柔層と剛層が混在する多層建築物の地震応答特性とその評価

EARTHQUAKE RESPONSE CHARACTERISTICS AND ITS EVALUATION FOR MULTI-STORY BUILDINGS CONSISTING OF MIXED SOFT AND RIGID STORIES

秋田 知 芳*, 倉 本 洋**

Tomofusa AKITA and Hiroshi KURAMOTO

Equations for evaluating the time history responses of the story shear and story drift of multi-story regular-shaped buildings had been proposed by one of the authors. The applicability of the proposed equations to multi-story irregular-shaped buildings consisting of mixed soft and rigid stories in which the story collapse mechanism is formed under earthquake motions was investigated in this study. This paper shows that the equation for the story shear response is applicable to the irregular-shaped buildings. On the other hand, the prediction accuracy of the story drift response by the proposed equation for the irregular-shaped buildings is less than that for the regular-shaped buildings, because the variation of higher vibration modes in the irregular-shaped buildings is larger than that in the regular-shaped buildings. Then, an equation for evaluating the time history responses of the story drift considering the effect of the variation of higher vibration modes is proposed.

Keywords: Buildings with story collapse mechanism, Evaluation of time history response, Higher mode response, Equivalent mass ratio, Variation of higher vibration modes

層崩壊型建築物、時刻歴応答評価、高次モード応答、等価質量比、高次モード変動

1. はじめに

限界耐力計算¹⁾では等価線形化法²⁾に基づく応答スペクトル法によって地震応答を評価する手法が採用されている。したがって、応答値評価の際には、多自由度系で構成される建築物を必然的に等価1自由度系に縮約することとなる。しかしながら、等価1自由度系による応答値評価では高次モード応答が無視されるため、その影響を如何に考慮するかが限界耐力計算の応答予測精度を向上させるための検討課題のひとつとなっている³⁾。

筆者らはこの問題の解決を目的として、多層純フレーム建築物^{4),5)}、多層制震建築物⁶⁾および多層壁フレーム建築物⁷⁾を対象に地震応答評価において高次モードの影響を考慮する方法を提案し、その妥当性を検証してきた。しかし、これまでに対象としてきた建築物は概ね立面的に整形であり、ピロティ建築物や中間層に柔弱層を有する建築物等の不整形な建築物（以下、層崩壊型建築物と呼称）に対する検討は行っていない。

このような層崩壊型建築物の地震応答評価に関して、岡野ら⁸⁾は層降伏機構を形成する6層鉄筋コンクリート造建築物を対象とした検討から高次モードの影響により1次モードの性状が変化することを指摘し、モード間相互の影響を考慮した地震応答評価法（NoLMM解析）を提案している。また、小林ら⁹⁾は中間層免震構造に関して、免震層上部構造の応答増幅が免震層下部構造と上部構造の振動モード間の連成作用に起因していることを示し、これを考慮した中間層免震構造の応答分布予測を提案している。同じく山下ら¹⁰⁾は中間層免震構造において、免震層の挿入位置が高いほど免震層より下層

部のせん断応力が大きくなる傾向があることや、免震層上部において高次モードの影響を大きく受けるようになることを指摘している。

しかしながら、これらの層崩壊型建築物に関する研究は、高次モード応答を含めた応答層せん断力（応答加速度）、応答層間変形の最大値の評価を試みているものであり、高次モード応答を含めた地震応答全体、すなわち時刻歴地震応答そのものの評価に着目したものではない。

一方、高次モード応答を含めた時刻歴地震応答を評価することができれば最大応答値をはじめ、高次モード応答を含めた層崩壊型建築物の地震応答性状をより詳細に把握することが可能となる。筆者らは既報⁴⁾において立面的に整形な多層建築物の層せん断力および層間変形の時刻歴 $Q_i(t)$ および $\delta_i(t)$ が式(1)および(2)による略算式で精度良く評価できることを示した。

$$Q_i(t) = \sum_{j=1}^N m_j \left\{ \sum_{s=1}^2 \beta_s u_{j,s} S_a(t) - \left(1 - \sum_{s=1}^2 \beta_s u_{j,s} \right) \cdot \ddot{x}_0(t) \right\} \quad (1)$$

$$\delta_i(t) = \beta_i u_{i-1} u_{i-1} \Delta_i(t) + \frac{\sum_{s=2}^3 \bar{M}_s \Delta_s(t) + \bar{M}_{e-1} \Delta_{e-1}(t) - \bar{M}_i \Delta_i(t)}{\bar{M}_i + \bar{M}_{e-1} \bar{M}} \quad (2)$$

ただし、 $u_0 = u_0 = 0$

$$\beta_h u_i = \beta_2 u_i + \beta_1 u_{e-1} \beta_1 u_i$$

ここに、 m_i : i 層の質量

$\bar{M}$: 等価1次モードに対する等価質量

$\bar{M}_e$: 弾性1次モードに対する等価質量

* 豊橋技術科学大学大学院工学研究科 大学院生・修士(工学)

** 豊橋技術科学大学工学部建設工学系 准教授・博士(工学)

Graduate Student, Toyohashi University of Technology, M. Eng.

