

# 軟岩を基礎とする重要構造物の安定性評価に関する研究

寺 田 賢 二



4.5.4	境界条件	92
4.5.5	減衰機構の選定方法	101
<b>第5章</b>	<b>弱層を含む地盤の安定性評価</b>	<b>107</b>
5.1	弱層の分布形態	107
5.1.1	弱層の分布状態	107
5.1.2	弱層の分布形状のフーリエ分析	107
5.2	弱層の試験法に関する検討	110
5.2.1	弱層部の試験	110
5.2.2	弱層のモデル化	112
5.3	弱層のうねり効果を考慮した強度の推定方法	114
5.3.1	検討の流れ	114
5.3.2	予備検討内容	114
5.3.3	うねりモデル室内せん断実験	125
5.3.4	シミュレーション解析	128
5.3.5	うねりを考慮した実弱層のせん断強度の検討	131
5.4	地盤中の弱層の動的影響について	134
5.4.1	弱層の力学諸定数のひずみ依存特性が応答に与える影響	134
5.4.2	弱層の存在が構造物の振動性状に及ぼす影響の検討	145
<b>第6章</b>	<b>弱層を挟在する軟岩を基礎とする重要構造物の安定性評価方法の確立</b>	<b>150</b>
6.1	地盤の物性試験、地盤モデルの適切な設定方法	150
6.2	安定性解析手法に関わる各種条件の適切な設定方法	151
6.3	弱層を含む地盤の安定性評価方法	151
<b>第7章</b>	<b>結 論</b>	<b>153</b>
<b>謝 辞</b>		<b>157</b>

# 第1章 序 論

## 1.1 研究の背景と目的

日本で原子力発電所が建設されるようになったのは、昭和40年代からである。関西電力株式会社の美浜原子力発電所、東京電力株式会社の福島第一原子力発電所、福島第二発電所が次々と立地された。原子力発電所は、その内在する放射能の影響を考慮して、十分な安全性が求められ、また、それらの安全性の確認は事業者だけでなく国の慎重な審査がおこなわれる。

原子力施設の耐震性に関しては、原子力発電所の建設に伴い、昭和50年代から順次先行号機の安全審査の経験を踏まえて、規準類が整備されてきている。

昭和53年8月には、原子炉安全専門審査会から、「原子力発電所の地質、地盤に関する安全審査の手引き」が出され、引き続き、昭和53年9月には、原子力安全委員会から、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」がだされた。

これらの指針類に於いては、「原子炉施設の設置される場所の地質、地盤は、原子炉施設の自己荷重のほか、想定される地震その他の荷重を厳しく評価しても、原子炉施設の安全性を十分に確保しうるものでなければならない。」とされ、また、地質・地盤に関する審査要領として、敷地周辺及び敷地内の地質地盤についての調査項目を提示している。

原子炉設置予定場所の基礎岩盤については、「各種の岩石・岩盤物性試験の実施に基づく支持力、すべり、沈下に関する性状解析結果から基礎岩盤が十分な安全性を有することを評価しなければならない。」と規定された。

しかし、当時は原子力発電所の基礎地盤に関する調査・試験、安定性評価方法については、基本的なことが規定されているだけで、具体的には電力会社の技術者に任されている。

また、地盤の安定性についても、初期の立地点では、基礎地盤の構成も単純であることから比較的簡単な評価方法で十分であった。しかし、その後の立地点では地盤の状況は断層・シーム等の弱層を挟在したりして複雑になってきた。

一方、原子力発電所の基礎地盤について、各立地点で多種多様であるが、堆積性の泥質軟岩上に立地することも増えてきた。軟岩については、1960年代頃から調査建設が始まった青函トンネル掘削工事や本州四国連絡架橋工事などのビッグプロジェクトにおいて、土と岩との中間的な性状を持つ軟岩が注目されるようになってきていた。以後軟岩を基礎地盤とする建設工事が飛躍的に増え、軟岩研究はめざましい発展を遂げている。例えば1970年頃から始まった赤井、足立、大西、西らと続く一連の優れた研究がある。また、原子力発電所が泥質軟岩に立地することが多くなり、電力会社でも泥質軟岩に関する検討に精力が注がれた。その後、1978年には、(社)土木学会岩盤力学委員会に軟岩研究を主目的にした委員会が設置された。1981年には、始めて軟岩を主題にした I S R M シンポジウム「International Symposium on Weak Rock - Soft, Fractured and weathered Rock」が東京で開催された。

堆積性の軟岩は東北日本に広く分布し、今後とも重要構造物の基礎地盤としての利用が

考えられる重要な地盤である。

堆積性の軟岩においては、その材料特性が堆積時の層準による影響を大きく受けていたり、含水状態の影響が大きいことがある。

また、褶曲等の地質的な変動の影響を受け層理に平行な、いわゆるフレキシユラルスリップ断層が分布したりしていることがある。

このような特徴をもつ堆積性軟岩に立地される重要構造物について、調査・試験方法及び安定性評価手法を確立することは重要であり、また、今後の原子力発電所等の重要構造物の安全性評価や、放射性廃棄物処分施設の立地推進にも貢献しうるものである。

このような背景を基に、低角度に分布する弱層を挟在する軟岩地盤上に立地する原子力発電所の基礎地盤の安定性について、地盤及び弱層調査・試験方法、安定解析手法に関わる境界条件等の設定方法について検討し、合理的な評価手法を提案するものである。

## 1.2 本論文の構成

### 第1章 序 論

本研究の背景、目的及び構成について述べる。

### 第2章 軟岩地盤の調査・試験

原子力発電所の地盤に関する調査・試験の方法、内容についての要求事項を整理し、当該地点の調査・試験結果及び慣用的な方法による安全性評価結果を示した。

### 第3章 基礎地盤の安定性評価に用いる地盤物性

安定性評価上重要な物性の抽出、地盤のモデル化に重要となる特性の適切な試験や設定方法について、データの分析結果をもとに提案した。

### 第4章 基礎地盤の安定性評価方法の解析条件

基礎地盤の安定性評価の方法に関わる各種条件（解析領域の広さ、解析手法、境界条件など）の適切な設定方法を、ケーススタディー結果を踏まえて提案した。

### 第5章 弱層を含む軟岩地盤の安定性評価手法の提案

弱層を含む地盤の安定性評価に関して、弱層の試験法、物性の取り扱い、解析モデル化などについて検討し、標準的な手法を提案した。

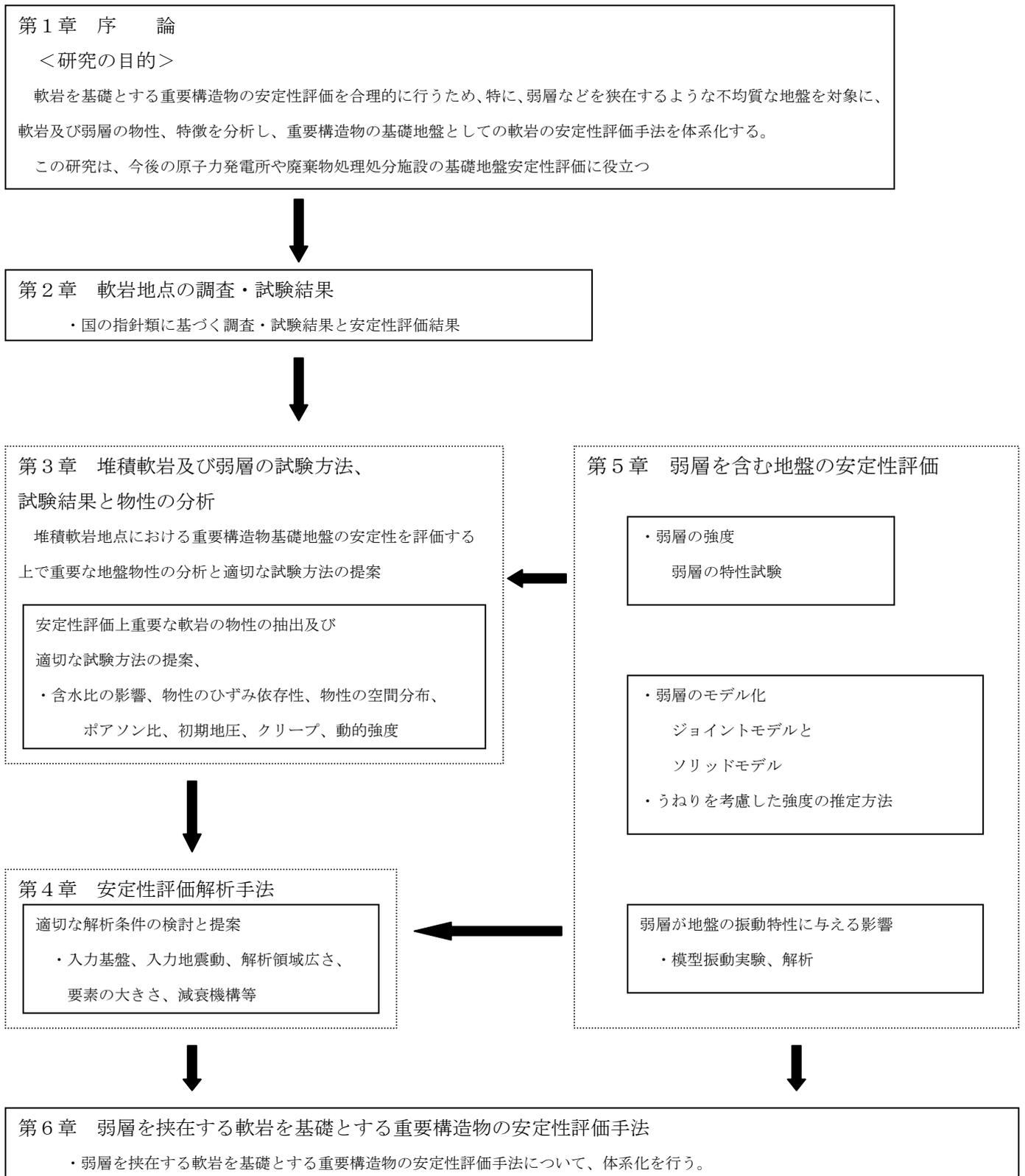
### 第6章 弱層を挟在する軟岩を基礎とする重要構造物の安定性評価方法の確立

第2章から第5章までの検討結果を踏まえて、弱層を挟在する軟岩地盤の安定性評価手法について総合的に取りまとめた。

### 第7章 結 論

各章で得られた成果について、記述した。

# 軟岩を基礎とする重要構造物の安定性評価に関する研究のフロー



## 第2章 軟岩地盤の調査・試験

### 2.1 国の耐震設計審査指針等による要求事項

原子力発電所の立地から運転開始までの手続きを図-2.1に示す。この中で基本設計段階で基礎地盤の調査結果や安定性に関する審査も行われる（安全審査と称する）。この審査においては、国が定めた各種の指針類に基づき厳重な審査が行われる（図-2.2）。

「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」（昭和53年9月、原子力安全委員会）<sup>1)</sup>では、基本方針として「発電用原子炉施設は想定される如何なる地震力に対してもこれが大きな事故の誘因にならないよう十分な耐震性を有していなければならない。また、建物、構築物は原則として剛構造にすると共に重要な建物・構築物は岩盤に支持しなければならない」とされ、建物・構築物の耐震安定性に関して、以下のように規定している。

発電用原子炉施設は耐震上の重要度に応じて、A、B、Cの3クラスに分類され、各クラス別に以下の条件を満足するよう求められる。

- ① Aクラスの各施設は、設計用最強地震による地震力または静的地震力（層せん断力係数  $3.0XC_i$ ）のいずれか大きい方の地震力に耐えること。さらに設計用限界地震による地震力に対してその安全機能が保持できること。
- ② Bクラスの施設は静的地震力 層せん断力係数  $1.5XC_i$  に耐えること
- ③ Cクラスの施設は、層せん断力係数  $1.0XC_i$  に耐えること。  
ここで、層せん断力係数は、標準せん断力係数を0.2とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類などを考慮して求められる値とする。
- ④ 上記各号に於いて、上位の分類に属するものは、下位の分類に属するものの破損によって波及的破損が生じないこと。

地震動は、敷地の解放基盤表面における地震動に基づいて評価しなければならない。

また、敷地の解放基盤面において考慮する地震動は、その強さの程度に応じて、2種類の地震動S1およびS2を選定する。

S1は、設計用最強地震による地震動、過去の地震活断層から想定

S2は、設計用限界地震による地震動、活断層及び地震地体構造に基づき設定

上記のように、基礎地盤については建物・構築物の支持構造物としての重要性は述べられているが、詳細な記述はなされていなかった。そのため、④による「上位の分類に属するものは下位の分類に属するものの破壊によって波及的破損が生じないこと」との記述を元に基礎地盤は、最重要構造物である原子炉建屋の間接支持構造物として位置づけることとしてきた。

その後、平成18年9月に改訂された「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」<sup>2)</sup>（以下「新耐震指針」と呼ぶ）では、これらのクラス分け及び地震力について変更し、以下のように規定しているが、これらには基本的な考え方に大差はないが、基礎地盤の位置づけ

について新たに以下のように記述している。

「耐震重要度S、B、Cクラスの原子炉施設は、耐震評価上、十分な支持性能を持つ地盤に設置させなければならない。」

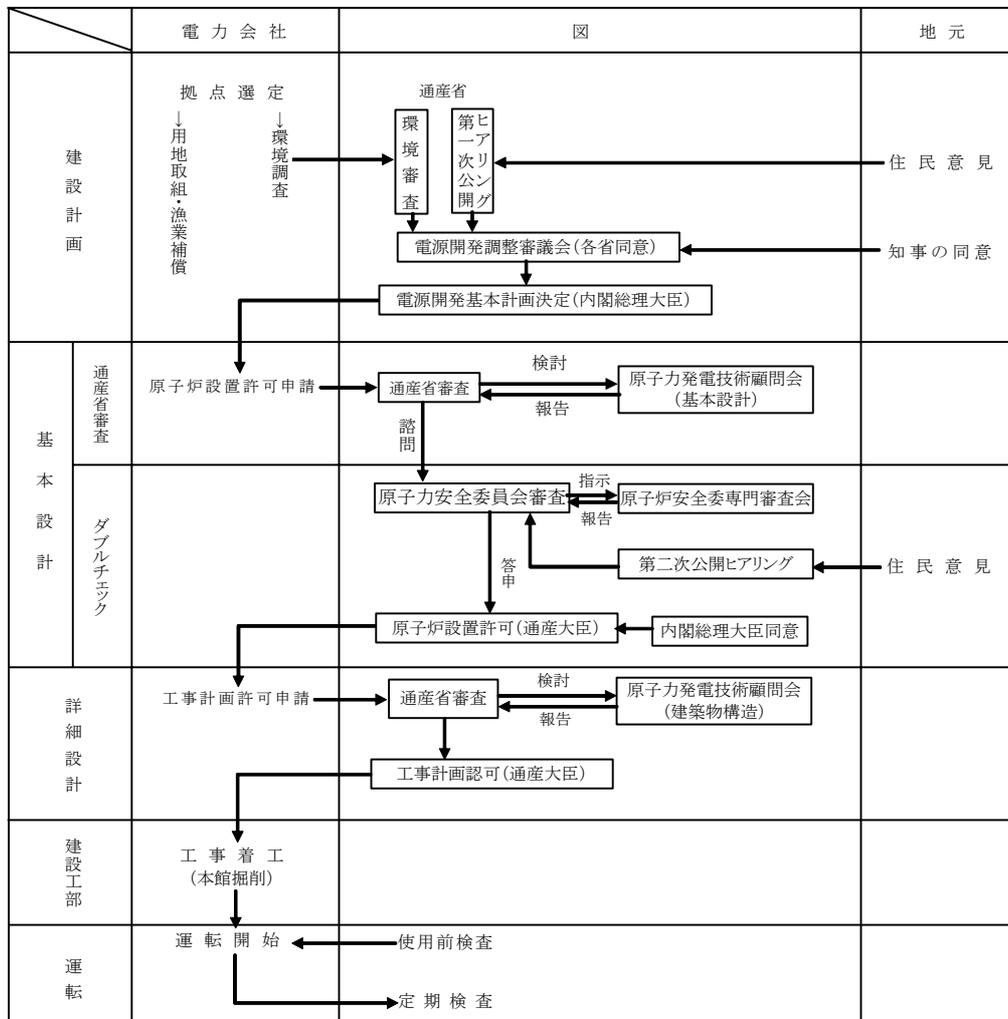


図-2.1 原子力発電所の地点選定から運転までの手続き

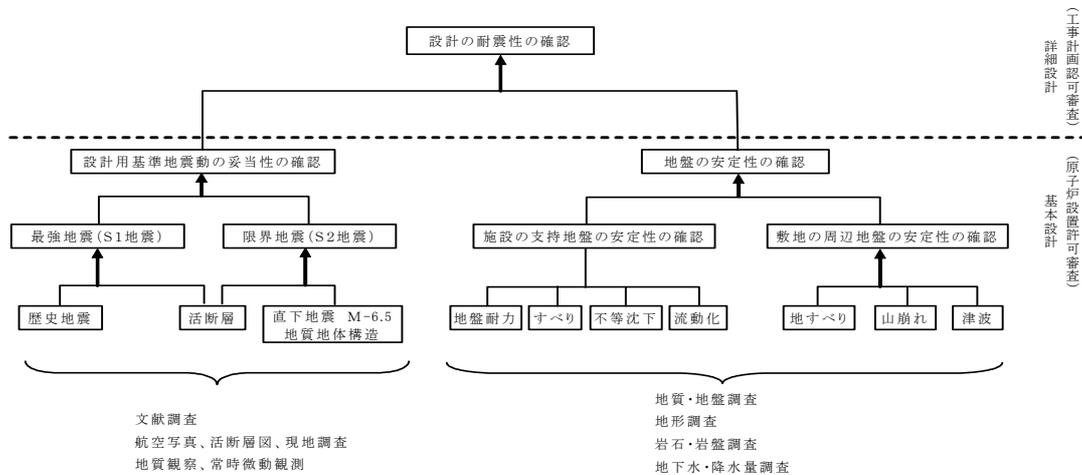


図-2.2 原子力発電所施設の耐震性に係わる要検討項目

## 2.2 「原子力発電所の地質、地盤に関する安全審査の手引き」(昭和53年8月、原子炉安全専門審査会)<sup>3)</sup>による地盤の調査・試験

上記手引きは、地質・地盤の調査に関して大まかな調査内容や試験内容を記載している。これによれば、原子力発電所の基礎地盤に関する要求事項として、以下のように記述されている。

「原子炉施設の設置される場所の地質、地盤は、原子炉施設の自己荷重のほか、想定される地震その他の荷重を厳しく評価しても、原子炉施設の安全性を十分に確保しうるものでなければならない。」

また、地質・地盤に関する審査要領として、敷地周辺及び敷地内の地質地盤についての調査項目を提示しており、原子炉設置予定場所の基礎岩盤については、「各種の岩石・岩盤物性試験の実施に基づく支持力、すべり、沈下に関する性状解析結果から基礎岩盤が十分な安全性を有することを評価しなければならない。」としている。

この「原子力発電所の地質、地盤に関する安全審査の手引き」については、前述の「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂(「新耐震指針」)及び中越沖地震の発生を踏まえて、現在見直しが行われているが、基礎地盤の調査試験及び安定性評価手法に関する部分は大きな変更はない見込みである。

### 2.3 基礎地盤の安定性に関する安全審査の対象事項

安全審査における基礎地盤に関する審査対象事項は、具体的には表-2.1に示すようなこととなる。<sup>4) 5)</sup>

第3章では、この地盤調査に関する事項について検討を加え軟岩に対する適切な試験方法や物性の設定方法について提案する。また、第4章において解析モデルや解析手法について検討を行い、弱層を挟在する軟岩に対する適切な安定解析手法を提案する。

表-2.1 安全審査における審査対象事項 -数値解析による地盤安定性評価-

地盤調査	<ol style="list-style-type: none"> <li>『原子力発電所の地質、地盤に関する安全審査の手引』に基づき以下の調査試験を実施しているかどうか。 地質調査……地形、地質、地層の分布状態、地下水位等は調査されているか。 岩石試験……基盤構成岩及び弱層の力学的特性は調査されているか。 岩盤試験……基盤としての力学的特性は調査されているか。</li> <li>以上の調査から、設置解析に必要な地盤（母岩、弱層）の力学的特性、分布状態等が十分に調査されているかどうか。</li> </ol>	<p>解析手法</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>使用プログラムは適切か。実績はあるか。</li> <li>有限要素のメッシュ・サイズは適切か。</li> <li>地盤及び建屋の力学的特性は適切に表現されているか。</li> <li>地盤の減衰定数及び減衰機構は適切か。</li> <li>応答計算がモード重畳法の場合、その重ね合せ次数（検討周波数領域）は適切か。</li> <li>地下水が存在する場合、必要に応じてその存在の地盤安定性への影響を考慮しているか。</li> </ol>
検討荷重	<ol style="list-style-type: none"> <li>初期地圧の設定は適切か。</li> <li>敷地造成、掘削及び建屋荷重の設定は適切か。</li> <li>基準地震動（S1, S2）の最大振幅、周波数特定、継続時間等は適切か。</li> <li>基準地震動のモデルへの入力方法は適切か。</li> <li>基準地震動と組み合わせる鉛直震度に『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』に規定された震度が含まれているか。</li> <li>基本的な静的地震荷重（水平震度：建屋3C<sub>1</sub>、地盤0.2、鉛直震度：建屋0.24、地盤0.1）について計算されているか。</li> <li>地震荷重の作用方向（水平、鉛直）の組合せは適切か。</li> </ol>	<p>安定性評価</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>建屋底面沿い及び地盤内の仮想すべりに対するすべり安全率（<math>F_3</math>）は確保されているか。</li> <li>地盤内の局所安全係数（<math>f_3</math>）は確保されているか。</li> <li>地盤内の応力、歪分布に問題はないか。また、問題となる変位（必要に応じて残留変位）を生じていないか。</li> <li>問題となるような異常振動は生じていないか。</li> <li>物性のバラツキを考慮したケース・スタディを行っているか。また、その場合の考慮の方法は適切か。</li> </ol>
解析モデル	<ol style="list-style-type: none"> <li>2次元モデルで良いか。更に、3次元を行う必要はないか。</li> <li>検討断面は適切か。</li> <li>モデルの幅、深さ、厚さの設定は適切か。</li> <li>境界条件の設定は適切か。</li> <li>解放基盤面の特定は適切か。</li> <li>地盤（母岩、弱層）及び建屋の力学的特性の表現は適切か。</li> </ol>	

## 2.4 軟岩地盤の調査・試験と安定性評価

国の指針類に基づいて、基礎地盤の調査・試験を行い、簡便法による安定性評価を行った。<sup>6) 7)</sup>

図-2.3に示す位置に配置された試験坑において、岩盤せん断試験、平板载荷による岩盤変形、支持力試験、クリープ試験を行った。試験装置を図-2.4～図-2.6に示す。

また、坑道間での弾性波速度測定を行った。

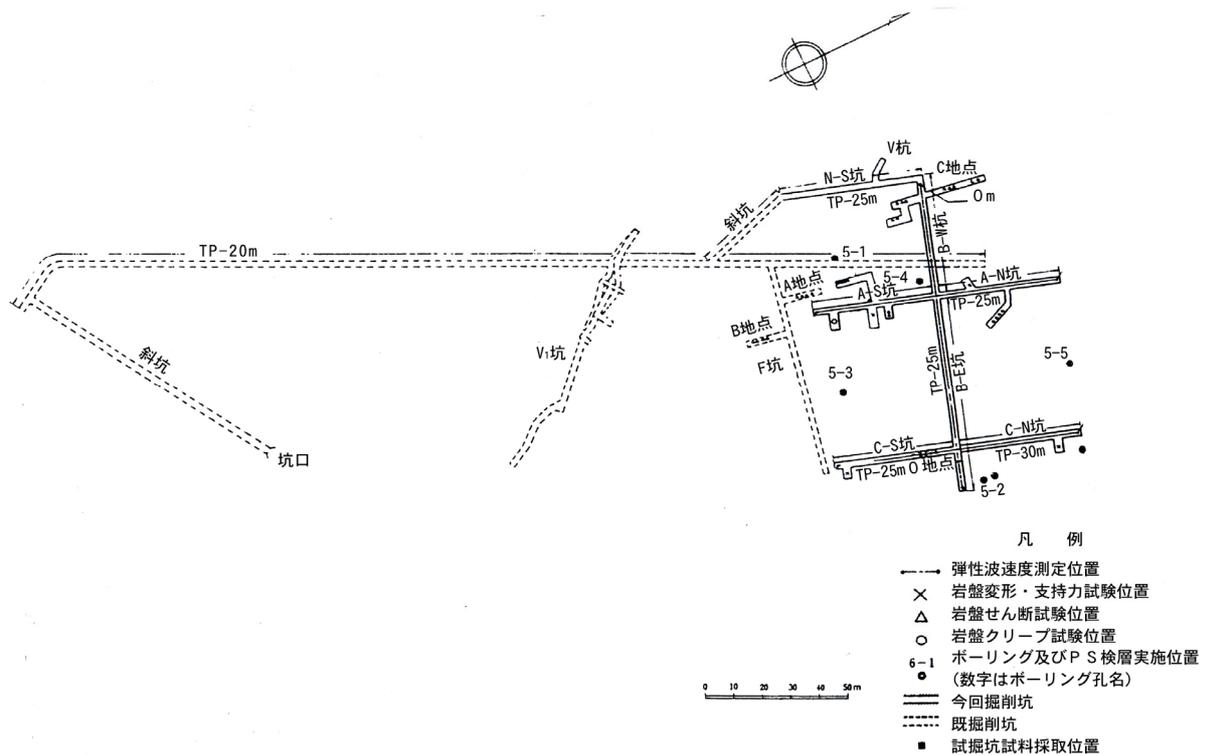


図-2.3 試掘坑及び坑内試験位置図

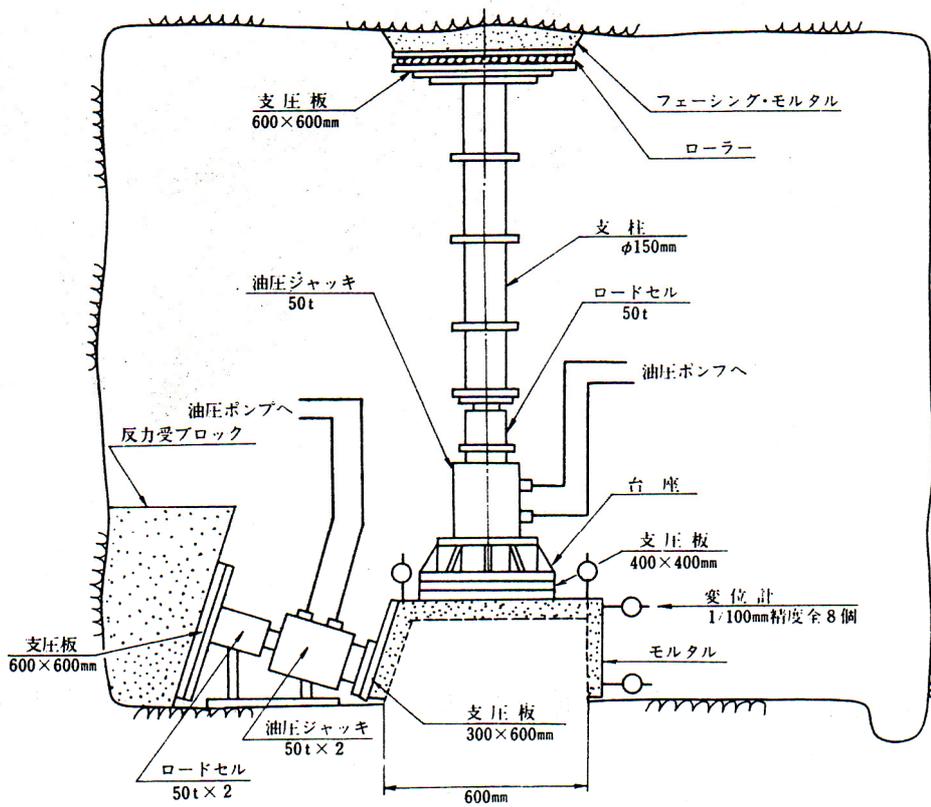


図-2.4 岩盤せん断試験説明図

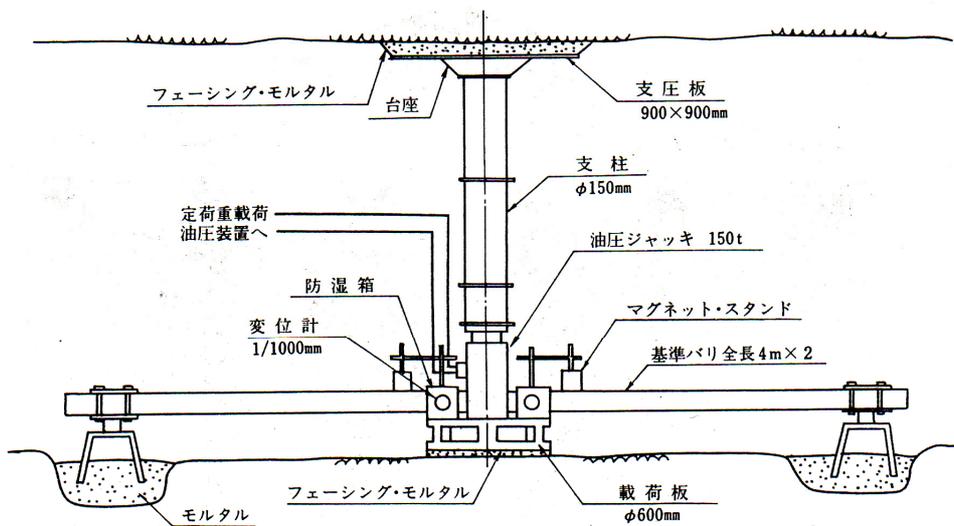


図-2.5 岩盤クリープ試験説明図

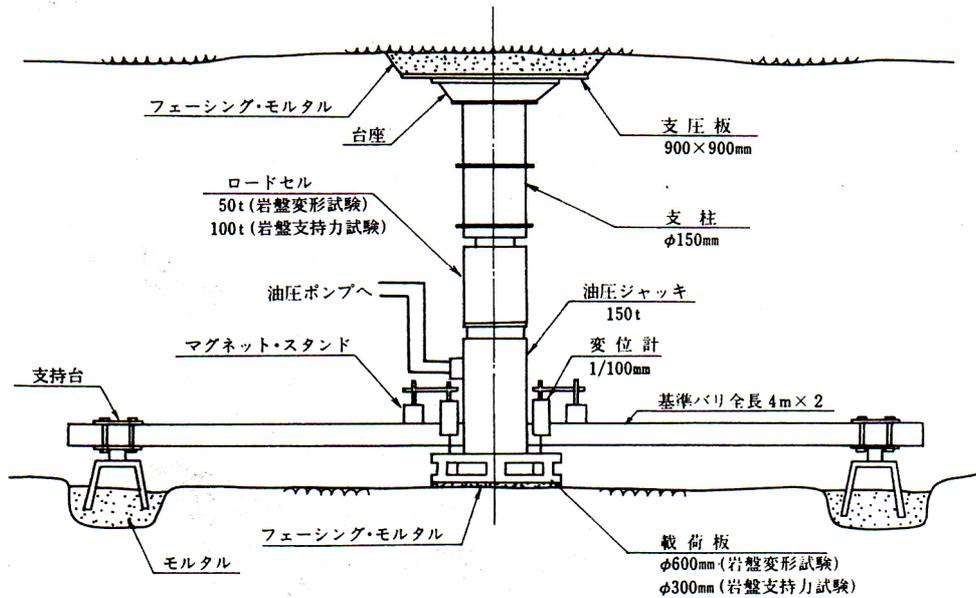


図-2.6 岩盤変形・支持力試験説明図

試験結果を、表-2.2～表-2.5及び図-2.7に示す。

これらの試験結果をもとに、すべり、支持力、沈下、クリープ変形に対する安全性について評価した。

すべりに対しては、岩盤せん断試験結果から、粘着力平均 $3.0\text{kg}/\text{cm}^2$ 、内部摩擦角平均 $4.1^\circ$ と評価されるので、基礎底面のすべり抵抗力は $40.6\text{万t}$ となり、これに根入れ抵抗力を加えて、すべり抵抗力は $51.5\text{万t}$ となる。一方、基礎底面に作用する水平力は、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」に定められた層せん断力係数 $3C_1$ に基づいて算定すると $20.0\text{万t}$ となり、すべり安全率は $2.6$ となる。

次に、建屋設置後の沈下については、一般的なクリープ現象として取扱い、クリープ沈下はそのほとんどが建設工程の時間スケールと比較して短時間で収束することから弾性変形量の割増として評価した。

変形試験による割線弾性係数の平均 $7,530\text{kg}/\text{cm}^2$ 、クリープ係数 $\alpha = 0.50$ を用いて、ブシネスクの式により算出すると、常時の接地圧 $7\text{kg}/\text{cm}^2$ に対して $14.4\text{cm}$ となる。

なお、ここでクリープ係数は原位置クリープ試験の変位～時間曲線を、線形粘弾性モデルとして一般的な3要素モデルで近似した。

$$W = W_e + W_c = W_e \{ 1 + \alpha ( 1 - e^{-\beta t} ) \}$$

$W_e$  : 弾性変位量

$W_c$  : クリープ変位量

$\alpha \cdot \beta$  : クリープ係数

基礎岩盤の長期の支持力に対する安全性は、クリープによる強度低下を考慮して、原位置支持力試験における上限降伏値の平均値 $37\text{kg}/\text{cm}^2$ に、基礎の根入れ効果 $3\text{kg}/\text{cm}^2$ を加え

支持力として40kg/cm<sup>2</sup>と評価し、常時の接地圧7kg/cm<sup>2</sup>に対して安全率は5.7となり、十分な安全性を有している。

ここで、上限降伏値とは、粘土における村山の段階載荷試験によるクリープ強度の推定方法を原位置支持力試験に適用して、変形の変曲点から求めたものである。

また、扇射法による弾性波速度測定結果から、方向による弾性波速度の比較を行った結果、場所的にも方向的にも顕著な差異は認められず均質な岩盤であると判断される。

表-2.2 原位置変形試験結果

地層名	試験位置		割線弾性係数		変形係数		接線弾性係数	
	始点	標高(m)	$\epsilon_1(\times 10^3 \text{ kg/cm}^2)$	$\epsilon_2(\times 10^3 \text{ kg/cm}^2)$	適用範囲(kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_3(\times 10^3 \text{ kg/cm}^2)$	適用範囲(kg/cm <sup>2</sup> )	
N <sub>1</sub>	A-S 杭	-25	9.15	7.05	8~14	8.29	8~12	
	A-N 杭	-25	6.44	4.80	6~12	6.11	6~12	
	C-S 杭	-25	7.37	6.22	4~12	7.55	6~10	
	C-N 杭	-30	7.15	5.79	4~10	6.59	8~12	
平均			7.53	5.97	—	7.14	—	

表-2.3 支持力試験結果

(単位 : kg/cm<sup>2</sup>)

地層名	試験位置		I・Y点	P・Y点	上限降伏値	最大荷重
	地点	標高(m)				
N <sub>1</sub>	A-S 杭	-25	23	43	39	60
	A-N 杭	-25	18	30	27	45
	C-S 杭	-25	20	35	35	50
	C-N 杭	-30	37	53	48	70
平均			25	40	37	56

表-2.4 岩盤せん断試験結果

地層名	試験位置		せん断方向	粘着力 $\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)
	地点	標高(m)			
N <sub>1</sub>	A-S 杭	-25	原理走向平行 (水平)	3.0	43
	A-S 杭	-25	原理走向直角 (水平)	3.0	40
平均			—————	3.0	41

表-2.5 岩盤クリープ試験結果

地層名	試験位置		荷重 (kg/ c m <sup>2</sup> )	弾性沈下量 W <sub>e</sub> (×10 <sup>-3</sup> mm)	最終沈下量 W <sub>c</sub> (×10 <sup>-3</sup> mm)	変形係数 (×10 <sup>-3</sup> kg/ c m <sup>2</sup> )	クリープ係数	
	地点	標高(m)					α	β (j/d)
N <sub>1</sub>	A-S 坑	-25	7	238	356	12.35	0.50	3.4×10 <sup>-2</sup>

注：弾性沈下量 W<sub>e</sub> は沈下速度-時間曲線の変曲点から求めた。

最終沈下量 W<sub>c</sub> は近似曲線の収束値から求めた。

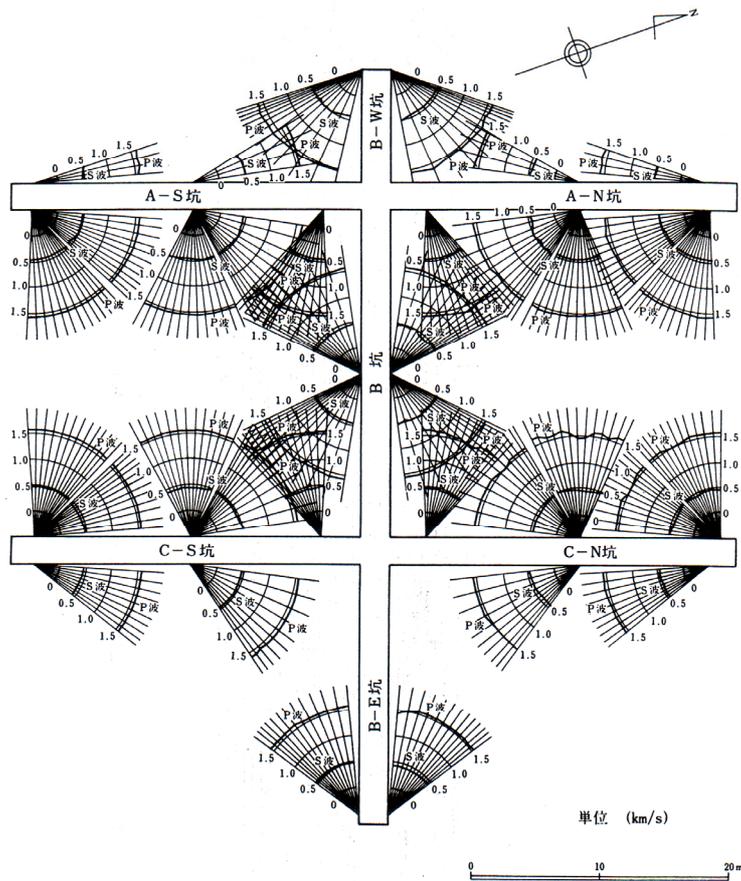


図-2.7 平均速度法による弾性波速度測定結果

## 参考文献

- 1) 発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針、原子力安全委員会、昭和56年7月
- 2) 発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針、原子力安全委員会、平成18年9月
- 3) 原子力発電所の地質、地盤に関する安全審査の手引き、原子炉安全専門審査会、昭和53年8月
- 4) 原子力発電所地質・地盤の調査・試験法及び地盤の耐震安定性の評価方法、(社)土木学会、昭和60年8月
- 5) 原子力発電所耐震設計技術指針、(社)日本電気協会、1987.8
- 6) 柏崎刈羽原子力発電所原子炉設置変更許可申請書(2, 5号炉の増設)本文及び添付書類、東京電力株式会社、昭和56年5月、
- 7) Foundation engineering of nuclear power station on soft rock, K.Kishi, K.Terada, T.Sakai, K.Momose, Rock Foundation, Balkema,1995.9

## 第3章 基礎地盤の安定性評価に用いる地盤物性

### 3.1 概説

原子力発電所等の重要施設基礎地盤の耐震安定性は、国等の定めた「審査指針」や「手引き」、「設計技術指針」等に基づき想定される地震力に対しその重要施設の機能が損なわれるような異常な状況が発生しないことを確認する。そのために各種の地質・地盤の調査試験が行われ、その結果を基に基礎地盤の支持力、すべり、沈下（変形）に関する安定性評価を行うこととなる。

これらの安定性評価は、初期の立地点では、地盤が単純な場合には、基礎地盤モデルと地盤の物性値を定めた上で、滑り面法などの簡便な方法で行われてきた。

しかし、地盤が複雑な状況が多くなるに連れて、複雑な地盤条件、荷重条件、初期条件が考慮できるFEM解析が採用されるようになった。

軟岩基盤上に重要構造物の構築を計画する場合、一般に図-3.1の流れに沿って進められる。この流れの中で特に留意して考慮しておかねばならない事項として以下のことが挙げられる。

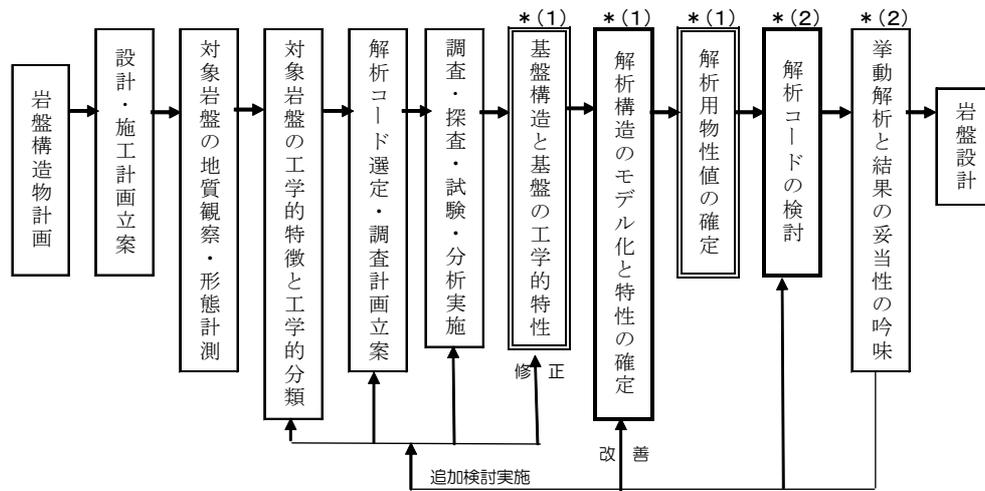


図-3.1 重要構造物の計画立案から調査・解析・設計に至る流れ

- (1) 調査・探査・試験・分析結果を総括的に合理的にとりまとめ基礎構造と基礎の工学的特性を適切に把握すること（地盤のモデル化の妥当性・・・図中\*（1））
- (2) モデル化された基礎の特性にあった実際的な解析コードを適用し、適切な解析用物性値を採用すること（地盤特性を表現できる解析手法の検討・・・図中\*（2））

### 3.2 妥当な地盤モデルの設定と解析手法の検討

軟岩地盤の工学的な特性を把握するにあたって考慮すべき事項について、実際の構造物設計を念頭に基盤の工学的な特性を把握するには、現地の条件は複雑で変化の激しいものであることから、限定された条件の下で得られた結果のみでは不十分であり、さらに次の事項についての検討・吟味が必要である。

- ① 軟岩基盤の強度・変形特性は地下水との関連が強く、したがって調査・試験結果は飽和度に大きく左右されるため、原位置での条件にあわせて物性を評価しなければならない。
- ② 軟岩基盤の工学的特性は原位置の応力状態に支配される要素が強いため、原基盤が受けてきた応力履歴、現状の応力状態（上載荷重、拘束圧）について考慮しておかねばならない。
- ③ ひずみの大きさに依存する「力学特性のひずみ依存性」を考慮しておかなければならない。特に、地震時挙動においては重要な検討要素である。
- ④ 重要構造物基盤としての軟岩物性の特徴的な要素は変形性であり、特に構造物維持期間の100年から150年の間での長期にわたるクリープ変形が重要である。その物性評価は試験検討方法によって大きく異なるため、重要構造物建設では重要な要素となる。
- ⑤ これらのことから、泥質軟岩基盤の工学的特性には非線形が顕著であり、物性値の非線形としての把握方法が必須であるとともに、それに対応した解析コードの選定と原位置の基盤特性に応じた現実的対応を可能とするコードが必要である。

以上を踏まえて、地盤の安定性を評価する上で重要となる。工学特性の深度分布、軟岩物性と含水比、ひずみ依存性、ポアソン比、初期地圧、動的強度について次項以降に検討して述べる。

工学特性の深度分布は、安定性評価に用いる地盤モデルの作成に際して重要なものである。また、軟岩の特性は含水比に大きく影響を受けるため、その影響を十分に把握して適切な地盤特性試験を選択する必要がある。

さらに軟岩では変形係数が小さいため地震時には大きなひずみ領域に入ることから、物性のひずみ依存性の把握が必要であり、ひずみ領域を考慮した試験が必要となる。

安定解析においては、その安定性指標に大きな影響を与える応力分布は、初期地圧及びポアソン比の影響を受ける。

このため、この両者の適切な把握と安定解析への反映が重要となる。

### 3.3 軟岩の強度・変形特性

#### 3.3.1 工学的特性の深度方向分布

堆積性軟岩や風化軟岩などでは、一般に地表からの深度に依存した物性値の分布傾向を示す。この傾向が地質構造に依存するものか、現状の地形(上載荷重)に依存したものかを知ることは、地盤をモデル化する上で重要となる。図-3.2には、軟岩で実施した10孔程度での測定結果のうち、間隙比とサスペンションP S検層による1 m区間のP波速度、S波速度ならびに、これらから算出した動的せん断弾性係数、ポアソン比の深度分布を示す。間隙比の分布は同一深度におけるばらつきがかなり大きいのが、弾性波速度（P波、S波）の分布のばらつきは、それほどではない。明らかに基本的物理特性と基盤の剛性にかかわる速度の間での深度方向の分布傾向が異なっている。

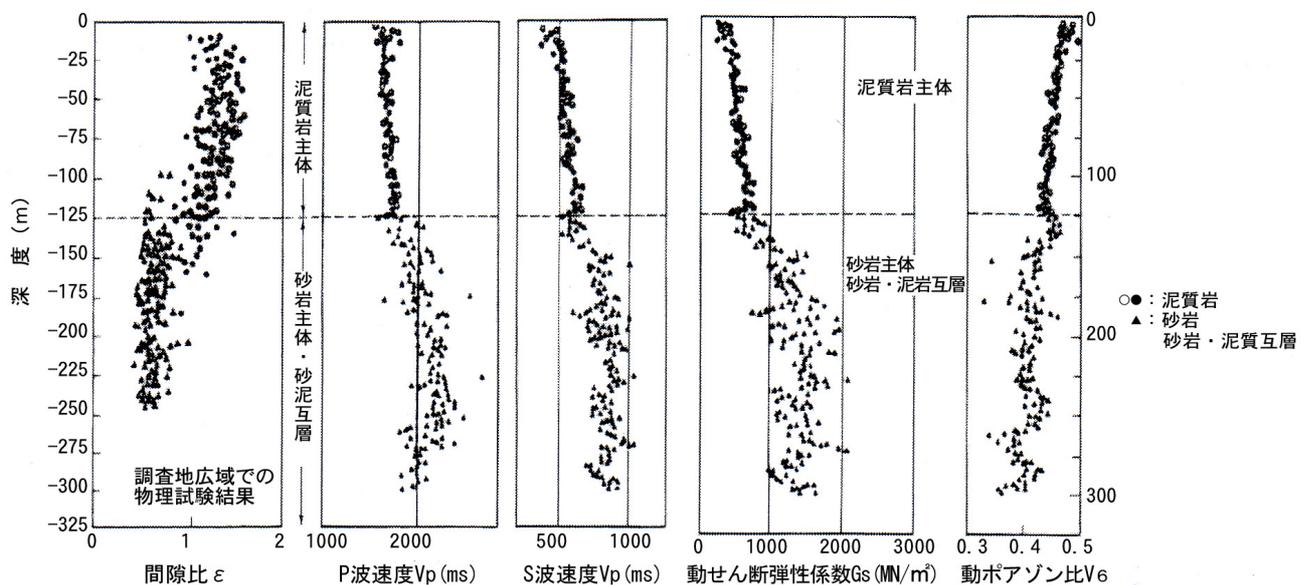


図-3.2 基本物理特性（間隙比）と力学特性（P S波速度、ポアソン比）の深度分布比較

この単位体積重量の分布に関して、標高に基づく分布図と地質層準に着目した分布図を作成し対比したのが図-3.3である。標高による分布では、同一標高でのバラツキは大きいのが、地盤層準による分布ではバラツキは小さく、明らかに、単位体積重量の分布は地質層準に強く依存しているといえる。

同じ軟岩地域での種々の試験結果に関して、標高による分布及び地質層準による分布を作成して検討した。その結果、図-3.4の断面図に示したように、密度の分布は地質層準とよい対応関係にあることが分かる。

一方、図-3.5の軸差強度の分布は、地質層準よりも比較的標高に依存しているように見える。これらのことから、物理特性は地質構造に大きく支配され、力学特性は、ほぼ被り厚さとこれまでの応力の履歴に依存していると考えられる。

このように、堆積性が軟岩においては、地盤モデル化を作成する際には、地盤の特性が、何に依存して分布しているか十分分析して設定することが重要である。

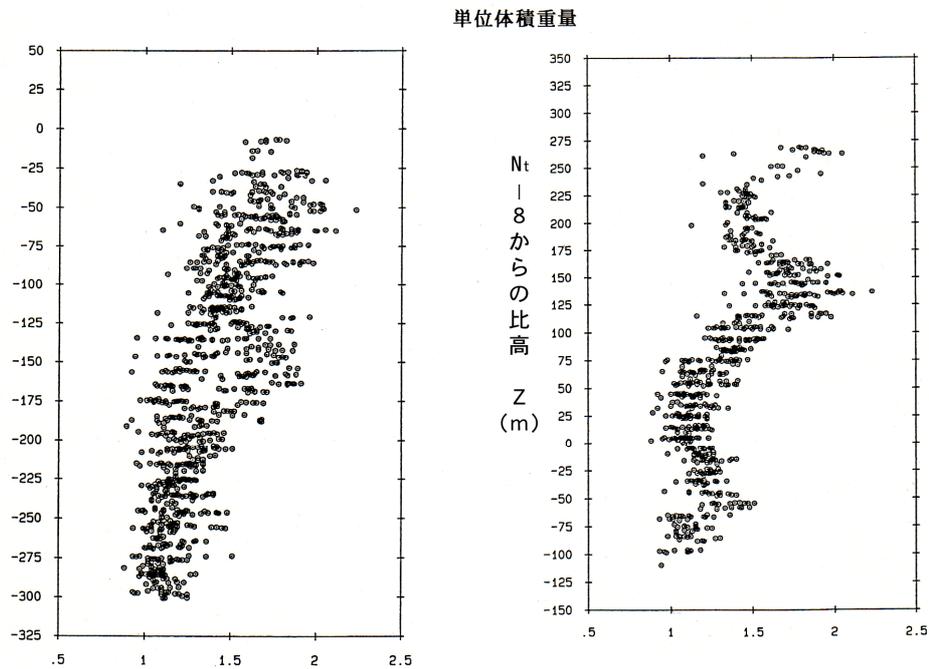


図-3.3 単位体積重量の標高による分布と地質層準に基づく分布の比較

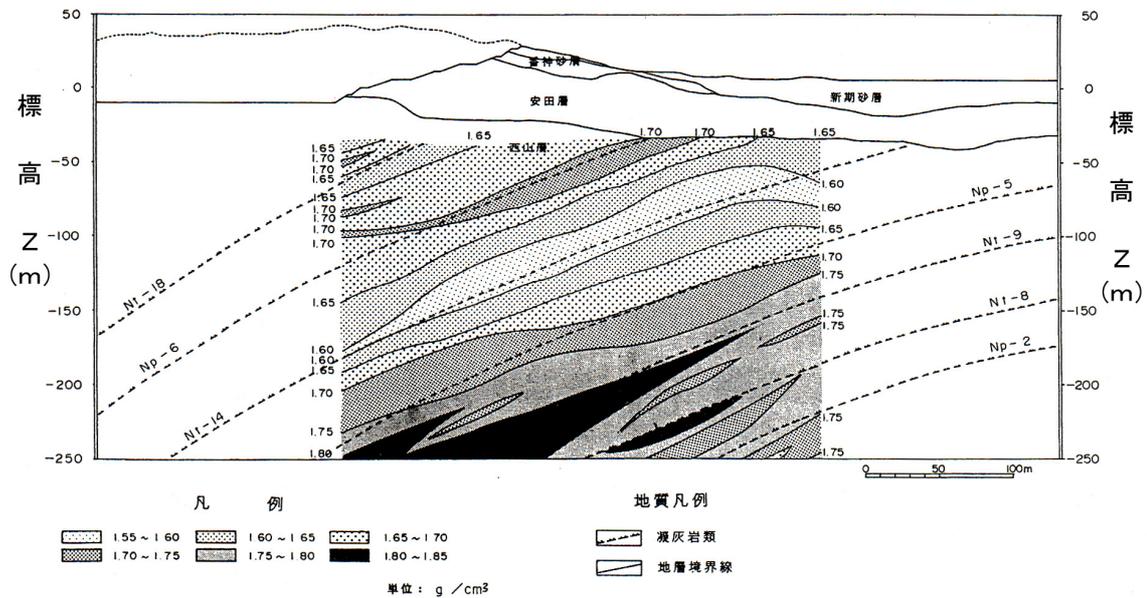


図-3.4 泥質軟岩地域の地質構造と密度分布

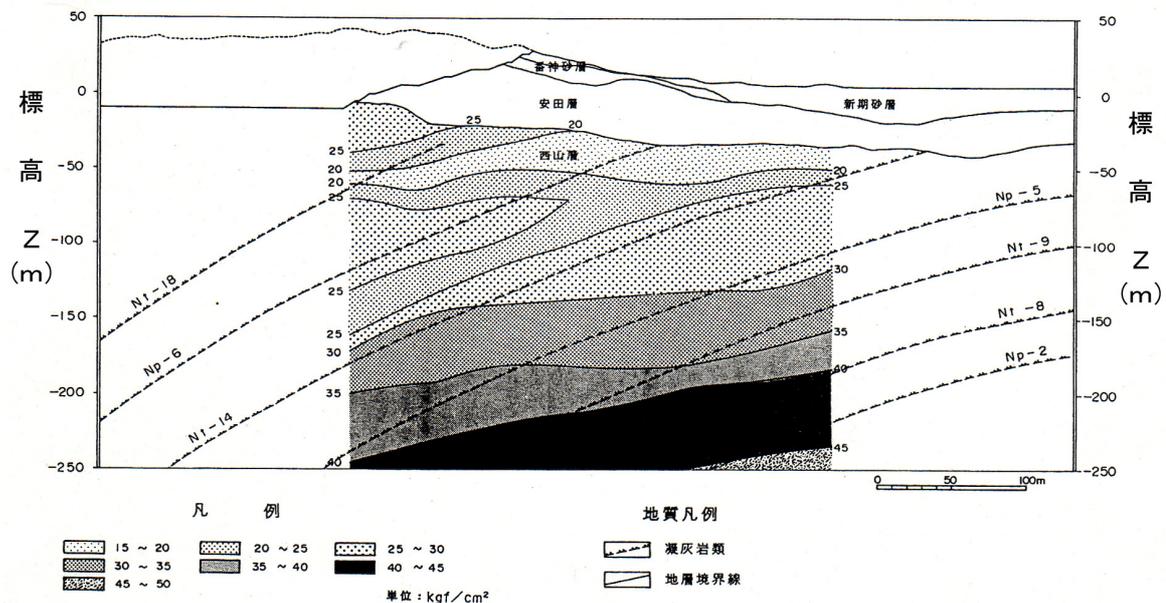


図-3.5 泥質軟岩地域の地質構造と軸差強度の深度分布

### 3.3.2 岩盤の含水状態と飽和度の影響

実際の構造物の建設においては岩盤そのものが不飽和状態にあることもしばしばであり、本来は飽和度をパラメータにした現実に即した研究も重要である。しかし、そこでは三相問題としての難しい要素が加わるため、これまでの泥質軟岩の諸特性の検討では、岩盤が地下水面以下の飽和状態にあるという前提で進められてきた。

しかし、原位置からの採取試料がボーリング後の時間経過に伴う膨張や脱水により、必ずしも原位置の飽和度を常時保持しているとは言いがたい。泥質軟岩の場合、飽和度が強度・変形特性にどの程度影響を与えるかについては、文献等からも定かではない。

そこで、ボーリングによって得られた採取試料を用いて強度・変形試験を行う場合は、採取状態のままではなく極力元の地盤の状態に戻して、飽和化を促進した上で実施することが適切である。

図-3.6は、力学特性の深度分布を知る目的で実施した非圧密非排水三軸圧縮試験(以下、UU試験と呼ぶ)結果をプロットしたものである。ばらつきは大きいですが、軸差強度、変形係数は深度方向に漸増する傾向にある。その結果に対し、原位置の応力状態を再現することによって飽和度を回復させた試験を行った結果が、図中の飽和度の向上を図った非圧密非排水三軸圧縮試験(以下、UUB試験と呼ぶ)である。これは、採取後の試料の飽和度が93%強の試料を用いて非圧密非排水(UU)条件で試験する場合、まず、所定の拘束圧を負荷する際に同時に同圧の背圧を加え、間隙圧係数(B値)確認後続いて所定の有効拘束圧を負荷する方法である。

ポアソン比についてみると、非圧密非排水（UU）試験のポアソン比は平均0.27程度であるのに対し、UUB試験では平均で約0.47と飽和状態のポアソン比に近い値を示す。したがって、UUB試験方法ではかなり飽和化が促進されていることが分かる。

さらに、さらなる検討の結果、この方法では採取試料時の乱れや採取することによる応力解放の影響を受けた状態での試験となるため、試料調整の目的であらかじめ有効土被り圧で圧密した後UU試験（浅い深度では背圧を付加）を実施（非圧密非排水試験の一種であり、以下、CUU試験と称す）することが適切であると考えられた。

そこで、CUU試験条件に基づく試験の妥当性を検討するため、試掘坑から採取した試料を用いてUU試験条件下での試験とCUU試験条件下での試験を行い比較検討を行った。その結果を、図-3.7に示す。

この結果を比較すると、強度定数の $\phi$ が、UU試験では $4^\circ$ であったものが、CUU試験では $1^\circ$ と低くなっており、本来、原地盤では完全に飽和しているものと考え、 $\phi$ は $0^\circ$ と考えられることから、CUU試験では試料の乱れや応力解放による試料の不飽和の影響が排除されたことが分かる。このように堆積性軟岩地盤では、コア採取に伴う膨張や乱れによる間隙水圧の抜けの影響を極力少なくしたCUU試験（有効な被り圧で圧縮）で強度・変形特性を得るのが適切であることが判った。

