

論文

[2034] 終局強度型鉄筋コンクリート造立体骨組の柱の設計用応力

正会員 ○青山博之 (東京大学工学部)
 正会員 李 康寧 (東京大学大学院)
 正会員 小谷俊介 (東京大学工学部)

1. はじめに

終局強度型 R C 造骨組構造物の梁降伏先行型の全体降伏機構を
 保証するための柱の設計用応力に関する今までの研究は殆ど軸力
 変動の少ない内柱について行なわれた。変動軸力を受ける外柱、
 隅柱の設計用応力に関する研究は少ない。そこで、本研究は2方
 向地震動の同時性及び転倒モーメントにより外柱、隅柱に生じた
 変動軸力と曲げモーメントの相互作用を考慮した R C 造立体骨組
 の非線形地震応答解析によって、全体降伏機構を保証するための
 柱の設計用モーメント、せん
 断力の割増率及び外柱、隅柱
 の設計用軸力を検討した。

2. 骨組モデル

骨組モデルは住宅建物を想
 定し、12階建て、全高さ35.3
 5m、スパン長さ5.5m、平面に
 2×2スパン、9本の柱からな
 る R C 造立体骨組(図1)を選
 定した。構造的に二方向は完

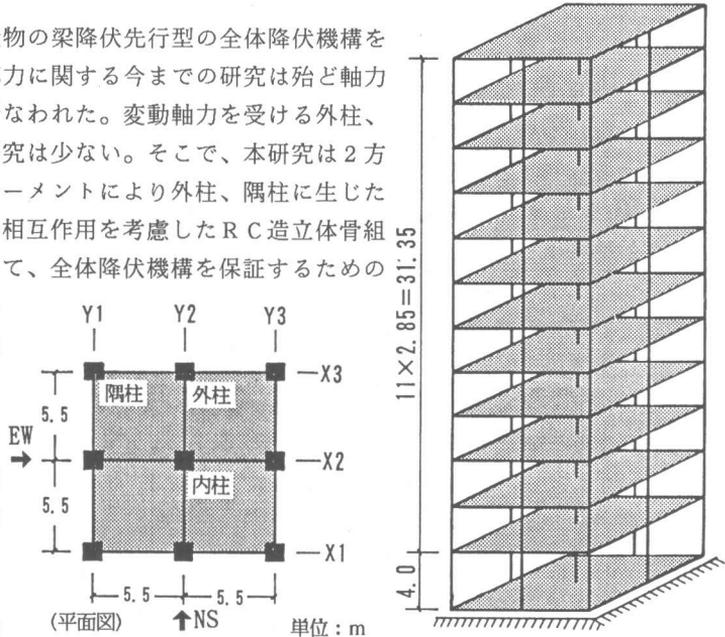


図1 解析用骨組モデル (12層; 並進振動周期 $T_1 = 0.833$ 秒)

全対称で偏心が無い。柱は正方形断面で2主軸方向に対称配筋する。使用材料及び部材寸法は表
 - 1 ~ 4 に示す。地震用床平均重量は屋上階1.23tonf/m²、一般階1.06tonf/m²となった。設計用
 地震力はベース・シアで約0.23、逆三角形分布とした。梁部材及び1階柱脚と最上階柱頭に降伏
 ヒンジを想定して骨組を設計する。ヒンジ断面の設計は、梁の初期曲げ剛性を1/2に低減した線
 形解析による地震応力と鉛直荷重による応力を合わせ、最大20%以内で梁応力を再配分して定め
 た応力に対して、鉄筋材料強度を1.1 σ_y (表-1)として断面設計した。梁に対するスラブの協力
 幅は110cm(片側に梁スパンの0.1倍)を考慮した。降伏を許容しない中間層柱部材は、部材解析モ
 デル(MSモデル^{[1]~[3]})のパラメータを定める
 ために、梁部材に最大耐力を考慮した全体降伏機
 構形成時の応力を使って仮配筋を行なった。梁部
 材の最大耐力 μ は、降伏ヒンジの大変形(梁最
 大塑性率4.0以内)に伴う歪硬化(1.1倍)とスラブ
 幅の拡張(片側に梁スパンの0.2倍)を考慮して算
 定した。梁部材の配筋と耐力は表-4に示す。

