HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	床面内変形を伴う建築物の振動性状
Author(s)	城, 攻
Citation	北海道大學工學部研究報告, 92, 29-41
Issue Date	1979-01-31
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/41545
Type	departmental bulletin paper
File Information	92_29-42.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

北海道大学工学部研究報告
第92号（昭和54年）

Bulletin of the Faculty of Engineering,
Hokkaido University, No. 92 (1979)

床面内変形を伴う建築物の振動性状

城　　攻*

（昭和53年7月10日受理）

Dynamic Behaviour of Buildings with the In-plane Deformation of Floor Slabs

Osamu Joh

(Received July 10, 1978)

Abstract

The dynamic behaviour of buildings with long and narrow floor plans should be dependent on the in-plane deformation of the floor slabs. In this paper, soil-structure interaction is analyzed by using two-dimensionally distributed multi-mass models in order to obtain the effective factors which lead to the in-plane deformation of slabs. The eigenvalues and the response values of soil-structure system are computed and discussed in the following cases : (1)where a partial basement is laid at different positions in the whole floor plan of a building, (2) where the soil formation under the site has a dislocation or consists of duplicated bias layers,(3)where a partial basement and multi-storied walls are disposed simultaneously,(4)where a building is divided into some blocks with expansion joints.

Two approximate methods on vibration analysis of buildings with consideration for the in-plane deformation of floor slabs are proposed. The relations between the maximum response value and the direction of ground motion are also investigated.

1．序　　論

建築物の振動解析に際して構造体の振動模型化方法が基本的な問題となる。特に低層建築物では一般に建物高さに比べて平面的拡がりが大きいためラーメン或いは壁の剛性と床スラブの剛性との関連において剛床仮定が成立しなくなる場合が生じ、著者の行なった細長い平面形を有する建物の常時微動計測及び地震観測の結果においても捩れ振動と床の面内変形を評価した振動解析を行う必要性が実証されている。

著者は既に，地盤剛性を無限大に仮定し建物構造体のみを対象とする2次元配列多質点系置換による床の面内変形を考慮した振動解析法を提案すると共に，これを用いて建物の平面形状・立面形状・柱壁剛性配置・スラブ剛性分布・入力位相差等が振動性状に及ぼす影響を数値解析的に検討し、床面内変形を考慮すべき建物の基本的構造条件を明らかにしている。本論文ではこれまでの研究成果を踏まえて、地盤－建物連成系に対して2次元配列多質点系置換による振動解析法を展開し，更にこれに基づき具体的な寸度を与えた構造物を想定して地盤構造或は建物地下構造に関する要因を変化せしめた場合の建物の固有値性状と応答性状を明らかにし，この種の建築

＊　建築工学科建築構造学第二講座

構造物の耐震設計上の資料を提供することを目的とする。尚，数値計算は北海道大学大型計算機センター FACOM 230-75 によって行われたものであり，又本論文の一部は第6回 WCEE シンポジウム（1977年）に発表したものである。以下に本論文中で使用されている特殊な用語の説明を行なう。

地盤-建物連成系＝地盤と建物との接合状態を評価して両者を連続させた振動模型に置換して得られる振動系（又は置換方法，以下「系」の付く用語は同様の意味を有する）

建物独立系＝建物基礎を完全固定として構造体のみを振動模型化して得られる置換振動系

剛床系＝建物の床スラブ面内剛性を無限大と仮定して得られる置換構造系

床変形系＝建物の床スラブ面内剛性を評価して得られる置換構造系

連立系＝Expansion Joint を有する建物において，E.J 構造に従った接続条件で結ばれる全ての棟を地盤-建物連成系に振動模型化して得られる置換振動系

単独系＝E.J によって分割される各棟を個別に地盤-建物連成系に置換して得られる振動系

最大有効層間変位 δ_e＝応答計算で得られる層間変位より Rocking によって生ずる層間変位を差し引いた値で、これにバネ定数を乗ずれば最大応答剪断力が得られる。

2. 振 動 解 析 法

2．1 地盤-建物連成系の振動模型化

著者は既に2次元配列多質点系による建物の振動模型化方法は，建物平面長手方向のスラブ伸縮，部材の捩れ剛性，スラブ水平面内回転に伴なう柱の桁行方向剛性及びスラブ各質点廻りの回転慣性等の諸性状を無視しても充分な精度と簡便さを有することを明らかにしたが，同様の手法を地盤-建物連成系に適用する。図-1(a)に示す様な部分的に地下室を有する長方形平面建物を例にとれば，短手 Y 方向の解析に当っては同図(b)の様に地盤及び建物夫々を高さ方向と長手水平方向に並ぶ2次元配列多質点系に置換する。このうち建物は各短手フレーム各階毎に質点を設け，各質点を結ぶ鉛直材剛性としてラーメン及び壁の剪断剛性を用いたフレーム弾力係数を算出し，水平剛性としては梁型付スラブを各質点位置で支持される連続梁に置換して各点毎に単位の変位を与えるに必要な力と反力とで表わされるスラブ弾力係数を用いる。地盤については建物との連成振動に影響を及ぼすと考えられる範囲を採り出して所要の層に分割し，夫々の層に建物質点位置に準じた横並びの質点を設け，各質点間を結ぶ水平・鉛直バネは地盤の剪断剛性より算出する。建物は各基礎毎に Rocking バネと Sway バネで地盤と連結し，地下室部分で基礎のない階は地盤の動側圧から求まる弾性バネで地盤と連結する。又，長手 X 方向の解析に当っては建物，地盤とも各層毎に各質点間の距離変化がないものと仮定し，更にこの方向の Rocking の影響は無視出来るものと見做して，同図(c)の様に地盤とは Sway バネのみで連結される1次元配列多質点系に置換する。

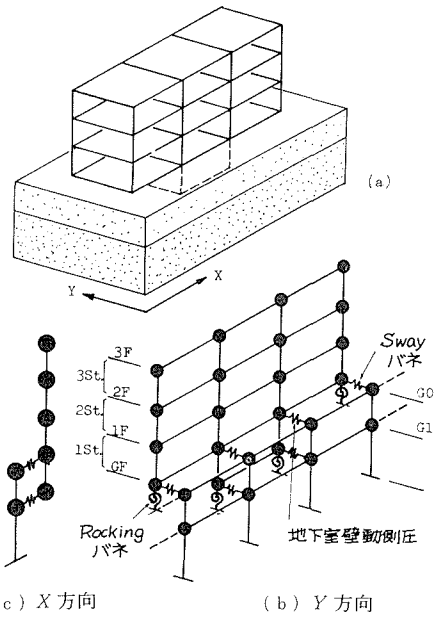
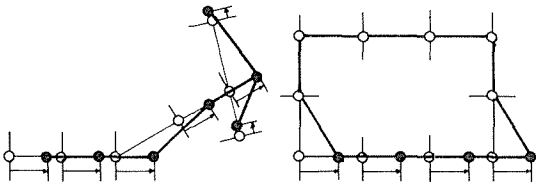


