

Ground Compliance を考慮した構造物の 地震応答 (第3報)

小堀 鐸二・南井良一郎・井上 豊・鎌田輝男

EARTHQUAKE RESPONSE OF THE STRUCTURE CONSIDERING THE EFFECT OF GROUND COMPLIANCE (3RD REPORT)

By *Takuji* KOBORI, *Ryoichiro* MINAI, *Yutaka* INOUE
and *Teruo* KAMADA

Synopsis

The earthquake response of an elasto-plastic structural system considering the effect of ground foundation properties is described. The dynamic characteristics of a foundation on the elastic ground are represented as an approximate transfer function derived from Dynamical Ground Compliance. The results show that the response of the structure coupled with ground is so much influenced by characteristics of sub-structure, and that the relative displacement of the above-ground structure decreases as the plastic deformation of the boundary layer increases.

1. ま え が き

破壊的な地震外乱が構造物に作用した際の構造物の応答は単に上部構造自身の動特性のみならず、地盤を含めた下部構造の動特性によって大きく影響されることが知られており、構造物の地震応答解析において地盤を考慮した考察が必要とされる。筆者等の1人によって半無限弾性地盤上の長方形基礎の Dynamical Ground Compliance が誘導され¹⁾、既に多くの場合について数値計算がなされている²⁾。我々は、これを基礎地盤の動特性の理論的な表現として捉え、主として非定常応答の評価のために、数値的に得られた Dynamical Ground Compliance から有理関数型の近似伝達関数を定め、その伝達特性がアナログ計算機における演算回路に容易に実現可能であることを示した³⁾。次いで、この近似伝達関数と上部構造伝達特性を結合した線型系の確定外乱または確率統計的外乱による定常解および非定常解の解析的表現を与え、上部構造を剪断型線型3質点系とする場合の非定常応答解析を行った⁴⁾。

さらに前報⁵⁾においては、このような線型系の複素固有値問題と一般解の表現を取扱うとともに、実際的な問題として基礎地盤の伝達特性と bilinear 履歴型の復元力特性を有する剪断型3質点系上部構造とを同様な特性をもつ地盤と構造物間の境界層を介して結合した地盤-構造物系モデルのランダム性非定常加速度外乱に対する応答解析をアナログ計算機によって行ない、地盤の動特性の変化が上部構造の応答に如何なる影響を及ぼすかを明らかにしようと試みた。

本報はその続報であって方法的には前報を踏襲しているが、地盤の動力学特性を規定する諸要素が構造物の地震応答に及ぼす影響を定性的に、あるいは定量的により明確に評価するために、上部構造を剪断型1質点系に単純化し、地盤に関するパラメータの変動領域の拡大をはかるとともに、基礎が完全固定の場合、基

礎地盤と構造物を直接結合した場合、さらに構造物と地盤の間に境界層の特性を導入した場合の応答性状の比較の上になつて、地盤の地震応答に及ぼす影響を論じたものである。

2. Dynamical Ground Compliance とその Simulation

等質等方な半無限弾性地盤上の剛体基礎に周期的な外力を作用させたときの基礎の変位と加振力の比は Dynamical Ground Compliance と呼ばれ、力-変位伝達関数の意味を有する。長方形基礎の場合、多重 Fourier 変換を用いて周波数の複素関数としての解析的な表現が得られ、それに基づいて基礎底面における応力分布を仮定して既に種々の場合に数値的な評価がなされている。これは剛性の逆数の元を有し、加振力振動数、基礎の形状、地盤の弾性定数および密度の関数となる。

今、Fig. 1 に示すような $2b \times 2c$ の底面を有する長方形基礎に水平加振力 $P_H e^{j\Omega T}$ が作用するとき、基礎底面における応力分布を一様と仮定すれば、基礎中心の水平方向の変位の複素振巾 x_H と加振力 P_H の振巾の比は無次元振動数 ω' に対する水平方向の無次元 Dynamical Ground Compliance $f_1(\omega') + jf_2(\omega')$ によって次式で結ばれる。

$$\frac{x_H}{P_H} = \frac{1}{c\mu} \{f_1(\omega') + jf_2(\omega')\} = \frac{1}{b\mu\kappa_H(\omega')}$$

$$\Omega = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \cdot \frac{\omega'}{b} \dots\dots\dots(1)$$

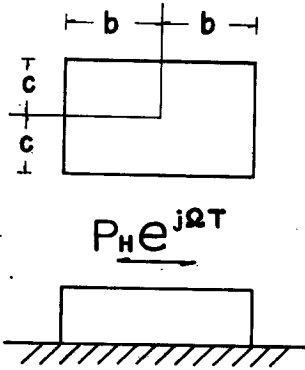


Fig. 1 Foundation-ground system for evaluation of Dynamical Ground Compliance.

ここに、 Ω ; 加振力振動数、 T ; 時間、 b, c ; 長方形基礎の振動方向およびそれと直角方向の半長、 ρ, μ ; 弾性地盤密度および剛性率であり、 $\kappa_H(\omega')$ を地盤の無次元パネ特性と呼び、次式で定義される。

$$\kappa_H(\omega') = \frac{c}{b} \frac{1}{f_1(\omega') + jf_2(\omega')} \dots\dots\dots(2)$$

例えば、 $c/b=2$ 、地盤のポアソン比 $1/4$ の場合の水平方向の無次元 Dynamical Ground Compliance は Fig. 2 の○印で示される。この値をもとに地盤の有理関数型の近似伝達関数を求める訳であるが、Dynamical Ground Compliance の simulation については既に報告されている³⁾。本報では、その中で述べ

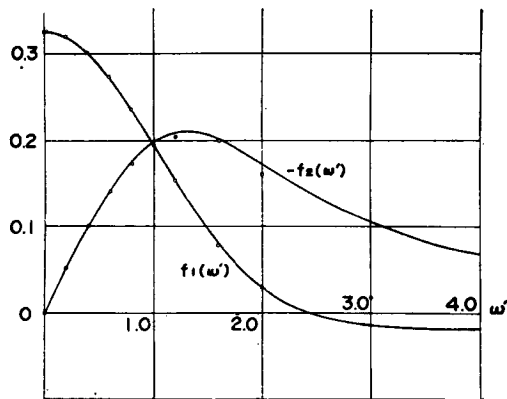


Fig. 2 Dynamical Ground Compliance for horizontal translation.

られた第1次近似として Dynamical Ground Compliance の実数部 $f_1(\omega')$ のみに着目して、最小自乗法の意味で最も良く適合する関数型として $(b_2\omega'^2 + b_0)/(\omega'^4 + a_2\omega'^2 + a_0)$ をとり、係数 a_2, a_0, b_2, b_0 を定める。これ等が物理的実現可能な条件を満足しておれば、

$$\Phi(s') = \frac{d_1 s' + d_0}{s'^2 + c_1 s' + c_0} \dots\dots\dots (3)$$

の形で表現される伝達関数が得られる。さらに、 $s' = j\omega'$ において伝達関数の虚数部 $(b_2'\omega'^2 + b_1'\omega')/(\omega'^4 + a_2'\omega'^2 + a_0')$ が定まる。Fig. 2 で示される $f_1(\omega')$ に対しては、

$$c_1 = 3.093, c_0 = 3.249, d_1 = 0.1573, d_0 = 1.057 \dots\dots\dots (4)$$

が得られ、これらの係数を用いたときの伝達関数の実数部および虚数部を示すと Fig. 2 の曲線のとおりで、充分良く近似されていることがわかる。

無次元バネ特性は、

$$\kappa_H(\omega') = \kappa_H(-js') \equiv \widetilde{\kappa}_H(s') = \frac{c}{b} \cdot \frac{1}{\Phi(s')} = \frac{s'^2 + 3.093s' + 3.249}{0.07868s' + 0.5287} \dots\dots\dots (5)$$

と近似される。

これらの係数は前報に報告されている値と比較して若干異なるのは simulate の方法の違いによるものであって本質的な差異はなく、この数値で simulate される地盤の変位増巾率の結果は示されていないが、前報に報告したものと同様の結果を得る³⁾。

3. 無次元基礎運動方程式

Fig. 3 に示されるような地盤-構造物の連成系において、 n 質点系に抽象された上部構造および隣接周辺地盤の動特性を表わす境界層は剪断型の非線型復元力特性を有するものとし、基礎地盤は 2. で求められた線型伝達特性を有する弾性地盤を考えるものとして、このような連成系が水平地震外乱を受けた場合の運動座標系に関する無次元基礎運動方程式は既に前報^{4),5)}において詳論されている。本報では上部構造を1質点系に抽象した場合を取り扱う。運動座標系に関するラプラス変換系無次元基礎運動方程式は次のとおりである。

$$\begin{aligned} m_1 s^2 u_1 + g_1(u_1 - u_H) &= -m_1 f + \sigma_1 \\ m_0 s^2 u_H + g_b(u_H - u_{bH}) - g_1(u_1 - u_H) &\dots\dots (6) \\ &= -m_0 f + \sigma_H \\ \kappa_0 \widetilde{\kappa}_H(qs) u_{bH} - g_b(u_H - u_{bH}) &= \sigma_{bH} \end{aligned}$$

ここに、 s は元の無次元基礎運動方程式の独立変数 τ に関するラプラス変換複素パラメータであり、 $\sigma_1, \sigma_H, \sigma_{bH}$ は初期条件演算子を含む非斉次項であり、静止の状態からの系の運動を考えるとときは零である。

