

原子炉の耐震設計技術指針と地震波

京大工学部 正脇謙次

1. はじめに

原子炉の耐震設計については、耐震設計技術指針にその方向性が記述されており、この指針に沿って建屋および内部の構造物の設計が行われている。主な内容は地震学、土質力学、構造力学等広範囲の領域にわたっている。

実際の設計手法は裁判所等に提出される証拠資料から一応、伺い知ることができる。例えば、どのような解析手法で安全性が確認されているのかという点等が一部ではあるが明らかとなり、参考資料としては貴重なものである。それが故に、提出された資料の内容を十分に理解しなければ、その価値は失われる。技術的内容について、感覚的な理解だけでは到底、勝訴につらがない。それぞれの分野で解析上の問題点を指摘しえるかどうかである。

分野は広くとも用いられる力学は共通のもので、誰もが少しの努力でほぼ理解できる。ここでは地震動が作用した時の構造物の安全性について土質力学と構造力学により安全性がどのように保証されるかという点について皆様とともに検討したと思う。

2. 基礎力学

耐震設計に用いられている（地震動、土質力学、構造力学）基礎方程式は、（図を参考）物体内の立方体の微小要素に作用する三方向の力の平衡条件が基本となる。地震等の慣性力が作用するとこの力と平衡する。式中の応力とひずみの関係に線形を仮定すれば、弾性力学となり、非線形を仮定すれば塑性力学（非線形力学）となる。

一般には、ひずみは弾性係数を介して応力と関連づけられる。非線形には、多くのモデルがあり、最適な応力とひずみの関係を与えるモデルを選択するか、なければ、構築する必要がある。弾性よりも弾塑性（非線形）の方がパラメーターがおおく、解析が複雑となる。地質もまた金属と同様に線形でなく非線形挙動を示す。

土質力学の基本は金属の弾塑性理論を修正して用いている。それは地層を構成する土の粒子間の間隙があるために、静水圧応力下で体積が減少し、除荷後、変位が元に戻らない（体積変化）、剪断変形でも体積変化が生じる（粒子の相互移動）、長期間の載荷によりクリープ変形すること（地盤沈下）、引っ張り強度はほぼ0になることが金属と異なる点である。粒子間の過剰間隙水圧が大きくなると、粒子の有効応力は低下し、すべりが起きやすくなる。また、圧力差から粒子間に水の流れが生じる。これらの点を考慮して、土質力学が形成されている。ビオーの理論を用いると、地表に建屋の荷重が負荷されたとき、前述の方程式を3次元有限要素法で解くことで、各地域でのひずみ、応力、密度等が評価される。建屋の自重で地盤がすべりが起きるかどうかを調べるには、この方程式に用いられるパラメータの値を各種の試験で求めなければならない。重要なのは応力挙動と破壊条件である。

地層強度は三軸圧縮試験が主体となって評価されている。一定の側壁圧力を作用させて軸方向から圧縮力を作用させる。この試験を側圧を変えて剪断破壊するまで続けると、モールクーロン曲線が評価されるので（図参照）、この包絡線を破壊曲線として定義され

ている。すなわち、この線上の応力状態に達すればすべりが生じるとする。なお、引っ張り応力が多少生じているが実際は0に近い。

強度特性は地層により変化するので、ボーリング調査により各地層から試験片を取り出され、三軸圧縮試験が実施されてポアソン比、弾性係数等が評価される。特に建屋の変形は（図参照）断層がある場合には、注意深く行う必要がある。複数の地域からのデータのばらつきから適切な評価値が得られるかどうか、それが評価値に与える影響についても検討する必要がある。

断層の強度が他の層より低ければモーラー・クーロンの包絡線に早く達し、地盤は不安定となる。なお、柏崎6号炉では、人工的に配合したマンメイドに土砂の入れ替えが行われている。多分、不安定層が建設前に発見されたと思われる。地下坑道では支持力の測定および弾性波の測定から動的弾性係数、動的粘性係数が求められる。基盤は建屋の重量を支えなければならないから当然、試験は地下坑道で行われる（剪断強度測定等）。以上の評価は静的であるから、許容値以下であっても動的には構造物が安定条件にあるとは言えない。動的評価として地振動を想定し、地層の特性値の変化を評価する（動弾性係数等）。

3. 建屋と地層の動的相互作用

地震動が工学基盤から入力されると、各地層を反射透過を繰り返し、建て屋の基盤に到達すると一部は反射して地面に入射する。このように、地震波が地盤に入射したときの地盤の変形挙動は建屋の振動と相互に作用しあうので動的相互作用と呼ばれる。解析は図のように地面を微小要素の分割し、各要素の変形挙動を上述の方程式から評価する。当然、各要素の力学的パラメータの値は試験結果を用いる。なお、建屋の基盤にS波が入力すると、基盤は水平と回転運動することになる。このような相互作用は（図参照）基盤（剛体）に回転を考慮した回転バネと地面を結合したS（sway）-R（rocking）モデルが用いられる。なお、建屋は一点に集中質量を持つ板バネのモデルで与えられる。

振動方程式から建屋の固有振動数が評価され、複数の質量で連結しているので当然、複数の固有モードをもつ。

入力に模擬地震波が用いられるが、これは過去の強地震波動を参考にし、地域性を考慮して決定されたもので、重要な構造物には加速の大きなS2波、そのほかは、S2より小さなS1波が用いられる。したがって、これらの地震波の加速度が構造物の安定性を左右する。

地震波は工学基盤上で与えるもので、建屋の基盤に直接入力する事はない。図では、解放基盤として-20m想定され、-100mの地盤に入力する地震波を逆応答解析により求められる。ただし、逆応答解析は弾性波では容易であるが、強地震では弾性域を超えている。したがって、非線形の取り扱いとなる。なお、図では地震波の増幅率を計算しているが、これは各地層の境界で境界条件を設定した1次元のS波の反射波および透過波（密度、ポアソン比等が異なる）の計算であり、容易であるが、非線形の取り扱いとしなければ実際の波動にはならないように思われる。S波でも体積変化が起きるので、当然、過剰水圧が変化する。したがって、基盤と接する地面との接触圧が重要となる。過剰水圧が増加すれば接触圧は低下して基盤と地面がはくりする。したがって、特性値の評価が重要となる。地震波は地表で非常に増幅される。この解析の詳細は明らかにされていない。

地震波が入力して共振したときの最大モーメント、剪断力を評価して、許容値以下なら

ば安全と判断する（図はモード解析による）。このような評価は東西、南北方向に評価されている。

4. 構造物の振動

原子炉の圧力容器の他、多くの構造物も建屋と同様に、一点集中質量モデルで近似し、それぞれがバネで結合されている。圧力容器は基盤に連結している。この解析も建屋同様に、共振状態で最大応答加速度、最大応答剪断力、最大応答変位が評価され、これらから評価された応力が許容値以下になるように設計される。許容値はひずみ0.2%となる引っ張り応力を基準とするのが一般的である。浜岡では許容値を超すことはないとしている。

このような解析だけで、安全であるという保証はない。それは各部材が複雑な形状をして組み合わされているからである。すなわち、各部材毎の応力解析が必要である。例えば、燃料集合体の振動でスクラム時に所定の時間内に制御棒が挿入されるかといった問題である。高速流体中の弾性体の振動は流体と構造の練成問題となるが、実機は複雑な構造故に、解析で正解を求めるのは難しいのではないだろうか。

再循環ポンプを備えた配管の振動は当然、安全性を検討する必要があるが、上下振動は一般に水平振動より低いので、共振で相当大きな振幅とならないと配管は疲労破壊しないと思われるが、損傷を持つ場合、必ずしも疲労破壊しないとはいえない。ただし、地震波は数分という短時間を考慮したとき、配管の固有値から予想して相当大きなひずみ振幅、すなわち、低サイクル疲労破壊となる。