図-1 地盤-建物連成系モデル

建物が細長い棟の組合せで構成される複雑な平面形を有する場合にも質点系置換上の簡便化を図り，長手方向の質点間距離伸縮を無視出来るものと仮定して各棟の長手方向の剛性と質量を各棟接合部位置の質点に集約させ，図-2に示される例のごとくの変形状態における力の釣合いを求めて弾力係数を作成する。地盤は建物の平面形によっては建物平面形外にも質点を設けた立体配列を必要とする場合もあるが，本論で扱ったL型，コ型，Z型平面形では上部構造に準じた2次元配列としている。



（a）開放型平面　　（b）閉鎖型平面

図-2　弾力係数算出時の強制変形例

2．2　解析に用いられた建物及び地盤の標準的構造

解析に用いられた建物は図-3に示すごとくの鉄筋コンクリート3階建，各階高3.5 m，短手1スパン8 m，長手8スパン64 m長方形平面を有する建物で地下室のない場合を標準型とした。地盤はS波速度 V_s=200 m/sの均質地盤を標準型とし，これに層厚3.5 m，V_s=100 m/sの表層を有する整層地盤を複層系の標準型とした。この他地盤には傾斜層或は断層を有する場合を想定している。地盤を質点系に置換する際に用いる各置換材バネ定数 K_eは一般に用いられている地盤剛性を表わす関係式 $K_e=A\cdot\rho\cdot V_s^2/D$ で与えた。ここに A は各質点支配体積の隣接質点との接触面積，ρ は密度，D は質点間距離である。V_s と ρ との関係は（V_s, ρ）=（50,1.2），（100,1.4），（200,1.6），（400,1.8）とした。又，地下室基礎のSwayバネは地表層の基礎廻りのSwayバネ定数より一般に硬いと見做されるが本論では無限大として計算した。

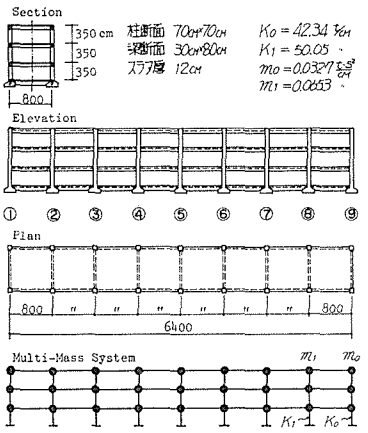


図-3　標準型建物の構造

2．3　応答計算法

先ず置換された地盤-建物連成系の質量Matrixと剛性Matrixを用いて固有値計算を行ない，短手 Y 方向又は長手 X 方向より基盤に均一な水平入力を想定した場合の刺激函数を算出する。次にこの刺激函数と，卓越周期を持たないwhite-noiseを入力とする1質点応答剪断力係数 $q=1$ のspectrumとを用いてModal analysisにより応答値を算出する。尚，本例では建物と地盤に同一の減衰を仮定して解析を行なっている。

3．建物振動特性に影響を及ぼす地盤性状及び建物構造形式に関する検討

3．1　地盤性状の建物振動特性に及ぼす影響

(1)地盤構造形式の相違による影響　複層系地盤を対象としてその構造形式が図-4に示す様に大きく異なる場合の建物振動特性への影響を明らかにする。建物は全て地下室のない標準型であり，整層標準型地盤との連成系を**B0**，整層軟弱地盤連成系を**S1**，地層境界面傾斜角約20°の傾斜地盤連成系を**S2**，硬質傾斜地盤連成系を**S3**，建物中央直下に垂直境界面を有する異種地盤連成系を**S4**として，各地盤は基盤面までの深さ23.5 m×短手幅16 m×長手幅72 mの直方体を解析の対象とする。又，基礎完全固定とした建物独立系**S0**との比較検討を行なう。

上記の各モデルのうち**S0**，**B0**，**S4**の1～5次の固有周期 T，刺激函数最大値 $|\beta u|_{max}$ 及

び固有振動形を図-5に掲げる。建物独立系S 0と整層地盤連成系B 0との固有周期を比較すれば，主にRockingの影響で連成系B 0の1次・2次周期はS 0に比べて夫々約30%伸びているが，3～5次の固有周期の変化は極めて少ない。しかし振動形は逆に4，5次の高次程両者の相違が明瞭となった。異種地盤連成系S 4は地盤剛性分布の非対称な短手Y方向の振動形に各次とも著しい捩れ振動を生じ，非対称地盤構造のS 3も細部は異なるが同様の傾向を示した。

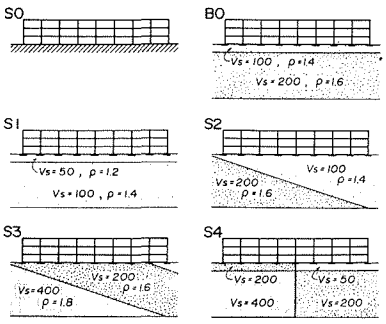


図-4　解析用地盤構造

各次毎に全質点のうち最大の刺激函数$|\beta u|_{max}$について対称な地盤を有するB 0，S 1と建物独立系S 0を比較すれば図-6となる。本例で扱った長方形平面建物ではX，Y両方向に夫々独立した固有ベクトルを有しており，1～8次の振動形のうち3次のみがX方向であり，対称地盤系では2次及び6次は純捩れ振動形であって各基礎に均等な入力が与えられるとき$\beta u=0$となる。S 0の場合4次以上の$|\beta u|_{max}$は1次の$|\beta u|_{max}$に比べて小さくなり，応答に寄与する割合いが小さいことを示している。しかし4次～8次の高次振動(捩れ6次は除く)についてS 0に比べS 1は4，5次，B 0は5～8次の$|\beta u|_{max}$が大きくなり，連成系の応答値に与える高次振動の影響が無視出来ないことを表している。