なお、

$$\begin{aligned} \tau &= \sqrt{\frac{K}{M}} T, u_i = U_i - F_H \subset \eta_i = \frac{Y_i - Y_H}{A}, U_i \subset \frac{Y_i}{A}, i = b_H, H, 1 \\ F_H \subset \frac{\bar{Y}_H}{A}, f &= s^2 F_H \subset \alpha \cdot \alpha(\tau), \alpha = \frac{AM}{KA} = \frac{AM}{B} \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

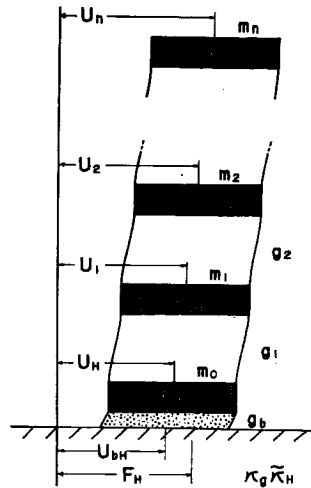


Fig. 3 Model of a ground-structural system.

$$\alpha(\tau) = \frac{d^2}{dT^2} \left(\frac{\bar{Y}_H}{A} \right) \Big|_{T = \sqrt{M/\bar{K}} \tau}$$

g_1 および g_b はそれぞれ上部構造および境界層の無次元非線型復元力特性を示し、ここでは Fig. 4 に示す bilinear 履歴型復元力特性に限定し、次のように表現される。

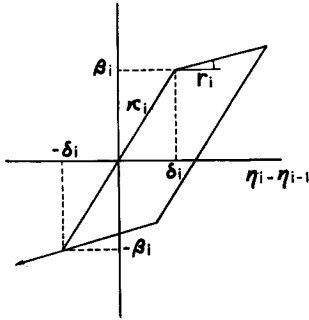


Fig. 4 Bilinear hysteretic characteristics.

$$g_1 \subset \kappa_1 \varphi_1(\eta_1 - \eta_H; \delta_1, r_1),$$

$$g_b \subset \kappa_b \varphi_b(\eta_H - \eta_{bH}; \delta_b, r_b) \dots\dots\dots(8)$$

$\kappa_0 \kappa_H(qs)$ は 2. で求められた弾性地盤の伝達特性で (5) 式より求まる。即ち、

$$\kappa_H(qs) = \kappa_H(s') = \frac{c}{b} \cdot \frac{1}{\Phi(s')}$$

$$= \frac{c}{b} \cdot \frac{(qs)^2 + c_1 qs + c_0}{d_1 sq + d_0}$$

$$s' = j\omega', \quad s' = qs = jq\omega, \quad \tau = q\tau', \quad \dots\dots(9)$$

$$\omega' = q\omega, \quad q = \lambda \frac{1\omega\omega'}{1\omega s}$$

$$\lambda = \frac{1\omega s}{1\omega\omega'} = \frac{1\Omega s}{1\Omega\omega}, \quad \tau' = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \cdot \frac{T}{b}$$

ここに、変数 (τ, ω, s) および (τ', ω', s') の組はそれぞれ上部構造物および基礎地盤に関して独立に定義し得る無次元時間とそれに対応する角振動数およびラプラス変換複素パラメータである。

その他この連成系を規定する無次元パラメータは次式で定義される。

$$m_1 = \frac{M_1}{\bar{M}}, \quad m_0 = \frac{M_H}{\bar{M}}, \quad m_H = \frac{M_H}{\rho b^3}$$

$$\kappa_i = \frac{K_{i1}}{\bar{K}}, \quad \delta_i = \frac{A_i}{\bar{A}}, \quad r_i = \frac{K_{i2}}{K_{i1}}, \quad i = b, 1 \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$\kappa_0 = \frac{b\mu}{\bar{K}} = \frac{m_0}{m_H q^2} = \frac{\kappa_0}{\kappa_H(0)}, \quad \kappa_0 = \frac{K_H(0)}{\bar{K}} = \frac{1}{G_H(0)} \cdot \frac{1}{\bar{K}} = \kappa_H(0) \kappa_0 = \frac{c}{b} \cdot \frac{1}{f_1(0)} \kappa_0$$

ここに T ; 時間, Y_1, Y_H, Y_{bH} ; 上部構造, 境界層および弾性基礎地盤の変位 (静止座標), \bar{Y}_H ; 水平地盤変位, A ; 最大地動加速度振幅, φ_1, φ_b ; 上部構造および境界層の無次元 bilinear 履歴特性, $K_{11}, K_{12}; K_{b1}, K_{b2}; A_1, A_b$; 同じく第 1, 第 2 分枝剛性および弾性限変位, $G_H(\Omega) = K_H(\Omega)^{-1}$; 基礎地盤の水平方向の Dynamical Ground Compliance, Ω ; 角振動数, $1\Omega_s, 1\Omega\omega$; 上部構造および下部質量と基礎地盤からなる下部構造をそれぞれ独立としたときの 1 次固有角振動数, $1\omega_s, 1\omega\omega'$; 前項の無次元量, M_1, M_H ; 上部構造および下部構造質量, $\bar{M}, \bar{K}, \bar{A}, \bar{B} = \bar{K}\bar{A}$; 質量, 剛性, 変位, 強度の基準量 (上部構造の対応する量を用いる。)

4. アナログ計算機による非定常地震応答解析

(6) 式で示される運動方程式の定常解および非定常解は前報において既に解析的に表現した。従って、それに基づいて地震応答解析をデジタル計算機によっても行なうことができる。しかしながら、構造物の地震応答に及ぼす地盤の動特性の影響を考慮した第 1 段耐震設計資料を得ることを目的として、地盤—構造物連成系および地震外乱波に対する広範な無次元パラメータ領域において、系の非定常地震応答性状をパラメトリック・サーベイによって明らかにするには、現段階では計算速度の点でアナログ計算機による方が有利であり、本論文では地震応答解析の手段として低速間接型電子管式アナログ計算機を選んだ。

4. 1 地震外乱波パターンの選定

地震応答解析において使用した地震波加速度パターンは前報において採用したものと同一である。即ち、

公称上下限振動数比 50 の band limited white noise generator の出力波形の一部を採用した。その正規化波形関数の定常化波形関数の自己相関関数および振巾確率密度関数はそれぞれ前報で示されている。ここではそのサンプル関数と考えられる実際に用いた外乱パターンの正規化波形関数を step function で近似し、その Fourier 変換の絶対値の 2 乗の時間平均で表わした power spectrum を Fig. 5 に示す。データのサンプリング間隔は外乱継続時間の 1/750 であって波形に含まれる最短周期の 1/25 で行なった。横軸は外乱の上限振動数 ω_u で正規化した振動数である。前報においては自己相関関数から卓越振動数成分を想定して対応するスペクトル密度レベルを算出したが、この結果とかなり良く一致している。ただ、前報²⁾で指摘した卓越振動数以外にレベルは幾分低下するが、いくつかの卓越振動数を有する外乱であることが判る。

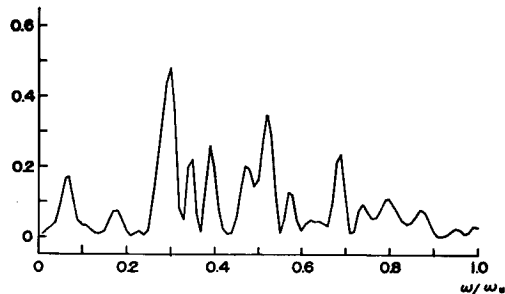


Fig. 5 Power spectral density of earthquake-type ground acceleration.

4. 2 連成系モデルの選定

地震応答解析の対象とする連成動力学系は bilinear 履歴型復元力特性を有し、剪断型 1 質点系に抽象される上部構造および同様の特性を有する境界層と有理関数型近似伝達関数で表わされる基礎地盤で構成される下部構造からなるものとする。この構造物系の動力学系モデルは 3. で規定される無次元パラメータの組を選定すれば定まる。

上部構造物パラメータ：上部構造物の動力学特性を規定する無次元パラメータは、質量、剛性、変位の基準量を第 1 層の対応する量をとれば次のように定められる。

$$m_1=1, \kappa_1=1, \delta_1=1, \beta_1=1, r_1=0.1, {}_1\omega_s=1$$

下部構造物パラメータ：下部構造質量分布は通常予想される範囲で選ぶが、境界層に関しては、実測ないし実験資料に適当なものが見当たらないので前報と同じ取扱いをする。境界層は基礎周辺地盤の動特性を代表するもので、剛性が上部構造に比し大であるが容易に塑性挙動を示しやすと考えられる点を考慮して次の値を選んだ。

$$m_0=0.2, 0.8$$

$$\kappa_b=40, \delta_b=0.025, \beta_b=1, r_b=0.05, r_{b\kappa b}=2$$

また、半無限弾性地盤に関しては、ポアソン比 1/4、長方形基礎の形状指数は $c/b=2$ とし 2. で近似された伝達関数があるまま適用できる。

下部質量—地盤質量比は前報における解析結果と照らして、前報よりもさらに広い領域で変化させる。すなわち、

$$m_H=1.6, 32.0$$

それぞれに対応して

$${}_1\omega_0'=1.1066, 0.42400$$

が定まる。

上部一下部構造結合パラメータ：上部一下部構造結合パラメータは、上部構造および下部構造をそれぞれ独立とした場合の最低次固有振動数比でもって表わし、前報よりはるかに広い範囲、すなわち

$$\lambda = \frac{{}_1\Omega_s}{{}_1\Omega_g} = \frac{{}_1\omega_s}{{}_1\omega_g} = 0.1 \sim 1.0 \dots\dots\dots(11)$$

で変化させた。

ここで設定された無次元パラメータの組合せによって得られる連成系の固有周期を上部構造を独立とした場合の固有周期の伸び率 ν でもって表わすと **Table 1** に示されるとおりである。この表から明らかなよう

Table 1 Elongation factor of fundamental period of a linear ground-structural system for various values of parameters.

