曲げ変形制御型制震構造の構造特性に関する研究

床及び壁の非線形特性を考慮した検討

STUDY ON THE STRUCTURAL CHARACTERISTIC
OF THE FLEXURAL DEFORMATION RESPONSE CONTROL SYSTEM

Examinations that considered non-linear characteristics of floor slab and walls

五十殿 侑弘*, 山本 幸正**, 河野 賢一**, 深田 良雄***

Yukihiro OMIKA, Yukimasa YAMAMOTO, Ken-ichi KAWANO
and Yoshio FUKADA

The authors performed examinations by non-linear analysis for a floor and a wall in vibration analysis model that simulated an actual building of the flexural deformation response control system and clarified the following.

- In the elasticity, bending transformation of a super wall is restrained by a flexural rigidity of a floor of each level, and an amount of additional damping falls.
- When a floor comes into a non-linear state by vibration analysis, an amount of additional damping by the damper increases comparing with it in elastic range and a response can be reduced enough.
- It is clarified that the setting of a damper is effective for response reduction and energy consumption by setting it to the first vibration mode of a building.
- Since degradation of flexural rigidity of a super wall affects a structure principle of this frame, degradation of rigidity should be controlled in cracking level.

As above, we understand this response control frame form can reduce a response of a whole building satisfactorily.

Keywords : flexural deformation, response control system, additional damping, practical section, elasto-plastic analysis
曲げ変形、制震構造、付加減衰、実用断面、非線形解析

1. はじめに

我々は図1に示す新しい概念の制震架構¹⁾である「曲げ変形制御型制震構造」を考案した。構造原理としては、地震力や風圧力による水平力全てを建物の平面中央に設けたコア壁（スーパーウォール）に負担させ、この時に生じるスーパーウォールの曲げ変形を屋上階に設けた頂部梁（スーパービーム）の先端部で上下変形に変換・拡幅し、この上下動をスーパービーム先端と外周に設けた柱（コネクティング柱）最上部との間に縦型に設置したダンパに作用させることにより、建物全体に減衰を与えて揺れを制御する制震架構である。参考文献²⁾では、建物全体曲げ変形（従属自由度）に対してダンパが設置された本架構の構造原理が、層間設置型ダンパ機構と同様な3要素Maxwell型モデルで表現できることを示した。次に、実建物を模擬し、上記の本架構の主要構造4要素のみを抽出・単純化した振動解析モデルを用いて、複素固有値解析からダンパの調整によって建物1次モードに対し最大で約10%の減衰付加が可能であることを示し、弾性応答解析によってダンパの付加減衰による有意な振動低減効果（但し、高次モードに対してはダンパによる減衰付加効果は少ない）を確認した。

本研究は、実建物では各階に床があることに着目して、前述の単純化された振動解析モデルに床部材を考慮し、更に、床と壁の

図1 曲げ変形制御型制震構造物

* 鹿島建設㈱ 専務執行役員 建築設計担当兼小堀研究室

** 鹿島建設㈱ 建築設計本部構造設計統括グループ 工修

*** 鹿島建設㈱ 建築設計本部 博士(工学)

Senior Executive Officer, Kajima Corp.

Chief Structural Engineer, Structural Engineering Group, A/E Design Division, Kajima Corp., M. Eng.

Structural Engineer, Structural Engineering Group, A/E Design Division, Kajima Corp., Dr. Eng.

非線形特性を考慮した振動解析等を行うことによって、より実際の検討を加え、本架構形式の構造特性を明らかにする。

2. 試設計建物モデルによる非線形振動解析検討

本研究では、20階・30階・40階建物での試設計建物モデルを用いて、この曲げ変形制御型制震架構の実建物への適用性を確認する。

2.1 対象建物

図2に本研究で対象とした試設計建物モデル(集合住宅を想定)の基準階伏図を示す。平面は一辺が28.0mの正方形で、平面中央部にH形のスーパーウォール、平面外周には柱を配置している。床はフラットな一枚スラブを想定する。図3にR階伏図を示す。H形のスーパーウォールの最上部には井桁状にスーパービームを配している。スーパービームの先端と外周柱(コネクティング柱)の最上階柱頭部との間にはダンパを設置し、この合計8本のコネクティング柱は床荷重とともにダンパの反力を支持する。その他の柱(軸力柱)は各階の床重量のみを支持する目的で配置している。