5. 検討課題

宮城地震では1000 gal が観測されている。もし、このような波が基盤上に作用したら、加速度応答スペクトルスペクトルは、3000-4000 gal の値となる。

当然、地震波の非線形解析が重要となる。

例えば、図のようにエルセントロ地震波に弾性および塑性を仮定すると、非線形域では大きな変位が生じることになり、危険な状態に近づく。したがって、確かな非線形応答解析を行う必要がある。当然、地質の変化（密度、間隙比、過剰水圧等）を正確に評価する構成方程式は確立されていなければならない。

また、地震波は（図参照）回転変位（東西南北）をあえるので、最大モーメントは合成値となり幾分高くなる。このような状態を想定した値を最大モーメントの評価に用いられているのだろうか定かではない。現在では（防災研）、活動が予想される断層を小分割した複数の断層の活動による地震波を基本としたモデル（断層モデル dislocation theory）から短周期波形が合成されている。このモデルは観察波形からインバージョンにより、震源パラメータ（断層の長さ、幅、すべり方向、すべり量、あるいは、地震モーメント等）を予想するのに利用されているようであるが、模擬地震波に利用してその信頼性がおけるものであるかどうか、宮城地震に適用して観察波形に近いという結果を示してほしいものである。

3. おわりに

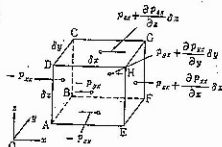
原子炉の耐震設計の信頼性は、まだ、設置された原子炉が強地震に直面していないという事実から確かなものとは考えることはできない。また、安全と考えた部材が次々と損傷を起こしている点を考慮すれば、事故が起きるかもしれないと考えるのが妥当と思える。

参考になれば幸いである。

$$\begin{aligned} \rho \partial_t \mu_x &= \partial_x \tau_{xx} + \partial_y \tau_{xy} + \partial_z \tau_{xz} + f_x, \\ \rho \partial_t \mu_y &= \partial_x \tau_{xy} + \partial_y \tau_{yy} + \partial_z \tau_{yz} + f_y, \\ \rho \partial_t \mu_z &= \partial_x \tau_{xz} + \partial_y \tau_{yz} + \partial_z \tau_{zz} + f_z. \end{aligned} \quad (1)$$

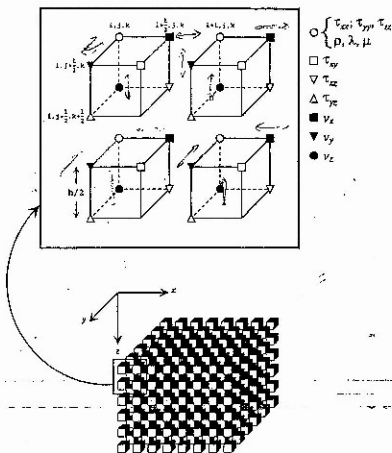
Stress-strain relations:

$$\begin{aligned} \tau_{xx} &= (\lambda + 2\mu) \partial_x \mu_x + \lambda (\partial_y \mu_y + \partial_z \mu_z), \\ \tau_{yy} &= (\lambda + 2\mu) \partial_y \mu_y + \lambda (\partial_x \mu_x + \partial_z \mu_z), \\ \tau_{zz} &= (\lambda + 2\mu) \partial_z \mu_z + \lambda (\partial_x \mu_x + \partial_y \mu_y), \\ \tau_{xy} &= \mu (\partial_x \mu_y + \partial_y \mu_x), \\ \tau_{xz} &= \mu (\partial_x \mu_z + \partial_z \mu_x), \\ \tau_{yz} &= \mu (\partial_y \mu_z + \partial_z \mu_y). \end{aligned} \quad (2)$$



$$\begin{aligned} \partial_t v_x &= b(\partial_x \tau_{xx} + \partial_y \tau_{xy} + \partial_z \tau_{xz} + f_x), \\ \partial_t v_y &= b(\partial_x \tau_{xy} + \partial_y \tau_{yy} + \partial_z \tau_{yz} + f_y), \\ \partial_t v_z &= b(\partial_x \tau_{xz} + \partial_y \tau_{yz} + \partial_z \tau_{zz} + f_z), \end{aligned}$$

