

[171] 高層 RC 壁フレーム構造の終局型耐震設計

正会員 壁谷澤 寿海 (横浜国立大学工学部)

1. 序

近年、主に集合住宅を対象として、居住性、経済性に優れた鉄筋コンクリート構造の高層化の要求があり、実際にも30階程度まで建設されているが、そのほとんどは、部材の性質、構造物の設計及び解析の手法が比較的明快な純フレーム構造に限られている。集合住宅では必然的な戸境の壁は一体打の構造壁とする方が遮音性等からはるかに望ましいにもかかわらず耐震壁構造が用いられていないのは、高軸力下での耐震壁の挙動、壁フレーム構造の非線形地震応答等に関する研究が日本では少なく、また、靱性のある耐震壁を設計する考え方も方法も確立されていないことに原因があると考えられる。本研究は、靱性に依存する中層壁フレーム構造の設計法に関する既往の研究¹⁾を基礎に、高層建物への適用を念頭において、試設計により設定した高層壁フレーム構造の非線形地震応答解析を行ない、純フレーム構造との耐震性の比較、靱性設計の可能性、応答せん断力の性質等を検討したものである。

2. 対象の設定

純フレーム構造の既往の設計例を参照して、解析の対象として、25階の壁フレーム構造の集合住宅を設定し、試設計を行なった。比較のため、純フレーム構造も同様の手法で試設計している。図1に平面図、図2に立面図(x方向)を示す。耐震壁の配置では、住宅としての平面計画の現実性を考慮し、また、直交する耐震壁は、2方向の入力に対して塑性域での応答は明らかでないで用いないことを原則とする。構造的には必ずしも望ましいとは限らないが、x方向では2スパン連続の耐震壁とした。1階から10階までが普通コンクリート(最大の設計基準強度 360 kg/cm²)、11階以上では軽量コンクリート、主筋はSD40を用いる計画とした。終局時の崩壊機構として、はり、1階柱脚、壁脚の曲げ降伏型を設定し、以下の2段階の終局型の設計手順で配筋を決定した。

PHASE.1: 略設計で設計の可能性を検討した仮定断面により、弾性剛性に基づいて1次固有周期を算定し、設計用ベースシア係数を設定する。基礎の剛性及び等価な接合部変形を考慮して算出した1次固有周期Tはx方向1.26秒、y方向1.44秒であり、設計用ベースシア係数は $C_0 = 0.18/T$ を目安にして、x方向 0.150、y方向 0.130とした。純フレーム構造も同様に、x方向 0.130 (T=1.39)、y方向 0.120 (T=1.56)とした。Ai分布の水平外力及び鉛直荷重による組合わせ応力で、はり端部及び柱脚、壁脚の主筋配筋を行なう。応力再配分は行なっていないが、有効幅内のスラブ筋(2-D10と2-D13)は考慮する。

PHASE.2: 塑性解析により崩壊機構時の応力(全体の变形角が1/200の時)を求め、終局強度式により、はりのせん断設計、柱の曲げ及びせん断設計を行なう。はりの耐力が上昇する可能性として、y方向ではスラブ筋を全幅分((16-D10)+(4-D13))を考慮し、x方向はy方向と同じとし、また、鉄筋強度を1.1倍する。柱の曲げ及びせん断設計では、崩壊機構時応力に

