

論文 多層RC造建築物のモード適応型非線形荷重増分解析

松本 和行*1・倉本 洋*2

要旨: 多層建築物における層および部材の塑性化に伴う振動モードの変化の影響並びに高次モードの影響を考慮できる簡易な静的非線形荷重増分解析法を提案した。また、鉄筋コンクリート造建築物を対象として、地震応答解析結果と提案した解析法による結果を比較し、その妥当性を検討した。

キーワード: モード適用型非線形解析, 高次モード, 地震応答解析, 鉄筋コンクリート造

1. はじめに

近年、性能指向型の建築構造設計体系の開発が進められ、限界耐力計算法と称する構造性能検証法の導入に至っている¹⁾。限界耐力計算法では、建築物に対してある外力分布により静的非線形解析を実施し、代表荷重および代表変形（縮約等価1自由度系における荷重-変形関係）を算定し、検証用地震動に対する応答スペクトルとの比較により、最大応答変形を推定する方法が取られている。さらに、推定された応答変形より、層のせん断力と変形の関係が得られる。ここで、静的非線形解析において、想定される地震動の振動モードを考慮した外力分布が想定できれば、より正確な応答値が得られることになる²⁾。

そこで、本研究では、塑性化に伴う振動モードの変化の影響を考慮できる（モード適応型）静的非線形荷重増分解析を実施し、地震応答解析における最大せん断力および変形との比較を行う。さらに、高次モードの影響についても併せて検討する。

2. モード適応型非線形荷重増分解析法

多自由度系における*i*層の1次モードによる変位 ${}_i\delta_i$ は、次式で与えられる。

$${}_i\delta_i = {}_i\beta \cdot {}_i u_i \cdot {}_i S_d \quad (1)$$

ここに、 ${}_i u_i$: 1次のモードベクトルの*i*層成分, ${}_i\beta$: 1次の刺激係数, ${}_i S_d$: 1次の

応答変位

一方、*i*層の1次モードに対応する外力 ${}_i P_i$ は次式となる。

$${}_i P_i = m_i \cdot {}_i\beta \cdot {}_i u_i \cdot S_a \quad (2)$$

ここに、 m_i : *i*層の質量, ${}_i S_a$: 1次の応答加速度

したがって、式(1)、(2)より次式を得る。

$${}_i P_i = m_i \cdot {}_i\delta_i \cdot S_a / {}_i S_d \quad (3)$$

また、等価1自由度系の代表荷重 ${}_i S_d$ および代表変形 ${}_i S_d$ は式(4)および(5)で与えられる³⁾。

$${}_i S_d = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \cdot {}_j\delta_j^2}{\left(\sum_{j=1}^N m_j \cdot {}_j\delta_j \right)^2} \cdot {}_i Q_B \quad (4)$$

$${}_i S_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_j \cdot {}_j\delta_j^2}{\sum_{i=1}^N {}_i P_j \cdot {}_j\delta_j} \cdot {}_i S_a \quad (5)$$

ここに、 ${}_i Q_B$: ベースシア

ここで、 $\sum {}_i P_j = {}_i Q_B$ であることを考慮すると、式(3)および(4)より

$$\sum_{j=1}^N {}_i P_j \cdot {}_j\delta_j = {}_i S_d \cdot {}_i Q_B \quad (6)$$

となり、式(3)~(6)より以下の関係が得られる。

$${}_i P_i = \frac{m_i \cdot {}_i\delta_i}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot {}_j\delta_j} \cdot {}_i Q_B \quad (7)$$

増分解析における*k*ステップの*i*層の外力を

*1 (株)藤木工務店技術研究所 研究員 工博 (正会員)

*2 豊橋技術科学大学工学教育国際協力研究センター 助教授 工博 (正会員)

