

論文

[2101] 柱の二軸曲げと変動軸力を考慮したRC骨組の弾塑性地震応答

正会員 ○ 飯藤 将之 (宮城工業高専建築学科)

正会員 柴田 明德 (東北大学 建築学科)

渋谷 純一 (東北大学災害制御センター)

1. はじめに

二方向入力を受ける柱の解析モデルには、塑性論に基づくモデルや多方向バネモデルが適用されてきたが、最近では変動軸力も考慮できるMSモデルが開発されかなり大規模な純フレームの解析が可能となり、M-N相互作用の影響や二方向入力による応力の割増しなどが検討され、耐震工学上の知見が得られてきている[1]。筆者らは、部材の曲げ解析には多用されているが、計算容量が大きい骨組解析には不向きと考えられるファイバーモデルにより、柱の変動軸力を考慮した一方向の地震応答解析を行ってきた[2]。本稿では、一軸曲げの解析モデルを二軸曲げに拡張し、RC造6層純ラーメンを対象として、変動軸力を考慮した解析を行い弾塑性挙動について検討した。更に、変動軸力を無視した骨組のモデル化を行い解析した結果を述べる。

2. 解析手法

柱の部材モデルは図1に示す部材の可撓部分のA端部とB端部にコンクリートと鉄筋の一軸応力-歪特性を有する微小要素 (=ファイバー) から成る厚さ0の断面 (=スライス) を挿入したものである。可撓部分A', B'の回転角 $\Delta \tau_{xA'}$, $\Delta \tau_{yA'}$, $\Delta \tau_{xB'}$, $\Delta \tau_{yB'}$ と、スライス間の軸変形 $\Delta \delta_{NM'}$ に対する釣合方程式は以下のようになる[2], [3]。

$$\{\Delta M_{xA'}, \Delta M_{yA'}, \Delta M_{xB'}, \Delta M_{yB'}, \Delta N_{m'}\}^T = [F_B]^{-1} \{\Delta \tau_{xA'}, \Delta \tau_{yA'}, \Delta \tau_{xB'}, \Delta \tau_{yB'}, \Delta \delta_{NM'}\}^T \quad (1)$$

ここで, $[F_B] = \int_0^{l'} [b(z)]^T [fs(z)] [b(z)] dz \quad (2)$

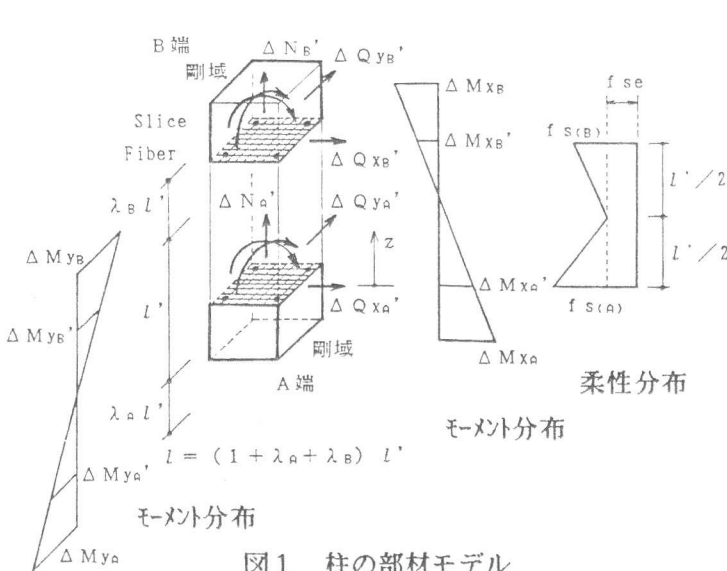


図1 柱の部材モデル

$$[b(z)]^T = \begin{bmatrix} -1+z/l' & 0 & 0 \\ 0 & -1+z/l' & 0 \\ z/l' & 0 & 0 \\ 0 & z/l' & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3)$$

断面柔性 $[fs(z)]$ は、断面での平面保持を仮定して得られるマトリックスで、材軸方向の柔性分布は、材中央において弾性柔性 $[fse]$ であるとして、両スライスの柔性 $[fs(A)]$, $[fs(B)]$ との三者の直線