3. 解析方法

(1) 部材のモデル化 梁部材は材端塑性バネモ

表-1 鉄筋材料 (単位: kgf/cm²)

使用場所	規格	弾性係数	使用強度
梁, 柱主筋	SD35	2.1×10^6	3850
スラブ筋, 横補強筋	SD30	2.1×10^6	3000

表-2 コンクリート材料 (単位: kgf/cm²)

適用層	圧縮強度	ヤング係数	せん断係数
9~12層	270	2.601×10^5	1.115×10^5
5~8層	300	2.742×10^5	1.175×10^5
1~4層	330	2.875×10^5	1.232×10^5

デルを用いて理想化した。バネの復元力モデルは武田トリリニアモデルを用い、図2に示すスケルトン・カーブを設定した。ひび割れ後の接線剛性低下係数 α_y は線形曲率分布仮定^[2]に依

って算定した。柱部材は、最上階柱頭と1階柱脚及び外柱、隅柱はMSモデルによって理想化し、軸力-曲げモーメントの相互作用を考慮した^{[2]、[3]}。MSモデルのパラメータは仮配筋を行なった柱断面によって文献[3]と同様な方法で評価した。MSモデルの各バネの復元力モデルは、降伏を許容する最上階柱頭と1階柱脚では弾塑性モデル^[1]とした。降伏を許容しない外柱、隅柱の中間層では、図3に示す降伏しない復元力モデルを用いた。但、引張軸力を受ける隅柱の降伏は避けられないので、隅柱のMSモデルのバネは引張側に降伏する(図3b)。隅柱の塑性変形があまり大きくなならないように、仮配筋によるバネの引張

耐力 f_{sy} を1.2倍にして降伏耐力とした。軸力変動の少ない内柱(中間層)はひび割れ後の剛性を用いる線形モデルとした。

(2) 解析の仮定 基礎は剛とみなし、1階の柱脚を固定した。床フロア面内および梁柱接合部も剛として、部材端部に剛域を考慮した。部材のせん断変形は弾性とし、部材レベルの捩れ変形を無視した。応答解析の数値積分方法はNewmark β 法を用い、 $\beta=0.25$ とした。減衰系数行列は瞬間剛性行列に比例させる。比例係数は減衰定数 $h=0.05$ とした。

(3) 入力地震波 入力地震波は表-5に示す。El Centro(1940)、Hachinohe(1968)記録の東西(EW)、南北(NS)地震波を用いた。立体骨組の二方向入力の応答の大きい方向の最大層間変形角ほぼ1/100程度となるように2方向入力地震波を等倍率で増幅して入力した。一方向入力は同様な倍率で二方向入力の応答の大きい方向の地震波(El Centro NSとHachinohe EW)、及び応答が最大となる二方向地震波加速度記録の組合(El Centro NW40とHachinohe NE60)を用いた。

(4) 応答結果の確認 組合地震波El Centro NW40およびHachinohe NE60を入力する場合はその他の入力より応答が大きくて、梁の最大塑性率が4に近く、最大層間変形が1/100を越えた(表-5)。それ以外には、梁の最大塑性率が3.0~3.3程度で、最大層間変形角が1/100前後である。El Centro NS地震波に対する1方向応答の場合、内柱、隅柱の1階柱脚が降伏していないが、その

表-3 柱部材寸法(cm)

適用階	1~4S	5~8S	9~12S
b × D	70 × 70	65 × 65	60 × 60

表-4 梁部材寸法と断面特性(α_y :接線剛性低下係数)

適用層	b × D cm	主筋	${}_bM_c$ ton·m	${}_bM_y$ ton·m	${}_bMu$ ton·m	α_y
11~RF	45 × 60	上 4D19	19.78	28.42	38.68	0.059
		下 4D19	11.31	22.31	24.54	0.084
10F	45 × 60	上 4D22	19.95	35.42	46.38	0.101
		下 4D19	11.33	22.30	24.53	0.084
9F	50 × 65	上 4D25	25.80	48.57	61.53	0.114
		下 4D22	15.45	32.83	36.11	0.101
8F	50 × 65	上 4D25	25.93	48.59	61.56	0.114
		2D25, 2D22	15.63	37.77	41.55	0.127
6~7F	50 × 65	上 4D29	26.33	58.93	72.93	0.159
		下 4D25	15.85	42.67	46.94	0.153
2~5F	55 × 70	上 4D29	32.89	64.86	80.16	0.128
		下 4D29	20.91	58.68	64.55	0.167