図4にH形のスーパーウォールのフランジに相当する通りの軸組図を示す。各階の階高は3.2mを想定し、R階床までの高さは40層

で128m(30層:96m、20層:64m)としている。また、建物高さ(スーパービーム天端)にはダンパの所要寸法とスーパービーム成の合計8.0mを勘案した。

図5に試設計建物モデルの部材断面(鉄筋コンクリート造、以降RC造)を示す。スーパーウォールの断面は建築計画上の必要諸室等の配置を考慮し、1辺が10mのH型形状で、フランジ部厚さは1.2m、ウェブ部厚さは2.4mと想定した。スーパービームの断面は梁幅1.5m梁成4.5m、コネクティング柱の断面は1.0×1.0mと想定した。

図5 部材基本断面

2.2 振動解析モデル

2.2.1 振動解析モデルの概要

解析モデルは、並進2方向(X・Z)および回転1方向(Φ_y)に自由度を持つ2次元平面振動解析モデルとする。解析ツールには鹿島建設(株)所有の「SUPRC-DYN」を用いた。「SUPRC-DYN」とは、「SEIRA-SDN」³⁾に梁の非線形要素を追加し、免制震用に追加改良したプログラムである。各節点6自由度を持ち、3次元梁非線形要素、非線形ばね、非線形ダッシュポットを持つ汎用非線形解析プログラムである。

本研究での検討方向は、参考文献²⁾で得られた知見として、スーパーウォールの断面と高さの関係から得られる曲げせん断変形比率とダンパによる建物全体への付加減衰量の関係は、曲げ変形比率が小さくなると付加減衰が小さくなることから、曲げ変形比率の小さくなるスーパーウォール強軸(X)方向とする。

解析のモデル化は、図6及び図7に示すように、スーパーウォール、コネクティング柱は2本をまとめて、各々1本の曲げせん断軸変形要素に置換する。スーパーウォールとコネクティング柱との間の床については曲げせん断要素に置換し、スーパーウォールとの接合部はフェイス位置まで剛域として扱う。尚、この床については参考文献²⁾と同様にその部材剛性を考慮しないモデルも並行して扱う。頂部のスーパービームは2本をまとめて1本の曲げせん断変形要素に置換し、床と同じようにスーパーウォールのフェイス位置まで剛域として扱う。スーパービーム先端とコネクティング柱頂部との間に設置するダンパについては、ダッシュポットとばねを直列に結んだMaxwell型要素にモデル化する。

各階は剛床の仮定を設け、各階床レベルとスーパービーム中心レベルに質量を集中させる質点系モデルとする。各階重量は15.0kN/m²

図2 基準階伏図

図3 R階伏図

図4 軸組図

と仮定し、最上階はRC造のスーパービーム重量を考慮して 24.0kN/m^2 とした。各階重量を以下に示す。

最上階 18,816 kN
基準階 11,760 kN

図6 平面のモデル化

図7 軸方向のモデル化

2.2.2 部材に考慮する弾性剛性及び非線形特性

(1) 各部材に与える非線形特性

各部材に考慮する非線形特性を表1に整理する。履歴によるエネルギー吸収を最小になるように配慮して、各部材の非線形特性にはTri-Linear型骨格曲線に対して図8(a)に示す武藤博士提案のDegrading Tri-Linear型の履歴法則(以降、武藤ループ)を、床(等価梁)の曲げ性能については図8(b)に示す原点指向型の履歴法則を導入した。本論では床と壁の非線形性が本制震架構に与える影響を的確に把握するため、スーパービームの曲げ・せん断、コネクティ

