いた確定論的な安定性評価法の提案がなされ，JEAG4601-1987に採り入れられている．

一方，近年原子力発電施設の安全性評価においては，確率論的安全性評価[3]の導入が検討され，地震に対しても入力，応答特性や材料特性等の不確定性を考慮した評価の導入が検討されつつある．従って，原子力発電所の地盤安定性評価においても，従来から必要に応じて実施してきた地盤物性値のばらつきを考慮した確定論的な設計・評価手法について検討を加え，確率論的意味合いを明確にしておくことは重要である．

本節では，原子力発電所の基礎地盤および周辺斜面の地震時安定性評価の際に実施されている確定論的な地盤物性値のばらつきに伴うすべり安全率の影響評価法について，確率論的な視点から考察を行った結果[2]の概要について述べる．検討では，JEAG4601-1987に記載されている基礎地盤と周辺斜面のモデルに対して，動的な確率論的手法と確定論的手法の比較を行い，確率論的手法によって評価したすべり安全率が，「代表値－1.0×標準偏差」の地盤物性値で，確定論的にすべり安全率を評価した結果を下回る確率について評価した．

1.5.2 地盤物性値のばらつきを考慮した設計法の現状

JEAG4601-1987[1]によると地盤物性値のばらつきを考慮した評価・設計法には，確定論的手法と確率論的手法があるとされている．確定論的手法には，地盤物性値として全体の代表値(平均値又は最頻値)を用いる方法と，個々の地盤物性値の変動幅を考慮し，代表値より適宜加減した値を用いる方法とがある．一方，確率論的方法は，地盤物性値を確率変数とみなして解析を行い，

評価結果も確率量としてとらえる方法である．確率論的方法は，確定論的方法に比べ計算が煩雑であり，JEAG4601-1987 では将来の設計法として位置づけられているため，現状では地盤物性値のばらつきを考慮した評価・設計法として確定論的手法が用いられている．

図1.5.1に JEAG4601-1987 に記載されている地盤物性値のばらつきの影響を評価するための基本的流れを示す．確定論的手法では，最終結果への影響度，余裕度および地盤物性値のばらつきの程度等から必要と認められた場合には，地盤物性値を「代表値±係数×標準偏差」として確定論的に地盤安定性評価を行なうか，地盤物性値を確率変数とみなして設計および評価を行なうこととなっている．しかしながら，「代表値±係数×標準偏差」の係数についての具体的な値の記述はなく，「地盤物性値のばらつきの程度，結果への影響の程度，評価基準の信頼性，設計法の精度を考慮して，結果の評価が安全側になるように適切に決定する．」[1] とのみ記述されている．

伊藤，北原の検討[2] によると，係数を 0.5 とすることで確率論の結果の 90～98%の範囲を網羅出来ること，係数が 1.0 の場合には，全ての結果を網羅することができ，大幅に余裕を見込める結果が得られるとされている．実際には，変動させる地盤物性値の種類や幅に関しては設計者に任されているが，既往原子力地点の検討においては係数 1.0 を採用している場合が多い．また，変動させる地盤物性値としては，せん断強度などの耐力に関係する物性値のみであることが多いようである．

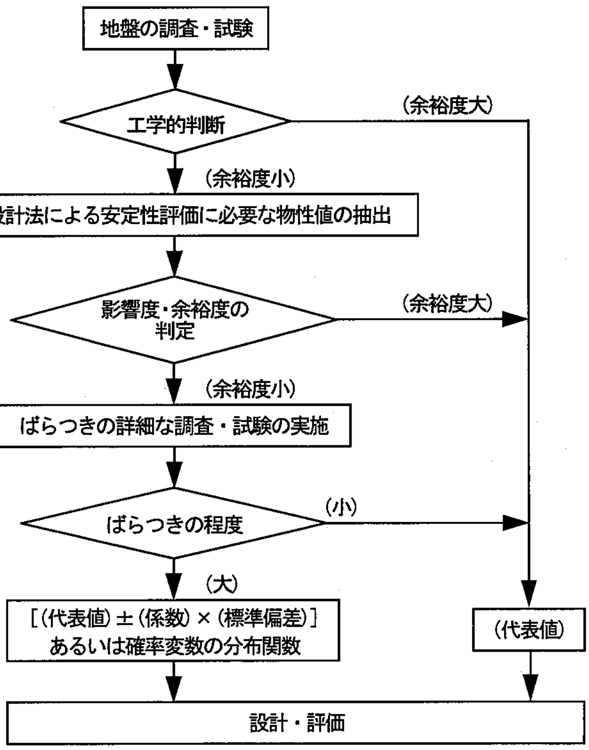


図1.5.1　地盤物性値のばらつきを評価するための基本的流れ [1]

1.5.3　現行の『代表値±係数×標準偏差』の確率論的考察

本項では，「代表値±係数(k)×標準偏差(σ)」の地盤物性値を用いて確定論的に地盤物性値のばらつきの影響を評価する方法について確率論的な観点から考察を行なう．

文献 4)によると，基礎地盤および周辺斜面のすべり安全率 S_f が，地盤物性値の確率変数($x_1, x_2, \ldots, x_n$)の関数であると仮定すると，地盤物性値のばらつきによって，すべり安全率が，『平均値－$k\sigma$』の地盤物性値で評価したすべり安全率を下回る確率は，以下の式で与えられる．

$$P_{ex}=\Phi\left[\frac{x-\bar{x}}{\sigma}\right]$$

$$=\Phi\left[\frac{-\sum_{i=1}^{n}\frac{\partial S_f}{\partial x_i}\left(k\sigma_{x_i}\right)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial S_f}{\partial x_i}\right)^2\sigma_{x_i}^2}}\right] \quad \cdots\cdots (1.5.1)$$

ここで，$\Phi[\bullet]$ は正規分布の累積密度関数である．(1.5.1)式において，すべり安全率に影響している地盤物性値が n 個で，すべり安全率に与える地盤物性の感度とばらつきの大きさが全て同じとすると，$(\partial S_f/\partial x_i)\sigma_{xi}=(\partial S_f/\partial x_0)\sigma_{xo}$ となり，『平均値－$k\sigma$』の地盤物性値で評価したすべり安全率を下回る確率 P_{ex} は，次の式で与えられる．

$$P_{ex}=\Phi[-k\sqrt{n}] \quad \cdots\cdots (1.5.2)$$

(1.5.2)式の k と n をパラメータにすべり安全率が『平均値－係数×標準偏差』の地盤物性値で評価したすべり安全率を下回る確率を図1.5.2に示す．図より，係数 k が大きくなると急激に『平均値－係数×標準偏差』の地盤物性値で評価したすべり安全率を下回る確率が小さくなっていることがわかる．同様に n が大きくなると確率が小さくなっている．ここで，地盤安定性評価において n が大きくなることは，すべり安全率に影響している地盤物性値の数およびすべり線上の要素数が多くなることを意味しており，FEM解析のように解析メッシュを仮定して評価を行なう場合には，すべり線上にある要素数が比較的多くなるため(厳密には地盤物性の空間相関や，物性値間の相関等を考慮して決める必要がある)，n はある程度の数になると想定される．従って，図より明らかなように係数(k)が1.0であってもその結果を下回る確率は極めて低くなると予想される．

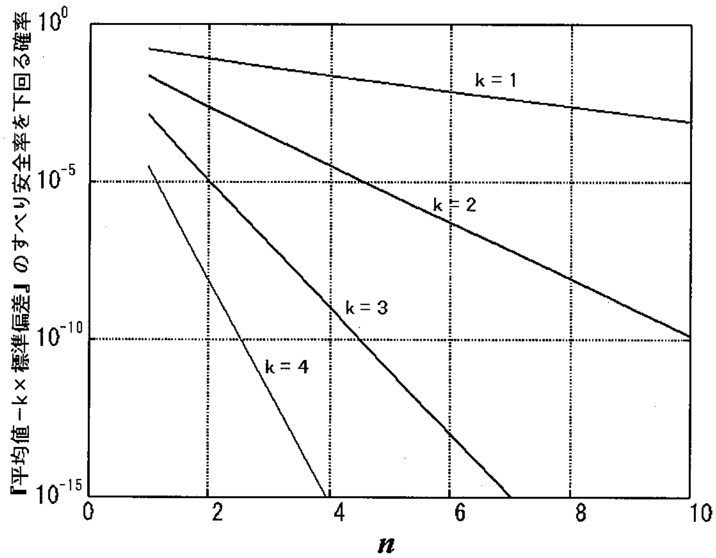


図1.5.2　すべり安全率が『平均値－係数×標準偏差』を下回る確率

1.5.4　動的FEM解析による検討

検討ではJEAG4601-1987に記載されている軟岩基礎地盤および硬岩周辺斜面のモデル[1)]を用いた．ただし，確率論的評価では

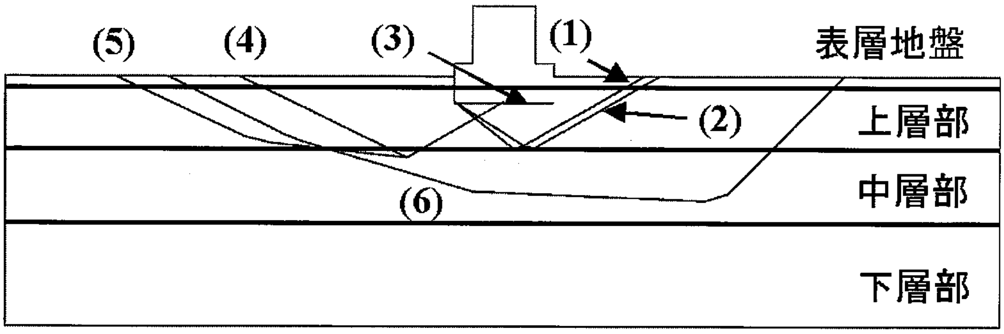
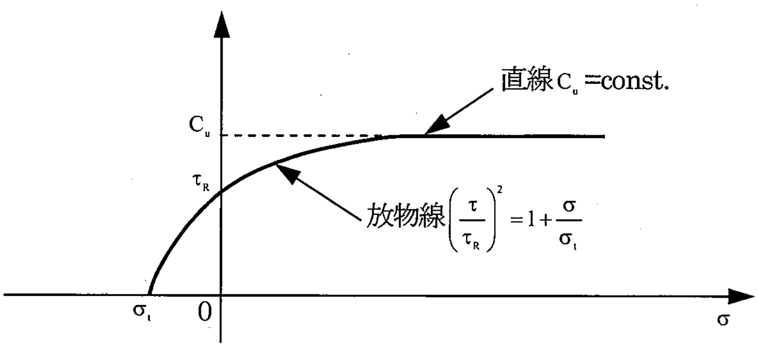


図1.5.3　基礎地盤モデル

表1.5.1　基礎地盤モデルの地盤物性値

項　目	単位	表層地盤	岩盤			解放基盤	備　考
			上層部	中層部	下層部		
静的弾性係数（E_s）	MPa	98	540	900	1300	−	
静的ポアソン比（ν_s）	−	0.45	0.45	0.45	0.43	−	
単位体積重量（γ_t）	kN/m³	18	17	18	19	19	
せん断強度（Cu）*1	kPa	49+0.58 σ_{m0}	1200*1	1400*1	1600*1	−	σ'_{m0}：初期平均有効主応力
せん断強度（τ_R）*1	kPa	−	510*1	580*1	730*1	−	
引張強度（σ_t）*1	kPa	−	200*1	200*1	290*1	−	
S波速度（V_s）	m/s	300	450	500	600	700	
初期せん断弾性係数（G_0）	MPa	170	340	450	690	930	
動弾性係数（E_d）	MPa	470	980	1300	2000	2600	
動ポアソン比（ν_d）	−	0.45	0.43	0.43	0.42	0.41	
$G/Go\sim\gamma$ γ：(%)	−	$1/(1+0.4\gamma^{0.6})$	$1/(1+2.8\gamma^{1.1})$	$1/(1+2.3\gamma^{1.3})$	$1/(1+0.8\gamma^{1.1})$	930 (一定)	
$h\sim\gamma$ γ：(%)	%	$11.4\gamma^{0.2}+2.0$	$11.4\gamma^{0.8}+2.0$	$9.1\gamma^{0.9}+1.8$	$5.9\gamma^{1.2}+1.0$	3.0 (一定)	
減衰定数hの下限値	%	5.0	3.0	3.0	3.0	−	
備　考		表層地盤は地下水位以浅であるため，$\sigma'_{m0}=\sigma_{m0}$	上層部，中層部，下層部の強度は，低圧部を放射線，高圧部をΦ=0の直線とした破壊包絡線として設定（下図を参照）				

*1 上層部，中層部，下層部の破壊包絡線の形状



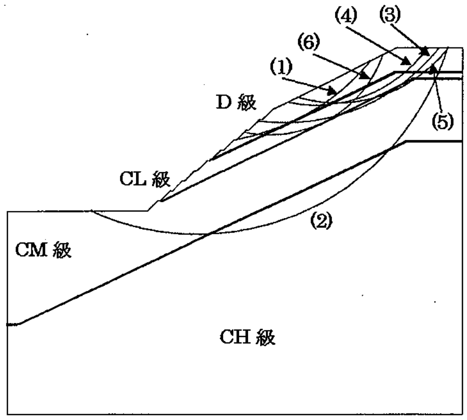


図1.5.4　斜面モデル

表1.5.2　周辺斜面モデルの地盤物性値

項　目	単位	岩盤				備　考
		D級相当	CL級相当	CM級相当	CH級相当	
静的弾性係数 (E_s)	MPa	490	980	3900	5900	
静的ポアソン比 (ν_s)	-	0.35	0.30	0.25	0.20	
単位体積重量 (γ_t)	kN/m³	20	20	25	26	
粘着力 (c)	kPa	200	300	1000	1500	
内部摩擦角 (Φ)	度	20.0	33.0	45.0	50.0	
S波速度 (V_s)	m/s	500	600	1300	2000	
初期せん断弾性係数 (G_0)	MPa	500	720	4200	11000	
動弾性係数 (E_d)	MPa	1500	2100	12000	29000	
動ポアソン比 (ν_d)	-	0.43	0.40	0.37	0.35	
$G/Go \sim \gamma$ γ : (%)	-	$1/(1+4.5\gamma^{0.6})$	720 (一定)	4200 (一定)	11000 (一定)	
$h \sim \gamma$ γ : (%)	%	$11.4\gamma^{0.2}+2.0$	3.0 (一定)	3.0 (一定)	2.0 (一定)	
減衰定数hの下限値	%	3.0	-	-	-	
備　考						

地盤物性をばらつかせて多数回の地盤安定性評価を実施する必要があるため，計算時間を短縮する目的で，弱層部を取り除いて要素数を減らしたモデルとした．図1.5.3，図1.5.4に各モデルとすべり安全率を評価するためのすべり線を示す．なお，すべり線の形状は JEAG4601-1987 で各種検討に用いられたものであり，検討用地盤物性値は，既設原子力発電所における値を参考に，各岩級区分毎に設定している(表1.5.1，表1.5.2)．検討には，4.2.3 項で作成した検討用地震動(図 4.2.9)を用いた．

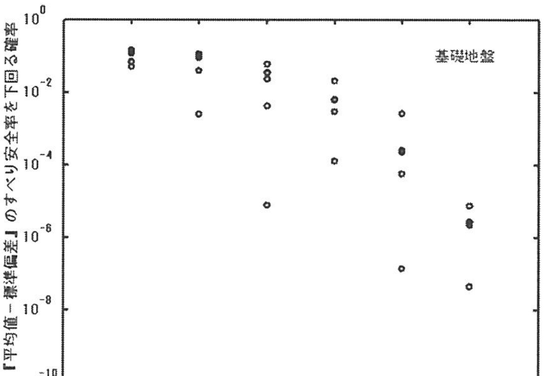
動的 FEM 解析により，各地盤物性値のすべり安全率に対する感度について検討した結果を示す．表1.5.3に基礎地盤および周辺斜面モデルのすべり安全率に及ぼす影響の大きい地盤物性値の上位 5 つの感度を示す．感度は，地盤物性値を±10%して算定したすべり安全率の差を感度(勾配)として示している．基礎地盤はすべり線(3)，周辺斜面についてはすべり線(1)の値を示している．これらのすべり線は，平均地盤物性値で地盤安定性評価を行なった時にすべり安全率が最も小さかったものである．表より，基礎地盤および周辺斜面ともにすべり抵抗力(せん断強度(τ)，粘着力(c)，内部摩擦角(ϕ))に関係する地盤物性値の影響が強いことがわかる．また，周辺斜面ではD級の単位体積重量の感度が比較的高いのが特徴的である．これは，斜面のようにす

べり安全率に自重が影響している場合に，土塊の質量の感度が高くなるためと考えられる．感度解析より，すべり安全率に関しては，地盤物性値の実際のばらつきの大きさも考慮に入れると，せん断強度等の抵抗力に関係する地盤物性値の影響が非常に強く，剛性等の影響は比較的小さいことが確認できた．

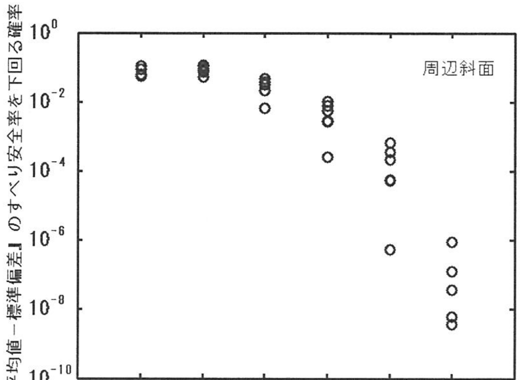
図1.5.5に，せん断強度のみを「平均値－1.0×標準偏差」として確定論的に評価した時のすべり安全率を下回る確率を示す．解析は，層別サンプリング法の一種であるLHS法[8]を用いて地盤物性値をばらつかせた解析を行い，評価した結果を対数正規分布の累積密度関数で近似し，別途確定論的にせん断強度のみを『平均値－標準偏差』として評価したすべり安全率との比較により求めた．なお，LHS法は200回の試行を行った．図で岩種岩級毎とFEMの要素毎に地盤物性値をばらつかせた場合の結果と，空間相関(任意の2地点の地盤物性値の類似性の指標で離隔距離d_iの関数として次の式で表わされる：$\rho_d(d_i)=\exp[-|d_i|/a]$)の強さを示すパラメータ$a$が5～50mの結果が示されている．ここで，空間相関の強さを示すパラメータaは，サイト毎に異なるため，PS検層等の結果を基に決める必要がある．図には，今回評価対象となったすべり線(1)～(6)の結果が示されている．図より，地盤物性の相関の強さを示すパラメータaが小さいほど(地盤物性に類似性が小さいほど)，『平均値－1.0×標準偏差』の地盤物性値で評価したすべり安全率を下回る確率が急激に小さくなる傾向にあることがわかる．また，その値はすべり線によって多少差はあるものの，小さいことが分かった．

表1.5.3　すべり安全率に及ぼす地盤物性値の影響（感度）

順位	基礎地盤　すべり線 (3)		周辺斜面　すべり線 (1)	
	地盤物性種別	感度	地盤物性種別	感度
1	上層部 τ	0.735	D級 c	0.148
2	上層部 G	0.257	D級 γ_t	0.109
3	中層部 γ_t	0.241	D級 Φ	0.047
4	表層部 γ_t	0.154	CM級 G	0.035
5	下層部 ν	0.101	CL級 c	0.032



(a) 基礎地盤



(b) 周辺斜面

図1.5.5　確率論的に評価したすべり安全率が確定論的に『平均値－標準偏差』で評価したすべり安全率を下回る確率

1.5.5　まとめ

JEAG4601-1987の地盤物性値のばらつき評価法について確率論的な検討を行い以下の結論を得た．

1) 地盤物性値を±10%して算定したすべり安全率の差を感度(勾配)算定した結果，すべり安全率に関しては，地盤物性値の実際のばらつきの大きさも考慮に入れると，せん断強度等の抵抗力に関係する地盤物性値の影響が非常に強く，剛性等の影響は比較的小さいことを確認した．
2) 地盤物性値のばらつきの空間相関を考慮して，JEAG4601-1987に記載されている「代表値±係数×標準偏差」の地盤物性値に

よる確定論的手法による地盤物性値のばらつきの評価法の検討を行なった．動的な解析を用いて確率論的手法によって評価したすべり安全率の確率分布とせん断強度を『代表値－1.0×標準偏差』と仮定して評価したすべり安全率の比較を行い，地盤物性値がばらついても『代表値－1.0×標準偏差』によって確定論的に評価したすべり安全率を下回る確率が小さいことを明らかにした．

【参考文献】

1) 原子力発電耐震設計技術指針 JEAG4601-1987，社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会，1987.

2) 伊藤洋，北原義浩，地盤物性のバラツキの評価法（その 2）物性のバラツキが地盤の安定性に及ぼす影響，電力中央研究所報告 No.384026，昭和 60 年 5 月.

3) Kennedy, R.P.,：Overview of Methods for Seismic PRA and Margin Analysis Including Recent Innovations, NEA/CSNI/R(99)28, pp.33-63, 1999.

4) 大鳥靖樹，石川博之，武田智吉：原子力発電所の地盤安定性評価に及ぼす地盤物性値のばらつきの影響に関する確率論的考察，電力土木，No.311，pp.15-23，2004.

5) 伊藤洋，北原義浩：地盤物性のバラツキの評価法（その 1）地盤物性のばらつきの実態とその表示法，電力中央研究所報告 No.384025，昭和 60 年 5 月.

6) 伊藤洋，新孝一：地盤物性値のばらつきとその影響評価 -原子力発電所基礎地盤および周辺斜面の安定性-，昭和 63 年 3 月.

7) 松尾稔著：地盤工学　信頼性設計の理念と実際，技法堂出版，1985.

8) Ronald, L.I., Davenport, J.M., and Zeiglwe, D.K.,：Latin Hypercube Sampling (Program Users Guide), Sandia Laboratories, SAND79-1473, 1980.

1.6 耐震安定性評価基準値の分析

1.6.1 はじめに

JEAG4601-1987[1]によると，原子炉建屋の基礎地盤および周辺斜面の耐震安定性評価を動的解析に基づき行う場合には，基礎地盤と周辺斜面のすべり安全率がそれぞれ，1.5 と 1.2 のすべりに対する耐震安定性評価基準値(以下　耐震安定性評価基準値)を満足する必要があり，すべり面法等の簡易法や静的解析を用いる場合には，基礎地盤 2.0，周辺斜面 1.5 を満足する必要がある．これらの値は，過去の知見等を総合的に勘案して規定されたため，理論的な根拠があまり明確でないのが現状である．

しかし，近年，原子力発電施設の地震に対する安全性を確率論的に評価する手法の導入が検討されており，従来の確定論的評価で用いられてきた耐震安定性評価基準値についても，それらの値の持つ確率論的な意味について明確にすることが望まれている．

本節では，JEAG4601-1987[1]に規定されている原子炉建屋の基礎地盤と周辺斜面の耐震安定性評価基準値の持つ意味を明確にするために，文献調査と既往サイトに対するアンケート調査を行い，その結果に基づき耐震安定性評価基準値の確率論的な意味を検討した文献[3]の結果を要約している．

1.6.2 耐震安定性評価基準値の調査

JEAG4601-1987[1]によると，「原子炉建屋基礎地盤，原子炉建屋周辺斜面および屋外重要土木構造物の耐震性は，A および As クラスの施設の支持機能を損なわないこと，あるいはこれら施設の機能保持に波及的影響を及ぼさないという観点から基準地震動に基づき評価する」と記述されている．それを受けて，原子炉建屋の基礎地盤は，As クラスを含む建屋・構造物を支持するため，地盤の安定性評価に当たっては，間接支持構造物に準じた扱いがなされている．一方，周辺斜面については，斜面が地震時に崩

壊しても原子炉建屋等に直接影響を与えず原子炉施設の機能が維持できれば，安全上問題とならないため，斜面崩壊が原子炉施設等に波及的影響を及ぼさないことを確認すればよいとされている．しかしながら，現状では斜面崩壊が原子炉施設等に影響を及ぼすか否かを評価することが難しいため，地盤安定性評価の対象とする斜面を，「斜面のり尻と原子炉建屋との離隔距離が約50m以内の斜面，あるいは斜面の高さの約1.4倍以内の斜面」[1)]と規定し，評価対象となる斜面が耐震安定性評価基準値を満足すれば良いことになっている．

表1.6.1には，図1.6.1のアンケート結果の統計値を示す．図中の実線は，動的解析とすべり面法・静的解析によるすべり安全率が同じ値になるラインで，点線は動的解析によるすべり安全率の倍と半分のラインを示している．表より，同一断面に対して評価したすべり安全率は，動的解析＞静的解析＞すべり面法となる傾向があり，JEAG4601-1987[1)]に記述されている傾向と一致している．また，動的解析によって評価したすべり安全率を評価の基準にして考えると，静的解析による評価の方がすべり面法による評価に比べ評価のばらつき(不確定性)が小さいことがわかる．

表1.6.1　評価法間のすべり安全率の比較

	すべり面法/動的	静的/動的
サンプル	103	103
平均値	0.714	0.899
中央値	0.680	0.823
変動係数	0.335	0.265

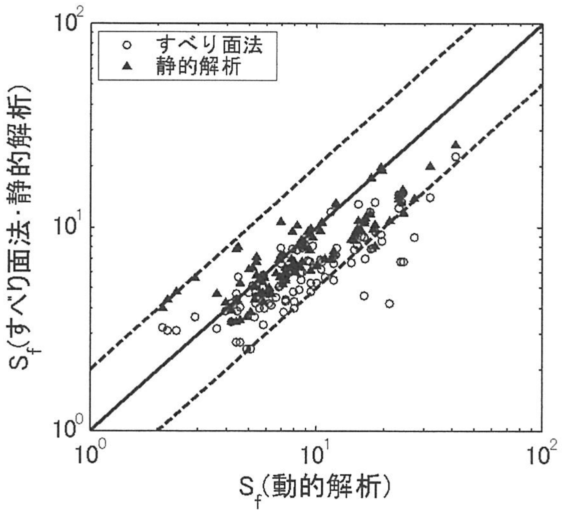


図1.6.1　すべり安全率の比

1.6.3　必要すべり安全率(耐震安定性評価基準値)に関する確率論的検討

本項では，2.6.2項のアンケート結果を用いて，すべり面法と静的解析に基づく地盤安定性評価に必要なすべり安全率の検討を行う．

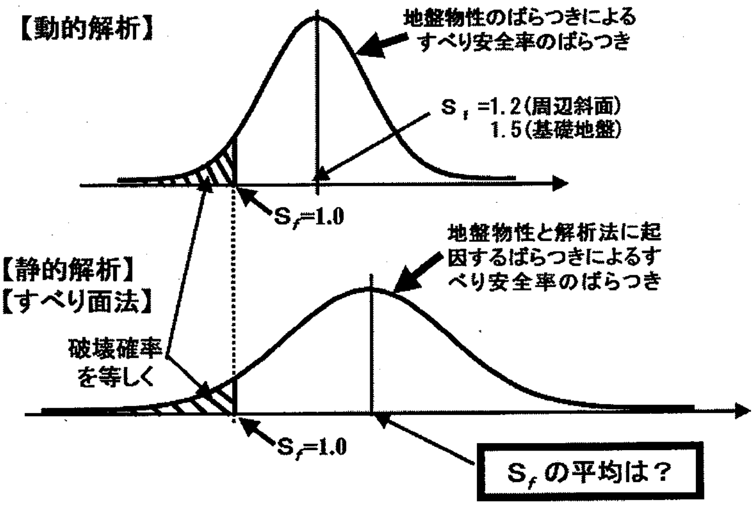


図1.6.2　検討方法の概念(標準偏差一定でS_fの平均値を移動させて，破壊確率を同じにする．)

図1.6.2に検討方法の概念図を示す．検討では，動的解析により算定されたすべり安全率を基準として，すべり面法又は静的解析を用いることにより生じる評価値の差とばらつきおよび地盤物性値のばらつきを考慮して，動的解析と同じ破壊確率となるために必要なすべり面法および静的解析の耐震安定性評価基準値を算出した．詳細については文献[3]を参照されたい．

また，検討ではアンケート調査によって得られた表1.6.1の結果を用いる．文献[3]の方法により算定した必要すべり安全率を基に，基礎地盤と周辺斜面に対するすべり安全率の比について検討する．必要すべり安全率の比の算定に当たっては，基礎地盤と周辺斜面の重要度が一段異なることを仮定する．これは，基礎地盤および周辺斜面ともに重要であるものの，基礎地盤は As クラスを含む建屋構造物を直接支持しているため，破壊が As クラスの機器類に直接影響を与える可能性が高いのに対して，周辺斜面はすべり土塊と原子炉建屋の離隔距離によっては破壊が原子力建屋等に影響を与える可能性が小さいと考えたためである．

重要度と許容年破壊確率の関係については，ノルウェーの建築構造物設計示方書[5]において，破損により生じる結果が極めて致命的である場合は，致命的である場合に比べ許容年破壊確率が 1/10 となっているため，重要度が一段上がると許容年破壊確率も 1/10 になると仮定した．この仮定の下に基礎地盤と周辺斜面の必要すべり安全率の比を評価した結果を図1.6.3に示す．図中には，現行のすべり面法又は静的解析に基づく評価法に対する基礎地盤と周辺斜面の耐震安定性評価基準値の比 1.33(=2.0/1.5)を実線で示してある．また，図の横軸はP_{ex}(基礎地盤)と表記されているが，周辺斜面は基礎地盤に比べ重要度が一段低いと仮定して，基礎地盤の破壊確率の 10 倍の値とした．図より，仮定する破壊確率が小さくなると必要すべり安全率の比は多少大きくなる傾向にあるものの，その差は僅かであり，ほぼ現行の耐震安定性評価基準値の比と一致した結果が得られた．

本項では，地盤安定性評価に関するアンケート調査を実施するとともに，結果を整理し，その結果を基に耐震安定性評価基準値に関する確率論的な検討を行った．基礎地盤の破壊確率を斜面の 1/10 して耐震安定性評価基準値を逆算すると，現行の比(2.0/1.5)とほぼ同じ比が得られることがわかった．即ち，ノルウェーの基準[5]に照らすと基礎地盤よりも周辺斜面の重要度が一段低いと考えられる．

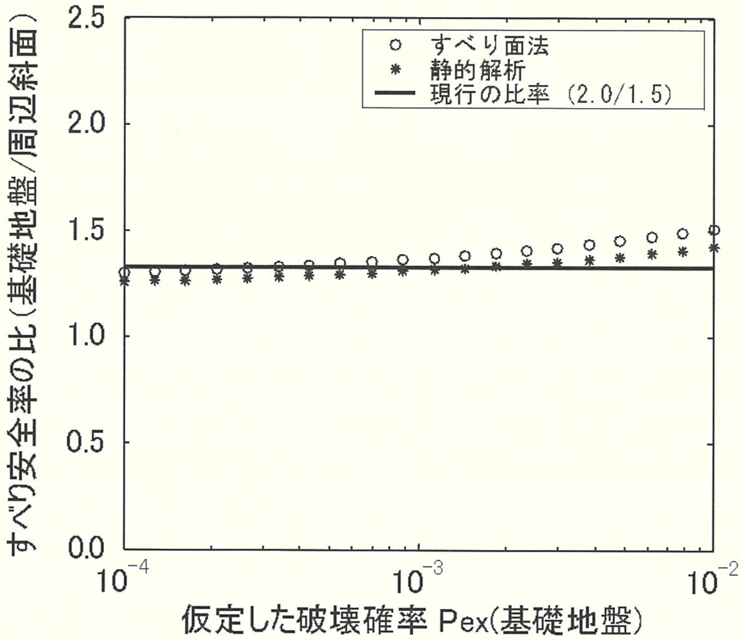


図1.6.3　必要すべり安全率の比（周辺斜面で仮定した破壊確率は基礎地盤の 10 倍）

1.6.4　数値解析による破壊確率の評価

本項では，実際の構造物で耐震安定性評価基準値を満たした基礎地盤や周辺斜面が，地盤物性値のばらつきによりすべり安全率がばらつき，すべり安全率 1.0 を下回る確率がどの程度になるのかを定量的に評価する．

(1) 数値解析モデル

解析は，基礎地盤 4 モデル，周辺斜面 2 モデルを対象に実施した．なお，解析モデルの設定に際しては，「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法 －報告書－」[4] 等を参考にした．

a．硬岩基礎地盤モデル

硬岩基礎地盤モデルとして 2 種類のモデルを設定した．原子炉建屋はいずれのモデルも解析領域の中央に位置している．

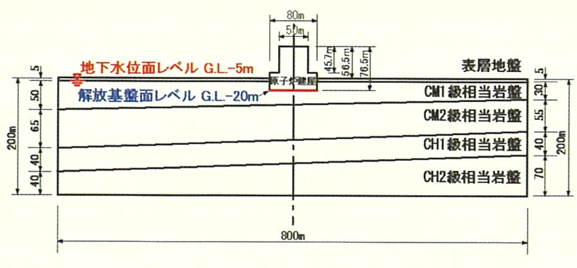


図1.6.4　硬岩基礎地盤モデル H-1（不整形，層順連続）

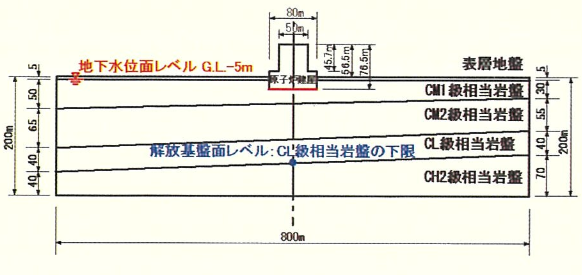


図1.6.5　硬岩基礎地盤モデル H-2（不整形，層順不連続）

表1.6.2　硬岩基礎地盤モデル主要地盤物性値

	V_s [m/s]	初期せん断弾性係数 [MPa]	減衰定数(*下限値) %
表層	300	170	5.0*
ＣＬ級相当	600	720	3.0
ＣM1 級相当	1,000	2,300	3.0
ＣM2 級相当	1,300	4,200	3.0
ＣH1 級相当	1,500	5,900	2.0
ＣH2 級相当	2,000	11,000	2.0

H-1 モデル(図1.6.4, 表1.6.2)は, 上位から表層部～CM1 級相当岩盤～CM2 級相当岩盤～CH1 級相当岩盤～CH2 級相当岩盤と, 剛性や強度などの地盤特性が深部に向かって増加する構成になっているのに対し, H-2 モデル(図1.6.5, 表1.6.2)では, 第 3 層 CM2 級相当岩盤と第 5 層 CH2 級相当岩盤の間の第 4 層を地盤剛性・強度の小さい CL 級相当岩盤とした.

解放基盤は H-1 モデルが原子炉建屋設置位置(GL-20.0m)であり, H-2 モデルは CL 級相当岩盤のせん断波速度(Ｖs)が 600m/s であることから, 解放基盤面はこの CL 級相当岩盤の下端(GL-145.0m)に設定している.

ｂ．軟岩基礎地盤モデル

軟岩モデルは, 主に軟岩から構成される不整形地盤モデルであり, 解放基盤面は両モデルともモデル最下端に設定している. S-1 モデル(図1.6.6, 表1.6.3)は弱層無しの成層地盤モデルであり, S-2 モデル(図1.6.7, 表1.6.3)は破砕帯と弱層を有する成層地盤モデルである. 2 つのモデルの違いは, 2 本の弱層の有無であり, S-2 モデル中の薄い弱層についてはジョイント要素でモデル化している. 基本的に, 解放基盤層を除く全ての地層が非線形性(せん断弾性係数 G および減衰定数 h のせん断ひずみ依存性)を有するものとした.

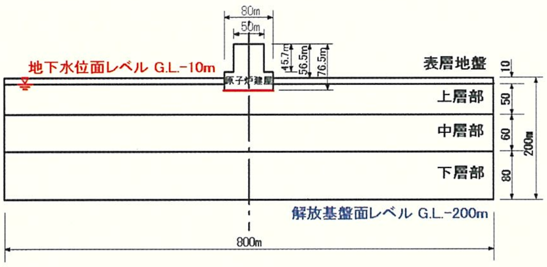


図1.6.6　軟岩基礎地盤モデル S-1（成層, 弱層なし）

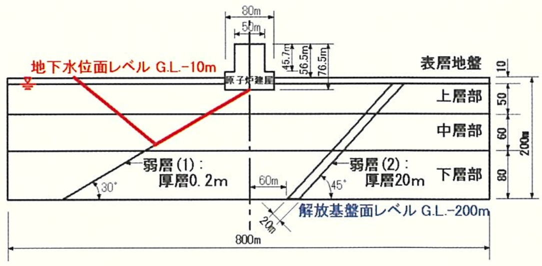


図1.6.7　軟岩基礎地盤モデル S-2（成層, 弱層あり）

表1.6.3　軟岩基礎地盤モデル主要地盤物性値

	V_S [m/s]	初期せん断弾性係数 [MPa]	減衰定数(*下限値) %
表層	300	170	5.0*
弱層 (弱層(1)：粘土部)	-	$350(\sigma'_{m0})^{0.8}$	5.0*
弱層 (弱層(2)：破砕部)	-	$350(\sigma'_{m0})^{0.6}$	5.0*
上層部	450	340	5.0*
中層部	500	450	3.0*
下層部	600	690	3.0*
解放基盤	700	930	3.0

σ'_{m0} ：初期平均有効応力[MPa]

c．硬岩斜面モデル

検討に用いた2つの斜面モデルを図1.6.8，図1.6.9に示す．解放基盤面は，両モデルともに斜面のり尻水平地盤面とした．また，地下水の位置は，共にD級岩盤とCL級岩盤の境界とした．片斜面モデルK-1(図1.6.8，表1.6.4)は，モデル下端からD級岩盤となっている斜面の表面まで破砕帯が存在しており，その幅は0.2m，傾きは60°である．一方，山地形モデルK-2(図1.6.9，表1.6.4)には弱層が存在しない．

FEMモデルの各要素は平面ひずみ要素としたが，片斜面モデルについては弱層の厚さを考慮できる不連続面における回転を考慮しない線形内挿型ジョイント要素でモデル化した．

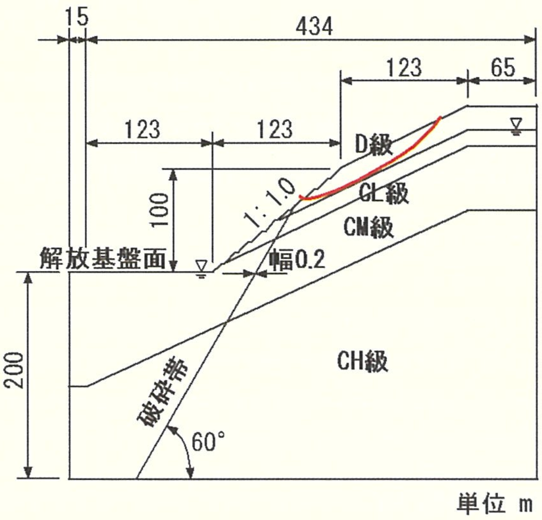


図1.6.8　硬岩斜面モデルK-1（片斜面，弱層あり）

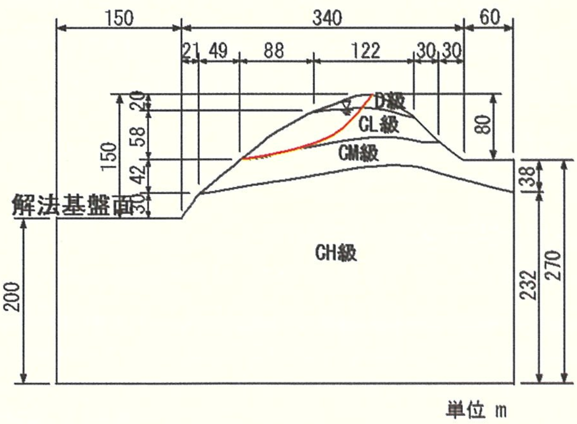


図1.6.9　硬岩斜面モデルK-2（山地形，弱層なし）

表1.6.4　周辺斜面モデル主要地盤物性値

	V_S [m/s]	初期せん断弾性係数 [MPa]	減衰定数(*下限値) %
破砕帯	300	$350(\sigma'_{z0})^{0.6}$	$18.0\gamma^{0.3}+2.0$
D級	500	500	$11.4\gamma^{0.2}+2.0$
CL級	600	720	3.0
CM級	1,300	4,200	3.0
CH級	2,000	11,000	3.0

(2) 解析条件

a．有限要素モデル

地盤モデルの要素分割にあたっては，動的解析手法の特性を考慮し，要素の最大高さ(h_{max})を$h_{max}=V_S/(5\times f_{max})$とした．ここに，$V_S$は収束剛性から設定されるせん断波速度，$f_{max}$は解析上考慮する最大周波数であり，今回は15.0Hzとした．

動的解析時の境界条件は，モデル側方をエネルギー伝達境界，モデル下端を粘性境界とした．初期応力は，単位体積重量を各岩級区分に応じた値とし，変形係数(E)およびポアソン比(ν)については検討モデル・岩種岩級区分によらず一律E=980MPa，ν=0.45とした自重解析によって求めた．また，初期応力解析時の境界条件は，モデル側方を鉛直ローラー，モデル下端を固定条件とした．

b．想定すべり線

硬岩基礎地盤モデルは，静的地震力を作用させた静的FEM解析から得られる潜在すべり面(モビライズド面)に基づいて4本設定し，その他に建屋底面を通るすべり線も加えた計5本を設定した．また，硬岩斜面モデルでは，円弧すべり線を仮定し，片斜面モデルでは6本，山地形モデルでは2本を設定した．

軟岩基礎地盤モデルにおける想定すべり線は，静的地震力を作用させた静的FEM解析から得られる潜在すべり面(モビライズド面)に基づいて設定した他に，建屋の滑動安定性を検討するため建屋底面を通るすべり線を追加した．なお，解析では，前述の想定すべり線のうち，最も小さなすべり安全率となるすべり線のみを評価の対象とした．各モデルの評価対象となったすべり線は各図に太線で示している．

c．地盤物性値のばらつき

伊藤・他[6)-8)]を参考に，硬岩，軟岩の地盤物性値のばらつきを設定した．設定した地盤物性値のばらつきを表1.6.5に示す．また，地盤の物性値の間には相関がないとして計算を行った．

表1.6.5　解析に用いた地盤物性値のばらつき

(変動係数)

地盤物性	軟岩	硬岩
密度 ρ	5%	10%
せん断強度 τ	30%	45%
せん断弾性係数 G	30%	45%
ポアソン比 ν	5%	10%

d．入力地震動

解析には，軽水炉用の基準地震動S_2を用い，参考のために検討用地震動[9]についても評価を実施した．基準地震動S_2は，高地震帯用の標準地震動で，マグニチュード7.5，震央距離24km最大加速度は388.87galである．また，基準地震動の時刻歴波形と速度応答スペクトルを図1.6.10に示す．また，検討用地震動は解放基盤表面において定義されている．

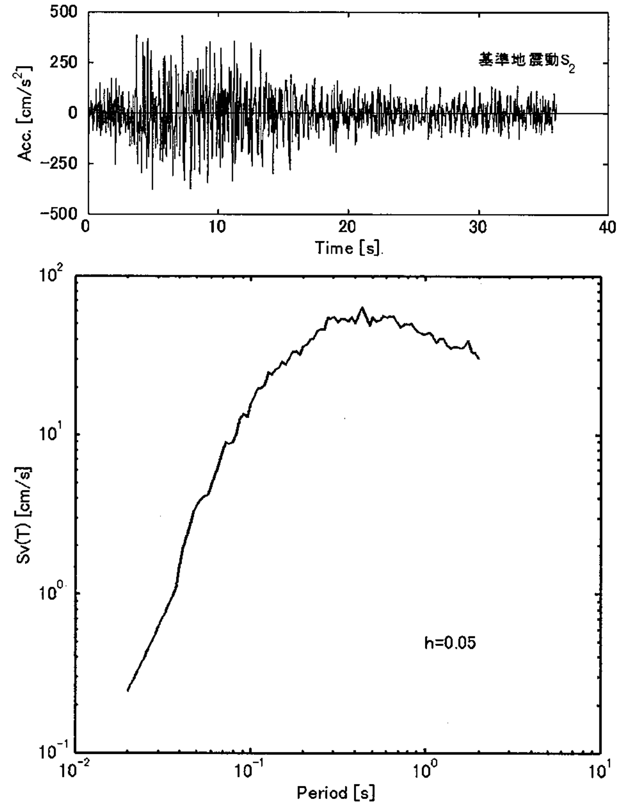


図1.6.10　基準地震動S_2

1.6.5　解析結果

すべり安全率が基礎地盤モデル1.5，周辺斜面モデル1.2となる地震動の倍率と最大加速度を算定した結果，従来の設計で用いられた基準地震動S_2では，入力倍率が1.0倍以上となっている．一方，検討用地震動に対しては，すべり安全率が耐震安定性評価基準値(基礎地盤1.5，周辺斜面1.2)となる入力加速度レベルが，硬岩斜面モデルK-1を除き基準地震動S_2に比べ小さくなる傾向にあった．これは，検討用地震動が，基準地震動S_2に比べ長周期成分の波を多く含んでいるため，比較的周期の長い基礎地盤や斜面がその影響を受けるためである．

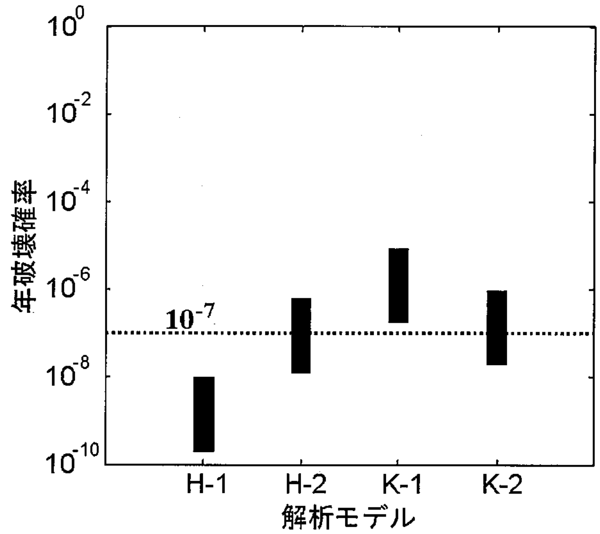


図1.6.11　年破壊確率

図1.6.11には，基準地震動S_2の発生確率を考慮して，年破壊確率を算定した結果を示す．ここで，計算には，地盤物性のばらつきの空間相関のパラメータがa=5mの結果を用いている．また，図中には，原子力発電プラントの安全上考慮するべき発生頻度の下限値[10]を示している．即ち，図中の発生確率が10^{-7}回/炉・年の線を下回ると判断される事象は，安全性評価から除いて考えて良いとされている．図より，硬岩基礎地盤のH-1，H-2モデルでは，平均的にはほぼ10^{-7}回/炉・年以下の値となっており，原子力発電プラントの安全性を評価する上であまり重要とならない可能性が高いことがわかる．

軟岩基礎地盤のS-1，S-2モデルについては，プログラムの要素定義数の上限を超え解析が出来なかったため図には結果を示していない．しかし，岩種・岩級毎に地盤物性値をばらつかせた時のすべり安全率の変動係数が硬岩基礎地盤モデルに比べ小さく，しかも，すべり安全率が1.0となる地震動レベルが硬岩基礎地盤モデルのH-1，H-2よりも大きかったことから，硬岩基礎地盤モデルよりもさらに小さい値になると考えられる．また，周辺斜面K-1，K-2モデルでは，10^{-6}～10^{-7}回/炉・年であった．この結果は，基礎地盤に比べ約10倍と大きいものの，絶対値としては小さく，周辺斜面の重要度等も考慮すれば，原子力プラントの安全性評価上あまり問題とならない可能性が高いと考えられる．

1.6.6　まとめ

本節では，原子炉建屋の基礎地盤と周辺斜面の評価に用いられている耐震安定性評価基準値の持つ確率論的な意味を明確にするために，既往サイトに対するアンケート調査を実施するとともに，耐震安定性評価基準値を確率論的な観点から検討・考察した．得られた主な結論を以下に述べる．

1) 地盤安定性に関する既往サイトのデータを調査・分析した結果に基づいて，すべり面法および静的解析に適用されている安定性評価基準値(基礎地盤2.0，周辺斜面1.5)と，動的解析に適用されている安定性評価基準値(基礎地盤1.5，周辺斜面1.2)の相互関係を把握した．
2) すべり面法および静的解析に適用されている基礎地盤と周辺斜面の安定性評価基準値の違いを考察するために，各々の破壊確率を仮定して基準値の比を推定した結果，基礎地盤の破壊確率が周辺斜面の破壊確率の1/10であると仮定した時に，現行の安定性評価基準値(基礎地盤2.0，周辺斜面1.5)の比とほぼ等しくなることがわかった．このことは，周辺斜面に比べ基礎地盤の耐震重要度が相対的に高いとみなす現行の設計思想の合理性を裏付けている．
3) 基礎地盤と周辺斜面の代表的なモデルを対象にして，すべり安全率が，安定性評価基準値(基礎地盤1.5，周辺斜面1.2)に等しくなる条件下で，地盤物性値のばらつきを考慮した動的解析を行い，各々の年破壊確率を推定した．その結果，基礎地盤

の年破壊確率は10^{-6}/年以下，周辺斜面では10^{-5}/年以下と小さくなることを示した.

以上，今回の確率論的検討により，現行の耐震安定性評価基準値がほぼ妥当な値であることが示された.

【参考文献】

1) 原子力発電耐震設計技術指針 JEAG4601-1987，社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会，1987.

2) 第2次改訂 ダム設計基準，社団法人 日本大ダム会議，1978.

3) 大鳥靖樹：原子力発電所の基礎地盤および周辺斜面の耐震安定性評価基準値の確率論的考察，電力中央研究報告 No. 04010，平成16年11月.

4) 原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法 －報告書－，(社)土木学会 原子力土木委員会，昭和60年8月.

5) P. トフ-クリステンセン，M. J. ベイカー著，室津義定監訳，構造信頼性 －理論と応用－，シュプリンガー・フェラーク東京株式会社，昭和61年.

6) 伊藤洋，北原義浩：地盤物性のバラツキの評価法（その2）物性のバラツキが地盤の安定性に及ぼす影響，電力中央研究所報告 No. 384026，昭和60年5月.

7) 伊藤洋，北原義浩：地盤物性のバラツキの評価法（その1）地盤物性のばらつきの実態とその表示法，電力中央研究所報告 No. 384025，昭和60年5月.

8) 伊藤洋，新孝一：地盤物性値のばらつきとその影響評価 －原子力発電所基礎地盤および周辺斜面の安定性－，電力中央研究所報告，昭和63年3月.

9) 原子力安全委員会 原子力安全基準専門部会 耐震指針検討部会 地震・地震動WG 第10回資料，平成15年7月.

10) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度・許容応力編 JEAG4601・補-1984，社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会，1984.

