論文　単層耐震壁の最大強度に及ぼす上下梁の拘束効果

兼平　雄吉[*1]・小野里　憲一[*2]・竹原　雅夫[*3]・望月　洵[*4]

要旨：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大強度の評価は，多くの場合，上下梁が剛強である連層耐震壁を対象としている。しかし，上下梁が剛強でない単層耐震壁もまた必要である。本研究では，上下梁も含めた単層耐震壁の弾塑性解析を試み，弾塑性解析モデルが最大強度の評価法として有効であることを確認している。さらに，上下梁を剛強と扱った著者らのマクロモデルによる評価式の適用について強度係数を導入して検討を試みている。解析結果は，強度係数が単層耐震壁の最大強度に及ぼす上下梁の拘束効果を表す有効な指標であることを示している。

キーワード：鉄筋コンクリート，単層耐震壁，最大強度，上下梁の拘束効果，弾塑性解析

1.　はじめに

耐震壁の最大強度を評価する実験式や極限解析の下界定理に基づくマクロモデルによる評価式は，極めてよい解析精度をもつまでに進歩している。これらの方法は，連層耐震壁の 1 つの層を模した上下梁が剛強である試験体の実験結果に出発点をおいている。一方，耐震壁が連層でなく中間層に単独に配置されることは，設計の際，しばしばある。このとき，上下梁は剛強でない場合が多く，その単層耐震壁の最大強度を求めるとき，既往の評価式が非安全側の評価を与える可能性がある。

本研究は,これを考慮して,上下梁の剛性と強度が単層耐震壁の最大強度に与える効果について数値解析的検討を行うことを目的としている。

2.　マクロモデルと弾塑性解析モデルの概要

ここでは，既往のマクロモデルとして元モデル[1)]と修正簡略モデル[2)]を，上下梁の変形を考慮した解析モデルとして弾塑性解析モデル[3)]をとりあげ，その概要を述べる。図-1，図-2 に元モデルと修正簡略モデルを示す。元モデルは，剛強な上下梁，せん断破壊が生じない両側柱，圧縮ストラット a，b，c，および縦横補強筋から構成されている。構成部材は，最大強度時に

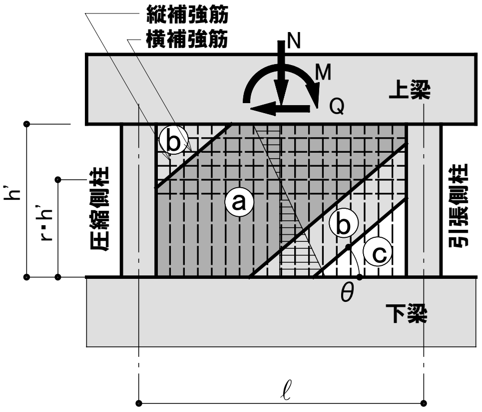


図-1　元モデル

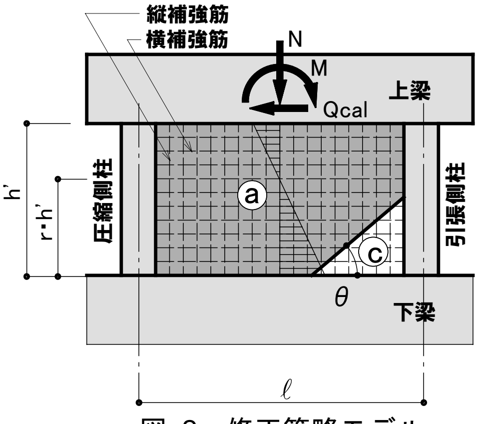


図-2　修正簡略モデル

*1　工学院大学客員研究員　(正会員)
*2　工学院大学講師　建築都市デザイン学科　博士(工学)　(正会員)
*3　工学院大学非常勤講師　博士(工学)　(正会員)
*4　工学院大学名誉教授　工博　(正会員)

おいて次の応力状態にある。

１）側柱下端は降伏曲線上にあり，上端と中間部は降伏曲線上または閉じた降伏曲線の内部にある。

２）圧縮ストラット a は有効圧縮強度 0.63 σ_B[4] で降伏しており，b は横補強筋とつりあい状態にある。また，c には軸力が生じていない。

３）縦横補強筋は降伏している。ただし，圧縮ストラット c と交差する横補強筋は除去される。

上下梁が剛強であることの効果は，梁の降伏にともなう圧縮ストラット a の領域の変化が考慮されていないことである。

修正簡略モデルは，剛強な上下梁，せん断破壊が生じていない両側柱, 圧縮ストラット a, c, および縦横補強筋から構成される。構成部材は，元モデルの応力状態１)，３) が次のように変更された応力状態にある。