Unit Cell for Staggered-Grid Formulation



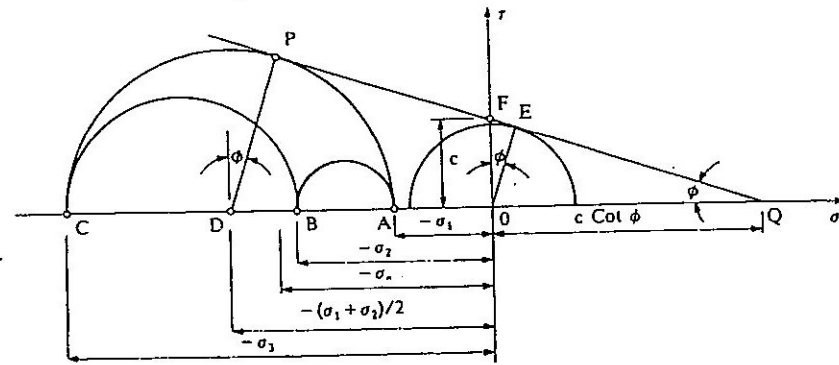
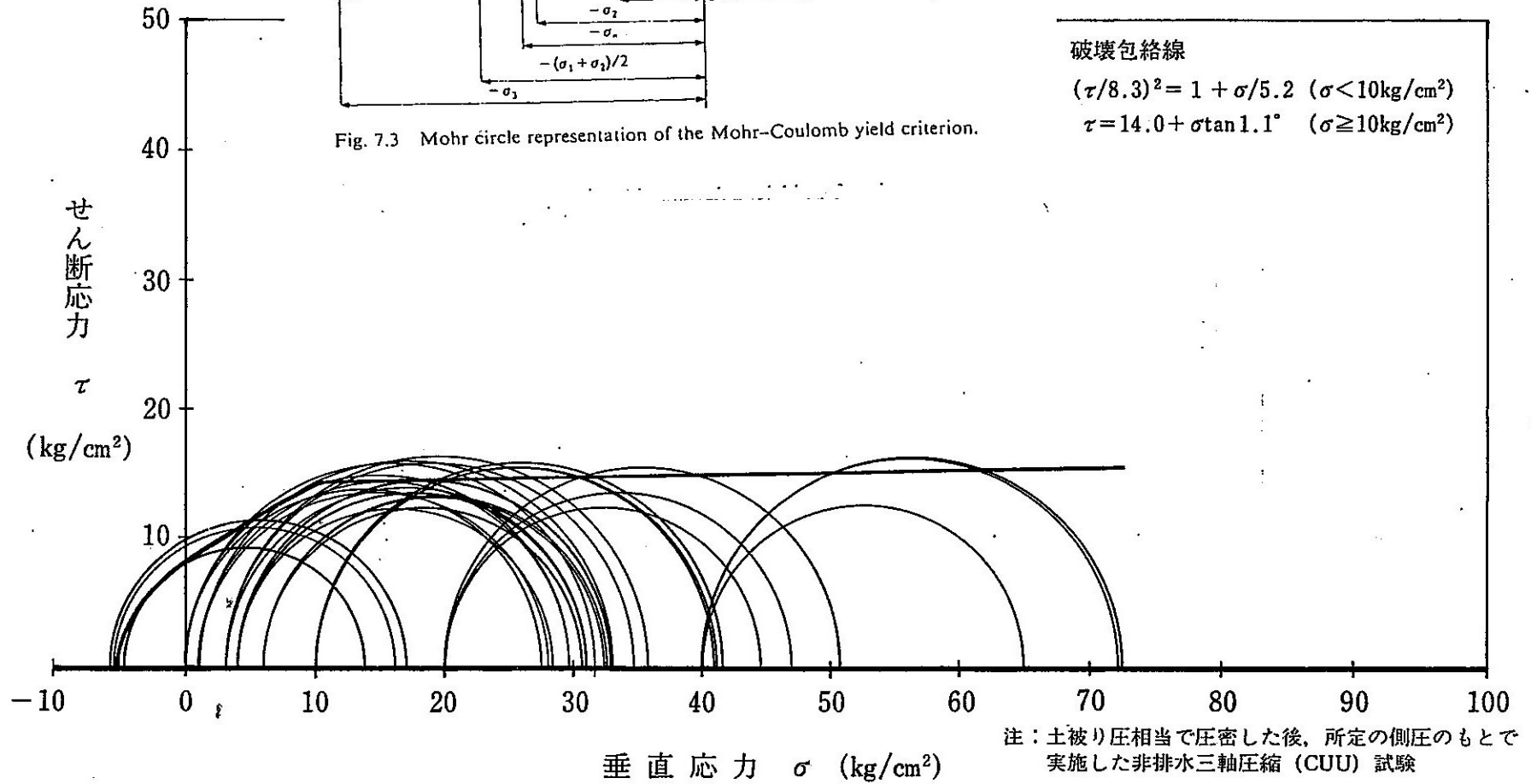
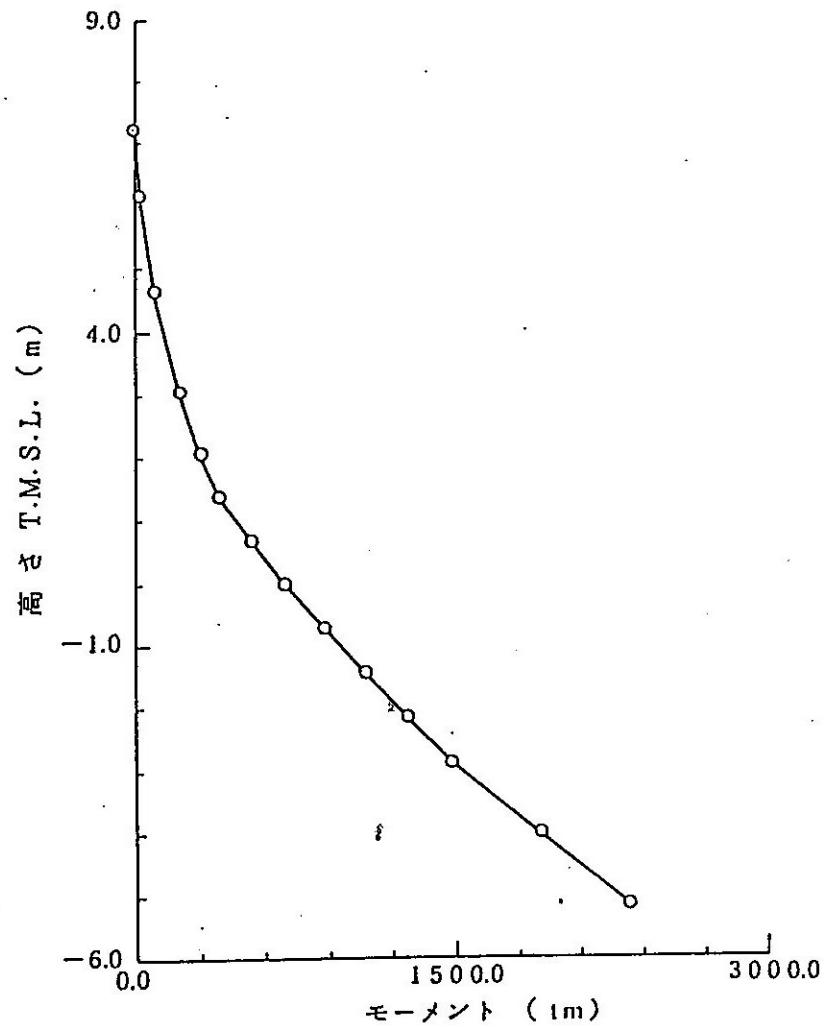


Fig. 7.3 Mohr circle representation of the Mohr-Coulomb yield criterion.



第 3.4 - 1 4 図(1) 三軸圧縮試験の破壊応力円 (6 号炉)

図 2-67 炉心シュラウド最大応答モーメント (S_2, NS)

最大応答モーメント (tm)	備 考
$S_2 - D$	
0.0 0	気水分離器頂部
2 0 2.0	シュラウドヘッド上部鏡板頂部
3 9 1.0	上部格子板
1 4 9 0.0	炉心支持板
2 3 3 0.0	炉心シュラウド下部胴