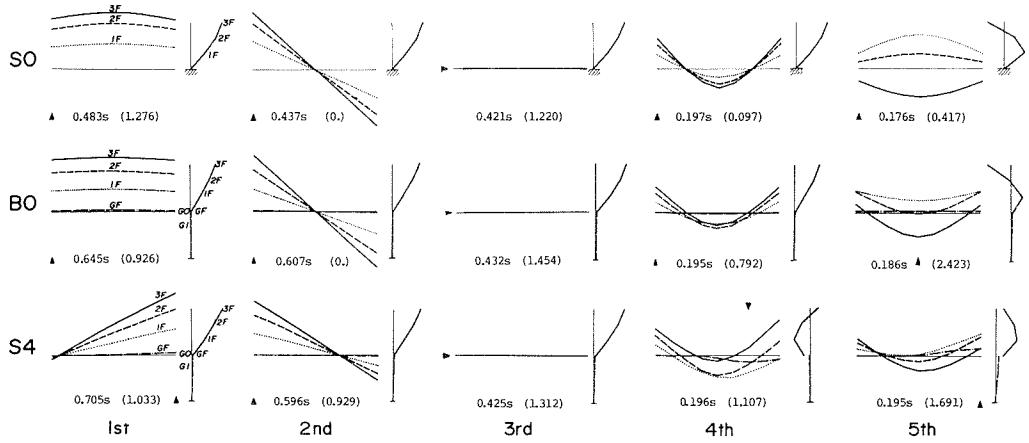


図-5　SO, BO, S4の固有振動形　　数字は固有周期，(　)は$|\beta u|_{max}$

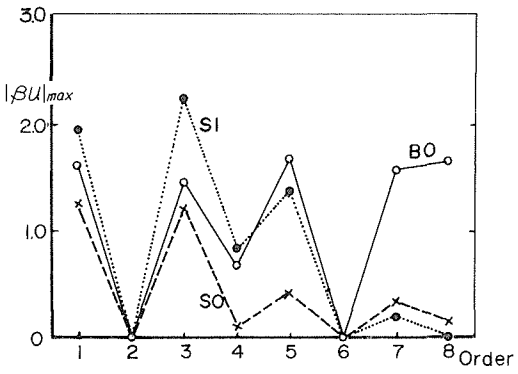


図-6　各次刺激函数最大値の比較

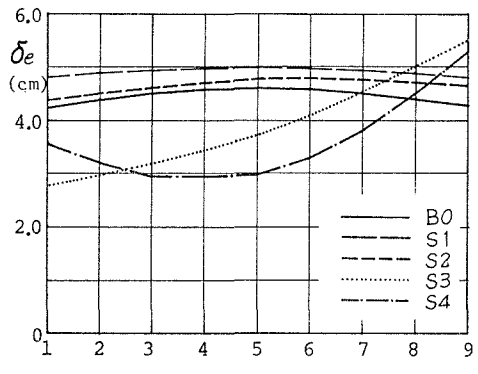


図-7　地盤構造の応答値δeに与える影響

図-7には第1層の最大有効層間変位 δ_e を示したが，建物は高さ方向に均等な剛性分布であるため，建物毎の固有振動形及び応答値の平面分布は各層互いにほぼ相似形となっている。軟弱整層地盤S1の固有周期は全次数ともB0より長いが，同図に示された応答値の増大率は1次周期の伸び率に概ね等しい。軟弱傾斜地盤S2は固有値，応答値ともB0とS1との中間にあり，地盤の非対称性にもかかわらず建物と地盤の捩れ振動成分はいずれも顕著ではない。これに比べて硬質傾斜地盤S3では地表面に捩れが生じ固有振動形，応答値ともに非対称となり，軟質地盤層の厚い側に生じた δ_e の最大値はB0の最大値よりも大きい。異種地盤にまたがるS4では，硬質地盤側に応答値の最小値が現れる凹型応答分布を示し，軟質側端部柱の δ_e は同一層内で最大となり最小値の約1.8倍となる。地層露頭位置の柱の δ_e は同一層内で小さな値を示す。

(2)異種地盤上の建物振動性状　　前項では異種地盤にまたがる建物が特異な振動性状を有することを示したが，本項では剛性の異なる地盤の鉛直境界面位置 s（$=l/L$），地盤S波速度比 v（$=V_2/V_1$，但し $V_1=100$ m/s を基準とする），床剛性比 k（＝床剛性／標準型建物の床剛性）の3種を変数として扱い，s は0～1.0，k は∞～0.25，v は1～8の範囲で変動させることによって系統的な解析を行ない，この種の条件下における建物振動特性評価の一般化を試みた。

境界位置の相違が最大有効層間変位 δ_e に与える影響を剛床建物の δ_e と比べてみれば，境界面が端部にある場合にはいずれの柱も床変形を考慮しても大差ない。しかし境界面が建物平面内にある場合，特に $s=1/4$～$1/2$ では床変形の影響を大きく受けて剛床系との差が大きくなる。各変数の変化に伴う床変形への影響を図-8に掲げる。縦軸 r は各建物毎の剛床系 δ_e に対する床変形系 δ_e との比のなかで1層における最大値と最小値を表わしたものである。これによれば k が大凡0.5～2の範囲で r の極大及び極小値が得られ，極大値は $s=0.5$ のとき $r\fallingdotseq1.3$ となり，極小値は $s=0.25$～0.5 のとき $r\fallingdotseq0.2$ となっている。又，床剛性にかかわらず v が1に近い程 $r=1$ に近ずく。同一層内における最大及び最小の r は多くの場合夫々端柱に生じている。

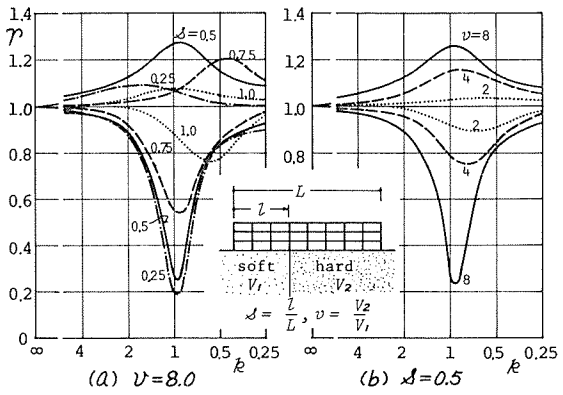


図-8　異種地盤上の建物の床変形に与える影響

3. 2　地下室を有する建物の振動特性

(1)地盤-建物構造概要　　図-9に示す様に1スパン×nスパン×1層地下室が地上部平面内直下に配置された標準型建物と2層標準型地盤との連成系を想定する。地下室の側壁は15 cm厚，基礎はベタ基礎とするが，地下室のない一般の基礎は鉛直荷重時柱軸力に比例する底面積をもつ独立基礎とする。連成振動に与える地下室構造の影響因子を3箇の変数で表わす。地下室規模 a（＝地下室床面積／地上部基準階床面積），地下室位置 e（＝地下室平面図心と地上部平面図心との水平距離／地上階長手方向長さ／2），床スラブ剛性比 k（＝床剛性／標準型建物の床剛性）