１）圧縮側柱下端は曲げ降伏し，引張側柱下端は引張降伏している。

３）圧縮ストラット c と交差する横補強筋も有効とし，除去しない。

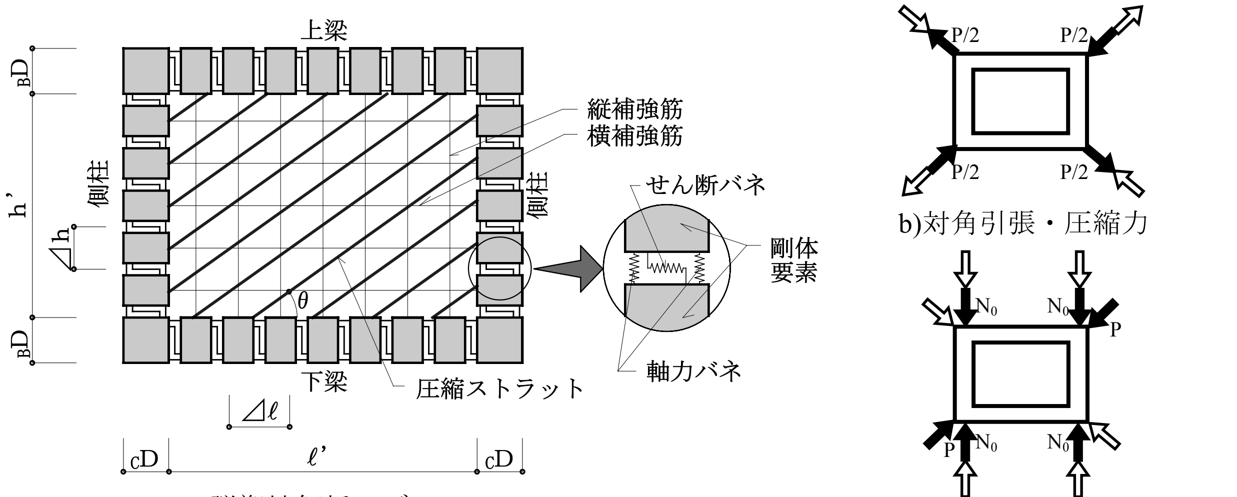
元モデルの圧縮ストラットの傾斜角 θ は，θ を変化させて得られる最大強度の最大値に相応する値として決定される。修正簡略モデルでは，次の式(1)で与えられる θ を用いる。

$$\theta = \tan^{-1}(0.72\kappa + 0.4) \quad \cdots (1)$$

ここで，$\kappa = h'/\ell'$ で壁板の形状比である。式(1)は元モデルの解析から誘導されている[2]。

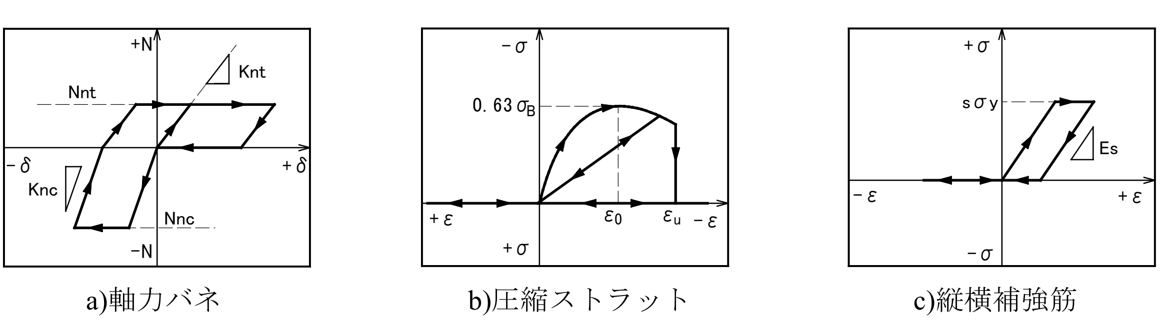
上下梁が剛強である 549 体の最大強度の解析精度を示す実験値/解析値の平均，標準偏差，および変動係数は，元モデルで 1.006，0.136，および 0.135，修正簡略モデルで 0.985，0.143，および 0.145 である[5]。ともに工学的に十分な精度である。

