

# 耐震壁-フレーム連成構造の地震抵抗機構と保有水平耐力

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 明治大学大学院 公開日: 2010-03-09 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 荒川, 利治 メールアドレス: 所属:
URL	<a href="http://hdl.handle.net/10291/7720">http://hdl.handle.net/10291/7720</a>

# 耐震壁—フレーム連成構造の地震抵抗機構と保有水平耐力

## Earthquake Resistant Mechanism and Lateral Load

### Capacity of Wall-Frame Coupling Systems

博士後期課程建築学専攻3年次生

荒川 利治

Toshiharu ARAKAWA

## 1. 序 論

昭和56年6月の建築基準法施行令の改正により、これまでの許容応力度設計とあわせて、2次設計として各部材の塑性域での挙動を考慮し、架構の崩壊機構を仮定した保有水平耐力の計算が規定された。この保有水平耐力の検討は、建築物が終局的にどの程度の強さをもっているかを調べることであり、大地震を受けた場合の建築物の安全性を定量的に評価するために必要不可欠なことのひとつである。

梁・柱部材からなる一般のフレーム架構は、変形性能においては、すぐれているものの、強度・耐力の観点からの耐震性能の評価にあたっては、種々の問題を含んでおり、安全であるとはいえない。そこで、鉄筋コンクリート系の建物の耐震設計では、耐震壁を適切に配置して、架構全体の耐力をあげることで、この弱点を補っている。しかしながら、耐震壁が加わって架構全体の耐力は増大するが、全体架構の保有水平耐力を把握することは、なかなか難しく、今日までに確立された方法がないのが現状である。

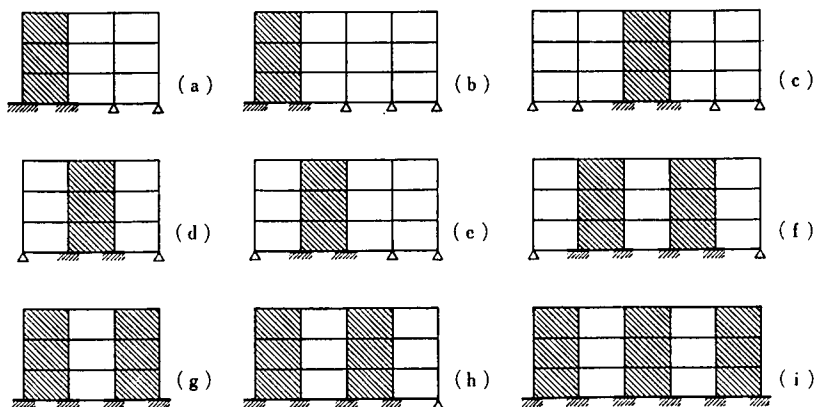


図-1 耐震壁—フレーム連成構造の架構例

本論文は、実用設計段階においては新しい概念であり、様々な要因を含む保有水平耐力の算定を、耐震壁を含むフレーム構造、すなわち、耐震壁—フレーム連成構造（図—1 参照）に関して適用してみたものである。これにより算定された保有水平耐力と、新耐震設計法で要求している必要保有水平耐力との比較、検討をおこなった。また、同時に、この種の連成構造の設計上の問題点を抽出するとともに、保有水平耐力の適切な評価方法を探求しようとしたものである。

耐震壁—フレーム連成構造においては、耐震壁下層部のせん断降伏・曲げ降伏、耐震壁基礎部のロッキング・浮き上がり変形等、降伏機構に様々なタイプがあり、これらの降伏機構が複合する場合も少なくない。そこで、耐震壁—フレーム連成構造で考えられる降伏機構を数種設定した上で、電子計算機を用いた増分解析法から、その抵抗機構や保有水平耐力を算出し、比較してみることにした。特に、降伏機構別での部材要素の塑性化順序の相異を調べ、耐震壁配置位置の違いによる保有水平耐力の変化、更には、終局時の水平剛性低下率や、耐震壁部でのせん断力負担率の変遷などを検討した。それにより、仮定した降伏機構の特徴や保有水平耐力上の問題点等の考察をおこなった。

## 2. 解析仮定と解析式

### 1) 各部材の弾塑性性状

本解析において、梁・柱部材は曲げ変形・剛域を考慮し、連層耐震壁は曲げ・せん断変形する線材に置換し、その基礎部には浮き上がり変形、またはロッキング変形を考慮する。それぞれの部材において復元力特性を決定する諸定数について以下に示す。

#### ① 梁の曲げ降伏強度

$$M_y = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (\text{kg} \cdot \text{cm})$$

$a_t$  : 引張鉄筋断面積 (cm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 引張鉄筋の材料強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$d$  : 梁の有効せい (cm)

#### ② 柱の曲げ降伏強度

・  $N_{\max} \geq N > 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c$  のとき

$$M_y = [0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12 \cdot b \cdot D^2 \cdot F_c] \left( \frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{kg} \cdot \text{cm})$$

・  $0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c \geq N > 0$  のとき

$$M_y = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{kg} \cdot \text{cm})$$

$N$  : 短期軸力 (kg)

$N_{\max}$  : 中心圧縮時終局強度 =  $b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$  (kg)

$a_t$  : 引張鉄筋断面積 (cm<sup>2</sup>)

$a_g$  : 柱鉄筋全断面積 (cm<sup>2</sup>)

$b$  : 柱断面幅 (cm)

$D$  : 柱断面せい (cm)

$\sigma_v$  : 引張鉄筋の材料強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの圧縮材料強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

以上の曲げ部材の塑性化の決定は、危険断面で判定する。

### ③ 耐震壁部の復元力特性

耐震壁のせん断変形においては、せん断ひび割れとせん断降伏を考慮した Tri-linear 型の復元力特性を与え、曲げ変形は弾性範囲内で考える。耐震壁基礎部に関しては、剛接状態の場合とロッキング変形する場合、及び浮き上がり変形する場合、の3つを考える。

#### (a) 耐震壁せん断変形

- ・せん断ひび割れ強度

$$Q_{tc} = \frac{G \cdot A_w \cdot \gamma_c}{\kappa}$$

$G$  : せん断弾性係数 ( $90 \times 10^3$  kg/cm<sup>2</sup>)

$A_w$  : せん断有効断面積 (cm<sup>2</sup>)

$\gamma_c$  : せん断ひび割れ部材角 ( $0.2 \times 10^{-3}$  rad)

$\kappa$  : せん断形状係数 (1.2)

- ・せん断降伏強度

$$Q_{tu} = \left\{ \frac{0.053 \cdot P_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 180)}{M/(Q \cdot D) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b_e \cdot j \quad (\text{kg})$$

$b_e$  : I形断面を長さで断面積が等価な長方形断面に置き換えたときの幅 (cm)

$D$  : 耐震壁の全長 (cm)

$j$  :  $7/8 \times d$  (cm)

$d$  : I形断面の場合  $D - D_c/2$  ( $D_c$  は圧縮側柱のせい)

$P_{te}$  : 等価引張鉄筋比 ( $100 \cdot a_t / (b_e \cdot d)$ %)

$a_t$  : 引張側柱の主筋量 (cm<sup>2</sup>)

$P_{wh}$  :  $b_e$  を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比

$\sigma_{wh}$  : 水平せん断補強筋の材料強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$  : 平均軸方向応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$M/(Q \cdot D)$  : 1未満のときは1, 3以上のときは3

#### (b) 耐震壁ロッキング変形

耐震壁基礎部での壁芯を中心として回転を生じ、耐震壁端部がそれぞれ引張・圧縮の状態となる。ロッキングバネ剛性は、耐震壁基礎部の独立フーチング基礎底面の直圧がそれぞれ引

