

水平動と上下動の作用する平面架構のランダム応答

諭 徳明・藤原 悌三・鈴木 祥之

RANDOM RESPONSES OF PLANE FRAMES SUBJECTED TO HORIZONTAL AND VERTICAL GROUND MOTIONS

By *De-Ming* YU, *Teizo* FUJIWARA and *Yoshiyuki* SUZUKI

Synopsis

The main purpose of this study is to make clear the fundamental characteristics of the three components of near field earthquake ground motions and the general effects of vertical responses on the aseismic safety of structural members of plane frame structures.

Statistical properties of the strong earthquake waves recorded in San Fernando Earthquake (1971) and other earthquakes were computed at first. Then the elastic and elasto-plastic earthquake response analysis of the 8-story weak-beam plane frame model subjected to the deterministic ground motions was studied. The results show the maximum responses of frame structures are quite different according to the different frequency characteristics of ground motion. The more general effects of vertical ground motion can be introduced by using the stochastic method. Three types of 3-story weak-beam plane frame models with different span length, subjected to the horizontal and vertical filtered random ground motion, were analysed theoretically and numerically.

From this study, the axial force and axial deformation of the column members of lower story, and the bending moment or end rotation of upper beam members increase about 10~20% by considering the vertical earthquake ground motion, than the responses subjected to uni-horizontal motion. Those effects depend upon the vertical frequency characteristics of the structures.

1. 序 論

内陸型の近距離地震動の場合では、上下地震動成分は卓越することがしばしば見られているが、今日各国の建築基準法の中では、構造物の耐震設計に際して、上下地震動の影響は考慮されていないのが現状であり、上下地震動の特性や、各種の建築物の上下応答特性などに関する研究も、個々の構造物については検討されているが¹⁻⁴⁾、一般的な傾向を把握するには至っていない。

本論では、建築構造物の上下応答特性を明らかにするため、先ず米国で得られた地震動3成分の観測記録の統計的な分析から、水平、上下地震動の特性を把握するとともに、梁降伏型8層平面架構に対して、水平・上下記録地震波を入力とした弾性および弾塑性地震応答解析を行い、地震波形の周波数特性が地震応答に及ぼす影響について検討する。さらに上記の地震波形の統計資料を参考にして確率論的な手法により、地盤特性を考慮した地震動入力に対する線形系の確率論的地震応答解析を行い、シミュレーション解により、解法の妥当性を検証した上で、より一般的な上下地震動応答性状を明らかにするとともに構造物の耐震安全性に及ぼす上下地震動の影響を解明する。

2. 上下地震動の性質と構造物の応答特性

上下地震動を含む3成分の地震動特性を明らかにするために、米国の San Fernando 地震 (1971) と Park Field 地震などを始めとするマグニチュードが6.0以上の6個の地震時に記録された63波の地震動を対象に、距離減衰効果、水平と上下方向加速度最大値の比率とその平均的な卓越周波数などを検討した。

Fig. 1 は San Fernando 地震の震央および各地震観測地点の位置を示している。震央距離の比較的短い場所に強震計が設置されている。

Fig. 2 には水平二方向加速度記録の2乗和の平方根の最大値と上下方向加速度の最大値の比率 A_{UMAX}/A_{HMAX} と震央距離 Δ の関係を示す。従来より指摘されているように^{5),6)}、水平動に対する上下動の振幅比は震央距離に関係なく大体0.5程度であるが、震央距離が 50 km 以内の場合にはばらつきが大きく、水平動と同程度となる場合も多い。

Fig. 3 には先の63個の地震波の中で、上下地震動の加速度最大値が 80 cm/sec^2 以上の13波について、水平と上下成分それぞれに対して、減衰定数が2%の時の加速度応答スペクトルの平均を示す。この結果から、上下地震動の卓越周期は水平動に比して短周期であり、長周期領域のパワーは2/3程度であることが分かる。

San Fernando 地震時に構造物の基礎部、地下室と頂部で記録された加速度応答最大振幅から求めた水平・上下各方向の応答倍率を Fig. 4 に示す。これらの建物は主として鉄筋コンクリート構造物であり、建物階数と増幅率の間に有為な関係は読みとれないが、上下動については階数が増えると増幅率が増加し、水平動の増幅率と同程度となる。水平、上下の伝達関数から上下振動の固有振動数の方が水平動より高いにも拘らず、増幅率が大きいということから、上下振動の減衰比は水平振動と同程度と考えられる。ただし、上下動の低層架構すなわち高振動数領域では減衰が若干大きいとも考えられるが、入力周波数特性も関係するため、今後さらに詳しい検討が必要と考えられる。

一方、近年日本各地で実際に設計された高層建築物14棟について、水平方向と上下方向の一次固有周期の関係を調べた結果は Fig. 5 に示されるとおり、上下方向の一次固有周期は水平方向の一次固有周期の1/8

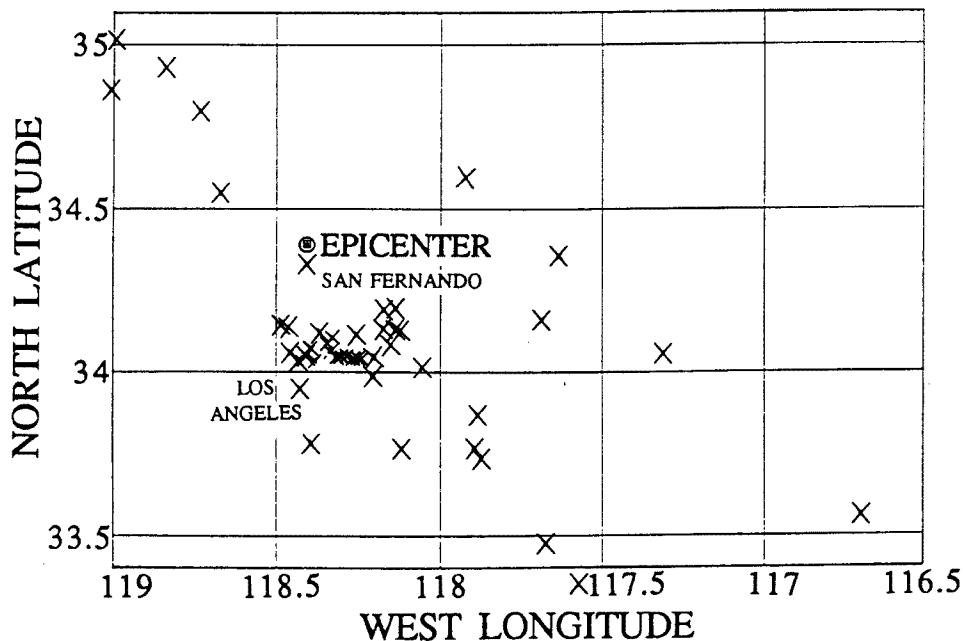


Fig. 1. Location of the station of accelerometer in San Fernando Earthquake.

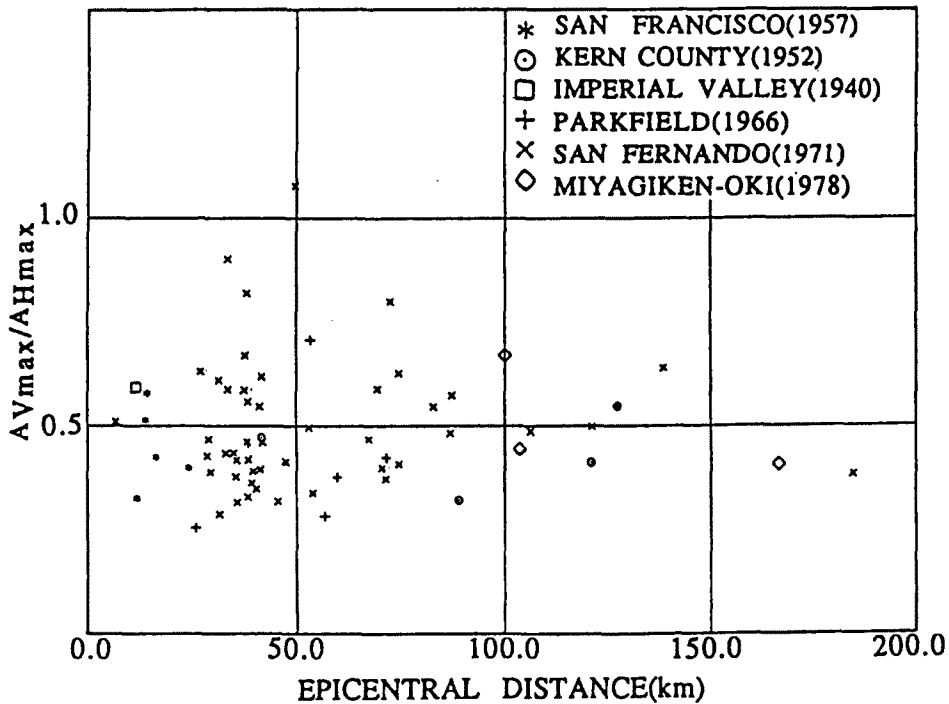


Fig. 2. Ratios of vertical to horizontal maximum acceleration.

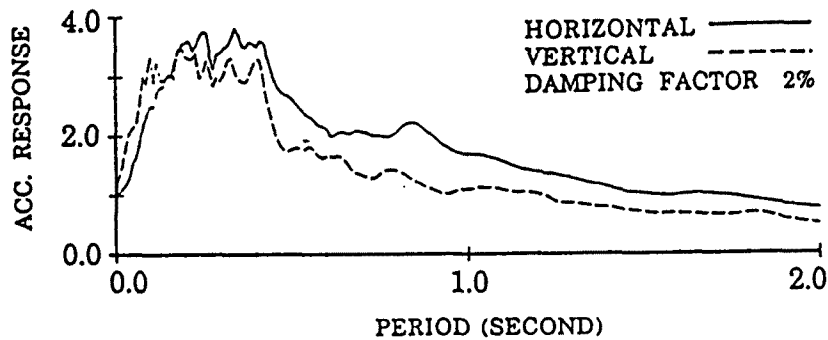


Fig. 3. Average of normalized acceleration response spectrum.

