

論文 ピロティを有する RC 建造物の崩壊機構に関する研究

R. D. Abimanyu*1・市之瀬敏勝*2・山田陽一郎*3・山添寿基*4

要旨：45 m RC ピロティ建物について静的解析を行い、断面設計を行った。さらに、1階の壁枚数、壁厚、壁の剛性、壁のせん断耐力をパラメーターとして動的解析を行い、全体崩壊形を形成する条件について検討した。その結果、ピロティ構造で壁の一部を抜く場合は、部材レベルでのせん断余裕率を考慮するだけではピロティ階でのせん断破壊を防止できないことがわかった。そこで、全体崩壊形を確保するために層せん断余裕率という新たな指標を提案した。

キーワード：ピロティ、動的解析、層せん断余裕率、全体崩壊形

1. はじめに

1995年1月に起こった阪神・淡路大震災により多くの建物が被害を被った事は記憶に新しい。特に1階が独立柱となるいわゆるピロティ建物については人命を奪うほどの大きな被害となった。1981年以降に建設された新耐震設計法によるピロティ建物も大きな被害を被った。ピロティを有する構造の設計法について問題とする声も大きい。

現在、ピロティ階のみを層崩壊させて地震エネルギーを吸収させる方法も研究されているが[例えば1]、本研究では変形能力を上げるために全体崩壊形を生じさせる事を目的とし、その条件について検討を行う。さらに一般にSRC造とするように行政指導される建物高さ約45 mの構造体をモデルとし、鉄骨を抜いたRC造建物を終局強度型耐震設計法[2]に基づき設計する。

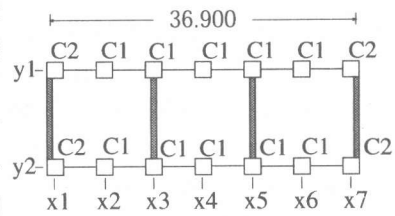


図1 1階伏図

2. 対象建物の設計方針

2. 1 設計方針

研究対象とした建物は、梁間方向が1スパンで桁行方向が6スパンを持っている15階建ての建物である。まず始めに、梁間方向での7架構のうち3架構の1階部分をピロティとし、残り4架構は1～15階全階連層耐震壁構造としたもの（以後、P3W4と称する）をもちいて断面算定を行う。その1階伏図を図1に、梁間方向代表軸組図を図2に示す。ここで使用コンクリートはすべて設計基準強度が360kg/cm²の普通コンクリートとし、使用鉄筋は主筋がSD395、せん断補強筋・壁筋

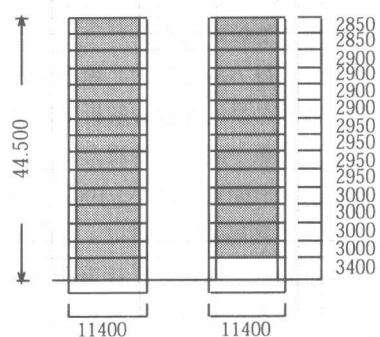


図2 梁間方向軸組図

* 1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会開発工学専攻（正会員）

* 2 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科，工博（正会員）

* 3 矢作建設工業（株） 建築技術部技術開発担当

* 4 名古屋工業大学学生 工学部社会開発工学科

がSD295とする。

また崩壊形は、桁行方向は最上階の柱頭・最下階の柱脚・梁端に曲げヒンジを許容する全体崩壊形とし、梁間方向は2階以上で全体が曲げ降伏することを目指した。これは阪神・淡路大震災における被害状況による建告1791,2号の改正 [3] により推奨されている崩壊形である。

設計のクライテリアとして次の4点を設定した。

- 1. 終局強度設計法の採用により主筋強度は材料規格降伏点強度に対し1.25倍の上限強度とした。
- 2. 動的効果による応力割増率 ω_{c1} , ω_{w1} は終局強度指針 [2] に準じた式により梁間方向の1階で $\omega_{c1} = 1.01$, $\omega_{w1} = 1.26$ とした。
- 3. 余裕率（動的応力割増率×部材終局耐力/静的非線形解析による応力値）は崩壊ヒンジを許容しない部分のそれぞれについて曲げ余裕率=1.0, せん断余裕率=1.2以上を確保した。
- 4. スラブの梁に対する協力幅は現行基準の2倍として静的非線形解析を行う。