${}_bM_c$: ひび割れ耐力; ${}_bM_y$: 降伏耐力; ${}_bMu$: 最大耐力;

表-5 入力地震波と最大応答値

入力地震波	二方向入力 (2D)				一方向入力 (1D)			
	El Centro		Hachinohe		El Centro		Hachinohe	
	NS	EW	EW	NS	NS	NW40	EW	NE60
増幅係数(倍率)	1.79		1.67		1.79	1.79	1.67	1.67
最大速度(Kine)	60	66	60	57	60		60	
層間変形角(%)	1.07	0.78	1.09	0.61	1.05	1.23	1.07	1.28
最大塑性率	3.09	2.52	3.28	2.68	3.06	3.73	3.13	3.88
内柱1階脚	1.24	1.61	1.29	0.82	0.93	1.37	1.00	1.64
外柱1階脚	1.68	2.57	1.92	1.33	1.26	1.97	1.65	2.45
隅柱1階脚	1.44	2.28	1.99	1.31	0.95	1.38	1.23	2.01
隅柱中間層	1.68	1.94	1.76	1.05	0.86	1.25	1.18	1.13

NW40、NE60: 1軸応答最大となる東西、南北地震波加速度記録の組合。Hachinohe: NE60 = (NS) · Sin30° + (EW) · Cos30° ;
El Centro: NW40 = (NS) · Sin130° + (EW) · Cos130°

他では1階柱脚が降伏し、全体降伏機構が形成される。降伏を許容する柱部材の断面主軸方向の塑性率(文献[4]の定義に従う)では、EI Centro地震波に対する2軸応答およびHachinohe NE60組合せ地震波に対する1軸応答の場合、外柱、隅柱の一階柱脚の最大塑性率が2を越えた。その他の柱脚の塑性率は2以内である。また、隅柱の中間層は軸力減少時に引張降伏で最大塑性率はいずれも2以内である。このような応答結果に対して柱の設計用応力を検討する。

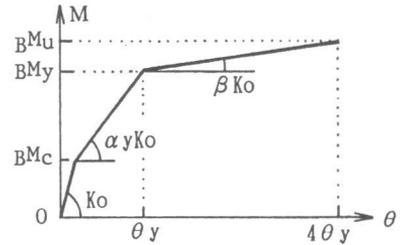


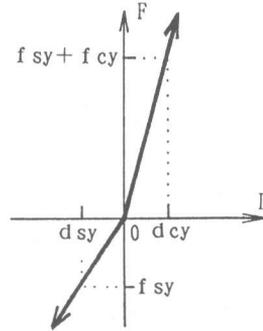
図2 梁部材の復元力スケルトンカーブ

4. 柱設計用応力の動的割増率の定義

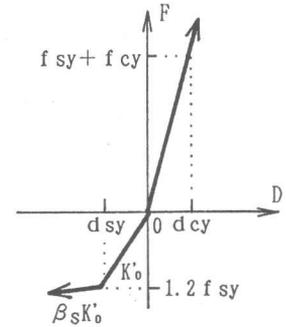
柱の設計用応力の動的割増率 ω_D は、最大応答応力 R_{max} を全体降伏機構時の応力 R_s で割ったものとする(式1)。

$$\omega_D = R_{max} / R_s \quad (1)$$

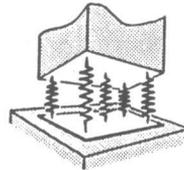
分母の R_s は梁の最大耐力 M_u を考慮した弾塑性解析による。分子の R_{max} は、2軸応答では柱が2軸曲げせん断力を受けるので、応力ベクトルの最大応答を考慮した。解析モデルの柱は正方形断面で2主軸方向に同配筋としたので、その耐力がほぼ円形と考えると、応答応力のベクトル方向に関係なく、ベクトルの絶対値(2主軸方向の応答応力の自乗和の平方根)の最大値を式1の分子とすることができる。変動軸力を受ける外柱、隅柱では、3軸応力の相互作用と応力正負方向の変化が複雑で最大、最小軸力に対応する最大応答応力を応力の符号によって判断し難い。けれども、変動軸力が梁の応力に