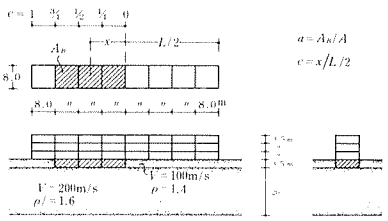


図-9　地下室を有する建物構造

(2)地下室構造の影響　　図-10は地下室1スパン $a=1/8$ と標準型建物床剛性 $k=1$ をもつ建物

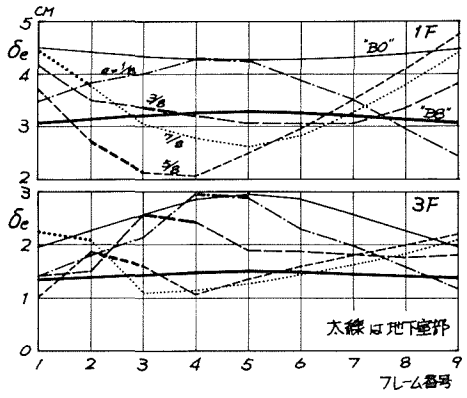


図-10　地下室配置の影響（$a=1/8$, $k=1.0$）

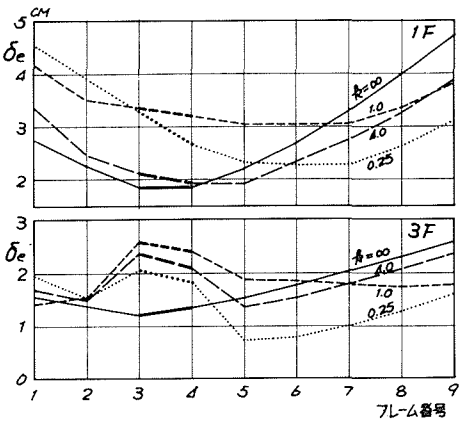


図-11　地下室と床剛性の影響（$e=3/8$, $a=1/8$）

において，地下室位置が$e=1/8\sim7/8$に変化した場合の１Ｆ及び３Ｆの最大有効層間変位δ_eを示している。最上層の３Ｆではほとんどの場合に地下室直上の柱が他の柱のδ_eよりも大きく，ピーク値を示す。ピーク値はeによって変化しeが０に近いとき最も大きく，eが5/8近辺で極小となるが，eが１に近ずくと再び増大する。同図には地上階平面と同形の８スパン地下室を有する建物**Ｂ８**と地下室のない**Ｂ０**とのδ_eを合わせて示しているが，３Ｆでは部分的に地下室を有する建物のδ_eは概ねこの両者の中間に位置する。１Ｆのδ_e分布は概ね単湾曲線形となり地下室上部の柱のδ_eは必ずしも最大値を示さない。又，$e=5/8$の端柱を除きどの場合も各柱のδ_eは**Ｂ０**より小さいが，更に**Ｂ８**より小さい値を示すことも多い。

地下室規模の影響は上述の$a=1/8$と同様となり，３Ｆでは地下室上部のδ_eは地下室のない部分に比べて大きい。地下室両端部のうちいずれかの直上柱のδ_eが同一層内で最大となるが，地下室端が地上部平面の一端と一致する場合の端柱のδ_eは最小となることが多い。

床剛性の変化に伴うδ_e分布の例を図-11に示す。床面内変形を生じない剛床系$k=\infty$のδ_eは１，３Ｆとも地下室上部を最小値とする単湾曲線形となっているが，kが４以下の場合には３Ｆのδ_eは床変形の影響により多湾曲分布となり，地下室上部のδ_eが他の柱に比べて大きい。剛床系に対する床変形系の最大応答値は各層ともに最大２倍程度大きく求まり，剛床仮定に基づく解法は過少な評価を与える危険性がある。

同一層内で最大値を与える地下室端部直上３Ｆ柱のδ_eを地下室のない**Ｂ０**の同位置柱のδ_eで割った値をdとすれば，a及びeの値にかかわらず剛床系（$k=\infty$）では$d\fallingdotseq0.5$となる。逆にkが１以下であればdは１に近ずき１を越えても高々$d=1.08$であるため，kが１以下での**Ｂ０**のδ_eは部分的に地下室を有する建物の地下室上部柱の大凡の上限値を与えると見做すことが出来る。１Ｆにおいては地下室上部の柱のδ_eはeの値によっては最大にならない場合も多いが，同一層内で最大値を示す柱については**Ｂ０**のδ_eが大凡の上限値を与えることは３Ｆの場合と同様である。

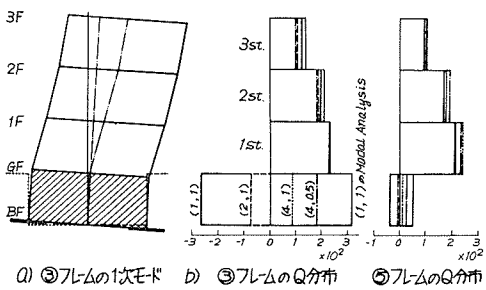


図-12　地下室のある建物へのK_r, K_{sw}の影響

(3)地盤剛性の影響　　本例で扱われている様な地下室における Rocking 或いは Sway

バネ定数 K_r, K_{sw} の適確な算出方法は確立していない。又実際の建物では土間スラブや地中梁などがある程度抵抗要素として参加したり，地下室周辺地盤の埋めもどしによる剛性低下等，これらのバネ定数を算定する上での不確定な要因を含み，地下室の断面形状によってもこれらの値は大きく変化する。中央4スパン（③柱～⑦柱）に地下室のある建物の地下室端部③柱の1次振動形を図-12(a)に示したが，地下室壁では地上階とは逆向きの変形が生じており，1次振動形によって求まる剪断力 Q の高さ方向分布では同図(b)のごとくの剪断力が現れている。ここで K_r を大きく K_{ws} を小さく見積った場合に両者の変化に伴って地下室③壁及び壁のない⑤柱ともに正の剪断力に向って移行するが，③柱では上層程剪断力が小さくなり，⑤柱では下層程大きくなる。即ち剪断力の平面分布は K_r が大きい程，或は K_{sw} が小さい程，地下室の存在による剪断力分布の不均一性は小さくなることが判る。