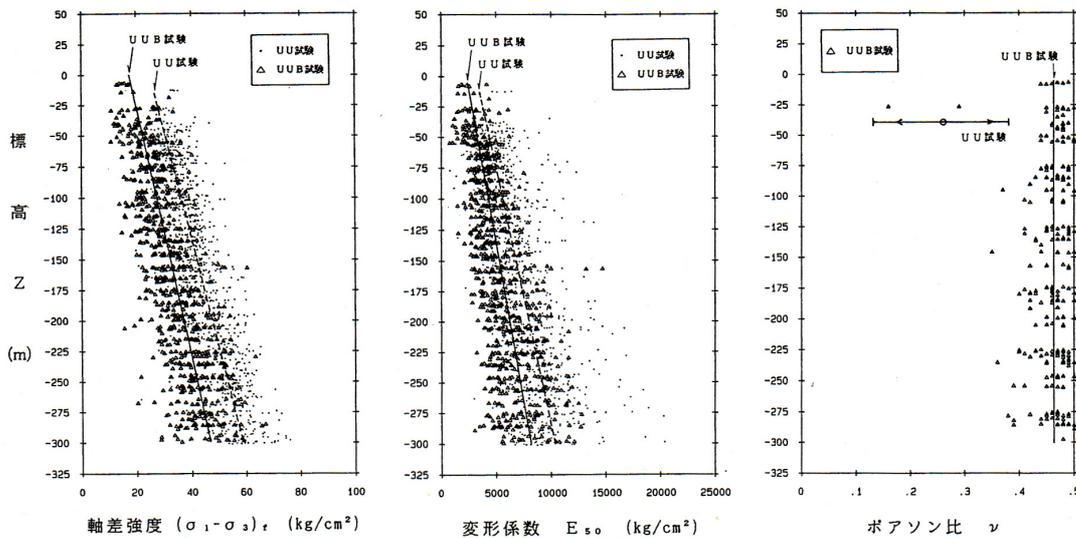
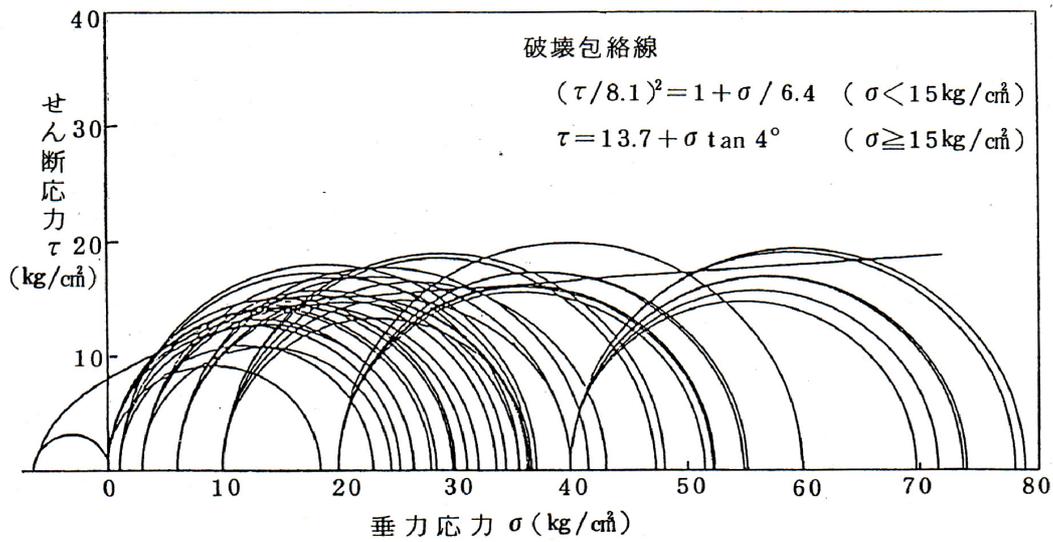
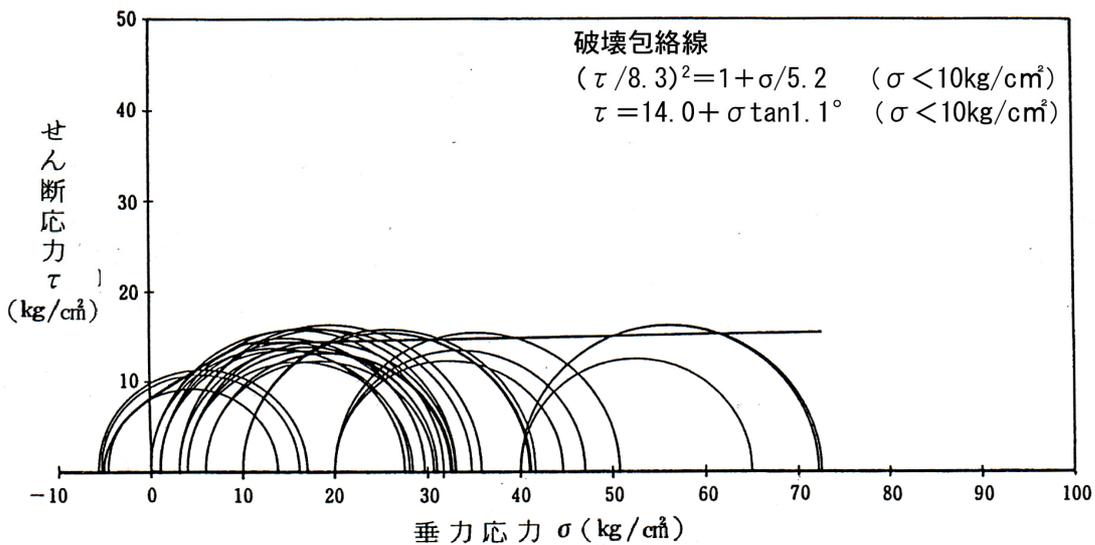


図-3.6 非圧密非排水三軸圧縮試験結果（UU～UUB）の深度分布比較



(a) 非圧密非排水三軸圧縮試験(UU試験)による破壊応力円



注：土被り圧相当で圧密した後、所定の側圧のもとで実施した非排水三軸圧縮(CUU)試験

(b)有効土被り圧で圧密しB値確認の後、  
非圧密非排水三軸圧縮試験(CUU試験)による破壊応力円

図-3.7 非圧密非排水三軸圧縮試験 UU試験～UUB試験条件の差異による  
破壊応力円、強度定数の違い

### 3.3.3 各種の試験法による特性のひずみ依存性

軟岩地盤の変形問題を取り扱うとき、変形係数（弾性係数）をどのようにして求め評価するかが解析結果を左右する。龍岡・越智<sup>2)</sup>らは上総層群砂質泥岩層での実験的研究から、変形係数はひずみレベルに依存しており、図-3.8のように原位置・室内でのいろいろの測定結果を統一的に整理できることを示している。

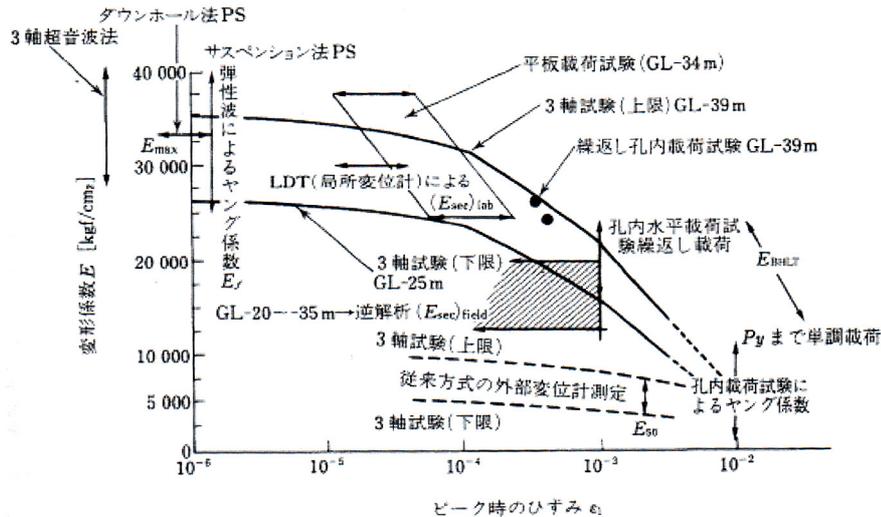


図-3.8 各種原位置・室内試験による軟岩の変形係数とひずみの関係

上記の結果を踏まえ、本研究では、対象とする堆積性軟岩について単調載荷、繰返し載荷、単周期載荷による各種の試験を行い、詳細にせん断弾性係数を求めた<sup>3)</sup>。単調載荷の試験では、孔内水平載荷試験および平板載荷試験では荷重～変位曲線での直線部の勾配による変形係数、三軸圧縮試験では応力～ひずみ曲線の割線変形係数 $E_{50}$ を用いた。なお、三軸圧縮試験は試料採取深度の有効土被り圧で圧密した後に非排水状態で実施した。

また、従来動的な試験と呼ばれている繰返し載荷試験は、繰返し平板載荷試験および繰返し単純せん断試験での $1/E \sim \epsilon$  関係の切片値からHardin-Drnevich（ハーディン・ドルネビッチ）モデルでの算出方法にならって $10^{-6} \sim 10^{-5}$ 程度の微小ひずみレベルで求めた。

単周期載荷の試験とは、パルス状の外力を与えてその弾性応答を利用する方法のことをいう。そのせん断弾性は、サスペンションPS検層、試掘坑内弾性波速度測定から得られるS波速度 $V_s$ から算定した。

これらの各種試験方法から算定されたせん断弾性係数の深度分布を図-3.9に示す。せん断弾性係数は、同種の載荷方法であれば室内試験と原位置試験とで大差はない。このような見掛け上のせん断弾性係数の一致が見られるのは、龍岡<sup>2)</sup>らの指摘のように、載荷方法ごとにほぼ同じひずみレベルでせん断弾性係数を評価していることによるものと考えられる。

また、せん断弾性係数は荷重方法によって、単調荷重のグループと繰返し荷重ならびに単周期荷重の二つのグループに大別できそうである。

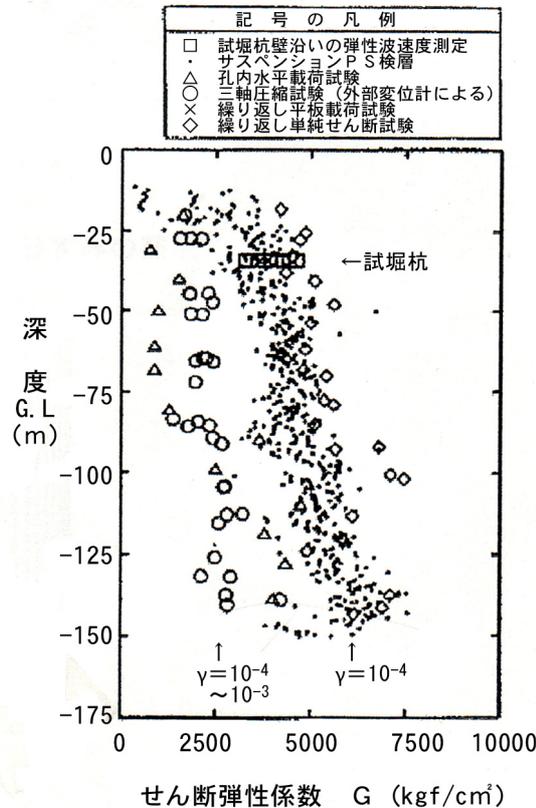


図-3.9 各種方法によるせん断弾性係数

荷重方法によってせん断弾性係数が大きく異なることから、荷重方法とひずみレベルの関係に着目して検討した。

繰返し平板荷重試験、孔内水平荷重試験、三軸圧縮試験および繰返し単純せん断試験によるせん断試験によるせん断剛性率をひずみレベルに関して整理した (図-3.10)。

三軸圧縮試験では、各応力レベルでの応力～ひずみ曲線の接線勾配と三軸圧縮試験によるポアソン比からせん断剛性率を算出した。孔内水平荷重試験ではボーリング孔の孔径の変化で定義される空洞ひずみと圧力の関係から、各圧力レベルにおける接線勾配として算出した。一方、繰返し平板荷重試験、繰返し単純せん断試験では、繰返しの応力とひずみの関係 (履歴曲線) から割線剛性を求めた。

単調荷重の試験である三軸圧縮試験によるせん断剛性率と孔内水平荷重試験による値とはおおむね一致しており、また、繰返し荷重の試験である繰返し平板荷重試験による繰返しせん断剛性率と繰返し単純せん断試験による値とでは、前者が若干小さくなってはいるが、おおむね一致している。

このように荷重方法とひずみレベルに着目して各種の試験結果を整理した結果、荷重方法によって対象としているひずみレベルが異なっていることおよび同種の荷重方法、すな

わち同程度のひずみレベルでは試験方法によらずせん断剛性率はほぼ同じ値となることが示された。そこで、この事象をさらに詳しく見るために以下の検討を行った。

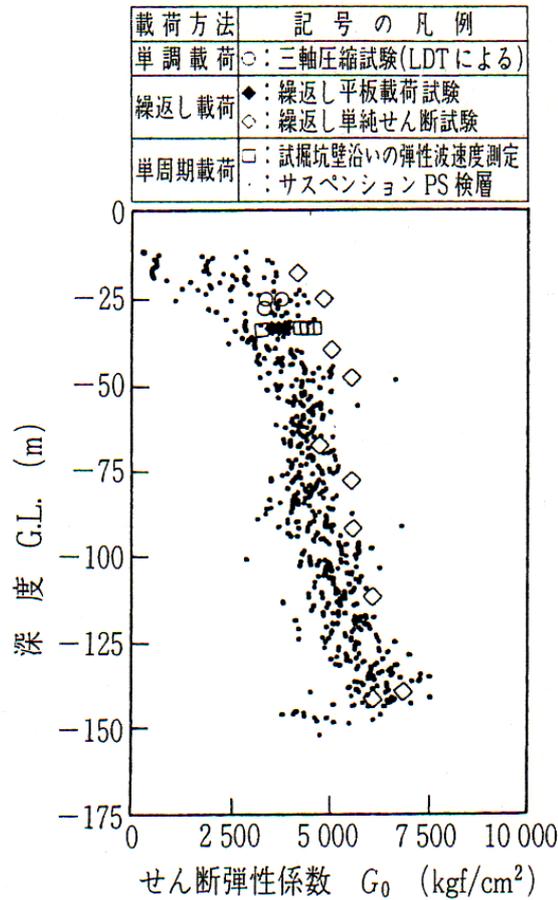


図-3.10 微小ひずみレベルにおけるせん断弾性係数

まず、せん断剛性率のひずみ依存性を詳細に調べるために、同一の試験方法で広いひずみ範囲にわたって変形特性を把握することにした。ここでは、供試体の側面中央部にLDT（局所変形測定装置）を貼り付けた三軸圧縮試験を実施し、微小ひずみレベルから通常の三軸圧縮試験（外部変位計）で測定されるひずみレベルまでの計測を行った。この結果と外部変位計を用いた試験結果は、そのひずみレベルである $10^{-4}$ 後半以上の範囲でLDTによる試験結果とほぼ一致しており、両者の試験結果を連続したデータとして取扱うことができそうである（図-3.11）。

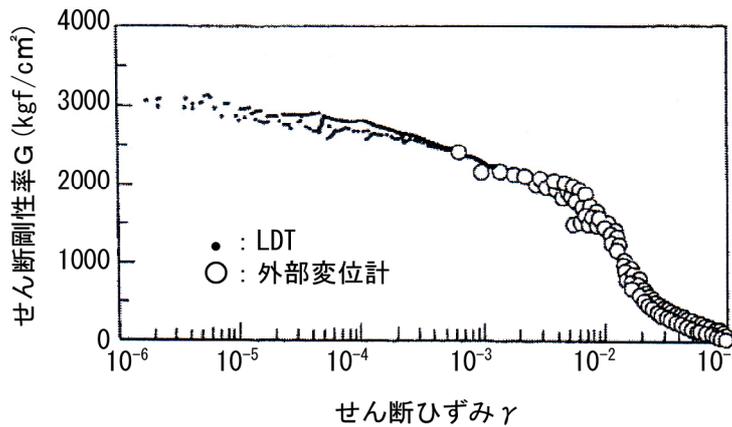


図-3.11 三軸圧縮試験のせん断剛性率とせん断ひずみ

次に、LDTを用いた三軸圧縮試験による $10^{-6}$ 程度のひずみレベルでのせん断剛性率と、繰返し単純せん断試験、繰返し平板載荷試験の微小ひずみレベルにおけるせん断弾性係数および単周期載荷である試掘坑内での弾性波測定、サスペンションPS検層から得られたせん断剛性率とを合わせて図-3.12に示す。この図によると、載荷方法が単調載荷である三軸圧縮試験による微小ひずみレベルでのせん断剛性率は、他の載荷方法による値とほぼ整合している<sup>3), 4)</sup>。

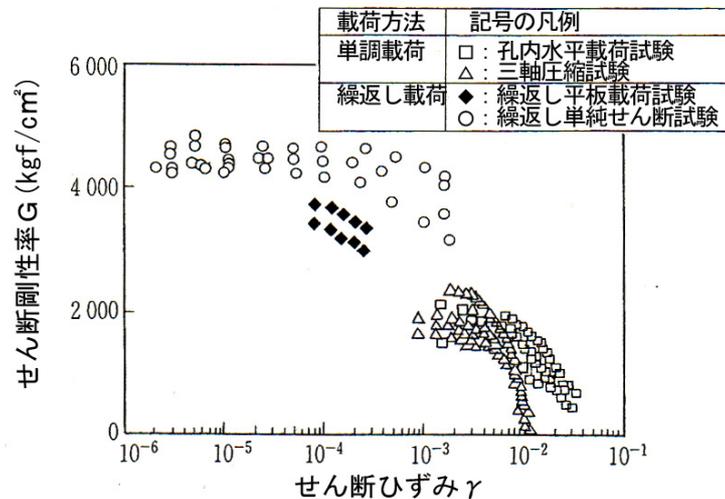


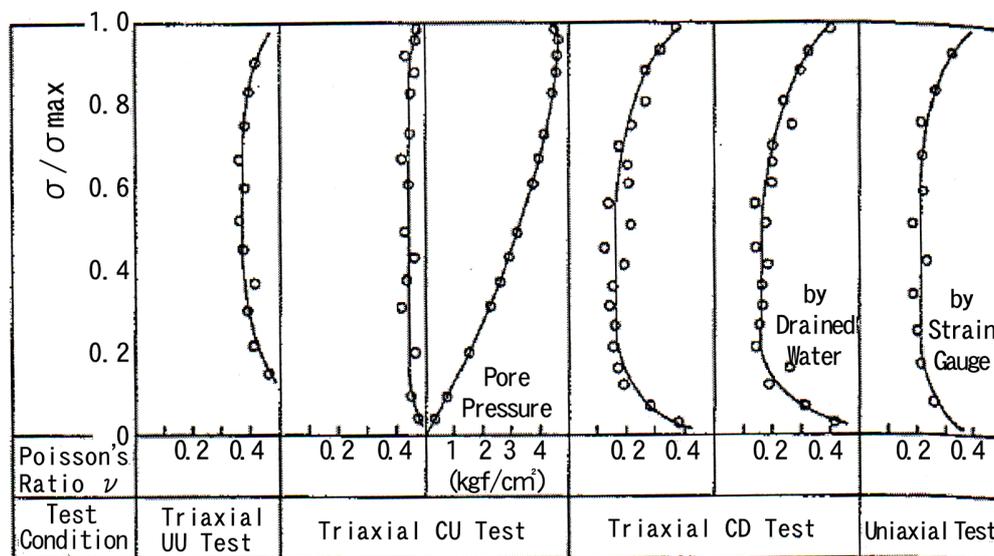
図-3.12 各種方法による同じ深度レベルにおけるせん断剛性率とせん断ひずみの関係  
(深度G.L. -10~-35m)

以上のことから、前述の図-3.9では載荷方法によって変形特性が大幅に異なるように見えたが、対象とするひずみレベルを合わせると載荷方法によらずほぼ同程度の変形特性が得られることが示された。

### 3.3.4 ポアソン比

FEMによる地盤の安定解析に於いては、地質内の応力分布を適切に評価するにはポアソン比 ( $-\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) の値が重要となる。特に、堆積性軟岩では、飽和の程度にポアソン比の値が大きく依存する。硬岩の変形解析においては、ポアソン比の果たす役割がそれほど大きくはないと考えられており、ポアソン比の測定はあまり注目されていない。しかし、軟岩地盤では変形が大きく、ポアソン比の値によって応力に違いが生じ安定性に影響を及ぼすことがある。ポアソン比の測定には、通常、成形した硬岩ではコアサンプルに軸方向と円周方向にひずみゲージを添付する方法が用いられるが、飽和した泥岩や風化岩、凹凸のある礫岩などに添付することは難しく、また、局所的な応力や変形の影響を受けることがある。

泥質軟岩を用いて種々の条件で実施したポアソン比測定の実例を対比して図-3.13に示した。図-3.14の測定結果一覧図は、試験条件の違いによるポアソン比の相違を明確に示している。



\* 三軸圧縮試験で非圧密非排水(UU)、圧密非排水(CU)、圧密排水(CD)で実施した体積変化測定から算出したポアソン比を正規化した荷重縦軸のグラフに対比して示す。比較として、ひずみゲージを添付して測定して得られたポアソン比を示す。

図-3.13 種々の試験条件下での荷重増加に伴うポアソン比の変化

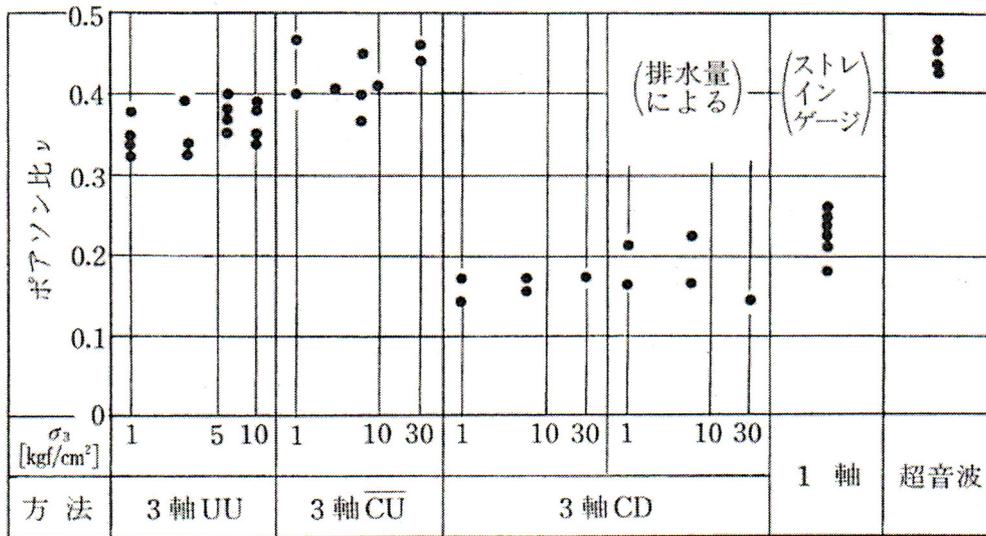


図-3.14 異なる種々の試験条件下での泥質軟岩のポアソン比

岩石のポアソン比は、玄武岩など硬岩で0.25～0.35、泥岩などの軟岩で0.30～0.40程度といわれている。しかし、軟岩での測定結果によれば、図-3.14に示すように飽和度と測定時の排水条件によって大きく変わることがわかる。排水状態でのポアソン比はG/K（せん断弾性係数/堆積弾性係数）の関数であり軟岩においては水の圧縮率Cwが構造骨格の圧縮率Cbに比して十分に小さいことから、

石原<sup>5)</sup> は非排水条件下での飽和状態のポアソン $\nu$ は、次式で示されるとしている。

$$\nu = 1/2 (1 - n \cdot G \cdot C_w)$$

ここに、n：間隙率

このことは、図-3.15に示すようにポアソン比はせん断弾性係数にも左右されることを表しており、深度が深くなるとポアソン比が小さくなる傾向はせん断弾性係数が大きくなることにもよっている。

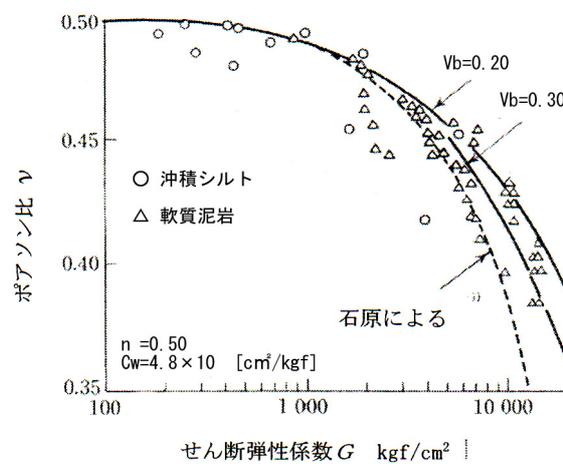


図-3.15 ポアソン比とせん断弾性係数の関係

地震時の安定性を評価する上では、軟岩の透水性が低いことおよび地震時の荷重速度が速いことを考えると非排水状態での試験と考えられる三軸CU試験又は超音波試験による値を用いることが適切と考えられる。

### 3.3.5 初期地圧

基礎地盤の地震時安定性解析に於いては、地盤の初期の応力状態に地震時の増分応力を重ね合わせて評価するため、地盤の初期応力状態の評価が重要となる。このため、原子力発電所の立地に際しては、基礎地盤の初期応力測定が行われることが多い。

また、構造物の建設の前に大規模な掘削が行われる場合には、この工事における除荷により、地盤内の応力状態が変化することが想定されるため、地盤の安定解析に於いては、これらの影響についても反映しておく必要がある。

ここでは、大規模な掘削による除荷を受けた後の地圧分布について考察することにより、それらの地圧分布を解析的に再現できる物性について考察した。

大規模な整地工事の後に、孔内荷重試験により計測した地圧と、FEM解析でポアソン比を変化させて原地山状態の地圧から掘削整地によって除荷される地圧分を引いて残留地圧を算定したものを比較した。FEM解析に於いては、三軸K0圧密試験によって得られたポアソン比0.34を用いた地圧分布と、0.46の値を用いたものとを比較した。

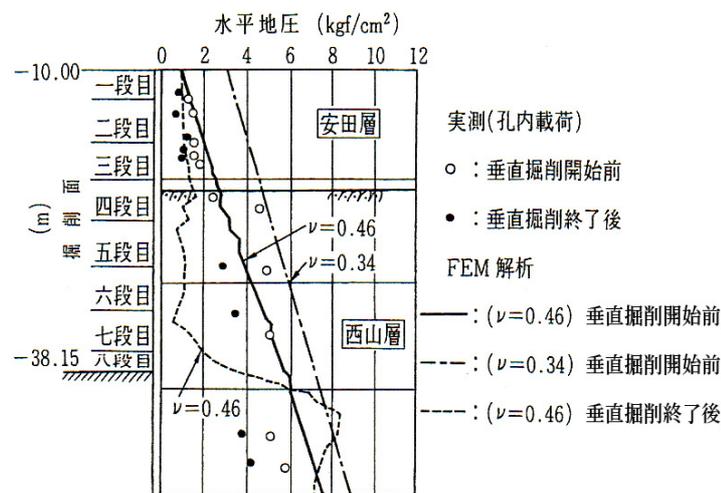


図-3.16 山留め壁背面地圧分布の比較 (主計側ライン)

この結果、整地後（垂直掘削開始前）の地圧分布は、三軸K0圧密試験によるポアソン比0.34を用いた値よりも、ポアソン比0.46を用いた解析によるものの方が実測値に良くあった。このことは、掘削による除荷によって、垂直方向の地圧だけでなく水平方向の地圧も解放され、静水圧的な地圧が形成されているものと判断される。

したがって、重要構造物の基礎地盤の安定性評価においては大規模な掘削整地工事が行われても、掘削前の初期地圧分布から、掘削による地圧変化をFEM解析で算定すればよ

く、この時のポアソン比は、等方的な地圧を再現する値が適切なことがわかった。

### 3.3.6 泥質軟岩の動的強度

#### (1) 概説

地盤の動的な安定性を検討する際、FEM解析には動的な変形特性が使われることが多い。変形係数としては、超音波測定や弾性波速度測定から得られた動的なせん断弾性係数 $G_0$ を、振動三軸圧縮試験又は動的せん断試験によって得られたせん断弾性係数 $G$ のひずみレベル依存性を用いて補正した値が使われる。

地盤の動的な変形特性については、これまで各種の研究が行われてきており、これらを踏まえた解析用物性値の設定がなされてきている。

一方、最終的な安定性を評価する際に用いられる強度については、動的強度がこれまで実用的な形で整理されてきていないことや、静的強度の方が動的強度より小さいということもあり、安全側（保守的）の評価として静的強度が用いられている。しかし、重要構造物の安全性評価では、昨今の大きな被害を出した直下型地震の発生状況を踏まえて、想定する地震力が大きくなってきていることから、地盤の強度も現実的な実力評価が重要となっており、動的強度の重要性が高まってきている。

地盤の強度は、载荷速度依存性を示し、载荷速度が速いと通常の载荷速度の三軸圧縮試験による強度よりも大きな強度となる、一方、地震時には荷重が繰り返し载荷され、累積したダメージを受け強度が低下することも考えられる。

ここでは、3種類の地震波について動的強度試験を行い通常の载荷速度の三軸圧縮試験による静的強度との比較を行った。図-3.17~19に試験結果を示す。図の縦軸は動的载荷時の最大時軸差応力と静的強度の比、横軸は同じくひずみの比である。これらの結果によれば、地震波によらず動的な载荷による条件では、通常の载荷速度による静的強度よりも大きな荷重まで破壊しておらず、動的強度は静的強度の10~20%大きい結果となっている。

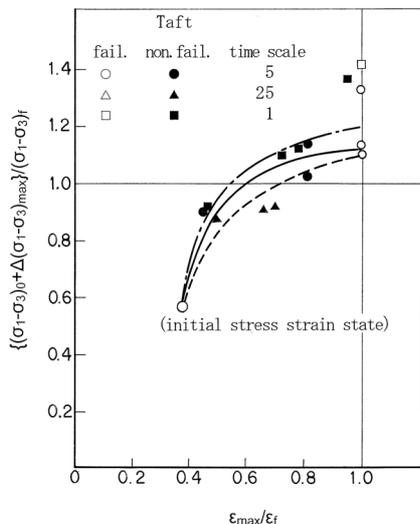


図-3.17 動的強度 (Taft波)

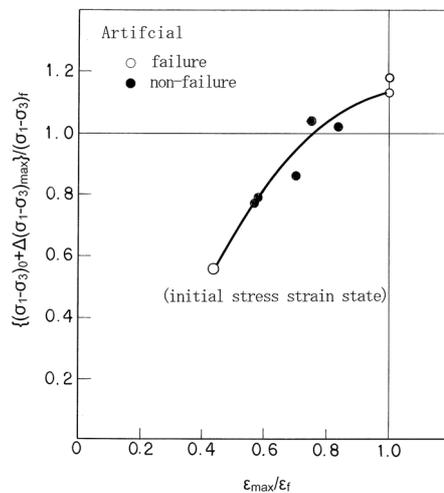


図-3.18 動的強度 (人工地震波)

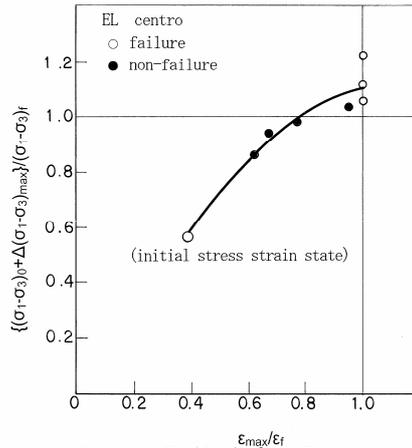


図-3.19 動的強度 (EI Centro)

(2) 軟岩の動的な強度特性に関する検討

従来、軟岩は脆性的性質および時間依存性挙動を示すために進行性破壊あるいは遅れ破壊と言った観点からその力学特性が調べられてきた。しかし、原子力発電所建設地点、特に断層・破碎帯を介在する軟質岩盤においては、想定地震入力が増大とも相まって弱層部からの破壊の進展の可能性との関連で、断層破碎帯はもとより軟岩に対しても地震時に発揮しうる強度特性ならびに建屋一地盘系の連成問題を解明する上で重要な材料物性（せん断剛性率と減衰比）を詳細に把握せねばならない。

泥岩の動的な特性については、著者らは昭和50年代から詳細な実験的研究を行ってきた。ここではそのうち特に動的な強度特性に関して記述する。

本節では、規則振動ならびに不規則振動荷重下での強度-変形特性および微小ひずみレベル下での変形特性に着目して実施した実験的研究成果について述べるものである。

すなわち、規則荷重下（一様振幅）で発揮される強度と繰返し回数の関係について述べるとともに、それに及ぼす周波数効果、初期軸差応力ならびに拘束圧の影響について論じる。また、地震加速度波形による不規則荷重下での強度-変形特性について、実験的な考察を行うとともに、規則荷重下で得られた実験結果との関連について考察する。最後に、微小ひずみレベル下でのせん断剛性率と減衰比に及ぼすひずみ履歴、ひずみ振幅、拘束圧ならびに初期軸差応力の影響について考察を加える。

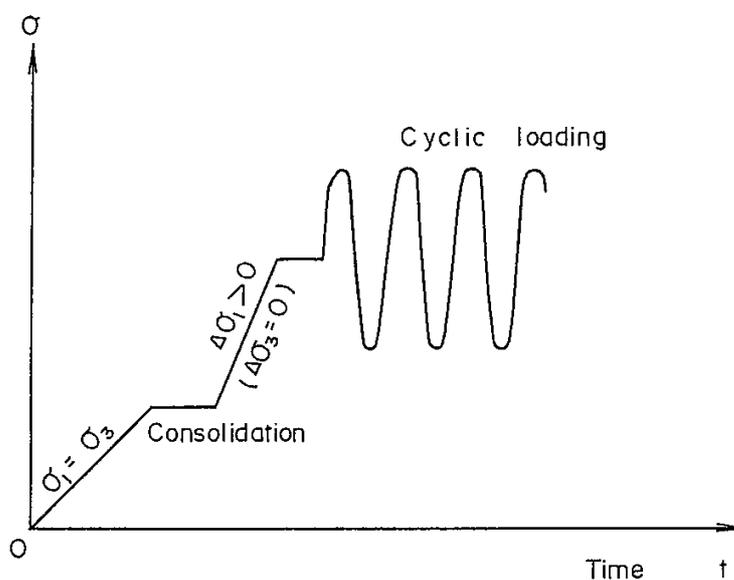
堆積性泥岩を用いた実験は以下の3種類を実施した。

- (a) 規則振動荷重載荷試験
- (b) 不規則振動荷重載荷試験
- (c) 動的変形試験

(a)は正弦波状の一様振幅荷重を繰返し負荷させて、振動荷重下での強度-変形特性を検討する目的で実施した。載荷パターンは図-3.20に示すごとく所定の拘束圧で等方圧密した後、あらかじめ設定した軸差応力を非排水条件で作用させ、その後に破壊に至るまで一様振幅を有する振動荷重を負荷する。周波数は0.5Hzであるが、強度の周波数依存性を検討するために0.1~3.0Hzの周波数範囲で同一初期応力条件下による振動載荷試験も実施した。

(b)は3種類の地震加速度波形（タフト、エルセントロ、人工地震波）を用いて実施した振動載荷試験（加速度波形を荷重の経時変化として変換）であり、(a)と同様に等方圧密後、所定の軸差応力を作用させた後実施している。試験はすべて軸差応力を圧縮側で作用させた状態で行われており、砂の液状化強度の様な完全両振り条件下での試験は実施されていない。これは、工学的に地震時における強度－変形特性が問題視されるのは基礎周辺部や斜面内部のように初期せん断応力が作用している地盤であるので、今回実施した試験条件に適合する場合が現実的な応力状態であると推定されるからである。

(c)は、主に微小ひずみレベル（せん断ひずみ振幅  $\gamma = 10^{-5} \sim 10^{-4}$ ）でのせん断剛性率と減衰比に関する実験である。



図－3.20 振動載荷試験における載荷パターン

### (3) 規則振動荷重下における強度－変形特性

#### 1) 破壊の定義

振動載荷時の強度特性を調べる場合には、まず破壊をどのように定義するかが問題となる。飽和した砂のように液状化という明確な破壊を定義できる場合を除いては、振動載荷時における強度の定義は未だ不明確であり、粘性土の場合のように載荷により発生するひずみ量が所定の値に到達した時に破壊とみなす方法も採用されつつある。

泥岩のように比較的低拘束圧下で脆性的な挙動を示す材料の強度はどのように決定すべきであるかを明らかにするために、初期有効拘束圧が6、30および60kgf/cm<sup>2</sup>の場合を例にとり、軸差応力、軸ひずみおよび間隙水圧の経時変化を示したのが図－3.21～図－3.23である。図から明らかなように、拘束圧の大きさに関わらず繰返し回数の増加に伴ない軸ひずみは徐々に累積するが、 $\sigma_{30}' \leq 30\text{kgf/cm}^2$ での挙動と  $\sigma_{30}' = 60\text{kgf/cm}^2$ の場合とは破壊の仕方に差異がみられる。すなわち、 $\sigma_{30}' = 6、30\text{kgf/cm}^2$ の場合は、あるひずみ量に到達（ $\sigma_{30}' = 6\text{kgf/cm}^2$

の場合は約1%、一方30kgf/cm<sup>2</sup>の場合は約2%)すると急激にひずみが増大し、所定の応力振幅を保持できず破壊に至ることが示されているが、 $\sigma_{30}' = 60\text{kgf/cm}^2$ の場合は軸ひずみが10%に到達しても供試体はせん断抵抗を示している。

上記した破壊特性から、 $\sigma_{30}' \leq 30\text{kgf/cm}^2$ の拘束圧下では振動载荷により軸ひずみの累積が生じるが、破壊そのものはある繰返し回数のもとで急激に発生し、その時の応力・ひずみ状態で泥岩の強度を定義づけることができる。一方、 $\sigma_{30}' = 60\text{kgf/cm}^2$ の場合、圧密非排水試験結果にもとづき、最大強度発揮時点でのひずみ量(5%)をもって振動载荷時における強度と定義できる。

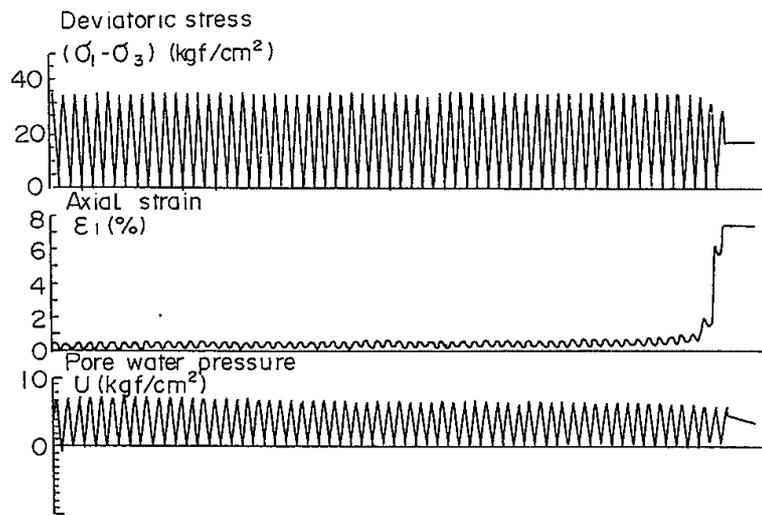


図-3.21 軸差応力、軸ひずみおよび間隙水圧の時刻歴変動  
( $\sigma_{30}' = 6\text{kgf/cm}^2$ 、 $(\sigma_1 - \sigma_0) = 18\text{kgf/cm}^2$ )

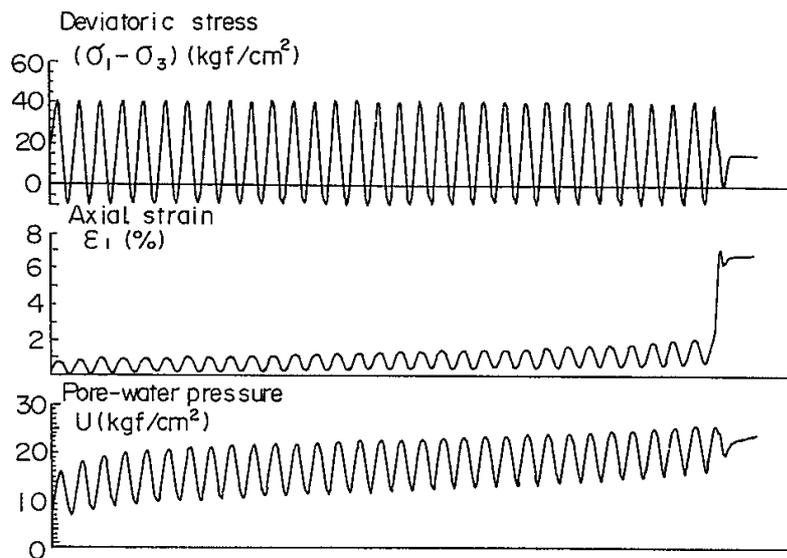


図-3.22 軸差応力、軸ひずみおよび間隙水圧の時刻歴変動  
( $\sigma_{30}' = 30\text{kgf/cm}^2$ 、 $(\sigma_1 - \sigma_0) = 15.8\text{kgf/cm}^2$ )

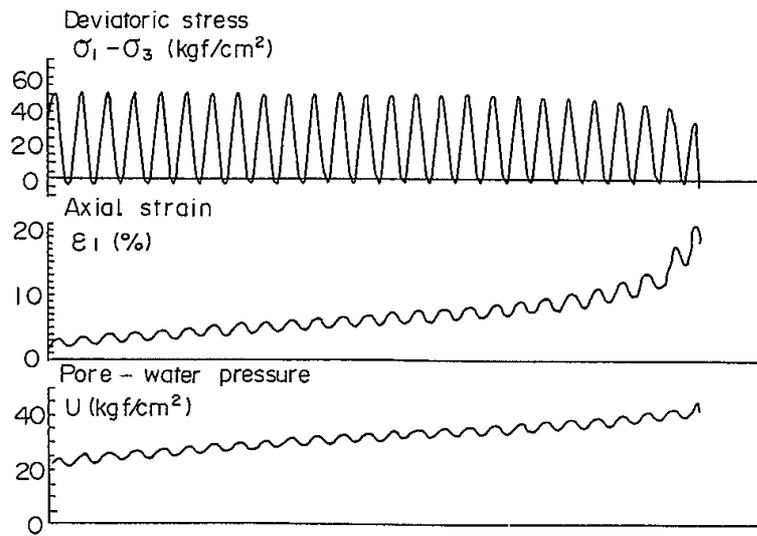


図-3.23 軸差応力、軸ひずみおよび間隙水圧の時刻歴変動  
 $(\sigma_{30}' = 60\text{kgf/cm}^2, (\sigma_1 - \sigma_0) = 18\text{kgf/cm}^2)$

2) 強度に及ぼす周波数の影響

強度の、周波数依存性に対する影響を検討するために、初期有効拘束圧  $\sigma_{30}'$  が  $6\text{kgf/cm}^2$ 、初期軸差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  が  $20\text{kgf/cm}^2$  のもとで、0.1、0.5、1.0および3.0Hzの周波数を採用した試験を実施した。

図-3.24に、周波数をパラメータとし強度  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  cfと繰返し回数Nの関係を示す。図中には、圧密非排水三軸圧縮試験 (0.1%/min) から得られた最大強度  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  f を破線 ( $30\text{kgf/cm}^2$ ) で示す。いずれの周波数下でも強度は繰返し回数の増大に伴い低下する傾向にあるが、0.1Hzで得られた強度は他の強度と比較して幾分小さな値を示している。一方、0.5~3.0Hzの間においては顕著な差はみられない。この程度の周波数範囲では強度に及ぼす周波数の影響はほとんどないものと判断される。各拘束圧下で得られた最大強度とひずみ速度の関係を図-3.25に示す。 $\sigma_{30}' = 6\text{kgf/cm}^2$ の場合に着目し、図中に示した実線により最大強度とひずみ速度の関係を表わすと、

$$(\sigma_1 - \sigma_3) f = 30.25 + 2.05 \times \log \dot{\epsilon} \quad (3.3-1)$$

となる。応力制御による振動載荷試験と一定ひずみ速度試験を同一視して議論することはできないが、破壊時ひずみ  $\epsilon_f$  は荷条件によらずほぼ一定値 (0.8%) として与えられる点を考慮して、試験時の周波数 f から  $N = 1/4$  波 (単調載荷試験に相当) に要する時間 t を求め、 $\epsilon_f / t$  よりひずみ速度  $\dot{\epsilon}$  に換算すると周波数  $f = 0.1, 0.5, 1.0$  および  $3.0\text{Hz}$  に対するひずみ速度  $\dot{\epsilon}$  として 19.2、96.0、192.0 および  $576.0\%/min$  が得られる。0.1Hzの場合を考えると、式 (3.3-1) に  $\dot{\epsilon} = 19.2\%/min$  を代入して  $N = 1/4$  波での強度を求めると  $32.9\text{kgf/cm}^2$  が算出される。同様に、各周波数下での  $N = 1/4$  に対する強度を求め、0.1Hzでの強度でそれぞれの強度を除すと、 $f = 0.5, 1.0$  および  $3.0\text{Hz}$  のそれぞれに対し、1.04、

1.06および1.09が得られる。すなわち、0.1Hzでの強度と10Hzでの強度は高々10%程度の違いを示すのみであり、図-3.24に示した実験結果は一定ひずみ速度試験で得られた最大強度のひずみ速度依存性と矛盾しないといえる。

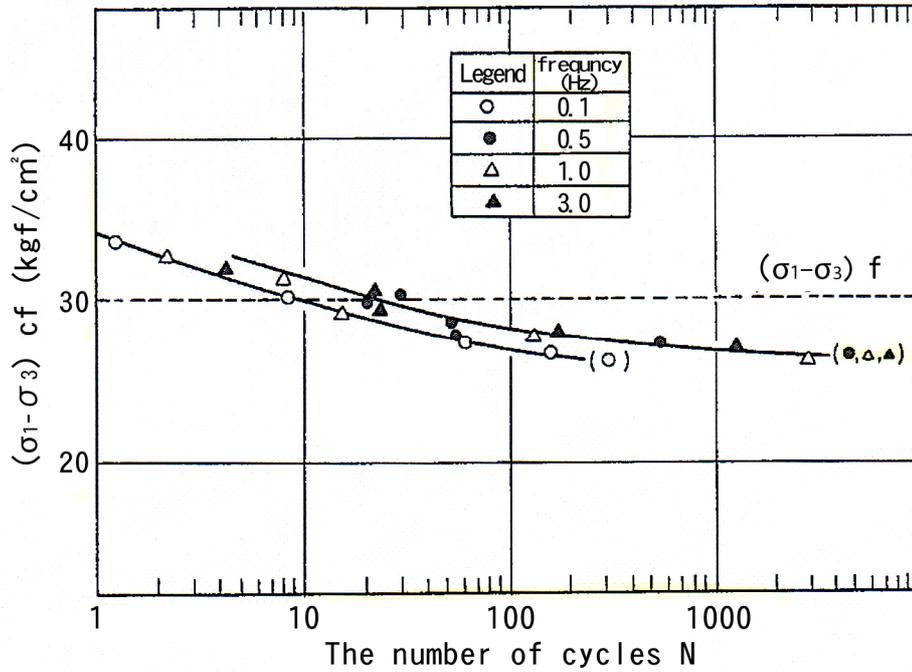


図-3.24 周波数をパラメータとした強度  $(\sigma_1 - \sigma_3) cf$  と繰返し回数  $N$  の関係

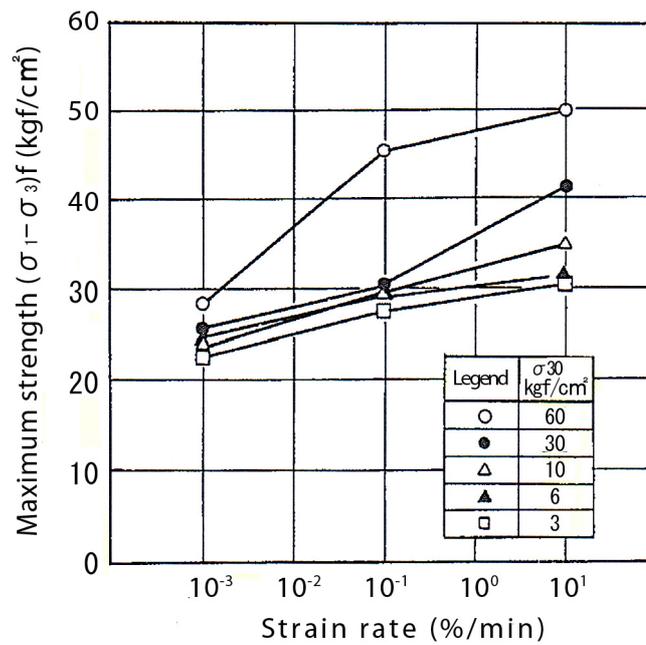


図-3.25 最大強度とひずみ速度の関係

一方、図-3.26には $N = 1$ 波目での強度（1波目で破壊した時の軸差応力）を用いて $N$ 波目における強度（ $N$ 波目で破壊した時の軸差応力）を除した値と繰返し回数 $N$ の関係を示した。図によれば、 $N = 1$ 波目の強度に対する比と $N$ の関係は周波数によらず一本の曲線で表示でき、繰返し回数の増加に伴う強度低下の割合は周波数に依存しないものと言える。

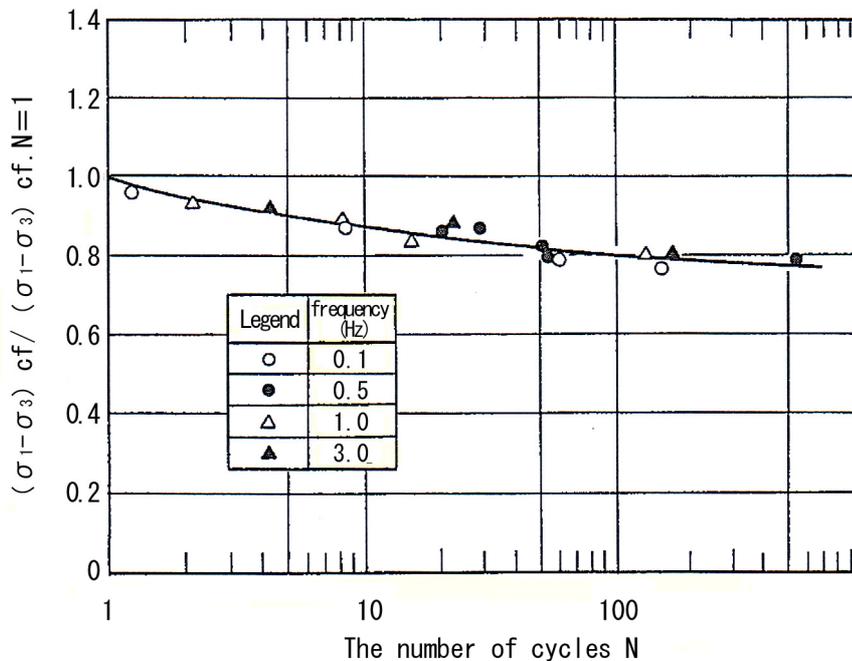


図-3.26 周波数をパラメータにした応力比  
( $N$ 回目の強度/1回目の強度)と繰返し回数の関係)

### 3) 強度に及ぼす拘束圧と初期軸差応力の影響

振動載荷時における強度と繰返し回数の関係に及ぼす有効拘束圧 $\sigma_{30}'$ と初期軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ の関係を検討する。

図-3.27～図-3.31は、強度 $(\sigma_1 - \sigma_3) cf$ と繰返し回数の関係を片対数紙上で整理したものである。各図中には、圧密非排水三軸圧縮試験(0.1%/min)で得られた最大強度 $(\sigma_1 - \sigma_3) f$ を破線で示した。図によればいずれの拘束圧下においても振動載荷による強度は、初期軸差応力依存性を示し、初期軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ が大きいほど強度は大きい、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ の増加によりその依存性は小さくなっていくこと、ひずみ速度効果によりもたらされる繰返し回数の少ない範囲での強度の増加は、繰返し回数の増大によって消滅していき、徐々に強度は低下する傾向にあることがわかる。

一方、図-3.32～図-3.36には各拘束圧下における振動載荷時の強度 $(\sigma_1 - \sigma_3) cf$ を圧密非排水三軸圧縮試験の最大強度 $(\sigma_1 - \sigma_3) f$ で除した値と繰返し回数の関係を示した。これらの図から、 $(\sigma_1 - \sigma_3) cf = (\sigma_1 - \sigma_3) f$ となる繰返し回数は4波から150波とかなりのばらつきを示すが、概して言えば拘束圧の低い場合が高い場合に比較してその時の繰返し回数は少ないものと言

える。

図-3.37は、繰返しに伴う強度の低下割合をみるために $N=1$ 波目での強度で $N$ 回目の強度を除した値と繰返し回数 $N$ の関係を片対数紙上に示したものである。図によれば、 $N=1$ 波の強度に対する比は $N$ の増加に伴い直線的に減少する傾向が示されているが、拘束圧が圧密降伏応力以下の場合、強度の低下は圧密降伏応力より大きな拘束圧下でのそれに比べて少ないことが知られる。例えば $N=100$ 波目での強度比は $\sigma_{30}'=3\sim 10\text{kgf/cm}^2$ では0.88、一方 $\sigma_{30}'=30, 60\text{kgf/cm}^2$ の場合は0.8程度である。これは、拘束圧が高い場合繰返しによる攪乱効果すなわちダイランシーの発現により正の間隙水圧の発生が著しく、それに伴い強度の低下がより顕著に現われてくるものと考えられる。なお、図中には各種土質材料に対する実験結果を石原<sup>12)</sup>がとりまとめたものをハッチングで示してあるが、それと比較すると用いた泥岩の繰返しに伴う強度低下は大きなものではないことがわかる。

一方、 $N=1$ 波目の強度を $(\sigma_1-\sigma_3)f$ で除した値と $(\sigma_1-\sigma_3)0/(\sigma_1-\sigma_3)f$ の関係を示したのが図-3.38である。図によれば、 $(\sigma_1-\sigma_3)0/(\sigma_1-\sigma_3)f$ が0.6以上では初期軸差応力の大きさによらず、 $N=1$ 波目の強度は一定値を示す傾向にあるが、三軸圧縮強度に対する比は圧密降伏応力以上の拘束圧下とそれ以下の拘束圧下とで明瞭な差がみられる。すなわち、 $\sigma_{30}'\geq 30\text{kgf/cm}^2$ の場合はそれ以下の場合と比較して強度の増加は大きい。これは、図-3.25に示した一定ひずみ速度試験結果からも判るように、 $\sigma_{30}'\geq 30\text{kgf/cm}^2$ の拘束圧下ではそれ以下の拘束圧下と比較して最大強度に対するひずみ速度効果は大きい、という実験結果と一致するものである。

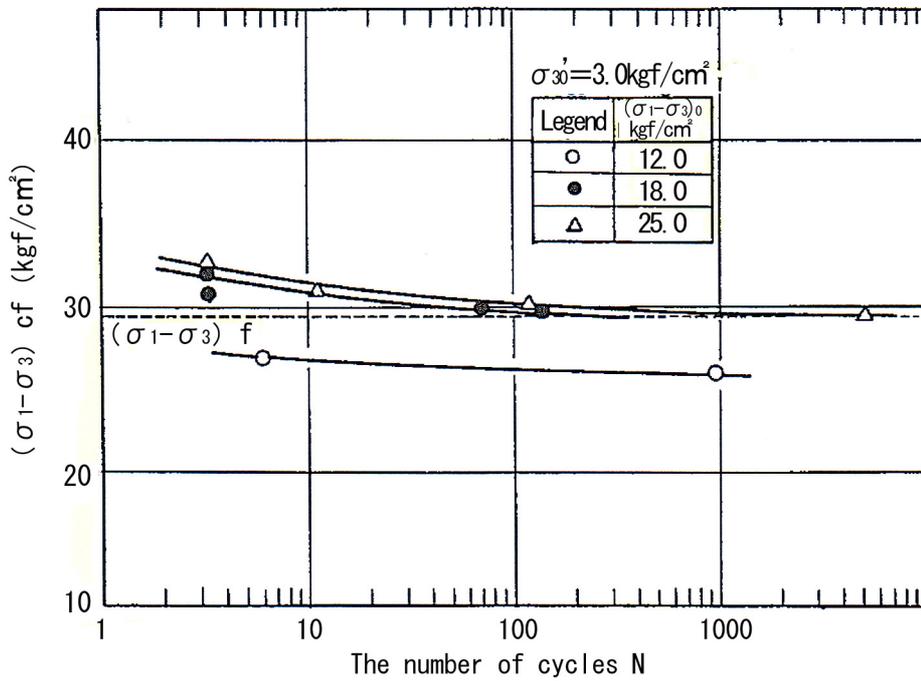


図-3.27 強度と繰返し回数の関係 ( $\sigma_{30}' = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ )

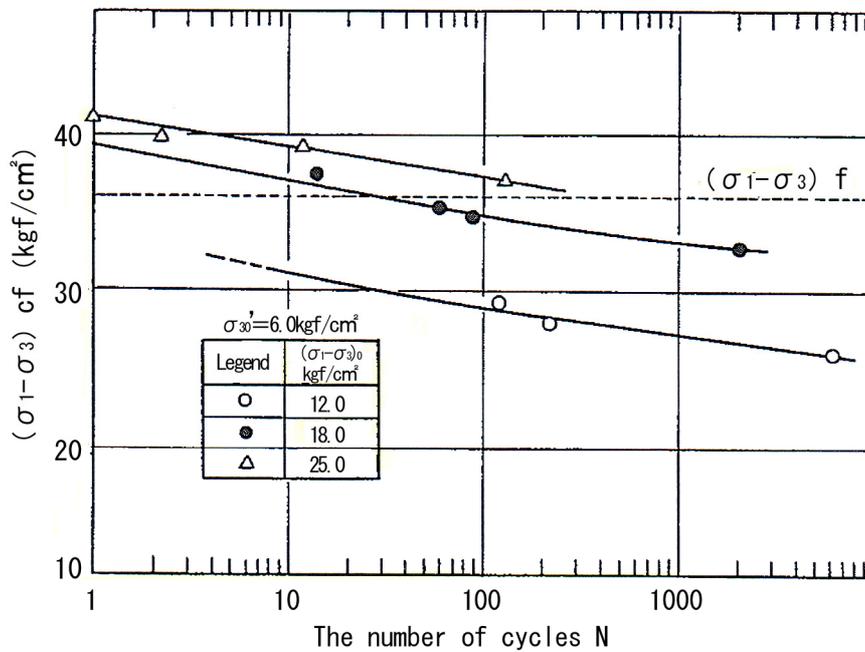


図-3.28 強度と繰返し回数の関係 ( $\sigma_{30}' = 6.0 \text{ kgf/cm}^2$ )

