

論文

[2019] 軸力-曲げモーメントの相互作用を考慮したRC造立体骨組の弾塑性地震応答

正会員 ○李 康寧 (横浜国立大学工学部)

正会員 小谷俊介 (東京大学工学部)

正会員 青山博之 (東京大学工学部)

1. 序

地震動を受ける鉄筋コンクリート (RC) 造立体骨組構造物の周辺の柱には転倒モーメントによる変動軸力と2方向水平外力による2軸曲げモーメントの相互作用 (N-M相互作用) が生じる。筆者らは、この種の部材の非線形挙動をシミュレーションする解析モデルを開発し、N-M相互作用のRC造立体骨組の地震応答に対する影響を研究してきた<sup>[1~3]</sup>。ここに、層数及びスパン数が異なるRC造立体骨組モデルを対象として、複数の地震波記録を用いて水平二方向入力による非線形地震応答解析を行ない、外柱および隅柱に生じた変動軸力と2軸曲げモーメントの相互作用の骨組の地震応答に対する影響を調べた。

2. 解析用骨組モデル

解析用骨組モデルは図1及び表-1に示す。S12-2とS20-2はそれぞれ12層と20層、平面各方向に2スパン、9本柱からなる立体骨組モデルとする。また、S12-4はS12-2を拡張してできたモデルで、平面各方向に4スパン、25本柱からなる骨組モデルである。各骨組モデルは住宅建物を想定し、スパン長さ5.5m、平面四辺に幅1.2mのバルコニー、1階の階高4m、一般階階高2.85mとした。地震用重量は床単位面積当り屋上階約1.24tonf/m<sup>2</sup>、一般階1.04tonf/m<sup>2</sup>とした。梁・柱部材の断面寸法は表-2に、使用する鉄筋及びコンクリート材料の力学特性は表-3、4に示す。床スラブは全て厚さ15cm、D10@20cmのダブル配筋と仮定した。モデルの弾性固有周期は表-1に示す。

骨組の設計用地震力は60Kine程度の入力地震波に対して部材の降伏が生じ得るように設計用ベース・シア係数は12層モデル (S12-2とS12-4) では約0.22とし、20層モデル (S20-2) では約0.15とした。設計用地震荷重の分布は最上層に集中荷重を有する逆三角形分布とした。梁部材および最上階柱頭と1階柱脚の設計用応力は前報<sup>[3]</sup>

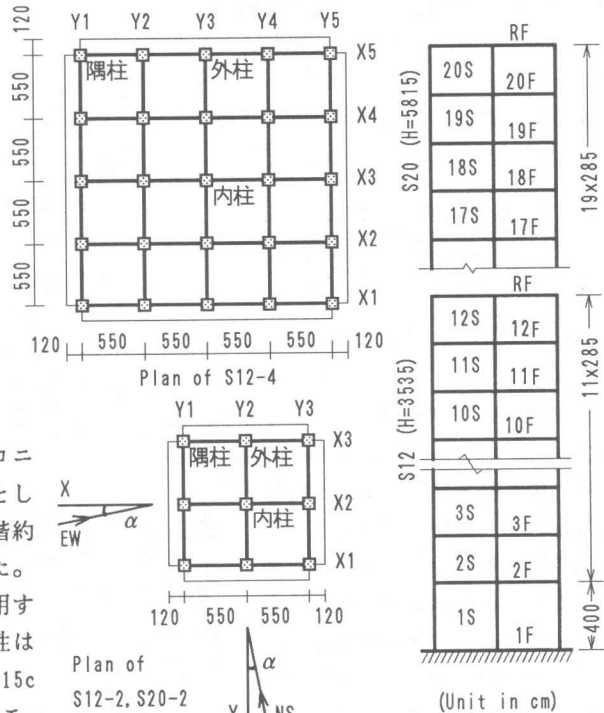


図1 解析用骨組モデル

表-1 解析用骨組モデル

骨組	層数	高度 H (m)	総重量 W (ton)	ベースシア	固有周期 T <sub>1</sub> (Sec)	振れ周期 T <sub>j</sub> (Sec)
S12-2	12	35.35	2198	0.22	0.777	0.584
S12-4	12	35.35	7042	0.22	0.744	0.603
S20-2	20	58.15	3639	0.15	1.348	0.886