式(7)に基づいて式(8)のように設定すれば、荷重増分形 ($d_l Q_B$) のモード適応型静的非線形荷重増分解析 (Adaptive Pushover 解析: 以下, Ap 解析と呼称) を行うことができる。

$${}_l P_{i,k} = \frac{m_{i-1} \delta_{i,k-1}}{\sum_{j=1}^N m_{j-1} \delta_{j,k-1}} \cdot ({}_l Q_{B,k-1} + d_l Q_B) \quad (8)$$

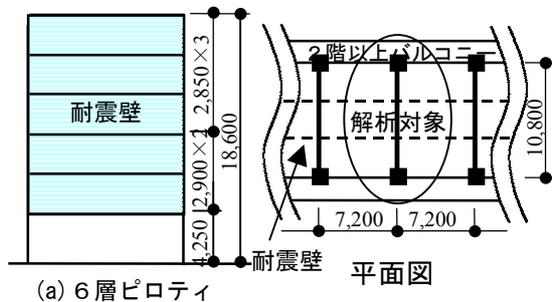
なお、式(8)における ${}_l \delta_{i,k-1}$ の初期値は固有値解析から得られる弾性 1 次モードのものを用いる。

3. 解析モデルの概要

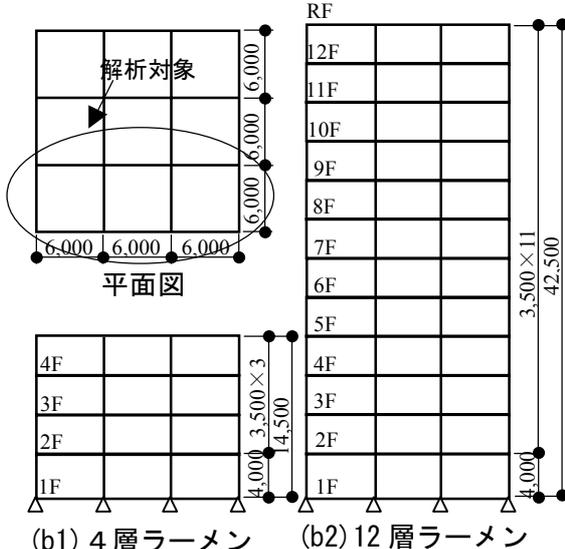
図 1 に解析対象建築物の軸組および平面図を、表 1 に建築物の断面および配筋を示す。解析対象とした建築物は、ピロティ形式のものが 1 タイプ、純ラーメン形式のものが 2 タイプである。ピロティ形式のものは、桁行方向が 7.2m×6 スパン、張間方向が 10.8m×1 スパンの片側廊下形式であり、張間方向において 1 階が単独柱、2 階以上が連層耐震壁から構成される。建築物層数は 6 層で、高さは 18.6m である。ラーメン

形式のものは、桁行および張間方向ともに、6.0m×3 スパンで、建築物高さが 4 層、12 層で、それぞれ 14.5m、42.5m (1 層 4.0m、2 層以上 3.5m) である。各建築物のベースシア係数 (層間変形角 $R=1/100$ 時) としては、6 層ピロティ形式のものが 0.495、4 層ラーメン形式のものが 0.398、および 12 層ラーメン形式のものが 0.299 である。

非線形荷重増分解析および地震応答解析ともに、柱および耐震壁部材にマルチスプリング (MS) モデルを適応した解析プログラム⁴⁾を使用した。なお、解析フレームは、ピロティ形式のものでは張間方向の中間構面の 1 フレームを取り出したモデルとし、ラーメン形式のものでは 2 フレームを取り出したモデルとした。地震応答解析に用いた入力地震波は、El Centro NS(1940)、および JMA-Kobe NS(1995) の 2 波であり、それぞれ 50cm/sec および 75cm/sec に基準化したものを用いた。解析における粘性減衰は初期剛性比例型とし、弾性 1 次固有周期に対