図-3 に弾塑性解析モデルを示す。このモデルでは，上下梁と両側柱は剛体要素，軸力バネ，およびせん断バネに，壁板は圧縮ストラットと縦横補強筋に置換される。図-4 にせん断バネを



a)弾塑性解析モデル　b)対角引張・圧縮力　c)定軸力＋対角圧縮力

図-3　弾塑性解析モデル



a)軸力バネ　b)圧縮ストラット　c)縦横補強筋

図-4　構成則

表-1　解析の対象とした試験体の諸性質

No.	試験体名	$_{C}b$ (mm)	$_{C}D$ (mm)	$_{B}b$ (mm)	$_{B}D$ (mm)	ℓ' (mm)	h' (mm)	t (mm)	$_{C}p_{g}$ (%)	$_{Cg}\sigma_{y}$ (N/mm²)	$_{C}p_{w}$ (%)	$_{B}p_{g}$ (%)	$_{Bg}\sigma_{y}$ (N/mm²)	$_{B}p_{w}$ (%)	p_s (%)	$_{s}\sigma_{y}$ (N/mm²)	N_0 (kN)	σ_B (N/mm²)	破壊形式
1	0.35FW-1														0.35	167.7		33.3	WSL
2	0.35FW-2																		WSL
3	0.7FW-1								1.74	383.5	0.62	1.74	383.5	0.62	0.70				WSL
4	1.05FW-1														1.05	191.2		35.5	WSL
5	1.05FW-2																		WSL
6	20W-0.2F-1							20			0.20			0.20					BSF
7	20W-0.2F-2	65	100	65	100	630	420										0.0		BSF
8	20W-0.6F-1									393.3	0.60		393.3	0.60				32.3	WSL
9	20W-0.6F-2																		WSL
10	20W-1.2F-1								1.97		1.20	1.97		1.20	0.35	217.4			WSL
11	20W-1.2F-2																		WSL
12	35W-0.5F-1										0.48			0.48				28.5	BSF
13	35W-0.8F-1							35		394.8	0.76		394.8	0.76				25.6	BSF, WSL
14	35W-1.2F-1										1.24			1.24				21.0	WSL
15	0.20-0.0-RCW														0.20	217.4		34.8	BSF
16	0.35-0.0-RCW	120	120	100	120	1080	600	40	1.98	403.9	0.66	2.37	403.9	0.66	0.35	198.6	42.4	33.5	BSF
17	0.70-0.0-RCW														0.70			30.5	WSL

【記号】$_{C}b$：柱幅　$_{C}D$：柱せい　$_{B}b$：梁幅　$_{B}D$：梁せい　ℓ'：壁板の内法幅　h'：壁板の内法高さ　t：壁板の厚さ
$_{C}p_{g}$：柱全主筋比　$_{Cg}\sigma_{y}$：柱主筋降伏強度　$_{C}p_{w}$：帯筋比　$_{B}p_{g}$：梁全主筋比　$_{Bg}\sigma_{y}$：梁主筋降伏強度　$_{B}p_{w}$：あばら筋比
p_s：壁補強筋比　$_{s}\sigma_{y}$：壁補強筋の降伏強度　N_0：柱 1 本あたりの軸力　σ_B：コンクリート 1 軸圧縮強度
BSL：梁のせん断破壊　WSL：壁板のスリップ破壊

除く構成部材の構成則を示す。軸力バネは完全弾塑性とし，せん断バネは軸力バネの剛性変化に比例する非線形バネで，破壊しないとしている。圧縮ストラットは Popovics の応力-ひずみ関係[6)]を修正した関係にしたがうとし，また，縦横補強筋は引張域のみ有効な完全弾塑性としている。さきの 549 体のうちデータが十分な 161 体について，圧縮ストラットの傾斜角を元モデルの傾斜角と同じとした場合の弾塑性解析モデルの解析精度[5)]は, 平均: 0.995, 標準偏差: 0.128, および変動係数 : 0.129 で，元モデルと同じレベルにある。