Assoc. Prof., Department of Architecture & Civil Engineering, Toyohashi University of Technology, Dr. Eng.

- $\bar{M}$: 弾性 2 次モードに対する等価質量
 $\bar{M}$: 弾性 3 次モードに対する等価質量
 $S_a(t)$: 時刻 t における s 次の応答加速度
 $\ddot{x}_0(t)$: 時刻 t における地動の加速度
 $\beta_1 u_i$: i 層における等価 1 次の刺激関数
 $\beta_2 u_i$: i 層における弾性 1 次の刺激関数
 $\beta_3 u_i$: i 層における弾性 2 次の刺激関数
 $\Delta_1(t)$: 時刻 t における等価 1 次の代表変位
 $\Delta_2(t)$: 時刻 t における弾性 1 次の代表変位
 $\Delta_3(t)$: 時刻 t における弾性 2 次の代表変位
 $\Delta_4(t)$: 時刻 t における弾性 3 次の代表変位

本研究は、層崩壊型建築物のような柔層と剛層が混在する多層建築物に対する限界耐力計算による地震応答評価に、高次モードの影響を取り入れることを目的としたものである。本論では、柔弱層の位置が異なる 4 棟の層崩壊型建築物および壁フレームタイプの層崩壊型建築物 1 棟を対象として、純フレーム建築物に対して提案した式(1)および(2)を用いて層せん断力および層間変形の時刻歴応答を評価し、その適用性および適用範囲について検討する。また、地震応答特性の検討を行い、その検討結果に基づいてより適切な層崩壊型建築物の層せん断力および層間変形の時刻歴応答の評価式を提案し、その妥当性を検証する。

2. 解析対象建築物および解析概要

解析対象とした建築物は、図 1 (a)~(d)に示す桁行方向が 7.2m×6 スパン、張間方向が 10.8m×1 スパンの 14 層ピロティ建築物 (14F01) およびそれぞれ 3 層、7 層および 12 層が独立柱で他層が連層耐震壁で構成される中間柔弱層建築物 (14F03、14F07 および 14F12) と、図 1 (e)に示す文献 4)で対象とした桁行方向および張間方向ともに 6.0m×3 スパンの 12 層純フレーム建築物の 6 層以外の中央構面全てに耐震壁を配置した壁フレームタイプの中間柔弱層建築物 (12F06) の計 5 種類である。14 層モデルの耐震壁および独立柱の断面詳細を表 1 および 2 に示す。14F01、14F03、14F07 およ

び 14F12 は、それぞれ 1 層、3 層、7 層および 12 層において表 1 に示す側柱付耐震壁を表 2 に示す独立柱に置き換えたものである。また、表 3~5 には 12F06 の柱、耐震壁および梁の断面詳細を示している。なお、本論では各解析モデルにおいて独立柱のみで構成される層を柔層とし、耐震壁が配置された層を剛層と定義している。

解析は 14 層モデルでは張間方向の中間部 1 構面を、12 層モデルでは片側 2 構面を取り出して行い、それぞれに対して平面フレームモデルによるモード適応型静的非線形荷重増分解析¹¹⁾ (以下、MAP 解析と呼称) と時刻歴地震応答解析を実施した。なお、MAP 解析とは建築物の塑性化に伴うモード形の変化を考慮した弾塑性 1 次モード比例の外力分布を用いて荷重増分解析を行うものである。

表 1 14 層モデルの側柱および耐震壁の断面詳細

階	F _c (N/mm ²)	断面	柱			耐震壁	
			主筋		帯筋	壁厚	壁筋
			X方向	Y方向			
9F-14F	27	900×1050	5-D29	2-D29, 3-D16	8-D10@200	150	D10@150Single
6F-8F	27	1000×1050	7-D29	2-D29, 3-D16	6-D13@200	180	D10@200Double
5F	30	1000×1050	7-D29	2-D29, 3-D16	6-D13@200	180	D10@200Double
3F,4F	30	1050×1050	10-D29	2-D29, 3-D19	8-D13@200	200	D10@150Double
1F,2F	33	1050×1050	10-D29	2-D29, 3-D19	8-D13@200	200	D10@150Double