(a) 6 層ピロティ



(b1) 4 層ラーメン (b2) 12 層ラーメン

図 1 解析モデル平面・軸組図

表 1 解析対象建築物の断面・配筋

(a)ピロティ形式					
Story	Floor	Section(mm)	Reinforcement	Concrete(N/mm ²)	Reinforcement
6	Columns	2F-6F	800×700 X4-D25/ Y2-D25+2-D16	24	≥D19: SD35 ≤D16: SD30
		1F	950×950 X8-D25/Y6-D25 (8-D13@100)		
	Walls	Floor	tw(mm)		
	2F-6F	150	D10@150S		

(b)ラーメン形式						
Story	Floor	Section(mm)	Reinforcement	Concrete(N/mm ²)	Reinforcement	
4	Columns	4F	16-D25(側柱)	24	D29:SD345 D25:SD345 D16:SD345 D13:SD295	
		3F	12-D25(中柱)			
		2F	16-D25(2-D13@100)			
	Beams	R	400×700			8-D25(2-D13@200)
		4F				
		3F	400×750			11-D25(2-D13@150)
		2F	450×1500			16-D29(2-D16@200)
12	Columns	9F-12F	16-D29(2-D13@100)	24	D29:SD390 D25:SD345 D13:SD345	
		5F-8F	16-D32(2-D13@100)	30		
		2F-4F	24-D35(3-D13@100)	36		
		1F	28-D35(3-D13@100)			
		12F-R	10-D25(3-D13@150)	24		
	Beams	8F-11F	500×800	11-D29(4-D13@150)	30	
		5F-7F		14-D35(4-D13@150)	36	
		2F-4F		15-D35(4-D13@150)		
		FG	500×3000	24-D29(4-D16@200)		

して減衰係数を 3%と仮定した。数値積分には Newmark- β 法($\beta=1/4$)を用いた。

4. 解析結果

4.1 非線形荷重増分解析

図 2 に Ai 分布および式(8)による外力分布(以下, Ap 分布と呼ぶ)の層せん断力と全体変形との関係を示す。図中には, 地震応答解析より得られた全体変形の最大時(時刻歴上の同一ステップ)のせん断力と全体変形との関係も併せて示す。

