

# (15) 最近の原子力発電所の耐震解析の新技术法 (多質点系「格子型モデル」による応答解析)

(鹿島建設 武藤研究室) 武藤 清 ○金山 弘雄

## § 1 はじめに

わが国で初の商業用原子力発電所としてコールダーホール改良型の東海発電所が動き出してから13年が経過した。今日では10数基の発電所が運転を開始し、その規模も巨大化して1基100万KWeを超える大型炉も出現している。

いうまでもなく、原子力発電所は万一大地震に遭遇しても人畜や環境に放射能障害を与えてはならず、設計としては特に厳しさが要求される構造物であり、このため、日本の全ての発電所はその導入当初から耐震上の信頼性が最重要課題としてとり上げられ、設計は公的な審査組織によって厳密にチェックされている。

こういった観点から、設計の際に行なう耐震解析は非常に重要な意味をもつこととなる。

本論文は、著者らが最近の原子力発電所に適用している耐震解析の新技术法を紹介するものである。すなわち、建屋とその周辺地盤をも解析領域にふくめた相互作用モデルを設定し、設計用地震動として既往強震記録を採用してこれを自由地盤表面の動きとして逆応答解析を行ない、上記モデルへの入力地震動とする考え方であり、しかもこのモデルとしては実用性を考慮して多質点系モデル(「格子型モデル」)を用いる方法である。

## § 2 地震動と振動モデル

さて、我国における原子力発電所は、その接地の仕方からみると、図1に示すように工学的な意味での基盤が露頭しているもの、若干の表層を被しているもの、比較的深い表層(いずれも工学的意味での表層)を有している三タイプに分類され

る。従来の耐震解析はこのような分類については次頁下記(注)に示すような区別は特に行なわず次のような方法によっている。

すなわち、振動モデルとして図2に示すような建屋一地盤系をいわゆる「スウェーロッキングモデル」に置換(この時、地盤は半無限地盤表面上の基礎の静的または動的な挙動に関する理論解に基づいて評価)し、このバネの外から「設計用地震動」(過去の情報をもとに、地域の地震活動度や被害歴などを総合的に考慮して大きさを定め、波形は既往の強震記録を慣用)を入力して応答解析を行なう方法である。

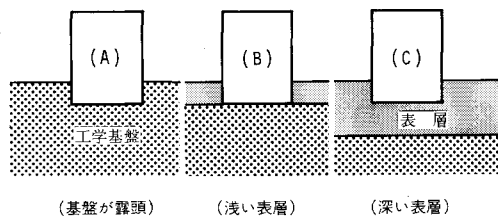


図1 原子力発電所の接地条件

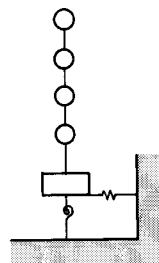


図2 スウェーロッキングモデル

ところが、著者らは最近このように「設計用地震動」として、その最大値や波形を決定するほか敷地のどの位置、どんな状態かという点まで明確にし、あわせて、文献1)などで強調されている建屋の実際の15~20mの埋込み効果をも取入れることを考え、前述の「スウェーロックモデル」とは形態が異なる以下に示すような新手法を採用している。

すなわち、図3に示すような建屋一地盤相互作用モデルを想定し、一方「設計用地震動」として地盤条件の似た既往強震記録を採用してこれを敷地の自由地盤表面に仮定し、地中への逆応答解析(Deconvolution)を行なって該当するレベルの波形を上記相互作用モデルの底面に入力する方法である。(ここでは「設計用地震動」とモデルへの「入力地震動」は区別されている。)

なお、この「設計用地震動」の決定に関しては各種の考え方があるが、最近我国でみられる一例(文献2参照)を下記(注)に示している。なお、文献3~4にも米国での実例が紹介されている。

