

時刻歴の地震応答解析に対する動的サブストラクチャー法の適用

長谷川 正 幸
(大崎研究室)中 井 正 一
(大崎研究室)渡 辺 孝 英
(大崎研究室)

§ 1. はじめに

資源に乏しいわが国では、石油に代わるエネルギー源として原子力発電が主導的役割を担うことが期待されており、現在二十数基の原子力発電所が建設されている。原子力発電所は大地震に遭遇した場合にも、損傷によって放射線障害が生じないように厳しい耐震性能が要求され、設計に際しては耐震上の信頼性が最重要課題にあげられている。この最も厳しい耐震設計を行なう原子炉建屋の地震応答解析では、 S_1 地震動（工学上予期することが適切な地震のうち最強のもの）に対して弾性設計、 S_2 地震動（地質学的見地から起こることが可能と考えられる地震のうち限界のもの）に対して機能維持の検討が義務付けられており、ここに耐震解析はきわめて重要な意味を持つことになる。

さて、耐震解析の立場に立つと、原子炉建屋のように剛性が大きくマッシブな構造物は建屋と地盤の動的相互作用を適切に評価する必要がある。原子炉建屋は通常20～40mの埋め込みを有しており、特に動的相互作用問題をより厳密に評価すべきであろう。この動的相互作用を考慮した建屋—地盤連成系の解析法としては、FLUSH¹⁾等に代表される建屋と地盤とを1つの系として扱う一体型の解法と、SASSI²⁾、CLASSI³⁾等に代表される建屋と地盤とを分離して考える、いわゆるサブストラクチャー法⁴⁾による解析とがある。前者に比較し後者はその解析過程がやや複雑となるものの、それぞれの系に適したモデル化が可能であり、また解析自由度の減少等のメリットもある。特に地盤の3次元解析が必要となる場合には、一体型の解法に比べて著しくその計算過程が簡易化されるので、最近ではこのサブストラクチャー法に基づいた建屋—地盤連成系の解析例が多く報告されるようになった⁵⁾⁶⁾。

ところで、このサブストラクチャー法に基づいた解析では、建屋と地盤との間に働く相互作用力が陽な形で表現されるためこれを適切に評価する必要があるが、この

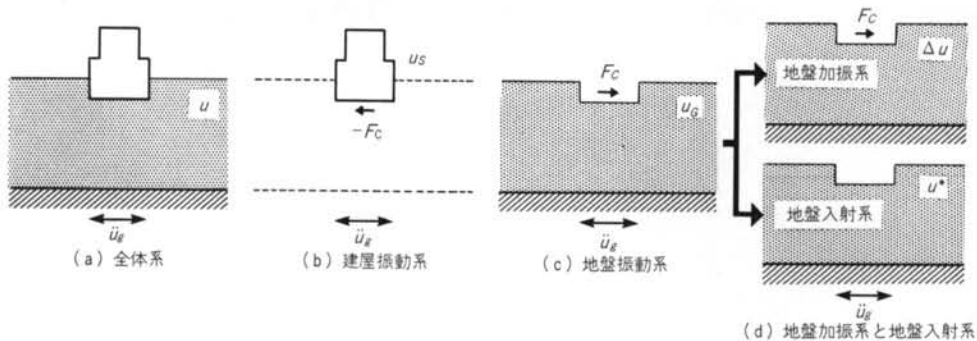
2つの系を結ぶ力と変位との関係には周波数依存性があり、このため通常、地震応答解析は周波数領域で行なわれる。一方、 S_2 地震動に対する上部建屋の材料非線形性を考慮した弾塑性解析では、その復元力特性を評価するため時間領域の解析が必要となり、したがって一体型の解法に頼らざるを得ないのが現状といえる。しかしながら、解析に要する演算時間等を考えればこの一体型の解法は必ずしも実用的とはいえず、主に上部建屋の材料非線形性に着目する場合には、サブストラクチャー法に基づいた時間領域での解析が望まれるといえよう。

本論文はこの観点から、埋め込みを考慮した原子炉建屋の動的相互作用、ならびに上部建屋の材料非線形性をともに考慮した弾塑性解析を行なうための実用的な一解法を提案することを目的として、動的サブストラクチャー法の時間領域への拡張を試みるものである。まず、この解法の基本的な考え方を示し、計算精度の検討を行なうことにより手法の妥当性を確認する。次に、この手法の適用例として、埋め込みを有する原子炉建屋の弾性解析と弾塑性解析を行ない、埋め込み効果および弾塑性時の建屋応答性状について考察を加える。

§ 2. 解析手法

2.1 解析手法の概要

動的サブストラクチャー法に基づいた建屋—地盤連成系の解析過程は、おおよそ図—1のように表わすことができる。すなわち、同図(a)に示すような全体系を建屋と地盤との接触部で分離し、同図(b), (c)に示すような建屋振動系と地盤振動系に分けて考える。このとき、この接触部には2つの系を関連づける相互作用力が働くが、この力は同図(d)に示す地盤加振系と地盤入射系とを解くことにより別途求めることができる。これを建屋系の外力として与えれば、全体系を直接解くことなく建屋系の地震応答解析を行なうことができる。以上を整理すると、



図一1 サブストラクチャー法による建屋—地盤連成系の解析過程

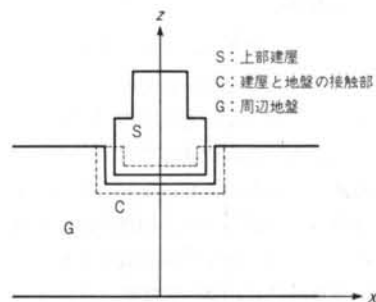
サブストラクチャー法による解析過程は次の3つのステップに分けて考えることができる。

(i)地盤加振系を解いて、地盤のインピーダンスを求める。

(ii)地盤入射系を解いて、建屋入動力を求める。

(iii)(i)を建屋に取り付く地盤ばねとし、(ii)を建屋への入力として建屋系の地震応答解析を行なう。

ところで、(i)に記した地盤インピーダンスは周波数依存性を有するため、動的サブストラクチャー法を時間領域へ拡張するためにはある種の近似が必要となる。ここ



図一2 離散系モデル

では、図一1(d)に示した地盤加振系を等価な1質点系モデル^{7,8)}に置換することにより、時刻歴解析を可能にしている。本来この置換法は、地盤インピーダンスの第1次近似を仮定したことに相当するため、対象とする地盤が一様な半無限地盤であり、しかも解析周波数域があまり高くない範囲においてその近似度は良い。この種の置換法を用いてさらに近似度をあげる試み^{9,10)}もなされているが、解析の簡便さや実用面への対応等を考え、ここでは単純な1質点系モデルを採用した。

2.2 時刻歴解析のための定式化

運動方程式作成に当たり、図一2に示すように建屋—地盤連成系を適当な離散化モデルで表現しておく。いま、外力として基盤に水平な地動 u_g が作用するものとすれば、系全体の運動方程式は時間領域において次のように書くことができる。

$$\begin{bmatrix} M_s \\ M_s^g + M_g^g \\ M_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & C_{sg} \\ C_{cs} & C_{cc} + C_{cg}^g & C_{cg} \\ C_{gc} & C_{gg} & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & K_{sg} \\ K_{cs} & K_{cc} + K_{cg}^g & K_{cg} \\ K_{gc} & K_{gg} & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_g \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_s \\ M_s^g + M_g^g \\ M_g \end{bmatrix} \{1\} \ddot{u}_g \quad \dots\dots(1)$$

ここで、 M はそれぞれの離散系における質量マトリックス、 C は減衰マトリックス、 K は剛性マトリックスを表わし、 $\{u\}$ は入力基盤に対する系の相対変位ベクトルを表わす。また、各添字は図一2に示した各部を表わし、 M_s^g および M_g^g 等の添字は接触部における建屋系および地盤系からの寄与をそれぞれ表わす。