程度となる場合が多い。これらは構造物のスパン長は階高の4倍以上の建物である。

3. 解析モデルと解析方法の概要

3.1. 解析モデル

本研究で対象とする解析モデルは柱、梁部材で構成される柱脚固定の1スパン純ラーメン架構であり、以下の仮定を用いる。

- ・柱、梁材端部に有限幅の非線形なジョイント領域を設定し、他の部分を弾性とする。また、ジョイントの長さは対応する部材の長さの1/20とする。
- ・柱部材、梁部材のせん断変形、梁部材の軸変形を無視し、水平振動に対しては剛床を仮定する。
- ・上下振動に対して、各層の質量をこの層の柱頭部と梁部材の中央部に集中させる。すなわち、N層架

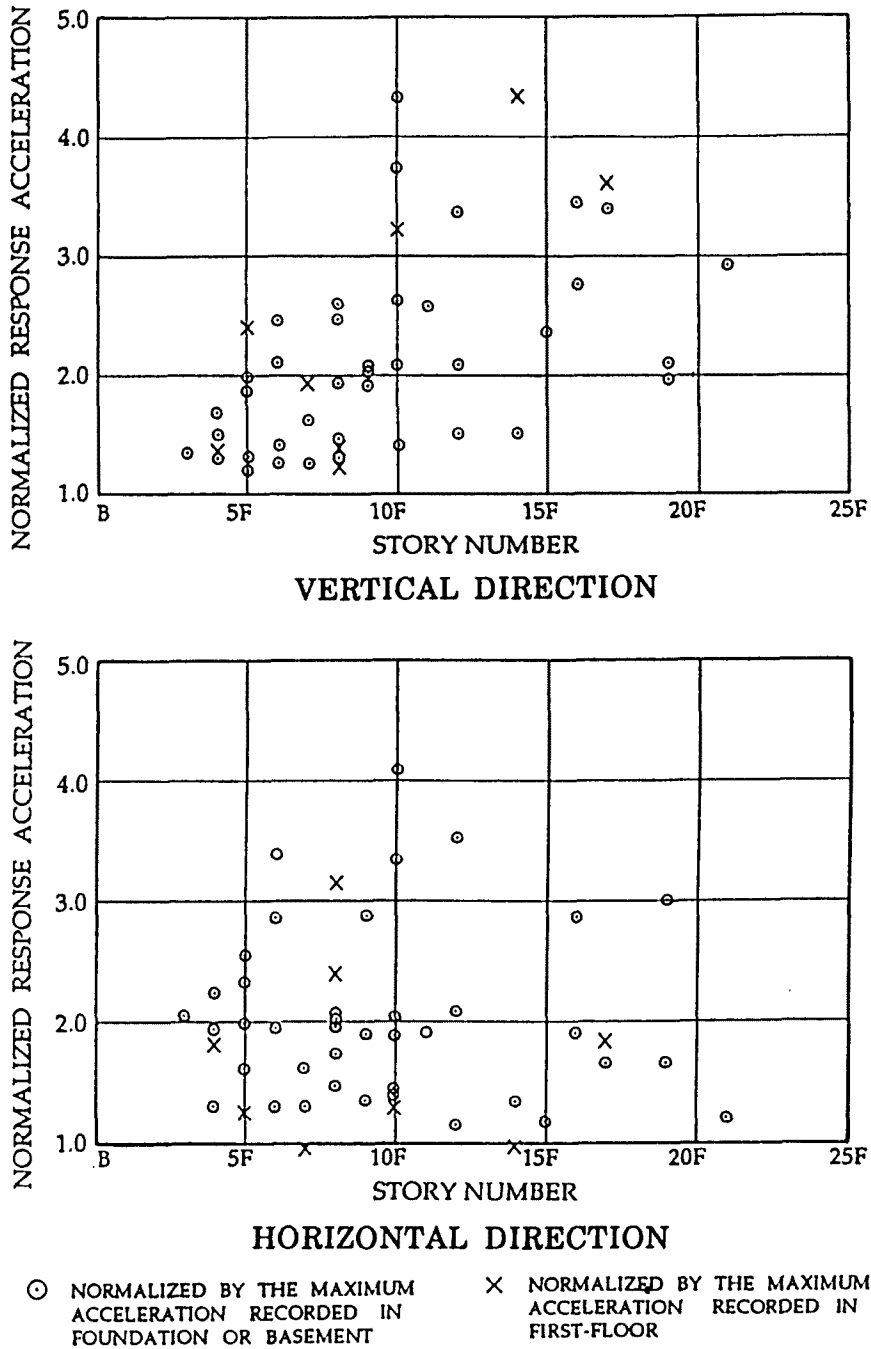


Fig. 4. Amplification ratio of building structures recorded in San Fernando Earthquake.

構の水平振動の自由度は N , 上下振動の自由度は $3N$ とする。また、固定荷重は 1.0 t/m^2 として算定する。
 ・臨界減衰比は水平・上下とも各振動モードに対して 2% とする。

3.2. 無次元運動方程式および構成方程式

多層立体架構の運動方程式・構成方程式は文献⁴⁾に詳述しているため、ここでは応答結果の理解を容易にするため、平面架構に対する無次元関係式の概要について述べる。

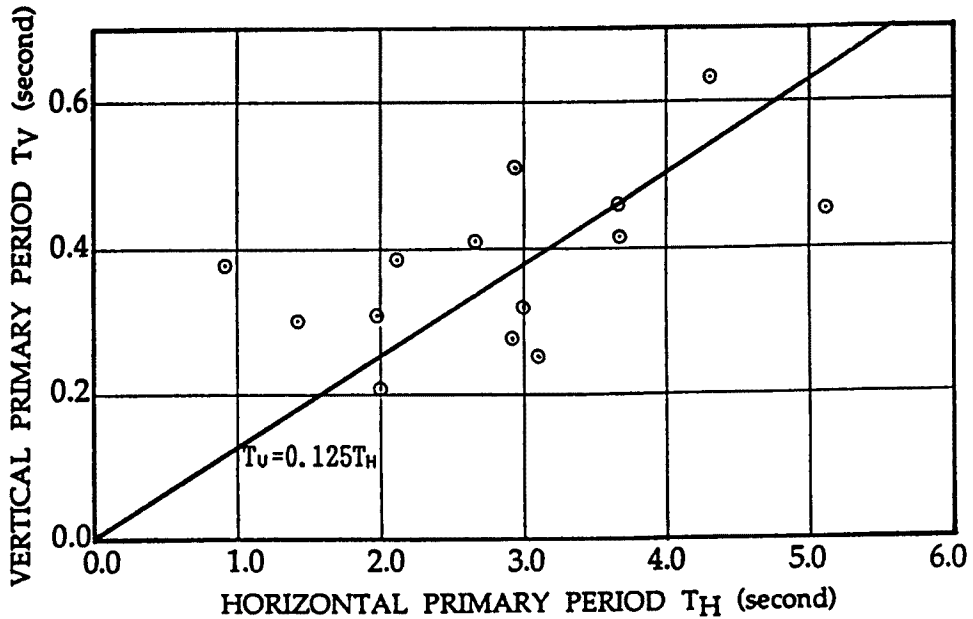


Fig. 5. Relationship between vertical and horizontal primary period of high-rise structures designed in Japan.

まず、無次元運動方程式は以下のように表される。

$$[m] \{\ddot{\eta}\} + [c] \{\dot{\eta}\} + \rho [k] \{\eta\} + (1 - \rho) [h] \{q\} = - [m] \{f(t)\} \dots (1)$$

[m] : 質量マトリクス [c] : 質量比例型減衰係数マトリクス

[k] : 初期剛性マトリクス [h] : 形状係数マトリクス

{η} = {{η_x}, {η_z}} : 応答変位ベクトル

{q} = {{q_x}, {q_z}} : せん断力ベクトル

{f(t)} = {{1} α_x α_x(t), {1} α_z α_z(t)} : 地動外乱加速度ベクトル

α : 外乱強度パラメータ ρ : 第2分枝剛性比

x, z : 水平方向, 鉛直方向

地動に地盤の卓越周波数を考慮する場合には、次式から求められる絶対加速度を採用する。

$$\ddot{v}_J + 2h_{gJ} \omega_{gJ} \dot{v}_J + \omega_{gJ}^2 v_J = -g_J(t) \dots (2)$$

v_J : 地盤の変位 J = x, z

g_J(t) : 任意地動加速度, ランダム外乱の場合 g_J(t) = I(t) · ξ_J(t)

ω_{gJ} : 地盤の卓越振動数 h_{gJ} : スペクトル形状

I(t) : 波形の包絡線関数 ξ_J(t) : ホワイトノイズ

断面力と材端変位の関係は、部材端に集約した弾塑性ジョイントとその他の弾性部分の関係などを用いて以下のように与えられる。

柱部材端の曲げモーメント {m_c} と節点回転角 {φ}, 柱部材端非線形ジョイント内の相対曲げ回転角 {θ_c} および各層の水平変位 {η_z} の無次元関係式

$$\{m_c\} = [a_1] \{\phi\} + [a_2] \{\theta_c\} + [a_3] \{\eta_z\} \dots (3)$$

[a₁], [a₂], [a₃] : 柱の弾性剛性で構成される定数係数マトリクス

梁部材端曲げモーメント {m_b} と節点回転角 {φ}, 梁部材端非線形ジョイントの相対回転角 {θ_b} および各質点の上下変位 {η_z} の無次元関係式

$$\{m_b\} = [b_1] \{\phi\} + [b_2] \{\theta_b\} + [b_3] \{\eta_z\} \dots (4)$$

$[b_1], [b_2], [b_3]$: 梁の弾性剛性を含む定数係数マトリクス

柱, 梁節点のモーメントの釣合式

$$\{m_b\} + [e] \{m_c\} = 0 \dots\dots\dots (5)$$

$[e]$: 定数係数マトリクス

梁部材の材端せん断力と変形の関係

$$\{q_z\} = [e_1] \{m_b\} + [e_2] \{\eta_z\} + [e_3] \{\phi\} + [e_4] \{\theta_b\} \dots\dots\dots (6)$$