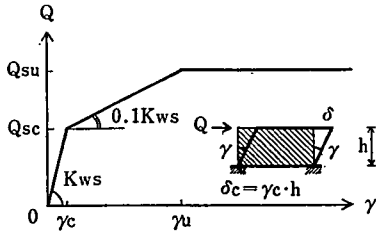


図-2 耐震壁せん断変形の復元力特性

張・圧縮に抵抗すると考えて算定する。またロッキングパネ強度は、フーチング基礎底面直下の地盤耐力で算定した。

(c) 耐震壁浮き上がり変形

耐震壁基礎端部を中心として、もう一方の端部が引き抜きを生じる場合を考え、浮き上がり中心点の沈下は考慮しない。実際は、その基礎部と地盤・杭、または直交梁等によって、引張抵抗が考えられるが、

浮き上がり現象だけを抽象して考察したもので、引張りパネは考えていない。

2) 保有水平耐力算定法

① 解析法

本解析での架構の保有水平耐力の決定は、部材の弾塑性性状に立脚した増分解析法によるものとする。なお、各部材の弾塑性の判定は前項の各式による。

各瞬間での架構の剛性マトリックス  $[K]_i$  が求まっていれば、その時の増分外力  $\{\Delta P; 0\}_i^T$  に対する増分変位  $\{\Delta u; \Delta \theta\}_i^T$  は、次のように求められる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta P \\ 0 \end{Bmatrix}_i = [K]_i \cdot \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta \theta \end{Bmatrix}_i \dots\dots\dots (1)$$

$i$  はステップを表示している。

従って、この状態での全外力  $\{P; 0\}^T$  は、これまでの全増分外力の和で計算できる。この方法で水平外力を漸増させていき、増分変位が収束しなくなった時が、保有水平耐力状態と考えられる。しかし、建物の崩壊機構によっては、終局状態について工学的判断を要する場合がある。

架構の崩壊メカニズムとしては、一般には、架構全体が不安定な状態になるのに十分な塑性ヒンジが形成された場合を考えがちである。しかしながら、耐震壁-フレーム連成構造においては、ある特定の階が部分的に不安定な状態になったり、ある特定の部材（例えば耐震壁基礎部）が破壊してしまっ、全体として、更に大きな水平荷重に耐えられない状態等、崩壊メカニズムの形成は一義的には定められない。

保有水平耐力算定時に想定する外力分布は、新耐震設計法で定められた  $A_i$  分布から決まる外力分布形を採用し、長期の鉛直荷重を考慮することとした。

② 解析式

増分解析で使用する耐震壁-フレーム連成構造の剛性方程式誘導にあたっては、連成構造を3つの要素（耐震壁部、フレーム部、及びこれらを連結する連成梁）に分割する。これにより、その各部の力学性状に見合った剛性方程式を個別に設定することができる。架構全体は、各部の運動方程式を静的に連成することで表現できる<sup>1),2)</sup>。

ここでは、耐震壁部の剛性方程式の作成に限って記述する。連層耐震壁の曲げ・せん断変形を独立な変形要素としているので、弾性、塑性の各領域においても同様の取り扱いをする。耐震壁部の変形を  $\{u_w; \theta_w\}^T$  とすれば、これを次のように表わすことができる。

$$\begin{Bmatrix} u_w \\ \theta_w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_{wB} \\ \theta_{wB} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_{ws} \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2)$$

〈曲げ変形〉 〈せん断変形〉

$u_w, \theta_w$  は耐震壁部の水平変位ベクトル、回転変位ベクトルである。これにロッキング変形を考慮すれば、

$$\begin{Bmatrix} u_w \\ \theta_w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_{wB} \\ \theta_{wB} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_{ws} \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_{wR} \\ \theta_{wR} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3)$$

〈曲げ変形〉 〈せん断変形〉 〈ロッキング変形〉

となり、耐震壁部の剛性方程式に必要な剛性マトリックスは、各変形要素の柔性マトリックスの和をとり、その逆マトリックスとして誘導できる。

$$\begin{Bmatrix} P_w \\ M_w \end{Bmatrix} = [K_w] \begin{Bmatrix} u_w \\ \theta_w \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (4)$$

$$[K_w] = [A_w]^{-1} \\ = ([A_{wB}] + [A_{ws}] + [A_{wR}])^{-1}$$

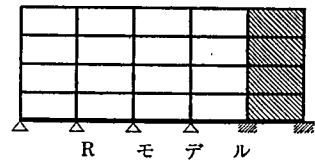
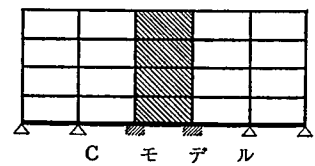
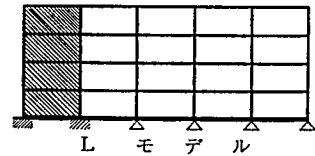
なお、浮き上がり変形を含んだ場合には、耐震壁部のみでは不安定状態となり、ロッキング変形と同様の方法では剛性方程式を作成できない。連成梁基礎部を含めた連層耐震壁を耐震壁部と考えると、浮き上がり変形を考慮した剛性方程式を得ることにした。

### 3. 解析対象

4層5スパン鉄筋コンクリート造の平面骨組を解析対象として設定した。連層耐震壁を1スパン含んでいる耐震壁一フレーム連成構造とし、耐震壁位置の違うLモデル、Cモデル、Rモデルの3種の骨組とした(図-3参照)。

柱については、各階とも主筋量が必要最少量で決まり、全て同一断面とした。壁まわりの柱についてもフレーム部と同じとした(12-D19)。

梁は、図-4の純フレーム構造で設計し、3種のモデルともこれを基本として配筋している。なお、せん断補強筋については、



- 柱 : 60×60 cm<sup>2</sup>
- 梁 : 40×80 cm<sup>2</sup>
- 基礎梁 : 40×110 cm<sup>2</sup>
- 壁厚 : 20 cm
- スパン : 6.0 m
- 階高 : 3.6 m
- 各階重量 : 144 ton
- 建物重量 : 576 ton

図-3 解析対象骨組

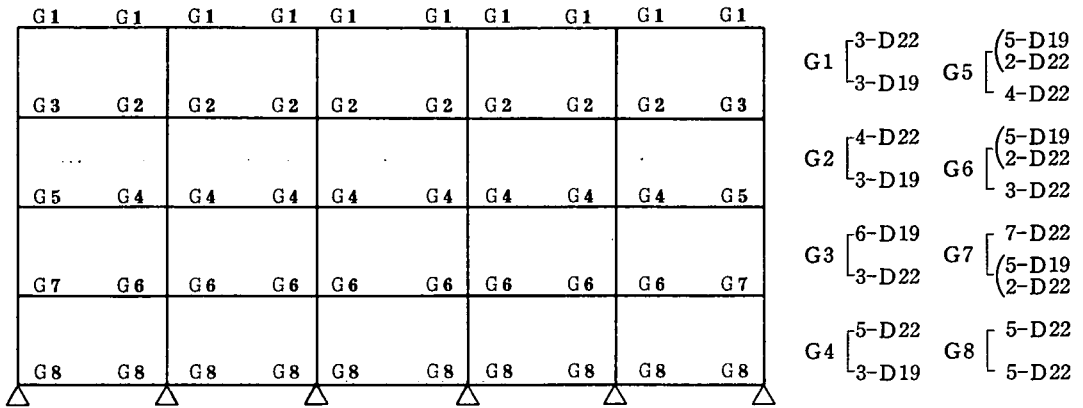


図-4 純フレーム構造モデルでの梁部材主筋の略設計

耐力計算において無視することにした。

耐震壁のせん断筋は、3モデルともせん断補強筋比  $P_s$  が、必要最少量で設計でき、 $P_s=0.25\%$  より 2-D10 @ 28 cm となる。