主筋:SD390, 帯筋:SD345, 壁筋:SD345

表 2 独立柱の断面詳細

モデル	階	F _C (N/mm ²)	柱			
			断面	主筋		帯筋
				X方向	Y方向	
14F12	12F	27	800×800	5-D29	2-D29, 3-D19	6-D10@200
14F07	7F	27	1000×1050	7-D29	2-D29, 3-D19	8-D10@200
14F03	3F	30	1050×1050	7-D29	2-D29, 3-D19	9-D10@100
14F01	1F	33	1200×1200	10-D29	9-D29	12-D10@100
主筋:SD390 帯筋:SD345 壁筋:SD345						

主筋:SD390, 帯筋:SD345, 壁筋:SD345

表 3 柱断面詳細 (12F06)

階	符号	F _c (N/mm ²)	断面	主筋			帯筋
				X方向	Y方向	芯筋	
9F-12F	C1	24	850×850	5-D29	5-D29	0	2-D13@100
	C2	24	850×850	5-D29	5-D29	0	2-D13@100
5F-8F	C1	30	850×850	5-D32	5-D32	0	2-D13@100
	C2	30	850×850	5-D32	5-D32	0	2-D13@100
2F-4F	C1	36	850×850	6-D35	6-D35	0	3-D13@100
	C2	36	850×850	5-D35	5-D35	8-D35	3-D13@100
1F	C1	36	850×850	6-D35	6-D35	0	3-D13@100
	C2	36	850×850	6-D35	6-D35	8-D35	3-D13@100

主筋:SD390, 帯筋:SD345

表 4 耐震壁断面詳細 (12F06)

階	F _c (N/mm ²)	壁厚	壁筋
9F-12F	24	300	D13@200Double
5F,7F,8F	30	300	D13@200Double
1F-4F	36	300	D13@200Double

壁筋:SD295A

表 5 梁断面詳細 (12F06)

階	F _c (N/mm ²)	断面	主筋		あばら筋
			上	下	
			1段筋	2段筋	
RF	24	500×800	4-D25	1-D25	3-D13@150
12F	24	500×800	4-D25	2-D25	3-D13@150
			4-D25	-	3-D13@150
11F	24	500×800	4-D29	1-D29	4-D13@150
			4-D29	1-D29	4-D13@150
10F	24	500×800	4-D29	2-D29	4-D13@150
			4-D29	1-D29	4-D13@150
8F,9F	30	500×800	4-D29	3-D29	4-D13@150
			4-D29	2-D29	4-D13@150
6F,7F	30	500×800	4-D32	4-D32	4-D13@150
			4-D32	2-D32	4-D13@150
5F	36	500×800	4-D32	4-D32	4-D13@150
			4-D32	2-D32	4-D13@150
2F-4F	36	500×800	4-D35	4-D35	4-D13@150
			4-D35	3-D35	4-D13@150
1F	36	500×3000	8-D29	4-D29	4-D16@200
			8-D29	3-D35	4-D16@200

主筋:SD345(1F,12F,RF), SD390(2F-11F), あばら筋:SD345

図 1 解析対象建築物

図2 等価1自由度系応答の比較

図3 柔弱層とその他の層の層せん断力-層間変形関係の比較

解析変数には柔弱層の位置と地震波入力レベルを選択した。時刻歴地震応答解析は、入力地震波として El Centro NS (1940) のみを用い、最大速度をそれぞれ 25cm/sec、50cm/sec、75cm/sec に基準化したものを各モデルに対して入力した 15 ケースと、最大速度を 100cm/sec に基準化したものを 14F07 のみに入力した 1 ケースの計 16 ケースとした。梁には復元力特性を Takeda モデルとした材端パネモデルを、柱および耐震壁にはマルスプリングモデル¹²⁾ (MS モデル) をそれぞれ用いた。なお、柱および耐震壁ともに部材中央部にはせん断パネを配し、せん断ひび割れによる剛性低下を考慮したが、せん断降伏は考慮していない。解析における粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、弾性 1 次固有周期に対して減衰定数を 5% とした。また、数値解析には Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) を用い、解析時間は 15 秒とした。積分時間刻みは 14 層モデルでは 0.0001 秒とし、12 層モデルでは 0.004 秒とした。