$[e_1], [e_2], [e_3], [e_4]$: 構造物モデルのスパン長さ, 梁部材の断面寸法に関する定数係数マトリクス

柱部材軸力 $\{n\}$ と材端モーメントの関係

$$\{n\} = [d_1] \{m_c\} \dots\dots\dots (7)$$

$[d_1]$: スパンの長さに関する定数係数マトリクス

ここに, 上下振動に関しては, 梁の両端および梁の中央に質点が集中すると仮定し, 梁両端の質点(すなわち柱, 梁接合部の質点)の上下変位は柱部材の柱頭, 柱脚の非線形ジョイントの弾塑性軸変形と柱部材中間弾性部の弾性軸変形の和から求められ, 梁の中間質点の上下変位は両端柱の軸方向変位により生じる変位 ξ_4 , 梁両材端の回転変形による変位 ξ_2, ξ_3 , および梁部材両端が固定されている場合の慣性力による変位 ξ_1 の和で与えられる⁴⁾。なお, 重力による断面力は初期条件として導入される。また, 運動方程式に含まれる上下方向の復元力に関する梁部材端せん断力は, (6)式と梁部材中央質量による上下方向慣性力の和で与えられる。

3.3 履歴法則

各部材端非線形ジョイントの履歴法則は部材の性質によって異なるが, ここでは, 鉄筋コンクリート部材のような劣化特性も含み得る非線形履歴特性として, Y-K. Wen の提唱する一次元履歴モデルを採用し, (8)式で定義する^{7),8)}。

$$\dot{z} = [A_t - \{\beta \cdot \text{sgn}(\dot{\mu} \cdot z) + \gamma\} \cdot |z|^n] \cdot \dot{\mu} \dots\dots\dots (8)$$

\dot{z} : 力成分の速度 $\dot{\mu}$: 変形成分の速度

A_t : 時刻 t に於ける剛性 ($A_t = 1.0 - 0.03 \cdot E(t)$, 1.0は無次元の初期剛性, $E(t)$ は t 時刻までの無次元累積塑性仕事)

sgn : 符号関数

β, γ, n : 復元力特性の形状を規定するパラメータ ($\beta = \gamma = 0.5, n = 2$)

梁部材に対しては, (8)式がそのまま適用可能であるが, 多断面力状態となる柱部材端ジョイントに対しては, 降伏曲面, 等価断面力, 等価断面変形, 塑性仕事の概念を用いて(8)式を多次元に拡張した次式を採用する^{4),8)}。

$$\begin{Bmatrix} \dot{m}_c \\ \dot{n} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_t - R_1 & -R_2 \\ -R_3 & A_t - R_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\theta} \\ \dot{\delta} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (9)$$

$$R_1 = \frac{A_t \cdot m_c^2}{S} \quad R_2 = \frac{A_t \cdot m_c \cdot n}{S}$$

$$R_4 = \frac{CK \cdot A_t \cdot m_c \cdot n}{S} \quad R_5 = \frac{CK \cdot A_t \cdot n^2}{S} \dots\dots\dots (10)$$

$$S = A_t \cdot (A_t - z^2) + (m_c^2 + CK \cdot n^2) \dots\dots\dots (11)$$

$$E(t) = \sum (m_c \cdot \dot{\theta}^p + n \cdot \dot{\delta}^p \cdot \frac{1}{CK}) \dots\dots\dots (12)$$

$$CK = \frac{M_{c0} \cdot \theta_{c0}}{N_0 \cdot \Delta_0} \dots\dots\dots (13)$$

m_c, n : 柱部材端部曲げモーメント, 軸力

θ, δ : 柱部材ジョイント相対回転角, 軸変形

θ^p, δ^p : 曲げモーメントと軸力に対応する塑性変形成分

M_{c0}, N_0 : 曲げモーメント, 軸力の無次元化基準値

Θ_{c0}, Δ_0 : 曲げ回転角, 軸変形の無次元化基準値

以上の運動方程式と構成方程式および各ジョイントの履歴法則を連立させて水平および上下方向地震入力
の作用する場合の構造物の各層および各部材の地震応答が求められる。なお、数値計算方法としては、確定
論の場合は Newmark の β ($\beta = 1/4$) 法を用い、確率論の場合は 4 次精度の Runge-Kutta 法を用いた。

3.4 ランダム応答評価

地盤の動特性を考慮した構造物各部材のランダム応答を求めるために、まず地盤、構造物モデルの水平、
上下方向の応答変位、応答速度の自乗平均値 (すなわち共分散) を求め、3.1 節の各構成方程式から導かれ
る変位と各部材変形の関係式を用いて、柱、梁部材の断面力と変形の自乗平均値を以下のように求める。

まず(2)式から求めた絶対地動加速度を(1)式に代入して、移項を行うと、次のような 1 階微分方程式の
形で示す状態方程式が得られる。

$$\frac{d}{dt} \{Y\} = [G] \{Y\} + \{F\} \dots \dots \dots (14)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \{Y\} &= \{\eta_x, \dot{\eta}_x, \eta_z, \dot{\eta}_z, v_x, \dot{v}_x, v_z, \dot{v}_z\} \\ \{F\} &= \{0, 0, 0, 0, 0, -I_x(t) \cdot \xi_x(t), 0, -I_z(t) \cdot \xi_z(t)\} \end{aligned}$$

[G] : 構造物の剛性と減衰, および, 地盤の filter 係数を含む定数マトリクス

簡単のために、以下に状態変数ベクトル {Y} および外乱ベクトル {F} を $Y = \{Y\}$, $F = \{F\}$ のようにお
く。

構造物および地盤の水平、上下方向の応答変位、応答速度の共分散マトリクス [S] は、入力を Gaussian
Random Process と仮定することにより次式で表せる。

$$[S] = E\{ \{Y - E\{Y\}\} \{Y - E\{Y\}\}^T \} = E\{YY^T\} \dots \dots \dots (15)$$

共分散マトリクス [S] に関する微分方程式は、(14), (15)式から(16)式のように求められる。

$$\frac{d}{dt} [S] = [G] [S] + [S] [G]^T + [B] \dots \dots \dots (16)$$

ここに、

$$[B] / 2 = E\{FY^T\} = E\{YF^T\} \dots \dots \dots (17)$$

[B] は水平、上下方向のホワイト・ノイズのパワー・スペクトル密度に関するマトリクスである。

上式より、地盤および構造物モデルの各時刻の変位応答、速度応答の共分散が求められ、さらに前述の構
成方程式の変位と部材変形の関係式を用いて、部材レベルの応答の共分散が求められる。

4. 梁降伏型 8 層平面架構の弾塑性上下応答特性

ここでは、質量が柱・梁接合部および梁中央部に集中する 8 層 1 張間梁降伏型平面架構を対象に、水平、
上下地震動の作用する構造物の弾性および弾塑性地震応答解析を行い、上下地震応答が構成部材の耐震安全
性におよぼす影響を明らかにする。

構造物モデルは、建築基準法を参考にして設計された鋼構造物であり、柱、梁部材の寸法、柱軸力および
柱・梁曲げ強度比を Table 1 に示す。ここでは、梁降伏型架構を対象としているため、柱と梁の弾性限曲
げモーメントの比率が 1.5 程度となるように各部材を設計している。構造物のベースシア係数を、固定柱脚
と 2 層の梁部材がそれぞれの弾性限曲げモーメントに達する時の 1 層のせん断力を全重量で割った値と定義
するとその値は 0.445 となる。固有値解析から得られた、水平方向モード、柱頭質量の鉛直変位が卓越する
モードおよび梁中央質量の鉛直変位が卓越するモードについての 1 次～3 次の固有周期を Table 2 に、上
下方向の固有モードを Fig. 6 に示す。水平方向の固有周期と鉛直方向の固有周期の比率は、Fig. 4 に示

Table 1. Dimension of 8-story structure

Story	Column member (mm)	Beam member (mm)	Axial force (t)	M_c/M_b
8	□-560×560×20×20	H-650×300×20×22	42.0	1.46
7	□-560×560×20×20	H-650×300×20×22	84.0	1.46
6	□-600×600×20×20	H-700×300×22×22	126.0	1.47
5	□-600×600×24×24	H-700×350×22×24	168.0	1.49
4	□-600×600×24×24	H-700×350×22×24	210.0	1.49
3	□-600×600×26×26	H-700×350×24×26	252.0	1.49
2	□-600×600×26×26	H-700×350×24×26	294.0	1.49
1	□-600×600×26×26	H-700×350×24×26	336.0	1.49

(span length $L=14.0$ m; story height $H=3.5$ m) M_c, M_b : Elastic limit moment of column and beam

Table 2. Natural period of 8-story structure (sec)

Mode	Horizontal period	Vertical period	
	sway mode	column mode	beam mode
1st	1.595	0.078	0.177
2nd	0.514	0.030	0.161
3rd	0.268	0.018	0.147

した高層建物の水平，上下固有周期比に近い関係にある。

採用した地震動波形は，E1 Centro 波および Orion 波の水平と上下成分であり，上下成分波形とフーリエスペクトルを Fig. 7 に示す。応答結果はすべて無次元表示されるが，基準量は1層柱，梁の弾性限諸量から決定されており，各無次元量と有次元量の対照は Table 3 に示されている。

外乱周波数特性の構造物上下振動応答に及ぼす影響を明らかにするため，構造物モデルの上下一次固有周期と外乱スペクトルのピークが一致するよう周波数特性をパラメトリックに変化させた場合と記録地震波の原波形との4ケースについて，上下方向加速度の最大値が 250 cm/sec^2 の入力を用いて弾性応答解析を求めた。E1 Centro UD, Orion UD に対する柱，梁部材の断面力応答および各層の上下変位，加速度応答を Fig. 8 に示す。梁中央の上下変位，加速度応答および梁の曲げモーメントは上層部で大きく，柱軸力は下層部で大きくなること，上下地震動の卓越周期が変わることにより，断面力応答最大値は原波形に比べて30～50%，変位，加速度応答は原波形に比べて20～150%増減すること，柱軸力，曲げモーメントに対して外乱周波数の影響は小さいことなどが分かる。柱断面力については上下周波数特性の影響が平均化されて小さくなるものと考え

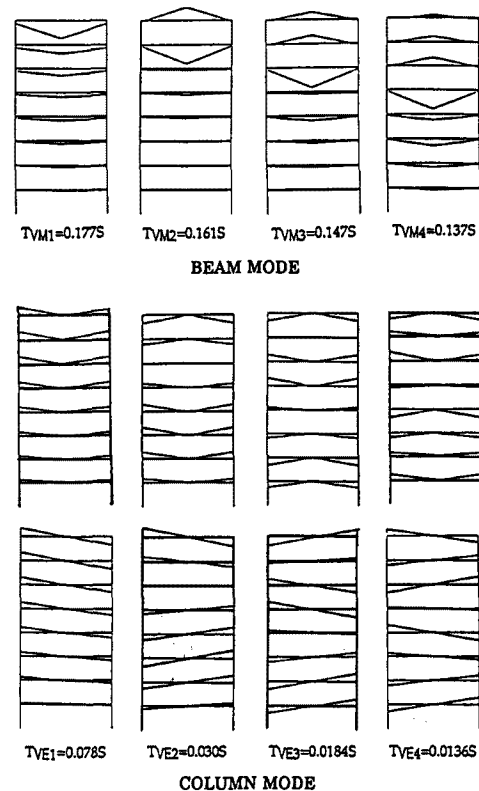


Fig. 6. Horizontal and vertical vibration mode of 8-story model structure.

