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-

平成 15 年 3 月

社団法人 土木学会

原子力土木委員会・地盤安定性評価部会

目 次

地盘	皆安定	性評	価	部:	会	委」	員	構」	戓		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	1
1.	はじ	めに		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	2
2.	研究	項目		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	2
3.	研究	成果		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	2
	3.1	地震	観	測	デ	_	タ	の	整	理	•	分	·析	2		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	2
	3.2	数値	፤ 解	析	手	法	の	検	討		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	11
	3.3	すべ	こり	安	全	率	の	ば	6	つ	き	の	検	討	-	•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	•		23
4.	結語		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	37
乽	鯵考文	献					•				•			•	•		•			•	•											37

役 昭	戦 氏	名	勤務先名称
主查	渡邉	啓行	埼玉大学工学部建設工学科 教授
幹事長	金谷	守	財団法人 電力中央研究所 我孫子研究所 地盤耐震部 上席研究員
委員	伊藤	洋	財団法人 電力中央研究所 我孫子研究所 地圈環境部長
委員	伊藤	裕	東北電力株式会社 土木建築部 課長(火力原子力土木)
委員	入佐	伸夫	内閣府 原子力安全委員会事務局 審查指針課 課長補佐
委員	岩佐	英昭	北海道電力株式会社 生産本部 土木部 原子力土木ダループ 主幹リーダー
委員	岩下	和義	埼玉大学工学部建設工学科 助教授
委員	大津	宏康	京都大学大学院工学研究科土木システム工学専攻 助教授
委員	金谷	賢生	関西電力株式会社 土木建築室 土木建設グループ マネジャー
委員	鎌田	正隆	九州電力株式会社 土木部 原子力グループ 課長
委員	川原	修司	経済産業省 原子力安全・保安院 原子力発電安全審査課 耐震班長
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 副長
委員	京谷	孝史	東北大学大学院工学研究科土木工学専攻 助教授
委員	河村	精一	中部電力株式会社 土木建築部 原子力土建グループ(土木) 副長
委員	國生	剛治	中央大学理工学部土木工学科 教授
委員	古関	潤一	東京大学生産技術研究所人間・社会部門 助教授
委員	佐伯	武俊	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	酒井	俊朗	東京電力株式会社 原子力技術部 土木調査グループ 課長
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	当麻	純一	財団法人 電力中央研究所 我孫子研究所 地盤耐震部長
委員	野口	雅之	中国電力株式会社 土木部 安全審査担当 マネージャー (課長)
委員	濱田	政則	早稲田大学理工学部土木工学科 教授
委員	伴	一彦	電源開発株式会社 原子力事業部 土木計画グループリーダー(副部長)
委員	前川	功	北陸電力株式会社 土木部 原子力土木技術チーム統括 課長
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
幹 事	石川	博之	財団法人 電力中央研究所 我孫子研究所 地盤耐震部 上席研究員
幹 事	大鳥	靖樹	財団法人 電力中央研究所 我孫子研究所 地盤耐震部 主任研究員
幹 事	岡田	哲実	財団法人 電力中央研究所 我孫子研究所 地盤耐震部 主任研究員
幹 事	金戸	俊道	東京電力株式会社 原子力技術部 土木調査グループ 副主任
幹 事	河井	正	財団法人 電力中央研究所 我孫子研究所 地盤耐震部 主任研究員
幹 事	高尾	誠	東京電力株式会社 原子力技術部 土木調査グループ 副長
幹 事	栃木	均	財団法人 電力中央研究所 我孫子研究所 地盤耐震部 主任研究員

1

地盤安定性評価部会(主査:渡邉啓行,埼玉大学教授 別表参照)は,原子力土木委員会(委員長:加藤正進,電 カ中央研究所理事我孫子研究所長)の下に設置され,平 成13年10月から平成15年3月の1年6ヶ月に亘って 活動してきた.

原子力発電施設は、地震により主要設備が被害を受けると公衆の放射線障害をひき起こす可能性があるため、高い耐震安全性を確保できるように、独自の耐震設計法に基づいて設計されている.

一方で、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が高まるとともに、耐震設計に関 する諸基準類の見直しも行われており、原子力施設の 耐震設計についても、近年の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 いる.

そこで、当部会では、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、平成12 年度から平成14年度にかけて実施した電力共通研究

「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価手法の高度化に 関する研究」などの研究成果を中心に課題の審議を行ってきた.

本報告では、そのうち、動的上下動を考慮した地盤 安定性評価に関する検討結果を紹介する.

2. 研究項目

従来から,動的解析による基礎地盤及び周辺斜面の 安定性評価は,基本的に以下の方法に基づいて行われ てきた¹⁾²⁾.

- 地 震 力:水平動に関しては基準地震動 S2による 動的地震力を、上下動については震度 に基づく静的地震力を考慮
- 安定性評価:等価線形解析による想定すべり面のす べり安全率の算定と,基準安全率との 照合による安定性評価

動的上下動については、学術的な観点から必ずしも 全てが解明されているわけではないが、今回の検討で は、従来の安定性評価の方法との連続性を考慮して、 ①等価線形化法に基づく動的解析を用いる、②水平 動と上下動を同時に入力する、ことを前提に、**表 2.1** に示す項目について検討を行った。



3. 研究成果

3.1 地震観測データの整理・分析

水平動と上下動の同時入力による地盤や構造物の動 的解析では、両者の位相特性の違いをできるだけ現実 的に反映した地震動の設定が望ましい.なかでも、水 平動と上下動の最大値の出現時間差は地盤や構造物の 応答に影響を与える可能性があるため、これを把握す ることは耐震設計上重要である.

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,上 下動最大加速度と水平動最大加速度の出現時間差の特 徴について岩盤上の記録を用いて検討した.

(1) 岩盤上強震観測データベース

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、矢島³⁵]の 1980 年 から1997年までの18年間のデータである. 図3.1(1)-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 成分は最大値が 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.

(2) 地震動最大値の出現時間差についての検討

図3.1(1)-2に760個の記録に対して,水平動の最大 加速度(以下,Hmaxと略称)と上下動の最大加速度(以下, UDmaxと略称)の出現時間差(以下,T_{DIF}と略称)と地震 の震央距離との関係を示す.なお,T_{DIF}は式(3.1-1)で定 義する.