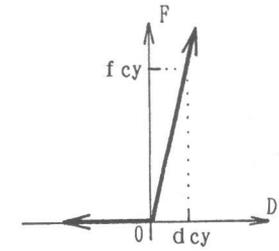
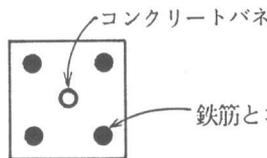
(a) 複合バネモデル(外柱用)



(b) 複合バネモデル(隅柱用)



柱材端の塑性要素



(c) コンクリートバネモデル

図3 中間層柱のMSモデルのバネ復元力スケルトンカーブ

起因するので、最大(最小)軸力が発生する時には梁の応力が最大になることは間違いない。その時、柱の応力も最大値の附近であることが考えられる。そこで、外柱、隅柱の軸力増大する時と軸力減少する時の最大応答応力は式2によって求める。

$$\begin{cases} \text{軸力減少時 } R_{max} = \text{Max} [R_i, \text{When } N_i < N_0] \\ \text{軸力増大時 } R'_{max} = \text{Max} [R_i, \text{When } N_i > N_0] \end{cases} \quad (2)$$

N_i : 瞬間応答軸力; N_0 : 初期軸力;

R_i : 瞬間応答のベクトル応力。

2方向共に片側に梁が付く隅柱では、最大応力が生じる時、2方向の梁が必ずしも同時に上端引張降伏あるいは同時に下端引張降伏とは限らないが、一応軸力減少時の最大応答応力を梁下端引張降伏時の降伏機構応力で、また、軸力増大時の最大応答応力を梁上端引張降伏時の降伏機構応力で割って動的割増率を計算する。外柱は両側に梁が付く主軸方向の応力が危険なので、その主軸方向について外柱の割増率を計算する。柱のモーメント割増率を計算するには、降伏を許容する最上階の柱頭と1階の柱脚を除外して、各層同じ節点の上下の柱脚、柱頭が通し配筋と考え、式1による割増率の大きい方をその節点の上下柱脚、柱頭の割増率とする。

5. 柱の曲げモーメント・せん断力の割増率

柱の曲げモーメント・せん断力の動的割増率は図4～6に示す。2軸応答、記録地震波の1軸応答、及び組合地震波の1軸応答による割増率はそれぞれ実線、点線、破線で示す。1軸応答では、Hachinohe地震波の方がEl Centro地震波より柱応力の割増率がやや大きい。また、2軸応答による柱応力の割増率の1軸応答に対する増幅率では、El Centro地震波の方がHachinohe地震波より大きい。同じ1軸応答では、組合地震波に対する柱の割増率(破線)は記録地震波に対する割増率(点線)に比べて大きい。組合地震波の1軸応答結果と比べた2軸応答による割増率の増幅は、記録地震波の1軸応答と比べる場合より小さくなる(図4a～6a)。即ち、柱応力の割増率は地震波の特性が影響することを示した。以下、El Centro地震波に対する2軸応答(実線)とNS方向の1軸応答(点線)の柱応力の動的割増率を比較して検討する。

(1) 内柱 変動軸力の少ない内柱のモーメント割増率(図4)は層によってばらつきが比較的少ない。1軸応答で1.2以内で、上層部が下層部より割増率が大きい。2軸応答を1軸応答と比べて、曲げモーメントの割増率は上層から下層へ平均に10～30%程度増幅する。せん断力の動的割増率は、上層部で最小配筋の梁が降伏しないため、1.0以下となる。下層部では、1階の以外には層に依らずほぼ均一な値となる。1軸応答では、せん断力の割増率は曲げモーメントの割増率より小さいが、2軸では両者がほぼ同じである。