られる。El Centro 波の原波形に対する応答が大きいのは Fig. 7 のスペクトルから容易に想像できる。同じ上下動外乱に対する非線形応答結果を Fig. 9 に示す。Fig. 8 の弾性応答に比して上層の梁回転角応答、下層の柱軸変形が増加し、梁中央の上下加速度と中央上下変位には大きな差は見られない。

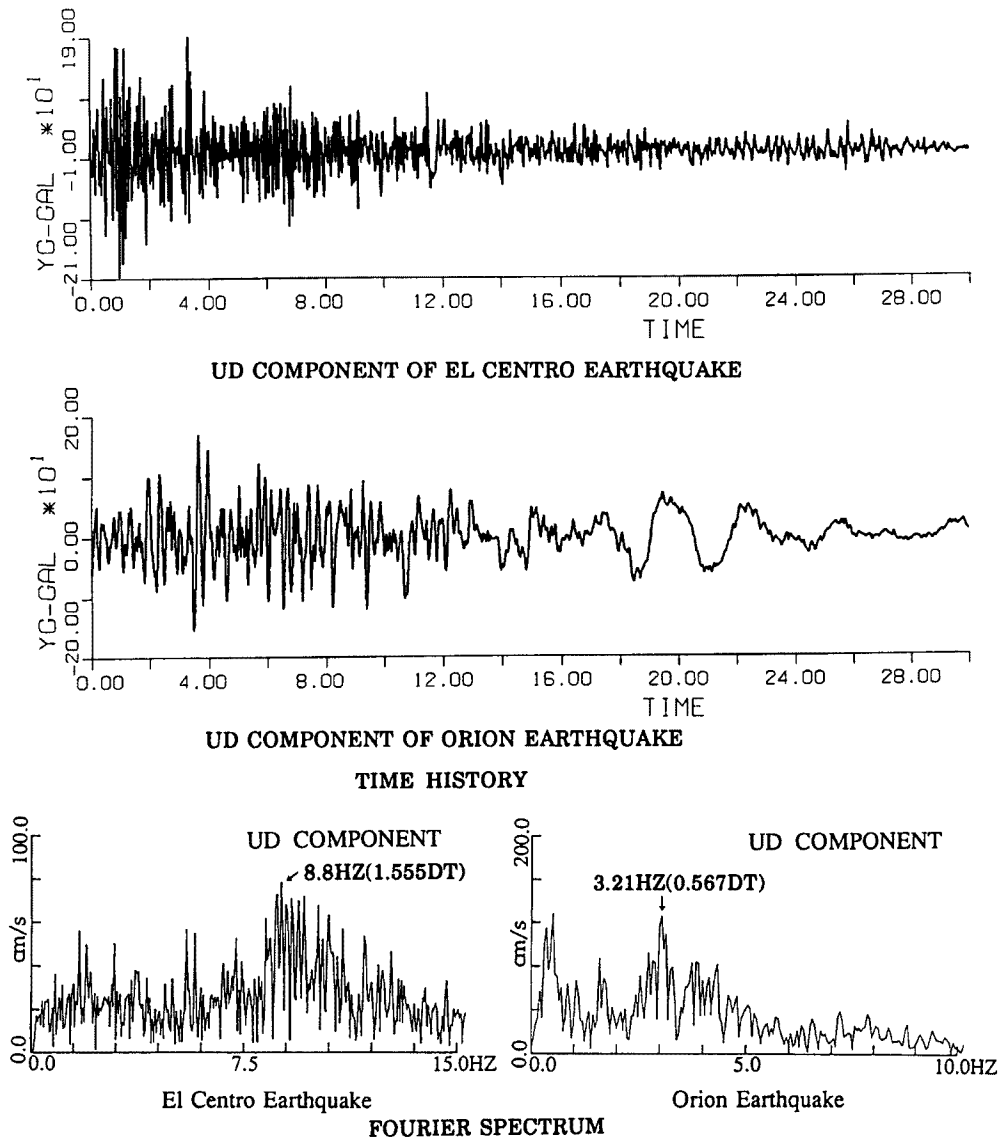


Fig. 7. Accelerograph and Fourier Spectrum of El Centro and Orion Earthquakes.

Table 3. Unit of nondimensional response of 8-story structure

Bending moment of beam member	210.09	tm
Bending rotation of beam member	0.00268	rad
Axial force of column member	1432.7	t
Axial deformation of column member	0.02	cm
Horizontal & vertical displacement	0.28	cm
Response acceleration	1043.5	cm/s ²

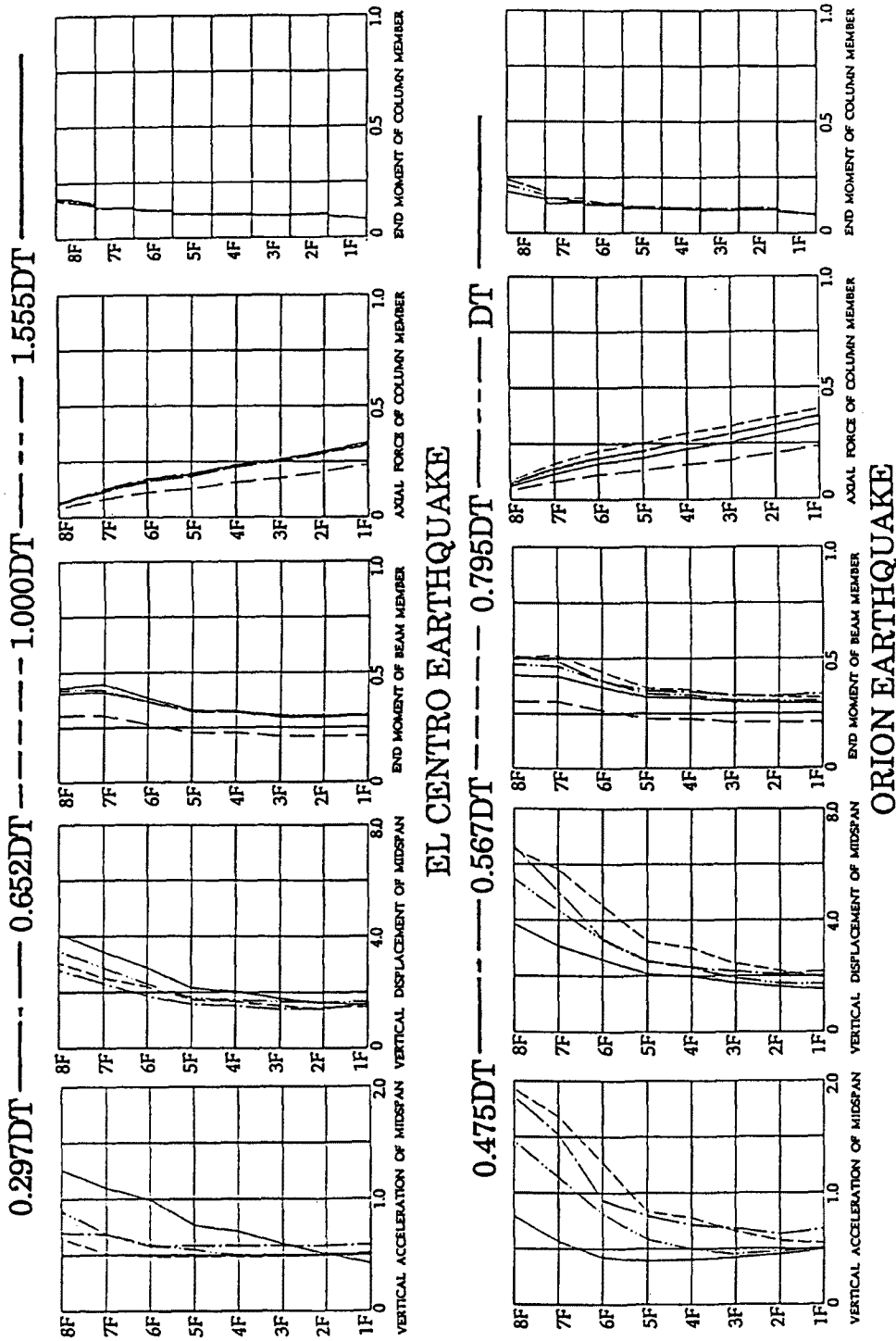


Fig. 8. Effect of frequency characteristics of vertical ground motion on the elastic responses of 8-story structure.