補間で与える。

はりの部材モデルには材端剛塑性バネモデルを適用し、はり軸変形がなく剛床仮定で骨組全体の剛性マトリックスを作成する。

3. 解析対象骨組と解析条件

図2に解析対象を示す。6層x, y両方向共1スパン骨組が柱の変動軸力を考慮した解析対象である(=US骨組)。柱の断面寸法、配筋は表1の通りである。各層の重量を40[tf]とし、1層における1本の初期軸力は60[tf]とした。この骨組の柱の $\sqrt{2}$ 倍の柱せいと $\sqrt{2}$ 倍の柱幅を有する1本の柱のx, y方向両側に、はりを中央で切断して取り付け、はり端でモーメントが0となる様にローラー支持した骨組を変動軸力を考慮しない解析のモデル化とした(=FB骨組)。

US骨組の柱断面のコンクリートファイバーの分割数は 8×8 とし、主筋は4隅に集中させた。両骨組で柱の初期軸力比 η_{0i} を等しくするため、FB骨組の初期軸力はUS骨組の2倍とした。FB骨組の主筋量はUS骨組の4倍とし、断面における主筋の位置比 j_i は、略算による降伏モーメントがUS骨組の4倍となるよう次の式より定めた。

$$4M_v = j_i(4a_t)\sigma_y(\sqrt{2}D) + 0.5(2N_i)(\sqrt{2}D)(1 - \eta_{0i}) \quad (4)$$

ここで、 N_i はUS骨組の柱1本の初期軸力で、 M_v はUS骨組の柱1本の初期軸力時の降伏モーメントである。 j_i の値は、1層で1.15、6層で0.70である。以上のモデル化によりFB骨組の応答解析のための質量をUS骨組と等しくすれば、両モデルの初期剛性と柱の降伏耐力は等しくおかれたことになる。

コンクリート強度 $F_c = 210$ [kgf/cm²]、主筋の降伏強度 $\sigma_y = 3000$ [kgf/cm²]とし、応力-歪関係は、文献[2]と同様に折れ線で与える。

入力地震動は、1978年宮城県沖地震における東北大学の記録、及び1940年エルセントロとし、EWのみとNSのみの入力(一軸入力)、並びに、EW+NS(二軸入力)とNS+NS(45°入力)対して応答を計算した。数値積分法は平均加速度法を用い、時間刻みは1/1000[sec]とした。減衰は骨組の弾性周期を0.4[sec]とし初期剛性比例型の減衰マトリックスを用いた。

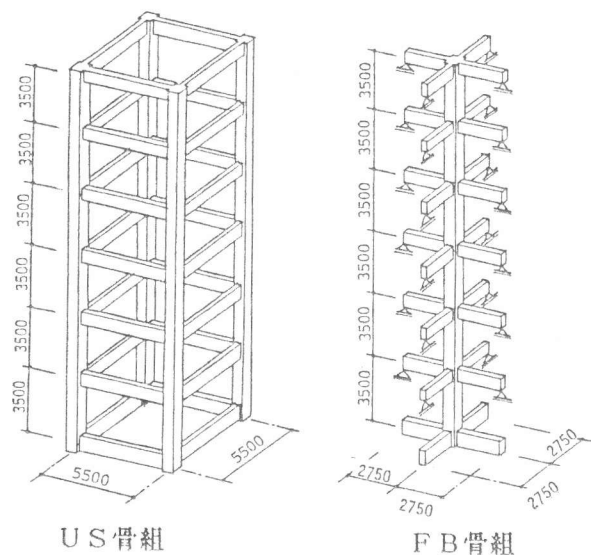


図2 解析対象骨組(単位:mm)

表1 US骨組の柱断面寸法

階	断面[mm]	配筋	材料強度
5, 6	650×650	12-D22	$F_c = 210$ $\sigma_y = 3000$ [kgf/cm ²]
3, 4	700×700	12-D22	
1, 2	750×750	12-D22	

表2 はりの断面寸法

階	断面[mm]	M_v [tf·m]
6, R	400×750	25.2
4, 5	400×800	35.1
2, 3	400×850	40.8

4. 骨組の応答性状

図3に応答の時刻歴の一例としてエルセントロの二軸入力に対する波形を示す。FB骨組はUS骨組と完全に等価なものではないが、振動中の周期特性はほぼ一致している。最大応答後、FB骨組では変位0を中心として振動するのに対し、US骨組では片ゆれが起きる。これは、後に示すUS骨組1階柱脚の塑性率の違いによるものである。