中荷重を有する逆三角形分布とした。梁部材および最上階柱頭と1階柱脚の設計用応力は前報<sup>[3]</sup>

と同様な方法で定めたが、設計用鉄筋降伏強度は $1.0\sigma_y$ とした。梁部材にはスラブの協力幅（梁断面の片側に梁スパンの0.1倍）を考慮した。

中間層柱部材の断面設計は、1階の柱脚に固定支持として静的漸増載荷による平面解析を行ない、全体降伏機構形成時（梁部材の最大塑性率が4.0程度）の応力をそのまま設計用応力に使用する。静的漸増載荷に用いた梁部材の曲げ降伏耐力は鉄筋強度 $1.1\sigma_y$ として評価した。梁部材の曲げ耐力は、塑性率が4.0に達する時の耐力を最大耐力として、鉄筋強度を $1.25\sigma_y$ 、スラブの協力幅を2倍にして算定した。外柱、隅柱の設計用軸力は、鉛直荷重時の軸力にそれぞれ静的平面解析による変動軸力の0.8倍、1.5倍を加えたものとした。

全ての骨組モデルは各方向対称に設計した。部材の配筋は表-5, 6に示す。

表-4 鉄筋材料 (kgf/cm<sup>2</sup>)

鉄筋種類	規格強度 $\sigma_y$	
梁・柱の主筋	SD35	3500
その他の鉄筋	SD30	3000

### 3. 解析方法

(1) 骨組のモデル化 骨組のモデル化は文献[2~3]と同様な仮定を用いた。即ち、1階柱脚を剛支持とする固定基礎を仮定した。部材の曲げ変形、軸方向変形は弾塑性、せん断変形は弾性とし、材端には梁・柱の接合部の寸法によって剛域を考慮した。床スラブ面内が剛とし、骨組全体の振れ変形を考慮する。但し、部材の振れ剛性を無視した（自由に振れ変形）。

(2) 部材のモデル化 梁、柱部材は文献[3]の方法に従ってモデル化した。即ち、柱部材はMSモデルを用いてN-M相互作用を考慮した。

(3) 解析ケース 前報<sup>[3]</sup>と同様に、N-M相互作用の効果を考慮した解析(CASE-B)とそれを無視した解析(CASE-A)を行なって、その結果を比較して相互作用の影響を検討する。

表-2 (1)梁部材断面寸法 (2)柱部材断面寸法(cm)

S12-2	S20-2	b×D	S12-2	S20-2	b×D
	S12-4		S12-4	17~20S	
10~RF	18~RF	45×60	9~12S	13~16S	65×65
6~9F	14~17F	50×65	5~8S	9~12S	70×70
2~5F	10~13F	55×70	1~4S	5~8S	75×75
	6~9F	60×75		1~4S	80×80
	2~5F	65×80			

表-3 コンクリート材料 (単位: kgf/cm<sup>2</sup>)

適用層		設計強度		ヤング	せん断
S12-2, S12-4	S20-2	圧縮	引張	係数, 10 <sup>5</sup>	係数, 10 <sup>5</sup>
9~12	17~20	270	29.6	2.60	1.12
5~8	13~16	300	31.2	2.74	1.17
1~4	9~12	330	32.7	2.87	1.23
	5~8	360	34.2	3.00	1.29
	1~4	390	35.5	3.13	1.34

表-5 梁部材の配筋 (配筋率 $P_s=0.40\sim 1.09\%$ )