次に、この建屋—地盤連成系に線形弾性を仮定すると、系全体の運動方程式は図一1に示したサブストラクチャー法の考え方に従い、建屋系と地盤系にそれぞれ分離することができる。すなわち、

$$\begin{bmatrix} M_s \\ M_s^g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} \\ C_{cs} & C_{cc}^g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_s \\ M_s^g \end{bmatrix} \{1\} \ddot{u}_g + \begin{Bmatrix} 0 \\ -F_c \end{Bmatrix} \quad \dots\dots(2)$$

$$\begin{bmatrix} M_g^g \\ M_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{cg}^g & C_{gg} \\ C_{gc} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_c \\ \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cg}^g & K_{gg} \\ K_{gc} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_c \\ u_g \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_g^g \\ M_g \end{bmatrix} \{1\} \ddot{u}_g + \begin{Bmatrix} F_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots(3)$$

式(2)が図-1(b)に示した建屋系の、式(3)が同図(c)に示した地盤系の運動方程式をそれぞれ表わす。ここで $\{F_c\}$ は、建屋系と地盤系とに分離したことによりその接触部に作用する相互作用力ベクトルであり、力の釣合い条件を満足している。

さて、式(2)を解けば求めるべき建屋系の地震応答量を直接得ることができるが、ここに相互作用力 F_c は未知である。そこで、この F_c を求めるために式(3)、すなわち地盤振動系に着目してみる。この系に対しても線形弾性が仮定できるから、式(3)中の変位ベクトル $\{u\}$ は図-1(d)に示した地盤入射系の相対変位ベクトル $\{u^*\}$ と地盤加振系の相互作用変位ベクトル $\{\Delta u\}$ の和と考えることができる。すなわち、

$$\{u\} = \{u^*\} + \{\Delta u\} \quad \dots\dots(4)$$

しかるに、それぞれの系の運動方程式は次のように書ける。

$$\begin{bmatrix} M_g^g \\ M_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_g^* \\ \ddot{u}_g^* \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{gg}^g & C_{cg} \\ C_{gc} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_g^* \\ \dot{u}_g^* \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{gg}^g & K_{cg} \\ K_{gc} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_g^* \\ u_g^* \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_g^g \\ M_g \end{bmatrix} \{1\} \ddot{u}_g \quad \dots\dots(5)$$

$$\begin{bmatrix} M_g^g \\ M_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\Delta u}_c \\ \ddot{\Delta u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{gg}^g & C_{cg} \\ C_{gc} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\Delta u}_c \\ \dot{\Delta u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{gg}^g & K_{cg} \\ K_{gc} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_c \\ \Delta u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots(6)$$

ここに、建屋系への入力動は式(5)を直接解くことにより求めることができる。一方、式(6)は接触部に F_c なる外力が作用したときの地盤系の運動方程式となるが、いまこの系の持つ意味を明らかにするため、 $F_c e^{i\omega t}$ なる円振動数 ω の正弦的な加振力が作用する場合を考える。このとき、式(6)中の変位ベクトルも正弦的に $\{\Delta u\} e^{i\omega t}$ と表わせるので、式(6)は次のように書き換えることができる。

$$\left. \begin{aligned} \{F_c\} &= [K_c] \{\Delta u_c\} \\ [K_c] &= (-\omega^2 M_g^g + i\omega C_{gg}^g + K_{gg}^g) - (i\omega C_{cg} + K_{cg}) (-\omega^2 M_g + i\omega C_{gg} + K_{gg})^{-1} (i\omega C_{gc} + K_{gc}) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(7)$$

ここに、接触部において2つの系を結ぶ力と変位の関係が導かれたことになる。この関係を示す $[K_c]$ は一般に地盤のインピーダンスマトリックスと呼ばれ、 ω の関数として表わされるので明らかに周波数依存性を有する。このマトリックスの対角成分 K_{gg}^g の実部を K^R 、虚部を K^I とし、それぞれを ω の関数として図示すれば、対象が一般な半無限地盤の場合にはおおむね図-3に示す実線のような周波数特性を有する。この図から分かるように、実部は偶関数、虚部は奇関数と考えることもできるので、いまこの実部を ω の2次関数、虚部を1次関数に近似することを試みる。これは、物理的には図-1(d)の地盤加振系を図-4に示すような等価な1質点系モデルに置換したことに相当する。そこで、あらためてこの系に作用する力と変位の関係を求めると、次のように書くことができる。

$$P = (K_s - \omega^2 M_A + i\omega C_D) \delta \quad \dots\dots(8)$$

ここで、 K_s 、 C_D 、 M_A は図-3に示すような任意の円振動数 ω_0 を地盤インピーダンスのフィッティングポイントに選ぶことにより、それぞれ次式を用いて算定することができる。

$$\left. \begin{aligned} K_s &= K^R(\omega=0) \\ C_D &= K^I(\omega=\omega_0)/\omega_0 \\ M_A &= (K_s - K^R(\omega=\omega_0))/\omega_0^2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(9)$$

式(9)から分かるように、 K_s は地盤の静的ばね定数、 C_D は地下逸散減衰を表わす粘性減衰係数、 M_A は加振力に抵抗して作用する地盤の質量を表わし、一般に付加質量または仮想質量と呼ばれている。この近似法に基づき、インピーダンスマトリックスの全ての成分について式(9)を評価すれば、式(7)に相当する力と変位の関係式は次のように書くことができる。

$$\{F_c\} = ([K_s] - \omega^2 [M_A] + i\omega [C_D]) \{\Delta u_c\} \quad \dots\dots(10)$$

さらに、上式を時間領域へ変換すれば次式を得る。

$$\{F_c\} = [M_A] \{\Delta \ddot{u}_c\} + [C_D] \{\Delta \dot{u}_c\} + [K_s] \{\Delta u_c\} \quad \dots\dots(11)$$

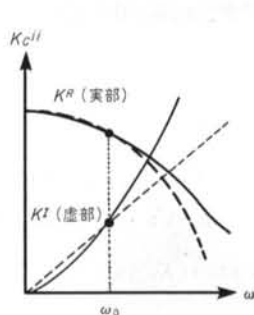


図-3 インピーダンス関数とその近似

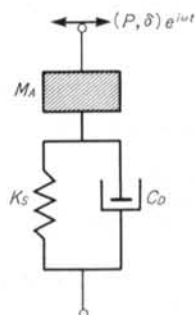


図-4 地盤の等価1質点系置換モデル

ここに、式(2)の未知量 F_c は地盤加振系を静的ばね－ダッシュポット－付加質量系へ置換することにより近似的に得られ、時間領域における相互作用力を評価することができる。

さて、求めたいのは建屋と地盤とを分離したときの建屋系の運動方程式であった。そこで、式(4)を考慮して式(1)を式(2)に代入すれば、求めるべき建屋系の運動方程式は下式で与えられる。

$$\left\{ \begin{array}{c} M_s \\ M_c^* + M_A \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{c} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \end{array} \right\} + \left[\begin{array}{cc} C_{ss} & C_{sc} \\ C_{cs} & C_{cc}^* + C_D \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \end{array} \right\} + \left[\begin{array}{cc} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^* + K_s \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} u_s \\ u_c \end{array} \right\} = - \left[\begin{array}{c} M_s \\ M_c^* \end{array} \right] \left\{ 1 \right\} \ddot{u}_g + \left\{ F_c^* \right\} \quad \dots\dots(12)$$

$$\{F_c^*\} = [M_A]\{\ddot{u}_c^*\} + [C_D]\{\dot{u}_c^*\} + [K_s]\{u_c^*\}$$

ここで、上式の F_c^* は一般にドライビングフォースと呼ばれ、物理的には建屋埋め込み部を空間的に固定するための力を表わしている。

以上に記した定式化は、系全体の線形弾性を仮定することにより得られるものであるが、主として建屋系の弾塑性にのみ着目する場合には、建屋の復元力特性を式(12)において評価することにより、建屋と地盤の動的相互作用と上部建屋の材料非線形性をともに考慮した実用的な弾塑性解析が可能となろう。