3．3　地下室と耐力壁を同時に有する建物の振動特性

(1)**地盤-建物構造概要**　　地下室及び地上部建物は前節と同様であるが，基礎はいずれも鉛直荷重支配床面積に比例した底面積をもつ独立基礎とした。耐力壁は 15 cm 厚無開口壁として壁1枚当たり短辺方向1ラーメンの 40 倍の剛性を与えた。支持地盤は Vs=200m/s の等質等方な標準型を仮定し，短辺 32 m×長辺 72 m×深さ 13.5 m の直方体を解析の対象とした。建物の略記号を図-14 に並記してある。

(2)**地下室及耐力壁の配列状態による影響**

建物端部に地下室を有する**B 2 e** の1層柱及び壁の最大応答剪断力 Q 分布を示す図-13 では，壁の負担剪断力 Q_w と壁配置との関係は Q_w の大きい順に〝W＝3〟（地下室内端），〝W＝5〟（建物中央），〝W＝1〟（地下室側建物端部），〝W＝9〟（地下室逆側建物端部）となっている。又，壁が配置された極く近辺の柱の Q は一般に相当小さくなるが，壁より離れる程応答量が増して壁の配置によっては柱の剪断力分布の不均一性が返って増大する場合もある。これらの傾向は2・3層について，或いは他の地下室配置の建物についても同様に見られる。

図-14 は1層柱及び壁の剪断力の総和 ΣQ と壁の負担剪断力 Q_w を各建物毎に示すとともに，有壁建物の柱剪断力の総和 ΣQ_c と無壁建物における同一柱の剪断力の

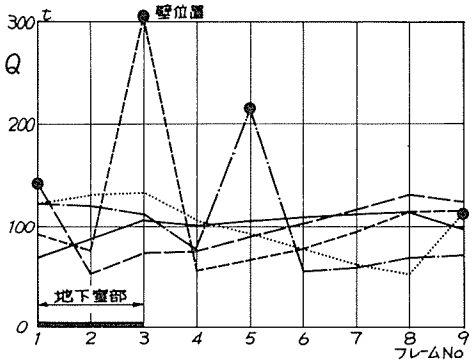


図-13　〝B 2 e〟建物の最大応答剪断力分布

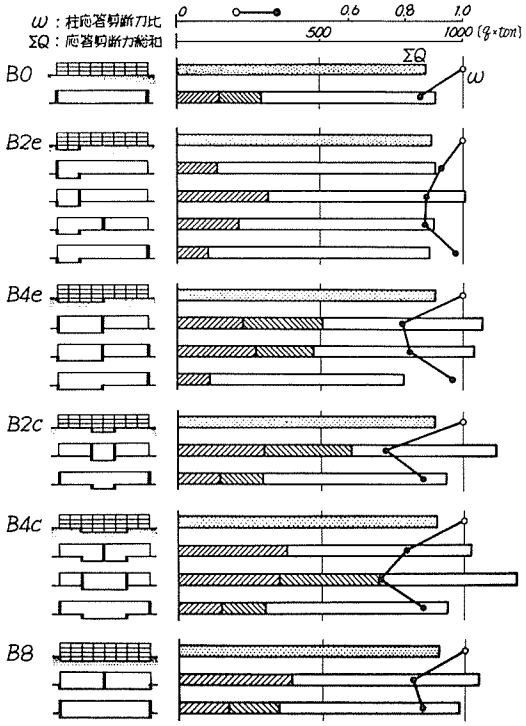


図-14　ω及び ΣQ の比較　（斜線部は各壁の負担剪断力 Q_w）

総和 ΣQ_{co} との比 ω を地下室配置種別毎に掲げてある。ω は壁の存在によって期待される柱負担剪断力の低減効果を表わしているが，平面上での剛性分布が均等になる様に壁が分散して配置されている場合，或いは地下室が偏心している建物でも壁が地下室より立上っている場合には ω はより小さな値を示す。しかしいずれの場合も，ω は 0.7 より小さくはならず，柱の平均剪断力に対する壁1枚当たりの負担剪断力の割り合いも5倍より大きくならないので，壁に大きな剪断力の負担を期待することは難しい。上層ではこの傾向が更に顕著となる。

3．4　Expansion Joint を有する建物の振動特性

(1)地盤-建物の構造概要　Fxpansion Joint（以下 E.J と略称する）の実際の構造は様々にあり得るが，通常施工されているものを大別すれば図-15 の様に分類出来る。即ち，梁分割型〔略称名G型〕：構造的に完全分離，柱分割型〔C〕：基礎及び基礎梁スラブで結合，基礎分割型〔F〕：構造的には一応分離の3種に分類した。解析に用いた建物は地下室のない8スパン標準型で柱又は梁中央のいずれか1箇所に E.J を有し，〔C〕又は〔F〕型 E.J 位置における個々の柱断面は他の柱と同じ断面とし，柱芯間隔を 80 cm とした。E.J で分割された棟相互の連成作用評価法の相違を表わす用語「単独系」・「連立系」は論頭で説明している。

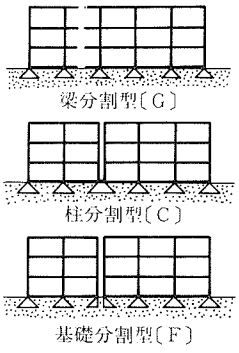


図-15　E. J の形式

(2)E.J 形式の相違による振動特性への影響

〔G〕，〔C〕型 E.J の1層最大有効層間変位 δ_e を図-16 に示す。梁分割〔G〕型の場合，E.J によって造られるスラブはねだし部の荷重が各棟毎に剛心と重心との偏心を生ぜしめるため，二分された両棟とも E.J 位置にかかわらず夫々捩れ振動成分が卓越する。しかし単独系の応答値と比べるといずれの柱も数%以内の差異を生ずるのみで，E.J による建物の相互作用は極めて小さい。〔C〕，〔F〕型 E.J によって分割された各棟は対称な架構形式であり，単独系としての応答値は捩れ成分を含まないが，〔C〕型の δ_e 分布形には僅かながら捩れ成分が現れると共に，分割された両棟のスパン数比が大きくなるほど単独系の応答値との差が大きくなる。〔F〕型 E.J による建物の δ_e 分布は〔C〕型の δ_e 分布に近いが，捩れ成分は極めて少なく単独系との差も小さい。従って建物相互の連成効果は3種の E.J 形式のうち〔C〕型 E.J によって分割される場合が最も顕著となり，1階床スラブが E.J 位置で連続しているため，一方の棟の振動時に隣接棟の振動を強制する力が他の E.J 形式に比べて大きいことによると思われる。