３．　マクロモデルと弾塑性解析モデルによる最大強度の解析

３．１　解析対象とした試験体

表-1 に解析の対象とした試験体[7), 8), 9)]の一覧を示す。表に示すように，試験体として上下梁の断面が柱と同程度またはそれ以下のものが選択された。加力方法は，No.1～14 が対角引張・圧縮力，No.15～17 が定軸力と対角圧縮力で，ともに純せん断加力を意図した正負交番繰返し加力である。また No.1～5 と No.15～17 は壁補強筋比を，No.6～14 は柱と上下梁のせん断補強筋比を変化させている。実験結果では，すべての試験体の上下梁に曲げとせん断のひび割れが観測され，終局時の破壊形式は壁板のスリップ破壊または上下梁のせん断破壊とされている。

３．２　解析結果

表-2 に試験体の最大強度の実験値と元モデル，修正簡略モデル，および弾塑性解析モデルによる解析値，そして各モデルの実験値/解析値を示す。実験では，圧縮ストラットの傾斜角は上下梁の拘束に応じて変わる。これを考慮して，上下梁が剛強の場合に相応する元モデルの角度を用いる弾塑性解析モデル I と，上下梁の拘束が小さい場合のひび割れに相応する柱梁フレームの対角線の角度を用いる弾塑性解析モデルⅡで，弾塑性解析を行う。表の梁の強度係数 C は，壁板に対する上下梁の拘束効果の指標として導入されたもので，次式で計算している。

$$C = M_u / M_s \qquad \cdots (2)$$

ここで,

$$M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

$$M_s = w \cdot \ell'^2 / 8$$

$$w = (0.63\sigma_B/2 - p_s \cdot {}_{s}\sigma_y)\, t$$

M_u ：梁の純曲げ強度
M_s ：梁を一様荷重をうける単純梁と扱った場合の最大曲げ応力
a_t ：梁の引張主筋断面積

表-2　解析結果

No.	試験体名	実験値	マクロモデル				弾塑性解析モデル				梁の強度係数 C
			元モデル		修正簡略モデル		I：元モデルの θ		II：対角線の θ		
		Q_{exp} (kN)	Q_{cal1} (kN)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal1}}$	Q_{cal2} (kN)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal2}}$	Q_{cal3} (kN)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal3}}$	Q_{cal4} (kN)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal4}}$	
1	0.35FW-1	94.6	107.1	0.88	92.0	1.03	98.2	0.96	92.0	1.03	0.14
2	0.35FW-2	93.5	107.1	0.87	92.0	1.02	98.2	0.95	92.0	1.02	0.14
3	0.7FW-1	107.4	116.9	0.92	100.3	1.07	111.6	0.96	103.0	1.04	0.14
4	1.05FW-1	113.5	127.4	0.89	106.3	1.07	111.5	1.02	109.6	1.04	0.15
5	1.05FW-2	116.6	127.4	0.92	106.3	1.10	111.5	1.05	109.6	1.06	0.15
6	20W-0.2F-1	90.7	117.3	0.77	103.4	0.88	101.0	0.90	97.8	0.93	0.18
7	20W-0.2F-2	95.5	117.3	0.81	103.4	0.92	101.0	0.95	97.8	0.98	0.18
8	20W-0.6F-1	95.1	117.3	0.81	103.4	0.92	101.0	0.94	97.8	0.97	0.18
9	20W-0.6F-2	93.9	117.3	0.80	103.4	0.91	101.0	0.93	97.8	0.96	0.18
10	20W-1.2F-1	110.6	117.3	0.94	103.4	1.07	101.0	1.10	97.8	1.13	0.18
11	20W-1.2F-2	114.6	117.3	0.98	103.4	1.11	101.0	1.14	97.8	1.17	0.18
12	35W-0.5F-1	122.2	145.4	0.84	119.2	1.03	137.8	0.89	130.4	0.94	0.12
13	35W-0.8F-1	119.0	139.0	0.86	116.7	1.02	131.1	0.91	122.6	0.97	0.13
14	35W-1.2F-1	110.6	127.1	0.87	111.8	0.99	115.2	0.96	110.4	1.00	0.16
15	0.20-0.0-RCW	265.0	498.8	0.53	568.4	0.47	180.1	1.47	353.7	0.75	0.08
16	0.35-0.0-RCW	288.1	493.9	0.58	548.3	0.53	200.5	1.44	355.8	0.81	0.08
17	0.70-0.0-RCW	271.1	480.3	0.56	499.5	0.54	246.3	1.10	348.9	0.78	0.10
平均				0.814		0.921		1.038		0.975	
標準偏差				0.133		0.207		0.173		0.114	
変動係数				0.163		0.225		0.167		0.116	