§ 3. 解析手法の検証

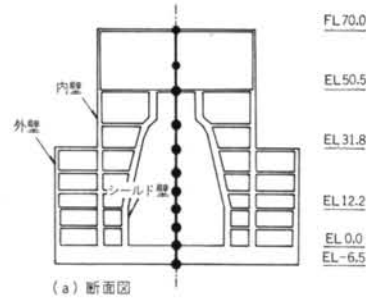
§ 2 で述べたように、本手法は地盤インピーダンスの実部を放物線、虚部を直線に近似して行なう時刻歴応答計算法である。したがって、あらかじめ計算精度の検討を行ない本手法の妥当性を確認しておく必要がある。ここでは、インピーダンスの周波数依存性を厳密に評価することのできる周波数応答計算による解を精解として、精度の検討を行なう。

3.1 解析モデル

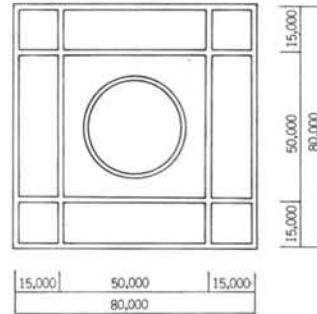
解析対象とする構造物は、図－5 に示すような仮想の BWR－MARK II 型原子炉建屋で、建屋形状は上層が 50m×50m、下層が 80m×80m の正方形平面を有し、主な耐震要素は外壁、内壁、シールド壁で構成されている。この振動モデル作成に際しては、全体が 11 質点からなる単独の集中質点系モデルへ置換し、建屋剛性は曲げせん断型、基礎マットは剛体を仮定する。

次に、地盤は一様な半無限弾性地盤を想定し、建屋の埋め込み部を考慮して切り欠きを有する 2 次元 FEM にモデル化する。解析モデルを図－6 に示す。埋め込み深さは 18.5m とし、FEM 領域は水平方向に対し基礎半幅の 3 倍、深さ方向は基礎底面からその 2 倍とする。また、側方の自由地盤との境界はエネルギー伝達境界¹⁾、面外および基盤はともに粘性境界として逸散波の吸収を図る。

このような建屋と地盤のモデルを用いて、最終的に行なう建屋－地盤連成系の地震応答解析には、図－7 に示すような解析モデルを作成する。この振動モデルは、質



(a) 断面図



(b) 平面図

図－5 解析対象構造物

点系でモデル化した建屋に埋め込み部の地盤ばねが取り付けいた、埋め込み考慮のスウェイ・ロッキングモデル (SR モデル) である。地盤ばねは基礎底面の回転成分も含め 4 節点 5 自由度のマトリックスばねとして扱い、入力埋め込み部各節点に対し多入力となる。

3.2 解析条件

地盤条件はせん断波速度 V_s が 500m/s、ポアソン比 ν

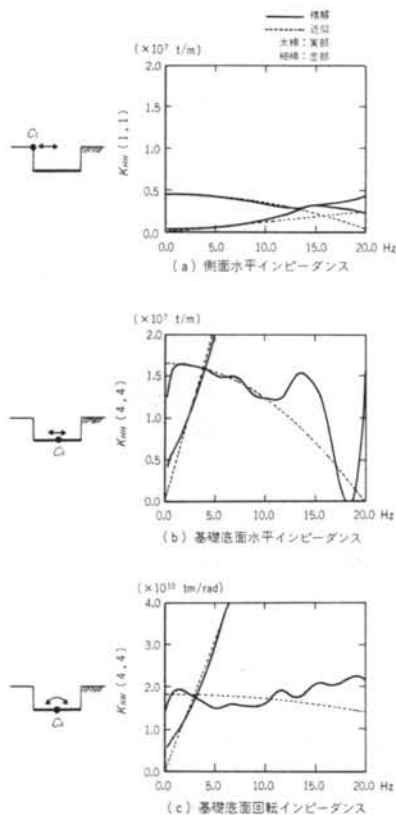
解析ケース	解析モデル	地盤のマトリックスばねタイプ
ケース1	$D=18.5\text{m}$ $V_s=500\text{m/s}$ $\gamma=1.7\text{t/m}^3$ $\nu=0.42$	(インピーダンスマトリックス) タイプ1(対角マトリックス)
ケース2	$D=18.5\text{m}$ $V_s=1500\text{m/s}$ $\gamma=2.3\text{t/m}^3$ $\nu=0.38$	タイプ2(5重対角マトリックス) タイプ3(フルマトリックス)

表—1 解析ケースと地盤ばねタイプ

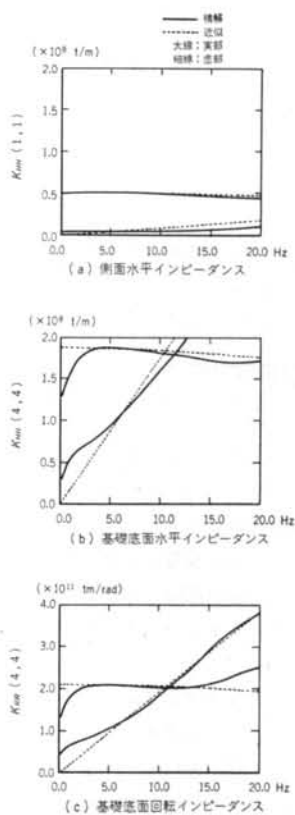
インピーダンスマトリックスの非対角成分が及ぼす連成効果も併せ検討するため、各ケースとも地盤のマトリックスばねは3種類のタイプ(タイプ1:地盤ばねを対角マトリックスで評価した場合、タイプ2:5重対角マトリックス、タイプ3:フルマトリックス)を考える。ただし、精解と考える周波数応答解析にはタイプ3のみを用いる。

3.4 地盤インピーダンスと建屋入力動の評価

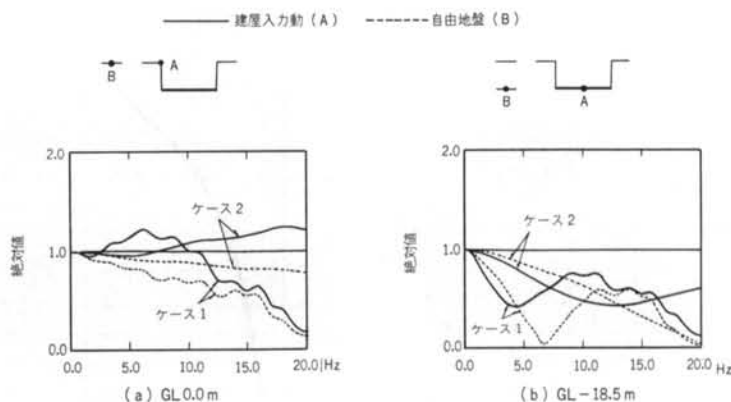
地盤インピーダンスの周波数特性と、等価1質点系モデルへ置換することにより得られるその近似を解析ケース別に図—9, 10に示す。これらは、図中に示す埋め込み部節点について、インピーダンスマトリックスの水平と回転の対角成分をそれぞれ表示したものである(表—1参照)。また、インピーダンスの近似に当たり静的ばね定数、粘性減衰係数、付加質量の算定は建屋系の固有振動数を参考にしてそのフィッティングポイントを選定した。これらを解析ケース別に比較してみると、硬質地盤を想定したケース2の方が軟質地盤を想定したケース1よりも近似度としては良い。これは、インピーダンスの