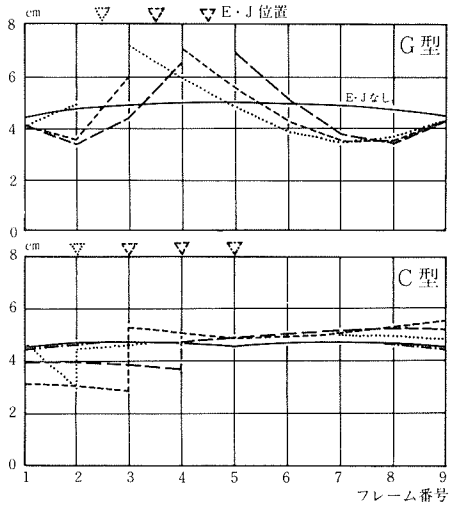


図-16　E. J を有する標準型建物の応答変位

(3)E・J を有する建物相互の連成効果に与える影響因子　〔F〕或いは〔C〕型 E.J が建物中央に配置された8スパン建物を用いて連成効果に影響を及ぼす諸要因の検討を行った。以下で用いる指標 α は単独系 δ_e に対する連立系 δ_e の比であるが，建物相互の連成効果の程度を表わすと共に，連立系の応答値を算出する際の単独系応答値に対する補正係数となる。

(a)隣接建物固有周期比 γ_T：両棟の重量は同一不変として，基礎固定の建物独立系で求まる両棟の1次固有周期 T_A，T_B が互いに異なる場合，図-17に示される様に周期比 $\gamma_T = T_A/T_B$ とすれば，周期の長いB棟は外端近辺の α が僅かに大きくなる程度であるが，周期の短いA棟は捩れ振動により内外端柱の α が著しく大きくなる。この例ではB棟フレーム2次振動とA棟捩れ1次振動との固有周期が γ_T の減少と共に接近したため，連成効果が高まりA棟の応答が増大したもので，必ずしも γ_T の増減が α に比例するとは限らない。

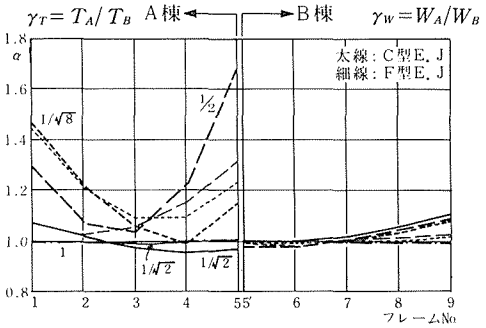


図-17　隣棟建物固有周期化が α に与える影響

(b)隣接建物重量比 γ_W：両棟の建物周期は夫々一定として建物重量比 γ_W のみが変化した場合，重量の大きい棟の α への影響は小さく，重量の小さい棟は前項(a)で述べた周期の短いA棟と同様に捩れ振動が強制される傾向を示す。各棟の建物独立系としての固有周期が一定であっても重量変化に伴って地盤-建物連成系としての固有周期が変化し，軽量棟の捩れ振動周期と重量棟の高次振動周期が接近して両者の連成作用を高めていることが主な原因である。

(c)地盤剛性：$\gamma_T = 2$，$\gamma_W = 1$ の建物の場合 Vs が400m/s以上では連成効果は極めて小いが，200m/s以下の軟い地盤ではいずれの棟も α が大きく変化し連成効果を無視出来ない。

3．5　地盤-建物連成系振動特性に影響を及ぼす諸要因に関する総括

本論では辺長比1：8の長方形平面を有するRC3層建物とこれを支持する地盤との連成系モデルを用い，固有値解析及びwhite noiseを入力とする応答解析を行なった。建物の短辺方向振動特性と地盤及び建物の構造条件との関係について得られた結果を以下に取り纏める。

(1) 地盤周期に近接した固有周期を有する次数の建物振動形が励起されやすいため，建物基本周期に比べて地盤周期が短い場合の連成系応答解析は高次振動の影響を考慮する必要がある。

(2) 建物の架構状態が対称形であっても非対称構造の地盤に支持されている建物は捩れ振動が強制される。地層境界面の露頭を有する異種地盤上にまたがって配置される細長い平面形状の建物では捩れ振動に加えて床面内変形が強制されるが，両地層のS波速度比が2倍以下であれば地層露頭位置，境界面傾斜角，建物床剛性の相違にかかわらず床変形に与える影響は小さい。

(3) 地下室の上部構造への影響は部分的に地下を有する場合に顕著となり，地下室に重なる地上階の応答値は地下室のない部分に比べて一般に大きく，特に地下室端部直上の柱応答剪断力は同一層中最大となる。地下室が地上部平面に対して非対称に配置された場合には地下室側の振幅が小さい捩れ振動を生ずる。これらの傾向は上層の階程，又地盤が軟弱である程顕著となる。

(4) 地下室配置状態にかかわらず地下室より立上る連層耐震壁を有することと，複数の壁をより均等な剛性分布になる様に配置することは，いずれも無壁ラーメン柱の負担剪断力を低減させるために効果的であるが，同時に層剪断力の総和も壁のない建物に比べて相当大きくなる。

(5) E.Jの耐震計画に際して次の事項を考慮する。即ち，構造形式の異なる棟を含む建物は，分離することによって偏心が大きくならない位置にE.Jを設ける。柱分割型E.Jは他のE.J形式に比べて連成作用が強いため各棟毎に独立系としての固有値を求め，棟相互に固有周期の近い振動次数に対して応答成分の割増しを行なう。基礎分割型E.Jは他の形式に比べて複雑な振動を生ずることは少ないが，柱に対して基礎が偏心することになるので設計上特別の配慮を行なう。

4．振動略算法

床の面内変形を伴う建物の振動解析法として2次元配列多質点系置換法を提案したが，数値計算を行なう過程で多元連立方程式の解と多元行列の固有値とを求める必要があり，手計算で解を得るには困難な場合が多い。建物本体のみを解析の対象とした振動略算法を2種提案する。

4．1 略算A法

フレーム剛性，床剛性及び質量が長手方向に対称形分布している長方形平面建物のみを扱い，図-18に示す1層4質点系振動体に置換する。対称性を考慮すれば次の自由振動方程式を得る。

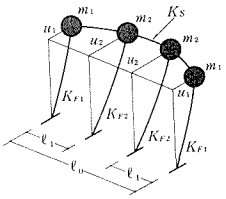


図-18 対称4質点系モデル

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{Bmatrix}+\begin{bmatrix} K_S+K_{F1} & -K_S \\ -K_S & K_S+K_{F2} \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix}=0$$