ロッキングバネ定数の算定にあたっては、鉛直地盤係数  $k_v=10 \text{ kg/cm}^3$ 、許容地耐力  $f_g=30 \text{ ton/m}^2$  として、剛性・強度を計算した。

#### 4. 結果の検討

耐震壁-フレーム連成構造の連層耐震壁基礎部において、特に注目すべき機構としては、次のような場合を考え、その各々の場合について個別に保有水平耐力を算定してみる。

- ① 剛接型：耐震壁基礎地盤は十分な強度・剛性を有しており、終始剛接状態にある機構。
- ② ロッキング型：耐震壁部にロッキング変形を考慮し、基礎部の転倒モーメントが、ロッキング強度を越えた時に、耐震壁基礎部が降伏する機構。
- ③ 浮き上がり型：耐震壁基礎部の地盤は、完全摩擦系の剛床であるとし、その基礎部と地盤の間には、引張力は作用しないものとする。耐震壁端部を支点とし、地震外力によって、耐震壁に浮き上がりを生じる機構。

以上の3つのパターンを基本として、それらの降伏機構を連成構造に適応し、保有水平耐力を算出した。

図-5 は、前節で設定したCモデルに水平外力を漸増した時の層間変位と負担層せん断力の関係を耐震壁基礎部の降伏機構別に示したものである。a) の剛接型では、耐震壁基礎部が剛であるので、かなりの地震力まで耐震壁がせん断抵抗を発揮している。ベースシア係数0.35で耐震壁1層にせん断ひび割れが発生し、徐々に剛性を失ない震度0.80で耐震壁1層にせん断降伏がおり、ほぼ終局耐力点となる。しかしながら、上層部では完全なメカニズム状態にはなっていない。これに対してb) ロ

ッキング型では、ロッキング変形によって初期状態から水平剛性は小さく、耐震壁にせん断ひび割れが発生する前にロッキング降伏がおこる。その後、フレーム部の梁・柱が曲げ降伏することで、徐々に剛性が低下し、耐震壁がせん断ひび割れすることで耐力点に達する（震度 0.55）。また、c) 浮き

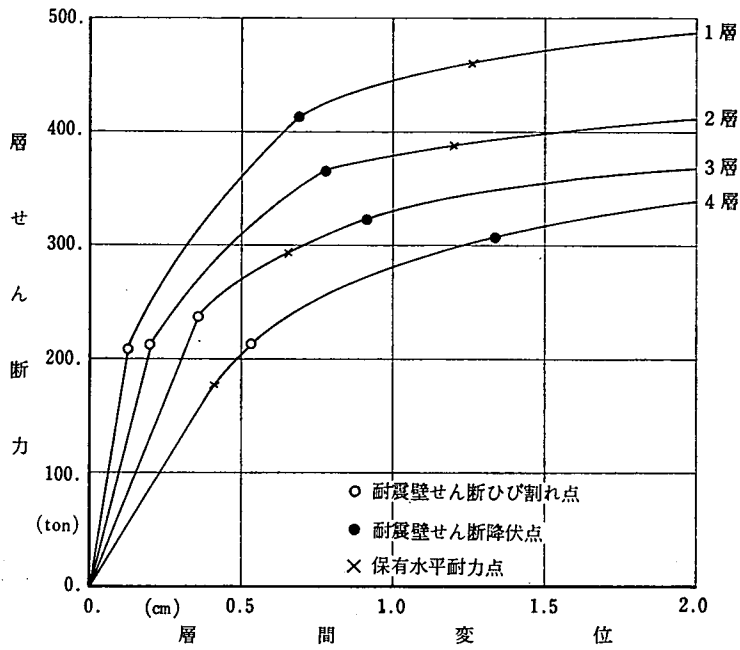


図-5 a) Cモデル剛接型の層間変位と層せん断力の関係

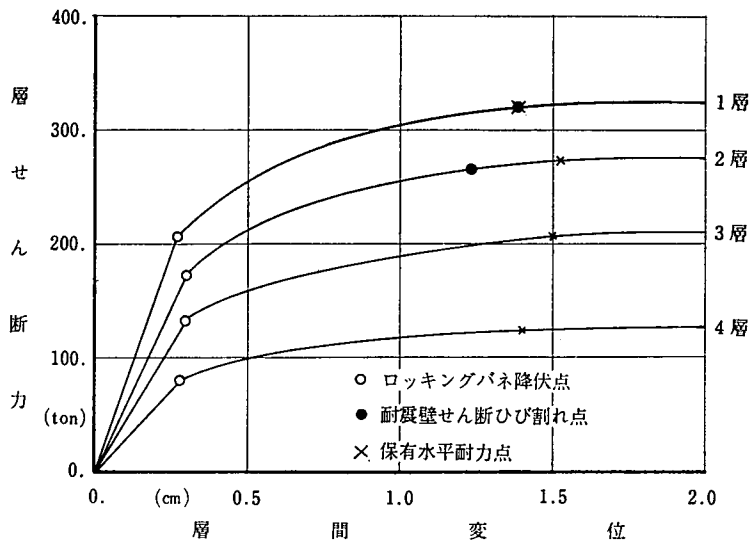


図-5 b) Cモデルロッキング型の層間変位と層せん断力の関係



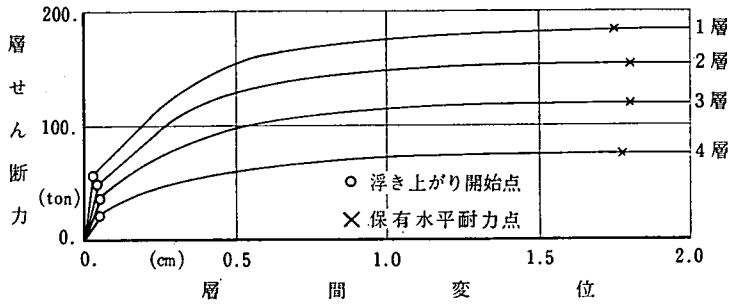


図-5 c) Cモデル浮き上がり型の層間変位と層せん断力の関係

上がり型では、フレーム部が降伏する以前の震度0.1程度で、耐震壁基礎部に浮き上がりを生じ、耐震壁のせん断抵抗能力がなくなり変形が進む。震度0.3程度で、全部の梁・柱節点がメカニズムを形成し、保有水平耐力に達する。この浮き上がり型は、耐震壁に浮き上がりを生じることが、全層の保有水平耐力に直接影響を与えている。

各降伏型で、ヒンジ発生状況とその発生順序を、Lモデル、Cモデル、Rモデルについて図-6に示した。ヒンジ発生状況から明らかなように、各モデルとも典型的なはり降伏型の架構であり、全体的な破壊状態は、耐震壁基礎部の降伏型によって規定される。

各モデルの降伏型別の保有水平耐力を表-1にリスト形式で示した。特に、剛接型では、1層の耐震壁がせん断降伏し、1層部分がメカニズム状態に達した時を保有水平耐力時とし、この状態での2