2. 2 モデル化および仮定

解析プログラムは構造計画研究所 RESP-F [4] を使用した。降伏変形は菅野式を用いている。また、図3に示すように柱・梁を回転バネ・軸方向バネ・せん断バネをもちいた剛塑性材端バネ法によりモデル化している。そして図4に示す様に壁は付帯柱も含めて曲げ剛性EI, せん断剛性GAs, 軸剛性EAをもつ断塑性柱としてモデル化した。ただし、壁の内蔵梁は曲げ剛性EIを1000倍して弾性として扱う。せん断強度は広沢式で算定し、せん断強度到達後も耐力は低下しないものとした。基礎の支持バネ（ロッキング・スウェイ）は考慮しないものとした。また、床板については剛床を仮定した。

2. 3 桁行方向の静的非線形解析および断面決定

桁行方向の静的非線形解析では $C_0=1.0$ で $D_s=0.3$ とし、水平荷重が設計用地震力に対して1.01倍になったとき最大層間変形角が1/100に達し、崩壊と判断した。そして終局強度設計による崩壊形を確認するため、変位制限をあたえず荷重を増加したところ、水平耐力は要水平耐力の1.25倍となり、全体崩壊形が形成された。なお、本論文では詳細な解析結果は省略する。以上のようにして決定した1・2階断面を表1に示す。

2. 4 梁間方向の強度確認

そして、各階の梁間方向の建物全体の曲げ耐力分布を図5 (a) に、せん断耐力分布を図5 (b) に示す。

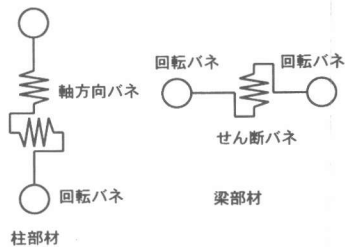


図3 柱・梁モデル

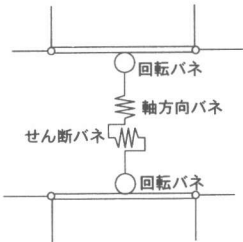


図4 壁モデル

表1 決定断面（破線はヒンジ内のフープ）

		C1	C2
2階	B x D	1200 x 1200	1200 x 1200
	主筋	32-D32	34-D32
	Hoop	8-D13 @ 100	2-D13 @ 100
1階	B x D	1300 x 1300	1300 x 1300
	主筋	40-D32	40-D32
	Hoop	X: 8-D13 Y: 3-D13 @ 100	X: 3-D13 Y: 3-D13 @ 100

		壁 厚	180
耐震壁	縦横筋	2階	2- D10@150
		1階	2- D10@100

さらに、同図に建築基準法 [5] に基づいて計算した値を合わせて示す。同図に示す様に曲げ・せん断耐力は、基準法の値をかなり上回る設計となっている。

2. 5 壁枚数を変化させた梁間方向の動的非線形解析

次に表 1 の断面を有する P3W4 について梁間方向の非線形静的解析を行った。さらに、図 6 (a) (b) に示すような 1 階の壁枚数を変化させた場合についても同様に解析を行った。ここで P4,P5 と W3,W2 はそれぞれ 1 階ピロティ柱と連続壁の通り数を表す。

梁間方向の静的解析の結果を図 7 に示す。同図に示す様に P3W4 の崩壊形成時の最大層間変形角は 12 階で 1/582, P4W3 は 12~13 階で 1/617, P5W2 は 12~13 階で 1/619 であった。しかし、いずれの場合も最大変形時の保有水平耐力は必要保有水平耐力以上となっており、耐力は問題ないと言える。