図 1 各方向の地震波形

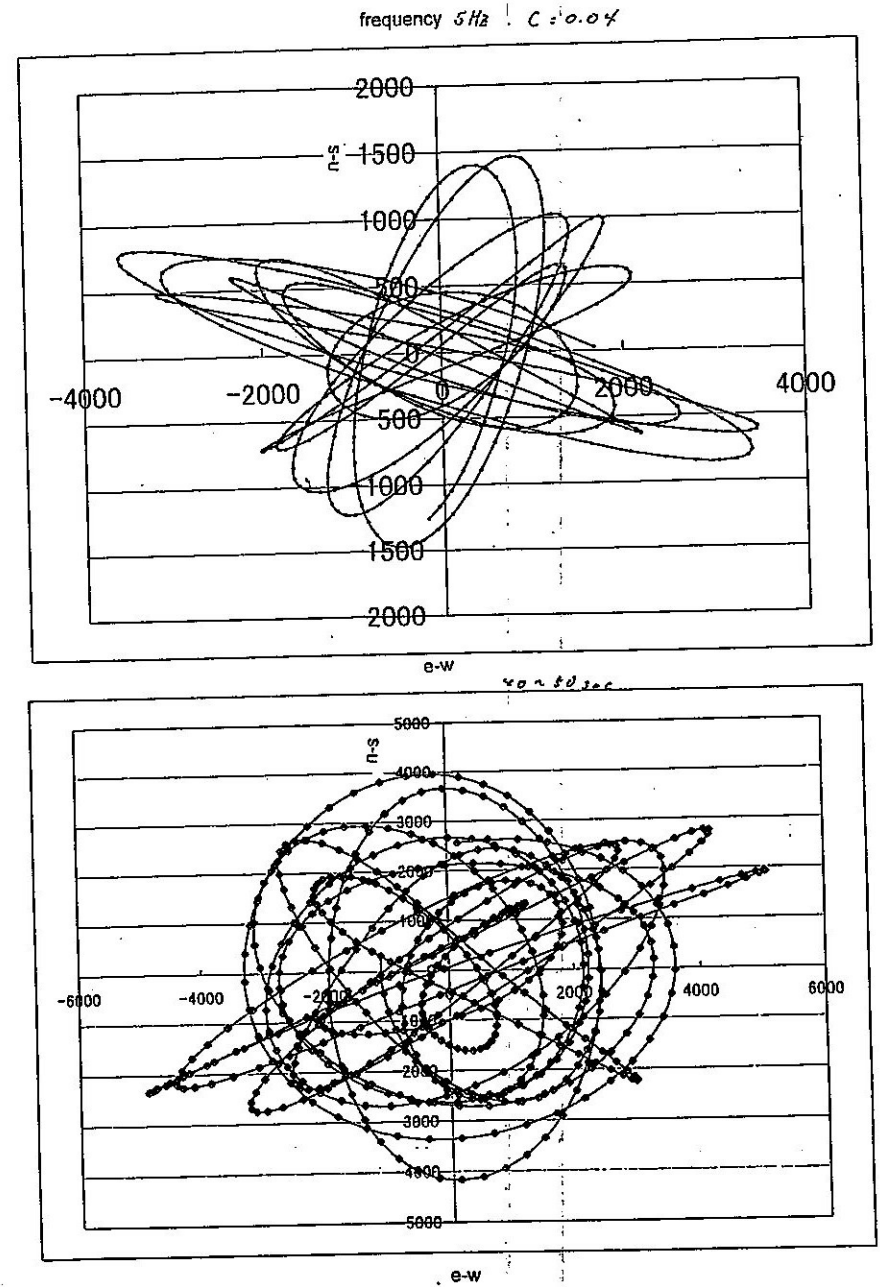
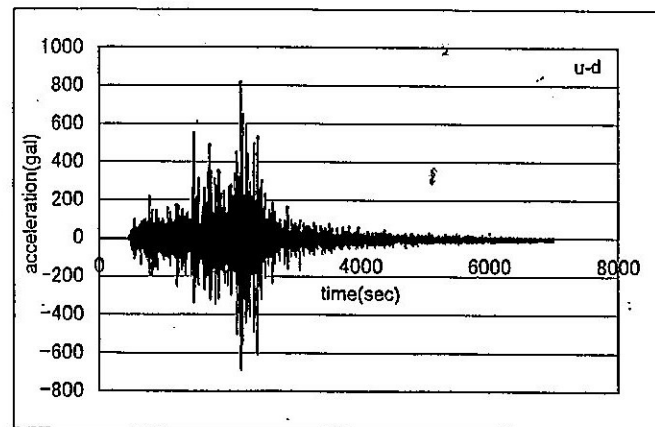
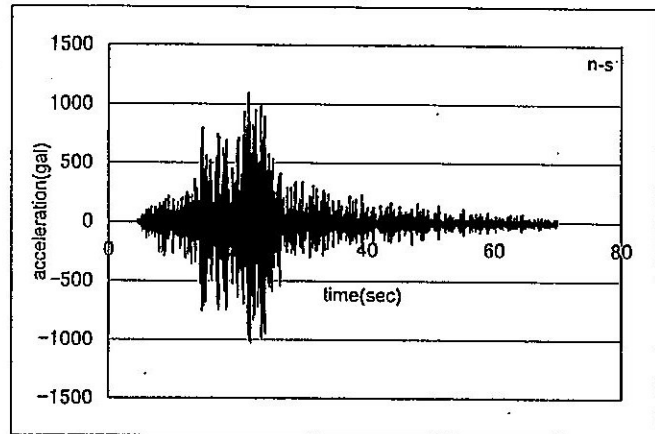
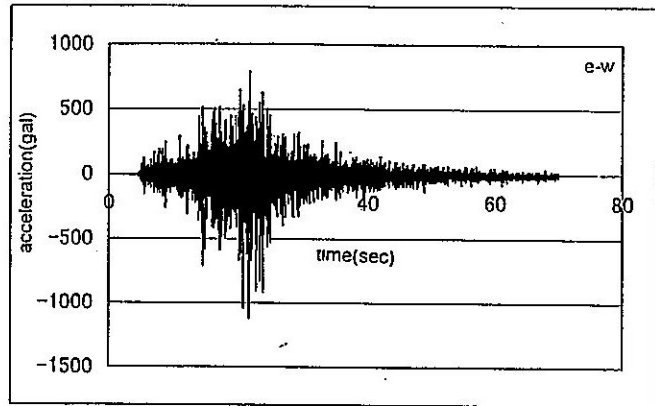
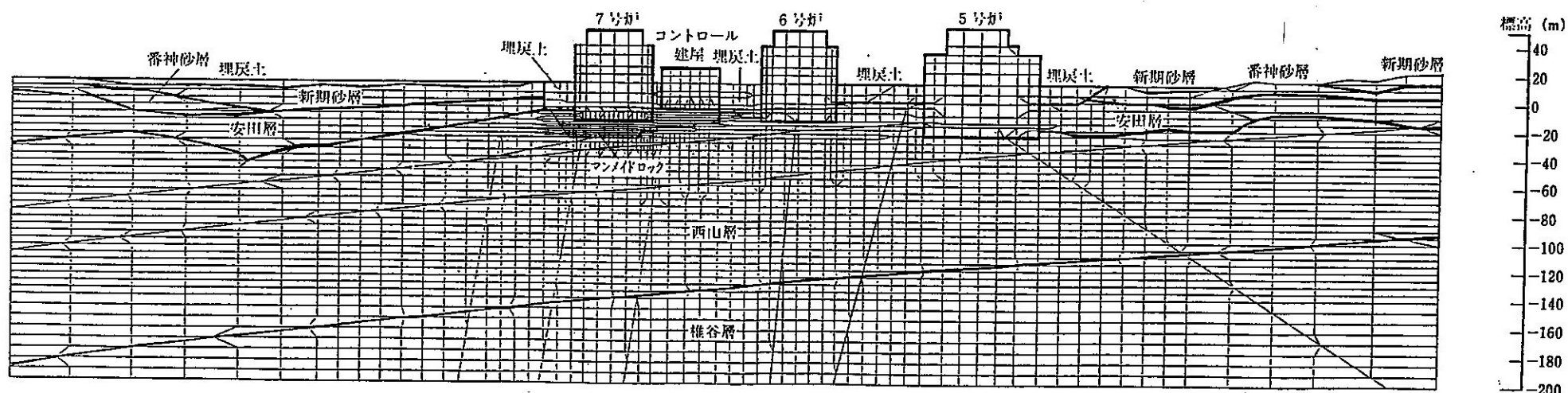
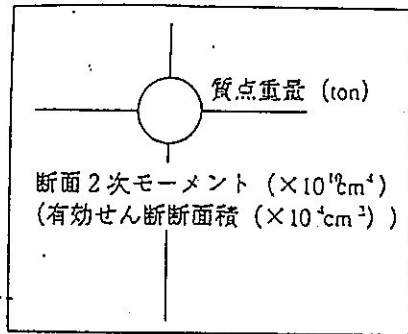


図 4 共振周波数 5 h z における振動挙動 (東西南北、40-50 秒間)



第 3.5 - 1 図(1) 解析用要素分割図 (6・7号炉汀線平行断面)