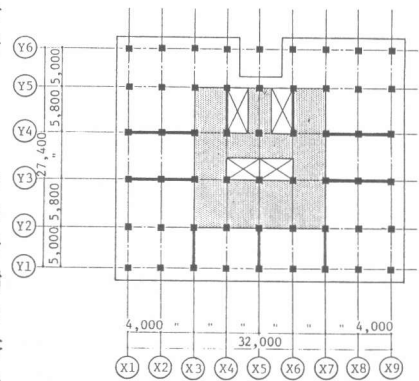


図1 平面図

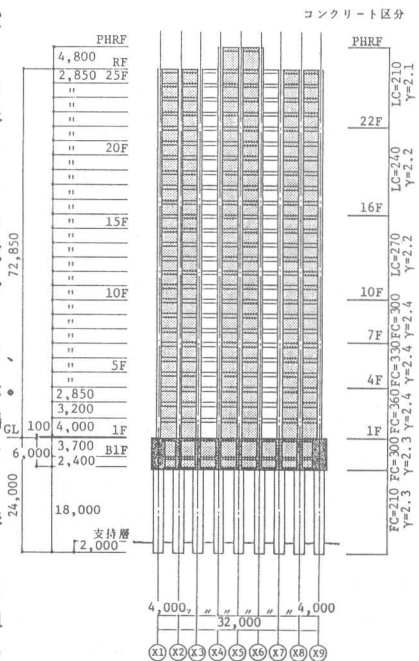


図2 立面図(x方向)

表1 はり、柱、耐震壁の寸法及び配筋

はり 設計 (X方向 境界はり)			
階	断面 B×D (cm)	内スパン	
		主筋	スターラップ
R~21	55×70	4-D32	2-D16 @175
20~17	60×70	4-D38	4-D16 @175
16~15	65×70	5-D38	4-D16 @125
14~4	70×75	6-D38	4-D16 @100
3~2		5-D38	

注) スターラップは、端部すべて 4-D16 @100 とする。

はり 設計 (X方向 フレーム部分)					
階	断面 B×D (cm)	外スパン		内スパン	
		主筋	スターラップ	主筋	スターラップ
R~17	50×70	3-D25	2-D13@200	4-D25	※①に同じ
16~15	50×70	3-D25		4-D29	2-D13@150
14~2	50×75	4-D25	(2-D13@100) ※①	4-D29	(4-D13@150)

注) スターラップは、端部を () で表すものとする。

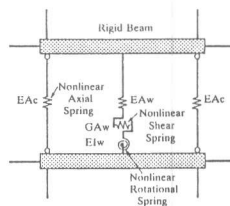
はり 設計 (Y方向 フレーム部分)			
階	断面 B×D (cm)	内スパン	
		主筋	スターラップ
R~21	50×70	4-D29	2-D13@150
20~17		4-D32	(2-D13@150)
16~15			2-D13@100
14~2	50×75	4-D35	(4-D13@100)

柱設計 (外柱、隅柱)				柱設計 (内柱、壁側柱)								
階	X方向外柱		Y方向外柱		隅柱		X、Y方向内柱		X、Y方向壁側柱			
	断面 B×D (cm)	主筋	断面 B×D (cm)	主筋	断面 B×D (cm)	主筋	断面 B×D (cm)	主筋	断面 B×D (cm)	主筋		
25~15	70×75	12-D29	12-D32	12-D32	75×75	12-D32	70×70	12-D29	70×70	12-D29		
14		12-D32	70×75	12-D38		80×80	12-D38		75×75		75×75	80×80
13~2			75×80	80×80		80×80	80×80		80×80		80×80	
1			80×80	80×80		80×80	80×80		80×80			

スターラップは、25~4階 4-D13 @150
3~1階 4-D16 @150

スターラップは、25~4階 4-D13 @150
3~1階 4-D16 @150
但し、壁側柱14~4階は、4-D13 @100 とする。

耐震壁 設計 (X、Y方向)		
階	壁厚 (cm)	せん断補強筋
25~15	25	2-D13 @150
14~1	30	2-D16 @150



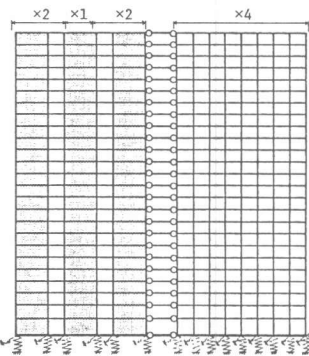
(b) Wall Model

対して 1.5~2.0 の安全率が得られるようにする。壁フレーム構造の場合、この安全率を小さくする考え方も可能であるが、同じ程度の安全率とした。耐震壁のヒンジゾーンの配筋は、実際の設計では実験的、解析的検討が必要であるが、壁側柱は十分補強し、壁板のせん断補強筋は、今回の試設計では仮に仮定した。表1に配筋の結果を示す。