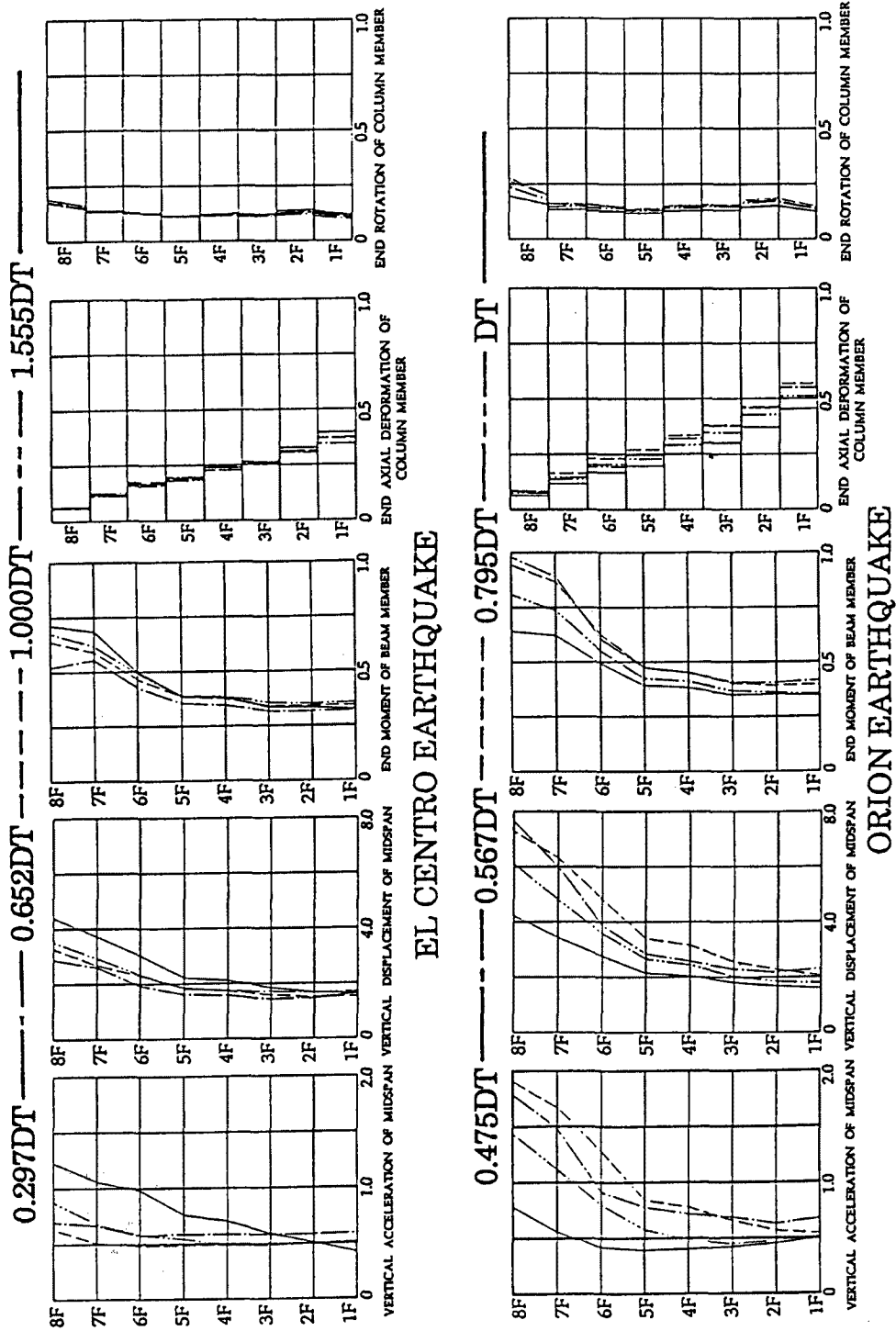


Fig. 9. Effect of frequency characteristics of vertical ground motion on the inelastic responses of 8-story structure.

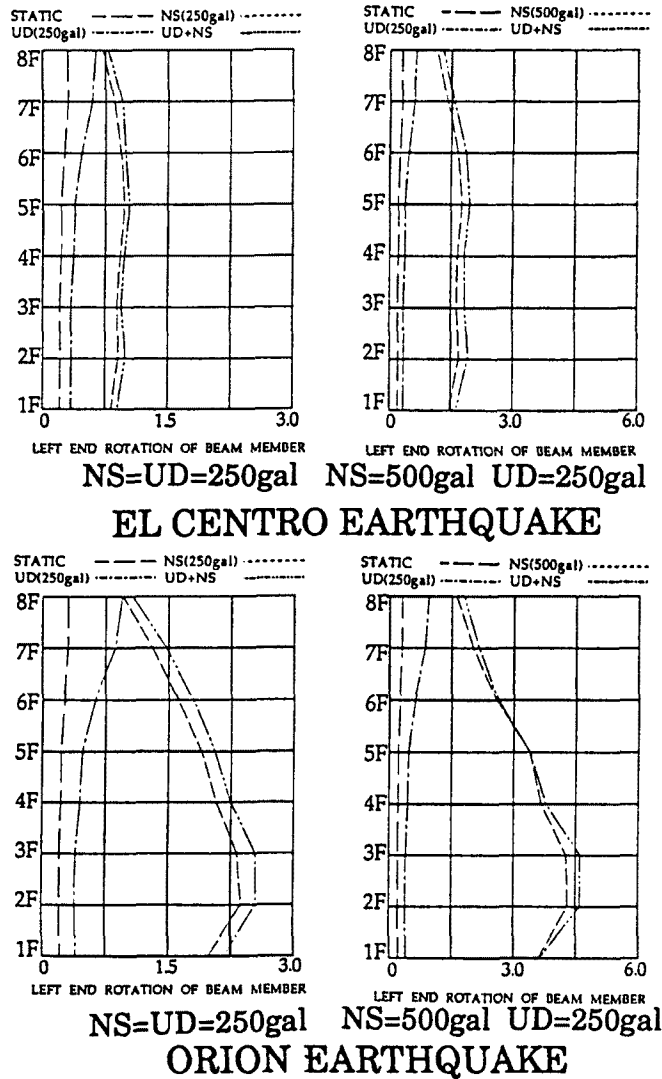


Fig. 10. Inelastic responses of 8-story structure subjected to horizontal and vertical ground motion.

上述の結果を考慮して、上下応答の大きくなる外乱周波数特性を持つ地震動について、上下地震動最大加速度を 250 cm/sec^2 とし、水平動を上下動と同じレベルおよび2倍のレベルとする弾塑性地震応答解析を行い、水平入力と上下入力の相互作用の効果を検討した結果の一部を Fig. 10 に示す。図中破線は重力のみ、一点鎖線は上下入力のみ、点線は水平入力のみ、二点鎖線は上下、水平同時入力の場合の梁右端部無次元回転角を示す。水平と上下の入力レベルが同程度の場合には、梁降伏型の構造物が上下地震動の影響によって、梁部材端回転角の塑性率は約10%~20%増加し、水平動が上下動の2倍になると当然上下動による増幅度は小さくなる。

5. 非定常ランダム外乱による上下応答の特徴

前節の記録地震波による応答結果から、上下地震応答は外乱の周波数特性の影響を強く受けること、上層部梁応答の増幅率が大きく、梁の塑性変形能力とともに上下加速度に対する居住性・安全性の点での配慮が

必要なこと、下層部柱の動的軸力の増加に伴い、柱の安全性が減少することなど、定性的な傾向を指摘できる。一方、適正な耐震設計を行うためには、特定の記録地震波だけに限らず、より一般的な傾向を把握する必要があり、本節では確率論的手法を用いて、3層1張間の梁降伏型平面架構を対象に考察を加える。上下応答には構造物の上下固有振動数と外乱の周波数特性との相関性が強いいため、ここでは構造物のスパン長と階高の比 ($L/H = 4.0, 3.0, 2.0$)、地盤の無次元卓越振動数 ($\omega_g = 0.25$ —第三種地盤相当, $\omega_g = 0.5$ —第二種地盤相当 $\omega_g = 1.0, 2.0$ —第一種地盤相当)、入力方向 (水平, 上下)、入力強さなどをパラメータとして、地盤のフィルタ効果を考慮した線形系の定常および非定常理論応答および非線形系のシミュレーション解を求めて、上下地震応答の一般的な性質を明らかにする。構造物モデルはスパン比の異なる三種のモデルを考え、そのベースシヤール係数はいずれも0.53となるよう設定されている。なお、各モデルの各層柱、梁部材の剛性は同一としている。

Table 4 にはこれらのモデルの部材断面寸法、柱、梁部材の弾性限曲げモーメントの比率を示している。各モデルの水平、上下方向の1次～3次の固有周期をTable 5 に、上下振動の固有モードを Fig. 11 に示す。8層モデルと比較すると梁モードの卓越する上下振動周期はスパン長さによって変わるが、柱モードの卓越する周期は構造モデルの層数によって変わることが分かる。各モデルの無次元応答値と有次元値の対照の表が Table 6 に示されている。柱、梁の回転角は各部材の塑性率に相当する。

想定した地震外乱は地盤の周波数特性を考慮した、定常および非定常 white noise であり、非定常性は Iyenger⁹⁾の包絡線関数により導入し、2節に示した記録波形の性質などを勘案して振幅の最大値が生じる時間を水平動5.0秒、上下動3.0秒と設定している。また、filter 特性は水平、上下とも建築基準法にいう地盤種別に相当する円振動数として前述の値を採用し、形状係数 h_g は一定値0.5としている。なお、以下の図中に示される W の記号は white noise 入力を意味している。無次元の入力パワースペクトルは $S_0 = 0.1$ としているが、これは最大速度が 25 cm/sec 程度に相当する値である。また、水平と上下入力の相関性はないとしている。

Fig. 12 には非定常 filtered white noise を上下方向に入力した場合の自乗平均値応答を入力卓越振動数を横軸に、スパンと階高の比 (L/H) をパラメータとして示す。ここでは、柱、梁のモーメントはそれぞれの

Table 4. Dimension of 3-story structures

L/H	Column	Beam	M_c/M_b
2.0	□-350×350×14×14	H-400×250×13×15	1.40
3.0	□-400×400×15×15	H-400×250×16×19	1.40
4.0	□-400×400×21×21	H-400×300×18×23	1.40

(span length $L=7.0$ m, 10.5 m, 14.0 m; story height $H=3.5$ m)

M_c, M_b : Elastic limit moment of column and beam

Table 5. Natural period of 3-story structures (sec)

Mode	Horizontal Period			Vertical Period					
	Sway Mode			Column Mode			Beam Mode		
	L/H=2.0	L/H=3.0	L/H=4.0	L/H=2.0	L/H=3.0	L/H=4.0	L/H=2.0	L/H=3.0	L/H=4.0
1st	0.393	0.452	0.494	0.0212	0.0212	0.0212	0.0758	0.106	0.142
2nd	0.118	0.125	0.133	0.0079	0.0079	0.0079	0.0685	0.0965	0.125
3rd	0.0625	0.0634	0.0643	0.0055	0.0055	0.0055	0.0664	0.0944	0.121