図—9 インピーダンス関数(ケース1)



図—10 インピーダンス関数(ケース2)



図一11 建屋入力動の伝達関数

周波数特性を V_0 で基準化した無次元振動数の関数として考えたとき、硬質地盤の場合には対象とする周波数領域が低周波数域となることから理解されよう。しかしながら、軟質地盤の場合でも高周波数域を除いてその周波数特性は良く表現されており、一様地盤を対象とした場合にはこのような単純な1質点系モデルを用いてもインピーダンスの近似度は比較的良好といえる。

次に、建屋入力動の入力基盤に対する伝達関数を図一11に示す。これには、同レベルにおける自由地盤の伝達関数も比較のために併せ示した。これらの伝達特性から分かるように、建屋入力動の周波数特性は切り欠きの影響および基礎底面以浅の表層の影響を受けて、それと同レベルの自由地盤の周波数特性とは異なった傾向を示す。このように、建屋入力動の評価はインピーダンス同様、相互作用を評価するうえで重要なファクターであり、特に埋め込みを考慮した解析を行なう場合には、この建屋入力動を適切に評価できる解析手法の必要性が示唆されよう。

3.5 応答計算精度の検討

地震応答結果の最大応答値を解析ケース別に図一12、13に示す。また、EL 50.5における時刻歴応答加速度波形を図一14、15に、EL 50.5、EL 31.8における床応答スペクトルを図一16、17に、それぞれケース別に示す。

まず最大応答値に着目し、精解と考える周波数応答と本手法による時刻歴応答とをその計算精度について比較してみる。地盤ばねタイプとしてタイプ2、3のようにインピーダンスマトリックスの非対角成分を考慮した場合には、両ケースとも本手法による最大応答値は精解と良好な対応を示していることが分かる。定量的に比較しても精解との相対誤差は各最大応答値とも最大10%程度であり、インピーダンスの近似化や減衰の評価方法、およ

び計算法の違い等を考慮すれば本手法による解析は建屋の応答性状を良く表現しているものと考えられる。このことは、図一14、15に示した応答の時刻歴波形からも確認することができる。また、地盤種別の違いによる応答精度に着目すれば、前節で述べた地盤インピーダンスの評価より予想されたとおり、硬質地盤を想定したケース2の方が精度としては良い。

次に、床応答スペクトルに着目し、スペクトル特性について比較してみる。スペクトル特性に見られる計算精度についても最大応答値におけるそれと同様な傾向を示し、特に軟質地盤を想定したケース1では地盤ばねタイプによる精度の差が大きいことが分かる。このことから、埋め込みを考慮した場合には地盤のマトリックスばねを対角成分のみで評価した、いわゆるウィンクラー型ばねでは地盤のインピーダンス特性を十分に表現し得ない場合もあるといえよう。

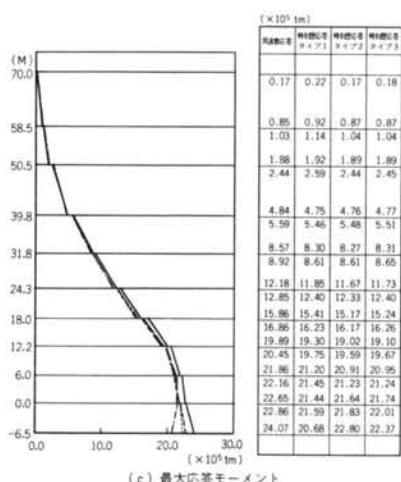
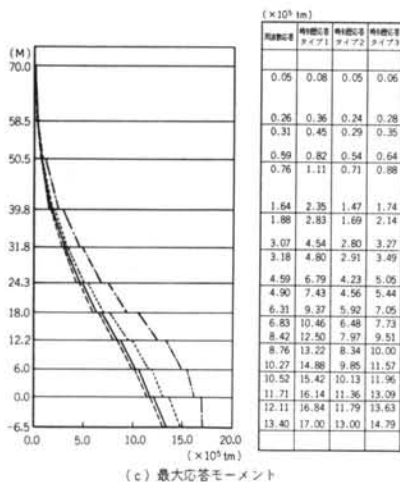
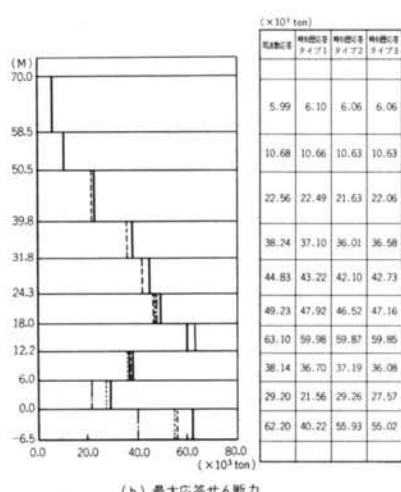
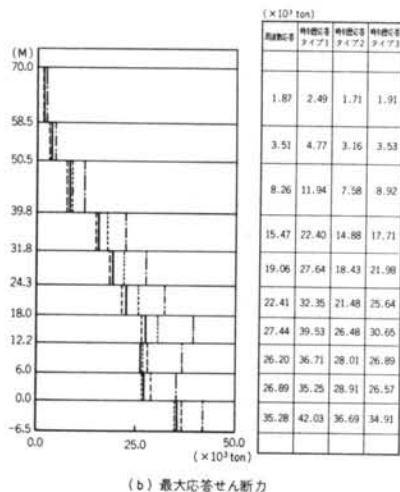
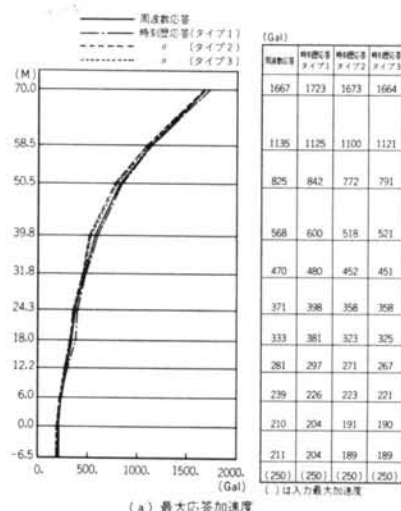
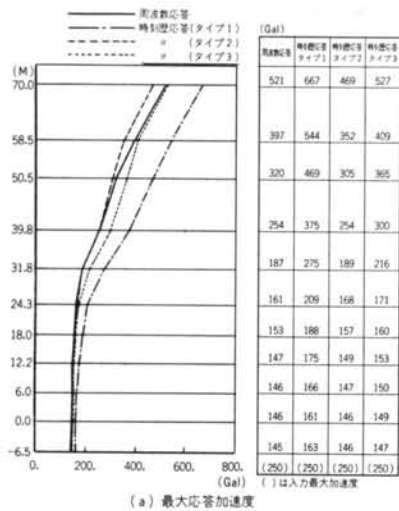
以上の結果より、インピーダンスマトリックスの非対角成分をある程度考慮して連成効果を適切に評価すれば埋め込みを考慮したSRモデルに対し本手法は実用上十分な精度を有するものと考えられる。