S12-2, S12-4		S20-2		
層	全梁	層	外側梁端	内側梁端
RF	4D19/4D19	RF, 20F	4D19/4D19	4D19/4D19
12F	4D22/4D22	19F	4D25/4D22	4D25/4D22
11F	4D25/4D25	18F	4D25/4D25	4D25/4D25
10F	5D25/5D25	17F	5D25/5D25	5D25/5D25
7~9F	6D25/6D25	16F	5D29/5D29	5D29/5D25
2~6F	5D29/5D29	12~15F	5D29/5D29	5D29/5D29
(上端/下端)		10~11F	6D29/5D29	6D29/5D29
		2~9F	6D29/6D29	6D29/6D29

表-6 柱部材の配筋 (S:階、T:柱頭、B:柱脚)

S12-2, S12-4			S20-2			配筋
内柱	隅柱	外柱	内柱	隅柱	外柱	
2T~12S	11~12S	12S	5~20S	20S	20S	8D25
1~2B	9~10S	11S	1~4S	17~19S	18~19S	8D29
	7~8S	9~10S		16~17B	11T~17S	8D32
	4T~6S	3T~8S		9T~16B	5T~11B	12D32
	3T~4B	2T~3B		8T~9B	2T~5B	12D35
	2T~3B	1S~2B		6T~8B	1S~2B	12D38
	1~2B					12D41
				3T~6B		16D38
				2T~3B		16D41
				1T~2B	16D41+芯筋4D35	
				1B	16D41+芯筋4D38	

(4) 入力地震波 入力地震波記録は表-7に示す。応答数値積分の方法は Newmark $\beta$ 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、初期弾性時の減衰定数 $h_k = 2\%$ とした。自然地震波記録の東西、南北成分には強弱の差があり、最大応答が異なっている。構造物の2つの主軸方向の最大応答が極端に異なる場合は、二軸の効果が少なくなり、外柱、隅柱の変動軸力が小さくなるのが考えられる。これを避けるために、構造物の各主軸方向にほぼ同程度の最大応答を生じさせるように、主軸方向から角度 $\alpha$ を回転した方向(図1)に自然地震波の東西、南北成分を等倍率で増幅して入力した。このような入力角度 $\alpha$ はモデルの固有振動周期および地震波の特性によって異なるので、弾性応答スペクトルから入力角度を概略に決めてから骨組の応答結果を見て調整した。最終的な入力角度は表-7に示した。

表-7 入力地震波

地震波記録名	EL CENTRO	HACHINOHE	TOHOKU UNIV.
入力継続時間(sec)	13	13	16
入力倍率	1.79	1.80	1.50
入力角度	S12-2, S12-4	0°	15°
	S20-2	0°	29°

#### 4. 応答解析結果及び検討

骨組の各層重心位置の水平X, Y方向(主軸方向)の応答では、各地震波に対する3つの骨組モデル共に

最大応答層間変形角が1/100を越え、最大では約1/80に達した。構造的配筋した最上層梁を除いた他の梁部材はすべて材端部に曲げ降伏ヒンジが生じ、最大塑性率が3.0を越えた。12層モデル(S12-2, S12-4)では1階隅柱の軸力増減分は約+605~-572tonf、20層モデル(S20-2)では約+1100~-1025tonfとなる。20層モデルは12層モデルの2倍程度の変動軸力が生じた。1階隅柱は軸力比変動幅が最大で、12層モデルでは $-0.20 \sim +0.44 \cdot bDFc$ であり、20層モデルでは約 $-0.29 \sim +0.59 \cdot bDFc$ である。最大軸力は釣合軸力を越えた。以下に解析結果を検討する。