弾性限モーメントで無次元化し、柱の弾性限モーメントは梁の1.4倍として、梁降伏先行型の架構を仮定している。また、回転角は各部材の弾性限回転角で無次元化されているため、 L/H (スパン比) によって基準値が Table 6 に示すように異なっている。梁中央の上下変位および梁材端モーメントは構造物の対応する上下固有振動数と外乱卓越振動数が近いときに大きくなり、柱頭上下変位および軸力は柱伸縮モードの固有振動数が L/H にほとんど関係しないため、それに同調する高い振動数の卓越する入力のあるときにいずれのモデルについても、入力振動数に対して敏感である。梁に生じるモーメントは上層部ほど小さいが、その理由は解析モデルの高さ方向に剛性および強度の分布を一定としたためである。長期軸力のみによる軸力比は0.13程度であり、上下動によって、2.5倍程度の軸力が加わることになる。一般に、各構造物モデル3層柱頭モーメントの応答が大きいのは長期荷重時の傾向と同様である。柱、梁とも $L/H = 4$ のとき曲げモーメントが小さく見えるが、梁部材端部の曲げモーメントの無次元の基準値はそれぞれのモデルで異なるためであり、有次元では、スパン比が大きいほど、長周期領域で卓越する地震動に対して材端のモーメント応答は大きくなっている。

Fig. 13 には非定常 filtered white noise を水平方向に入力した場合の自乗平均値応答を入力卓越振動数を横軸に、スパンと階高の比 (L/H) をパラメータとして示す。各層の水平相対変位、梁材端モーメントおよび柱部材軸力は大体同じ傾向を示しており、水平1次モードに同調する外乱に対して応答が大きくなる。ただし、 $L/H = 2$ のときは固有周期が若干短くなるため、 $\omega_g = 0.5$ のときに大きい。上下地震動応答と比較すると、部材モーメントは水平動に対して大きく、柱軸力は上下動に対して大きい。ここでは、3層モデルを対象としており、高層モデルになると、水平動による転倒モーメントが増加すると考えられる。

Fig. 14 には同じパワースペクトルを持つ非定常 filtered white noise を水平方向と上下方向に同時入力した場合の自乗平均値応答を入力卓越振動数を横軸に、スパンと階高の比 (L/H) をパラメータとして示す。Fig. 13 の水平方向だけ入力した場合の結果と比較すると、上下方向入力を加えたことによって、各構造物モデルの材端モーメント、柱部材の軸力は10~30%増加し、増加の割合は入力周波数に関係すること、柱部材の軸力は5倍以上となる場合もあることが分かる。特に上層部の増加の割合が著しい。

Fig. 15 にはスパン比が4.0の線形系構造物モデルに対して、地盤の無次元卓越振動数が0.5と2.0の場合

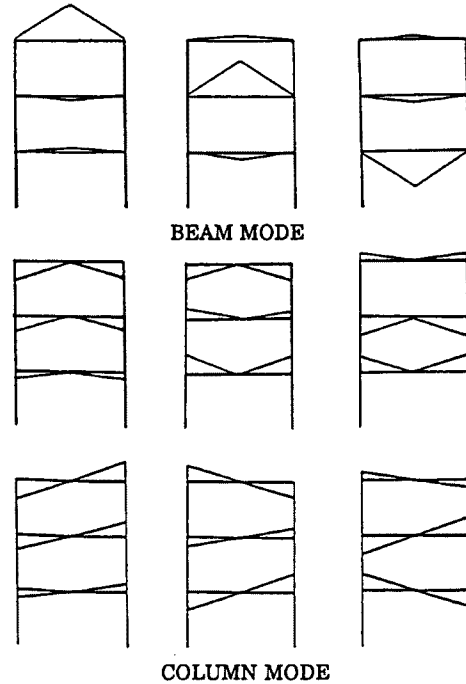


Fig. 11. Vertical vibration mode of 3-story structure.

Table 6. Unit of nondimensional response of 3-story structures

	$L/H=2.0$	$L/H=3.0$	$L/H=4.0$
Rotation of beam member (rad)	2.90×10^{-3}	4.52×10^{-3}	6.03×10^{-3}
Rotation of column member (rad)	1.48×10^{-3}	1.51×10^{-3}	1.51×10^{-3}
Axial deformation of column member (cm)	0.025	0.025	0.025
Horizontal & vertical displacement (cm)	0.517	0.527	0.527
Response acceleration (cm/s^2)	460.0	460.0	460.0

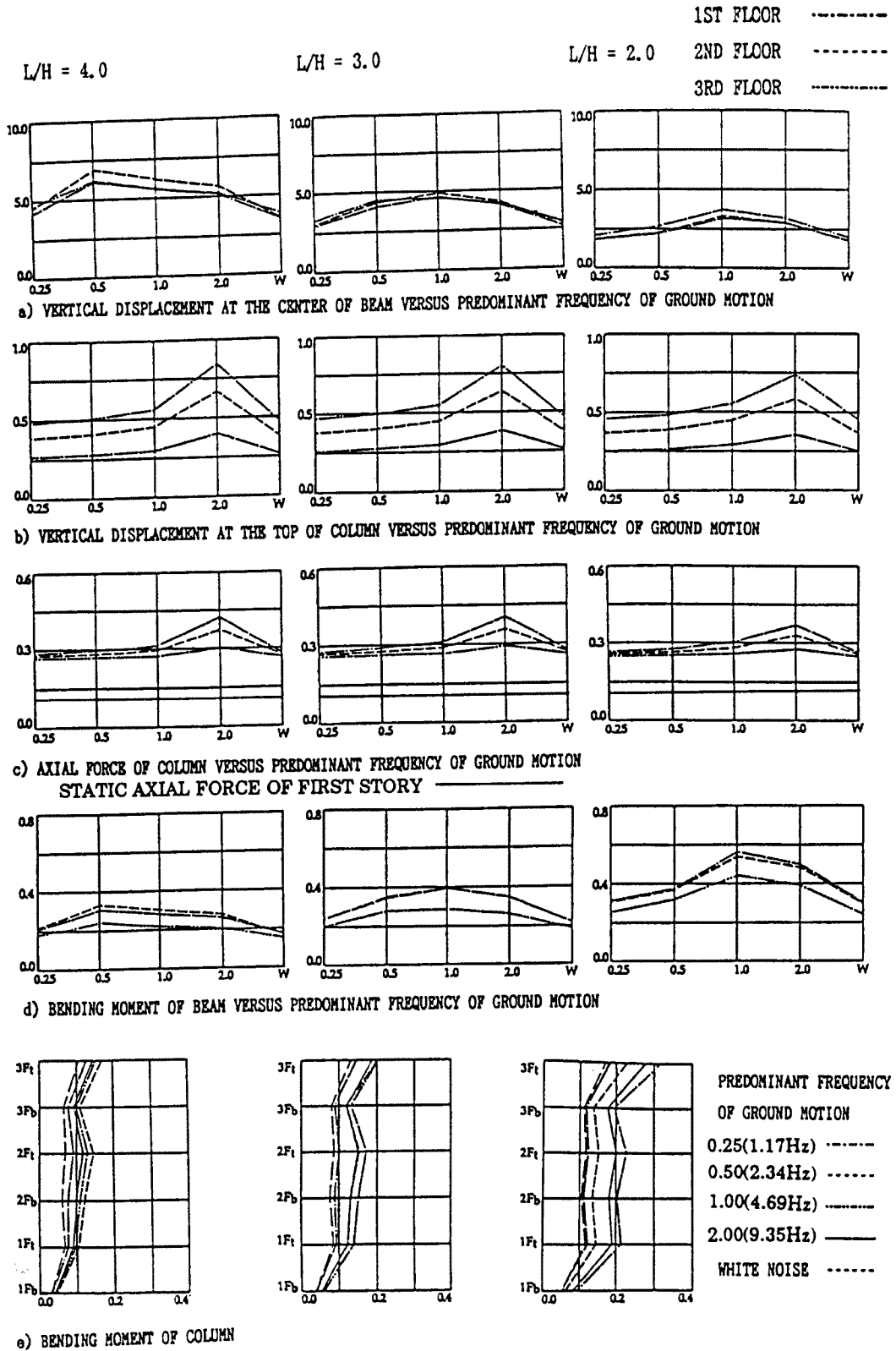


Fig. 12. Elastic vertical responses subjected to nonstationary filtered white noise: $S_0=0.1$.