エルセントロの二軸入力と45°入力に対する最上階の変位平面を図4に示す。二軸入力を受けるUS骨組では振動の中心が第一象限にややシフトしており、FB骨組とは最大応答変位ベクトルの発生方向も異なる。NS+NS入力の場合には、FB骨組が45°方向に反応しているのに対しUS骨組はやや楕円軌道を描く。本質的にはねじれの生じない条件で解析しているにも係わらず、断面の多くの微小要素の非線形特性に基づく本解析モデルでは若干の計算誤差が生じてしまう。

表3は、最上階のx, y各軸の応答変位の最大値と、変位平面における応答変位ベクトルの最大値を示したものである。45°入力以外は、各軸の最大応答の発生とは無関係に応答変位ベクトルの最大応答が起っている。本稿で行った解析の範囲では、一軸入力で得られた最大応答値が二軸同時入力での最大応答値を上回っており、変位だけ比較する場合、各軸の一軸入力解析を行い、それぞれの応答から二軸入力の変位平面を作成すれば、二軸入力時の応答を安全側に評価できる結果となった。

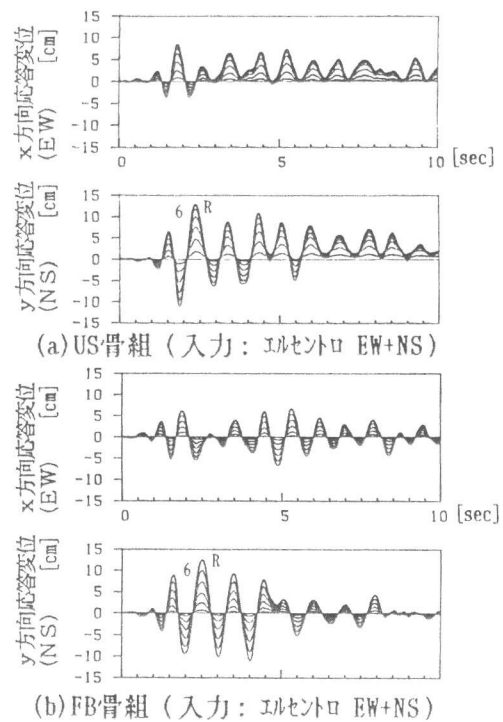


図3 各層の応答の時刻歴

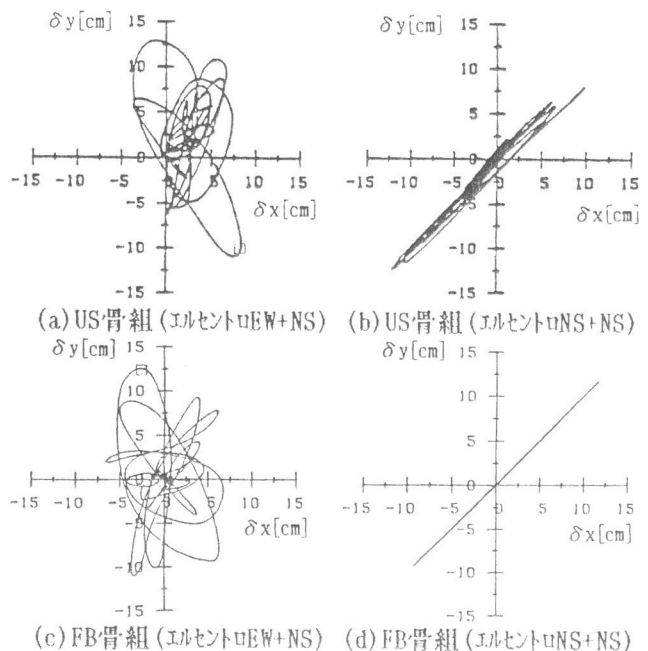


図4 最上階の変位平面

表3 最上階の最大応答変位 [cm]