 $T_{DIF} = UD_{\text{max}}$ 出現時間 – H_{max} 出現時間 (3.1-1)

図3.1(1)-2から、TDF 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.

地表面で観測される上下動は, P 波もしくは SV 波に より発生していると解釈できることから,こうした T_{DIF} のタイプの違いは波動の違いとして考えることが できる.

ここでは、 T_{DIF} がほぼ 0 秒に近いタイプすなわち水 平動の最大値に近接するタイプをS波タイプ,震央距 離の変化に対する依存性を持つものをP波タイプとし て分類した.その際、S波タイプとして分類するため の時間差の範囲は、NS成分の最大値とEW成分の最大 値の出現時間差から、その平均(0秒)と標準偏差(1.11 秒)を求めた結果から $T_{DIF} \leq \pm 1.11$ 秒とした.

(3) 最大値の出現時間差の範囲についての検討

瀬尾⁴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 =
$$\left(\frac{1}{V_p} - \frac{1}{V_s}\right) * \Delta + (\tau_p - \tau_s)$$
 (3.1-2)

ここで、V_n、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 3.1(1)-2 に、 南関東での記録から得られた瀬尾⁴⁾によ る走時差を示す. 瀬尾は地震波の初動がコンラッド面 を伝播した場合とモホ面を伝播した場合の2通りを考 え, (3.1-2)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), (τ_p - τ s)=-0.6(s), モホ面伝播では、V_p=7.5(km/s), V_s=4.3(km/s), (τ_n-τ_s)=-2.2(s)を与えている. 図 3.1(1)-2 によれば, P波タイプのTDFは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わかる. このことは、P 波タイプの上下動を考える場合は、想 定地震が決まった上で観測点近傍の地下構造を把握す れば単純に P 波と S 波の走時差によって T_{DF}を与える ことができると解釈できる.

これらの点を踏まえると、水平動と上下動の同時入 力による動的解析に用いる模擬地震動の水平動と上下 動の最大値の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.

(4) 上下動最大値の発生要因に関する基礎的検討 a. 地震の発生位置による検討

上記の検討により、上下動の最大値は時間的に P 波 部でもたらされるものと、SV 波部でもたらされるもの の 2 通りに大別されることが分かった.そこで、以下 では地震の発生する位置と上下動最大値の発生タイプ との関係について検討した. 図 3.1(1)-3 には、今回のデータベースで数多くの地 震が記録された代表的な 6 地点における震源分布を示 す. 図中の△は P 波タイプ、□は S 波タイプとして地 震が観測されたことを表している.

ATM(熱海), HTS(初島), KWN(川奈), YAS(八代田) などの伊豆地方の観測点で記録された地震は, 群発地 震に代表されるような近距離の地震が多く, これらの データにおいて, 地震の発生する深さによって P 波タ イプ, S 波タイプと明瞭に分かれるような傾向は特に 見られない.

一方,NKM(那珂湊)やNME(浪江)のような太平洋側 の観測点では、太平洋プレートの沈み込みに伴う深さ 50km から 100km の地震が多く観測されていることが 分かる.これらのデータからは比較的遠い地震が P 波 タイプになる傾向が若干みられるが、同じような場所 で発生した地震でも上下動の最大値を発生させるタイ プが異なるデータもあり、一概にはその傾向を指摘す ることはできない.

以上より、上下動最大値の発生パターンを、特定の 地点で観測される地震群の地域差から分類することは 難しいことから、上下動最大値の発生パターンは、地 震の位置と観測点の関係に依存しないと考えられる.

b. 震源の放射特性による検討

a. の検討により,地震の発生位置を上下動最大値の 発生パターンが異なる要因とみなすのが困難であるこ とを示した.そこで,上下動最大値の発生パターンが 異なる要因として,震源の放射特性が及ぼす影響につ いて検討した.

検討に際しては、データベースの中でも地下構造に 関する文献が比較的豊富な伊豆地方の地震記録を対象 とした.本検討で使用した Yoshii et al.⁵⁾による伊豆地方 の地下構造モデルを表 3.1(1)-1 に示す.放射特性の議 論は、地下構造モデルが不適切な場合にはあまり意味 をなさない.したがって、モデルの妥当性を検証する ために、Yoshii et al.⁵⁾のモデルから求められる S-P 時間 と、P 波と S 波の初動の走時差とほぼ同様の P 波タイ プの出現時間差(T_{DF})とを比較することによって、地下 構造モデルの妥当性について検証した.図3.1(1)-4 に 両者の比較を示す.理論走時と T_{DF} はほぼ1対1に対 応しており、使用した地下構造モデルが今回の検討に は妥当であることが分かる.

図3.1(1)-5には、YAS で観測された地震のうち、マ グニチュードと震源位置が類似していながら、上下動 最大値の出現タイプが異なっている地震に対する P 波 の放射特性を示す. 図中の●は、震源からみた観測点 の方位と震源と観測点の伝播経路から理論的に求めら れる射出角について観測点を投影したものである. こ の●の位置によって、放射特性の係数は与えられる. また、図中の+は押し、-は引きを表し、その大きさ が放射特性の大きさを表している.図3.1(1)-5によれ ば、P波の放射特性がP波タイプの地震の方がS波タ イプの地震より大きくなっていることがわかる.両者 は地震の規模や発生位置がほぼ同様であり、伝播経路 や観測点直下の地下構造の影響が相殺されることを考 慮すると、P波タイプの地震の発生にはP波の放射特 性の影響が寄与していることが考えられる.そこで、

図 3.1(1)-6 に YAS, KWN, HTS における上下動最大 値の発生パターンと P 波及び SV 波の放射特性の関係 をまとめた図を示す. YAS については, P 波の放射特 性が 0.7 以上では P 波タイプが発生しやすくなる傾向 がみられる.また KWN においても,データ数は少な いが, YAS と同様の傾向がみられる.しかしながら, YAS, KWN ともに P 波の放射係数が小さい場合でも P 波タイプのデータが存在しており,一概に放射特性で 決定されるとは言い切れないようである.

