

基礎の浮き上がりを考慮した有壁架構の力学的特性

岩下恒雄・酒井直己

建築学科

(1979年9月5日受理)

Mechanical Properties of the Frames with Seismic Walls Considering Up-Lift of Footings

Tsuneo IWASHITA and Naomi SAKAI

Department of Architecture

(Received September 5, 1979)

The column footings of the frames with seismic walls subjected to lateral load often up-lift from underlying soil, because of the concentration of the load on walls.

This paper examines the properties of the frames with seismic wall, considering up-lift of column footings and elasto-plastic behavior of all members and of soils.

The analytical technique is based on the displacement method of the stiffness matrix analysis. The framed wall is idealized to be a single structural member which has four nodal points at the corners of boundary frames of wall. The stiffness matrix of the framed wall can be derived by the finite element method as the solutions of the simple problems of the forced displacement at the nodal point. The soil under individual footing is assumed to be a horizontal spring (K_H), and a vertical one (K_V) which can not resist a tension.

The results of the analyses are summarized as follows.

The stiffer the underlying soil is, the more easily occurs the up-lift of the column footing with seismic wall, which deteriorates greatly the horizontal strength of frames. Lateral load bearing capacity of seismic walls, which are lower stories, does not so deteriorate notwithstanding the up-lift of the footing of walls, and that is greatly influenced by the strength of the soil and of the beams whose one ends are bounded by walls.

§1. 序

中低層鉄筋コンクリート建物において、耐震設計上、耐震壁の果たす役割が非常に重要であることは論をまたない。このため建築構造の研究の初期から耐震壁の研究は行われ、単独耐震壁については今までに極めて多くの研究成果が蓄積されてきている。

また、耐震壁を含む架構に対しても現在までに理論的あるいは実験的に多くの研究がなされて来た。その結果、周辺の架構に比べて耐震壁の剛性が極めて高く、基礎を固定とみなして計算すれば耐震壁の負担水平力が極めて大きくなること、しかし、基礎の回転を考慮すれば負担水平力がかなり減少することが明らかとなった。ま

た、耐震壁に水平力が集中することから、壁の片側の基礎が浮き上がることは避けられないものと思われる。したがって、耐震壁の特性を検討するには、せん断や曲げといった上部構造に対する要因と共に、これを支える基礎部分にも注意することが必要である。

このため本研究は、基礎の浮き上がりを考慮した耐震壁の効果に重点を置きながら、耐震壁を含む鉄筋コンクリート造架構の特性を数値解析的に明らかにしようとするものである。

この壁を含む架構の解析としては坂博士の研究¹⁾を始めとする理論的研究、壁を一種の柱とみなして取り扱う方法²⁾、壁を一部に剛域を有する部材に置換する方法³⁾、壁をブレースまたは架構に置換する方法⁴⁾、架構全体を有限要素法で解析する方法⁵⁾、壁には有限要素法を適用

し、梁、柱は部材として扱う方法⁶⁾など、各種の提案がなされている。

本報告で用いる方法は、上記のうちの最後の部類に属する近似法であり、壁を梁、柱と同様それぞれ一つの部材とみなして評価しようとするものである。また、この一部材としての壁の剛性の評価を富井博士は理論的に求められている⁷⁾が、ここでは有限要素法で求めている。

また、基礎の浮き上がりおよび回転を考慮した有壁架構に関する研究としては、地盤を完全弾性体と仮定した鬼武博士の研究⁸⁾を始めとし、耐震壁脚部を回転バネに置換した理論的研究⁹⁾、実験により架構全体の復元力特性を究明した研究¹⁰⁾、有限要素法を用いた研究¹¹⁾、上部架構を質点系に置換し基礎の浮き上りを考慮した振動解析¹²⁾などがあり、筆者らも検討を加えてきた¹³⁾。

本報告では、地盤を水平バネおよび引張りには働かない鉛直バネに置換し、さらに架構および地盤の剛性低下を考慮している。

§2. 解析法

解析法は変位法に基づいている。すなわち壁に付随しない単独の境界梁、柱に対しては、松崎博士の方法¹⁴⁾により図-1のごとく剛域(A)、剛性低下領域(B)および弾性領域(C)からなる部材と考え、両端の節点の水平、鉛直両変位 u, w および回転角 θ を未知数とする通常の変位法の取り扱いをなし、剛性マトリクスを作成する。