第2章　地盤の物性評価に関わる検討

2.1　原位置三軸試験

2.1.1　はじめに

兵庫県南部地震以降，耐震設計に対する関心が高まるとともに，耐震設計に関する諸基準類の見直しが行われており，原子力施設の耐震設計についても，より一層の信頼性向上が望まれている．従来，比較的均質な軟岩を除き，原子力発電所の基礎地盤および周辺斜面の安定性評価に用いる岩盤の力学特性の把握は，原位置岩盤試験によるのが一般的である[1]．しかしながら，原位置岩盤試験には以下の問題が存在する．

① 変形特性と強度特性を平板載荷試験と岩盤せん断試験という別々の試験法により評価しなければならない．これらの試験は広範囲の試験エリアを必要とするため，試験坑の掘削を含めた試験コストは高価である．

② 基本的に要素試験でないために，応力とひずみの関係を直接求められない．また，設計上重要な岩盤の引張強度や低拘束圧下のせん断強度，ポアソン比や繰返し変形特性などを直接評価できない．

③ 試験面の整形による乱れの影響を受けやすい．また，その影響評価を含めた試験結果の解釈は必ずしも容易ではない．そのため，試験結果から得られる力学特性は保守的になりやすい．

1997年に上記の問題を解決することができる新しい試験法(以降，原位置岩盤三軸試験法と呼ぶ)が考案され，翌年に直径40cm，高さ100cmの試験体を用いる試験装置が開発された[2]．1999年に均質な軟岩(大谷石)を対象とした実証試験によって，この試験法の適用性が確認された[3,4]．さらに，2006年には不均質な岩盤である礫岩を対象とした実証試験によって，試験法の適用性が確認された[5]．

本節では，原位置岩盤三軸試験の試験装置および試験方法の概要について述べるとともに，実証試験を行った２つの事例について紹介する．

2.1.2　試験装置と試験方法

原位置岩盤三軸試験法とは，原位置で大型の供試体を用いて，三軸試験を行うものである．2003年に改良された三軸試験装置の三軸セルの構造を図2.1.1に示す．中空円筒状の試験体の中空部分に内セルを設置し，外周溝部分に外セルを設置する．中実(円柱状)の試験体を用いる場合は，外セルのみを設置する．三軸セル内部の試験体の側面でひずみを計測するため，試験体上下端の乱れに伴う計測の誤差や下端部の拘束の影響を受けずに厳密に計測することができる．内セルの内部には，磁力センサー(ICD)が設置され，供試体側(ゴム膜上)には磁石があらかじめ設置され，磁力センサーを軸方向および回転方向にスキャンし，磁石の位置を検出することで軸および周ひずみを計測する．外セル内部には，軸方向のひずみを計測するための差動トランス変位計(LVDT)と周方向のひずみを計測するための非接触型変位計(PT)が設置されている．各センサーのひずみの計測精度は $1 \sim 5 \times 10^{-5}$ である．

試験の手順を図2.1.2に示す．試験体の掘削・整形は，全てボーリングによるため，通常の岩盤試験で行われる電動ピックや手ノミによる手堀り作業に伴う人為的な試験体へのダメージを抑えることができる．また，試験終了後には治具を用いて試験体を回収し，その破壊状況を観察することができる．

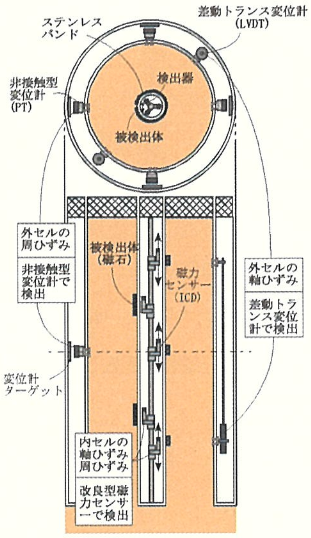


図2.1.1　三軸セルの構造

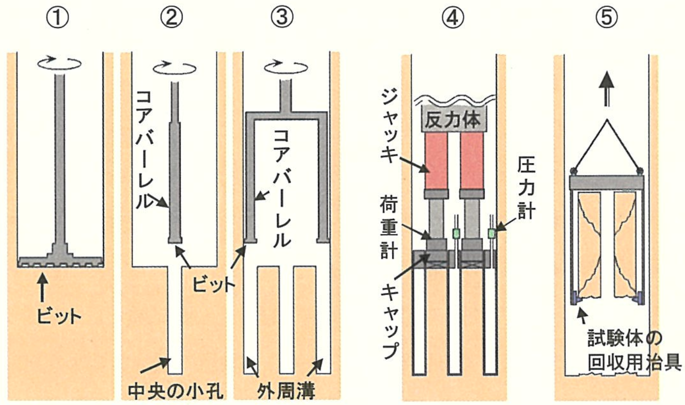


図2.1.2　試験の手順

2.1.3　均質な岩盤における実証試験

中新世の流紋岩質凝灰岩(通称，大谷石)を対象として採石場跡地の明かりで実証試験を行った[3]．計 7 回の試験を実施し，6 回は拘束圧を固定した通常の三軸圧縮試験(Test 1～4，6，7)で，1 回は拘束圧を段階的に増やしていく多段階方式の三軸圧縮試験(Test 5)を実施した．試験体中心部(中空部)のコア観察の結果，多段階方式の載荷を行った Test 5 では試験体の上端から 340～346mm の位置に 1 つの不連続面が見られたが，それ以外では不連続面は見られなかった．

試験結果の一例として，Test 2 における軸差応力 q と軸ひずみ ε_a および周ひずみ ε_θ の関係を図2.1.3に示す．なお，本実験を実施した時点では，ひずみは全て磁力センサーを用いて計測されており，軸ひずみについては中央小孔(内セル)のみで計測され，周ひずみは内外セルの各 2 深度における平均ひずみの平均値として計測された．図に示すように応力とひずみの関係を残留に至るまで連続的に得ることができた．

応力とひずみの関係のピーク時における $q_f/2$ と平均応力 $\sigma_{mf}=(\sigma_a+\sigma_c)/2$ の関係をモール・クーロンの破壊規準と併せて図2.1.4に示す．通常の三軸圧縮試験の結果から得られた強度は c =2.9MPa，ϕ =18° であるのに対して，多段階方式の三軸試験から得られた強度は c =1.8MPa，ϕ =17° であった．この違いは試験体に見られた不連続面の影響と考えられる．通常の三軸圧縮試験の結果は，別途行った ϕ 50mm の室内三軸試験の結果と結果的に概ね同等であった[6]．

試験後に回収した試験体の写真を図2.1.5に示す．試験体の中央部には，水平から 50～65° の角度で複数のせん断層が観察された．

2.1.4　不均質な岩盤における実証試験

新第三系の礫岩を対象として地下-9m の試掘坑内で試験を実施した[5]．対象とする礫岩層は，数 mm から数十 cm 以上の安山岩礫を含む．基質の強度は軟岩程度であり，礫は基質と比較して硬質(一軸圧縮強さで 20 倍程度)である．掘削によるゆるみの影響を考慮し，底盤を約 50cm 掘り下げた後に試験候補地を選定した．

原位置岩盤三軸試験法を用いて，三軸圧縮試験を 3 本(C-1～3)，三軸引張り試験を 2 本(P-1，2)，繰返し三軸試験を 1 本(R-1)実施した．三軸圧縮試験については，拘束圧を段階的に増やしていく多段階方式で行った．三軸引張り試験では，試験体とキャップを接着剤とアンカーで固定し，目的の拘束圧まで等方圧密した後，破壊に至るまで軸荷重を減少させた．繰返し三軸試験では，等方圧密後，初期軸差応力を加え，約 0.01Hz で 11 波ずつ繰返し荷重振幅を加えながら，段階的にその振幅を増加させ，破

壊するまで載荷した.

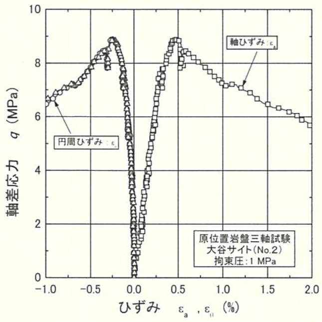


図2.1.3　応力とひずみの関係（大谷石）

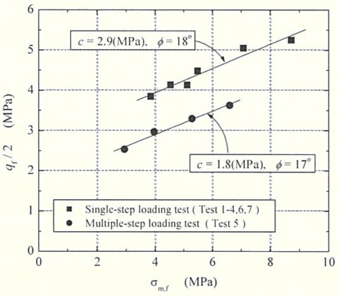


図2.1.4　強度特性（大谷石）

図2.1.5　回収した試験体（大谷石）

三軸圧縮試験(C-2)の主応力差と軸，周ひずみの関係を図2.1.6に示す．図に示すように応力とひずみの関係を連続的に得ることができた．なお，軸ひずみに関して，差動トランス変位計(LVDT)，磁力センサー(ICD)の計測結果はほぼ一致した．周ひずみに関しても，ICD と非接触型変位計(PT)がほぼ一致した．他の２本の試験体 C-1，C-3 についても概ね同様の傾向を示した．

三軸引張り試験(P-１)の主応力差と軸，周ひずみの関係を図2.1.7に示す．図に示すように，三軸圧縮試験と同様に，応力とひずみの関係を連続的に得ることができた．なお周ひずみについて，ICD については機構上十分な精度を得ることができなかったため，PT の結果のみを図示している．もう１本の試験体 P-2 についても概ね同様の傾向を示した．

繰返し三軸試験(R-１)の主応力差と軸，周ひずみの関係を図2.1.8に示す．なお，ひずみ計測手法については，高速サンプリングに追従できる LVDT と PT の結果のみ示す．PT の初期せん断載荷時に周ひずみが正になる不自然な挙動を示すものの，概ね良好な応力とひずみの関係を得ることができた．

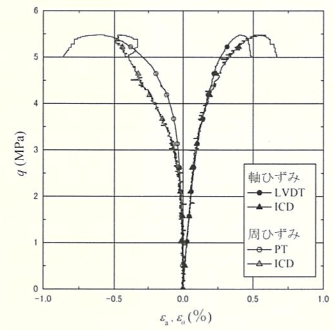


図2.1.6　応力とひずみの関係
（三軸圧縮試験：C-2）

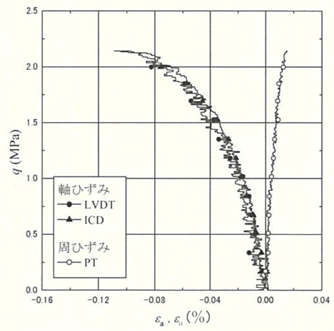


図2.1.7　応力とひずみの関係
（三軸引張り試験：P-1）

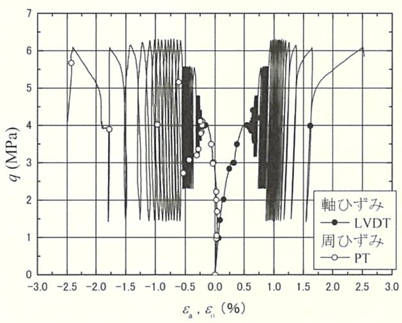


図2.1.8　応力とひずみの関係
（繰返し三軸試験：R-1）

応力とひずみの関係のピーク時における $q_f/2$ と平均応力 $\sigma_{mf}=(\sigma_a+\sigma_c)/2$ の関係を室内の三軸圧縮および引張り試験の結果と併せて，図2.1.9に示す．結果として，原位置岩盤三軸試験は室内三軸試験とおおむね同等の強度が得られたことがわかる．原位置と室内では，礫率や相対的な礫の寸法も異なり，また不連続面の影響や乱れの影響も異なることから，厳密な解釈は難し

い．しかしながら，今回対象とした礫岩は軟岩であることから，均質な岩盤での実証試験と同様に寸法効果の影響は小さいものと推察される．また，同サイトで実施した岩盤せん断試験の結果と原位置岩盤三軸圧縮試験の比較を図2.1.10に示す．試験数が少ないものの，高拘束圧では両者はほぼ同等で，低拘束圧では三軸圧縮試験の強度が若干大きい．岩盤せん断試験は低拘束圧では，引張り破壊の影響でせん断強度を過小評価することが指摘されており[7]，そのため三軸圧縮試験の強度が若干大きいものと解釈できる．

試験終了後に回収した試験体について観察を行ったところ，三軸圧縮試験(C-2)では，礫をよけて基質部でせん断破壊している約60° のせん断破壊面が確認できた(図2.1.11(a))．一方，三軸引張り試験では，最小主応力σ_3が負になったP-1では，上面から約40cmのところでほぼ水平の引張り破壊面が見られた(図2.1.11(b))．P-2は上面から約70～80cmのところで，約20°の角度で破壊した．σ_1とσ_3の方向が三軸圧縮試験と90° 異なることを考えると，σ_3と破壊面のなす角は約60° (=90° −30°)であることから，三軸伸張(せん断)破壊として妥当な結果である(図2.1.11(c))．

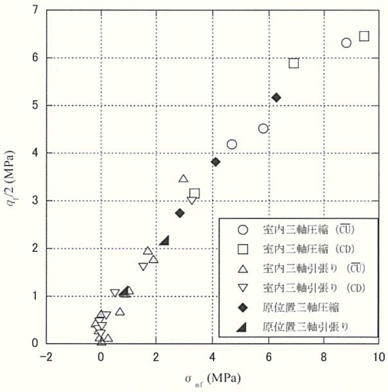


図2.1.9　室内と原位置の強度比較

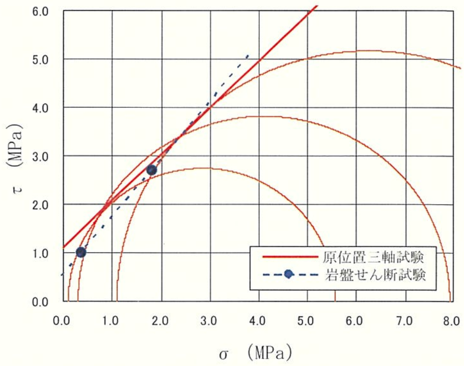


図2.1.10　岩盤せん断試験との強度比較

(a) 三軸圧縮(C-2)　　(b) 三軸引張り(P-1)　　(c) 三軸引張り(P-2)

図2.1.11　回収した試験体

2.1.5　まとめ

原位置岩盤三軸試験法の開発を行い，均質な軟岩および不均質な礫岩地盤を対象として原位置岩盤三軸試験法の検証を行った．その結果，繰返し三軸試験においてはひずみの計測方法の一部に課題が見られたが，三軸圧縮試験および三軸引張り試験につい

ては，信頼性の高い応力ーひずみ関係，せん断強度特性を得ることができた．また，試験終了後の試験体の回収にも成功した．さらに，原位置岩盤三軸試験と室内三軸試験のせん断強度を比較したところ，おおむね同等の結果が得られた．以上の結果より，原位置岩盤三軸試験法が従来から行われてきた平板載荷試験，岩盤せん断試験に代わる実用的で有力な岩盤試験法であることが示された．ただし，今後の課題として，不連続岩盤を対象とした適用性の検証を行う必要がある．

【参考文献】

1) 土木学会，原位置岩盤試験法の指針，pp. 3-39，2000.

2) 谷和夫，立川日出男，金子進，豊岡義則，孔底の中空円筒試験体を利用した新しい岩盤試験装置の開発，第31回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp. 82-86，2001.

3) TANI Kazuo, NOZAKI Takashi, KANEKO Susumu, TOYOOKA Yoshinori, TACHIKAWA Hideo, Down-hole triaxial test to measure average stress-strain relationship of rock mass, Soils and Foundations, Vol. 43, No. 5, pp. 53-62, 2003.

4) 岡田哲実，野崎隆司，池見元宣，谷和夫：電中研式原位置岩盤力学試験法の開発，電力中央研究所研究報告 U02023，2003.

5) 岡田哲実，金谷守，小早川博亮，伊藤洋，大津仁史，谷和夫：原位置岩盤三軸試験法の開発(その2)，電力中央研究所研究報告 U05049，2006.

6) 中島徹，谷和夫，岡田哲実，中村敏明，原位置岩盤三軸試験の排水条件の実験的検討，第35回地盤工学研究発表会，pp. 1001-1002，2000.

7) 谷和夫：堆積軟岩を用いた室内岩盤せん断試験，第29回岩盤力学に関するシンポジウム，pp. 21～28, 1999.

2.2 均質化法

2.2.1 はじめに

岩盤の力学特性は不連続面や異種岩石が混在した複雑な構造に支配されている．それらの構造は，岩盤全体から見れば微視的なスケールで存在しており，岩盤をひとつの巨視的な材料と見なすときに，その代表要素に含まれる微視的内部構造と位置づけられる．

そのような岩盤に対して，均質化法が有する多段階スケールの理論構造を応用して岩盤の力学挙動を扱う方法が提案されている[1]．この方法は，岩盤の内部構造の正確な画像情報とそれを構成する岩石の力学特性をもとに，岩盤要素の力学特性を評価し，それを極限荷重解析に応用することによって，巨視的スケールにおいて岩盤構造物の安定解析までを行うという，２段階スケールで岩盤の力学挙動を取り扱う．この方法の特徴は，対象とする岩盤の幾何情報と岩盤を構成する岩石の力学特性から，岩盤の物性を推定できることにある．

さらに，原位置岩盤試験と数値解析による数値実験を組み合わせることにより，岩盤物性評価を高度化する手法が図2.2.1に示すように提案されている[2]．この手法を用いることにより，岩盤物性の異方性の評価や説明性の向上が期待できる．異方性の検討が可能になることにより，例えばすべり面の角度に応じた岩盤の強度を設定することができる．また，説明性の向上は，試験坑で観察されるさまざまな坑壁の情報に基づいて数値実験を行うことによって，数少ない実験結果を補間し，実験結果の位置づけを明確化することによって可能となる．

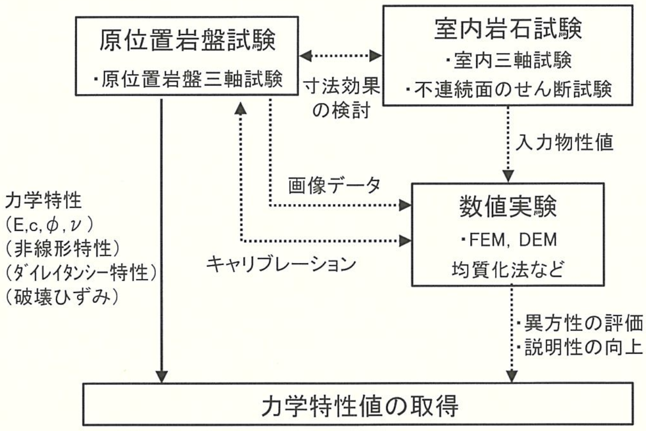


図2.2.1　高度化した物性評価法[2)]

ここでは，均質化法による岩盤の物性評価法の適用性を検討することを主な目的とし，不均質岩盤では原位置岩盤三軸試験を対象に，また，不連続性岩盤では石膏模型の室内試験と原位置岩盤のロックせん断試験および岩盤変形試験に対して計算を行い，試験結果と計算結果を比較・検討する．

2.2.2　試験の概要

不連続性岩盤に対する試験として，石膏模型に対する室内試験と花崗岩に対する原位置岩盤のロックせん断試験および岩盤変形試験を，不均質岩盤に対して，礫岩に対する原位置岩盤三軸試験を，それぞれ検討の対象としている．

(1)　石膏模型による室内試験

本実験は，高さ140mm×幅140mm×厚さ50mmの石膏に，ステンレス製板(長さ10mm・厚さ0.4mm)によって亀裂を作成して，図2.2.2に示すように一軸圧縮試験によりその変形破壊挙動を把握したものである．亀裂は規則的に配置させて実施した．

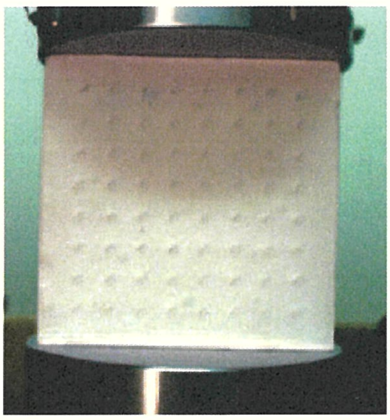


図2.2.2　石膏模型による室内試験

(2)　原位置岩盤試験

a．岩盤せん断試験(ロックせん断試験)

岩盤せん断試験(ロックせん断試験)は古第三紀の花崗岩を対象とした，60cm×60cmの試験である．

b．岩盤変形試験

岩盤変形試験は，直径30cmの剛体載荷板による試験であり，岩盤せん断試験(ロックせん断試験)と同一岩盤に対して行われ

ている.

c．原位置岩盤三軸試験

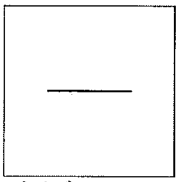
本試験は，原位置岩盤三軸試験[2]によるものであり，岩盤は新第三系の礫岩を対象としている．試験体は，直径40cm，高さ約100cmの中空円筒形状である．

2.2.3　解析条件

(1) 解析モデル

a．石膏模型による室内試験

均質化法による岩盤物性評価法では，岩盤全体が十分に小さな基本構造単位(ユニットセル)の繰り返しによって構成された均質体であると仮定し，ユニットセルを計算の対象とする．石膏模型による室内試験の計算に用いたユニットセルを図2.2.3に示す．ユニットセルは300×300メッシュに分割し，亀裂は長さ10mm×幅0.4mmとなるようにユニットセルのサイズを設定した．入力物性値は，実質部はコア試験から求めた物性に基づき設定し，亀裂は開口亀裂モデルとして設定した(表2.2.1)．境界条件は，基本構造単位が周期的に繰り返されていることを考慮した条件(周期境界条件) を与えている.



サイズ：2cm×2cm
亀裂：10mm×0.4mm，厚さ2要素

図2.2.3　計算に用いたユニットセル

表2.2.1　入力物性値

特性	実質部	亀裂部
弾性係数※(MPa)	2714	0.1
ポアソン比	0.0795	0
粘着力(MPa)	2.46	24.6
内部摩擦角(°)	56.3	56.3

弾性係数は，コア試験の E_{50} に基づき設定

b．原位置岩盤試験

・岩盤せん断試験(ロックせん断試験)および岩盤変形試験

ユニットセルは，せん断試験面から得た情報をもとに作成した(図2.2.4)．解析領域を300×300分割し，亀裂は解析断面においては要素2つ程度の厚さとなるようにモデル化した.

検討ケースは，亀裂のモデル化に応じて，亀裂周辺の応力状態に関わらず柔な変形特性を示す「開口亀裂モデル」と，圧縮に対して亀裂がかみ合うことを考慮した「密着亀裂モデル」の2ケースとし，それぞれ表2.2.2のように物性値を与えた．また，実質部の解析用物性値は室内のコア試験による値を用いることとし，表2.2.3のように与えた.

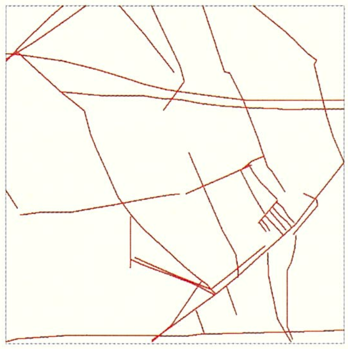


図2.2.4　岩盤せん断試験（ロックせん断試験）の試験面の亀裂情報を基に作成したユニットセル

表2.2.2　応力状態に応じた亀裂モデルの剛性マトリクス

	モデル名称	剛性マトリクス
ケースI	開口亀裂モデル	応力状態に関わらず $E=0.1\mathrm{MPa},\ \nu=0$
ケースII	密着亀裂モデル	・平均主応力が圧縮の場合 $\begin{bmatrix} E_M & & & & & \\ & E_M & & & 0 & \\ & & E_M & & & \\ & & & E_M/10^m & & \\ & sym. & & & E_M/10^m & \\ & & & & & E_M/10^m \end{bmatrix}, m=1\sim3$ ・平均主応力が引張りの場合 $E=0.1\mathrm{MPa},\ \nu=0$

表2.2.3　解析用物性値

特性	実質部
密度(g/cm^3)	2.60
弾性係数(MPa)	58000
ポアソン比	0.25
粘着力(MPa)	28.1
内部摩擦角(°)	55

・原位置岩盤三軸試験

ユニットセルは，原位置岩盤三軸試験の外孔壁の展開画像による礫の分布情報をもとに作成した．解析モデルの作成に当たっては，試験体の縦横比と同じになるようにユニットセルのサイズを決め，200×500 メッシュに分割した．礫は層状に分布する箇所があり，展開画像上ではサインカーブとして表示される．ユニットセルを決める際には周期性を考慮して，礫が水平に分布するようにユニットセルを当てはめた(図2.2.5)．入力物性値はコアの物性に基づいて設定した(表2.2.4)．

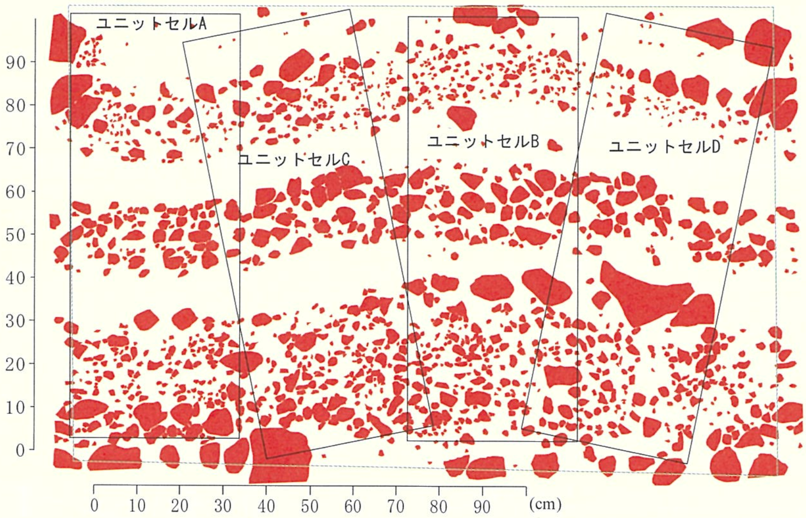


図2.2.5　試験孔の孔壁展開写真から抽出した礫情報とユニットセル

表2.2.4　解析用物性値

特性	基質部	礫部
密度(g/cm³)	2.06	2.60
弾性係数(MPa)	1170	36900
ポアソン比	0.42	0.41
粘着力(MPa)	1.12	18.1
内部摩擦角(°)	38.8	63.3

(2) 異方性の検討方法

a．変形特性

均質化法によって岩盤の平均的な弾性係数を求める場合，計算の結果は，6×6 の均質化弾性係数マトリックスとして算定される[1]．この計算によって得られる均質化弾性係数マトリックスを回転したうえで，直交異方性体を仮定すれば，任意方向の弾性係数を算定することができる．この様にして求めた弾性係数に基づき変形特性の異方性を検討した．

b．強度特性

均質化法における巨視的な強度は，特性変位関数を利用して算定することができる．特性変位関数とは，ユニットセルに巨視的な単位応力を与えたときの内部の微視的な応力分布を支配する関数で，均質化弾性係数マトリックスと同時に求められる[1]．この関数を用いることにより，巨視的な強度を算定することができる．以下の検討では，実験の応力状態と整合する単位応力ベクトルを与えた数値実験(解析)によって強度を算定し，実験値と比較した．

2.2.4　解析結果

(1)変形特性

a．不連続性岩盤

・原位置岩盤を対象にした弾性係数の評価

均質化法による計算によって得られた弾性係数と，同じ岩盤等級で実施された岩盤変形試験によって得られた弾性係数(割線)

を比較したものを図2. 2. 6に示す．計算値と試験値はほぼ同等な値であることがわかる．

・単一亀裂での異方性の検討

図2. 2. 7に亀裂の傾斜角毎の弾性係数を，亀裂を含まない材料の弾性係数で正規化して示す．図より，実験結果にはバラツキがあるものの，亀裂の傾斜角度の増加に弾性係数が増加する傾向を示すのに対し，計算結果は亀裂の傾斜角度の増加に伴って正規化した弾性係数も増加する傾向を示しており，計算結果と概ね整合する．このことから，開口亀裂を含む材料の変形特性の異方性を本計算によって評価できると考えられる．

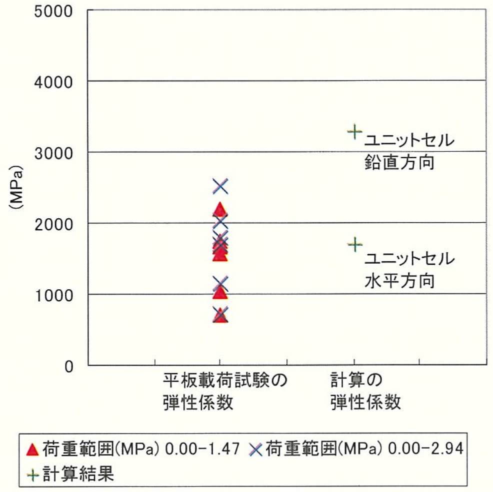


図2. 2. 6　弾性係数の比較（原位置試験）

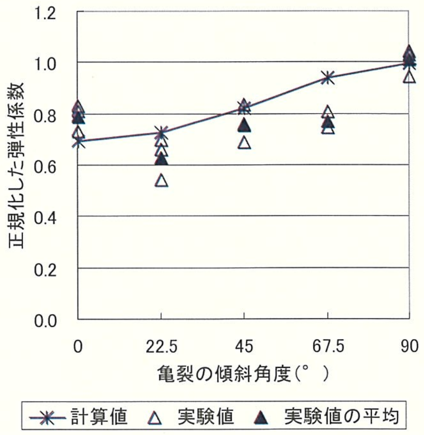


図2. 2. 7　亀裂の傾斜角度と弾性係数の関係（室内試験）

b．不均質岩盤

原位置三軸試験の載荷方向と同じ方向の弾性係数を求めたものを図2. 2. 8に示す．計算による弾性係数は，原位置三軸試験の弾性係数(E_{50})よりもやや小さめの値を示すが，計算結果と試験結果は概ね一致することがわかる．

載荷方向を鉛直方向からの角度で 0° から 90° の範囲で 22.5° づつ回転させて，各々の方向の弾性係数を求めたものを図2. 2. 9に示す．図より，45° の場合に弾性係数が最も小さく，90° 回転(水平方向に載荷)した場合に最も大きくなることがわかる．弾性係数と載荷方向の関係を比較するために，砂岩と泥岩の互層構造に伴う変形特性の異方性を把握する目的で行われた原位置三軸試験の結果を図2. 2. 10に示す[3)]．この互層岩盤は，相対的に軟らかい砂岩(弾性係数は泥岩の 1/7 程度)が 3 割程度の体積を占めている．変形特性は方向によって最大で 1. 6 倍程度異なっており，層の傾斜が 30° 程度の場合に弾性係数が最も小さく，90° で最も大きくなっている．各々の岩盤は構造や構成材料が異なるために厳密には比較できないが，変形特性の異方性の傾向は定性的に一致していることがわかる．

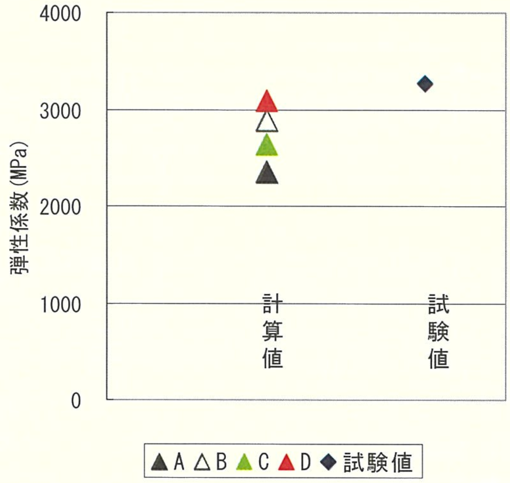


図2.2.8　弾性係数の比較[4)]

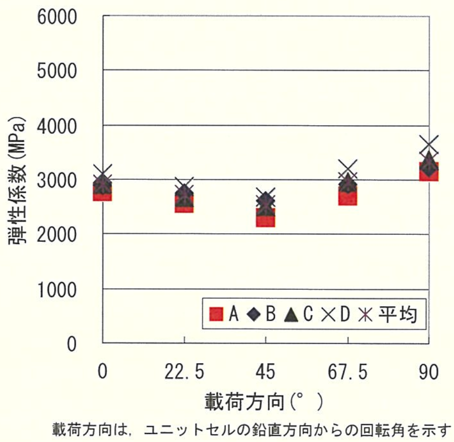


図2.2.9　弾性係数と載荷方向の関係（礫岩の計算値）[4)]

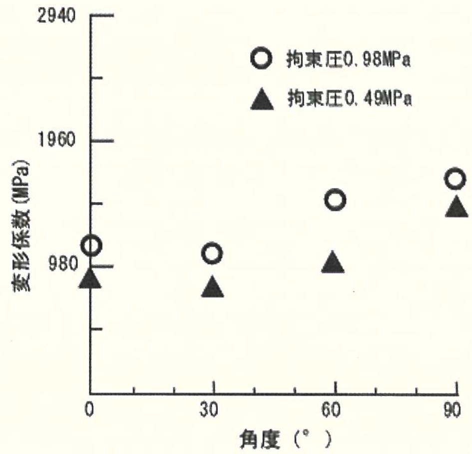


図2.2.10　変形係数と載荷方向の関係（互層岩盤の実験値）[3)]

(2) 強度特性

a．不連続性岩盤

・原位置岩盤の強度評価

原位置ロックせん断試験に対する2ケースの亀裂モデルに対して均質化法による計算と極限荷重解析を行い，原位置試験の結果と比較検討したものを図2.2.11に示す．検討の結果，ケースI(開口亀裂モデル)よりもケースII(密着亀裂モデル)がより試験値に近い値を示し，亀裂の密着による剛性増加を考慮することにより，原位置岩盤の強度を評価できると考えられる．

・石膏模型の室内試験を対象にした異方性の検討

強度特性の異方性の傾向を把握するために，計算値，実験値それぞれを亀裂の傾斜角度が0°（水平)のときの値で正規化し，傾斜角度との関係で図2.2.12に示す．図より，22.5°の結果を除き，傾斜角度の増加に伴って強度も増加するという実験の傾向と，計算の傾向は整合している．さらに，強度特性の異方性は亀裂の傾斜角度が0°と90°（鉛直)の差が最も大きいという傾向も捉えていることがわかる．よって，強度特性の異方性の傾向を推定することができると考えられる．

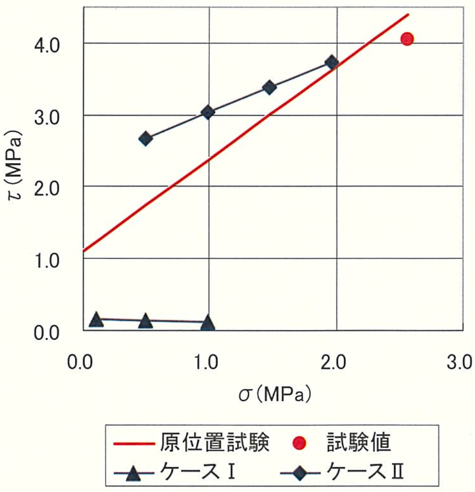


図2. 2. 11　原位置ロックせん断試験の強度算定結果

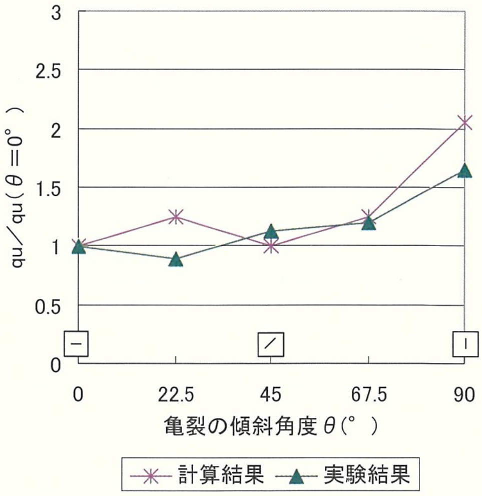


図2. 2. 12　正規化した一軸圧縮強度と亀裂の傾斜角度の関係[5)]

b．不均質岩盤

原位置岩盤三軸試験に対する計算によって求めた強度特性を図2. 2. 13に示す．図より，計算結果は，試験結果に比べて約 1/5 程度の値を示していることがわかる．この主な原因としては，計算によって捉えている降伏荷重と実験におけるピーク荷重の差が考えられる．つまり，対象としている不均質な岩盤(礫岩)は，いわゆる軟岩であり，応力ひずみ関係が非線形であるために破壊が逐次進行して荷重のピークを迎えるものと考えられる．均質化法で捉えている降伏荷重は対象とする岩盤内のいずれかの箇所において要素がはじめて降伏した際の荷重を算出していることから，応力ひずみ関係における初期降伏荷重に相当し，このため，実験値であるピーク荷重との差異が生じているものと考えられる．

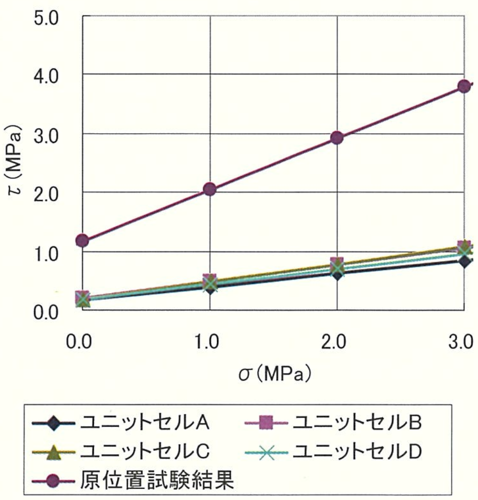


図2. 2. 13　礫岩に対する原位置三軸試験の強度算定結果

2. 2. 5　まとめ

本節では，均質化法に基づく岩盤物性評価法の，不連続性岩盤および不均質岩盤の力学特性評価への適用性を明らかにするために，石膏模型による室内試験，花崗岩を対象とした原位置岩盤のロックせん断試験および平板載荷試験，礫岩の原位置岩盤三

軸試験を対象とした計算を行い，試験結果と計算結果を比較・検討した．得られた主な結論は以下の通りである．

1) 不連続性岩盤の変形特性に関して，原位置岩盤のロックせん断試験の試験面の幾何情報を用いて計算し，同じ岩盤の平板載荷試験の結果と比較した結果，両者は良い一致を示した．さらに，変形特性の異方性を検討するために，不連続性岩盤を模擬した石膏模型の室内試験を対象に計算を行い，実験結果と比較した．その結果，亀裂の傾斜角度による弾性係数の増減傾向の実験値と計算結果は同様の傾向を示した．以上より，不連続性岩盤の変形特性を本手法により評価できることを確認した．
2) 不均質岩盤の変形特性に関して，礫岩を対象とした原位置岩盤三軸試験の供試体の幾何情報に基づいて計算した結果，実験によって得られた弾性係数と試験値は良い一致を示した．さらに，計算によってえられた弾性係数マトリクスから変形特性の異方性を算定し，対象岩盤と同様の堆積構造を示す互層岩盤の変形特性の異方性の検討結果と比較した．その結果，変形特性の異方性の傾向は定性的に一致していることがわかった．以上より，不均質岩盤の変形特性を本手法により評価できることを確認した．
3) 不連続性岩盤の強度特性評価に関して，原位置岩盤のロックせん断試験の試験面の幾何情報を用い，亀裂を開口亀裂と密着亀裂でモデル化してせん断強度を算定し，試験結果と比較した．その結果，密着亀裂モデルを用いた場合に原位置でのせん断強度が評価できることを確認した．また，不連続性岩盤を模擬した石膏模型の室内試験に対し，開口亀裂モデルでモデル化した亀裂を用いて強度特性の異方性を検討した結果，計算によって強度特性の異方性の定性的な傾向を把握できることがわかった．以上より，不連続性岩盤の強度異方性に関してその傾向を推定することができることを確認した．
4) 不均質岩盤の強度特性に関して，原位置岩盤三軸試験の供試体の幾何情報と，構成材料の物性を用いてせん断強度を算定し，試験結果と比較した．計算結果は実験結果よりも小さく算定されることがわかった．この主な原因としては，計算によって捉えている降伏荷重と実験におけるピーク荷重の差が考えられ，本手法を用いて軟岩の降伏強度を算定する場合には，強度算定の方法に改善が必要であることが明らかとなった．

【参考文献】

1) 京谷孝史，寺田賢二郎，欧陽立珠：岩石の力学特性と不連続面画像情報による岩盤の変形強度特性評価，土木学会論文集，No. 631/III-48, pp. 131-150，1999.
2) 岡田哲実，金谷守，小早川博亮，伊藤洋，大津仁史，谷和夫：原位置岩盤試験法の開発（その 2）―計測システムの改良と不均質岩盤への適用―，電力中央研究所報告，N05049，2006.
3) 土木学会 岩盤力学委員会：岩盤上の大型構造物基礎，p. 212，1998.
4) 小早川博亮，京谷孝史，大津仁史：均質化法による不均質な岩盤の変形特性評価，第 60 回土木学会年次学術講演会講演概要集（CD-ROM），2005.
5) 小早川博亮，京谷孝史，大津仁史：均質化法による不連続性岩盤の力学特性の評価―石膏模型の強度および変形特性の異方性の検討―，第 39 回地盤工学研究発表会講演集（CD-ROM），2005.

2.3 岩の動的強度特性

2.3.1 はじめに

岩盤の動的強度（地震を想定した繰返し載荷時の強度）を評価する場合，一般に動的強度は静的強度を下回らないことから，動的強度は静的強度で代用する場合が多い．一方，兵庫県南部地震以降，耐震設計に関する諸基準類の改定に伴い，すべりに対する安定性評価は，静的解析から動的解析へ移行しつつある．これを契機に岩盤の動的強度をより適切に評価することが求められており，「岩盤の動的強度は静的強度を下回らない」根拠を岩種や試験条件等も明確にした上で整理しておくことが必要である．そこで，本節では，岩盤の動的強度特性に関する既往の文献を調査し，動的強度と静的強度の関係について得られている知

見と今後の課題について整理した.

2.3.2 調査の概要

岩盤の動的強度に関する国内外の文献を調べた結果，国外のものは見られず，全て国内の文献であった．そのほとんどは均質な軟岩を対象とした研究であった[1)~16)]．このうち，西らの泥岩を用いた研究[1~8)]が最も系統的に研究されており，本データが「岩盤の動的強度は静的強度を下回らない」根拠のデータとなっている場合が多いようである．西らの用いた泥岩以外にも神戸層泥岩[9~10)]や上総層泥岩[11~13)]の実験結果も見られる．泥岩以外の均質な軟岩としては，砂岩[7,9~10)]や凝灰岩[7,10,14~15)]，頁岩[7)]，礫岩[16)]などの実験結果も見られる．

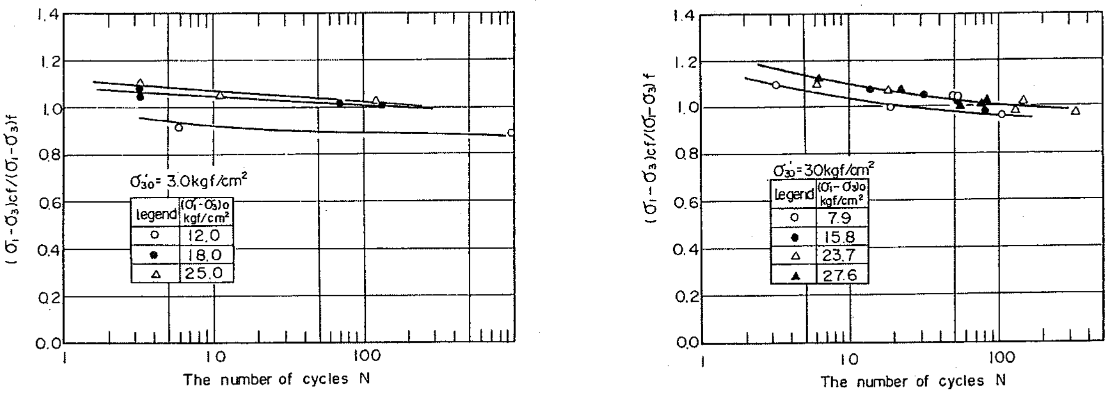
均質な軟岩以外では，軟岩に弱面を模擬した割れ目を人工的に入れた供試体(プレカット供試体)を用いた研究[17~19)]，破砕体を対象とした研究[20)]などがあった．これらの研究では全て室内の繰返し三軸試験が用いられている．唯一，藤原らの研究[21)]は軟岩ではあるが割れ目を含んだ岩盤(軽石凝灰岩)を対象として，原位置の岩盤せん断試験を用いて繰返し荷重を加える実験を行っている．

以降では，これらの既往の研究のうち，特に静的強度と動的強度の関係に着目して実施されたものを中心に，岩種や試験条件を明確にして試験結果を整理した．

2.3.3 静的強度と動的強度の比較

(1) 均質な軟岩の事例

図2.3.1に西らの実験結果[2)]の一例を示す．横軸は繰返し回数，縦軸は動的強度$(\sigma_1-\sigma_3)_{cf}$を圧密非排水三軸試験から得られた静的強度$(\sigma_1-\sigma_3)_{sf}$で除した値である．図2.3.1(a)は有効拘束圧が小さい場合(σ'_{30}=3.0kgf/cm²)で，図2.3.1(b)は有効拘束圧が大きい場合(σ'_{30}=30kgf/cm²)の結果を示している．なお，凡例の$(\sigma_1-\sigma_3)_0$は非排水条件で加えた繰返し載荷前の初期せん断応力である．ところで，この動的強度の定義は，0.5Hz の同一振幅(sin 波)を破壊まで繰返し与えた場合(図2.3.2)の軸差応力の最大値である(ただし，拘束圧が大きい場合はひずみが10%を超えても応力を保持し続けるため，その場合は軸ひずみの5%を破壊と定義している)．したがって，振幅が小さくても繰返し回数が大きければ破壊するため，図2.3.1に示すとおり試験結果は右下がりの傾向を示す．図より，動的強度と静的強度は等しくなるのは(縦軸が1になるのは)，繰返し回数が10波から100波と実地震波の波数に比べてかなり大きくなっている．このことが，実地震波を念頭に置いたとき，「動的強度は静的強度を下回らない」根拠となっている．また同図より，初期せん断応力と動的強度の関係は，初期せん断応力が大きいほど動的強度は大きく，逆に初期せん断応力が小さく，かつ拘束圧も小さい場合には10波以下でも動的強度が静的強度を下回る場合も見られる．もう1つ重要な点は，繰返し回数が100波以上とかなり大きい条件であっても，動的強度は静的強度から10%程度しか低下しないということである．



(a) 拘束圧 σ'_{30} =3.0kg/cm² の場合　　(b) 拘束圧 σ'_{30} =30kg/cm² の場合

図2.3.1　動的強度と静的強度の比と繰返し回数の関係

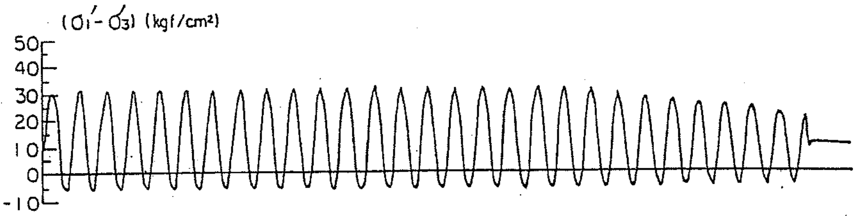


図2.3.2　載荷パターンの一例　(一様振幅載荷)

図2.3.3，図2.3.4，図2.3.5に吉中らの実験結果[9,15)]の一例を示す．横軸は拘束圧，縦軸は先の例と同様に，動的強度を圧密非排水三軸試験から得られた静的強度で除した値である．図2.3.3は泥岩(q_u =1.3MPa)，図2.3.4は砂岩(q_u =2.2MPa)，図2.3.5は凝灰岩(q_u =7.0MPa)の結果を示す．ここでの動的強度の定義は先の例と異なり，図2.3.6に示すように初期せん断を与えず，試験を通じて全て非排水条件で，軸差応力がピーク(破壊)を示すまで，段階的に軸差応力を増加させる方法を用いている．周波数は0.2Hz である．なお1段階の波数は5波である．図2.3.3～図2.3.5より，岩種，拘束圧に依存せず，「動的強度は静的強度を下回らない」結果が得られており，動的強度/静的強度は約1.1～1.3倍程度を示している．

図2.3.7に杉山らの火山角礫岩の実験結果[16)]の一例を示す．この岩は最大礫径10cm の様々な大きさの角礫とマトリックスより構成され，安山岩礫の一軸圧縮強さは60MPa 前後であるのに対して，マトリックスは10MPa 以下である．図の縦軸は図2.3.3～図2.3.5と同様であり，横軸は礫の含有率 CG である．図中の「○規則荷重載荷」は図2.3.6と同様に段階的にせん断応力を増加させる方法であり，1段階の波数は10波，周波数は0.5Hz である．図中の「●不規則荷重載荷」は，図2.3.8に示すように初期の軸差応力4.9MPa を与えた後，タフト地震の加速度波形(NS 方向)を5倍の時間軸にした応力振幅を段階的に応力を上げていく方法である．全ての試験の拘束圧は1.0MPa である．図より，波形の種類，礫率によらず「動的強度は静的強度を下回らない」結果が得られており，動的強度/静的強度は約1.1～1.6倍程度を示している．

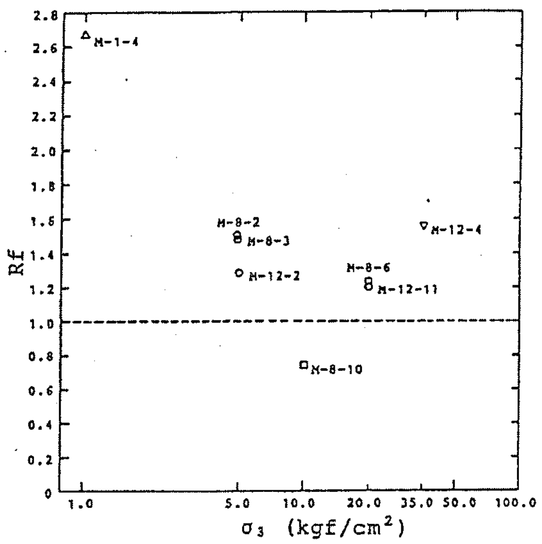


図2. 3. 3　静的強度と動的強度の比（泥岩）

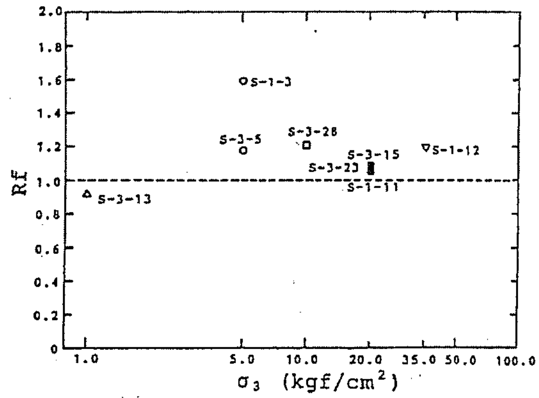


図2. 3. 4　静的強度と動的強度の比（砂岩）

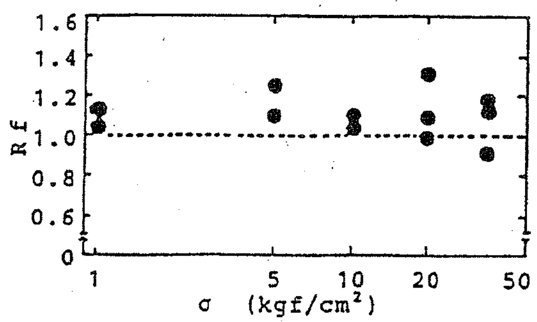


図2. 3. 5　静的強度と動的強度の比（凝灰岩）

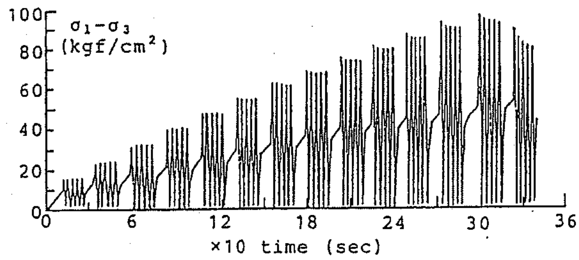


図2. 3. 6　載荷パターンの一例　（段階載荷）

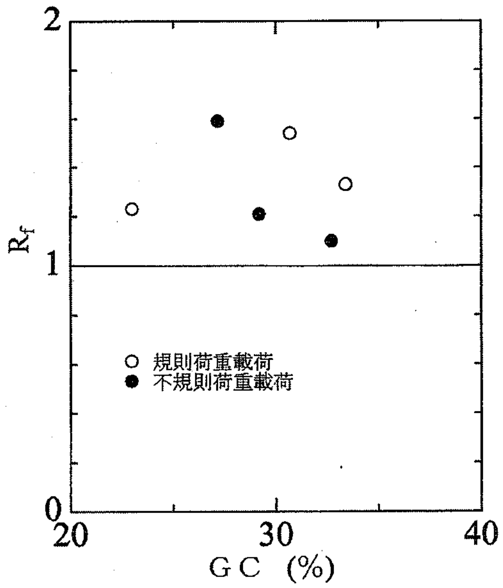


図2. 3. 7　静的強度と動的強度の比（礫岩）

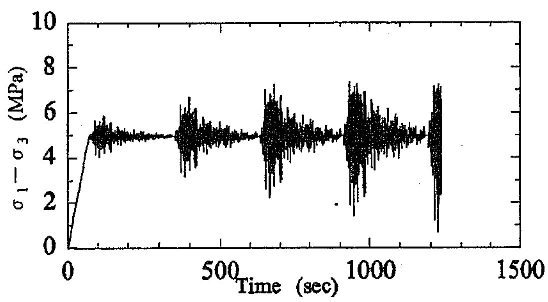


図2. 3. 8　載荷パターンの一例　（不規則波載荷）

(2) 割れ目を含む軟岩の事例

図2. 3. 9に弱面を有する軟岩を模擬した割れ目を人工的に入れた供試体(プレカット供試体)を用いた実験結果[17~19]の一例を示す. 動的試験の割れ目の方向は, 静的試験で最もせん断強度が低下した60° の場合である. なお, 用いた岩石は図2. 3. 1と同じで泥岩である. 横軸は有効拘束圧σ'_{30}, 縦軸は各種試験の最大(および残留)軸差応力である. 図中の「○印」が圧密非排水三軸試験から得られた静的強度を表し, 図中の「△印」が動的強度を表す. 動的強度の定義は, 図2. 3. 1と同様に, 同一振幅(sin 波)を破壊まで繰返し与えた場合(図2. 3. 2)の軸差応力の最大値である. 周波数は0. 01~3Hz の範囲としている. 図2. 3. 9より, 拘束圧が大きい場合は「動的強度は静的強度を下回らない」結果が得られており, 拘束圧が小さい場合は動的強度と静的強度はほぼ同等の結果が得られている.