ここで、HTS の結果に着目すると、他の地点に比べ P 波の放射特性に関係なく全体的に P 波タイプが非常 に多いことが分かる.これは、HTS 周辺において S 波 の高減衰域(低 Q_s域)が存在することによると考えられ る.東^のは、本検討で用いたデータの一部を使用して、 伊豆地方の減衰特性を推定した.その結果、**図3.1(1)-7** のように HTS の Q_sが小さく、HTS 周辺にマグマなど に起因する S 波の高減衰域が存在することを指摘して いる.このように、S 波の高減衰域が存在する場合に は、**図3.1(1)-6**に見られるように放射特性にはほとん ど影響されずに P 波タイプが卓越するため、火山フロ ントの多い日本では、想定地震と観測点間における高 減衰域の有無を把握することも上下動最大値の出現タ イプを予測するためには重要である.

(5) 上下動最大値の発生タイプとその統計的性質

図 3.1(1)-8 に, 全体に占める上下動最大値の発生タ イプの割合を示す. 図から, 水平動との時間差が±1.11 秒以内である S 波タイプが 67.5%を占めていることが 分かる.

次に、P 波タイプ及び S 波タイプについての詳細な 内訳を図 3.1(1)-9 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、 両者の最大値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 は水平動最大値の 0.3 秒以内に発生しているという結果となっている.

さらに、上下動と水平動の最大加速度比(以下、最大 加速度比と略称)と上下動最大値の発生タイプとの関 係について検討した.一般に、地盤や構造物の動的応 答解析では、最大加速度比は、1/2 または 2/3 で行われ ることが多い. そこで,図3.1(1)-10に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 値の出現時間差の大きい P 波タイプの方が,水平動最 大値に比して大きな上下動最大値を発生しやすい傾向 にあることが分かる.ただし、この傾向は図3.1(1)-11 に示すように,波タイプ,S波タイプを問わず,最大 水平加速度 100Gal 以下において顕著であり、最大水平 加速度が 150Gal 以上ではおおよそ 0.5 程度となってい る. したがって、上下動の最大加速度を水平動の 1/2 ~2/3に設定する現状の考え方は、今回の検討で用いた データからも妥当であると考えられる.

(6) まとめ

岩盤上の観測データから、水平動と上下動の最大加 速度の出現時間差について調査した結果、上下動と水 平動の最大値の出現時間差として最大 10 秒程度を考 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.



図3.1(1)-1 観測された地震の震央分布



図3.1(1)-2 上下動最大値と水平動最大値の出現時間差



図3.1(1)-3 地震の発生位置と上下動最大値の発生タイプ(△:P波,□:S波)

Total Depth (km)	Thickness (km)	Vp (km/s)	Vs (km∕s)	ρ(g/cm^3)
0	1.0	3.0	1.2	2.2
1	3.0	5.0	2.7	2.8
4	15.0	5.9	3.7	2.8
19	11.0	6.8	3.9	3.0
30	_	7.7	4.4	3.3

表3.1(1)-1 本検討で用いた伊豆地域の地下構造モデル5)



図3.1(1)-4 理論走時の S-P 時間と最大値の出現時間差の関係



(左:P波タイプの地震,右:S波タイプの地震)





図 3.1(1)-6 P 波及び SV 波の放射特性と上下動 最大値の発生タイプの関係



図3.1(1)-7 電中研データベースから求められた 伊豆地域のQs値



図3.1(1)-8 上下動最大値の発生タイプの割合



図3.1(1)-9 上下動最大値の発生タイプ別の内訳(左: P波タイプ,右: S波タイプ)



図3.1(1)-10 各発生タイプにおける最大加速度比 1/2 以上の割合(左: P 波タイプ,右: S 波タイプ)



図3.1(1)-11 最大水平加速度と最大加速度比の関係

3.2 数値解析手法の検討

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、地盤の減衰ならびに剛性の 設定方法が重要となる.ここでは、上下動の減衰特性 に関し、鉛直アレーによる既存の観測記録から Q_p及び 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った.また、剛性の設定方 法に関しては、等価線形解析手法により水平動と上下 動を同時に入力することを想定して、上下動応答に影 響を及ぼす体積弾性係数の考え方を中心に検討した.

(1) 観測データに基づく上下動の減衰特性⁷⁾

a. 解析データ

対象とした茨城県鹿島地点の位置を図 3.2(1)-1 に示 す.この地点は第四紀層が厚く堆積した成層地盤で, 地下水面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3.2(1)-2にPS検層⁸⁾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.

観測記録は、上下動で32 地震、水平動で47 地震が 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 地震を解析の対象とした。Qp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、Qs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1 Hz から20 Hz とし、スペクトル比には0.4 Hz のParzen ウィンドウで平滑化を施した。

b. 解析方法

解析には、Q_n、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及び弾 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⁹(以下, GA と略称)を 用い,層厚と密度は検層結果⁸⁾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=Q₀f^aでモデル化し,Q₀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.

c. 解析結果

図 3.2(1)-3 に、G9/G1 における上下動の同定結果に よるスペクトル比と観測スペクトル比の比較を示す. 同定結果の理論スペクトル比は、観測スペクトル比と 良く整合していることが分かる.図3.2(1)-4 には、本 検討で推定された Q_pと Q_sを、藤堂ら¹⁰⁾による第四紀 層の Q_p (G9-G6 と G6-G2 の間)と併せて示している. G9-G6 は、全体として藤堂らによる 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となっている.

一方、 $Q_p \ge Q_s$ 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、 $Q_p \ge Q_s$ の周波数依存性につい ては、G9-G6 及び 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.当該地点では、G2 の上層付近以深の N 値 が 50 を超えることから、硬質な地盤になるほど $Q_p \ge$ Q_s の周波数依存性が一致する傾向が伺われる.

図 3.2(1)-5 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 及び Q_s の比較を示す.藤堂 ら¹⁰⁾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.

d. 上下動シミュレーションにおける減衰の影響

図3.2(1)-6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(QpまたはQs)を用いた1次元解析による地表面上下動の計算結果の一例を示す.図から、減衰にQpを用いた場合は、最大加速度及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、Qsを用いた場合には、最大加速度は観測値の約2倍となり、主要動の継続時間は長くなっている.

図3.2(1)-7には、当該地点の20地震に対する同様の シミュレーション解析と観測記録の地表最大加速度 (PGA)の比較を示す.Qp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、Qs 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.

e. 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、 $Q_p \ge Q_s$ 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鉛直アレーの記録から Q_p 及 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 係が成り立つことが分かった.またさらに、 $Q_p < Q_s$ 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.