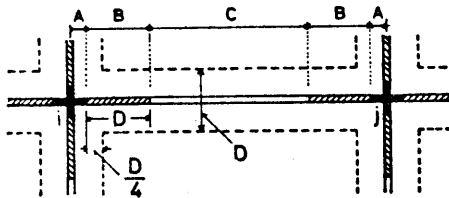


Fig. 1 Inelastic beam (column) model

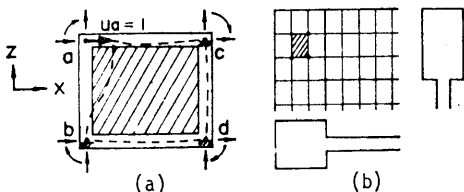


Fig. 2 (a) Framed shear wall model, (b) Nodal element

一方壁部に対しては、図-2(a)のごとく壁板および壁板周辺の梁、柱を同時に一体として取り扱うこととし、かつ梁、柱の接合部に節点を考える。この節点に対し

ても u, w, θ を未知量とすれば、四節点で代表される壁の剛性方程式は、一般に次式で表わされる筈である。

$$\begin{Bmatrix} P_a \\ P_b \\ P_c \\ P_d \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} K_{a1} & K_{a2} & \dots & K_{a12} \\ K_{b1} & K_{b2} & \dots & K_{b12} \\ K_{c1} & K_{c2} & \dots & K_{c12} \\ K_{d1} & K_{d2} & \dots & K_{d12} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_a \\ \delta_b \\ \delta_c \\ \delta_d \end{Bmatrix} \dots \dots \dots (1)$$

ただし、

$$\{P_i\} = \begin{Bmatrix} X_i \\ Z_i \\ M_i \end{Bmatrix}, \quad \{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \theta_i \end{Bmatrix}, \quad \{K_{ij}\} = \begin{Bmatrix} k_{Xj} \\ k_{Zj} \\ k_{Mj} \end{Bmatrix}$$

X, Z, M : 各々 x, z 方向の節点力および節点モーメント

u, w, θ : 各々 x, z 方向の節点変位および節点回転角

ここで上式の剛性マトリクス $[K]$ の各列の要素 $\{K_{ij}\}$ は、ある節点である一つの方向にのみ単位の強制変形を与えた場合、各節点に働いているべき外力、反力を表わす筈である。例えば図-2(a)の点線は節点 b, c, d を固定し、節点 a を x 方向に単位の变形を起させた場合 ($u_a=1, w_a=\theta_a=u_b=w_b=\dots=\theta_d=0$) の梁、柱中心線の変形を示すが、この変形が生ずるためには各節点にそれぞれ一定の外力が働いている筈であり、この各節点に働く外力が $[K]$ の第1列の12個の要素を表わすことになる。

壁体のこのような変形状態に対する外力は、壁を弾性体として扱っている限り単純な強制変形問題であり、有限要素法を用いれば容易に求めることができる。ついで、 $w_a=1$ あるいは $\theta_a=1$ の状態に対しても同様に求め、さらに節点を順次交代して計算すれば、(1)式の壁の剛性マトリクス (12×12) を作成することができる。

このようにしてできる壁の剛性マトリクスは、図-2(a)の耐震壁を多数の要素に分割し、有限要素法で解く場合にできる剛性方程式で $a \sim d$ 節点以外の節点に対する項を全て消去したものと同等であり、したがってこの点では有限要素法と同じ計算精度を有することになる。

しかし図-2(a)では一つの節点を一つの点で表わしているが、周知のごとく通常の有限要素法では節点回転角を変数としない* ため、実際の計算時には図-2(b)のごとく1個の剛な矩形要素で1節点を表わすものとしており、この剛域的な取り扱い方に精度上の問題を残すことになる。

次に後記図-3(a)のごとき連層耐震壁に対しては、上記の手法を連続したままの形で拡張することもできるが、ここでは実的な面から連層壁は図-2(a)の単独壁の単なる集まりと考え、構造物全体の剛性マトリクスを作る場合に各壁体の剛性マトリクスを重ね合わせるものとして

* 節点回転角を考慮することもできる。また以下の計算にはすべて矩形要素を使用している。

いる。なお、ここでは平面架構について述べたが、これらの取り扱い法は壁およびスラブを含む立体架構に対してもそのまま拡張することができる。

次に、基礎は独立フーチング基礎を想定し、地盤係数を用いて地盤を水平パネおよび引張りには働かない鉛直パネにモデル化している。

以上により得られた各部材の剛性マトリクスおよび地盤のパネを重ね合せ、構造物全体としての剛性方程式を作り、これを与えられた外力のもとに解けば、各節点の変位、ついで各部材の節点力および地盤の反力が求まる。

なお、非線形解析には接線係数による荷重増分法を用い、地盤の鉛直反力* が負になった場合にその基礎に浮き上がりを生じたものと判断し、以後はその基礎の地盤の鉛直、水平パネ定数を共に0として解析を続ける。

§3. 計算精度

本解析法は上記のごとく近似解法であり、したがってまず本法の計算精度がどの程度であるかを検討する必要がある、ここでは以下の2種類の項目について検討を行った。

3.1 梁の重複

前述のごとく(1)式の壁の剛性マトリクスを作成する場合には有限要素法を使用しており、したがって得られた結果には、当然、有限要素法自体の誤差が含まれることになる。この誤差は以下の計算結果に必ず含まれ、避けるわけには行かないが、しかし有限要素法に関する既往の研究結果からみて、この誤差は解析時の要素分割数を極端に少なくしない限り数%程度に収まるものと考えられる。

ここでさらに問題となるのは、梁の剛性を重複して評価する点である。すなわち、この解析法では図-2(a)のごとく壁は1層×1スパンで区切られた部分をそれぞれ1部材として剛性を評価するため、例えば図-3(a)の連層耐震壁では、中間階の梁は上階の壁の剛性評価の際にも算入され、また同時に下階の壁用としても用いられることになる。