ング柱の軸については弾性として扱う。ダンバは線形とした。

表1 各部材の非線形特性の与え方

部 材	復元力特性		
	曲 げ	せん断	軸
スーパーウォール	Tri-Linear型	Tri-Linear型	弾 性
コネクティング柱	Tri-Linear型	弾 性	弾 性
床(等価梁)	Tri-Linear型	弾 性	—
スーパービーム	弾 性	弾 性	—
ダンバ	—	—	線 形

図8 荷重・変形曲線の履歴法則

(2) スーパーウォールの非線形特性

スーパーウォールの曲げ非線形特性は、実験結果との整合性を確認した参考文献⁴⁾により、平面保持を仮定した曲げ弾塑性漸増解析(以下、ファイバーモデル解析)を行い、曲げモーメント-曲率関係(M-φ関係)を求め、Tri-Linear型の骨格曲線に置換する。

弾性剛性(第1剛性: K_1)は(1)式で表される。

$$K_1 = E_c \cdot I_e \quad (1)$$

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 有効断面2次モーメント (mm^4)

第2剛性(K_2)については図9に示すように、ファイバー解析により得られたM-φ関係からひび割れモーメント($M_{cr}=M_i$)と終局曲げ耐力(M_u)の0.8倍までを良く模擬し得るよう設定し、曲げひび割れ後の剛性低下の状況およびそれに伴う固有周期の変動を適切に評価できるように配慮した。終局曲げ耐力(M_u)は、ファイバーモデル解析により引張鉄筋の歪みが1%に達するか、または圧縮側コンクリートの歪みが0.3%に達する曲げモーメントとする。第3剛性(K_3)は M_u での接線とする。

スーパーウォールについては応答時に曲げ降伏をしない配筋を仮定し、上記に準じて曲げ骨格曲線を算定した結果、曲げひび割れ発生後の第2剛性は弾性剛性の0.15~0.30となった。

図9 スーパーウォールの曲げ骨格曲線置換の概要

スーパーウォールのせん断非線形特性には、せん断力(Q)とせん断変形角(γ)に関し、既往の研究⁵⁾より図10に示すようにTri-Linear型の骨格曲線を設定する。

壁の弾性せん断剛性($G \cdot A_w$)は(2)式で表される。

$$G \cdot A_w = G_c \cdot t_w \cdot L_w / \kappa \quad (2)$$

t_w, L_w : 壁の厚さ, 長さ (mm)
 κ : せん断変形の形状係数

第1折点(Q_1)は壁の主応力度式によるせん断ひび割れ強度から求める。第2折点(Q_2)のせん断力は Q_1 の1.35倍とし、その時のせん断変形角(γ_2)は第1折点のせん断変形角の3倍とする。第3折点は終局せん断耐力(Q_3)とし、その時のせん断変形角(γ_3)は 4×10^{-3} radとする。但し、せん断耐力の余裕度を確保する為、応答せん断力が終局せん断耐力の2/3以内となるように設定する。

$$Q_1 = \tau_{cr} \cdot t_w \cdot L_w \quad (3)$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{f_t \cdot (f_t + \sigma_0)}$$

$$f_t : \text{コンクリートの引張強度} (= 0.313 \sqrt{F_c}) \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_0 : \text{壁の長期圧縮応力度} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\gamma_1 = Q_1 / (G \cdot A_w) \quad (4)$$

$$Q_2 = 1.35 \cdot Q_1 \quad (5)$$

$$\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1 \quad (6)$$

図10 スーパーウォールのせん断骨格曲線の概要

(3) コネクティング柱の非線形特性

コネクティング柱の曲げ非線形特性は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」⁶⁾に準拠する。図11に示すように逆対称モーメント状態における材端モーメント(M)と材端接線回転角(θ)との関係に、コンクリートの曲げひび割れと鉄筋コンクリートの曲げ降伏を想定したTri-Linear型の骨格曲線とする。曲げひび割れモーメント(M_c)、および鉄筋コンクリート降伏時の曲げモーメント(M_y)、降伏時の剛性低下率($c \alpha_y$)は長期軸力下において算定する。なお、せん断および軸については弾性として扱う。