3. 等価 1 自由度系応答特性

図 2 に各モデルに対する等価 1 自由度系の縮約結果を示す。図中の破線は MAP 解析結果による静的縮約結果であり、代表荷重-代表変位関係 (${}_1S_a - {}_1S_d$ 関係) は式(3)および(4)によって算定した^{4),13)}。

$${}_1S_a = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i\right)^2} \cdot {}_1Q_B \quad \left(= \frac{\sum_{i=1}^N {}_1P_i \cdot {}_1\delta_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i} \right) \quad (3)$$

$${}_1S_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i^2}{\sum_{i=1}^N {}_1P_i \cdot {}_1\delta_i} \cdot {}_1S_a \quad \left(= \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i} \right) \quad (4)$$

ここに、 ${}_1\delta_i$: i 層での 1 層床位置に対する相対変位

${}_1P_i$: i 層の作用水平力

${}_1Q_B$: ベースシア

一方、図中の黒実線および灰色線は El Centro 波 (75cm/sec) 入力時の時刻歴地震応答解析結果による動的縮約結果であり、代表荷重-代表変形関係 (${}_1S_a(t) - {}_1S_d(t)$ 関係) は式(5)および(6)によって算定した⁴⁾。黒実線は最大応答以前の履歴を、灰色線は最大応答以降の履歴をそれぞれ表している。

$${}_1S_a(t) = \frac{\sum_{i=1}^N P_i(t) \cdot {}_1\delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i(t)} \quad (5)$$

$${}_1S_d(t) = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \beta_i \cdot u_i \cdot {}_1\delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \beta_i \cdot u_i} \quad ({}_1\Delta(t)) \quad (6)$$

ここに、 $P_i(t)$: 時刻 t における i 層の作用水平力

${}_1\delta_i(t)$: 時刻 t における i 層での 1 層床位置に対する相対変位

${}_1\delta_i(t)$: ${}_1\delta_i(t)$ の 1 次モード成分 (${}_1\delta_i(t) = \beta_i \cdot u_i \cdot {}_1S_d(t)$)

なお、1 次刺激関数 $\beta_i \cdot u_i$ は式(5)および(6)により縮約した等価 1 自由度系の最大応答変位に相当する MAP 解析結果の荷重ステップを求め、そのステップにおける各層の 1 層床位置に対する相対変位 ${}_1\delta_i$ を用いて下式によって算定した⁴⁾。

$$\beta_i \cdot u_i = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i^2} \cdot {}_1\delta_i \quad (7)$$

図 2 より、柔弱層の位置に拘わらず、いずれのモデルも動的縮約による等価 1 自由度系の最大応答変形時の応答値 (図中の●印) およびそれ以前の応答履歴においてある時刻までに経験した最大応答変形点 (図中の○印) は、概ね静的縮約による ${}_1S_a - {}_1S_d$ 曲線上にあることがわかる。文献 4) で示された純フレーム建築物の場合と比較すると、若干精度は劣るものの「等価 1 自由度系における最大応答時以前の応答履歴では、ある時刻までに経験した最大応答変形が 1 次モードに対する MAP 解析結果とほぼ一致する」という傾向が柔弱層の位置に拘わらず認められる。なお、純フレーム建築物に比べて上記の精度が若干低下するのは、層崩壊型建築物では 4.3 節で後述するように「高次モード応答による建築物の塑性化の影響で 1 次モードのみの塑性化を考慮した場合とは異なる塑性 1 次モードが生じる」が、MAP 解析においては 1 次モード応答による塑性化の影響のみしか考慮していないためであると考えられる。

一方、最大応答以降の履歴 (図中の灰色線) に着目すると、各モデルとも正負の最大応答点を結んだ等価剛性 (図中の一点鎖線) よりも若干高い等価剛性で定常振動していることが認められる。これは、層崩壊型建築物では柔弱層の極端な塑性化が等価 1 自由度系の

図4 式(1)および(2)による層せん断力および層間変形の評価

図5 2次以上の等価質量比と1次の代表変位の関係

応答特性に影響を及ぼすためと考えられる。具体的には、柔弱層の塑性化により、等価1自由度系の最大応答変形が正負で大きく異なる、いわゆる「応答変形の片寄り」のために正負の最大応答点を結ぶ等価剛性が低くなると共に、最大応答時以降、部材に残留変形が生じた状態（定常振動の中心が原点からずれた状態）で定常振動するため（図2の灰色線）、崩壊層における柱の除荷剛性の影響を受け

図6 1次等価質量比と1次代表変位の関係

て定常振動の剛性が高くなると考えられる。また、12F06でも応答変形の片寄りは比較的小さいが、崩壊層（6層）における柱の除荷剛性の影響を受けて定常振動の剛性が高くなっていると推測される。なお、最大応答時以降における定常振動の剛性は、崩壊層が上部にあるほど最大応答時の等価剛性よりも大きくなる傾向が認められる。これは、崩壊層が上部にあるほど当該層柱の圧縮・引張変形に伴う回転変形の影響を受ける上層部の未降伏層の数が少なくなり、崩壊層の柱の履歴性状が等価1自由度系の履歴性状により反映され易くなるためと考えられる。