図3.2(1)-1 鹿島地点の位置と震源分布



図3.2(1)-2 速度構造と地震計位置









図 3.2(1)-5 波長に対する Qp と Qs の比較







図3.2(1)-7 計算結果と観測値の地表上下最大加速度の比較

(2) 上下動解析における地盤剛性の設定方法の検討¹¹⁾a. 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vを介して 以下の関係で表現される.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)}K$$
(3.2-1)

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)}G$$
(3.2-2)

一方,飽和地盤のように間隙が水で満たされた多孔 質弾性体(二相混合弾性体)の体積弾性係数 K は次式の ようになる(Biot¹²⁾¹³).

$$K = K_{b} + \frac{1 - \frac{K_{b}}{K_{s}}}{\frac{1 - n}{K_{s}} + \frac{n}{K_{f}}}$$
(3.2-3)

ここに、 K_b : 骨格の体積弾性係数、 K_s : 粒子の体積 弾性係数、 K_f : 間隙水の体積弾性係数、n: 地盤の間隙 率である.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_p (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、 飽和地盤の V_s , V_p は次式で表される.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{3.2-4}$$

$$V_{p} = \sqrt{\frac{1}{\rho} \left(K_{b} + \frac{1 - \frac{K_{b}}{K_{s}}}{\frac{1 - n}{K_{s}} + \frac{n}{K_{f}}} + \frac{4}{3}G\right)}$$
(3.2-5)

 $K_s=3.7 \times 10^4$ (MPa)(石英質粒子)とし¹⁴⁾, $K_f=1960(MPa)(\ll K_s:完全飽和)として,式(3.2-4),式$ (3.2-5)の関係より,n=0.5, $\rho=2.0(g/cm^3)$ の場合の V_p 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3.2(2)-1である.

 V_s が小さいほど V_p も小さくなる傾向にあるが、 V_p は V_s の低下とともにある値に漸近していく.この V_p 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、Vpは間隙水の体積弾性係数に支配される.軟弱な土質地盤のVpが概ね水中での音波速度1400m/s程度であることはこれによる.

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Vpは間隙水の体積弾性係数によって定まるVpより小さくなり得ない。

したがって、飽和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うえで、物性を適切に評価 しなければならない.

b. 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(3.2-5)で示した二相系飽和地盤のV_pに対して,式 (3.2-1),式(3.2-2)に基づく従来の一相系解析における地 盤のV_pは,次式で表現される.

$$V_{p} = \sqrt{\frac{1}{\rho} \left(K + \frac{4}{3}G \right)} \tag{3.2-6}$$

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_p からポアソン比ッを計算し、この値を一 定値として、収束計算の結果得られた G とッから、式 (3.2-2)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 3.2(2)-2 である.K は G の変化 と同等に変化しており、 V_p 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 3.2(2)-1 で示した飽和地盤にお ける V_p 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、従来の 解析法の一部修正で改善する方法として次の方法が考 えられる. すなわち, 初期のV_s, V_pから求められるポ アソン比から, 例えば式(3.2-2)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Vpが原位置でのPS検層 などによる計測値とすると、地下水以深の地層であれ ば、間隙水の存在を考慮に入れたVpの値が測定されて おり, それから求めたKは, 間隙水も含めた形での体積 弾性係数を設定していることになる. したがって, 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 性係数が地盤の体積弾性係数として支配的となり、そ れはせん断によってGが低下してもほとんど変化しな いという物性評価上の整合性を保持できることになる. このような条件での非線形カーブの例を示したのが図 3.2(2)-3である. Gはひずみの増加とともに低下する

が、K及び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ともに0.5に漸 近することになる.なお、初期状態で骨格の体積弾性 係数の方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の低下とともに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.

また,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は解析 上不可能であるため,その点を無視すると,Gの低下 とともに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.

c. 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

b. において示した従来型のv一定等価線形解析と K 一定等価線形解析に対し、上下動応答の比較を行うため、1995 年兵庫県南部地震においてポートアイランド で観測された地震記録を対象に比較解析を行った.

(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,FLUSH系等価線形解析を用いた.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_oとポアソン比 v_o から,体積弾性係数K_o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¹⁵⁾が実施した調査結果に基づいて表3.2(2)-1に示すように設定した.各層の動的変形特性(Gh~ γ 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¹⁵⁾.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.

(c) 解析結果

図3.2(2)-4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及び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.図3.2(2)-5及び図3.2(2)-6には、上下 加速度の位相について簡単な考察を行うため、時刻=2 ~5秒の間での加速度波形を観測波形と比較した図を 示している. CASE1の解析による位相は、観測結果に 比べて遅れ気味であり、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いるものと考えられ る. それに対して, CASE2及びCASE3の結果は, CASE1 に比べ観測結果との位相の対応は良好で、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3.2(2)-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_{so} 、 V_{po} の比 V_s/V_{so} 、 V_p/V_{po} の深度分布の比較を示した. V_s/V_{so} 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ほぼ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、v一定の等価線形解析では、 V_s の低下すなわちGの低下にともなってKも低下したことによるものであり、これが上下動応答の差となって現れることになる.すなわち、CASE1では、 V_p を実際よりも過小評価した解析を行ったことを示している.

d. v-定等価線形解析の適用範囲の検討

c. に示したように、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、v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 下にともなって 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v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.以下では、軟岩 クラスまでの飽和地盤を想定し、パラメータ解析を通 じて、v一定等価線形解析の適用範囲に関する検討を 行った結果について示す.