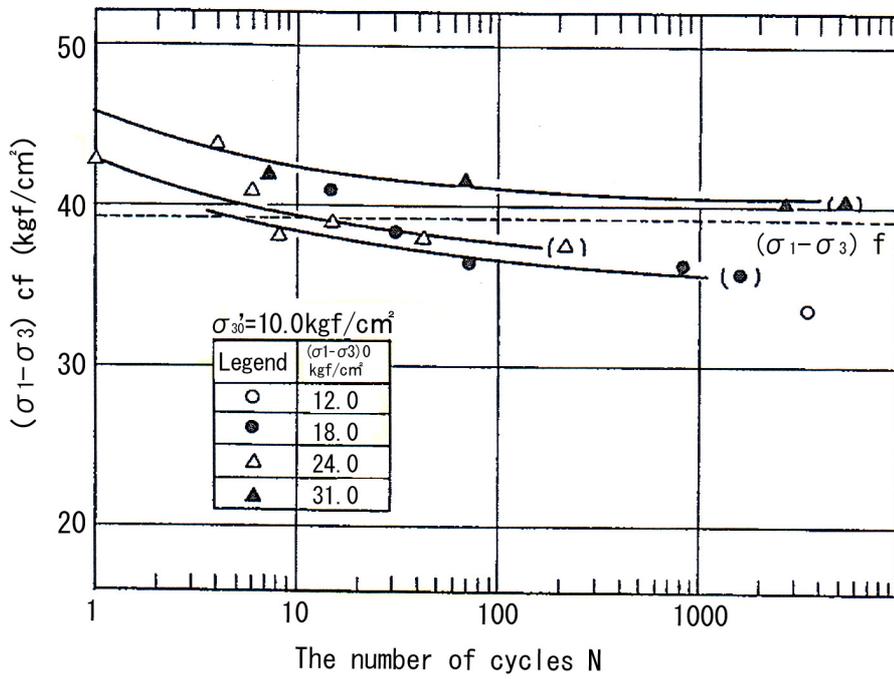


図-3.29 強度と繰返し回数の関係 ( $\sigma_{30}' = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ )

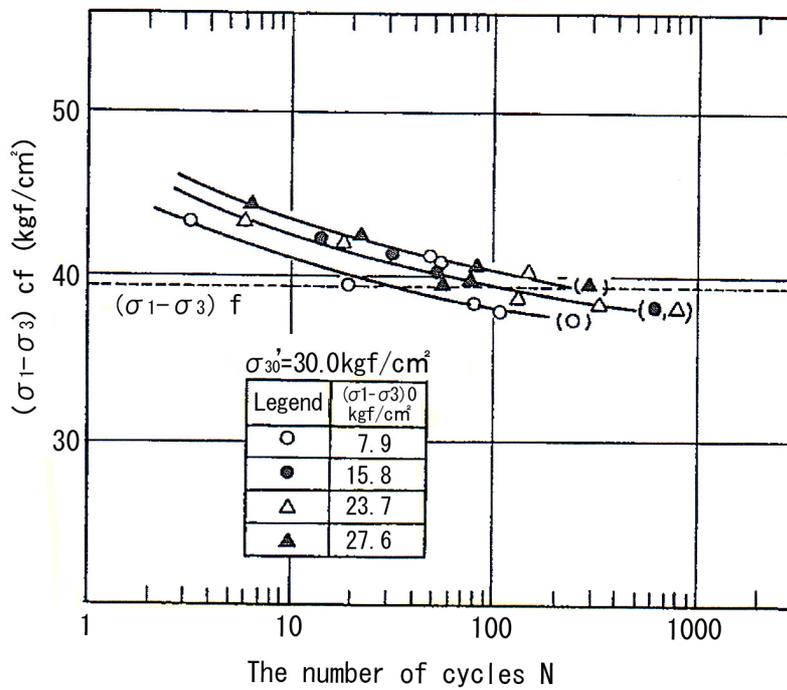


図-3.30 強度と繰返し回数関係 ( $\sigma_{30}' = 30 \text{ kgf/cm}^2$ )

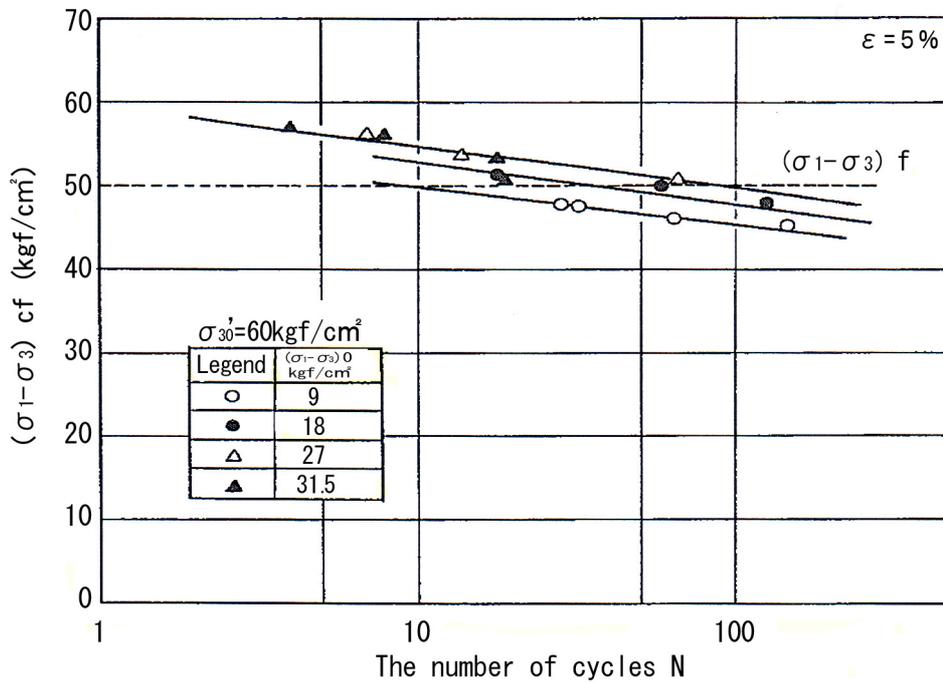


図-3.31 強度と繰返し回数の関係 ( $\sigma_{30}' = 60 \text{ kgf/cm}^2$ )

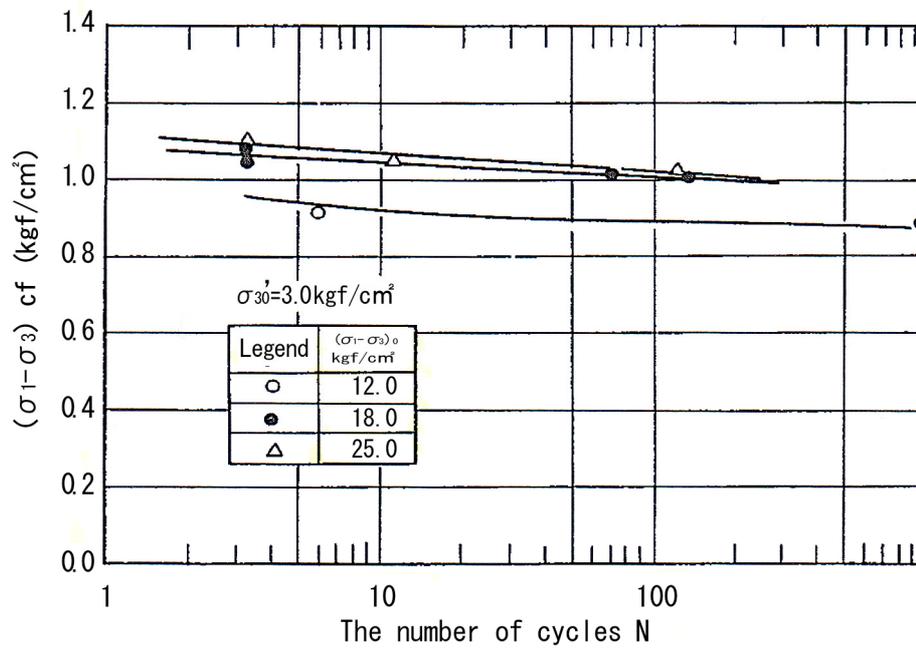


図-3.32 強度比と繰返し回数との関係 ( $\sigma_{30}' = 3 \text{ kgf/cm}^2$ )

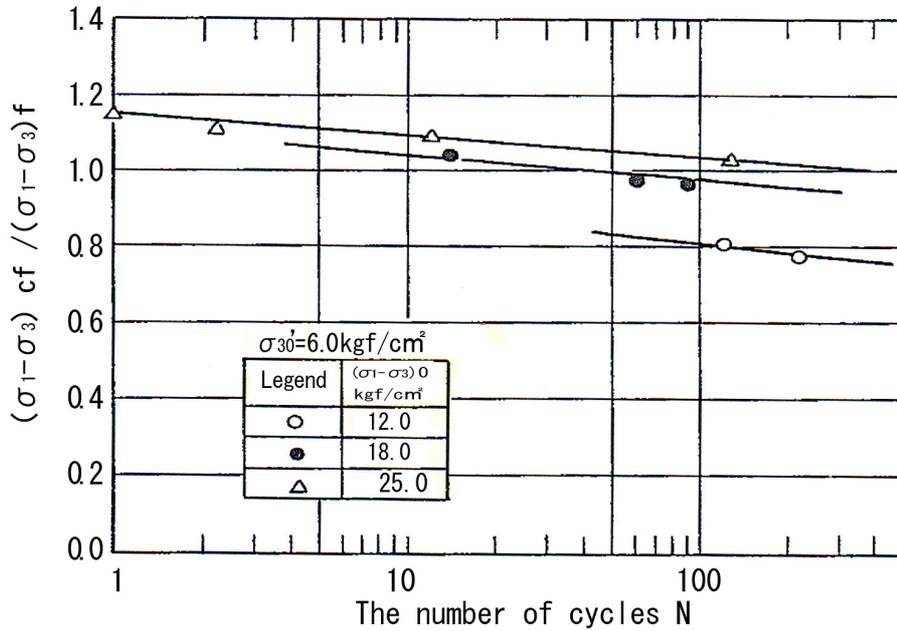


図-3.33 強度比と繰返し回数との関係 ( $\sigma_{30}' = 6 \text{ kgf/cm}^2$ )

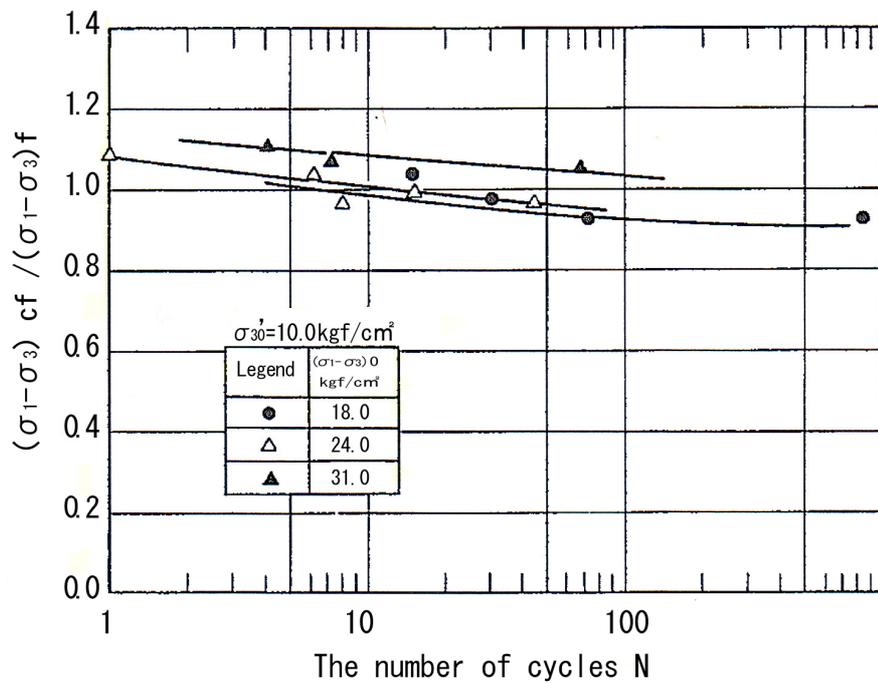


図-3.34 強度比と繰返し回数との関係 ( $\sigma_{30}' = 10 \text{ kgf/cm}^2$ )

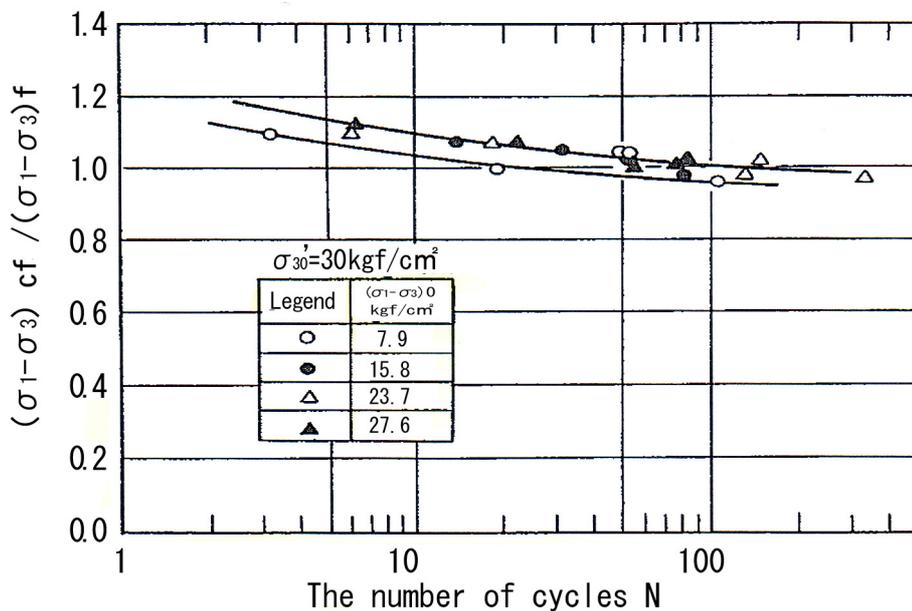


図-3.35 強度比と繰返し回数との関係 ( $\sigma_{30}' = 30 \text{ kgf/cm}^2$ )

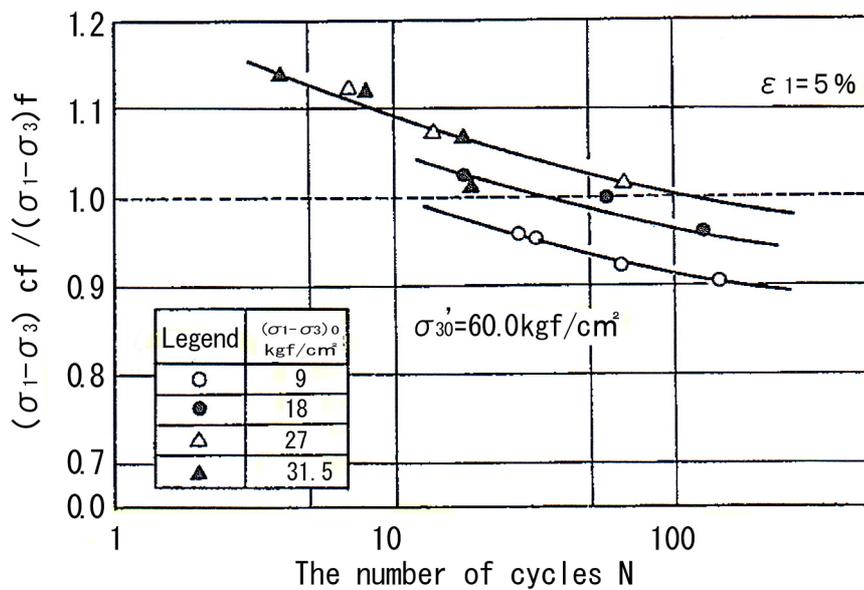


図-3.36 強度比と繰返し回数との関係 ( $\sigma_{30}' = 60 \text{ kgf/cm}^2$ )

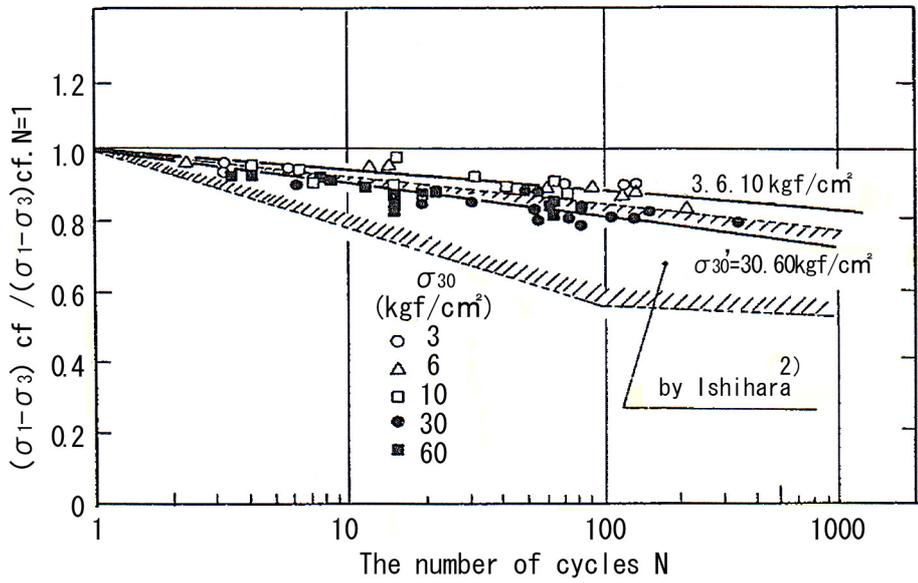


図-3.37 強度比（N回目の強度/1回目の強度）と繰り返し回数との関係

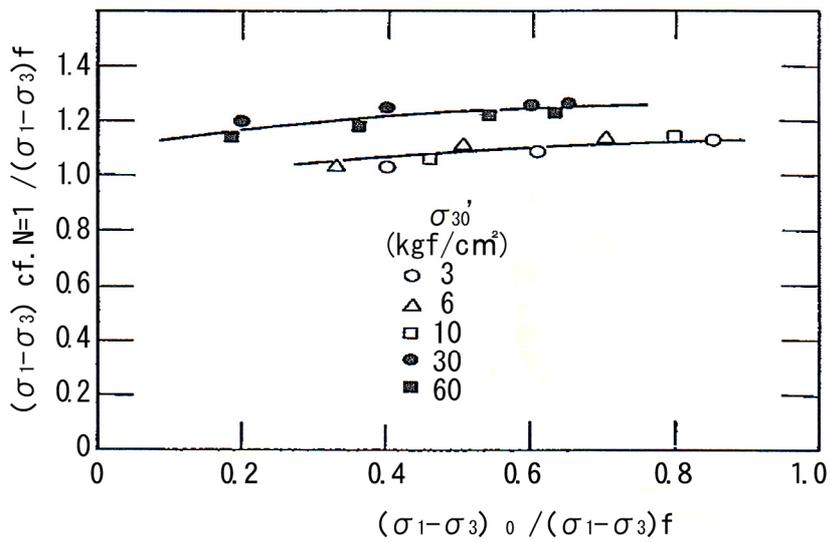


図-3.38 強度比（N = 1回目/三軸圧縮強度）と初期軸差応力/三軸圧縮強度

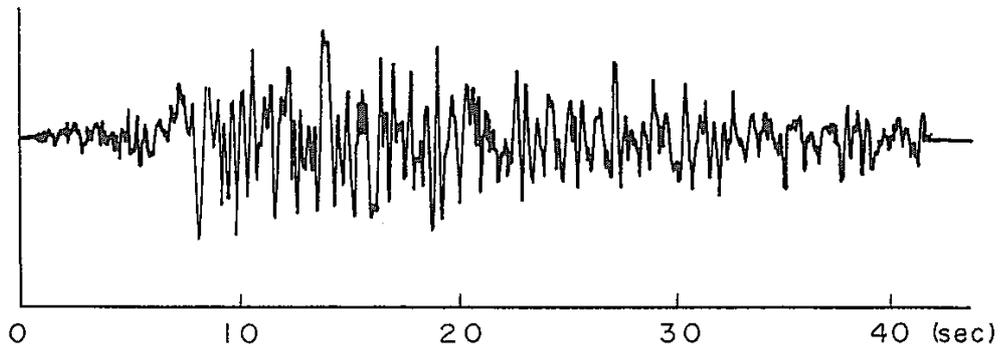
#### (4) 不規則振動荷重下における強度－変形特性

これまででは応力振幅一定条件下（規則波）における振動載荷時の強度－変形特性について考察してきたが、地震時においては荷重は不規則荷重となる。応力振幅一定（規則波）条件下での試験は不規則載荷に比べて試験がやりやすく、データの取扱いも簡単であるため、ここでは規則波載荷と不規則載荷での対応を検討した。

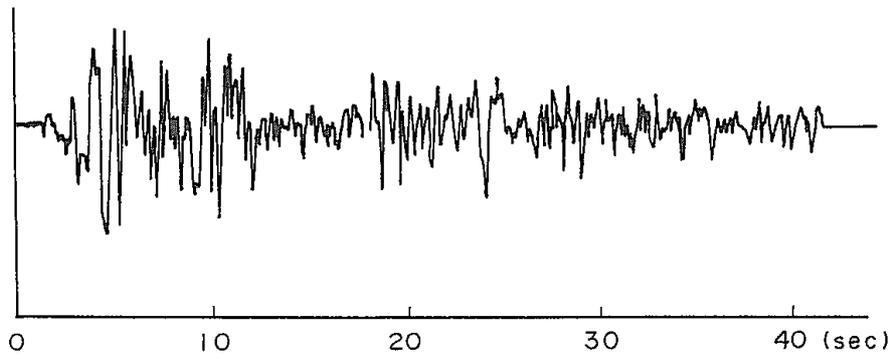
不規則波形としては、観測地震波として著名なタフト地震波（NS成分）とエルセントロ地震波（NS成分）の加速度波形と人工的に作成した人工地震波形の3種類とした。これらの波形を図－3.39(1)～図(3)に示す。地震波の時間軸は実地震波および人工地震波の5倍を基準として実施したが、速度効果を検討するためにタフト地震波については実地震波の時間軸（1倍）および25倍の時間軸とした。

軸差応力と軸ひずみの時刻歴変動を図－3.40～図－3.43に示す。これらの図から以下の点が指摘できる。

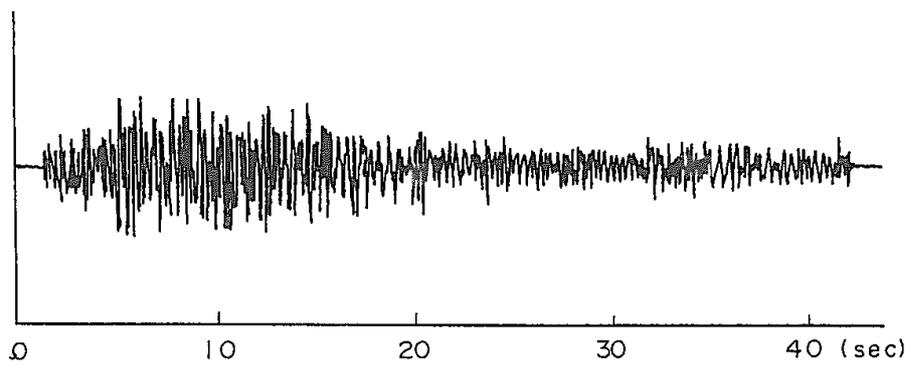
- ① いずれの地震波形を用いた場合でも、破壊が生じなかった場合をみると、最大軸ひずみは最大軸差応力が作用した時点で発生しており、その時の発生ひずみ量は三軸圧縮試験で求められた破壊ひずみ $\epsilon_f$ を上廻ることはない。また、載荷終了時点での残留ひずみは最大軸差応力が大きいほど大きい。
- ② 破壊が生じた場合、最大軸差応力が作用した時点で急激にひずみが発生し破壊に至る場合が多いが、タフトならびに人工地震波を用いた実験結果（図－3.40、図－3.41）では、破壊時ひずみを超えても急激なひずみの増大は示さず、その後の応力変動に伴い徐々にひずみが累積していく傾向を示す場合および最大応力を超過した後の不規則荷重載荷によって破壊する場合もみられる。ただし、エルセントロ地震波形による場合はすべて最大軸差応力作用時点で破壊が生じている（図－3.42、図－3.43）。
- ③ タフト地震波形での実験結果をみると時間軸が長くなると破壊強度は低くなる傾向にある。
- ④ 破壊強度をみると幾分かのばらつきは認められるが、波形の違いが強度の大きさに与える影響はほとんどみられない。



(1) タフト地震 (NS方向)



(2) エルセントロ地震 (NS方向)



(3) 人工地震

図-3.39 地震波形

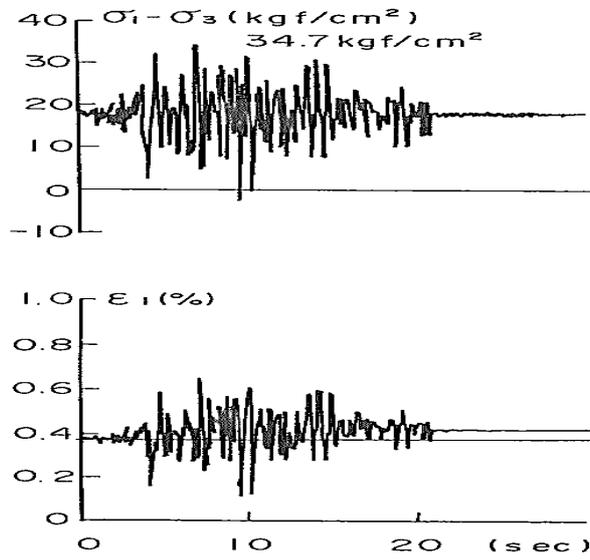


図-3.40 軸差応力、軸差ひずみの時刻歴変動  
(タフト地震波、時間軸1倍)

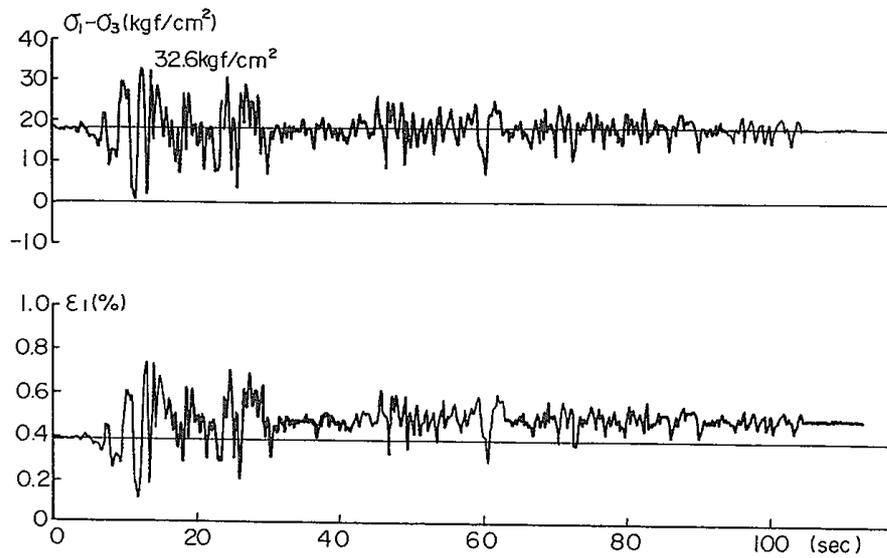


図-3.41 軸差応力、軸ひずみの時刻歴変動 (人工地震波)

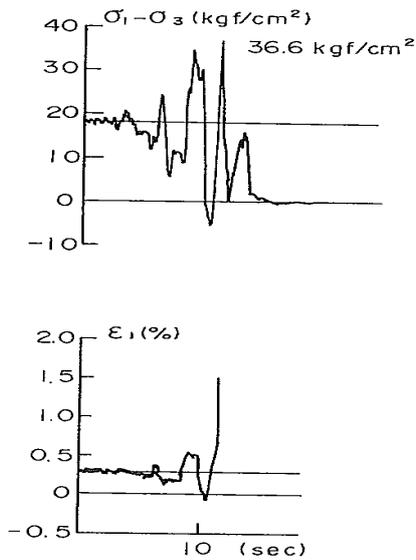


図-3.42 軸差応力、軸ひずみの時刻歴変動（エルセントロ）

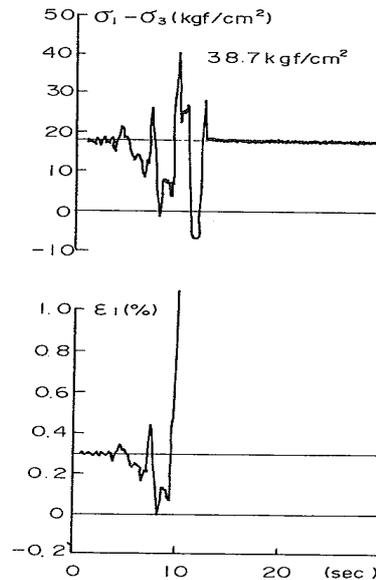


図-3.43 軸差応力、軸ひずみの時刻歴変動（エルセントロ）

また、不規則載荷時における最大応力ならびに発生ひずみ量との関係を検討した。前出の図-3.17～図-3.19は縦軸に最大軸差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{0+\Delta} / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  を三軸圧縮強度  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  で除した値（応力比）をとり、横軸には最大ひずみ  $\epsilon_{\max}$  を破壊ひずみ  $\epsilon_f$  で除した値（ひずみ比）をとってプロットしたものである。図中、不規則載荷により破壊が生じた場合のひずみ比はすべて1.0となっている。これらの図から以下のことが判った。

- ① 応力比とひずみ比の関係は、同一波形（タフト地震波）において時間軸が等しい場合、一本の曲線で規定することができる。また、波形に関わらず応力比が1.0を超過してもひずみ比は1.0以下であり、したがって不規則載荷時の破壊強度は通常のひずみ速度下で得られる三軸圧縮強度を下廻ることはないと言える。
- ② タフト地震波による実験結果をみると、時間軸の違いにより応力比とひずみ比の関係および破壊強度は異なり、時間軸が長くなれば同一の応力比に対するひずみ比は大きくなることおよび破壊強度は低下することが判る。
- ③ 時間軸が5倍のものについて比較すると、地震波の種類によらずひずみ比が1.0時における応力比はほぼ等しい値（ $\approx 1.12 \sim 1.14$ ）を示す。

一方、図-3.44と図-3.45には、応力比と試験終了後の残留ひずみ  $\epsilon_r$  を  $\epsilon_f$  で除した値（残留ひずみ比）との関係を示す。図-3.44は地震波形の違いによる残留ひずみ量の程度を示したものであるが、同一応力比のもとではタフト、エルセントロおよび人工地震波の順に

残留ひずみが大きくなる傾向を示している。これは、**図-3.45**にも示されているように載荷時間の長短と関連があるものと考えられるが、応力比が1.0付近での差はほとんどみられない。また、その時の残留ひずみ比は0.15程度であり三軸圧縮強度と同程度の最大応力をもつ不規則荷重が載荷されても、破壊ひずみが高々1%程度であることを考えると載荷終了時において生じる残留ひずみは極めて小さいものと言える。

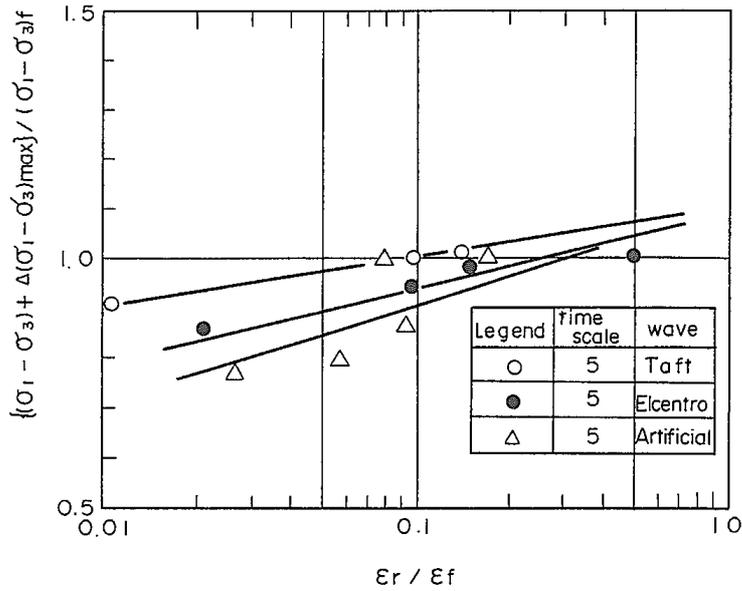


図-3.44  $\{(\sigma_1 - \sigma_3)_0 + \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}\} / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$  と  $\epsilon_r / \epsilon_f$  の関係

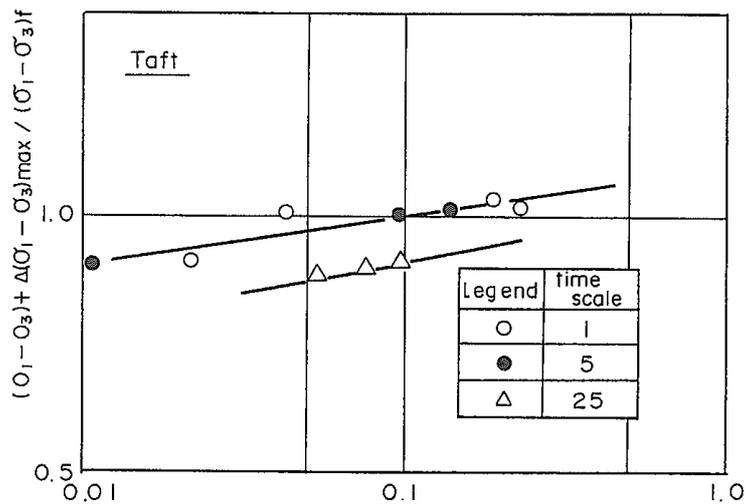


図-3.45  $\{(\sigma_1 - \sigma_3)_0 + \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}\} / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$  と  $\epsilon_r / \epsilon_f$  の関係

さらに、不規則荷重の载荷と規則波の繰返し回数との関係を検討した。泥岩のように低拘束圧下では脆性的な挙動を示す材料の場合は、破壊を生じない場合の残留ひずみは極めて小さい（図-3.44および図-3.45）。したがって、破壊を生じる場合でも最大軸差応力発生以前での残留ひずみも小さいことが予想される。そこで、不規則荷重下での応力比と規則荷重载荷時における $N=1$ 波目での応力比（振動载荷時の強度／三軸圧縮強度＝強度比）との関係に着目してみる。図-3.17～図-3.19で、タフト、エルセントロおよび人工地震波に対し、それぞれ得られた応力比を読みとると、1.12、1.12および1.14となる。一方、 $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_c = 18 \text{kgf/cm}^2$ の軸差応力下で得られる $N=1$ 波に対する応力比を求めると1.10となる。すなわち、 $N=1$ 波に対する換算係数 $\alpha$ はほぼ1.0であり、結局不規則荷重下での等価繰返し回数は $N=1$ 波として与えられることとなる。

## 参考文献

- 1) 田中壯一、重要構造物基礎としての泥質軟岩の工学的特性に関する実験的研究、平成20年3月、博士論文
- 2) 越智健三・金 有性・龍岡文夫「ひずみ依存性と測定誤差を考慮した堆積軟岩の変形特性の検討、土木学会論文集、No.463/Ⅲ-22、pp133～140、1993
- 3) 寺田賢二、福井史郎、真島正人、玉置克之、地盤材料の諸ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用、土と基礎、45-11 (478)、1997.11
- 4) 酒井俊朗、岩本 健、西田和範、田中荘一「堆積軟岩の変形特性に関する原位置試験と室内試験結果の対比、第9回岩田力学国内シンポジウム講演論文集、pp.503～508、1994
- 5) 石原研而「土質動力学の基礎」鹿島出版会、1976
- 6) Tatsuoka, F. and Shibuya. S.: Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests, Keynote Lecture for Session1, Proceedings of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Bangkok, Vol.2, pp.101～170, 1990
- 7) 赤井浩一、足立紀尚、西好一 (1979)「堆積軟岩 (多孔質凝灰岩) の時間依存特性と構成式」土木学会論文報告集282号P P75～87
- 8) 足立紀尚・林 正之：軟岩の力学特性に及ぼす不連続面の影響について、土木学会論文報告集、No.305、1981、PP.97～110.
- 9) 足立紀尚・高瀬昭雄：堆積軟岩の長期強度の推定法、土木学会年次学術講演会概要集、1980、PP.340～341.
- 10) 西好一、江刺靖行「繰返し荷重下での永久変形に着目した土質材料の動的強度一変形特性」、電研研究報告、No.380048、1982.
- 11) 西 好一、江刺靖行、岡本敏郎 (1982)「泥岩の力学特性に関する研究 (その3) 各種載荷条件下における強度一変形特性とその統一的解釈」、(財) 電力中央研究所報告 382013
- 12) 西 好一、江刺靖行 (1982)「泥岩の力学特性に関する研究 (その4) 振動荷重下における強度一変形特性」、(財) 電力中央研究所報告 382014
- 13) 岸 清「重要構造物基礎地盤としての堆積軟岩の処理手法に関する研究」(博士論文)、pp.96～99、1991

## 第4章 地盤の安定性評価手法の確立

### 4.1 地盤の安定解析の流れ

基礎地盤の安定性については、地盤が弱層を含んだりして、複雑な場合や、軟岩のように非線型性の影響が大きい場合には、有限要素法（FEM）解析により安定性評価を行う必要がある。ここではFEM解析を用いた場合の基礎地盤安定性評価を実施する上で重要となる種々の重要な要素について検討を加え、適切な評価手法を提案する。

原子力発電所の基礎地盤の安定性評価については、入力地震動の設定、解析用モデルの設定、物性値の設定からなる。そのフローを図-4.1に示す。

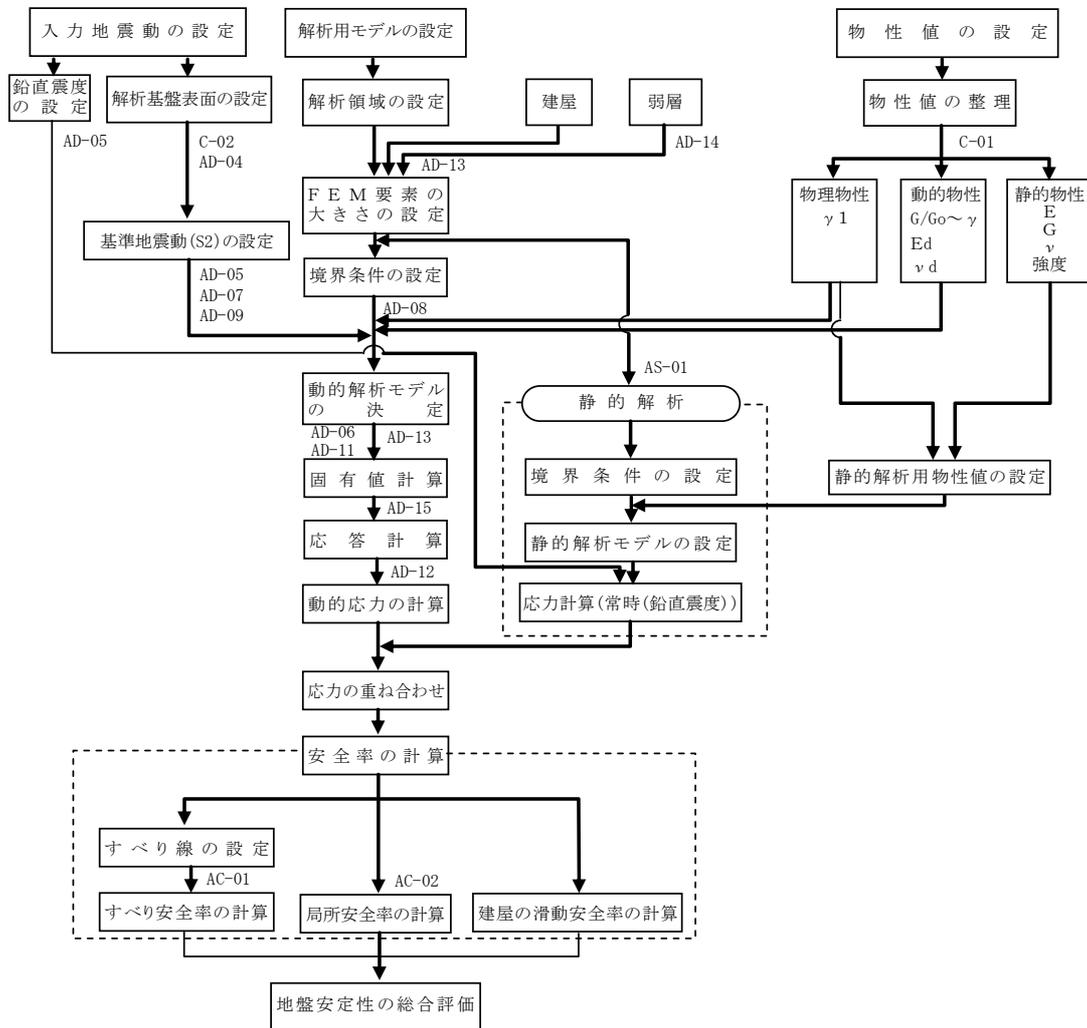


図-4.1 二次元FEM動的解析による地盤の安定性検討のフロー

## 4.2 すべり安全率

図-4.2のような仮想すべり線に沿った、すべり安全率を求める場合について述べる。仮想すべり線は、n個の不連続面要素（JOINT要素）と、m個の普通地盤の要素を通過しているものとする。

安全率は、以下に示す2つの方法が考えられる。

- ① スカラー方式滑り安全率  $F_{s1}^{*1}$

図-4.3に示す様な仮想すべり線に沿って集計した、総滑動力、総抵抗力で安全率を定義する。

$$F_{s1} = \frac{|R_1| + |R_2| + |R_3|}{S_1 + S_2 + S_3} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

- ② ベクトル方式滑り安全率  $F_{s2}^{*2}$

図-4.4に示す様な仮想すべり線に沿って発生した応力、抵抗力を、不連続面方向に分解して集計した総発生応力、総抵抗力で安全率を定義する。

$$F_{s2} = \frac{|R_1'| + |R_2'| + |R_3'|}{S_1 + S_2' + S_3' + N_2' + N_3'} \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

上式は、不連続面の方向のすべり破壊モードを考えた場合を示している。

注) \*1、\*2

ここでいうスカラー方式とは、仮想すべり線に沿って地塊が回転して破壊にいたる破壊モードを考えた場合の安全率の計算方式であり、又、ベクトル方式とは、全仮想すべり線上の発生応力、抵抗力を注目したある仮想すべり面に沿って集計し安全率を計算する方式である。

いずれの方式も、仮定するすべり線の形状によっては、適用範囲外のケースも考えられるので、計算にあたっては十分な注意が必要である。

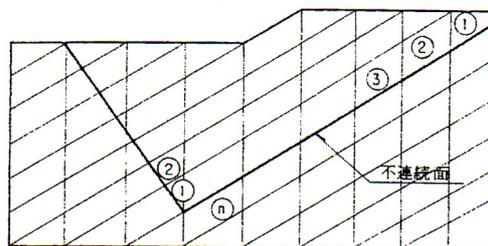


図-4.2 FEMメッシュ

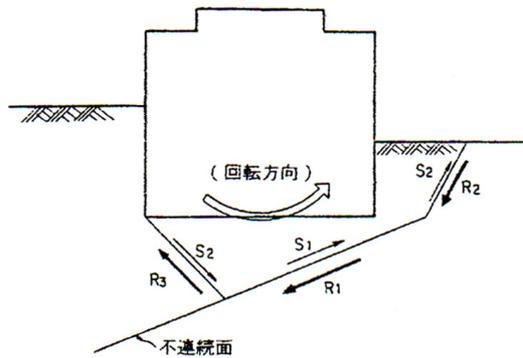


図-4.3 スカラー方式

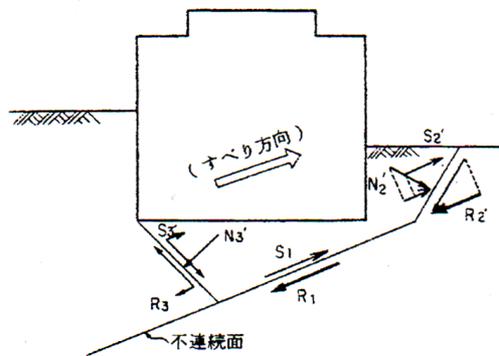


図-4.4 ベクトル方式

また、岩盤内の応力状態をもとに、局所的な安定性を把握する方法として岩石の強度試験などから得られた破壊包絡線をもとに当該岩盤の破壊規準を設定し、モールの応力円とこの破壊規準線との相対的な関係を表わす破壊余裕度Rを用いる方法もある。

破壊包絡線の表示方式は、種々考えられるが、通常、図-4.5に示すように一軸引張強度 $\sigma_t$ とせん断強度 $\tau_R$ とによって表される放物線として取り扱われることが多い。

この場合、破壊余裕度Rは、平均主応力 $\sigma_m$ から破壊包絡線までの最小距離と偏差応力との関係から定義され、 $0 \leq R \leq 1$ の範囲の値をとる。

破壊包絡線及び破壊余裕度の表示式を以下に示す。

$$R = \min \left\{ \frac{D_1 - \tau_{\max}}{D_1}, \frac{D_2 - \tau_{\max}}{D_2} \right\}$$

$$\tau = \pm \tau_R \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\sigma_t}}$$

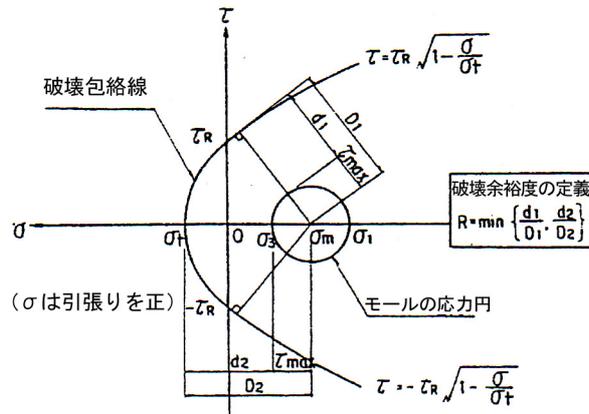


図-4.5 モールの応力円と破壊規準

#### 4.3 等価線形化解析と非線形解析

軟岩の場合地盤の剛性と減衰はひずみに大きく依存するため地盤の応力～ひずみの関係の非線形性を考慮する必要がある。

地盤の非線形性を考慮した解析方法としては、以下の二つがある。

- ① 地盤の応力～ひずみ関係をできるだけ忠実に再現しようとする非線形解析
- ② 地盤の応力～ひずみ関係を等価なせん断剛性および等価な減衰定数を持つ線形モデルに置換する等価線形化解析

これらの二つの方法での解析結果にどの程度違いがあるかを検討し、解析手法の適切な選定方法について提案する。

検討ケースは以下の通りとした。

- ① CASE-1 SHAKEによる等価線形解析
- ② CASE-2 CASE-1で得られた $G_{eq}$ 、 $h_{eq}$ を使用した線形解析（プログラムNUPP）
- ③ CASE-3 Harden-Drnevichモデルを用いて非線形表示をトリリニアモデルに近似した非線形解析（プログラムNUPP）

なお、入力地震動は八戸波を基盤に150 galとして入力した。

検討結果を図-4.6に示す。最大応答加速度と最大応答変位は、上部の軟弱層において等価線形化解析の方が著しく大きくなる結果となっている。この傾向は、地震波の種類及び入力加速度レベルに関係なく示されていることから、全般的に、等価線形化解析の応答値は非線形解析の応答値を上回ると言える。

このような傾向について、岩崎<sup>1)</sup>らは、以下のように述べている。「表層地盤の基本固有周期より短い周期に、はっきりしたスペクトルレベルのピークを持つ地震動が等価線形化モデル系に作用した場合、入力地震動の卓越周期に対応して、これに近い固有周期を持つ表層地盤のいずれかの振動モードが選択的に共振に近い状態となり、結果として、その近

傍の周期における応答レベルが大きくなるのに対して非線形モデルではこのような状況になっても応答レベルの増減につれて系の固有周期が時間的に変化するため、等価線形化モデルのように選択的共振に陥りにくいためと考えられる。」

今回の解析に於いても上記の考え方で説明できると思われるが、等価線形化解析と非線形解析結果が異なることの要因は以下のようなものがあげられ、さらに分析を進める必要がある。

- ① 地震波の周期特性
- ② 地震波の入力加速度レベル
- ③ 地盤のモデルの分割
- ④ 地盤モデルの剛性の変化の程度
- ⑤ 非線形解析のトリリニアの折れ曲がり点の設定
- ⑥ 非線形解析の線形部分の減衰定数の設定など

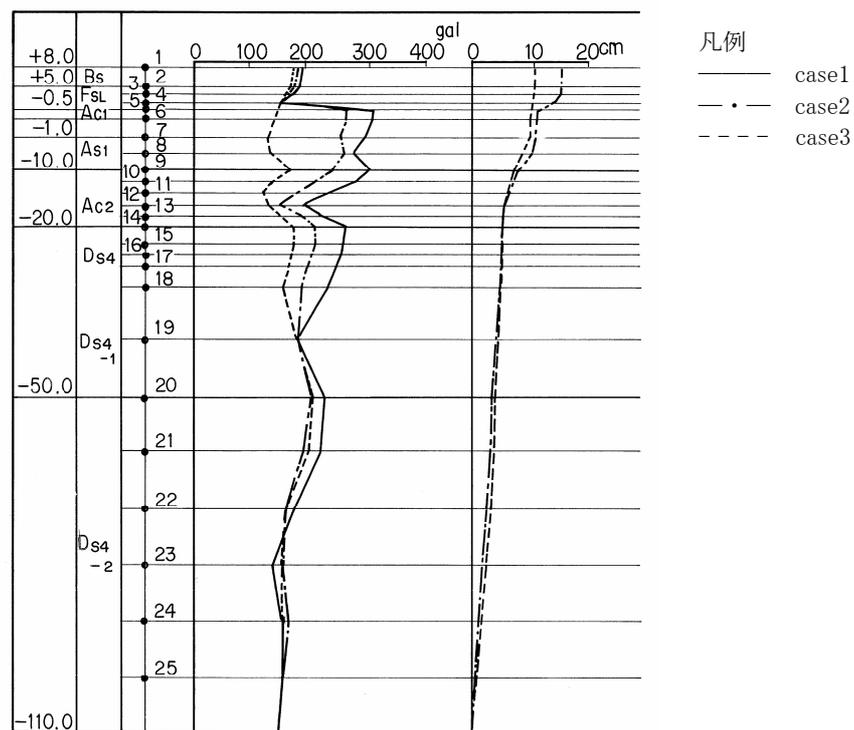


図-4.6 等価線形解析と非線形解析結果の比較

また、原子炉建屋を支える基礎地盤の耐震安定性の評価を、地盤に発生する応力と地盤の降伏条件との相対関係から滑動と剥離が表現できるジョイント要素を用いて動的非線形解析と等価線形解析を行い比較した例がある<sup>2)</sup>。この結果は以下の通りである。

(1) 解析モデル

解析モデルは図-4.7に示したモデルである。弱層と基礎岩盤および建屋と地盤との境界面には、ジョイント要素を設け、応力状態に応じて滑動と剥離が表現できるようにしている。

解析モデルの条件を以下に示す。

モデル幅：800m

モデル厚さ：200m

側方境界：水平ローラー

下方境界：観測波入力とする

(2) 解析結果

解析結果を、表-4.1及び図-4.8に示す。

モデル幅：800m

モデル厚：200m

側方境界：水平ローラー

下方境界：観測波入力とする。

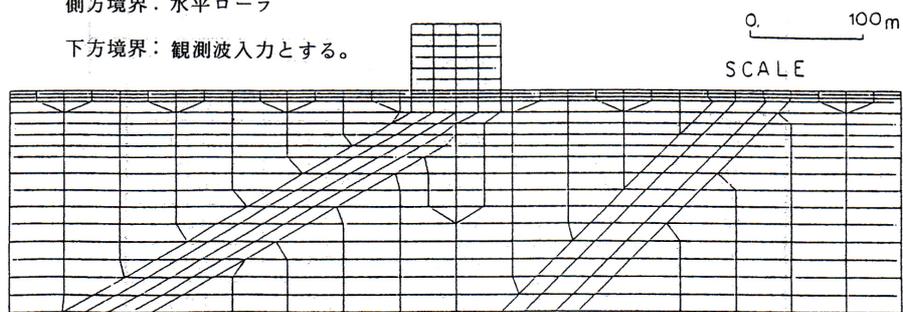


図-4.7 解析モデル

表-4.1 線形解析と非線形解析との応答の比較

地震動	線形と 非線形の別	応答加速度 (Gal)		
		基礎底	地中 GL-60m	地中 GL-120m
T A F T (200 gal)	線形	140	107	100
	非線形	199	139	115
標準No.2 (321 gal)	線形	247	223	229
	非線形	265	234	207
標準No.7	線形	316	267	191
	非線形	381	262	254

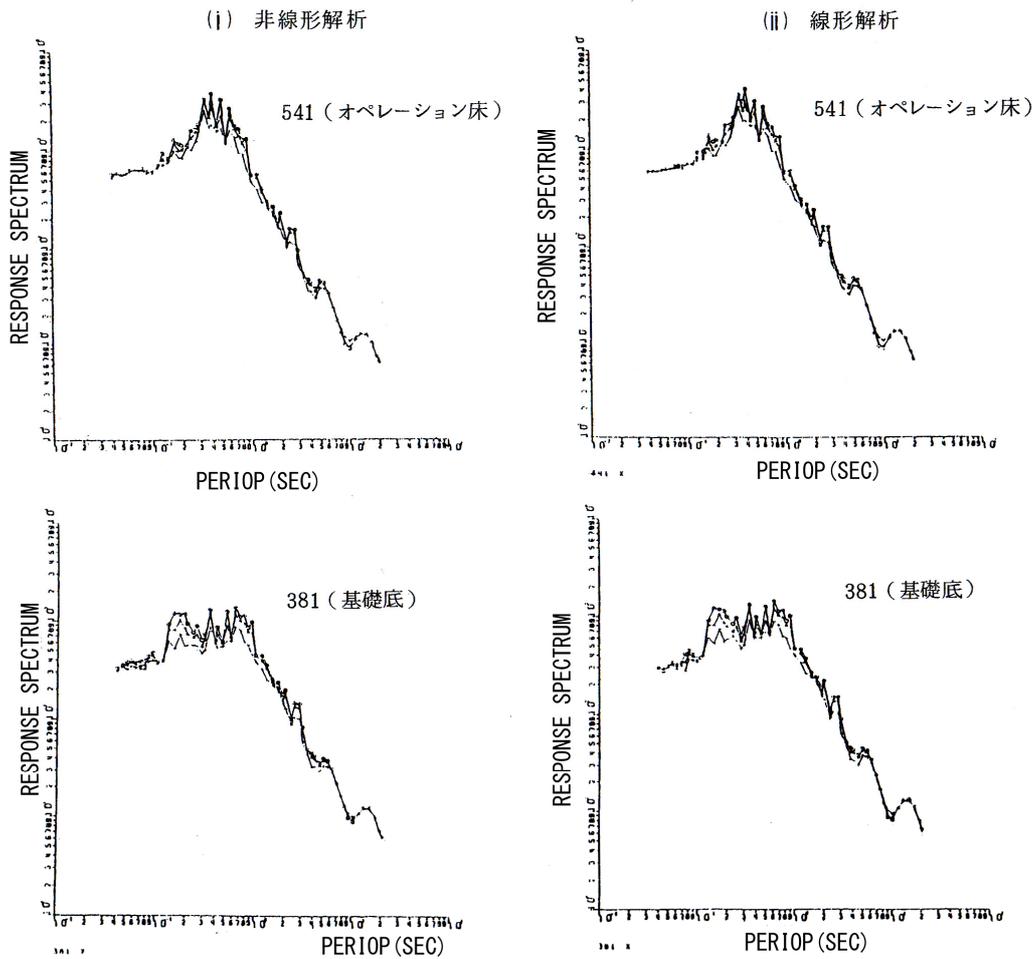


図-4.8 線形解析と非線形解析の比較  
(床応答スペクトル、T a f t 300gal)

以上の結果から、大きな地震動に対する地盤の安定性を検討する際には、非線形解析が望ましいことが判った。

#### 4.4 モーダル解析における重ね合わせ次数の決定方法

原子力発電所の建屋等の構造物と地盤を連成させた相互作用モデルに対して、二次元FEMによる地震応答解析を行う場合、周波数依存性がなく、構造物及び地層の各部別に異なる減衰性状を考慮できる歪エネルギー比例型減衰を用いたモーダル解析が、極めて有効な方法であることが示されている。

しかしながら、ここで検討を要することは、モーダル解析における重ね合せ次数の取り方が、応答結果に如何なる影響を与えるかという点であり、このことは、FEMの自由度数が膨大になった場合に生じる計算機の容量の問題及び経済性の問題、さらに解析の目的と関連して、非常に重要なことである。

重ね合わせ次数の影響を検討するために、パラメーター解析を行った。検討内容は以下

の①、②に示すとおりである。

- ① 地盤のせん断モデルに対し、2次元FEMによる歪エネルギー比例型減衰を用いたモーダル解析

検討ケース	a.	33質点モデル	全次数重ね合わせ
	b.	17質点モデル	全次数重ね合わせ
	c.	〃	7次まで重ね合わせ（10Hz以上cut）
	d.	〃	3次まで重ね合わせ（4Hz以上cut）

- ② 建屋を含めた地盤全体モデルに対し、2次元FEMによる歪エネルギー比例型減衰を用いたモーダル解析（要素数832、節点数910、自由度数1722）

検討ケース	a.	200次まで重ね合わせ（固有値解析した全次数で8Hz以上cut）	
	b.	100次	〃
	c.	75次	〃
	d.	50次	〃
	e.	10次	〃
	f.	1次	〃