### § 3 格子型モデル

さて、§ 2に示す振動モデルの数学的扱いとしては、図4に示すようにいわゆる「多質点系」と「FEM」が一般に考えられるが、著者らは特殊な場合を除き、設計という実用性、電算時間の制約と弾塑性解析へのつながり等を考慮して、前者の「多質点系」(これを「格子型モデル」と名づけている)を採用している。以下に具体的な手法を述べる。

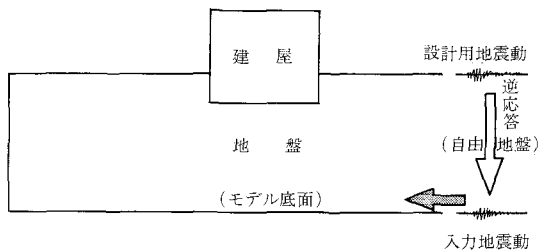


図3 周辺地盤をふくむ建屋・地盤相互作用モデルと地震動

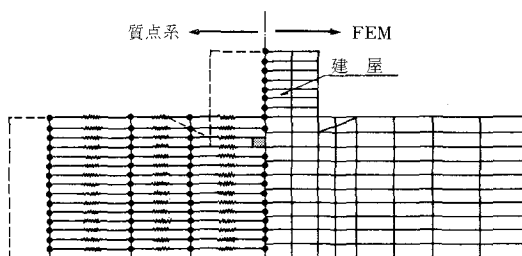


図4 FEMと多質点系モデル

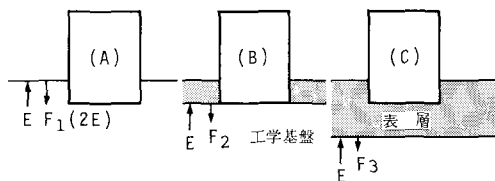


図5 (下記注)解放基盤表面で設計用地震動を規定する考え方(図1と対応)

(注) 最近、地震学の発展に伴ない、過去の地震の発生状況や敷地周辺の活断層を検討し、設計のための想定地震のマグニチュードと震央距離を考慮して「標準地震動」を敷地の「解放基盤表面」(工学基盤の表面で、表層がある場合はこれを除去した状態)で想定するという考え方である。波動論的にいえば、図5に示すように表層の有無にかかわらず工学基盤面への入射波(E)を決定するもので、敷地条件に応じてモデルへの「入力地震動」はこれをもとに変換されることになる。

### 3-1 モデルの領域 (図6 参照)

深さ方向には明瞭な基盤の有無、建物と地盤の振動周期の関連や減衰条件に応じて基礎下深さ(H)を適切に設定する。

水平方向には、建屋の幅(B)の4~5倍程度とする。なお、奥行方向には、建屋の奥行幅(D)で切取った「平面歪問題」とする。

### 3-2 地盤部分のモデル化

(a) 建物の基礎下、側方部分は図6に示すように複数の土柱でモデル化し、各土柱をせん断バネ、これら相互を水平方向に伸縮バネで結ぶ。

(b) 建屋基礎底面は同図に示すように回転バネで拘束されているものとする。

(c) これらのバネ算定は図7(a)~(c)に示すような簡易な方法によるものとする。

(d) なお鉛直質点間の距離は通過する周波数を考慮して適切に定める。

(e) 各質点の重量はいわゆる支配体積と単位体積重量から求める。

### 3-3 建屋のモデル化 (図8 参照)

(a) 建屋の各部(内外壁やシールド壁など)の構造的特徴を適切に反映した複数曲げせん断棒要素による多質点系とし、それらの質点は床位置で床の剛性と等価なバネで連成させる。