この梁の重複評価の影響を検討するため、壁体各部の寸法には図-3(b)の値を用い、図-3(a)の4層耐震壁について比較したのが図-4である。図の縦軸は4層壁全体を有限要素法で解析した値を基準値* とし、この近似解法による各階節点の水平、鉛直、回転変形量を比率で示したもので、また横軸の Type とは、

A: 梁および梁柱接合部の重複に対して何の考慮もし

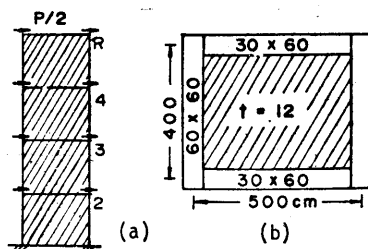


Fig. 3 Check model

ない場合

B: 重複する梁の部分 (接合部を除く) の厚さを 1/2 とした場合

C: さらに接合部の厚さも 1/2 とした場合

を表わしている。また、図-2(b)に示した節点を代表する剛性要素の寸法は縦横とも接合部寸法の 1/3 とし、20cm×20cm の要素をもって節点とみなしている。

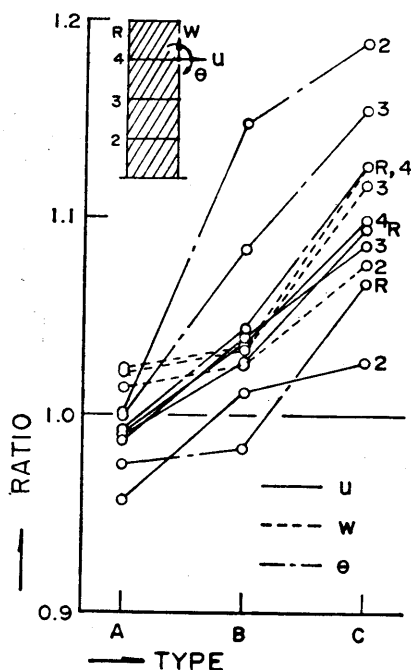


Fig. 4 Examination of the duplication of beams

図-4中での点の散ばり方は Type によりかなり複雑な様相を示すが、しかし Type A の取り扱いが最も望ましいことは図より明らかであり、したがって梁および接合部は上、下階の壁の剛性評価の際して重複して評価しても差支えないといえる。また、Type A の取り扱い法は

* 鉛直反力 = 鉛直荷重時反力 + 水平荷重時反力

* 有限要素法自体近似解法であり、完全な精度の検討とは言い難いが、他に適当な例題もなく、以下ではこの有限要素法の値に近づけることを目標としている。

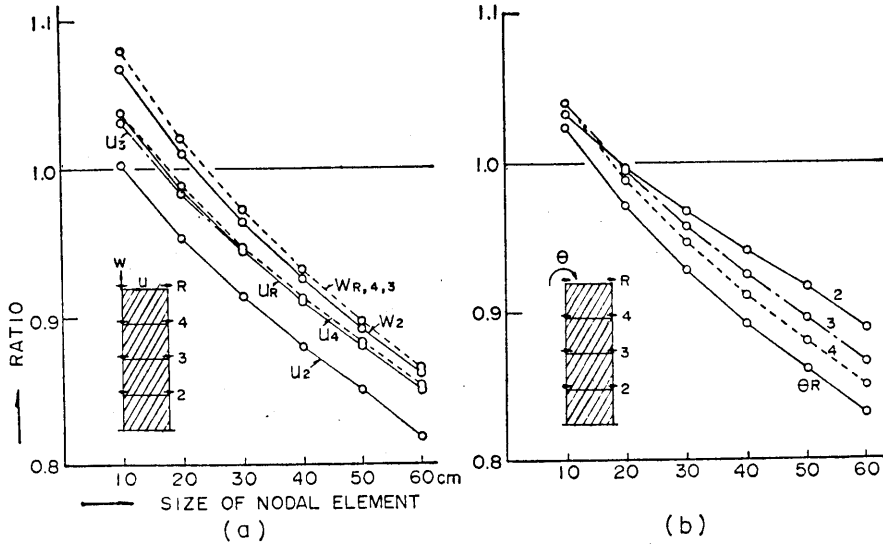


Fig. 5 Relationship between the accuracy and the size of nodal element

他のものより簡便であり、したがって以下の平面架構の解析にはすべて Type A を用いることにした。

3.2 節点要素の寸法

前項の結果は図-2 (b)に示した剛な節点要素の寸法としてすべて 20cm×20cm を採用した結果であるが、この節点要素の寸法によって精度が変動することが予想され、さらに良い結果が得られることも期待される。

この点を検討するため前述の図-3 (a)の4層壁を例にとり、前項の Type A の取り扱い法で節点とみなす要素の寸法を順次変化させながら計算した結果が図-5である。図の縦軸は前項同様有限要素法に対する比率を示し、横軸は節点要素 (この場合は正方形) の一辺の長さを示す。