検討の結果は、以下に示すとおりである。

- ① 地盤のせん断モデルによる解析結果（図-4.9、4.10参照）

- i. 3.3質点モデル全次数重ね合せ（正解値とする）と17質点モデル全次数重ね合せ、7次までの重ね合わせ（10Hz以上cut）を比較すると、最大加速度分布、最大変位分布、最大せん断歪分布に大きな差はみられず、特に最大変位に関しては差がほとんどない。
- ii. 上記の正解値と3次までの重ね合わせ（4Hz以上cut）を比較すると、加速度分布は20%の誤差が生じ、せん断歪の分布は10%の誤差が生じる。
- iii. したがって、モーダル解析における打ち切り次数は、注目する応答の種類によっても異なるが、一般的な耐震安定性を議論するうえで必要となる応力に関しては、建屋の影響が大きいと思われる局所的な地盤を除いて、刺激係数の大きい低次（10Hz以上cutに相当する程度……今回のモデルでは1～7次まで）のモードを考慮するようにして決定すればよいと思われる。

- ② 地盤・構造物達成モデルによる解析結果

- i. 達成モデル（自由度数1722）の固有値解析の結果、固有値を $\beta$ の大きい順に並びかえ、大きい方から重ね合わせ数を、200、100、75、50、10、1としたときの $\Sigma\beta u$ の誤差率（正解値 $\Sigma\beta u=1$ に対して）をみると、表-4.2のようになった。

同表より明らかなように、100次の平均誤差率が約6%と、200次とさほど変らぬ程度となっている。

ここで $\Sigma \beta u$ の計算は、モデルの代表節点を20点選び、それぞれの誤差率の平均をとった。

- ii. 上記のように重ね合わせ数を変化させて応答計算を行ったところ、**図-4.11**に示すように、最大応力加速度分布は、200次と比較して、100次まで重ね合わせるとほぼ同様の結果が得られ、最大応答変位は、50次まで重ね合わせるとほぼ一致する。
- iii. したがって、このモデルにおいては、固有値解析を行って求めた200個のモードのうち、 $\beta$ の大きい順に100個とり出してモーダル解析するのが、所要の精度を保ち、かつ、計算機の計算時間及び容量の面で経済的な方法であると考えられる。

以上の解析例を参考にすると、モーダル解析における打ち切り次数の決め方としては、次に示すような方法が合理的であると考えられる。

- ① 検討の目的に応じて、考慮すべき最低の周波数を設定し、その周波数をもつ次数以下のモードを考えて、固有値解析及び応答計算を行う。たとえば、前記に示した検討例では、建屋の振動が影響する地盤領域の安定性を検討するという観点から、有意な振動数領域として8Hz程度を考慮し、200次（8.3Hz）までの固有値を求めている。
- ② さらに、今回の原子炉建屋と周辺地盤を含むきわめて大型モデルを二次元FEMで解析を行うような場合には、一度固有値解析の結果を $\Sigma \beta u$ の収斂状況等により分析し、固有値解析した全次数の $\Sigma \beta u$ の誤差率とあまり変わらない次数まで重ね合わせ次数を減らして、応答計算を行う方法も考えられる。

表-4.2 誤差率の平均値

重ね合わせ次数	誤差率 $\Delta = \frac{1.0 -  \Sigma \beta u }{1.0} 100\%$
1	78.4 (%)
10	28.7
50	14.8
75	16.3
100	5.8
200	4.2

次数… $\beta$ の大きい順に並び替えたもの

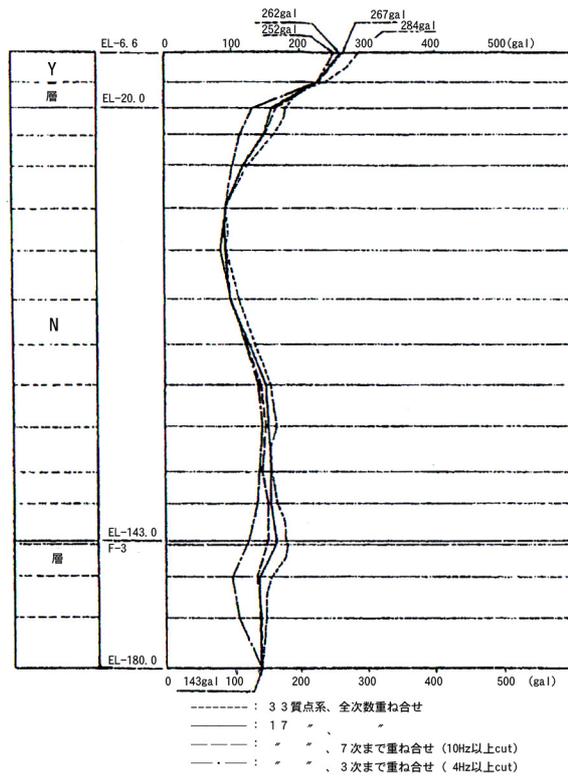


図-4.9 最大加速度鉛直方向分布 (A断面)  
(S<sub>1</sub>-2波)

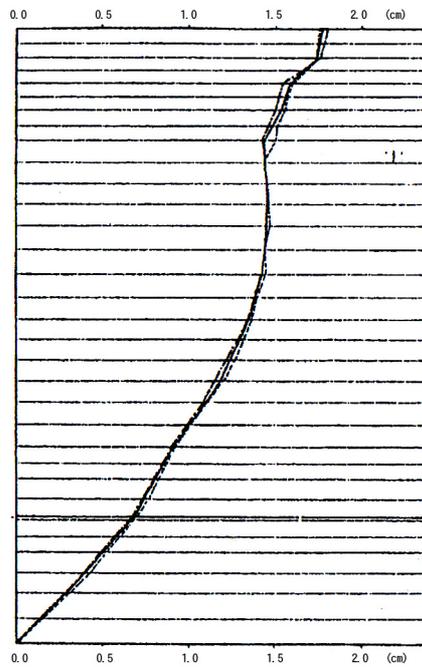


図-4.10 最大変位鉛直方向分布 (A断面)  
(S<sub>1</sub>-2波)

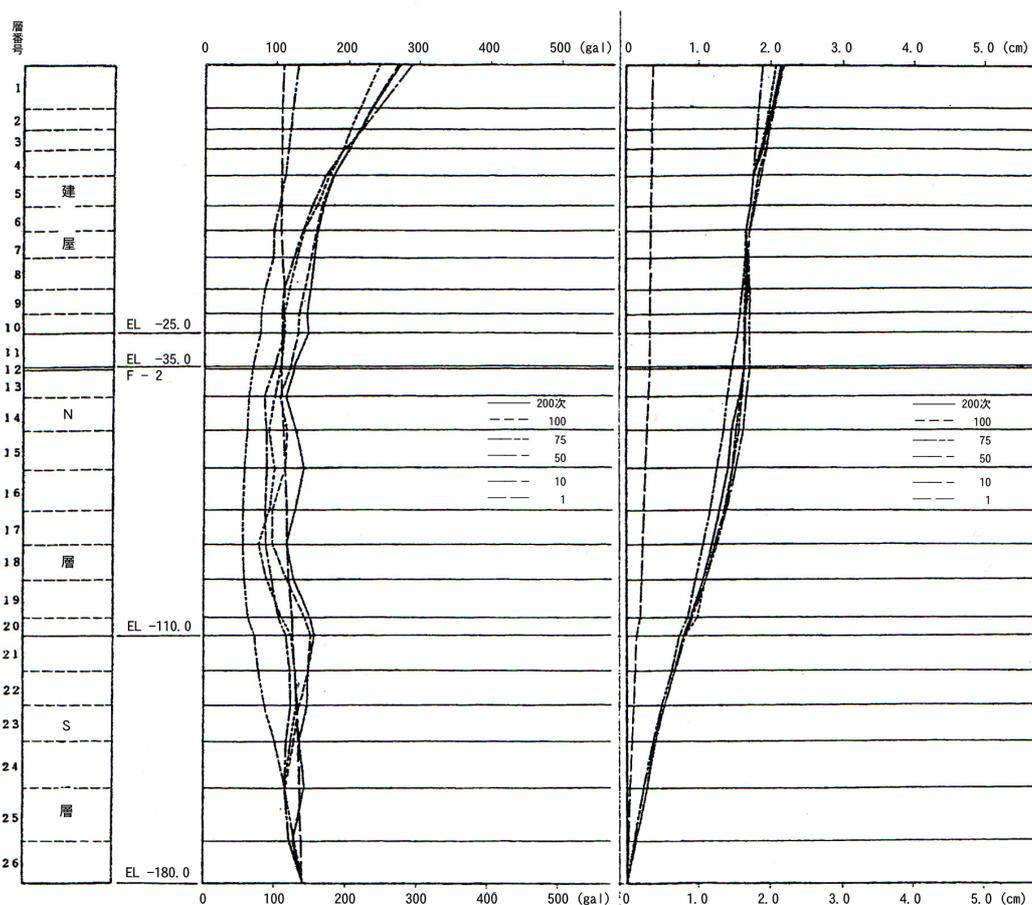


図-4.11  $\alpha H m a \times$  鉛直方向分布 (D断面)、 $D H m a \times$  鉛直方向分布 (D断面)

#### 4.5 解析条件の設定方法

##### 4.5.1 解放基盤面と解析モデル入力地震波

###### 4.5.1.1 解放基盤面の設定

原子力発電所の耐震設計は、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針<sup>3)</sup> (原子力安全委員会、昭和56年7月) に基づいて実施することになっている。その中では、入力地震動の作成のための設計地震動は、解放基盤表面で規定することになっているが、この解放基盤表面の設定については、詳細な方法が規定されていないため、立地点ごとに考え方が異なることがあり、適切な設定方法が望まれていた。

解放基盤表面の定義は、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」(前掲の解説 I、基準地震動の評価について) によれば、

「解放基盤表面とは基盤 (概ね第三紀層及びそれ以前の堅牢な岩盤であって、著しい風化を受けていないもの) 面上の表層や構造物がないものと仮定した上で、基盤面に著しい高低差がなく、ほぼ水平であって相当な拡がりのある基盤の表面をいう。」  
となっている。

また、上記定義の基となったと思われる1978年The Second International Conference on Microzonationに発表された論文「Design Spectra For Stiff Structures on Rock<sup>4)</sup>」によるものを要約すれば、

- ① 表面はその上部に表層地盤や構造物のない適当な広がりを持った水平で平坦な岩盤の露頭であること。
- ② 岩盤は堅牢（風化や亀裂がない）で原則として、せん断波速度が約700m/sec以上の第三紀層またはそれ以前の地質年代のものであること。

となっており、図-4.12が示されている。

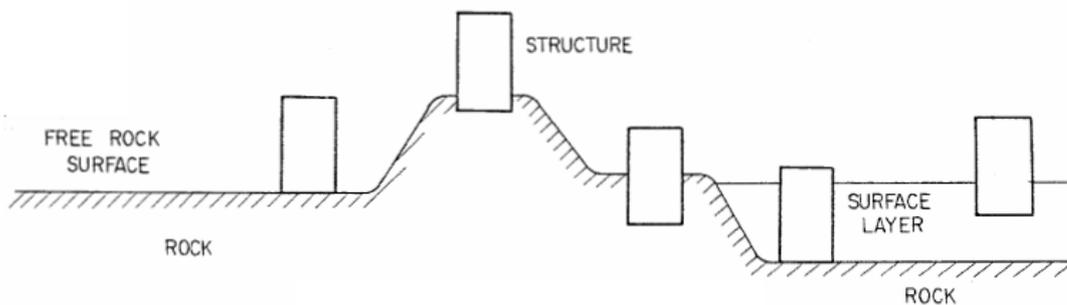


図-4.12 解放基盤表面 (F.R.S) の定義

解放基盤表面とは図-4.13に示すように、設計に用いる地震動を地表層、基盤の形状、地表上の状態等の影響を排して、統一的に定めるために設定される仮想の理想的地表面である。

従って、現実のサイトに解放基盤表面を設定するに際しては、前記定義だけでは単純に決定できないケースが多い。

この点を考慮して、伊部氏（通産省、元原子力安全審査官）は、「原子力発電所の耐震設計に関する安全審査の方向」<sup>5)</sup>の中で、「現実には、このような理想的な解放基盤表面を持ち合わせる敷地は当然ながら存在せず、また、基盤が平坦で相当な広がりがあるとは限らず、山地形とか褶曲構造等による傾斜、凸凹等を示すのが普通である。従って、このような場合には、理想的という程度、解放基盤表面の位置をどのようにするか、平坦でない基盤の影響をどのように評価するか等について適切なめやすが必要である。以下にその判断の基準となるものを示す。」として、解放基盤表面の考え方についていくつかの条件を示している。

その要旨をまとめると以下のようである。

- ① 一般に硬々質岩、硬質岩、軟質岩と定性的に呼ばれている第三紀鮮新世以前の地質時代に生成された堆積岩、火成岩、深成岩であって、せん断波の速度として700m/sec程度以上を有するものとし、かつ新鮮であること。

- ② 地震基盤に用いられる金井式等の適用範囲にあるものとするが、下方が上方よりもせん断波速度が低いような状態があってはいけない。また、基盤の深さ方向には剛性の漸増はあってもよいが、急激に変化する場合は、その影響を考慮すること。
- ③ 基盤表面において、山地形、傾斜、凸凹が顕著な場合は、より深い位置に、解放基盤表面の地震動をもたらす基盤深部の地震動を想定し、これによる基盤弾性体の振動特性を反映した地震動を考慮すること。なお、地形の平均的傾きが $30^\circ$ 程度以下ならば、ほぼ平坦とみなして差し支えない。

以上のような、伊部氏の提示した判断基準によることが原則となっているが、具体的な解放基盤表面設定作業においては、地層条件、モデル化の方法等により、その都度工学的判断が必要となる。

堆積性軟岩地盤では、深さ方向の弾性波速度測定結果を基に、深度方向に弾性波速度が暫増するため、敷地の主要地域でせん断波速度が $700\text{m/sec}$ 以上となる深度をもって、解放基盤面とすることが妥当である。

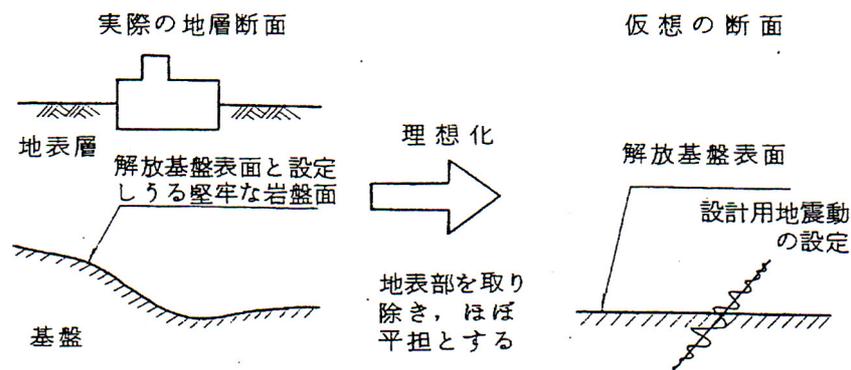


図-4.13 解放基盤表面の設定

#### 4.5.2 解析モデル入力基盤

FEMやバネ-質点モデルにより動的解析を行う場合、通常、モデル下端に地震波を入力する方法が用いられる。この時選定したモデル下端の位置により、応答計算を行おうとするモデルの振動特性が大きく規定されることになる。従ってモデルに対する地震波入力基盤としての下方境界の位置は、計算結果に大きな影響を与えることになり、その位置については客観的に説得力のある理由を持って決定されなければならない。

しかし、原子力発電所のように基礎を岩着することが前提となっている場合、通常は基盤とみなせるような剛性の高い地盤が地表付近に存在し、モデル化に際し基盤位置の決定が非常に難しいケースが多くある。

また、地盤モデルの入力基盤位置を何らかの方法で決定したとき、基盤岩の剛性をどのように評価するかが問題となる。特に、堆積軟岩の場合に多くみられるように、入力基盤面以下の剛性が深さとともに変化する場合は、基盤岩剛性の設定に際し、その大きさの違いが地盤の応答計算結果に与える影響を把握しておく必要がある。

ここでは、上のような必要性から基盤岩剛性の大きさを変化させて、上層の応答値の変化を比較検討したものについて結果を示した。

モデル基盤面位置での地震波については以下の2つについて検討した（図-4.14）。

- ① 解放基盤面で規定した基準地震動 ( $E_m' + F_m' = 2E_m'$ ) より、モデル基盤面でのもどし波 ( $E_N$ 波、 $E_N + F_N'$ 波) の作成
  - ② モデル基盤面でのもどし波 ( $E_N$ 波) より、同地点での地盤条件を入れた入力地震波 ( $E_N + F_N$ 波) の作成
- ① については基盤の剛性が大きくなるにつれて、 $E_N$ 波の最大応答加速度は減少するが、 $E_N + F_N'$ 波は一定のままであった。
  - ② については、同時に求まる地表の最大応答加速度に特に着目すると、基盤の剛性が100倍でも約1.5倍、基盤の剛性が2倍ではほとんど同じになった。

すなわち、この結果（図-4.13）より

- 1) 地表面（解放基盤面が地表に存在）で入力波が規定される場合、モデル基盤以下の剛性の変化と共に、表層内の応答値のうちE波は変動するがE + F波は一定である。したがって、モデル基盤面での入力波をE + F波（一般的なバネ-質点系モデルでの入力方法に対応）で規定して入力する場合、表層内の応答値（E + F波）はモデル基盤以下の剛性の変化には左右されず一定となる。
- 2) また、 $E_N$ 波を入力波とする場合は、 $E_N$ 波及び $E_N + F_N$ 波は、ともに基盤の剛性に左右される。しかし、その影響の程度は、この検討に用いた断面においては、基盤の剛性が極端に変化しない限り小さいものといえる。

従って、基盤以下の剛性が深さとともに変化する場合は、基盤剛性の設定の仕方は、剛性の変化が極端でない限り、判明している範囲の剛性の平均等により適当に決めればよいと思われる。

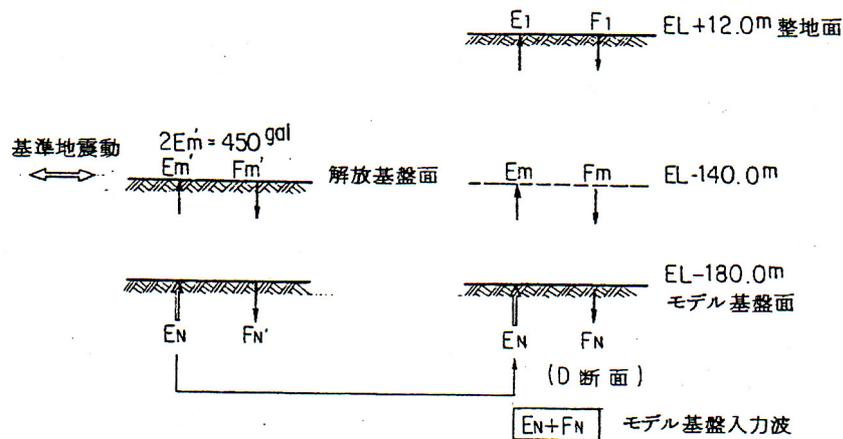


図-4.14 一次元波動論による入力地震波の設定

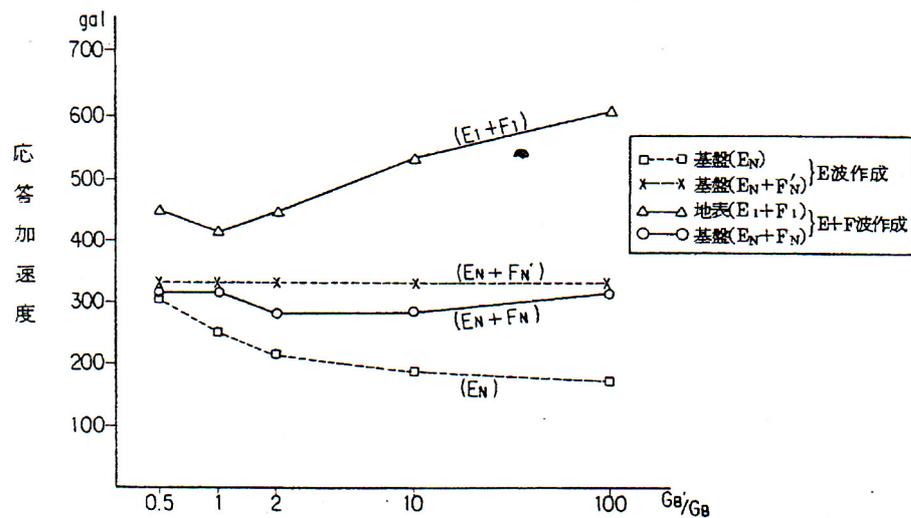


図-4.15 基盤の剛性の変化による応答加速度の値

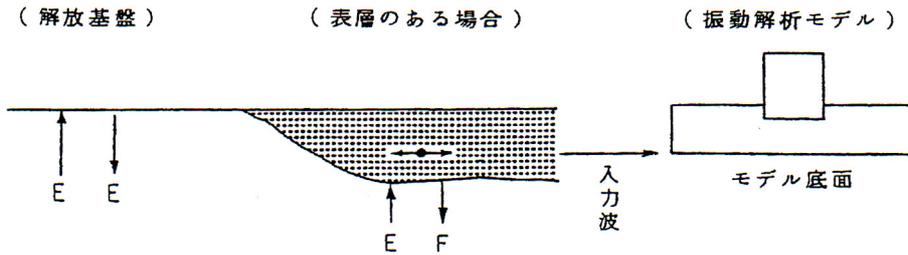
#### 4.5.2.1 解析モデル基盤への入力地震動

“発電所用原子炉施設に関する耐震設計審査指針”<sup>3)</sup>によると、「原子炉施設の耐震設計に用いる地震動は、敷地の解放基盤表面における地震動（基準地震動）に基づいて評価しなければならない」となっている。

実際に地震応答解析を行う場合、モデルの構成上、解放基盤表面と地震入力位置とが一致していないことや、基盤上に表層が存在していることがあり、そのような場合には何らかの方法で、基準地震動からモデル基盤での入力地震動を作成する必要がある。

解放基盤表面において基準地震動が与えられ、モデル基盤位置も決定しているときに、表層の影響等を考慮して基盤入力地震動を作成する場合には、以下のような方法とする。

図-4.16に示すように「解放基盤表面」での地震動を規定するという事は、言い換えれば解放基盤表面での入射波(E)を規定するという意味と思われ、表層がある場合はその境界層にこの入射波(E)をインプットして表層の応答を求め、この時該当する地中レベルの地震動をモデル底面への入力波とする。



※ 「解放基盤表面」の定義は「審査指針」に従う

図-4.16 解放基盤と表層

地盤領域の大きいモデルにおける基盤入力地震動の決め方を、検討例を用いて示す。

二次元FEMモデルは、図-4.17に示すとおりで、原子炉とタービンの2つの建屋を含めて巾850mのモデルで、EL-180mを下方境界としてここに地震動を入力している。

また、解放基盤表面相当の基盤面については、地層の傾きを考慮して図のように地層に沿うものとし、建屋中心断面(D断面)でEL-140mとなる面とした。この理由は、炉心部のPS検層等の結果よりほぼEL-140m以下で $V_s > 700\text{m/s}$ となっていたことによるものである。

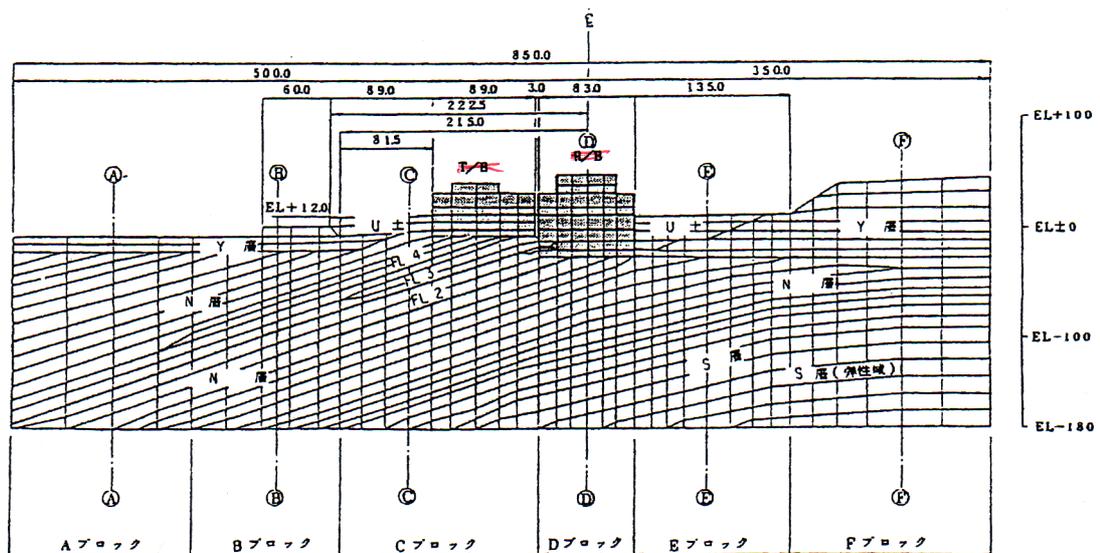


図-4.17 二次元FEMモデル

この条件では、解析モデル下端での入力基盤地震動は、以下の手順に従って作成することが適切である（図-4.14参照）。

- ① 解放基盤表面（EL-140m）において、当地点用に作成された模擬地震波を最大加速度 $2E'm=450gal$ として規定する。（ $S_2$ 地震）
- ② モデル基盤面が解放基盤表面以深にあるため、解放基盤表面以下の地層を対象として、一次元波動論による弾性解析を行い、モデル基盤（EL-180m）の入射波（ $E_N$ 波）を求める。
- ③ ②で求めた基盤入射波（ $E_N$ 波）を、表層をすべて考慮したモデル（EL+12m～EL180m）に入力して、一次元波動論による等価線型化解析（ただし、解放基盤表面以下は弾性解析）を実施し、モデル基盤面位置での入力波（ $E_N+F_N$ ）を求める。

### 4.5.3 解析領域の大きさ

#### 4.5.3.1 水平方向の大きさ

一般にFEMを用いて地盤の動的解析を行う場合には、まず解析対象とする領域をある大きさに限定してモデル化をする必要がある。二次元FEMを用いる場合には、解析領域として幅と深さを決める必要があるが、そのうちここでは幅の決定方法について検討を行った<sup>6)</sup>。

モデルの幅は、さらに広くとって解析した場合でも、注目している部分の応答結果がほとんど変わらない程度に広くなければならない。すなわち、モデルの幅を広げることによって応答結果が変わってしまうようならその幅の広さでは不十分である。一方、あまり広すぎても計算費用が過大となるおそれがある。

重要構造物の基礎地盤の安定性評価の主な目的は、構造物の地震時荷重を受けた地盤が滑り破壊等に対して安定かどうかを検討するものである。したがって構造物の振動を適切に表現できること及び構造物の振動に伴う荷重の地盤への伝達を正確に評価でき、安定性評価が適切に行われることが求められる。

以上の観点から、解析モデルの側方境界位置は、

- ① その位置で構造物の影響が十分小さくかつ、
- ② 側方境界による応力の乱れが検討の主対象領域に影響しない

という条件を満たすように設定するのが妥当である。

以上の考え方でモデル領域の幅を検討するため、構造物だけに地震力を作用させた場合の地盤内応力の分布状態を、モデル領域の幅を変えたケースで計算し、各ケースでの構造物周辺における応力分布状態等を比較することによって妥当と思われる側方境界位置を決定した。

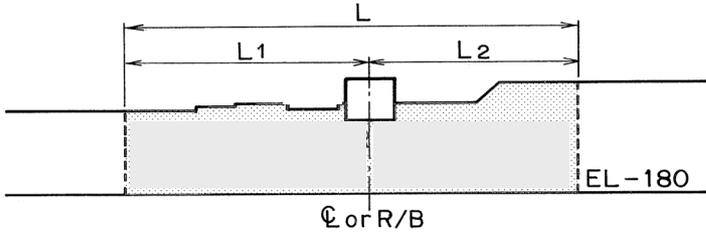
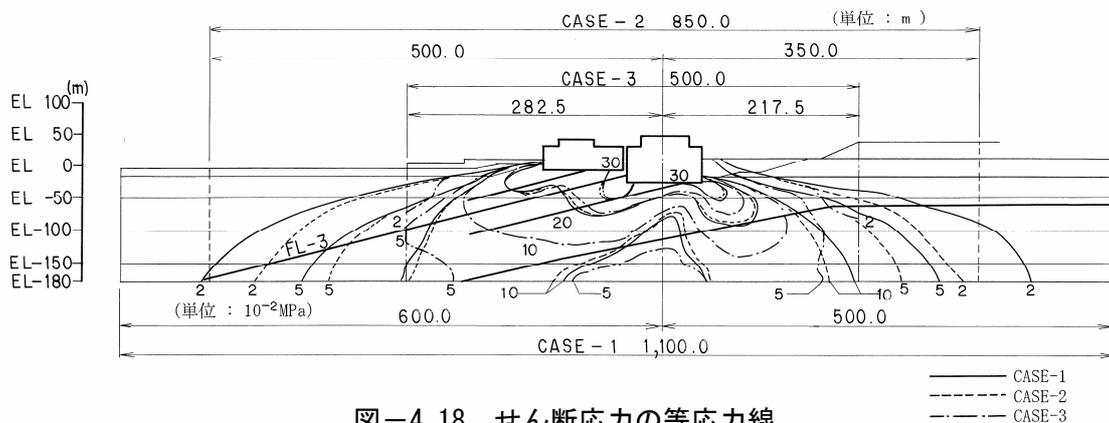
検討ケースは表-4.3に示すとおりで、解析に当たっては下方境界及び側方境界は固定とし、静的弾性解析を用いた。

地震時の地盤の安定性に影響する主な応力はせん断力であるという観点から、地盤に生ずるせん断応力の等応力線を求めそれを比較した。

図-4.18によると構造物直下のせん断応力度はいずれのケースでも大差はない。しかし、構造物下の深い領域ではCASE-3は他の2ケースに比べ異なっている。すなわち、CASE-1、CASE-2ではほとんどせん断応力の差がないのに比べ、CASE-3では側方境界で変形が拘束されたせん断応力が構造物に非常に近い部分に集中する傾向が見られる。したがって、この場合ではCASE-2程度の解析領域の広さが必要であると判断される。

表-4.3 解析ケース

CASE	下方境界位置	側方境界位置
CASE-1 (大領域)	EL = -180 m	L1 = 600 m L2 = 500 m (L = 1100 m)
CASE-2 (中領域)		L1 = 500 m L2 = 350 m (L = 850 m)
CASE-3 (小領域)		L1 = 283.5 m L2 = 217.5 m (L = 500 m)

また、静的有限要素法解析時に使用する解析モデル幅が解析結果に与える影響を検討した例を以下に示す。図-4.19に示す4種のモデル幅（モデル片幅が建屋中心から各々建屋

基礎幅の1.25倍、2.5倍、5倍、10倍) に対して静的解析を行っている。

(1) 検討対象地盤

図-4.19に示すような均質な一様地盤とし、地盤のS波速度を800m/s一定である。

(2) 検討条件

建屋から地盤に作用する地震力は、耐震指針で規定されるものである。地盤震度は、水平震度を右向きに0.2、鉛直震度を上向きに0.1作用させている。

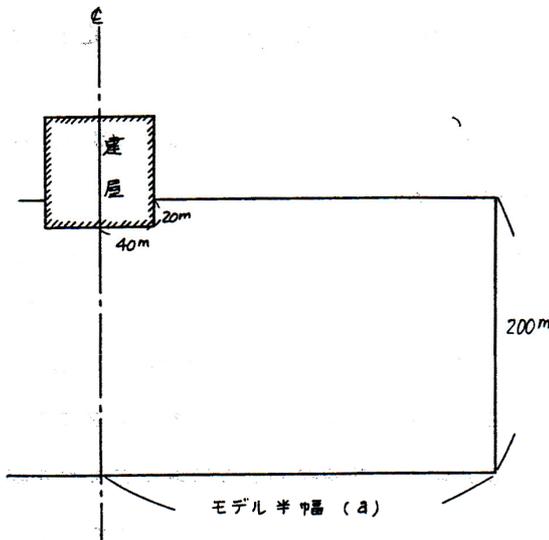
水平震度作用時の側方境界は、水平ローラである。

(3) 結果

解析の結果得られた水平方向応力 ( $\sigma_x$ )、上下方向応力 ( $\sigma_y$ )、せん断応力 ( $\tau_{xy}$ ) の等応力線図が、各モデルごとに図-4.20~23にそれぞれ示されている。これらの図より、モデル片幅を基礎幅の1.25倍から10倍と変化させた場合、基礎幅の2.5倍以上のモデル幅を採用したモデルb~dに対する解析結果が、ほぼ等しい等応力線を示していることがわかる。

この点をさらに詳細に検討するため、図-4.24~28には、地盤深さ、5m、45m、95m、145m、195m、における応力値を、4種のモデル幅の結果を比較して示した。これらの図より、モデル幅を基礎幅の2.5倍としたモデルaの結果が、他のモデルの結果に比べわずかではあるが、異なった値を示している。すなわち、建屋から地盤に作用する地震力の影響は、建屋中心から基礎幅の2.5倍程度の距離にモデル境界を設けることにより、評価できることがわかる。

以上の結果より、静的FEM解析に用いるモデル幅は、建屋中心から両側にそれぞれ基礎幅の2.5倍程度もとれば良いことになる。



〔解析条件〕

- (1) 側方境界：水平ローラ
- (2) 下方境界：固定
- (3) 地盤：一様地盤 ( $V_s = 800 \text{ m/s}$ )
- (4) 地盤震度： $K_H 0.2$   
 $K_V 0.1$
- (5) 建屋からの作用力：モーメント  
(地表面位置)  $1,688,000 \text{ tm}$   
水平力  $124,000 \text{ t}$
- (6) 解析モデル寸法  
深さ：200m

幅(2a)	モデル名称
200m	モデルa
400m	モデルb
800m	モデルc
1600m	モデルd

図-4.19 「モデル幅」の影響検討用モデル

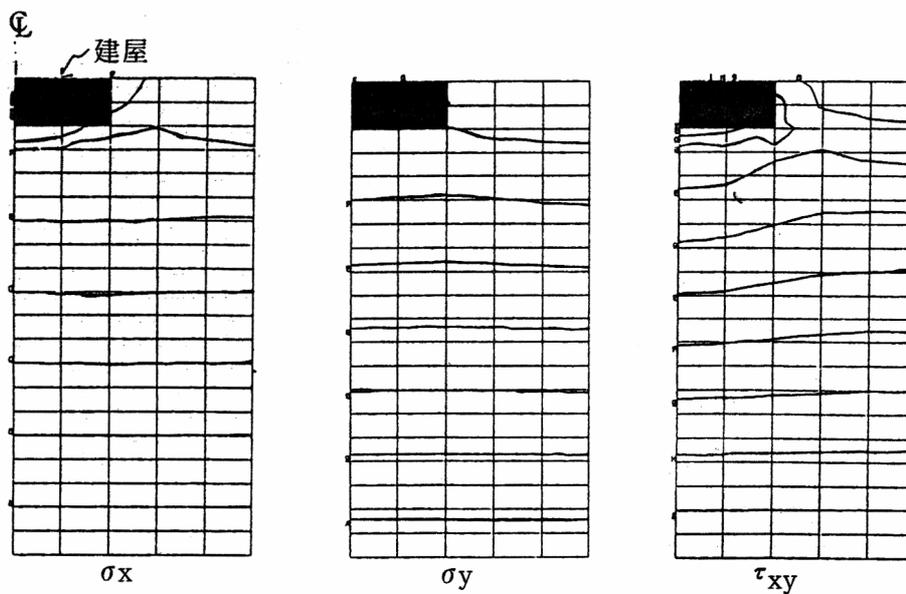


図-4.20 等応力線図 (モデルa、モデル半幅 100m)

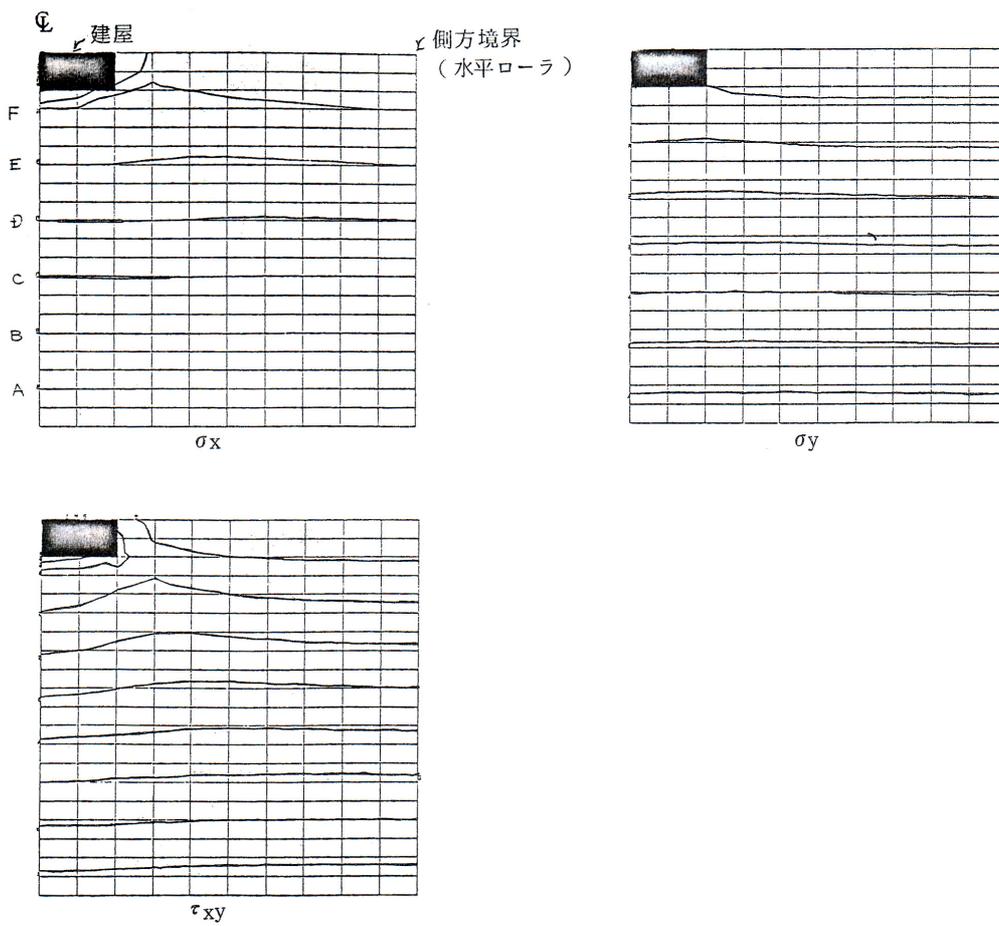


図-4.21 等応力線図 (モデルb、モデル半幅 200m)

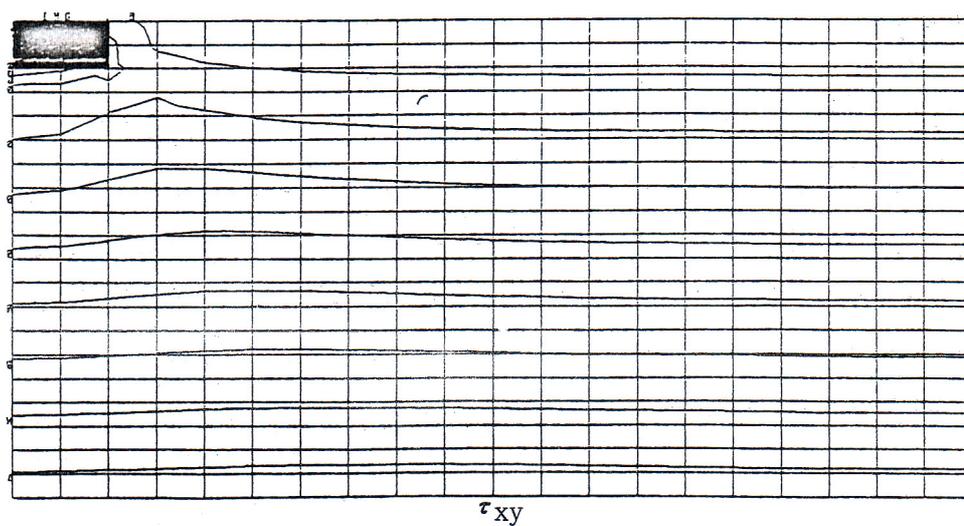


図-4.22 等応力線 (モデルc、モデル半幅 400m)

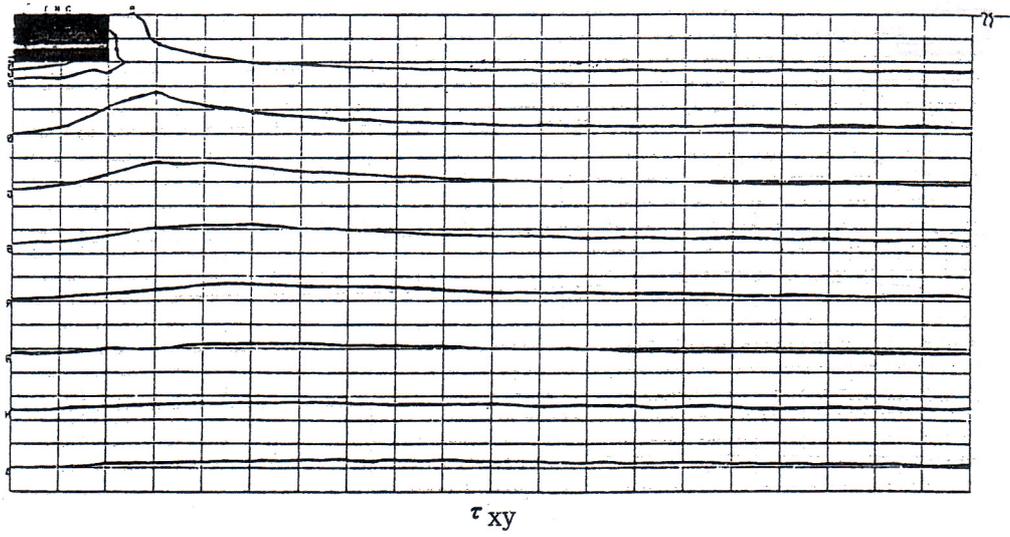


図-4.23 等応力線 (モデルd、モデル半幅 800m)  
 (建屋中心から400mのみ示す)

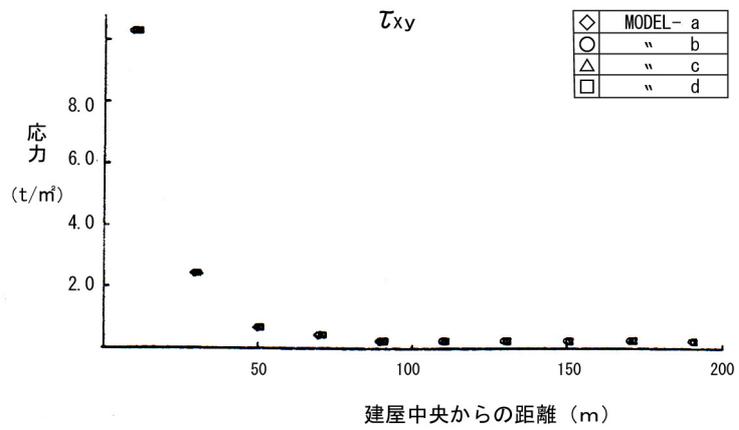
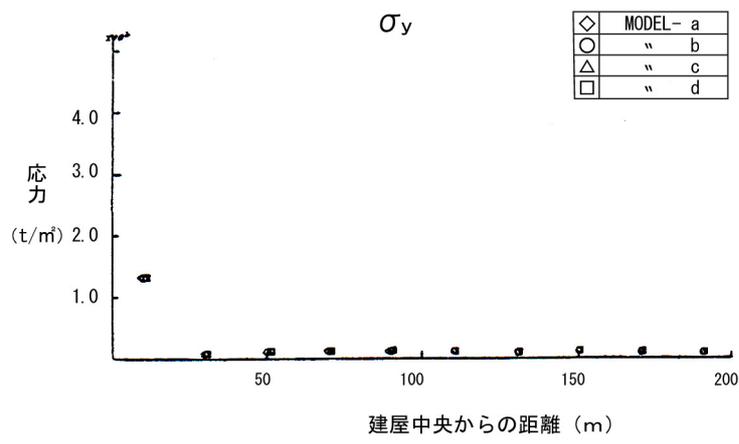
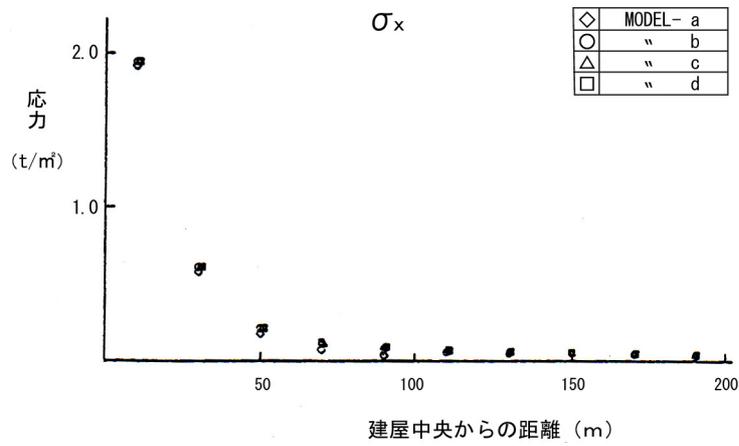


図-4.24 モデル幅と応力の関係 (深さ 5 m)

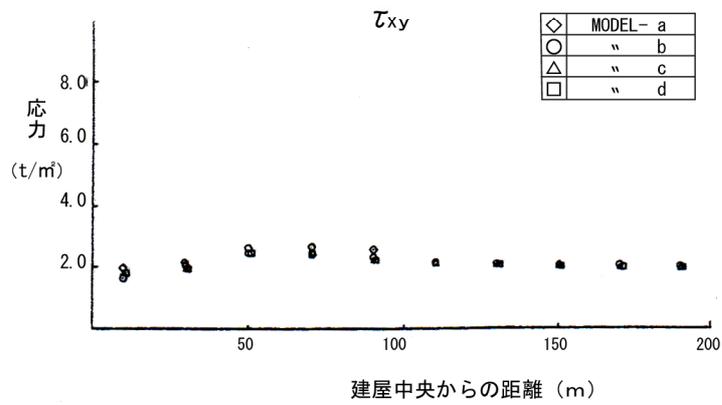
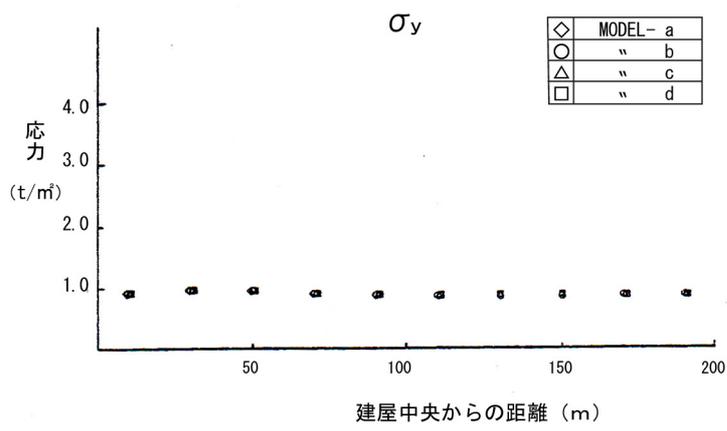
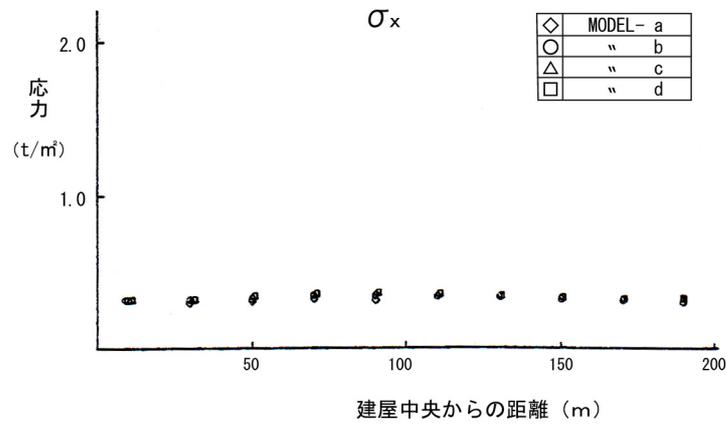


図-4.25 モデル幅と応力の関係 (45m深さ)

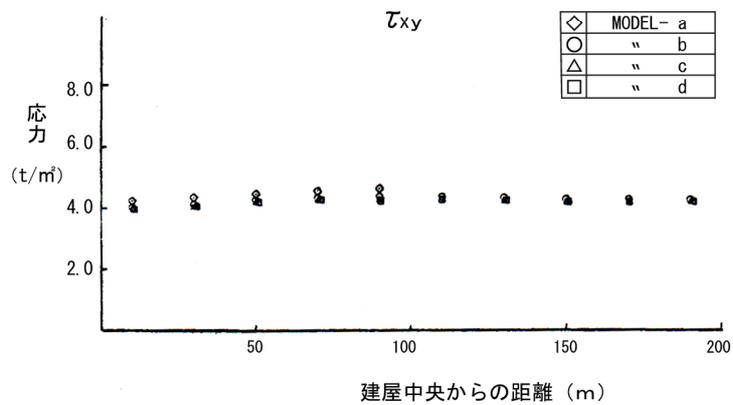
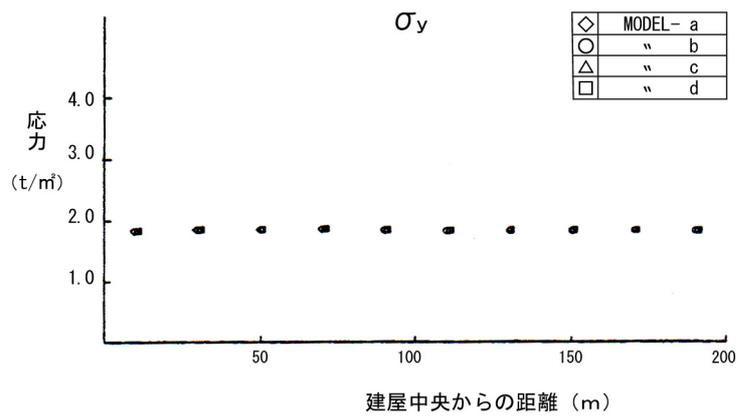
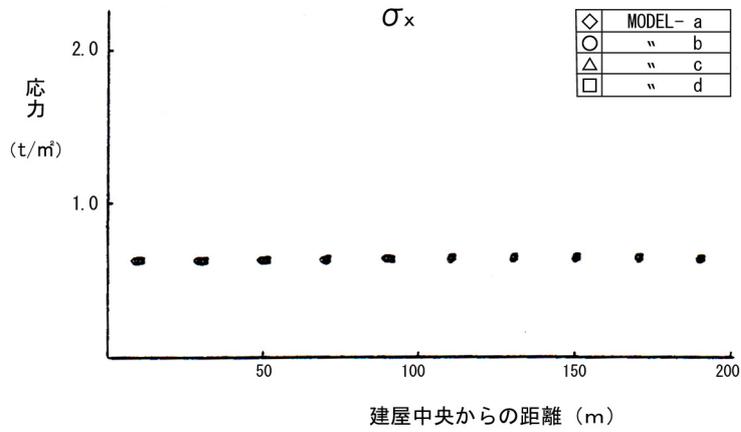


図-4.26 モデル幅と応力の関係 (95m深さ)

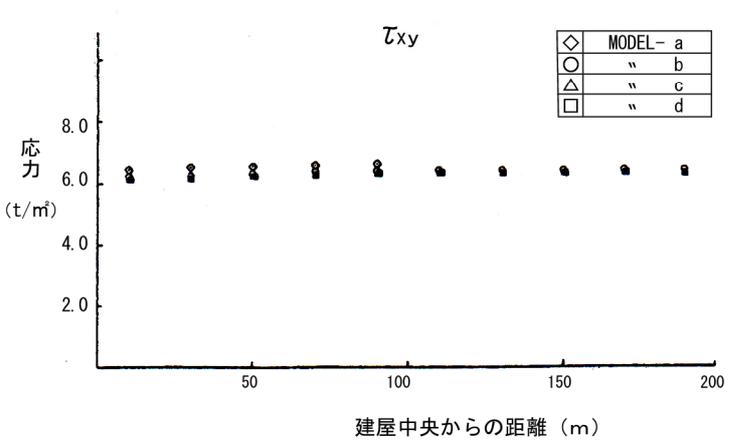
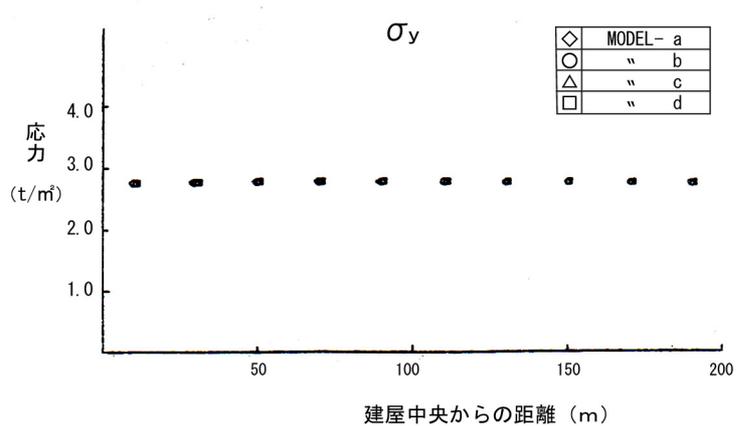
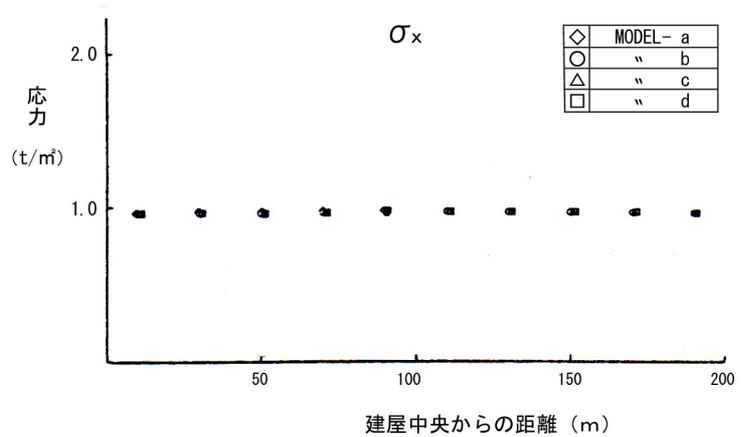


図-4.27 モデル幅と応力の関係 (145m深さ)

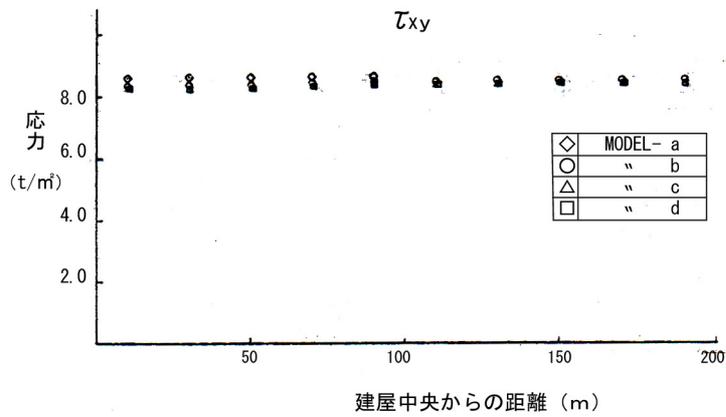
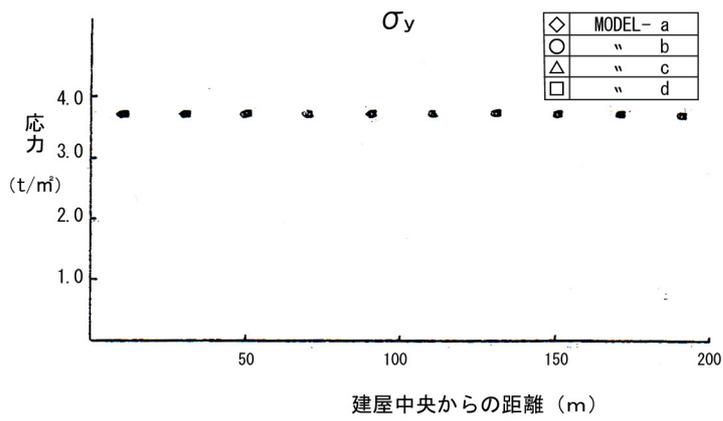
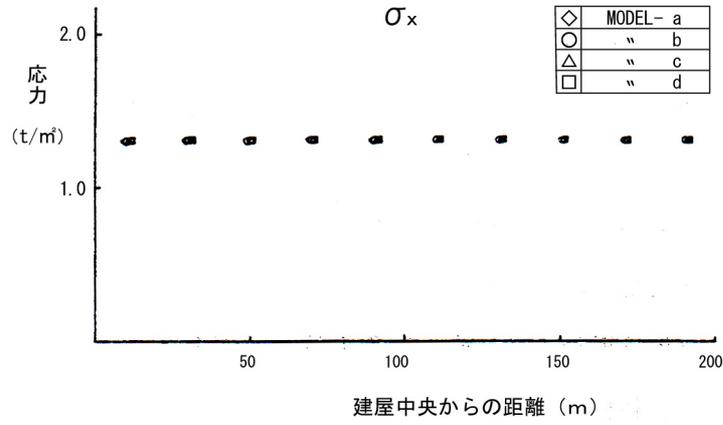


図-4.28 モデル幅と応力の関係 (195m深さ)

#### 4.5.3.2 深さ方向のモデルの大きさ

動的有限要素法解析では、一般に、観測波（入射波E＋反射波F）を入力して応答解析を行っている。この場合解析モデルの入力基盤面の深さを建屋の振動が影響しない深さに設定する必要がある。どの程度の深さに入力基盤面を設ければよいかを、

- ① 観測波入力と入射波（2E）入力との応答比較
- ② 入力基盤深さを変化させた場合の応答比較

から検討した。

入力基盤深さを基礎幅の2.5倍から0.75倍まで変化させ、応答値を比較する検討では、弱層の存在しない層構造地盤を検討対象地盤とし、解析モデル幅を240mと減少したモデルとした。図－4.29に検討対象とした4種類の地盤モデルを示す。