##### (1) 部材の応答に対するN-M相互作用の影響

外柱隅柱の変動軸力が大きいモデルS20-2について、El Centro地震波による外側フレームの柱の曲げ降伏ヒンジ分布を図2に示した。主軸方向塑性率 $[\mu]$ が2.0を越えたヒンジは黒丸、1.0以上は白丸、1.0以下で降伏が生じたところは三角印で示した。前報<sup>[3]</sup>の結果と同様で、N-M相互作用を考慮したCASE-Bでは、中間層の外柱、隅柱も多数降伏した。但し、同じ時刻に軸力増大側の中間層柱およびその時の軸力変動の少ない隅柱は降伏しないので、層降伏機構にはならなかった。中間層柱の降伏ヒンジのほとんどはX, Y両主軸方向に同時に比較的大きい応答ピークが生じる時(図5b,  $t = 5.65$ 秒)に一時的に生じた引張降伏ヒンジである。しかし、N-M相互作用を無視したCASE-Aでは、CASE-Bと同様に両主軸方向同時に大きい応答ピークが生じた(図5a)が、外柱上層部を除いた中間層は殆ど降伏していない。ピーク応答時( $t = 5.65$ 秒)の軸力増大側と軸力減少側の隅柱のせん断力(ベクトル)分布は図3に示す。CASE-Aの結果では、軸力減少側と軸力

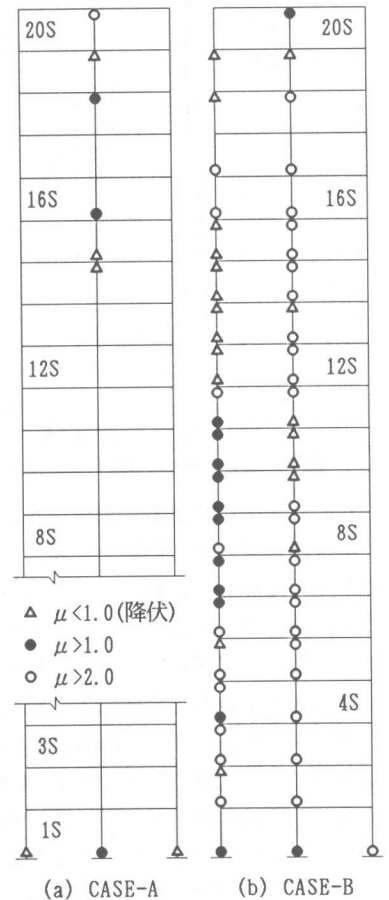


図2 柱の降伏ヒンジ(S20-2, Y3)  
(入力: El Centro $\times 1.79$ )

増大側の柱の応力分布がほぼ等しい。これに対して、CASE-Bでは、軸力減少側と軸力増大側の柱の応力分布は層によってばらつきがあるが、全体の傾向としてはN-M相互作用によって軸力減少側の柱に剛性低下或いは降伏によって負担する応力が減少し、反対側の柱に応力が増大する効果がある。従って、層せん断力で考えれば、その効果が消し合うと考えられる。

梁部材の応答塑性率では、N-M相互作用を考慮した場合、変動軸力を受ける外柱、隅柱の降伏損傷が生じて、そのような柱に接する梁端は最大応答塑性率が小さくなる(図4 a)。即ち、前報<sup>[3]</sup>と同じ結果が再確認できた。変動軸力が少ない内柱に接する梁端では、両ケースによる最大応答塑性率はあまり変わらない(図4 b)。

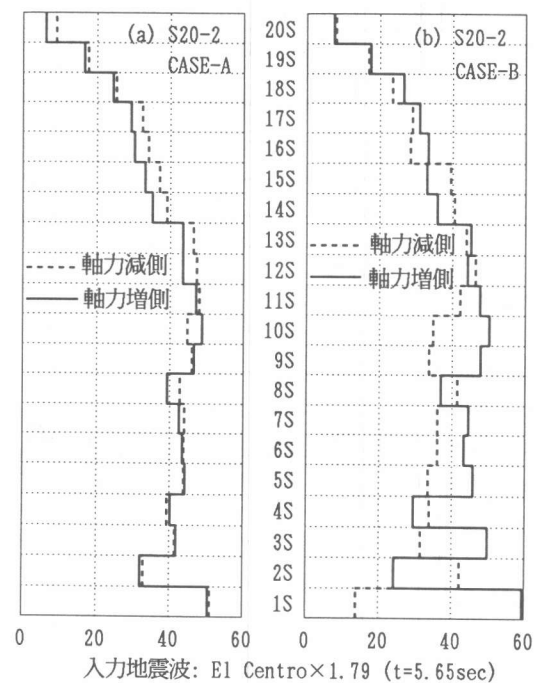


図3 隅柱のせん断力 (単位: tonf)