σ_y ：主筋の降伏強度

d　：梁の有効せい

w　：壁板が梁にあたえる法線荷重

ℓ'　：梁の内法長さ

式(2)の梁の最大曲げ応力 M_s は，簡略のため圧縮ストラットの傾斜角を 45°と仮定して計算している。

いずれの解析モデルも柱・梁のせん断破壊を考慮していないため，試験体は，柱または梁の端部，中央部の曲げ破壊と圧縮ストラットの降伏で最大強度に達している。実験と弾塑性解析モデルⅠ，Ⅱの最大強度はともに元モデルの最大強度をすべて下回っている。これは試験体の上下梁の拘束効果が小さいことに起因している。特に No.15～17 の試験体は弾塑性解析モデルと元モデルの計算値の差が大きい。弾塑性解析モデルⅡは，上下梁のせん断破壊を考慮していないにも関わらず比較的実験値をよく捉えている。元モデルは，全体的に対象とした試験体の最大強度を非安全側に評価している。特に上下梁の強度係数 C が小さく，かつせん断破壊が生じた No.15～17 について著しい。実験値/解析値の解析精度を比較すると，弾塑性解析モデルⅡが平均で 0.975, 変動係数で 0.116 と最も優れており，ここで対象とした単層耐震壁の最大強度を評価するためのモデルとして妥当であるといえる。

４．　上下梁の剛性と強度を考慮した弾塑性解析

４．１　検討方法

試験体の中で上下梁の拘束効果が小さい No.15～17 のうち No.16 について，詳細な検討を行う。上下梁の剛性と強度(ここでは，曲げ剛性と曲げ強度をいう)および圧縮ストラットの傾斜角が単層耐震壁の最大強度に与える影響を検討することを目的として，以下の①～④のケースについて，上下梁の主筋量を変化させて弾塑性解析を行う。

① 弾塑性解析Ⅰを用いる
② 弾塑性解析Ⅱを用いる
③ 圧縮ストラットの傾斜角を①と②の中間の値とした場合
④ 弾塑性解析Ⅰを用い，上下梁の剛性を 100 倍とした場合

４．２　検討結果

図-5 は横軸に梁の強度係数 C を，縦軸に元モ

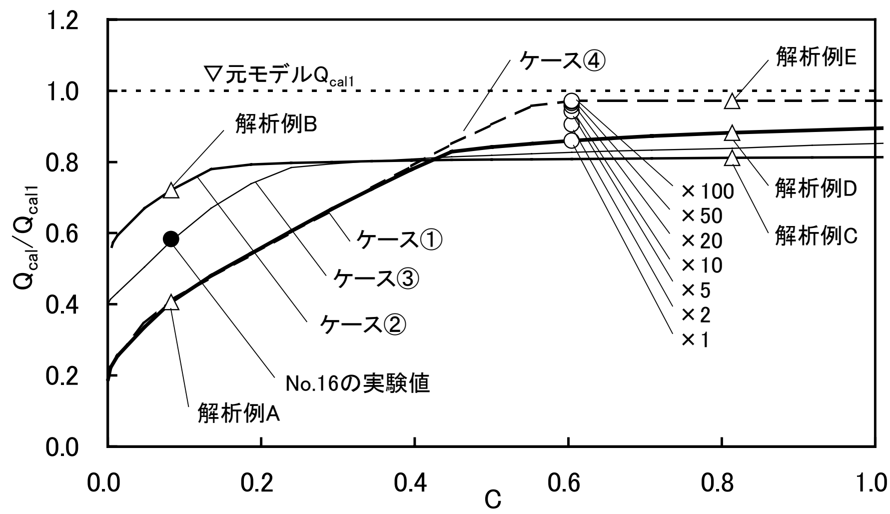


図-5　梁の強度係数と Q_{cal}/Q_{cal1}

デルの最大強度に対する解析値の比をプロットしたものである。

ケース④を上下梁の剛性が異なるため別にすれば，圧縮ストラットの傾斜角を変化させたケース①から③の中で，梁の強度係数 C が小さい範囲で最も大きな解析値となるのはケース②である。一方，上下梁の拘束が大きい範囲では，ケース①が最も大きな値を示す。圧縮ストラットの傾斜角が可変である耐震壁の解析では，極限解析法の下界定理に基づけば，真の解は最大強度が最も大きい値になる傾斜角に相応する。これから，上下梁の強度係数が大きくなるのにともない圧縮ストラットの傾斜角は対角線の角度から元モデルの角度に移行するといえる。また図中のケース①と②の解析値曲線の交点で僅かにケース③が上回り，この付近で角度の移行が生じている。