§ 4. 解析例

本手法の適用例として、埋め込み深さの異なるケースを取りあげ弾性解析と弾塑性解析を行ない、埋め込み効果ならびに弾塑性時の建屋応答性状について考察する。

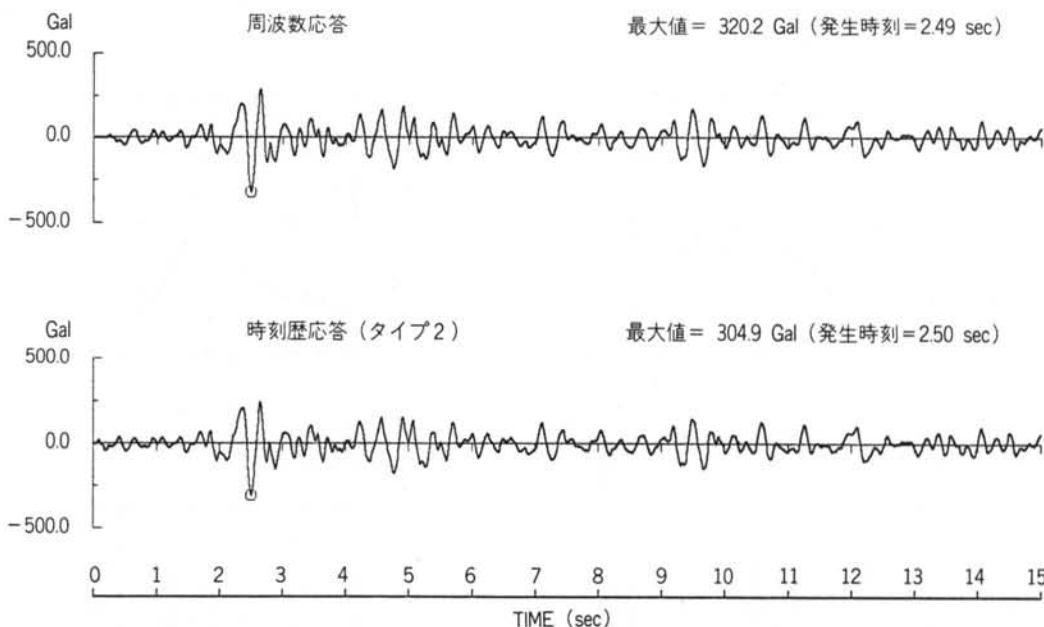
4.1 解析条件

解析対象は§3.で示した建屋モデルを用い、表一2に示すような埋め込み深さがそれぞれ異なる3ケース（ケース1：埋め込み深さ $D=6.5\text{m}$ 、ケース2： $D=18.5$

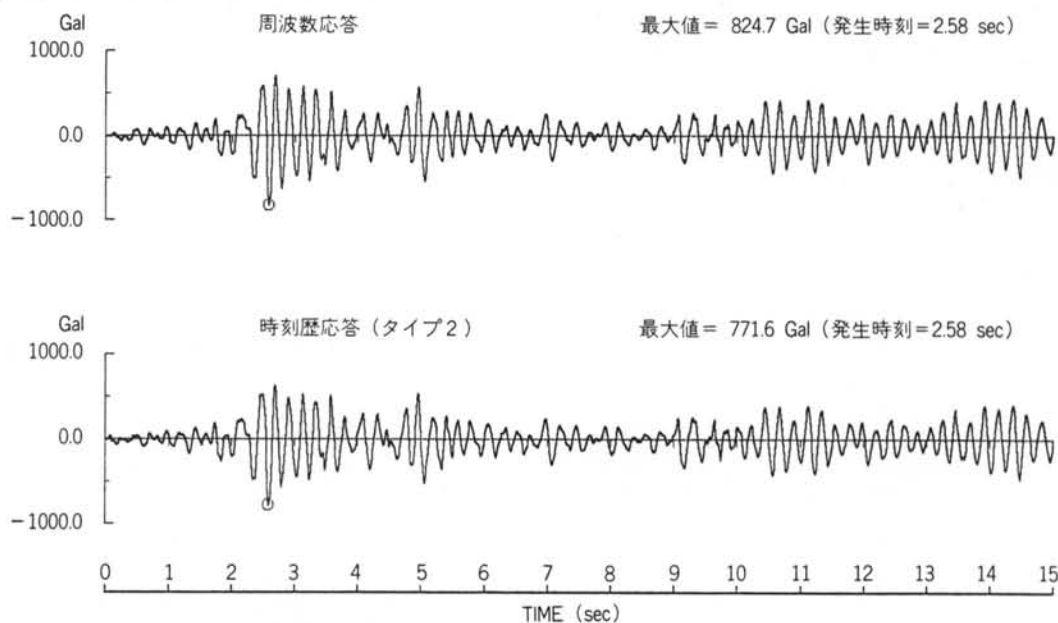


図一12 最大応答値(ケース1)

図一13 最大応答値(ケース2)



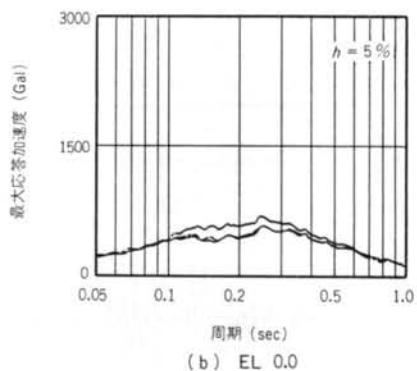
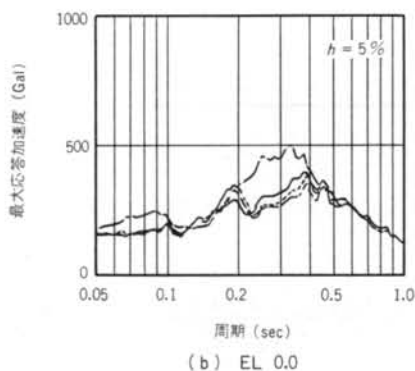
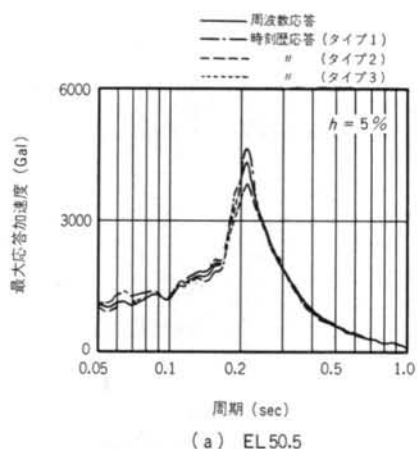
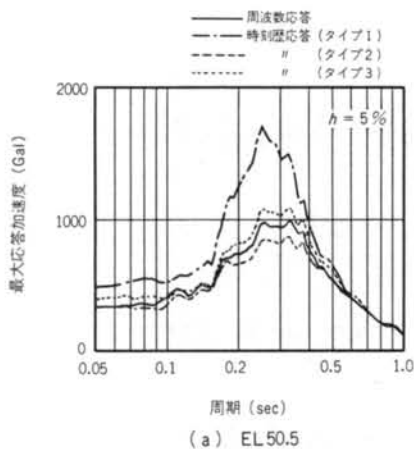
図—14 EL 50.5 における時刻歴応答加速度波形 (ケース1)



図—15 EL 50.5 における時刻歴応答加速度波形 (ケース2)