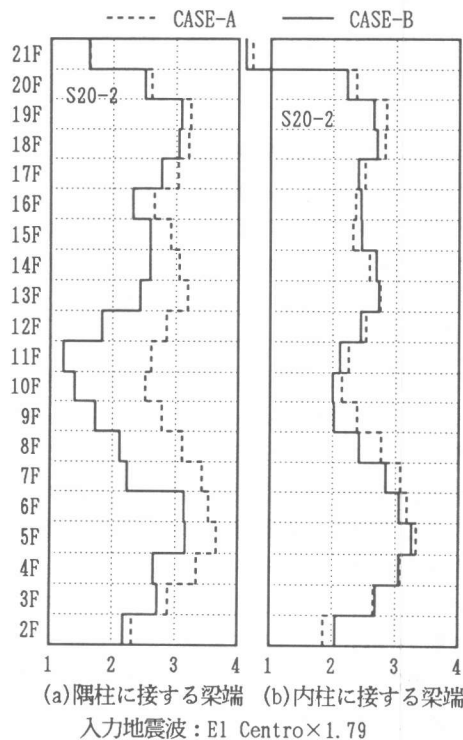


図4 梁部材の最大塑性率

## (2) 骨組全体の応答に対するN-M相互作用の影響

各骨組モデルの1階層せん断力と最上階変形のベクトル応答最大値は図6に示す。N-M相互作用を考慮したCASE-Bはそれを無視したCASE-Aと比して、一般的に最大応答変形の増大に伴ってベース・シア応答がやや小さくなった。CASE-Bの中間層柱の降伏が生じ、剛性が多少低下したからである。平面に同じスパン数を持つモデルS12-2とS20-2の結果を比較すると、地震波によるばらつきがあるが、全体的には層数が増えるとCASE-BとCASE-Aの最大応答の差は少しでも拡大する傾向がある。El Centro地震波に対する最大応答変形ではCASE-BはCASE-Aより約5%程度大きくなっている。図7に示すS20-2の最大応答層せん断力分布を見ると、両ケースの差は上層から下層へ次第に大きくなって、外柱隅柱に生じた変動軸力の大きさに比例するものである。即ち、その差はN-M相互作用による影響だと考えられる。

平面にスパン数が多いモデルS12-4では、CASE-BとCASE-Aの最大応答ベース・シアと最大応答変形の差は殆どなくなる(図6)。スパン数が多い構造物では、変動軸力を受ける外柱隅柱の本数が相対的に少なく、N-M相互作用の骨組全体の応答に対する影響が相対的に弱めるからである。実際の建物ではスパン数が多いので、骨組全体の応答に対するN-M相互作用の影響が小さ