(b) 基礎マットは一般には剛体として扱うが、マット厚、地盤の硬軟によりマットの変形を考慮する必要があると思われる場合は複数個に分割する。

(c) 上記(a)(b)の剛性評価の際、熱その他の荷重による影響(剛性低下など)を検討し、必要に応じその効果を導入する。

(d) 質量は各階床位置に集中させ、回転慣性も考慮する。

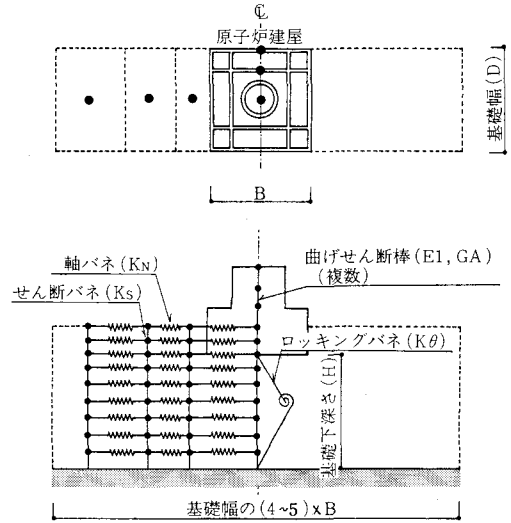
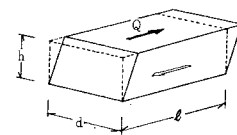


図6 モデルの領域

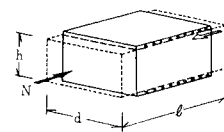
#### (a) せん断バネ (KS)



$$K_S = \frac{G \cdot A}{h} \quad (t/cm)$$

G: 地盤のせん断弾性係数 (t/cm<sup>2</sup>)  
A: 面積 (d·ℓ) (cm<sup>2</sup>)  
h: 高さ (cm)

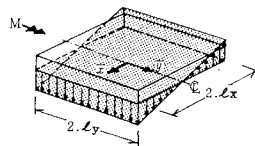
#### (b) 軸バネ (KN): 平面ひずみ問題とする



$$K_N = \frac{E \cdot A}{(1-\nu^2) \ell} \quad (t/cm)$$

E: 地盤のヤング係数 (t/cm<sup>2</sup>)  
ν: 地盤のポアソン比  
A: 面積 (d·h) (cm<sup>2</sup>)  
ℓ: 長さ (cm)

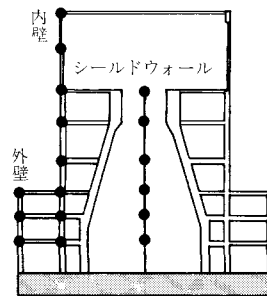
#### (c) 回転バネ (Kθ): 田治見博士の矩形式



$$K_\theta = \frac{\pi G}{(1-\nu) E_s} \frac{1}{2} \frac{1}{\lambda \log \sqrt{1+\lambda^2+1}} \frac{1}{\lambda}$$

λ = ℓy/ℓx (t·cm/rad)  
Js: Y軸周りの断面2次モーメント (cm<sup>4</sup>)  
2·ℓx: 加力方向の基礎の長さ (cm)  
2·ℓy: 直交方向の基礎の長さ (cm)

図7 地盤のバネ評価.



- 振動は紙面直角方向
- 水平方向に床スラブバネで結ばれている。

図8 建屋のモデル化

以上、地盤、建物のモデル化の具体的な手法を示したが、これはあくまで建屋の挙動をグロスに把えるためのものではあるが、文献5)~8)にみられるように振動実験や地震観測のシミュレーションによっても実現現象を精度よくトレースできこの手法の妥当性は確認されているものである。

## § 4 解析例

### 4-1 解析対象

解析の対象は図9に示すようなBWR型(MARK-II)の仮想建屋で下層は80×80, 上層は50×50mの正方形平面を有し、建屋高さは地上5.6m, 埋込み深さは1.8m(基礎マット厚6m)である。主たる耐震要素は内壁、外壁、シールド壁である。地盤は全て均質とし(条件単純化のため埋戻土部分はなしと仮定)弾性定数2.0 t/cm<sup>2</sup>(Vs ≒ 590 m/sec), ポアソン比0.4, 単位体積重量2.0 t/m<sup>3</sup>と想定し弾性解析としている。