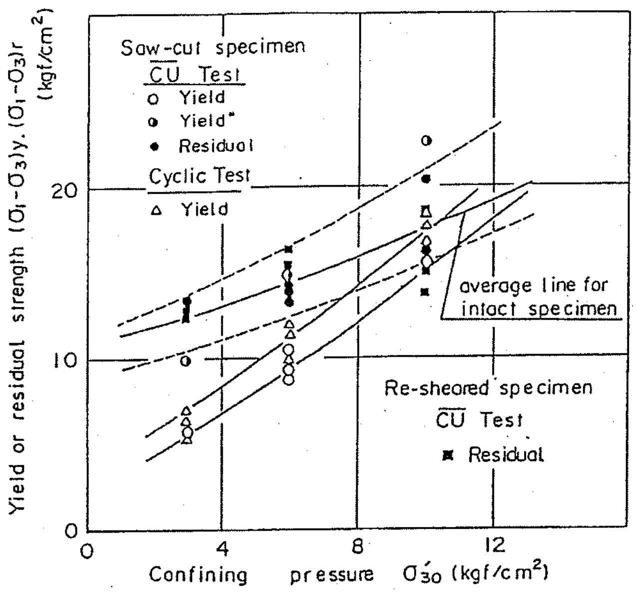
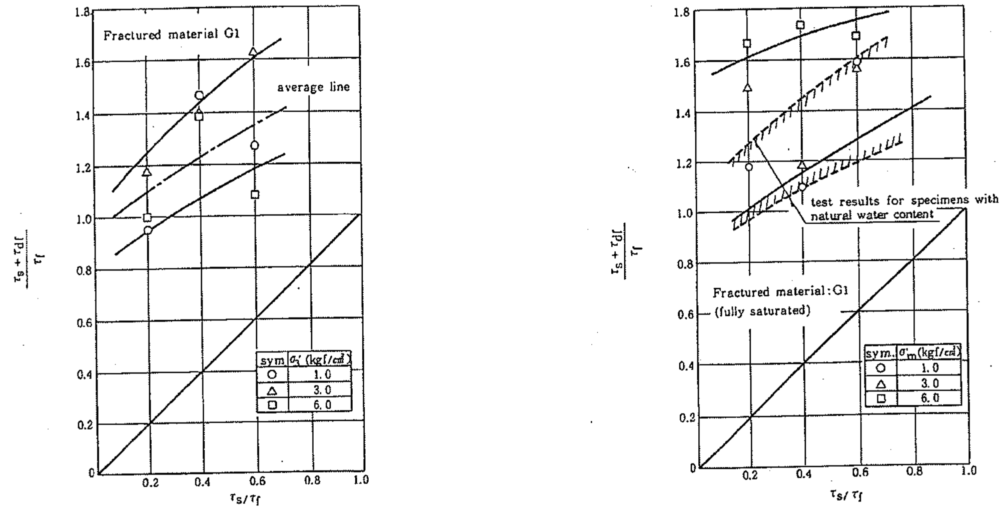


図2. 3. 9 プレカット供試体の拘束圧と強度の関係

(3) 破砕帯の事例

図2. 3. 10に破砕帯を用いた実験結果[20]の一例を示す. 用いた試料は破砕帯からブロックサンプリングにより不攪乱状態で採取されたものであり, 図2. 3. 10(a)は自然含水状態, 図2. 3. 10(b)は飽和状態の結果である. 縦軸は動的強度を圧密非排水三軸試験から得られた静的強度で除した値であり, 横軸は初期せん断応力を静的強度で除したものである. 動的強度の定義は, 図2. 3. 11に示すように, 排水条件の元で初期せん断応力を加えたのち, 1Hz の sin 波の繰返し載荷を 10 波与え, そのせん断応力振幅を供試体が破壊するまで段階的に増加させた時の軸差応力の最大値である. 図より, 自然含水状態, 飽和状態によらず概ね「動的強度は静的強度を下回らない」結果が得られている. しかしながら, 拘束圧が小さく, かつ初期せん断応力が小さい場合には, 約 10%程度動的強度が静的強度を下回る場合も見られる.



(a) 自然状態　　(b) 飽和状態

図2. 3. 10　「動的強度と静的強度の比」と「初期せん断応力と静的強度の比」の関係

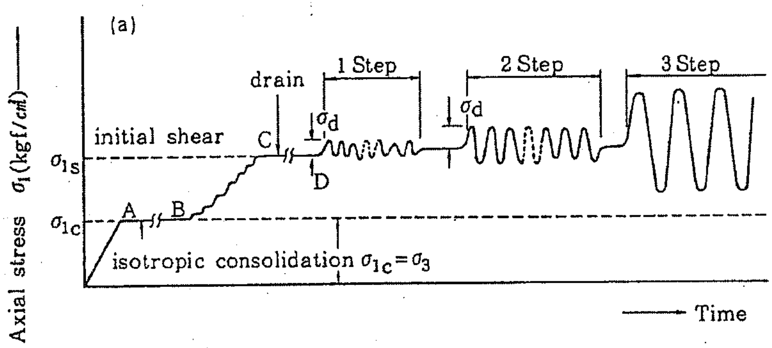


図2. 3. 11　載荷パターンの一例（段階載荷・初期せん断一定）

(4) 割れ目を含んだ岩盤(軽石凝灰岩)を対象とした原位置試験の事例[21)]

図2. 3. 12に原位置で行った動的な岩盤せん断試験装置の概要を示す．垂直荷重を載荷した後，2 台のせん断用の油圧ジャッキを用いて供試体に繰返しせん断荷重を交互に載荷している．ブロック状に切り出した供試体の寸法は約 43cm×43cm，高さは約 30cm である．変形試験も兼ねていることから，供試体のせん断面にせん断応力 τ_d =2kgf/cm^2 づつ増大させて載荷し，約 7～10 段階まで行い供試体を破壊させた．τ_d の小さい範囲では，周波数は 0. 5, 1, 3Hz と変化させ，その後，破壊近くでは 1Hz とした．1 段階の繰返し回数は 25 波とした．図2. 3. 13にその試験結果を静的な岩盤せん断試験の結果とあわせて示す．図より，動的強度は静的強度を若干下回った結果が得られている．ただし，試験数量が限られており，また比較している拘束圧が異なること，供試体のサイズも異なることなども考慮すると，単純に比較することは困難であると考えられる．

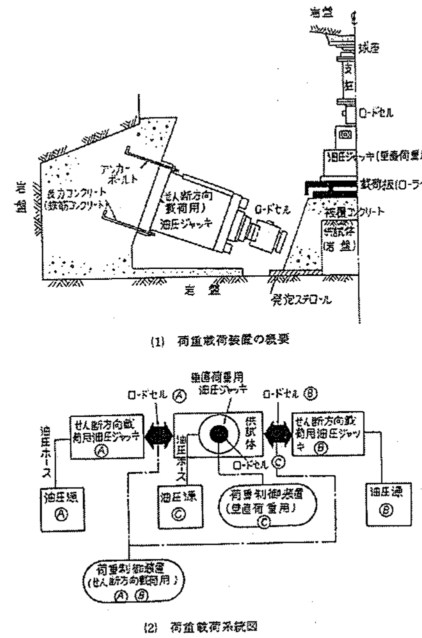


図2.3.12　動的岩盤せん断試験装置の概要

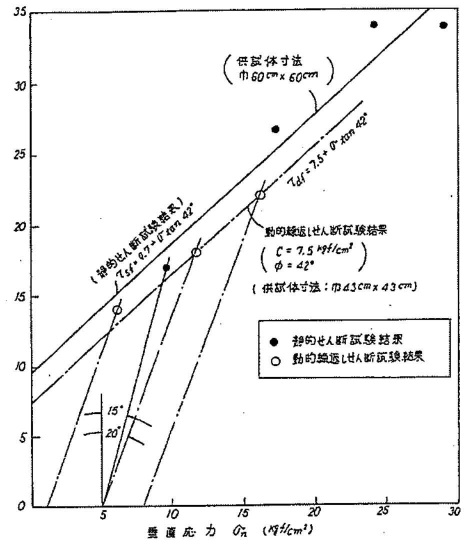


図2.3.13　静的せん断強度と動的せん断強度の比較

2.3.4　まとめ

岩盤の動的強度特性に関する既往の文献を調査し，特に静的強度と動的強度の関係に着目して実施されたものを中心に，岩種や試験条件を明確にして試験結果を整理した結果，以下の結論が得られた．

1) 動的強度特性に関する論文のほとんどが均質な軟岩を対象としており，それ以外では，弱面を有する軟岩や破砕帯を対象としたものが確認された．硬岩を対象としたものは確認できなかった．
2) 一例を除いて動的強度特性に関する論文の全てが室内の繰返し三軸試験により動的強度を評価していた．ただし，動的強度を定義する試験条件は必ずしも統一されていなかった．
3) 動的強度に関する試験条件は論文により若干異なるものの，ほとんどは「動的強度は静的強度を下回らない」という結論が得られていた．

4) 拘束圧が小さく，かつ初期せん断応力が小さい条件の一部では，動的強度は静的強度を下回るものも見られた．ただし，その場合でも動的強度は静的強度から10%程度しか低下しなかった．

今後の課題として，動的強度を求める試験条件を統一するとともに，不規則地震波との関連性を明確にする必要がある．また，硬岩（不連続性岩盤）を対象としたデータを蓄積する必要がある．

【参考文献】

1) 西好一，江刺靖之，岡本敏郎：泥岩の力学特性に関する研究（その3），電力中央研究所研究報告 382013，1982.

2) 西好一，江刺靖之：泥岩の力学特性に関する研究（その4），電力中央研究所研究報告 382014，1982.

3) 西好一，江刺靖之，宇野晴彦：各種載荷条件下の泥岩の破壊時ひずみ，第38回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp. 55-56，1983.

4) 西好一，岡本敏郎，江刺靖之：各種載荷条件下における泥岩の強度－変形特性とその統一的解釈，土木学会論文集，No. 338，pp. 149-158，1983.

5) 西好一，江刺靖之，宇野晴彦：不規則繰返し荷重における泥岩の強度－変形特性，第39回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp. 661-662，1984.

6) 西好一：繰返し荷重下における泥岩の強度－変形特性，土木学会論文集，No. 352，pp. 41-50，1984.

7) 西好一，江刺靖之，国生剛治：振動載荷時における軟岩の動的強度－変形特性，電力中央研究所研究報告 383050，1985.

8) 西好一，西剛整：クリープ特性から推定される泥岩の動的強度，第41回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp. 387-388，1986.

9) 吉中龍之進，荻野亥一郎，高田志郎，金澤克義：動的繰返し荷重下における堆積軟岩の強度特性，第7回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp. 61-66，1987.

10) 吉中龍之進，荻野亥一郎，鈴木雅章：動的繰返し三軸試験による堆積軟岩の強度特性，第43回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp. 676-677，1987.

11) 杉　正，森山真：飽和軟岩の疲労破壊挙動　破壊の時間依存性について，第21回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，Vol. 21，pp. 466-470，1989.

12) 平井光之，吉村和彦，世一英俊：上総層群泥岩の繰り返し荷重下における動力学的特性，第21回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，Vol. 21，pp. 471-475，1989.

13) 中山武樹，平井光之，吉村和彦：堆積軟岩における繰返し載荷の影響について，第45回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp. 486-487，1990.

14) 石原研而，長尾哲，岩永健志：風化凝灰岩のくり返し強度，第34回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp. 201-202，1979.

15) 吉中龍之進，荻野亥一郎，星文高：三軸試験による軟岩の動的強度特性，第24回土質工学会研究発表会講演概要集，pp. 1081-1082，1989.

16) 杉山弘泰，五月女敦，中村洋一：三軸圧縮試験による火山角礫岩の動的強度特性，第56回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp. 134-135，2001.

17) 西好一，江刺靖之：泥岩の力学特性に関する研究（その5），電力中央研究所研究報告 382059，1983.

18) 西好一，江刺靖之：弱面を有する泥岩の動的強度－変形特性，第19回土質工学研究発表会，pp. 847-850，1984.

19) 西好一：弱面を有する泥岩の強度－変形特性，土木学会論文集，No. 352，pp. 51-60，1984.

20) 西好一，江刺靖之：断層破砕帯材料の力学的特性，電力中央研究所研究報告 384033，1985.

21) 藤原義一，日比野敏，駒田広哉，金川忠，中川加明一郎，石田毅，新孝一：動的繰返しせん断試験による岩盤の動的力学特性，電力中央研究所研究報告 383050，1985.

第3章 解析モデルの作成に係わる検討

3.1 解析範囲と安定性評価範囲

3.1.1 はじめに

原子炉建屋基礎地盤の地震時安定性評価を行うための解析モデルについて，土木学会・原子力土木委員会：原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法[1]，ならびにJEAG4601-1987[2]では，主に異方性や弱層の存在しないいわゆる均質な一様地盤を対象とした検討結果や，これまでの審査の事例をもとに，概ね以下の記載がなされており，これが解析範囲を決定するうえでの基本となっている．

① 静的解析に用いる解析モデルの範囲は，地形の影響を考慮して，検討対象範囲の地盤の応力状態に境界条件の影響が及ばない領域とする．なお，既往の解析事例を参考にすると，解析モデル幅については建屋中心から両側にそれぞれ基礎幅の 2.5 倍程度，深度方向には1.5～2倍程度とれば十分である場合が多い．

② 動的解析に用いる解析モデルの水平方向の解析範囲は，解析手法の特質を勘案して定めるが，原則として自然地盤の応答スペクトルに近似した応答スペクトルが得られるだけの幅をとるものとする．なお，既往の解析事例を参考にすると，解析の境界は建屋幅の2.5倍以上離れた点に設ければよいことが多い．しかし，側方に無反射境界を設けることにより解析範囲を縮小することができる．モデル底面である入力基盤深さについては，既往の解析事例に基づくと，最大応答加速度分布がほぼ一様となる建屋基礎幅の1.5倍から2倍程度に設定すれば十分であろう．

一方，最近の原子炉建屋基礎地盤の安定性評価においては，低角あるいは水平に数キロ以上にわたってシームや断層が存在している基礎地盤に対して2次元のすべり面法，静的解析を行う場合，解析上以下のような矛盾が生じている．

- 解析断面によっては，シームあるいは断層が境界から境界まで連続するモデルとなり，両端を自由境界とした場合，震度法によって地盤のすべり安定性を評価すると，結果的に，検討対象すべり線の側方への検討領域を大きくするほど，あるいは深部に存在するすべり線ほど，すべり安全率が低下するなどの非現実的なすべり安全率の評価結果となる[1] [2]．
- 境界を遠方に設定したとしても，その効果はすべり安全率の評価に寄与せず，逆にすべり線を大きく設定するほど安全率が低下するという矛盾が生じる．

これら非現実的な結果が生じる主要な原因は，地盤の安定性を土塊のすべり安全率で評価することに依拠するものであり，元来長期にわたって安定であった地盤に，原子力発電所を建設するという力学的変化に対して地盤の安定性が十分保たれるか否かを評価することが求められる地盤の安定性評価の原則に対して次元のかけ離れた議論と判断すべきである．

そこで，以下においては，原子炉建屋基礎地盤の耐震安定性評価の本来的な意義に立ち返り，上述のような地質・地盤構造を有する地盤の安定性評価に対して，いかに解析範囲や安定性評価範囲を決定することが合理的であるかを整理しまとめる．

3.1.2 基本的な考え方と手順

(1) 基本的な考え方

地盤種別の如何にかかわらず，原子炉建屋基礎地盤の耐震安定性評価の基本的な考えは以下となる．

① 発電所構築物が建設される以前の地盤そのものが安定であること．

② 発電所構築物が建設されたとしても，その地盤は安定であること．

すなわち，これら2点が立証されれば，原子力発電所が建設されても基礎地盤の耐震安定性に何ら影響を与えるものではないと考えると，上記のような地質・地盤構造を有する地盤に対しても，これらを立証することで基本的には基礎地盤の耐震安定性が確保されることになる．したがって，まず原子力発電所を建設する以前の地盤そのものの安定性について地質的な観点から立

証した後，発電所が建設されたことによる地盤への力学的変化を考慮した解析的検討に基づいて安定性を立証すればよいと言える．

(2) 評価の手順

上記の基本的な考え方にしたがって，基礎地盤の耐震安定性評価を行う場合の具体的な手順の例を以下に示す．ここでは，発電所建設前の地盤安定性の立証を「地質的な立証」，発電所建設後のそれを「解析的な立証」と呼ぶことにする．

ここでは，地質的な立証（発電所建設前の地盤の安定性）は別途示していることを前提とし，その後，対象となる低角のシームあるいは断層が，原子力発電所の建設により，地震時に発電所構築物の影響を受けるか否かを解析的に検討し判断する．すなわち，

① はじめに，地質・地盤調査等に基づいて設定した対象となるシームあるいは断層を考慮しない地盤モデルに対して，発電所構築物がある場合と無い場合の動的解析を行い，両者の解析によって得られる応力変動を比較することにより，構築物の影響を受けると見なし得る範囲を決定する．（解析範囲の設定）

この考え方にしたがって，基礎地盤内の応力変動を計算した事例を図3.1.1に示す．計算では，同一の入力地震動を用いて建屋がない場合とある場合の動的解析を行い，要素ごとに，建屋がある場合とない場合の最大せん断応力の差を建屋がない場合の最大せん断応力で正規化した値を求めて，その分布を表した．建屋構築による応力変動の大きい領域は建屋周辺に集中しており，建屋の影響を受ける範囲は限定的であることが見て取れる．

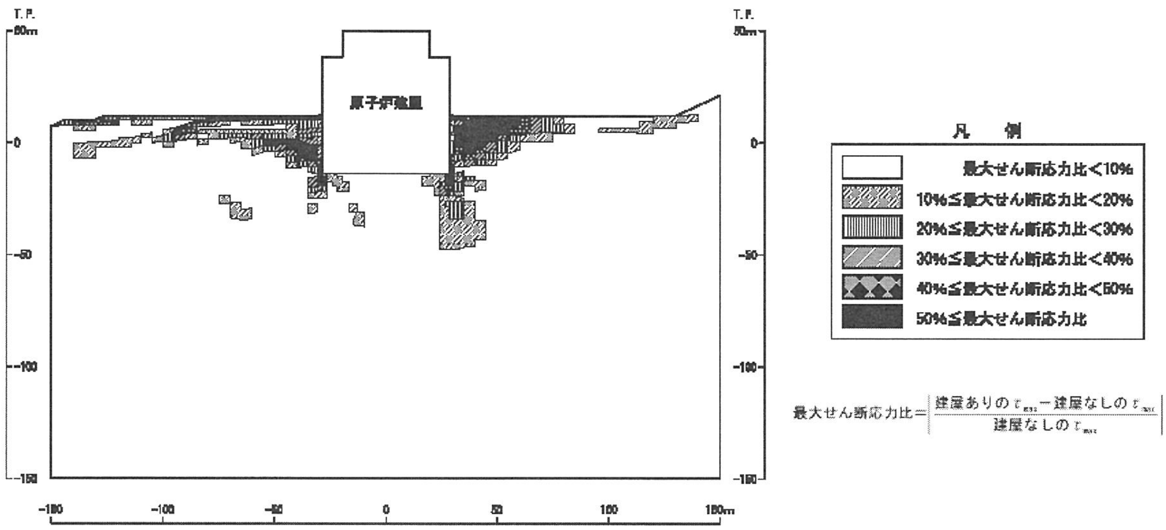


図3.1.1　建屋設置前後における地震時地盤内最大せん断応力比の分布の計算例

② 上記の①で求めた解析範囲に対して，シームや断層を考慮した地盤モデルを対象として，地震時の地盤の安定性をすべり安全率で定量的に評価する．この場合のすべり安定性評価領域は，あくまでも発電所構築物の存在が地盤の安定性に及ぼす影響の評価であるという観点に立って考えると，上記のようにして定められた解析範囲で，地表から地表に抜けるようにすべり線を設定すれば良いものと考える．なお，解析モデルの両側の境界に至るようなすべりに対する安定性は，前述した地質的な立証で評価出来ていること，ならびに原子炉建屋の構築によっても，境界外の地盤の安定性が損なわれることは無いことから，そのようなすべり線を想定する必要はないものと判断する．（安定性評価範囲の決定）

3.1.3　まとめ

ここでは，低角あるいは水平に数キロ以上にわたってシームや断層が存在しているような原子炉建屋基礎地盤の耐震安定性評価を行う際の解析範囲や安定性評価範囲を合理的に設定するために，以下に示す手順で行う考え方についてまとめた．

・地質的な立証(発電所建設前の地盤の安定性)[ここでは前提条件]

・建屋等構築物の建設にともなう地盤安定性評価のための解析範囲の設定

・建屋等構築物の建設にともない安定性評価上考慮すべきシームあるいは断層の特定

・限定された範囲での合理的なすべり面の設定およびすべり安全率に基づく地盤安定性の評価

図3.1.2に上記に基づく基本的な流れを整理して示している．

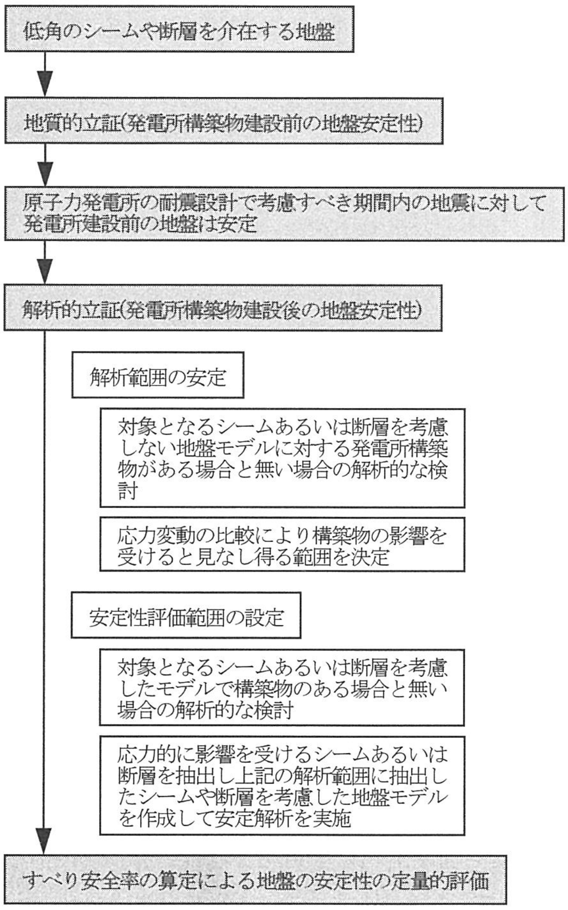


図3.1.2　基礎地盤の安定性評価における解析範囲と安定性評価範囲の設定に関する基本的な流れ

【参考文献】

1)　土木学会・原子力土木委員会：原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法−，第4編 建屋基礎地盤の耐震安定性評価 例示編，1985.

2)　日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針，1987.

3.2 弾性波速度構造と岩盤分類に基づく地盤のモデル化

3.2.1 はじめに

原子力発電所の地盤における岩盤分類は，原則として地質要素に基づいて岩石種類・岩質等級区分を行う．硬質岩盤では，電中研式 6 階級岩質等級区分と，適切な岩石種類区分を組み合わせた分類が多用されている．軟質岩盤(堆積性軟岩)では，地質要素の特徴および解明すべき工学的性質により大きく 3 種類に分類される．また，これについて更に岩質等級区分を行う必要がある場合には，地質要素の特徴に応じた適切な岩級区分基準を定めている．

地盤安定性評価における地質構造のモデル化において，対象地点の弾性波速度構造は，従来の PS 検層のダウンホール法による層構造(ここでは均質構造と呼ぶ)や，サスペンション法等によって岩盤分類に基づいて速度構造を与える層構造(ここでは不均質構造と呼ぶ)など，サイトごとに解析のためのモデル化手法が異なっている．本節では，地盤のモデル化で必要となる弾性波速度構造に関して，上記の地盤のモデル化による地盤安定性評価の差がどの程度なのかを明らかにするため，弾性波速度を「均質構造」にモデル化した場合と，「不均質構造」にモデル化した場合で比較し，速度構造モデルが地盤安定性に及ぼす影響を検討する．

3.2.2 地震応答解析(感度解析)の地盤モデルと入力地震波の設定

(1) 地盤モデル

地盤モデルは，土木学会原子力土木委員会地盤安定性評価部会における弱層を含まない硬質岩盤の原子炉基礎地盤[1)]を対象とし，比較的単純な均質構造モデルと不均質構造モデルとの 2 種類に分けて地盤モデルを想定した．検討に用いられている硬岩基礎地盤モデル[1)]のメッシュを図3.2.1に示す．このメッシュ構造を基本モデルとして，次のような解析ケースを想定した．

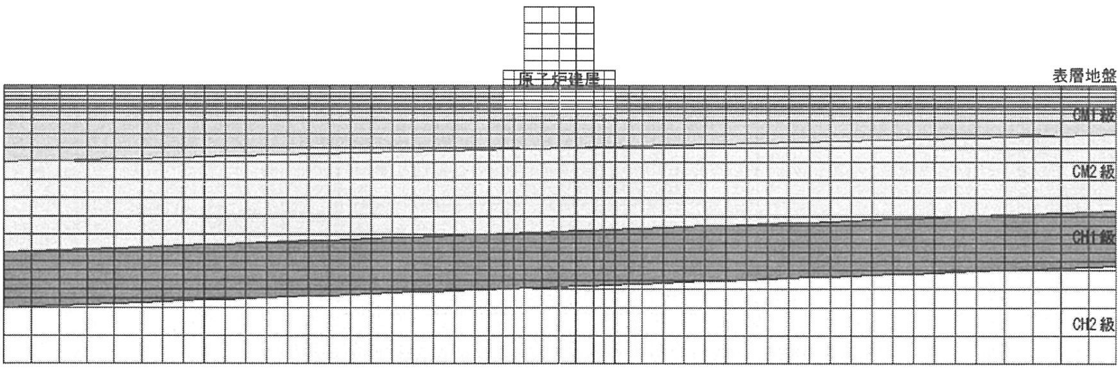


図3.2.1 メッシュ図[1)]

a．均質構造モデル

均質構造モデルは，速度構造の層順が，連続的に変化するものと原子炉基礎設置面の岩盤等級が下層よりも固く不連続に変化する場合，中間に軟らかい層が存在する場合を想定している．それぞれのモデルを，モデル A，B，C と呼び表3.2.1に層構造を示す．

表3. 2. 1　均質構造モデルの層構造

モデル名	第1層	第2層	第3層	第4層	第5層
モデルA	表層地盤	CM1 級	CM2 級	CH1 級	CH2 級
モデルB	表層地盤	CM2 級	CM1 級	CH1 級	CH2 級
モデルC	表層地盤	CM1 級	CM2 級	CL級	CH2 級

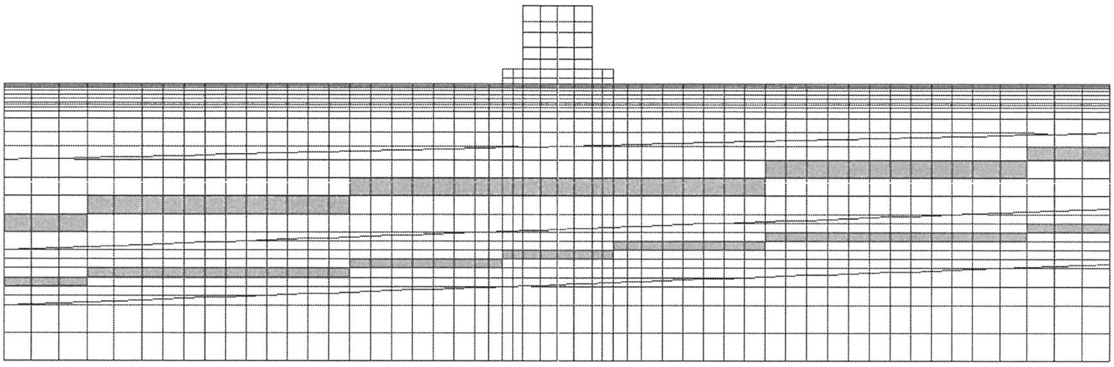


図3. 2. 2　ばらつきを考慮した要素

表3. 2. 2　不均質構造モデルの層構造

モデル名	第1層	第2層	第3層	第4層	第5層
モデルA+	表層地盤	CM1 級	CM2 級+ σ/μ (=0. 15)	CH1 級+ σ/μ (=0. 15)	CH2 級
モデルA-	表層地盤	CM1 級	CM2 級- σ/μ (=0. 15)	CH1 級- σ/μ (=0. 15)	CH2 級
モデルB+	表層地盤	CM2 級	CM1 級+ σ/μ (=0. 15)	CH1 級+ σ/μ (=0. 15)	CH2 級
モデルB-	表層地盤	CM2 級	CM1 級- σ/μ (=0. 15)	CH1 級- σ/μ (=0. 15)	CH2 級
モデルC+	表層地盤	CM1 級	CM2 級+ σ/μ (=0. 15)	CL級+ σ/μ (=0. 15)	CH2 級
モデルC-	表層地盤	CM1 級	CM2 級- σ/μ (=0. 15)	CL級- σ/μ (=0. 15)	CH2 級

※表中の σ/μ は標準偏差 σ を平均値 μ で除した変動係数を示す.

表3.2.3　解析モデルにおける各層の地盤物性値

項目		単位	表層地盤	岩盤等級				
				CL級	CM1級	CM2級	CH1級	CH2級
静弾性係数		MPa	98	980	1500	3900	4900	5900
静ポアソン比		-	0.45	0.30	0.30	0.25	0.20	0.20
単位体積重量	+	kN/m³	18	23	26	29	29	26
				20	23	25	25	
	-			17	20	21	21	
粘着力		kPa	-	290	490	980	1200	1500
内部摩擦角		度	-	33.0	35.0	45.0	50.0	50.0
S波速度	+	m/s	300	690	1150	1495	1725	2000
				600	1000	1300	1500	
	-			510	850	1105	1275	
初期せん断弾性係数	+	MPa	165	1117	3569	6557	8730	10612
				735	2347	4311	5740	
	-			451	1441	2648	3525	
動弾性係数	+	MPa	479	3129	9994	17966	23744	28653
				2057	6571	11480	15613	
	-			1263	4036	7255	9588	
動ポアソン比			0.45	0.40	0.40	0.37	0.36	0.35
減衰			0.05	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02

b．不均質構造ﾓﾃﾞﾙ

不均質構造モデルは，図3.2.2，表3.2.2に示すように上記のモデルA，B，Cの第3，4層内に岩盤分類の異なる約10m前後の厚さの薄い地層が混入している場合を想定して不均質構造モデルを作成した．均質構造モデルの第3，4層内に混入する10m前後の層の物性値(密度，せん断剛性)の±15%を一律に増減させてモデル化することを条件とした．密度の変動幅は，原子力サイトにおける物性値のばらつきの上限に相当する．せん断剛性については，密度と比例関係にあるので同じ変動幅を用いた．増加する方向に変動させたモデルをモデルA+，減少する方向に変動させたものをモデルA-というように呼ぶこととした．ポアソン比を一定に仮定し，上下動に対する弾性係数も同様に増減する．表3.2.2に不均質構造モデルのモデル名と層構造，地盤物性の対応を示し，均質構造モデルとあわせた地盤物性を表3.2.3に示す．

(2) 入力地震波と解析基盤に引き戻した波形

入力波形は，4.2.3項で作成した模擬地震動(図4.2.9)を各モデルの建屋基礎直下の中心位置での地層構造を1次元地盤モデルとしてSHAKEにより解析基盤面に2E波として引戻した．引き戻した波形の時刻歴図を図3.2.3～図3.2.5に示す．

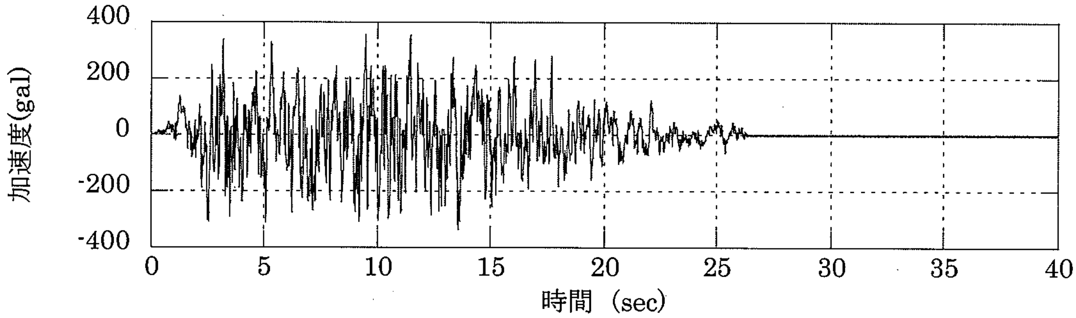


図3.2.3(a) モデルAの解析基盤面での入力波形（水平）max=356.2gal

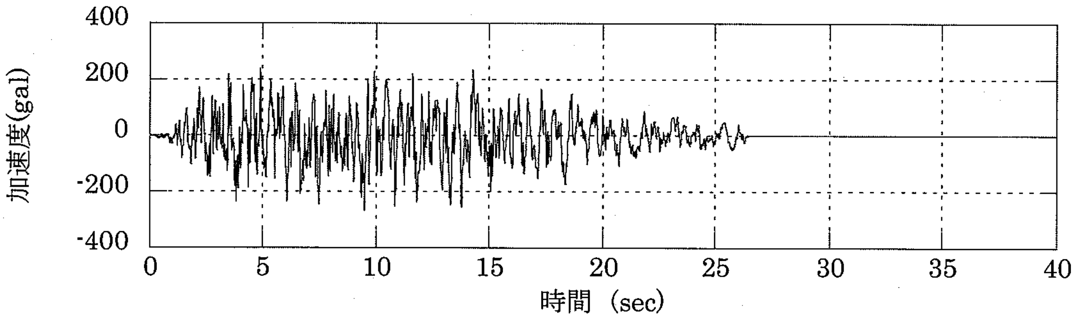


図3.2.3(b) モデルAの解析基盤面での入力波形（上下）max=270.0gal

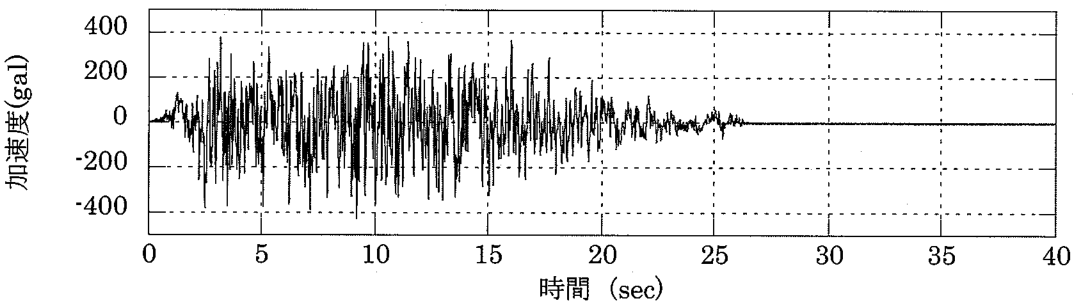


図3.2.4(a) モデルBの解析基盤面での入力波形（水平）max=423.5gal

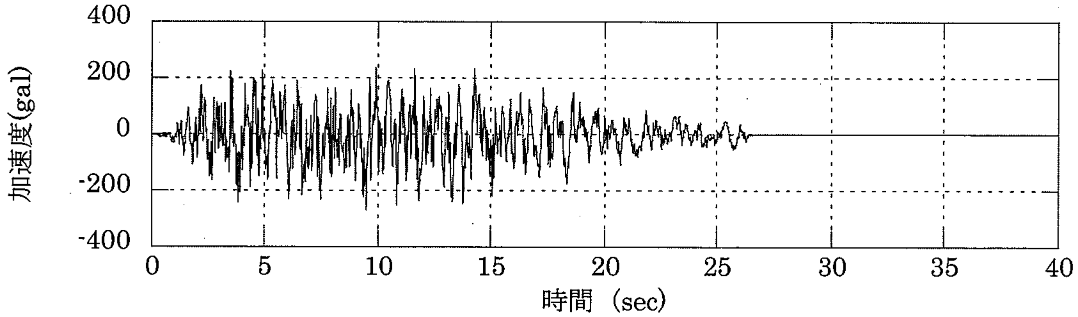


図3.2.4(b) モデルBの解析基盤面での入力波形（上下）max=268.5gal

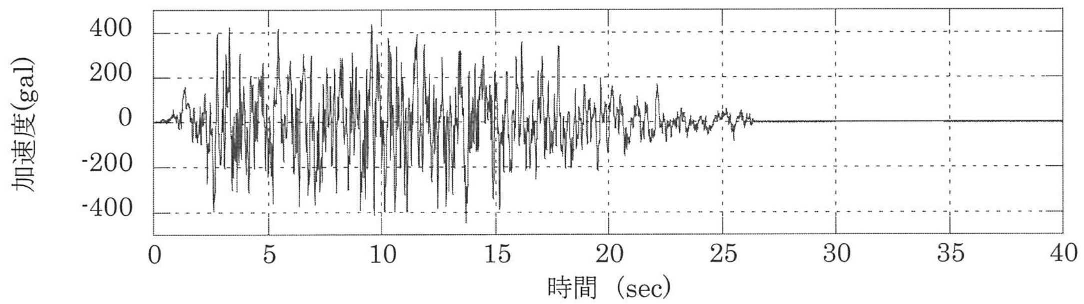


図3.2.5(a)　モデルＣの解析基盤面での入力波形（水平）max=446.8gal

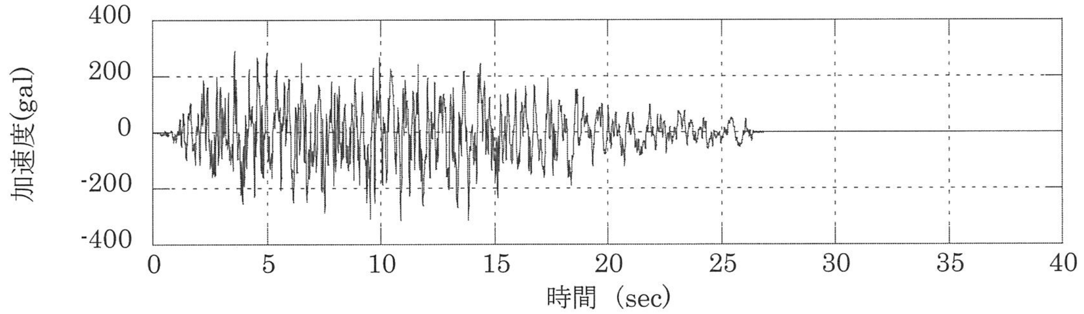


図3.2.5(b)　モデルＣの解析基盤面での入力波形（上下）max=314.9gal

3.2.3　地震応答解析の結果と考察

すべての地盤モデルの応答解析について図3.2.6に示す共通の地点(地表 S1～S4，基礎直下 R1～R3，基礎下方の地中 G1～G3)での地盤応答について分析し，考察を行った．

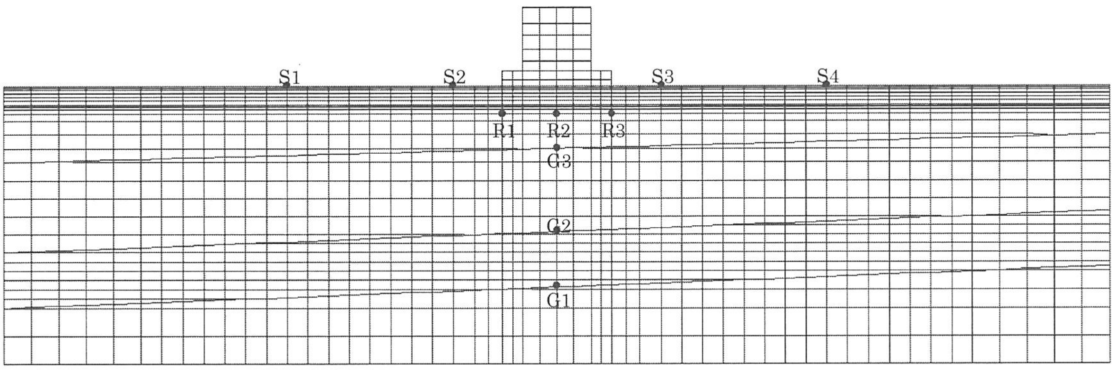


図3.2.6　解析モデルの出力点

(1) 最大加速度の比較

図3.2.7～図3.2.9にモデルＡ，Ｂ，Ｃの水平および上下の最大加速度を，地表，基礎直下，基礎下方の地中の各地点に分けて示した．最大加速度のうち，水平成分の応答はモデルＢの地表面で最も大きく，上下成分の応答はモデルＣの地表面で最も大きくなる傾向を示している．

水平最大加速度は，地表面 S1～S4 において不均質構造モデルと均質構造モデルによる地盤応答の違いが大きくなる傾向にあ

る．この地盤応答の差は，地中 G1～G3 や基礎直下 R1～R3 に比べて大きいことがわかる．一方，上下最大加速度は，不均質構造モデルと均質構造モデルによる地盤応答の違いが水平に比べて顕著でないことがわかる．

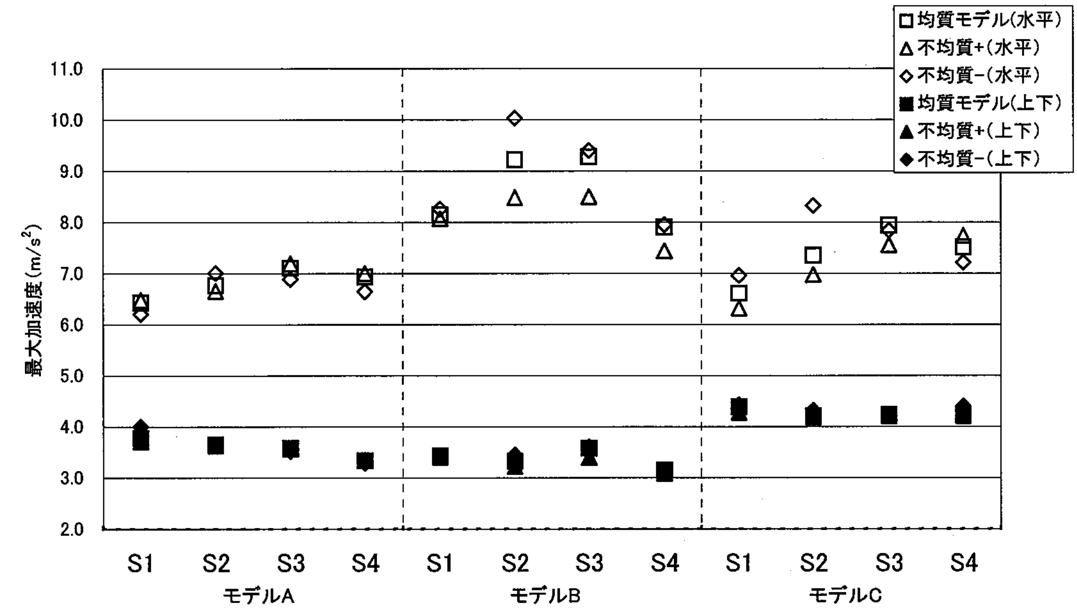


図3.2.7　各解析モデルにおける地表 S 地点の最大加速度の比較

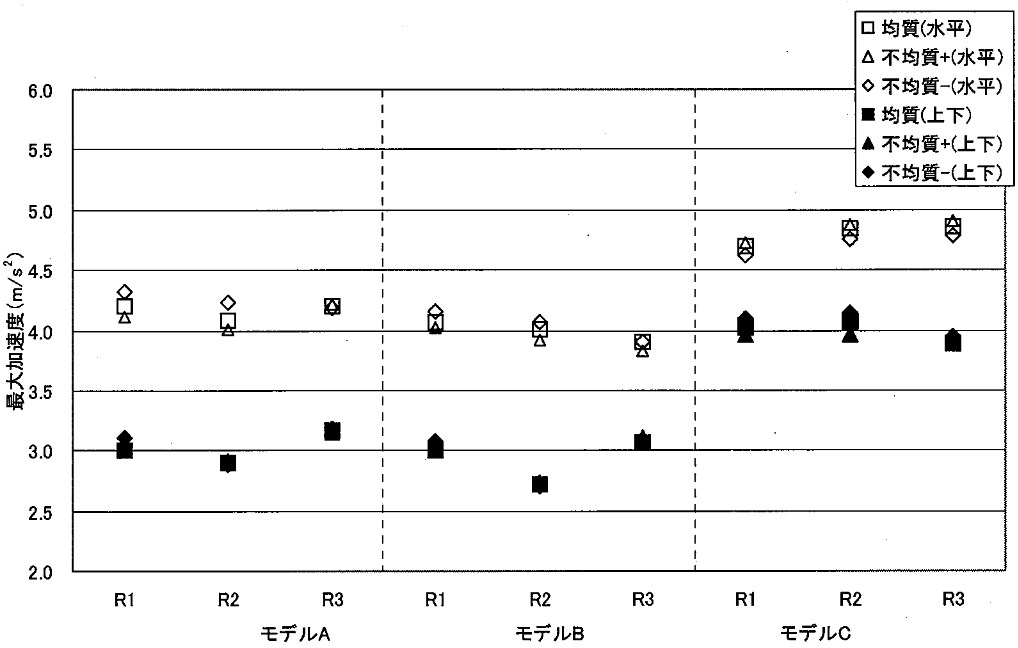


図3.2.8　各解析モデルにおける基礎直下 R 地点の最大加速度の比較

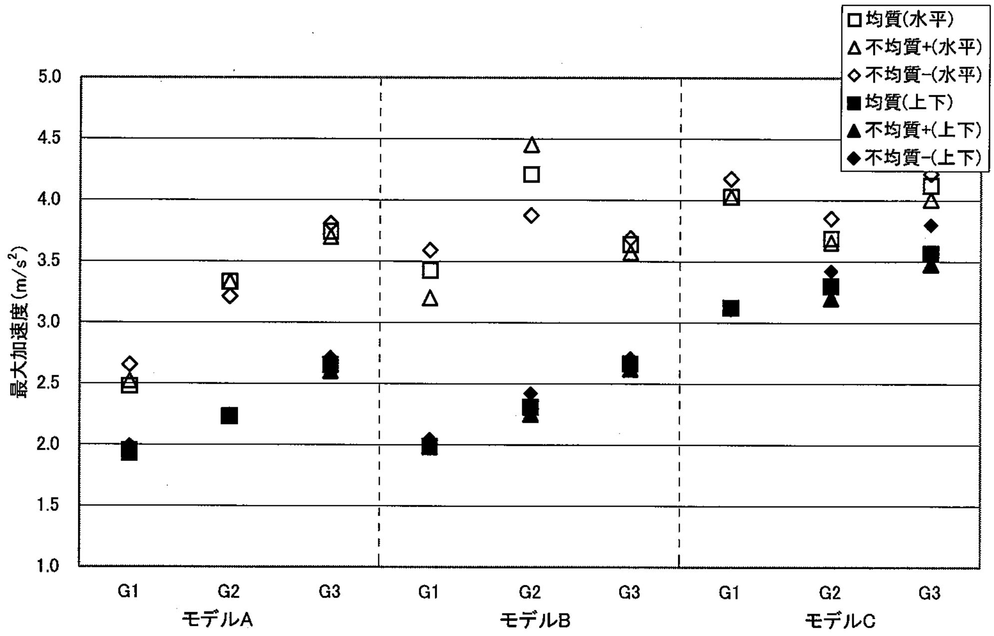


図3.2.9 各解析モデルにおける基礎下方の地中G地点の最大加速度分布

これらの地盤応答の違いを定量的に明らかにするため，図3.2.10～図3.2.11に均質構造モデルに対する不均質構造モデルの正規化加速度比を示す．その結果，S1～S4について，均質モデルを基準とした相対的な最大加速度比がほとんどのケースで水平，上下ともに±10%以内であり，10%を超えるものがC(-)モデルの1地点(S2)水平成分だけ認められる．また，上下成分に関しては，水平成分に比べて変動がさらに小さいことがわかる．一方，R1～R3，G1～G3では，その最大加速度比がすべてのケースで水平，上下ともに±10%以内に収まる．したがって，地表面に比べて地中の最大加速度は不均質な構造による変動が小さくなる傾向にある．