(2) 外柱 片方向から変動軸力を受ける外柱のモーメントの割増率(図5a)は、軸力増大時と軸力減少時の差は少なく、層によってばらつきがあるが、平均で内柱にほぼ等しい。軸力変動する方向の片側だけに梁が付くので、1軸応答に対する2軸応答による割増率の増幅は約10～15%で、内柱の2軸応答による割増率の増幅と比べて小さい。せん断力の割増率(図5b)は1階を除くと、2軸応答と1軸応答共に曲げモーメントの割増率より小さい。

(3) 隅柱 2方向から変動軸力を受ける隅柱では、N-M相互作用の影響で、モーメントの割増率は層によってばらつきが大きい(図6a)。軸力増大側のモーメントの動的割増率は1軸と2軸共に内柱より大きく、2軸の割増率の1軸に対する増幅率は10～50%となる。軸力が減少する側では隅柱の一部が降伏し、最大塑性率が2.0以内(表-5)である。その場合の必要な割増率(図6a.2)は軸力増大側よりさらに大きくなる。2軸応答の上層部でモーメントの割増率は

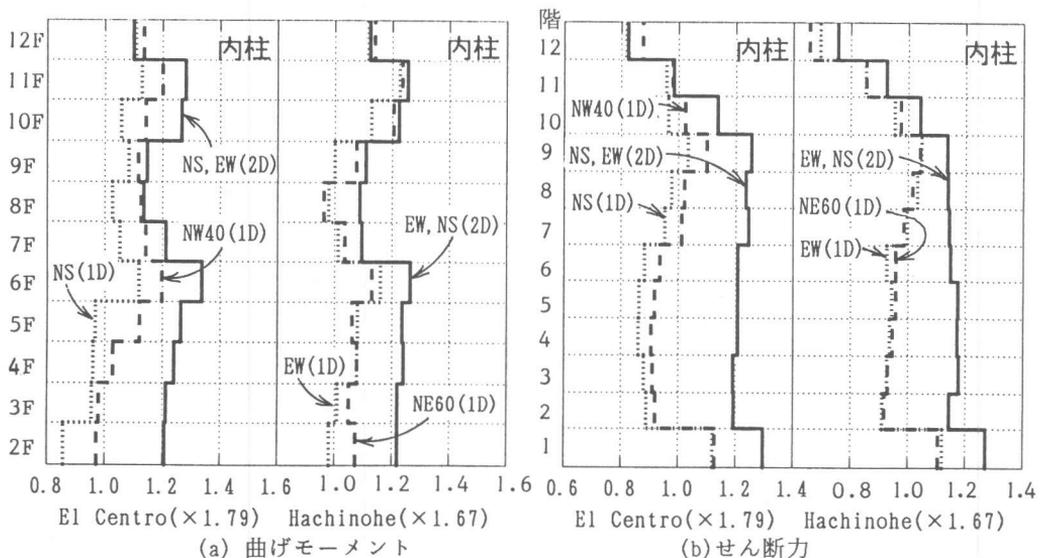


図4 内柱の応力の割増率

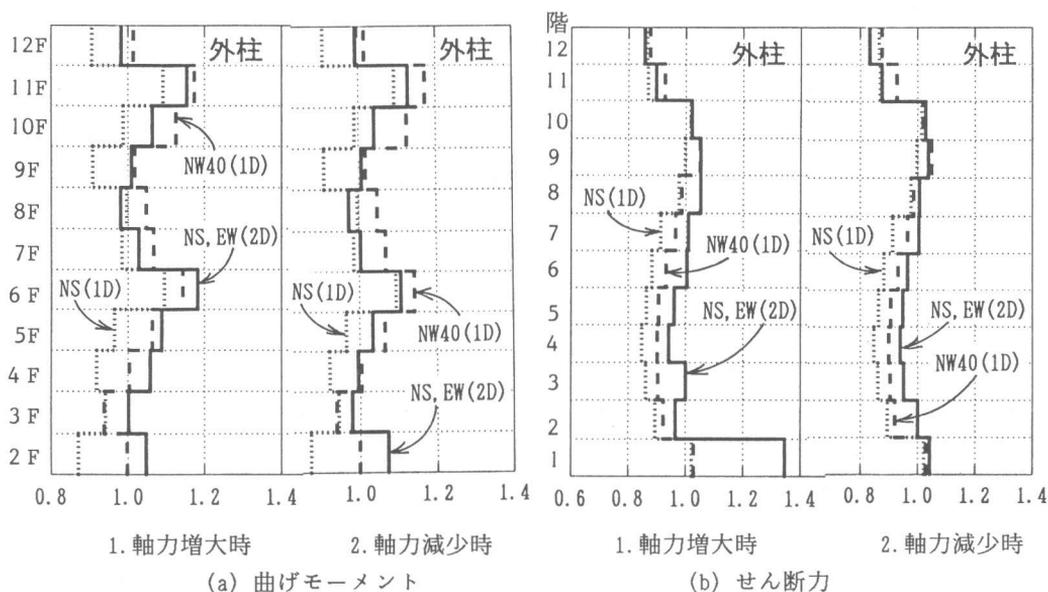


図5 外柱の応力の割増率 (El Centro地震波)

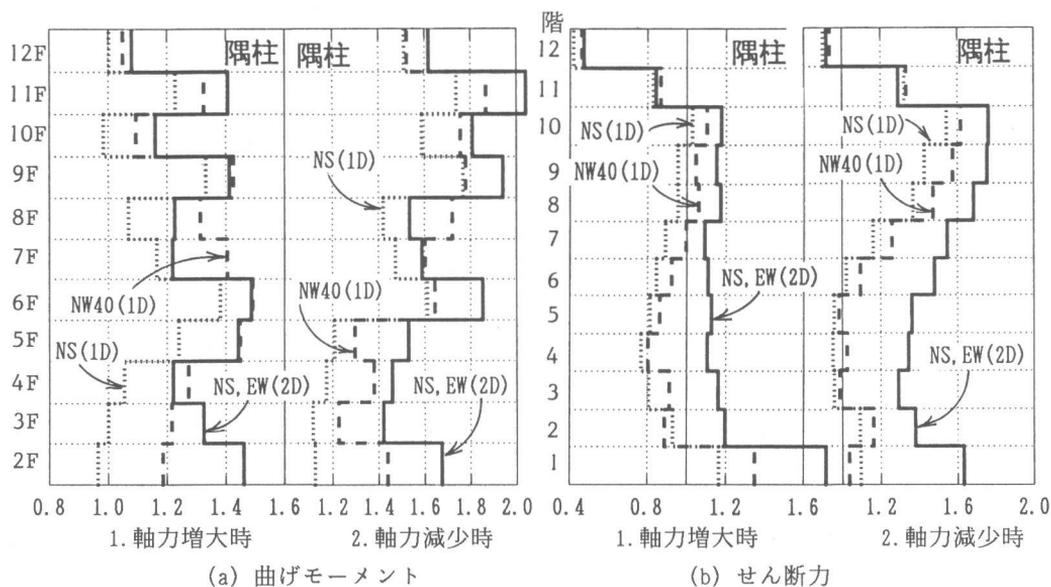