3. 解析手法

純フレーム構造及び壁フレーム構造を対象に、平面フレームモデルによる部材レベルの非線形地震応答解析¹⁾²⁾を行なう。

壁フレーム構造の骨組のモデル化(x方向)を図3に示す。部材モデルは、材端剛塑性回転パネ法により、柱では軸方向変形を考慮し、接合部は剛域とした。耐震壁は、上下のはりを剛とし、壁材は3本の柱に置換する。両側の柱は、側柱と等価な両端ピンの軸方向変形部材として理想化する。復元力モデルは、はり、柱とも Takeda-Slip モデルとし、耐力、剛性は、略算式に基づいて評価した。耐震壁部材の初期剛性、耐力は、断面に適合するように設定しているが、剛性低下及び繰り返り性



(a) X-Direction

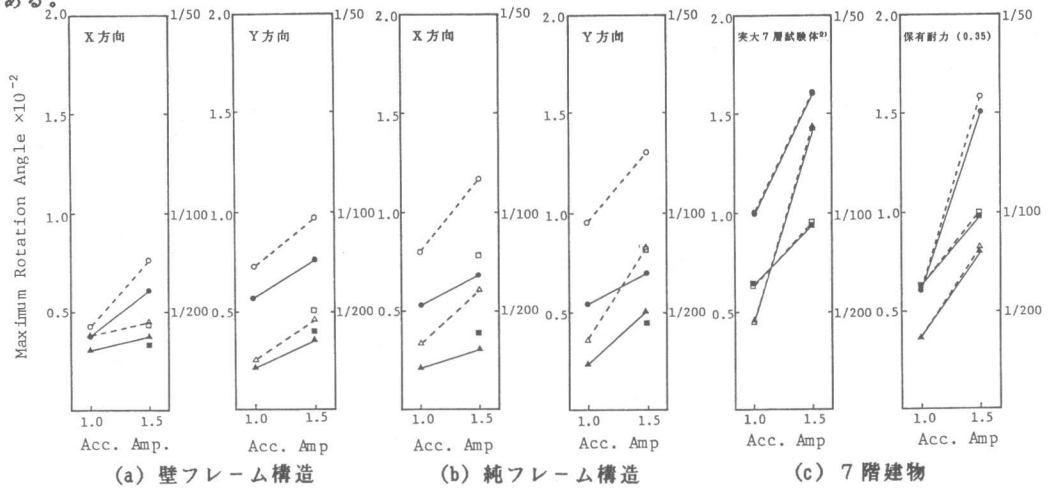
図3 構造物のモデル化

状に関しては、実験に適合するパラメータをそのまま用いた。耐震壁のせん断に対する性質は、略算的にひびわれ点を平均せん断応力度15 kg/cm²、せん断耐力を60 kg/cm²とし、剛性低下率も略算式により設定した。減衰は、遅延時間を0.005秒(剛性比例型減衰、弾性1次固有周期に対して約1%)とした。地震波は、El Centro (NS、1940、319 gal)、Hachinohe (EW、1968、204 gal)、Tohoku Univ.1F (NS、1978、259 gal)を用いて、入力レベルを、原波形及び1.5倍に増幅した場合について検討した。

4. 解析結果

最大応答層間変形角を図4に示す。図4(a)は壁フレーム構造、図4(b)は純フレーム構造の場合、図4(c)には、比較のため、実大7層試験体²⁾及びこれを日本の基準の保有耐力(0.35)を確保するように設計し直した7階建物の応答も示した。破線は各階の層間変形角の中での最大値を示す。図5には、各階の層間変形角、層せん断力(壁、柱の負担せん断力)の最大値の分布の例を示した。図6には、5層ごとの変位の応答波形の例を示した。全体の応答変形角は、壁フレーム構造では純フレーム構造とほぼ同様かやや小さく、また、7階の建物よりかなり小さい。各層の応答層間変形角の最大値は一般に純フレーム構造の方がかなり大きいのが特徴的である。すなわち、変位に対する高次モードの影響は、純フレーム構造では、はり降伏型を実現しているとはいえ、無視できないのに対し、壁フレーム構造では非常に小さい。