λ	m_0	0.2		0.8	
	m_H	1.6	32.0	1.6	32.0
0.1		1.020	1.036	1.015	1.019
0.2		1.040	1.104	1.021	1.037
0.3		1.081	1.214	1.031	1.069
0.4		1.131	1.358	1.045	1.115
0.5		1.194	1.527	1.060	1.170
0.6		1.271	1.714	1.079	1.254
0.7		1.357	1.925	1.097	1.340
0.8		1.455	2.129	1.122	1.449
0.9		1.567	2.330	1.153	1.560
1.0		1.715	2.577	1.180	1.675

Table 2 Values of non-dimensional parameters κ_g and κ_0 .

λ	m_0	0.2		0.8	
	m_H	1.6	32.0	1.6	32.0
0.1		10.207	3.477	40.830	13.906
		62.696	21.357	250.798	85.418
0.2		2.552	0.869	10.201	3.477
		15.675	5.338	62.660	21.357
0.3		1.134	0.386	4.537	1.545
		6.966	2.371	27.869	9.490
0.4		0.638	0.217	2.552	0.869
		3.919	1.333	15.676	5.338
0.5		0.408	0.139	1.633	0.556
		2.506	0.854	10.031	3.415
0.6		0.284	0.097	1.134	0.386
		1.744	0.596	6.966	2.371
0.7		0.208	0.071	0.833	0.284
		1.278	0.436	5.117	1.744
0.8		0.159	0.054	0.638	0.217
		0.977	0.332	3.919	1.333
0.9		0.126	0.043	0.504	0.171
		0.774	0.264	3.096	1.050
1.0		0.102	0.035	0.408	0.139
		0.626	0.215	2.506	0.854

に、 m_0 が小さく m_H , λ が大である程、連成系の固有周期の伸びが大であることが判る。なお、Table 2 には、(10) 式で計算される基礎地盤—上部構造剛性比を上段に κ_0 , 下段に κ_0 で示す。

4. 3 地震外乱無次元パラメータ

耐震設計のための基礎資料を得ようとする地震応答解析において、地震入力固定して考えることは不適当であり、振巾方向および時間（振動数）方向に関してパラメトリックな取扱いが重要である。従って、強度パラメータおよび振動数パラメータで入力波形を規定する。

強度パラメータ α は (7) 式で定義されるが、系の応答が弾性域から弾塑性域に亘るように選び、すなわち

$$\alpha = 0.2, 0.4, 0.8, 1.2, 1.6, 2.0, 2.4$$

とする。

振動数パラメータとして、外乱上限振動数と上部構造の固有振動数の比 ν をとる。

$$\nu = \frac{\Omega_u}{\Omega_s} = \frac{\omega_u}{\omega_s} \dots\dots\dots(12)$$

で定義され、次のような値を選んだ。

$$\nu = 2, 5, 10, 15, 20$$

定義式からも判るように、 ν を固定しても下部構造系と連成することにより、連成系固有周期が Table 1 に示されるように伸びるので、連成系と外乱の振動的な関係は ν を周期の伸び率とし、

$$\nu' = \frac{\Omega_u}{\Omega} = \frac{\omega_u}{\omega} = p \frac{\omega_u}{\omega_s} = p\nu \dots\dots\dots(13)$$

で表わすことが可能である。

5. 結果の考察

耐震安全性の尺度としての地盤—構造物連成系の出力応答量としては、変位系およびエネルギー系が考えられるが、ここでは第一義的に重要とみなし得る上部構造、境界層および弾性地盤の最大無次元相対変位 γ_{r1} , γ_{rH} , γ_{rbH} を選定した。それぞれ次式で定義される。

$$\gamma_{r1} = \frac{|Y_1 - Y_H|_{max}}{\bar{d}}, \quad \gamma_{rH} = \frac{|Y_H - Y_{bH}|_{max}}{\bar{d}}, \quad \gamma_{rbH} = \frac{|Y_{bH} - \bar{Y}_H|_{max}}{\bar{d}} \dots\dots\dots(14)$$

ここで変位の基準量 \bar{d} は上部構造の弾性限変位に限定してあるから、 γ_{r1} は最大靱性率 (maximum ductility factor) を表わす。

Fig. 6 には連成系の上部構造のみを考えて基礎は完全固定の1質点系、すなわち、 $\kappa_b = \infty$ かつ $\kappa_g = \infty$ の場合の最大無次元相対変位 γ_{r1} を示す。上部構造は bilinear 履歴型復元力特性を有するが、一種のレスポンス・スペクトラム (変位スペクトラム) と見ることができる。外乱の振動数パラメータ ν が増大するということは、外乱の振動数が高くなる、または系の固有周期が伸びることに対応する。従って、構造物を固定して考えるとき、 ν の増加は外乱のパターンが固定されているのでその継続時間の短縮に対応し、より衝撃的に働くことを示す。又、外乱の方を固定して構造物の周期を変化させて考えるときは、 α を一定とするならば、簡単な試算により弾性限変位 d が ν^2 に比例することが判る。従って、変位応答量の絶対値は ν^2 に比例する量を乗ずれば求まる。

Fig. 6 に示される ν の範囲は 2~6 であるが系の固有振動数は Fig. 5 の横軸上で $1/2 = 0.5 \sim 1/6 = 0.166$ に対応し、かなり外乱のパワーが変動している部分に当り、 γ_{r1} は ν に関して概括的には減少の傾向を示すとともに、局部的には外乱の性質が現われていることが判る。 $\nu > 6$ ではゆるやかな減少を示し、 $\nu = 15$ の付近で再び小さなピークを持つが、これも外乱の卓越振動数成分と系の同調を示すものである⁵⁾。

外乱波形の性質を知るために、いわゆる速度レスポンス・スペクトラムを求めたものが Fig. 7 である。

横軸は外乱の方を固定して構造物の固有周期を変化させた場合の ν をとり、線型1質点系構造物の最大速度応答を臨界減衰比 h をパラメータとして示してある。Fig. 6に示されたものは非線型系変位応答でありFig. 7と直接対応させることはできないが、Fig. 6に示される縦座標に ν に比例する量を乗ずれば良い。Figs. 6, 7における γ_{T1} および Sv の ν に関する増減の傾向は、いずれも外乱のパワーの変動の性質をよく反映していることが判り、特に減衰の少い系では弾塑性および弾性非定常応答におよぼす外乱の振動的な性質の影響が極めて大であることを示している。

Fig. 8, 9には、弾性地盤のみを考慮した場合、すなわち $\kappa_0 = \infty$ の場合の上部構造および弾性地盤の最

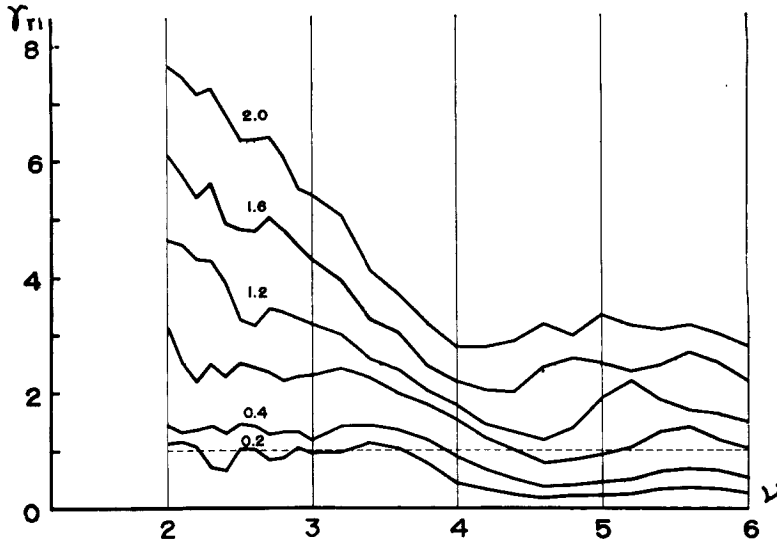


Fig. 6 Maximum relative displacement of one mass system.

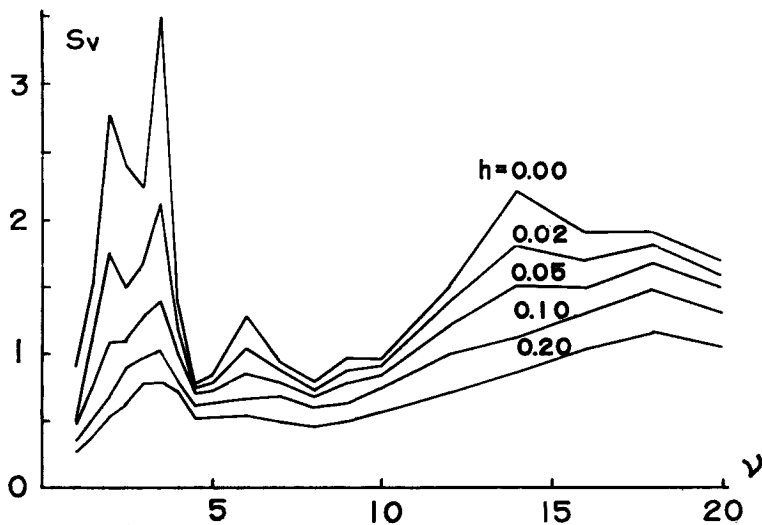


Fig. 7 Velocity response spectrum for earthquake-type ground acceleration.