入力	解析種別	骨組	EWのみ		NSのみ		EW+NS		NS+NS	
			x	y	x	y	x	y	x	y
東北大学	US	各軸	10.84	16.55	7.72	15.22	28.86	27.22		
		ベクトル	18.90		17.06		38.95			
	FB	各軸	10.50	16.81	9.90	16.05	15.72	15.60		
		ベクトル	19.44		18.69		22.13			
エルセントロ	US	各軸	6.42	17.03	8.36	12.87	12.10	12.48		
		ベクトル	17.03		13.49		17.38			
	FB	各軸	7.19	12.69	6.71	12.55	11.63	11.68		
		ベクトル	13.11		12.86		16.48			

各軸の最大
応答変位
応答変位平面での
最大変位ベクトル

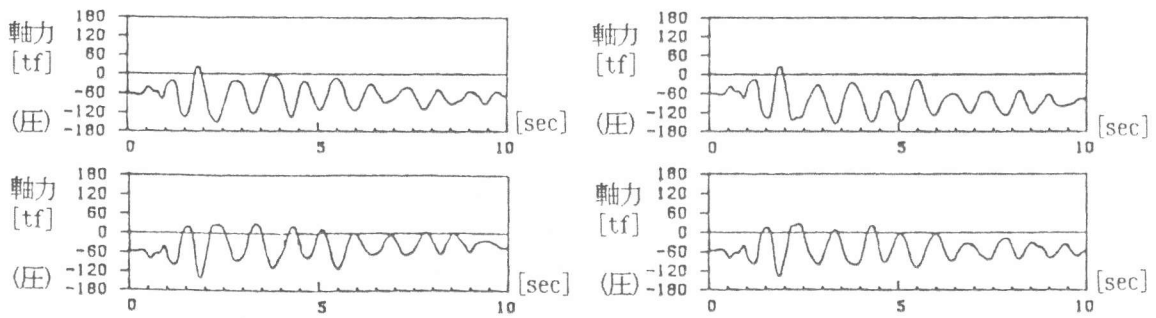


図5 (a) US骨組1階柱の変動軸力 (入力: エルセントロ NSのみ)

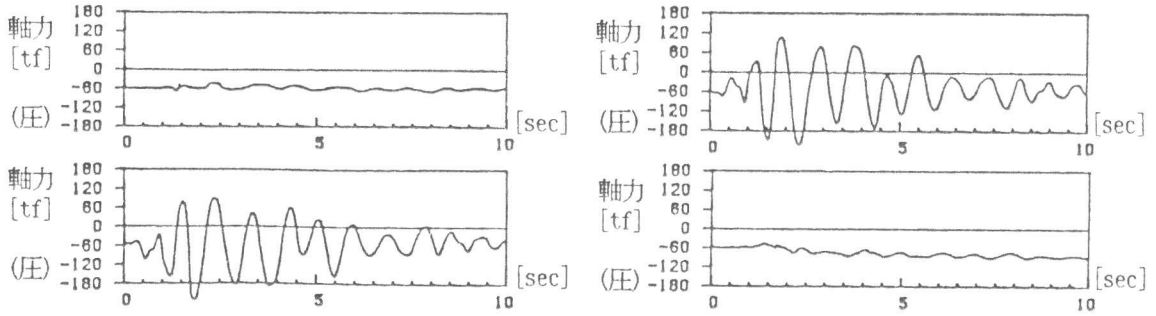


図5 (b) US骨組1階柱の変動軸力 (入力: エルセントロ NS+NS)

5. 柱部材の応答性状

図5は、US骨組のエルセントロに対する1階柱の変動軸力の時刻歴を示したものである。NSのみ一軸入力した場合、 $-0.03 \sim 0.05 \sim 0.13 b D F c$ の範囲で、NS+NSの入力の場合、 45° に直交する柱2本はほぼ定軸力のままで、転倒モーメントの影響を受ける2本の柱で $-0.09 \sim 0.05 \sim 0.19 b D F c$ の範囲で変動が起きている。EW+NS入力の場合は、最大変動のみ図8に示す。

図6は、US骨組の1階の履歴ループの例である。(a)はNS一軸入力の場合で、正の変形時に圧縮軸力が增大する柱のものである。(b)・(c)は、(a)と同じ位置の柱のNS+NS入力の場合のx、y各方向のループである。一軸入力時よりも大きな変動軸力が作用するため、正負の非対称性が著しい。(b)・(c)は、本来同じ形状となるべきものであるがx方向への変形の流れの影響がある。