結果はこの二図の各曲線が散らばっているので一概には言えないが、変位のうちで最も重要と思われる水平変位に重点を置けば、最適とみなされる節点要素の寸法は接合部寸法 60cm×60cm に対し、1辺 17cm 程度とするのが良いことがわかる。しかし、以下ではこれらの結果を単純化して縦横とも 20cm すなわち接合部寸法の 1/3 の部分 (図-3 (b)参照) を節点とみなすことにした。なお、この結果から、前項で採用した節点要素寸法は適当な値であったことになり、したがって図-4の結果がこの解析法の一般的な計算精度を表わしていることになる。結局、Type A による解析法の精度は有限要素法による解に対して連層壁では大凡±4%以下の誤差に収まると考えることができ、したがってこの解析法は連層壁を含む平面架構の解析に充分適用可能といえる。

§4. 部材および地盤の剛性低下

4.1 壁

前述のごとく本解析法では壁を一つの部材として取り扱っているため、その塑性化を表わすには一枚の壁全体の剛性が一様に低下すると考えるのが最も適している。このため壁の剛性低下に対しては、既報⁽⁵⁾の壁の最大耐力点 Q_{max} , δ_{max} で規準化した図-6のスケルトンカーブにより決定するものとした。このスケルトンカーブは、この種の研究で良く用いられる関数

$$x = \beta \cdot y + (1 - \beta) \cdot y^r \dots \dots \dots (2)$$

ただし

$$r = \frac{(1 - \alpha) \cdot \beta}{(1 - \beta) \cdot \alpha}$$

$$x = \delta / \delta_{max}, y = Q / Q_{max}$$

α : 初期接線剛性に対する終局接線剛性低下率

β : 初期接線剛性に対する終局割線剛性低下率

で表わされ、各係数値は曲げせん断加力実験結果から求めた値 $\alpha = 0.0303$, $\beta = 0.1$ を用いた。なお、最大耐力

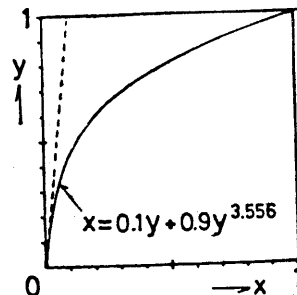


Fig. 6 Skeleton curve of the wall

の1割までは剛性低下はないものとしている。

また、 Q_{max} はせん断補強筋比 0.25%、柱の主筋を 8-D22 と仮定して菅野式¹⁶⁾により求め、その時の変形量 δ_{max} は次式により求めた。

$$\delta_{max} = Q_{max} / (\beta \cdot K) \dots\dots\dots(3)$$

ここでKは耐震壁の初期剛性を表わし、同じ寸法の耐震壁を含む架構の弾性振動解析より得られた水平剛性の平均値を求め、 $K=1637 \text{ t/cm}$ としている。表-1の Q_{max} δ_{max} は、これらの値を解析モデルに対して求めた結果である。

また、剛性低下を判定するための壁の変形量 δ は、図-7のごとく四節点の鉛直、水平両変位から次式により求めるものとした。

$$\delta = \frac{H}{2} \cdot \left(\frac{u_i + u_j - u_k - u_l}{H} + \frac{v_j + v_l - v_i - v_k}{L} \right) \dots\dots(4)$$

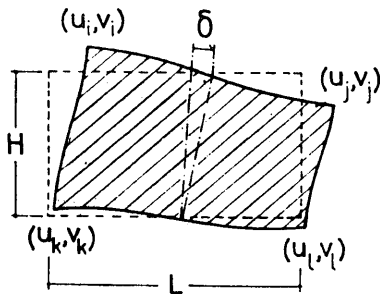


Fig. 7 Deformation configuration of the wall

4.2 梁、柱

弾塑性解析における梁、柱部材の取り扱いに対しては、前述のごとく松崎博士の方法を用いた。梁を例にとれば、図-1のごとく梁の左右にある剛性低下領域(B)はそれぞれ独立に曲げ剛性が低下するとし、その剛性低下は図-8の関係から領域両端の回転角の差を次式

$$\theta_i = \frac{l_i}{\alpha_i EI} \left(M_i - \frac{l_i Y_i}{2} \right) = \frac{l_i}{\alpha_i EI} \bar{M}_i \dots\dots\dots(5)$$

ただし

α_i : 剛性低下率

\bar{M}_i : 剛性低下領域の平均曲げモーメント

により求め、この θ_i と \bar{M}_i の関係が図-9のスケルトンカーブで表わされるものと仮定した。なお、軸方向力

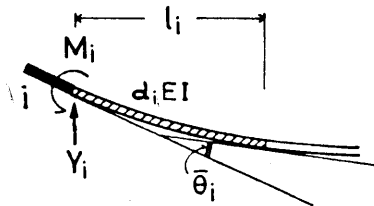


Fig. 8 Deformation configuration of the beam (column)