図3はEl Centro波（75cm/sec）入力時の14F01における柔弱層（1層）とその直上の剛強層（2層）、および14F07における柔弱層（7層）とその直上の剛強層（8層）の層せん断力-層間変形関係を示している。同図より柔弱層に変形が集中していることおよび片側に大きな変形を生じていることが認められ、柔弱層の応答特性が図2で示した等価1自由度系の応答特性を支配していることが見てとれる。また、図2では各モデルとも片側に大きな変形を生じているが、その傾向は柔弱層が下層にあるほど顕著となっている。これは図3において14F01の方が14F07に比べて柔弱層の応答変形の片寄りが大きいことと対応している。

4. 高次モード応答の評価

4.1 既往式⁴⁾による評価

層崩壊型建築物5棟について、文献4)において多層純フレーム建築物に対して提案した評価式（式(1)および(2)）を用いて、高次モード応答を考慮した層せん断力および層間変形の時刻歴応答を評価した結果を図4に示す。図4にはEl Centro波（75cm/sec）入力時の14F01、14F07および12F06における高次モード応答を考慮したベースシアと柔弱層における層間変形の時刻歴をそれぞれ示している。また、図中の灰色線は時刻歴地震応答解析結果を、黒実線は式(1)および(2)による推定結果をそれぞれ表している。

図4より、ベースシアに関してはいずれのモデルにおいても推定値と地震応答解析結果が良好な対応関係にあり、式(1)によって層崩壊型建築物の層せん断力が評価できることが確認された。一方、層間変形に関しては、14F01において推定値と地震応答解析結果に対する対応関係は認められない。また、14F07においても位相はほぼ一致しているが、推定値が解析結果を過大評価していることがわかる。それに対して12F06においては、推定値と解析結果は良い対応を示しており、式(2)によって純フレーム建築物に対する場合と同等な精度で層間変形を評価することができている。以上のことから、層崩壊型建築物においては、式(1)によって層せん断力を評価することができるが、式(2)によって層間変形を評価することができない場合があることが明らかとなった。

4.2 等価質量比と刺激関数の検討

式(2)による層間変形の評価ができない原因を明らかにするために、各モードに対する等価質量比と刺激関数に関する検討を行う。図5は本論で対象とする5つのモデルおよび文献4)で対象とした多層純フレームモデル(12F00)の静的縮約による1次の代表変位 S_d の増加に伴う2次モードから5次モードまでの等価質量比の変動を示したものである。図中のel25、el50、el75およびel100はEl Centro波の25cm/sec入力から100cm/sec入力までをそれぞれ表している。また、図6は各モデルの1次の等価質量比と1次の代表変位の関係と比較したものである。なお、等価質量比はMAP解析の各ステップにおけるせん断力-層間変形関係より1次の等価剛性を算定し、その剛性を用いた固有値解析により求めている。

図5より、14F01では2次以上の等価質量比が1次の代表変位の増加に伴って減少する様子が見てとれる。また、14F03および14F12でも14F01と比較して減少の程度は小さいものの、同様な傾向を示している。それに対して、中間層に柔弱層を有する14F07では2次

以上の等価質量比が大きく変動している。すなわち、入力レベルが25cm/secから50cm/sec、75cm/sec、100cm/secと大きくなるにしたがって、2次以上で最も等価質量比の大きなモードが2次から3次、3次から4次へと移り変わっていることがわかる。一方、純フレームの12F00では2次以上の等価質量比の増減はほとんどない。すなわち、純フレーム建築物では塑性化が進行しても各層の変形の1次モード成分が弾性1次モードに近い割合で増加するために高次の等価質量比の変動がほとんどないのに対して、層崩壊型建築物では柔弱層の塑性化が他層に比較して大きいために塑性化以降の1次モードは弾性1次モードと異なったものとなり、高次の等価質量比の変動が大きくなると推測できる。なお、壁フレームタイプの12F06では、その他の層崩壊型建築物と比べて極端な層崩壊を生じないので、純フレームの場合と同様に等価質量比の変動が小さい。

また、図6より14F01では1次の等価質量比が10%程度増加しているのに対して、その他のモデルでは1%~3%程度の増減しか見られない。これはピロティ建築物では建築物の塑性化に伴う1次のモ