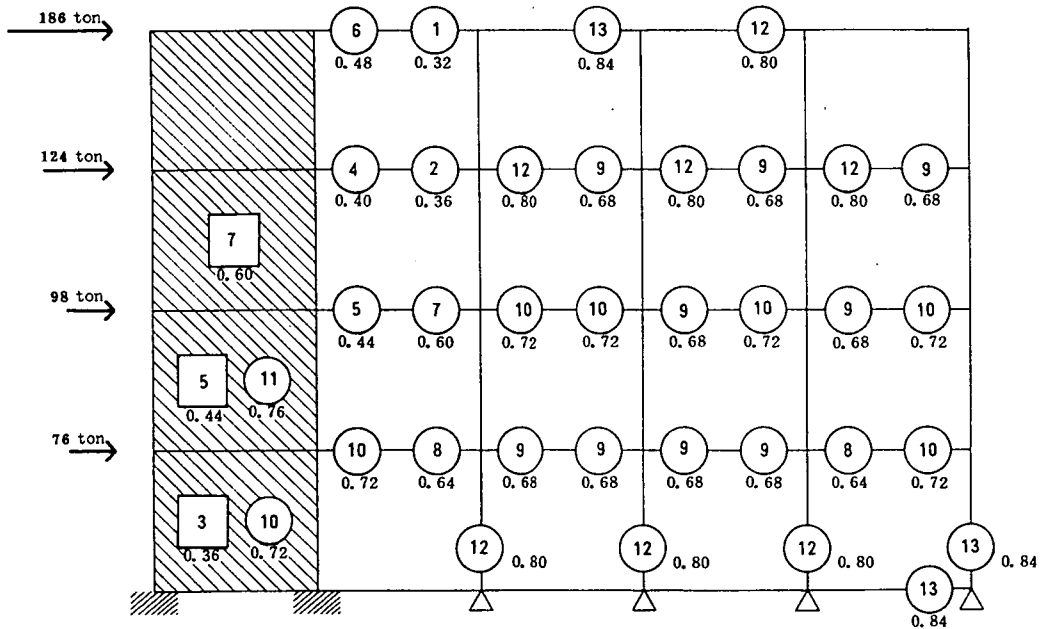


図-6 a) Lモデル剛接型のヒンジ発生位置とその順序

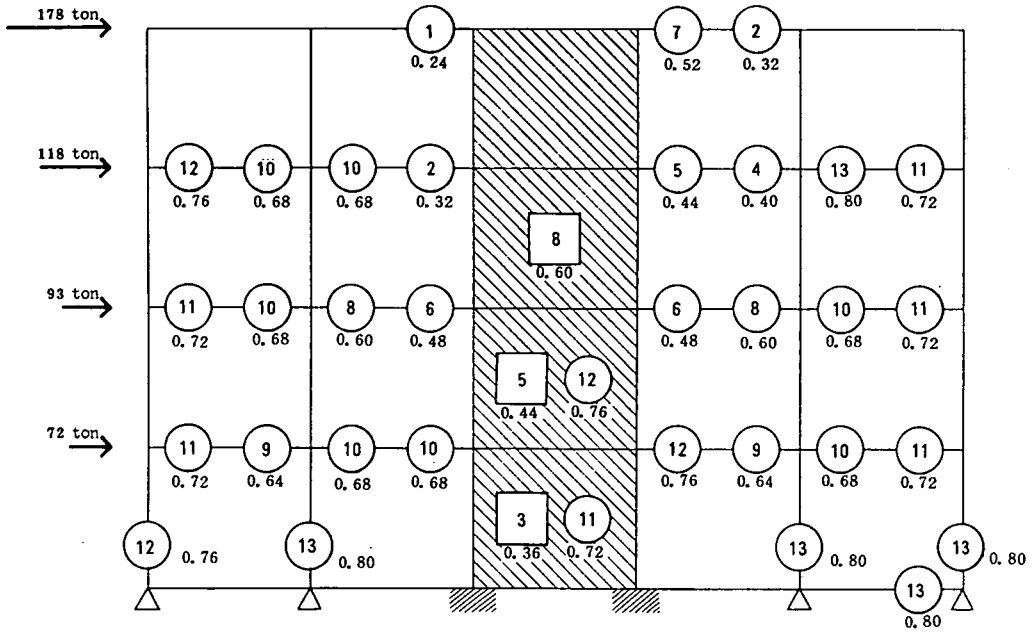


図-6 b) Cモデル剛接型のヒンジ発生位置とその順序

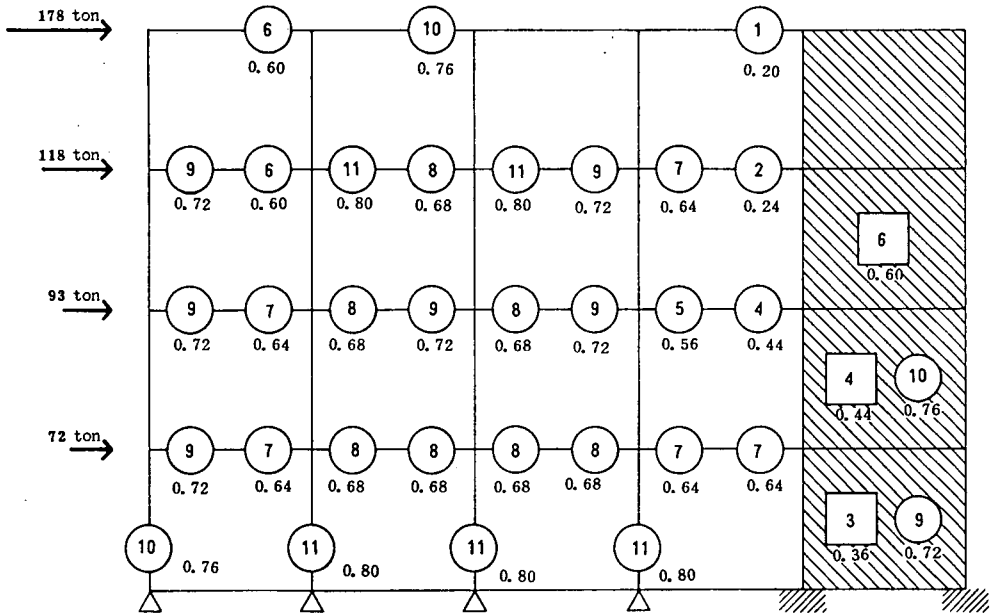


図-6 c) Rモデル剛接型のヒンジ発生位置とその順序

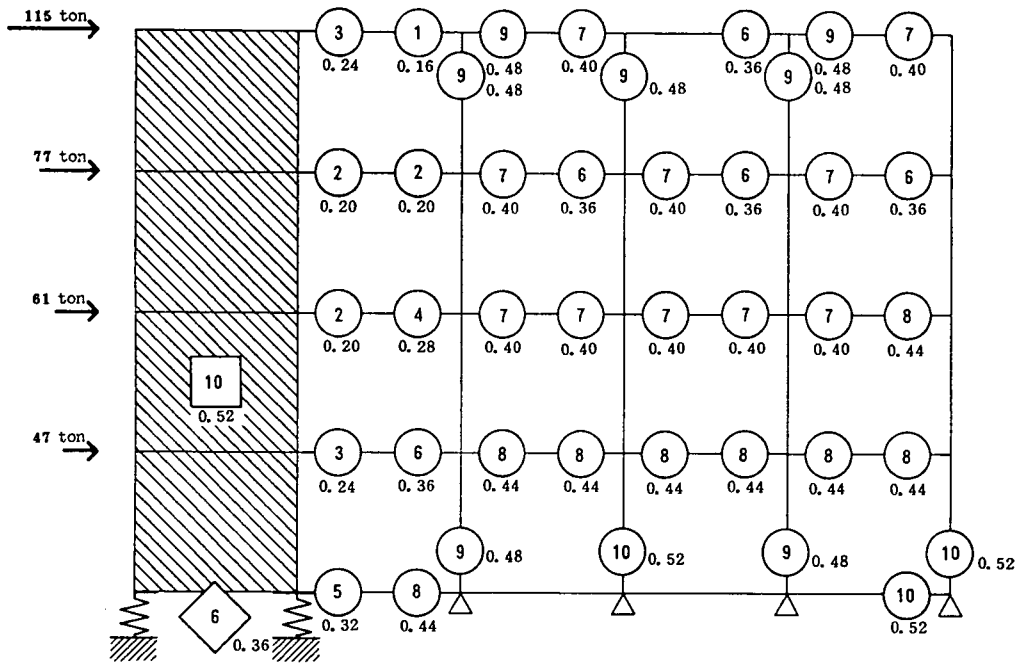


図-6 d) Lモデルロック型の場合のヒンジ発生位置とその順序

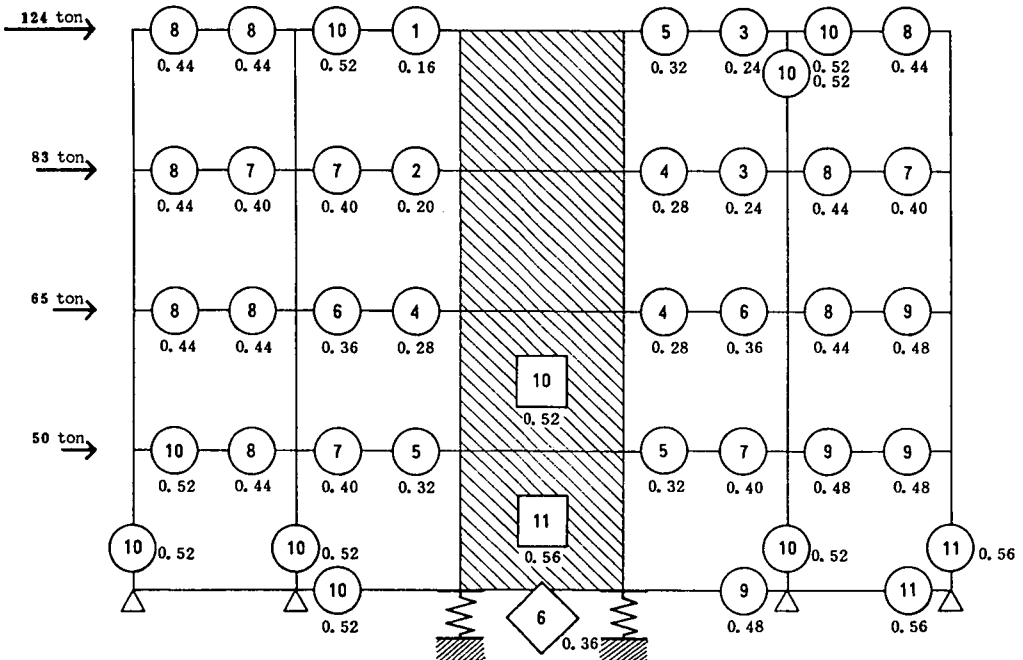


図-6 e) Cモデルロック型の場合のヒンジ発生位置とその順序

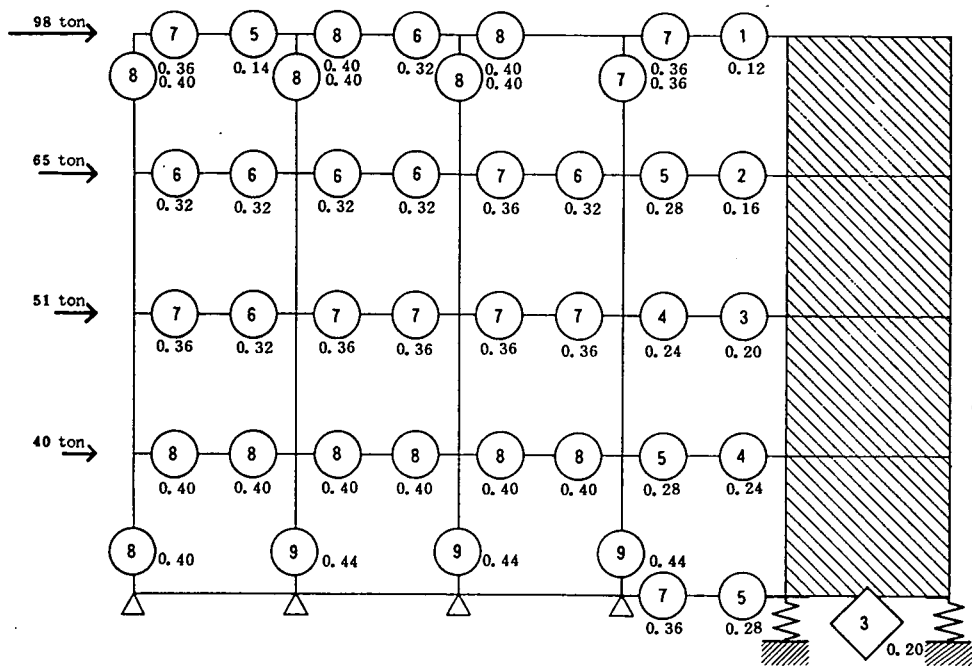


図-6 f) Rモデルロック型型のヒンジ発生位置とその順序

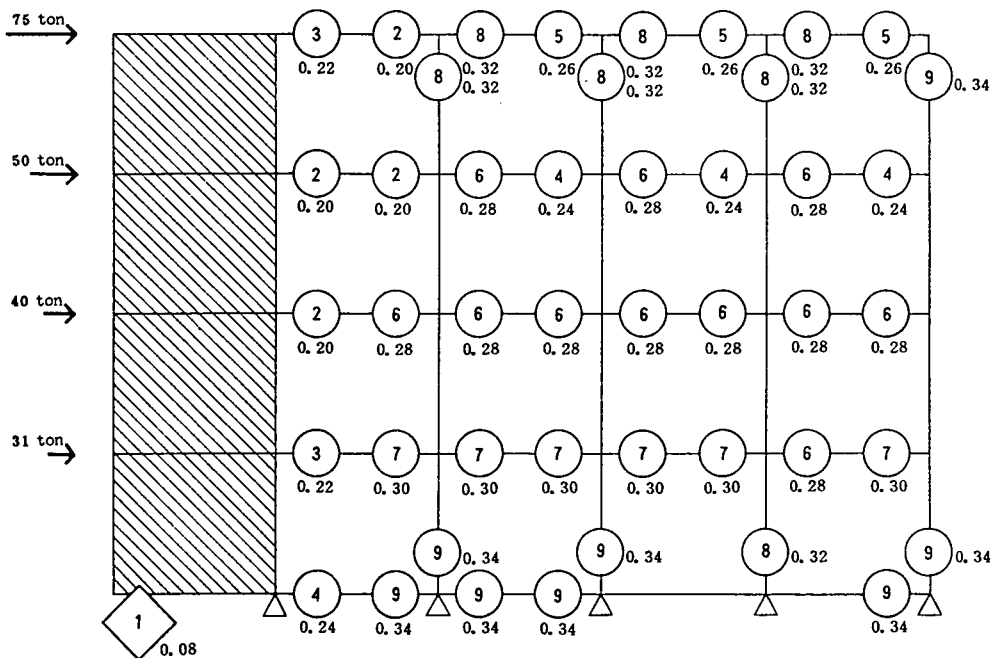


図-6 g) Lモデル浮き上がり型のヒンジ発生位置とその順序

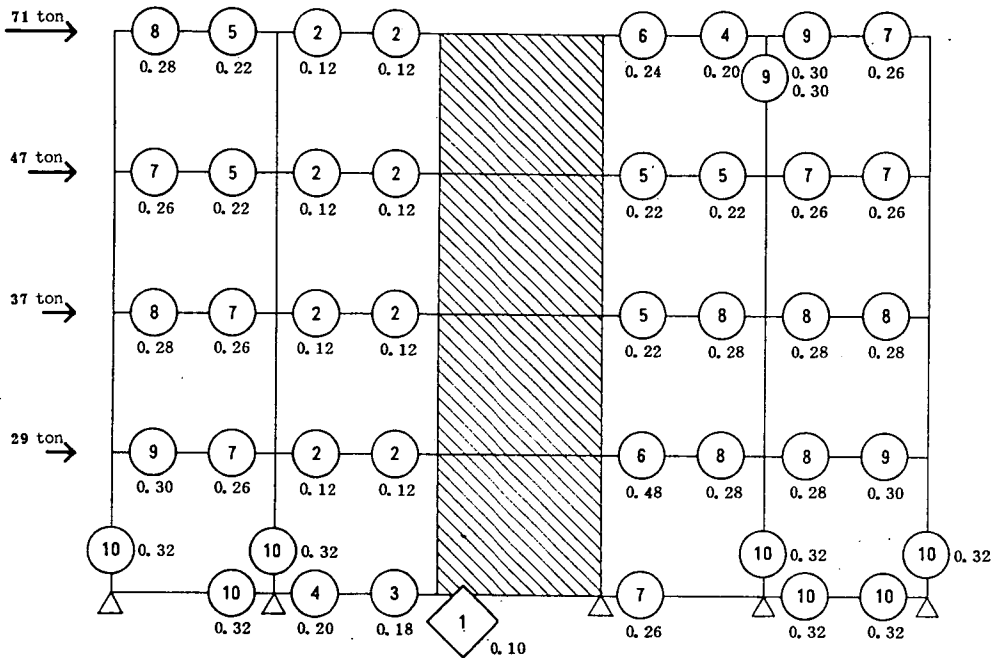


図-6 h) Cモデル浮き上がり型のヒンジ発生位置とその順序

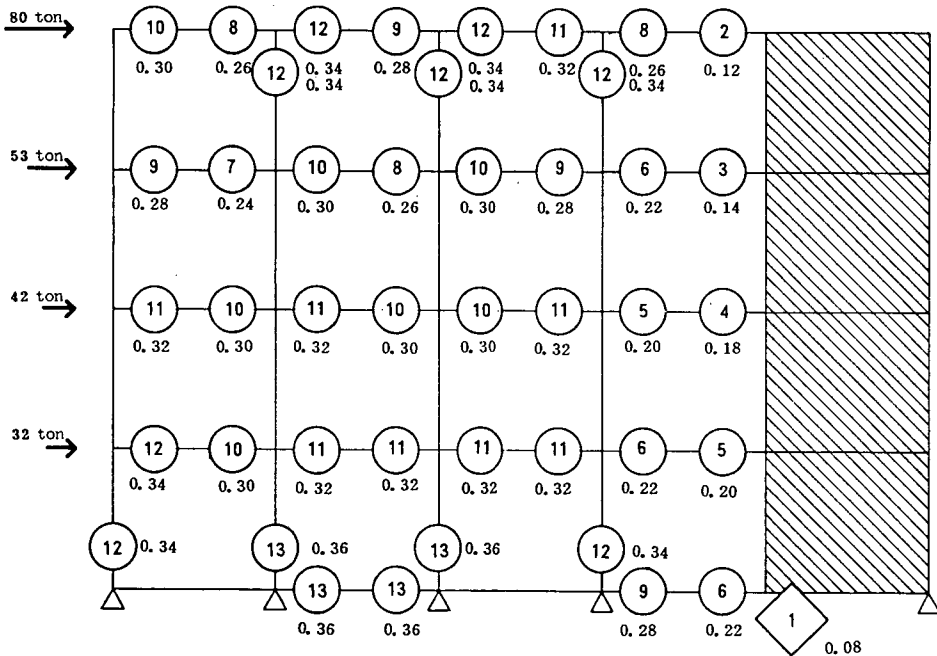


図-6 i) Rモデル浮き上がり型のヒンジ発生位置とその順序

- : 梁・柱の曲げ、及び耐震壁せん断の降伏を示す
  - : 耐震壁のせん断ひび割れを示す
  - ◇ : 耐震壁基礎部の浮き上がり及びロッキング降伏を示す
- 尚、欄外の数値はヒンジ発生時の水平震度を示している。

表一 解析モデル降伏型別の保有水平耐力  $Q_u$  (ton)

降伏型 モデル	剛接型			ロッキング型			浮き上がり型			純フレーム構造