はり、柱の応答塑性率にもこれと同様な傾向があり、はりの最大塑性率は、純フレーム構造では部分的に塑性率 4.0 を超える場合もあるが、壁フレーム構造では、フレーム部分で 3.5 以下、境界はりでも 4.0 以下となっている。柱の塑性率は、純フレーム構造では中間階で 0.7 を超える場合もあるが、はり降伏型は確保されている。壁フレーム構造では上層で大きい、下層では非常に小さいのが特徴的である。



— : 全体の最大応答変形角
 ---- : 各層の応答層間変形角の最大値 (25階) 及び1階の最大応答変形角 (7階)

図4 最大応答層間変形角

■ □ : El Centro (NS, 1940)
 ▲ △ : Hachinohe (EW, 1968)
 ● ○ : Tohoku Univ. 1F (NS, 1978)

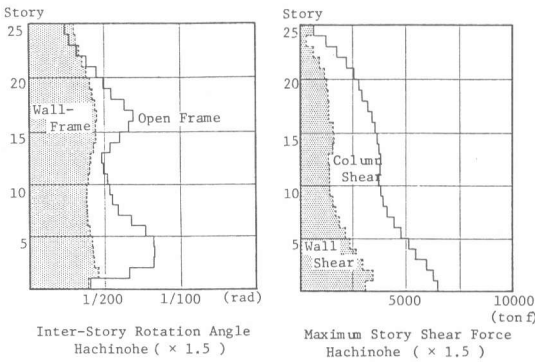
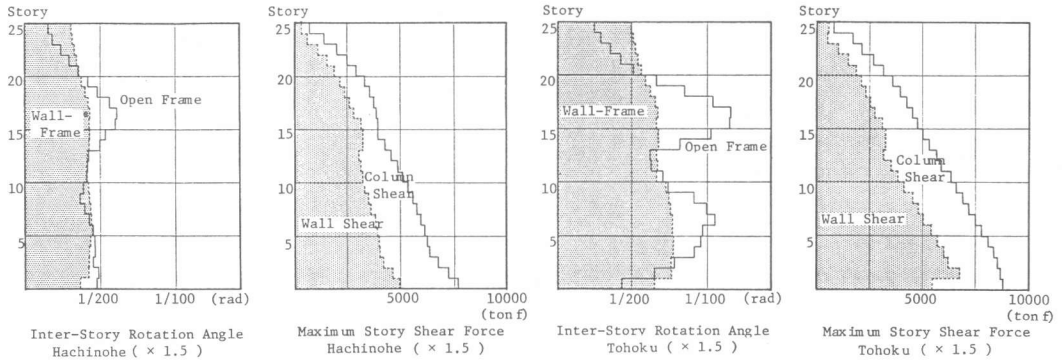
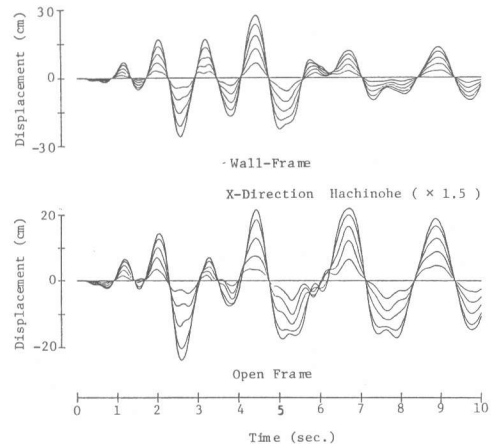


図5 最大層間変形角、層せん断力の分布



5. 最大応答せん断力及び高次モード変動層せん断力

図7には、Ai分布の水平力による静的解析結果と比較して、最大応答せん断力及びその時の変位を示した。降伏後の剛性は、実験結果に基づいて、高い値を設定しているが、崩壊モードを検討にはむしろ適切な(安全側)の仮定である。最大応答せん断力は等変位の静的解析結果よりかなり大きいが、これは、高次モードの影響により外力分布が変動するためである。

これに関しては、中層の壁フレーム構造に関する既往の研究¹⁾により、以下の重要な性質が明らかにされている。多自由度系の動的な応答外力から、1次モードに対応する基準モードとそれに対する変動分(高次モード)に分離して評価することが可能であり、この高次の変動分は、弾性応答に基づいて推定可能な入力加速度との定量的な関係にある。基準モード応答の上限とこの性質から、動的な効果を含む応答せん断力の上限が推定でき、非線形地震応答解析による最大値は上限値の推定に適合する。