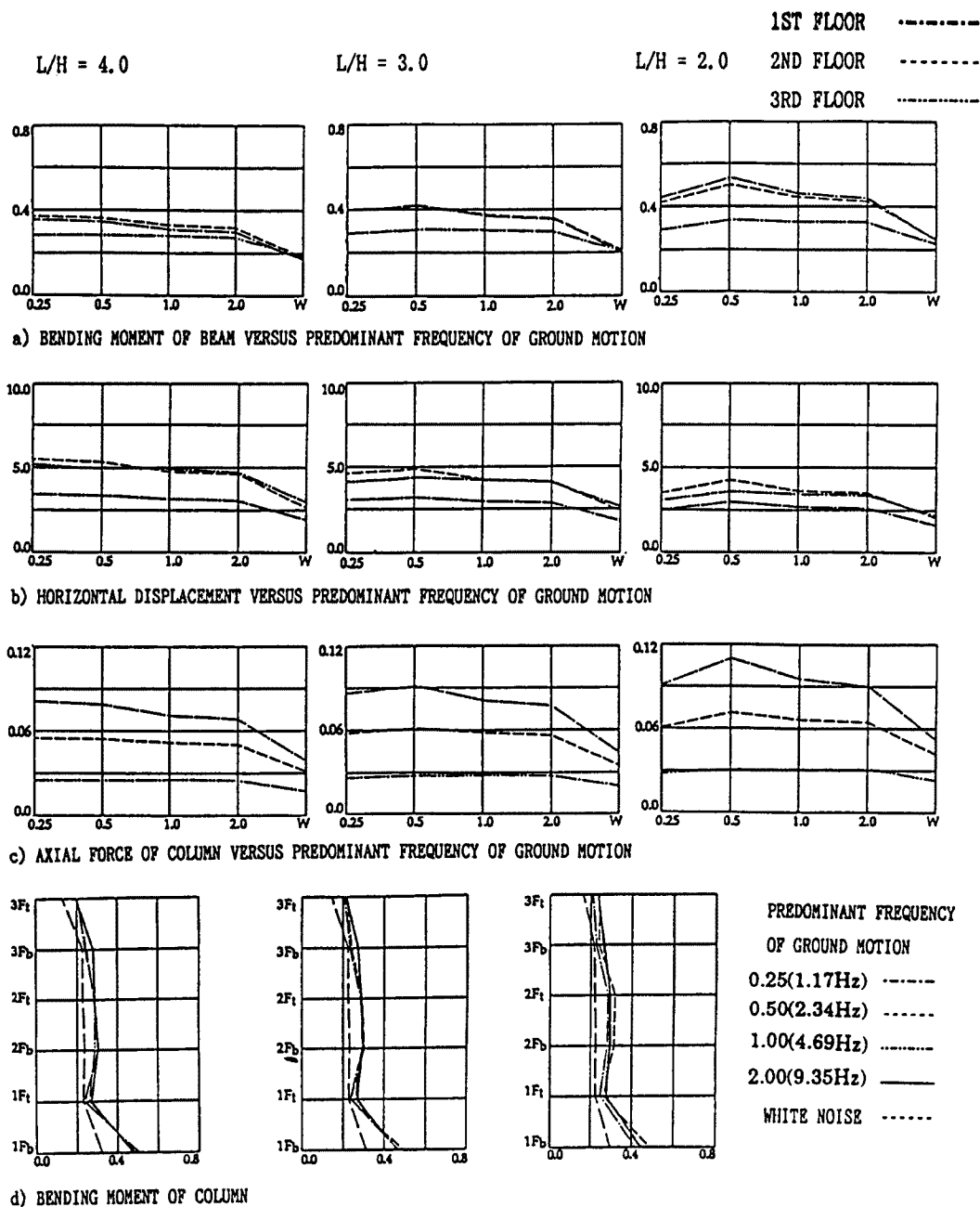


Fig. 13. Elastic horizontal responses subjected to nonstationary filtered white noise: $S_0=0.1$.

について、非定常理論解と10波の模擬地震波を水平方向のみと上下方向のみに入力した場合の平均応答と標準偏差を示す。模擬地震波の応答は各波の最大応答値の平均である。数少ないシミュレーション結果の平均のため、上下方向入力の場合、柱軸力、およびそれに関連する柱頭部質点の上下変位は、理論解とシミュレーション解に若干の違いが見られるが、柱材端モーメント、梁材端モーメントおよび梁中央質点の上下変位については、理論解とシミュレーション解は大略類似した傾向を示している。また、水平方向入力の場合には、柱材端モーメントの中間層の応答値が多少異なるが、柱部材の軸力、梁部材のモーメントおよび各層の水平相対変位の理論解はシミュレーション解と同じ傾向を示している。

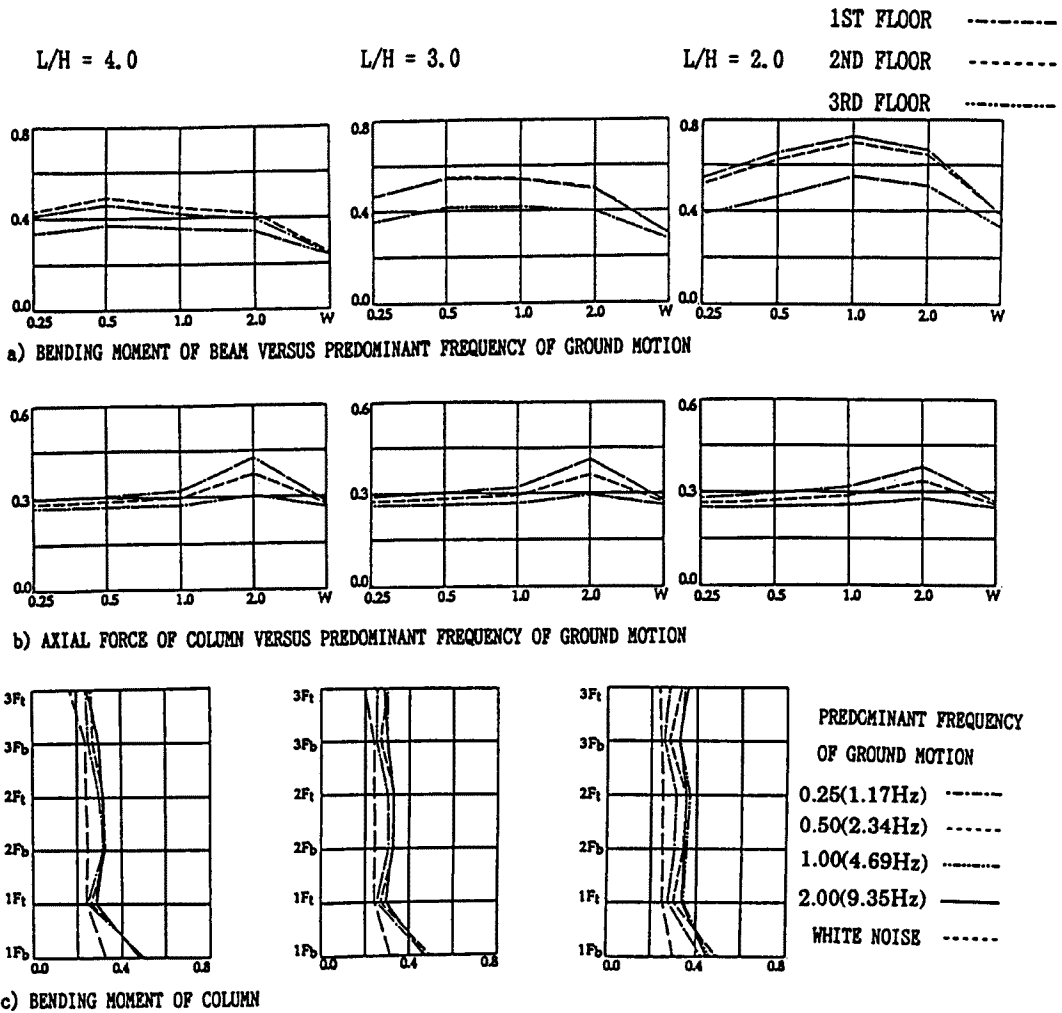


Fig. 14. Elastic responses subjected to horizontal and vertical nonstationary filtered white noise: $S_0 = 0.1$.

以上、線形系に対する非定常地動入力による理論解を求め、各構造物モデルの上下、水平方向の応答特性および地盤の動特性の影響を明らかにしたが、非線形系に対する応答性状に及ぼす上下入力の一般的な影響を明らかにするために、周波数特性の異なる非定常の模擬地震波を入力とした場合の平均的な応答性状を Fig. 16 に示す。

Fig. 16 には、スパン比の異なる三種の構造物モデルに対して、地盤の無次元卓越振動数が0.5と2.0、外乱入力パワースペクトル密度が線形系の2倍とした10波の模擬地震波が水平と上下に作用した場合の弾塑性平均応答と標準偏差を求めた結果のうち、 $\omega_g = 2.0$, $S_0 = 2.0$ の場合を示している。図中1点鎖線は上下動入力、2点鎖線は水平動入力、実線は水平上下同時入力に対する応答であり、*、×、○は対応する弾性応答 ($S_0 = 1.0$) の結果 (Figs. 12-15 参照) である。柱、梁とも各階同一と仮定したため高さ方向の応答分布については言及できないが、梁の塑性率応答は弾性応答の2倍以上になり、上下動が同時に作用することにより10~15%増加する。柱の軸方向変形は上下動入力時の下層部で大きい、水平動との同時作用下では上下動のみ作用するときより小さくなる。その理由は水平動により柱脚および梁が塑性域に入り、固有周期が伸びるため上下振動の増幅率が低下することが主因と考えられる。スパン比が4の場合、上下動を同時に考慮すると30~100%柱伸縮が増加する。梁塑性率、柱伸縮とも、その傾向はスパン比が大きいほど顕著