### 4-2 振動モデルと地震動

基礎スタディであるため、ここでは図10に示すように建屋全体を1本の曲げせん断棒に、地盤についても簡易な4本棒(建屋直下, 近接, 中間, 遠方をそれぞれ代表する)と仮定し, §3に示す方法でモデル化した。

次に地震動は, 図10に示すように敷地の自由地盤表面にEL CENTRO, TAFTの2波形(最大加速度はこの地表面で100 galに規準化)を想定し, 波動解でモデル底部(GL-9.8m)まで逆応答した波をモデルへの入力波(図11参照)とした。なおこの逆応答結果のうち土中各レベルの加速度分布が図12に示すものである。

なお、地盤、建屋とも減衰定数として5%を仮定している。

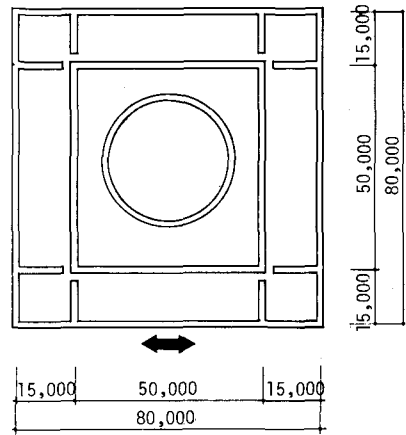
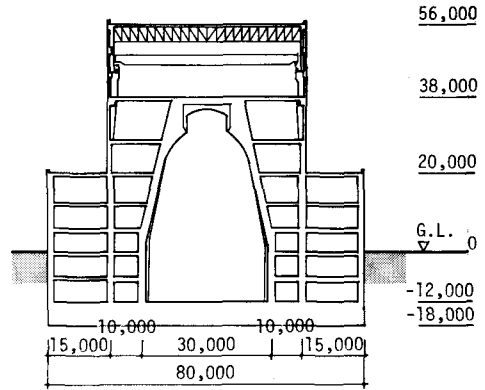


図9 解析対象建屋

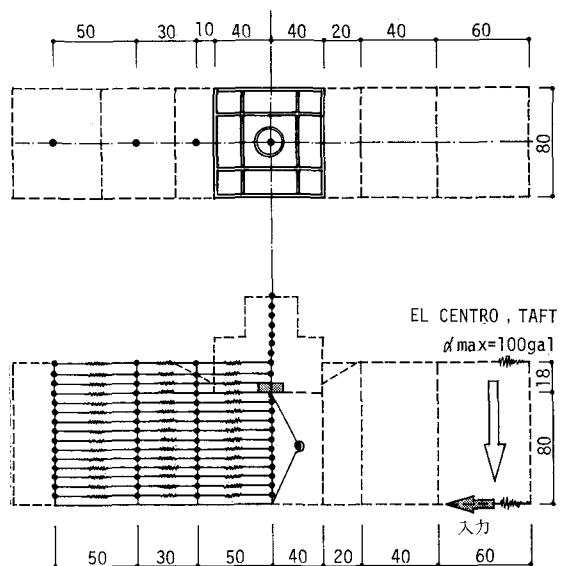


図10 振動モデル

#### 4-3 固有値解析結果

図13が代表的な振動モードで図中に固有周期、刺激係数を記入している。同図(a)(c)が地盤の1次、2次モード、(b)(d)が建物の1次、2次モードで、地盤のモードと建物のモードが比較的分離(独立)して表われている例である。

#### 4-4 地震応答結果

図14は建屋-地盤全体系の応答最大加速度分布である。両波ともほぼ同等である。基礎マット下端への入力は両波で84~86 galで同一深さの遠方地盤の91~99 galよりは若干小さくなっている。

図15は建屋部分のみとり出した応答最大加速度分布でやはり両波に対する応答はほぼ同等で基礎マットに約85 gal入力して操作床で250 gal、屋根で400 galとそれぞれ約3倍、5倍に増幅している。