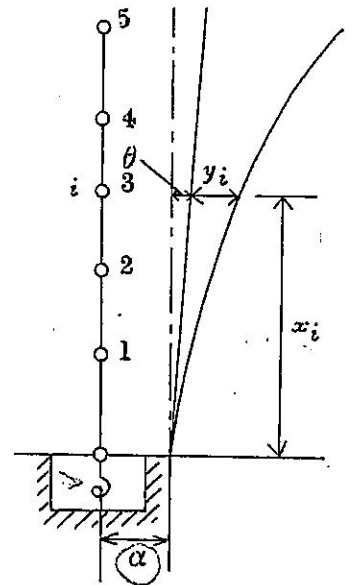
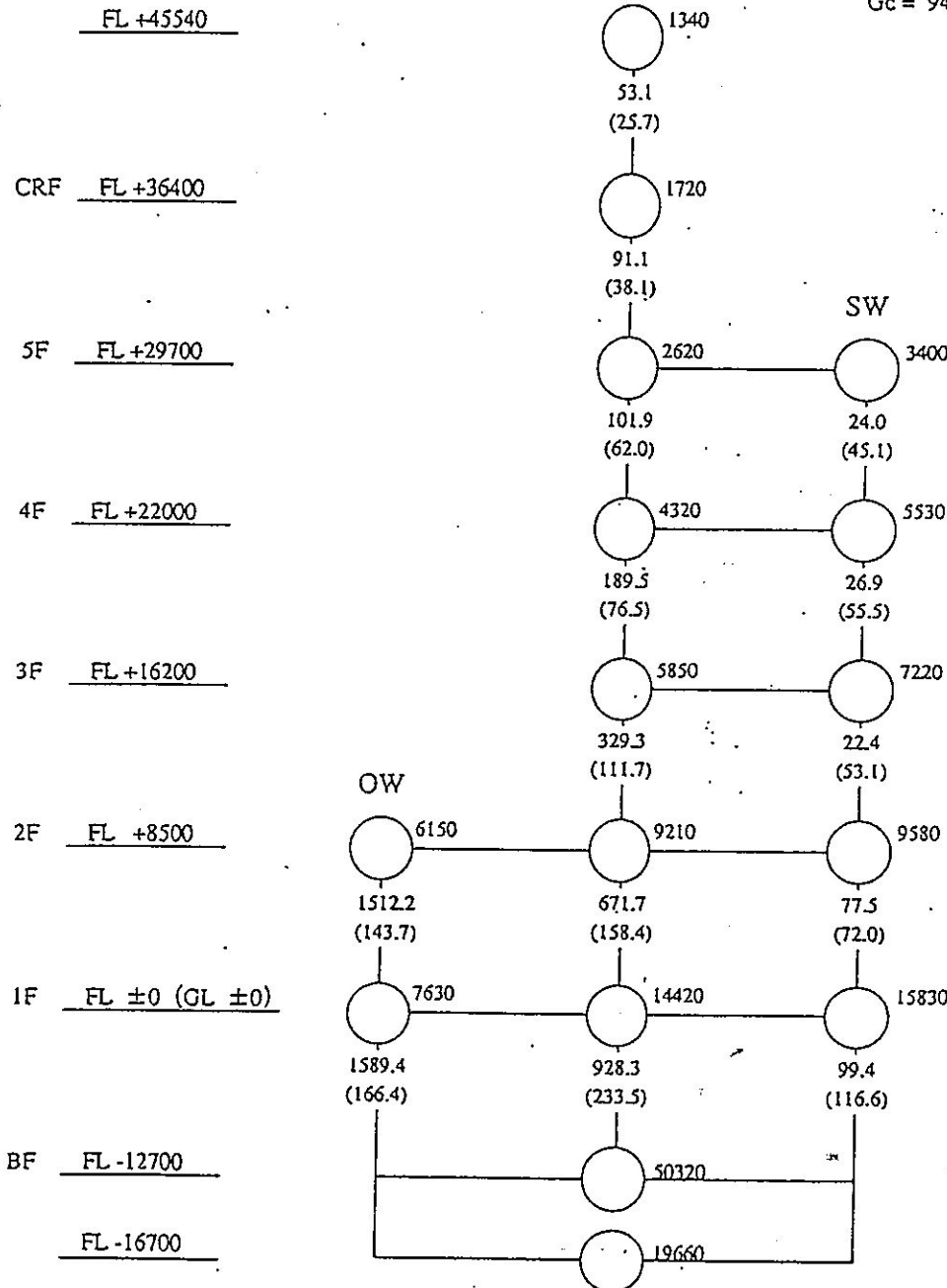
$$M_i(\ddot{y}_i + x_i \ddot{\theta}) + C_i(\dot{y}_i - \dot{y}_{i-1}) - C_{i+1}(\dot{y}_{i+1} - \dot{y}_i) + K_i(y_i - y_{i-1}) - K_{i+1}(y_{i+1} - y_i) = -M_i \ddot{a}$$

($i = 1 \sim 5$, $i-1 = 0$, $i+1 = 6$ の項は 0)

$$J_o \ddot{\theta} + \sum_{i=1}^5 \frac{M_i x_i}{\bar{J}_o} \ddot{y}_i + C_o \dot{\theta} + K_o \theta = \sum_{i=1}^5 M_i x_i \ddot{a}$$

$F_c = 225 \text{ kg/cm}^2$
 $E_c = 220 \text{ t/cm}^2$
 $G_c = 94 \text{ t/cm}^2$

図4.2.9



回転慣性重量: $5.63 \times 10^{11} \text{ t} \cdot \text{cm}^2$
地盤回転ばね定数: $2.30 \times 10^{12} \text{ t} \cdot \text{cm/rad}$

図4.1-4 建屋モデル (NS方向)

4.1.2 入力地震動

「3. 基準地震動の新旧比較」に示した基準地震動 S_1 及び S_2 を解放基盤表面 (GL -20.0 m) に定義し、GL -20.0 m以浅の地盤を取り去った地盤モデルで一次元波動理論による逆応答解析を行い、地震応答解析モデル下端位置 (GL -100.0 m) での応答波を求め、これを建屋-地盤連成解析モデルへの入力地震動とする。