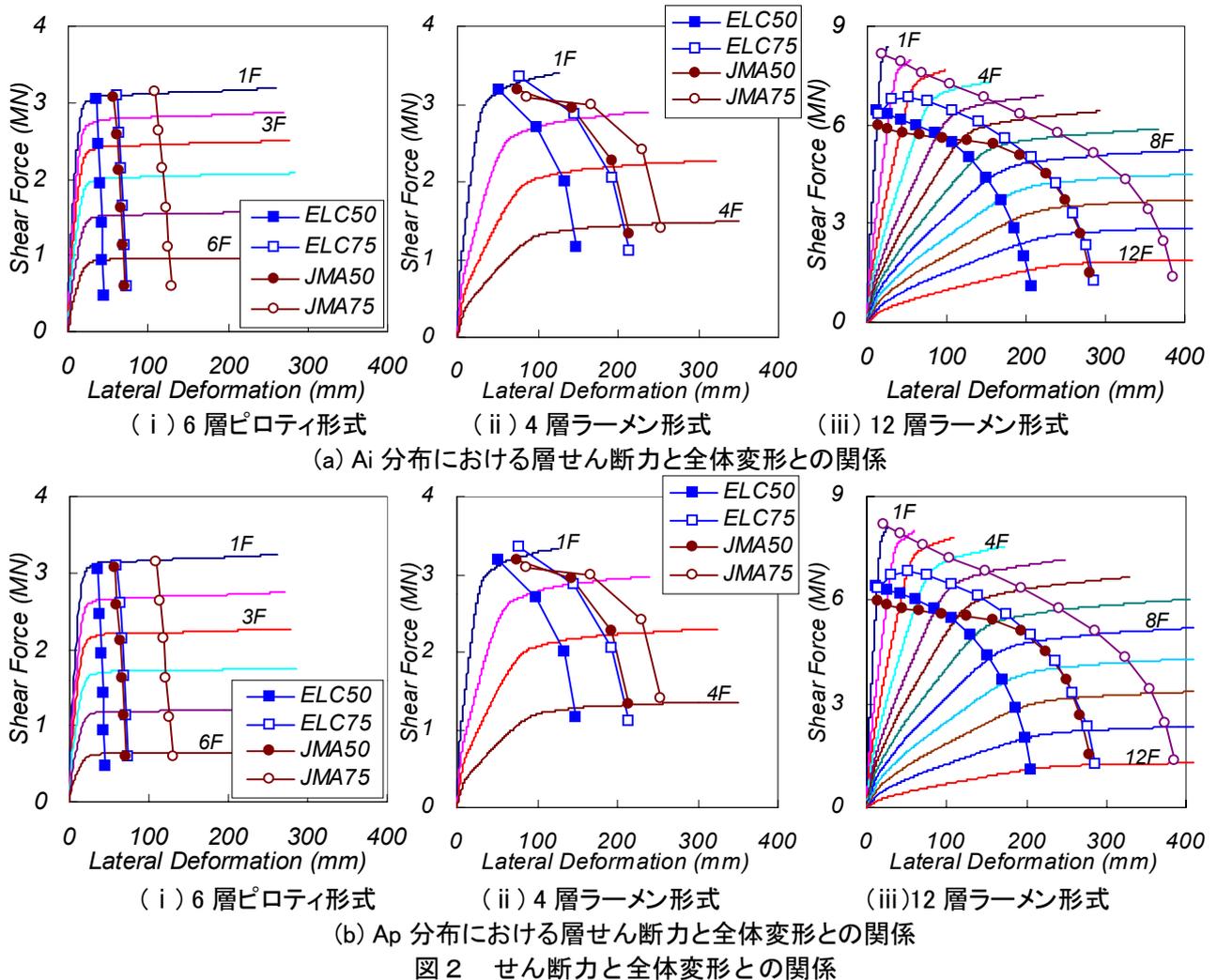
層せん断力と全体変形の関係において Ai 分布と Ap 分布との比較では, いずれの建築物タイプにおいても, 上層部分のせん断力は, Ai 分布の方が Ap 分布より高い傾向にある。下層部分のせん断力(特に 1 階のせん断力)は, 両外力分布とも同程度となっている。また, 併せ

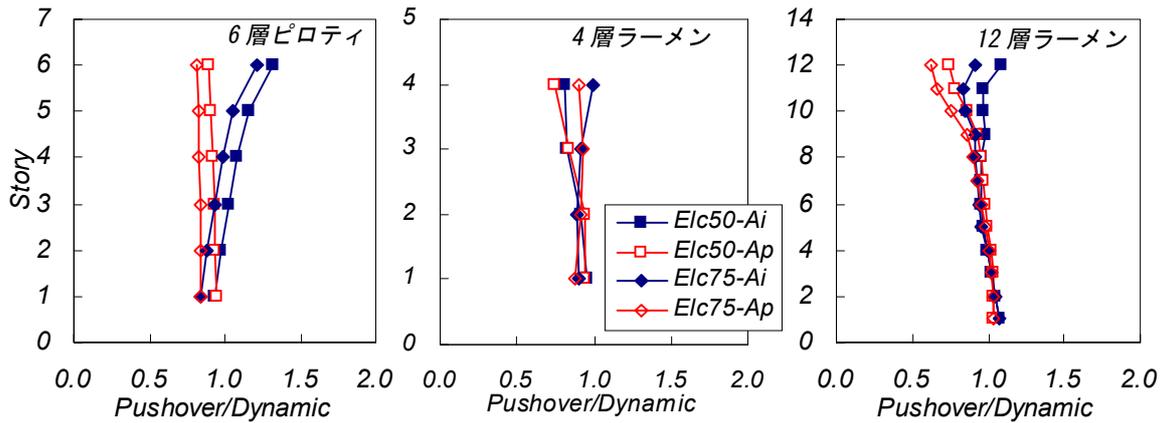
て示した地震応答解析結果との比較では, Ai 分布より Ap 分布の方が各層のカーブ上にプロットされる傾向にある。