なお、側方境界には伝達境界を採用している。

解析には、解放基盤面で定義されたTAFT（EW）波（200gal）および模擬地震波No.2を使用した。

##### (1) 観測波入力と入射波入力との応答比較

建屋からの反射波の影響が吸収できる入射波入力解析を行い、観測波入力解析結果と比較を行った。

解析結果の比較を、応答加速度について、図－4.30と図－4.31に、応答スペクトルの比較が図－4.32に、それぞれ示す。

これらの図から両解析結果が良い一致を示していることがわかる。すなわち今回の解析モデルに適用した入力基盤面深さEL-200mは、建屋からの振動の影響が及ばない深さであり、妥当な設定であったことがわかる。

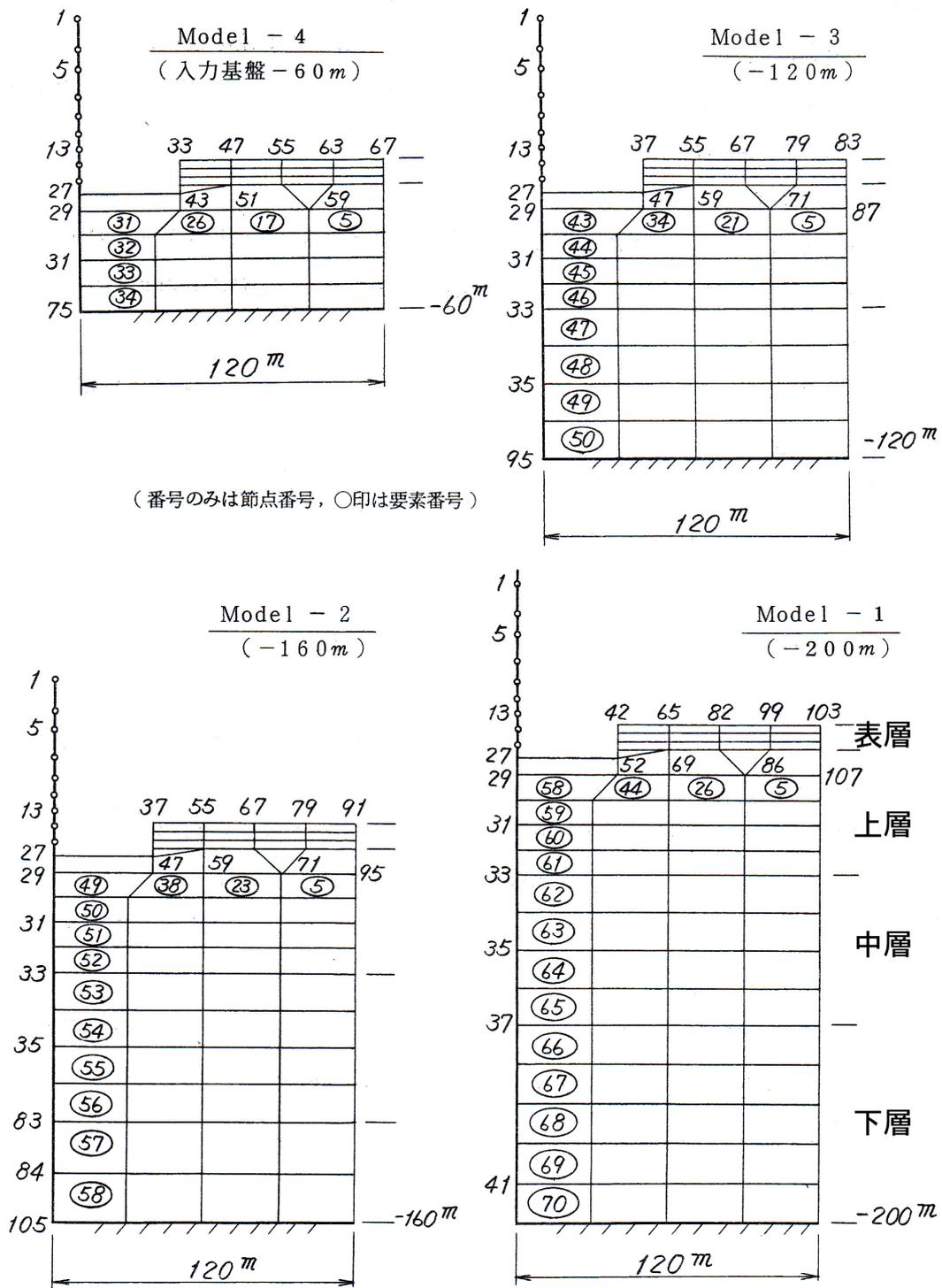


図-4.29 解析モデル及び出力接点と要素番号

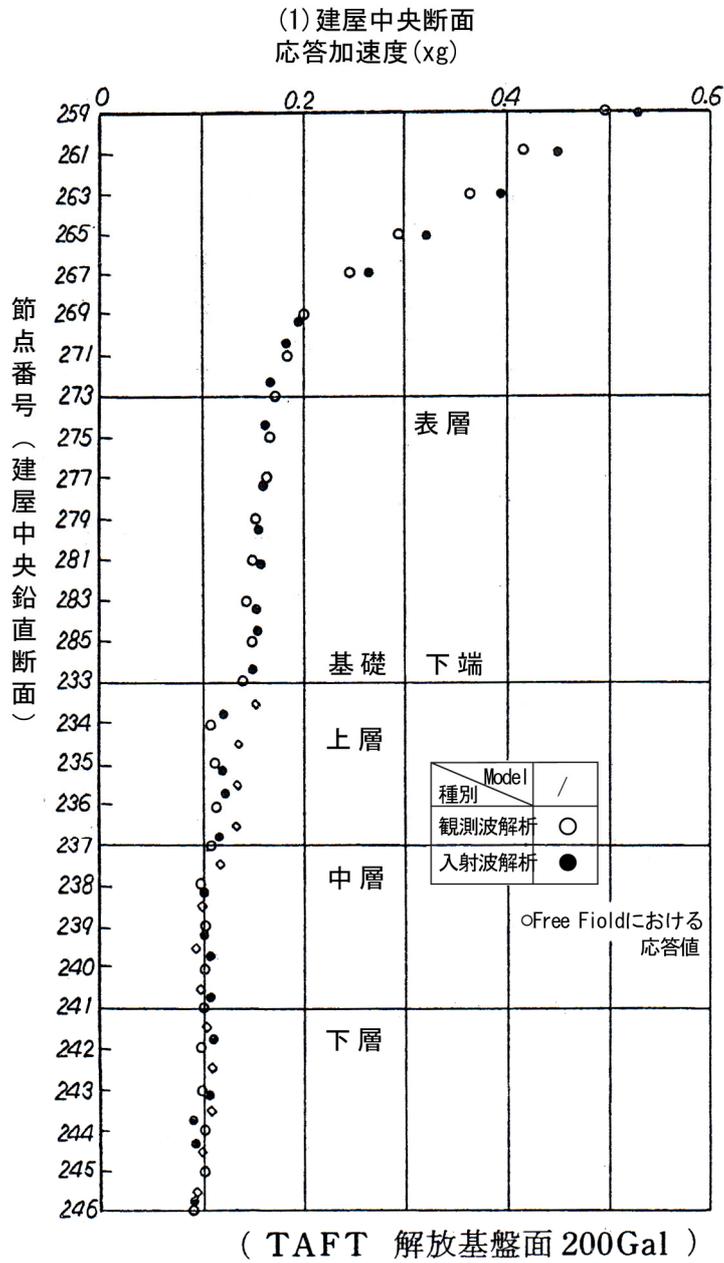
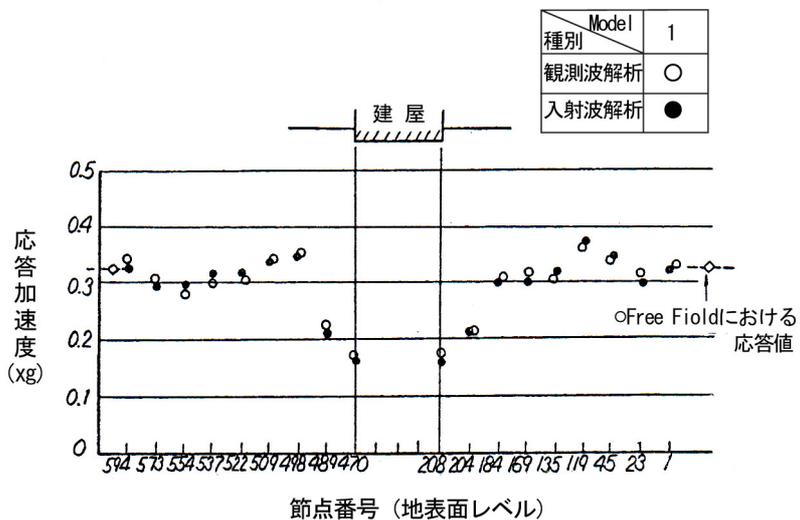


図-4.30 最大応答加速度分布—建屋中心線上応答加速度

(i) 地表面



(ii) 基礎底面

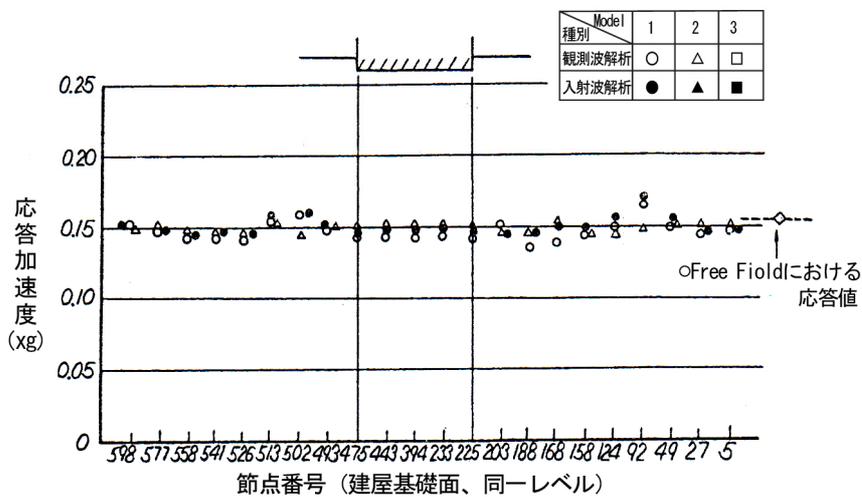


図-4.31 最大応答加速度分布 (TAFT解放基盤面200gal)

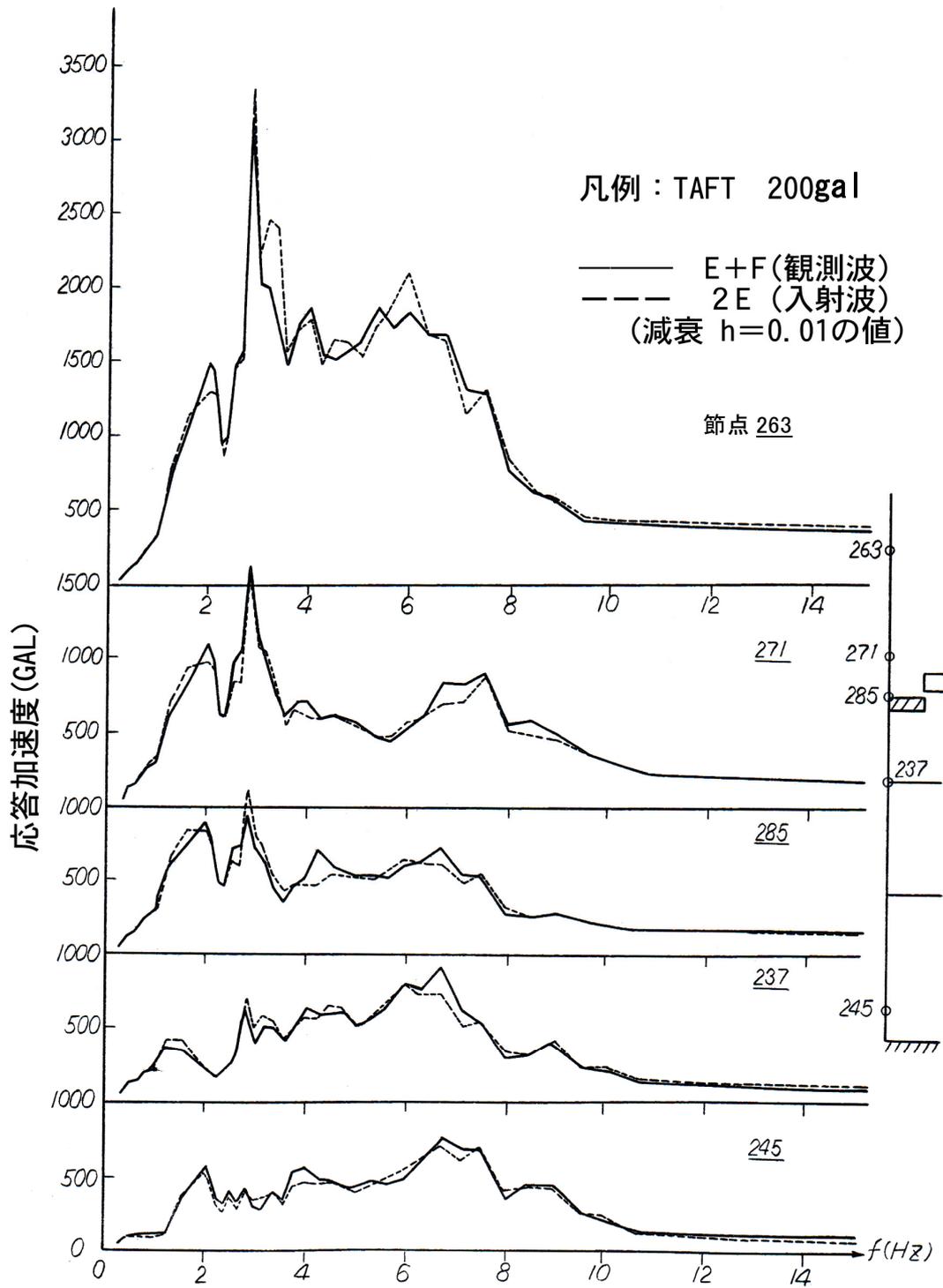


図-4.32 応答スペクトル曲線の比較

(2) 入力基盤深さと応答との比較

地盤の安定性を評価するためのモデルとして、どの程度までモデルの入力基盤深さを浅くできるかについて、入力基盤深さ（地盤モデル深さ）を変化させた応答解析結果を基に検討を行った<sup>2)</sup>。この場合、入力基盤面で使用する地震動は、解放基盤表面で定義された地震動を各モデル基盤深さまで1次元波動論で引き戻し作成した。各引き戻し波の加速度値の比較を図-4.33に示す。図-4.34には、入力基盤面深さが異なる場合の応答加速度波形を比較して示す。図-4.35と図-4.36には応答加速度値、図-4.37は応答スペクトル、図-4.38と図-4.39には応力分布が同様に比較して示されている。図-4.40～図-4.43には入力基盤深さと加速度およびせん断応力との関係を示す。これらの図より、入力基盤深さとして基盤幅の1.5倍に相当する120mを採用すると、建屋および地盤の応答特性とも入力基盤深さの影響が解析結果にそれ程敏感に表れていないことがわかる。

したがって、検討対象地盤の安定性評価に際して使用する地盤モデルの入力基盤モデル深さについては、建屋基礎幅の1.5～2倍もとれば十分であることが判った。

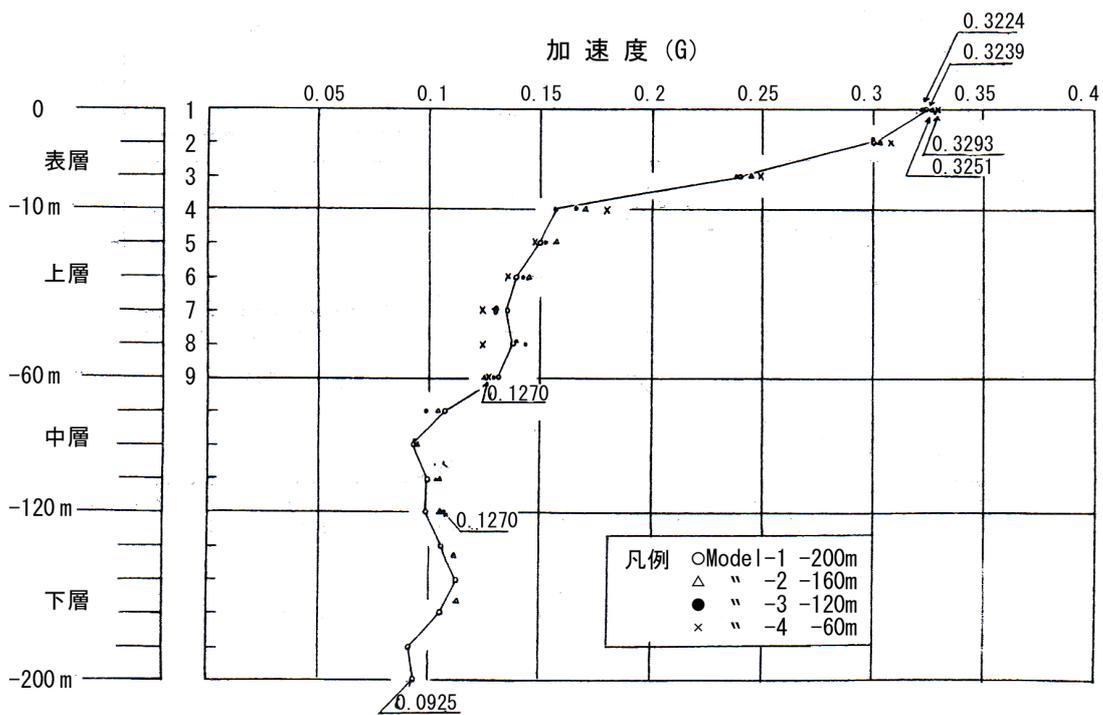


図-4.33 Free Fieldにおける引き戻し波の深さ方向応答加速度分布

節点 3 1 (基礎下地盤)

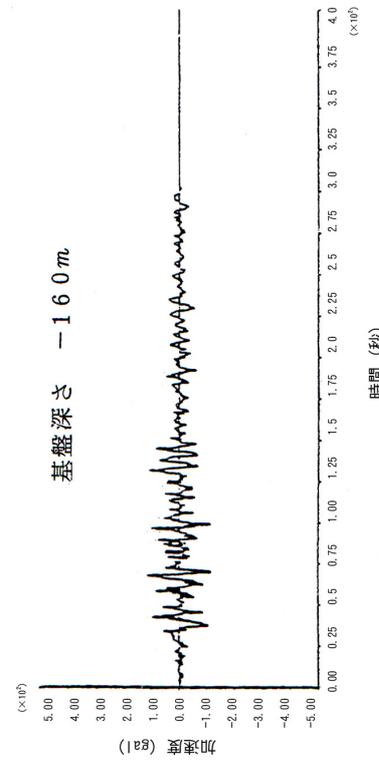
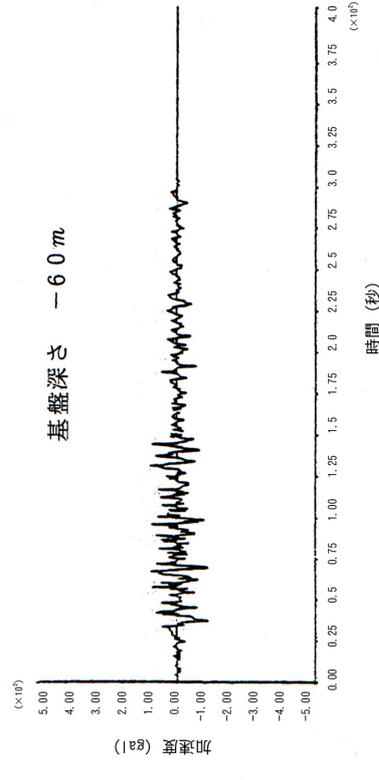
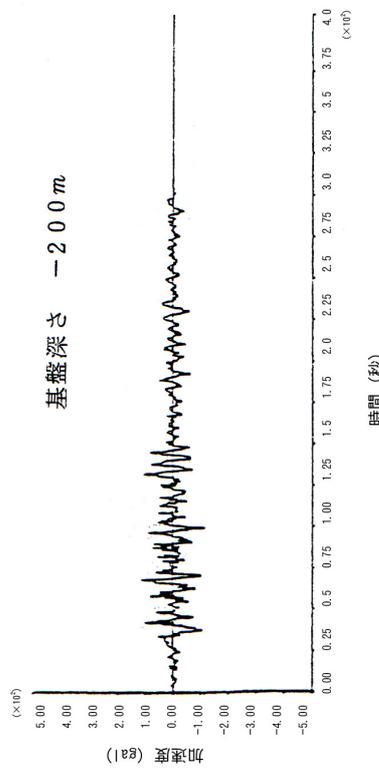
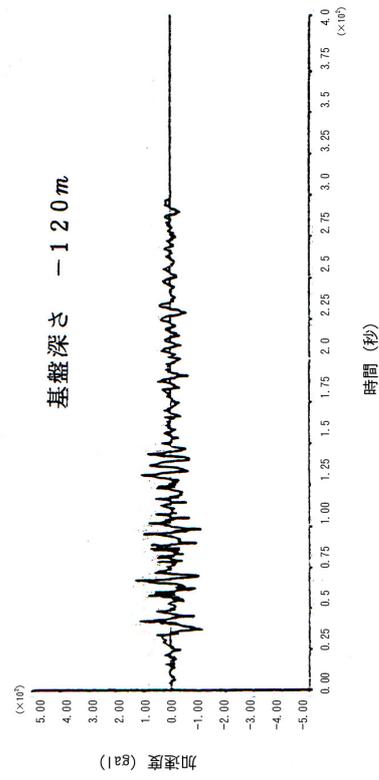


図-4.34 応答加速度波形 (基礎深さの影響)

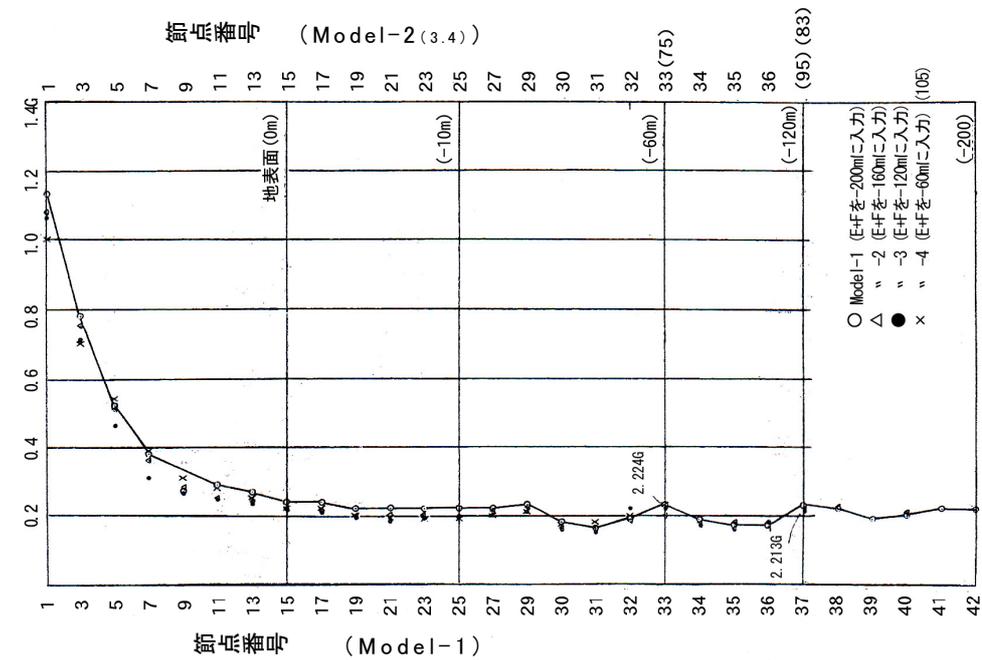


図-4.36 建屋中心軸上の加速度分布比較  
(模擬地震波No.2)

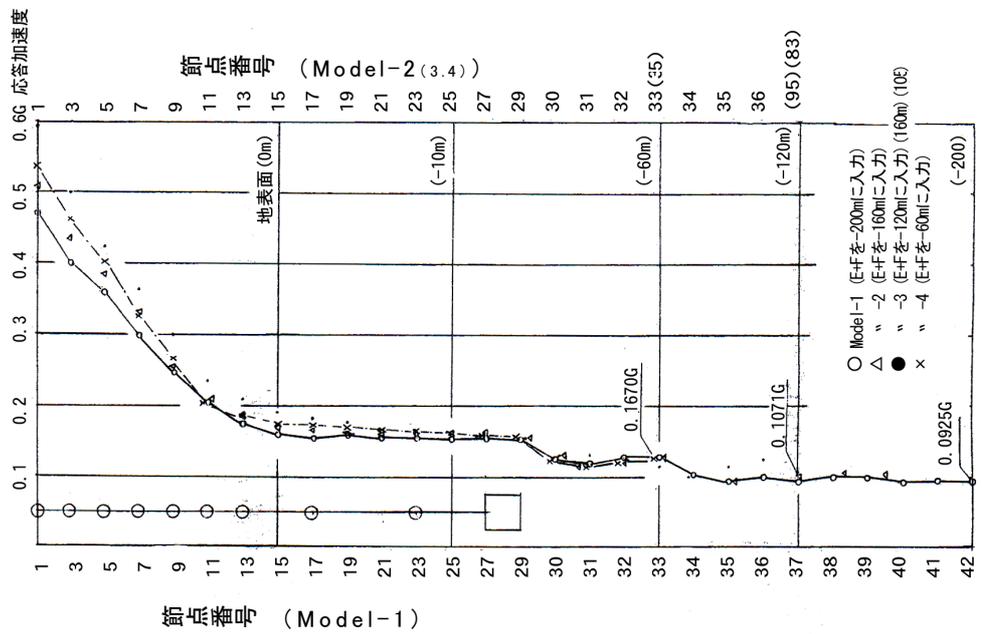


図-4.35 建屋中心軸上の加速度分布比較  
(TAFT (EW) 波)

応答加速度  
( $\times 10^3 \text{gal}$ )

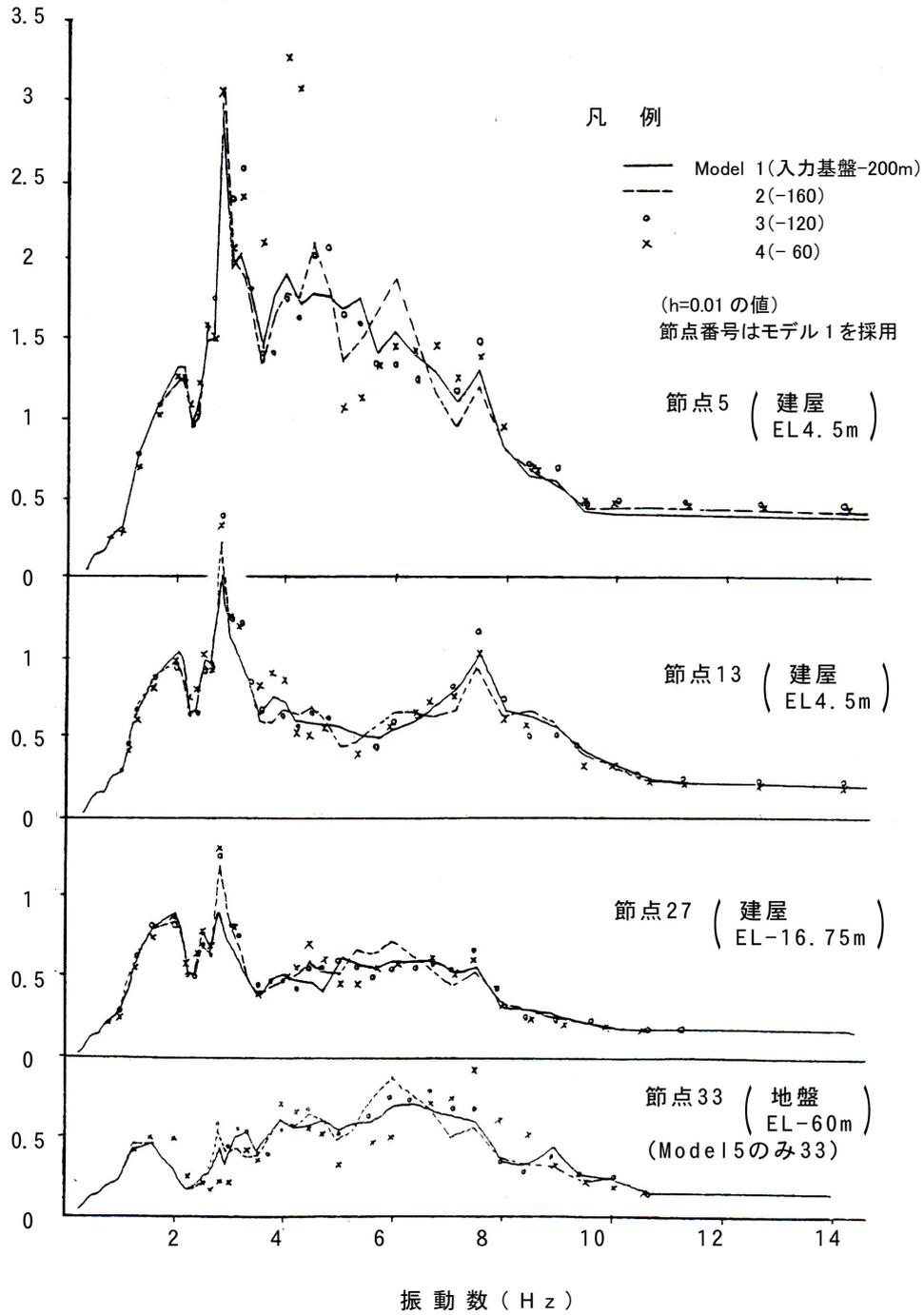
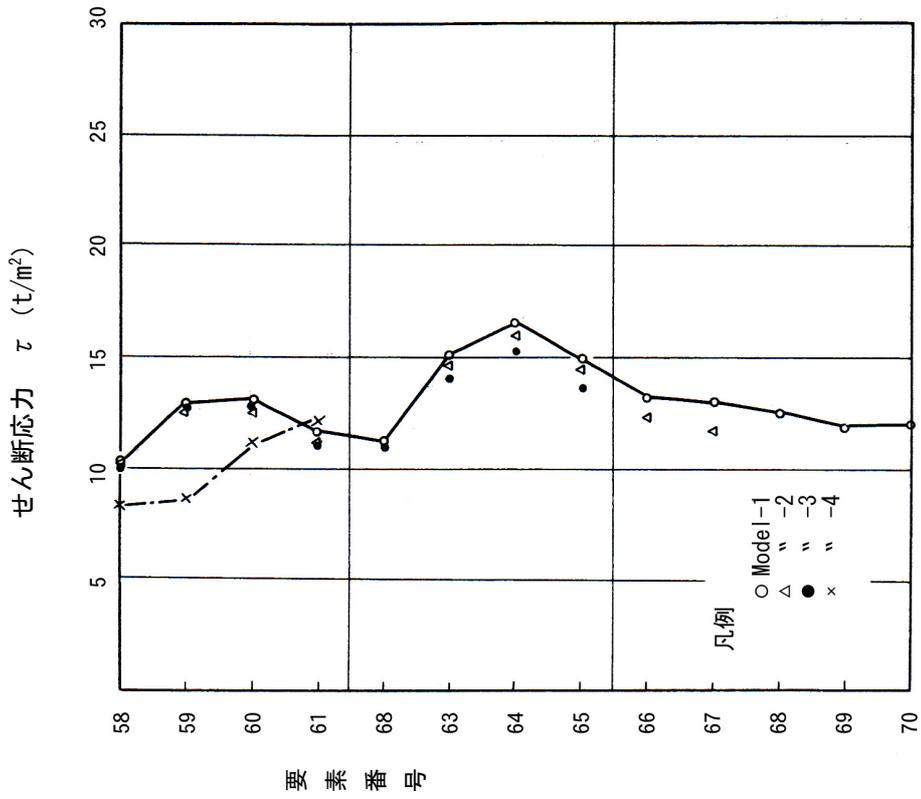
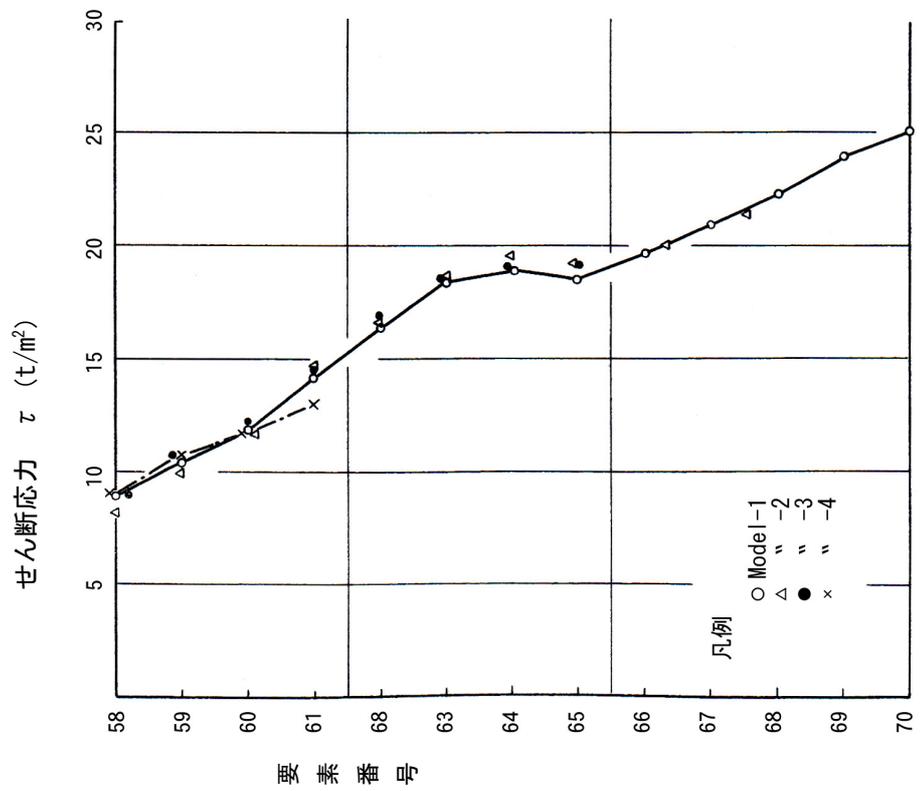


図-4.37 応答スペクトル曲線の比較  
(TAFT (EW) 波)



図一4.39 建屋中心軸上のせん断応力分布比較  
(模擬地震波No.2)



図一4.38 建屋中心軸上のせん断応力分布比較  
(TAF (EW) 波)

Model 間の節点番号関係

Model 1, 2, 3	Model 4	位置
1	1	建物天端
5	5	建物
13	13	建物
27	27	基礎天端
29	29	基礎下端
31	31	上層中間
35	—	中層中間

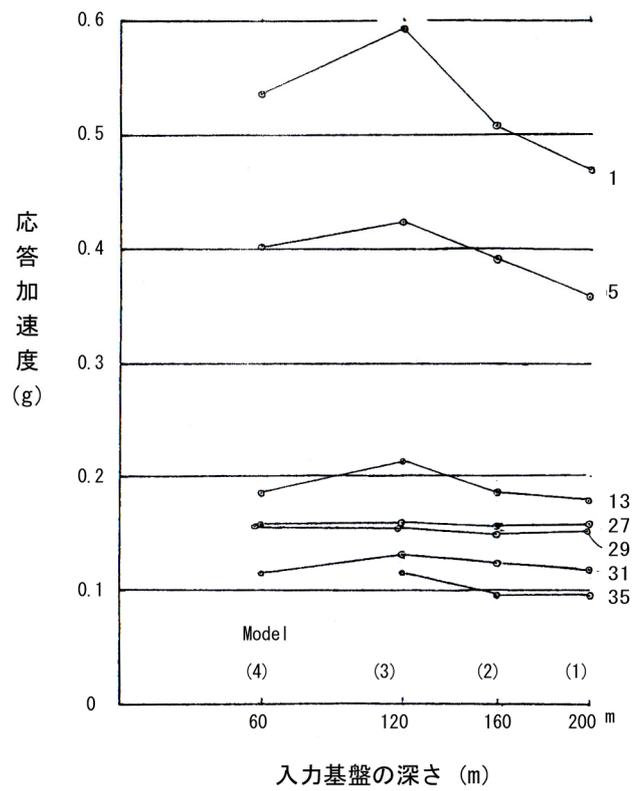


図-4.40 建屋中心軸上の応答加速度と入力基盤深さとの関係  
(T a f t 波)

Model 間の節点番号関係 No. 2 の波

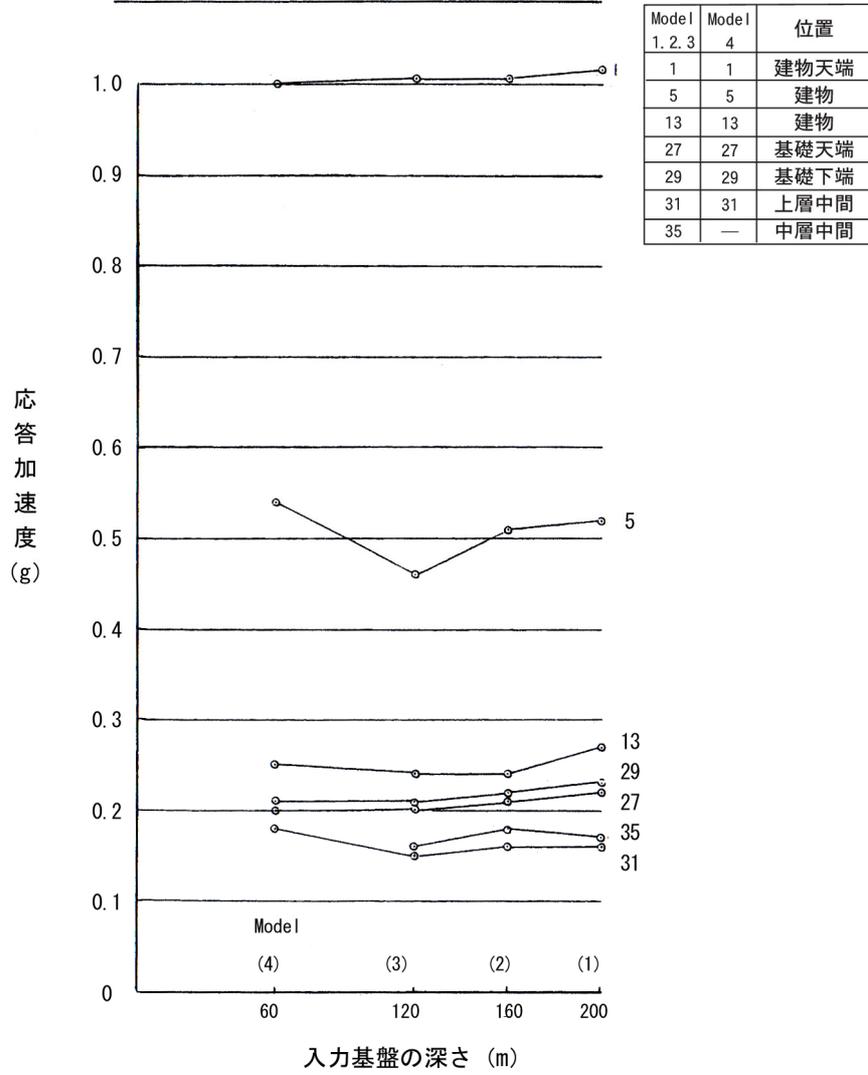


図-4.41 建屋中心軸上の応答加速度と入力基盤深さとの関係  
(模擬地震波)

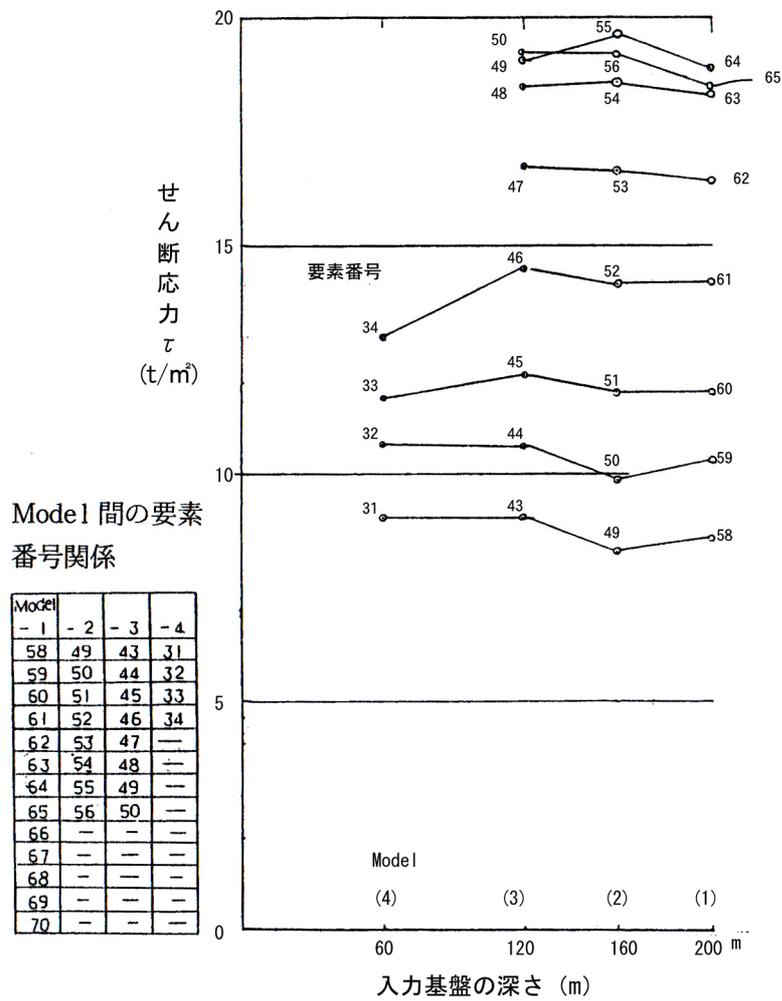


図-4.42 建屋中心軸上のせん断応力と入力基盤深さとの関係 (T a f t 波)

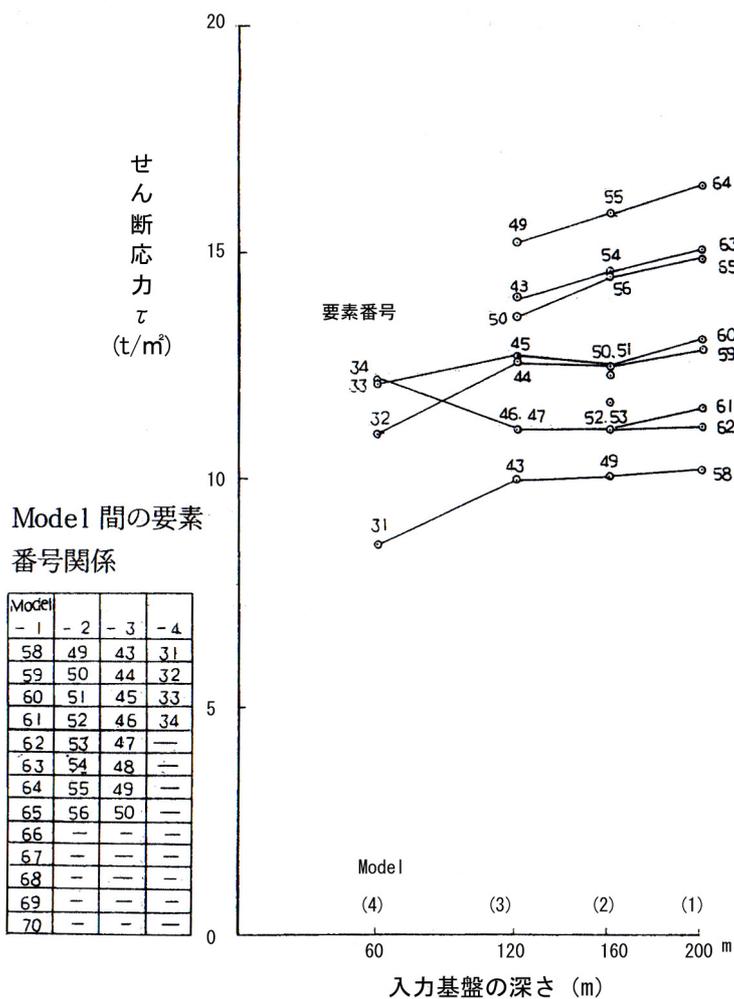


図-4.43 建屋中心軸上のせん断応力と入力基盤深さとの関係  
(模擬地震波)

#### 4.5.3.3 解析要素の大きさ

地盤の地震時安定性検討を、動的FEM解析で行う場合には、適切な大きさの有限要素に分割する必要がある。このため、有限要素の大きさについて検討した<sup>6)</sup>。

地盤を有限要素に分割する場合、要素の鉛直方向の大きさ  $h$  はせん断波を適切に近似できるように分割するため、当該部分のせん断弾性波速度 ( $V_s$ )、地震動成分の最大考慮周波数 ( $f_{max}$ ) に応じて以下の式で算定される。

$$h \leq (1/m)(V_s / f_{max}) \quad (1)$$

なお、 $m$ は伝搬する波の周波数成分がフィルターされないようにするための波長の分割数である。式(1)を用いて要素の鉛直方向の大きさ $h$ を決定するには、 $f_{max}$ と $m$ の値が必要となる。

$f_{max}$ については、地震動に含まれる振動数成分のうち、解析対象構造物の安定性を検討する上で必要と考えられる最高振動数を何処に設定するかで決定される。

構造物のない地盤のみの検討であれば、数Hz程度まで考慮すれば十分である。しかし、構造物がある場合、構造物との相互作用を考慮する必要があるため、構造物の固有周期を包絡しなければならない。

$m$ については、モデルの中を上下方向に伝搬するせん断波に注目し、想定した周波数を持つ波動を正しく表現できるように波長の上下方向の分割数を決定する。この $m$ の値は、Lysmerら<sup>7)</sup>により一般的には4~12であると言われているが、このうちどの値を採用するかは $f_{max}$ との兼ね合いもあり、加速度、速度、変位、応力など応答値の何に着目するかによって変わってくる。すなわち、要素の鉛直方向の大きさは、対象とする構造物、着目する応答値の種類、地盤の特性及び地震波の周波数特性等により $f_{max}$ と $m$ を決め(1)式によって $h$ を求めることとなるが、 $f_{max}$ と $m$ についていくつかのケーススタディーを行い応答値の比較検討により決定するのが望ましい。また、水平方向の大きさは、本来水平方向の縦波速度に着目して決定されるものであるが、通常は鉛直方向の数倍程度がとられる。

メッシュの鉛直方向の大きさについて検討した結果を以下に示す。この検討では、地盤の質点分割数をパラメーターとして、応答特性、応答結果を比較した。CASE-1、CASE-2、CASE-3は、地盤を深さ方向にそれぞれ64、32、16の自由度の質点に分割して計算したものである。各ケースの $m$ の値はそれぞれ、 $m=16$ 、 $m=8$ 、 $m=4$ になる。

図-4.44に地表部の加速度伝達関数を示す。同図によれば、CASE-3では、10Hz以上の成分がほとんど表現されていないのに対し、CASE-1、CASE-2においては、両者の伝達関数に大差なく、ほぼ10Hz程度まで表現できるモデルとなっている。

次に、2種類の地震波を入力した場合の上記3つのモデルの応答結果を図-4.45に示す。ここで地震波Ⅰはエルセントロ波であり、地震波Ⅱはこれの時間を2倍に延ばしたものである。従って地震波ⅡはⅠに比べて、卓越周期が長周期側に移動したものとなっている。

図から以下のことがわかる。

- ① 変位、せん断応力については、質点の分割数がかわってもほぼ同じ最大値最大値分布となる。
- ② 加速度については、CASE-1、CASE-2の両者に大差はないが、CASE-3はこれらと相違が見られる、とくに地震波Ⅱに比べて、短周期である地震波Ⅱの場合に差が見られる。

以上のことより、要素の大きさは加速度については高周波成分の応答結果に及ぼす影響が強く、変位、せん断応力についてはこの影響が比較的小さいことが示される。従って、応答加速度を評価もしくは設計の対象にする場合は同じ目標周波数に対して $m$ の値を大き

く（5～6以上、要素を小さくする）、変位、せん断応力を評価もしくは設計の対象とする場合は、 $m$ はもう少し小さい値（4程度）でも良いと考えられる。

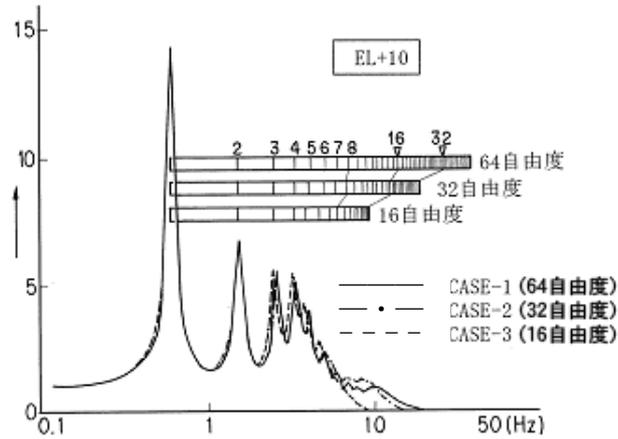


図-4.44 加速度伝達係数の比較

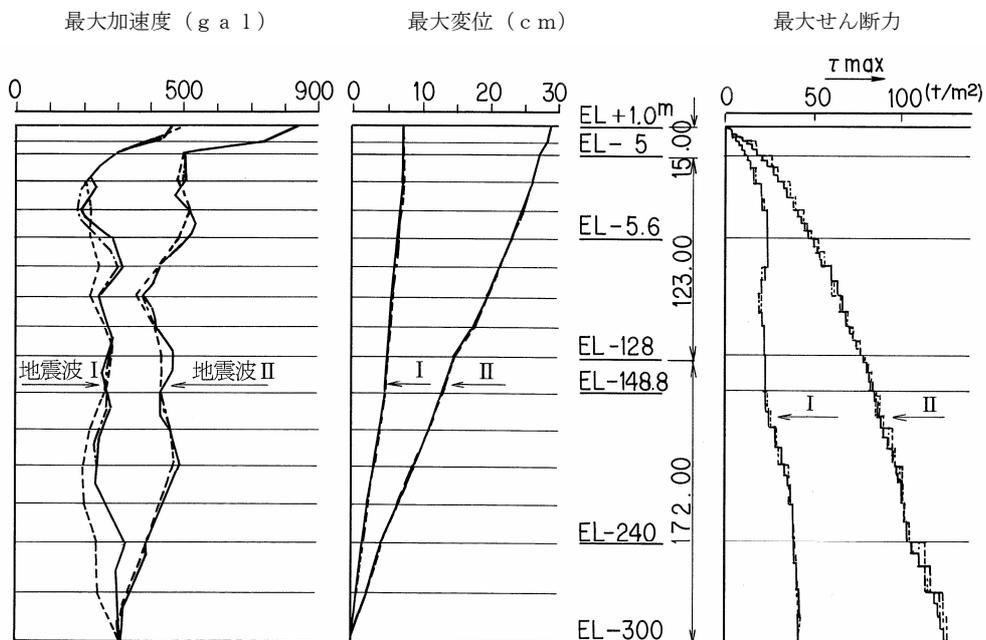


図-4.45 最大応答値分布の比較

#### 4.5.4 境界条件

##### 4.5.4.1 下方境界

成層地盤の地震時の挙動を把握するために、地盤をせん断型のバネー質点系にモデル化して解析する場合が多い。

しかしながら、上記した方法で通常仮定される基盤を剛体（モデル底面固定）とした解析モデルでは振動エネルギーの地下逸散分が考慮されないため、表層の応答値は、大き目の値が得られ、特に原子力発電所の耐震性検討は、基準地震動の加速度自体が大きいので、できるだけ、応答値の低減がはかれる合理的な方法の採用が必要となってくる。

このため、解析的な検討を行い、適切な下方境界入力地震波の設定方法について明らかにした。

表層の振動エネルギーの地下逸散を表現できる方法としては、次の2方法が考えられる。

- ① 一次元波動論にもとづくモデル
- ② バネー質点系の基盤面にダッシュポットを設置したモデル

①の方法によれば、地震動を入射波と反射波に分離して取り扱うことができる。従って、入力地震波を入射波とすることによって、上層の振動エネルギーの一部を基盤より下方へ逸散させることができる。

一方、②の方法は、基盤を剛体として取り扱っているが、基盤と上部の解析対象層との間にダッシュポットを導入することにより、①の方法を用いた結果と同様な結果を得ることができる。

「和泉」<sup>8)</sup>らによると、一次元波動論と等価なバネー質点系モデルは、表層と基盤の境界面に所定の大きさの粘性減衰係数Cを持つダッシュポットを付加すればよいとしている（表-4.4）。

具体的には、

- ① 上層の底部に付加するダッシュポットの係数Cを

$$C = \rho V' \text{ (単位面積あたり)}$$

ただし、 $\rho'$  : 単位体積質量

$V'$  : せん断波速度

とする。

- ② ダッシュポットの下に強制地震動として、 $y = 2 \times (\text{入射波} A')$  を与える。

以上、2つの条件を与え、バネー質点系モデルで解析することとしている。

この考え方に沿って、表-4.5に示す3つの地盤モデルを作成し、比較検討した。

解析の結果は、図-4.46に示すとおりで、最大応答加速度と最大ひずみ分布は3方法間で差はない。

成層地盤の地震応答解析を行う場合において、以上の結果より、一次元波動論による地下逸散減衰効果をバネー質点系モデルにとり入れようとする場合は次の方法が適切である。

- ① 下方境界条件を固定とする場合

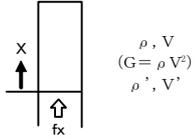
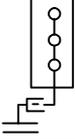
まず、SHAKEを用い、入力地震波の入射波（E波）成分をE波として基盤入力

し、基盤位置のE+F'波を求める。次に、求められたE+F'波をバネ一質点系モデルの固定基盤に入力する。

② 下方境界にダンパーを付ける場合

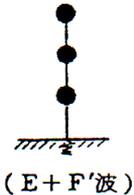
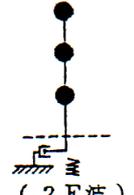
SHAKEを介さず、直接バネ一質点系モデルの基盤に入力地震波の入射波の2倍(2E波)を入力する。解析モデルには、ダンパーを介してこの地震波が入力されていることになる。

表-4.4 地下逸散の解析モデル

		(A)	(B)
モデルの模式図			
上層波動方程式		$G \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$ (u:絶対変位)	
上層の変位		$u = A e^{i\omega(1-\frac{x}{V})} + B e^{i\omega(1+\frac{x}{V})}$	
下層の変位 又は基盤動		$u' = A' e^{i\omega(1-\frac{x}{V'})} + B' e^{i\omega(1+\frac{x}{V'})}$ (第1項:入射波fx)	$y = y_0 e^{i\omega t}$ (y:強制基盤動)
境界面 での せん断力	上層	$\tau_x = 0 = G \frac{\partial u}{\partial x} \Big _{x=0}$	
	下層 又は 下部	$\tau_x = 0 = G' \frac{\partial u'}{\partial x} \Big _{x=0}$	$\tau_x = 0 = C \frac{\partial(u-y)}{\partial t} \Big _{x=0}$
	解	$\tau = -i\rho'V'\omega\{2A'-(A+B)\} \times e^{i\omega x}$ (注1)	$\tau = -iC\omega\{y_0-(A+B)\} \times e^{i\omega x}$ (注2)
両モデルが等価的になる条件		$y_0 = 2A', C = \rho'V'$	

(注1) ・せん断力のつり合い  $\tau_{上層} = \tau_{下層}$   
 $\therefore i\rho V\omega(A-B)e^{i\omega t} = i\rho'V'\omega(A'-B')e^{i\omega t} \therefore \rho V(A-B) = \rho'V'(A'-B')$   
 ・変位の連続  $u_{上層} = u_{下層} \therefore (A+B) = (A'+B')$   
 $\therefore B' = (A+B) - A', \tau = i\rho'V'\omega[A' - (A+B) + A']e^{i\omega t} = -i\rho'V'\omega\{2A' - (A+B)\}e^{i\omega t}$   
 (注2)  $\tau = c(Ai\omega e^{i\omega t} + Bi\omega e^{i\omega t} - y_0i\omega e^{i\omega t}) = -iC\omega\{y_0 - (A+B)\}e^{i\omega t}$

表-4.5 解析検討ケース一覧

検討ケース	使用プログラム	解析方法	入力加速度	モデル図
① 一次元波動論による方法	SHAKE	等価線形計算	八戸基盤 もどし波 (E波入力)	
② バネ-質点系置換モデルによる方法 (固定境界)	NUPP	線形計算 (①で求めた等価剛性等価減波定数を使用)	上記で求めた (E+F')波	
③ バネ-質点系モデルによる方法 (ダッシュポット境界)	"	"	八戸基盤 もどし波 (2E波)	

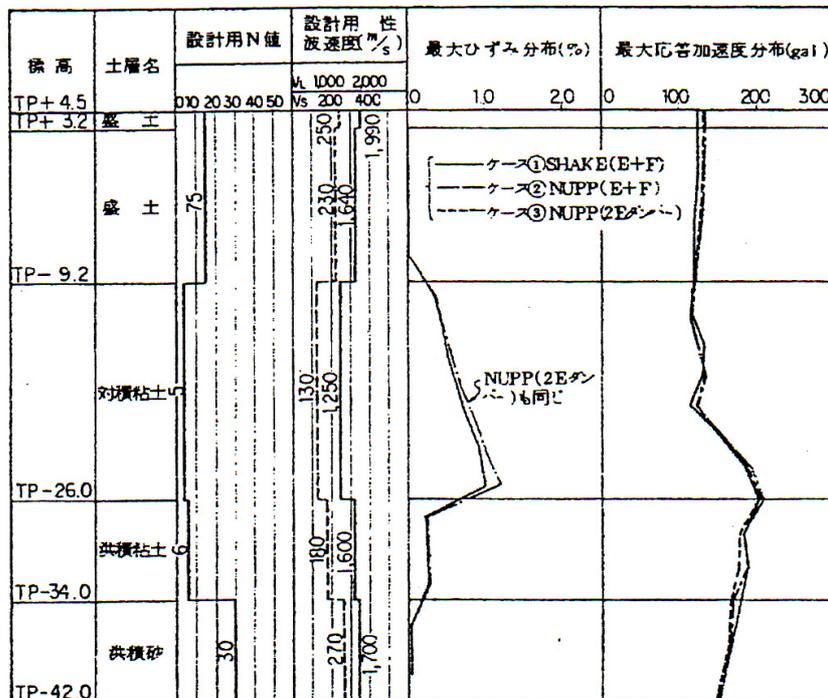


図-4.46 解析結果のまとめ

#### 4.5.4.2 側方境界

地盤の動的解析を行う場合、一般にはある限定した領域を設定して解析モデルを作成しなければならない。そして、そのモデル領域の周辺の境界条件は、解析目的や解析条件に合わせて適切に決める必要がある。