図11 コネクティング柱の曲げ骨格曲線の概要

(4) 床(等価梁)の非線形特性

床は、既往の研究⁷⁾を参考にして、等価な梁としての曲げ非線形特性を考慮する。材軸を含む鉛直面内の材端モーメント(M)と材端接線回転角(θ)との関係に図12に示すようなTri-Linear型の骨格曲線を設定する。

弾性剛性(K_1)は有効幅(柱幅もしくはスーパーウォール幅と協力幅の和)の弾性剛性とする。その際、片側の協力幅はスパンの0.12倍を考慮する。第1折点の曲げモーメント(M_1)と回転角(θ_1)、第2折点の曲げモーメント(M_2)と回転角(θ_2)は次式で算定する。

$$M_1 = \min \left(\frac{2}{1000} K_1, M_{cr} \right) \quad (7)$$

$$M_{cr} : \text{床のひび割れ曲げモーメント} \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\theta_1 = \frac{M_1}{K_1} \quad (8)$$

$$M_2 = M_y \quad (9)$$

$$M_y : \text{床全幅を有効とした時の曲げ降伏強度} \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\theta_2 = \frac{4.33}{K_1} (M_2 - M_1) + \theta_1 \quad (10)$$

図12 床(等価梁)の曲げ骨格曲線の概要

2.2.3 減衰及び入力地震動

振動解析モデルは1階床で固定とし、地震動の入力は1階床位置とする。また、建物に与える内部粘性減衰は、建物の高次振動に過大な減衰を与えないよう配慮し、上部建物1階固定時の弾性1次および2次に対してそれぞれ減衰定数3%となるレーリー型減衰とする。減衰定数の値は参考文献⁸⁾に示される超高層RC造の振動解析で一般的に採用されている値とした。

解析に採用した地震動は、「臨海部における大規模建築物群の総合的な構造安全に関する調査・検討報告書」⁹⁾で作成されたRINKAI92Hの波形を元に、フーリエ振幅を調節する手法を適用して応答スペクトル($h=5\%$)を告示で示されるスペクトルに一致させ、周期10s以上の成分を周波数領域でカットした模擬地震動で、極めて稀に発生する地震動のレベルとする。波形を図13に示す。

図13 入力地震動波形

3. 解析結果および考察

3.1 スーパーウォールの曲げ剛性低下が応答に与える影響

まず、床の部材剛性を考慮しないモデル(参考文献²⁾と同じ)において、スーパーウォールの曲げ非線形特性が応答結果に与える影響を検討する。スーパーウォールは弾性的な場合と曲げひび割れによる剛性低下を考慮する場合の2ケースとし、40階建てを対象とする。ダンパは建物1次振動モードに対して付加減衰が最も得られるように設定する。

応答解析結果として、応答最大水平変位、応答最大層間変形角、応答最大層せん断力および応答最大転倒モーメントについて、図14～図17に示す。曲げひび割れを考慮した応答結果はスーパーウォールの弾性応答結果と比べ、変形はほぼ同じであったが、応力は小さくなった。スーパーウォールの曲げ剛性が低下し、建物全体の剛性が柔化・長周期化したため、応答応力は小さくなったと考えられる。スーパーウォールの曲げ剛性の低下はダンパによる建物全体の付加減衰量の増加には繋がるが、建物全体は変形を生じやすくなり、結果として、応答変形に与える影響は少なかったと考えられる。

図14 応答最大水平変位分布

図15 応答最大層間変形角分布

図16 応答最大層せん断力分布

図17 応答最大転倒モーメント分布

表2 建物弾性固有周期 (sec)

階数	1次	2次
40階モデル	3.39 (4.08)	0.68 (0.72)
30階モデル	2.15 (2.46)	0.43 (0.44)
20階モデル	1.11 (1.20)	0.23 (0.23)

()は参考文献²⁾で用いた床を考慮しないモデル

3.2 床を考慮したモデルでの固有値解析結果

(1) 固有値解析結果

床を考慮したモデルにおける固有値解析結果を、床を考慮しないモデルの結果とともに表2に示す。床を考慮したモデルの固有周期は床を考慮しないモデルに比べ、短周期化しており、その比率は40階モデルは0.83、30階モデルは0.87、20階モデルは0.93であった。