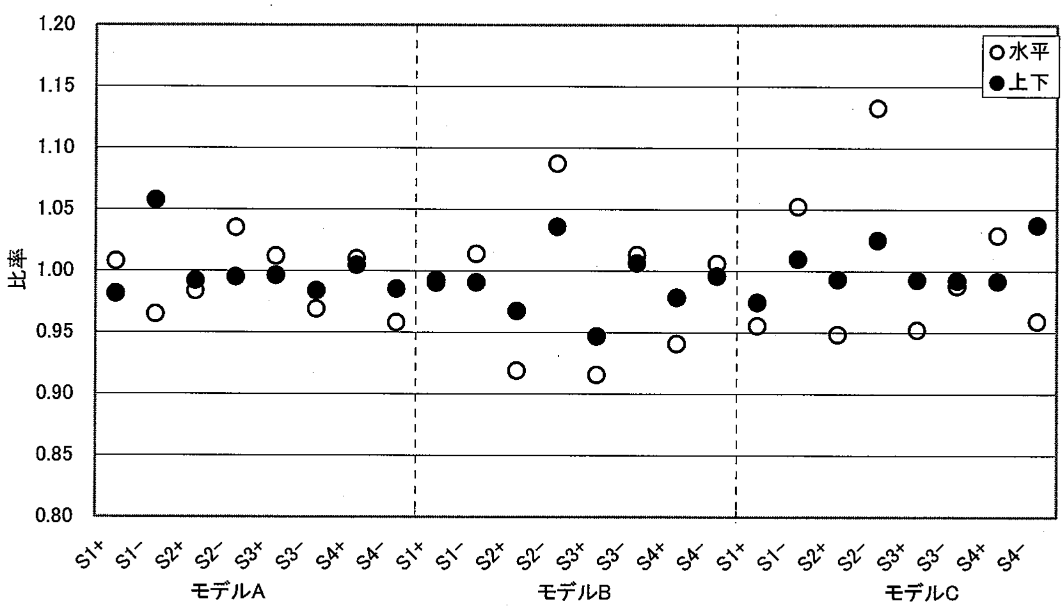


図3.2.10 地表S地点の正規化加速度比（不均質構造モデル/均質構造モデル）

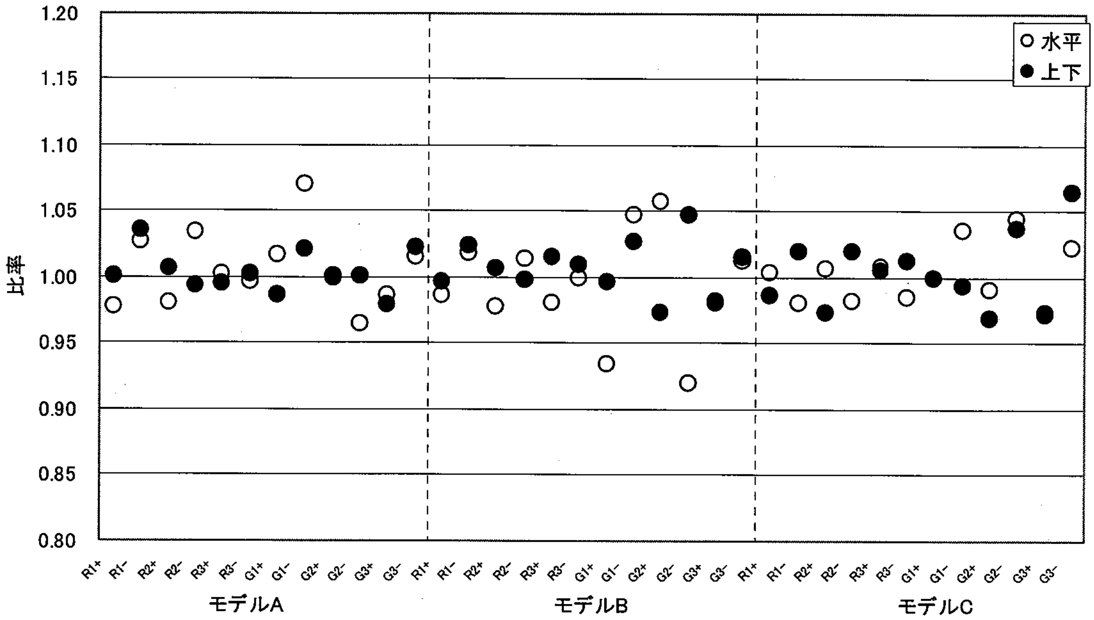


図3.2.11　基礎直下R地点および基礎下方の地中G地点の正規化加速度比
(不均質構造モデル/均質構造モデル)

(2) 加速度応答スペクトルおよび擬似速度応答スペクトルの比較

加速度応答スペクトル(減衰 5%)および擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)を比較した．これらの応答スペクトルに関して，代表的な地表 S2，基礎直下 R2，基礎下方 G2 において，均質構造モデルに対する不均質構造モデルの応答スペクトル比を図3.2.12～図3.2.14に示す．

地表面の加速度応答比および速度応答比ともに，周期 0.1 秒あるいは 0.2 秒以下の短周期領域で，不均質構造モデルと均質構造モデルとの応答の違いが大きくなる傾向がある．この変動量が最も大きく現れるのが，モデル C のケースである．

S2 では，水平加速度応答比および水平速度応答比ともに 0.1 秒付近で 0.8～1.3 倍の変動を示し，モデル C+(物性値の増加側への変動) で 0.8 倍，モデル C-(物性値の減少側への変動) で 1.3 倍の変動を示す．両者は 1.0 倍を境界に対称的な関係を示す．2 つの不均質構造モデルのこのような関係は，上下応答比にも同様な関係が認められる．ただし，上下応答比は 0.1 秒付近で 0.9～1.1 倍の応答比に収まり水平応答比に比べて小さいことがわかる．

R2 では，地表 S2 地点に比べて応答比の変動が小さく，0.9～1.1 倍の応答比を示している．地中 G2 地点では応答比の変動が周期 0.1～0.4 秒付近の帯域にも顕著に現れて，水平加速度応答比で 0.8～1.2 倍，上下加速度応答比で 0.9～1.15 倍の応答比を示している．

G2 における速度応答比の変動が，0.3 秒以下の短周期領域で加速度応答比に比べて大きくなる傾向がある．これは，この周期帯域では速度応答の絶対値そのものが小さいため応答比の変動量が大きくなっていると考えられ，数値の精度が低くなっている．したがって，他の地点においても，均質構造モデルの応答の絶対値が小さい場合の応答比の数値は，注意して扱う必要がある．

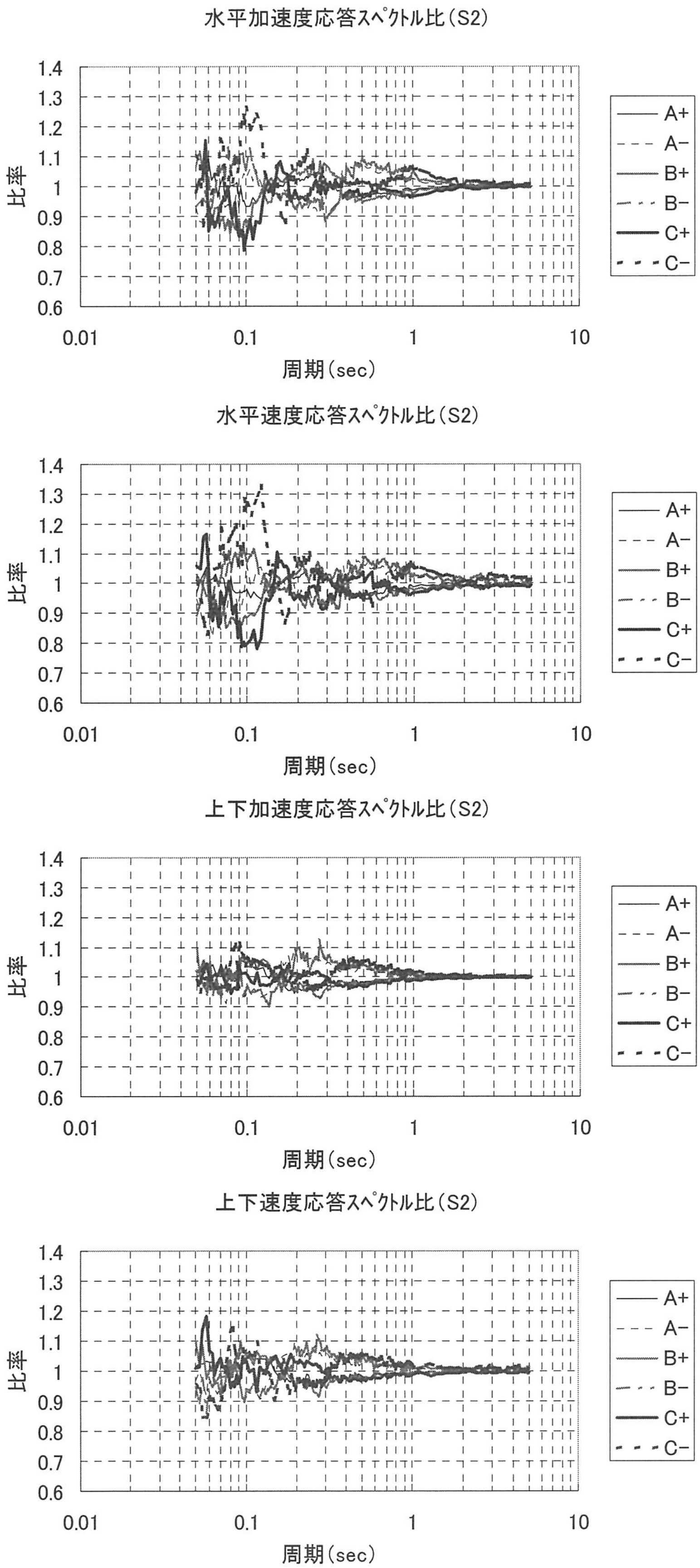


図3.2.12　地表S2地点の正規化応答スペクトル比（不均質構造モデル/均質構造モデル）

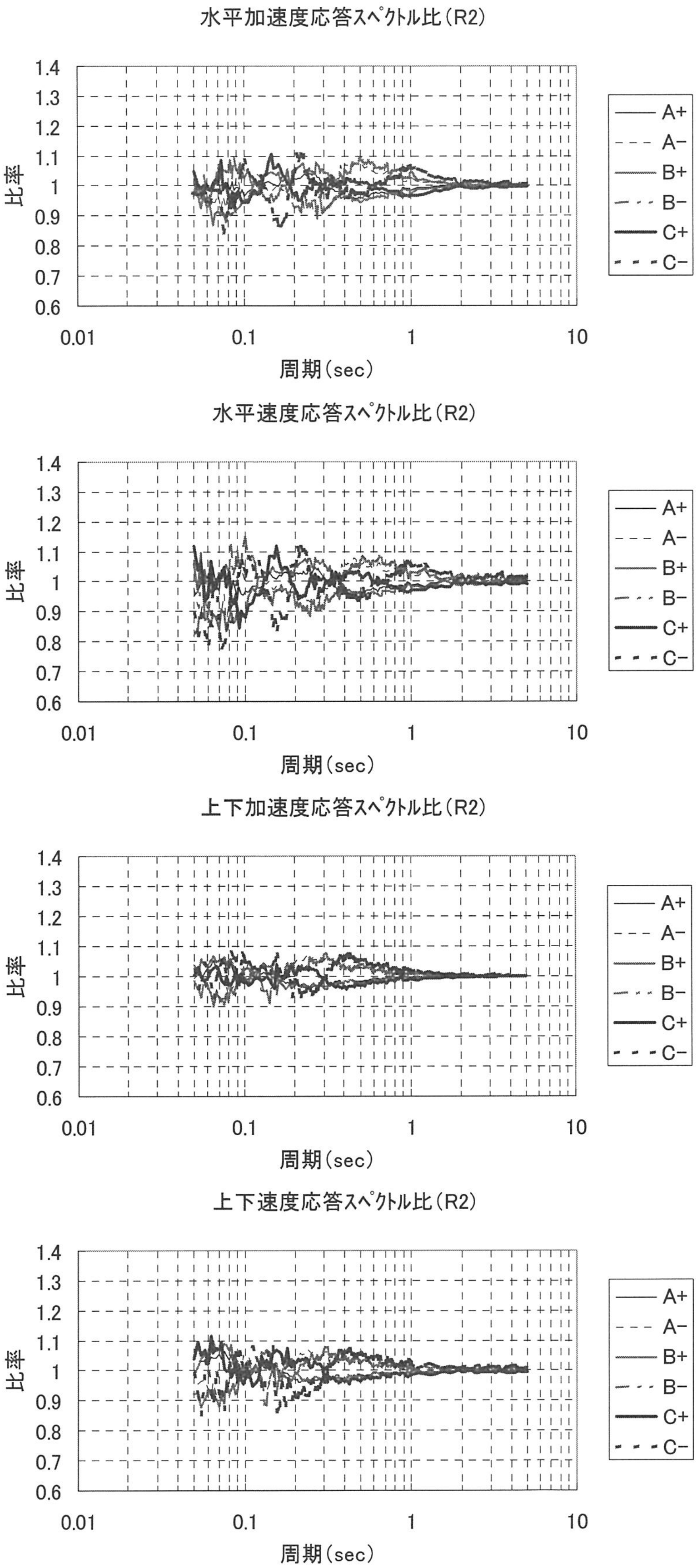
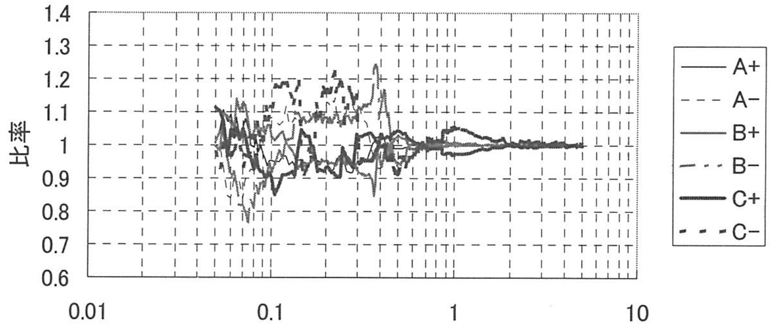


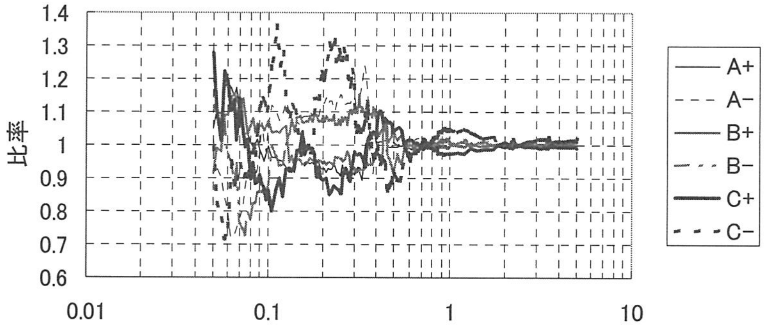
図3.2.13　基礎直下R2地点の正規化応答スペクトル比（不均質構造モデル/均質構造モデル）

水平加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ比（G2）



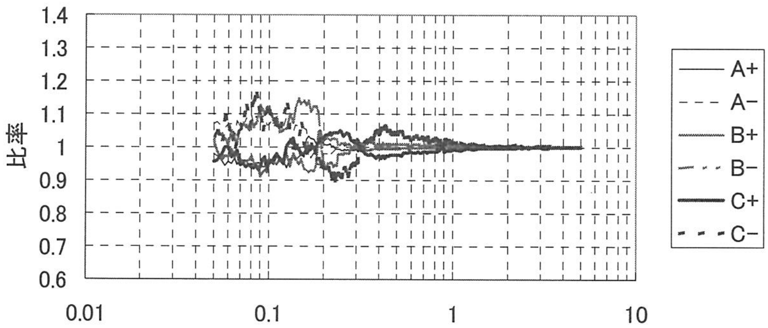
周期（sec）

水平速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ比（G2）



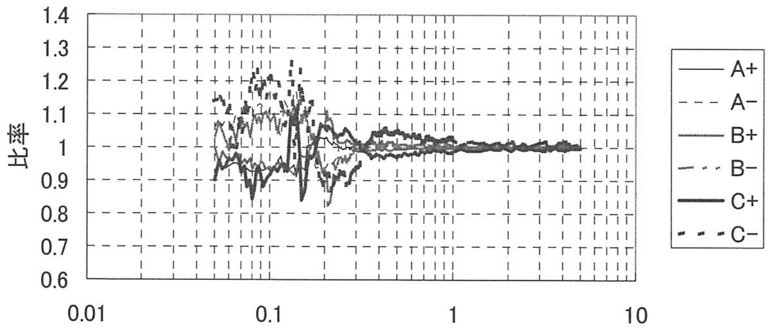
周期（sec）

上下加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ比（G2）



周期（sec）

上下速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ比（G2）



周期（sec）

図3.2.14　基礎下方の地中G2地点の正規化応答スペクトル比（不均質構造モデル/均質構造モデル）

(3) すべり安全率の比較検討

図3. 2. 15に解析地盤モデルに対して想定したすべり線の位置[1)]を示した．また，図3. 2. 16に各すべり線ごとのすべり安全率をすべてのケースについて示した．基礎直下のすべり線5に対する安全率が，すべり線1～5の中でどのケースも最も低い値を示しているが，安全率3. 0以上を示しているため十分に耐震安定性が確保されている．全体的に，均質構造モデルと不均質構造モデルによる違いは小さい傾向を示している．

そこで，図3. 2. 17に均質構造モデルに対する不均質構造モデルの安全率比を示した．安全率比の変動が，すべり線の位置や地盤モデルによらず一定の幅で認められるが，均質構造モデルに対する不均質構造モデルの安全率比で±4%の範囲に収まり，本解析における均質構造モデルと不均質構造モデルのすべり安全率比に対する影響は少なく，どちらのモデルにおいても基礎地盤の安定性評価が可能であることがわかる．

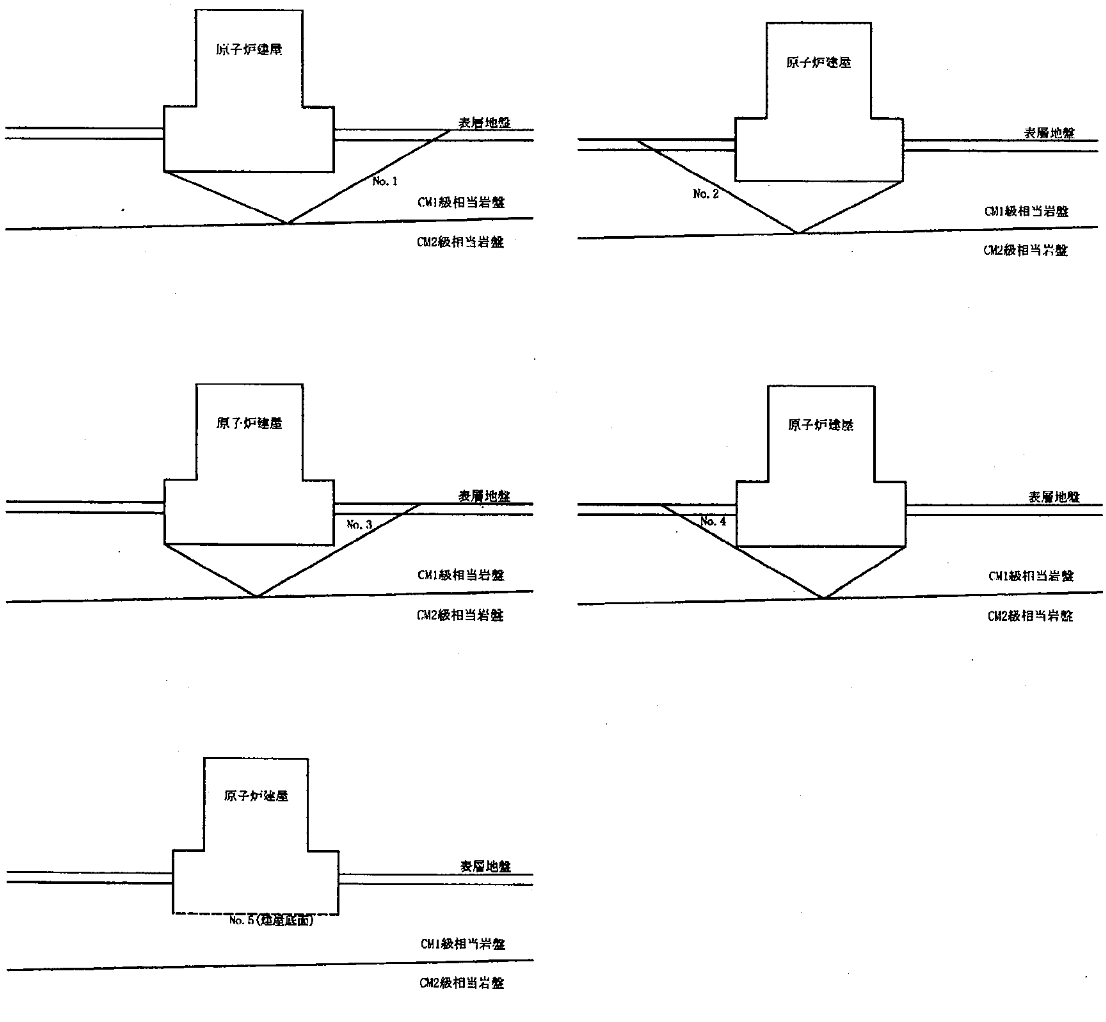


図3. 2. 15　解析モデルの想定すべり線位置図（層構造はモデルAを想定）

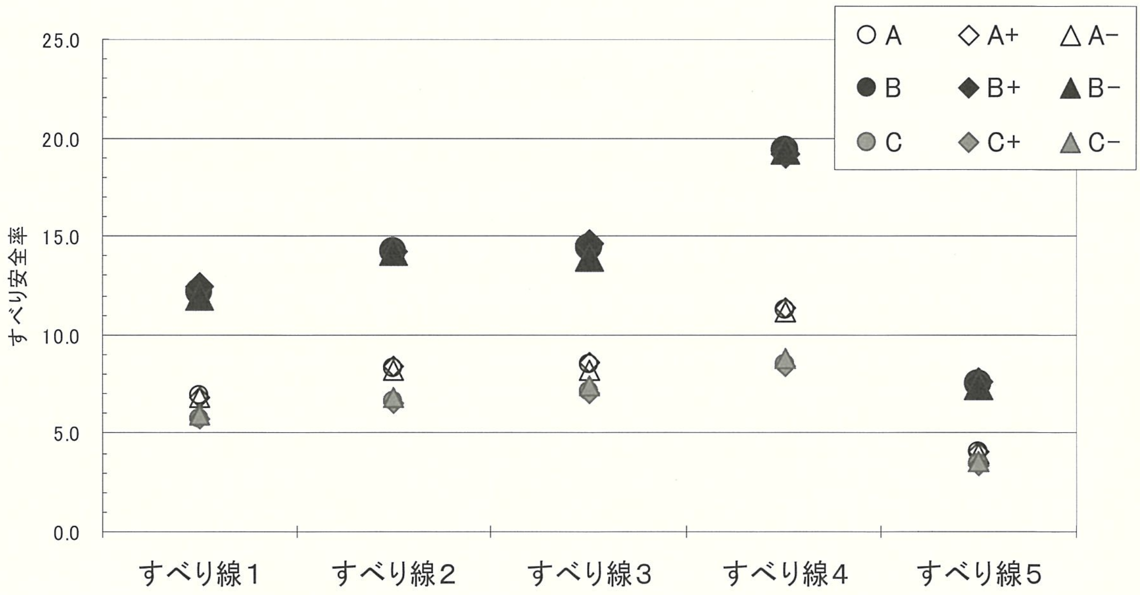


図3.2.16　各解析モデルにおけるすべり安全率の比較

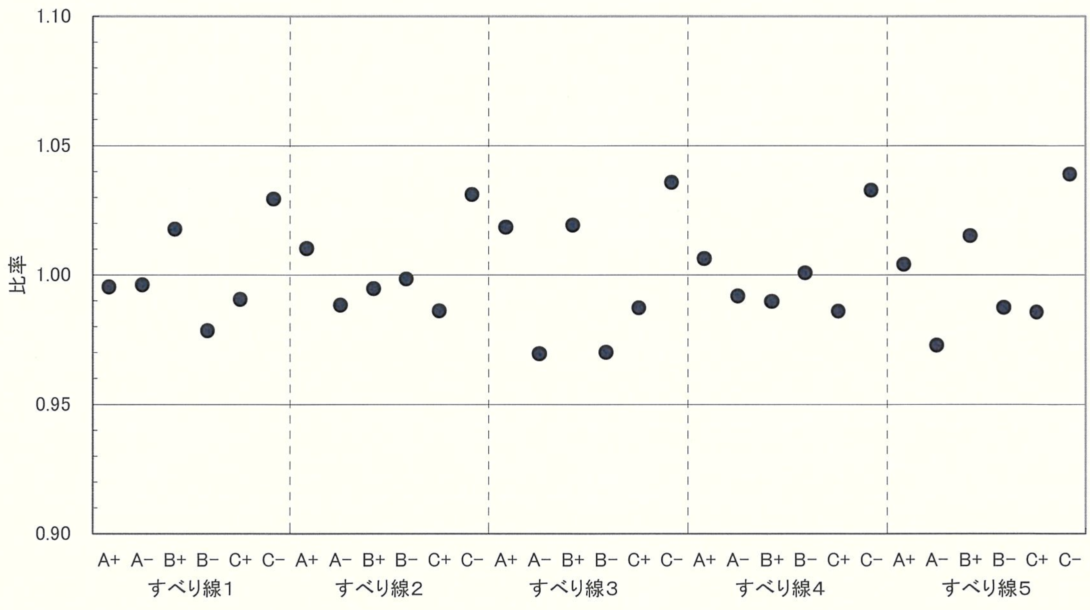


図3.2.17　すべり安全率比（不均質構造モデル/均質構造モデル）

3.2.4　まとめ

原子炉基礎地盤を対象として比較的単純な均質構造モデルと不均質構造モデルについてパラメータスタディ 9 ケースを行った．その結果，均質構造モデルに対する不均質構造モデルの加速度応答，速度応答，すべり安全率の変動について以下のことが明らかとなった．

1) 最大加速度は，特に地表の水平成分において不均質構造モデルの変動が大きくなるが，その範囲は±10%程度である．また，基礎直下や地中の最大加速度の変動は，地表に比べて小さく不均質構造モデルの影響を受けにくい傾向にある．さらに，上下成分の最大加速度の変動は，水平成分に比べて小さい．

2) 0.1～0.4 秒の短周期領域における加速度応答の変動は，CL 級の中間層を含むモデル C の様に特殊なケースのみ±30%で顕著に現れ，その他のケースでは±10%程度であることがわかった．これに対して 0.5 秒以上の長周期領域における速度応答の変動は，どのケースにおいても±10%以下を示している．加速度および速度応答の変動は，どちらも基礎直下の変動が地表・地中にくらべて小さく，水平応答の変動に比べて上下応答の変動が小さくなる傾向を示す．

3) すべり安全率の変動は，すべり線の位置や地盤モデルによらず均質構造モデルに対する不均質構造モデルの安全率比で 4%の範囲に収まり，地盤のモデル化の違いによる基礎地盤のすべり安全率に対する影響は少ないことがわかった．

【参考文献】

1) 原子力土木委員会・地盤安定性評価部会：委員会報告 原子力発電所基礎地盤および周辺斜面の安定性評価手法の体系化 ―動的上下動を考慮した地盤安定性評価―，土木学会，2003.

3.3 弱層の試験法・モデル化

3.3.1 はじめに

原子力発電所の基礎地盤および周辺斜面は，想定される限界的な地震に対して安定であることが要求される．特に，基礎地盤または周辺斜面に断層やシーム等の弱層が存在する場合は，安定性を的確に評価する上で，弱層の力学的特性の把握や安定解析におけるモデル化が重要となる．これまで，弱層の力学的特性を得るための試験として，不撹乱試料を用いる三軸圧縮試験等の室内試験の他に，試掘坑内での原位置せん断試験等，さまざまな試験法が適用されている．また，試験を行う際の条件もまちまちであるのが現状である．一方，弱層のモデル化においては弱層をソリッド要素またはジョイント要素によってモデル化した検討が行われているが，両者の使い分けについては明確にされているとは言い難い．

以上の観点から，安定性検討に用いる弱層の力学特性を求めるための試験法，ならびに安定解析を行う際の弱層のモデル化の採用方法について，既往の試験データやパラメータ解析によって検討した[1]．

3.3.2 弱層の試験法に関する検討

(1) 検討目的

既往の原子力発電所における基礎地盤および周辺斜面に存在する弱層のうち，断層については破砕幅は最大 3m 程度であり，シームについては平均厚さが数 cm のものが多い．これらの弱層の力学的特性を調べるための試験法としては，静的および動的な三軸圧縮試験，一面せん断試験，単純せん断試験が挙げられるが，弱層の層厚が数 cm と薄い場合には，単純せん断試験により弱層の力学的特性を求めることが多い(本節では以降，動的試験の場合は「繰返し～試験」と記述する)．しかし，これらの異なる試験法によって得られた力学的特性の相互関係を比較した事例は少なく，力学的特性に及ぼすせん断速度や振動数の影響についても，体系的に調べられた事例も多くない．そこで以下においては，弱層の力学特性に関して既往の研究成果を収集・分析し，試験法の違いや試験条件の違いが力学的特性に及ぼす影響について検討した．それらの検討結果に基づき，弱層の試験法について取りまとめた．

(2) 静的強度・変形特性

静的強度・変形特性に及ぼす試験方法の影響を調べる目的で，弱層を形成する断層内物質およびシームの不撹乱試料を用いた

CU 条件の三軸圧縮試験，一面せん断試験，単純せん断試験が行われている[2]．せん断条件は一面せん断試験は定体積で単純せん断試験は定圧であり，試験に用いた不撹乱試料は表3.3.1に示す試料－A で，試験条件は表3.3.2に示すとおりである．

表3.3.1　試験に用いた不撹乱試料

	試料-A	試料-B
試料	新第三系火山砕屑岩中に存在する断層	新第三系火山砕屑岩中に存在するシーム
不撹乱試料の採取方法	地表からの掘削トレンチにおけるブロックサンプリング	試掘坑内でブロックサンプリング
土粒子の比重	2.79	2.68
含水比 w (%)	54.0	58.4
湿潤密度 (g/cm³)	1.68	1.65
間隙比 e	1.54	1.57

表3.3.2　試験条件

試験方法	供試体寸法 (mm)	せん断速度	圧密圧力 (MN/m²)
定体積一面せん断試験	φ60×h 20	0.2mm/min	0.05 0.49 0.98 1.96
定圧単純せん断試験	φ50×h 20	0.1%/min	
三軸圧縮試験 (CU 条件)	φ50×h 100	1.0%/min	

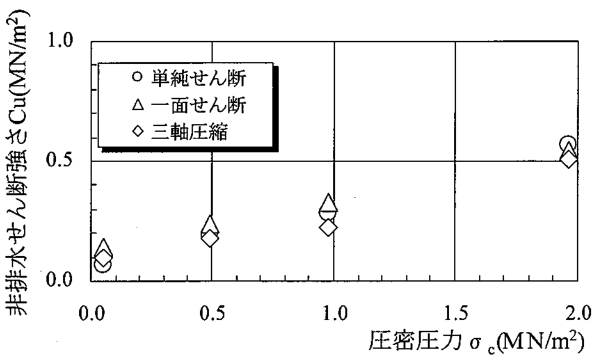


図3.3.1　断層材料の静的強度の比較

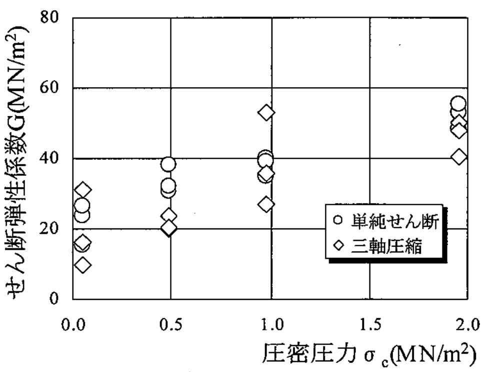


図3.3.2　断層材料の圧密圧力とせん断弾性係数 G の関係

各種試験方法によって得られた圧密圧力と非排水せん断強さの関係を図3.3.1に示す．既往の研究[3]でも報告されているように，せん断強さは単純せん断試験よりも一面せん断試験が大きくなる傾向はあるものの，非排水せん断強さに有意な差は生じていない．一面せん断試験がやや大きくなるのはせん断面を規定して強制的にせん断するためであると考えられる．

また静的な初期せん断弾性係数 G（割線弾性係数）については，図3.3.2に示すように単純せん断試験と三軸圧縮試験との比較が行われている．これらの結果に示されているように，せん断弾性係数に関しても，単純せん断試験と三軸圧縮試験とで，ほぼ同等な結果が得られていることがわかる．

一方，静的強度・変形特性に対するせん断速度の影響を調べるために，定圧の単純せん断試験装置を用い，せん断速度を毎分 0.1%と 1.0%の 2 種類に設定した試験が行われている[4]．試験には，表3.3.1に示す試料－B が用いられている．供試体寸法は直径 50mm×高さ 20mm であり，圧密圧力は 0.3，0.6，0.9 および 1.5MN/m² である．

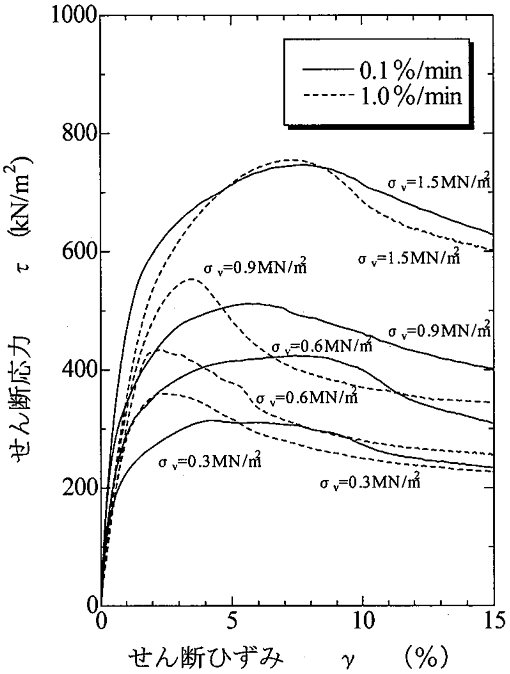


図3.3.3　シームのせん断速度の違いによるせん断応力～せん断ひずみ曲線の比較

試験によって得られたせん断応力ーせん断ひずみ関係を図3.3.3に示す．せん断速度1.0%/minの場合には，せん断速度0.1%/minに比べてピーク時のせん断応力はわずかに大きくなる傾向を示す．これまでの原子力サイトの試験では，単純せん断試験のせん断速度は0.1%/min程度とされることが多く，せん断速度がこれより速くなるとせん断強度が大きくなる傾向にあることを考慮すると，このせん断速度によって得られた強度を用いて地震時の基礎地盤および周辺斜面の安定性を検討することは，安全側の評価を与えることになると考えられる．

静的変形係数については，単純せん断試験と三軸圧縮試験で得られた初期せん断弾性係数の比較を行った結果，試験方法の違いによる影響は認められず，ほぼ同等な結果が得られていた．

(3) 動的変形・減衰特性

動的変形・減衰特性に及ぼす試験方法の影響を調べる目的で，同一の試料を用いたCU条件による定圧の繰返し単純せん断試験と繰返し三軸試験が行われている[2)]．試験に供した試料は表3.3.1に示す試料ーAである．供試体寸法は，繰返し単純せん断試験では直径50mm×高さ20mm，繰返し三軸試験では直径50mm×高さ100mmであり，載荷振動数は共に1.0Hz，圧密圧力は0.49，0.98および$1.96MN/m^2$である．

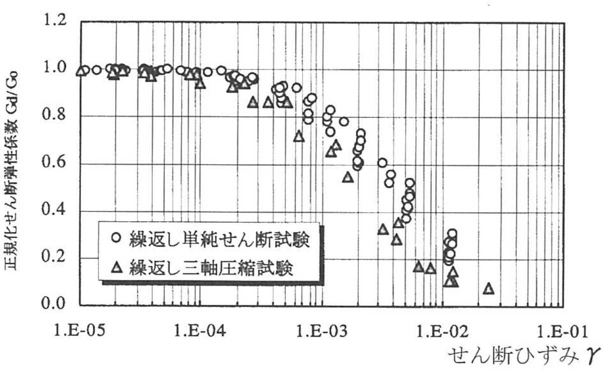


図3.3.4　断層材料の G_d/G_0- γ関係

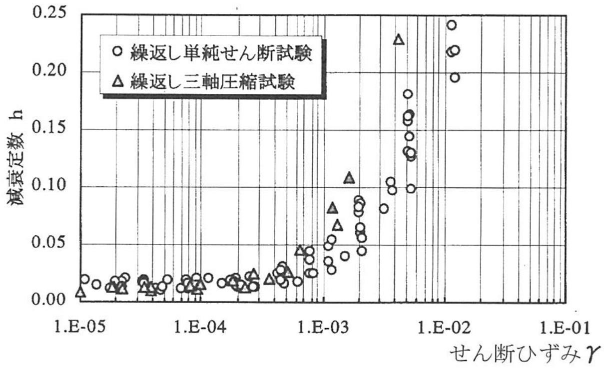


図3.3.5　断層材料の h - γ関係

2種類の試験方法による G_d/G_0 ～γ の関係を図3.3.4に示す．ここで，初期せん断弾性係数 G_0 は 10^{-6}～10^{-5} のひずみレベルにおけるせん断弾性係数を用いている．繰返し三軸試験は繰返し単純せん断試験に比べてやや小さなひずみレベルでせん断弾性係数 G_d が低下し始める傾向にあるが， G_d のひずみ依存性は全体的にほぼ同等となっている． h ～γ 関係も繰返し三軸試験は減衰定数 h の増加し始めるひずみレベルがやや小さいものの同等な結果が得られている(図3.3.5)．

一方，動的変形・減衰特性に及ぼす荷重の載荷振動数の影響を調べるため，定圧の繰返し単純せん断試験装置を用いた試験が行われている[4)]．試験に供した試料は表3.3.1の試料－Bである．試験はCU条件で行われ，荷重としての正弦波の振動数は1.0Hz

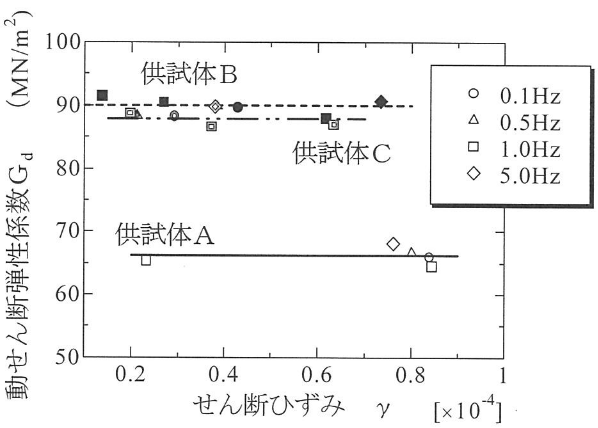


図3.3.6　シームの動せん断弾性係数 G_d

(圧密圧力 σ_V=0.3MN/m²)

を基本として，0.1，0.5，5.0Hzに変化させた．供試体寸法は直径50mm×高さ20mm，圧密圧力は0.3，0.6，0.9および1.5MN/m²である．10^{-5} のオーダーにおける微小ひずみレベルにおける G_d とせん断ひずみ γ の関係を図3.3.6に示す．供試体毎にばらつきはあるものの，載荷振動数の違いによる差はほとんどなく，微小ひずみレベルにおいて，載荷振動数は G_d にほとんど影響を及ぼさないと考えられる．減衰定数 h についても G_d と同様な結果が得られている[4)]．既往の原子力サイトでは，動的変形試験を行う際には載荷振動数を1Hz程度とすることが多いが，少なくとも微小ひずみレベルに対してはその妥当性が示されたと言える．

(4) 試験方法に関するまとめ

本報告で示した結果は，適切な試験条件下において実施された三軸圧縮試験，一面せん断試験，単純せん断試験による静的せん断強度は，ほぼ同等なせん断強度を与えることを示している．また，試験時のせん断速度についても，(2)で示したとおり，0.1%/min程度の緩速で得られる強度は，それより高速のせん断速度で得られた強度に比べて小さめの値を示す傾向があることから，地震時安定性評価に用いるせん断強度を求めるためのせん断速度を0.1%/minとすることは，安全側を考慮に入れた試験条件を設定していることになると言えよう．

動的変形・減衰特性のひずみ依存性については，CU条件の繰返し三軸試験，定圧の繰返し単純せん断試験によって求められるが，(3)で示したように，試験法の違いによるひずみ依存性の差は小さい．また，微小ひずみレベルを対象とした試験結果に関する限り，載荷振動数の影響もほとんどないと言える．

以上，今回の検討から，基礎地盤および周辺斜面の地震時安定性評価に用いる弱層の力学的特性を求めるための試験方法をまとめると表3.3.3のようになる．

表3.3.3　弱層材料の試験の種類

	物理試験	強度試験	変形・減衰試験
室内試験	物理試験一式 自然含水比 飽和度 塑性指数 密度 粒度 等	繰返し三軸試験(1) 繰返し単純せん断試験(1), (2) 三軸圧縮試験(1) 定体積一面せん断試験(1) 定圧単純せん断試験(1), (2)	繰返し三軸試験(1) 定圧繰返し単純せん断試験(1), (2) 三軸圧縮試験(1) 定圧単純せん断試験(1), (2)
原位置試験	—	—	場合によっては，微小区間弾性波速度試験

注：(1)　圧密非排水試験（CU）条件とする．
注：(2)　定圧単純せん断試験のせん断速度等の試験条件は三軸圧縮試験，定体積一面せん断試験に準じて設定される．

3.3.3　弱層のモデル化に関する検討

(1) 検討目的

動的検討による基礎地盤および周辺斜面の地震時安定性評価において，基礎地盤または周辺斜面に弱層が存在する場合は，弱層に沿ったすべりの検討が重要になる．弱層のモデル化にあたっては，ソリッド要素またはジョイント要素がこれまで用いられてきたが，層厚や物性値に応じたその使い分けが必ずしも明確にされていないのが現状と言える．ここでは，弱層のモデル化方法により弱層に発生するせん断応力に差異が生じるのかどうかを確認するため，弱層の層厚および物性値を変化させた解析を多数実施し比較・検討した結果[1)]を示す．

(2) 解析条件

図3.3.7に示すように，水平方向800m，鉛直方向200mの基礎地盤を対象とした．地盤要素の高さは，地表面下100mまでの弱層周辺部は2.5mとし，その他の領域では5mとした．地盤要素の幅は最大30mとし，弱層周辺部をより細かく分割し，弱層の層厚が0.03mの場合で水平最小幅は約0.032m(高角度)および約0.06m(低角度)とした．側方および底面の境界条件は，それぞれエネルギー伝達境界，粘性境界とした．数値計算にあたっては，周波数応答解析手法に基づく等価線形解析手法を適用した．弱層が水平面となす角度については，角度の影響をみるため2とおり設定することとし，既存の調査データ等を参考に70°（高角度）と30°（低角度）を与えた．

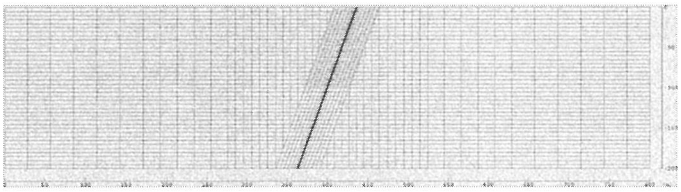


図 3. 3. 7(1)　解析用地盤モデル（高角度弱層モデル）

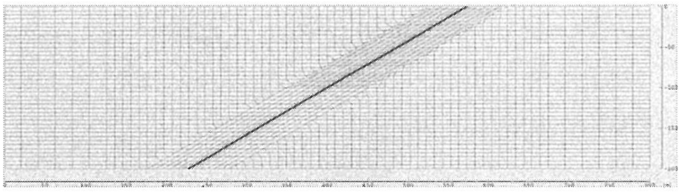
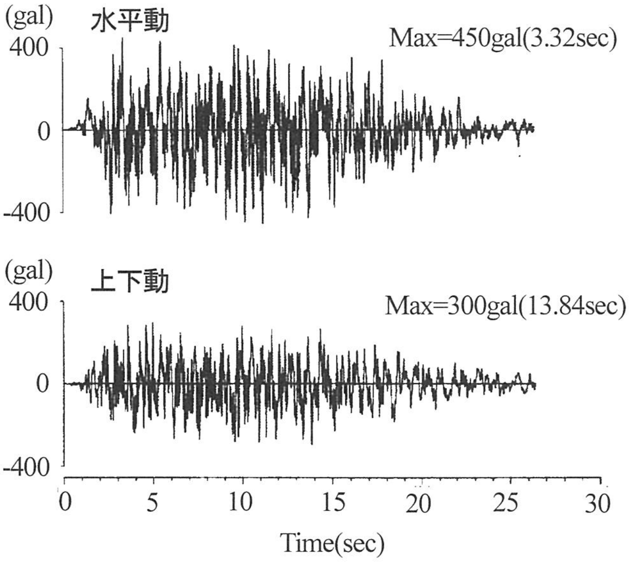
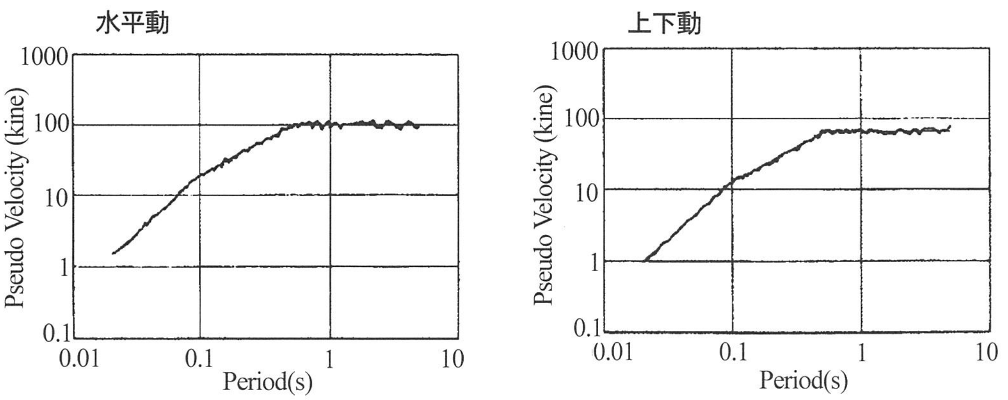


図 3. 3. 7(2)　解析用地盤モデル（低角度弱層モデル）



(a) 加速度時刻歴



b) 擬似速度応答スペクトル（減衰 5%）

図 3. 3. 8　入力地震動[5)]

表3.3.4　地盤物性値

項目	弱層部	岩盤部
単位体積重量 ρ (kN/m³)	17.65	17.65
S 波速度 V_s (m/s)	—	500
初期せん断弾性係数 G_0 (MN/m²)	$34.3(\sigma'_{m0}/0.09807)^{0.6}$	451.1
動ポアソン比 ν_d	0.45	0.43
$G_d/G_0 \sim \gamma$ γ：せん断ひずみ (%)	$1/(1+4.8\gamma^{0.7})$	$1/(1+2.3\gamma^{1.3})$
$h\sim\gamma$,　h：減衰定数%	$18.0\gamma^{0.3}+2.0$	$9.1\gamma^{0.9}+1.8$
hの下限値 (%)	5	3

σ'_{m0}：初期平均有効主応力

表3.3.5　解析ケース

<table>
<tr><th>ケース</th><th>弱層角度</th><th>岩盤部剛性</th><th>層厚 t (m)</th><th>モデル化</th></tr>
<tr><td>1S</td><td rowspan="8">高角度
(70°)</td><td rowspan="6">基本
(表4.3.4
のとおり)</td><td rowspan="2">3</td><td>Solid</td></tr>
<tr><td>1J</td><td>Joint</td></tr>
<tr><td>2S</td><td rowspan="2">0.3</td><td>Solid</td></tr>
<tr><td>2J</td><td>Joint</td></tr>
<tr><td>3S</td><td rowspan="4">0.03</td><td>Solid</td></tr>
<tr><td>3J</td><td>Joint</td></tr>
<tr><td>4S</td><td rowspan="2">基本×10</td><td>Solid</td></tr>
<tr><td>4J</td><td>Joint</td></tr>
<tr><td>5S</td><td rowspan="6">低角度
(30°)</td><td rowspan="4">基本
(表4.3.4
のとおり)</td><td rowspan="2">3</td><td>Solid</td></tr>
<tr><td>5J</td><td>Joint</td></tr>
<tr><td>6S</td><td rowspan="4">0.03</td><td>Solid</td></tr>
<tr><td>6J</td><td>Joint</td></tr>
<tr><td>7S</td><td rowspan="2">基本×10</td><td>Solid</td></tr>
<tr><td>7J</td><td>Joint</td></tr>
</table>

地盤物性値は，軟岩地盤を想定して表3.3.4に示すとおり設定した．その際，弱層部，岩盤部ともにせん断弾性係数G_dのひずみ依存特性(表中の$G_d/G_0\sim\gamma$)を考慮した．弱層部をジョイント要素でモデル化する場合は，バネ値を次式によって算出した．

せん断ばね：$$ks=\frac{G}{t} \quad\cdots\cdots (3.3.1)$$

垂直ばね：$$kn=\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}\frac{G}{t} \quad\cdots\cdots (3.3.2)$$

ここに，t は弱層の層厚である．

入力地震動は図3.3.8に示す最大加速度 450gal の水平地震動(2E)および最大加速度 300gal の鉛直地震動(2E)をモデル下端に設定し，それらを同時に入力した[5]．弱層の角度，岩盤部の剛性および弱層の層厚を変化させて，弱層部をソリッド要素でモデル化した場合と，ジョイント要素でモデル化した場合の結果を比較した．変化させる範囲は既存の調査データ等を参考に表3.3.5に示すとおりとした．なお，岩盤部の剛性を 10 倍することで弱層と岩盤部の剛性比を大きくしたケースを設定したが，これは硬岩地盤を想定したものとも言える．

(3) 解析結果および考察

弱層部のソリッド要素に発生したせん断応力τ_S（弱層方向の面に作用するせん断応力）の時刻歴最大値とジョイント要素に発生したせん断応力τ_Jの時刻歴最大値との差を表3.3.6にとりまとめた．なお，せん断応力は，常時の応力と地震時の増分応力の和とした．これによると，今回検討した弱層の諸元(層厚，物性値等)の範囲内では，発生するせん断応力に関して両モデル間の差は小さい．従って，弱層をソリッド要素によりモデル化した場合は弱層方向のせん断応力をとることにより，ジョイント要素を用いた場合と同等のせん断応力が得られることが示された．

表3.3.6　ソリッド要素とジョイント要素により得られた地震時のせん断応力の差

<table>
<tr><th rowspan="2">角度</th><th rowspan="2">岩盤部剛性</th><th rowspan="2">弱層の層厚(m)</th><th rowspan="2">比較ケース</th><th colspan="3">$|\tau_S - \tau_J| / \tau_S \times 100$ (%)</th></tr>
<tr><th>深さ50m</th><th>深さ100m</th><th>深さ150m</th></tr>
<tr><td rowspan="4">高角度
(70°)</td><td rowspan="3">基本</td><td>3</td><td>1Sと1J</td><td>0.01</td><td>1.37</td><td>1.11</td></tr>
<tr><td>0.3</td><td>2Sと2J</td><td>0.09</td><td>0.22</td><td>0.08</td></tr>
<tr><td rowspan="2">0.03</td><td>3Sと3J</td><td>0.01</td><td>0.02</td><td>0.13</td></tr>
<tr><td>基本×10</td><td>4Sと4J</td><td>0.01</td><td>0.04</td><td>0.45</td></tr>
<tr><td rowspan="3">低角度
(30°)</td><td rowspan="2">基本</td><td>3</td><td>5Sと5J</td><td>2.52</td><td>1.01</td><td>1.29</td></tr>
<tr><td rowspan="2">0.03</td><td>6Sと6J</td><td>0.02</td><td>0.26</td><td>0.11</td></tr>
<tr><td>基本×10</td><td>7Sと7J</td><td>0.05</td><td>0.03</td><td>0.18</td></tr>
</table>

以上の検討により，今回の検討に用いた弱層の層厚や物性値の範囲はこれまでの原子力サイトで確認された弱層の性状を考慮して設定したものであることから，地盤の弱層のモデル化に際しては，ソリッド要素およびジョイント要素のどちらのモデルも適用可能であり，いずれのモデルを用いた場合とも地盤のすべり安定性の検討結果に有意な差が生じないことが明らかとなったと言える．

3.3.4　まとめ

原子力発電所の基礎地盤および周辺斜面に断層やシーム等の弱層が存在する場合は，基礎地盤および周辺斜面の安定性を確認する上で，弱層の力学的特性の把握や解析におけるモデル化の方法が特に重要となることから，これまでに弱層を対象として実施されてきた各種試験結果を整理・分析するとともに，弱層のモデル化手法の違いが弱層に作用するせん断応力に及ぼす影響について検討した．その結果，以下の結果を得た．

1) 弱層の強度特性に関して，適切な試験条件において実施された静的な三軸圧縮試験，一面せん断試験および単純せん断試験は，ほぼ同等なせん断強度を与えることが示された．試験時のせん断速度については，せん断速度とせん断強度の関係を把握し，通常用いられている 0.1%/min 程度の緩速で得られたせん断強度を，地震時安定性評価に用いた場合には安全側の評価となることが裏付けられた．
2) 弱層の動的変形特性に関しては，繰返し三軸試験および定圧繰返し単純せん断試験による試験結果の比較を行い，これらの試験方法の違いによるせん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存曲線の差は小さいこと，微小なひずみレベルを対象とした検討ではあるが，載荷振動数の影響もほとんどないことが示された．
3) 弱層のモデル化手法については，弱層の層厚が3m以下であれば，ソリッド要素でモデル化してもジョイント要素でモデル化しても，弱層に発生するせん断応力に有意な差は認められず，いずれのモデル化手法を用いても地盤のすべり安定性に影響を及ぼすほどの差異は生じないことが明らかとなった．

【参考文献】

1) 五月女敦, 高尾誠, 金戸俊道, 金谷守：弱層の試験法およびモデル化に関する検討, 電力土木, No. 311, pp. 69-74, 2004.