図7 等価刺激関数の比較 (14F07)

図8 等価刺激関数の比較 (12F00)

図9 各モデルの等価刺激関数 (El Centro 波 75cm/sec)

ードの変動が大きいことを意味している。したがって、ピロティ建築物の応答層間変形の評価においては塑性化後の1次モードを適切に評価することが特に重要となるといえる。

図7は14F07の動的縮約による残余等価1自由度系の代表変位 ${}_h S_d(t)$ が最大値をとる時刻の等価刺激関数 ${}_h \beta_h u_i$ (図中の黒実線)と塑性化を考慮した1次モードに対する2次、3次および4次の刺激関数を地震波の入力レベル別に示したものである。塑性化を考慮した1次モードに対する2次、3次および4次の刺激関数は上述した等価質量比の算定の場合(図5)と同様な固有値解析によって求めている。同図より、25cm/sec入力では ${}_h \beta_h u_i$ は2次モードに近い値を示し、50cm/sec入力および75cm/sec入力では3次モード、100cm/sec入力では4次モードに近い値となっており、それぞれ図5において等価質量比が最も大きいモードと一致していることが認められる。また、図5において75cm/sec入力では4次の等価質量比の急増が見られることから3次のみならず4次の影響も大きいと推測できる。したがって、図7において75cm/sec入力では ${}_h \beta_h u_i$ は3次の刺激関数よりもむしろ図中の太線で示した3次+4次の刺激関数により近い値を示している。

一方、図8は純フレーム建築物である12F00の ${}_h S_d(t)$ が最大値となる時刻の等価刺激関数 ${}_h \beta_h u_i$ と塑性化を考慮した1次モードに対する2次および3次の刺激関数を地震波の入力レベル別に示したものである。純フレーム建築物では、入力レベルが大きくなっても各次のモード形はほとんど変化しておらず、弾性の1次モードと塑性化後の1次モードがほぼ同じであることがわかる。

また、図9は14F01、14F03、14F12および12F06について、El Centro波(75cm/sec)入力時における ${}_h S_d(t)$ が最大値となる時刻の等価刺激関数と塑性化を考慮した1次モードに対する2次および3次の刺激関数を示したものである。これらのモデルでは2次モードの等価質量が最も大きく、 ${}_h \beta_h u_i$ は常に2次モードに近い値を示している。また、14F07も含めた全モデルの75cm/sec入力時の結果を見ると、ピロティ建築物である14F01および上層部に柔弱層を有する14F12において ${}_h \beta_h u_i$ と卓越するモードの刺激関数との対応が比較的良好なことが認められる。

以上のことから、式(2)による層間変形の評価は、等価質量の変動が小さい、すなわち塑性化に伴うモード変動が小さな建築物に対しては有効であるといえる。一方、塑性化後のモード変動の大きな層崩壊型建築物の層間変形の評価に対しては式(2)は適当ではなく、むしろ2次以上のモードの中で等価質量比が最大となるモードの刺激関数を用いて残余等価1自由度系の等価刺激関数进行评估することが適切であると考えられる。なお、層せん断力に関しては当該層より上層に作用する外力の足し合わせであることからモードの影響を受け難いためモード変動の如何にかかわらず式(1)によって評価することができると推測される。

4.3 層崩壊型建築物の層せん断力および層間変形の評価式

既往の純フレーム建築物の層せん断力と層間変形の時刻歴の評価式⁴⁾ (式(1)および式(2))を、等価質量比が最大となるモードの刺激関数を用いた評価式に修正すると式(8)および(9)となる。なお、層せん断力に関しては式(1)によって評価することができるが、それはモードの影響を受け難いためであり、式(9)との整合性を考慮すると式(8)となる。

$$Q_i(t) = \sum_{j=1}^N m_j \left\{ {}_i \beta_i u_j \cdot {}_i S_d(t) + {}_{hm} \beta_{hm} u_j \cdot {}_{hm} S_d(t) - ({}_i \beta_i u_j - {}_{hm} \beta_{hm} u_j) \cdot \ddot{x}_0(t) \right\} \quad (8)$$

$${}_i \delta_i(t) = {}_i \beta({}_i u_i - {}_{hm} u_{i-1}) \cdot {}_i S_d(t) + {}_{hm} \beta({}_{hm} u_i - {}_{hm} u_{i-1}) \cdot {}_{hm} S_d(t) \quad (9)$$

ここで ${}_{hm} \beta_{hm} u_i$ は塑性化を考慮した1次モードに対する2次モード以上の成分の中で等価質量比が最も大きなものに対する刺激関数であり、式(10)の関係がある。

$$\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_{hm} \beta_{hm} u_i = \max \left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_h \beta_h u_i \right) \quad (h \geq 2) \quad (10)$$