(2) 複素固有値解析結果

床を考慮した場合と考慮しない場合の複素固有値解析結果を図18に示す。床を考慮した場合は考慮しない場合に比べ、ダンパによる建物全体への付加減衰が小さくなっていることがわかる。建物1次振動モードに対するダンパによる付加減衰は40階で最大9.2%が3.3%(比率0.35)に、30階で最大8.7%が4.1%(比率0.47)に、20階で7.7%が5.1%(比率0.66)に低減される。これは、床の曲げ剛性を考慮することにより、スーパーウォールの曲げ変形が抑制されたためと考えられる。

図18 ダンパ減衰係数と複素固有値解析結果減衰係数

3.3 床を考慮したモデルでの非線形応答解析結果

地震時におけるダンパによる建物への減衰効果を確認するため、床を考慮した試設計建物振動モデルにおける非線形地震応答解析を実施する。ダンパの総減衰係数は図18に示される複素固有値解析結果から、建物1次モードで付加減衰が大きくなる場合、建物2次モードで大きくなる場合、なし(0kN/kine)の場合、過大な減衰係数(建物1次モードで最大の値の約4倍)を与えた場合の計4ケースとする。表3に振動解析で採用するダンパの総減衰係数の一覧を示す。

非線形応答解析結果として、応答最大水平変位、応答最大層間変形角、応答最大層せん断力および応答最大転倒モーメントについて、

40 階モデルを図 19～22、30 階モデルを図 23～26、20 階モデルを図 27～30 に示す。

表 3 ダンパの総減衰係数 (kN・sec/cm)

階数	ダンパの設定条件			
	1 次モード 最大	2 次モード 最大	なし	過大な減衰
40 階モデル	3,138	785	0	12,553
30 階モデル	1,883	470	0	7,532
20 階モデル	1,255	314	0	5,021

非線形応答解析結果からは以下のことが確認された。

- 1) 応答最大水平変形・応答最大層間変形角は、ダンパの減衰係数を建物 1 次モードで建物全体への付加減衰が最も大きくなるように設定すると小さくなっている。
- 2) 応答最大層せん断力は最下層でみると、40 階ではダンパの減衰係数を建物 2 次モードで建物全体への付加減衰が大きくなるように設定した場合が最も小さく、20 階ではダンパを建物 1 次モードで設定したものが小さくなっている。

図 19 応答最大水平変位分布

図 20 応答最大層間変形角分布

図 21 応答最大層せん断力分布

図 22 応答最大転倒モーメント分布

図 23 応答最大水平変位分布

図 24 応答最大層間変形角分布

図 25 応答最大層せん断力分布

図 26 応答最大転倒モーメント分布

図 27 応答最大水平変位分布

図 28 応答最大層間変形角分布

図 29 応答最大層せん断力分布

図 30 応答最大転倒モーメント分布

- 3) 応答最大転倒モーメントについては、ダンパの減衰係数を0もしくは過大な減衰とした場合が大きくなる傾向にある。
- 4) 上記の1)から3)の結果は、床を考慮しない弾性応答解析結果(参考文献²⁾)とほぼ同じ傾向にある。このことは、本解析において、床は全ケースにおいて曲げ降伏に至り、曲げ剛性が低下しているため(後述、図33参照)、床を考慮しない応答解析結果に近づいたものと考えられる。

以上から、曲げ変形制御型制震構造ではダンパの付加減衰係数に適切な値を与えることにより、建物全体の応答値を有効に低減できることが分かった。建物高さに若干の差はあるが、建物1次モードに対してダンパを設定することが応答低減には適切と考えられる。