2) 藤谷昌弘, 中原和彦, 柳沢賢, 船戸明雄：各種せん断試験による断層部の力学的特性の比較, 第38回地盤工学研究発表会, pp. 233-234, 2003.

3) 例えば, 辻清, 湯怡新, Tom LUNNE：一面せん断試験と単純せん断試験から得られた海成粘土のせん断強度の比較, 土木学会論文集, No. 589/Ⅲ-42, pp. 275-285, 1998.

4) 杉山弘泰, 五月女敦, 船戸明雄：弱層の単純せん断試験におけるせん断速度および周波数の影響, 第38回地盤工学研究発表会, pp. 215-216, 2003.

5) (社)土木学会 原子力土木委員会・地盤安定性評価部会：原子力発電所基礎地盤および周辺斜面の安定性評価手法の体系化-動的上下動を考慮した地盤安定性評価, 委員会報告, pp. 1-37, 2003. 3

第4章　水平動・上下動同時入力に係わる検討

4.1　動的上下動入力を考慮した等価線形解析における地盤物性値の設定に関する留意点

4.1.1　はじめに

地盤の上下動応答を解析的に評価する際に，応答に影響を及ぼす物性として，地盤の剛性ならびに減衰の設定が重要となる．ここでは，等価線形解析手法を用いて水平動と上下動を同時に入力する動的解析を実施することを想定し，上下動応答に影響を及ぼす地盤剛性として体積弾性係数の設定の考え方を示す．また，上下動の減衰特性に関しては，鉛直アレーによる既存の観測記録からQ_pおよびQ_sを同定するとともに，減衰の違いが上下動応答に及ぼす影響について検討を行い，地盤の安定性評価のための解析に用いる上下動に対する減衰定数の設定の考え方を示す．

4.1.2　上下動を考慮した等価線形解析における地盤剛性の設定の考え方 [1),2),3)]

(1) 地盤の上下動応答に影響を及ぼす地盤剛性

材料を等方均質弾性体と仮定すると，弾性力学における基本的な力学定数であるせん断弾性係数G，ヤング係数E，体積弾性係数Kは，ポアソン比νを介して以下の関係で表現される．

$$G=\frac{E}{2(1+\nu)}=\frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)}K \qquad \cdots\cdots (4.1.1)$$

$$K=\frac{E}{3(1-2\nu)}=\frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)}G \qquad \cdots\cdots (4.1.2)$$

一方，地下水以深の地盤のように間隙に水が存在する固体-液体混合弾性体(二相混合弾性体)の体積弾性係数Kは次式のようになる(Biot[4),5)])．

$$K=K_b+\frac{1-\dfrac{K_b}{K_s}}{\dfrac{1-n}{K_s}+\dfrac{n}{K_{af}}} \qquad \cdots\cdots (4.1.3)$$

ここに，K_b：二相混合弾性体の骨格の体積弾性係数，K_s：骨格を構成する粒子の体積弾性係数，K_{af}：間隙水と空気の混合体の体積弾性係数，n：地盤の間隙率，である．また，K_{af}は次式で表される．

$$K_{af}=\frac{K_f}{S_r+\dfrac{(1-S_r)K_f}{K_a}} \qquad \cdots\cdots (4.1.4)$$

ここに，K_f：間隙水の体積弾性係数(完全飽和状態)，K_a：空気の体積弾性係数，S_r：飽和度であり，地盤が完全に飽和している場合にはS_r=1.0となることから，$K_{af}=K_f$となる．

ここで，地震応答に密接に関連する地盤のS波速度V_sとP波速度V_ρ（側方変位拘束条件）について考えてみる．地盤密度をρ，骨格のせん断弾性係数をGとすると，地下水位以深の地盤のV_s，V_ρは次式で表される．

$$V_s=\sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad \cdots\cdots (4.1.5)$$

$$V_p=\sqrt{\frac{1}{\rho}\left(K_b+\frac{1-\dfrac{K_b}{K_s}}{\dfrac{1-n}{K_s}+\dfrac{n}{K_{af}}}+\frac{4}{3}G\right)} \qquad \cdots\cdots (4.1.6)$$

K_s=3.7×10^4 (MPa)（石英質）とし[6]，K_f=1960(MPa)（完全飽和地盤を仮定）として，式(4.1.5)，(4.1.6) の関係より，n=0.5，ρ=2.0(g/cm^3)の場合のV_ρとV_sの関係を骨格のポアソン比ν′に対してプロットしたのが図4.1.1である．V_sが小さいほどV_ρも小さくなる傾向にあるが，V_ρはV_sの低下とともにある値に漸近していく．このV_ρの漸近値は，主に間隙水の体積弾性係数に依存するP波速度であり，次の2つの側面を有している．

① 骨格の体積弾性係数が間隙水による体積弾性係数より小さいため，V_ρは間隙水の体積弾性係数に支配される．飽和した軟弱な土質地盤のV_ρが概ね水中での音波速度1400m/s程度であるのはこれによる．

② 初期状態での骨格の体積弾性係数は間隙水による体積弾性係数より大きいが，地盤の軟化にともない骨格の体積弾性係数の低下が生じても，最終的にV_ρは間隙水の体積弾性係数によって定まるV_ρより小さくなり得ない．

従って，地下水以深の地盤の上下動応答を評価する場合には，この点に十分注意した上で物性を適切に設定しなければならない．

(2) 等価線形解析における地盤剛性の取り扱いと上下動応答解析

式(4.1.6)で示した二相混合体としての地盤のV_ρに対して，等価線形解析を含む従来の一相系解析における地盤のV_ρは，式(4.1.1)，式(4.1.2)より次式で評価されることになる．

$$V_p=\sqrt{\frac{1}{\rho}\left(K+\frac{4}{3}G\right)} \qquad \cdots\cdots (4.1.7)$$

通常の等価線形解析では，PS検層などによって求められたV_s，V_ρからポアソン比νを計算し，この値を一定値として，収束計算の結果得られたGとνから，式(4.1.2)に基づいてKを設定するような流れの解析を行っている．この場合，発生ひずみが大きく，Gの低下がはげしくなると，結果的にKも大きく低下するように評価されることになる．これを，非線形カーブの例として示したのが図4.1.2である．KはGの変化と同等に変化しており，V_ρもG，Kと同様にひずみが大きくなるにしたがって右下がりに単調に低下することになる．これは，図4.1.1で示した飽和地盤におけるV_ρの特性に対して矛盾を生じることになり，実際とは異なる上下動応答の評価につながる場合があることを示唆している．

このような従来の等価線形解析の矛盾点を，簡単な修正で改善する方策として次の方法が考えられる．すなわち，初期のV_s，V_ρから求められるポアソン比から，例えば式(4.1.2)よりKをあらかじめ求めておき，計算の過程においては，Gが変動してもKは常に初期値一定となるようにポアソン比を変更するやり方である．この場合，例えばV_ρが原位置でのPS検層などによる計測値とすると，地下水以深の地盤のV_ρは間隙水の存在を考慮したV_ρの値が測定されているため，それから求めたKは，

間隙水を含む二相混合体の体積弾性係数を設定していることになる．従って，骨格の体積弾性係数が間隙水による体積弾性係数よりかなり小さい軟弱土質地盤の場合には，間隙水の体積弾性係数が二相混合体としての地盤の体積弾性係数に対して支配的となり，せん断によってGが低下してもほとんど変化しないという剛性の観点からの整合性を保持していることになる．このような条件でのひずみ依存の非線形カーブの例を示したのが図4.1.3である．Gはひずみの増加とともに低下するが，Kおよび

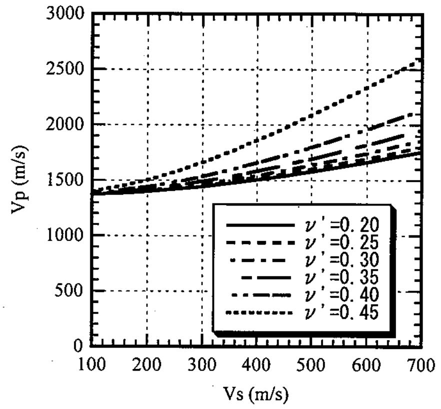


図4.1.1　地盤を二相混合弾性体とした時のV_sとV_pの関係の例

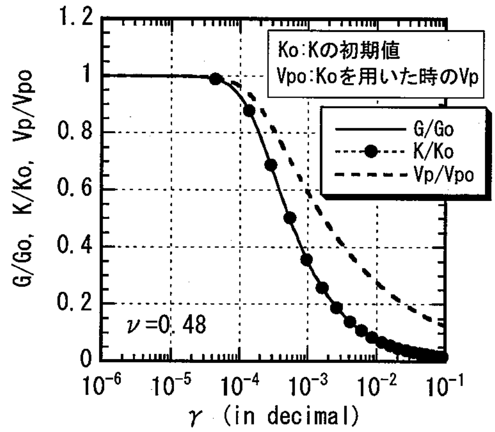


図4.1.2　通常のν一定等価線形解析におけるG, K, V_pのひずみ依存カーブの例

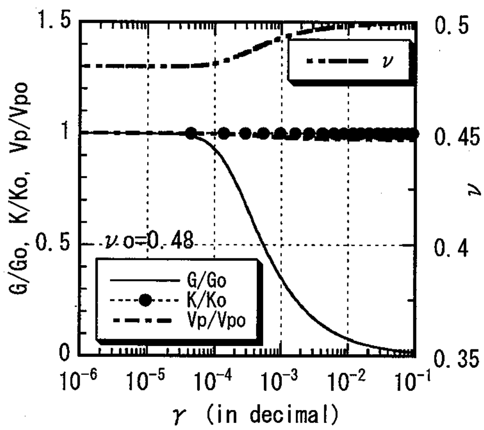


図4.1.3　K一定等価線形解析におけるG, K, V_pのひずみ依存カーブの例

V_p はひずみによらずほぼ一定値を示す．この場合，ポアソン比はひずみの増加と伴に 0.5 に漸近することになる．なお，硬質な地盤で，初期状態で骨格の体積弾性係数が間隙水の体積弾性係数より大きく，V_p に対して支配的であるような場合には，間隙水の体積弾性係数が支配的となる条件まで G の低下と伴に K が低下すると考えることができるが，この点については後述する．

なお，上記の方法に類似して，最初に水平動のみを入力する解析を行ってせん断弾性係数の低下をあらかじめ求めておき，そのせん断弾性係数を用いて体積弾性係数が初期値一定となるポアソン比を計算し，低下したせん断弾性係数とポアソン比から，水平動と上下動の同時入力を行う線形解析によって，便宜的に体積弾性係数が初期値一定と等価な応答を求める 2 段階解析法も考えられる[7]．

間隙水の存在しない地下水以浅の地盤については，厳密にはダイレイタンシーの影響などで骨格の体積弾性係数も変化することが想定されるが，等価線形解析ではそのような細部まで評価することができないため，その点を無視すると，G の低下と伴に K も低下する従来の方法を用いることが適当と思われる．

(3) 地震観測記録を対象とした等価線形解析による上下動応答に関する比較

(1)および(2)を通じて，等価線形解析を用いて水平・上下動の同時入力を伴う地盤の地震応答解析を行う際の地盤剛性の設定における留意点について概説した．すなわち，地下水以深の地盤の上下動応答を検討する場合には，間隙水の存在が重要なポイントとなること，従来の等価線形解析の方法では，特に発生ひずみが大きくなるような条件において上下動の観点からの剛性評価に矛盾を生じる可能性があることである．また，従来の等価線形解析の簡単な修正で上記の矛盾点を回避できる可能性があることも述べた．これらの点を確認するためには，地震によって大きな地盤ひずみが発生し，体積弾性係数の設定方法によって上下動応答に顕著な差異が現れると考えられる地震動記録を対象とした比較解析を行うことが望ましい．そこで以下では，1995 年兵庫県南部地震においてポートアイランドで観測された地震動記録[8]を対象に，体積弾性係数の設定方法の違いによる比較解析を行った．

a．解析ケース

解析には水平動と上下動の同時入力解析を行うことを考慮して，2次元等価線形解析を用い，解析ケースは以下の通りとした．

CASE1：従来の等価線形解析を踏襲し，すべての層に対して，ひずみの大きさに応じた G の変化に連動して，ポアソン比一定の条件で K も変化する方法．

CASE2：原位置でのPS検層による V_s，V_p から得られる G_0 とポアソン比 ν_0 から，体積弾性係数 K_0 を求め，すべての層に対して K が常に初期値一定となるように等価線形解析を行う方法．

CASE3：地下水以浅は従来型，地下水以深は体積弾性係数を初期値一定とする方法．

b．解析に用いる地盤物性値

地震観測地点では，地表 GL0.0m，GL-16.4m，GL-32.4m，GL-83.4m の 4 深度に 3 成分の地震計が埋設されている．解析用の基本的な地盤物性値は，神戸市開発局[8]が実施した調査結果に基づいて表4.1.1に示すように設定した．各層の動的変形特性（G，$h \sim \gamma$ 関係）についても，神戸市が実施した繰返し三軸装置による動的変形試験結果を，それぞれの層に対して与えた[8]．ただし，GL-82.0m～GL-83.4m の第 2 洪積砂礫層については実験データがないため，R-O モデルにしたがった関係を設定した．また，地下水面は GL-4.0m に設定した．

入力加速度は，GL-83.4m の位置で観測された加速度波形の内，時刻 0 秒から 20.48 秒までの波形を採用した．図4.1.4に解析に用いた水平方向(NS 成分)，上下方向の入力加速度の時刻歴を示している．解析では，GL-83.4m を解析モデル底面とし，底面を固定境界として上記の観測波形を入力した．また，側方境界については，自由地盤(free field)条件とするため，水平・上下

方向に対して等変位境界を設定した．解析に際しては，最大解析振動数を 20Hz とし，土質構成および最大解析振動数を考慮してメッシュ高さを設定した．

表4. 1. 1　土質と基本的な地盤物性値（ポートアイランド地震観測地点[8]）

深度	地層区分	密度	S波速度	P波速度	ポアソン比	間隙率	間隙水の体積弾性係数
GL		ρ	V_S	V_P	ν	n	K_{cw}
(m)	(-)	(g/cm³)	(m/s)	(m/s)	(-)	(-)	(MPa)
0. 0-2. 0	埋立土	1. 70	170	260	0. 127	0. 286	(-)
2. 0-4. 0				330	0. 319		
4. 0-8. 5		2. 00	210	780	0. 461		281
8. 5-13. 0							
13. 0-18. 0				1480	0. 490		1186
18. 0-27. 5	沖積粘土	1. 70	180	1180	0. 488	0. 600	1332
27. 5-32. 4	洪積砂	2. 00	245	1330	0. 482	0. 333	1071
32. 4-37. 5			305		0. 472		1013
37. 5-49. 5	第１洪積砂礫			1530	0. 479		1394
49. 5-61. 5			350	1610	0. 475		1509
61. 5-82. 0	洪積粘土	1. 70	303		0. 482	0. 545	2175
82. 0-83. 4	第２洪積砂礫	2. 20	320	2000	0. 487	0. 333	2730

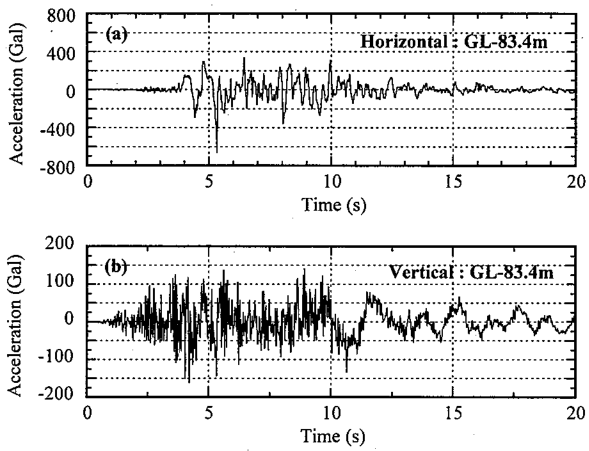


図4. 1. 4　入力加速度の時刻歴波形（(a) 水平方向 NS 成分，(b) 上下方向）

c．解析結果

図4. 1. 5に最大上下加速度の深度分布を示す．全層ポアソン比一定とした従来型の CASE1 は，他に比べて全体的に応答が小さくなっており，特に地表付近における上下動の増幅が十分に再現されていない．それに対して CASE2 および CASE3 では，地表付近で上下動が大きく増幅する傾向が現れており，地表での観測結果との一致度も CASE1 に比べて良好である．地表付近の観測データが十分でないため，即断は難しいが，少なくとも地表面での加速度値は CASE3 の方が一致度がよいといえる．なお，GL-16. 4m における最大加速度は，いずれのケースに対しても一致度がよくないが，これは観測記録自身に，想定されがたい高周波のひげ状の波形が１波生じており，観測時の誤差と考えられることから，今回の比較の対象に含めないこととした．

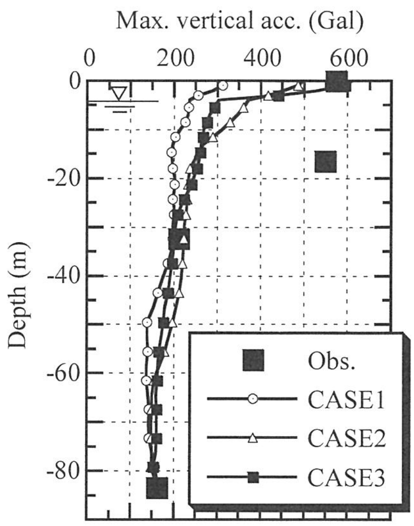


図4.1.5　最大上下加速度の深度分布

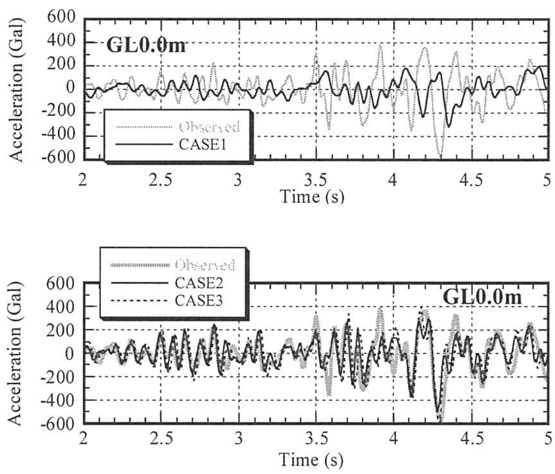


図4.1.6　地表面上下加速度時刻歴の比較

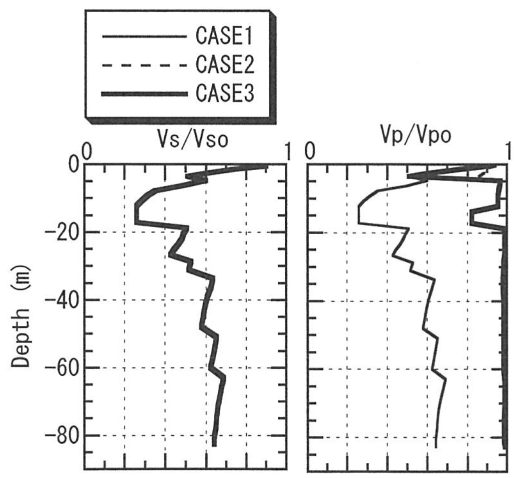


図4.1.7　V_s，V_pの低下率の深度分布の比較

図4.1.6には，時刻 t=2～5 秒の間での加速度波形の比較を示している．CASE1 は，上下動に対する地盤の剛性が低めに評価された結果を反映して，波形の長周期化が認められ，見かけ上位相がずれているように見える．それに対して，CASE2 および CASE3 の結果は，CASE1 に比べ観測結果との波形の対応は良好で，上下動に対する地盤の剛性がより正確に評価されているものと判断される．

図4.1.7には，各ケースで収束計算によって最終的に用いられたV_s，V_pと初期のV_{s0}，V_{p0}の比V_s/V_{s0}，V_p/V_{p0}の深度分布の比較を示した．V_s/V_{s0}は，ひずみの増加に伴うGの低下率と関連する．せん断に対してはケースに依らず同一に扱われるため，V_sの低下率はいずれもほとんど同じ分布となっている．一方，上下動応答に影響を及ぼすV_pについては，CASE1 が他のケースに比べて低下率が大きい．これは，ν 一定の等価線形解析では，V_sの低下すなわちGの低下に伴ってKも低下したことによるものであり，このKの過小評価が，図4.1.5に示した最大上下加速度の差や，図4.1.6に示した加速度波形の長周期化の要因になったといえる．

以上より，水平動と上下動の同時入力を伴う等価線形解析によって発生ひずみが大きい地下水以深の地盤の上下動応答を評価する際には，体積弾性係数Kが初期値一定となる条件で解析を行う必要があることが示された．

(4) 各種地盤条件に対するパラメータ解析

(3)で示したように，地下水以深の軟質な地盤が地震によって大きなひずみを発生し，Gが著しく低下するような場合には，ν 一定の解析ではなくK一定の解析の方が観測結果に対して整合性のある上下動応答を与えることがわかった．これは，軟質地盤では元々骨格の剛性が間隙水の剛性に比べて小さいため，本来V_pは間隙水の体積弾性係数に依存するところを，Gの低下に伴ってKも低下するような物性の取り扱いを行ったためである．しかし，地盤が硬質になるにしたがって，骨格の剛性も高くなることを考慮すると，地盤条件によっては従来のν 一定等価線形解析を用いることで，上記のK一定等価線形解析と同等の上下動応答を得ることができると考えられる．本来であれば，様々な地盤条件での地震観測記録を用いて検討を行うべきではあるが，地震記録が入手できないため，以下では，軟岩クラスまでの飽和地盤を想定し，解析的に検討を行った結果を以下に示す．

a．解析モデル

パラメータ解析では，図4.1.8に示す深度 100m の土柱モデルを用いた．地下水面は地表に設定し，地盤は全層に渡って完全飽和状態を仮定した．地下水面を地表に設定したのは，地下水以深の地盤の体積弾性係数のモデル化の影響を端的にとらえるためである．解析では，自由地盤(free field)の条件とするため，側方に対して水平・上下方向の変位が等変位となる境界を設定した．また，解析で対象とする最大解析振動数を 20Hz とすることを考慮してメッシュ分割を行った．

b．検討に用いた解析手法

検討に用いた解析手法は 3 種類である．その内の 2 つは 2 次元等価線形解析手法で，ひとつは，従来型のポアソン比を一定とし，Gの変化に伴ってKも同様に変化する方法であり，もう一方は，Kを初期値一定とし，ポアソン比が変化する方法である．以下では，前者の方法をν 一定解析(図中ではν :const. と表記)，後者をK一定解析(図中ではK :const. と表記)と呼ぶことにする．

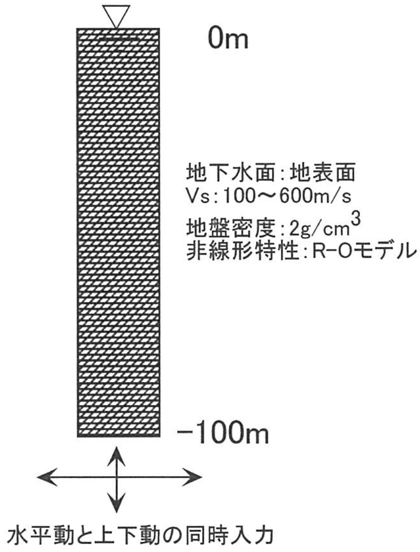


図4.1.8　パラメータ解析に用いた地盤モデル

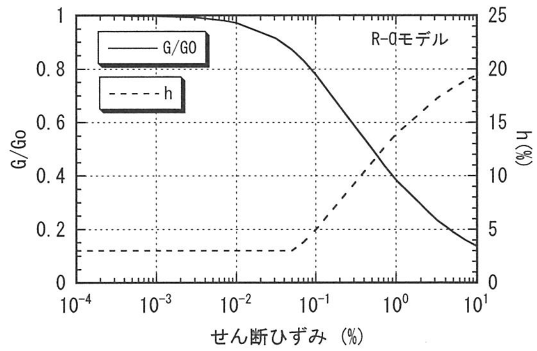


図4.1.9　地盤の非線形特性

さて，上記の２つの等価線形解析手法のいずれが上下動応答に対して正当な物性評価を行っているかを厳密に判断するためには，地震観測記録との対比が望ましいが，そのような地震観測記録が存在しない．ここでは，地盤剛性の観点から上下動応答をより厳密に解析し得る解析手法を用いた結果がより真値に近い応答を与えると見なし，その結果との対比により正当性を判断することにした．すなわち，３つ目の解析手法として，金谷ら[9),10)]が開発した地盤の２次元非線形地震応答解析手法NAFSSを採用し，この解析結果を判断基準とする．NAFSS は，運動方程式に(1)で示した Biot の二相系理論を適用しており，体積弾性係数は式(4.1.3)，V_p は式(4.1.6)と等価に評価される．本解析を以下では二相系解析と呼ぶ．

ｃ．地盤の解析用物性値と解析ケース

解析では，100mの地盤モデルに対して，全層均一地盤の条件とし，地盤密度を　ρ=2.0(g/cm³)，非線形特性はR-Oモデルに従うとして，規準ひずみγ_r=5×10⁻³，定数$\alpha=2^{\beta}$，β=1.1(h_{max}=22.5%)を設定した．ただし，等価線形解析に対しては，減衰定数hに下限値 3%を設ける．図4.1.9に等価線形解析に適用されたG，$h\sim\gamma$関係を示している．二相系解析においても，履歴モデルとして同じR-Oモデルを適用するが，せん断に伴うダイレイタンシーは考慮せず，時間領域における全応力非線形解析とした．

一般に用いられている等価線形解析では，収束計算によって得られた減衰が，周波数に依存することなく，水平方向と上下方向に同等に考慮されることになる．それに対して，時刻歴非線形解析である二相系解析では，履歴モデルに応じて逐次減衰が変動するが，減衰の効果は方向によって異なるため，特に減衰の影響を受けやすい加速度応答に関して，等価線形解析結果と二相系解析結果を同じ土俵で議論することが困難になる．今回の検討に用いた二相系解析は，上記の履歴減衰の他に粘性減衰的な減衰を考慮することを目的としてレイリー減衰を要素毎に設定することが可能である．そこで，本検討においては，深度方向に等価線形解析と二相系解析で減衰効果を可能な限り合わせることを意図として，要素毎レイリー減衰を考慮することにした．なお，レイリー減衰の定数の決定方法については，系の１，２次の固有モードに対して所定の減衰となるように定数を定めるのが一般的な方法であるが，ここでは，要素毎にレイリー減衰を考慮することから，全体系の固有モードに基づいて定数を決定する方法は採らず，入力加速度の主要周期帯を考慮してあらかじめ実施した予備解析から最適と思われる定数を設定した．具体的には，1Hzおよび20Hzの振動数において，各深度での減衰が等価線形解析の収束減衰と等しくなるように係数を定めた．

また，二相系解析では，土粒子が石英質であると仮定してK_s=3.6×10⁴(Mpa)とし，間隙水の体積弾性係数K_fは，完全飽和条件としてK_f=1960(Mpa)とした．間隙率nについては，我が国に広く分布している泥岩系の地盤を想定してn=0.5 とした．

また，地盤の骨格のポアソン比ν'についてはν'=0.3とした[11]．

パラメータ解析の解析ケースを表4.1.2に示す．地盤の初期のV_sは，軟弱地盤から軟岩地盤までを検討の対象としていることを考慮して，V_s=100(m/s)～600(m/s)の範囲で設定した．等価線形解析に用いるV_pは，二相系解析と初期速度構造の整合を図るため式(4.1.6)より算出した．また，等価線形解析用のポアソン比ν（骨格のポアソン比ν'ではなく，間隙水も含めた二相混合体としてのポアソン比)は，V_sとV_pより弾性論に基づいて求めた．

d．検討に用いた地震動

検討に用いた水平方向と上下方向の加速度時刻歴(2E)を図4.1.10に示す[12]．解析では，GL-100mのモデル底面を解放基盤表面と見なし，モデル底面に粘性境界を設定して，2方向の加速度を同時に入射波として入力した．解放基盤の物性は，密度ρ=2.0(g/cm^3)，V_s=700(m/s)とし，V_p=2500(m/s)を設定した．

表4.1.2　解析ケースと解析条件

V_s	ν' *1	V_p *2	ν *2
m/s		m/s	
100	0.30	1376	0.497
200	0.30	1411	0.490
300	0.30	1468	0.478
450	0.30	1589	0.456
500	0.30	1637	0.449
600	0.30	1743	0.433

*1　二相系解析に用いる物性値
*2　等価線形解析に用いる物性値

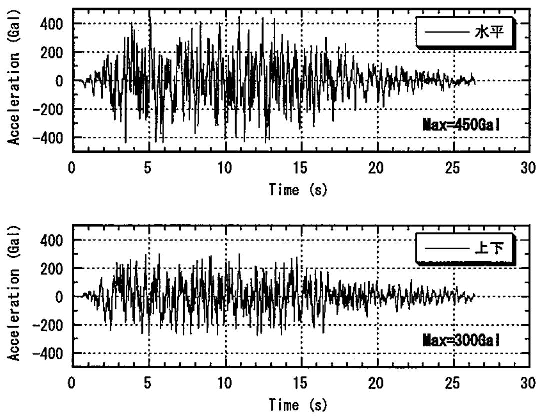


図4.1.10　解析に用いた検討用地震動の時刻歴

e．解析結果と考察

全解析ケースの中から代表的な結果として，V_s=200m/s，V_s=450m/sおよびV_s=600m/sの結果を示す．

図4.1.11および図4.1.12には，それぞれ最大上下加速度の深度分布の比較，ならびにモデル底面GL-100mとGL-30mの間における伝達関数の比較を示している．V_s=200m/sの軟質な地盤の最大上下加速度は，ポートアイランドの結果と同様にK一定解析の方が二相系解析結果に近い応答となっている．それに対して，V_s=450m/s，600m/sというようにV_sが大きくなる，すなわち地盤が硬質になるにしたがって，いずれの解析結果も次第に一致度が良くなり，V_s=600m/sではほとんど一致した応答を示している．伝達関数についても，V_s=200m/sではK一定解析と二相系解析の結果が，ピーク振動数も含めてほとんど一致しているのに対して，ν一定解析では，ピーク振動数も低振動数側に存在することから，上下動に対して地盤剛性を過小評価していると考えられる．一方，V_s=450m/s，600m/sとV_sが大きくなるにしたがって，解析方法の違いによる差が小さくなり，最大上下加速度分布と同様に，V_s=600m/sの場合には，いずれもほとんど一致している．

以上より，水平動と上下動の同時入力を伴う等価線形解析を用いて地下水以深の地盤の地震応答解析を行うことにより上下動応答を評価する場合には，体積弾性係数Kを一定に保持するK一定解析によるのが基本であり，地盤が硬質で，地震時発生ひずみが小さい場合には，ν一定解析も適用可能であることがわかる．

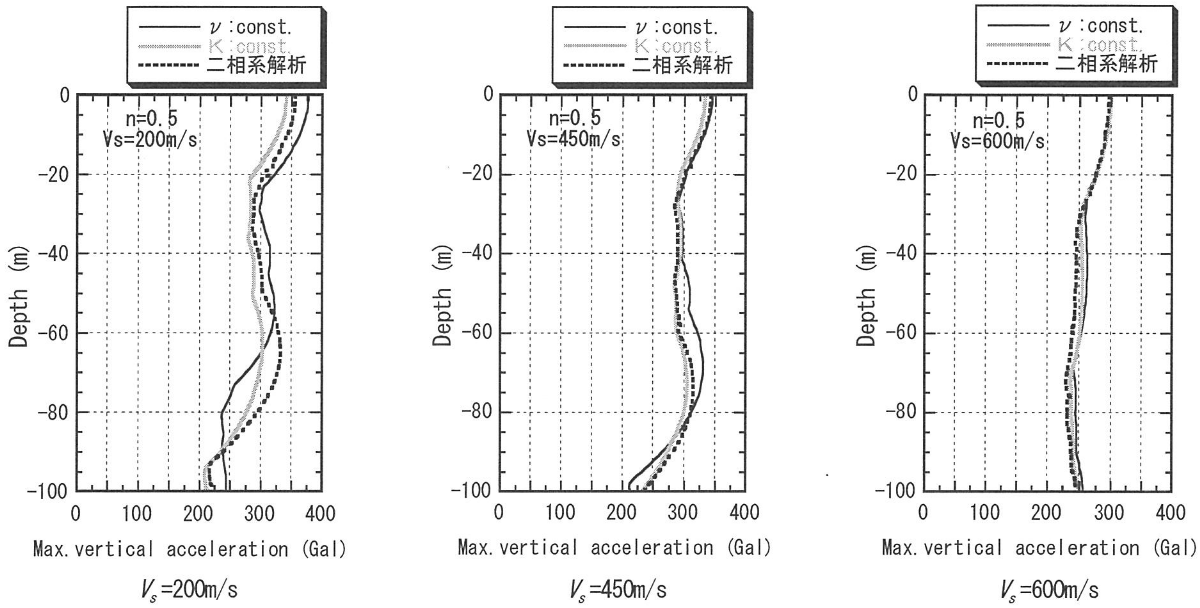


図4.1.11 V_sの違いによる地盤の最大上下加速度分布の比較

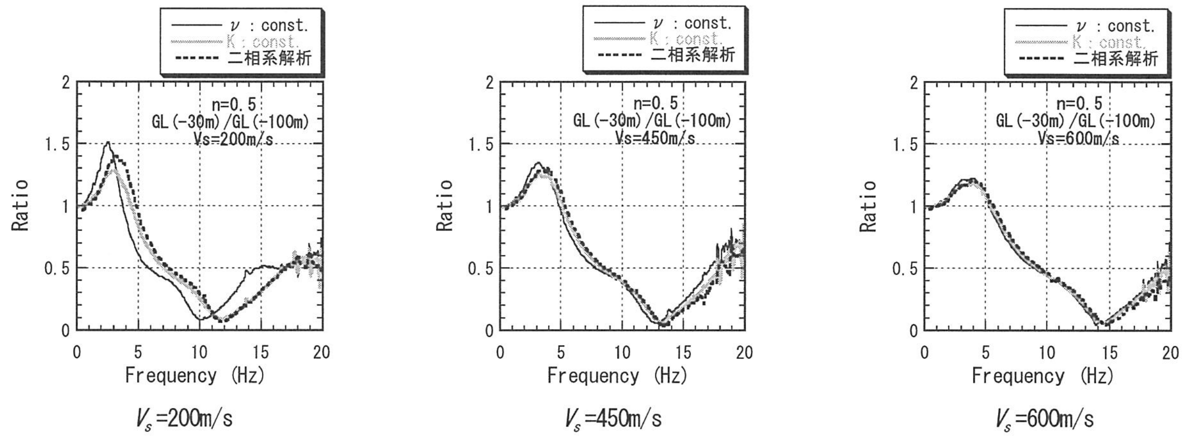


図4.1.12 V_sの違いによる地盤の上下動応答の伝達関数に関する比較

(5) ν 一定等価線形解析の適用限界に関する考察

これまでの検討により，ν 一定解析では，地盤条件，地震力の大きさなどによる発生ひずみ量(V_s，G の低下量)によっては，上下動応答を適切に評価できない場合があることを示した．そこで以下では，様々な地盤条件に対して比較的簡易に ν 一定解析の適用可能な領域を推定する方法について述べる [1),13),14)]．

二相系地盤の V_p は，式(4.1.6)で表現される．一般に土質地盤では，$K_s \gg K_b$，$K_s \gg K_f$ と見なし得ることから，式(4.1.6)の近似式として次式を適用することが多い．

$$V_p = \sqrt{\frac{1}{\rho}\left\{\left(K_b + \frac{4}{3}G\right) + \frac{K_{af}}{n}\right\}} \qquad \cdots\cdots (4.1.8)$$

あらゆる地盤材料に対する K_s，K_b の値が不明であるため，上記の近似がすべての地盤材料に適用できるかを確認することはできないが，例えば Ishihara[6)] が提示している岩から粘性土までの代表的な K_s，K_b 値を用いて，式(4.1.6)の厳密式に従っ

た二相系解析と式(4.1.8)の近似式に従った二相系解析を実施した結果によると，いずれも上下動応答に対して有意な差違を生じていなかった[1]．そこで以下では，式(4.1.8)に基づくV_pを地盤における間隙水の存在を考慮したV_pとして検討を行う．

さて，式(4.1.8)の意味するところは，地盤の骨格に大きな軟化が生じても，間隙水の体積弾性係数に相当する剛性K_{af}/nは不変であり，極端な場合，$(K_b+4G/3)$がゼロになっても，V_pは間隙水の存在によりゼロにはなり得ない．また，$(K_b+4G/3)$が初期の状態でK_{af}/nよりもかなり小さい場合には，地震による地盤の軟化に係わらず，V_pは間隙水による剛性で支配されることになる．それに対して，等価線形解析ではV_pは式(4.1.7)で評価されることから，等価線形解析で地盤の上下応答を正当に解析するためには，式(4.1.7)に対して次式のような条件が考えられる．

$$K+\frac{4}{3}G\geq\frac{K_{af}}{n} \quad \cdots\cdots (4.1.9)$$

すなわち，式(4.1.9)を満足するような条件の場合には，従来型のν一定解析を用いて水平・上下動同時入力による上下動応答を評価することが可能であるが，上記の条件を満足しない場合には，間隙水の存在の影響を十分に解析で反映できないためK一定解析を行うべきであり，等号が成立する条件が，その境界を表す目安値であると考えることができる．ここで，この境界値に相当するV_sをV_{sl}とすると，式(4.1.2)および式(4.1.5)より次式が成立する．

$$V_{sl}=\sqrt{\frac{(1-2\nu)K_{af}}{2n\rho(1-\nu)}} \quad \cdots\cdots (4.1.10)$$

実際の適用に際して，ポアソン比νは，原位置におけるPS検層などによるV_s，V_pから次式によって与えられる．

$$\nu=\frac{1-2\left(\dfrac{V_s}{V_p}\right)^2}{2-2\left(\dfrac{V_s}{V_p}\right)^2} \quad \cdots\cdots (4.1.11)$$

地盤の密度ρは，原位置での密度検層や採取したコア試料などから，間隙率nについてもコア試料から求めることが可能である．間隙水の体積弾性係数K_fについては，完全飽和状態の場合K_f=1960(MPa)程度となるが，次式を用いることで不飽和な状態まで考慮に入れた体積弾性係数K_{af}を求めることも可能である．ここでν'は骨格のポアソン比を表しているが，概ねν'=0.25〜0.40程度と考えてよい[11]．

$$K_{af}=n\rho\left\{V_p{}^2-\frac{2(1-\nu')}{1-2\nu'}V_s{}^2\right\} \quad \cdots\cdots (4.1.12)$$

(3)で述べたポートアイランドの解析を例に，上記の適用性を検討した結果を図4.1.13に示す．横軸には，地震応答解析に用いられたV_sの収束値であるV_s(収束値)を式(4.1.10)および式(4.1.12)より求めたV_{sl}で除した値を採用している．表4.1.1を基に各層に対して式(4.1.10)，式(4.1.12)に代入した値を定めた．またここでは，すべての層に対してν'=0.3とした．

V_s(収束値)/V_{sl}が1.0を下回る場合，式(4.1.9)の条件を満足できないため，ν一定の等価線形解析では上下動応答が正しく計算されないことになる．図によると，いずれの深度においてもV_s(収束値)/V_{sl}は1.0を下回っており，(3)で示した結果を

裏付けている．

図4.1.14には，(4)で示したパラメータ解析の結果に対して同様のプロットをした図を準備した．今回の条件では，V_s=300m/s付近を境界にしてそれよりもV_sが大きい地盤ではV_s(収束値)/V_{sl}が1.0を上回っており，それよりも小さいと1.0を下回っている．図4.1.11および図4.1.12に示した結果も上記の傾向を支持するものであり，提案する簡易推定法の妥当性が伺われる．なお，応答の変化は連続的なものであり，V_s(収束値)/V_{sl}=1.0を境いにして応答の急激な変化がもたらされるものではないが，上記の推定法は，簡単な計算によって適用限界の目安値を知ることができる点で，工学的には有効な方法であるといえる．

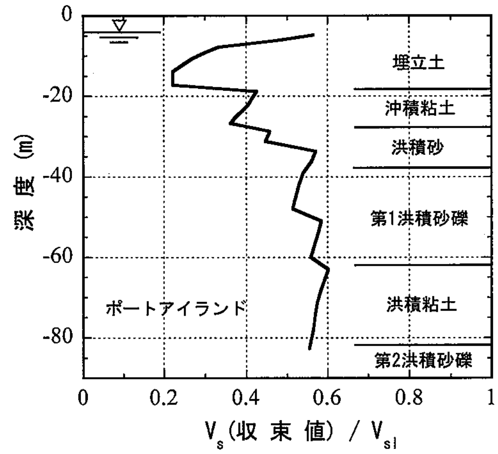


図4.1.13　V_s(収束値)/V_{sl}の深度分布（ポートアイランド）

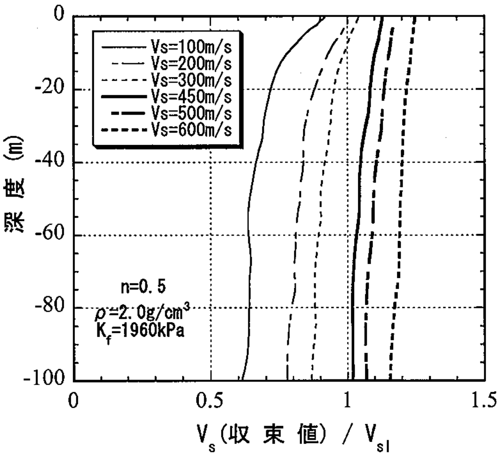


図4.1.14　V_s(収束値)/V_{sl}の深度分布（パラメータ解析）

(6) まとめ

ここでは，水平動と上下動の同時入力を伴う等価線形解析を用いて地盤の上下動応答を検討する際の地盤剛性，とりわけ体積弾性係数の設定方法に関する基礎的な検討を行った．結果をまとめると以下のようになる．

1) 地下水以深の地盤では，地震時に大きなひずみが発生し，せん断弾性係数Gが著しく低下しても，体積弾性係数Kは間隙水の体積弾性係数を下回らず，このことが地盤の上下動応答に影響を及ぼす可能性があることを示した．
2) 地下水以深の地盤を対象とした水平動と上下動の同時入力を伴う等価線形解析では，地盤の体積弾性係数Kが地震前の値から変化しない(初期値一定)条件で解析することにより，より正確な上下動応答を得ることができる．
3) 地盤が硬質になるほど地震時の地盤の発生ひずみが小さく，体積弾性係数の低下も小さくなることから，従来より用いられてきたポアソン比ν一定の等価線形解析を用いて上下動応答を求めても，体積弾性係数Kが初期値一定とする等価線形解析の結果と概ね同等の応答を得ることができる．
4) 軟岩クラスまでの地盤物性条件に対するν一定の等価線形解析の適用範囲に関する簡易推定法を提案した．また，地震観測記録やパラメータ解析結果との対比により，提案する方法の妥当性を示した．この方法を用いると，重要構造物の耐震安定性評価において，従来から一般的に行われている地盤調査・試験の情報から簡単な計算で適用範囲の目安値を得ることが可能である．

4.1.3　観測データに基づく上下動の減衰特性と等価線形解析における上下動に対する減衰定数の設定の考え方[3)15)]

地盤の上下動応答(上下動の増幅特性)を解析的に評価する際には，それに大きな影響を及ぼす物性である地盤の剛性さらに減衰の設定が重要となる．ここでは，上下動の増幅特性に影響を及ぼす物性として，剛性に比べて不明な点の多い上下動の減衰特性について，鉛直アレーによる既存の観測記録からQ_p(P波の減衰)およびQ_s(S波の減衰)を同定することにより検討を行った．さらに，減衰の違いが上下動応答に及ぼす影響について数値解析による検討を行った．

4.1.4 観測データに基づく減衰特性(Q_p および Q_s)の同定

(1) 解析データ

対象とした茨城県鹿島地点の位置を図4.1.15に示す．この地点は第四紀層が厚く堆積した成層地盤で，地下水位置である最も浅い観測点(GL-1m，以下 G9)から第三紀層が確認されている最も深い観測点(GL-502m，以下 G1)までに上下動 4 ヶ所，水平動 9 ヶ所の地震計が設置されている．図4.1.16にPS 検層[10]による速度構造と地震計位置を示す．上下地震計が設置されている地点には観測点コードが示されている．

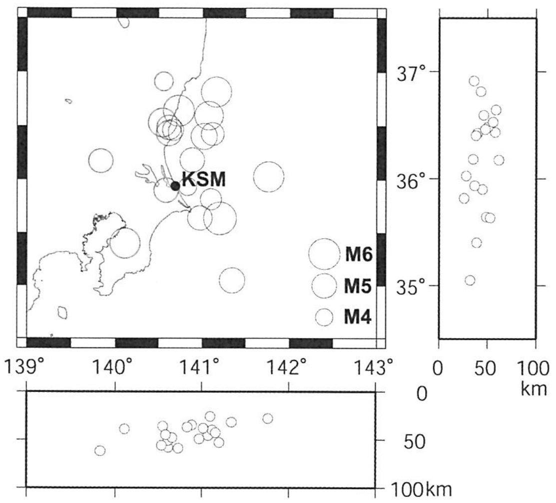


図4.1.15 鹿島地点の位置と震源分布

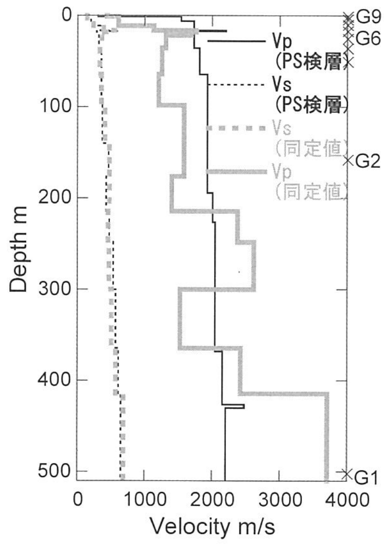


図4.1.16 鹿島地点の速度構造と地震計位置

観測記録は，上下動で32 地震，水平動で47 地震得られており，ここでは水平動と上下動が同時に観測され，地表面での水平動の最大加速度が 20gal を超える 20 地震を対象とした．Q_p の同定には，上下成分のP波初動からS波初動の直前までの部分，Q_s の同定にはTransverse 成分のS波初動部から5秒間の部分の観測スペクトル比を用いた．また，この地点は地震による観測スペクトル比の差が小さいため，最終的な観測スペクトル比を20 地震の平均とした．解析の対象周波数は1Hz から 20Hz とし，スペクトル比には0.4Hz のParzen ウィンドウで平滑化を施した．

(2) 解析方法

解析には，Q_p，Q_s ともに上下地震計が設置されている区間の観測スペクトル比を用いて行った．同定の手順は，既往の多くの研究と同様に，観測スペクトル比の分子を地表面の観測点で固定し，分母を深さ方向に順次変えながら，それぞれの区間に対して減衰および弾性波速度を求める方法で行った．観測スペクトル比の逆解析には遺伝的アルゴリズム[16](以下，GA)を用い，層厚と密度は検層結果[10]で固定し，未知数を弾性波速度と減衰のみとした．理論スペクトルの計算には，鉛直入射を仮定した1次元重複反射理論を用いた．GA の探索範囲は，S 波速度がPS 検層の±15%，P 波速度はPS 検層による理論スペクトル比と観測スペクトル比のピーク位置が異なるため，探索範囲を比較的広く，同定されたS 波速度からポアソン比 0.49 を介して求められる値を上限とした．またQ 値は，周波数(f)依存性を考慮した$Q = Q_0 f^{\alpha}$ でモデル化し，Q_0 は減衰定数にして 0.1%から 80%，α は周波数依存性がない場合を同時に探索できるように，0.0001 から 1.5 とした．

(3) 解析結果

図4.1.17には，本検討で推定された対象とした地震計区間における Q_p と Q_s の比較を示す．Q_p と Q_s の関係に着目すると，既往の研究結果と同様に $Q_p<Q_s$ が成り立ち，P波の減衰の方が大きいことが分かる．また，Q_p と Q_s の周波数依存性については，G9～G6 および G6～G2 間では若干異なるものの G2～G1 間では一致し，ほぼ同様の傾向を示す結果となっている．鹿島地点では，G2 の上層付近からN値が 50 を超えることから，硬質な地盤になるほど Q_p と Q_s の周波数依存性が一致する傾向が考えられる．

図4.1.18には，本検討で推定された G9～G6 および G6～G2 間の Q_p と藤堂・他[17]による第四紀層の Q_p も併せて示されている．G9～G6 は全体として TMK(富岡)，HMY(東松山)，SZJ(修善寺)と比較的近い値となり，G6～G2 は IWK(いわき)とかなり類似した特性を示すなど，既往の研究と調和的な結果であることが分かる．

図4.1.19には，各区間の平均的な弾性波速度から計算した波長に対する Q_p および Q_s の比較を示す．藤堂・他[17]は，新第三紀以前の比較的硬い層において，同一波長の Q_p と Q_s がほぼ同一であることを示しており，本検討の結果からは，第四紀層でも硬質な地盤である G2～G1 間で波長に対する Q_p と Q_s が一致することが分かる．

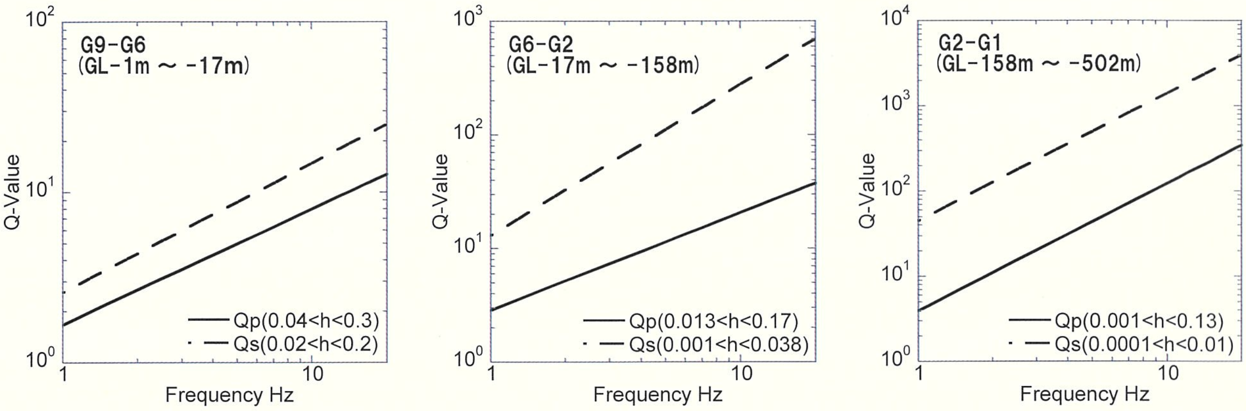


図4.1.17　鹿島地点の鉛直アレイ記録から同定された Q_p と Q_s の比較

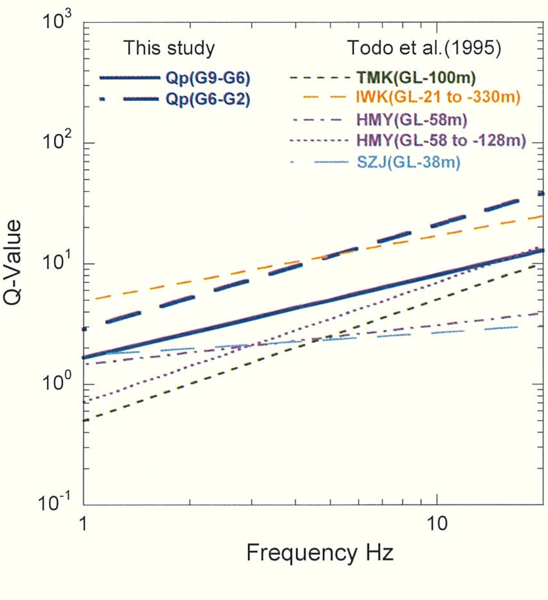


図4.1.18　鹿島地点の Q_p と既往の研究による Q_p の比較

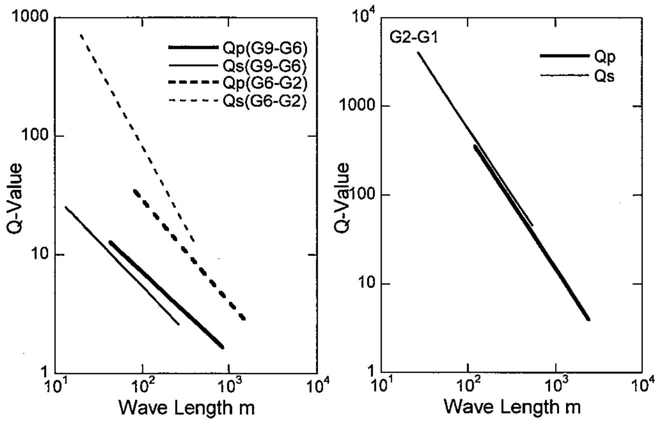


図4.1.19　鹿島地点における波長に対する Q_p と Q_s の比較

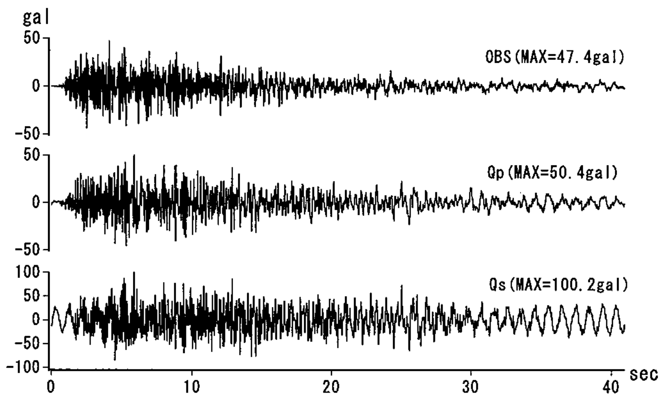


図4.1.20　異なる減衰による上下動の計算結果の比較

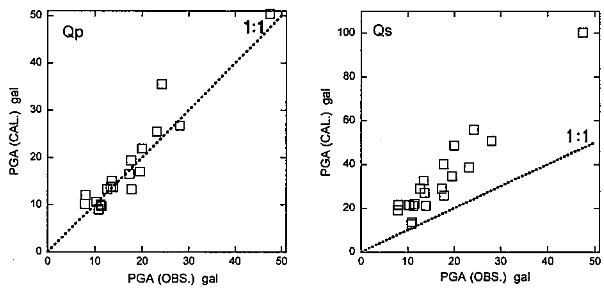


図4.1.21　計算結果と観測値の最大加速度の比較
（左：Q_p を用いた場合，右：Q_s を用いた場合）

(4) 上下動シミュレーションにおける減衰の影響

図4.1.20には，G1 での記録を入力として，同定されたＰ波速度と減衰(Q_p および Q_s)を用いた１次元解析による上下動の計算結果の一例を示す．図から，減衰に Q_p を用いた場合は，最大加速度および波形の形状が観測記録を比較的良好に再現できることが分かる．一方，Q_s では，本検討の場合，最大加速度は観測値の約２倍程度大きくなり，それに伴い主要動の継続時間も長くなっている．図4.1.21には，鹿島地点の 20 地震に対する同様のシミュレーションの結果得られた観測記録の最大加速度の比較を示す．Q_p を用いた場合，観測値と計算結果の最大加速度は全体的によく一致しているが，Q_s の場合は最大加速度がすべての地震で観測値よりも大きくなることが分かる．

(5) まとめ

現状では水平動と上下動を同時に入力した等価線形解析において，Q_p と Q_s の両方を考慮することは困難であるため，Q_s を用いるのが一般的となっている．そこで，減衰として Q_s を用いる妥当性についての検討を目的として，第四紀地盤における中小地震の鉛直アレーの記録から Q_p および Q_s を同定するとともに，１次元の線形解析により減衰の違いが上下動の応答に及ぼす影響について検討を実施した．その結果，同一周波数においては $Q_p < Q_s$ の関係が成り立ち，Q_p と Q_s の周波数依存特性や波長に対する値は，軟弱地盤では若干異なるものの，硬質地盤で一致することが分かった．さらに，$Q_p < Q_s$ の関係から，上下動を考慮した計算において Q_s を与えることは，安全側の応答結果を与えることが分かった．

【参考文献】

1) 金谷守，石川博之：動的上下動を考慮した地盤の安定性評価（その1）－等価線形解析による上下動応答評価における地盤剛性の設定法－，電力中央研究所研究報告 U03011，2003.