まず、基準となる外力分布を検討するため、地震応答解析により得られた外力を転倒モーメントの符号により正負を判別し、それぞれで平均して、平均の外力分布を求めた。各層の外力をさらに重量で除して形状を示したのが図8である。分布はほぼ直線状であり、平均的な外力分布は震度逆三角形分布と考えられる。

震度逆三角形分布を基準モード形として高次モード変動層せん断力を分離し、さらに、中層の場合と同様な定量的な関係¹⁾

(2次モードにのみ2.0程度、3次以下に1.0の応答増幅率を仮定する)を仮定して、入力加速度波形と比較したのが図9である。高層の場合も高次モード変動せん断力は同様な関係が成立しており、層せん断力応答の上限は同様に推定できる。ただし、この高次モードの影響は、耐震壁と柱のせん断力の両方にあり(既往の研究では耐震壁のみに入力するとした)、耐震壁の設計用せん断力を一般的に導く場合これを考慮して低減することも可能である。

耐震壁の最大の平均せん断応力度(有効断面積:壁厚×柱芯距離)は、地震波により異なるが、30~45 kg/cm²程度で、実験的な研究による検討が必要であるが、コンクリート強度が高いこと、変形レベルが大きくないこと、等を考えれば、せん断破壊を防止する配筋設計が十分可能な範囲であると考えられる。

6. まとめ

高層の壁フレーム構造の試設計及び非線形地震応答解析を行ない、耐震性及び靱性設計の可能性を検討した。純フレーム構造と比較して、全体の応答は大差なく、局部的には変形の集中が少ないので、安定した挙動が期待できる。また、耐震壁は、靱性のある設計が十分可能であると考えられる。また、最大応答せん断力の評価に重要な高次モード変動層せん断力は、加速度レベルとの対応に関して、中層の場合とほぼ同様の性質がある。

<参考文献>

- (1) 壁谷沢寿海、緒方恭子:鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法(その1)~(その5) 日本建築学会関東支部研究報告集、1984年7月、日本建築学会大会学術講演梗概集、1984年10月
- (2) 壁谷沢寿海、塩原等、小谷俊介、青山博之:一日米共同研究-鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究(その3)、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、1982年12月

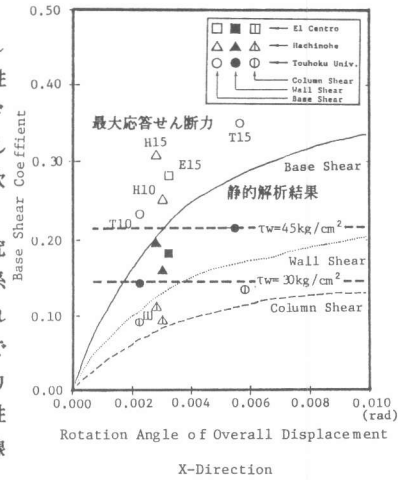


図7 最大応答せん断力

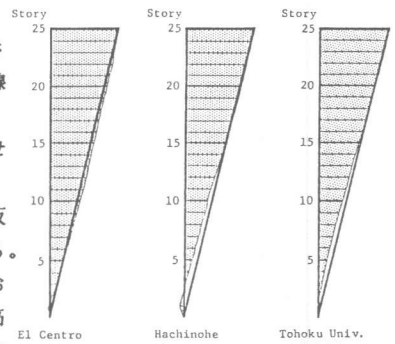


図8 平均外力分布

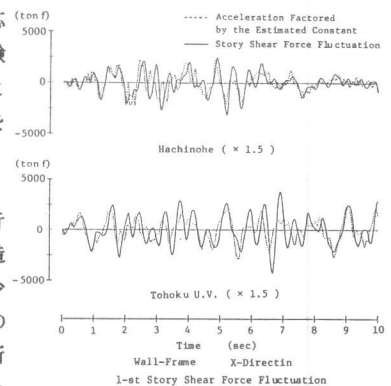


図9 高次モード変動せん断力