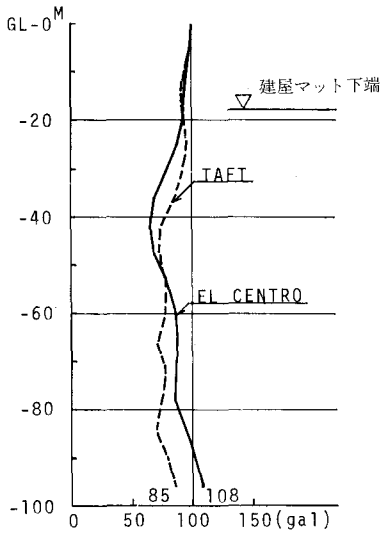


図12 土中の加速度分布

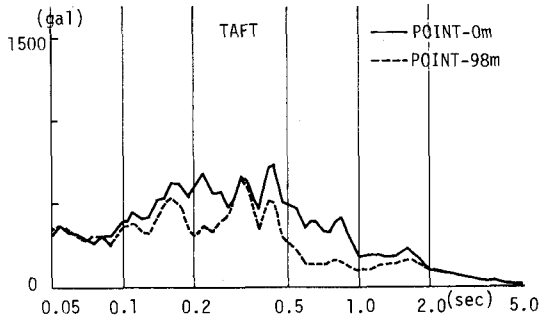
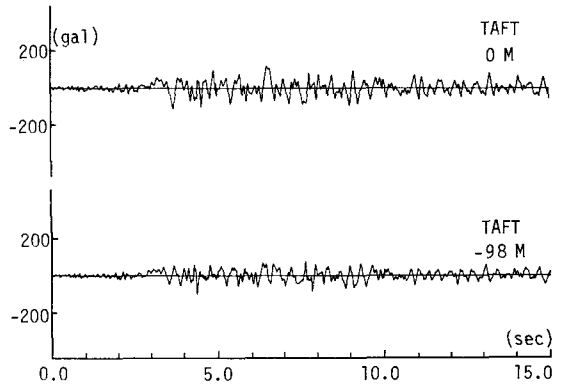
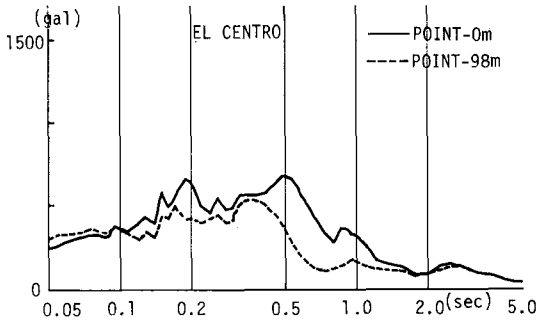
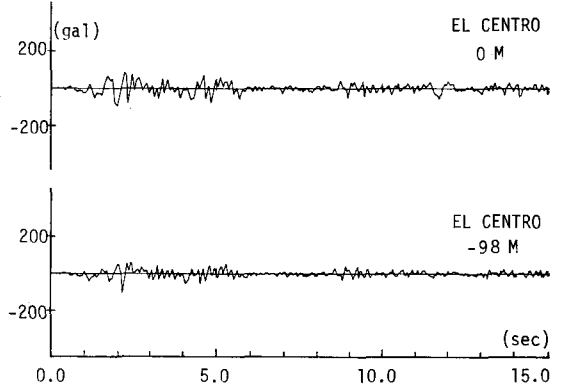
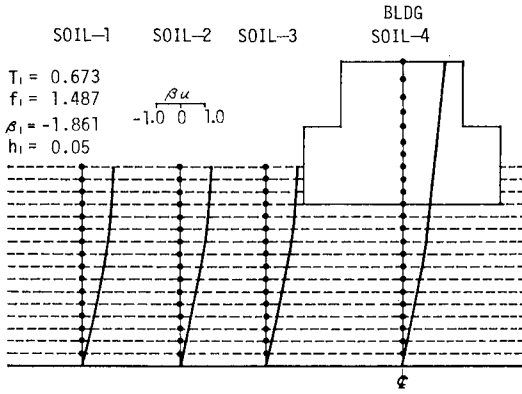
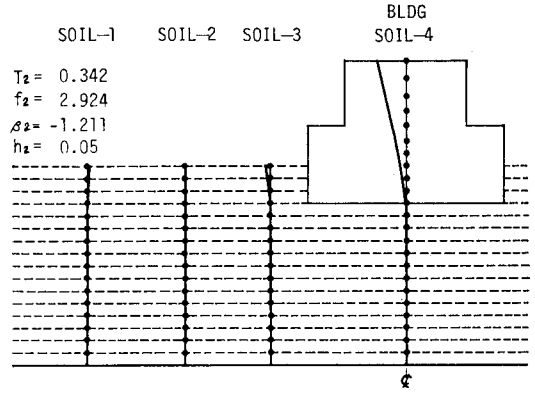