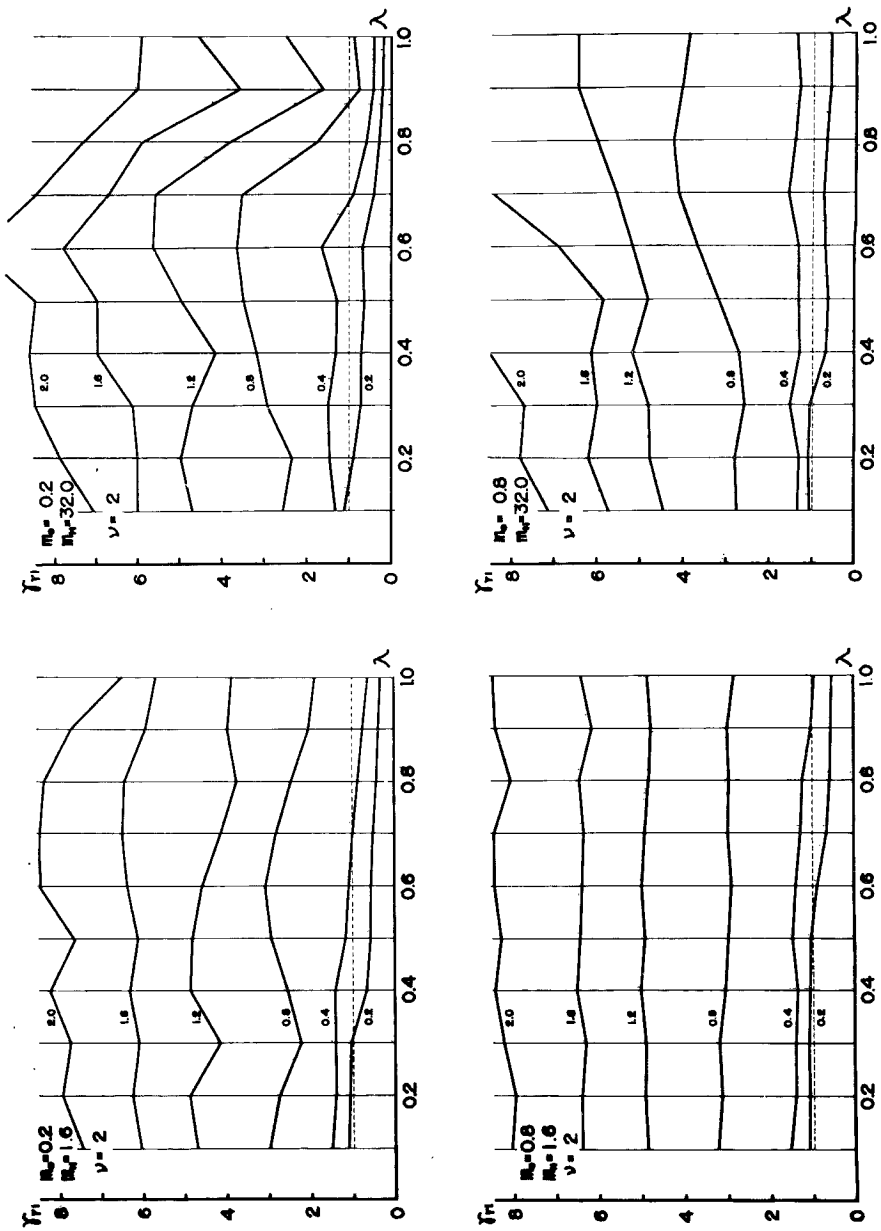


Fig. 8 Maximum relative displacement of upper structure, $\nu=2$, $k_b=\infty$.

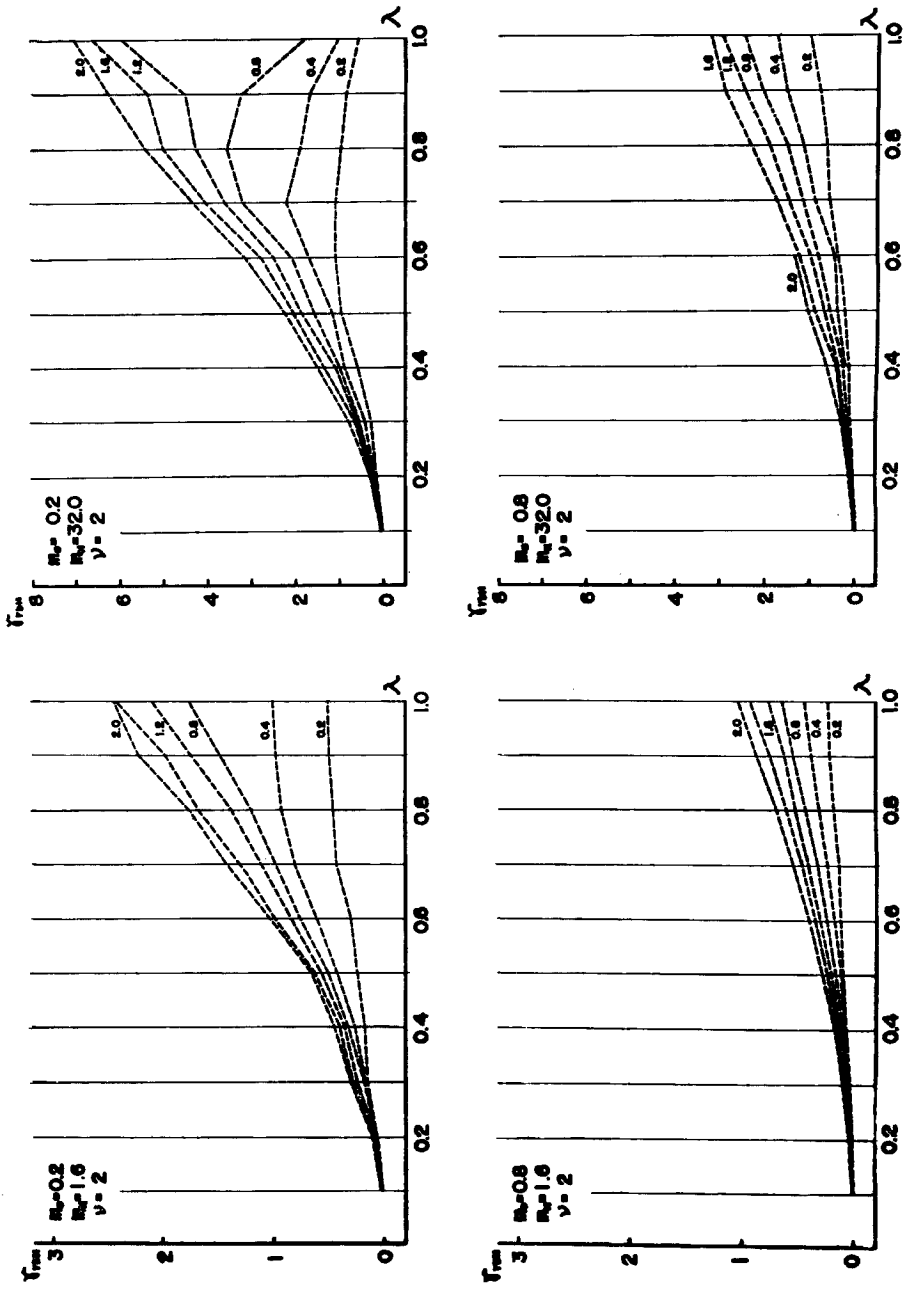


Fig. 9 Maximum relative displacement of elastic ground, $\nu = 2$, $\kappa_0 = \infty$.

大無次元相対変位 γ_{r1} および γ_{rbH} を各パラメータの組について示した。但し、 $\nu=2$ の場合で、図中に示された数字は外乱強度パラメータ α の値である。横軸にとった上部一下部構造結合パラメータ λ の増加は、短周期上部構造、または長周期地盤に対応し、上部構造を固定して考えるときは地盤に関するパラメータとみることができ、地盤がより軟くなると考えてよい。弾性地盤応答 γ_{rbH} は Fig. 9 で示されるように、 m_0 , m_H , λ によって大きく変動し、 m_0 が小、 m_H , λ が大である程増大する。これは地盤の等価的な剛性は (9), (10) 式であるいは Table 2 に示すように λ^2/m_0 に逆比例し、 m_H の減少関数であることから推察される。 $m_0=0.2$ の場合で α が小さいときの γ_{rbH} は λ に関し再び減少の傾向を示しているが、これは外乱の性質によるものであって、平坦なパワーを持つ外乱に対しては、 γ_{rbH} の λ に関するグラフは下に凸となる。 γ_{rbH} を外乱強度パラメータ α の方向にみると、 α の小さい間は linear に増加するが α がある値をこえて上部構造が塑性領域に入ると、 γ_{r1} が増大することによって γ_{rbH} はそれ程増加しないことがそれぞれの図から言える。

Fig. 8 に示す上部構造応答 γ_{r1} が 1 以下ということは系の応答が線形領域内にあることを示し、 α が小的时候、 λ の増大とともに γ_{r1} は減少し線形応答を示している。これは地盤の剛性の低下により地盤が変形しやすくなってエネルギーがその部分に蓄えられるためである。しかし、 α が大の場合は Table 1 に示される連成系固有周期の変動に応じて応答は外乱の特性を拡大した形をとっている。すなわち、 $m_0=0.8$, $m_H=1.6$ の場合、系の固有周期の変動は少く高々 $p=1.2$ 程度で γ_{r1} は λ に関して一様であるが、一方、 $m_0=0.2$, $m_H=32.0$ の場合は $p=2.5$ 程度にもおよぶので γ_{r1} は大きく変動しており、 $\lambda=0.6$ におけるピークの部分とが $\lambda=0.9$ における谷の部分は Fig. 5 に示される外乱のパワーによってよく説明される。