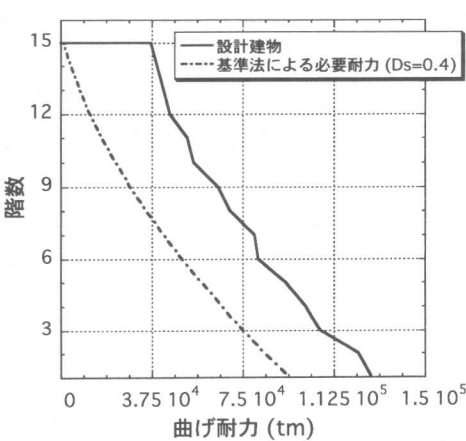
3. 動的解析

3. 1 振動解析手法

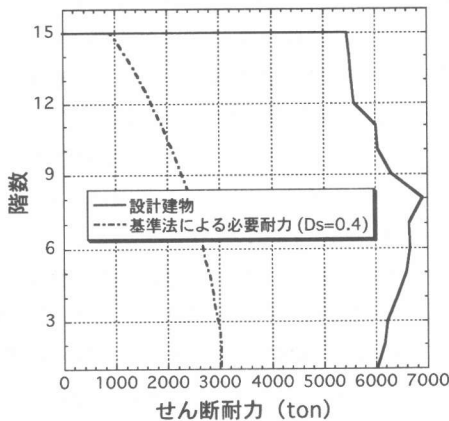
振動解析入力地震波は EL-CENTRO NS, TAFT EW, TOKYO101 NS, HACHINOHE NS, TH 030-1FL の計 5 波を 50 kine に換算して使用する。各部材の履歴モデルは TAKEDA モデル [6] (減力時剛性低下指数 $\gamma = 0.4$) とした。また、柱と梁のせん断履歴は曲げに比例するものとしたが柱軸方向と壁せん断の履歴モデルは原点指向型モデルとした。減衰は瞬間剛性比例型減衰で、減衰定数は 1 次の固有周期に対して 5% とした。

3. 2 対象建物の動的解析

動的解析結果のうち、最大応答変形角、1 階ピロティ柱の曲げ塑性率、1 階壁のせん断塑性率および 2 階壁のせん断塑性率を表 2 に示す。同表に示すように、P5W2 の場合の 1 階壁せん断塑性率が 1.0 を超えている。これはせん断破壊が生じたことを示している。また TH 030-1FL 波では 1 階柱の引張側軸降伏を生じた。P3W4,P4W3 については問題ないが、P5W2 の場合は許容された崩壊

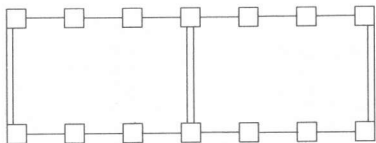


(a) 曲げ耐力

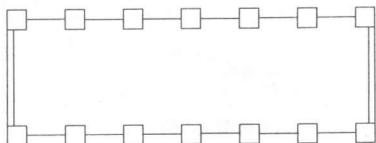


(b) せん断耐力

図 5 梁間方向部材耐力分布図



(a) P4W3



(b) P5W2

図 6 設定パラメータ

表2 動的解析の結果

	最大応答変形角	1 階		2 階
		柱の最大曲げ塑性率	壁の最大せん断塑性率	壁の最大せん断塑性率
P3W4 ($t=18\text{cm}$)	12階 で1/444 (Taft EW)	0.173 (El-Cent. NS)	0.475 (El-Cent. NS)	0.29 (Taft EW)
P4W3 ($t=18\text{cm}$)	11~13階で1/282 (Tohoku NS)	0.264 (El-Cent. NS)	0.714 (El-Cent. NS)	0.572 (Hachinohe NS)
P5W2 ($t=18\text{cm}$)	11~13階で1/196 (Tohoku NS)	0.266 (El-Cent. NS)	1.131 (Tokyo)	0.969 (Hachinohe NS)

形を形成しない。ここから部材レベルのせん断余裕率でのコントロールは不充分であることがわかった。

3. 3 壁厚変化

そこで、次にP5W2の壁厚をパラメータとして18 cm, 20 cm, 25 cm, 30 cm, 35 cm, 40 cmの計6種類について解析を行う事とした。ただし、壁筋量は一定とする。図8 (a) に前述の5種類の地震波の1階壁せん断塑性率と壁厚の関係を示す。また (b) にせん断塑性率の平均値 μ との差を軸とした地震波の度数分布を示す。さらに図8 (b) を正規分布とみなした場合の95%推定値($\mu+1.96\sigma$)を(a)に併記する。(a)に示すように壁厚の増加に伴い、せん断塑性率はおおむね減少傾向を示す。つまり、壁厚を増加させることによりせん断破壊を防止することが可能となる。

次に、図9に壁厚と1階壁のせん断・曲げ耐力の和、層間変形角の逆数(本論文では以後、層剛性と称する)の関係を示す。ここで、縦軸の値は、P3W4の壁厚が18cmの時の各耐力・層剛性を1.0としたときの値である。同図に示す様に、壁厚が増加すると、曲げ耐力はほぼ一定の値をとるがせん断耐力・層剛性はともに単調増加する。従って、前述のせん断塑性率の減少が剛性またはせん断耐力の増加のいずれの要因によるものであるかは不明確である。

3. 4 壁の剛性のみの変化

そこでまず、1階の壁のせん断耐力を壁厚18cmのときの値に固定し、剛性のみを増加させた場合のP5W2の解析を行った。具体的には、壁厚を増やし、壁筋量をそれに合わせて減らすことで調整した。図10に1階壁せん断塑性率と剛性の関係を示す。ここで横軸の剛性倍率とは壁厚18cmの剛性に対する比であり、図8と同様の凡例を用いる。同図に示す様に剛性の増加に伴い、せん断塑性率は増加する(つまりせん断破壊しやすくなる)傾向を示す。