図6 隅柱の応力の割増率 (El Centro地震波)

2.0を越えたところもある。せん断力の割増率は、変動軸力が大きい1階柱を除いてモーメントの割増率より小さく、層によるばらつきも比較的小さい。これは次のように考えられる。N-M相互作用の影響による柱の反曲点が移動してモーメント割増率のばらつきが生じるが、せん断力はその影響が少なく、割増率はモーメントより小さい。変動軸力を受ける柱の曲げモーメントの割増率はせん断力と同様な割増では、柱の早期降伏の危険がある。

要するに、変動軸力を受ける外柱、隅柱の割増率は、軸力変動の少ない内柱とは異なる。N-M相互作用の影響で、外柱、隅柱のモーメント割増率は層によってばらつきが大きい。せん断力割増率はモーメント割増率より小さく、層によるばらつきも比較的小さい。

6. 外柱、隅柱の設計用軸力

外柱、隅柱の地震応答による最大変動軸力と降伏機構時の水平力による軸力の比率（軸力変動幅）は図7に示す。外柱の軸力変動幅は、一方向梁の降伏の同時性によるもので、2方向地震動の影響は少なく、下層部ではいずれも軸力が増大する側で0.85~0.90、軸力が減少する側で0.80~0.85となる。2方向入力による隅柱の軸力変動幅は、2方向入力の中に応答が小さい方向の上層部の梁は降伏しないため、上層部の軸力変動幅は下層部より小さい。下層部分では、-1.8~-1.6~-1.4~-1.2~-1.0~-0.8~-0.6