入力の周波数特性の変動の影響をあまり受けていない λ の小さいところで m_0 および m_H の影響をみてみると m_H が小さい程 γ_{r1} は大となっており、 m_0 が大であるとその効果は大である。一方、 m_0 に関しては、 m_H が小の場合は明らかに m_0 が大である程 γ_{r1} は大であるが、 m_H が大きいときはその傾向は明らかでない。これらは地盤の剛性分布係数 κ_0 または κ_0 が大である程 γ_{r1} が増大することを示しており、 κ_0 は m_0 に比例し、 m_H の減少関数となるが、 m_H が大の場合絶対値としてそれ程大きくなり、その領域では m_0 による差が明らかにならないものと思われる。しかしながら、 $\kappa_0=\infty$ のときの Fig. 6 から判るように、 m_H , m_0 , あるいは κ_0 は上部構造の変位応答にそれ程顕著な影響をもつものではない。

Fig. 10 には外乱と連成系との振動数関係が等価な基礎固定の場合の応答を Fig. 6 から求め、それぞれの連成系としての応答との比を示した。すなわち、連成系の基本固有周期と固有周期を等しくする等価 1 質点系応答を基準とする連成系応答の比を示してある。 λ が小さい範囲で各グラフとも 1 近傍の値を示しているのは、地盤を考慮した場合でも地盤の剛性が大きく基礎が固定に近い状態であるからである。 λ が増大するとともに、この比は α の大小に従って特徴的な変動が認められる。すなわち、 α が小の場合は等価 1 質点系の応答の方が大となり、また α が大の場合は地盤を考慮した方が大となる傾向を示しており、 m_H が大であるほどその傾向が強い。しかし、これは最大靱性率の比であって、外乱を固定して考えるときは、基準としてとった等価 1 質点系の弾性限変位が連成系固有周期の伸び率 p の 2 乗に比例して増加しており、最大相対変位については単純に基礎固定の場合との大小を論じられない。 λ が小さい部分では m_H が小である程連成系の方が基礎固定の場合よりも一般に大であるが m_0 の違いはあまりない。これは Fig. 8 における m_0 , m_H の変位応答に及ぼす性状と同様と考えられる。このような比較を $\nu=5$ に対する $m_0=0.2$, $m_H=1.6$ の場合に行なったものが Fig. 11 である。Fig. 10 の対応する場合明らかではないが同じような傾向を有するようである。

これらのことは、基礎地盤と構造物の連成効果を周波数的にのみ評価した場合、弾性系では基礎地盤の考慮が、エネルギー分配の効果が優勢となることから上部構造の最大靱性率応答を抑制することになるが、弾塑性系では Fig. 9 から判断されるように、エネルギー分配は相対的に上部構造で優位となり、基礎地盤による増巾効果が優勢となって上部構造の最大靱性率応答をかえて増大せしめる傾向を示すものと思われる。

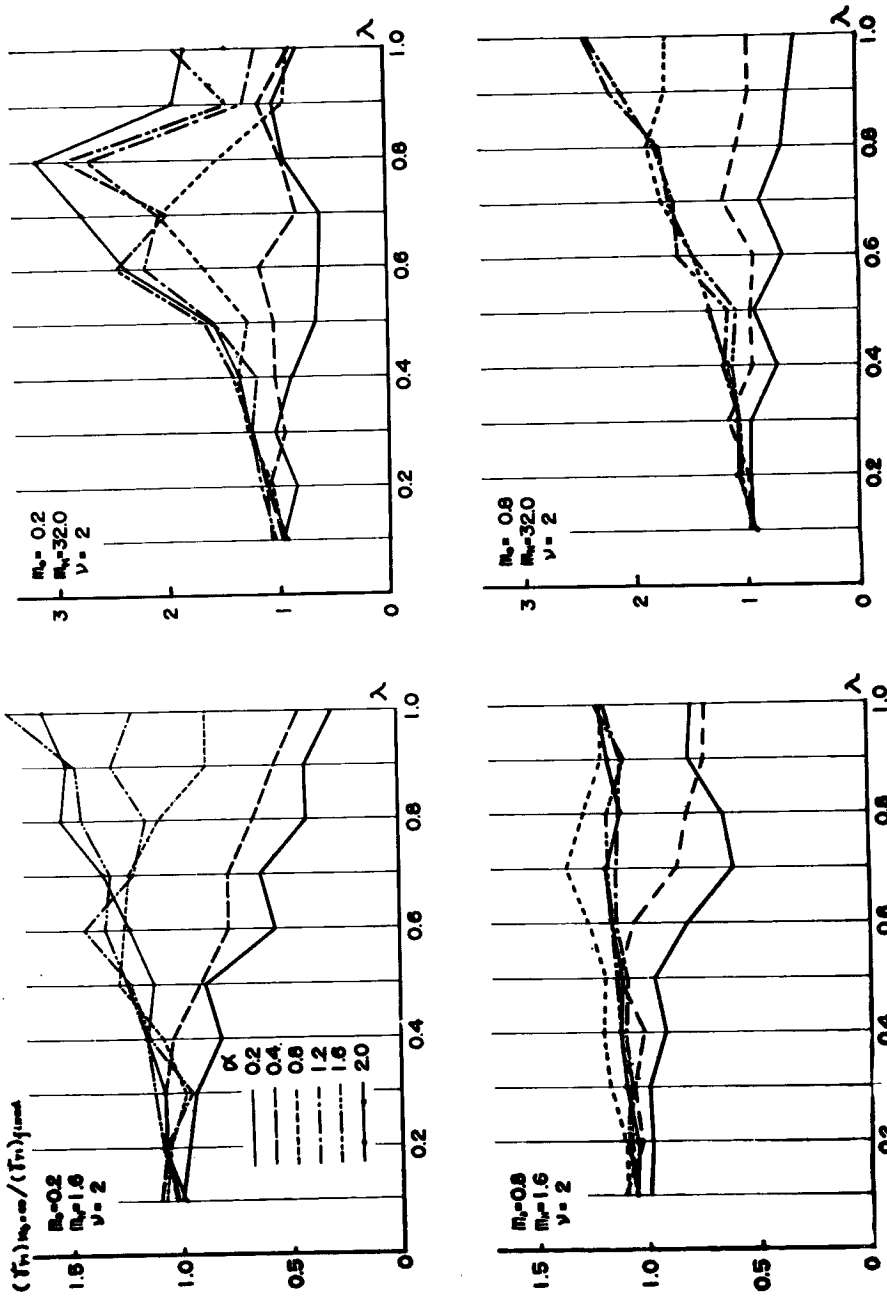


Fig. 10 Ratio of maximum relative displacement of upper structure to the equivalent one mass system, $\nu=2$, $\kappa_D=\infty$.

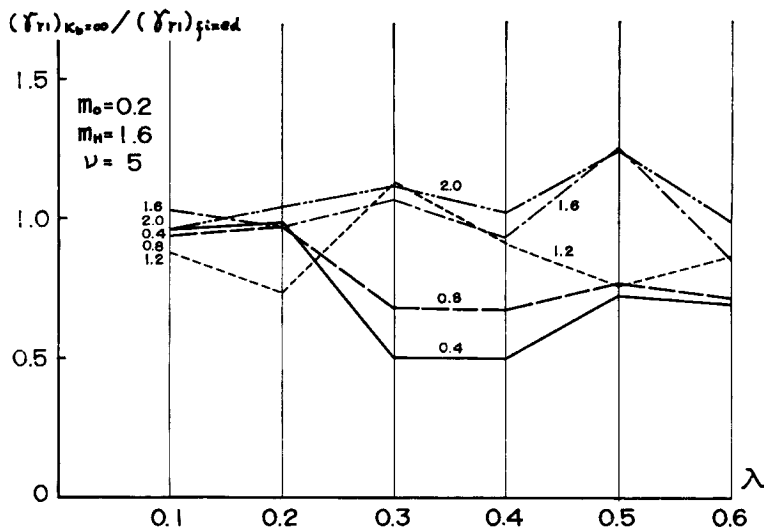


Fig. 11 Ratio of maximum relative displacement of upper structure to the equivalent one mass system, $\nu=5$, $\kappa_b=\infty$.