	L	C	R	L	C	R	L	C	R	
4層	186.4	177.5	177.5	115.4	124.3	97.6	75.4	71.0	79.9	55.5
3層	310.4	295.6	295.6	192.1	206.9	162.6	125.6	118.2	133.0	92.4
2層	408.2	388.8	388.8	252.7	272.2	213.8	165.2	155.5	175.0	121.5
1層	483.8	460.8	460.8	299.5	322.6	253.4	195.8	184.3	207.4	144.0
震度	0.84	0.80	0.80	0.52	0.56	0.44	0.34	0.32	0.36	0.25

層以上の層せん断力を保有水平耐力とした。これらによれば、剛接型が浮き上がり型の2倍以上の耐力があり、耐震壁を地震抵抗要素と考へても、その降伏型によっては、保有耐力においてかなりの差異があることがわかる。ロッキング型の耐力は、剛接時と浮き上がり型の中間の保有耐力値を示している。また、剛接型と浮き上がり型では、各モデルとも保有水平耐力に差はなく、耐震壁の配置位置の違いによる差はないといえる。ロッキング型では、LモデルとRモデルで若干の差がある。これは、それぞれのモデルの設計時において、ロッキングパネ強度の評価に違いがあることに起因している。

次に、各モデルに含まれている耐震壁のスペンを、3m、4m、5m、6m、7m と各々変化させ、耐震壁のせん断強度、ロッキング強度等を増減させた時の保有水平耐力を図一7に示した。各図の横軸は、架構終局時の各層の耐震壁のせん断力分担率  $\beta_u$  をとり、縦軸は、各層の保有水平耐力を示しており、1層と3層に限って示した。図中の記号(○：剛接型、△：ロッキング型、□：浮き上がり型)は、新耐震設計法の必要保有水平耐力  $Q_{un}$  をプロットしたものである。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \dots \dots \dots (5)$$