□--□ Hachinohe EW, NS (2D) △--△ El Centro NW40 (1D)
 □--□ El Centro NS, EW (2D) ○--○ Hachinohe EW (1D)
 △--△ Hachinohe NE60 (1D) ○--○ El Centro NS (1D)

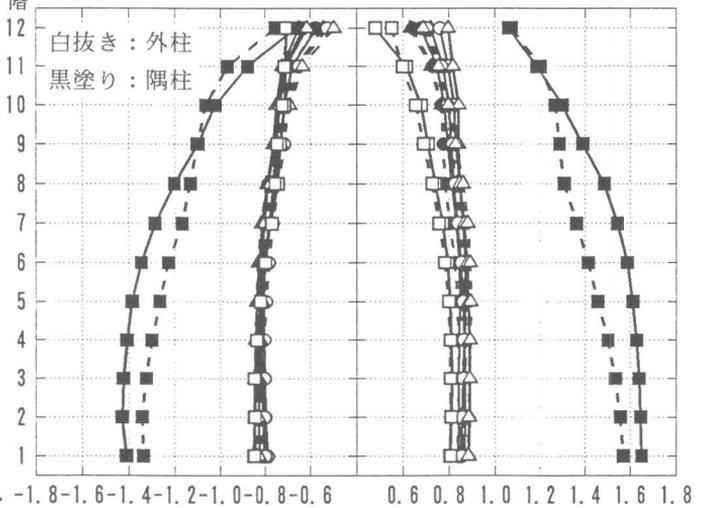


図7 外柱、隅柱の変動軸力／メカニズム軸力

側で約1.6、軸力減少側で約1.4となる。2軸効果の大きいEl Centro地震波による軸力変動幅はHachinohe地震波の結果より大きい。隅柱の変動軸力は2方向の梁の降伏の同時性に影響され、二方向入力は一方向入力の2倍にならず、下層部の軸力増大側で約1.8~1.9倍、軸力減少側で約1.7~1.8倍である。

外柱、隅柱とも軸力の増減による剛性変化の影響で、軸力増大側と軸力減少側の軸力変動幅が異なることを示した。最大軸力が釣合軸力以下の外柱、隅柱では、本研究の結果によって、降伏機構時の1方向の水平力による軸力（図7横軸±1.0）および直交方向の50%を加えた軸力（図7横軸±1.5）をそれぞれ外柱、隅柱の設計用軸力とする場合は、軸力増大側の外柱の曲げ設計および隅柱の軸方向設計に対して危険となることがある。

7. 結び 終局強度型RC骨組構造物の柱の設計用応力の動的割増率は、入力地震波の大きさ、建物の特性等が影響する。変動軸力を受ける外柱、隅柱は、さらに軸力と二軸曲げの相互作用の問題が絡んで柱の設計用応力を定めるのが複雑になる。本研究は立体骨組の一例について検討した結果、変動軸力を受ける外柱、隅柱の設計用応力の割増率は、変動軸力の少ない内柱より大きい。かつ、曲げモーメントの割増率は層によってばらつきが大きく、せん断力の割増率より大きい。また、軸力増大側と軸力減少側の設計用応力の割増率が異なることを示した。このような部材の設計用応力を明確に定義するためには、今後とも研究を続ける必要である。

謝辞 本研究は昭和63年度文部省科学研究費補助金（一般研究A、研究代表者：青山博之、課題番号：62420041）によって行なった。

参考文献 [1] 李康寧：3軸変動力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動(その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987.10、pp.523-524； [2] 李康寧、青山博之、小谷俊介：軸力-曲げモーメントの相互作用を考慮した鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答(その1,その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10、pp.303-306； [3] 李康寧、小谷俊介、青山博之：変動軸力の効果を考慮したRC平面骨組の弾塑性地震応答、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.10, No.3, 1988, pp.467-472； [4] 李康寧、小谷俊介、青山博之：柱の変動軸力による非線形性を考慮したRC立体骨組の弾塑性地震応答、第11回コンクリート工学年次論文報告集、1989。