Fig. 12~14 に、さらに連成系の要素として隣接周辺地盤の影響を考慮して、bilinear 履歴型復元力特性を有する境界層を含む場合の $\nu=2$ に対する上部構造、境界層および弾性地盤の最大無次元相対変位 γ_{r1} , γ_{rH} , γ_{rbH} を、また Fig. 15 には $\nu=5$ に対する γ_{r1} を示す。上部構造を 3 質点系とする場合についての各応答量に対して前報においてなされた詳細な考察は、上部構造を 1 質点系とする本報においても適用される。上部構造および弾性地盤については、境界層のない場合 ($\kappa_b=\infty$) と大局的には同様の傾向を示すが、境界層の非線型特性と履歴による減衰が地盤—構造物系の応答に影響を与える。境界層の応答 γ_{rH} は境界層それ自身の特性 (κ_b , δ_b , β_b , γ_b) によって大きく影響されることは言うまでもないが、本報では 4.2 で選定された如く固定して考えたのでその点を考慮外とすれば、Fig. 13 で明らかかなように、 m_0 によって大きく影響され、 m_0 が大であると境界層は大きな塑性挙動を示す。なお、境界層の弾性限界変位は $\delta_b=0.025$ であり、 $\nu=2$ の場合 $\alpha=0.4$ でも殆んどの場合塑性領域に入っている。

Fig. 8 と Fig. 12, Fig. 9 と Fig. 14 を比較することによって上部構造および弾性地盤の最大変位応答に及ぼす影響を知ることができる。上部構造応答に関しては、 $m_0=0.8$ の場合境界層の塑性挙動が大きいことが α の大きい場合、 γ_{r1} の減少に大きな役割を果しているが、 $m_0=0.2$ の場合には、境界層の影響は顕著ではない。これは、境界層は履歴によるエネルギー消費能力を有するが、設定した境界層の第 1 分枝および第 2 分枝剛性ととも大で、 m_0 の小さい場合 Fig. 13 から判るように hysteresis loop 自体がそれ程大きくならないためである。Fig. 9 と Fig. 14 から m_0 が小さいときは境界層の基礎地盤に及ぼす影響は小さいと言えるが、 m_0 , m_H がともに大きい場合には、境界層の塑性挙動が基礎地盤の最大変位応答をも抑制する効果があることを示す。

境界層がある場合とない場合の上部構造の最大変位応答の比、すなわち $\kappa_b=40$ の場合と $\kappa_b=\infty$ の場合の γ_{r1} の比を $\kappa=2$ および $\nu=5$ の場合の一例を Figs. 16, 17 に示す。 $m_0=0.2$, $m_H=1.6$ の場合で境界層の塑性挙動はさほど大きくない場合に相当し、 $\nu=2$ の場合では殆んど 1 に近い値を示すが、 $\nu=5$ の場合かなりばらついてはいるけれども α が大きいとき γ_{r1} はかなり減少する傾向を示している。

境界層を考慮した連成系固有振動数と外乱の振動数との関係を保つように、各パラメータの組に対する γ_{r1} を (13) 式で定義される振動数パラメータ ν に関して図示したものが Fig. 18 である。各曲線はそ

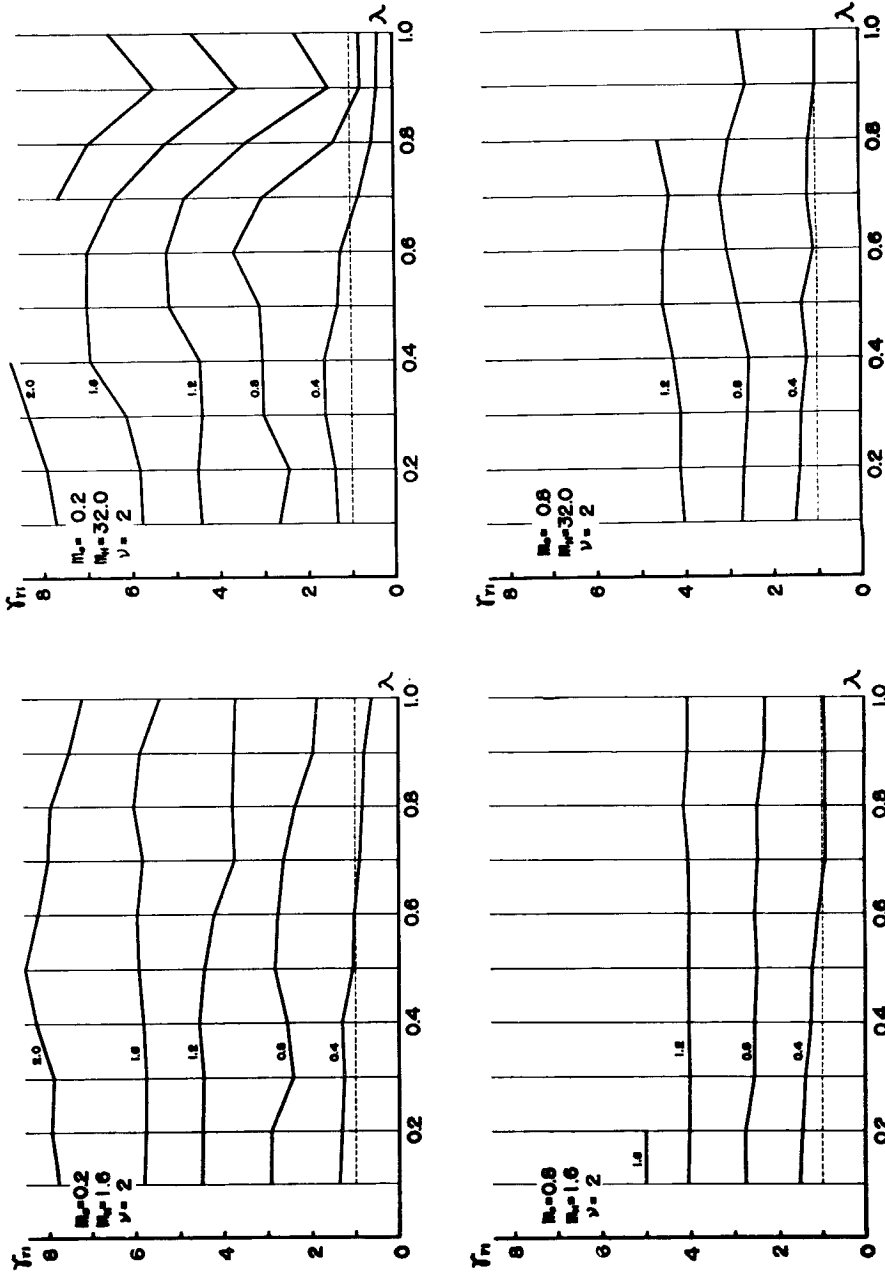


Fig. 12 Maximum relative displacement of upper structure, $\nu = 2$, $\kappa_D = 40$.

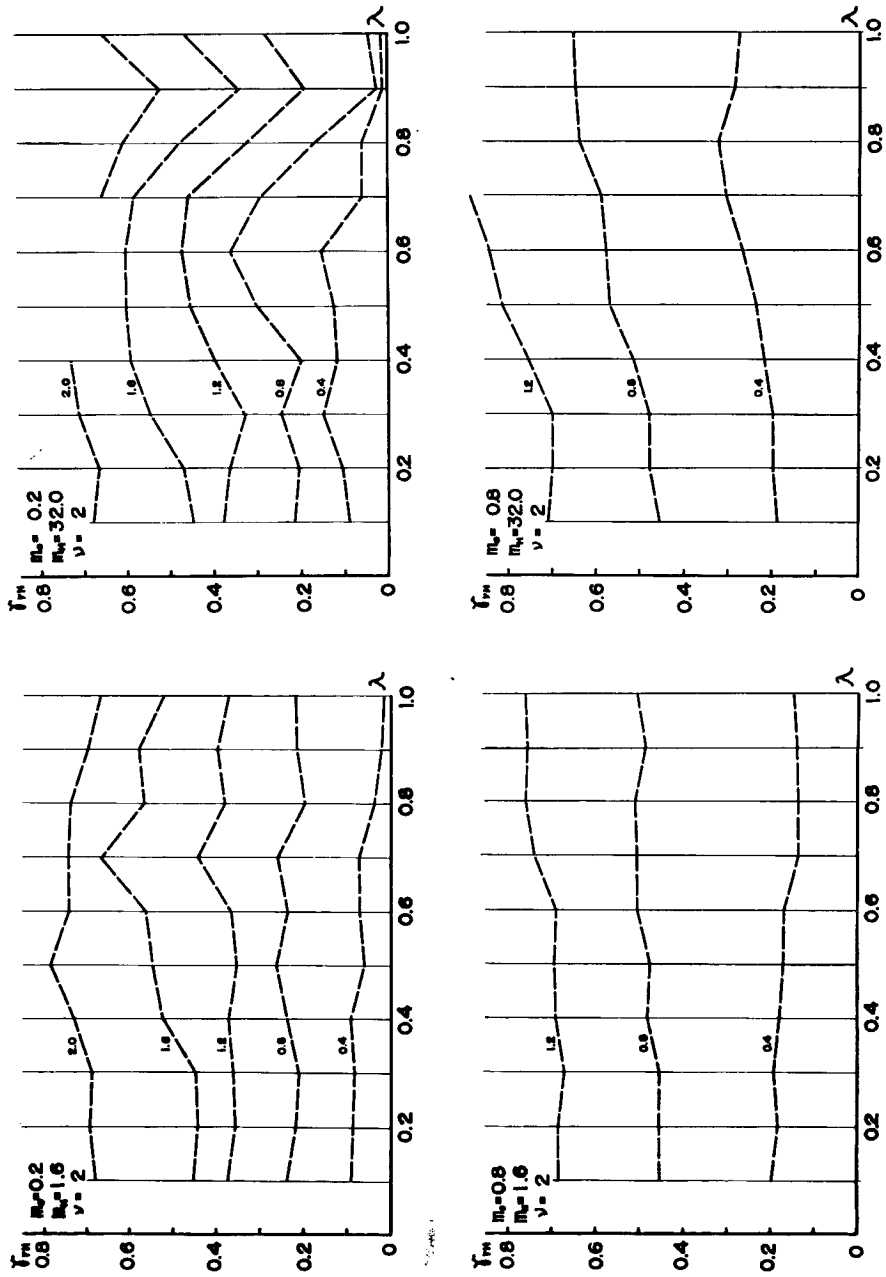


Fig. 13 Maximum relative displacement of boundary layer, $\nu = 2$, $\kappa_b = 40$.