6. 応答の比較

図7に両骨組の各入力に対する最大応答層間変位を示す。US骨組では中間階での層間変位が大きくなるのに対し、FB骨組では、上階ほど層間変位が増大している。US骨組では、東北大学、エルセントロ共にNSのみ一軸入力した場合の応答が最も大きくなり、EW+NS入力した場合のy方向応答は一軸入力時より小さくなっている。NS一軸入力とNS+NS入力を比較した場合、東北大学では一軸入力の方が小さくエルセントロでは一軸入力の方が大きくなり、地震波によって一概に二軸効果が現れるとは言えない。

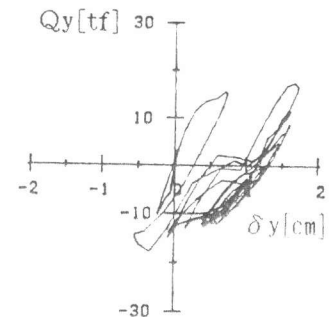


図6 (a) NS入力 $Q_y - \delta_y$

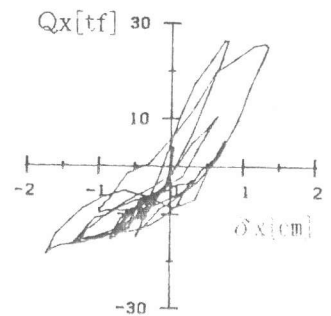


図6 (b) NS+NS入力 $Q_x - \delta_x$

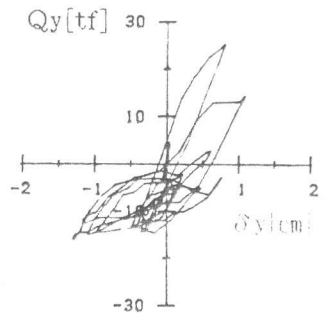


図6 (c) NS+NS入力 $Q_y - \delta_y$

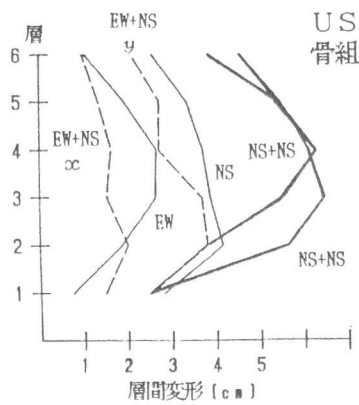


図7(a) 各層の応答層間変位[cm] (入力: 東北大学)

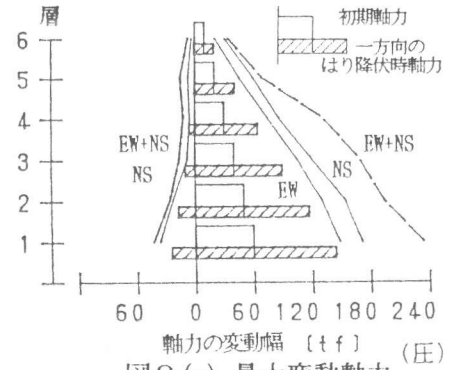
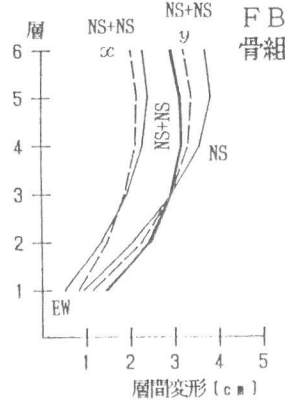


図8(a) 最大変動軸力 (入力: 東北大学)

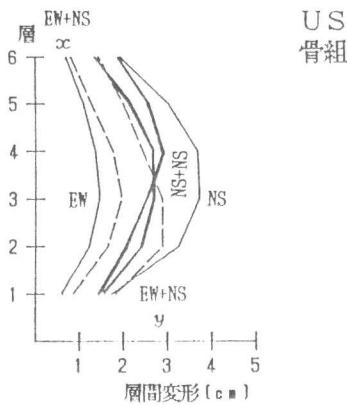


図7(b) 各層の応答層間変位[cm] (入力: エルセントロ)