4.2 最大地震応答との比較

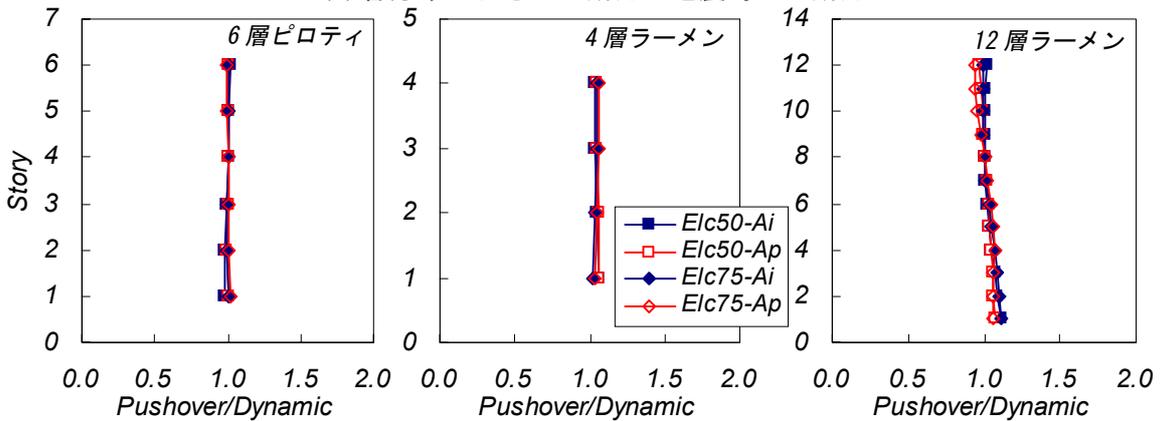
図 2 に示す地震応答解析結果におけるせん断力と全体変形との関係を用い, 式(4)および(5)より, 地震応答値における代表荷重 $_{Dyna}S_a$ および代表変形 $_{Dyna}S_d$ を算定する。さらに, 両外力分布における $S_a - S_d$ 曲線を算定する。この $S_a - S_d$ 曲線上における地震応答より得られた値 ($_{Dyna}S_a$ および $_{Dyna}S_d$) に相当するステップの増分解析結果に戻し, 各層のせん断力と変形との関係を得る。なお, 地震応答解析結果は, せん断力および変形ともに最大応答値を用いている。

図 3 (a)および(b)に El Centro 波の地震応答解析結果に対する各外力分布の静的解析結果にお





(a) 各分布によるせん断力/地震時せん断力



(b) 各分布による変形/地震時変形

図3 各分布の静的解析結果における地震応答解析結果との比較

ける層せん断力および変形の比を示す。層せん断力の比較では、ピロティ形式およびラーメン形式ともに、上層部で静的解析結果/地震応答解析結果のばらつきがAiおよびAp分布ともに見られる。全体変形の比較では、AiおよびAp分布ともに、一致する傾向にある。ここで、地震時最大変形では、AiおよびAp分布における静的解析で評価が可能である。層せん断力については、多層になるほど地震応答解析において、高次モードの影響が含まれて、ばらつきが大きくなる。

5. 高次モードの検討

4章で得られた結果は、応答せん断力の評価に対して高次モードの影響が無視できないことを示唆したものであった。そこで本章では、文献5)を参考にして、地震時の層せん断力に関して高次モードの影響を検討する。検討方法を以

下に示す。

- ① 式(8)に基づいて高次モード(1次、2次および3次モード)に対応する外力分布を用いた荷重増分解析を実施し、それぞれの次数に対する $S_a - S_d$ 曲線を作成する。