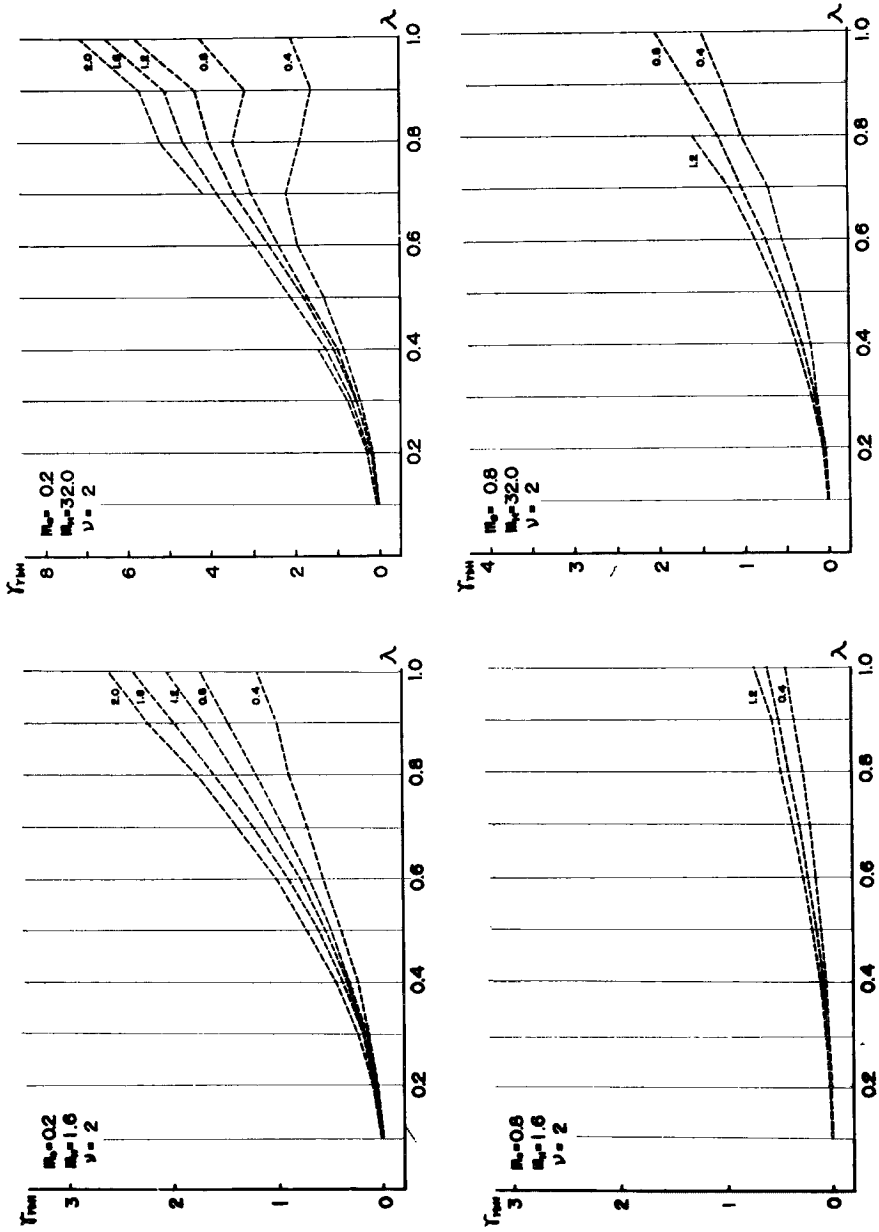


Fig. 14 Maximum relative displacement of elastic ground, $\nu = 2$, $\kappa_D = 40$.

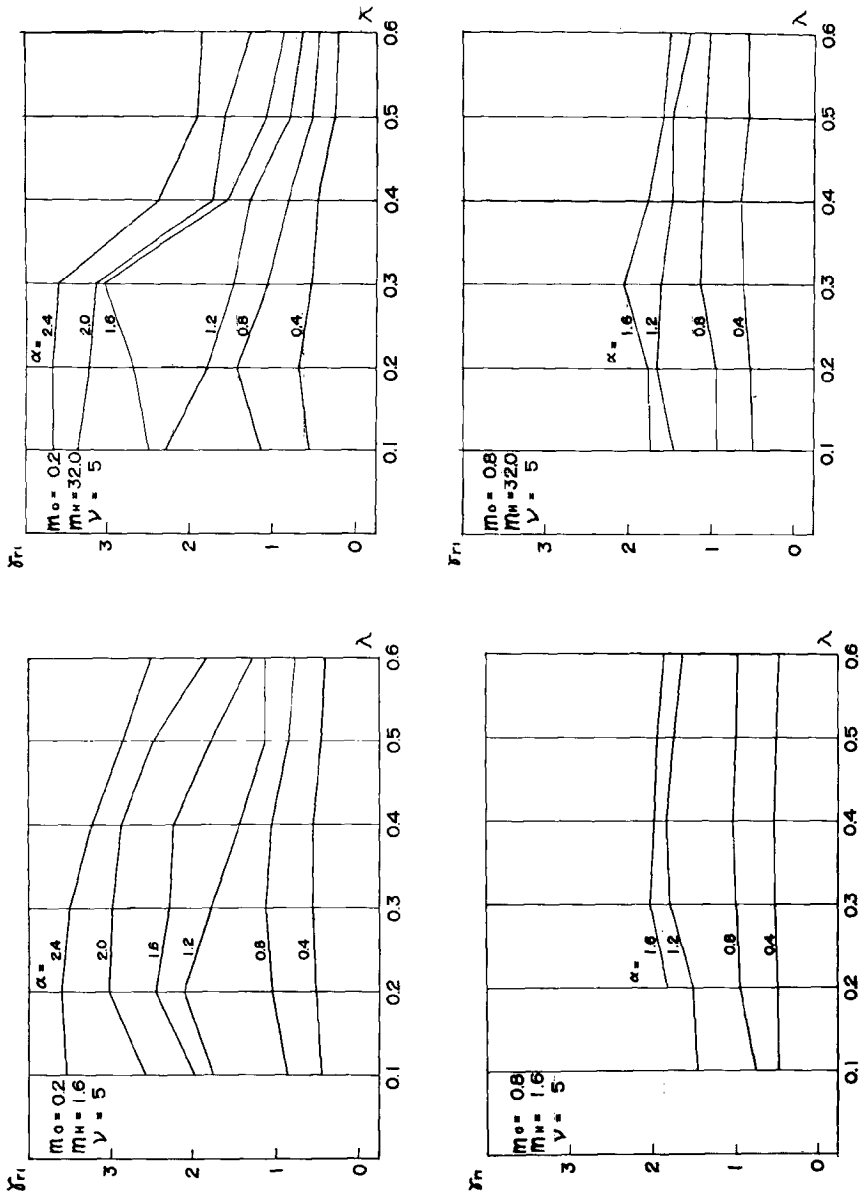


Fig. 15 Maximum relative displacement of upper structure, $\nu=5$, $\kappa_b=40$.

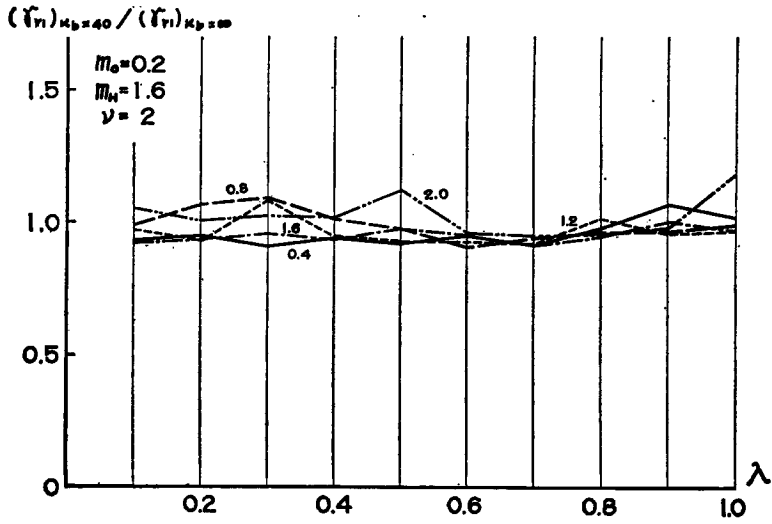


Fig. 16 Ratio of maximum relative displacement of upper structure for $\kappa_b=40$ to that for $\kappa_b=\infty$, $\nu=2$, $m_0=0.2$, $m_H=1.6$.

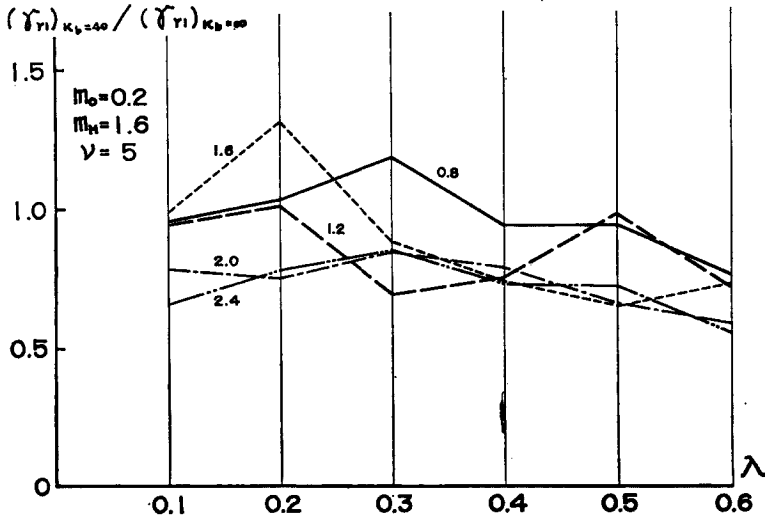


Fig. 17 Ratio of maximum relative displacement of upper structure for $\kappa_b=40$ to that for $\kappa_b=\infty$, $\nu=5$, $m_0=0.2$, $m_H=1.6$.