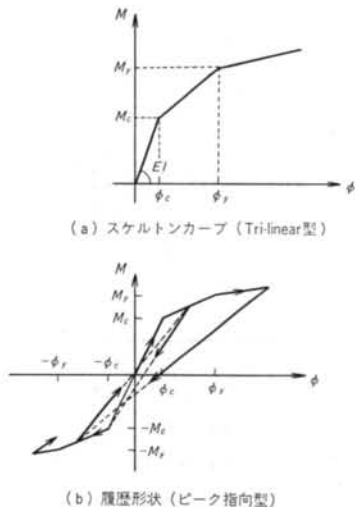
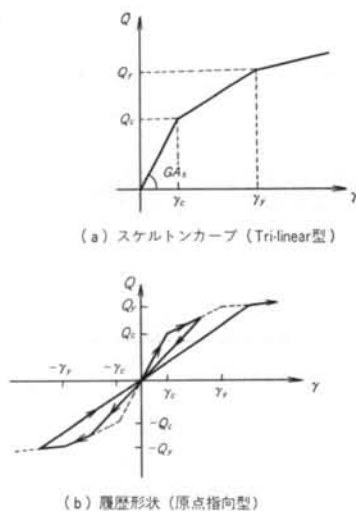
m, ケース3: $D=38.0\text{m}$) を扱う。地盤定数は各ケースとも §3. で示した硬質地盤 ($V_s=1500\text{m/s}$) の場合とし、地盤のマトリックスばねはタイプ2を用いる (表—2 参照)。また、入力地震波も §3. で用いた模擬地震波とし、入力の最大加速度は弾性解析に対して S_1 地震動相当の250Gal, 弾塑性解析に対しては S_2 地震動相当の500Gal とする。弾塑性解析に当たり、建屋の復元力持

性は曲げとせん断とを分離し、それぞれスケルトンカーブを Tri-linear 型でモデル化する¹²⁾。履歴形状は、せん断に対しせん断力—せん断ひずみ ($Q-\gamma$) 関係を原点指向型、曲げに対しモーメント—曲率 ($M-\phi$) 関係をピーク指向型とする。これらを、それぞれ図—18, 19に示す。



図一16 床応答スペクトル (ケース1)

図一17 床応答スペクトル (ケース2)



図一18 セン断力—せん断ひずみ関係

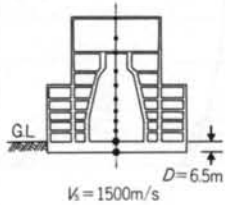
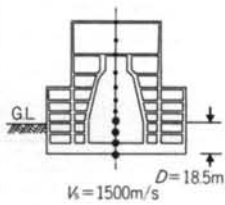
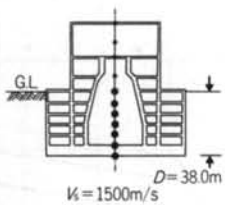
図一19 モーメント—曲率関係

4.2 解析結果と考察

4.2.1 最大地震応答量

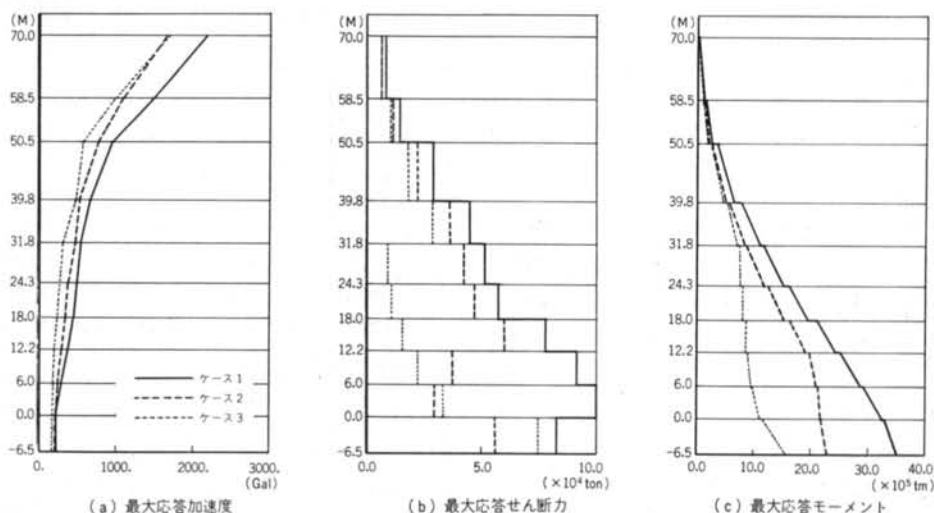
まず弾性解析結果に着目し、埋め込み深さの違いが建

屋の応答量に及ぼす影響について検討する。弾性解析による建屋の最大応答値を図一20に示す。同図から分かるように、埋め込み深さが増大するに従い各最大応答値は

解析ケース	解析モデル	地盤のマトリックスばね
ケース1		 (2節点3自由度)
ケース2		 (4節点5自由度)
ケース3		 (7節点8自由度)

表一 2 解析ケース

減少し、また最大応答せん断力および最大応答モーメント分布の形状は、埋め込み深さの違いにより異なった性状を示す。この分布形状の違いは建屋と地盤の相互作用に帰因するもので、埋め込み深さが異なることにより建屋埋め込み部と地盤との間の力の流れ方に差が生ずるためと考えられる。



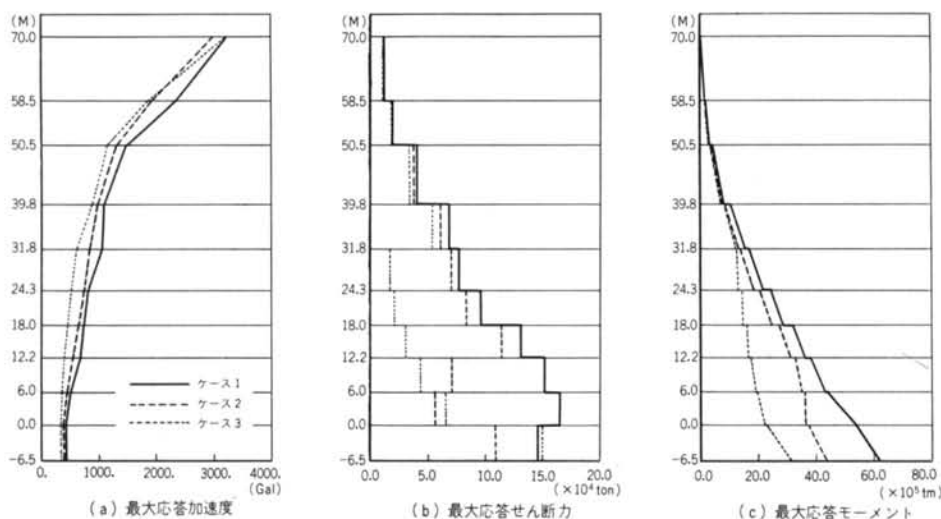
図一20 最大応答値(弾性解析)

次に弾塑性解析結果に着目し、弾塑性応答性状について検討してみる。弾塑性解析による建屋の最大応答値を図一21に示す。同図から分かるように、埋め込み効果については弾性時と同様な傾向を示すが、弾塑性時においては埋め込み深さの増大による応答の低減は弾性時に比べて小さくなっている。これは、図一22、23に示す最大応答値と復元力特性との関係から分かるように、埋め込み深さが減少するに従い塑性率が增大することから理解できよう。また、同図より建屋各層における塑性率に着目すると、各ケースとも EL 31.8 前後の層における塑性率の増大が一つの特徴となっている。これは、図一5に示した対象構造物の断面形状より分かるように EL 31.8 において建屋はセットバックしており、この位置に力が集中するためと考えられる。

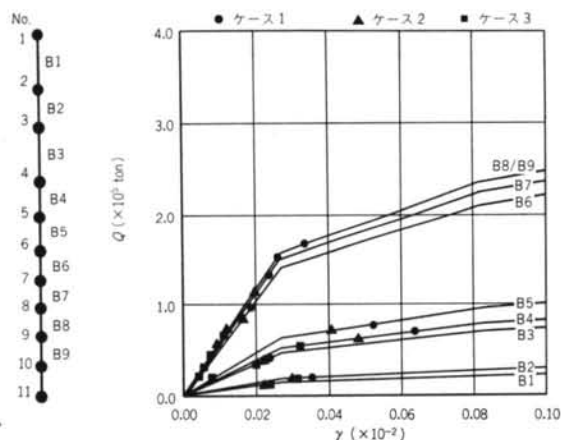
以上に記した応答性状を定量的に確認するため、建屋主要位置における最大応答加速度値を表一3に、最大応答層せん断力係数を表一4に示す。表中には埋め込み効果を量的に把握するため、ケース1に対するケース2、ケース3の最大応答値の比も併せて示した。ケース3における建屋上層部の最大応答加速度値は、ケース1に対して弾性時に約6割、弾塑性時には約8割の低減となっている。