上記の現象の理由として以下のことが考えられる。図11に示すように、壁の剛性を増加させるると柱の剛性は変わらないため、柱の荷重負担分が減少し、その結果全体として少ない荷重で破壊

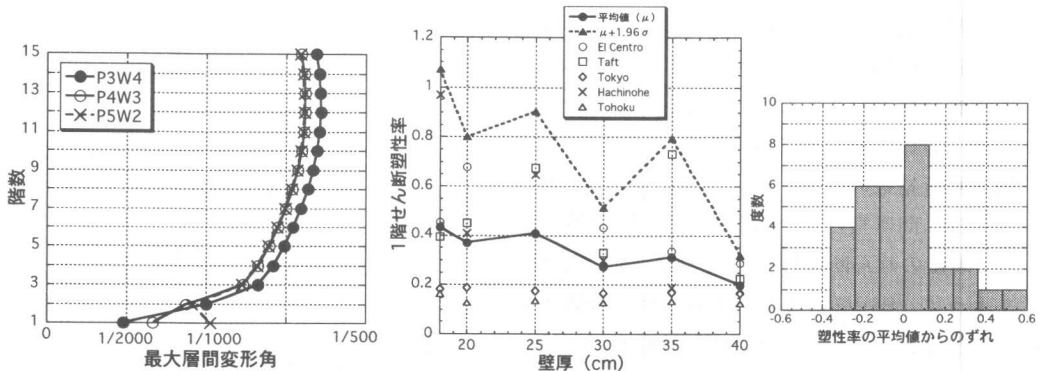


図7 梁間方向の静的解析の結果

(a) 壁厚と塑性率の関係

(b) 度数分布

図8 壁厚を変化させた場合

する事になる。

3. 5 壁のせん断耐力のみの変化

次に、1階の壁厚を18cmに固定して、壁筋量のみを増やすことにより、初期剛性を固定してせん断耐力のみを変化させた場合のP5W2の解析を行った。ここで層としてのせん断耐力を表す指標として、層せん断余裕率という新たな指標を次式 (1) で定義する。

$$\text{層せん断余裕率} = Q_1/Q_2 \quad (1)$$

ここで、 Q_1 とは、図 12 (a) に示すように、2階の床のみに水平力を加えて、1階で層崩壊（耐震壁はせん断破壊、柱は曲げ破壊）が起きるときのせん断力である。 Q_2 とは、図 12 (b) に示すように、 A_i 分布による水平力を加えて建物全体が崩壊形を形成する時の1階のせん断力である。

図 13 (a) に層せん断余裕率と5種類の地震波による1階壁せん断塑性率の関係を示す。また (b) にせん断塑性率の平均値 μ との差を軸とした地震波の度数分布を示す。さらに (b) を正規分布とみなした場合の95%推定値 ($\mu \pm 1.96\sigma$) を (a) に併記する。同図に示す様に層せん断余裕率が増加すると1階壁せん断塑性率が減少し、層せん断余裕率が1.45となったとき塑性率が1以下と