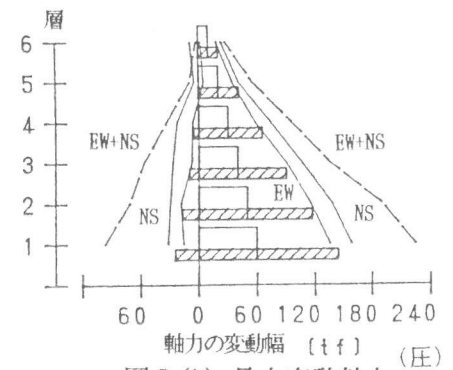
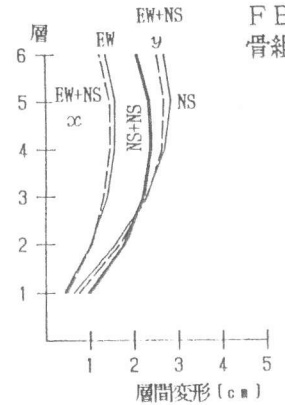


図8(b) 最大変動軸力 (入力: エルセントロ)

図8はUS骨組の柱軸力の最大の変動幅を示したもので、初期軸力と一方向のはりにヒンジが発生した時に柱1本に伝わる軸力も示した。値は一つの層の4本の柱のうちの最大変動を示している。実際には最大圧縮状態となる柱は最大引張状態となることはないので、1本1本の柱の変動幅は同図よりもやや少なくなる。一軸入力解析で、一方向メカニズムの1.0~1.3倍の、二軸入力解析で、一方向メカニズム時の約2倍もの変動が生じる結果が得られた。

図9は各階のはり材端塑性率の平均を示したもので、グラフの形は図7の層間変形を示したものと似ている。一軸入力と二軸入力のはりの塑性化の違いは、US骨組、FB骨組共明確に現れていない。

ファイバーモデルの場合あらかじめ降伏時曲率が与えられていないため、軸力が変動する柱部材では明確な材端塑性率は定義できない。柱に関しては最大主筋歪と降伏歪の比を塑性率とする。図10は各層の柱脚と柱頭の塑性率を示している。ファイバーモデルの欠点に変形の小さい段階で主筋の降伏のはじまることがある。そのために塑性率は他の部材モデルよりも大きくなるが全体的な挙動を表わす尺度になると考える。はり降伏型に骨組を設計しているので、一軸入力時FB骨組では1層柱脚以外弾性範囲に留まっているが、US骨組では圧縮軸力低下時に一部降伏が起きている。二軸入力になると1層柱脚の塑性率は一軸入力より増大し、前述の応答変位やはり塑性率に比べ二軸入力の影響が現れている。FB骨組よりUS骨組の塑性率が大きく出ているのは圧縮軸力低下時の降伏耐力低下による塑性化の進展によるものである。

7. まとめ

ファイバーモデルに基づく柱の部材モデルを用いてRC骨組の立体地震応答解析を行い、二軸

入力の影響は応答変位やはりの塑性化では小さく、柱の損傷に現れること、柱の変動軸力は一方向メカニズム時の2倍程度となることを述べた。変動軸力を考慮した骨組と非考慮の骨組とは完全に等価ではないが、両骨組で柱の損傷程度に有意な差が得られた。

【参考文献】

- [1] 李, 小谷, 青山: "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" JCI年次論文報告集 Vol. 12 No. 2, pp. 125-130 [2] 飯藤, 柴田, 渋谷: "変動軸力を考慮した部材モデルによるRC骨組の地震応答" JCI年次論文報告集 Vol. 11 No. 2, pp. 445-448 [3] T. Q. Zhou, T. Kabeyasawa and Y. Suenaga: "Column Actions for Reinforced Concrete Beam-Yielding Space Frames" 第8回日本地震工学シンポジウム(1990) Vol. 2 pp. 1671-1676