3.4 非線形応答解析での各部エネルギー吸収状況

本制震架構の非線形応答解析でのエネルギー吸収状況を検討する。建物への入力エネルギー(E_{in})に対するエネルギー吸収状況を(11)式で表し、各項目のエネルギー吸収量を時刻歴で算出する。

$$E_{in} = E_e + E_{damper} + E_h + E_p \quad (11)$$

E_{in} : 建物への入力エネルギー

E_e : 建物の運動エネルギー

E_{damper} : ダンパ(制震装置)による吸収エネルギー

E_h : 建物粘性減衰による吸収エネルギー

E_p : 建物構造部材の履歴エネルギー

図31に、40階モデルにおいてダンパを建物1次モードで付加減衰が最も大きくなるよう設定したケースについて、各部の時刻歴上のエネルギー吸収結果を示す。解析終了時には運動エネルギー(E_e)は0となっている。非線形を考慮したスーパーウォールは武藤ループの第2折点を越えていないこと、床は第2折点は超えるものの原点指向型を設定してること、以上から履歴エネルギーの吸収量は

図31 地震時の各部の吸収エネルギー(40階モデル)

表4 非線形応答解析終了時でのエネルギー吸収比率(%)

解析モデル/ダンパ設定	E_{damper}	E_h	E_p
40F	1次モード	50.2	46.8
	2次モード	43.8	51.4
	過大な減衰	30.2	65.2
30F	1次モード	54.6	42.5
	2次モード	42.1	52.7
	過大な減衰	37.9	58.9
20F	1次モード	61.4	37.3
	2次モード	44.4	53.2
	過大な減衰	45.4	52.7

小さくなっている。また、ダンパによる付加減衰は建物の一次振動モードに対し有効であるが高次振動モードには効果が少ないこと、一方、建物の内部粘性減衰は高次振動に対して有効であることから、結果として、ダンパのエネルギー吸収量と建物内部粘性減衰のエネルギー吸収量はほぼ同等になったと考えられる。

表4には応答解析終了時の各項目のエネルギー吸収比率を各階数モデルごとにまとめる。ダンパのエネルギー吸収割合は、40階、30階、20階ともに、ダンパを建物1次振動モードで設定したケースが、ダンパのエネルギー吸収割合が最も大きかった。建物1次振動モードに対してダンパを設定したケースは、応答結果では変形を最小に抑えることができている、ダンパが応答低減に有効に作用していることに符合する。

3.5 非線形応答解析から推定されるダンパによる付加減衰

非線形応答解析時にダンパによってどの程度の付加減衰が付与されているかを検証するため、応答解析途中の頂部変形最大時から地震動入力を0とし、建物を自由振動させた振動性状から推定する。検証対象は各階モデルの建物1次モードに対しダンパを設定したケースとする。なお、自由振動開始となる頂部水平変位の最大となる時点は40階では77.30sec、30階では78.27sec、20階では75.96secとなっている。図32に自由振動させた頂部変位時刻歴を示す。

図32 応答解析途中で自由振動させた頂部変位時刻歴

自由振動より推定される全体減衰量(h_T)は(12)式¹⁰⁾により算定し、これには建物に与えたレーリー型減衰による減衰(h_h)¹⁰⁾を含んでいるので、ダンパによる付加減衰(h_{damper})は(13)式で評価する。

$$h_T = \frac{\log_e d}{2\pi} \sqrt{1 + \left(\frac{\log_e d}{2\pi}\right)^2} \approx \log_e d / (2\pi) \quad (12)$$

d : 振幅比(自由振動時)

$$h_{damper} = h_T - h_h \quad (13)$$

$$h_h = 1/2(a_0/\omega + a_1 \cdot \omega)$$

a_0, a_1 : レーリー減衰定数(それぞれ質量, 剛性の係数)

ω : 固有円振動数

ダンパによる付加減衰を(12)式及び(13)式から推定すると、40階では以下となる。

$${}_{40F}h_{\text{damper}} = {}_{40F}h_T - {}_{40F}h_h = 0.116 - 0.035 = 0.081$$

$${}_{40F}h_T = \log_e(2.07) / (2 \cdot \pi) = 0.116$$

$${}_{40F}h_h = 1/2(0.09253/1.482 + 0.005417 \times 1.482) = 0.035$$

同じように、付加減衰は30階では0.094、20階では0.085となった。結果として、各階数モデルとも約8%の減衰が付加されている。

図33に振動解析結果時のスーパーウォールと床の曲げの剛性低下率を示す。この剛性低下を考慮した部材剛性によって固有値解析を行うと、建物1次固有周期は40階で4.21sec、30階で2.83sec、