(a) パラメータ解析

a) 解析モデルと解析手法

パラメータ解析では、100mの均一な1次元地盤モデルを対象とし、地下水位を地表面に設定した.用いた 解析手法は、ν一定等価線形解析とK一定等価線形解 析である.両者の解析結果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判断するために、 ここではBiotの二相系理論を忠実に運動方程式として 採用している時刻歴非線形解析 NAFSS¹⁶(以下、二相系 解析と呼ぶ)による解析も実施して、この結果との比較 により正当性を判断した.

b)解析用物性値と解析ケース

いずれの解析も、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、規準ひずみッ=5×10-3, 定数 $\alpha=2^{\beta}$, $\beta=1.1$ (hmax=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3%の下限値を 設けた. なお, 等価線形解析と二相系解析では解析上 の減衰の取り扱い方が異なるため、両者で減衰を完全 に一致させることはできない. 今回の検討では、等価 線形解析で収束した減衰と同等のレイリー減衰を深度 方向に考慮することにより、上下動応答に対する減衰 効果が可能な限り等価になるようにした.具体的には、 1Hz及び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定めている. 二相系解析では、K=3.6×10⁴(MPa), K=1960(MPa), 骨 格のポアソン比v'=0.3とし、n=0.2、0.5を設定した.等 価線形解析に用いるVmは、二相系解析に用いる諸定数 から式(3.2-5)より求め、vはVso, Vmより与えた. 解析 ケースと条件を表3.2(2)-2に示している.入力地震動 には、水平最大加速度450Gal、上下最大加速度300Gal の模擬地震波を用い、モデル底面を解放基盤表面と見 なして、2方向の加速度を同時にモデル底面から入射波 として入力した. 解放基盤の物性は, 密度 ρ=2.0(g/cm³), V_s=700(m/s)とし、V_pについては、n=0.5の場合 V_p=2500(m/s), n=0.2の場合V_p=3000(m/s)を設定した.

c)解析結果

解析結果の内,特徴的な例として,n=0.5 で V_{so}=200m/s 及び V_{so}=600m/s の結果を紹介する.**図** 3.2(2)-8は、それぞれ最大上下加速度の深度分布の比 較を示している.V_{so}=200m/s の軟質な地盤では、ポー トアイランドの結果と同様に K 一定の解析の方が二相 系解析結果に近い応答となっている.それに対して、 V_{so}=600m/s の硬質地盤ではいずれの解析結果もほとん ど一致した応答を示している.**図3.2(2)-9**には、モデ ル底面 GL-100m と GL-30m の間における伝達関数の比 較を示した.V_{so}=200m/s では、K 一定解析と二相系解 析で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軟ら かめに評価してしまったことが推察される. V_{so} =600m/sの場合には、最大加速度分布と同様に、い ずれもほとんど一致している.これらの結果は、等価 線形解析で水平・上下動同時入力を伴う地震応答解析 を行う場合には、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を示唆している.

(b) v-定等価線形解析の適用範囲の簡易推定法

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.ここでは、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.二相系飽和地盤の V_p は、 式(3.2-5)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(3.2-5)の近似式とし て次式を適用することが多い.

$$V_p = \sqrt{\frac{1}{\rho} \left\{ \left(K_b + \frac{4}{3}G \right) + \frac{K_f}{n} \right\}}$$
(3.2-7)

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 Ishihara¹⁴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(3.2-5)に従った二相系解析と式(3.2-7)の近似式に従った二相系解析を実施してみたところ、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。そこで以下では、式(3.2-7)に基づく V_p を飽和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(3.2-7)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_f/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_f/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(3.2-6)で評価されることから、等価線形解析で飽和地盤の上下応答を正当に解析するためには、式(3.2-6)に対して次式のような条件が求められるべきと考えられる.

$$K + \frac{4}{3}G \ge \frac{K_f}{n} \tag{3.2-8}$$

すなわち,式(3.2-8)を満足するような条件の場合には, 従来のv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、間隙水の影響を解析で十 分に考慮できないため、K一定解析を行うべきであり、 等号が成立する条件が、境界値であると見なし得る. ここで、この境界値に相当する $V_s \ge V_{sl} \ge$ すると、次式 が成立する.

$$V_{sl} = \sqrt{\frac{(1-2\nu)K_f}{2n\rho(1-\nu)}}$$
(3.2-9)

ポアソン比νをパラメータとし、地盤密度ρ =2.0(g/cm³)として, n=0.5 とした時の V_{sl}と初期 V_{sn}の比 を V_{so}に対してプロットしたのが図 3.2(2)-10 である. それぞれの初期 V_{so} に対して、V_s, V_p から求められる ポアソン比vに相当する曲線を境界として, 収束計算 による Vsと Vsoとの比が、曲線より上方に位置するよ うであれば,通常のν一定解析でよいが,それより下 方に位置するようであれば、K 一定の解析を行う方が 好ましいことになる. 同図には, 先に示した n=0.5 の パラメータ解析の結果,収束した平均的な Vsと Vsoと の比を記載している. Vso=200m/s の場合には関連する 曲線の下方に位置するため, K 一定解析が望ましいこ とになり、V_{so}=600m/s では、曲線の上方に位置してい ることからv-定解析でも良いことになるが、図 3.2(2)-8 及び図 3.2(2)-9 に示した解析結果もそれを 裏付けている.

e. まとめ

地下水以深の飽和地盤では,間隙水の存在が地盤の 体積弾性係数と密接な関係があり,このことが上下動 応答に影響を及ぼすため,解析に当たっては十分注意 を払う必要があり,水平・上下動同時入力を伴う等価 線形解析で上下動応答を評価する場合には,体積弾性 係数Kが初期値一定の条件で解析を行うのが基本であ る.ただし,地盤が硬質になるほど,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,v一定の等価線形解析とK一定の等価線形解析によ る上下動応答の差違は小さくなる.そこでここでは, 軟岩クラスまでの地盤物性条件に対するv一定等価線 形解析の適用範囲を比較的簡易に推定法を示した.



図3.2(2)-1 飽和多孔質弾性体のV_s-V_p関係の例



図3.2(2)-2 v 一定条件における非線形カーブの例



図3.2(2)-3 K-定条件における非線形カーブの例

表3.2(2)-1 土質と基本物性値

深度	地層区分	層厚	密度	S波速度	P波速度	
GL			ρ	Vs	Vp	
(m)	(-)	(m)	(g/cm^3)	(m/s)	(m/s)	
0.0-2.0		2.0	17	170	260	
2.0-4.0		2.0	1./	170	330	
4.0-8.5	埋立土	4.5			790	
8.5-13.0		4.5	2.0	210	/80	
13.0-18.0		5.0			1480	
18.0-27.5	沖積粘土	9.5	1.7	180	1180	
27.5-32.4	洲チョム	4.9		245	1220	
32.4-37.5	(共作其中)	5.1	20	205	1550	
37.5-49.5	第1洪	12.0	2.0	505	1530	
49.5-61.5	積砂礫	12.0		350	1610	
61.5-82.0	洪積粘土	20.5	1.7	303	1010	
82.0-83.4	第2洪 積砂礫	1.4	2.2	320	2000	