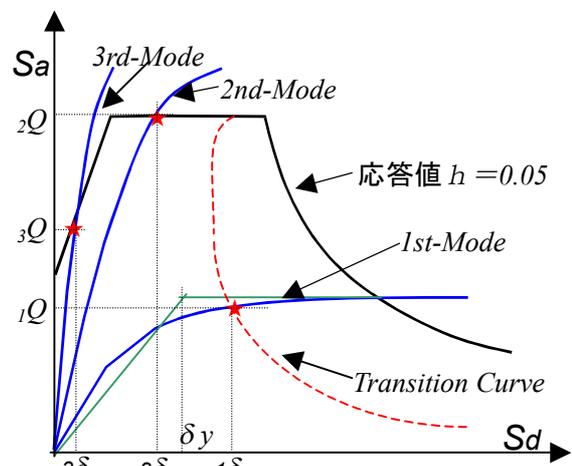


図4 $S_a - S_d$ 曲線

$${}_s P_{i,k} = \frac{m_i \cdot s \delta_{i,k-1}}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot s \delta_{j,k-1}} \cdot ({}_s Q_{B,k-1} + d_s Q_B)$$

$$S=1 \sim 3 \quad (9)$$

- ② $S_a - S_d$ 曲線 (Capacity Curves) と応答スペクトルの交点を求め、各モードに対する応答値を求める (図4参照)。このとき、応答スペクトルに考慮する減衰は1次モードのものとする。
- ③ 応答スペクトルを、1次モードの $S_a - S_d$ 曲線の減衰定数 h により補正係数 F_h を用い低減する。

$$h = 0.25 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05 \quad (10)$$

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad (11)$$

ここに、 μ : 塑性率 (= δ / δ_y)

ここで、 $S_a - S_d$ 曲線の降伏変形 δ_y については、応答スペクトル ($h=0.05$) の交点までの $S_a - S_d$ 曲線の履歴面積と等価なバイリニアモデルに置き換え算定する。この時、設定したバイリニアモデルでは、伏点以降の勾配を一定とした。

- ④ 各モードについて応答値を増分解析結果に戻して、モード毎の各層の応答荷重 ${}_1 Q_i$ 、 ${}_2 Q_i$ および ${}_3 Q_i$ を求める。ここで、モードの合成方法として、2乗和平方 (SRSS) を用いた。

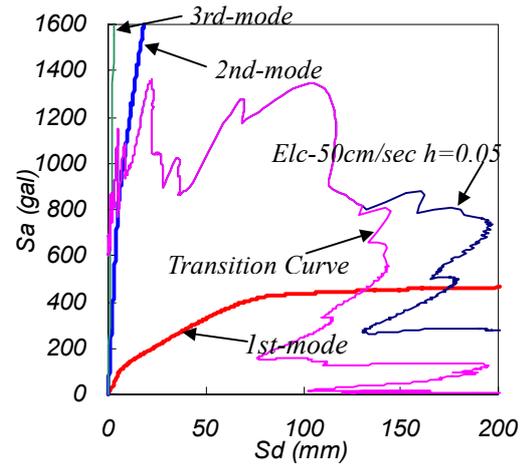


図5 $S_a - S_d$ 関係

$$Q_i = \sqrt{\sum_{s=1}^3 {}_s Q_i^2} \quad (12)$$

図5に4層ラーメン形式の各モードにおける $S_a - S_d$ 曲線と El Centro 波 50cm/sec の応答スペクトルを合わせて示す。1次、2次および3次モードの $S_a - S_d$ 曲線では、モードの次数が上がるほど、変形が減少する。図に示すように変形については、1次モードが卓越する。

図6に各モードにおける層せん断力分布 (El Centro 波 50cm/sec 時) を示す。この図は、各モードの $S_a - S_d$ 曲線と応答スペクトルとの交点より、静的解析結果の層せん断力へ戻したものである。6層ピロティ形式では、解析時に3次モードの外力分布がなく、モード合成に当たり、3次モードの荷重は含まれていない。