2) 原子力土木委員会・地盤安定性評価部会：原子力発電所基礎地盤および周辺斜面の安定性評価手法の体系化 －動的上下動を考慮した地盤安定性評価－，(社)土木学会，2003.

3) 原子力土木委員会・地盤安定性評価部会：上下動を考慮した原子力発電所基礎地盤および周辺斜面の地震時安定性評価，土木学会論文集，757，Ⅲ-66，pp.21-31，2004.

4) Biot，M.A.：General theory of three dimensional consolidation，Journal of Applied Physics，Vol.12，pp.155-169，1941.

5) Biot，M.A.：Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media，Journal of Applied Physics，Vol.33，pp.1482-1498，1962.

6) Ishihara，K.：Approximate forms of wave equations for water-saturated porous materials and related dynamic modulus，Soils and Foundations，Vol.10，No.4，pp.10-38，1970.

7) 吉田望，中村晋，末富岩雄，江嵜順一：神戸高速鉄道大開駅の地震応答解析，阪神・淡路大震災と動的解析講習会講演資料，地盤工学会，pp.38-53，1996.

8) 神戸市開発局：兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査（ポートアイランド，六甲アイランド）報告書，1995.

9) 金谷守，西好一：地震時における基礎地盤の安定性評価（その4）－土粒子の骨格と間隙水の相互作用を考慮した応答解析手法の開発－，電力中央研究所研究報告，87029，1988.

10) 金谷守，西好一，当麻純一，大波正行：有効応力に基づく地盤の非線形解析手法の開発とその検証，土木学会論文集，No.505，Ⅲ-29，pp.49-58，1994.

11) Tsukamoto，Y.，Ishihara，K.，Nakazawa，H.，Kamada，K. and Huang，Y.：Resistance of partly saturated sand to liquefaction with reference to longitudinal and shear wave velocities，Soils and Foundations，Vol.42，No.6，pp.93-104，2002.

12) 武村雅之，大野晋，高橋克也：強震記録から見た震源近傍での硬質地盤上における地震動 －レベル2地震動の共通基準－，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.61-64，1999.

13) 金谷守，石川博之，金戸俊道：等価線形解析を用いた地盤の上下動応答解析に関する一考察，第11回日本地震工学シンポジウム論文集，CD-ROM，，2002.

14) 金谷守，石川博之，金戸俊道：水平・上下動の同時入力を伴う等価線形解析における体積弾性係数の設定，第58回土木学会年次学術講演会，CD-ROM，2003.

15) 佐藤浩章，金谷守，石川博之，金戸俊道：鉛直アレー記録に基づく上下動の減衰特性とシミュレーション，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.149-150，2002.

16) 山中浩明，石田寛：遺伝的アルゴリズムによる位相速度の逆解析，日本建築学会構造系論文集，468，pp.9-17，1995.

17) 藤堂正喜，羽鳥敏明，千葉脩，高橋克也，武村雅之，田中英朗：堆積地盤における上下地震動の特性と Qp 構造，日本建築学会構造系論文集，475，pp.45-54，1995.

4.2 水平・上下動の地震動のピーク時間差の影響に関する検討

4.2.1 はじめに

ここでは入力地震動としての水平動と上下動の組合せについての基礎的資料を得ることを目的として，水平動と上下動の最大加速度出現時間差の特徴について岩盤上の記録を用いて検討した[3].

さらに，現状の基礎地盤および周辺斜面の安定性評価では，等価線形解析手法を用いた想定すべり線のすべり安全率によって安定性が検討されることから，水平動と上下動の最大加速度出現時間差が，すべり安全率に与える影響について解析的に検討し

た.

4.2.2 地震観測データの整理・分析

(1) 岩盤上強震観測データベースの概要

本検討で用いた地震記録は，電力中央研究所が展開している岩盤上強震観測網[例えば, 4)]の 1980 年から 1997 年までの 18 年間のデータである．図4.2.1に今回用いた地震記録の震央分布を示す．地震の数は 448 個で，使用した記録は，3 成分のうち少なくとも 1 成分は最大加速度が 10gal を超えるという条件を満たした 760 個の記録である．今回使用したデータは，北海道から近畿地方にかけての 38 箇所の地点におけるデータであり，なかでも南関東や伊豆地方に観測点が密に配置されていることもあり，この地域の記録が数多く含まれている．なお，地震計は 3 成分の加速度強震計を使用している．

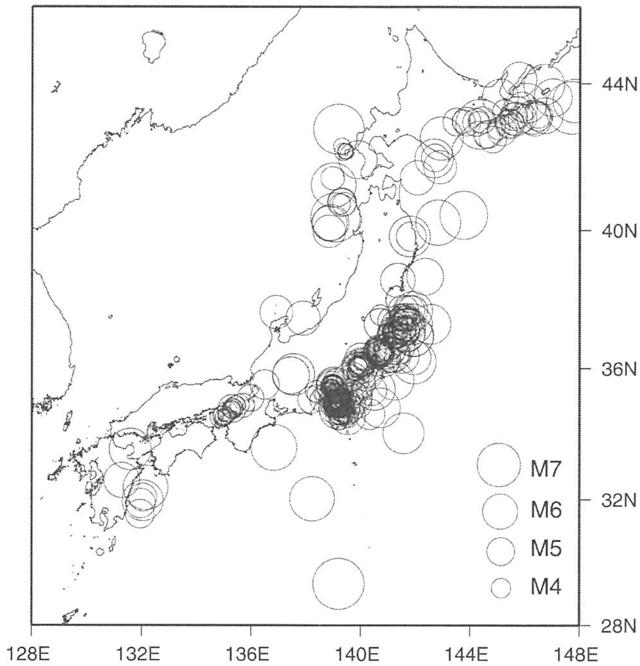


図4.2.1 解析に用いた地震の震央分布

(2) 地震動の最大加速度出現時間差の検討

図4.2.2に 760 個の記録に対して，水平動の最大加速度(以下，$H_{\max}$ という)と上下動の最大加速度(以下，$UD_{\max}$ という)の出現時間差(以下，T_{DIF} という)と地震の震央距離との関係を示す．なお，T_{DIF} は式(4.2.1)で定義する．

$$T_{DIF} = UD_{\max}\text{出現時間} - H_{\max}\text{出現時間} \qquad (4.2.1)$$

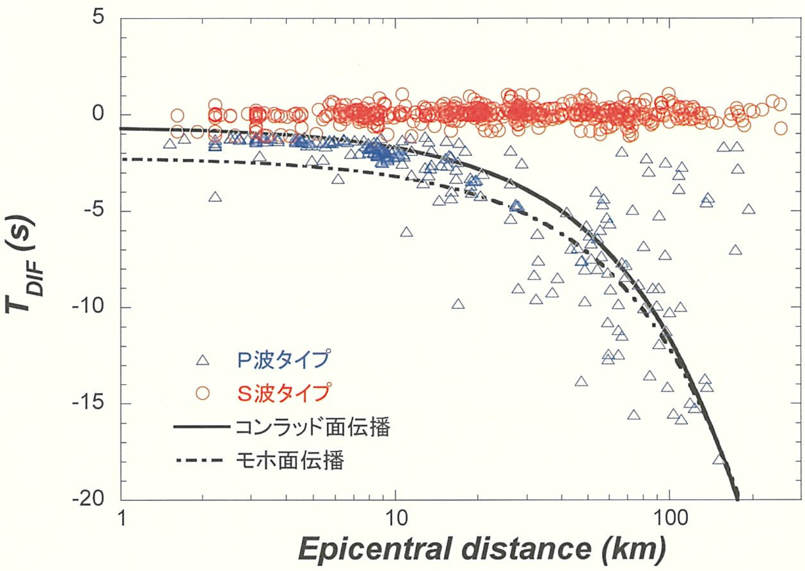


図4.2.2　上下動最大値と水平動最大値の出現時間差

図4.2.2から，T_{DIF} はほぼ0秒に近い値を示すものと震央距離の変化に対する依存性を持つものの2つのタイプにおおむね大別できることが分かる．

瀬尾[5]によれば，P波初動とS波初動の走時差は次式のように表すことができる．

$$走時差=\left(\frac{1}{V_p}-\frac{1}{V_s}\right)*\Delta+(\tau_p-\tau_s) \quad \cdots\cdots (4.2.2)$$

ここで，V_p，V_s はそれぞれ地盤のP波速度とS波速度を表し，Δは震央距離を表す．また，τ_p，τ_s は観測点直下の構造を反映した時間遅れの項である．図4.2.2中に，南関東での記録から得られた瀬尾[5]による走時差を示した．瀬尾は地震波の初動がコンラッド面(※注 コンラッド不連続面の略：地殻が2層からなるとした場合の1層目と2層目の境界面．日本列島下では15km程度の深さ)を伝播した場合とモホ面(※注 モホロビチッチ不連続面の略：地殻とマントルの境界面．日本列島下では約30kmの深さ)を伝播した場合の2通りを考え，(4.2.2)式における各パラメータの値として，コンラッド面伝播では V_p=6.7(km/s)，V_s=3.9(km/s)，$(\tau_p-\tau_s)$=-0.6(s)，モホ面伝播では，V_p=7.5(km/s)，V_s=4.3(km/s)，$(\tau_p-\tau_s)$=-2.2(s)を与えている．図4.2.2から，震央距離の変化に対する依存性を持つタイプの T_{DIF} は，震央距離20km以上では伝播経路の不均質性の影響と考えられるばらつきがややみられるものの，全体的にコンラッド面伝播を仮定したP波とS波の初動の走時差でよく表現できることがわかる．水平動の最大値がS波で発生することを考慮すると，このタイプの上下動の最大加速度は，P波によってもたらされていると考えるのが妥当である．したがって，ここでは，T_{DIF} が震央距離の変化に対する依存性を持つタイプをP波タイプと称する．

一方，T_{DIF} がほぼ0秒に近いタイプの上下動については，地表面付近におけるSV-P変換波もしくはSV波により発生していると考えられる．したがって，本検討ではS波に起因すると考えられるこのタイプをS波タイプと称する．S波タイプの T_{DIF} は，物理的にはおもに観測点直下の地下構造によるS波速度とP波速度の違いで決まる値と解釈できる．しかしながら，本研究で使用したデータは岩盤上の記録であるため，SV-P変換により生じる最大加速度の出現時間差は，堆積層とは異なり，非常に小さいと考えられる．したがって，岩盤上におけるS波タイプの T_{DIF} は，地震動の高周波数成分にみられるランダム性により生じている可能性が高い．そこで本検討では，地震動の高周波成分のランダム性という観点から，S波タイプとP波タイプの区別が難しい震央距離が短いデータを分類することにした．具体的には，NS成分とEW成分の最大加速度の出現時間差も，同様に高周

波数成分のランダム性の影響を受けていると考えられることから，その平均(0 秒)と標準偏差(1. 11 秒)の範囲をランダム性によるばらつきの範囲として，T_{DIF} ≦±1. 11 秒の範囲内のデータをＳ波タイプとした．

以上をまとめると，水平動と上下動の最大加速度の出現時間差 T_{DIF} は 2 つのタイプに分類されることが分かる．一つは，T_{DIF} が震央距離の変化に対する依存性を持つＰ波タイプで，このタイプの T_{DIF} はＰ波とＳ波の初動の走時差でよく表現できる．したがって，Ｐ波タイプについては，想定地震が決まれば，伝播経路と観測点近傍の地下構造(弾性波速度構造)を把握することにより，より現実的な最大加速度の出現時間差を持つ水平動と上下動の模擬地震動の組み合わせを作成することが可能となる．

また，もう一つの T_{DIF} がほぼ 0 秒に近いＳ波タイプについては，地下構造による走時差が非常に小さいことから，最大加速度の出現時間差には，ランダム性の影響が強く出ている可能性がある．したがって，Ｓ波タイプについては，T_{DIF} が 0 秒に近いある範囲の中で，複数の模擬地震波の組み合わせを作成することによって考慮することが可能である．

また，想定地震を特定しない場合の T_{DIF} の設定，すなわち水平動と上下動の同時入力による動的解析に用いる検討用入力地震動の水平動と上下動の一般的な最大加速度出現時間差としては，10 秒程度までを考慮することにより，震央距離 100km 程度までの地震に対する出現時間差を概ねカバーできると考えられる．

(3) 上下動の最大加速度発生タイプとその統計的性質

図4. 2. 3に，先の分類による上下動発生タイプの割合，および各タイプにおける時間差の割合を示す．Ｐ波タイプは，2 秒以内のデータが 44%，3 秒以内が 16%と 3 秒以内が全体の 6 割を占めていることが分かる，これは，今回のデータに伊豆の群発地震による震央距離が非常に近いデータが数多く含まれていたことが原因であると考えられる．それ以外のＰ波タイプにおける各時間差は，ほぼ均等に発生している．Ｐ波タイプは，前述のようにその時間差が地震の震央距離に従うため，その内訳は発生した地震の位置に依存することになる．Ｓ波タイプをみると，出現時間差が 0. 1 秒以内のデータが 39%とＳ波タイプの中でも最も多いことが分かる．このことは，水平動と上下動の同時入力による動的解析において，両者の最大加速度が同時に出現する地震波による検討を行うことがそれほど特異ではないことを表している．Ｓ波タイプ全体としては，およそ 2/3 は水平動の最大加速度の 0. 3 秒以内に発生しているという結果となっている．

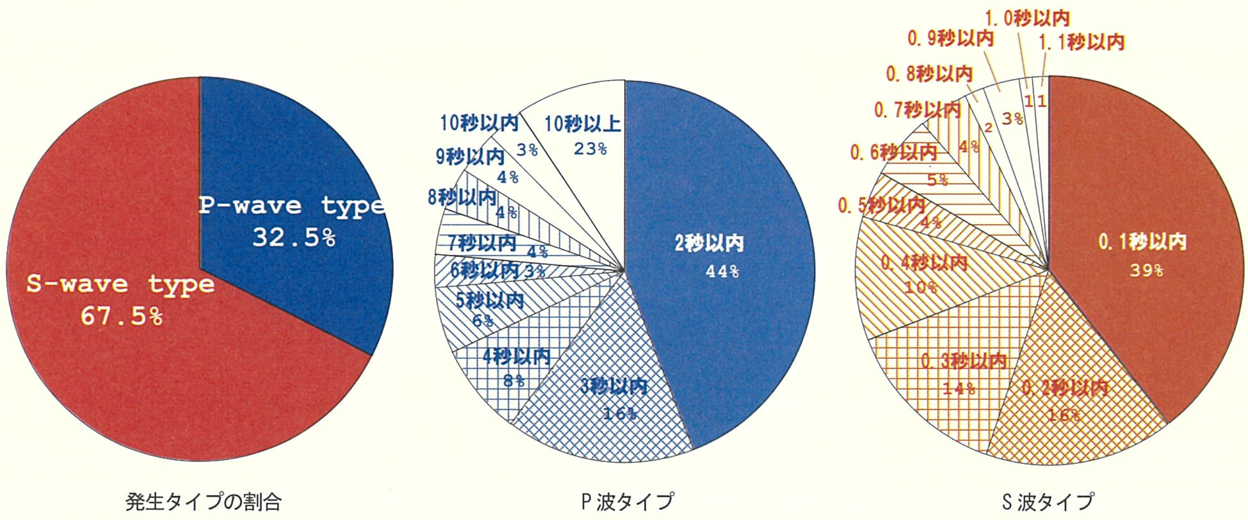


図4. 2. 3　上下動最大値の発生タイプの割合と各タイプにおける時間差の割合

次に，上下動と水平動の最大加速度の比(以下，最大加速度比という)と上下動の最大加速度の発生タイプとの関係について検討した．上下動を含む入力地震動の策定では，最大加速度比を 1/2 または 2/3 とすることが多い．そこで，図4. 2. 4には，Ｐ波タイプ，Ｓ波タイプにおける最大加速度比が 1/2 以上になるデータの割合について整理した結果を示す．Ｐ波タイプでは，最大

加速度比が 1/2 以上になるデータが全体の 70%と非常に多く，一方，S 波タイプは全体の 33%となっている．すなわち，最大加速度出現時間差の大きいP 波タイプの方が，水平動の最大加速度に比して大きな上下動の最大加速度を発生しやすい傾向にあることが分かる．ただし，図4.2.5に示すように，最大水平加速度 100gal 以下の中小地震においては，P 波タイプ，S 波タイプを問わず最大加速度比が 1/2 以上であることが多く，一概にP 波タイプの地震の方が水平動の最大加速度に比して大きな上下動の最大加速度を発生しやすいとはいえない．なお，最大水平加速度 150gal 以上の地震に着目すると，データは少ないものの，P 波タイプ，S 波タイプを問わず，おおよそ 1/2 程度となっている．

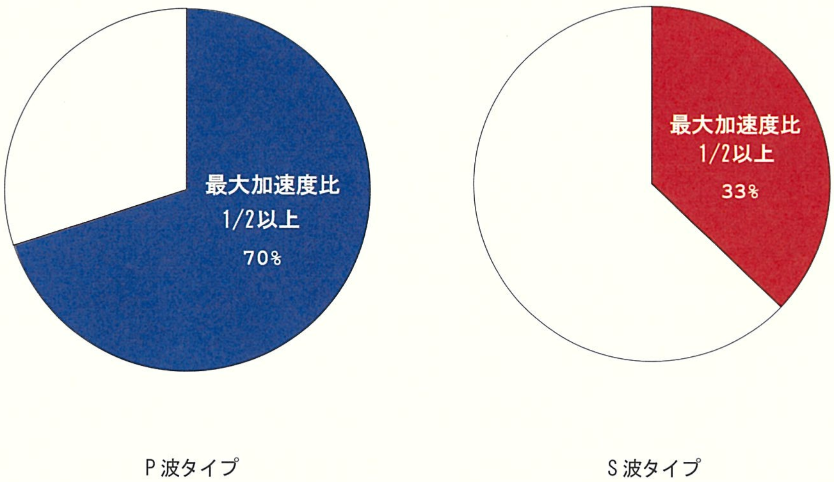


図4.2.4　各タイプにおける最大加速度比(上下/水平) 1/2 以上の割合

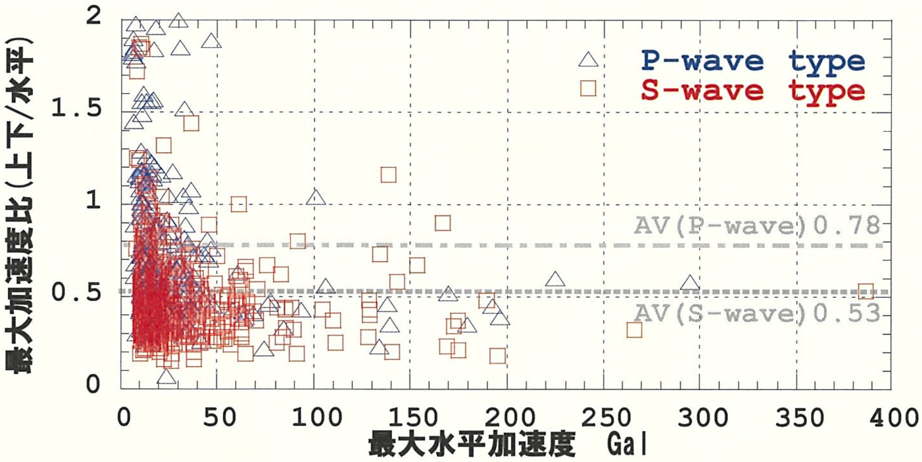


図4.2.5　各タイプにおける最大水平加速度と最大加速度比の関係

4.2.3　水平動と上下動の最大加速度出現時間差がすべり安全率に及ぼす影響の検討

入力地震動としては，水平動と上下動のそれぞれ目標スペクトルに適合するように作成された時刻歴波形が用いられるが，両者の位相差(ここでは，水平動と上下動の最大加速度出現時間差をさす)については特に規定されない．したがって，水平動と上下動の同時入力によって地盤の安定性評価を行う上では，水平動と上下動の位相差が，すべり安全率にどの程度の差異をもたらす可能性があるかを検討しておく必要がある．そこで，ここでは軟岩，硬岩から成る基礎地盤および周辺斜面の代表的なモデル，

地盤物性を設定し，水平動と上下動の最大加速度出現時間差が，すべり安全率に与える影響について解析的に検討した.

(1) 検討用入力地震動の作成

検討用入力地震動は，既往の震源近傍における観測記録の速度応答スペクトルを包絡した図4.2.6に示す目標応答スペクトル[6](擬似速度応答スペクトル，h=5%)に適合するように作成した.

波形の位相はランダムに発生させた．図4.2.7に示す包絡関数はNishimura et al.[7]による次式により与えた.

$$E(t)=(t/t_B)^2 \qquad (0<t\le t_B) \qquad \cdots\cdots (4.2.3)$$

$$E(t)=1 \qquad (t_B<t\le t_C) \qquad \cdots\cdots (4.2.4)$$

$$E(t)=e^{\frac{\ln(0.1)}{t_D-t_C}(t-t_C)} \qquad (t_C<t\le t_D) \qquad \cdots\cdots (4.2.5)$$

ここに，t_B，t_C，t_Dは，t_B=2.96秒，t_C=13.92秒，t_D=26.39秒である．これらの値を算出する際のマグニチュードMと等価震源距離X_{eq}は，目標応答スペクトル[6]の作成の際に用いられたデータの最大のマグニチュードである6.8を用い，等価震源距離についてはあまり影響しないことから震源近傍のおよその目安である 10km とした．なお，上下動の作成においては，Nishimura et al.[7]による岩盤での上下動と水平動の応答スペクトルの経験的な比の平均的な値が 2/3 であることから，上下動は，水平動の最大加速度の 2/3 の地震動とした.

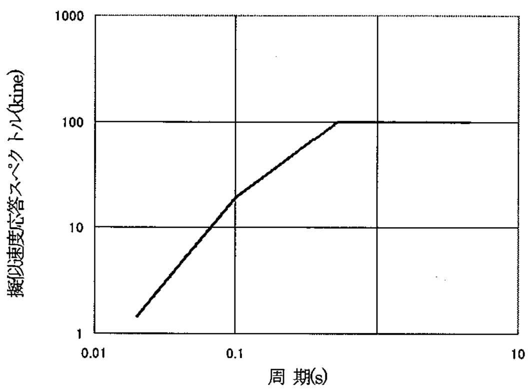


図4.2.6 目標スペクトル
(擬似速度応答スペクトル，減衰5%)

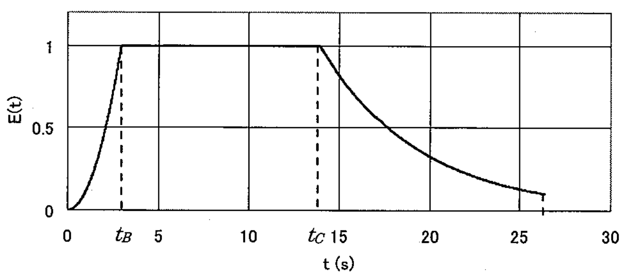


図4.2.7 包絡関数

上記の方法で作成した水平動・上下動それぞれ110波の検討用入力地震動を4.2.2の結果に基づき，水平動と上下動の最大加速度出現時間差0～11秒の範囲で2波を組合せ，水平動と上下動の最大加速度出現時間差が0秒，0～1秒，1～2秒，・・・，10～11秒となる12グループに分類した．12分類したグループから無作為に3組ずつ抽出して合計36組の検討用入力地震動(No.1地震動～No.36地震動)を設定した．策定された水平動の最大加速度値は450gal，上下動の最大加速度値は300galである．図4.2.8に36組の検討用入力地震動における水平動と上下動の最大加速度出現時間差の分布を示す.

また，No.1地震動の組合せの場合を例として，図4.2.9に時刻歴波形を示す.

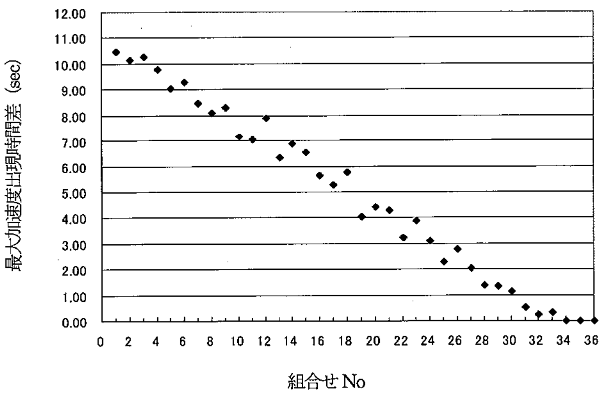


図4.2.8　検討用入力地震動No.と水平動と上下動の最大加速度出現時間差

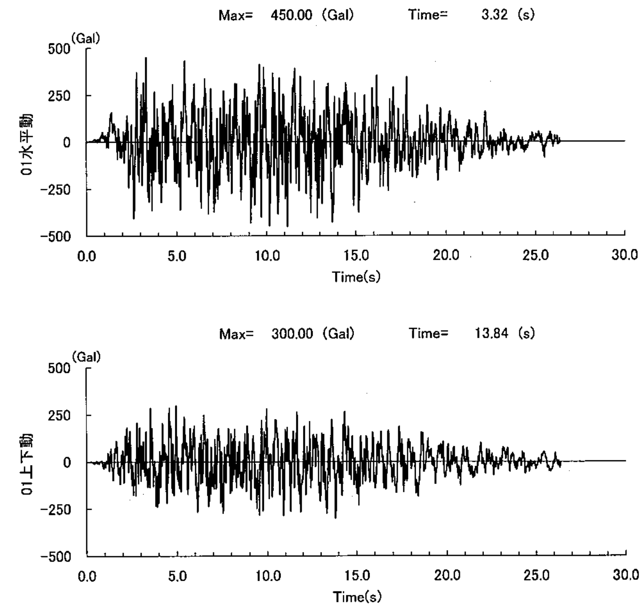


図4.2.9　検討用入力地震動の時刻歴波形 (No.1地震動)

(2) 軟岩基礎地盤に関する検討

軟岩からなる基礎地盤に関しては，軟岩サイトを想定した1モデルを対象に，水平動および上下動の36ケースの組合せによる地震動(検討用入力地震動)を入力した二次元等価線形解析を実施し，得られた最大加速度出現時間差とすべり安全率の関係について考察した.

a．解析モデル

解析モデルは，図4.2.10に示すように，軟岩相当の強度・剛性を有する上層部，中層部および下層部からなる成層地盤と2本の弱層から構成され，これらの地層は表層地盤に覆われている．また，地下水面は表層地盤底面とした．解析上考慮する最大周波数f_{max}を15Hzとし，要素分割にあたっては，要素の最大高さを$V_s/(5\times f_{max})$とした．ここに，V_sは収束剛性から設定されるせん断波速度である．弱層(1)についてはジョイント要素でモデル化し，他は有限要素でモデル化した．解放基盤表面はモデル底面に設定し，先に示した水平動と上下動を，モデル底面より直接入射波として同時入力した．動的解析時の境界条件は，モデル側方をエネルギー伝達境界，モデル底面を粘性境界とした.

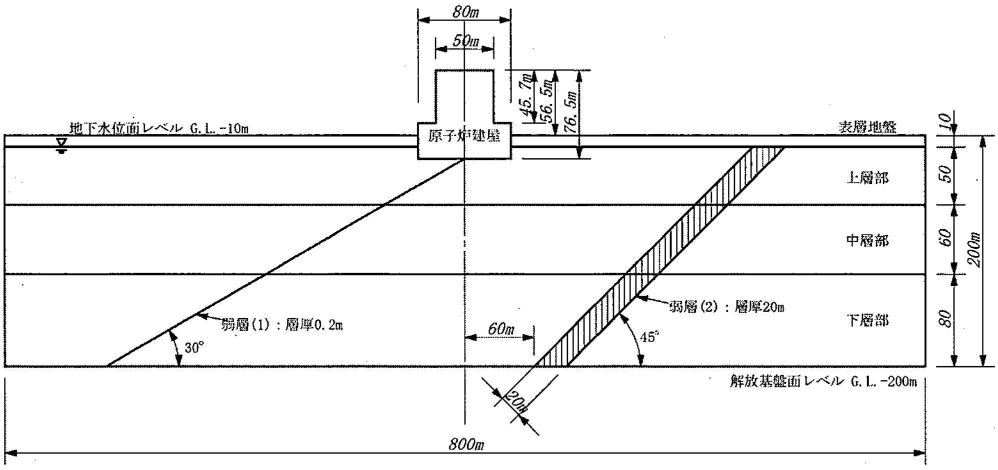


図4.2.10　軟岩基礎地盤を対象とした解析モデル

b．地盤物性値

地盤物性値は，軟岩サイトの既設原子力発電所における値を参考にして設定した．地盤物性値一覧を表4.2.1に示す．軟岩サイトのモデルでは，全ての地層が，図4.2.11に示す非線形性(せん断弾性係数 G および減衰定数 h のせん断ひずみ依存性)を有するものとした．また，地盤の減衰については，水平方向と上下方向で同一に扱った．上層部，中層部および下層部の岩盤部の破壊包絡線は，図4.2.12に示す放物線と直線で形成される形状とした．表層地盤のせん断強度 Cu，弱層(1)(2)のせん断強度 Cu および初期せん断弾性係数 G_0 は，初期平均有効主応力 σ'_{m0} に依存する形で設定した．

表4.2.1　軟岩基礎地盤モデルにおける各層の地盤物性値

項　　目	単位	表層地盤	弱層(1) 弱層(2)	岩　　盤			解放基盤	備　　考
				上層部	中層部	下層部		
単位体積重量（γ）	kN/m³	18	18	17	18	19	19	
せん断強度（Cu）	kPa	$49+0.58\cdot\sigma'_{m0}$	$49+0.36\cdot\sigma'_{m0}$	1200	1400	1600	-	σ'_{m0}：初期平均有効主応力(kPa)
せん断強度（τ_R）	kPa	-	-	510	580	730	-	
引張強度（σ_t）	kPa	-	-	200	200	290	-	
S波速度（V_s）	m/s	300	-	450	500	600	700	
初期せん断弾性係数（G_0）	MPa	170	$2.2\cdot(\sigma'_{m0})^{0.6}$	340	450	690	930	σ'_{m0}：初期平均有効主応力(kPa)
動弾性係数（E_d）	MPa	470	-	980	1300	2000	2600	
動ポアソン比（ν_d）	-	0.45	0.45	0.43	0.43	0.42	0.41	
$G/G_0 \sim \gamma$ γ：(%)	-	$1/(1+4.5\gamma^{0.6})$	$1/(1+4.8\gamma^{0.7})$	$1/(1+2.8\gamma^{1.1})$	$1/(1+2.3\gamma^{1.3})$	$1/(1+0.8\gamma^{1.1})$	1.0 (一定)	
$h \sim \gamma$ γ：(%)	%	$11.4\gamma^{0.2}+2.0$	$18.0\gamma^{0.3}+2.0$	$14.0\gamma^{0.8}+2.0$	$9.1\gamma^{0.9}+1.8$	$5.9\gamma^{1.2}+1.0$	3.0 (一定)	
減衰定数hの下限値	%	5.0	5.0	3.0	3.0	3.0	-	
備　　考		表層地盤は地下水位以浅であるため，$\sigma'_{m0}=\sigma_{m0}$		上層部，中層部，下層部の強度は，低圧部を放物線，高圧部を $\phi=0$ の直線とした破壊包絡線として設定				

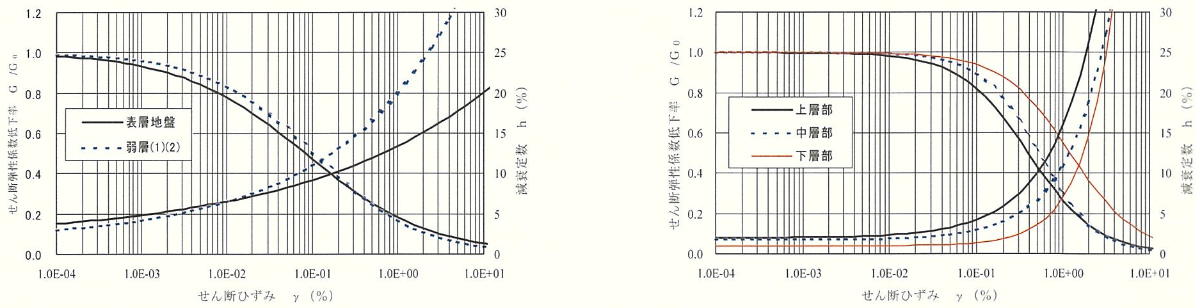


図4.2.11　各層のせん断弾性係数および減衰定数のせん断ひずみ依存特性

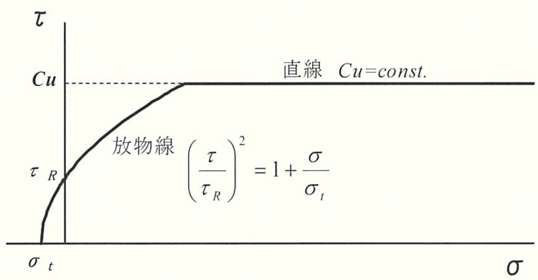


図4.2.12　岩盤部の破壊包絡線形状

c．初期応力の算定

初期応力は，単位体積重量を各地層に応じた値とし，変形係数Eおよびポアソン比νについては一律E=980MPa，ν=0.45とした自重解析によって求めた．初期応力解析時の境界条件は，モデル側方を鉛直ローラ，モデル底面を固定条件とした．

d．想定すべり線の設定

本検討の想定すべり線を図4.2.13に示す．これらは，地層構成や別途行った震度法に基づく静的解析によるモビライズド面の位置などを考慮して設定した．

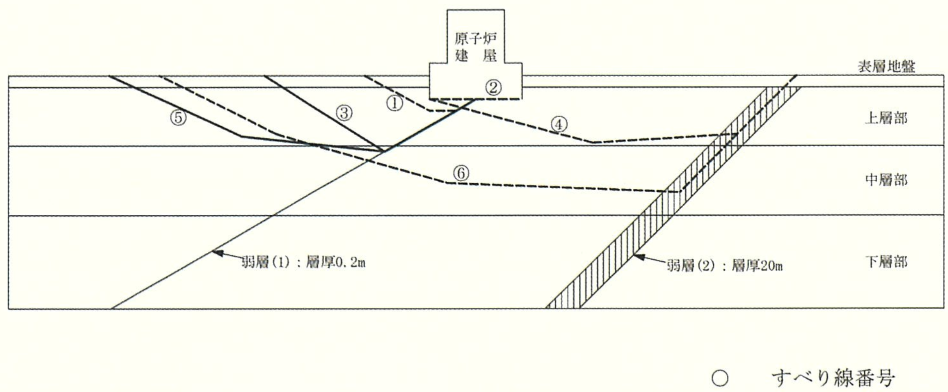


図4.2.13　軟岩基礎地盤モデルにおける想定すべり線位置図

e．想定すべり線のすべり安全率の算定方法

すべり安全率は，各要素内のすべり線上に作用するせん断応力の総和と各要素が発揮する強度の総和の比から算定する方法と

し，次式によった.

$$F_s = \sum_{i=1}^{n} R_i \Big/ \sum_{i=1}^{n} S_i \qquad \cdots\cdots (4.2.6)$$

ここに，F_s ：すべり安全率，R_i ：各要素内のすべり線上で発揮される抵抗力，S_i ：各要素内のすべり線上に作用するせん断力，n ：想定すべり線が通過する要素の総数である．なお，以下に示す最大加速度出現時間差と最小すべり安全率との関係の図化に当たっては，それぞれの最小すべり安全率を，実施した全ての結果の平均値で正規化した値(以下，正規化最小すべり安全率という)を用いる.

f．すべり安全率のばらつきの評価

水平動と上下動の最大加速度出現時間差を変化させた水平動・上下動を組合せたNo. 1～No. 36の検討用入力地震動に対して正規化最小すべり安全率と水平動と上下動の最大加速度出現時間差との関係をすべり線ごとに求めた．図4. 2. 14に結果を示す．同図より，水平動と上下動の最大加速度出現時間差によらず正規化最小すべり安全率のばらつきの程度は常に 0. 7～1. 3 の範囲にあり，軟岩基礎地盤に対して，水平動と上下動の最大加速度出現時間差は正規化最小すべり安全率のばらつきの程度に大きな影響を及ぼさないことがわかる.

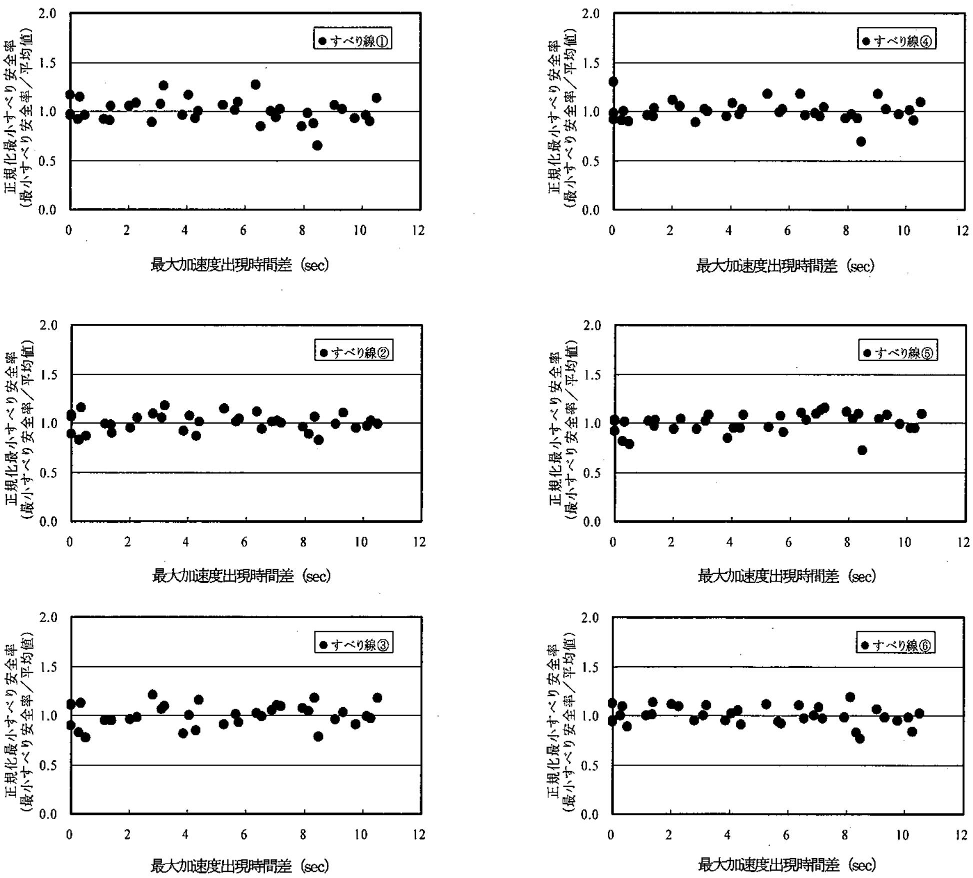


図4. 2. 14　軟岩基礎地盤モデルでの正規化最小すべり安全率と最大加速度出現時間差の関係

(3) 硬岩基礎地盤に関する検討

硬岩からなる基礎地盤に関しては，硬岩サイトを想定した2モデルを対象に検討を行った.

用いた検討用入力地震動，解析手法，物性の取り扱い，要素の最大高さ，動的解析時の境界条件，初期応力の算定，想定すべり線のすべり安全率の算定方法は，「(2)軟岩基礎地盤に関する検討」と同様である.

a．解析モデル

解析の対象とした地盤モデルは，主に硬岩から構成される不整形地盤とし，硬岩基礎地盤モデル1(図4.2.15)および硬岩基礎地盤モデル2(図4.2.16)の2種類のモデルを設定した．モデル1とモデル2の異なる点は，モデル1の地盤が，上位から表層部～CM1級相当岩盤～CM2級相当岩盤～CH1級相当岩盤～CH2級相当岩盤と，剛性や強度などの地盤特性が深部に向かって増加する構成となっているのに対し，モデル2の地盤では，第3層のCM2級相当岩盤と第5層のCH2級相当岩盤の間の第4層を地盤剛性および強度の小さいCL級相当の岩盤としたことである．CL級相当岩盤のせん断波速度(V_s)は600m/sと設定した．地下水面は表層地盤底面としている.

解放基盤表面は，モデル1では原子炉建屋基礎底面のGL-20mに設定し，モデル2では，CL級相当の岩盤の下端に設定した．動的解析のモデル底面における検討用入力地震動は，1次元重複反射理論を用いて，解放基盤表面からモデル底面までの引き戻し計算によって作成した.