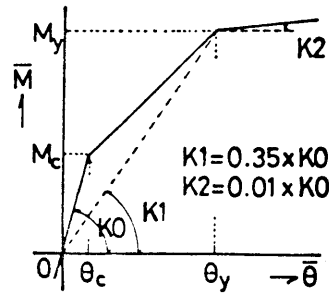


Fig. 9 M-θ relationship of the deteriorated zone of the beam (column)

による剛性低下は生じないものとしている。

これらの剛性低下は、柱頭、柱脚における剛性低下領域に対しても同様と考える。

また、梁、柱の引張鉄筋を 3-D22 と仮定してひび割れモーメント M_c 、降伏モーメント M_y を学会規準式¹⁷⁾により求めた結果を表-1に示す。なお、コンクリートのヤング係数は 210 t/cm^2 としている。

Table 1 Assumed values of members

	BEAM $M_c=8.48$ $M_y=17.24$ (tm)		COLUMN		
	Mc	My	Qmax	δ_{max}	R
3F	17.5	28.94	258 t	1.58 cm	4.5/1000
2F	21.82	39.68	295	1.8	5.1/1000
1F	26.14	48.93	332	2.03	5.8/1000

4.3 地盤

独立基礎を想定した地盤の鉛直バネおよび水平バネの剛性低下は、諸種の文献¹⁸⁾を参考にし、平板載荷試験結果の荷重-沈下曲線をモデル化して作成した図-10の曲線より求めることとした。この曲線は壁の場合の曲線と類似した形を有し、基礎の一边の長さの10%の沈下量 δ_{10} およびその時の反力 R_{10} を規準値として次式で表わされるものとした。

$$x = 0.1y + 0.9y^2 \dots\dots\dots(6)$$

$$x = \delta / \delta_{10}, \quad y = R / R_{10}$$

ただし、地盤のバネは最初の鉛直荷重による沈下に対しては弾性とし、ついで水平荷重により沈下量が増大する場合は鉛直バネ、水平バネ共にこの曲線に従って同一の剛性低下を生ずるものとする。また、逆に沈下量が減少する場合は、初期の接線勾配に戻るものとし、鉛直反力が0または負(例えば図-10のUP点)になれば浮き上がりを生じたとして、以後鉛直、水平バネを共に0として解析を続ける。

次に、地盤のバネ定数は、実験により地盤係数を求めた諸種の文献¹⁹⁾により表-2に示す5種類の地盤係数を選定し解析を行った。なお、鉛直バネ定数 K_v はフーチングの底面積を 4 m^2 として求めた値であり、後記図-11

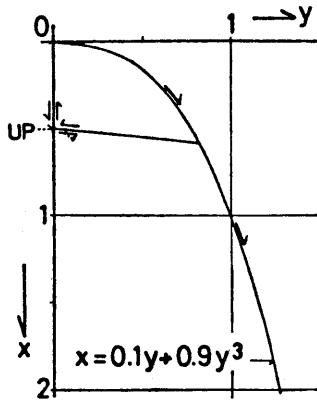


Fig. 10 Hysteresis rules of the soil which is assumed to be springs

Table 2 Assumed values of the spring for analysis

鉛直地盤係数 K_v (kg/cm ³)	1	3	5	10	15
鉛直バネ定数 K_v (t/cm)	40	120	200	400	600

水平バネ定数 $K_H = 0.35 K_v$

の中柱 (C_B, C_C) の脚部の K_v, K_H は表-2 の 2 倍の値としている。

§ 5. 解析対象

図-11に本解析の対象とした平面架構モデルを示す。図に示す様にスパン 6 m, 階高 3.5 m とし, 各部材はすべて梁: 30cm×60cm, 柱: 60cm×60cm, 壁厚: 15cm としている。なお, 以下では基礎を図中の文字で呼ぶこととする。

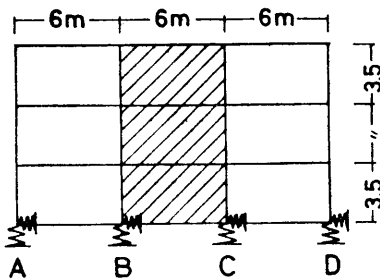


Fig. 11 Analytical model

また, この図のラーメンが 6m 間隔で配置されるものと考え, 鉛直荷重は中柱の負担面積 36m², 両端柱の負担面積 18m² とし, 各階で一様に $w = 1.2t/m^2$ の固定荷重を仮定した。また, 水平荷重は各階同時に w の a 倍が加わるものとし, 計算はまず鉛直荷重のみが働いた状態 $a=0$ から次第に増加させるものとした。なお, 以下ではこの a を水平震度と呼んでいる。

§ 6. 解析結果および考察

6.7 架構の変形

図-12は, 連層壁脚部に対する頂部の相対変位 δ と水平震度 a の関係を図示したものである。なお, 破線は基礎の浮き上がりは生じず, 構造体および地盤共に剛性低下は生じないとした解析 (E , 以後弾性解析と呼ぶ) を表わし, 実線は弾塑性解析 (EP) を, さらに途中の破線は梁の降伏が生ずる部分を表わしている。