図3.2(2)-4 最大上下加速度の深度分布の比較



図3.2(2)-5 上下加速度の時刻歴波形の比較(観測波, CASE1)



図3.2(2)-6 上下加速度の時刻歴波形の比較(観測波, CASE2, CASE3)



図3.2(2)-7 V_s/V_{so} , V_p/V_{po} の分布

表3.2(2)-2 解析ケースと条件

間隙率n ^{*1}	Vs	ν'^{*1}	Vp ^{*2}	$\nu * 2$
	m/s		m/s	
	100	0.30	1376	0.497
	200	0.30	1411	0.490
0.5	300	0.30	1468	0.478
0.5	450	0.30	1589	0.456
	500	0.30	1637	0.449
	600	0.30	1743	0.433
	100	0.30	2015	0.499
	200	0.30	2037	0.495
0.0	300	0.30	2074	0.489
0.2	450	0.30	2154	0.477
	500	0.30	2187	0.472
	600	0.30	2262	0.462

*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3.2(2)-8 最大上下加速度の深度分布の比較



図3.2(2)-9 上下加速度の伝達関数の比較



3.3 すべり安全率のばらつきの検討

2. において示したとおり,現状の基礎地盤及び周辺 斜面の安定性評価では,等価線形解析を用いた想定す べり面のすべり安全率によって安定性が検討される.

一方,現在検討が行われている入力地震動としての 水平動と上下動は、それぞれ目標スペクトルに適合す る地震動を策定することが基本とされており、両者の 位相差については特に規定されない方向にある.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、水平動と上下動の加速度ピー ク値の発生時間差(位相差)が、すべり安全率ばらつきに どの程度の差異をもたらす可能性があるかを事前に検 討しておくことが望ましい.

ここでは、軟岩、硬岩からなる基礎地盤及び周辺斜 面の代表的なモデル、地盤物性を用いて、水平動と上 下動の位相差が、すべり安全率のばらつきに与える影響について解析的に検討した.

(1) 地震動の設定

動的解析に用いる入力地震動(以下,検討用地震動と称す)¹⁷は,水平動と上下動(水平動の最大加速度の2/3) との組合せで与えることとし,以下に示す方法によっ て,加速度ピーク値の発生時間差(位相差)が異なる36 組の地震動を設定した.

a. 模擬地震動の作成

模擬地震動は、図3.3(1)-1に示す目標スペクトル(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3.3(1)-2 に示す包絡関数は次式によって算定した.

$$E(t) = (t/t_B)^2 \qquad (0 < t \le t_B) \qquad (3.3-1)$$

$$E(t) = 1$$
 $(t_B < t \le t_C)$ (3.3-2)

$$E(t) = e^{\frac{\ln(0.1)}{t_D - t_C}(t - t_C)} \qquad (t_C < t \le t_D) \qquad (3.3-3)$$

ここに, t_B , t_C , t_D は所与のマグニチュード(M=6.8) と等価震源距離(X_{eq} =10km)から, t_B =2.96 秒, t_C =13.92 秒, t_D =26.39 秒と算定される.

b. 水平動・上下動の組合せ

a. で作成した 110 波の模擬地震動のうち,2 波を組合 せて,水平・上下動の加速度ピーク値の発生時間差(位 相差)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.時間差の範囲を 0~11 秒に 設定した根拠は,3.1 の分析結果に基づいている.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 組の検討用地震動(No.1 地震動~No.36 地震動)を設 定した.

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3.3(1)-3 に 36 組の検討用地 震動における水平動と上下動の加速度ピーク値の発生 時間差(位相差)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3.3(1)-4 に時刻歴波形とフ ーリエスペクトルを,図3.3(1)-5 に疑似速度応答スペ クトルを示す.図3.3(1)-5 より,作成した検討用地震 動の擬似速度応答スペクトルが目標スペクトルと一致 していることがわかる.













(a) No.1 地震動(水平動)

(b) No.1 地震動(上下動)

図3.3(1)-5 検討用地震動の擬似速度応答スペクトル

(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、水平動及び上下動の36ケースの組合せによる地震動(検討用地震動)を入力した二次元等価線形解析を実施し、加速度ピーク値の発生時間差(位相差)とすべり安全率の関係について考察した. 等価線形解析は、ポアソン比ν一定の条件で解析を行った.この場合、体積弾性係数Kは収束せん断弾性係数Gが用いられることになる.

a. 解析モデル

解析モデルは、図3.3(2)-1 に示すように、軟岩相当 の強度・剛性を有する上部層、中部層及び下部層成層 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 Vs/(5× f_{max})とした. ここに,Vs 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た.

解放基盤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.

b. 想定すべり線

本検討の想定すべり線を図3.3(2)-2に示す.これらは、地層構成や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.

c. 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 3.3(2)-1に示す.

基本的に,解放基盤層を除く全ての地層が,図 3.3(2)-3 に示す非線形性(せん断弾性係数G及び減衰 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・中層・下層の岩盤部の破壊包絡線は, 図 3.3(2)-4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 及び初期せん断弾性係数 G₀は,初期平均有効主応力 σ_{m0}'に依存する形で設定した.

d. 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 及びポアソン比 v については一律 E=980MPa, v=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.

e. 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.

$$F_{s} = \sum_{i=1}^{n} R_{i} / \sum_{i=1}^{n} S_{i}$$
(3.3-4)

ここに, F_s : すべり安全率, R_i : 各要素内のすべり面上 で発揮される抵抗力, S_i : 各要素内のすべり面上に作用 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.

f. すべり安全率のばらつきの評価

水平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差(位 相差)を変化させた水平動・上下動を組合せた No.1~ No.36 の検討用地震動に対して最小すべり安全率と水 平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差(位相差) との関係をすべり線ごとに求めた.図3.3(2)-5に結果 を示す.

同図より,水平動と上下動の加速度ピーク値の発生 時間差(位相差)によって最小すべり安全率のばらつき の程度は変化せず,軟岩基礎地盤に対して,水平動と 上下動の加速度ピーク値の発生時間差(位相差)は最小 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.