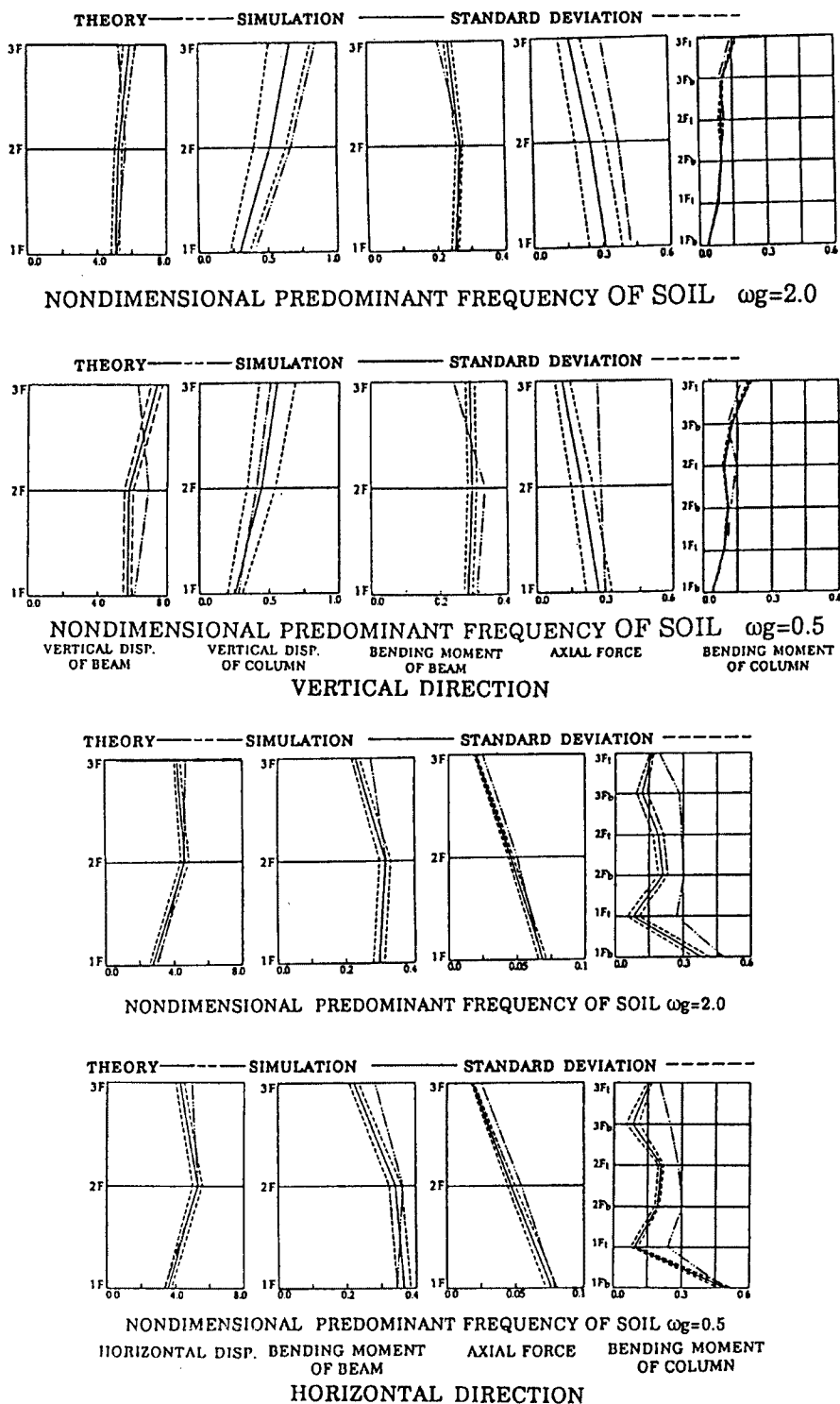
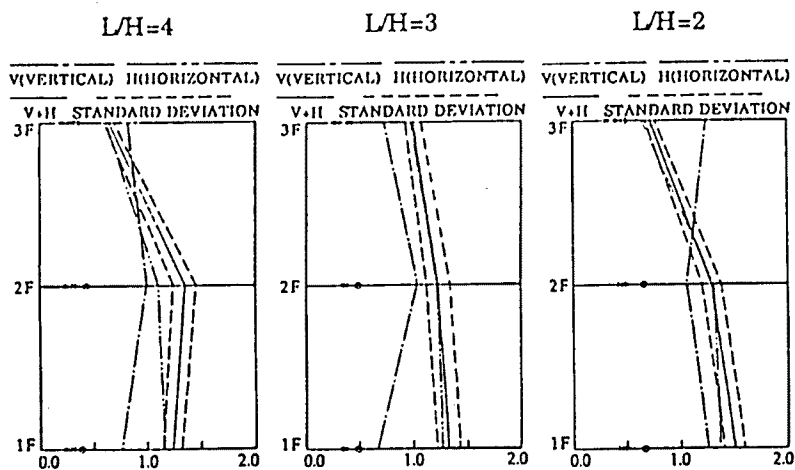
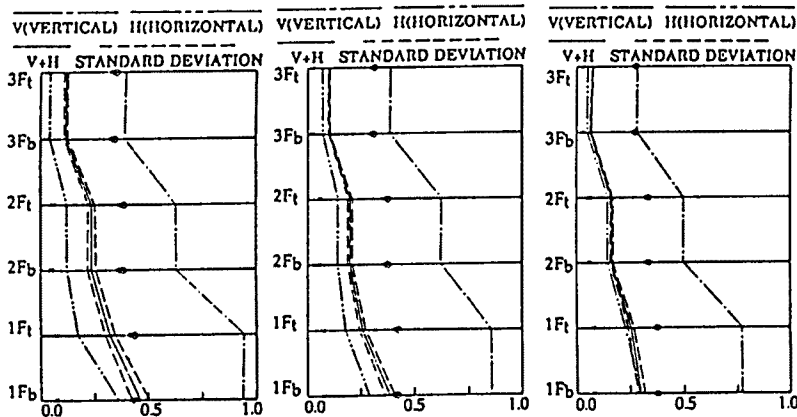


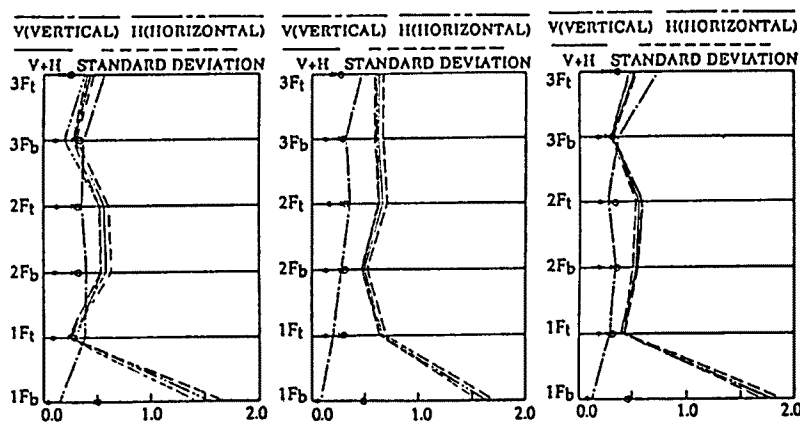
Fig. 15. Comparison of theoretical responses with simulation results.



a) END ROTATION OF BEAM MEMBER



b) AXIAL DEFORMATION



c) END ROTATION OF COLUMN MEMBER

LINEAR \times : H; $*$: V; \circ : H+V; $S_0=0.1$; $\omega_g=2.0$
 NONLINEAR $S_0=0.2$; $\omega_g=2.0$; RIGHT SIDE OF BEAM

Fig. 16. Inelastic responses subjected to horizontal and vertical nonstationary filtered white noise: $S_0=0.2$.

である。柱の塑性回転角応答に及ぼす上下動の影響は比較的小さい。

7. 結 語

上下地震応答の一般的な性状を把握し、水平成分、上下成分を同時に考慮した構造物の耐震設計法を導出することを意図して、8層架構の地震応答、3層架構の平均応答を求めた。限られた情報からではあるが一連の解析結果から、梁降伏型の架構について、次のような傾向を指摘することができる。

1) San Fernando 地震記録によれば、地震動の上下成分は水平成分に比して卓越振動数が高く、長周期成分のパワーは小さい。また、最大加速度は近距離では同程度、100 km 以上はなれると1/2程度となる。この傾向は従来指摘された特性と類似している。

2) 観測記録から求めた水平・上下の増幅率を比較すると、低層建物では上下動増幅率は小さく、10階から20階の建物では水平動増幅率より大きくなり、建物毎のばらつきも大きい。個々の建物の特性が明らかでないため、その原因を解明できないが、一般に上下動の固有振動数は水平動より大きいため、低層建物では剛体運動に近いこと、中層では地震継続時間中の繰返し回数が大きくなるため応答増幅率が増加することなどが原因と考えられる。

3) 8層架構の応答結果から明らかなように、上下動の応答は外乱周期数特性に敏感であり、また、上下振動の固有周期が近接して存在するため、特定の地震外乱のみによる応答評価だけで構造物の耐震安全性を評価するのでは不十分であり、例えば、平均応答スペクトルなどを用いた応答評価も有効と考えられる。

4) 上下振動の影響は上層部の梁に大きく、下層部では柱の軸力の増加に注意が必要である。水平・上下同時入力に対する応答は水平動のみの入力に比して、各層の梁で10~20%増大する。

5) 上下振動の梁モードの固有周期は高層の場合、水平振動の1/8程度、低層では1/2~1/3程度となる。柱伸縮モードの周期は梁モードの1/2~1/3程度である。両端固定の上下方向周期と柱伸縮周期を考慮すると、上下振動の大略の固有周期を推定することができる。

6) Table 4 の固有周波数を考慮してランダム応答結果を考察すると、梁中央の上下変位は梁モードの振動数近傍に卓越振動数をもつ入力に対して大きくなること、柱頭の上下変位および軸力は、軸伸縮モードの振動数がスパン比の影響をあまり受けないことから、高振動数成分を含む外乱に対して大きくなることなどが判る。梁中央の上下変位は重力による変位の1.5~6倍、柱軸力は2.5倍となっており、梁中央質点の慣性力の影響はかなり大きいと考えられる。

7) 水平上下動同時作用下では、上下動を考慮することにより、梁モーメントは30~50%、柱軸力は5~10倍程度となり、高層になれば転倒モーメントの増加により、上下動の軸力に及ぼす影響は相対的に小さくなると考えられる。

8) 梁降伏型を意図して柱強度を梁1.5倍としたが、2倍のパワーをもつ入力に対しては柱脚の塑性化も進行する。また、上下動のみによる応答に比し水平上下同時入力による軸力応答が小さくなるのは、梁が塑性化すること、上下振動周期が塑性化に伴ってのびることなどが原因と考えられる。

本研究の一部は文部省1991年度科学研究費（重点領域研究(1)研究代表者：和泉正哲および一般研究 C 研究代表者：藤原悌三）による。ここに記して感謝する。また、数値計算には京都大学大型計算機センターの FACOM M1800 SYSTEM を使用した。

参 考 文 献

- 1) Anderson, J. C. and Bertero, V.V.: Effects of Gravity Loads and Vertical Ground Acceleration on the Seismic Response of Multistory Frames, Proc. 5th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 2914-2923.
- 2) 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：三成分地震動を受ける構造物の弾塑性地震応答，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和48年，pp. 779-780.
- 3) Shibata, A.: State of the Art Report-Inelastic Response of 3-D Frame Structures and Multi-Directional Seismic Forces on Structural Components, Proc. 9th World Conference on Earthquake Engineering, 1988, pp. 507-518.
- 4) 藤原悌三，諭 徳明：水平二方向と上下方向地震入力を受ける RC 造立体架構の弾塑性地震応答解析，京大防災研究所年報，第34号，B-1，1991年，pp. 101-126.
- 5) 渡部 丹，藤堂正喜：設計用模擬地震動に関する研究，その1，模擬地震動の既往の数学モデルと地震動の最大値，日本建築学会論文報告集，第303号，昭和56年5月，pp. 41-51.
- 6) 土屋秀雄：近距離地震に対する鉄筋コンクリート造建物の動的応答と耐震性評価に関する研究，東北大学学位論文，平成2年3月
- 7) Wen, Y. K.: Method for Random Vibration of Hysteretic Systems, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 102, Apr., 1976, pp. 249-263.
- 8) Fujiwara, T. and T. Hosokawa: Random Response of Inelastic Space Structures Subjected to Bi-Directional Ground Motion, Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto University, Vol. 38, No. 338, 1988, pp. 163-185.
- 9) Iyenger, R. N. and K. T. S. R. Iyenger: A Nonstationary Random Process Model for Earthquake Accelerograms, Bull. SSA, Vol. 59, No. 3, June 1969, pp. 1163-1188.
- 10) 藤原悌三，諭 徳明：断面力間の相互作用を考慮した RC 立体架構の地震応答性状，京大防災研究所年報，第33号，B-1，1990年，pp. 147-162.