20階で1.36secとなり、自由振動周期と合致する。

複素固有値解析によって得られる建物1次振動モードに対するダンパによる付加減衰を、剛性低下を考慮した場合と床を考慮しない場合を比較して図34に示す。剛性低下を考慮した付加減衰は床を考慮しない付加減衰に近く、前述の自由振動性状から求められる付加減衰値とほぼ一致している。

4. まとめ

実用的な断面における床と壁を対象とした非線形地震応答解析による検討を行い、以下のことが明らかとなった。

- 1) 弾性時においては、床を考慮すると各階の床の曲げ剛性によってスーパーウォールの曲げ変形が抑制され、ダンパによる付加減衰は床を考慮しない場合に比べ30~70%程度低下する。
- 2) 応答解析では床が非線形に入り、ダンパによる1次振動に対する付加減衰は8%程度となり、応答を十分に低減することが可能であった。床は曲げ降伏に至るので、建物全体変形に追従すべく、曲げ靱性を確保する必要がある。
- 3) ダンパの設定は、建物1次振動モードに合わせて設定することにより、応答低減及びエネルギー吸収に有効であることがわかった。但し、高次モードにおいては付加減衰効果は少ない。
- 4) スーパーウォールの曲げ非線形性については、曲げ降伏に至ると大きな剛性低下を伴い、かつ、架構全体の不穩定次数を減らすことになるので、曲げひび割れによる剛性低下にとどめる必要があると考えられる。

床および壁の非線形特性を考慮に入れた振動解析結果から、本曲げ変形制御型制震構造の架構形式は、建物全体の応答値を十分に低減する制震効果を有する構造であることを検証した。今後、本論で取り扱わなかったスーパービームの曲げ・せん断、コネクティング柱の軸の非線形性による影響を把握し、実建物への適用を図る。

謝辞

本架構形式の開発推進にあたっては元横浜国立大学教授長田正至博士に貴重なご助言を頂いたことを厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 大川 潤・小堀鐸二・五十殿佑弘・長田正至・鈴木紀雄・山本幸正ほか：制震装置を用いた新しいRC造架構の開発(その1~2)、建築学会大会学術講演梗概集(構造IV)、pp.803-806、1995.8
- 2) 五十殿佑弘・山本幸正・河野賢一・深田良雄：曲げ変形制御型制震構造の構造原理に関する研究、日本建築学会構造系論文集、pp.111-118、2006.4
- 3) 小堀鐸二、竹中康雄、前田祥三、飯塚真巨、藤本信夫：3次元非線形動的解析プログラム(SEIRA-SDN)の開発と適用研究、日本建築学会・第11回情報システム利用技術シンポジウム、3-6、163-168、1989
- 4) 丸田 誠・鈴木紀雄・別所佐登志：鉄筋コンクリート造開断面立体耐震壁の構造性能に関する研究、日本建築学会構造系論文集、pp.109-116、1999.6
- 5) (社)日本電気協会・電気技術基準調査委員会：原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601)、pp.79~pp.81、1991
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説、pp.51-69、1999
- 7) (社)建築研究振興協会：建設省総合技術開発プロジェクト、鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発、New RC 共同研究 4、超高層フラットスラブ建築物の開発、1993.3
- 8) (社)日本建築学会：建築物の減衰、pp.189-213、2000
- 9) 財団法人 日本建築防災協会：臨海部構造安全委員会：臨海部における大規模建築物群の総合的な構造安全に関する調査・検討報告書 総集編、1992
- 10) 柴田明徳：最新耐震構造解析：pp10-15、69-74、1981

(2006年3月15日原稿受理、2006年11月1日採用決定)

図33 振動解析終了時の部材剛性低下率

図34 複素固有値解析結果と自由振動から求まる付加減衰量