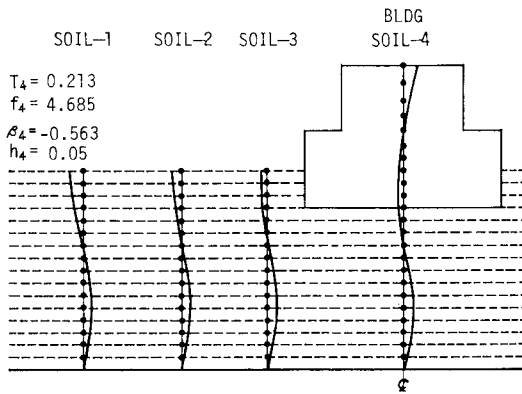
図11 設計地震動と入力波(波形とスペクトル)



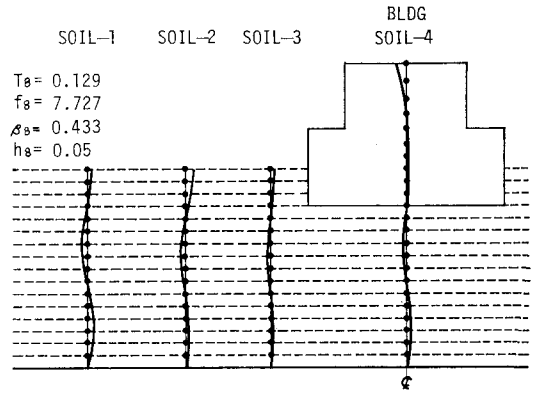
(a) 1次振動



(b) 2次振動



(c) 4次振動



(d) 8次振動

図13 固有振動解析結果

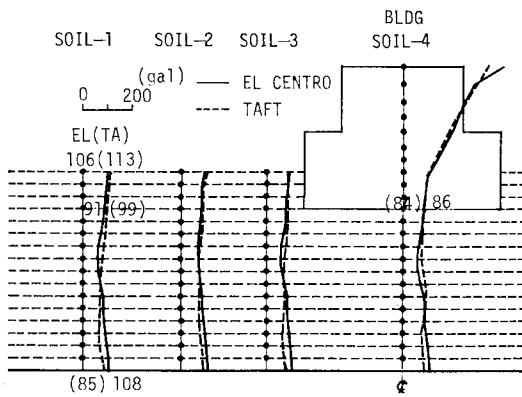


図14 全体系の応答最大加速度

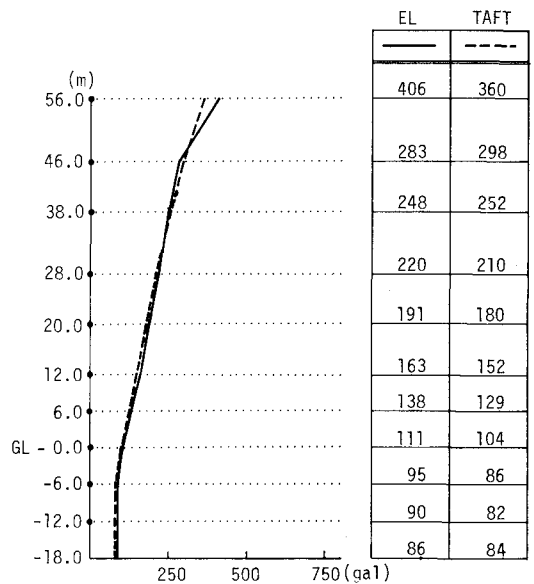


図15 建屋部の応答最大加速度

## § 5 ま と め

以上、最近著者らが行なっている耐震解析の手法の基本的な考え方および手法を中心に紹介した。すなわち、設計地震動を敷地の自由地盤表面で規定し、建屋と地盤の相互作用モデルとして実用性を考えた多質点系「格子型モデル」を採用して応答解析を行なうものである。このモデルは、本文でも示したように振動実験や地震観測のシミュレーションによってもその妥当性が確認されており、実設計には有効である。なおモデル化およびこのモデルによる定量的、定性的な応答研究成果や、より大きな地震に対する設計の考え方および弾塑性解析についての報告は別途の機会にゆずることとする。

## 参 考 文 献

- 1)清水, 政尾 他:「深い基礎の振動特性の実験的研究」(その1~その12)日本建築学会大会梗概集 S.51~53
- 2) Hisada Ohsaki, et al: "Design Spectra For Stiff Structures on Rock"  
Proc. of 2nd Conf on Microzonation for Constructions  
Nov. 1978
- 3) Seed, Lysmer, et al: "Soil Structure Interaction Effects at the Humbolt Bay Power Plant in the Ferndale Earthquake of June 7, 1975" Report. NO  
UCB/EERC 77/02 Janu. 1977
- 4) Seed, Lysmer, et al: "Soil-Structure Interaction Analyses by F.E.M-State of the Art" vol 46 of  
Nuclear Engineering and Design, 1978
- 5) Ohta, Hara, et al: "Dynamic Response of Buildings Supported on Piles Extending through Soft Alluvial Subsoil Layers" 5-WCEE, 1974
- 6)武藤, 津川ら:「高層RC造アパートの地震観測とその解析」(その5)建築学会大会梗概集 S.54
- 7)田中, 丹羽ら:「地中壁模型の振動台実験とその解析的研究」(その2)建築学会大会梗概集 S.54
- 8)田中, 内山ら:「根入れの深い剛構造物の動特性に関する実験的研究」(その4~5)建築学会大会梗概集 S.54

〔謝辞〕

本研究にあたり、当研究室の研究員全員の協力  
をいただいた。ここに厚く感謝の意を表します。

## Recent Aseismic Design Analysis of Nuclear Power Plants

K. Muto\*,  
H. Kanayama\*\*

Nuclear power plants should be designed not to give any hazards to the lives of inhabitants even in severe earthquakes. In the aseismic design of nuclear facilities, all structures are, thus, classified into four classes depending on the degree of importance and safety. Appropriate static forces are regulated for each class structure.

Dynamic response analyses are also required for the highest two class facilities. Vibration models, so called "Rocking-Sway model", are conventionally used for the analysis. The author has recently established the new analysis model to consider the soil-structure interaction and to make clear the relation between the model and the design earthquakes defined by maximum intensity, frequency characteristics and location.

A newly established vibration model is proposed in this paper as named "Lattice Model" where the response of a building is calculated using discretized elements as well as surrounding and/or underlying soil. The effect of adjacent building is also easily introduced without special mathematics and computing expenses.

---

\* Prof. Emeritus of Tokyo University, Director of Muto Institute of Structural Mechanics.

\*\* Deputy Chief, Research Section of Muto Institute of Structural Mechanics, Kajima Corp.