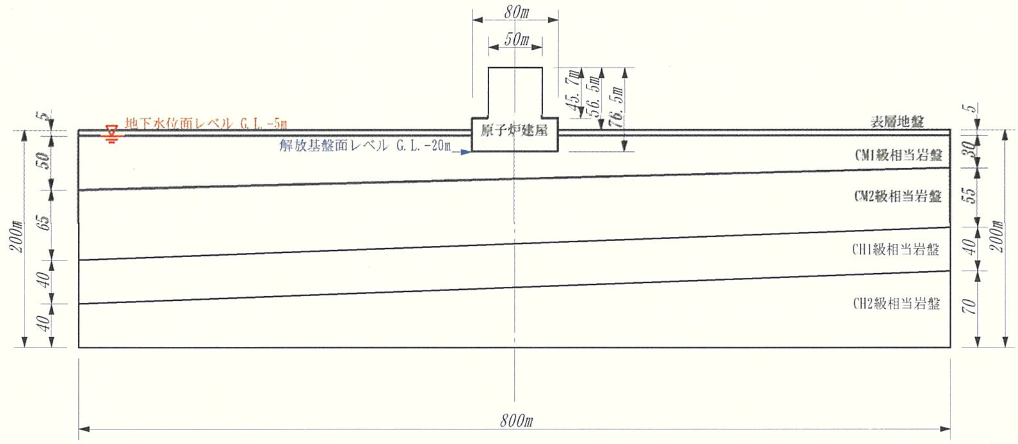


図4.2.15 硬岩基礎地盤の解析モデル1

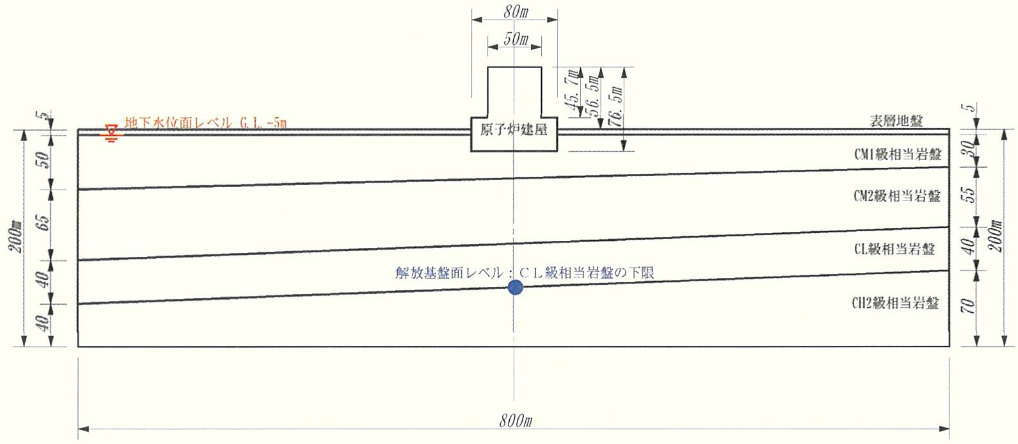


図4.2.16 硬岩基礎地盤の解析モデル2

b．地盤物性値

地盤物性値は，既設原子力発電所における値を参考とし，各岩級区分に設定した．表4. 2. 2に硬岩基礎地盤モデルの地盤物性値一覧を示す．動的解析時における地盤の非線形性については，表層地盤のみ図4. 2. 17に示すような特性を与え，その他の岩盤部に対しては，既設原子力サイトのデータを参考にせん断弾性係数，減衰ともに一定の線形物性とした．また，岩盤部の破壊包絡線形状は，図4. 2. 18に示すように設定した．表層地盤のせん断強度は，「(2) 軟岩基礎地盤に関する検討」と同様にした．

表4. 2. 2　硬岩基礎地盤モデルにおける各層の地盤物性値

項目	単位	表層地盤	岩盤					備考
			CL級相当	CM1 級相当	CM2 級相当	CH1 級相当	CH2 級相当	
静弾性係数 (E_s)	MPa	98	980	1500	3900	4900	5900	
静ポアソン比 (ν_s)	−	0.45	0.30	0.30	0.25	0.20	0.20	
単位体積重量 (γ)	kN/m³	18	20	23	25	25	26	
せん断強度 (Cu)	kPa	$49+0.58\cdot\sigma'_{m0}$	−	−	−	−	−	σ'_{m0}：初期平均有効主応力
粘着力 (c)	kPa	−	290	490	980	1200	1500	
内部摩擦角 (ϕ)	度	−	33.0	35.0	45.0	50.0	50.0	
S波速度 (V_s)	m/s	300	600	1000	1300	1500	2000	
初期せん断弾性係数 (G_0)	MPa	170	720	2300	4200	5900	11000	
動弾性係数 (E_d)	MPa	470	2100	6500	12000	16000	29000	
動ポアソン比 (ν_d)	−	0.45	0.40	0.40	0.37	0.36	0.35	
$G/G_0 \sim \gamma$ γ：(%)	−	$1/(1+4.5\gamma^{0.6})$	7300 (一定)	23000 (一定)	43000 (一定)	60000 (一定)	110000 (一定)	
$h \sim \gamma$ γ：(%)	%	$11.4\gamma^{0.2}+2.0$	3.0 (一定)	3.0 (一定)	3.0 (一定)	2.0 (一定)	2.0 (一定)	
減衰定数hの下限値	%	5.0	−					
備考		表層地盤は地下水位以浅であるため， $\sigma'_{m0}=\sigma_{m0}$						

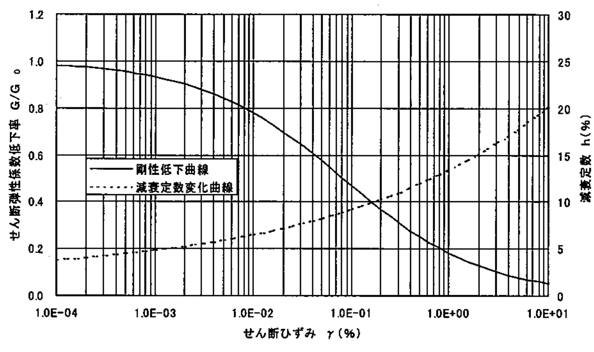


図4. 2. 17　表層地盤のせん断弾性係数および減衰定数のせん断ひずみ依存特性

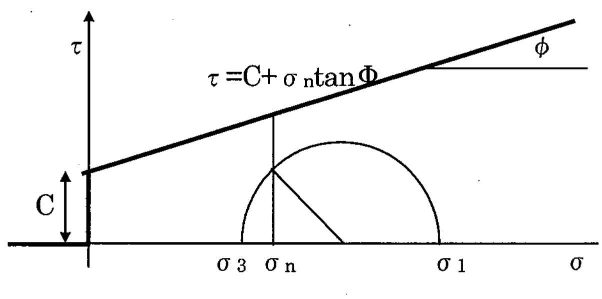


図4. 2. 18　岩盤部の破壊包絡線形状

c．想定すべり線の設定

本検討の想定すべり線を図4. 2. 19に示す．ここでは，原子炉建屋に沿う5本のすべり線を想定した．

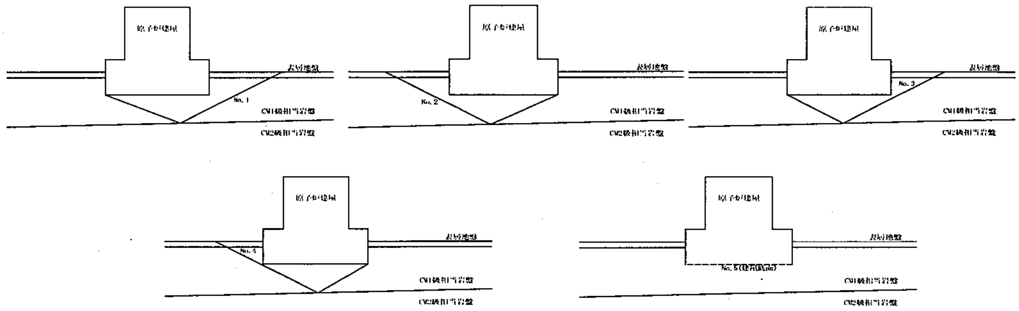


図4.2.19 硬岩基礎地盤モデルにおける想定すべり線位置図

d．すべり安全率のばらつきの評価

水平動と上下動の最大加速度出現時間差を変化させた水平動・上下動を組合せたNo. 1～No. 36の検討用入力地震動に対して正規化最小すべり安全率と水平動と上下動の最大加速度出現時間差との関係をすべり線ごとに求めた．図4. 2. 20，図4. 2. 21に結果を示す．同図より，硬岩基礎地盤モデル１および硬岩基礎地盤モデル２のどちらのモデルも，軟岩基礎地盤と同様に，水平動と上下動の最大加速度出現時間差によって正規化最小すべり安全率のばらつきの程度は 0. 8～1. 2 の範囲にあり，また，硬岩基礎地盤に対しても最大加速度出現時間差は正規化最小すべり安全率のばらつきに大きな影響を及ぼさないことがわかる．

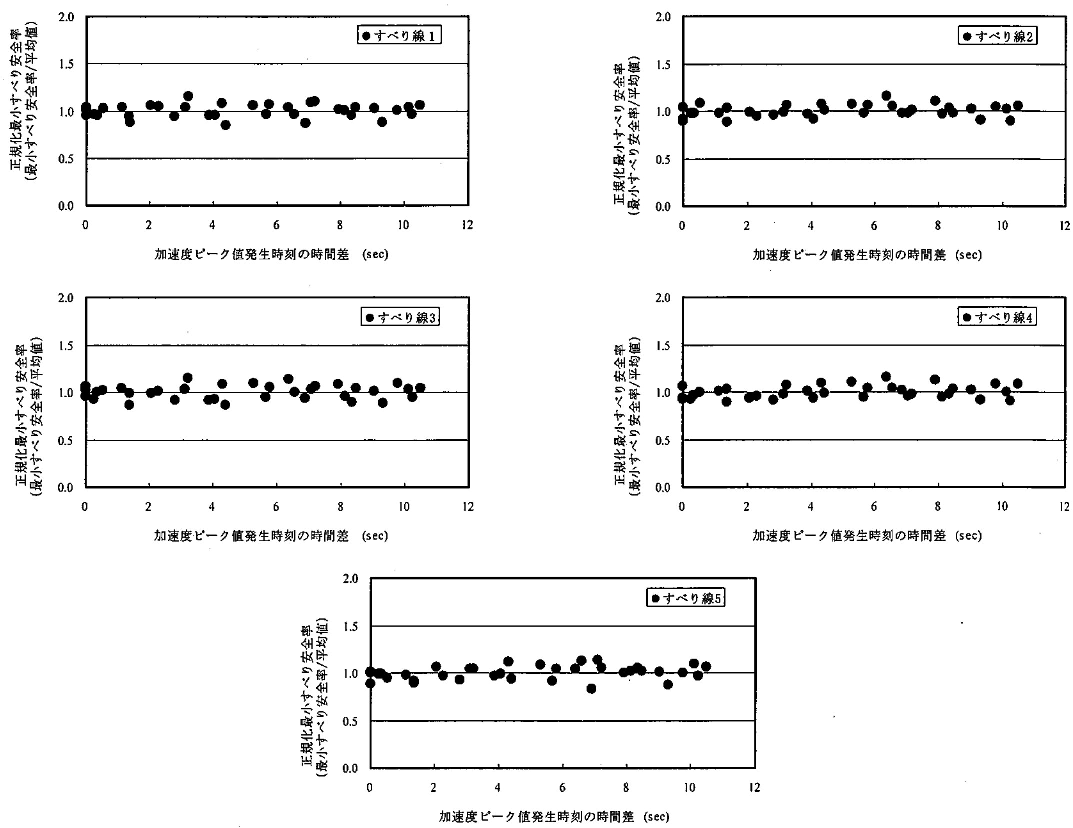


図4. 2. 20 硬岩基礎地盤モデル１での正規化最小すべり安全率と最大加速度出現時間差の関係

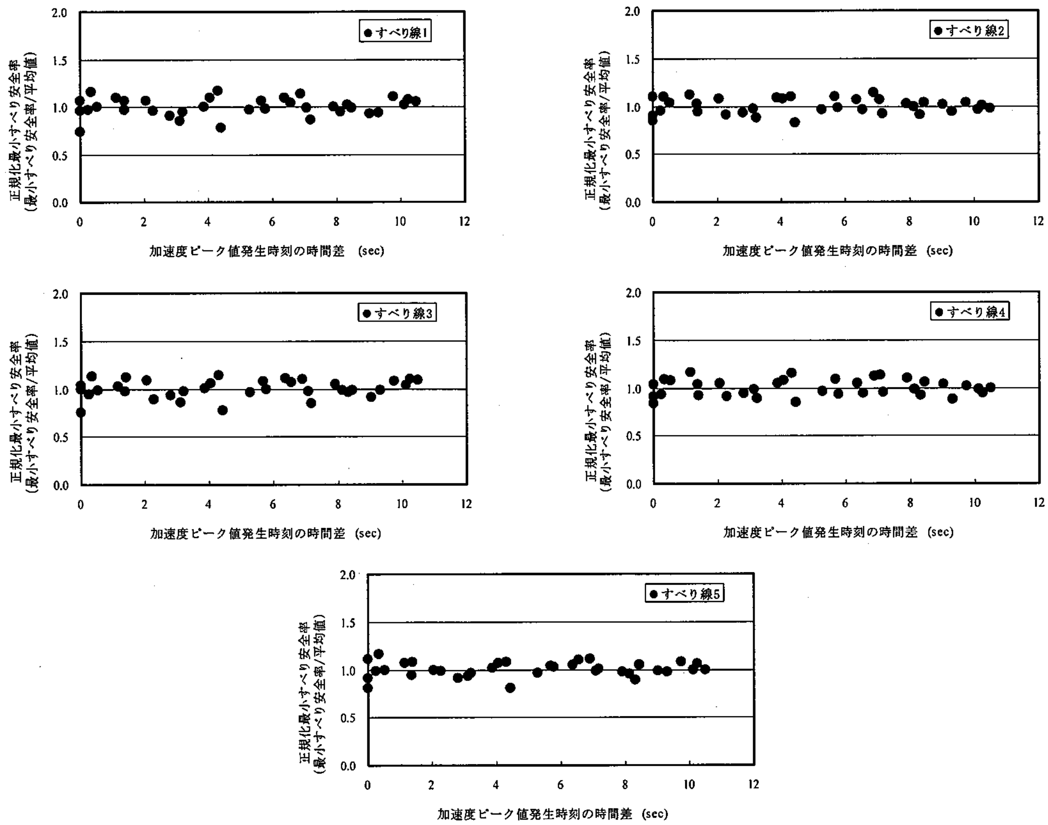


図4.2.21　硬岩基礎地盤モデル2での正規化最小すべり安全率と最大加速度出現時間差の関係

(4) 周辺斜面に関する検討

周辺斜面に関しては，軟岩および硬岩サイトを想定した2モデルを対象に検討を行った．用いた検討用入力地震動，解析手法，物性の取り扱い，要素の最大高さ，動的解析時の境界条件，初期応力の算定，想定すべり線のすべり安全率の算定方法は，「(2) 軟岩基礎地盤に関する検討」と同様である．

a．解析モデル

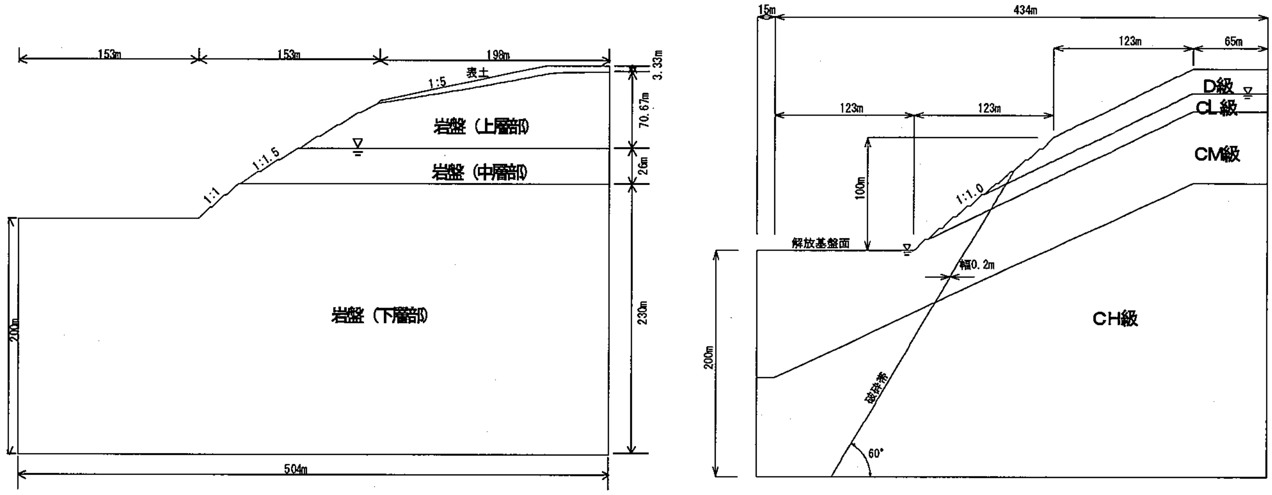
図4.2.22に解析モデルを示す．(a)に示す軟岩斜面モデルと(b)に示す硬岩斜面モデルとした．地下水面は，同図に示す位置に設定している．なお，硬岩斜面モデルの破砕帯(幅 0.2m)についてはジョイント要素でモデル化した．軟岩斜面モデルでは，モデル下端を解放基盤表面と設定した．一方，硬岩斜面モデルの解放基盤表面は，斜面のり尻レベルの水平地盤面に設定し，動的解析時におけるモデル底面での検討用入力地震動は，1次元重複反射理論を用いた解放基盤表面からモデル底面までの引き戻し計算によって作成した．

b．地盤物性値

地盤物性値は，既設原子力発電所における値を参考とし，各岩級区分ごとに設定した．軟岩斜面モデルは表4.2.3(a)に，硬岩斜面モデルは表4.2.3(b)に示す地盤物性値を設定した．破砕帯，D級岩盤のせん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存性は，図4.2.23に示す関係で与えた．

c．想定すべり線の設定

本検討の想定すべり線を図4.2.24に示す．ここでは，軟岩斜面モデルにおいて４本，硬岩斜面モデルにおいて４本のすべり線を想定した．



(a) 軟岩斜面モデル　　(b) 硬岩斜面モデル

図4.2.22　周辺斜面を対象とした解析モデル

表4.2.3(a)　軟岩斜面モデルの各層地盤物性値

項　目	単位	表層地盤	弱層(1) 弱層(2)	岩盤			解放基盤	備　考
				上層部	中層部	下層部		
単位体積重量（γ）	kN/m³	18	18	17	18	19	19	
せん断強度（Cu）	kPa	49+0.58・σ'_{m0}	49+0.36・σ'_{m0}	1200	1400	1600	－	σ'_{m0}：初期平均有効主応力(kPa)
せん断強度（τ_R）	kPa	－	－	510	580	730	－	
引張強度（σ_t）	kPa	－	－	200	200	290	－	
S波速度（V_S）	m/s	300	－	450	500	600	700	
初期せん断弾性係数（G_0）	MPa	170	2.2・(σ'_{m0})$^{0.6}$	340	450	690	930	σ'_{m0}：初期平均有効主応力(kPa)
動弾性係数（E_d）	MPa	470	－	980	1300	2000	2600	
動ポアソン比（ν_d）	－	0.45	0.45	0.43	0.43	0.42	0.41	
$G/G_0 \sim \gamma$ γ：(%)	－	1/(1+4.5$\gamma^{0.6}$)	1/(1+4.8$\gamma^{0.7}$)	1/(1+2.8$\gamma^{1.1}$)	1/(1+2.3$\gamma^{1.3}$)	1/(1+0.8$\gamma^{1.1}$)	1.0 (一定)	
$h \sim \gamma$ γ：(%)	%	11.4$\gamma^{0.2}$+2.0	18.0$\gamma^{0.3}$+2.0	14.0$\gamma^{0.8}$+2.0	9.1$\gamma^{0.9}$+1.8	5.9$\gamma^{1.2}$+1.0	3.0 (一定)	
減衰定数hの下限値	%	5.0	5.0	3.0	3.0	3.0	－	
備　考		表層地盤は地下水位以浅であるため，$\sigma'_{m0}=\sigma_{m0}$		上層部，中層部，下層部の強度は，低圧部を放物線，高圧部をϕ=0の直線とした破壊包絡線として設定				

表4.2.3(b)　硬岩斜面モデルの各層地盤物性値

項　　目	単位	破壊帯	岩　　盤			
			D級相当	CL級相当	CM級相当	CH級相当
単位体積重量（γ）	kN/m³	18	20	20	25	26
粘 着 力（c）	kPa	50	200	300	1000	1500
内部摩擦角（ϕ）	度	20.0	20.0	33.0	45.0	50.0
S波速度（V_S）	m/s	300	500	600	1300	2000
初期せん断 弾性係数（G_0）	MPa	$34(\sigma'_{m0})^{0.6}$ σ'_{m0} ：kgf/cm²	500	720	4200	11000
動弾性係数（E_d）	MPa	－	1400	2000	12000	29000
動ポアソン比（ν_d）	－	0.45	0.43	0.40	0.37	0.35
$G/G_0 \sim \gamma$ γ：(%)	－	$1/(1+4.8\gamma^{0.7})$	$1/(1+4.5\gamma^{0.6})$	720 (一定)	4200 (一定)	11000 (一定)
$h \sim \gamma$ γ：(%)	%	$18.0\gamma^{0.3}+2.0$	$11.4\gamma^{0.2}+2.0$	3.0 (一定)	3.0 (一定)	2.0 (一定)
減衰定数hの下限値	%	5.0	3.0	3.0	3.0	3.0
備　　考		σ'_{m0} ：初期平均 有効主応力				

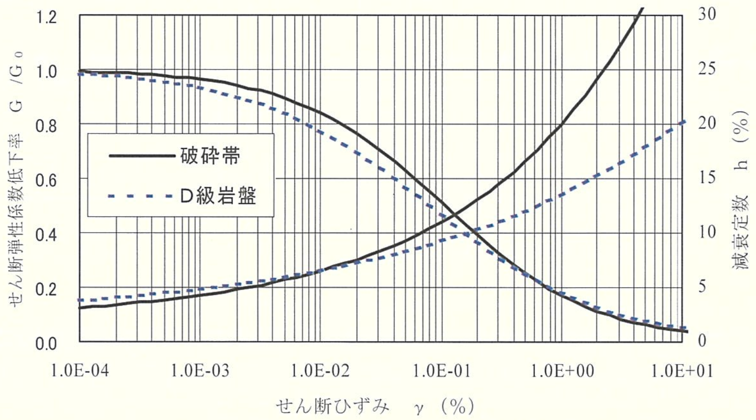
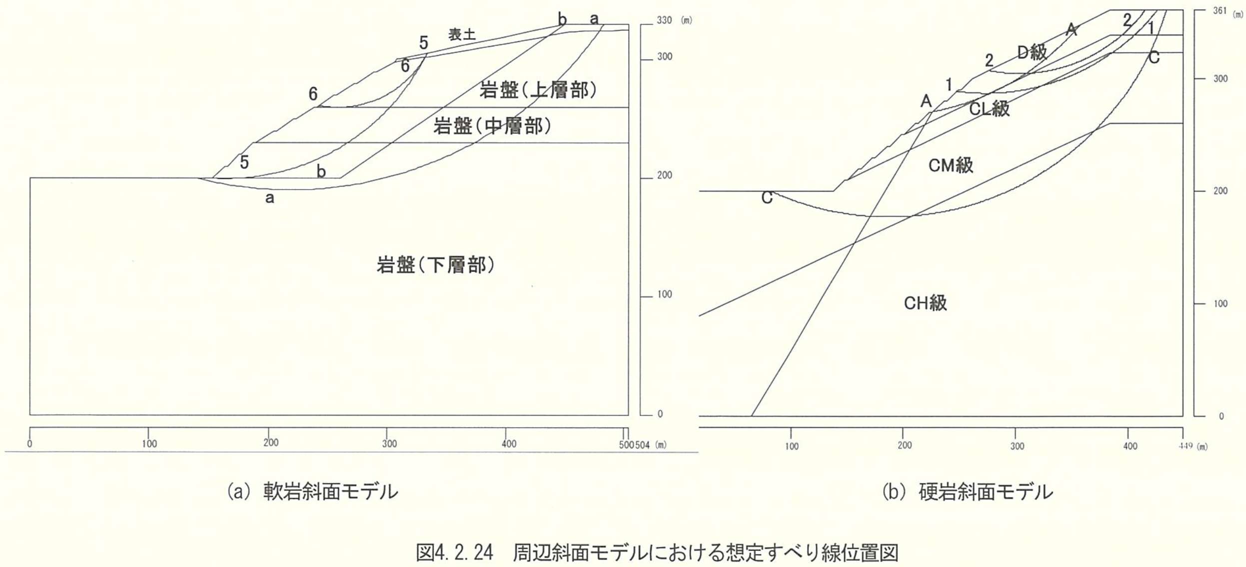


図4.2.23　破砕帯，D級岩盤のせん断弾性係数および減衰定数のせん断ひずみ依存性



(a) 軟岩斜面モデル　　(b) 硬岩斜面モデル

図4.2.24　周辺斜面モデルにおける想定すべり線位置図

d．すべり安全率のばらつきの評価

図4. 2. 25に軟岩斜面モデルの結果を，図4. 2. 26に硬岩斜面モデルの結果を示す．これらの図より，硬岩斜面モデルおよび軟岩斜面モデルのどちらのモデルも，水平動と上下動の最大加速度出現時間差によらず，正規化最小すべり安全率のばらつきの程度は常に 0. 8～1. 2 の範囲にあり，周辺斜面に対しても，水平動と上下動の最大加速度出現時間差は正規化最小すべり安全率のばらつきの程度に大きな影響を及ぼさないことがわかる．

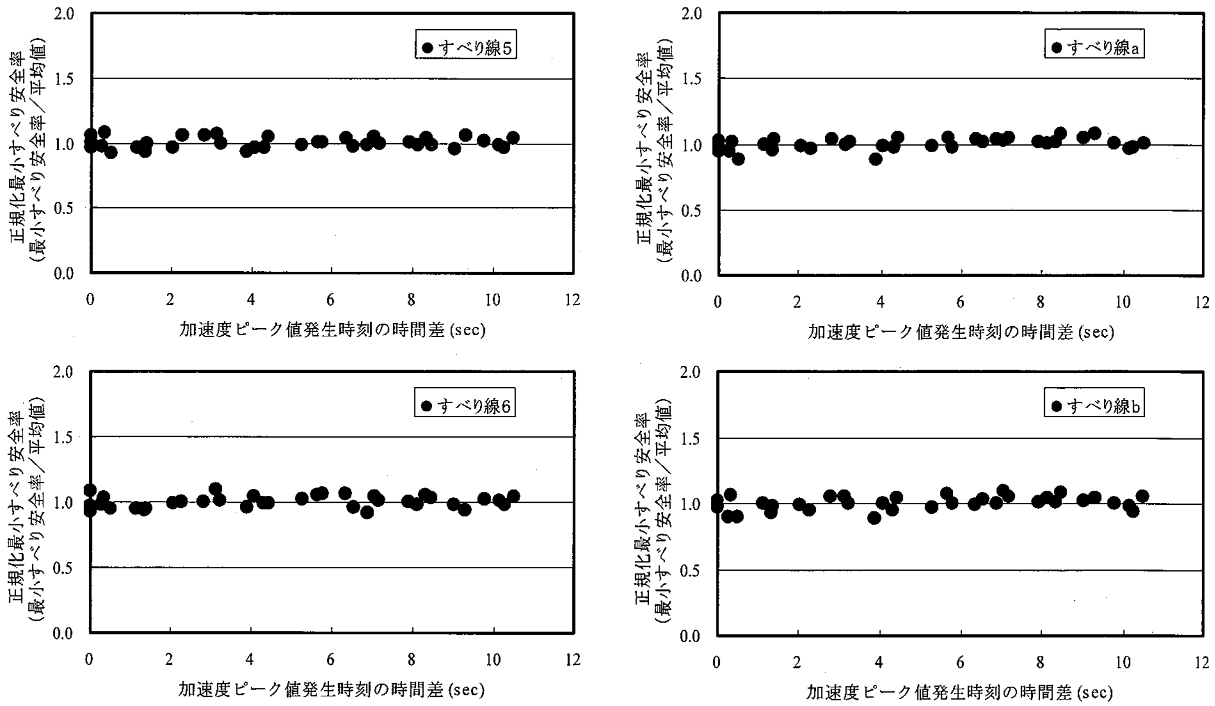


図4. 2. 25　軟岩斜面モデルにおける正規化最小すべり安全率と最大加速度出現時間差の関係

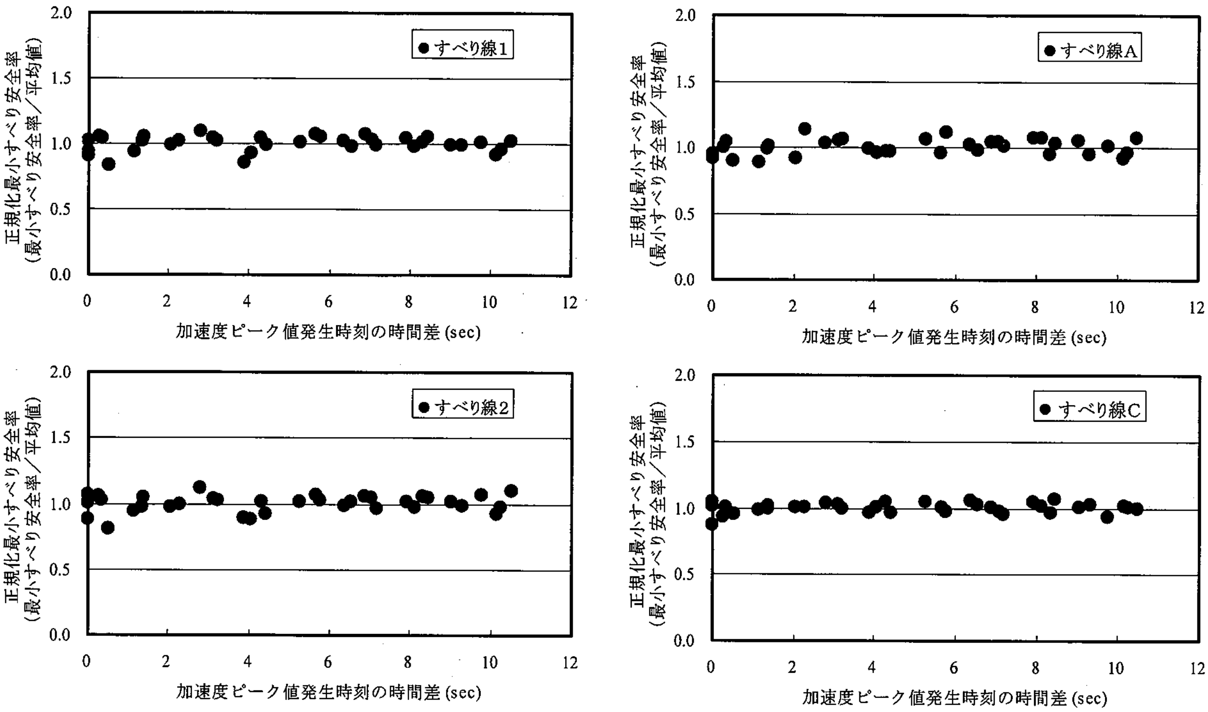


図4.2.26 軟岩斜面モデルにおける正規化最小すべり安全率と最大加速度出現時間差の関係

(5) まとめ

軟岩，硬岩からなる基礎地盤および周辺斜面の代表的なモデルならびに地盤物性値を設定し，水平動と上下動の同時入力として考慮した等価線形解析を用いて，水平動と上下動の最大加速度出現時間差(位相差)が，正規化最小すべり安全率のばらつきに及ぼす影響を解析的に検討した．その際，出現時間差は，4.2.2. で示した地震観測記録の分析結果に基づいて 0 秒～11 秒とした．

検討の結果，本検討で用いたような入力地震動特性のもとでは，いずれのモデル，地盤条件に対しても，観測記録による水平動と上下動の最大加速度出現時間差に，正規化最小すべり安全率のばらつきが規則的な傾向を示すようなことはなく，ばらつきの程度は入力地震動の最大加速度出現時間差に相関はないと考えられる．

得られた知見をまとめると以下のようになる．

1) S 波タイプの上下動では，水平動と上下動の最大加速度がほぼ同時に発生するが，P 波タイプの上下動では，両者の最大加速度出現時間差は震央距離に依存し，震央距離 100km 程度で，出現時間差は概ね 10 秒程度であった．したがって，水平動と上下動の同時性を考慮した動的解析に用いる入力地震動の水平動と上下動の最大加速度出現時間差として 10 秒程度までを設定することにより，震央距離 100km 程度までの地震に対する出現時間差を概ね考慮していることになる．
2) 既設原子力発電所の地盤を参考として，軟岩，硬岩からなる基礎地盤および周辺斜面の代表的なモデル，地盤物性値を設定して，入力地震動の水平動と上下動の最大加速度出現時間差が正規化最小すべり安全率のばらつきの程度に及ぼす影響を解析的に検討した．その結果，いずれのモデル，地盤条件，ある特定の時間差の時に，すべり安全率のばらつきの程度が大きく異なるという傾向は認められない．すなわち，ばらつきの程度は，入力地震動の最大加速度出現時間差にほとんど依存しないことが示された．

上記の結果を踏まえると，ランダム位相により策定された入力地震動の場合は，任意に与えられる 1 組の水平動・上下動により，原子力発電所基礎地盤ならびに周辺斜面の安定性評価を実施すればよいといえる．

【参考文献】

1) 石川博之, 佐藤浩章, 河井正, 金谷守 : 動的上下動を考慮した地盤の安定性評価 (その3), 動的上下動が原子力発電所基礎地盤や周辺斜面のすべり安全率に及ぼす影響, 電力中央研究所U03013, 2003.

2) 原子力土木委員会・地盤安定性評価部会 : 上下動を考慮した原子力発電所基礎地盤および周辺斜面の地震時安定性評価, 土木学会論文集, 757, Ⅲ-66, pp. 21-31, 2004.

3) 佐藤浩章, 芝良昭 : 岩盤上記録における上下動と水平動最大値の出現時間差に関する基礎的検討, 日本建築学会大会講演梗概集, 構造 2, pp. 211-212, 2000.

4) 矢島浩 : 強震観測資料集 第17巻(1998年観測地震), 電力中央研究所報告U99028, 1999.

5) 瀬尾和大 : 初動の走時から推定される地震波の南関東における伝播経路, 地震2, 32, pp. 267－279, 1978.

6) 武村雅之・大野晋・高橋克也 (1999) : 強震記録から見た震源近傍での硬質地盤上における地震動 －レベル 2 地震動の共通基準－, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 61-64.

7) Nishimura, I., Noda, S., Takahashi, K., Takemura, M., Ohno, S., Tohdo, M. and T., Watanabe,: Response Spectra for Design Purpose of Stiff Structures on Rock Sites, SMiRT 16, Washington DC, Paper#1133, 2001.

4.3 水平・上下動の同時入力に対応した建屋のモデル化方法に関する検討

4.3.1 はじめに

一般に, 原子炉建屋の地震応答解析においては, 建物を質点系モデル(バネ-マスモデル)でモデル化し, 地盤をスウェイとロッキングばねでモデル化(通称S-Rモデル)した解析モデルを水平方向と上下方向別々に作成している. そして, それぞれのモデルに対して地震応答解析を行い, 得られた水平方向と上下方向の地震応答解析の結果を, 組合せ係数法やSRSS法(Square Root Sum of Square)によって重ね合わせている. しかし, 動的FEMによって地盤安定性評価を行う場合には, 地盤のモデル化に合わせて建屋を4節点のソリッド要素を用いてモデル化(FEMモデル)を行う必要性があるため, 地盤安定性評価を実施するに当たっては, 事前に建築が用いているモデルとFEMモデルとの振動特性を一致させる作業が行われていた.

現行のJEAG4601-1987に基づく地盤安定性評価では, 上下方向の地震動は静的に扱っているため, 動的解析によって照査を行う場合においても, 建屋の上下方向の振動特性についてはあまり重要視されなかった. しかし, 現在, 新指針においては, 上下動を動的に与えることが明記されており, 水平動および上下動の同時加振によって地盤の安定性を照査する予定である. 従って, 場合によっては, 建屋の上下方向の振動特性も, 安定性に影響する事が危惧されている.

本節では, 水平上下動の同時入力に対応した建屋のモデル化方法の概略を示すとともに, 上下方向の建屋の固有周期が地盤安定性評価に与える影響について検討した結果について述べる.

4.3.2 モデル化方法の概略

モデル化方法は, 原子炉建屋の地震応答解析で用いた建物各層の水平剛性K_H, 鉛直剛性K_Vおよび曲げ剛性K_ϕから, 等価なFEMモデルを各層毎に作成する方法(図4.3.1)である. 原子炉建屋のモデル化に際しては, 建築側から与えられるモデルの物性値より水平剛性K_H, 鉛直剛性K_Vおよび曲げ剛性K_ϕを求めることができる. 以下にK_H, K_VおよびK_ϕの式を示す.

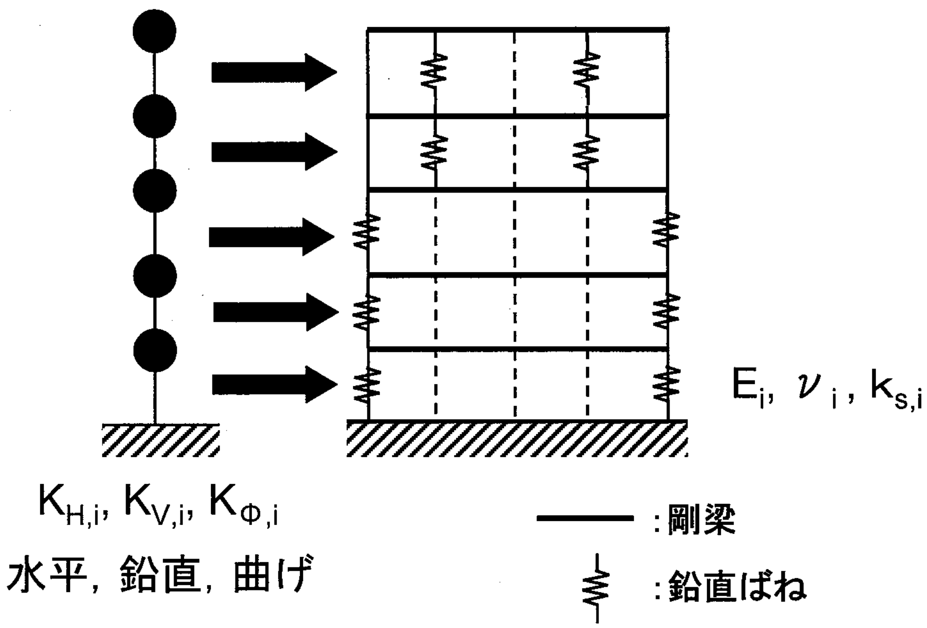


図4.3.1　モデル化手法の概念図

$$K_{H,i}=\frac{G_i A_{H,i}}{\ell_i} \quad \cdots\cdots (4.3.1)$$

$$K_{V,i}=\frac{E_i A_{V,i}}{\ell_i} \quad \cdots\cdots (4.3.2)$$

$$K_{\phi,i}=E_i I_i \quad \cdots\cdots (4.3.3)$$

ここで，$A_{H,i}$ は水平方向の剛性に寄与する建屋の有効断面積，$A_{V,i}$ は上下方向の剛性に寄与する有効断面積である．一般に，$A_{H,i}$ は $A_{V,i}$ の約半分である．また，ℓ_i は質点系モデルの質点間の距離で，通常はモデル化するFEMモデルの各層の高さとなる．

ここで，地盤安定性評価で使用する FEM モデル(図4.3.2)のせん断剛性を $\widetilde{G}_i$，ポアソン比を $\widetilde{\nu}_i$，鉛直ばね定数を $k_{sp,i}$ とすると，幾何学的関係により，「K_H，K_V，K_ϕ」と「$\widetilde{G}_i$，$\widetilde{\nu}_i$，$k_{sp,i}$」の関係が次式で与えられる．

$$\widetilde{G}_i=\left(\frac{A_{H,i}}{a_i}\right)G_i \quad \cdots\cdots (4.3.4)$$

$$K_{V,i}=\frac{2a_i\widetilde{G}_i(1-\widetilde{\nu}_i)}{b_i(1-2\widetilde{\nu}_i)}+2k_{sp,i} \quad \cdots\cdots (4.3.5)$$

$$K_{\phi,i}=\frac{a_i^3\widetilde{G}_i}{6}\frac{(1-\widetilde{\nu}_i)}{(1-2\widetilde{\nu}_i)}+\frac{b_i d_i^2}{2}\cdot k_{sp,i} \quad \cdots\cdots (4.3.6)$$

(4.3.4)式は独立しているので，FEM要素の $\widetilde{G}_i$ は(4.3.4)式に建築側から得られたデータを代入することにより求めることが出来る．また，$\widetilde{\nu}_i$ と $k_{sp,i}$ は(4.3.5)と(4.3.6)式の2元連立一次方程式を解くことにより，以下の式が得られる．

$$\tilde{\nu}_i = \frac{1}{2} \cdot \frac{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - 2\left(a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2\right)\tilde{G}_i}{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - \left(a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2\right)\tilde{G}_i} \quad \cdots\cdots (4.3.7)$$

$$k_{sp,i} = \frac{1}{2} \cdot \frac{K_{V,i} \cdot a_i^2 \cdot b_i - 12K_{\phi,i}}{\left(a_i^2 - 3d_i^2\right)b_i} \quad \cdots\cdots (4.3.8)$$

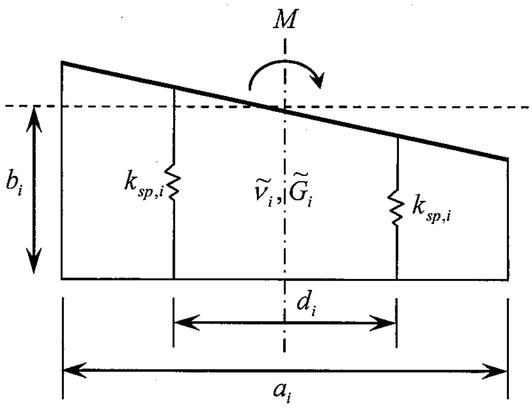


図4. 3. 2　FEMモデルの概要図

モデル化に際しては，d_i を零から建屋の幅までの間で，FEM要素の節点位置を勘案して仮定する．それぞれの d_i に対して，$\tilde{G}_i$，$\tilde{\nu}_i$，$k_{sp,i}$ が求まるが，$\tilde{\nu}_i$ が 0. 0～0. 49，$k_{sp,i}$ が正の条件を満たすケースを解とする．

モデル化後に固有値解析を行い，原子炉建屋の地震応答解析で用いたモデルとの比較を行う．そして，その差が許容範囲外の場合には，以下の式で，入力として用いる $K_{H,i}$，$K_{V,i}$ の補正を行い，再度，(4. 3. 4), (4. 3. 7), (4. 3. 8)式を用いて $\tilde{G}_i$，$\tilde{\nu}_i$，$k_{sp,i}$ を評価する．ただし，便宜的に $K_{\phi,i}$ は同じ値を用いることとし，大きな修正が必要な場合には，次式より水平方向の剛性に連動させて修正を行うこととする．

$$K_{H,i}\Big|_{next} = K_{H,i}\Big|_{1st} \cdot \left(\frac{T_H\big|_{1st}}{T_H\big|_{target}} \right)^2 \quad \cdots\cdots (4.3.9)$$

$$K_{V,i}\Big|_{next} = K_{V,i}\Big|_{1st} \cdot \left(\frac{T_V\big|_{1st}}{T_V\big|_{target}} \right)^2 \quad \cdots\cdots (4.3.10)$$

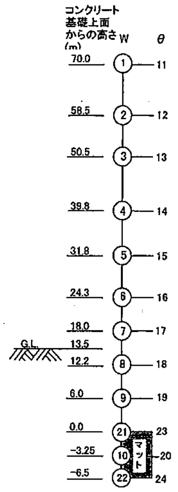
ここで，T_H，T_V は建屋の水平及び鉛直方向の1次固有周期である．

4. 3. 3　モデル化精度の検証

前項で示した手法を用いてモデル化した場合の精度の検証を示す．検証は，文献 1)および既往原子炉建屋を参考にして設定されたモデル 2)を用いた．

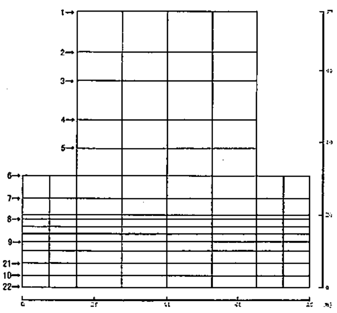
検討に使用した原子炉建屋モデルと材料物性を図4. 3. 3に示す．検討により得られたモデル化の精度を

表4.3.1に示す．表では，固有周期と刺激係数を水平および上下方向ともに3次まで比較している．表より，固有周期および刺激係数ともに質点モデルとFEM曲げせん断モデルが非常によく一致しており，モデル化手法が妥当であることがわかる．また，固有値解析の結果，得られた水平方向と上下方向の固有モードの比較を図4.3.4に示す．モード図の比較より，曲げせん断モデル化手法を適用して得られた振動モードは1次元の質点系モデルに似ていることや，曲げの変形モードが出ており，曲げが考慮されていることがわかる．即ち，曲げせん断モデル化手法の妥当性が確認された．



重量 W (ton)	X方向 回転慣性モーメント I_0 ($\times10^6$ tm²/rad)	X方向 せん断断面積 As (m²)	X方向 断面二次モーメント I ($\times10^4$ m⁴)	Y方向（奥行き方向） 回転慣性モーメント I_0 ($\times10^6$ tm²/rad)	Y方向 せん断断面積 As (m²)	Y方向 断面二次モーメント I ($\times10^4$ m⁴)
1 3520	11 0.7301	54.5	2.968	11 0.8051	64.4	3.244
2 4050	12 0.8399	70.7	3.764	12 0.9261	80.5	4.057
3 15200	13 3.162	164.8	5.295	13 3.486	295.0	9.770
4 29330	14 6.138	206.5	7.991	14 6.763	214.0	8.700
5 19530	15 4.067	251.4	10.09	15 4.484	260.9	10.96
6 25210	16 13.28	557.8	40.88	16 13.28	562.5	40.91
7 46830	17 24.70	598.1	44.51	17 24.70	598.1	45.70
8 34880	18 18.39	625.9	48.15	18 18.39	625.9	49.35
9 31150	19 16.42	625.9	48.15	19 16.42	625.9	49.35
21 0.001	23 0.0	6320.0	332.9	23 0.0	6320.0	332.9
10 124500	20 66.26	6320.0	332.9	20 66.26	6320.0	332.9
22 0.001	24 0.0			24 0.0		
合計 334200	弾性係数 $E=2.1\times10^7$ kPa せん断弾性係数 $G=8.8\times10^6$ kPa			ポアソン比 $\nu=1/6$ 減衰定数 h=5 %		

(a)　原子炉建屋の諸元



単位換算重量 Wi (kN/m²)		質量密度 ρi (kN/m³)	弾性係数 Ei (MPa)	ポアソン比 νi	せん断弾性係数 Gi (MPa)
1	13.14	1.344			
2	15.20	1.546	659	0.143	288
3	56.88	5.802	855	0.143	374
4	109.74	11.195	2235	0.143	978
5	73.06	7.454	2498	0.143	1093
6	38.64	3.939	3041	0.143	1330
7	71.78	7.317	2762	0.143	1208
8	53.45	5.450	2962	0.143	1295
9	47.76	4.867	3099	0.143	1356
21	0.00	0.000	3099	0.143	1356
10	190.74	19.453	31295	0.143	13688
22	0.00	0.000	31295	0.143	13688

(b)　原子炉建屋　FEMモデル

図4.3.3　原子炉建屋モデル

表4.3.1　モデル化の精度の比較

方向	モード数	質点モデル		FEM曲げせん断モデル			
		固有周期	刺激係数	固有周期	誤差(%)	刺激係数	誤差(%)
水平	1次	0.233	2.089	0.231	-0.99	2.034	2.6
	2次	0.116	-1.931	0.115	-1.07	-1.897	-1.8
	3字	0.079	0.926	0.081	2.57	1.029	11.1
上下	1次	0.092	1.845	0.092	1.00	1.807	2.1
	2次	0.045	-1.643	0.045	-0.08	-1.531	-6.8
	3字	0.033	1.006	0.033	-1.09	0.914	9.1

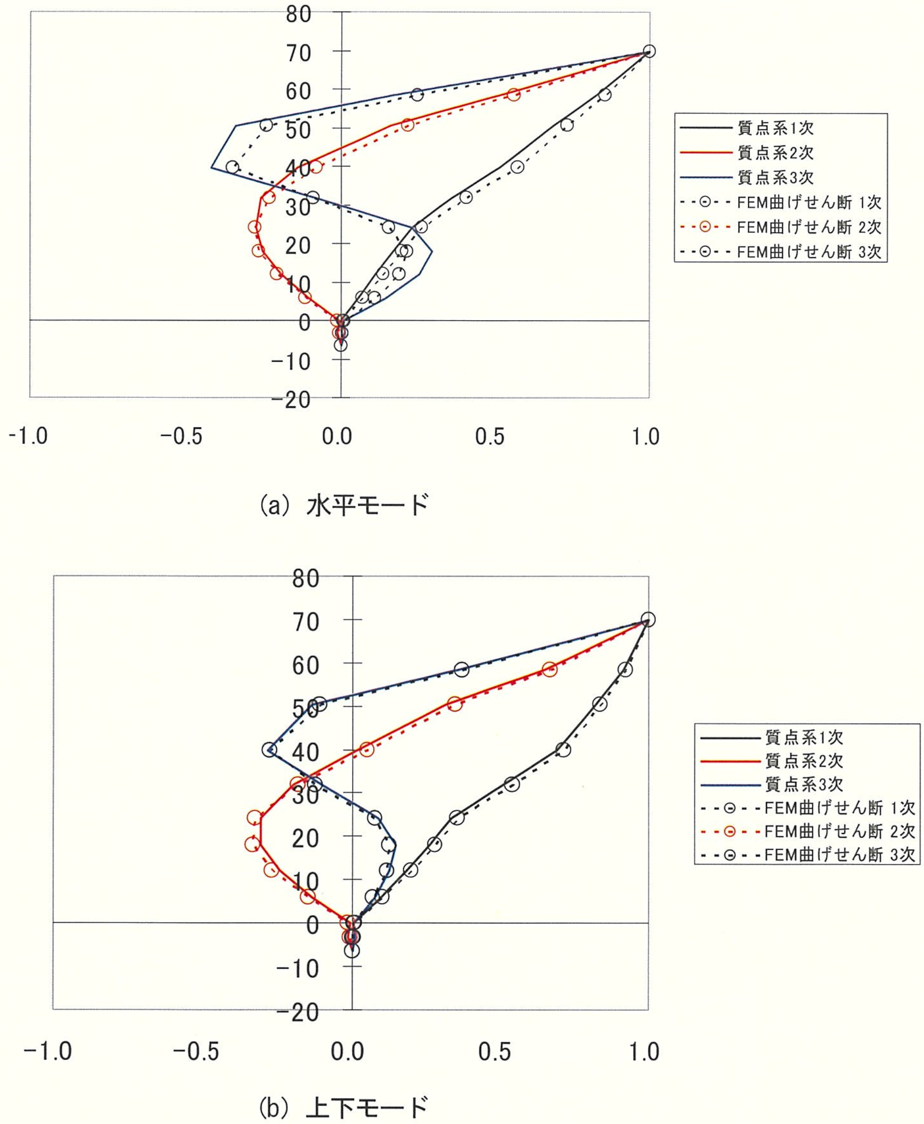


図4.3.4 原子炉建屋の固有モードの比較

4.3.4 建屋の上下方向固有周期が地盤安定性評価に与える影響の検討

地盤安定性評価に与える原子炉建屋の上下方向の共振の影響について検討した．解析は，硬岩基礎地盤[2)] (図4.3.5，表4.3.2)を対象に行った．すべり線は，図4.3.6に示す5つを設定した．また，解析では図4.3.7に示す検討用地震動を用いた．なお，硬岩基礎地盤モデルを用いたのは，地盤の卓越周期が水平方向0.48秒，上下方向0.23秒にあるため，地盤の上下方向の卓越周期付近で原子炉建屋モデルを設定できるため，共振が生じる極端なケースについて検討できるためである．

建屋の水平方向固有周期0.6秒の建屋のすべり安全率の比較を行った結果を図4.3.8に示す．建屋の水平方向固有周期0.6秒の建屋は上下方向固有周期を地盤の上下方向の卓越周期0.23秒を挟んでモデルを設定することが可能であるためである．図より，上下方向が共振状態になっていると推察される領域においてすべり安全率の低下および増大が認められるものの，その量は15%程度と比較的僅かであることがわかる．

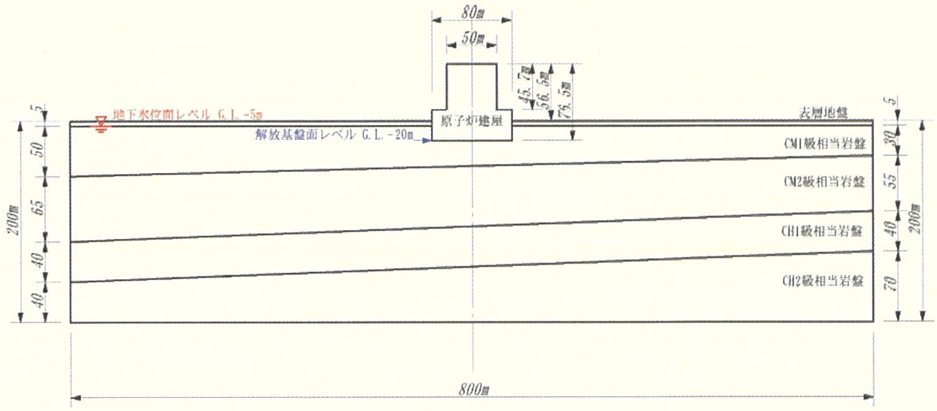


図4.3.5 検討に用いた硬岩基礎地盤モデル

表4.3.2 硬岩基礎地盤モデルの主要な物性値

	V_s [m/s]	初期せん断弾性係数 [MPa]	減衰定数(*下限値) %
表層	300	170	5.0*
CM1 級相当	1,000	2,300	3.0
CM2 級相当	1,300	4,200	3.0
CH1 級相当	1.500	5,900	2.0
CH2 級相当	2,000	11,000	2.0