入力地震動の作成モデルを図4.1-8に示す。

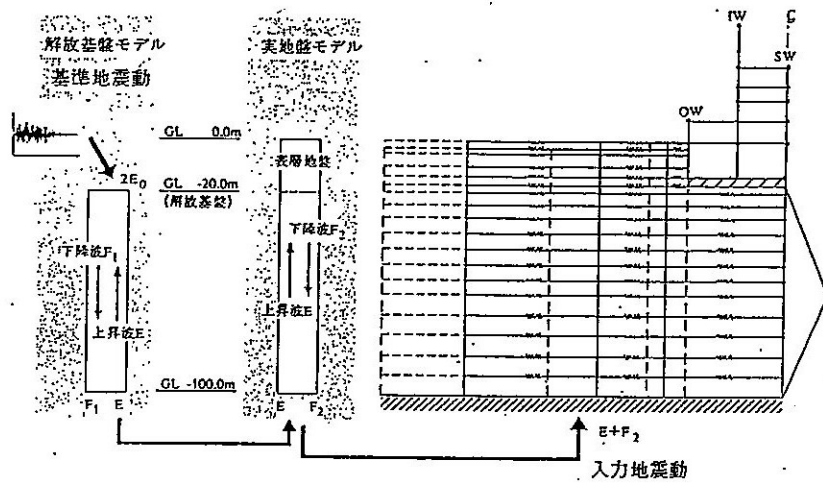


図4.1-8 入力地震動の作成モデル

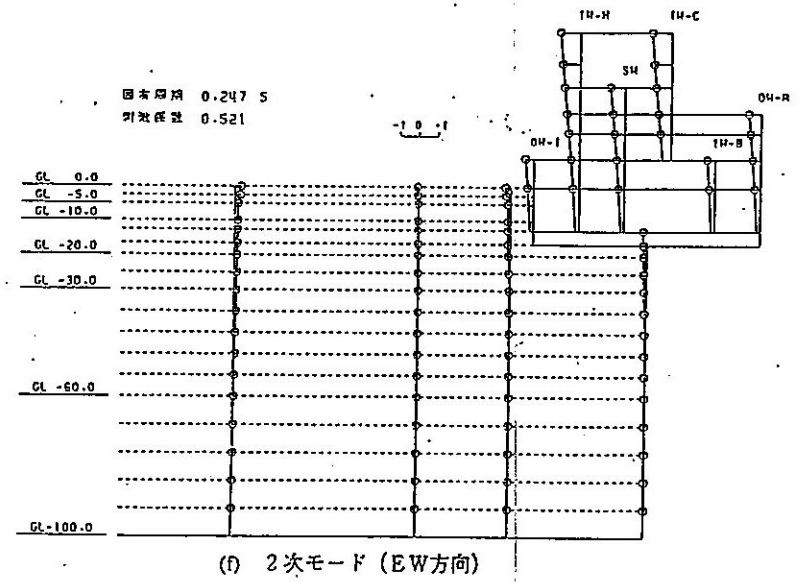
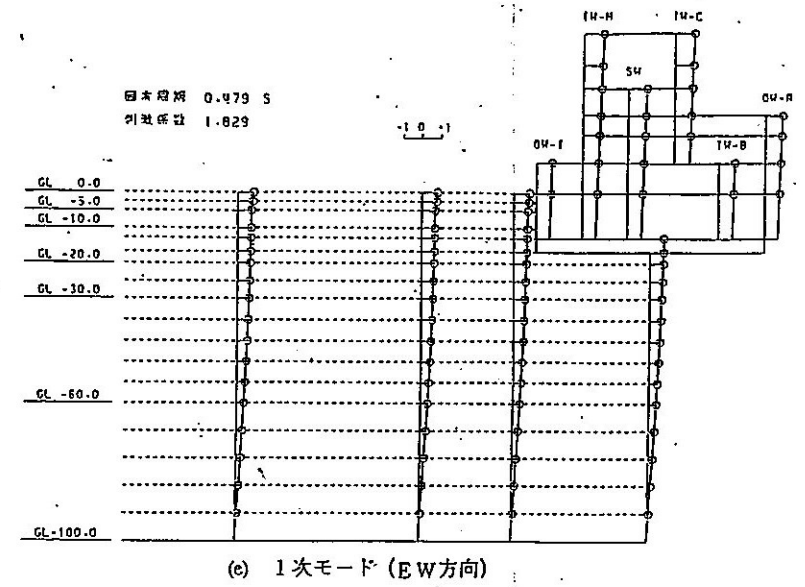
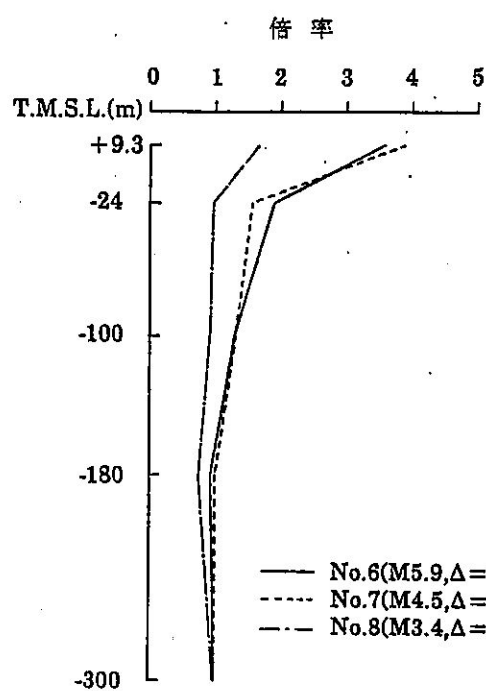
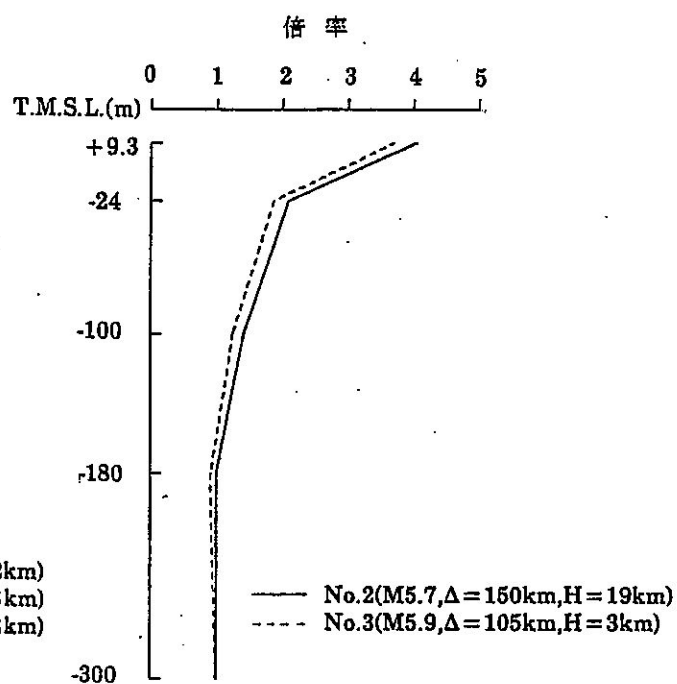


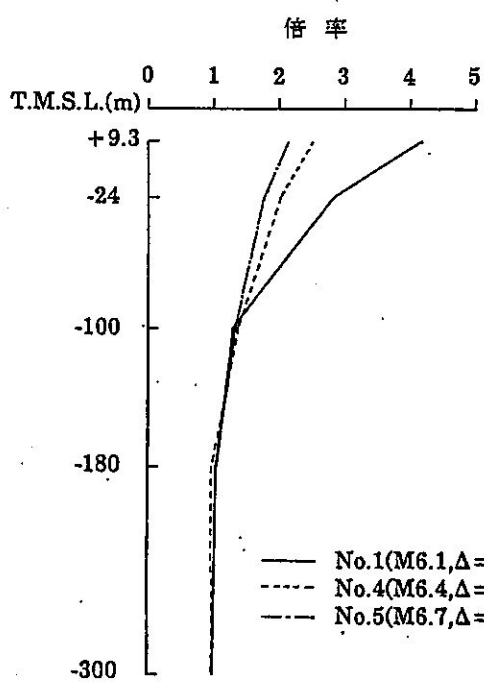
図4.1-9(3) 固有周期及び固有モード $[S_1]$



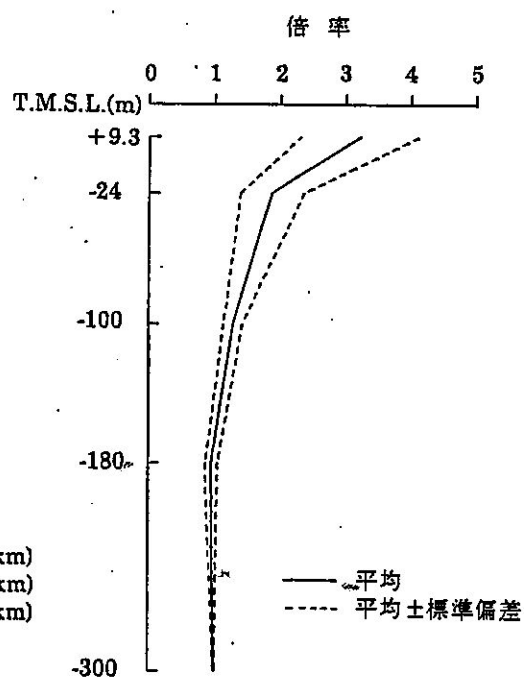
近距离



中距離



遠距離



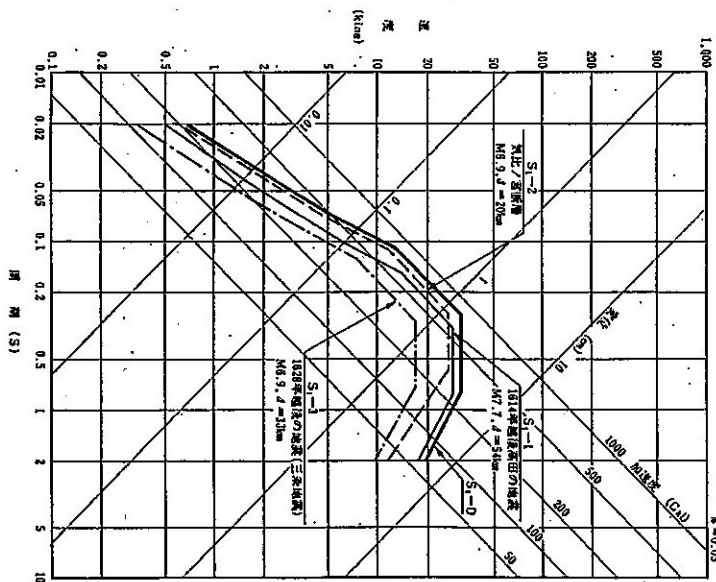
平均(8波)