すべり線番号

図3.3(2)-2 軟岩基礎地盤モデルにおける想定すべり線位置図

_				弱層(1)		岩 盤			
項	目	単位	表層地盤	弱層(2)	上層部	中層部	下層部	解放基盤	備 考
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(_{て R})	kPa	-	-	510	580	730	-	
引張強度	度(σ _t)	kPa	-	-	200	200	290	-	
S波速	度(Vs)	m/s	300	-	450	500	600	700	
初期せ 弾性係	・ん断 数(G₀)	MPa	170	2.2 · $(\sigma_{m0}')^{0.6}$	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(_{v d})	-	0.45	0.45	0.43	0.43	0.42	0.41	
G/G ₀ 4 γ:(9	~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 γ ^{1.1})	1.0 (一定)	
h~ γ:(9	γ %)	%	11.4 γ ^{0.2} +2.0	18.0 γ ^{0.3} +2.0	14.0 γ ^{0.8} +2.0	9.1 γ ^{0.9} +1.8	5.9 γ ^{1.2} +1.0	3.0 (一定)	
減衰定 の下風	2数h 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, σ _{m0} '=σ _{m0}		上層部, 中 低圧部を放 直線とした	層部, 下層部 物線, 高圧部 こ破壊包絡線と	の強度は, をφ =0 の :して設定		

表3.3(2)-1 軟岩基礎地盤モデルにおける各層の地盤物性値









図3.3(2)-4 岩盤部の破壊包絡線形状



図3.3(2)-5 軟岩基礎地盤モデルでの最小すべり安全率と加速度ピーク値の発生時間差(位相差)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.

用いた検討用地震動,解析手法ならびに物性の取り 扱いは,「(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 3.3(3)-1)及び硬岩基礎地盤モデル2(図3.3(3)-2)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 及び強度の小さい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.

解放基盤面は、モデル1では原子炉建屋底面の 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入力地 震動は、1次元重複反射理論を用いて、解放基盤面から モデル底面までの引き戻し計算によって作成した.

要素の最大高さは「(2) 軟岩基礎地盤に関する検討」 と同様の考え方に基づき設定した.

動的解析時の境界条件についても,「(2) 軟岩基礎 地盤に関する検討」と同様に,モデル側方をエネルギ 一伝達境界,モデル下端を粘性境界とした.

b. 想定すべり線

本検討の想定すべり線を図3.3(3)-3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.

c. 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.表3.3(3)-1 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 3.3(3)-4に示すような特性を与え、その他の岩盤部に 対してはせん断弾性係数、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3.3(3)-5 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.

d. 初期応力の算定

初期応力の算定方法は、「(2) 軟岩基礎地盤に関す る検討」と同様、自重解析によって求めた.

e. すべり安全率の算定方法

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.

f. すべり安全率のばらつきの評価

水平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差(位 相差)を変化させた水平動・上下動を組合せた No.1~ No.36 の検討用地震動に対して最小すべり安全率と水 平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差(位相差) との関係をすべり線ごとに求めた. 図3.3(3)-6に結果 を示す.

同図より,硬岩基礎地盤モデル1及び硬岩基礎地盤 モデル2のどちらのモデルも,軟岩基礎地盤と同様に, 水平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差(位相 差)によって最小すべり安全率のばらつきの程度は変 化せず,硬岩基礎地盤に対しても加速度ピーク値の発 生時間差(位相差)は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3.3(3)-2 硬岩基礎地盤の解析モデル2



図3.3(3)-3 硬岩基礎地盤モデルにおける想定すべり線位置図

						岩 盤			
項	目	単位	表層地盤	CL級相当	CM1級相当	CM2級相当	CH1級相当	CH2級相当	備考
静弹性係	系数(E _s)	MPa	98	980	1500	3900	4900	5900	
静ポアソン	ン比(v _s)	_	0.45	0.30	0.30	0.25	0.20	0.20	
単位体積	重量(γ)	kN/m ³	18	20	23	25	25	26	
せん断強	〕度(Cu)	kPa	49+0.58·σ _{m0} '	_	-	-	-	-	σ _{m0} ':初期平均 有効主応力(kPa)
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 (Vs)	m/s	300	600	1000	1300	1500	2000	
初期せ 弾性係	±ん断 数(G₀)	MPa	170	720	2300	4200	5900	11000	
動弾性係	系数(E _d)	MPa	470	2100	6500	12000	16000	29000	
動ポアソン	ン比(_{v d})	_	0.45	0.40	0.40	0.37	0.36	0.35	
G/G ₀ γ:(~ γ (%)	_	$1/(1+4.5 \gamma^{0.6})$	1.0 (一定)	1.0 (一定)	1.0 (一定)	1.0 (一定)	1.0 (一定)	
h~ γ:(γ (%)	%	11.4 γ ^{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 の下	定数h 限値	%	5.0	_	_	_	_	_	
備	考		表層地盤は 地下水位 以浅である ため, σ _{m0} '=σ _{m0}						

表3.3(3)-1 硬岩基礎地盤モデルにおける各層の地盤物性値



図3.3(3)-4 表層地盤のせん断ひずみ依存特性





図3.3(3)-6 硬岩基礎地盤モデルでの最小すべり安全率と加速度ピーク値の発生時間差(位相差)の関係

(4) 周辺斜面に関する検討

周辺斜面に関しては、硬岩及び軟岩サイトを想定した2モデルを対象に検討を行った.

用いた検討用地震動,解析手法ならびに物性の取り 扱いは,「(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3.3(4)-1 に解析モデルを示す. 解析モデルは(a) に示す硬岩斜面モデルと(b)に示す軟岩斜面モデルと した. 地下水面は, 同図に示す位置に設定している.

要素の最大高さは「(2) 軟岩基礎地盤に関する検討」 と同様の考え方に基づき設定した.また,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.

硬岩斜面モデルの解放基盤面は、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 面での入力地震動は、1次元重複反射理論を用いた解 放基盤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.一方、軟岩斜面モデルでは、モデル下端を 解放基盤面と設定した.

動的解析時の境界条件についても、基礎地盤に関す る検討と同様に、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.

b. 想定すべり線

本検討の想定すべり線を図3.3(4)-2に示す.ここでは、硬岩斜面モデルにおいて4本、軟岩斜面モデルにおいて4本、軟岩斜面モデルにおいて4本のすべり線を想定した.

c. 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.

硬岩斜面モデルでは, **表 3.3(4)-1** 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及び 減衰定数のひずみ依存性は, **図 3.3(4)-3** に示す関係で 与えた.また,岩盤部の破壊包絡線は, **図 3.3(4)-4** に 示す形状とした.