また、 ${}_{hm} S_d(t)$ および ${}_{hm} S_d(t)$ はそのモードに対応する等価1自由度系の代表せん断力および代表変位を表し、式(11)および(12)で求められる。

$${}_{hm} S_d(t) = \frac{\sum_{i=1}^N P_i(t) \cdot {}_{hm} \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_{hm} \delta_i(t)} \quad (11)$$

$${}_{hm} S_d(t) = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_{hm} \beta_{hm} u_i \cdot \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_{hm} \beta_{hm} u_i} \quad (12)$$

$$\text{ここに、} {}_{hm} \delta_i(t) = {}_{hm} \beta_{hm} u_i \cdot {}_{hm} S_d(t) \quad (13)$$

図10は式(8)および(9)によって評価したEl Centro波(75cm/sec)入力時における14F01および14F07の1層、7層および14層における層せん断力および層間変形の時刻歴を示している。図中の黒実線が推定値、灰色線は時刻歴地震応答解析結果を表す。なお、ここでは4.2節で述べたように、14F07では75cm/sec入力時から100cm/secにかけて4次の等価質量比が急増するため(図5)、 ${}_h \beta_h u_i$ は3次の刺激関数よりもむしろ3次+4次の刺激関数により近い値を示した(図7)ことを考慮して、14F07の ${}_{hm} \beta_{hm} u_i$ には3次+4次のモードを採用している。

層せん断力に関しては、14F01および14F07ともに各層とも推定値と解析結果は良く一致しており、図4で示した式(1)による評価と同程度の精度で評価できている。一方、層間変形に関しては、14F01については柔弱層の層間変形の評価において図4で示した式(2)による評価と比較して著しい改善が認められ、その他の層も十分な対応関係を示している。また、14F07については柔弱層の層間変形の評価精度は式(2)によるものに比して向上しているものの、依然として若干過大評価となっている。

図11は図10と同様に式(8)および(9)によって評価したEl Centro波(75cm/sec)入力時における14F03、14F12および12F06のそれぞれのベースシアと柔弱層における層間変形の時刻歴を示している。ベースシアについてはいずれのモデルにおいても推定結果と解析結果は良く一致していることがわかる。それに対して、層間変形については14F12および12F06では良く一致するのに対して14F03では過大評価となっている。

層間変形に関して各モデルの評価精度を比較すると、14F01、14F12および12F06の精度が比較的良好であり、14F03および14F07の精度がそれに比して劣る。これは、4.2節で述べたように14F03および14F07では、残余等価1自由度系の刺激関数 ${}_h \beta_h u_i$ が高次の中で卓越するモードの刺激関数との対応関係がその他のモデルと比較して若干劣るためである。

14F07 では、入力レベルによって2次以上のモードの中で最も卓越するモードが入れ替わる(図5)ことや、50cm/sec 入力以降で入力レベルが大きくなるにしたがって2次モードおよび3次モードの影響が小さくなるとともに4次モードの影響が大きくなる(図7)ことを勘案すると、高次モード応答による建築物の塑性化が生じているものと推測できる。したがって、1次モード応答による塑性化によって1次等価剛性が低下するだけでなく、高次モード応答によ

っても塑性化が生じて建築物全体の剛性が低下するため、岡野ら⁸⁾が指摘するように1次モード応答のみによる塑性化を考慮した場合は異なる塑性1次モードが生じるものと考えられる。本解析における評価では、MAP 解析において1次モード応答による塑性化の影響は考慮しているが、上記の高次モード応答による塑性化の影響は考慮していないため、14F07 のように高次モード応答による塑性化が生じる場合には、層間変形を評価する適切なモードが得られない。

図10 式(8)および(9)による層せん断力および層間変形の時刻歴の評価(14F01 および 14F07 El Centro 波 75cm/sec)

図11 式(8)および(9)による層せん断力および層間変形の時刻歴の評価(14F03、14F12 および 12F06 El Centro 波 75cm/sec)

一方、14F03 では、地震応答解析において応答変形の高次モード成分が柔弱層（3層）と柔弱層直下の層（2層）で逆位相となっているために、図9において2層および3層での等価刺激関数および2次の刺激関数の分布に顕著な違いが現れている。しかしながら、本解析で用いた極端なケースにおいても式(9)による予測精度は比較的良好であるといえ、本論で提案した方法によって層崩壊型建築物の層間変形を概ね評価できるものと考えられる。