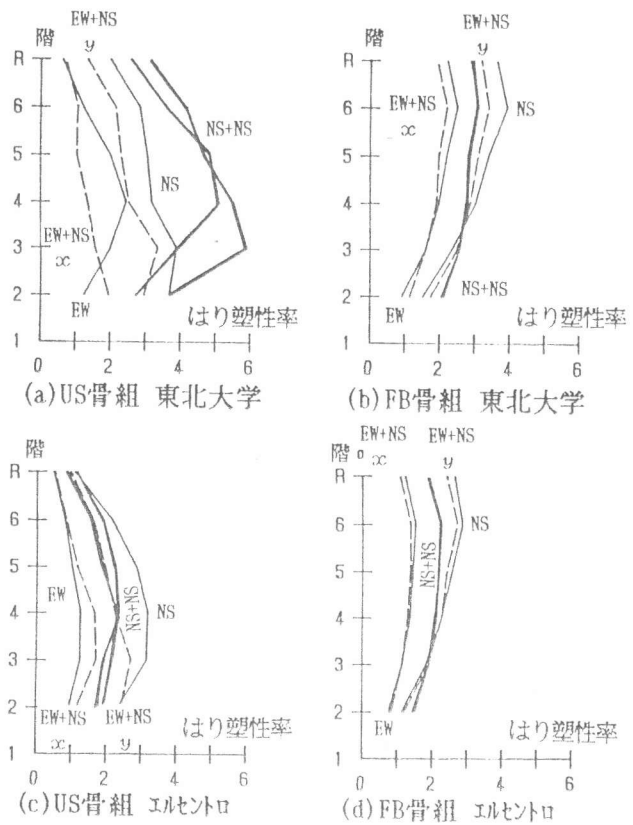


図9 各階のはり材端塑性率の平均

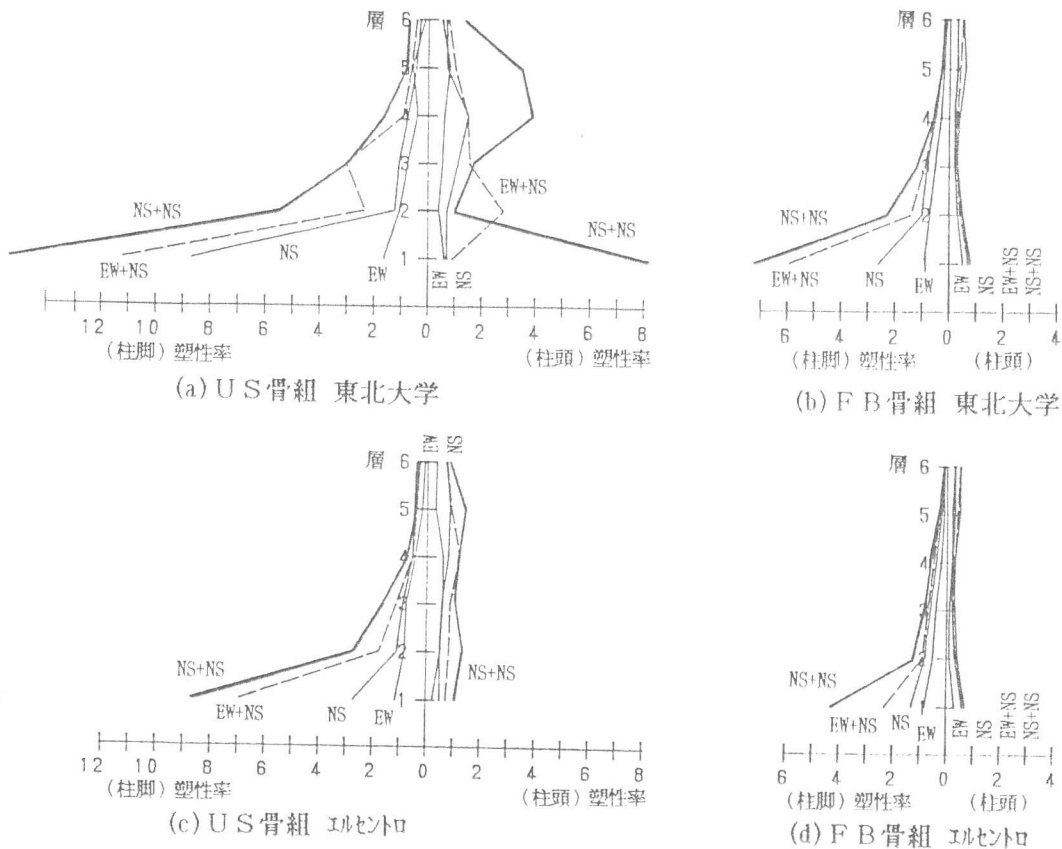


図10 各層の柱材端塑性率の平均