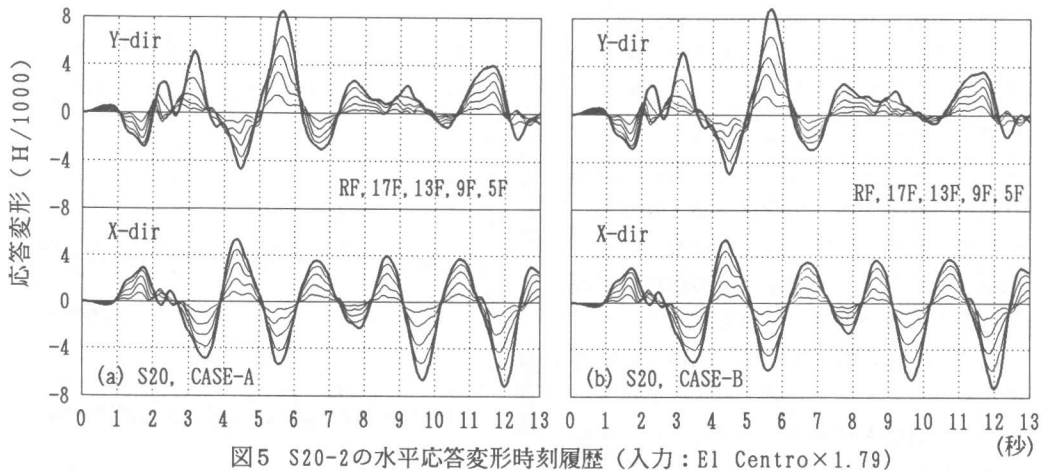
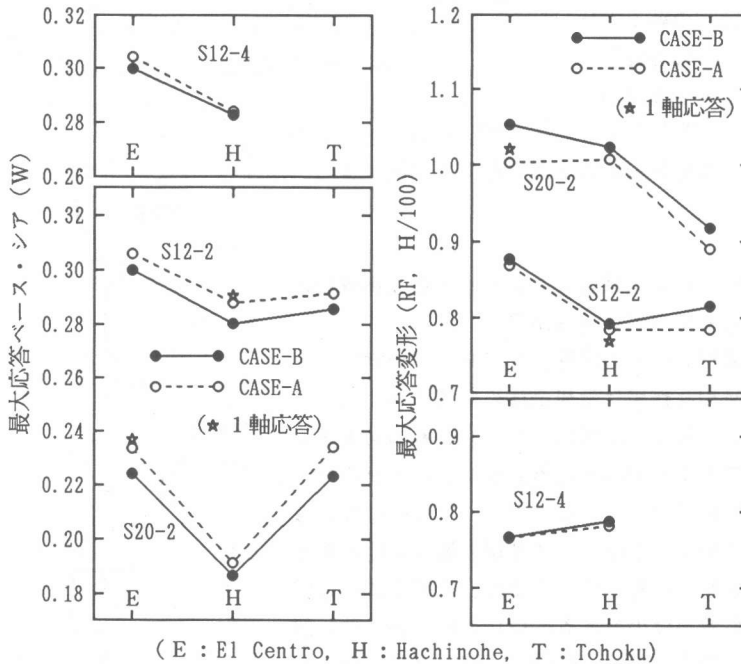


図5 S20-2の水平応答変形時刻履歴 (入力: El Centro×1.79)



(E: El Centro, H: Hachinohe, T: Tohoku)  
図6 最大応答ベースシアと最大応答変形 (ベクトル)

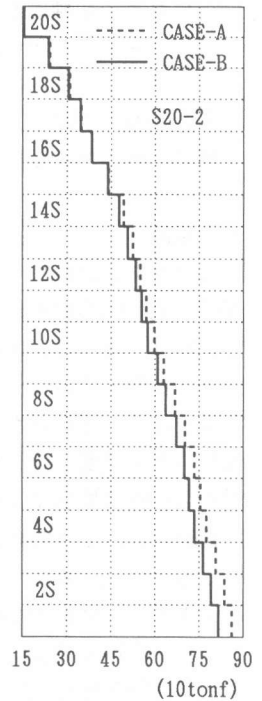


図7 最大層せん断力 (El Centro×1.79)

いと考えられる。

また、周辺柱の変動軸力が大きいモデルS20-2についてもCASE-AとCASE-Bの応答変形の時刻履歴の性状が殆ど同じである(図5)。即ち、N-M相互作用は骨組の最大応答変形と層せん断力に多少影響はあるが、骨組の基本振動特性には影響しない。

### (3) N-M相互作用による揺れ振動

N-M相互作用を無視したCASE-Aでは骨組全体の揺れ応答が生じなかったのに対してCASE-Bでは明らかな揺れ振動が励起された(図8)。これが前報<sup>[8]</sup>で検討したN-M相互作用による揺れ振動である。また、S12-2と比べて、S12-4の方が揺れ振幅が小さい(図8c)。スパン数が増えると、変動軸力の少ない内柱の数が多くなるので、N-M相互作用による剛性偏心の影響が小さくなることを確認できた。