その境界条件は一般的には、

- ① 自由境界
- ② 固定境界
- ③ 鉛直ローラ境界
- ④ 水平ローラ境界
- ⑤ 無限境界（地盤が無限に水平に続くとした境界条件）

などがあげられる。

これらの中からどのような境界条件を選定するかは、実際の地盤の挙動をいかに適切に表現できるかによらなければならないが、この“適切さ”を証明することはなかなか困難である。

そこで解析領域をより広く取った時、注目している部分の応答結果が、選定した境界条件を用いた実際の解析モデルによる結果と比較して、良く一致していればその境界条件は適切であると考えた（図-4.47）。

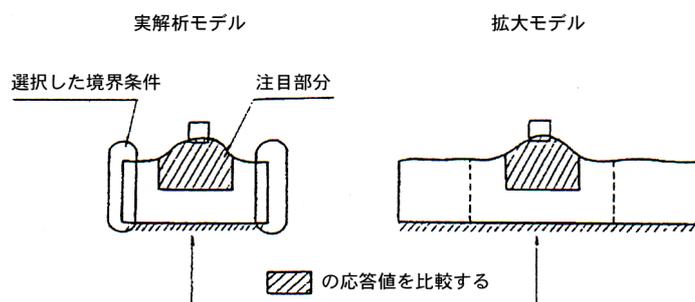


図-4.47 領域決定の概念図

静的有限要素法解析時に使用する解析モデルの側方境界条件が解析結果に与える影響を検討するため、表-4.6に示す6種類の境界条件に対して静的解析を行った。

##### (1) 検討対象地盤

地盤幅800m、高さ200mのモデルとした。水平震度が作用する時の側方境界として表-4.6に示す5ケースの条件を採用した。解析結果は、ケース1~5で使用した地盤幅の2倍に相当する地盤幅1600mの地盤モデルの結果と比較・検討した。

##### (2) 解析結果

各境界条件が応答に与える影響を検討するため、弱層や建屋周囲および建屋基礎レベル

位置等を選び、水平方向応力 ( $\sigma_x$ )、最大せん断応力 ( $\tau_{max}$ )、局所安全係数について比較を行った。

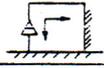
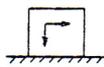
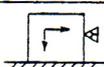
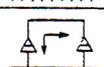
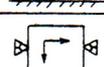
その結果を、図-4.48~51に示す。これらの図より次のことがわかる。

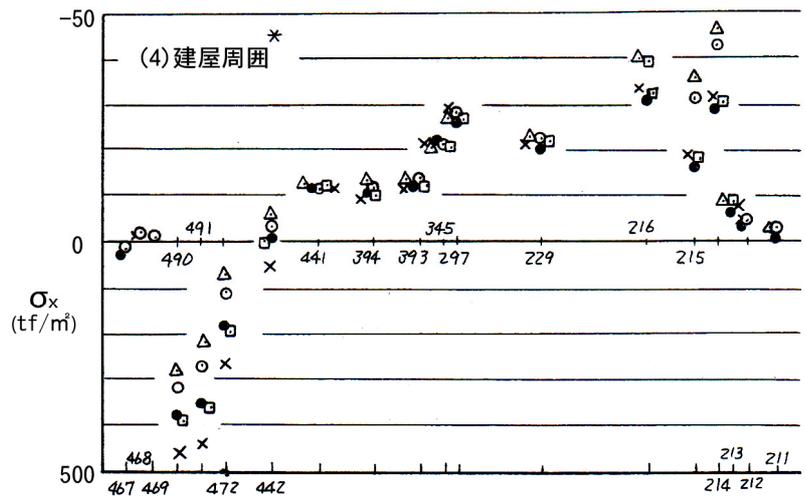
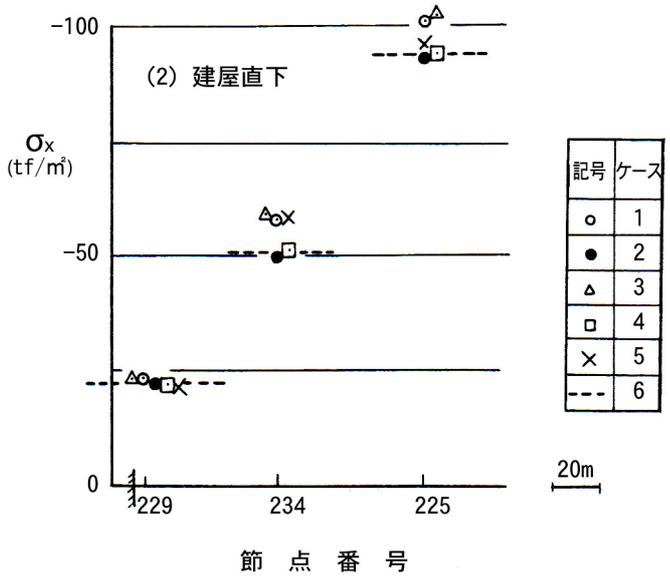
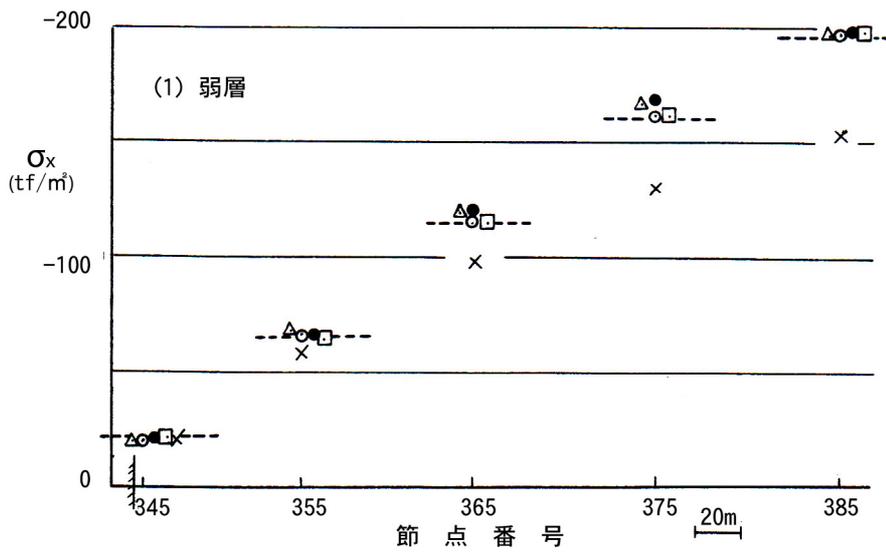
- ① 基礎地盤の安定性評価に特に重要となる建屋近傍や弱層の応答値は、いずれの側方境界条件を採用しても、同様の結果が得られている。
- ② 解析モデル全域で比較すると、解析モデルの側方境界付近では境界条件の違いの影響が水平方向の応答値（応力、ひずみ、変位）に現れている。したがって、局所安定係数にも同様の特性が認められる。なお地盤モデル幅を倍の1600mとした結果と比較した場合、同じ境界条件である水平ローラの結果は有意差なく、両端自由の場合も概ね良い一致を示している。

以上の結果から解析で使用する側方境界条件が応答に与える影響について次のような点が一般的な特性として指摘できる。

- ① 安定性評価の対象個所が解析モデルの中央付近であれば、どの側方境界条件を使用しても大差はない。
- ② 一般には、側方境界条件を水平ローラか自由条件として解析すれば、側方境界条件の影響が著しく評価結果に影響を与えることはない。

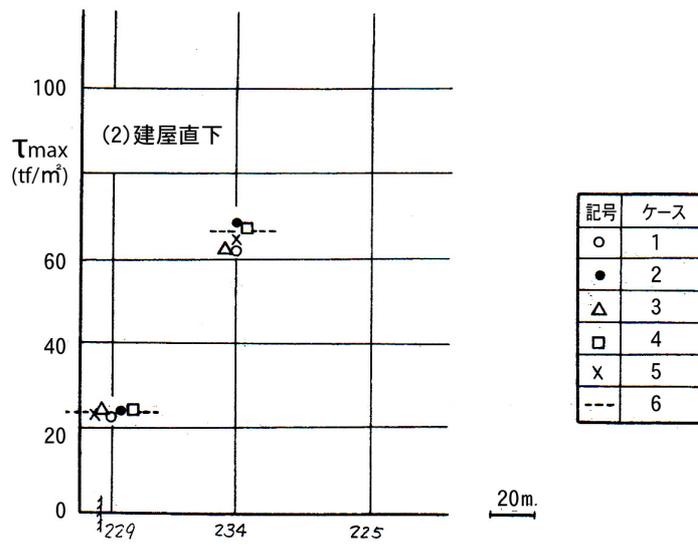
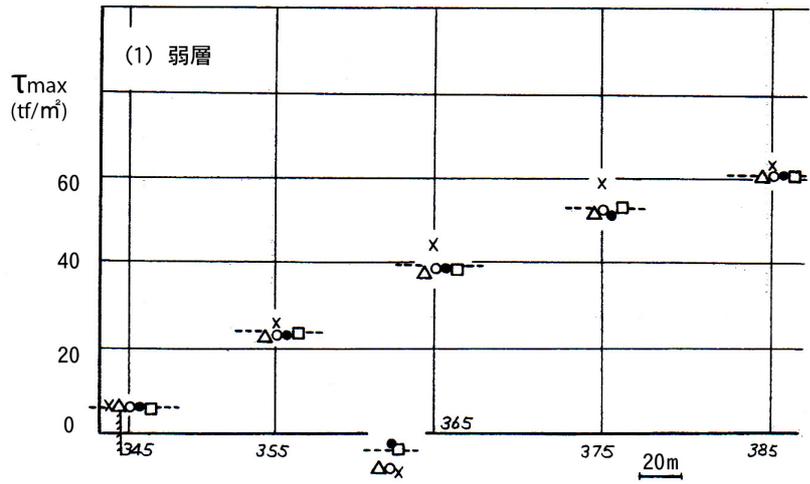
表-4.6 側方境界条件

ケース	地震力作用 方向側(R)	その反対側 (L)	備考
1	固定	水平ローラ	
2	自由	自由	
3	鉛直ローラ	自由	
4	水平ローラ	水平ローラ	
5	鉛直ローラ	鉛直ローラ	
6	水平ローラ	水平ローラ	



\*この図ではケース6の結果は表示していない。

図-4.48 水平方向応力 (σx) の比較



記号	ケース
○	1
●	2
△	3
□	4
x	5
---	6

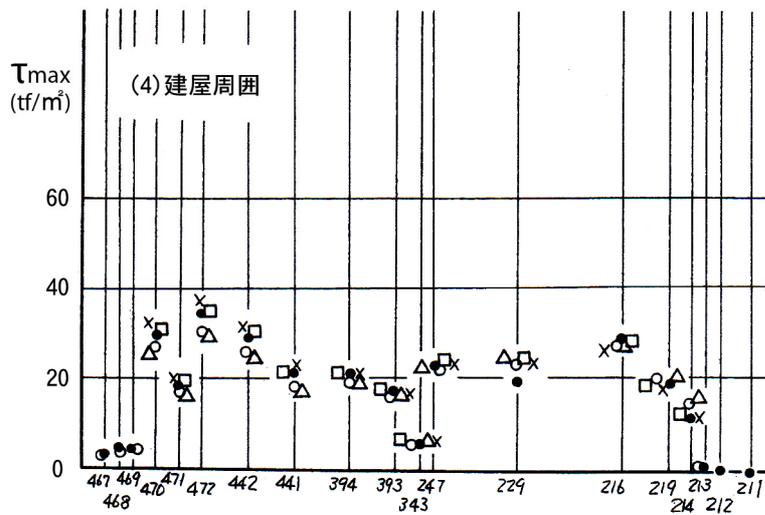


図-4.49 最大せん断応力 ( $\tau_{max}$ ) の比較

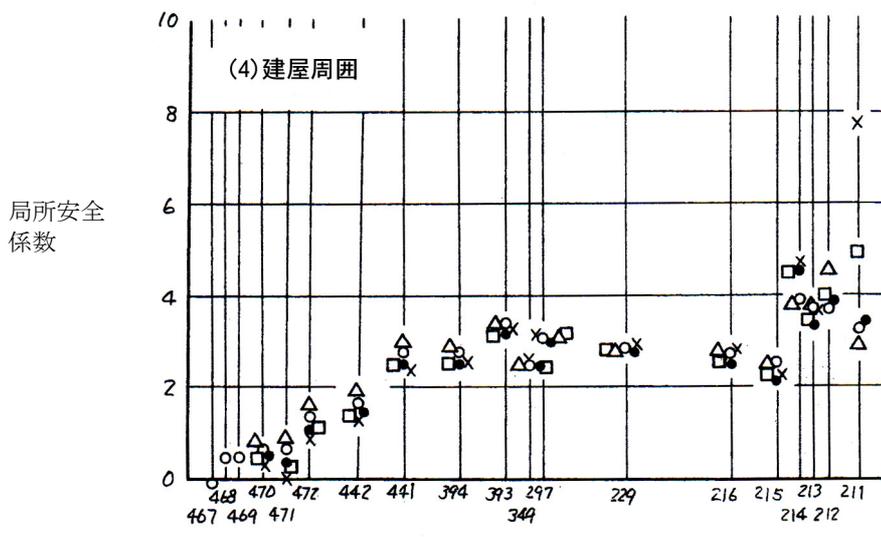
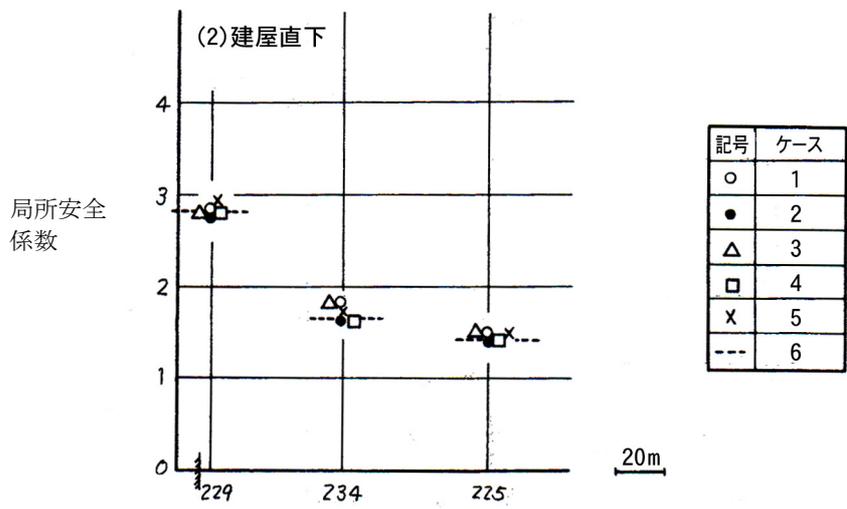


図-4.50 局所安全係数の比較(1)

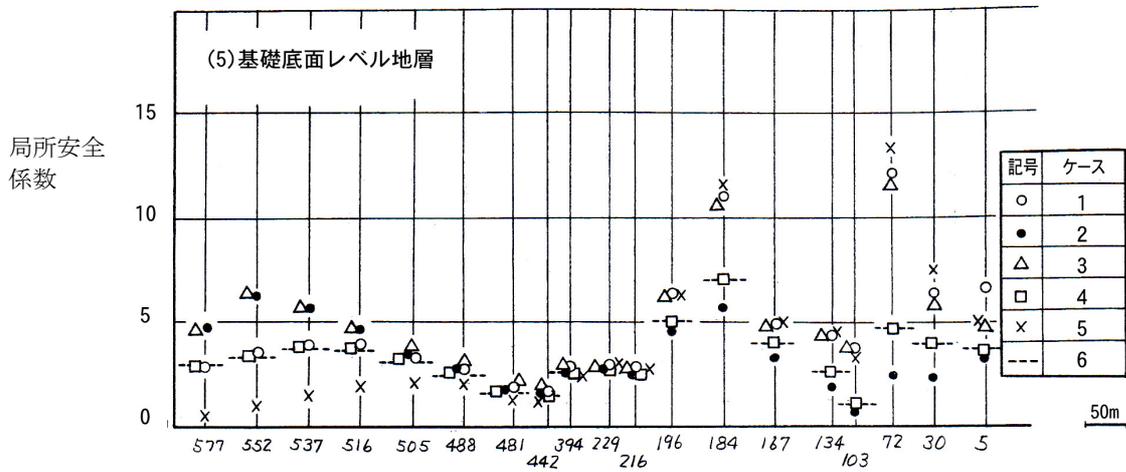


図-4.51 局所安全係数の比較(2)

静的解析における側方境界の影響は、サンプナンの定理にしたがうものと考えられ、幅方向にはモデル深さの1～1.5倍の限られた範囲に止まるが、動的解析においては、境界条件は単に応力分布への影響のみならず全体の振動特性へ影響を与えることが考えられる。

動的解析モデルの側方領域としては、検討の主目的である建屋周辺地盤への境界の影響を避ける目的で充分の広さをとることが多いが、さらに側方境界より外側の無限連続性の地盤を考慮し、図-4.52に示すように側方境界の外側にReguler zoneを付し、モデル境界との間をライスマー型ダンパーで結んだものも考えられる。

これは、FEMモデルの両端と同一の構成をした成層地盤を質点系モデルとして独立に解き、FEMモデルの両端の節点にはダンパーを介して外力が入力される方法である。

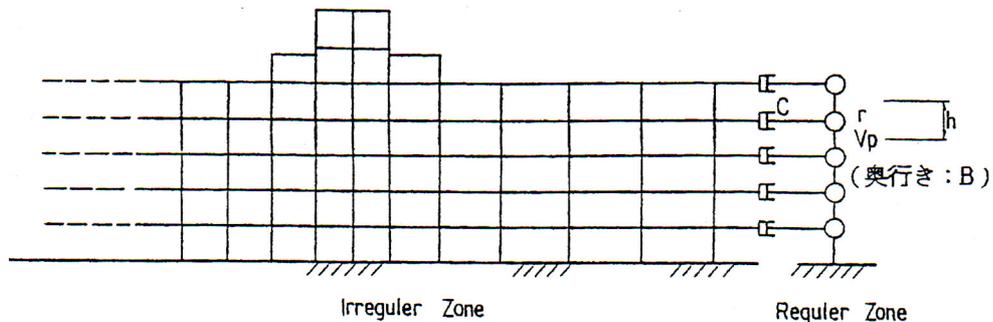


図-4.52 モデル側端の境界条件の設定

ライスマー型ダンパーの値は、以下に示す方法で求められる。

ライスマー型ダンパー

$$C=A \cdot \rho \cdot V_p \quad (\text{t} \cdot \text{sec}/\text{m})$$

ここに A：ダンパーの分担面積 (㎡)

$$A=h \cdot B$$

h：ダンパーの分担高 (m)

B：奥行き幅 (m)

$\rho$ ：土の単位体積重量 (t・sec<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>)

$$\rho = \frac{r}{g}$$

r：土の単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)

g：重力加速度 (m/sec<sup>2</sup>)

V<sub>p</sub>：土のP波速度 (m/sec)

なお、側方境界に付加したライスマー型ダンパーの過大なエネルギー吸収が応答結果に影響する可能性が懸念される。この境界条件の妥当性を示すために、自由境界条件を用いた場合との比較検討を実施した例があるが、最大応答値、応答のタイムヒストリー、応答スペクトル等の比較により、側方境界条件の違いによる影響は、側方境界の近傍には認められるが、検討の主対象である建屋周辺地盤についてはほとんどないものと結論づけられている。

#### 4.5.5 減衰機構の選定方法

##### 4.5.5.1 地盤の減衰定数について

原子力発電所の耐震検討として行われる動的解析において、減衰定数は応答の結果に直接影響を与える重要なファクターであり、これまでその評価及び設定方法について多くの研究がなされてきた。とくに原子炉建屋—地盤連成系としての減衰の評価に関しては多くの研究がなされ、既存施設の実験及び検討などから、減衰定数の値を含めてほぼ評価の方法が定まっている。しかし、地盤の安定性を中心に検討する場合の減衰については、減衰機構及び減衰定数の評価、設定方法にわたってデータも乏しい。原子炉建屋周辺地盤の安定性検討のための二次元 FEM 動的解析を実施するにあたって、減衰定数を設定することを目的として、いくつかの関連文献について考察を加え、それらを参考にして減衰定数の設定方法について述べるものである。

##### 4.5.5.2 減衰定数に関する文献

原子力発電所耐震設計における減衰の扱いについては、建物—地盤の相互作用としての連成ばね系についての研究が進められ、田治見<sup>9)</sup>の研究をはじめとする理論的研究により建物の振動エネルギーの地下逸散に関する振動アドミッタンス理論等が実用化されるととも

に、数多くの建物や原子炉建屋についての実験結果による検証が行われている。原子力発電所建屋に関しては、一部の原子力発電所で起振実験が行われ、それらの結果によれば建屋の減衰定数は大きな値を示し、それはエネルギーの地下逸散に負うところが大きいことを示している。

一方、広がりをもつ地盤とくに岩盤中における減衰については資料も乏しく、本検討での減衰定数の評価を行う上で有用な実測例に基づく資料は、浜岡発電所での実測例、福島発電所での実測例などごく少数しか見出せなかった。以下にこれらの実測例を中心に考察することとする。

#### 4.5.5.3 岩盤中の減衰について

武藤<sup>10) 11)</sup>らは、中部電力浜岡原子力発電所における伊豆大島近海地震(1978年1月14日)の観測記録について、岩盤中のGL-103m地点の記録、GL-185m地点の記録、建屋基礎部(GL-185m)の記録について、観測記録と一次元波動理論によるシミュレーション結果の比較検討を行い、地盤調査結果に基づく物性値を用い減衰定数として全層を一様に10%としたときに、観測記録とシミュレーション結果が良い一致を示したことを述べている。また武藤<sup>12)</sup>らは同じ地震観測記録について、二次元格子モデルによる建屋-地盤連成系のシミュレーション結果と観測記録の比較を行い、地盤の減衰定数を10%としたときに、観測記録とシミュレーション結果が良く一致することを示した。

田中<sup>13)</sup>らは東京電力福島第一原子力発電所1号機地点における宮城県沖地震(1978年6月12日)記録について、建屋-地盤連成系モデルによるシミュレーション結果と、観測記録との比較を行い、地盤調査結果に基づく物性値を用い地盤の減衰定数を10%としたときに建屋の観測記録とシミュレーション結果が良い一致を示したことを述べるとともに、地盤の減衰定数はその材料減衰よりかなり大きくなることを示唆している。

これら2地点の地盤の材料減衰はいずれも5%以下であり、上に述べたデータは地盤を振動モデルとして扱う際に、三次元効果等も含んだ逸散効果として、材料減衰に5%程度の減衰の付加が可能であることを示唆するものと考えられる。

#### 4.5.5.4 原子炉建屋の起振実験による減衰について

建物や地盤上の基礎の強制振動実験いわゆる起振実験は数多く行われており、またいくつかの原子力発電所建屋の起振実験結果も公表されているが、これらはいずれも建屋等の振動エネルギーの地下逸散が大きいことを示している。

東海第二発電所建屋の起振実験結果から加藤<sup>14)</sup>らは、一次固有周期2.7Hzに対する減衰定数は12~26%となり、田治見の式による推定値約20%との比較から逸散減衰がかなり大きいことを示した。

Newmarkらは岩盤上の原子炉建屋のロッキング振動については岩質に応じて減衰が異なり、 $V_s > 1800\text{m/s}$ で2~5%、 $V_s \leq 600\text{m/s}$ で5~7%、 $V_s < 600\text{m/s}$ で7~10%の減衰定数として良いとしている。

以上に原子炉建屋の起振実験からの減衰定数の値についてふれたが、これはいずれもロッキングなど建屋の主要な振動エネルギーの地下逸散効果を示すものであり、地盤全体に付加すべき減衰定数の決定方法に直結するものではないものの、かなり大きな逸散減衰が存在することを窺わせるものといえる。

岩盤中の減衰及び建屋の逸散減衰について既往の資料をもとに考察を行ったが、これらのことから地盤の減衰定数の評価決定に際し、材料固有の減衰のほかに、三次元的な逸散効果などを考慮した減衰の付加（いわゆる上のせ）が可能と考えられる。

#### 4.5.5.5 地盤の動的解析に使用される減衰機構とその比較

一般に動的解析における減衰の考え方については種々のものがあり、対象構造物や解析目的により様々に使用されている。地盤の動的解析においても例外ではなく各種の減衰機構が用いられているが、それぞれに一長一短があり、必ずしも決定的に正しいというものはない。しかし、地盤の一般的特性として、減衰は周波数に依存せずほぼ一定でいわゆる履歴型の減衰であることが言われている。

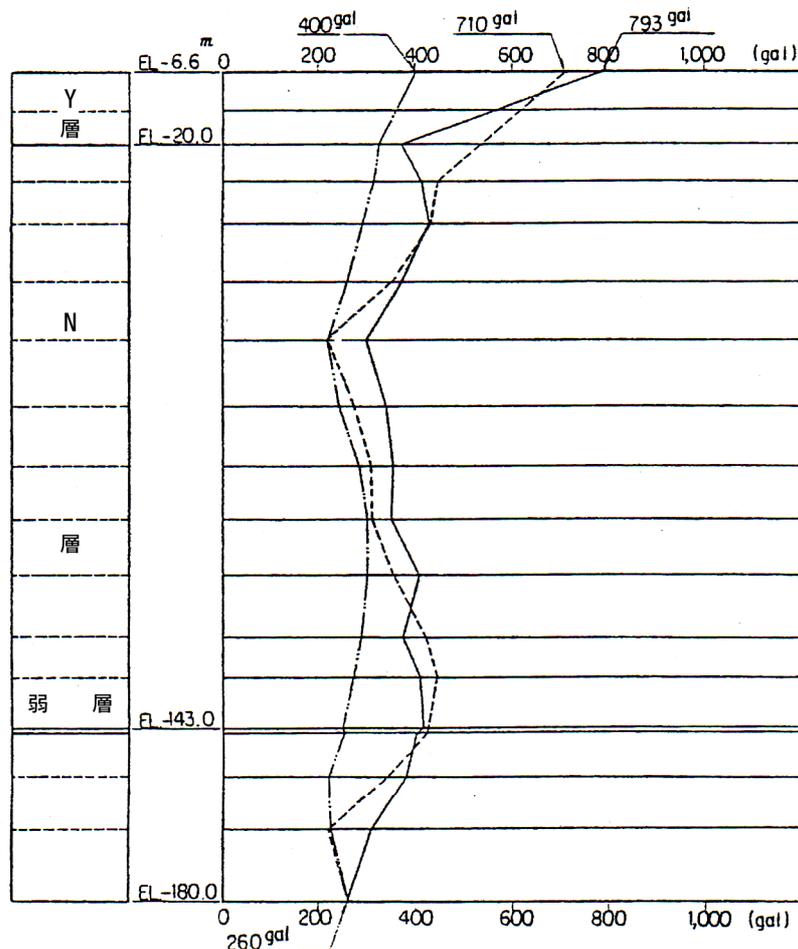
地盤の動的解析を行う場合、減衰定数の大きく異なる地層をモデルに取り込まなければならぬケース、原子力発電所建屋など建築物との連成モデルとなるケース等、各種の材料、構造からなる複雑な構造体の解析となり、材料別に異なる減衰定数を考慮する必要がある。

そこで、ここでは減衰定数が各部材別に設定できる減衰機構のうち、減衰力が周波数に比例する各部別内部粘性減衰と減衰力が周波数に依存しない歪エネルギー比例減衰について比較検討した。

検討の結果から、

- ① 最大応答加速度については、内部粘性型の応答値が歪エネルギー比例型のそれに比べてかなり小さい。
- ② 最大応答変位については、2つの減衰機構による応答値の差は比較的小さい。

の2つが示される（図-4.53）。



ケース	記号	減衰機構
1・1	——	複素剛性による履歴減衰
1・2	- - - -	歪エネルギー比例型減衰
1・3	- · - ·	内部粘性型減衰

図-4.53 一次元モデル（成層地盤）での減衰機構と応答加速度

これは、内部粘性型の減衰が周波数に比例するので、高周波数域の応答が歪エネルギー比例型に比べて減衰されるためと考えられる。従って、高周波数成分の影響の強い加速度は、両者の差が顕著となるが、低次の成分が支配的な変位は、あまり変わらなくなる。

地盤を含む原子力発電所諸施設の動的解析などの場合、各部材別の減衰定数を考慮する方法として、直接積分による内部粘性型減衰（小規模の場合複素固有値によるモーダルアナリシスも可能）を用いる方法、複素剛性による履歴減衰を用いる方法、歪エネルギー比例型減衰を用いる方法等がある。このうち、内部粘性減衰の場合は、上記の検討結果に見るように高周波領域で過減衰となる傾向を持っている。一方、SHAKE等で用いられて

いる複素剛性による履歴型減衰によれば、周波数に依存しない減衰特性を得ることができる。

また、歪エネルギー比例型減衰の場合にも、分解した各次ごとの減衰定数を設定するに当たり、各次の変形モードによって各部材ごとに蓄えられる歪エネルギーに応じて重みづけした減衰定数を設定することによって、ほぼ複素剛性による減衰特性と同様な結果が得られる。

従って、現時点においては、地盤の動的解析を行うには周波数に依存することなく、一次元波動論の動的解析（SHAKE）の結果とも比較的よく一致する歪エネルギー比例型減衰を用いるのが望ましいと思われる。特に、建屋の応答に注目し、その値を設計に利用する場合には、内部粘性型減衰を用いると高周波数成分において減衰を過大に評価することになり、危険側の設計となる。

## 参考文献

- 1) 岩崎、龍岡、川島、森本、“土の非線形性が地盤の地震応答に及ぼす影響に関する解析的検討”、土木技術資料、第22巻 第3号、昭和55年3月
- 2) 「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)土木学会原子力土木委員会 昭和60年8月
- 3) 発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針、原子力安全委員会、昭和56年7月
- 4) NSF、UNESCO、ASCE、EERI、SSA、UCEER、“Proceedings of the second International Conference on Microzonation V-III、Nov.~Dec.1978
- 5) 伊部幸美 “原子力発電所の耐震設計に関する安全審査の方向”、I S Uセミナー、S 55.3.19
- 6) 重要構造物基礎地盤の安定性評価における解析条件の設定方法について、寺田賢二、第37回岩盤力学シンポジウム、土木学会、2008.1
- 7) Lysmar, Udaka, Tsai, Seed : Flush-A Computer Program For Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, EERC, 75-30, 1975
- 8) 和泉正哲他、“成層地盤の地震応答解析—質点系モデルと加速度入射波を用いた計算例”—日本建築学会学術講演集、昭和47年10月
- 9) 田治見 宏、「耐震理論に関する基礎的研究」、東京大学生産技術研究所報告、昭34年
- 10) 武藤、水野、杉山、「原子力発電所における観測地震のシミュレーション解析（その1）地盤系の解析」日本建築学会大会、学術講演会梗概集、昭和55年9月
- 11) 「同上（その2）建屋系の解析」
- 12) 「同上（その3）建屋地盤連成系の解析」
- 13) H.Tanaka、M.nakahara、“Investigation of Soil-Building Interaction Behavior of a BWR Plant During Miyagi-Oki earthquake of 1978”、7<sup>th</sup> Wcee sept.1980
- 14) Hirashima、Kato、Ueshima、“Earthquake Observation and analysis of a Nuclear Power Plant”、7<sup>th</sup> WCEE、Sept.1980

## 第5章 弱層を含む地盤の安定性評価

### 5.1 弱層の分布形態

#### 5.1.1 弱層の分布状態

弱層を含む地盤において、調査坑を掘削し、その分布形態を調査した結果を基に弱層の分布形態について述べる。この坑道は、弱層の傾斜方向に沿って掘進され、弱層のうねり形状、厚さ、弱層を構成する粘土、破碎部の状態が調査されている。

調査坑で得られた弱層の調査結果から、水平距離20cm毎に弱層上端、下端の座標を読取った。このときの規準線は弱層の始点と終点を結ぶ直線とした（図-5.1、図-5.2）。ここに示した弱層形状データは、規準線の水平となす角度 $\beta$ は、北側壁で $11.6^\circ$  南側壁で $12.0^\circ$ であった。

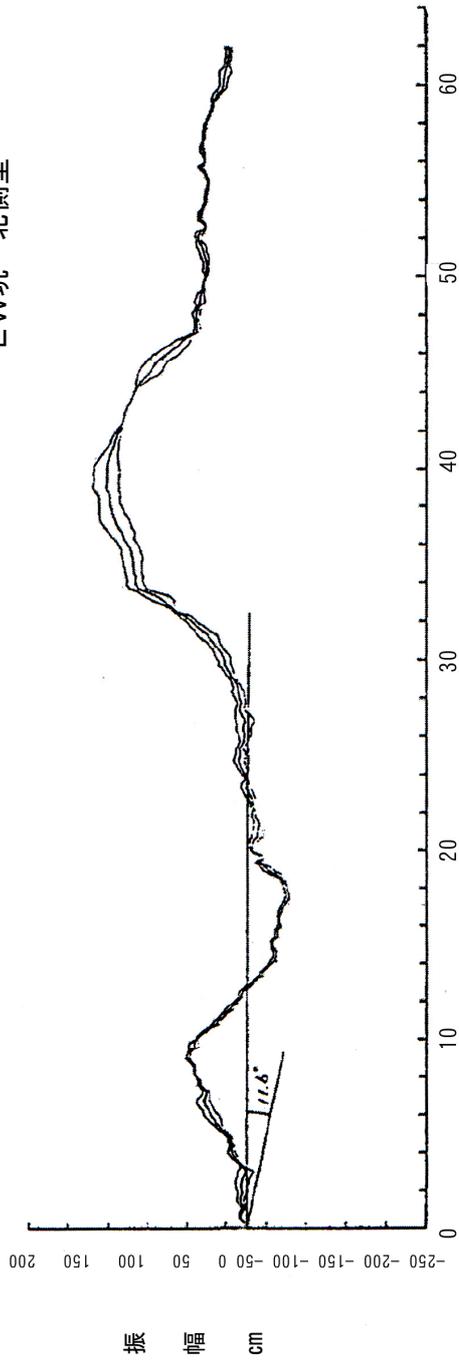
#### 5.1.2 弱層の分布形状のフーリエ分析

さきに求めた弱層形状データより、弱層の中心線を弱層の形状としてその卓越正弦波成分を求めるフーリエ解析を行った。

表-5.1に卓越成分波のうち波長の長いもの10波を波形勾配の順に示した。この結果に見られるように、弱層は波長14~50mの卓越正弦波形を含み、それらの振幅は0.11~0.57mであった。

また最大波形勾配は北側壁で1/65（波長34.5m、振幅0.52m）、南側壁で1/69（波長34.5m、振幅0.49m）であった。

EW坑 北側壁



EW坑 南側壁

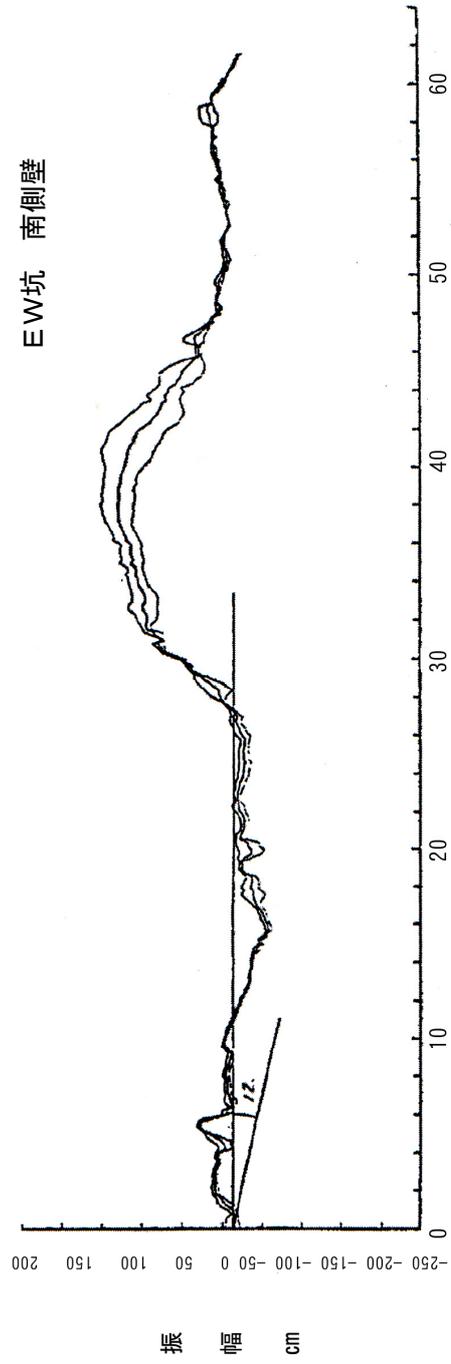


図-5.1 弱層の分布形状

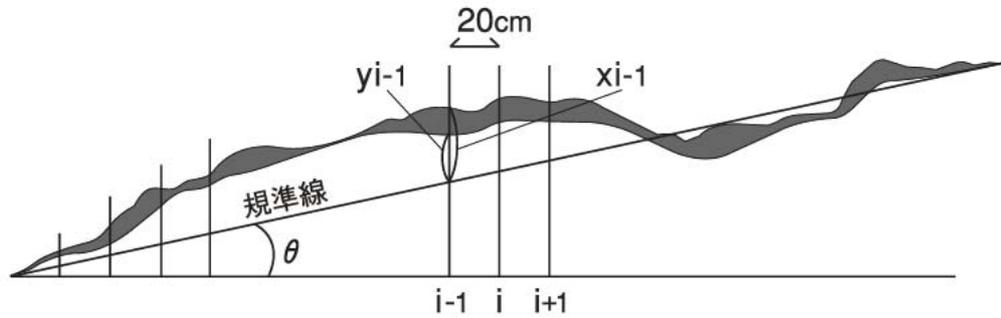


図-5.2 弱層の分布形態

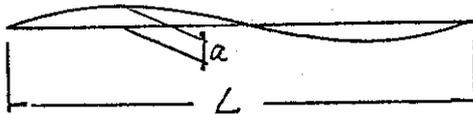
表-5.1 弱層フーリエ分析により求めた卓越成分波

1) E-W調査坑 北側壁

波長 L (m)	片振幅 a (m)	波形勾配 a/L
34.5	0.52	1/65
14.7	0.21	1/70
50.0	0.66	1/77
16.9	0.21	1/80
25.6	0.31	1/82
11.4	0.12	1/94
12.8	0.11	1/118
100.0	0.62	1/165
20.4	0.07	1/297
10.2	0.02	1/656

2) E-W調査坑 南側壁

波長 L (m)	片振幅 a (m)	波形勾配 a/L
34.5	0.49	1/69
50.0	0.57	1/90
25.6	0.28	1/90
16.9	0.11	1/156
20.4	0.13	1/162
11.4	0.07	1/172
12.8	0.06	1/202
100.0	0.46	1/222
10.2	0.04	1/268
14.7	0.04	1/351



波形勾配； a/L

## 5.2 弱層の試験法に関する検討

### 5.2.1 弱層部の試験

断層・破碎帯等の弱層部の強度変形特性に関しては、試験方法として、原位置試験及び室内試験がある。以下に原位置試験の試験方法とその結果を示す。

断層等の弱層部は、その構成材料が、粘土や岩片状になった材料から構成されること、分布形態としてうねりが観察されることなどから、これらの効果が試験結果に反映されうる原位置試験が行われることがある。しかし、粘土部分は、乾湿の影響を受けやすいこと、**図-5.3**、**図-5.4**に示す様に試験装置が大規模となり、弱層部の状態を新鮮に保ったままの試験が難しいことなどの課題がある。地盤の安定性解析の目的に応じて、室内試験も含めてどのような物性を用いてどのようにモデル化していくかを考慮して試験方法を決定すべきである。

低角度断層の原位置せん断試験結果を**図-5.5**に示す。強度には $\phi$ 成分が見られるが、強度自体は小さい値となっている。この試験体に含まれる程度の大きさのうねりの効果は試験結果に含まれるが、前述のように弱層の分布形状が有するもっと大きなスケールのうねりの効果はこの試験結果に含まれない。

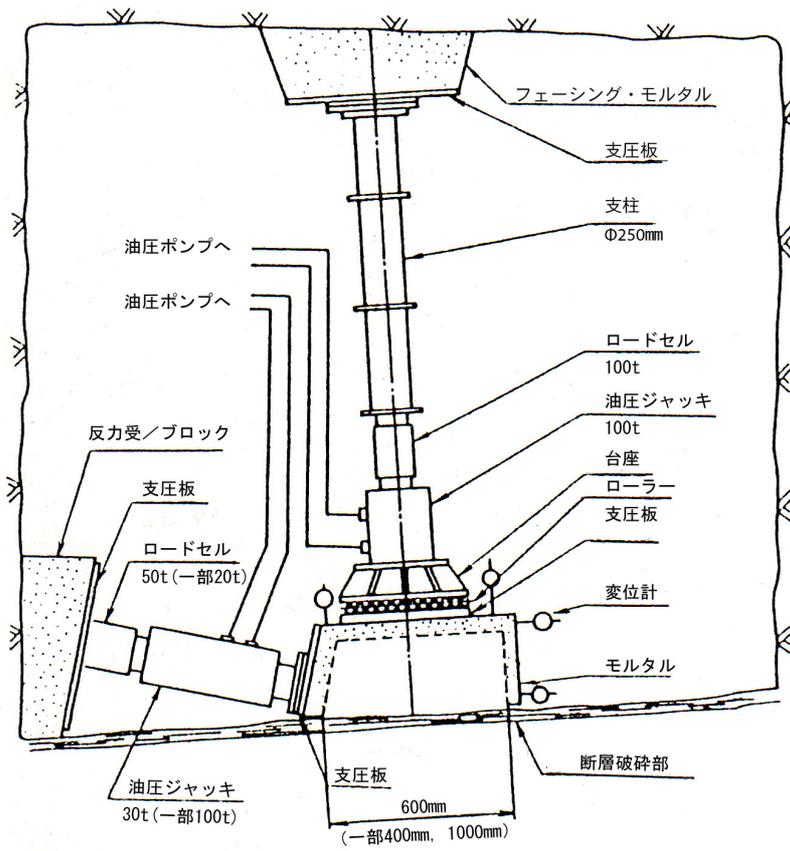


図-5.3 低角度断層破碎部の岩盤せん断試験説明図

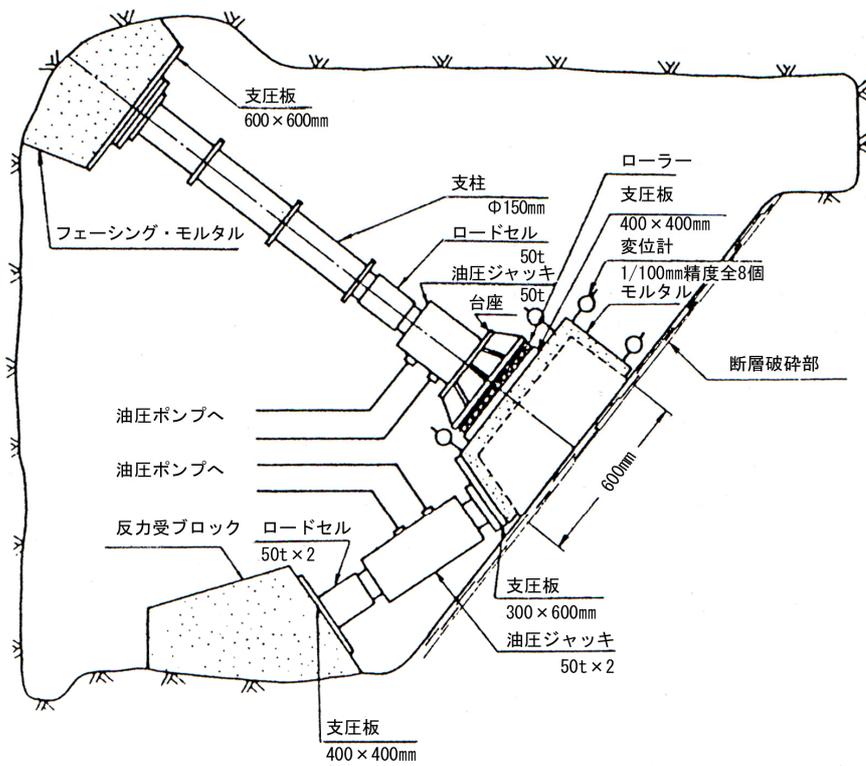


図-5.4 高角度断層破碎部の岩盤せん断試験説明図

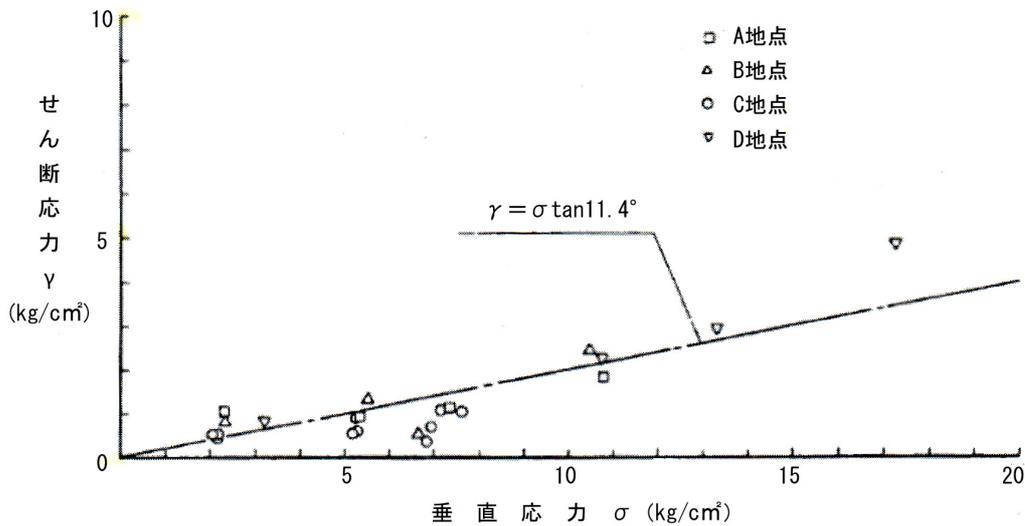


図-5.5 低角度断層破碎部の岩盤せん断強度及び破壊包絡線

## 5.2.2 弱層のモデル化

静的、動的を問わず岩盤の解析を行うに当り、岩盤内に断層やジョイント等の弱層がある場合、この層は周辺の岩盤と著しく形状や剛性、強度が異なるため解析においてどのようにモデル化するかを検討を要する。どのようなモデル化を行うのが適当かは、何を目的に解析を行うかによって決まるものであり弱層そのものの挙動を詳細に解析しなければならない場合は、剛性の低下、剥離、大変形等に対する検討が求められるケースも考えられる。

しかし、動的解析の場合、等価線形化法以外の非線形性を考慮した解析は一般に単純なモデルを除き非常に困難な場合が多く、できたとしても多大な計算時間を必要とする。従って、ジョイント自体の非線形挙動を詳細に検討する場合は、静的に検討を行う事が多く、動的には岩盤の全体的な挙動や安定性の目安を得ることを目的に、できるだけ単純なモデルで検討を行う事が望ましい。

ここでは、厚さ10cm程度の薄い弱層が岩盤内に存在する場合の動的解析による岩盤全体の安定性評価の例を基に、弱層の解析モデル化について検討した。

弱層を含んだ岩盤の二次元動的FEM解析において、弱層をモデル化するには大別して次の2つの方法が考えられる。

- ① 周辺の地層と同様に連続体として、四角形あるいは三角形要素で表現する。
- ② 弱層を不連続面とみなし、バネ、ジョイント要素等でモデル化する。

①のモデル化は、弱層の厚さが極端に薄い場合、他の要素の大きさとの関係よりきわめて細長い要素形状となり、解析精度が悪くなることが考えられる。

それに対して②のモデル化は、要素として薄いという特徴を取り入れて精度良く解析しようとする方法であり最も簡単で明瞭なものとしては、弱層上下の節点間を層方向および

層直角方法それぞれ独立にバネで結ぶ方法がある。(図-5.6参照)

その他、二次元的広がりを持つ要素としてのモデルである、Goodmanらによるジョイント要素などがある。(図-5.7参照)

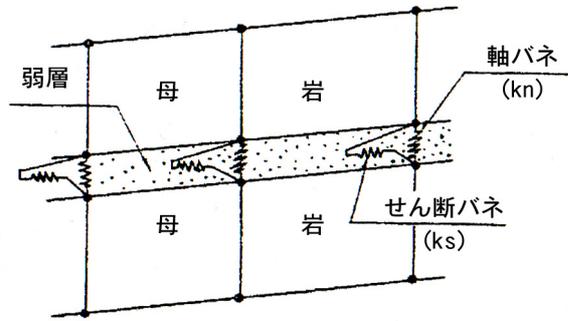


図-5.6 バネ要素による弱層のモデル化

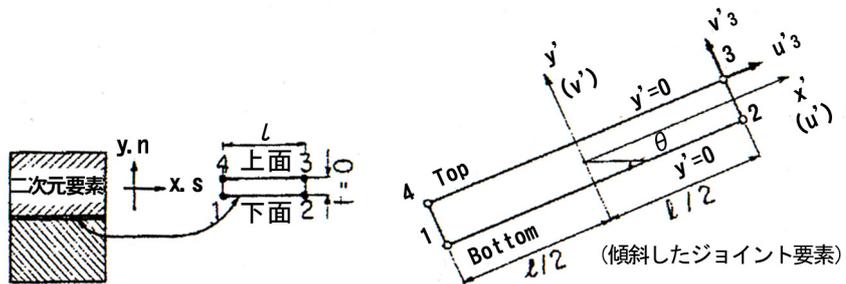


図-5.7 ジョイント要素

### 5.3 弱層のうねり効果を考慮した強度の推定方法

#### 5.3.1 検討の流れ

原子力発電所の設置地点の軟岩地盤には、層理面に沿って分布し、弱層を有する場合がある。このような弱層の形態は必ずしも平坦な面として存在するのではなく、大小のうねりを有している場合が多い。

このうねりが弱層の厚さに比べて大きい波高を有している場合には、弱層部分の強度・変形特性は弱層自体のもつ特性だけでなく、弱層上下の母岩のかみ合い効果が影響することが知られている。

このような弱層の幾何学形態が、強度・変形特性に及ぼす効果を明らかにする手法を確立することは、弱層を有する地盤の安定性を評価する上で必要であると考えられる。本研究は、うねりを有する弱層の強度・変形特性を数値解析手法により定量的に評価することの妥当性について検討することを目的とした。検討の流れは、まず、予備検討として、うねりの評価方法、要素サイズ、境界条件、うねりの波数について検討し、次に、模型せん断実験を行い、解析モデルの検証を行った。

- (1) 予備検討：うねり効果の検討に先立ち、うねり効果の評価方法に対する概略検討を行い、次いで要素サイズ、境界条件、うねりの波数等の解析条件決定のための検討を行った。
- (2) うねりモデル室内せん断実験：弱層が平坦な場合とうねりを有する場合について、弱層の形態を模擬した模型を製作し、せん断実験を行い、その結果を比較検討することによりうねりの存在が弱層の強度・変形特性に及ぼす影響を検討した。
- (3) シミュレーション解析：うねりモデル室内せん断実験について、実験の諸条件に基づくシミュレーション解析を行い、岩盤中の不連続面のうねり効果について数値解析による評価手法の検討を行った。

#### 5.3.2 予備検討内容

予備検討の内容は、以下のとおりである

予備検討は、うねりを持つ弱層を挟在する地盤に地震力のような外力が作用した場合を想定し、このようなせん断状態を数値解析的にシミュレーションすることにより、弱層のうねり形態が強度・変形特性に及ぼす効果を数値解析的に評価可能であるかどうかを明らかにするために実施したものである。

数値解析手法は2次元材料非線形FEM解析によることとし、解析モデルとしては、 5.8に示すうねりを持つ弱層を挟在する軟岩のブロックモデルを用いた。

モデルの要素分割は 5.9に示すとおりで、母岩部を四角形要素で表現し、弱層部をジョイント要素で表現したものである。

また、せん断面付近は応力集中を考慮して細かい分割とした。

境界条件については、実際のせん断実験状態を考慮し、鉛直荷重載荷時と、水平荷重載荷時とに分けて設定した。

鉛直荷重載荷時 下方については固定境界、側方については鉛直ローラーとした。

水平荷重載荷時 右下側方、下方は固定とする。

鉛直荷重については1ステップで所定の設定値（2 kg/cm<sup>2</sup>、10 kg/cm<sup>2</sup>、20 kg/cm<sup>2</sup>）まで 載荷した計算を実施した。また水平荷重については、所定の鉛直荷重を載荷した後、平均せん断応力増分が  $\tau = 0.2 \text{ kg/cm}^2$  となるように載荷することとした。

解析ケースは、うねり形態が弱層の強度におよぼす影響を一般的に用いられているモーメント-回転の破壊包絡線の形式（C、 $\phi$ ）で評価することを目的に3種類の鉛直荷重について的一面せん断実験のシミュレーション解析を実施した。鉛直荷重は表-5.2の通りとした。

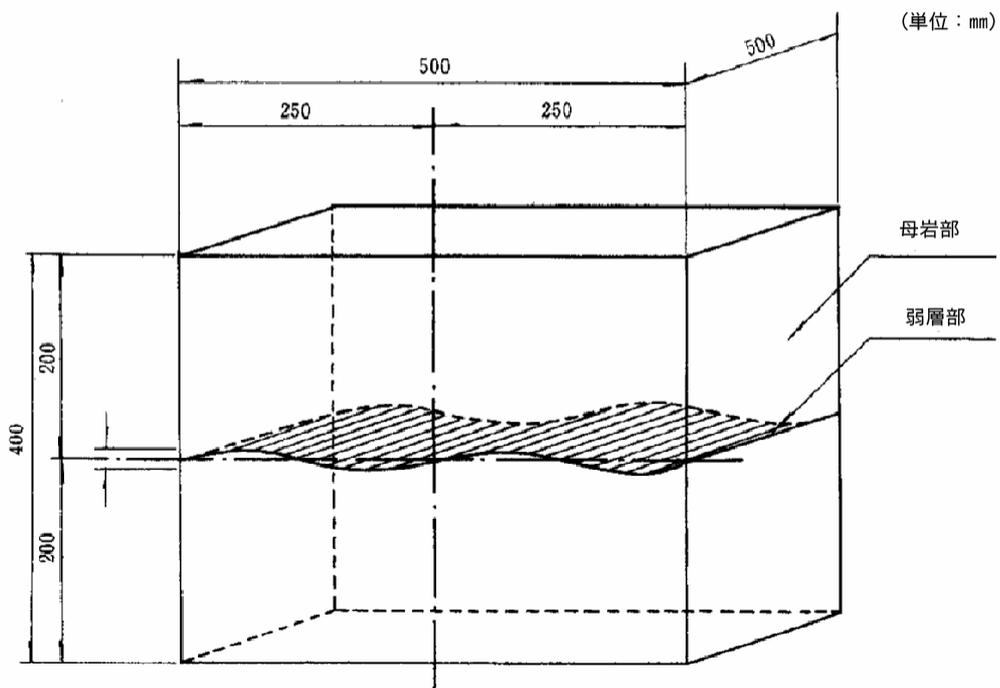


図-5.8 解析モデル

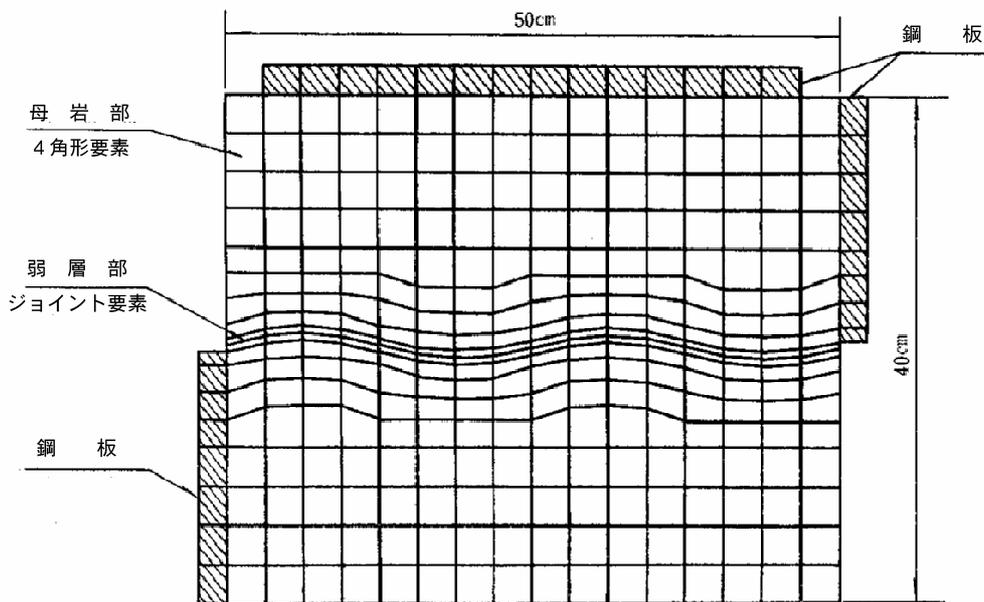


図-5.9 要素分割

表-5.2 解析ケース

ケース番号	鉛直荷重 (kg/cm <sup>2</sup> )
Case1.	2.
Case2.	10.
Case3.	20.