上式の固有値を λ，固有ベクトルを u_1, u_2 とおけば

$$\lambda=\{(a_1+b_1+a_2+\mu b_1)\pm\sqrt{(a_1+b_1-a_2-\mu b_1)^2+4\mu b_1^2}\}/2$$

$$u_2=[\{p+(1-\mu)\pm\sqrt{(p+1-\mu)^2+4\mu}\}/2]u_1$$

但し $a_1=K_{F1}/m_1, a_2=K_{F2}/m_2, b_1=K_S/m_1$，

$\mu=m_1/m_2, p=(a_1-a_2)/b_1$ である。スラブ剛性 K_S は床スラブをスパン lo の単純梁と見なし，中間の2質点に集中荷重を加えた時に荷重点に単位の変位を与えるに必要な力として求まる。均等断面の場合，曲げ剪断変形を考慮すれば

$$K_S=1/l_1\{l_1(3l_o-4l_1)/6EI+\kappa/GA\}$$

で表わされる。又，均等入力に対する刺激係数は

$$\beta=(m_1u_1+m_2u_2)/(m_1u_1^2+m_2u_2^2)$$

であるから1次の刺激函数 ${}_1\beta u_i$ は図-19の様にグラフ化される。2次は ${}_2\beta u_i=1-{}_1\beta u_i$ として求まる。又，質点位置に対応しない柱は4質点スラブ振動形を曲線補間して定める。建物が多層の場合には高さ方向に関して等価な1層系に置換して上記の略算法を適用し，各層のフレーム剛性分布が層毎に相似であれば高さ方向の振動形は剛床系の振動形に等しく，1層系スラブ振動形を各層に比例分布させる。各点の最大応答変位は得られた各次の βu と地震波の変位応答スペクトル S_D を用いて $\delta_i=\{({}_1\beta u_i\cdot{}_1S_D)^2+({}_2\beta u_i\cdot{}_2S_D)^2\}^{\frac{1}{2}}$ となる。3層8スパン標準型建物の両端に壁を有する場合に適用した応答計算結果では精算値に対し＋3％～－15％の誤差であった。

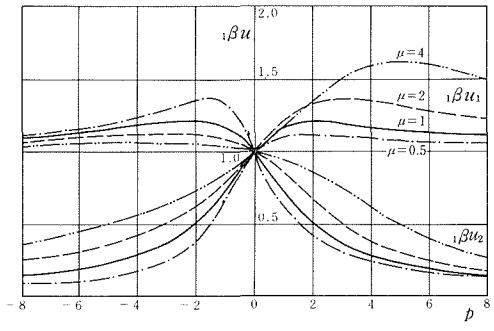


図-19 略算A法1次 βu 計算図表

4．2 略算B法

本法は非対称な壁配置を有する建物あるいは長方形以外の平面形状を有する建物にも適用し得る略算法であり，これらを変数とする予め作成された計算図表を用いて数値算を行なう方法である。壁剛性 K_W と一般フレームの剛性 K_F との比 K_W/K_F 毎に1層建物の床変形系振動形 ${}_Du$ と剛床系振動形 ${}_Ru$ との差を求め，その最大値 $c=({}_Du-{}_Ru)_{max}$ で基準化した値を $\eta=({}_Du-{}_Ru)/c$ とする。c は K_W/K_F の変化に伴って大きく変る場合もあるが，η の変化は振動次数にかかわらず小さい。又 K_F/K_S と η 及び c との関係も同様の傾向を示す。これより床変形系1層建物の振動形は剛床系振動形を η と c の積で表わされる床面内変形量で補正した次式で与えられると仮定する。

$$u(i,j,w,k_{FS},k_{WF})={}_Ru(i,j,w,k_{WF})+\eta(i,j,w)\times c(j,w,k_{FS},k_{WF})$$

ここに　i：質点又は柱位置，j：振動次数，k_{WF}：基準フレーム全剛性と壁剛性との比
k_{FS}：スラブ剛性と基準フレーム全剛性との比，w：フレーム剛性分布状況

但し，基準フレーム全剛性とは壁のない均等フレーム剛性分布型におけるフレーム剛性の総和を示す。本来 η は k_{FS}, k_{WF} の関数となるが，略算法の簡便化を計るために k_{FS}, k_{WF} の実用範囲の全域に渡って最も誤差の小さくなる η を数値実験的に決定して c と共に図表化する。スラブ剛性 K_S は平面形が複雑な場合にも各棟長手方向長さの総和を全長とする単純梁に置きかえて中央点撓み1cmを与える中央集中荷重で表わす。長方形平面は短辺方向1，2次で近似し，その他の平面形は水平2方向を対象として1～3次で近似する。多層建物への適用及び応答計算法は略算A法に順じて行なう。1枚壁が任意の位置に配置された長方形平面建物の計算図表を図-20に例示する。

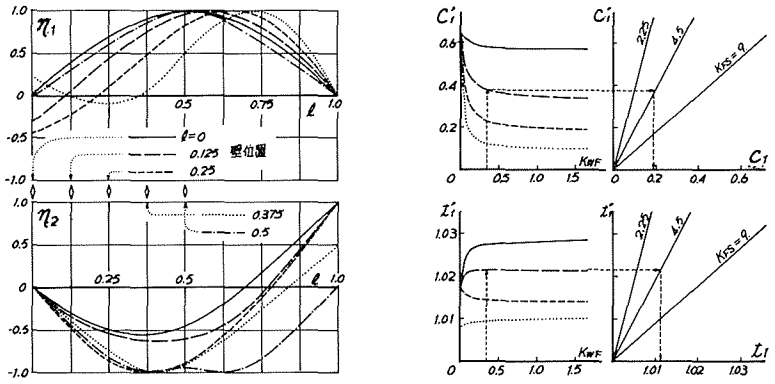


図-20　略算B法計算図表（1枚壁長方形平面建物用）

5．任意方向の入力を受ける建物における柱の応答性状

5．1　柱断面主軸方向の応答成分

地震動によって生ずる各基礎の振動方向（以下入力方向と称する）と振幅とが建物内で一律であるとすれば，剛床系建物では入力方向に対して剛心と重心との偏心がある場合に捩れ振動を生じ，捩れ中心から離れて配置された柱ほど応答変位方向は入力方向と異なる。床変形建物では入力方向に対して偏心している場合と，偏心していない場合でも直線形以外の平面形状を有する建物では，柱によって入力方向と応答方向が異なる。図-21はL，コ，Z型平面形建物の応答例を示している。