ケース①の場合，梁の強度係数 C の値が 0.4 近傍で，ケース②の場合，0.2 近傍で解析値曲線の勾配が変化している。解析値曲線は，強度係数Cが大きくなり上下梁に降伏が生じなくなるとその勾配は緩やかになる。また，上下梁の強度が十分に高い場合でも，弾塑性解析モデルによる解析値は元モデルのレベルに達しない。上下梁の剛性を 100 倍としたケース④の場合において，元モデルの値にほぼ達する。図には，○印で上下梁の剛性を 1，2，5，10，20，50，100 倍に変化させた場合の解析結果を示してある。

図中△印の解析例の変形，部材の降伏状況，および圧縮ストラットの応力分布を図-6 に示す。解析例 A と B は No.16 の試験体と上下梁の強度が同じであり，圧縮ストラットの傾斜角がそれぞれケース①と②のものである。解析例 A は上下梁の曲げ降伏により最大強度が限界づけられ，圧縮ストラットに降伏が発生していない。解析例 B は上下梁の端部に曲げ降伏が生じているが，圧縮ストラットの降伏により最大強度が限界づけられている。

解析例 C，D，および E は上下梁の強度が十分に大きい場合で，傾斜角がそれぞれケース②，①，および④のものである。3 つの解析例はともに柱に曲げ降伏が発生し，圧縮ストラットの降伏により最大強度が限界づけられている。解析例 D は C に比較して圧縮ストラットの降伏範囲が広がり，最大強度も大きい。解析例 E は D と比較して，圧縮ストラットの降伏範囲は同じであるが，上下梁の剛性が高いために圧縮ストラットの応力分布が一定になり最大強度が高くなっている。

これから，連層耐震壁を対象としたマクロモデルによる最大強度を単層耐震壁で保証するためには，上下梁に十分な強度を与えるだけでは不十分で，同時に十分な剛性を付与する必要があるといえる。しかし，上下梁降伏先行型の RC

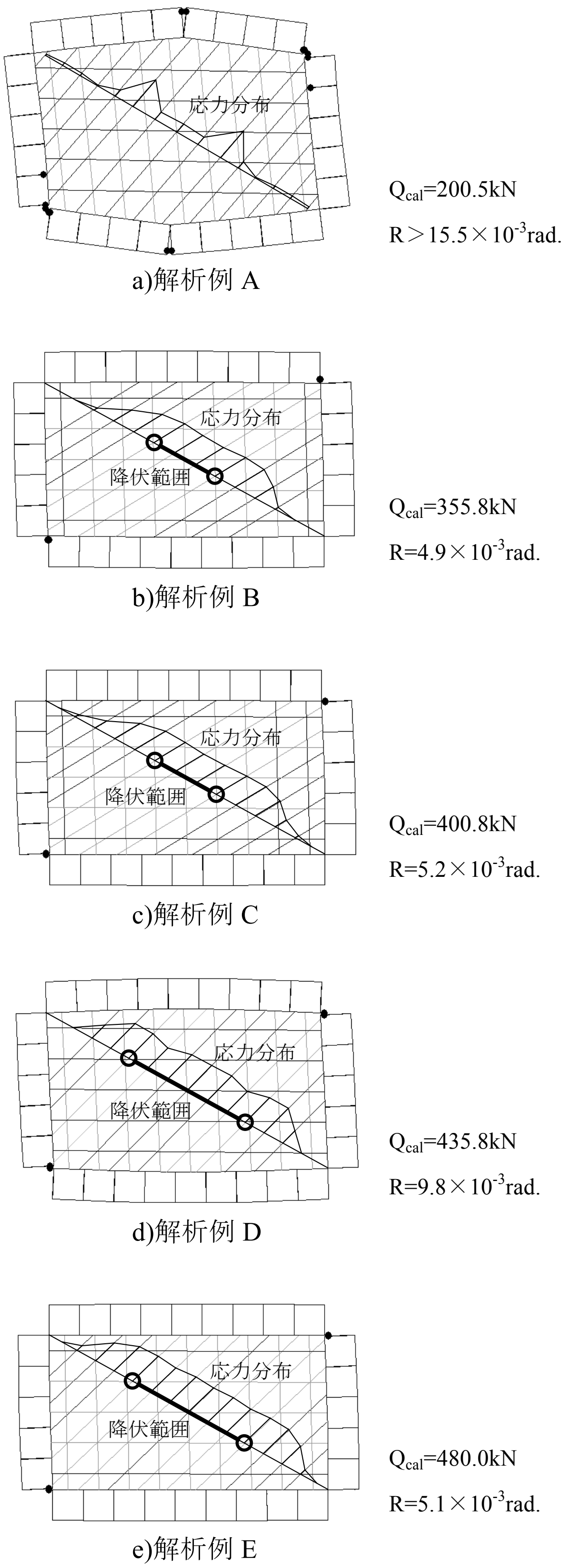
フレーム構造で，この解析例で得られた梁の強度係数 C と剛性を与えることは，連層耐震壁のように上下壁による梁の拘束を期待できないとき難しい。逆に，通常の単層耐震壁の最大強度を評価するためには，上下梁の強度と剛性に応じてマクロモデルによる値を低減させる必要があるといえる。梁の強度係数 C は，このような検討を行う際の指標として適切といえる。