軟岩斜面モデルの地盤物性値ならびに減衰の取り扱いは,「(2)軟岩基礎地盤に関する検討」と同様とした.

d. 初期応力の算定

初期応力の算定方法は、「(2) 軟岩基礎地盤に関す る検討」と同様、自重解析によって求めた.

e. すべり安全率の算定方法

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.

f. すべり安全率のばらつきの評価

水平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差(位 相差)を変化させた水平動・上下動を組合せた No.1~ No.36 の検討用地震動に対して最小すべり安全率と水 平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差(位相差) との関係をすべり線ごとに求めた.図3.3(4)-5 に硬岩 斜面モデルの結果を,図3.3(4)-6 に軟岩斜面モデルの 結果を示す.

これらの図より、硬岩斜面モデル及び軟岩斜面モデ ルのどちらのモデルも、水平動と上下動の加速度ピー ク値の発生時間差(位相差)によって最小すべり安全率 のばらつきの程度は変化せず、周辺斜面に対しても、 水平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差(位相 差)は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3.3(4)-1 周辺斜面を対象とした解析モデル



図3.3(4)-2 周辺斜面モデルにおける想定すべり線位置図

				岩	盤	
項目	単位	破砕帯	D級相当	CL級相当	CM級相当	CH級相当
単位体積重量(γ)	kN/m ³	18	20	20	25	26
粘着力(c)	kPa	50	200	300	1,000	1,500
内 部摩擦角(¢)	度	20	20	33	45	50
S 波 速 度 (Vs)	m/s	300	500	600	1,300	2,000
初期せん断 弾性係数(G ₀)	MPa	2.2 • (σ ′ ′) ^{0.6}	500	720	4,200	11,000
動弾性係数 (E _d)	MPa	-	1,400	2,000	12,000	29,000
動ポアソン比(_{2 d})	-	0.45	0.43	0.40	0.37	0.35
G/G ₀ ~γ γ:(%)	_	1/(1+4.8 γ ^{0.7})	$1/(1+4.5 \gamma^{0.6})$	1.0 (一定)	1.0 (一定)	1.0 (一定)
h~γ γ:(%)	%	18.0 γ ^{0.3} +2.0	11.4 γ ^{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 カ (kPa)				

表3.3(4)-1 硬岩斜面モデルの各層地盤物性値







図3.3(4)-4 岩盤部の破壊包絡線形状



図3.3(4)-5 硬岩斜面モデルにおける最小すべり安全率と加速度ピーク値の発生時間差(位相差)の関係



図3.2(4)-6 軟岩斜面モデルにおける最小すべり安全率と加速度ピーク値の発生時間差(位相差)の関係

(5) まとめ

軟岩,硬岩からなる基礎地盤及び周辺斜面の代表的 なモデルならびに地盤物性値を用いて,水平動と上下 動の加速度ピーク値の発生時間差(位相差)が,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. その結果,いずれのモデルに対しても,最小すべり安 全率のばらつきの程度は小さく,水平動と上下動の加 速度ピーク値の発生時間差(位相差)は最小すべり安全 率のばらつきに大きな影響を及ぼさないことを示した.

4. 結語

原子力発電所基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価手 法の体系化にあたり、本報告では動的上下動を考慮し た地盤安定性評価に関する基本的な検討を行った結果 について紹介した.

地震動については、岩盤上で観測された地震記録から、水平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差(位 相差)の実体を整理・分析した.これらの分析結果に基 づいて、水平動と上下動の位相差が基礎地盤や周辺斜 面の最小すべり安全率のばらつきに及ぼす影響を解析 的に検討した結果、大きな影響を及ぼすほどではない ことを示した.

また,等価線形化法に基づく水平動・上下動同時入 力による動的解析における地盤の減衰ならびに剛性 (体積弾性係数)の設定方法に関しても合わせて基本的 な検討を行った.その結果,同一周波数のP波の減衰 (Qp⁻¹)はS波の減衰(Qs⁻¹)よりも大きいこと,地下水以深 の地盤に対する体積弾性係数は初期値一定として解析 するのが望ましいが,岩盤のように本来剛性が高い地 盤では,従来のポアソン比一定条件で解析しても上下 動応答に大きな影響を及ぼさないことを示した.

参考文献

- (社)土木学会・原子力土木委員会(1985):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.
- (社)日本電気協会(1987):原子力発電所耐震設計技術指 針, JEAG4601.
- (1999):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.
- 4) 瀬尾和大(1979):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.
- Yoshii et al.(1986) : Detailed Crust Structure in the Izu Peninsula as Revealed by Explosion Seismic Experiments, J..Phys. Earth., 34, Suppl, S241-S248.
- ・原貞成(2000):二重スペクトル比法に基づく伊豆地域の Q_s,日本地震学会秋季大会講演予稿集,P119.

- 7) 佐藤浩章・金谷守・石川博之・金戸俊道(2002):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.
- 8) 金谷守・当麻純一・矢島浩(1996):地震記録に基づく地盤の非線形解析手法(NAFSS)の適用性検討-鹿島地点での地震観測とその数値シミュレーション-,電力中央研究所研究報告,U95027.
- 山中浩明,石田寛(1995):日本建築学会構造系論文集, 468,9-17.
- 藤堂正喜,羽鳥敏明,千葉脩,高橋克也,武村雅之,田 中英朗(1995):堆積地盤における上下地震動の特性とQ_p 構造,日本建築学会構造系論文集,475, pp.45-54.
- 11) 金谷守・石川博之・金戸俊道(2002):等価線形解析を用いた地盤の上下動応答に関する一考察,第11回日本地震工学シンポジウム論文集,CD-ROM.
- Biot, M.A.(1941) : General theory of three dimensional consolidation, Journal of Applied Physics , Vol.12 , pp.155-169.
- Biot, M. A. (1962) : Mechanics of deformation and acoustic in porous propagation media, Journal of Applied Physics, Vol.33, pp.1482-1498.
- Ishihara, K. (1970): Approximate forms of wave equations for water-saturated porous materials and related dynamic modulus, Soils and Foundations, Vol.10, No.4, pp.10-38.
- 15) 神戸市開発局(1995): 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.
- 16) 金谷守・西好一・当麻純一・大波正行(1994):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.
- 17) 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.