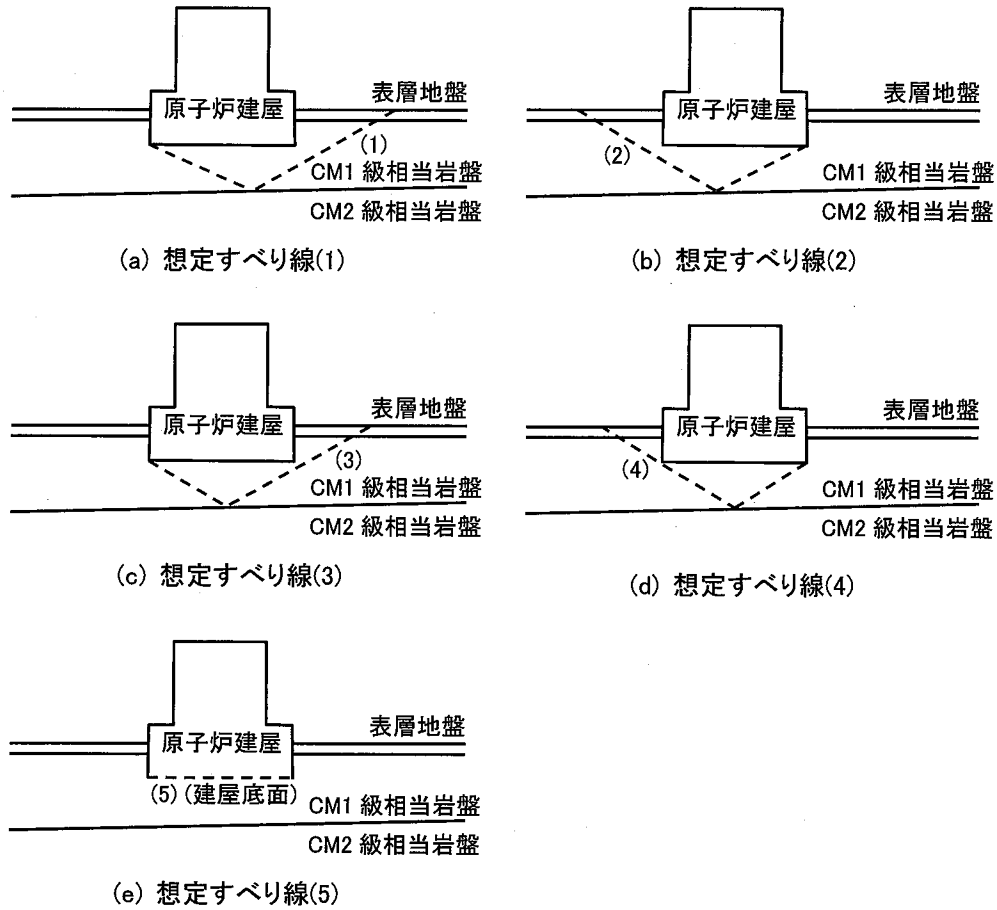


図4. 3. 6　設定したすべり線

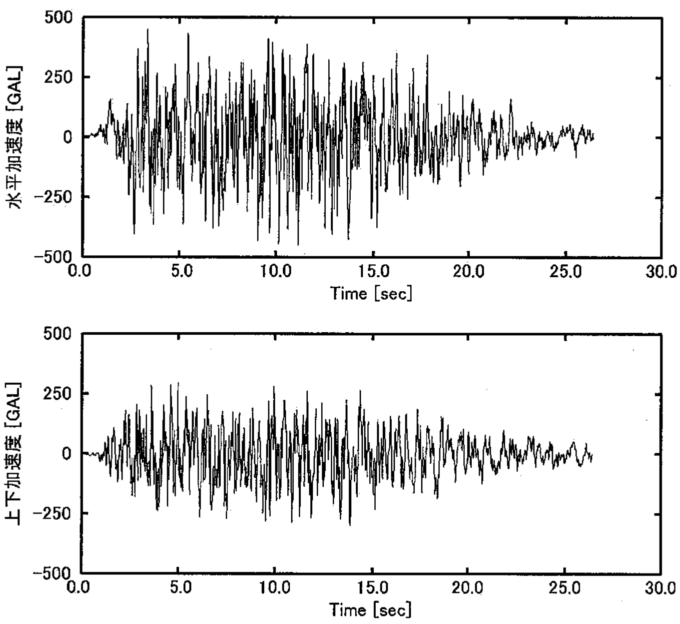
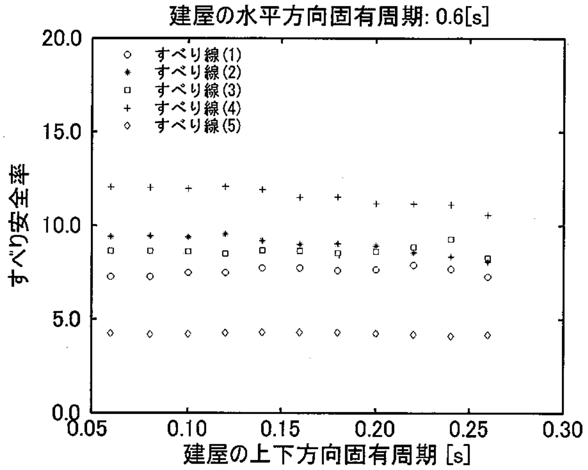
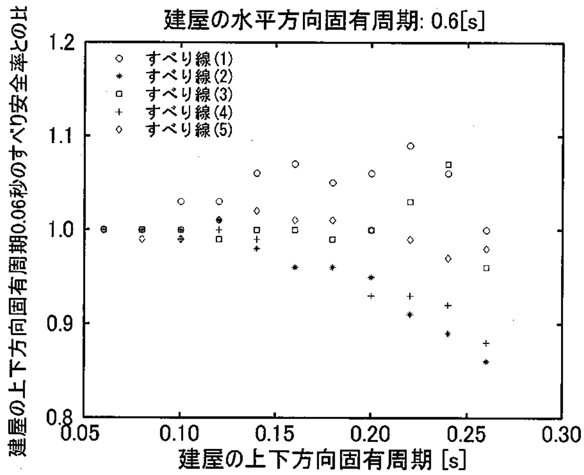


図4. 3. 7　解析に用いた検討用地震動



(a) すべり安全率



(b) すべり安全率の比

図4. 3. 8 建屋の水平方向固有周期0. 6 秒のすべり安全率の比較結果

4. 3. 5 まとめ

本節では，水平上下動の同時入力に対応した建屋のモデル化方法の概略を示すとともに，モデル化方法の検証結果と，上下方向の建屋の固有周期が地盤安定性評価に与える影響について検討した結果について述べた．検討の結果，水平方向と上下方向の振動特性を同時に満足したモデル化が可能であることを示した．また，建屋の上下方向の固有周期の影響については，上下方向が共振した場合にすべり安全率が低下する可能性があるものの最大で15%程度であることを明らかにした．

【参考文献】

1) 原子力土木委員会：原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法 －報告書－ 第４編 建屋基礎地盤の耐震安定性評価 例示編，社団法人 土木学会，昭和60年8月

2) 原子力土木委員会・地盤安定性評価部会：原子力発電所基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価手法の体系化 一動的上下動を考慮した地盤安定性評価一，委員会報告，社団法人 土木学会，平成15年3月

第5章　地震時の斜面の挙動に関する検討

5.1　地震時の斜面崩壊の到達距離に関する検討－2004年新潟県中越地震による斜面の被害事例調査－

5.1.1　はじめに

JEAG4601-1987[1]では，斜面崩壊事例の到達距離に関する分析結果に基づき，安定性評価の対象とすべき斜面は斜面法尻と対象施設の離間距離が約50m以内あるいは斜面高さの約1.4倍以内の斜面としている．しかしながら，JEAG4601-1987で分析の対象とした斜面崩壊の事例は，落石や降雨による斜面崩壊のデータも混在しており，必ずしも地震時の斜面崩壊を対象としているわけではない．これは，分析当時には，地震時の斜面崩壊の到達距離によるデータがあまり蓄積されていなかったことによると考えられる．

2004年10月23日に発生した新潟県中越地震は，本震M6.8であり，その後の震度6弱以上の余震を4回観測している．この新潟県中越地震においては，2000箇所以上の斜面崩壊が発生しており，この斜面崩壊の事例を収集し，崩壊土塊の移動距離を分析することは，今後，周辺斜面の検討を行う上で，非常に役に立つものと考えられる．そこで，2004年新潟県中越地震による斜面崩壊の事例の基礎情報を収集し，斜面崩壊の特徴や崩壊土塊の移動距離に関する分析を行う．

5.1.2　分析に用いたデータと対象範囲

新潟県中越地震では，多数の斜面崩壊が生じている．崩壊には種々の形態があることが指摘されており[2]，この形態に応じて崩壊の特徴が異なることが想定される．したがって，崩壊土塊の移動距離の特徴も崩壊形態に応じて異なると考えられるため，各崩壊箇所の崩壊形態を把握することが重要となる．そこで，分析にあたってはまず，崩壊形態を分類することとして，そのために対象箇所の空中写真および1/25000地形図を用いた．その上で，崩壊箇所の形状や斜面の地質，斜面の構造(流れ盤，受け盤)の影響を把握するために，対象地域のDEM(Digital Elevation Model)や1/50000の地質図，さらには新潟県中越地震災害状況図[3]などを用いた．

分析の対象とした区域は崩壊箇所が集中している，図5.1.1に示す芋川周辺の約4.1km×4.7km四方の範囲とした．当該範囲に含まれる，崩壊箇所は206箇所である．

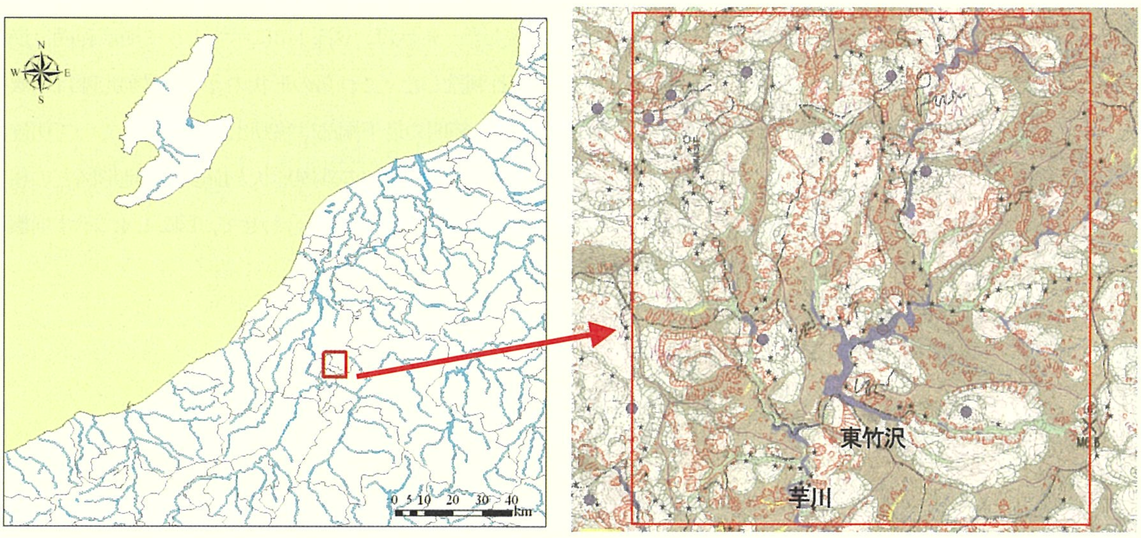


図5.1.1　分析対象区域（国土地理院；平成16年(2004年)新潟県中越地震災害状況図[3]より作成）

5.1.3 分析方法

(1) 斜面崩壊の形態の分類と分類方法

発生した斜面の移動現象には，地すべり，深層の崩壊，谷埋め堆積物の流動，表層崩壊の４つのタイプがあることが指摘されている[2)]．ここでは，この分類を参考に，斜面の移動現象を図5.1.2に示すような崩壊形態に分類し，それに基づき対象の崩壊箇所を分類した．

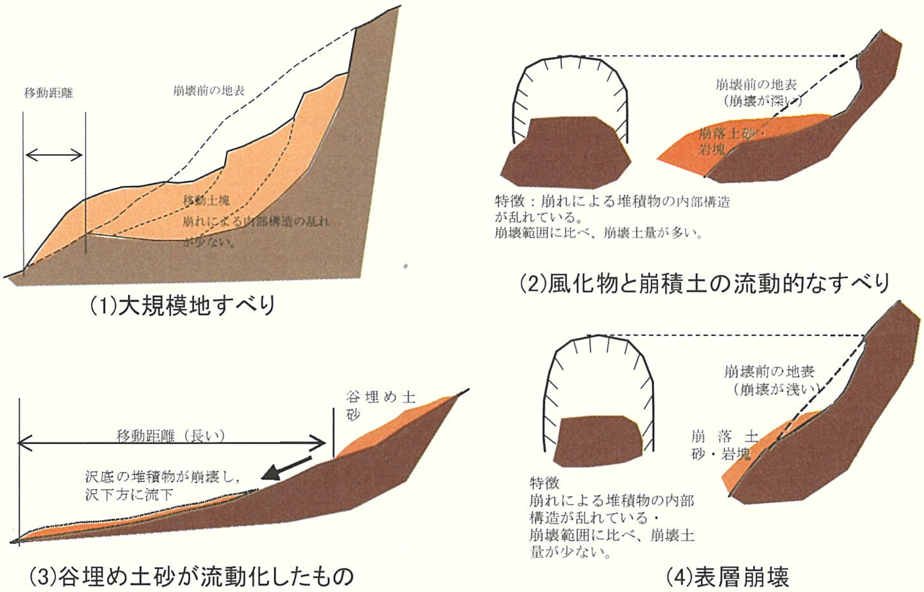


図5.1.2 崩壊形態の分類

崩壊形態の分類には，崩壊前後のDEMデータ，空中写真，災害状況図[3)]を用いた．分類の手順は，まず，災害状況図に記載されている崩壊箇所を対象に，DEMデータを用いて崩壊箇所の斜面の高さの差分図を作成し崩壊の深さに関する情報を得た．次に，対象の崩壊箇所の空中写真の実体視によって崩壊形態を判読した．

(2) 崩壊形状に関する情報の取得

空中写真の実体視によって崩壊箇所の形状に関する情報を判読した．形状は，図5.1.3に示すように崩壊範囲，崩壊後の移動土塊の範囲，崩壊土塊の移動方向，移動土塊の移動距離をそれぞれ判読した．これらの形状のうち，移動距離は崩壊発生範囲の最下端部から移動した土塊の最下端部までの距離としたが，崩壊発生範囲の最下端部は移動土塊に覆われていて明確に決定することができないことがある．その場合には，空中写真によって判読できる崩壊地の外周形状と崩壊前の地形図との相互比較によって最下端部を推定した．さらに，判読した崩壊範囲と移動土塊の範囲をDEMに重ね合わせて，図5.1.4に示す崩壊形状に関するすべり面の高さや長さ，移動距離などに関する情報を取得した．

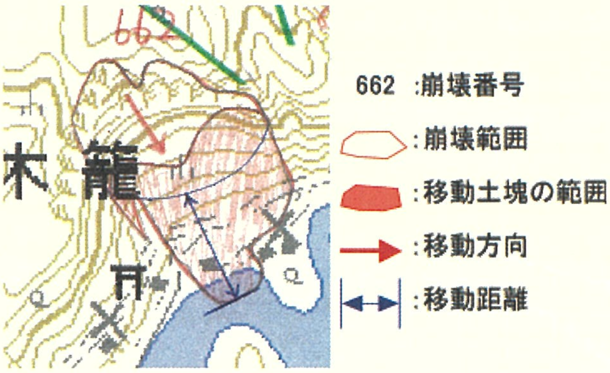


図5.1.3　崩壊形状の判読例

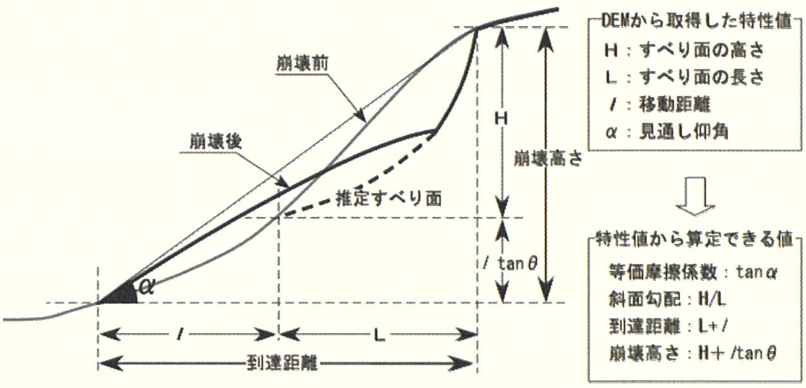


図5.1.4　崩壊地の形状に関する特性値の定義

5.1.4　分析結果

各々の崩壊箇所の判読結果に基づいて，崩壊形態毎に移動距離の度数分布を示したものを図5.1.5に示す．図より，大規模崩壊や表層崩壊は移動距離が150m以下で，その80%が50m以下であるのに対し，風化物・崩積土の流動的なすべりは移動距離が長い傾向にあることが判る．移動距離の長いものは，(1) 斜面の上部や周辺に溜め池があり，溜め池からの水の流出などによって流動化している，(2) 斜面上部の急傾斜斜面で発生した崩壊が斜面下端まで移動している，(3) 斜面上部の急傾斜斜面で発生した崩壊が，傾斜の緩やかな谷に沿って流動している，などの特徴があることがわかった．

崩壊形態毎に斜面の高さと移動距離の関係を示したものを図5.1.6に示す．崩壊土塊の移動距離はすべり面の高さと相関があること，その相関関係は崩壊の形態に応じて高いことがわかる．特に，風化物・崩積土の流動的なすべりは，その他の崩壊形態に比べてすべり面の高さが高いほど移動距離が長くなる傾向が強い．

(1) 到達距離に関連する既往資料との比較

既往の文献では，崩壊体積と等価摩擦係数(見通し仰角の正接：=tanα)の関係を示している[4),5)]．そこで，今回の事例と既往の崩壊事例を比較するために，以上で整理した崩壊箇所の等価摩擦係数と崩壊体積との関係を求める．崩壊体積V (m^3)は，直接求められないので，既往の文献[5)]を参考に崩壊面積A (m^2)から次式を用いて求めることとした．

$$V = 0.337 \times A^{1.44} \qquad \cdots\cdots (5.1.1)$$

また，北海道での岩盤崩落[6)]の事例も同様に整理し，今回の事例と併せて崩壊体積と等価摩擦係数の関係で表したものを図5.1.7

に示す．図より，今回の崩壊箇所は，既往の結果に比べて，等価摩擦係数が小さいところにプロットされており，崩壊による土塊の移動距離が長いことがわかる．また，北海道での岩盤崩落の事例は等価摩擦係数が大きい箇所にプロットされており，到達距離が相対的に小さいことを示している．

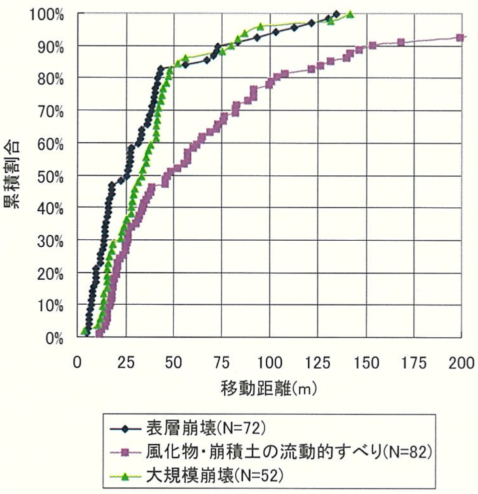


図5.1.5　崩壊形態別にみた移動距離の度数分布

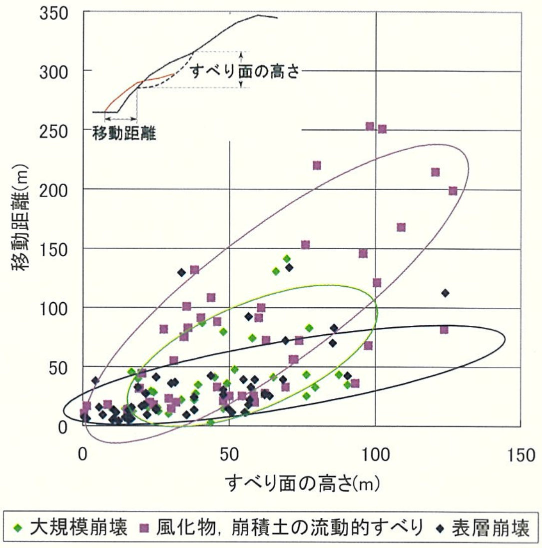


図5.1.6　すべり面の高さと移動距離の関係

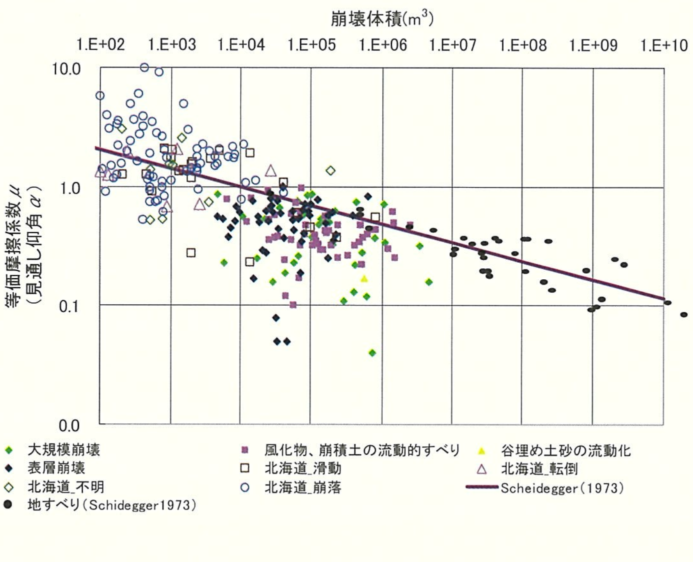


図5.1.7　崩壊体積と等価摩擦係数の関係

(2) 斜面高さと堆積長の関係(JEAG4601-1987 との対応)

JEAG4601-1987 では「斜面法尻から原子炉建屋までの距離が約 50m 以内，又は斜面高さの約 1.4 倍以内の斜面」を原子炉建屋周辺斜面として検討の対象としている．斜面法尻との距離はこれまでの検討における移動距離に関係し，また斜面高さはすべり面の高さと関係していると考えられる．しかしながら，各々の定義は厳密には異なることから，JEAG4601-1987 と今回の結果を比較するため既往基準に合わせて図5.1.8に示すように，① 斜面高さを山の尾根まで，② 法尻をなだらかな地形がある位置まで，として再整理した．再整理の結果，当該事例に対応する崩壊箇所は 135 件となった．

整理した結果を全斜面高さと堆積長の関係として図5.1.9に示す．図に示した「堆積長50m」および「斜面高さの1.4倍」の線よりも堆積長が小さい領域は，JEAG4601-1987において周辺斜面として定義され，検討対象の斜面となる．図より，全135件のうち3件(2.2%)がこの定義範囲を超過している．崩壊形態別では大規模崩壊0件(全34件)，風化物，崩積土の流動的すべり3件(全49件)，谷埋め土砂の流動化0件(全1件)，表層崩壊0件(全51件)となっている．この基準を超過したケースは全て風化物，崩積土の流動的すべりの場合であり，「風化物，崩積土の流動的すべり」の場合に移動距離が長くなる傾向が認められたことと一致する．JEAG4601-1987の定義範囲を超えた3つの事例の空中写真と地形図を図5.1.10に示す．いずれの事例も斜面の上部で発生した崩壊による土塊が，谷に沿って流動していることがわかる．この場合，崩壊によって発生する土塊は，水の影響を受けることによって移動距離が長くなっていると想定される．これより，JEAG4601-1987に示されている原子炉建屋周辺斜面の基準は，崩壊土塊が水の影響を顕著に受ける場合を除いて，十分に保守的なものとなっていることがわかった．

さらに「全斜面高さ：堆積長=1:1」を超えるものについても，そのほとんどが，① 崩壊土塊端部が谷沿いを流動化しているもの，② 崩壊土塊端部に河川や水田があるもの，③ 上部に溜め池が存在するものであることが空中写真および地形図から確認された．つまり，堆積長が全斜面高さの1倍を超える場合には，崩壊箇所周辺の水の状況が大きく影響することを示している．よって，周辺斜面の定義を再検討する場合には，崩壊土塊の流動化を防ぐ配慮を行うことにより，現在よりも合理的な周辺斜面の定義を設定できる可能性がある．

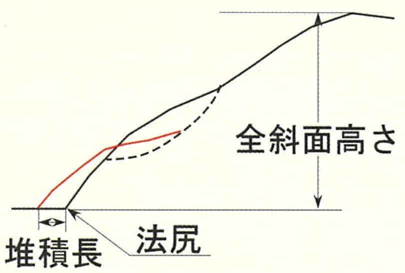


図5.1.8 JEAG4601-1987に対応した斜面の諸量の定義

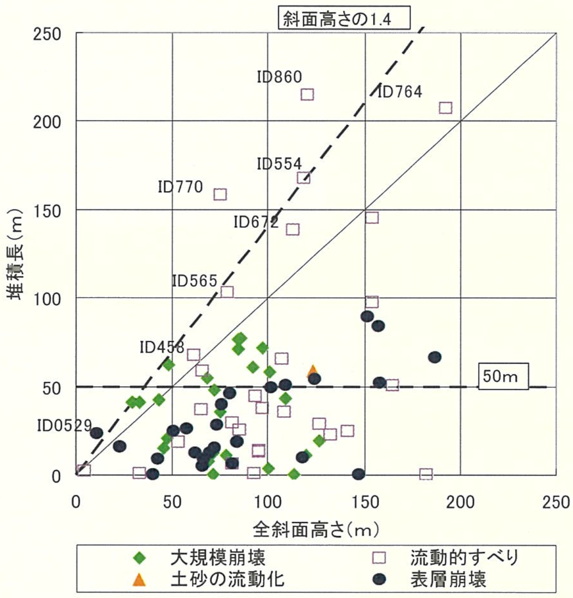


図5.1.9 周辺斜面の離間距離に関するJEAG4601-1987目安値との比較

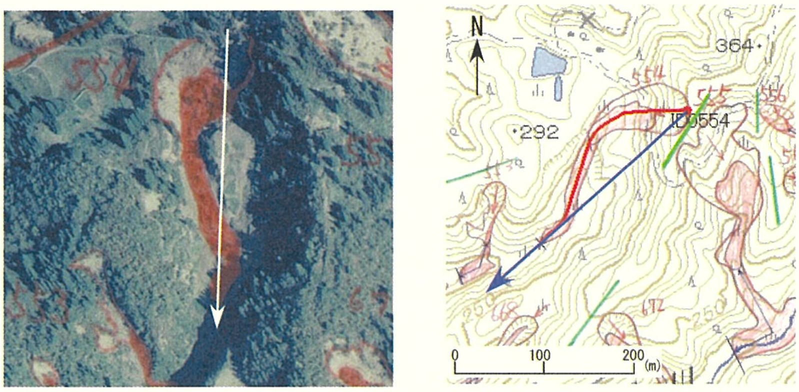
5.1.5 まとめ

本節では2004年新潟県中越地震の斜面崩壊の事例を基に斜面崩壊の特徴や崩壊土塊の移動距離を分析し，JEAG4601-1987に定義されている原子炉建屋周辺斜面との関係を検討した．得られた主な結論は以下の通りである．

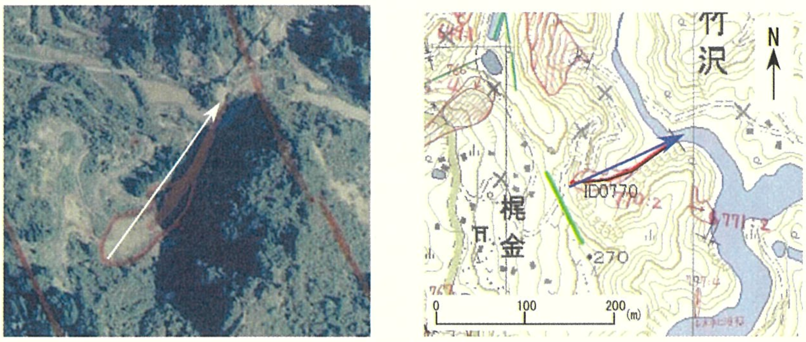
1) 空中写真や崩壊前後のDEMに基づいて崩壊箇所の形態や移動距離などの判読を行い，崩壊形態毎の崩壊土塊の移動距離について調べた．その結果，移動距離はすべり面の高さと正の相関があり，特に風化物・崩積土の流動的なすべりはその他の崩壊形態に比べてすべり面の高さが高いほど移動距離が長くなる傾向が強いことがわかった．また，大規模崩壊や表層崩壊は移動距離が150m以下であることが明らかになった．

2) 今回の斜面崩壊の事例をJEAG4601-1987に定められている斜面高さと堆積長で整理・比較した結果，JEAG4601-1987に定められる周辺斜面の離間距離に関する目安値は，崩壊土塊が水の影響を顕著に受ける場合を除いて，十分に保守的なものとな

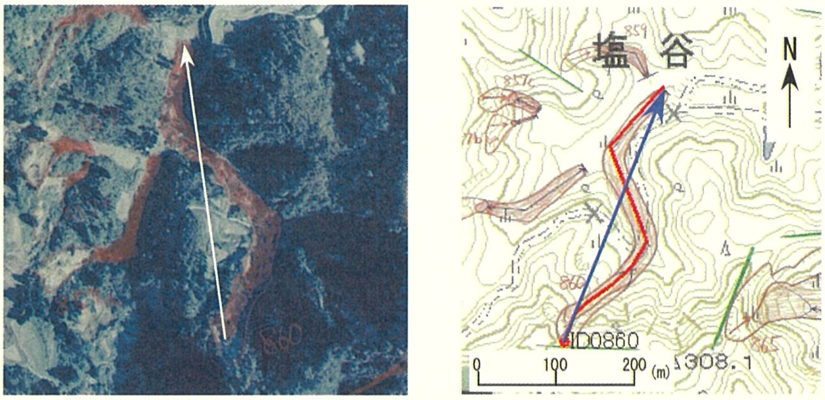
っていることがわかった．さらに，崩壊土塊の流動化を防ぐ配慮を行うことにより，現在よりも合理的な周辺斜面の定義を設定できる可能性がある．



(1) ID554



(2) ID770



(3) ID860

空中写真と地形図の方位は，矢印の向きが同方向を示す

図5.1.10　堆積長が斜面高さの1.4倍を超えた例

【参考文献】

1)　日本電気協会 電気技術基準調査委員会：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987.

2)　千木良雅弘：2004年新潟県中越地震による斜面災害の地質・地形的特長，応用地質，Vol.46，No.3，pp.115-124，2005.

3)　国土地理院：平成16年（2004年）新潟県中越地震災害状況図，http://zgate.gsi.go.jp/niigatajishin/index.htm

4)　土木学会編：岩盤斜面の調査と対策，pp80-84，2001

5)　奥田：歴史的記録からみた大崩壊の土石堆積状態の特性，京大防災研究所年報第27号B-1，1984

6)　北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会：北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会報告書，2000

5.2　2・3次元解析による地盤安定性評価の検討

5.2.1　はじめに

一般に，地盤の安定性評価に関しては，地質的な弱面が存在しない限り，すべり土塊の側方の拘束効果の影響，すべり面のすべり面形状の凹凸による摩擦抵抗の増加などにより，3次元解析の結果は2次元解析の結果よりも一般に安定度が高まる傾向にあるため，通常は，2次元解析で十分とされている．これらの知見は，主に静的な検討結果に基づくものであり，動的な解析結果に基づくものではない．一般に，動的な解析により応答を評価すると，3次元の地形効果により応答が増幅する事があるため，動的解析による安定性評価においても3次元解析に基づく評価結果が，2次元解析よりも安全側の評価結果を与えることを確認しておく必要がある．金戸・他(2002)は，凸台地形の隅角部が直角なモデルに対して，GA(遺伝的アルゴリズム)により最も危険なすべり面の探索を行い，3次元の解析結果が2次元の結果よりも安全側の評価結果を与えることを示した．

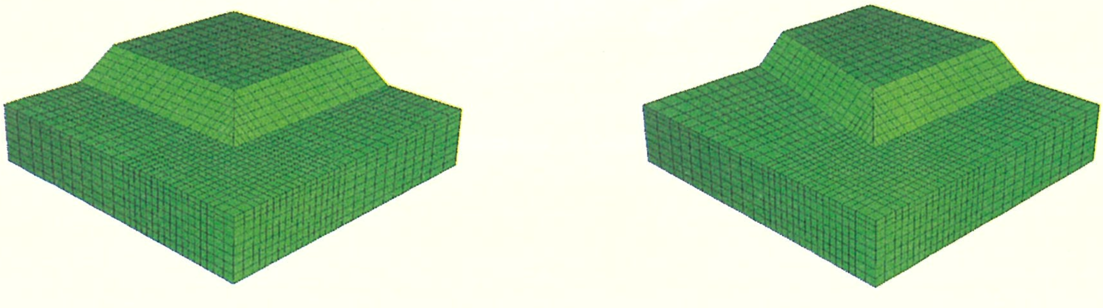
本節では，凸台地形の隅角部が鋭角なモデルに対して3次元と2次元の安定性評価を実施し，両者の比較を行う．

5.2.2　解析条件

(1) 斜面モデル

本節で示す結果は，凸台地形状の斜面モデルで，頭頂部平面形状を変化させて設定した2つのモデルの結果である．1つは標準モデルで，頭頂部隅角部が直角であるものであり，もう一つは頭頂部隅角部が鋭角に尖った形状をしたものである．他に頭頂部が鈍角なモデル，斜面勾配を異なるモデルや斜面高さが2倍のモデルも応答の比較のために用いた．検討に用いた標準斜面モデルを図5.2.1に示す．標準モデルは凸台地形の頂部の角度が90°であり，頭頂部鋭角モデルは，凸台地形の頂部が標準モデルよりも鋭角な76°に設定されている．法面の高さは27mである．

本検討に用いる物性値は，浅野・他(2006)および若井・他(2006)による地盤調査結果を参考とし，また新潟県中越地方に広く分布する第三紀の軟岩地盤相当とすることを鑑みながら概略的な値として，せん断剛性1.44×10^5(kN/m^2)，ポアソン比0.33，単位体積重量15.69(kN/m^3)を仮定した．また，減衰特性はRayleigh減衰によって与え，地盤モデルの増幅特性の主要な周波数領域でほぼ一定となることを目指し，f_1=2Hzとf_2=7Hzにおいてh=3%となるように設定した．



(a) 標準モデル：頭頂部角度＝90°　　(b) 頭頂部鋭角モデル：頭頂部角度≒76°

図5.2.1　検討に用いた斜面モデル

(2) 解析手法

本検討で用いた3次元動的FEM解析は，時刻歴領域において直接積分で解を求める方法を採用しており，側面および底面境界は粘性境界とすることができる．側方粘性境界とする場合には，解析対象の3次元不規則領域の4面に独立な任意形状の2次元，4角に1次元のfree fieldを設定して解析を行うことができる．加振方向は水平2方向に加え，鉛直方向加振も同時に考慮することができるものである．なお，地震応答解析は線形解析とした．

(3) 地震動

解析では，解放基盤表面で定義する基準地震動で，4.2.3項で作成した波形(図4.2.9)を解析底面に引き戻した波形を入力した．水平方向の最大加速度は450gal，上下方向の最大加速度は水平方向の2/3の300galである．

5.2.3 解析結果と考察

(1) 応答

3次元地形の応答の基本特性を把握するために図5.2.2に示すようにx軸方向に地震動を入力し，x方向の地盤の応答の最大加速度を比較した．図5.2.3と図5.2.4に法肩および法尻における最大加速度の比較を示す．図より，頭頂部が鋭角なモデルと斜面高さが2倍のモデルにおいて他のモデルより応答が増幅されていることがわかる．また，3次元モデルの端部においては，2次元解析の結果と応答が良く一致していることがわかる．応答の増幅は，法肩，法尻ともに隅角部に向かって(法肩部:U12→U01，法尻部:D18→D01)大きくなる傾向にあり，モデル端部の応答に比較して，隅角部の応答は約10%～30%程度大きくなっている．斜面の高さが高くなると，応答の増幅量は大きくなり，隅角部では端部に比較して40%以上大きな値となっている．

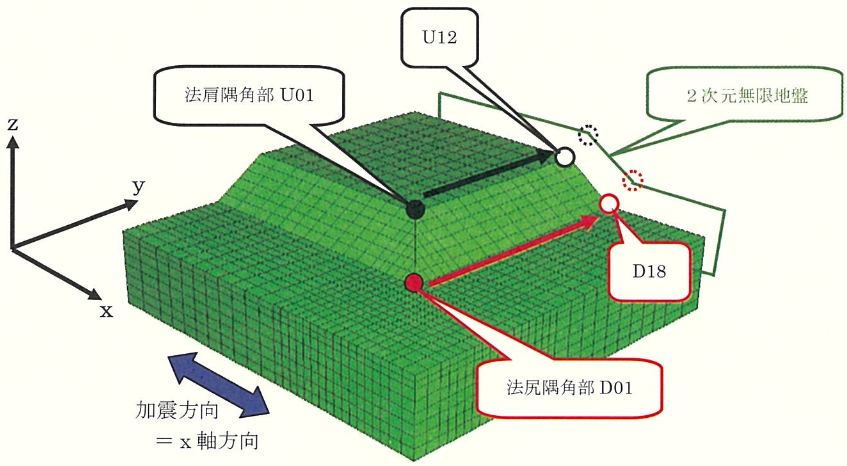


図5.2.2　応答加速度の出力位置

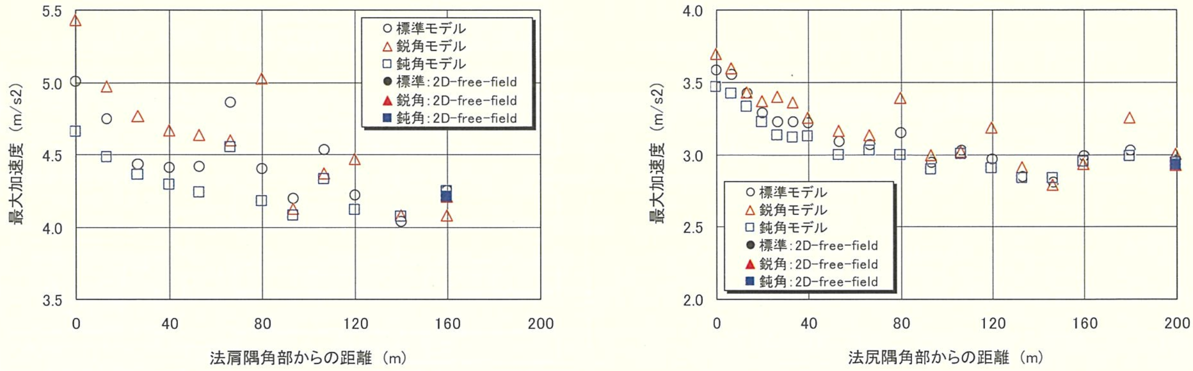


図5.2.3　法肩および法尻の最大応答加速度（頭頂部形状の相違による比較）

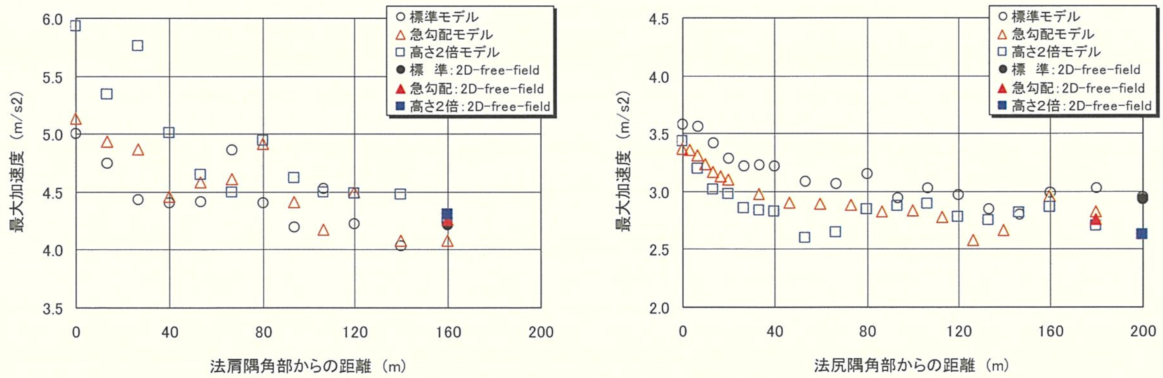
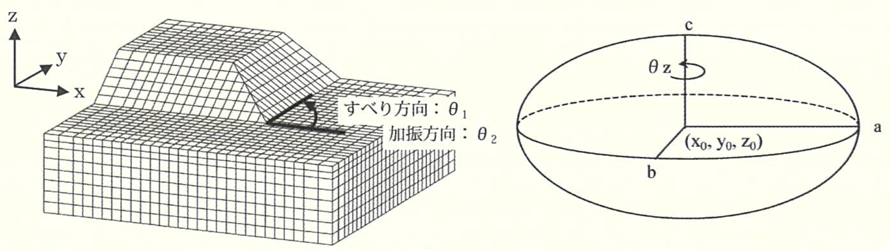


図5.2.4　法肩および法尻の最大応答加速度（斜面高さの相違による比較）

(2)　すべり安全率

3次元のすべり面は無数に考えられ，最も危険なすべり面を評価するための計算コストは膨大となるため，交叉型の遺伝的アルゴリズム(以下，GA と記す)を用いて最も危険な地震動の入力方向とその時のすべり面を探索することとした．すべり面を規定するパラメータを図5.2.5に示す．また，図5.2.6にすべり面の探索に用いた遺伝的アルゴリズムの手順を示す．遺伝的アルゴリズムの適用に際しては，第1世代ではランダムにパラメータを発生させて人口分のすべり安全率を算定し，安全率が小さなパラメータの組み合わせ情報が次の世代に伝わるように選択，交叉などを行う．これを世代数分繰り返して最も危険なすべり面を探索する．人口数は150，世代数は120とした．



すべり方向θ_1：加振方向θ_2の場合において，最も危険なすべりの方向

加振方向θ_2：0°～180°の範囲(0.01°ピッチ)

図5.2.5　3次元すべり面を規定するパラメータ

図5.2.7に標準モデルの安全率最小となるすべり面，図5.2.8に頭頂部が鋭角なモデルにおける安全率最小となるすべり面を示す．図より，地震動の入力方向は，斜面の最急勾配方向に沿った方向で，土塊のすべりの方向もそれと同じ方向になっている．頭頂部が鋭角なモデルの場合も同様で，斜面の最急勾配方向に地震動が作用する場合が最もすべりやすいとの結果となっている

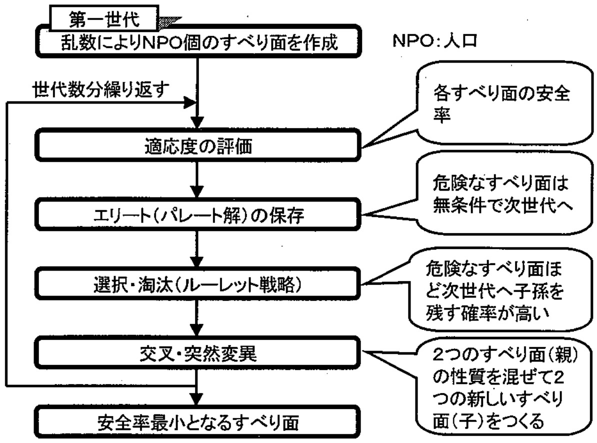


図5.2.6　遺伝的アルゴリズムによるすべり面の探索[1]

図5.2.9に標準モデル，図5.2.10に頭頂部鋭角モデルに関して，すべり面を規定する楕円球のパラメータ b (左図) と実際の斜面モデルにおける破壊幅 W の大きさを変えた場合(右図)のすべり安全率を示す．本検討では，入力地震動の方向を標準モデルの場合は0°，頭頂部鋭角モデルでは-45° に固定して，楕円球のパラメータ b 又は破壊幅 W を変化させて解析を行っている．両方のモデルともに楕円球の径 b 又は破壊幅 W が大きくなるとすべり安全率が小さくなる傾向にあるが，2次元で解析したすべり安全率よりは大きな値になっていることがわかる．これは，主にすべり土塊の側方拘束効果(すべり土塊の側方部分がすべりに対して抵抗する効果)によるものと考えられる．表5.2.1に3次元解析と2次元解析によるすべり安全率の比較を示す．図より，3次元解析の結果が2次元解析の結果よりも大きなすべり安全率になっており，既往の知見と整合する結果となっている．但し，頭頂部鋭角モデルにおいて2次元と3次元の差は小さくなる傾向にあった．

5.2.4　まとめ

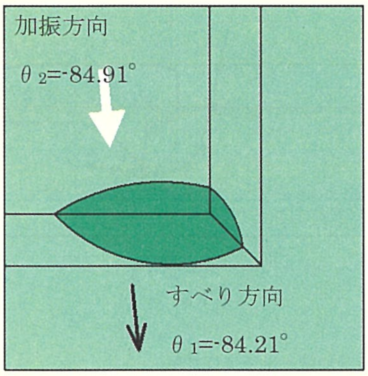
本節では，凸台地形の隅角部が鋭角なモデルに対して3次元と2次元の安定性評価を実施し，応答およびすべり安全率の比較を行った．比較の結果，斜面法肩の隅角部で応答が増幅し，2次元解析の結果に比べ応答が大きくなる傾向にあることがわかった．また，3次元解析によるすべり安全率が2次元のそれよりも大きな値となり，安全側の評価となることがわかった．但し，頭頂部鋭角モデルにおいて2次元と3次元の差は小さかった．

【参考文献】

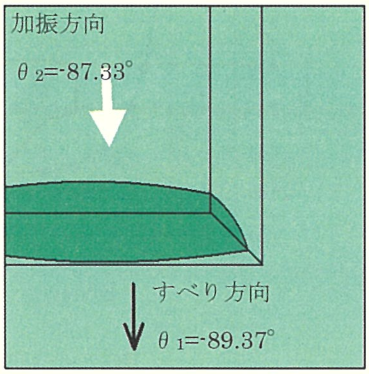
1)　金戸俊道，高尾誠，吉田郁政 (2001)：3次元性を考慮した斜面の安定解析について，電力土木，No.296，pp.16-21.

2)　浅野志穂・落合博貴・黒川潮・岡田康彦 (2006)：山地における地震動の地形効果と斜面崩壊への影響，Landslides-Journal of the Japan Landslide Society，Vol.42，No.6，pp.457-466.

3)　岩井明彦・鵜飼恵三・尾上篤生・樋口邦弘・黒田清一郎 (2006)：層理面のモデル化に着目した流れ盤斜面の地震崩壊シミュレーション，土木学会第61回年次学術講演会3-196，pp.387-388.

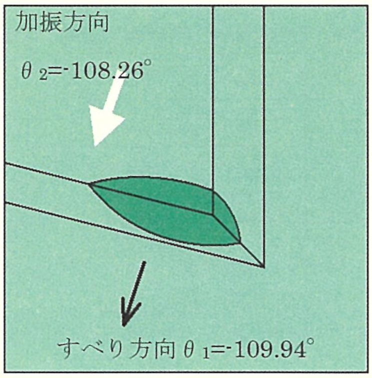


(a) 土塊発生に領域制限あり

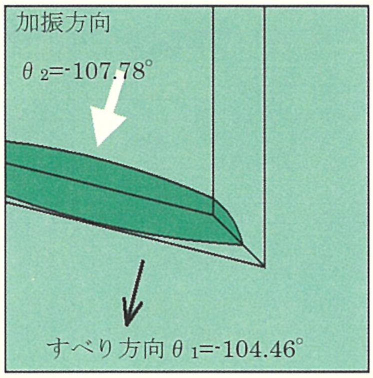


(b) 土塊発生に領域制限なし

図5.2.7　標準モデルのすべり面

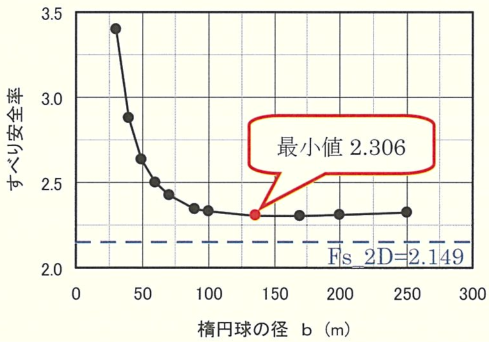


(a) 土塊発生に領域制限あり



(b) 土塊発生に領域制限なし

図5.2.8　頭頂部鋭角モデルのすべり面



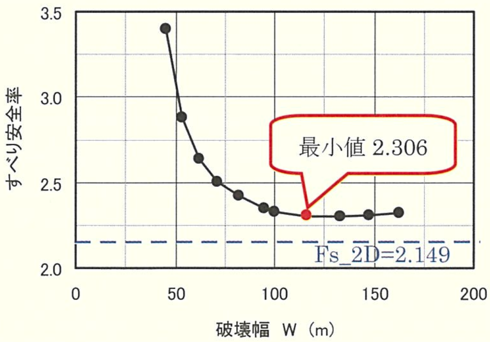


図5.2.9　標準モデル（水平0.0°方向加振＋上下方向加振）

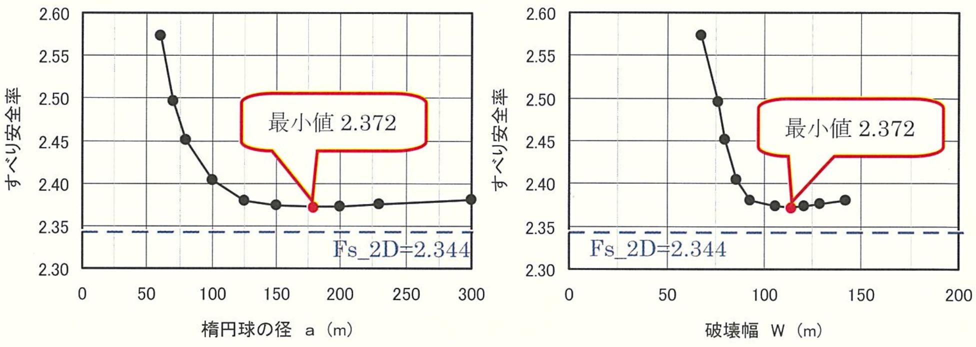


図5.2.10　頭頂部鋭角モデル（水平-45.0°方向加振＋上下方向加振）

表5.2.1　3次元解析と2次元解析による最小すべり安全率の比較

斜面モデル	加振方向	最小すべり安全率 F_s		$F_{s,3D}$ ／ $F_{s,2D}$
		3次元	2次元	
標準モデル	法面直交方向（0.0°）	2.306	2.149	1.073
	尾根線方向（-45.0）°	2.438	2.344	1.040
頭頂部斜面モデル	緩勾配法面直交方向（0.0°）	2.227	2.149	1.036
	急勾配法面直交方向（90.0°）	2.182	1.993	1.095
	尾根線方向（-45.0°）	2.372	2.344	1.012

ご注意　当該出版物の内容を複写したり他の出版物へ転載するような場合は、
必ず土木学会の許可を得て下さい。

原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術〈技術資料〉

平成21年2月28日　第1版・第1刷発行

編　集　者：〒160-0004　東京都新宿区四谷一丁目無番地（外濠公園内）土木学会原子力土木委員会
委員長　駒　田　広　也

発　行　者：〒160-0004　東京都新宿区四谷一丁目無番地（外濠公園内）社団法人　土木学会
専務理事　古　木　守　靖

発　行　所：社団法人　土　木　学　会
〒160-0004　東京都新宿区四谷一丁目無番地（外濠公園内）
電話 03-3355-3559番（研究事業課）　FAX 03-5379-0125

印刷：（株）大　應