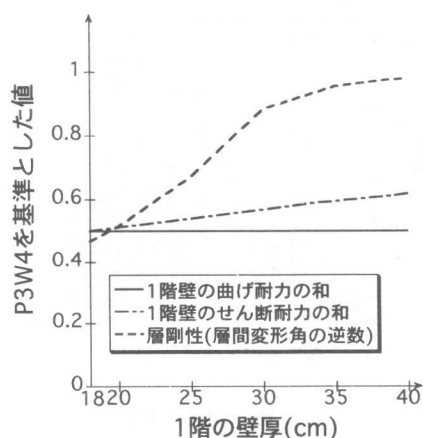


図9 壁厚と耐力・層剛性の関係

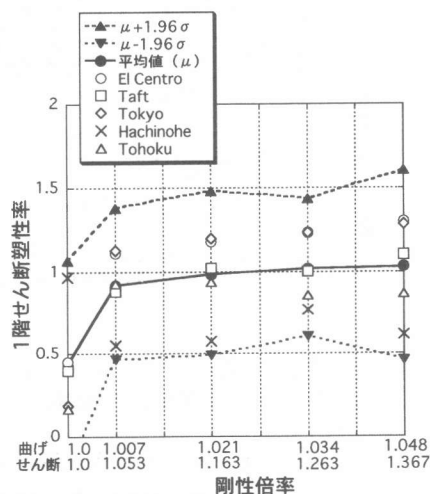


図10 耐力をP5W2壁厚18cm相当に固定した剛性と塑性率の関係

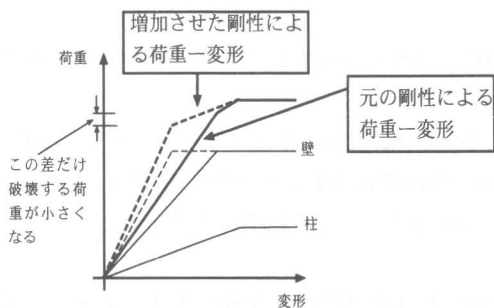


図11 剛性の増加による変化

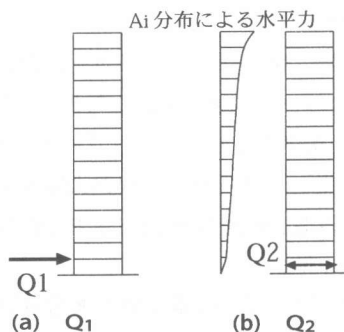


図12 層せん断余裕率の定義

なり、せん断破壊が生じなくなった。崩壊形は、全ての構面で2階壁脚の曲げ降伏であった。つまり、ピロティ柱の耐力を増やさなくても、ピロティ構面以外の壁のせん断強度を高め、1.45以上の層せん断余裕率を保证すれば、2階壁脚の曲げ降伏という崩壊形は確保できると言える。ただし、剛床仮定が前提であるので、ピロティ構面の2階の壁のせん断力を伝達するだけのスラブの強度を確認することが重要である。

4. 結論

ピロティ構造で壁の一部を抜く場合は、部材レベルでのせん断余裕率を考慮するだけではピロティ階でのせん断破壊を防止できないことがわかった。そこで、全体崩壊形を確保するための新たな指標として式 (1) により層せん断余裕率という概念を提案した。Ds=0.4で設計した15階建て程度の連層壁RC建物の場合、ピロティ階の層せん断余裕率を1.45以上とし、スラブを充分強く設計すれば、50 kineの地震入力に対しても95%以上の確率でせん断破壊が発生しないことがわかった。

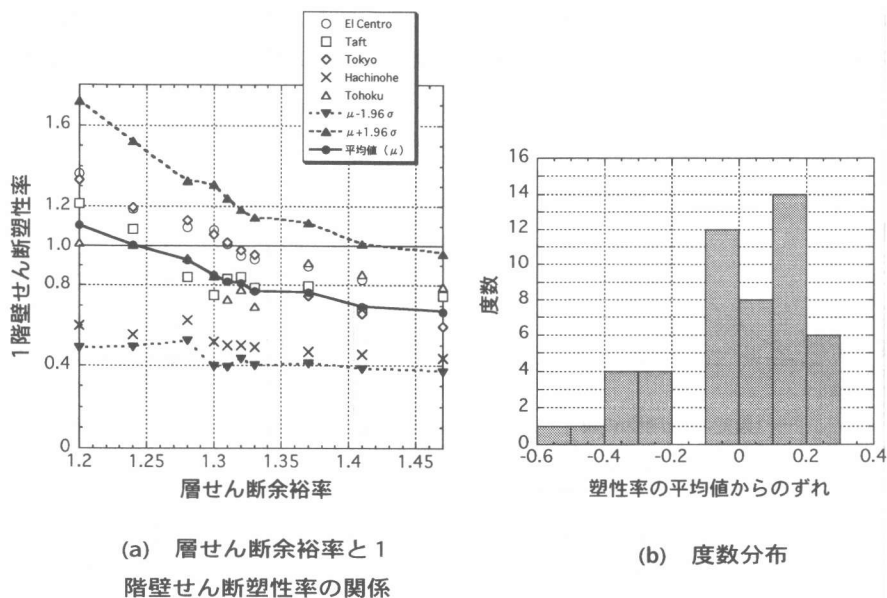


図 13 せん断耐力を変化させた場合

参考文献

- [1] 小室努, 川端一三, 小谷俊介: 2階以上に連層耐力壁を有するピロティ建物の地震応答性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No.2, pp. 755-760, 1996
- [2] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 340pp, 1990
- [3] 日本建築センター: 阪神・淡路大震災の被災状況調査結果をふまえた建告1791.2号の改正, 1995
- [4] (株) 構造計画研究所; RESP-F (建築構造物の2次元フレーム弾塑性解析プログラム) 第7.00版 1994年6月
- [5] 日本建築センター: 構造物の構造規定-建築基準法施行令第3章の解説と運用-, 370pp., 1998
- [6] 梅村魁: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続 (中層編), 技報堂出版 523pp, 1982