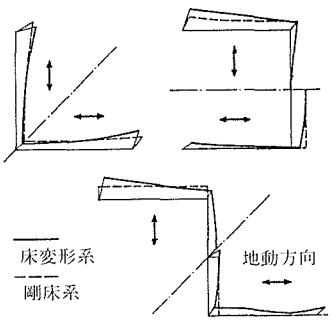


図-21　非直線型平面建物の入力方向と応答方向との関係

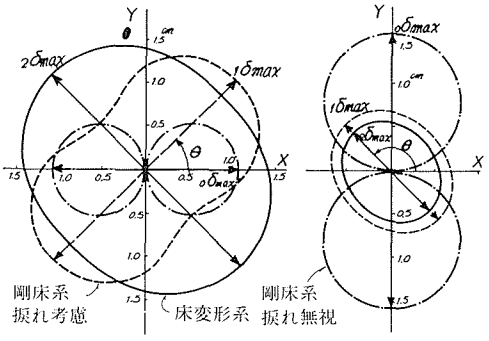


図-22　入力角θによる応答変位影響線

各柱の応答変位を生ずる方向は入力方向が同一であっても振動次数によって異なるのが一般的であるが，柱断面主軸を x, y とする時 x 軸と成す角 φ 方向に生ずる応答変位 δ は，入力角 θ（地動方向と建物全体座標の X 軸方向との成す角）毎に各次の応答変位の φ 方向成分を用いた Root mean square 法によって算出される。任意の解析方向 φ 毎に入力角 θ と応答変位 δ との関係を極座標表示して得られる閉曲線を「入力角 θ による応答変位影響線」と呼ぶ。柱断面主軸 x 及び y 方向における応答変位影響線の一例を図-22 に示す。同図は各棟 8 スパンから成る 1 階建 L 型平面建物の端柱（図-23 の①柱）の場合であるが，床変形系解析による x 及び y 方向の最大応答値は X 軸（本例では x 軸と一致している）と異なる入力方向によって生じている。又，解析仮定での捩れ振動考慮の有無にかかわらず剛床系による解析では最大応答値を生ぜしめる入力方向及び最大応答量は床変形系と著しく異なり，偏心による捩れの影響ばかりではなく床スラブの面内変形の影響も相当大きいことを示している。これらの性状は建物の平面形状や柱位置等によって異なるが，少なくとも各棟の平面形が細長くスラブ面内剛性が相対的に小さい場合や棟の末端部に近い柱では，従来の建物全体系直交両軸方向それぞれに地震入力を与えた設計によれば応答値を過少に評価する危険性がある。

5．2 柱断面任意方向の応答性状

入力角 θ 毎に柱断面の解析方向 φ とその方向に生ずる応答変位 δ との関係を極座標表示して得られる閉曲線を「解析方向 φ による応答変位影響線」と呼び，$\theta=0°\sim180°$ に対応するこの影響線群の包絡線を求めれば，ある柱の断面任意方向に生ずるあらゆる方向からの入力に対する最大応答変位が断面全方向に表わされる。図-23 は L 型平面建物の包絡線図である。端柱の場合柱断面全方向の中で最大応答変位の極大値を生ずるのはほぼ x 軸方向に近く，この極大値を与える入力方向 $\theta\fallingdotseq135°$ であった（包絡線図では θ との関係を表わしていない）。建物平面の屈折部に近い柱では応答変位極大値を生ずる方向は x, y 両断面主軸とは大きく異なり，屈折部では $\varphi=135°$ 方向に極大値が現れ両主軸方向の最大応答変位より約 50％大きな値を示した。即ち柱の応答変位極大値は断面主軸方向に生ずるとは限らないことを明らかにしている。

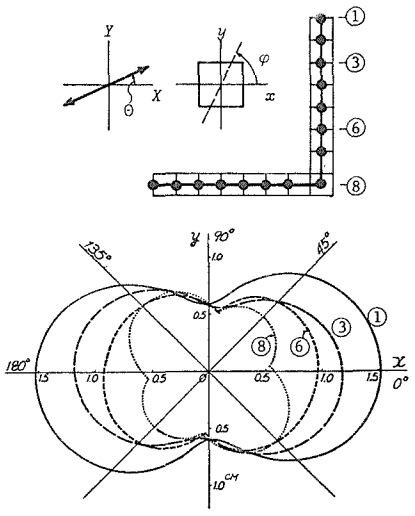


図-23 柱断面全方向の最大応答変位

6．結 語

（1） 床の面内変形を伴う建物の振動解析を行なう際に，地盤性状及び建物の地下構造を有効に評価し得る方法として地盤-建物連成系の 2 次元配列多質点系置換法を提案した。

（2） 同法に基づき，建物の振動特性に影響を及ぼす諸要因のうち地盤構造・地下室形状・地下室と耐震壁の相互配置・Expansion Joint の構造と配置について具体的な諸元を与えた数値計算を行ない，相互の関係について明らかにした。

（3） 床の面内変形を伴う建物の固有値計算及び応答計算の略算法として，地上部構造体のみを解析の対象とする 2 種の方法を提案した。夫々適用の範囲に制限はあるが，この種の建物の振動性状を簡便に把握する方法としてかなりの範囲で使用に耐え得る精度を有することを確め

た。

（4） 建築物の柱の耐震設計は一般的に任意方向の地動入力を想定し，更に柱断面の両主軸方向に限らず全方向の応答値を求めて，これに対して安全な断面設計を行なう必要性があり，特に偏心した建物あるいは床面内変形を伴う複雑な平面形の建物では顕著となることを明らかにした。

尚，連成系における振動模型化に際して想定する地盤のdimension，境界条件，減衰性の扱い方や，地下室あるいは基礎のRocking及びSwayバネ定数の算定方法の相違による建物の振動性状への影響が大きいため，実測を含めた妥当な評価方法の確立が望まれる。

〔参考文献〕

1） 著者論文*：Ⅳ－2，3，4，5，6，8，9，10，11，12，14，15，16，17，18，19，20
2） 梅村 魁，大沢 胖，村上雅也，他：日本建築学会論文報告集，**129**，p 1（1966）
3） 村上雅也，鳥飼説夫：日本建築学会学術講演梗概集，p 611（1974）
4） 竹山和彦：第2回地震工学シンポジウム，p 203（1966）
5） 谷 資信，桜井譲爾：日本建築学会論文報告集号外，p 178（1967）
6） 南 和夫，桜井譲爾：カラム，**55**，p 5（1975）
7） M. Dibai, J. Penzien : Proceeding of ASCE, SM2, p 541 (1969)
8） 山原 浩：日本建築学会論文報告集，**165**，p 64（1969）
9） 山原 浩：土と基礎，**162**，p 7（1971）
10） 志賀敏男，柴田明徳，橋本恵一：日本建築学会東北支部研究報告集，**9**（1967）

＊注：著者論文の略記号は「研究発表リスト建築構造学第2講座」に掲げられた論文番号に対応する