解析により得られた平均せん断応力  $\tau$  ~ 水平変位  $\delta$  の関係を 図-5.10 に、平均破壊せん断応力  $\tau$  ~ 鉛直応力  $\sigma_n$  の関係を 図-5.11 に示す。

本解析では弱層の強度を0としているので、 図-5.11 に認められる鉛直応力の増加に伴う平均破壊せん断応力の増加は、弱層のうねり形状に起因すると思われる。さらにこのうねり効果を強度増加の観点より見ると、一般の岩の強度表現と同様に粘着力  $C$  と内部摩擦角  $\phi$  によって表現できることがわかった。またこの効果を、応力~ひずみ関係より見ると、 図-5.10 のように一般の岩の性質とよく似ている。

これらの結果から、母岩中に挟在する弱層のうねり形態による効果は、強度・変形特性共にこの解析の手法を用いて評価できることが確認された。

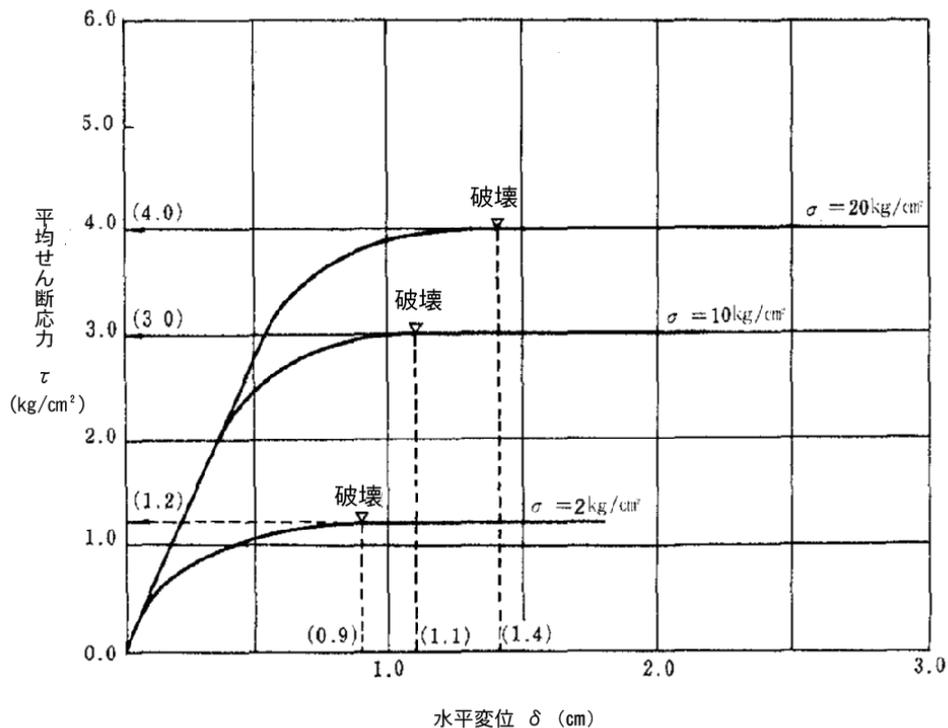


図-5.10 水平変位と平均せん断応力の関係

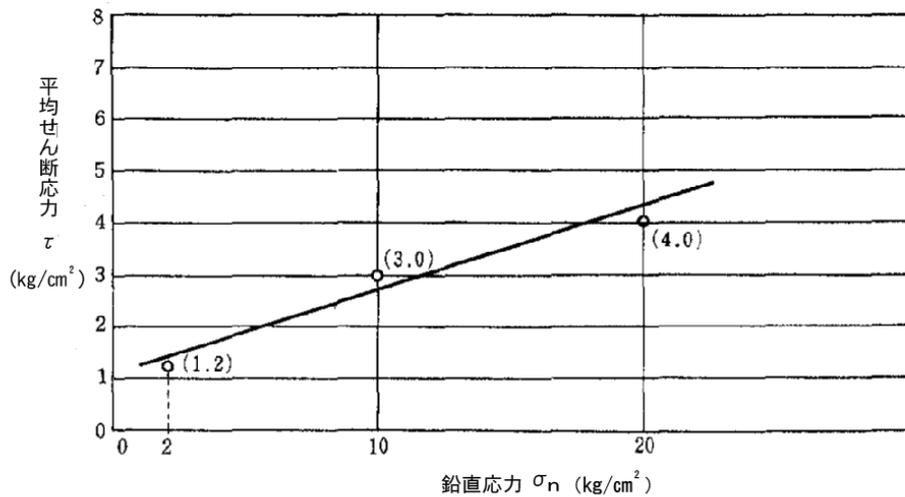


図-5.11 鉛直応力と平均破壊せん断強度の関係

上記の検討の結果、母岩中に挟在する弱層のうねり形態が弱層の強度・変形特性に及ぼす影響を数値解析的にシミュレーションすることが可能であることが明らかになったので、この検討では詳細な解析に入る前に、有限要素法を用いるにあたり解析結果に影響を及ぼす以下の項目について検討を実施した。

- (a) 下部境界条件についての検討
- (b) 要素サイズについての検討
- (c) モデル化するうねりの波数についての検討

境界条件については、鉛直荷重載荷時と水平荷重載荷時を分けて設定した。

鉛直荷重載荷時は上下方向の変位が自由で、側方への変位を拘束する鉛直ローラーを用いた。

水平荷重載荷時は右下側方境界は固定条件とし、下方境界については実験時供試体の下方が移動することも考えられるため、水平ローラーと固定の2つの境界条件を設定することとした。

鉛直荷重については、1ステップで所定の設定値 ( $\sigma_n = 10 \text{ kg/cm}^2$ ) まで載荷した計算を実施した。

水平荷重については、所定の鉛直荷重を載荷したのち、水平荷重増分として弱層に発生する平均せん断応力増分が  $\Delta\tau = 0.2 \text{ kg/cm}^2$  となるステップで載荷することとした。

要素分割の細粗の影響を知ることを目的とするため3種類の異なる分割とした。要素分割図を図-5.12、図-5.13及び図-5.14に示す。母岩部を四角形要素、弱層部をジョイント要素として表現した。

- i 粗分割モデル・・・これは図-5.12に示すごとく母岩部を縦方向18分割、横方向16分割したもので、母岩部の四角形要素数288、弱層部のジョイント要素数16、総要素数304のモデルである。

- ii 細分割モデル・・・・・・・・これは図-5.13に示すごとく母岩部を縦方向30分割、横方向32分割したもので、母岩部の四角形要素数960、弱層部のジョイント要素数32、総要素数992のモデルであり、このモデルは粗分割モデルを縦方向、横方向共にほぼ2倍程度細かくしたものに相当する。
- iii 極細分割モデル・・・・・・・・これは図-5.14に示すごとく母岩部を、縦方向に30分割、横方向に64分割したもので、母岩部の四角形要素数1920、弱層部のジョイント要素数64、総要素数1984のモデルであり、このモデルは細分割モデルの横方向を、さらに2倍細かくしたものである。

うねり効果を数値解析で評価する場合、対象とする母岩中に存在するうねりの波数によりその挙動が異なるかどうかを調べる目的で、1波考慮したモデルと2波考慮したモデルを設定した。

なお両モデルの弱層のうねり形態としては、うねりの波形勾配（うねりの波長と片振幅の比）が1/25に設定した。これにより1波考慮したモデルの弱層のうねりの片振幅は2cm、2波のものは片振幅1cmとなった。

解析ケースの一覧を表-5.3に示す。また、比較検討を行ったケースの一覧を表-5.4に示す。

表-5.3 解析ケース一覧

Case	弱層の有無	要素サイズ	水平荷重載荷時の下部境界条件	考慮したうねりの波数
1	無	細分割	固定	—
2			水平ローラー	—
3	有		固定	2波
4			水平ローラー	
5		粗分割	固定	
6	極細分割			
7	細分割	1波		

表-5.4 比較検討ケース

検討項目		解析ケース
要素サイズの検討		Case 3, 5, 6
水平荷重載荷時の下部境界条件の検討	弱層が無い場合	Case 1, 2
	弱層が有る場合	Case 3, 4
考慮するうねりの波数の検討		Case 3, 7

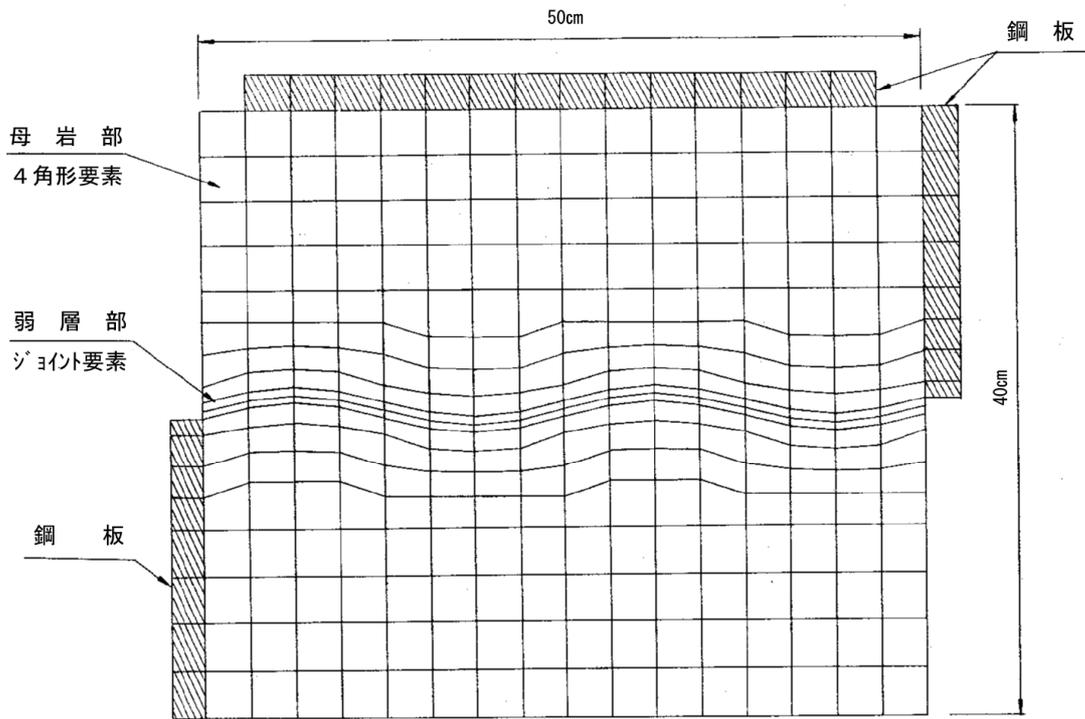


図-5.12 要素分割図（粗分割モデル、総要素数304）

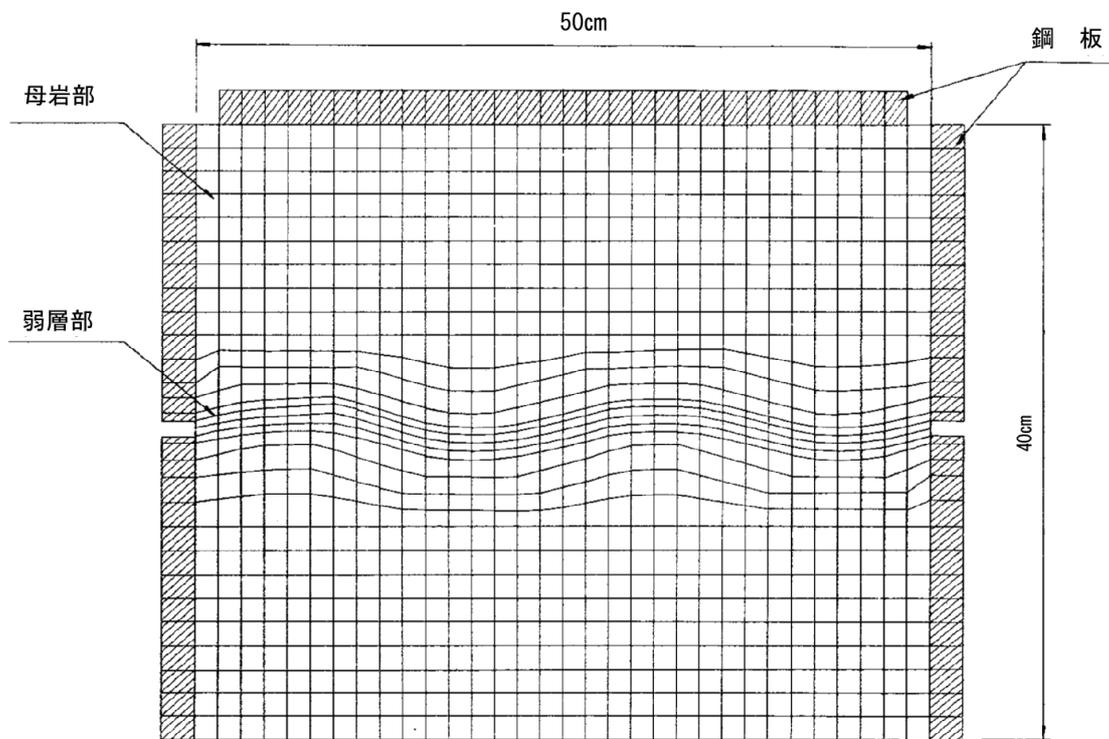


図-5.13 要素分割図（細分割モデル、総要素数992）

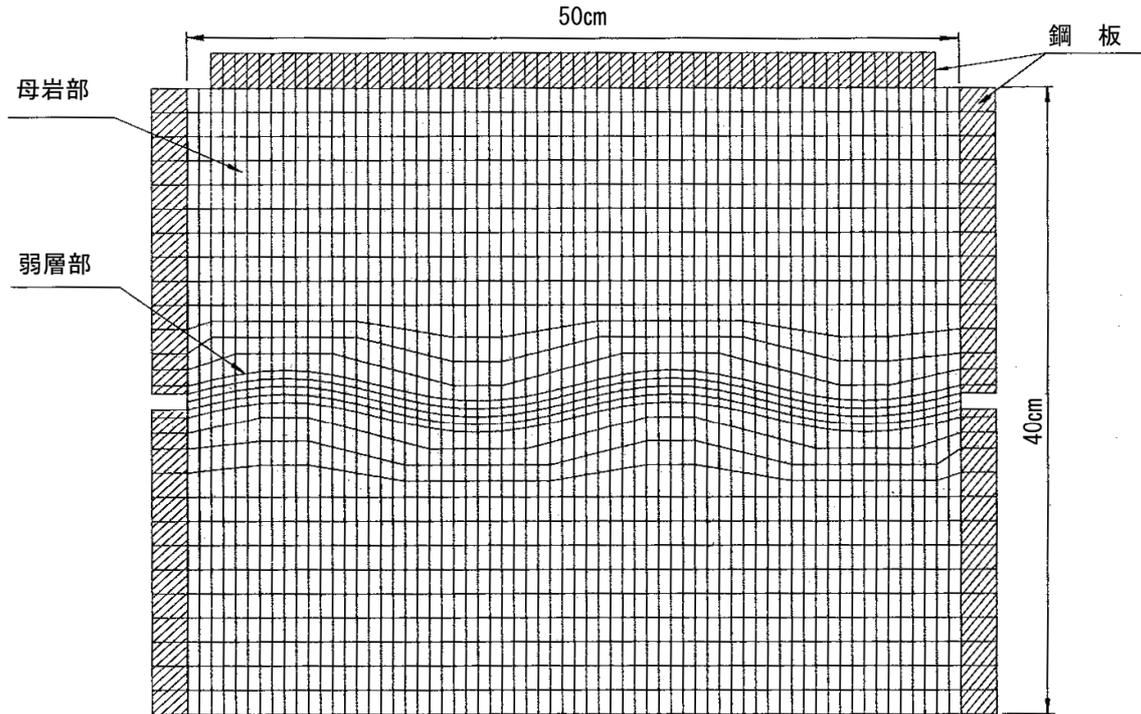


図-5.14 要素分割図（極細分割モデル、総要素数1984）

CASE 3、5、6の解析結果より、鋼板の水平変位と平均せん断応力の関係をプロットしたものを図-5.15に示す。これにより極細要素分割モデルの結果を真値であると考え、粗分割モデルでは、破壊強度についてはほぼ同程度であるが、水平変位～平均せん断応力の関係がかなり異なるという結果が得られた。

一方、細分割モデルと極細分割のモデルの両結果を比較すると、破壊強度も水平変位～平均せん断応力の関係もほぼ等しい結果となっていることがわかる。また3ケースの解析結果を解の収束性という観点から比較すると共に、解析の経済性を考慮すると、この検討ではCase 3のうねり1波長を16分割した要素サイズを採用することが妥当であると判断される。

下部境界条件については、弱層がない場合（Case 1、2）、ある場合（Case 3、4）について下部境界を固定としたものと水平ローラーとしたものについて、水平変位～平均せん断応力に着目し整理したものを図-5.16に示す。またせん断面上にある要素のせん断応力値の分布図を図-5.17及び図-5.18に示す。

図-5.16より境界条件が異なることによる差異はないと判断できる。

さらに境界条件の違いにより、各要素に発生しているせん断応力値にどの程度の差異が生じるかを図-5.17及び図-5.18よりみても、やはり境界条件による差異は認められない。

以上のように、せん断面付近の結果に着目し比較検討した結果では、境界条件の影響がないことが示された。以上のことから、この検討における水平荷重載荷時の下部境界条件としては、固定としても水平ローラーとしても結果に有意な差は生じないと判断される。

また、図-5.19より、全体として波数によらず強度変形特性はほぼ等しいことがわかる。図-5.20によると、うねりの波数により応力値の分布は異なるが、最大値、最小値、平均値がほぼ等しいことなどからモデル化に際してはうねり波数は1波でも2波でも良いと判断されるから、応力の乱れが少ない2波をモデル化することが望ましいと考える。

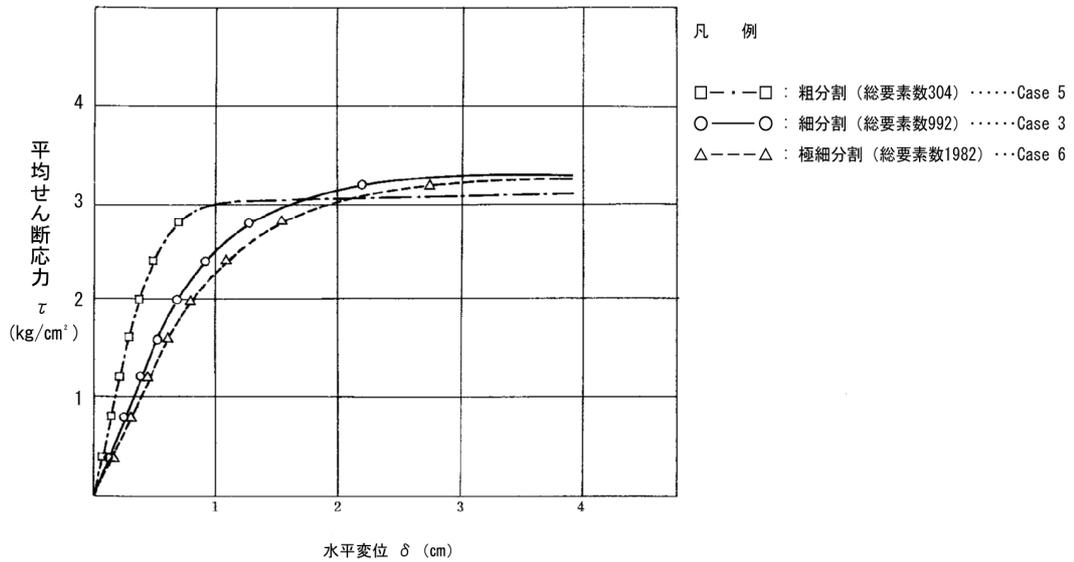


図-5.15 水平変位—平均せん断応力の関係

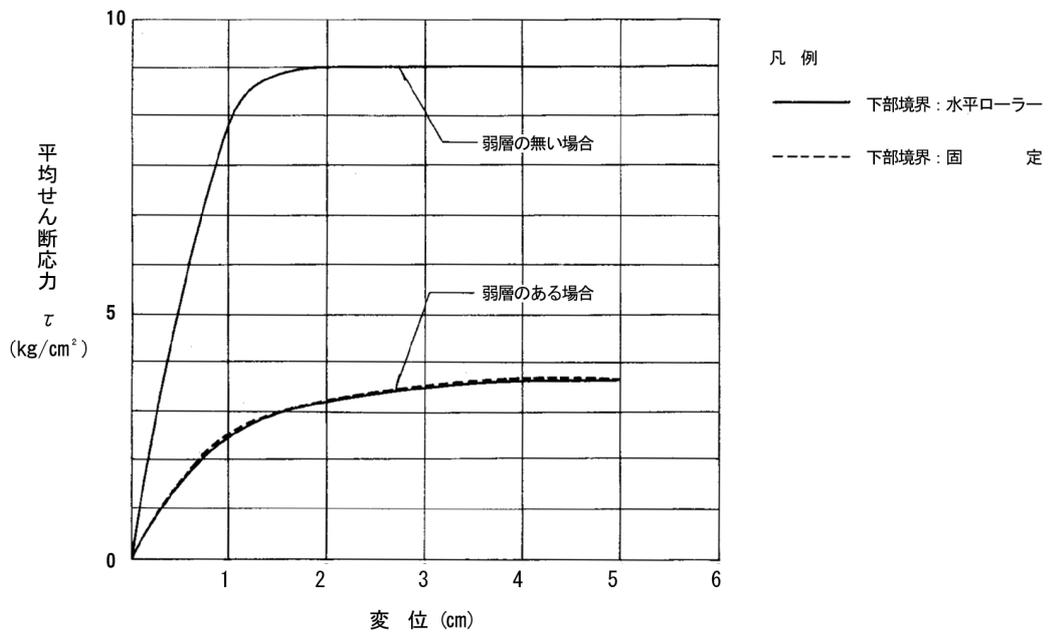


図-5.16 平均せん断応力と変位の関係

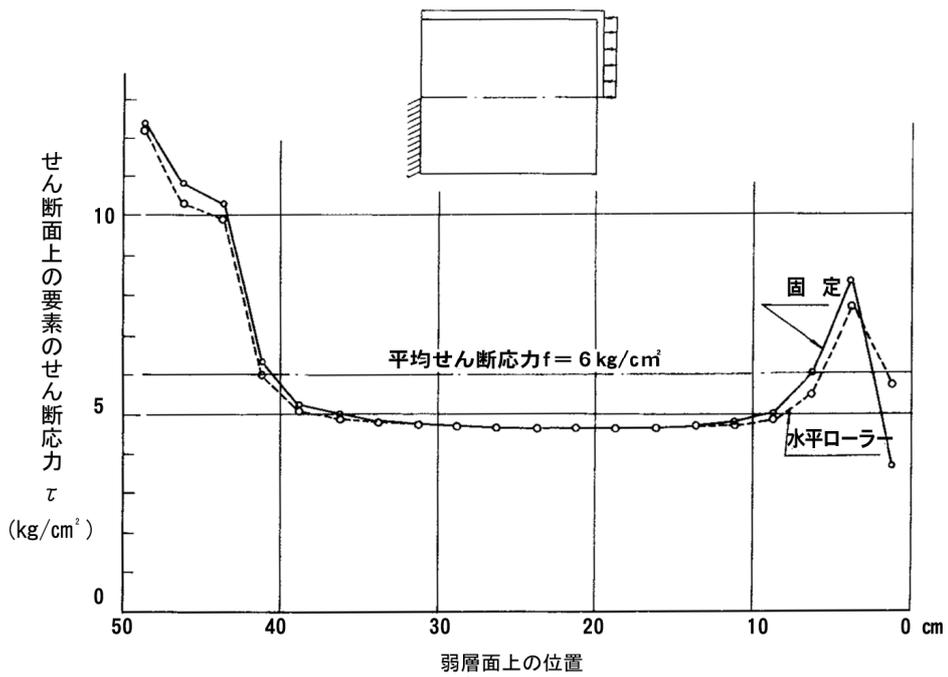


図-5.17 せん断面上の各要素のせん断応力の分布 (弱層のないモデル)

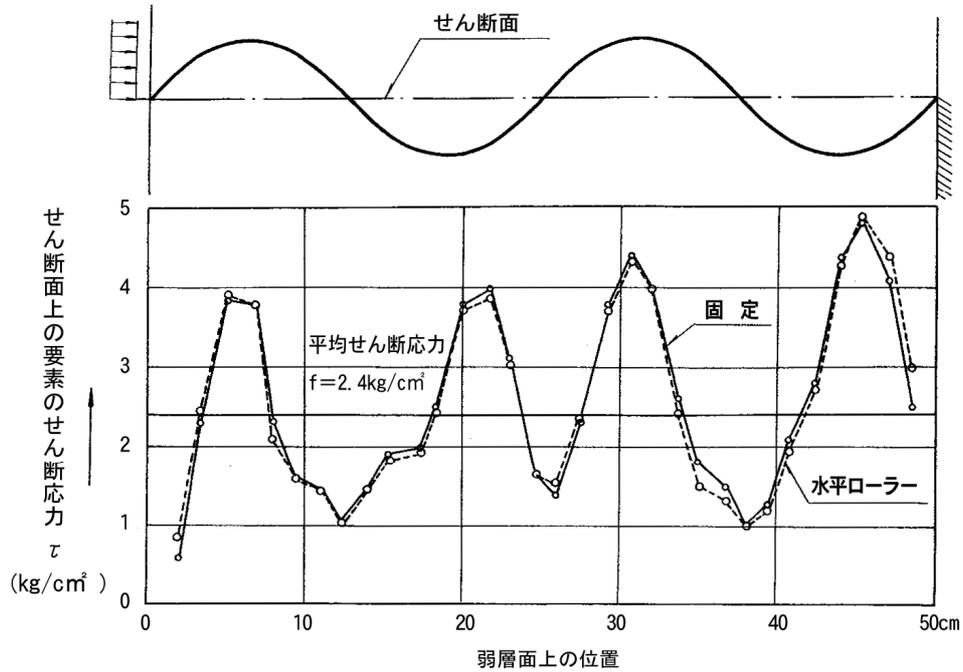


図-5.18 下部境界条件による比較

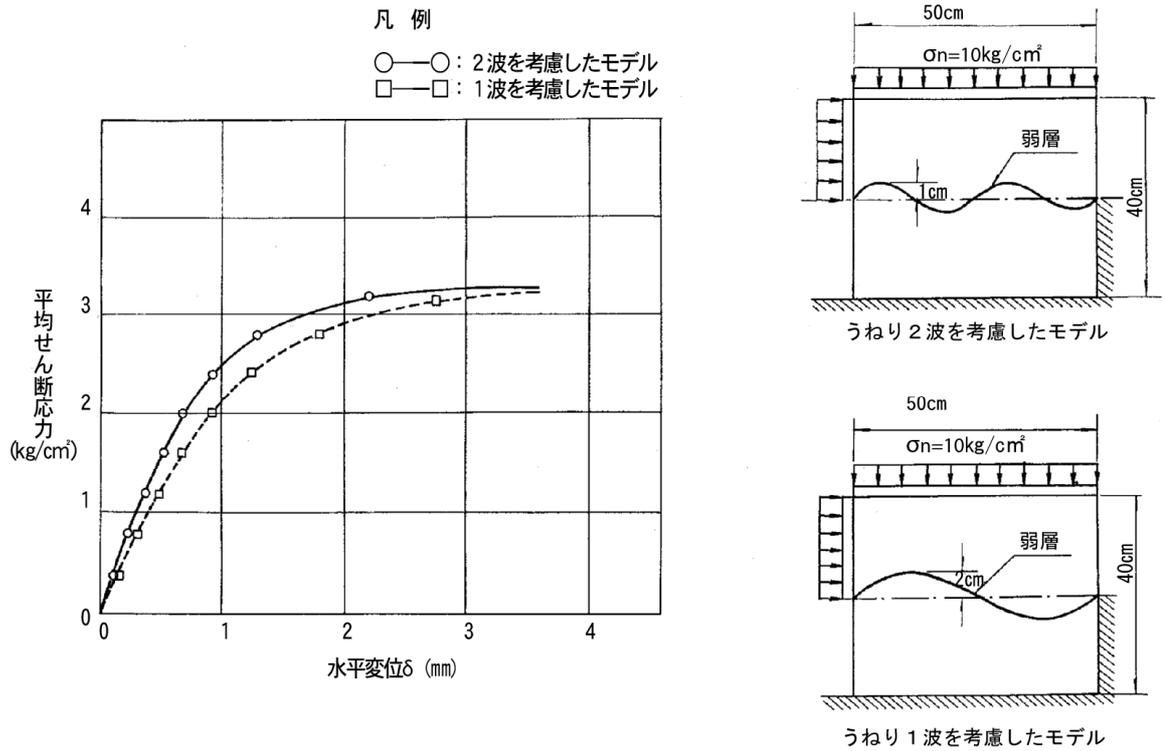


図-5.19 考慮する波数の影響

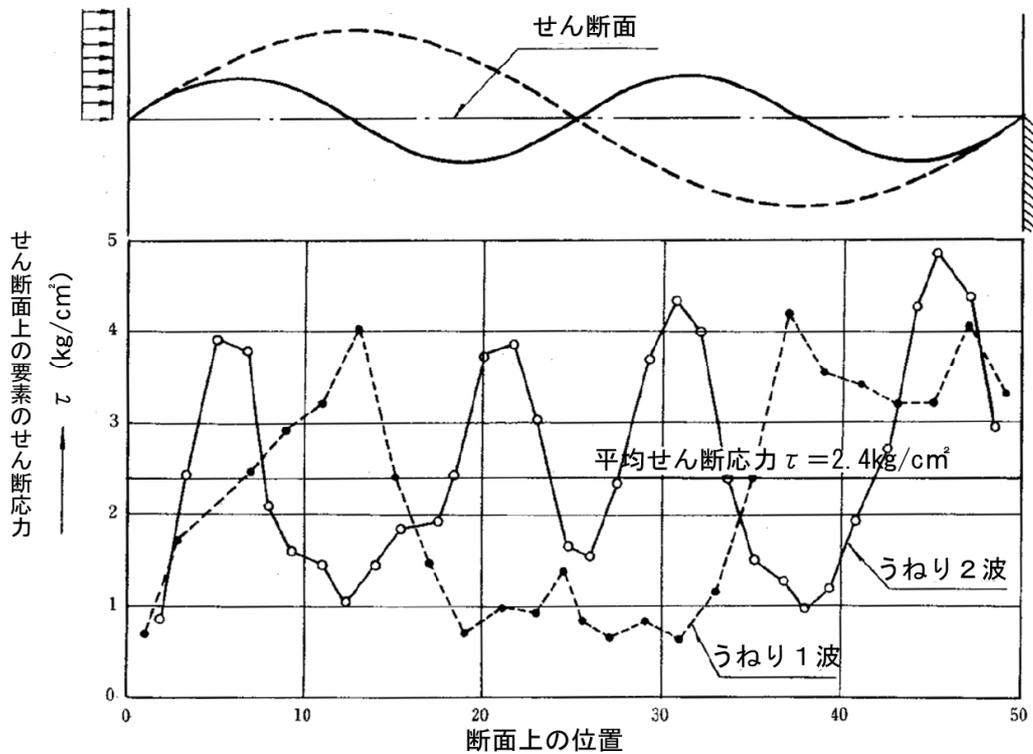


図-5.20 波数の違いと平均せん断応力

### 5.3.3 うねりモデル室内せん断実験

弱層のうねりの効果を把握するため実験結果を基に検討した。<sup>1)</sup>

実験に用いられた供試体の諸元を図-5.21に示す。大きさは、W480×L480×H390mmである。実験ケースを表-5.5に示す。

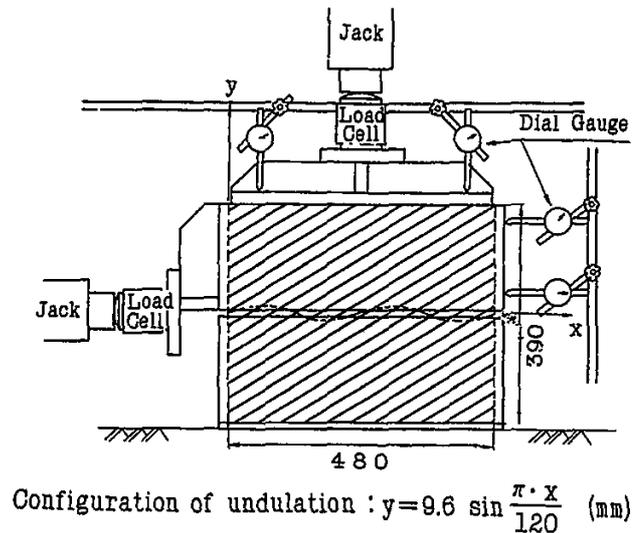


図-5.21 実験モデル

うねりの波数及び波高は以下のとおり決定した。うねりの波数については、予備検討により供試体端部に応力攪乱域が発生することが確認されたため、これを除いた有効うねり成分を1波以上確保するために2波が採用されている。

また、波高については、現地での弱層の追跡データに基づき

$$\frac{\alpha}{\ell} = \frac{1}{25} \quad (\text{ただし、} \alpha : \text{片振幅、} \ell : \text{波長})$$

となっている。

なお、弱層を挟在しないモデルも1体作製した。

この実験は、母岩が挟在している弱層がうねりを持っていることに起因する幾何学的抵抗成分、特に内部摩擦角の増加を把握することを目的としており、そのためには、材料自体がもつ摩擦角はできるだけ小さい方がよいと考えられた。この条件に合致する材料として、既往調査データに基づき、モデルの母岩材料としては、ベントナイト・セメントを用いた。

弱層のうねりによる幾何学的抵抗成分の強度増加等に対する寄与を抽出するためには、弱層自体の強度はできるだけ小さい方が望ましいため、弱層は、間にシリコングリースを塗布した二枚重ねのテフロン・シートでモデル化された。

母岩の材料特性としては、内部摩擦角はできうる限り小さいことが望ましいという観点から、この実験では内部摩擦角が $4^\circ$ の配合が採用されている。

図-5.22に実験による、せん断応力～水平変位の関係を示す。

表-5.5 実験ケース一覧表

実験ケース	供試体形状	上載圧 $\sigma_n$ (kg/cm <sup>2</sup> )
No. 1	弱層 (うねり) 挟在 $\frac{\alpha}{\ell} = \frac{1}{25}$ , 2波	4.0
No. 2		6.0
No. 3		8.0
No. 4	弱層なし	4.0

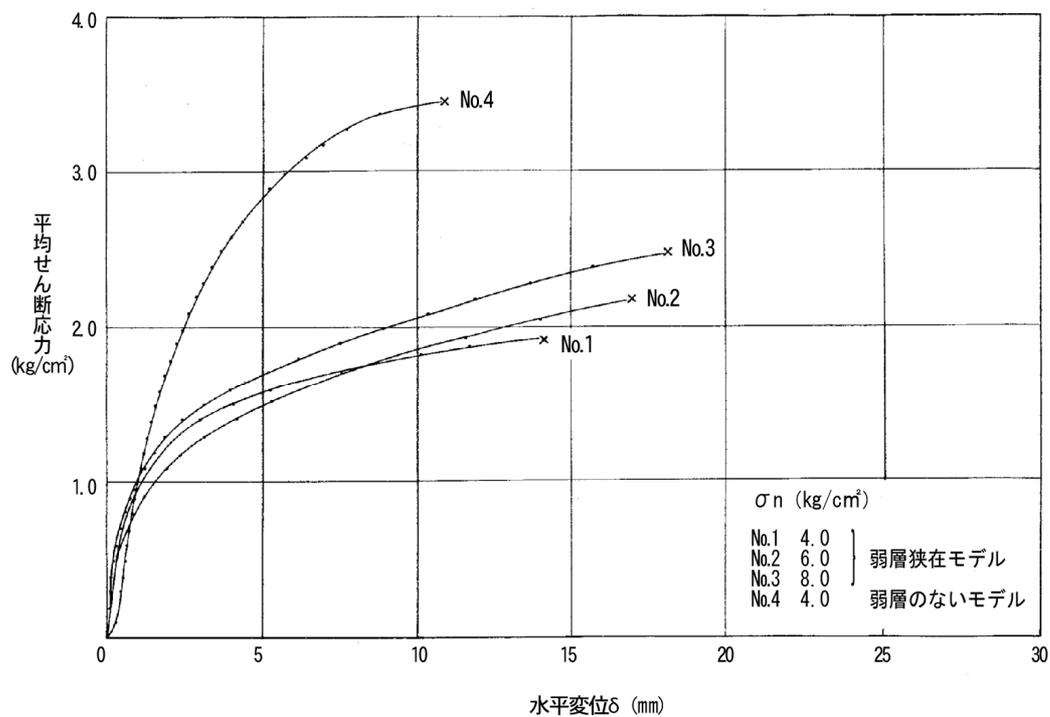


図-5.22 模型による一面せん断試験結果

せん断応力～水平変位の関係から、表-5.6に示すような破壊機構が推定される。

表-5.6 破壊機構と水平変位

破壊機構		水平変位 (mm)		
		No. 1	No. 2	No. 3
↓	i) うねり面に沿ったすべりが生じようとしている領域	0	0	0
	ii) うねり面における支圧面積の減少に伴い、うねり面が変形しつつある領域	0.17	0.34	0.29
	iii) うねり面の変形と母岩中ででのせん断破壊とが混在している領域	1.2	1.7	1.8
最大せん断応力		14	17	18
↓	残留強度確認	53	55	52

実験の結果は、うねりの効果による強度・変形特性の変化によって特徴づけられる。うねりを有する弱層を挟在するモデル（うねりモデル）、平坦な弱層を挟在するモデル（フラットモデル）及び弱層のないモデルの強度変形特性は表-5.7に示すとおりである。うねりモデルについては、強度・変形係数とも増加がみられた。すなわち、上載圧 $\sigma_n$ が4～8 kg/cm<sup>2</sup>の範囲ではフラットモデルの $\tau_{max}$ は0.4～0.7kg/cm<sup>2</sup>であるのに対し、うねりモデルでは1.9～2.5 kg/cm<sup>2</sup>となった。 $\phi$ の値は、前者で4.1°であったものが7.9°と増加したが、これはうねりによる幾何学的抵抗成分が寄与したものと考えられる。このことから、うねりは弱層のせん断特性に影響を与え、とくにせん断強度を増す効果があると考えられる。

以上のように、模型実験によりうねりがせん断強度を増す効果があることが確認された。

表-5.7 強度・変形特性のまとめ

		フラットモデル	うねりモデル	弱層のないモデル
強度定数	C (kg/c m <sup>3</sup> )	0.12	→ 1.3 ←	3.8
	$\Phi$ (°)	4.1	→ 7.9 ←	4.0
Ks-ばね定数(kg/c m <sup>3</sup> ) (初期接線勾配)		11.8	→ 18.8	—

#### 5.3.4 シミュレーション解析

うねりのある弱層を挟在する軟岩地盤のせん断挙動を評価する方法を確立することを目的として、解析手法の検証のため、うねりモデル室内せん断実験結果の非線形FEM解析によるシミュレーションを実施した。シミュレーション解析は、予備検討より得られた知見に基づいて、うねりモデル室内せん断実験をモデル化し、材料非線形FEM解析によって行った。解析結果と実験結果の比較検討は、水平変位～平均せん断応力の関係及び強度について行った。また、うねりのある弱層を挟在した供試体は、かなり複雑な構造であること、均質な供試体の一面せん断実験のシミュレーションの既往の例が少ないことなどの理由から、次に述べるような簡単なモデルについてもシミュレーション解析を行い、それらの結果についても検討を加え、判断のためのデータとした。

- ① まず弱層のないモデルのシミュレーション解析を行い、このような簡単なモデルについて、どの程度実験をシミュレートできるかを確認した。このモデルについて計算し、実験と比較することは、同時に、予備検討で得られた解析条件等が、今回のうねりモデルせん断実験のシミュレーションに対しても妥当であるかを確認できるという長所も持っている。
  - ② 弱層を挟在したモデルに対しては、計算結果に大きな影響を与えると考えられる弱層のばねを線形又はバイリニアールという簡単な形で表現して計算を行い、実験結果と比較した。
- ①、②の簡単なモデルで計算を行ったのち、非線形解析を行った。これらの計算は非線形解析であるため、荷重増分ステップの採り方が計算精度を左右するという観点から、本検討に先立ち、最適な荷重増分を確かめるための検討も行った。

うねりモデル室内せん断実験のシミュレーション解析の結果から、次のことが明らかとなった。

- ① **表-5.8**に示すように、うねりによる強度の増加がみられた。このうち内部摩擦角 $\phi$ の上昇分は、うねりの割線勾配（うねりの波形勾配の4倍=9.1°）にほぼ等しく、うねりの形状効果が $\phi$ の増加に寄与したものと考えられる。また強度については、解析結果は実験結果にほぼ等しい結果（**図-5.23**）となった。これをC、 $\phi$ で表示すると**表-5.8**のようになる。
- ② 水平変位～平均せん断応力の関係については、全体的にみると解析結果と実験結果は、よく一致していると思われる。
- ③ 水平変位～平均せん断応力の関係及び強度について、実験結果と解析結果を比較したが、両者には大きな差異はないと考えられ、このような手法により、うねりのある弱層を挟在する地盤の一面せん断実験をシミュレートできると考えられる。

表-5.8 解析によって得られたせん断強度のまとめ

		C (kg/c m <sup>3</sup> )	Φ ( ° )	備 考
弱層のみの強度		0.12	4.1	計算条件として与えた値
解析 結果	Group I	0.9	14.0	物 性 I
	Group II	0.8	15.8	物 性 II
実験結果		1.3	7.9	

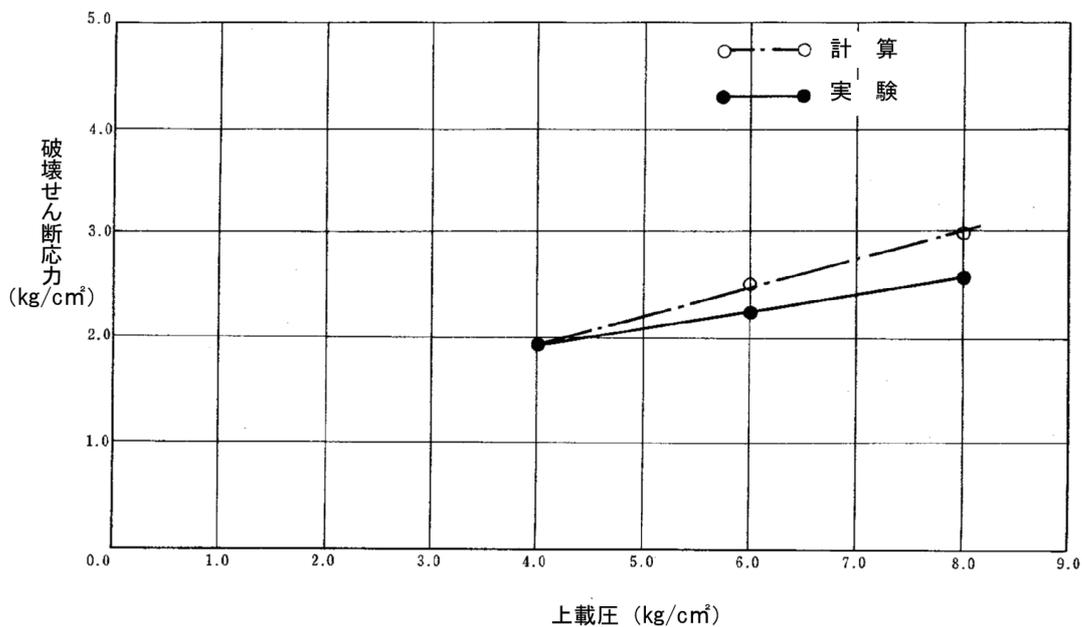


図-5.23 破壊強度の比較 (模型実験と解析)

うねりをもつ弱層を挟在する軟岩のせん断挙動、とくにせん断強度、変形特性を定性的に評価する手法の開発を目的として実施した一連の研究の結果、以下のことが示された。

(1) 予備検討

うねりをもつ弱層を挟在する軟岩の一面せん断実験を非線形FEM解析でシミュレートするための要素分割、境界条件、うねり形状波数についての妥当な条件を明らかにするための予備検討を行った結果、以下のことが示された。

- ① 要素分割については解の収束性という観点から、うねり一波長を16分割すれば、解析精度上十分であることがわかった。

- ② モデルの境界条件のうち、下部境界条件については固定としても、水平ローラーとしても、強度、変形特性に対してほとんど影響しないことが確かめられた。
- ③ せん断試験体中にうねりを1波長含むものと2波長含むものと比較の結果、強度には差がないが、1波長では境界付近に応力の乱れが生じるため、2波長とする必要があることが示された。
- ④ 上記の条件を考慮することにより、うねりをもつ弱層を挟在する軟岩の一面せん断実験が材料非線形FEM解析でシミュレートできることが示された。

## (2) うねりモデル室内せん断実験

予備検討により非線形FEM解析により、うねりをもつ弱層を挟在する軟岩の一面せん断実験がシミュレートできることが示されたが、その実際の精度及び適用性を確かめることを目的として、うねりをもつ弱層を挟在する軟岩モデルの一面せん断を実施し、これを次にのべる FEM 解析でシミュレートすることにした。室内せん断実験から示された結果の主なものは、以下のとおりである。

- ① 弱層のうねりは、せん断強度を増す効果のあることが示された。
- ② また弱層のせん断強度特性のうち、内部摩擦角については、うねりの幾何学的抵抗成分が寄与するものと考えられる。

## (3) シミュレーション解析

予備検討で得られた知見に基づき、室内せん断実験を材料非線形FEM解析でシミュレートした結果、以下のことが示された。

- ① 母岩ならびに弱層材料の物性を忠実に表現した材料非線形 FEM 解析により、うねりを有する弱層を挟在する軟岩の一面せん断実験における荷重～変位関係、強度特性が十分な精度で求められる。
- ② うねりによる強度の増加のうち、内部摩擦角  $\phi$  については、うねりの形状と密接な関係にあることがうかがえる。

以上のことから、うねりをもつ弱層を挟在する軟岩地盤のせん断強度、変形特性は、材料の物性を忠実に反映した材料非線形FEM解析により、十分な精度で評価できることが示された。またこれらの手法は、実在の弱層を挟在する軟岩地盤のせん断特性の評価に利用しうるものと考えられる。

また、ここで用いたような方法により、うねりの効果を考慮した弱層の強度が解析的に推定でき、想定地震動が大きく弱層の小規模の試験による強度では安定性に対する安全率が小さい場合等においては、この効果を取り入れることにより現実的な安定性評価が可能となる。

### 5.3.5 うねりを考慮した実弱層のせん断強度の検討

うねりを有する弱層のせん断強度を解析により定量的に評価できることが確かめられたので、この方法を適用して実際の弱層のうねり効果を考慮したせん断強度の評価を行った。

弱層の追跡調査結果のうち図-5.24に示すように弱層の一部の長さ24mをとり上げ、この部分を対象とするせん断強度の検討を行った。検討の対象区間の波形のフーリエ分析の結果は表-5.9に示すとおりで、卓越正弦波長は13、26m、波形勾配は1/50及び1/60であった。

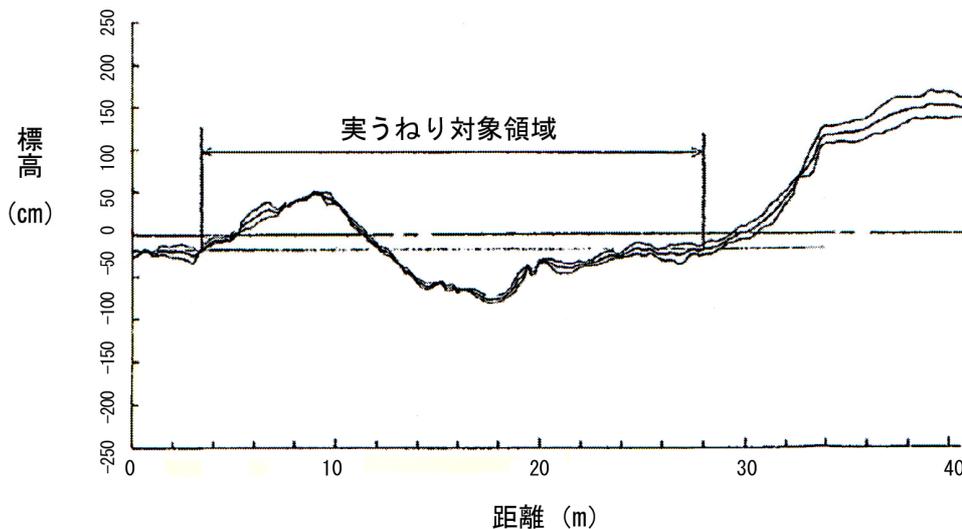


図-5.24 実波うねりシミュレーションの対象範囲の形状

表-5.9 フーリエ解析結果

波長 L m	片振幅 a m	波形勾配 a/L
13	0.24	1/50
26	0.43	1/60

実弱層のせん断強度の検討結果を図-5.25に示したが、この結果は図-5.24のように大小のうねりが複雑に組み合わさった状態についてのものである。そこで先のフーリエ解析の結果みとめられた1/50の正弦波をうねり波形とする弱層のせん断強度を求めた(表-5.10)。この結果も図-5.25に同時に示したが、ここにみられるように卓越正弦波をうねり波形とする場合の強度は、実波形の場合より下廻ることが示された。この理由は、実波形の場合の大小さまざまな波形の組合せによる噛合い効果が大きいことによると思われる。

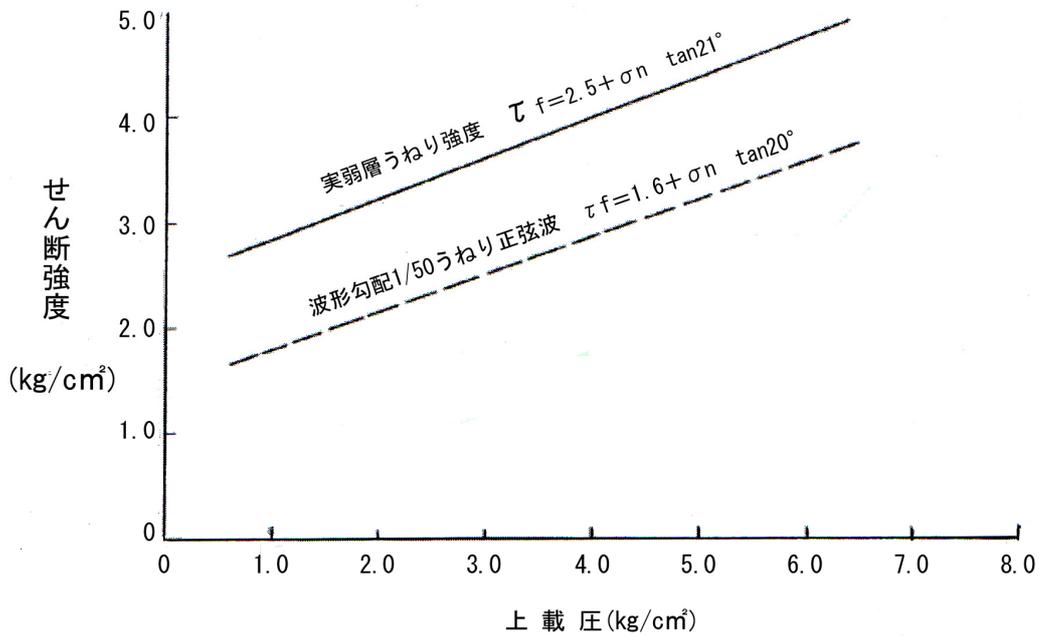


図-5.25 解析によるうねり効果を取り入れた強度

表-5.10 強度の比較

	C (kg/c m <sup>3</sup> )	Φ (°)
弱層の分布形状を正弦波でモデル化	1.6	20
弱層の形状をそのままモデル化	2.5	21

うねりをもつ弱層のせん断強度の評価の結果、実弱層のせん断強度は、その卓越正弦波をうねりとする弱層のせん断強度を上廻ることがわかった。このことからうねりをもつ実弱層のせん断強度の評価を行うときに、うねり波形を正弦波で代表することは安全側の評価となるといえることができる。

せん断強度—上載圧の関係として、うねりのない弱層強度、正弦波波形勾配1/50と1/75のうねりのある弱層強度及び母岩の泥岩の強度を同時に図-5.26に示した。波形勾配が大きくなるにつれせん断強度が増すこと、および上載圧が大きくなると泥岩の強度に近づいていく傾向がみられる。

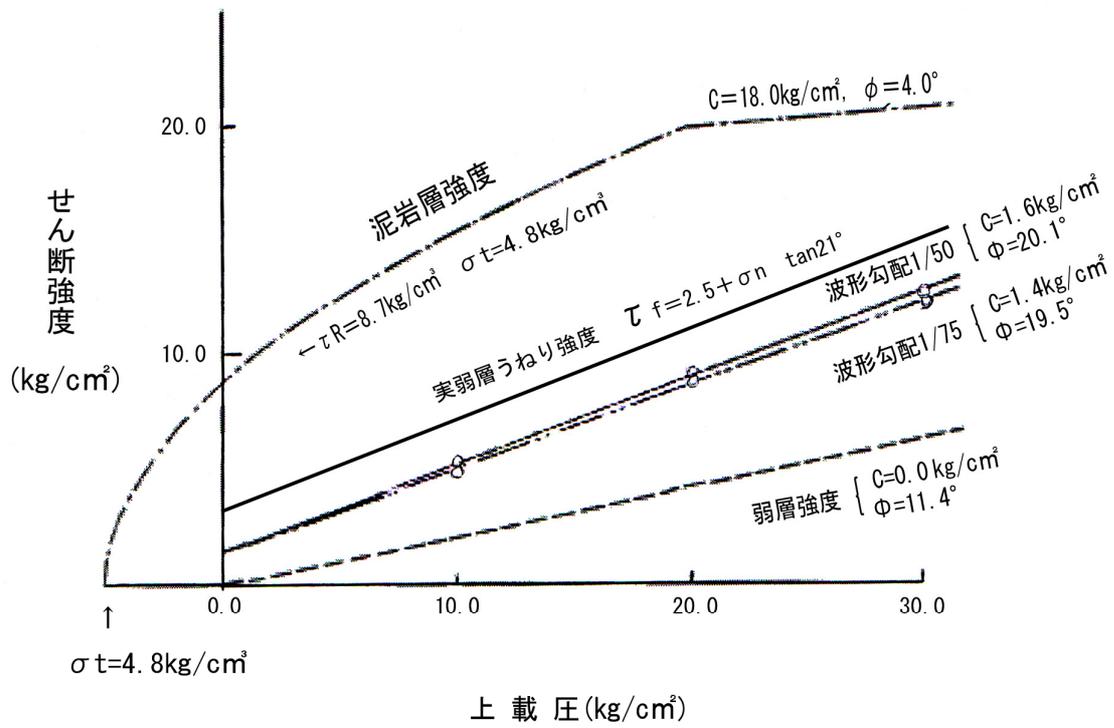


図-5.26 弱層に関する各種の強度

## 5.4 地盤中の弱層の動的影響について

### 5.4.1 弱層の力学諸定数のひずみ依存特性が応答に与える影響

弱層材料の非線形特性が、応答に与える影響を調べるため、弱層材料の力学諸定数がせん断ひずみに依存するとして、等価線形化法を用いた検討を行った。

#### (1) 検討対象地盤モデル

表層及び弱層の力学諸定数として、**図-27**に示すひずみ依存性特性を使用した。

#### (2) 検討用地振動

解析には、T A F T波形（300gal）と模擬地振波No. 7（407gal）を使用した。

#### (3) 結果

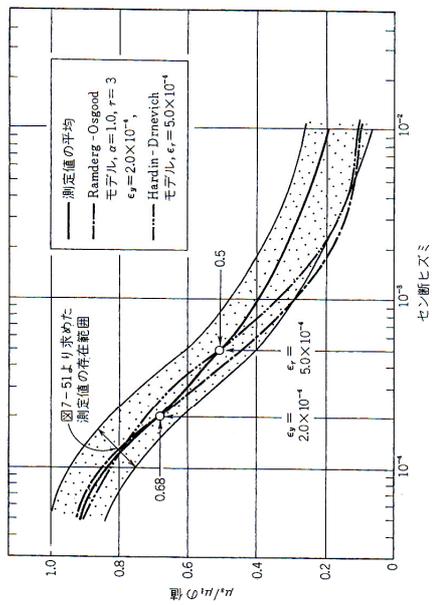
解析結果を示す主要出力節点及び要素を**図-5. 28**に示す。

**表-5. 11**は、表層および弱層部分の解析の結果得られた剛性低下率を示したもので、弱層部分は初期剛性に比べ60～90%程度低下したことが判る。

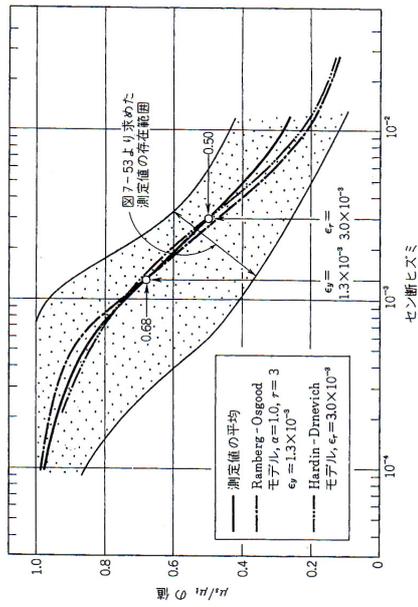
線形解析と等価線形解析との比較が、最大加速度値について、**表-5. 12**と**図-5. 29**と**図-5. 30**に、応答スペクトルについて**図-5. 31**と**図-5. 32**に、それぞれ示されている。

さらに、局所安全係数の分布を**図-5. 33**と**図-5. 34**に、すべり安全率を**表-5. 13**と**図-5. 35**にそれぞれ示す。

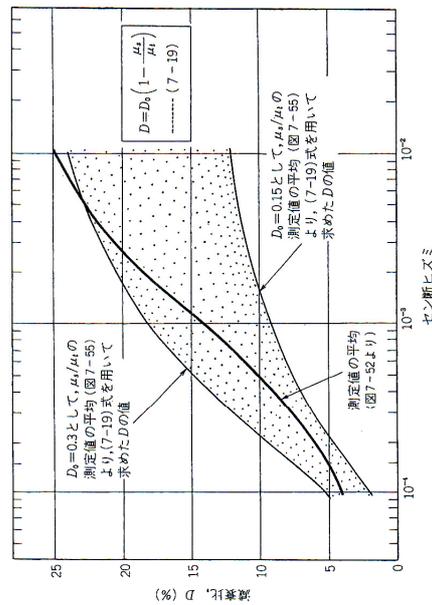
これらの表および図より、弱層の力学諸定数(弾性係数、減衰定数)のせん断ひずみ依存特性は建屋の応答特性等に若干影響するが、地盤の安定性については、**表-5. 13**や**図-5. 35**から判るように、等価線形化法からもとめたすべり安全率と線形解析からもとめたものとは、その差はわずかであり、影響の少ないことがわかる。