#### (4) 1軸応答と2軸応答の比較

1軸応答は、2軸応答のX、Y主軸方向の入力成分をそれぞれ1方向に入力し、N-M相互作用を考慮して行なった。柱部材が1軸曲げのみを受け、さらに隅柱には1方向から変動軸力しか受けなかったため、中間層柱が殆ど曲げ降伏していない。柱の損傷がないから、その結果、梁部材の塑性率は2軸応答CASE-Bの結果より大きくなった(図9)。また、X、Y方向の1軸応答によるベース・シアと最上層変形の自乗和のルートの最大値を図6に星印で示し2軸応答と比較した。柱降伏による剛性低下が少ないため、2軸応答のCASE-Bの結果と比べてベース・シアがやや大きく応答変形が多少小さくなったが、その差は4%以内である。即ち、1軸応答では、部材に対する靱性要求、降伏ヒンジ分布を正確に評価できないが、骨組全体の応答を良い近似で推測できる。

#### 5. 結論

スパン数、層数をパラメータにした鉄筋コンクリート造立体骨組の弾塑性地震応答解析結果によって以下の結論が得られた。

(1) N-M相互作用は各部材レベルの応答、降伏ヒンジの発生には大きく影響する。(2) N-M相互作用は骨組全体の応答に対して多少影響がある。層数が増えると、外柱、隅柱に生じる変動軸力も大きくなり、その影響が少しでも増大する傾向がある。また、N-M相互作用による剛性偏心によって振れ振動が生じる。但し、層降伏にならない骨組では、それらの影響はいずれも小さくて骨組の振動特性を変えることはない。特にスパン数が多い骨組構造物では、骨組全体の応答に対するN-M相互作用の影響が微小である。(3) 1軸応答では、部材に対する靱性要求の評価、降伏ヒンジの推測は正確ではないが、骨組全体の応答を良い近似で推測できる。

従って、部材レベルの応答および骨組の降伏型を正確に定めるには、変動軸力と2軸曲げの相互作用を考慮した立体骨組による地震応答解析を行なう必要がある。

**参考文献** [1] 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、解析プログラム)、(その2、平面フレームの解析結果)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10、pp.303-306 [2] 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 [3] 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、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.11、No.2、1989、pp.217-222

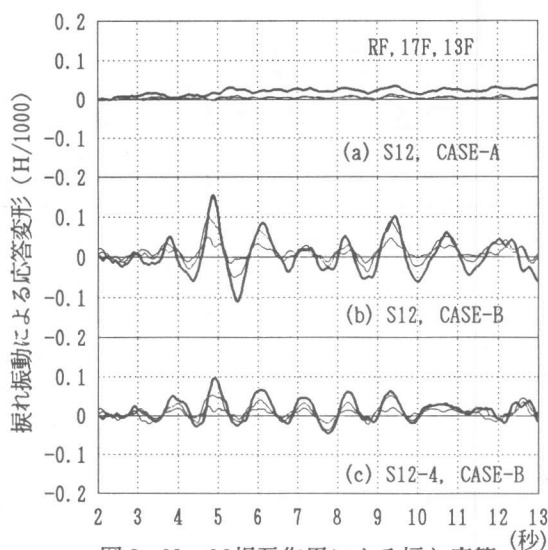


図8 N-M相互作用による振れ応答 (秒)

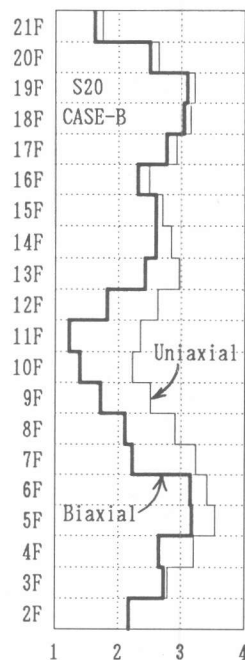


図9 1軸応答と2軸応答の梁の最大塑性率の比較