4.2.2 時刻歴応答波形とそのスペクトル特性

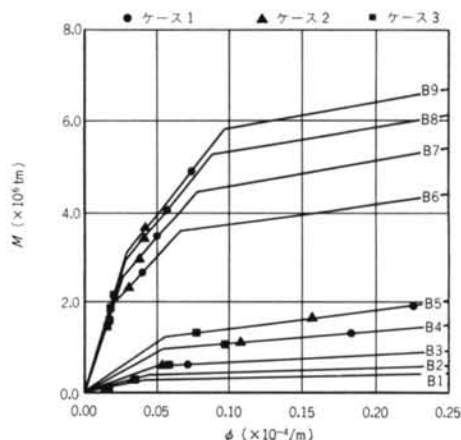
まず、時刻歴波形に見られる埋め込み効果、および弾塑性性状について検討する。EL 31.8 における床応答加速度波形を、弾性時と弾塑性時について図一24、25に示す。これらの図より、弾性時、弾塑性時とも埋め込み深さが増大するに従い短周期成分が卓越してくる様子が分かる。また、弾性時と弾塑性時の応答波形を相互に比



図一21 最大応答値（弾塑性解析）



図一22 最大応答せん断力と $Q-\gamma$ 関係



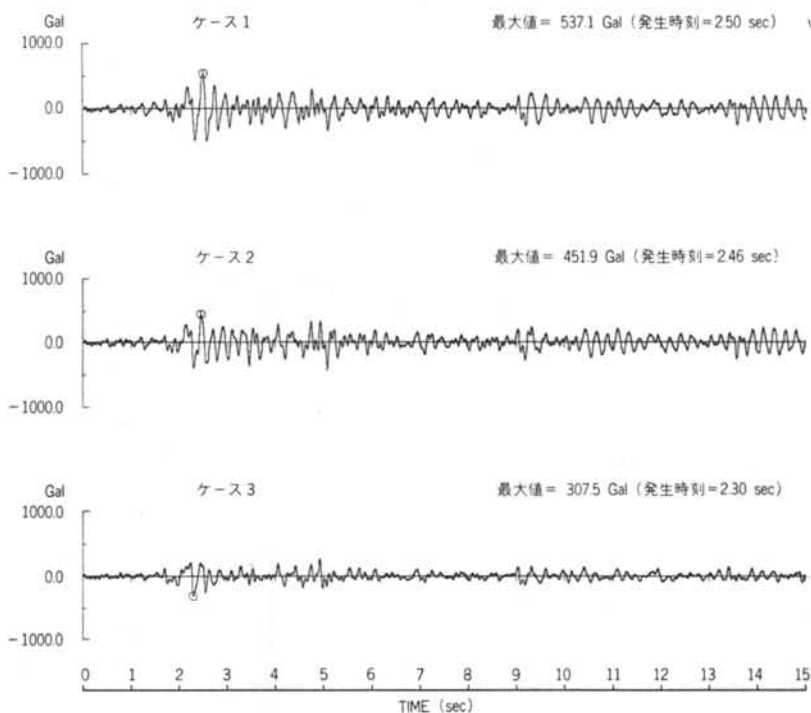
図一23 最大応答モーメントと $M-\phi$ 関係

主要位置	解析種別 解析ケース	弾性解析 (250Gal 入力)			弾塑性解析 (500Gal 入力)		
		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 1	ケース 2	ケース 3
		Gal	Gal	Gal	Gal	Gal	Gal
EL50.5 (No.3)		957 (1.0)	772 (0.81)	580 (0.61)	1,486 (1.0)	1,326 (0.89)	1,161 (0.78)
EL31.8 (No.5)		537 (1.0)	452 (0.84)	308 (0.57)	1,054 (1.0)	841 (0.80)	618 (0.59)
EL 0.0 (No.10)		203 (1.0)	191 (0.94)	168 (0.83)	407 (1.0)	382 (0.94)	331 (0.81)

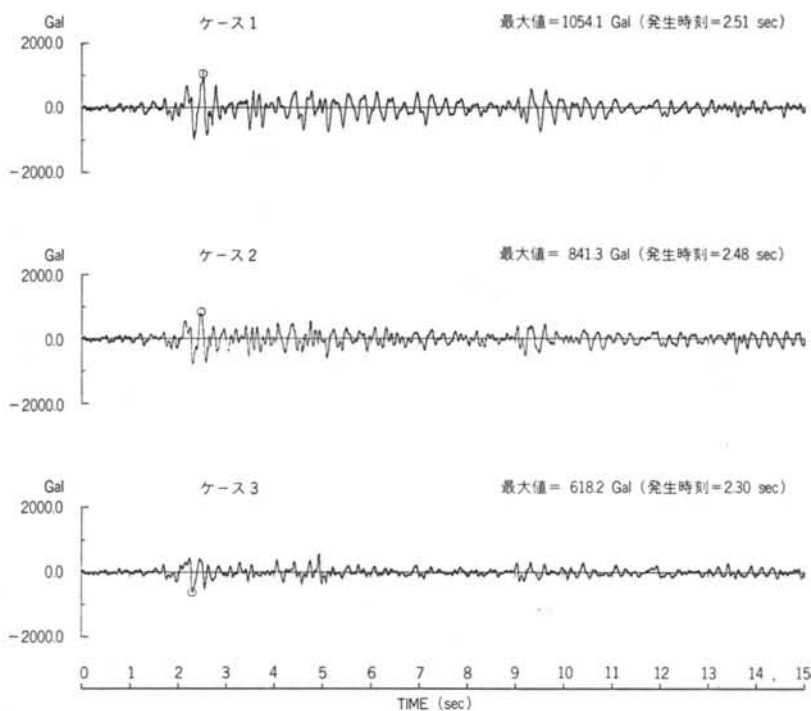
表一3 建屋主要位置における最大応答加速度値の比較

主要位置	解析種別 解析ケース	弾性解析 (250Gal 入力)			弾塑性解析 (500Gal 入力)		
		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 1	ケース 2	ケース 3
EL58.5 ~50.5 (B 2)		1.82 (1.0)	1.40 (0.77)	1.35 (0.74)	2.51 (1.0)	2.39 (0.95)	2.42 (0.96)
EL39.8 ~31.8 (B 4)		0.86 (1.0)	0.69 (0.80)	0.55 (0.64)	1.32 (1.0)	1.17 (0.89)	1.03 (0.78)
EL6.0~0.0 (B 9)		0.48 (1.0)	0.14 (0.29)	0.16 (0.33)	0.79 (1.0)	0.27 (0.34)	0.31 (0.39)