5. まとめ

限界耐力計算による層崩壊型建築物の地震応答評価に高次モードの影響を考慮することを目的として、1層、3層、7層、12層に柔弱層を有する14層の層崩壊型建築物および6層に柔弱層を有する12層の壁フレーム建築物を対象としたMAP解析および時刻歴地震応答解析を行った。さらに、既往の提案式（式(1)および(2)）を用いて層崩壊型建築物の層せん断力および層間変形の時刻歴応答の評価を試み、それらの適用性を検討した。

本研究で得た知見を以下に要約する。

- (1) 層崩壊型建築物では純フレーム建築物と異なり1次モードのみならず、高次モードにおいても塑性化に伴うモード変動が大きい。ただし、極端な層崩壊を生じない場合（12F06）には、塑性化に伴うモード変動が比較的小さい傾向にある。
- (2) 層せん断力はモード変動の影響を受け難いため、立面的に整形な多層建築物に対する層せん断力の時刻歴応答評価式である式(1)は、層崩壊型建築物にも適用できる。
- (3) 立面的に整形な多層建築物に対する層間変形の時刻歴応答評価式である式(2)は、塑性化に伴う各固有モードの変動が小さい場合に適用できる。これは、式(2)の適用対象が全体崩壊形からあまり逸脱しない崩壊形となる建築物であることを意味する。
- (4) 層崩壊型建築物では、2次モード以上の高次モードの中で等価質量比が最大となるモードの刺激関数を用いて残余等価1自由度系の等価刺激関数を評価することが妥当である。
- (5) 層崩壊型建築物の層間変形の時刻歴応答は高次モードの変動も考慮した式(9)により概ね評価できる。ただし、塑性化の進行に伴って高次モードの等価質量比の変動が大きく、卓越するモード

が入れ替わるような場合には、評価精度が低下する傾向にある。

- (6) 層崩壊型建築物の場合でも等価質量比の変動が小さい場合（12F06）には、層間変形の時刻歴応答の評価精度は、式(2)および式(9)でほぼ同等となる。
- (7) ピロティ建築物では塑性化が進むにつれて1次の等価質量が増大し、大きなモードの変動が生じるため、1次のモードを適切に評価することが特に重要となる。

参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課、他3団体共編：2001年版 建築物の構造関係技術基準解説書、工学図書、586pp.、2001.3
- 2) 柴田明徳：最新 耐震構造解析、最新建築学シリーズ9、森北出版、342pp.、1981.6
- 3) 倉本洋：限界耐力計算における地震応答評価法の問題点とその改善、振動運営委員会シンポジウム論文集「建築物の終局耐震性能評価手法の現状と課題－限界耐力計算・エネルギー法・時刻歴解析法の比較－」、日本建築学会、pp.48-99、2005.5
- 4) 倉本洋：多層建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測、日本建築学会構造系論文集、第580号、pp.61-68、2004.6
- 5) 倉本洋：限界耐力計算による多層建築物の最大地震応答評価における高次モード応答の考慮、日本建築学会構造系論文集、第587号、pp.69-76、2005.1
- 6) 倉本洋、中坂亮、松本和行：限界耐力計算による多層制震建築物の地震応答評価、日本建築学会構造系論文集、第593号、pp.51-58、2005.7
- 7) 倉本洋、秋田知芳：多層壁フレーム建築物の等価1自由度系縮約と高次モード応答せん断力の評価、日本建築学会構造系論文集、第605号、pp.79-86、2006.7
- 8) 岡野創、小鹿紀英、吉川和秀：高次モード応答を考慮した等価線形化法によるせん断型モデルの応答評価、日本建築学会構造系論文集、第591号、pp.113-121、2005.5
- 9) 小林正人、井澤保一、洪忠憲：モード連成作用を考慮した中間層免震構造の各部地震応答予測、日本建築学会構造系論文集、第572号、pp.73-80、2003.10
- 10) 山下忠道、向井洋一、井上豊：中間層に免震装置を設置した建物における免震層の上部・下部構造の応答の連成と制御に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第591号、pp.35-42、2005.5
- 11) Kuramoto H. and Matsumoto K.: Mode-Adaptive Pushover Analysis for Multi-Story RC Buildings, Proceedings of Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No.2500 (CD-ROM), 2004.8
- 12) Gu J.H., Inoue N. and Shibata M.: Inelastic Analysis of RC Member Subjected to Seismic Loads by Using MS Model, Journal of Structural Engineering, AIJ, Vol.44B, pp.157-166, 1998.3
- 13) 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集、第546号、pp.79-85、2001.8

(2006年9月7日原稿受理、2007年1月18日採用決定)