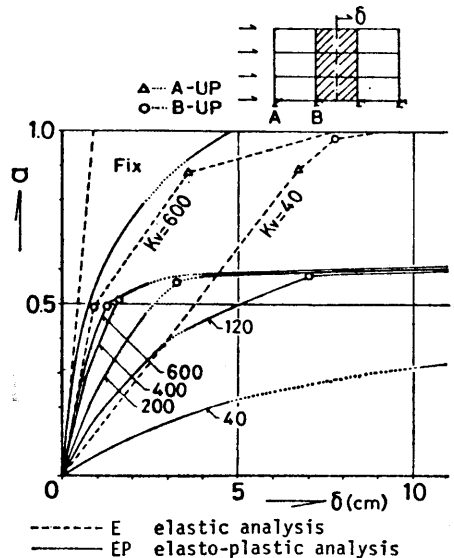


Fig. 12 Load-deformation curve of the frame

$K_v = 40t/cm$ の弾塑性解析結果で明らか様に, 軟弱地盤の場合は初期の段階から架構の水平剛性の低下が著しく表われる。これは, 地盤の剛性低下が著しく, これに基づく壁のロッキング変形量が大きくなるためであり, このことは同じ K_v の弾性解析結果と比較しても明らかである。また, $K_v = 120t/cm$ の場合は壁の浮き上がりよりも境界梁の降伏が先行し, 浮き上がりが生ずると共に架構の耐力上昇は終わっている。

一方 K_v が大きくなると, 梁の降伏以前に浮き上がりが生じ, $K_v = 400t/cm$ 以上の場合のごとく, 脚部に浮き上がりを生じた後もわずかながら耐力は上昇している。しかし, 浮き上がりによる架構の水平剛性の低下は大きく, また, 弾性解析に比べて弾塑性解析結果に浮き上がりの影響が強く現われている。さらに浮き上がりについて梁の降伏が急激に生じ, それと共に架構の耐力上昇はほとんどなくなる。

以上のことから, 基礎の浮き上がりが生じた後, すべての梁が降伏した状態, または, その逆の順序で両方の

現象が生じた点が架構の最大水平耐力と考えられる。また、軟弱な地盤を除けば、両方の現象が生ずる α 値は、 K_v の如何にかかわらず0.6前後の値となっており、最大耐力に対する K_v の影響は小さいことがわかる。

なお、本解析の梁、柱では、降伏後もわずかながら耐力上昇があるとしているので、変形が増大すれば水平耐力が若干上昇する。しかし、本解析法を大変形問題まで適用することはできないと考えられるので、以下では、浮き上がりおよび全梁の降伏の両方が生じた点までを対象としている。また、 $K_v=40t/cm$ の様に最初から転倒する様な形で変形が急増する場合は、すべての梁が降伏した点までを取り扱うこととした。

6.2 浮き上がりを生ずる時の α 値

鉛直荷重が働く状態に0から次第に増加する水平荷重が加わる場合を考え、いずれかの基礎が浮き上がる時の α 値を求めたのが図-13である。図より地盤が柔らかいほど浮き上がりは生じ難く、地盤が硬くなるほど浮き上がり易くなること、また、地盤が硬くなると浮き上がりを生ずる α 値がほぼ一定値に近づくこと、さらに、弾性解析と弾塑性解析との差がなくなることがわかる。これは、 K_v が大きくなると地盤の沈下量が小さく、梁の降伏以前に浮き上がりが生ずるためと考えられ、基礎の浮き

上がりに対する壁の剛性低下の影響は小さいといえる。

また、弾性解析では基礎B(またはA)が浮き上がった後基礎A(B)が浮き上がるが、弾塑性解析では基礎Bの浮き上がり後最大耐力に達し、さらに基礎Aが浮き上がる現象はみられない。

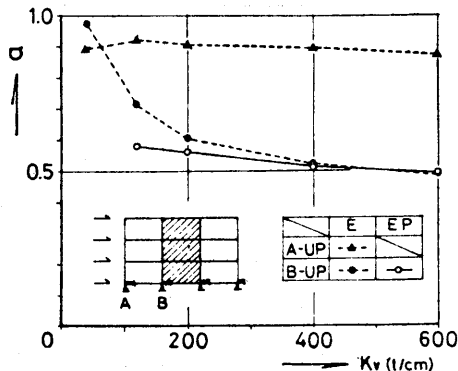


Fig. 13 Relationship between the vertical spring (K_v) and the lateral load coefficient (α) when the up-lift occurred