それぞれのパラメータ m_0 , m_H に対して $\lambda=0.1\sim 1.0$ の範囲で示されている。 $\nu=2$ における○印は基礎固定と考えた上部構造のみの1質点系応答である。この曲線群がそれぞればらついているということは、連成系固有振動数のみで γ_{r1} は定まらないことを示す。 $\nu=2$ の近傍でかつ α が小さいときは基礎固定に近い状態を示しており、従って大体一致している。この図からも m_0 が小さく m_H が大である程 γ_{r1} が大となる傾向が判る。前者は境界層の塑性挙動が少いこと、後者は m_H が大になるにつれて地盤の減衰が小になることによるものである。

最後に、 $\lambda=0.2$ の場合の各応答量を ν に関して整理したものを Fig. 19 に示す。破線は γ_{rH} を、点線は γ_{rbH} を示している。 γ_{r1} に関しては Fig. 6 と同様に ν に関して減少しているが、 $\nu=15$ で外乱の卓越振動数の影響により一時増大する。この傾向は γ_{rH} についても同様であるが γ_{rbH} については ν に関する変動が少いことが認められる。しかし、これは $m_0=0.2$, $m_H=32.0$ のように地盤の剛性が低下している場合は ν に関する傾向は γ_{r1} および γ_{rH} とほぼ同様であることから、 λ が大きい場合は γ_{rbH} も外乱の影響を大きく受けるものと思われる。

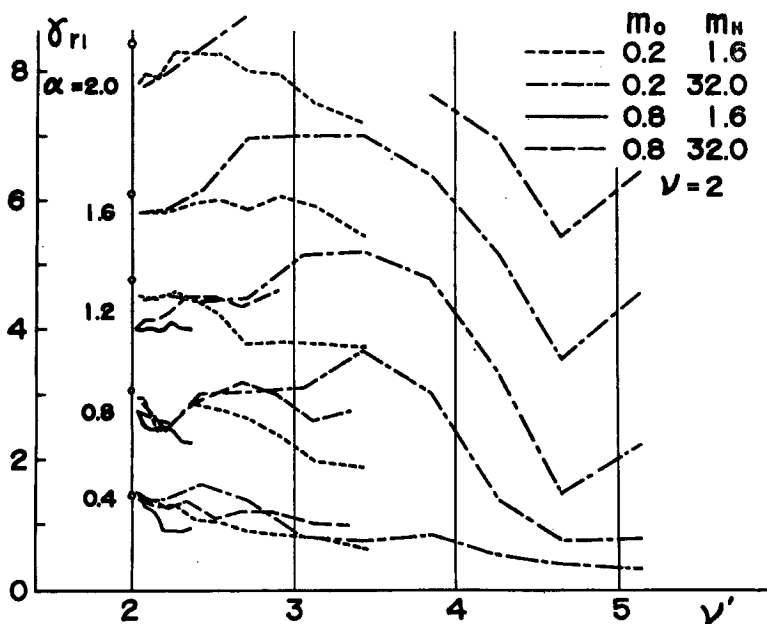


Fig. 18 Maximum relative displacement of upper structure, $\nu=2$, $\kappa_0=40$.

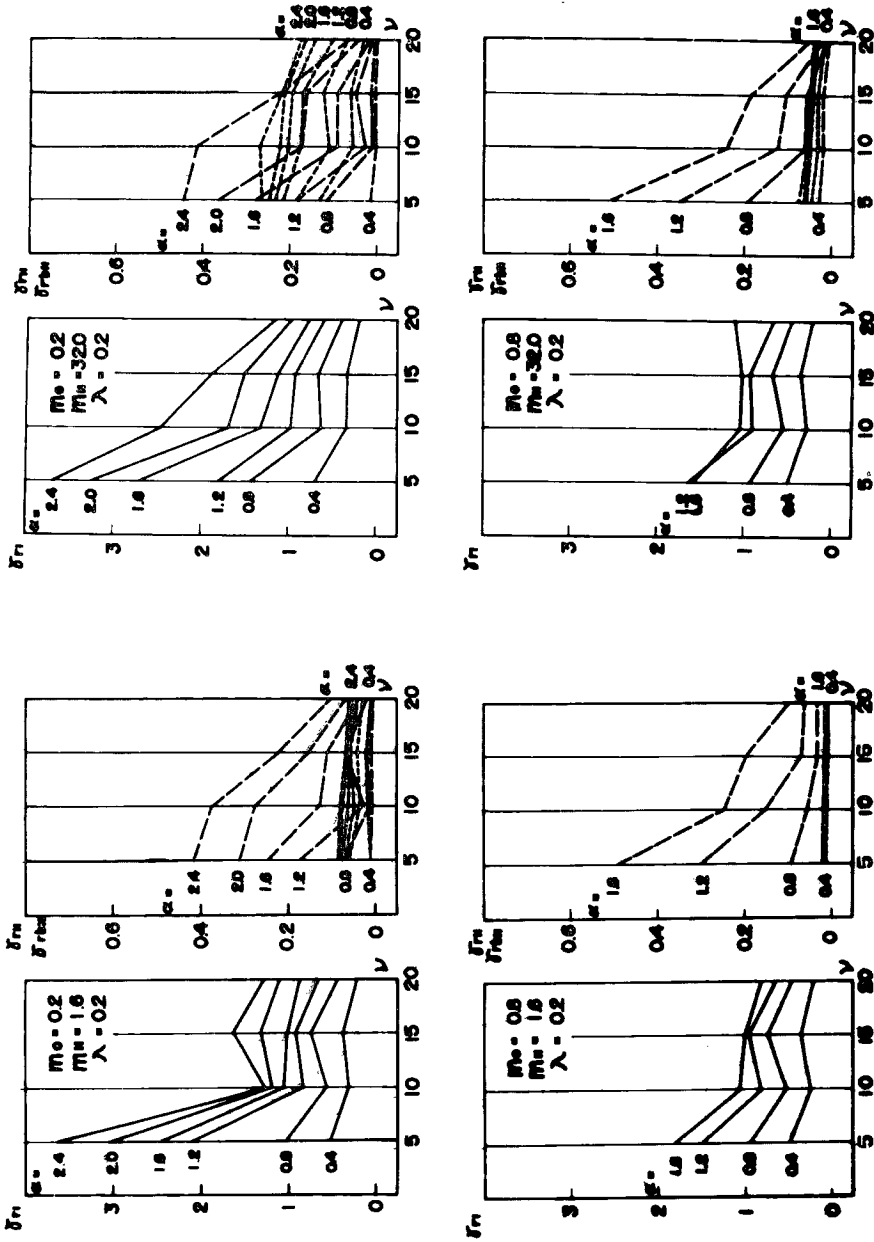


Fig. 19 Maximum relative displacement of the ground-structural system. $\lambda = 0.2$, $\kappa b = 40$.

6. 結 び

本報は、地盤と構造物系の地震応答解析によって地盤の動特性が上部構造の地震応答に及ぼす影響を明らかにしようとする一連の研究の上で、比較的単純な動力学系を想定し、弾性基礎地盤、さらには弾塑性境界層を考慮した場合の影響を広範なパラメータ領域において解析したものである。弾性基礎地盤と上部構造のみからなる系では、上部構造のみを考えた場合に比して無次元パラメータの組合せに応じてかなり異った応答性状を示し、周波数的な立場から定めた等価的な1質点系応答との比較では、外乱の強度パラメータ α の範囲によって傾向は異り、 λ の比較的大きい領域で α が小の場合では等価1質点系の方が、また α が大の場合では地盤—構造物連成系の方が応答が大であることが認められた。しかし、さらに境界層を含めた連成系では、本報で設定した境界層の剛性は比較的大きく、また履歴によるエネルギー消費量はそれ程大きくならないので、境界層の影響は明らかには現われなかったが、 m_0 が大い場合には境界層がかなり大きな塑性挙動を示し、上部構造の応答を抑制する効果がみられた。

また、上部—下部結合パラメータ λ を広い範囲で変化させることによってかなり軟弱な地盤まで対象とし、連成系固有周期の伸びも最大2.577倍までを考え、種々の定性的な結果を得たわけであるが、入力として採用した外乱の周波数的な特性が応答に強く現われたため、本報で得られた結果から直ちに耐震工学的な立場から各パラメータが地震応答に及ぼす影響につき定量的な結論を得ることは困難であった。今後、この問題を明らかにするには、地震外乱群としての地盤—構造物連成系の入力外乱の想定にさらに検討を加えるとともに、さらに単純な外乱波形（例えば、正弦波1波のような）による応答解析を行うことによって、地盤の動特性の構造物の応答性状に及ぼす影響をさらに明瞭な形で捉えていくことも必要と考えている。

終りに、本論文の作成に当り、多大の御協力をいただいた小堀研究室の諸兄に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Kobori, T.; Dynamical Response of Rectangular Foundation on an Elastic-space, Proc. of Japan National Symposium on Earthquake Engineering, 1962, pp. 81—86.
- 2) 小堀鐸二, 南井良一郎, 鈴木 有: 弾性地盤上の構造物の動特性について, 京大防災研究所年報, 第9号, 昭41. 3, pp. 193—224.
- 3) 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊: 矩形基礎の Ground Compliance とその Simulation について, 京大防災研究所年報, 第7号, 昭39. 3, pp. 164—178.
- 4) 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊: Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答, 京大防災研究所年報, 第7号, 昭39. 3, pp. 179—194.
- 5) 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊: Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答 (第2報) 京大防災研究所年報, 第8号, 昭40. 3, pp. 193—218.