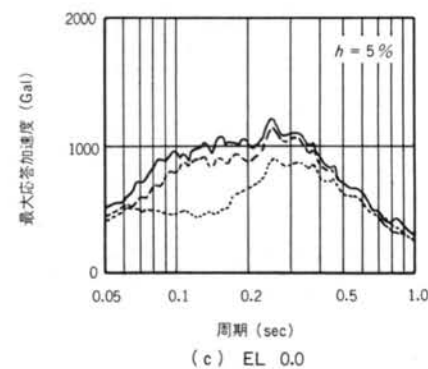
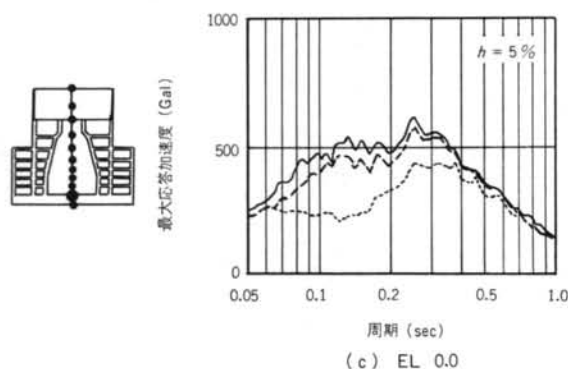
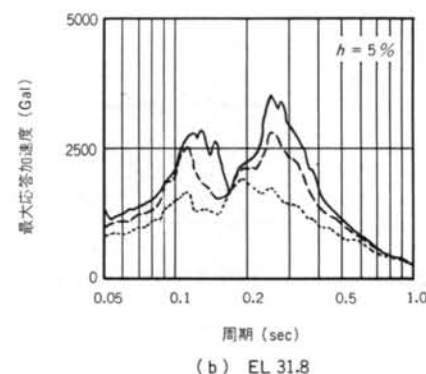
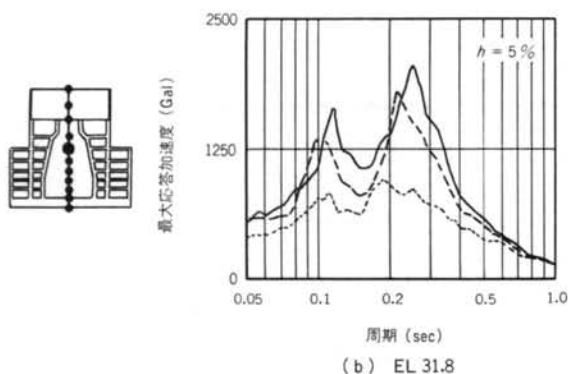
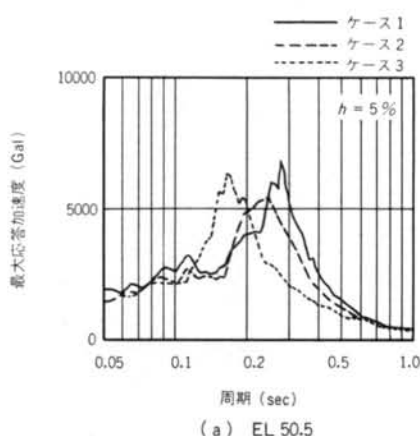
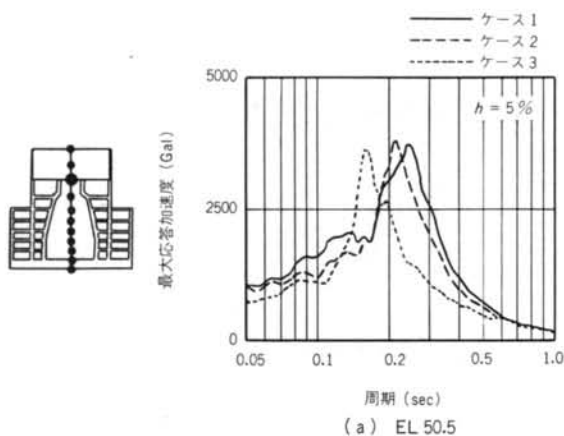
表一4 建屋主要位置における最大応答層せん断力係数の比較



図—24 EL 31.8 における床応答加速度波形 (弾性解析)



図—25 EL 31.8 における床応答加速度波形 (弾塑性解析)



図—26 床応答スペクトル (弾性解析)

較してみると、継続時間が長くなるに従い波形の性状に変化が現われ、その包絡形も異なる様子が分かる。この傾向は埋め込み深さが減少するに従い顕著となる。

次に、これらの波形に見られた性状をスペクトル特性の観点から考察してみる。建屋主要位置における減衰定数5%の加速度応答スペクトルを弾性時と弾塑性時について図—26, 27に示す。まず、弾性時のスペクトル特性

図—27 床応答スペクトル (弾塑性解析)

に着目し、埋め込み効果について検討してみる。図—26から分かるように、建屋下層から中層部にかけては最大地震応答量に見られた傾向と同様、埋め込み深さが増大するに従いスペクトルのピーク値は減少する。しかしながら、地上部分の建屋上層では埋め込みによってピークの生ずる周期は短周期側へずれるが、ピーク値は減少していない。本解析の場合にはロッキング振動等の影響に

より、地上部分の建屋上層のスペクトル特性には埋め込み効果が現われなかったものと考えられる。次に、弾塑性時のスペクトル特性に着目してみると、埋め込み効果については弾性時と同様な傾向を示すが、塑性化することによりピークの生ずる周期は長周期側へ移行し、そのピークを形成する山の形もなだらかとなって、影響を受ける周期帯域は弾性時に比べて広域に及ぶ。

§ 5. おわりに

埋め込みを考慮した原子炉建屋の耐震設計に際し、建屋と地盤の動的相互作用、ならびに強震時に考えられる上部建屋の非線形特性をとともに考慮した弾塑性解析を実

用的に可能とするため、動的サブストラクチャー法を時間領域に拡張した解法を提案した。

まず、計算精度の検討を行なうことによりこの手法の妥当性を検証し、そのうえでせん断波速度が1500m/sの硬質地盤に埋め込みのある原子炉建屋を想定して弾性解析と弾塑性解析を行ない、埋め込み効果および弾塑性時の建屋応答性状について考察を加えた。

その結果、本論文で提案した手法は一様な半無限地盤を対象として行なう地震応答解析に対して実用上十分な精度を有していること、また埋め込み効果および強震時における建屋の非線形挙動を検討する場合に実用的であることが確認された。本手法は、主に上部建屋の材料非線形性に着目して行なう原子炉建屋の設計検討に対し、有効な手段の一つとなるであろう。

＜参考文献＞

- 1) J. Lysmer, et al.: "FLUSH-A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems," EERC, 75-30 (1975)
- 2) J. Lysmer: "Analytical Procedure in Soil Dynamics," EERC, 78-29 (1978)
- 3) J.E. Luco, et al.: "A Note on the Dynamic Response of Rigid Embedded Foundations," EESD, Vol. 4 (1975) pp. 119~128
- 4) J.A. Gutierrez: "A Substructure Method for Earthquake Analysis of Structure-Soil Interaction," EERC, 76-9 (1976)
- 5) 高田毅士他: "サブストラクチャー法による構造物-地盤連成系解析システム" 第5回電算機利用シンポジウム (1983年) pp. 157~162
- 6) 福和伸夫他: "FEMによる構造物-地盤連成系解析システム" 第6回電算機利用シンポジウム (1984年) pp. 85~90
- 7) 田治見宏他: "地震工学" 彰国社 (1968年) pp. 55~57
- 8) 平島新一他: "地盤-建物連成系解析モデルに関する一考察" 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1981年) pp. 637~638
- 9) 安井譲他: "基礎地盤動特性の等価2質点系置換モデル" 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1980年) pp. 595~596
- 10) 宮本明倫他: "基礎地盤動特性の等価2質点系置換モデル (続; 応答計算例)" 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1981年) pp. 691~692
- 11) 武藤清・小林俊夫: "原子炉施設の耐震設計に慣用されている各種減衰理論の比較研究" 日本建築学会論文報告集 第255号 (1977年) pp. 35~45
- 12) 稲田泰夫・小川幸雄・猿田正明: "原子炉建屋ボックス型立体耐震壁の復元力特性に関する研究 (その1)~(その3)" 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1983年) pp. 1523~1528