$D_s$  : 構造特性係数 (表一2 参照)

$F_{es}$  : 形状係数 (剛性率と偏心率によってきまる) 本解析では 1.0

$Q_{ud}$  :  $A_i$  分布から決まる入力震度 1.0 のときの各層の層せん断力

なお、各図には、各モデルから耐震壁を取り除いた純フレーム構造での保有水平耐力と必要保有水平耐力 (図中●) を併せて示した。 $D_s$  値を決定する耐震壁のせん断力分担率  $\beta_u$  は、降伏型によって明らかな違いがある。各モデルとも、1層で、浮き上がり型は20%程度、剛接型で70%程度となり、ロッキング型ではその中間値を示している。3層では、浮き上がり型で40~50%、剛接型で80%

表一2 構造特性係数  $D_s$

終局時耐震壁のせん断力分担率 $\beta_u$	$\beta_u=0$ 純フレーム構造	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$0.7 < \beta_u$
剛接型	0.30	0.40	0.45	0.55
ロッキング型 浮き上がり型		0.30	0.35	0.40

程度となっている。保有水平耐力に関しては、まず浮き上がり型で各モデルとも必要保有水平耐力を下廻っているものがあり、上層部になるほど必要保有水平耐力より少ないものが多い。また、剛接型では、必要保有水平耐力を5割程度上廻っている。このように降伏型によって、これらの傾向は異なっている点が特徴的である。

耐震壁のスパン6mのモデルに限って、純フレーム構造と比較すると、浮き上がり型では、純フレーム構造の保有水平耐力を上廻っているものの、あまり大きな保有水平耐力は、期待できない。これ