図7に各建築物のせん断力分布を示す。図中のせん断力分布は、最大地震応答時および式(12)のモード合成(SRSS)におけるせん断力を示す。なお、1次モードにおけるせん断力も比較

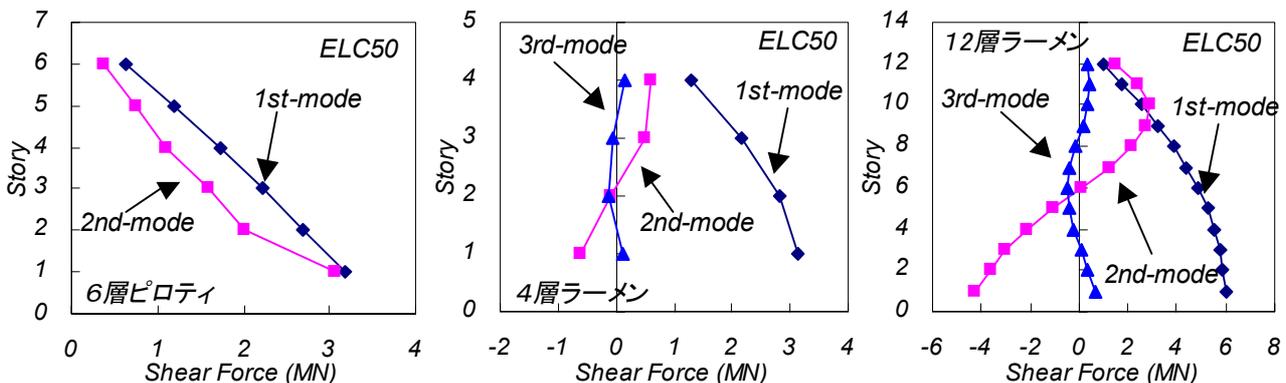


図6 各モードにおける層せん断力分布(El Centro 50cm/sec)