第 5.5 - 7 図 最大加速度振幅比 (水平成分)

第5.6-3図 普通地震動S₁の応答スペクトル

6-5-117

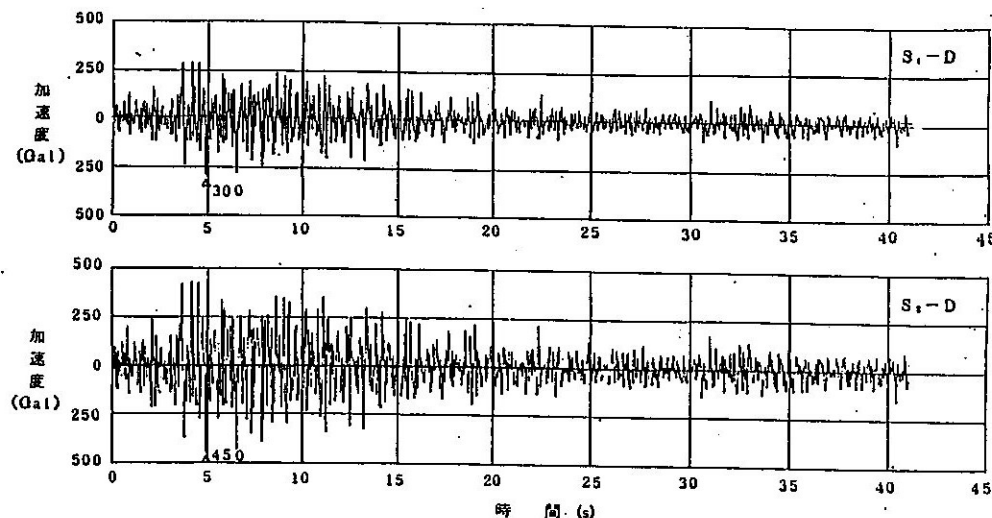
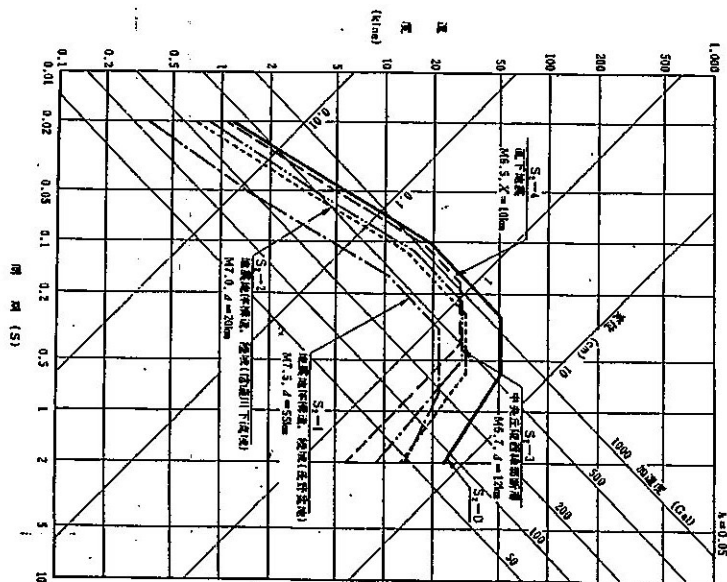
(関連頁6-5-34)
(関連頁6-5-37)



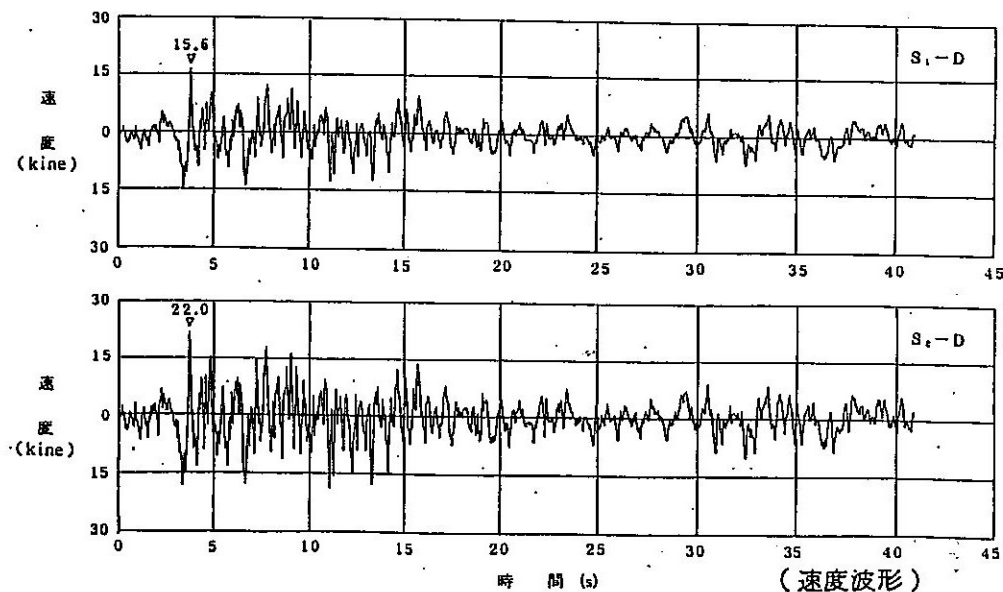
第5.6-4図 普通地震動S₂の応答スペクトル

6-5-118

(関連頁6-5-34)
(関連頁6-5-37)



(加速度波形)



(速度波形)