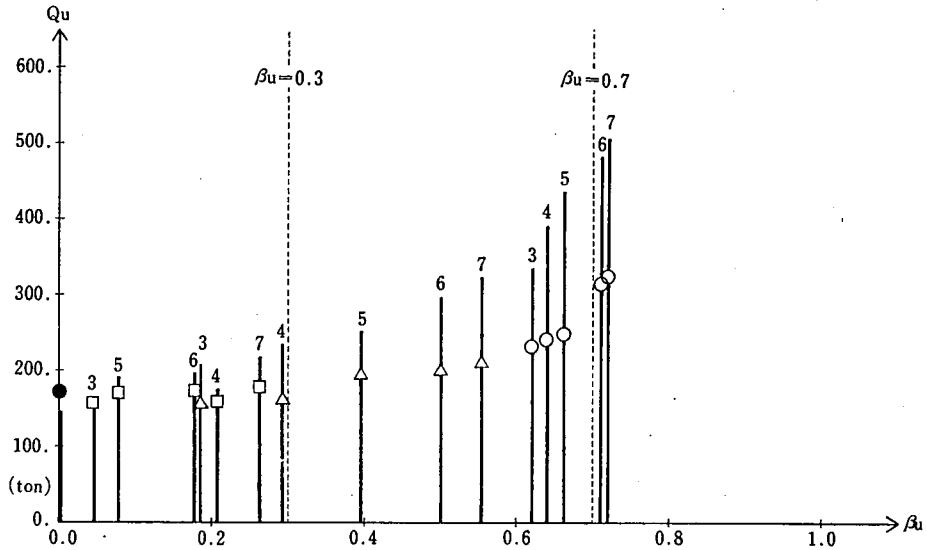


図-7 a) Lモデル各降伏型1層の保有水平耐力と必要保有水平耐力

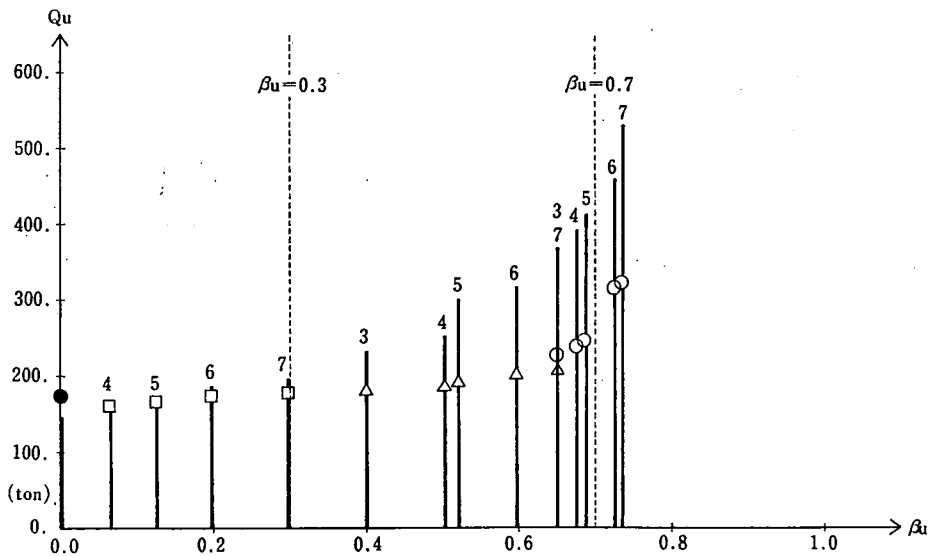


図-7 b) Cモデル各降伏型1層の保有水平耐力と必要保有水平耐力

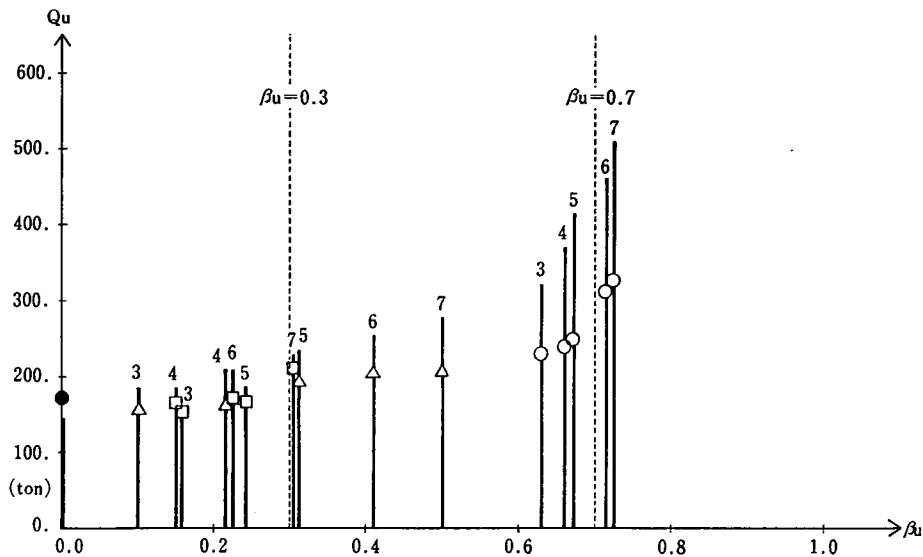


図-7 c) Rモデル各降伏型1層の保有水平耐力と必要保有水平耐力

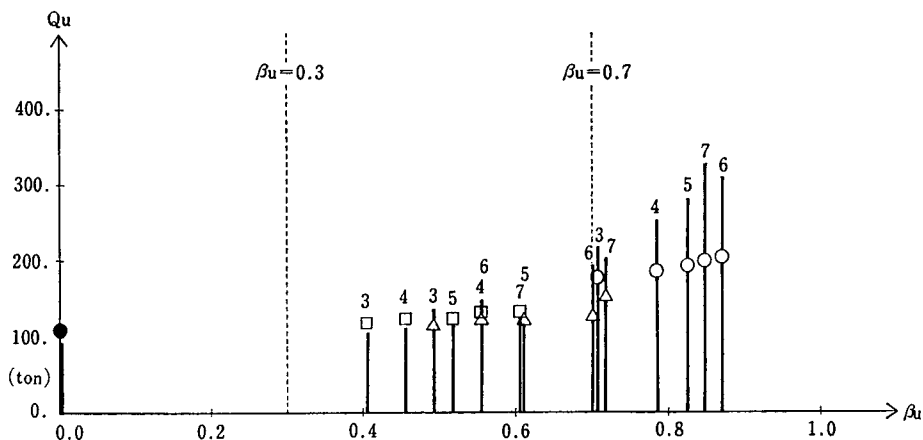


図-7 d) Lモデル各降伏型3層の保有水平耐力と必要保有水平耐力

に対してロッキング型での保有水平耐力の上昇は大きく、剛接型ではさらに大きくなり、純フレーム構造の3倍程度の耐力がある。次に、必要保有水平耐力をみると、耐震壁のせん断力分担率  $\beta_u$  の小さい浮き上がり型が、純フレーム構造と同じ値となり、耐震壁の耐力をかなり低く評価したものとなっている。降伏型別で多少の差はあるものの、少ない壁量でも耐震壁を含むことで架構全体の耐力上昇は期待できるので、 $\beta_u$  は小さくとも耐震壁の効果を評価すべきである。

表-3 は、保有水平耐力時の層間変位を示したものである。ロッキング型と浮き上がり型で、各層の変位がほぼ一致しており、崩壊モードが直線になっていることがわかる。これに対して、剛接型