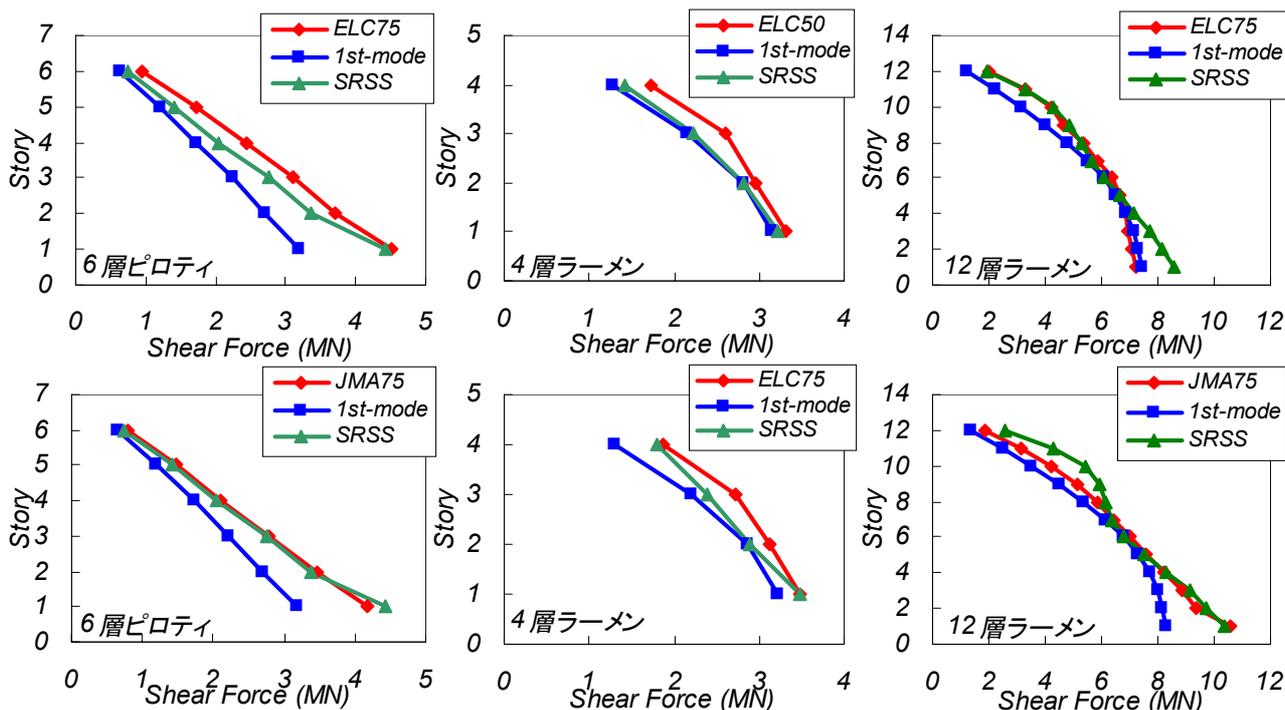


図7 せん断力分布の比較

のため併せて示す。また、地震波について、4層ラーメン形式では、El Centro 波 50cm/sec および 75cm/sec を、6層ピロティ形式および12層ラーメン形式では、El Centro 波 75cm/sec および JMA-Kobe 波 75cm/sec を示す。6層ピロティ形式のモード合成のせん断力分布について、El Centro 波 75cm/sec は、1層部において過大に評価する。JMA-Kobe 波 75cm/sec は、地震応答とほぼ一致する。4層ラーメン形式の El Centro 波 50cm/sec では、1次モードおよびモード合成によるせん断力と最大地震応答せん断力とはあまり変わらない。12層ラーメン形式のモード合成のせん断力分布では、El Centro 波 75cm/sec は、上層部において、地震応答と一致するが下層部において過大に評価する。JMA-Kobe 波 75cm/sec は、上層部において若干過大に評価し、下層部においてほぼ一致する。

6. まとめ

本研究では、多層建築物における層および部材の塑性化に伴う振動モードの変化の影響を考慮できる簡易な静的非線形荷重増分解析法を提案するとともに、地震時の高次モードの影響について検討した。以下に結果を要約する。

- (1) 最大地震応答変形時の時刻歴上の同一ステップにおいては、 A_p 分布の静的解析で得られたせん断力-変形関係と一致する傾向にある。
- (2) 解析対象とした建築物において、最大地震応答時の変形は、 A_i 分布および A_p 分布ともに非線形荷重増分解析上の変形と比較し、一致する傾向にある。
- (3) 最大地震応答時の層せん断力は、高次モードを考慮した非線形荷重増分解析により、モード合成を行うことで、対応性は改善される。

<参考文献>

- 1) 例えば、国土交通省住宅局建築指導課他編：2001年版、限界耐力計算法の計算例とその解説、2001年3月
- 2) Bracci J.M., Kunnath S.K. and Reinhorn A.M.: Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures, ACI Structural Journal, Vol. 123, No. 1, Jan. 1997, pp. 3-10
- 3) 倉本洋, 勅使川原正臣, 小鹿紀英, 五十田博: 多層建築物の等価1自由度系縮約法と地震応答予測精度, 日本建築学会構造系論文報告集, 第546号, pp.79-85, 2001.8
- 4) Jianhua Gu, Norio Inoue, Akenori Shibata: Inelastic Analysis of RC Member Subjected to Seismic Loads by Using MS Model, Journal of Structural Engineering, Vol.44B, AIJ, pp.157-166, Mar. 1998
- 5) Paret T.F. et al., Approximate Inelastic Procedures to Identify failure Mechanisms from Higher Mode Effects, Proceedings of 11 WCEE, June 1996, Paper No. 966 (CD-ROM,)