以上より、硬い地盤においては弾性解析により弾塑性解析の浮き上がり震度を十分予測することができるが、 K_v が小さい場合は基礎の浮き上がりよりも地盤および境

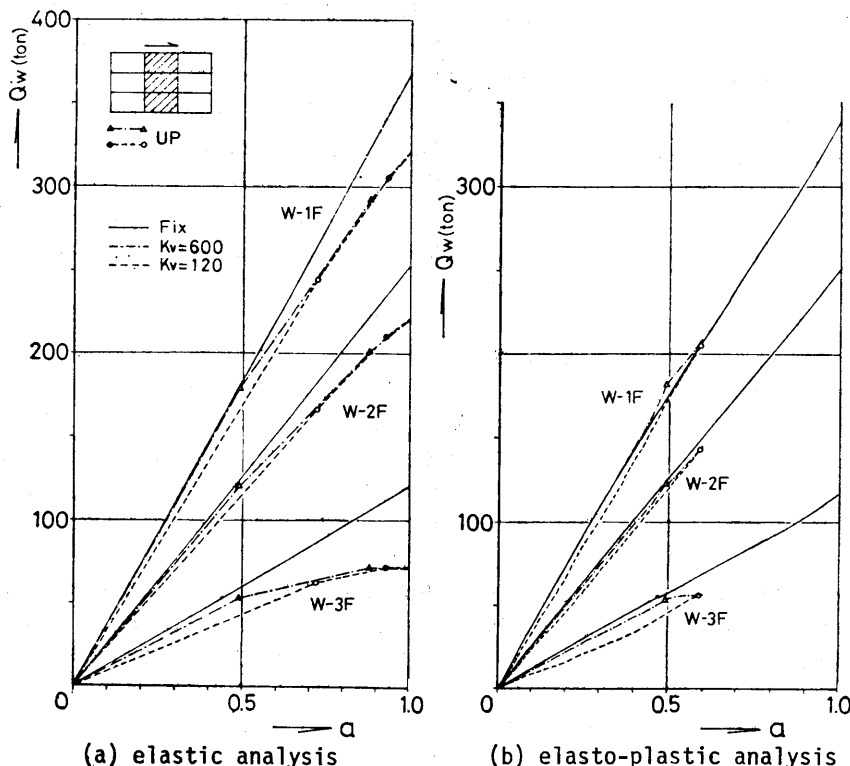


Fig. 14 Lateral load bearing capacity of walls

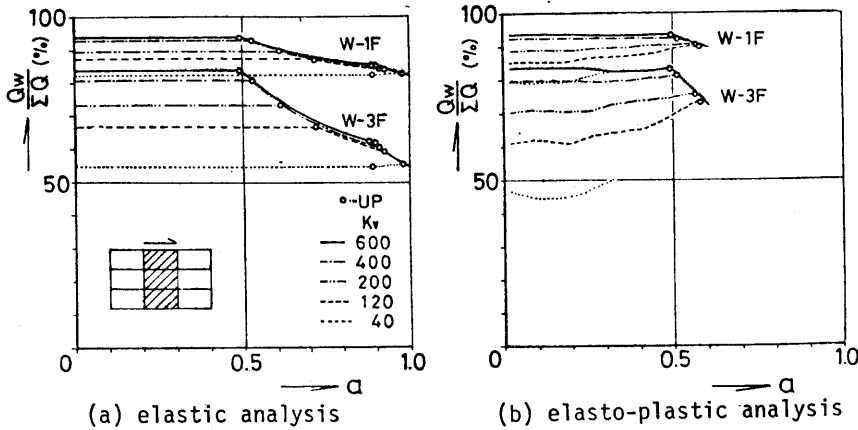


Fig. 15 Percentage of lateral load bearing capacity of walls

界梁の耐力が重要な問題となるので、弾塑性解析による必要がある。

6.3 壁の負担水平力および水平力負担率

図一14は、各階毎の壁の負担水平力を a について図示したものであり、途中の折点が浮き上がりを生ずる点を表わす。両図は浮き上がりを生じても下層の壁の水平力負担能力が意外と低下しないことを示している。しかし、基礎固定の場合と比較すると、上層の壁ほど水平力負担能力の低下が大きく、基礎の浮き上がり後はその傾向が著しい。

骨組の降伏を考慮した(b)図で $K_v=120t/cm$ の場合は、浮き上りを生ずる前にすべての梁が降伏するため、(a)図の弾性解析とは異なった傾向を示し、梁の剛性低下に伴い壁の負担能力が増し、浮き上がりを生じた時点で最大となる。しかし、 $K_v=600t/cm$ の場合は、浮き上がりについて梁の降伏が生ずるため、弾性解析と同様の傾向を示し、浮き上がり後も壁の負担水平力が増し梁がすべて降伏した時点で最大となる。いずれの場合も架構が最大耐力に達した時に各階の壁の負担水平力も最大となり、さらに K_v によらずほぼ同じ値となる。

図一15は、壁の負担水平力をその階に働く全水平力に対する百分率で示したものである。(a)図の弾性解析では、浮き上がりを生ずると各階の壁の負担率は双曲線状に減少する。また、浮き上がり以前の負担率には地盤のバネ定数の影響が現われるが、浮き上がり以後は双曲線が重なり差がなくなる。これは、浮き上がり後の壁の負担率の減少はロッキングによるところが大と考えられ、一方、連層壁のロッキングは境界梁の効果により押えられるので、結局、浮き上がり後の壁の水平力負担能力は境界梁によって決まるものと考えられる。したがって、境界梁の状態が同じであれば、浮き上がり後の壁の水平力負担能力は K_v によらずほぼ同一となる。また、硬い地