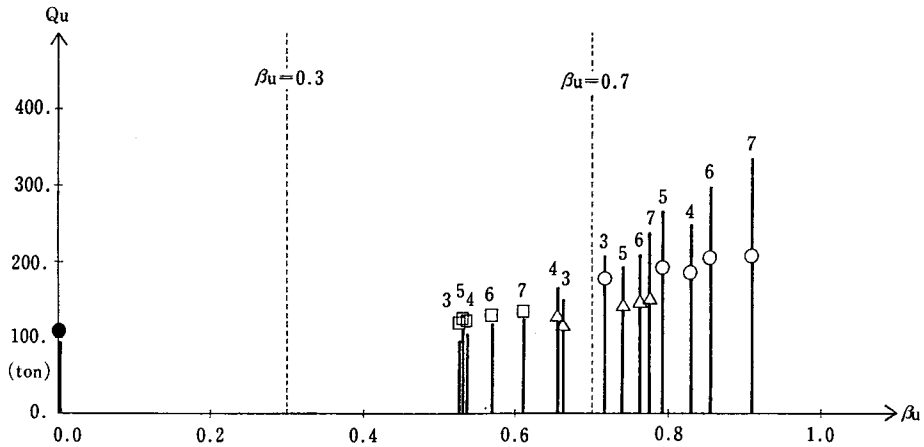


図-7 e) Cモデル各降伏型3層の保有水平耐力と必要保有水平耐力

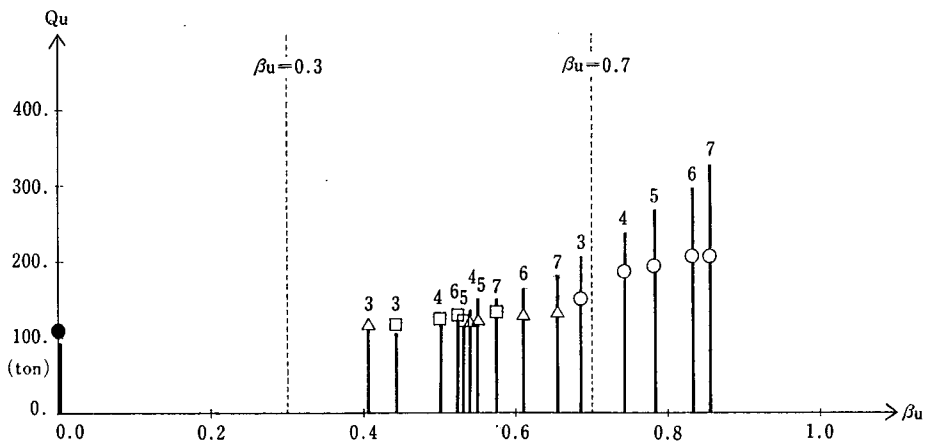


図-7 f) Rモデル各降伏型3層の保有水平耐力と必要保有水平耐力

- ：剛接型の必要保有水平耐力
  - △：ロッキング型の必要保有水平耐力
  - ：浮き上がり型の必要保有水平耐力
  - ：純フレーム構造の必要保有水平耐力
- 尚、グラフ上の数字は、耐震壁のスパンを示す(単位m)

は、下層部において大きな変位が生じているものの、上層部ではそれほどでなく、典型的なせん断破壊型のモードになっている。

最後に、保有水平耐力時の有効水平剛性（D値：ton/cm）の低下率を弾性時と比較して、表-4に示した。耐震壁基礎部が浮き上がる機構でのD値の低下は、各モデルとも全層ほぼ一致し10%程度となり、高い低下率を示している。これに対して、剛接型では各モデルとも1層で約20%、4層で約90%と層位置によって異なっており、上層部ではあまり低下していない。ロッキング型では、各モデル

表一3 保有水平耐力時での層間変位 (cm)

降伏型	剛接型			ロッキング型			浮き上がり型			純フレーム構造
	モデル	L	C	R	L	C	R	L	C	
4層	0.45	0.40	0.42	1.65	1.46	1.41	1.70	1.75	1.98	0.37
3層	0.78	0.66	0.67	1.68	1.49	1.44	1.74	1.77	2.01	0.86
2層	1.65	1.19	1.19	1.67	1.53	1.43	1.75	1.78	2.01	1.24
1層	1.75	1.25	1.24	1.59	1.40	1.37	1.70	1.73	1.96	0.79

表一4 保有水平耐力時での有効水平剛性の低下率 (%)

降伏型	剛接型			ロッキング型			浮き上がり型			純フレーム構造
	モデル	L	C	R	L	C	R	L	C	
4層	91	88	93	28	26	28	10	8	9	78
3層	56	58	62	30	28	30	10	9	9	58
2層	24	31	32	31	28	30	9	8	9	52
1層	16	21	22	30	29	29	7	6	6	81

ル全層とも30%程度となっている。

## 5. 結 論

耐震壁を含むフレーム構造の抵抗機構、保有水平耐力などを中心に検討した結果を要約すると以下のようになる。

- (1) 耐震壁基礎部の降伏型が違って、平面架構内に含まれる耐震壁の配置位置が異なることによる連成構造の保有水平耐力には、大きな差異はない。
- (2) 一般的に、壁量を増せば架構の保有水平耐力は増加する。いずれの降伏型でも保有水平耐力は、耐震壁を含まない純フレーム構造より大きく、浮き上がり型、ロッキング型、剛接型の順で大きくなる。しかしながら、一番大きな保有水平耐力を有する剛接型は機構的には、耐震壁下部がせん断で脆い破壊が生じている。
- (3) 崩壊機構に関係なく耐震壁部のせん断力分担率  $\beta_u$  で構造特性係数  $D_s$  が規定され、この  $D_s$  値が、必要保有水平耐力  $Q_{un}$  の決定に大きく影響している。したがって、必要保有水平耐力の算定には、浮き上がり型、ロッキング型等の降伏機構による区別がつけにくい。耐震壁を含むことで架構耐力は上昇するにもかかわらず、浮き上がり等の崩壊機構は、耐震壁の抵抗能力を過少評価している。
- (4) 実際の建物においては、本解析モデルのような基礎剛接せん断降伏型はあまりなく、ロッキング変形に浮き上がりが複合したものが一般的である。この種のメカニズムは、耐震壁がせん断で脆い破壊を避けた曲げ型の崩壊機構となり、地震入力エネルギーを各階に逸散させることができ

る。また、そのモデルの非線形バネと強度の評価は、今後の研究課題となっている。

本研究でとりあげた耐震壁－フレーム連成構造のように、剛性・強度は高いが塑性域において脆い破壊を生じる耐震壁と、比較的剛性・強度とも低い塑性域において粘りあるフレーム架構が組み合わさるといふ異種の性質の複合体での保有水平耐力の決定には、多くの複雑な要因がある。また、終局時の保有水平耐力は、壁量や崩壊機構等から直接的な影響をうけ、建物の立体的な構造計画・構造解析といった問題点が山積されている。更に、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能は、保有水平耐力の大小のみで判断できるわけではなく、最終的な崩壊形式と変形性能・ねばり強さをふまえた復元力特性、更には、入力強度等も含め、総合的に評価されなければならない。本研究は、以上の認識にたち、この種の連成構造において、耐震設計指標のひとつとなっている保有水平耐力の検討をおこなったものである。

おわりに、日頃ご指導を賜っている本学洪忠憲教授、また、本研究に積極的な御援助を願った同小倉弘一郎教授、狩野芳一教授に心より謝意を表します。御協力を得た大学院の岩淵直也、洪セミナーの渡辺達也の両氏に感謝いたします。

なお、数値計算に際しては、明治大学計算センターの Univac 1100/21 を使用した。

#### 参 考 文 献

1. 洪 忠憲・加藤幸夫：「フレーム－耐震壁連成構造の剛性と耐力（その2. 弾塑性実用解析法について）」明治大学工学部研究報告 No. 33 昭和52年9月
2. 洪 忠憲・荒川利治：「耐震壁－フレーム連成構造の地震応答（地震壁せん断降伏型、及び梁曲げ降伏型の比較）」日本建築学会大会講演梗概集 昭和54年9月
3. 「改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説」日本建築センター 昭和56年2月
4. 「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」日本建築学会 昭和56年6月
5. 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1982）」日本建築学会
6. 木村英夫・今井 弘：「一文字型学校建物の桁行方向の耐震壁の量と耐震性能との関係に関する研究」日本建築学会大会講演梗概集 昭和57年10月