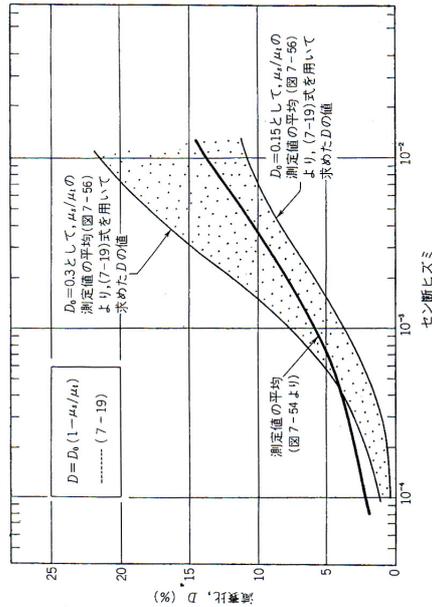
(a) 砂質土の場合



(b) 粘性土の場合



(a) 砂質土の場合



(b) 粘性土の場合

水出典 「土質動力学の基礎」；石原

図-5.27 砂質土および粘性土のひずみ依存特性

表-5.11 ひずみ依存に伴う剛性率の低下

(a) 表層 (GL-7.3m)

\*炉建屋中心からの概略位置

項目	要素 位置*	E側表層								To側表層							
		575	507	535	527	503	495	479	469	213	194	178	165	131	100	69	24
	E m 400	350	300	250	200	150	100	50	To m 50	100	150	200	250		300	350	
Go (Kg/cm <sup>2</sup> )		690	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
Gf (Kg/cm <sup>2</sup> )	Taft	254	252	252	255	254	247	242	325	327	246	245	249	243	237	243	250
	T波	209	207	214	213	210	206	205	298	302	209	205	202	197	194	196	202
Gf /Go	Taft	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.36	0.35	0.47	0.47	0.36	0.36	0.36	0.35	0.34	0.35	0.36
	T波	0.30	0.30	0.31	0.31	0.30	0.30	0.30	0.43	0.44	0.30	0.30	0.29	0.29	0.28	0.28	0.29

(b) 弱層および不均質層

位置	項目	弱層				不均質層			
		要素 番号	Go (Kg/cm <sup>2</sup> )	Gf (Kg/cm <sup>2</sup> )	Gf/Go	要素 番号	Go (Kg/cm <sup>2</sup> )	Gf (Kg/cm <sup>2</sup> )	Gf/Go
上層	付近 -20(-10) m	345	820	743	0.91	* 101	3270	3212	0.98
				707	0.85			3148	0.96
	-40"	351	"	608	0.74	106	"	3013	0.92
				559	0.68			2871	0.88
中層	-60"	357	"	554	0.67	111	"	3041	0.93
				501	0.61			2947	0.90
	-90"	365	"	519	0.63	115	"	2972	0.91
				464	0.57			2922	0.89
下層	-120"	373	"	519	0.63	119	"	3028	0.93
				461	0.56			2976	0.91
	-165"	381	"	539	0.66	123	"	3030	0.93
				477	0.58			2963	0.91
-205"	389	"	608	0.74	127	"	3040	0.93	
			616	0.75			3035	0.93	

Go : 初期剛性率 (入力値)

Gf : 繰り返し回数 5 ~ 6 回 (最終) 後の剛性率

Gf/Go : 剛性率の低下率

上段 : Taft 波, 下段 : No. 7 波

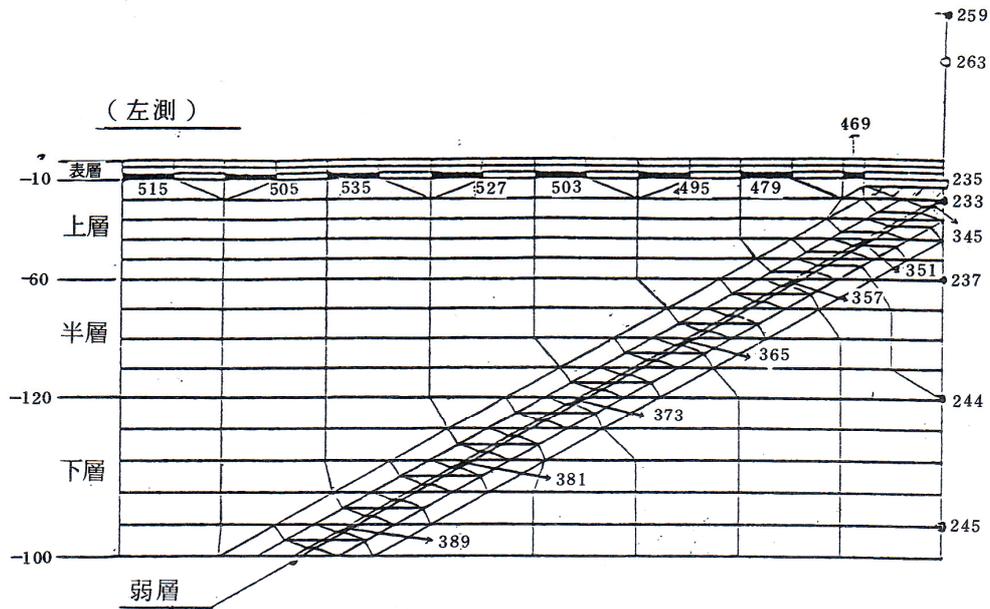


図-5.28 要素分割および出力点

表-5.12 最大応答加速度値

(単位: gal)

地震波	位置 節点 No. モデル	建屋頂部	基礎	基礎底	地中 GL-60m	地中 GL-120m	
		259	285	233	237	241	
TAFT波	線形	730 (5.37)	220 (1.62)	200 (1.54)	159 (1.17)	150 (1.10)	解放基盤面 300 gal
	等価線形	651 (4.79)	208 (1.53)	204 (1.50)	159 (1.17)	150 (1.10)	入力基盤面 136 gal
No. 7 波	線形	1056 (4.24)	339 (1.36)	316 (1.27)	266 (1.07)	192 (0.77)	解放基盤面 407 gal
	等価線形	1193 (4.79)	304 (1.22)	336 (1.35)	264 (1.06)	202 (0.81)	入力基盤面 249 gal

( )内: 発生時刻(sec)

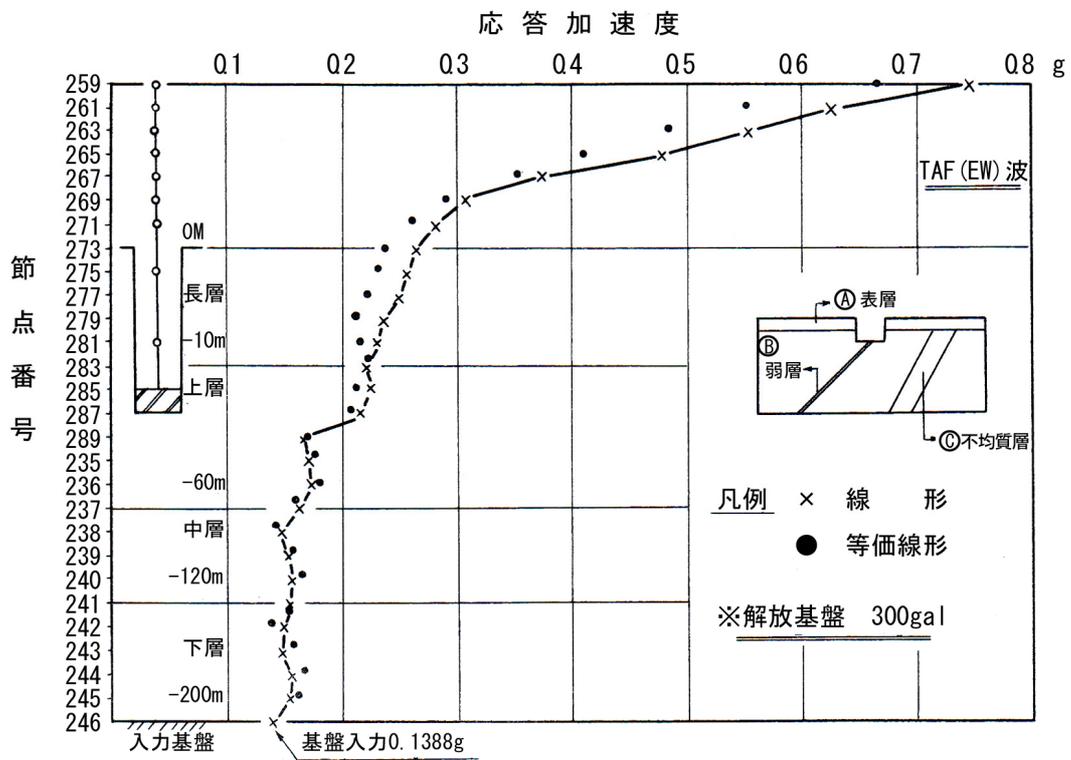


図-5.29 応答加速度 (建屋中央 鉛直断面)

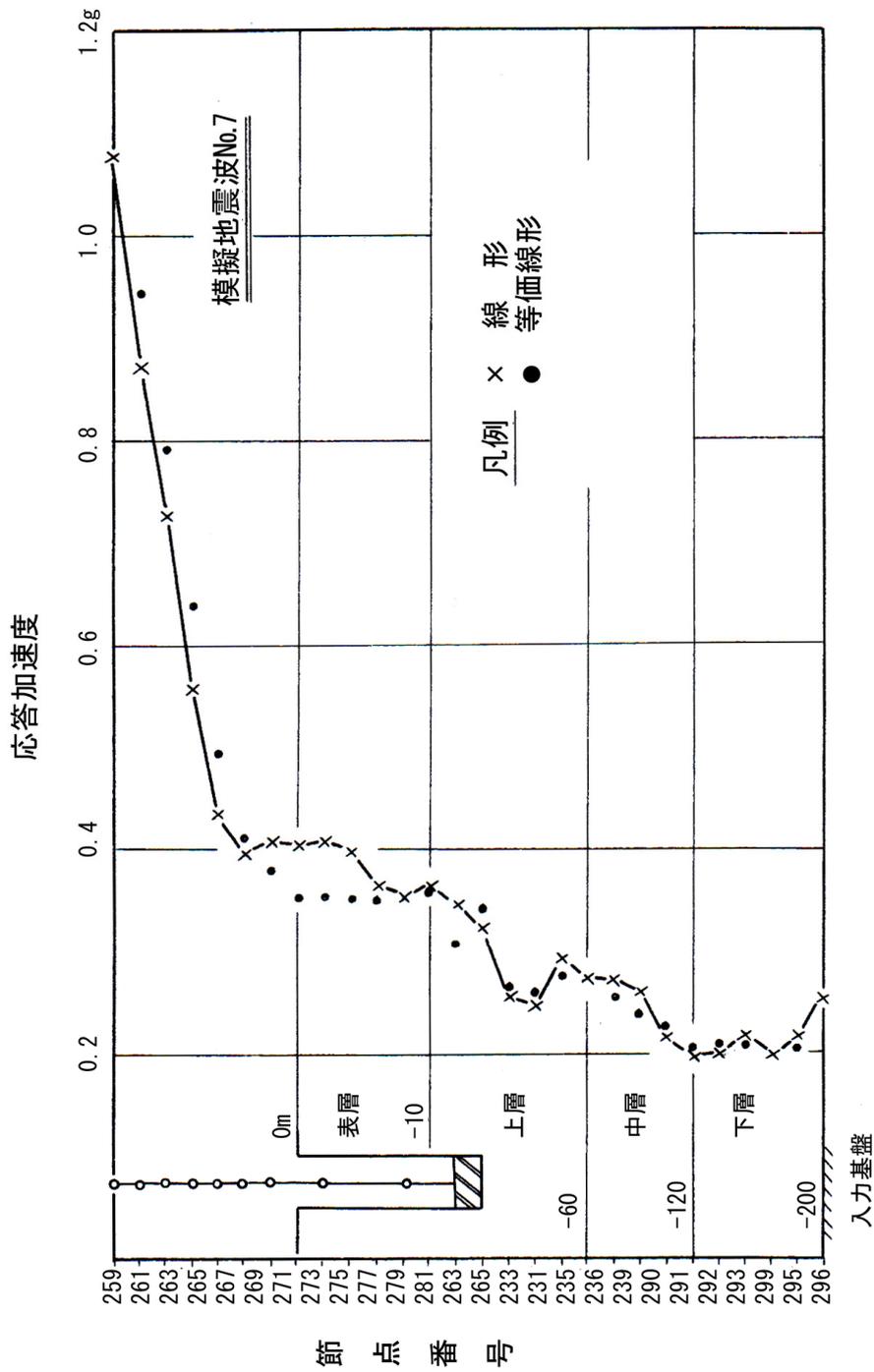


图-5.30 応答加速度 (建屋中央 鉛直断面)

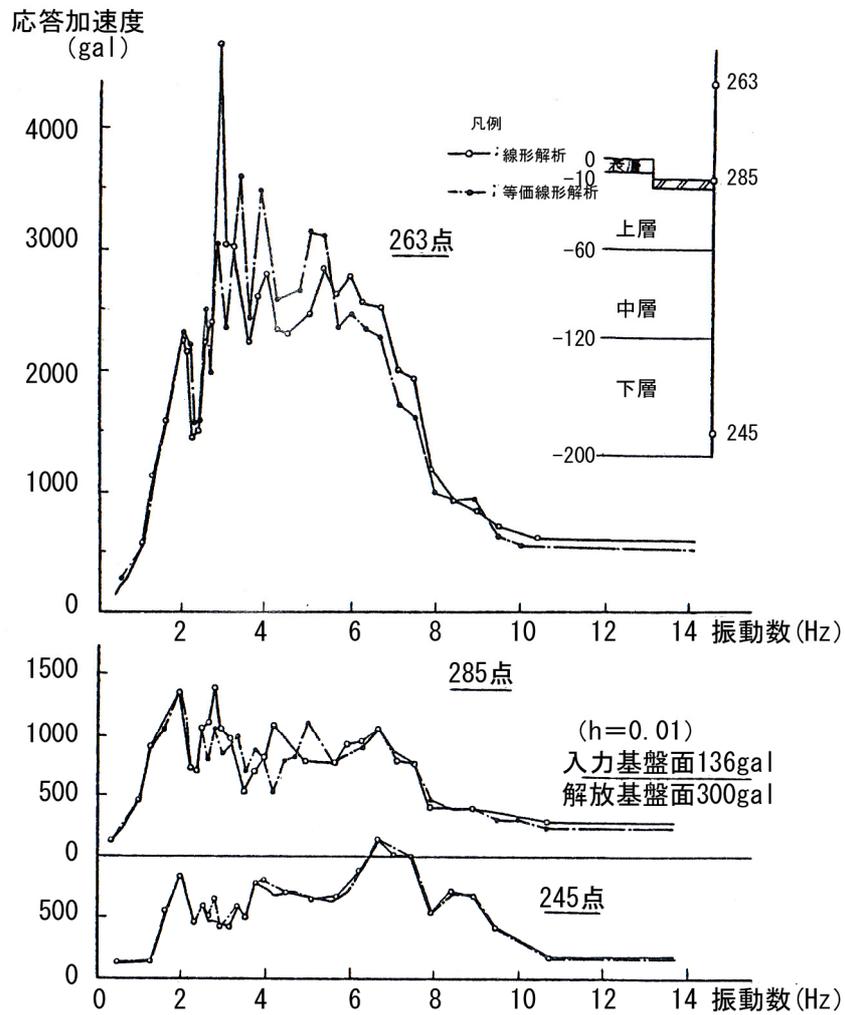


図-5.31 応答スペクトルの比較

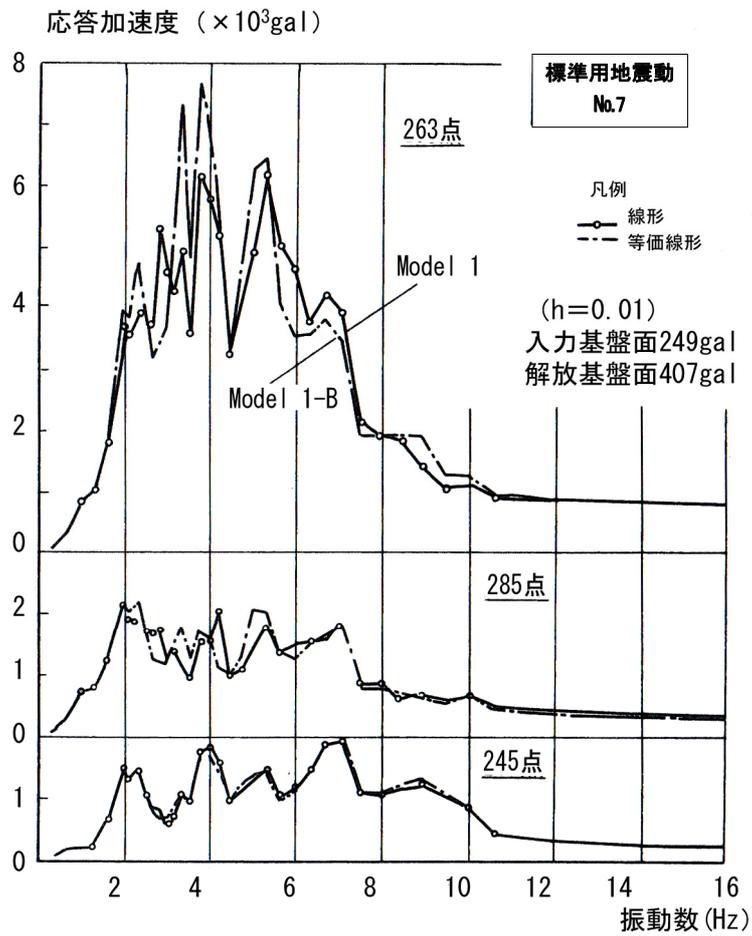
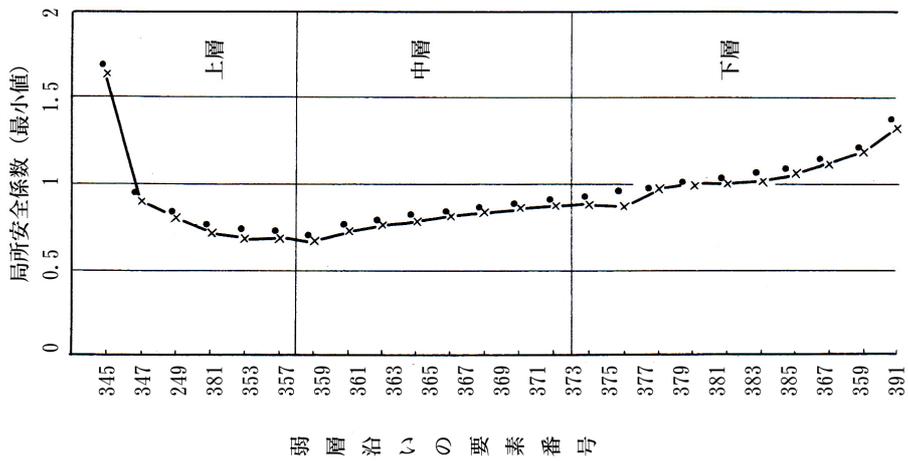
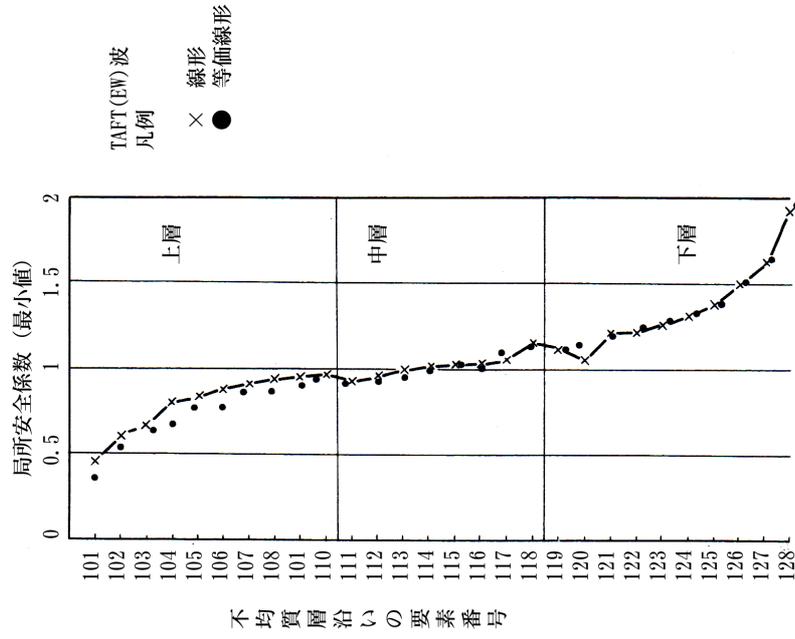


図-5.32 応答スペクトルの比較

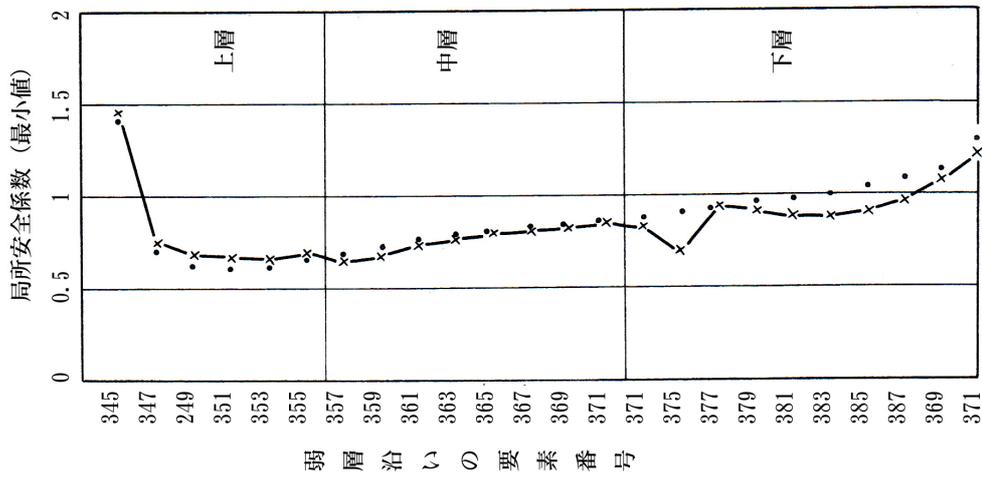


(i) 弱層 (1)

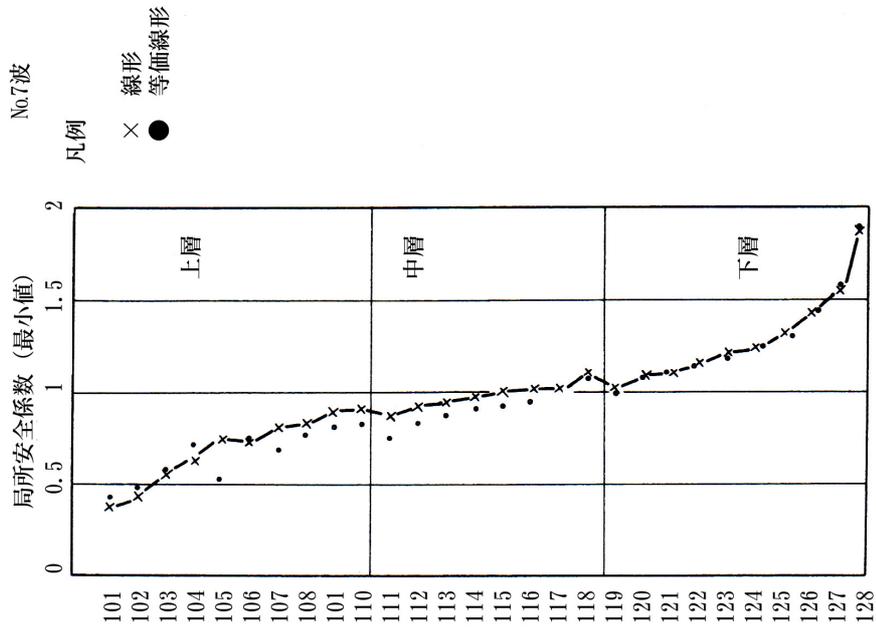


(ii) 弱層 (2)

図-5.33 局所安全係数の深さ方向の分布



(i) 弱層 (1)



(ii) 弱層 (2)

図-5.34 局所安全係数の深さ方向の分布

表-5.13 すべり安全率

モデル	区分 すべり面 No.	弱層沿いのすべり					不均質層沿いのすべり			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
線形	発生時刻 (Sec)	3.84	3.83	3.83	6.73	3.83	6.75	3.83	3.83	3.80
	安全率	7.47	6.16	5.99	8.96	7.38	6.18	8.93	7.66	7.64
等価線形	発生時刻 (Sec)	7.03	7.03	7.04	13.1	3.82	13.2	3.81	3.82	3.80
	安全率	7.88	6.33	6.17	9.76	7.29	6.97	8.65	7.67	7.57

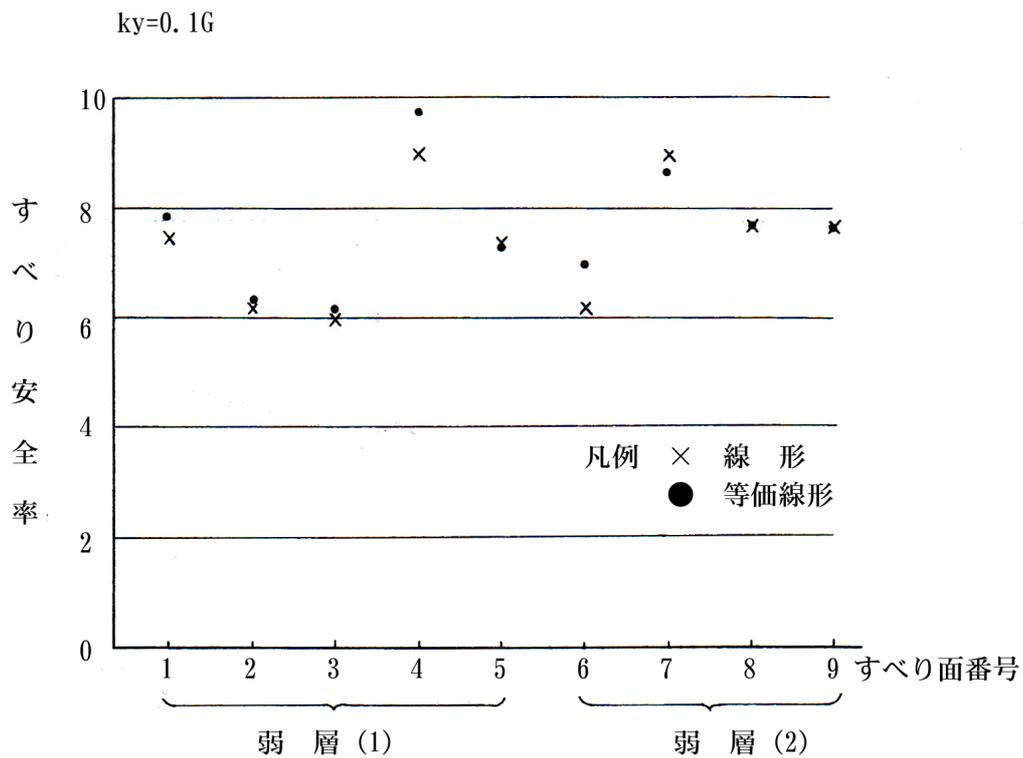


図-5.35 検討ケースとすべり安全率の関係

## 5.4.2 弱層の存在が構造物の振動性状に及ぼす影響の検討

### (1) 検討の概要

ここでは、厚さ10cm程度の弱層の存在による構造物の振動性状が影響されるかどうかについて検討した。

検討は、二次元解析を中心にして、弱層が有る場合と無い場合の両者について、構造物及び周辺地盤の周波数伝達関数を求め比較検討を行うことによった。

検討の結果、両者の周波数伝達関数は非常によく一致しており、弱層は構造物の振動性状に影響を及ぼさないことが示された。

### (2) 検討内容

弱層の存在が構造物の振動性状に影響を及ぼすかどうかについて、周波数領域での検討を行った。検討は、弱層が有る場合と無い場合について、それぞれの場合の構造物及び地盤の周波数伝達関数を求め両者の比較を行うことによった。

解析に当たっては、以下の条件を考慮した。

- ① 母岩中に薄い弱層が挟在している。
- ② 地層が傾斜している。
- ③ 隣接建屋がある。

### (3) 解析方法及び解析ケース

解放基盤面であるモデル基盤面に地震波を入力し、R/B主要部分の周波数伝達関数を弱層が有る場合と無い場合について比較検討した。

検討周波数領域は、R/Bの振動に有意な周波数領域と考えられる0～10Hzとし、0.1Hzきざみに二次元解析を行った<sup>2)</sup>。減衰は複素剛性による履歴減衰とし、計算方法は運動方程式の外力項に調和外力を入力し、その定常解を多元連立一次方程式として求めた。

また、10Hz以上の高周波数領域については、その傾向を知るため、代表断面としてR/B中心位置断面について“SHAKE”による一次元解析を行い<sup>2)</sup>、弱層の有る場合と無い場合について代表点の周波数伝達関数を比較検討し、建屋周辺地盤の振動伝達特性の変化を調べた。

解析ケースは表-5.14に示すとおりである。

表-5.14 解析ケース

解析次元	弱層の有無	周波数領域	きざみ幅
二次元 (FEM)	有	0～10Hz	0.1Hz
	無	(0.5～1.5Hz)*	(0.025Hz)*
一次元 (SHAKE)	有	0～50Hz	0.05Hz
	無		

\*きざみ幅が粗いと思われた領域についてはきざみ幅を細かくし、検討を行った。

二次元解析については、モデル基盤面（解放基盤面）に対する各部の絶対加速度周波数伝達関数（応答倍率、位相角）と相対変位周波数伝達関数（大きさ、位相角）により、また、一次元解析については絶対加速度周波数伝達関数（応答倍率）により、弱層の建屋及び地盤の振動性状に対する影響の有無を検討した。

#### (4) 検討結果

二次元解析の結果として、**図-5.36**にモデル基盤に加速度入力した場合の代表点における絶対加速度周波数伝達関数（応答倍率、位相角）及び相対変位周波数伝達関数（大きさ、位相角）を示した。

一次元解析についても二次元解析と同様に、**図-5.37**にモデル基盤に加速度入力した場合の代表点における絶対加速度周波数伝達関数（応答倍率）を示した。

以上、代表点の周波数伝達関数について、弱層が有る場合と無い場合の結果を重ねてプロットしたが、一次元及び二次元解析ともに両者の間にはほとんど差がみられなかった。

ただし、解析モデルの一次固有周期と考えられる周波数付近において、弱層が無い場合の方が、有る場合よりも応答は、わずかであるが大きかった。

その原因として、

- ① モデルの相違（弱層の有無）による固有周期のずれに比べて、計算のきざみ幅が粗いために応答のピークをつかみきれなかった。
- ② 弱層の減衰定数（ $h=25\%$ ）が母岩（母岩泥岩層  $h=3\%$ ）に比べて大きいため、弱層を考慮したケースの方が応答は小さくなる。

が考えられた。このため、以下の検討を行った。

- ① 一次固有周期付近のきざみ幅を細かくして、この付近の伝達関数をより詳細に検討した。
- ② 弱層の減衰定数による影響を検討するため、一次元解析で弱層の減衰関数を  $h=10\%$  とした伝達関数を求めた。

その結果

- Ⓐ 弱層が有る場合の方が、無い場合に比べて、一次固有周期は若干大きい。
- Ⓑ 両者の応答の差は、きざみ幅の粗い場合に比べて小さい。
- Ⓒ きざみ幅を細かくしても、弱層を考慮しない場合の方が応答が大きい。

ことが明らかとなった。

弱層の減衰定数を10%とした場合の応答倍率は弱層が有る場合（減衰定数25%）と無い場合の中間値を示し、このことから、弱層が有る場合の方が無い場合に比べ、応答が若干小さくなる原因として、弱層の減衰定数が影響していることがわかる。

以上の結果をまとめると、次のようになる。

- Ⓐ 弱層が有る場合と無い場合を比較すると、建屋及び周辺地盤の周波数伝達関数にはほとんど差がなく、弱層は建屋の振動性状に影響を及ぼさないといえる。
- Ⓑ 弱層が有る場合の応答は、無い場合の応答に比べて若干小さくなる。

これは、主として母岩に比べて弱層の減衰定数が大きいことによるものと考えられる。

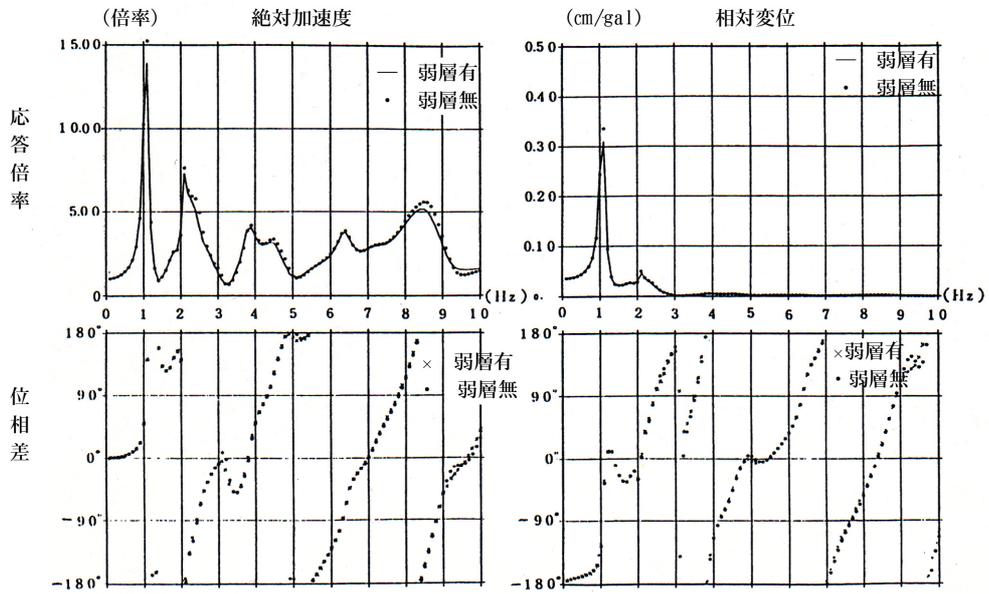


図-5.36 周波数伝達関数（2次元）

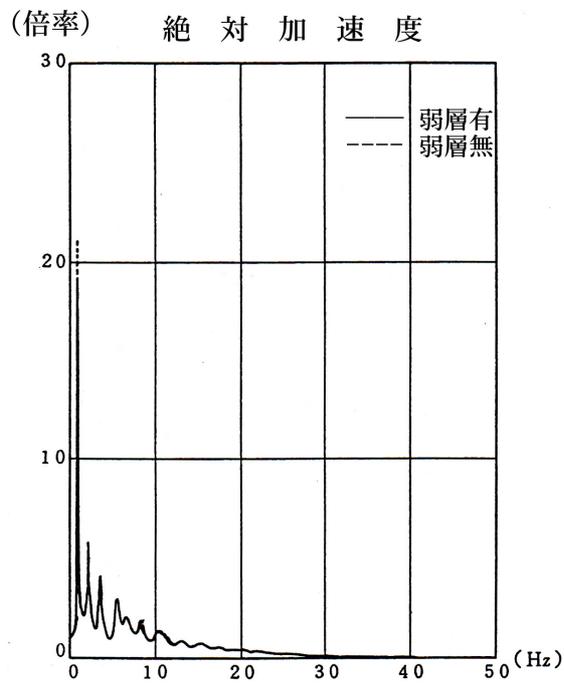


図-5.37 周波数応答倍率（1次元）

また、弱層がある場合とない場合との応答の比較を行った。最大応答加速度を図-5.38、5.39に比較して示す。これらの図より、弱層が存在する場合としない場合で応答に有意差は生じておらず、当該地盤の場合、不均質性が原因で特異な振動が発生することはないものと判断される。

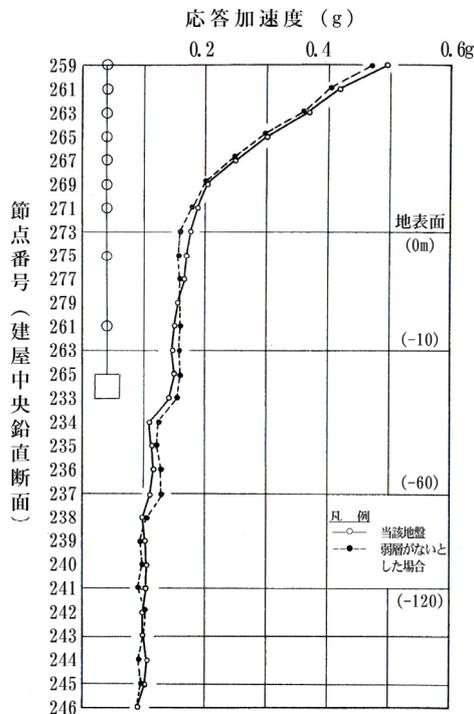
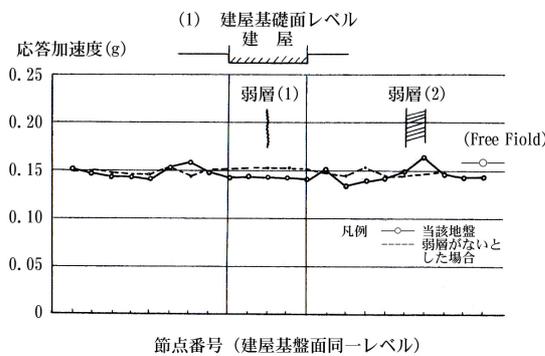
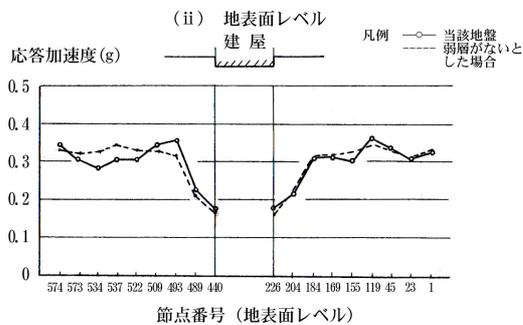


図-5.38 最大応答加速度の比較（深さ方向）



節点番号（建屋基礎面同一レベル）



節点番号（地表面レベル）

図-5.39 最大応答加速度の比較（水平方向）

## 参考文献

- 1) T.Okabe,K.Kishi,H.Ohtsuki,"EVALUATION OF SHEARING STRENGTH AND DEFORMABILITY OF SOFT ROCK CONTAINING WEAK LAYERS",INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK ROCK,Sept.21-24,1981
- 2) 岸 清「重要構造物基礎地盤としての堆積軟岩の処理に関する研究」(博士論文),1991

## 第6章 弱層を挟在する軟岩を基礎とする重要構造物の安定性評価法

弱層を挟在する堆積性の軟岩について、安定性評価を実施する上で重要となる、調査・試験の方法、地盤モデルの作成方法について検討し、適切な方法を提案した。また、安定性評価に関わる各種の条件について、パラメーターサーベアーを行い適切な設定の仕方を提示した。以下にそれらをまとめて示す。

### 6.1 地盤の物性試験、地盤モデルの適切な設定方法

安定性評価に用いる地盤モデルを作成する上で、物性の深度分布を与える必要があるが、堆積性軟岩の特性については、深さ（土かぶり）に依存した分布を示すものと、堆積時の層準に依存して分布するものがあり、ボーリングデータのコアを用いた試験結果を単純に使用するのではなく、深さ及び層準で整理して、よりばらつきの小さいものに対する分布でモデル化するのがよい。

堆積性軟岩については、ボーリングコアの試験をもとに岩盤物性モデルを作成するが、軟岩の試験では含水状態によって得られる特性が大きな影響を受け、また、サンプリング作業に伴うコアの膨張や脱水により供試体の含水状態が地山状態から変化する。このため、三軸圧縮試験に於いては、採取したコアを有効土被り圧で圧密後に試験を行うCUU試験が適切であることを提案した。

また、地盤の試験では通常各種の試験方法が用いられるが、それらの値には差が生じる。特に、原位置試験と室内試験、載荷方法などにより得られる値は異なることがある。これらに関して、各種試験のひずみレベルに着目して検討した結果、載荷方法によって対象としているひずみレベルが異なっており、載荷方法によらず同程度のひずみレベルでは同じような変形係数が得られることが判った。従って、地盤の安定性評価に当たっては、想定される地盤内のひずみレベルの応じた変形係数を用いることが適切である。

地盤の安定性解析結果に大きな影響を与えるポアソン比については、試験法によって異なる値が得られるが、透水性の低い軟岩地盤の地震時安定性の検討に於いては、三軸CU試験時の値か超音波速度測定による値を用いるのが適切である。

地盤の安定性評価を行う際には、地盤内の地圧を正確に設定しておく必要がある。堆積性軟岩では、これまでの計測データから多くの地点で静水圧分布の値が得られている。構造物の建設に当たって、掘削工事が行われることが多いが、工事後の地盤内応力状態を正確に推定し地盤モデルに反映しておく必要がある。大規模に掘削された地点での地圧測定の結果から、掘削により垂直方向だけでなく水平方向の地圧も解放され静水圧的な地圧状態となっていることが判った。従って、FEM解析で地盤内応力を再現する場合には、初期の地山状態を静水圧分布で計算し、掘削による除荷の影響についてもポアソン0.5近くの値で計算して、静水圧的な地盤内応力分布を与えるのが適切である。

地盤の安定性評価には通常載荷速度0.1%/min.による三軸圧縮試験による強度(静的強度)が使われることが多いが、地震時においては、載荷速度の速い荷重状態及び繰り返し載

荷の影響が考えられる。このため、載荷速度及び繰り返し載荷の影響について、振動三軸試験を実施して、その影響を把握した。その結果、0.1～3Hz の載荷速度では、周波数の影響はなく、また、地震波形による載荷をした場合の強度は通常の載荷速度による強度(静的強度)より大きい結果となった。この結果から、従来から慣用的に使われている載荷速度の強度で安定性評価を行うことは安全側ではあるが、強度を過小評価していることが判る。従って、今後の大きな地震動にたいする地盤の安定性評価に際して、安全性に余裕がない結果が得られた場合には、地盤の耐震性能の実力評価として動的な強度を用いることが適切である。

現状の原子力発電所の耐震安定性評価では、動的な強度が静的な強度よりも大きいことを試験で確認した上で、安全側の評価として静的な強度を使用することが行われているが、動的強度を用いた安全評価が可能となるよう、動的強度に対する破壊規準の設定方法等を整備することが重要である。

## 6.2 安定性解析手法に関わる各種条件の適切な設定方法

等価線形解析と非線形解析では、岩盤では大きな差はでないが、表層部では地盤の非線形性の影響が出るため、地盤の安定性に表層部の影響が大きいと推測される場合には、非線形解析が適切である。

モーダル解析による場合は、重ね合わせ次数をいくつにするかが問題になるが、安定性評価上重要となる領域の振動数領域を想定して、それに相当する次数まで重ね合わせる方法か、固有値解析により誤差率を求め、全次数の誤差率と大差のない次数まで重ね合わせる方法が適切である。

解析領域については、構造物中心から両側にそれぞれ構造物の幅の2.5倍程度とることが適切である。また、深さ方向には、構造物幅の1.5～2倍程度とることが適切である。深さ方向に地盤の剛性が変化している場合でも、極端に変化しない限りその影響は小さい。

境界条件については、下方については固定あるいはダンパーを付けた境界条件とし、それぞれで、入射波+反射波あるいは2倍の入射波を入力するのが適切である。

側方の境界条件については、静的解析では自由境界、固定境界、鉛直ローラー境界、水平ローラー境界のどの境界条件でも、領域幅がある程度あれば構造物周辺での応力、変形は大差がなく、特に、水平ローラーか自由境界とすれば安定性評価結果に著しい影響は出ない。動的解析については、振動に影響があるため、側方境界より外側の無限の連続性を持つ地盤を考慮して、側方境界の外側にReguler zoneを付け、モデル境界との間にライスマー型ダンパーで結ぶ方法が適切である。

地盤の減衰定数の与え方については、内部粘性型減衰を用いると高周波成分で減衰を過大に評価することとなり、歪みエネルギー比例型減衰を用いるのが適切である。

## 6.3 弱層を含む地盤の安定性評価方法

堆積軟岩にはフレキシブルスリップフォールトのように、層理に沿うような弱層が分

布することがあり、角度が低角度であることから、地盤の安定性には大きな影響がある。弱層の強度は、原位置試験や室内試験で得られるが、一般的には乱された状態での試験となることから、実際よりも弱い強度となる。また、弱層はうねりなどの複雑な分布をしており、これらの効果が見込まれない。そこで、弱層のうねり分布性状を把握してうねりを考慮した強度の推定方法を提案した。弱層のうねりに関して詳細な調査を行い、フーリエ分析により卓越波長を求めて、FEM解析によりうねりを考慮した強度の推定方法を提案した。また、薄い弱層が上部の構造物の振動に与える影響の推定方法として、周波数伝達関数（応答倍率）による方法を提案した。

上記のように、弱層を挟在する堆積性軟岩地盤の安定性評価方法について各種の検討を加えて、最適な方法を提案した。

現行の安定性評価では、弱層部の強度は室内または原位置での小スケールの対象に対する試験値を安全側の評価として用いることが一般的である。しかし、想定される地震動が大きくなり、局所安全係数やすべり安全率が小さくなる場合には、できるだけ実力値に近い評価をすることが社会の安心にもつながることとなる。したがって、ここで提案したような方法を用いて、大きなスケールでの弱層の持つ強度を推定して用いることも有効である。この場合、弱層の構成要素(粘土、破碎された岩片状物質)の分布状況や特性と、弱層全体の分布性状を把握して適切にモデル化することが肝要である。

## 第7章 結 論

エネルギー資源の乏しいわが国にあって、原子力発電所は今後ますますエネルギー確保上重要となってくる。また、最近の内陸直下型地震による一般施設の大きな被害の発生は、原子力施設への不安を増大させる要因となっており、原子力施設についてもこれまで想定されていたものより大きな地震動での設計や安全性評価が求められるようになって来ている。また、今後の立地されることとなる放射性廃棄物処分施設についても、嚴重な地震に対する安全性評価が求められる。このような背景の元に、原子力施設については、地震時の安全性に関して、その基礎地盤の調査・試験方法や安定性評価方法を合理的に行うことが求められている。また、原子力発電所はその冷却水確保の観点から沿岸に立地されており、日本の沿岸域特に東北日本側には広く軟岩が分布しており、今後も軟岩地盤は重要施設の基礎地盤として大いに期待されているものである。以上のことを考慮して、本研究では、弱層を含むような軟岩地盤について、原子力発電所での調査・試験や基礎地盤の安定性評価の実績を踏まえて、合理的で適切な調査・試験内容や方法、解析条件などを含む安定性評価手法の確立を目指した。

以下に、本研究の成果をまとめて記述する。

第1章に於いては、本研究の背景と目的、研究フロー、本論文の構成について述べた。

第2章に於いては、軟岩地盤の調査・試験について、国の指針等での要求事項、軟岩地盤での調査・試験と安定性評価の結果を示した。国の耐震設計審査指針などに規定される原子力発電所の基礎地盤の安定性評価に要求される事項について分析し、基礎地盤の安定性評価に際し必要な事項を整理した。その結果、地盤調査については、地質調査、岩石・岩盤試験によって、母岩や弱層の力学特性や分布状態が十分にかつ適切に調査されているかどうか、安定性評価においては、解析モデルの幅、解放基盤面の設定、解析要素の大きさ、減衰定数などの条件や解析手法が適切かどうか、異常振動が生じてないかどうかなどが重要な検討項目であることが判った。

第3章に於いては、安定性評価をFEM解析で行う場合重要となる、地盤モデルと地盤の特性を得るための試験方法について検討をした。ここでは、まず地盤モデル作成に重要となる物性の深度依存性についてデータを分析して、堆積性軟岩では、現在の深度に依存した分布を示すもの（主に力学特性）と、堆積時の層準に依存した分布を示すものがあることを明らかにし、これらの違いを的確に反映することで、物性のばらつきの小さい地盤モデルを作成することを提案した。また、軟岩では一般にその特性が含水状態によって大きな影響を受けるため、非圧密非排水三軸圧縮試験でその影響を把握すると共に、供試体採取によるみだれの影響を除去する方法として、あらかじめ有効土被り圧で圧密した後試験を実施する方法（CUU試験）を提案した。また、軟岩での各種試験結果では、特に変形係数などは試験方法（載荷方法）によって異なる値が得られ、安定性評価にどのような試験から得られた値を用いるのが適切か判断に迷うことがある。このため、単調載荷、繰り

返し載荷、単周期載荷による各種試験を行い、ひずみレベルと変形特性の関係を分析した。また、せん断剛性率のひずみ依存性を詳細に調べるため供試体側面に局所変形測定装置を付けた三軸試験を行った。その結果、各種試験方法では、対処とするひずみレベルが異なっており、対象とするひずみレベルを合わせると、どの試験方法でも同程度の変形特性が得られることを明らかにした。したがって、安定性評価時に想定されるひずみレベルを考慮して、試験方法を選定すればよいことが明らかとなった。また、地盤内応力算定に大きな影響を与えるポアソン比と初期地圧について試験及び解析結果から、適切な試験方法と大規模掘削を伴う地盤の地圧の設定方法について明らかにした。

さらに、泥質軟岩について、規則波の振動三軸圧縮試験、不規則波の振動三軸圧縮試験を行い、実地震波作用時の強度を推定した結果、実地震波での強度は、規則波振動時の1波目で壊れる場合に相当し、通常の載荷速度(0.1/min.)の三軸圧縮試験による強度よりも大きいことを示した。従来安定性評価では動的強度が通常の載荷速度の静的強度よりも大きいと言う想定の下に、静的強度を用いて安定性を評価してきているが、その方法の妥当性が明らかになった。

今後想定される地震力が大きくなってきた場合、地盤の安全率がこれまでより小さくなるため、これまでのように単に安全側と言うことで静的強度を用いるのではなく、地盤の安定性に対する実力の評価という意味でも、動的な強度が用いられるように、例えば、破壊規準の設定方法等の動的強度の使いやすさについて検討が進められるべきである。

第4章では、地盤の安定性評価手法の確立を目指して、安定性評価に関わる各種の重要な条件について検討を加えて、適切な安定性評価手法の条件を明らかにした。軟岩、特に弱層を含むような地盤では、地盤材料の非線形性が地盤の応力状態や変形状態に大きな影響を与える。このような非線形性を取り込む解析手法として、等価線形解析と非線形解析があるが、これらの解析手法の比較を行い、埋め込みが深く表層地盤の影響が大きい様なケースでは、等価線形解析では表層部の応答が実際よりも大きくなるため、非線形解析を行うことが適切であることを明らかにした。また、モーダル解析を用いる場合の重ね合わせ次数の設定方法についても提示した。さらにFEM解析に関わる各種の条件(解放基盤面の設定方法、モデル入力基盤面の設定方法、地盤の剛性の与え方、解析領域の大きさと境界条件の設定の仕方、解析要素の大きさ減衰機構の設定方法)について、解析的検討を加えて、適切な設定方法を提案した。

第5章では、弱層を含む地盤の安定性評価について、弱層のモデル化方法、うねりの効果を考慮した弱層の強度推定方法、弱層の動的影響について述べ、弱層を含む地盤の安定性評価方法について、うねりを考慮することにより弱層の強度が大きくなることおよび薄い弱層の分布は、上部の構造物及び地盤全体の振動性状には大きな影響を与えないことを明らかにした。弱層の強度については、うねりを伴う弱層の強度を解析的に求められる方法を提案し、模型実験で解析方法を検証した上で、解析的方法によって実際のうねりを反映した強度および代表的うねり勾配での強度を求めた。その結果、実うねりを反映した強度は、母岩のかみ合わせ効果により弱層の原位置試験による強度よりも大きくなり、拘束

圧が大きくなると、母岩強度に近づくことを示した。現状の安定性評価では、室内での小さなサンプルでの強度試験による強度あるいは原位置せん断試験による強度が用いられているが、この方法は安全側ではあるが、今後想定される地震力が大きくなり、従来の強度評価では弱層を含む地盤の安定性に余裕がない結果が得られた際には、実力評価として、うねり効果を見込んだ強度を用いることでより適切な評価方法となると考える。その際気をつけなければいけないのは、原位置試験では既に供試体の数十センチ規模のうねり効果は取り込まれていることになるため、室内試験での強度を用いることが適切であるが、非常に薄い弱層の場合のサンプリングや強度試験方法に困難を伴うことが多くこの点については、弱層の実情に応じて工夫すべき余地が残されている。

第6章には、上記の各種検討結果をまとめて、弱層を挟在する軟岩を基礎とする重要構造物の安定性評価方法について体系的に提示した。具体的には、軟岩に於いては、地盤モデルとして、深度との関係だけでなく堆積時の層準との関係もとり入れることが適切であり、物性試験については、含水状態、ひずみレベルに配慮した試験が重要であることを指摘した。また、想定地震力の増大に伴い、評価上の余裕が小さくなっていくことが想定されるが、動的強度の採用によりより適切な地盤の実力評価が可能であることを提案した。安定性評価はFEM解析によって行われることが多くなってきているが、解析における詳細な条件を適切に定める必要があり、重要な要素について解析等による検討を元に、適切な設定方法を提案した。また、堆積性の軟岩地盤では低角度の弱層が分布することがあるが、安定解析上のモデルや強度の取り扱いについて提案し、また、弱層の存在が構造物の振動へ与える影響が小さいことを明らかにした。

以上本論文での主な結論について述べた。安定性評価手法の具体的方法、条件の設定などについては、概ね本研究での提案によって確立したと考えられるが、さらに今後の展望として、以下のような点が上げられる。

現在、最近の内陸直下型地震の多発に応じて、想定すべき地震力の見直しや、それに伴う地盤の安定性の再評価が行われている。軟岩地盤では硬岩地点に比べて地盤の強度が小さく、地震時の安定性に対する安全率が低く、また、低角度の弱層が分布することも多く、想定地震力が大きくなると、評価上の安全率がこれまでより小さくなることとなる。しかし、地盤の持つ動的な強度や弱層の分布実態を踏まえたうねり効果を反映した強度を用いることにより、より合理的で適切な安定性評価が可能となり、一般住民の理解も得やすく安心にもつながる。現状では、軟岩の動的強度は、振動三軸試験での強度が通常の載荷速度の三軸試験（静的試験）による強度よりも大きいことを確認して、後者の値で評価されることが普通であるが、一歩進めて、動的強度による強度での評価を行うことで、地盤の地震時安定性に対する余裕が判りやすい形で提供可能となる。動的強度には、影響するパラメーターが多いため現状では安定性評価には使いにくいものとなっている。したがって、破壊規準等の安定性評価に用いやすい動的強度の表示方法について、今後検討していく必要がある。

以上のように、本論文で取り上げたような安定性評価手法を適用していくことにより、原子力発電所の耐震安全性の説明性が向上し、新規立地の促進や、放射性廃棄物処分場などの立地促進に寄与することが期待できる。

## 謝 辞

本研究論文は著者が関わってきた調査・研究業務を通じて、学び、経験したことを研究論文としてまとめたものである。

昭和50年代初めは、原子力発電所の立地、建設が次々と始まり、原子力発電所の耐震設計や地盤の調査・試験、安定性評価手法に関しての体系的な実施が議論されだした頃である。また、堆積性の軟岩への重要構造物の設置が続き、土と岩盤の性質を併せ持つ軟岩に関する研究が活発に行われ始めていた。

このような状況の中で、著者は、原子力発電所の建設現場での調査・試験の実施に直接携わると共に、それらの調査・試験結果を基に土木構造物の耐震設計や原子炉建屋等重要構造物の基礎地盤の安定性評価業務に従事した。また、その後、各地の原子力発電所の建設事例が増えたことを踏まえて、地盤の調査・試験や地盤の安定性評価方法について標準的な考え方をまとめるという活動が土木学会を中心に行われ、それまでの調査・検討成果を元に体系化が図られたが、この活動にも中心的に従事した。

これらの業務の中では、著者の関わった立地地点の岩盤が堆積性軟岩であることから、軟岩の基礎的な特性や地震時の挙動についての評価方法についても、研究を行った。これらの成果は、(社)土木学会の関連する報告書や、(社)日本電気協会の耐震設計指針に反映されている。

本論文では、これらの種々の業務を通じて得た技術的経験を基に軟岩の特性を踏まえた調査・試験方法や地盤の安定解析条件について、原子力発電所の耐震安定性の評価手法の確立という観点で総合的に取りまとめるとともに、今後のさらなる精度向上に関わる課題について述べたものである。昨今の大きな地震の発生を踏まえて逐次見直し作業が行われているところではあるが、基本的な考え方は十分今日でも適用できるものである。

本研究の遂行にあつては京都大学 大西有三副学長には懇切丁寧なるご指導と暖かいご助言を賜りました。心から御礼申し上げます。また、同大学院工学研究科都市環境工学専攻 青木謙治教授には、調査・試験の実施時から論文の纏めまでご指導を賜りました。同 西山 哲准教授及び同都市社会工学専攻 岸田 潔准教授には論文を仕上げるに際して懇切丁寧なご指導と励ましをいただきました。謹んで御礼申し上げます。

本論文を作成することができましたのは、東京電力入社以来現在に至るまでにいただいた学識者の皆様、上司、先輩、同僚、後輩からのご教示の賜物でございます。特に、原子力発電所の調査・試験から安定性評価方法に関しましては、この分野の先駆者であります元上司の岸 清博士（東京電力株式会社顧問）、大槻英夫氏（故人、元東京電力株式会社）および伊藤 洋博士（(財)電力中央研究所）からは、業務を通じて有益なご教示を賜りました。本論文の大部分はこれら各氏との業務を通じての成果であります。また、堆積性軟岩の特性、地震時挙動の評価方法については、西 好一博士（(財)電力中央研究所）、田中壮一博士（(財)深田地質研究所）から多くのご教示をいただきました。

本論文をまとめるきっかけを作って頂いたのは、柏崎・刈羽原子力発電所のいわゆる「地盤問題」に第一線で陣頭指揮に当たられた島津昌央氏（故人、元東京電力株式会社）であります。また、論文を仕上げるに当たり多くの方々の暖かい指導をいただきました。ここに謹んで皆様方に感謝申し上げる次第です。

本論文を締めくくるに当たって、これらの方々ならびに関係各位に深く感謝の意を表する次第であります。