５．まとめ

本研究では次のことを示した。

1) 耐震壁の上下梁を剛強としたマクロモデル：元モデルと修正簡略モデルでは，上下梁が剛強でない場合，その最大強度を精度よく評価できない。
2) 弾塑性解析モデルⅡは，上下梁が剛強でない単層耐震壁の最大強度を比較的よく評価できる。
3) 上下梁の強度の指標である梁の強度係数は妥当である。
4) マクロモデルによる最大強度を保証するためには，上下梁に大きな強度係数に加えて十分な剛性を確保することが必要である。

必要な強度係数と剛性の下限値については，いろいろな形状と補強筋をもつ単層耐震壁について，多くの数値的検討が必要である。



●印は降伏した軸力バネ
――印は降伏点を超えた部材
Q_{cal} は最大強度の解析値
R は最大強度時の層間変形角

図-6　解析例の変形と降伏状況

参考文献

1) 望月洵・小野里憲一：連層耐震壁のマクロモデルとその解析法，コンクリート工学論文集，Vol.1，No.1，pp.121-132，1990.1
2) 小野里憲一・兼平雄吉・望月洵：鉄筋コンクリート造耐震壁の限界変形角の評価，日本コンクリート工学協会，コンクリート構造の靭性設計法に関するシンポジウム JCI-C53，pp.247-254，2001.11.30
3) 鈴木章司・望月洵・小野里憲一：連層耐震壁のスケルトンカーブの解析　その 2，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），C，構造Ⅱ，2992，pp.397-398，1991.9
4) 望月洵・竹原雅夫・小野里憲一：強剛な付帯フレームをもつ耐震壁のスリップ破壊せん断強度，日本建築学会構造系論文報告集，第 416 号，pp.79-89，1990
5) 小野里憲一：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能の評価に関する研究，工学院大学博士論文，2001.3
6) S.Popovics : Factors Affecting the Elastic Deformations of Concrete, Mechanical Behavior of Materials, Proceeding of the International Conference on Mechanical Behavior of Materials, Vol.Ⅳ, Society of Materials Science, Japan, pp.172-183, 1972
7) 望月重・松本智夫：鉄筋コンクリート壁板のスリップ破壊に関する研究（その 3．付帯ラーメンを有する壁体の場合），日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），2544，pp.1591-1592，1981.9
8) 望月重・松本智夫：鉄筋コンクリート壁板の終局強度について（その 3．あばら筋比，帯筋比が異なる壁板の実験），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），2773，pp.2057-2058，1983.9
9) 望月重・松本智夫：SFRC 部材のせん断挙動に関する研究（その 8．壁筋比の異なる純せん断単独耐震壁の実験），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），2762，pp.2087-2088，1984.10