第5.6-5図 設計用模擬地震波

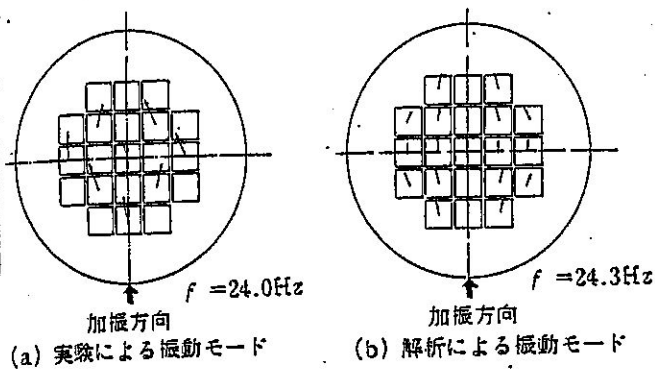


図 5-17 最も卓越する振動モードの実験結果と解析結果の比較

原子炉建屋

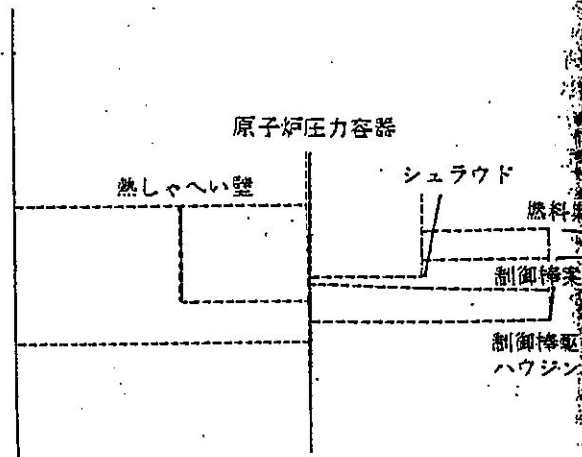


図 5-19 燃料集合体が卓越する振動モードの例

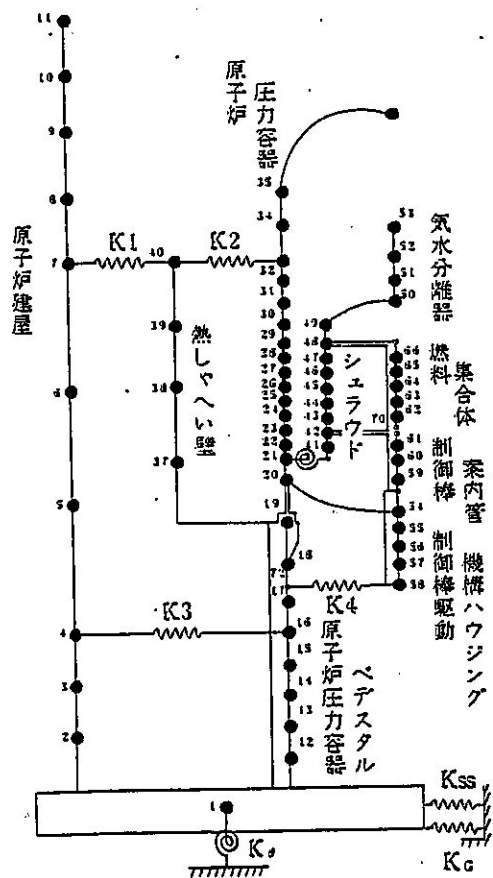


図 5-18 原子炉炉内構造物地震応答解析モデル (例)

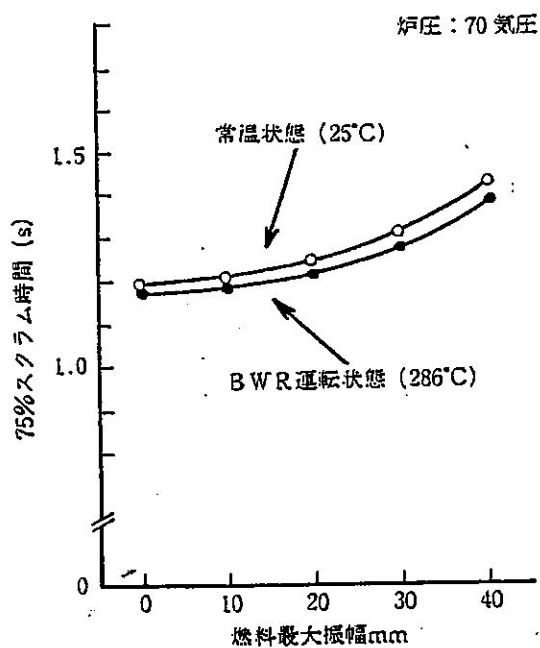
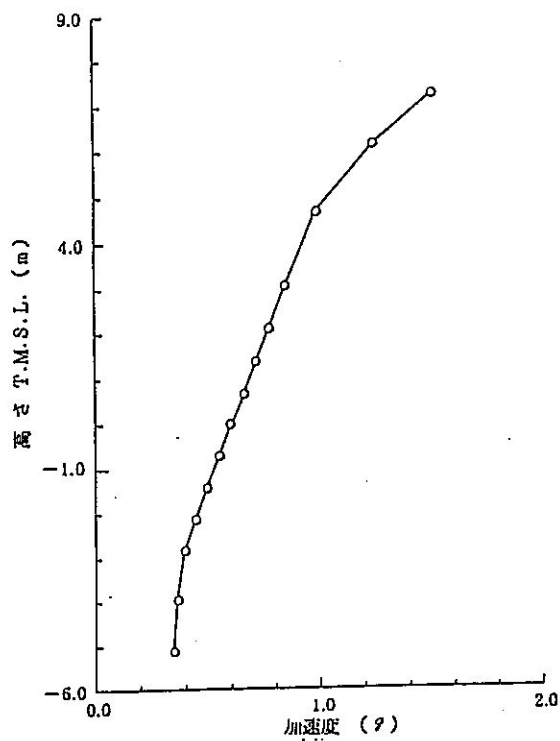


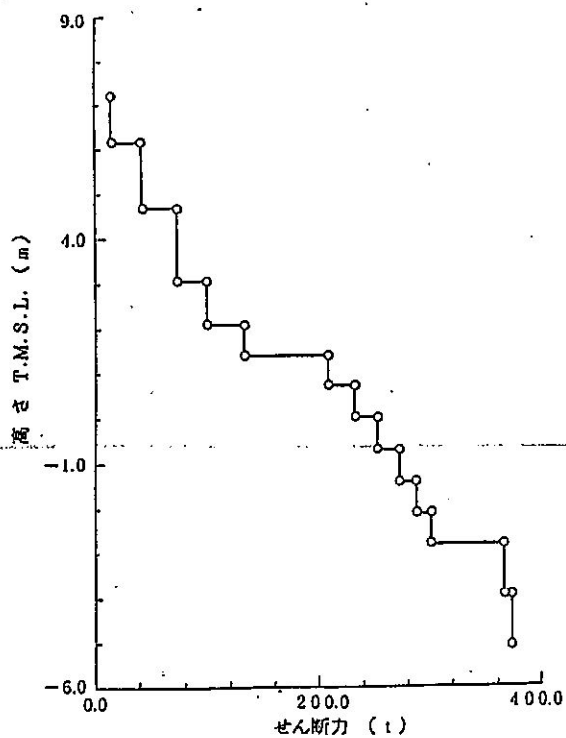
図 5-20 燃料最大振幅-75%スクラム時間の試験結

77

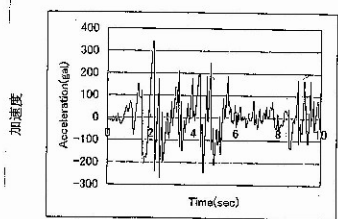
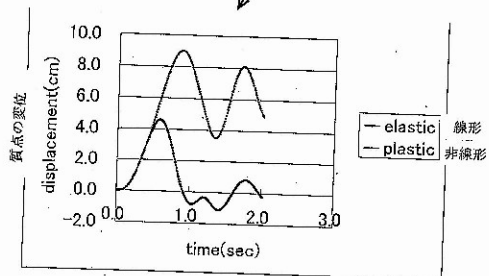
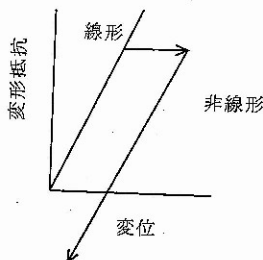
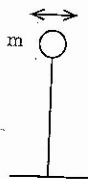
図 2-65 炉心シュラウド最大応答加速度 (S_2 , NS)

最大応答加速度 (g)	備 考
$S_2 - D$	
1.5 1	気水分離器頂部
0.8 5 4	シュラウドヘッド上部鏡板頂部
0.7 2 6	上部格子板
0.4 0 3	炉心支持板
0.3 5 2	炉心シュラウド下部胴

78

図 2-66 炉心シュラウド最大応答せん断力 (S_2 , NS)

最大応答せん断力 (t)	備 考
$S_2 - D$	
1 6.3	気水分離器頂部
1 0 1.0	シュラウドヘッド上部鏡板頂部
2 1 1.0	上部格子板
3 0 1.0	炉心支持板
3 7 2.0	炉心シュラウド下部胴



エルセントロ地震波

地震波を作用させたときの線形応答と非線形応答の相違