盤ほど浮き上がり以前の負担率が大きいため、浮き上がりによる負担率の減少は大きくなる。

(b) 図の弾塑性解析では、 $K_v=40t/cm$ の様な浮き上がりが重要でない特に軟弱な地盤は別として、 K_v が小さいと梁の剛性低下と共に負担率は上昇し、浮き上がりを生じた時に最大となる。また、その時すべての梁が降伏していなければ、以後負担率は架構が最大耐力に達するまで減少する。しかし、 K_v が大きくなると、弾性解析と同じく浮き上がり前の負担率はほぼ一定で、浮き上がり後減少し、最大耐力時の負担率が最小となる。また、架構の最大耐力時の壁の負担率は、1階壁で約90%、3階壁で約73%と K_v の如何にかかわらずほぼ同じ値となる。したがって、基礎の沈下、浮き上がりを考慮すると、壁の水平力負担率に対しては境界梁および地盤の耐力が重要な要素となるが、架構の最大耐力時の負担率に対しては地盤のバネ定数の影響は小さいといえる。

§7. 結 論

以上の結果より次の結論を得た。

- 1) 地盤が硬いほど耐震壁脚部の浮き上がりは生じ易くなるが、地盤の鉛直バネ定数 K_v が大きくなるに従って浮き上がり震度 a は一定値に近づく。また、硬い地盤では弾性解析により弾塑性解析の浮き上がり震度を十分予測することができるが、 K_v が小さい場合は基礎の浮き上がりよりも地盤および境界梁の耐力が重要な問題となるので、弾塑性解析による必要がある。
- 2) 架構の水平耐力に対しては、特に軟弱な地盤を除き、基礎の浮き上がりと境界梁の降伏の2つの要因が支配的となる。また、地盤の硬軟により2つの要因の発生順序が異なるが、最大水平耐力は要因の発生順序によらずほぼ一定値となる。

3) 耐震壁の基礎に浮き上がりを生じても、下層の壁の水平力負担能力はそれほど低下しない。また、基礎に浮き上がりを生じた後、各部材が十分弾性であれば、壁の水平力負担率は地盤の硬軟によらずほぼ同じ双曲線上を減少する。さらに、剛性低下が生ずる架構の最大耐力時の負担率は、地盤の硬軟によらずほぼ同じ値となる。

参考文献

- 1) 坂 静雄：弾性範囲における耐震壁の応力，変形及剪断力負担，建論，4号，昭12，他
- 2) 内藤多仲：架構建築耐震構造論
谷口 忠：耐震構造汎論（岩波）昭9
武藤 清：建築学大系14巻（彰国社）など
- 3) 梅村 魁，滝沢春男：鉄筋コンクリート造骨組の強震応答解析，昭47大会号 など
- 4) 鬼武信夫：壁版の置換筋違，建研報，4号，昭24
松井源吾，他：壁体と筋違の比較について（耐震壁の配置に関する研究），昭31 など
- 5) 川服重也，他：有限要素法による壁式ラーメンの解析，昭45大会号，等
- 6) 服部 正，他：線材と有限要素との混合せる系に関する応力解析法，昭43大会号
谷 資信，他：連層耐震壁を有する構造物の三次元解析，昭47大会号 など
- 7) 富井政英，徳広育夫：Elastic Analysis of Shear Walls Loads Antimetrixally with Regard to their Longitudinal and Transversal Center Lines I, II, 建論報，160, 161, 昭44, 他に建論報，162, 163, 165, 166, 167, 昭45, 46 等
- 8) 鬼武信夫：基礎が浮き上がった後の耐震壁の効果，建研報，20号，昭27
- 9) 大沢 胖，洪 忠熹：境界効果をとまなう高層耐震壁の横力負担ならびに応力分布に関する理論的研究，建論報，69号，昭36 など
- 10) 青山博之，馬場研治：基礎回転する耐震壁を含む架構の復元力特性に関する研究 関東支部研報，昭52, 昭52大会号 など
- 11) 坪井善勝，他：基礎の浮き上がりを考慮した壁式構造の解析，昭53大会号 等
- 12) 和泉正哲，他：基礎の浮き上がりと地盤の降伏を考慮した振動解析，昭47大会号
- 13) 岩下恒雄，酒井直己，他：柱脚部に浮き上がりを生じた耐震壁の力学的性状，昭52, 53大会号，東海支部研究報，昭54
- 14) 松崎育弘：曲げ降伏を対象とする鉄筋コンクリート骨組の繰り返し水平荷重による変形状に関する研究，東工大学位論文，1970
- 15) 岩下恒雄，秋葉善美：鉄筋コンクリート造耐震壁の復元カモデル，東海支部研報，昭50
- 16) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究，コンクリートジャーナル Vol. 11, No. 2 Feb. 1973
- 17) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説
- 18) 杉村義広：土の応力-歪関係の評価法に関する一試案，昭50大会号
堯天義久，他：粘性土の動的性状に関する研究，昭52大会号など
日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説
- 19) 中川恭次：建物並に模型基礎の振動実験から求めた地盤係数，建論報，69号，昭36
志賀敏男，他：基礎地盤の動的特性に関する実験的研究，昭43大会号，昭49大会号
大崎順彦：基礎構造（コロナ社）など