

RC 立体耐震壁および境界梁ダンパーを用いた超高層建物の地震応答

熊谷 仁志
(技術研究所)

Earthquake Response of a High-Rise Building with Reinforced Concrete Shear Walls and Coupling Beam Dampers

by Hitoshi Kumagai

Abstract

A high-rise building system with reinforced concrete shear walls makes flexible planning possible, since the shear wall can bear most of seismic force and relieve the load of columns. Lateral loading tests on the reinforced concrete shear wall with high-strength materials had been conducted. The test results could be well estimated by the analysis with the substitutive frame model. In this paper, earthquake response analysis on a high-rise building with shear walls and coupling beam dampers has been reported, and the damage mitigation effect of coupling beam dampers has also been reviewed.

概要

超高層建物に RC 立体耐震壁を配置し、並立する立体耐震壁間を境界梁ダンパーで連結する構法を用いることによって、より自由度や使用性の高い空間を実現することが可能となる。本報告では、既往の実験によって得られた超高強度材料を用いた RC 立体耐震壁の構造挙動について、骨組モデルに置換した解析によって評価できることを明らかにした。さらに、30 階建モデル建物の地震応答解析を行い、境界梁ダンパーの応答低減効果についても検討を行った。

§ 1. はじめに

超高層建物のコア部と供用部を区画する壁を鉄筋コンクリート造(以下、RC とする)立体耐震壁とすると、地震力の大半が負担されるため柱の負担が軽減される。これにより、柱本数を少なくすることやスパンを拡大することができるため、より自由度や使用性の高い空間を実現することが可能となる。筆者らは、図-1 に示すように、建物中央に RC 立体耐震壁を配置し、立体耐震壁の間を境界梁ダンパー(中央部に低降伏点鋼を用いた履歴型ダンパーを有する RC 境界梁)で連結した超高層建物の構法を開発し、これまで 9 棟の建物に適用してきた^{1),2),3),4)}。境界梁ダンパーは、地震動によって建物へ入力するエネルギーを効果的に吸収し、立体耐震壁などの主要構造に対する損傷軽減が期待できる。

既報¹⁾では、設計基準強度 $F_c=120\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートおよび USD685 の高強度鉄筋を用いた立体耐震壁の曲げせん断実験を行い、平面保持を仮定した断面解析によって、曲げ圧縮破壊における寸法効果や横補強筋による拘束効果が表現できることを示し

た。一方、実際の構造設計においては、立体耐震壁を骨組に置換したモデルを用いて地震応答解析を実施するのが一般的であるが、解析における置換部材の応力・ひずみと耐震壁に実際に生じている応力・ひずみとの対応や、境界梁ダンパーの応答低減効果については、十分には明らかになっていない。

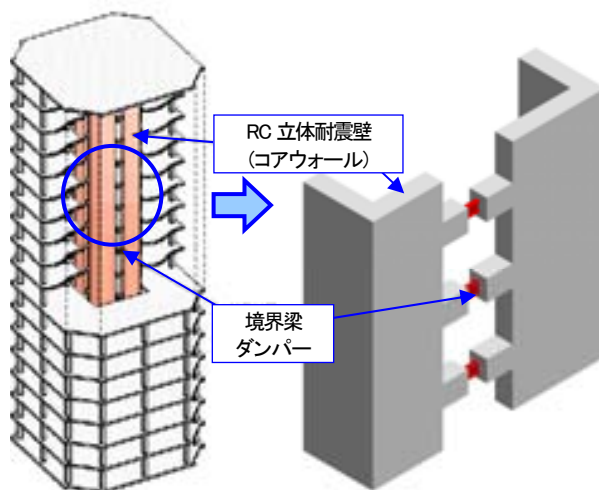


図-1 RC 立体耐震壁と境界梁ダンパーの概念図

本報告では、先に実施した立体耐震壁の曲げせん断実験を対象として、骨組置換モデルを用いた解析を行った。次にこのモデルを用いた30階建建物の地震応答解析を行い、境界梁ダンパーによる損傷軽減効果などについて検討を行った。

§ 2. 境界梁ダンパー

境界梁ダンパーの復元力特性のモデル化については、既報^{2,3)}で詳細に述べており、ここではその概要について記す。

2.1 境界梁ダンパーの概要

ここで扱う境界梁ダンパーは、図-2に示す試験体図のように、端部をRC梁とし、H形鋼の鉄骨梁をRC梁端部まで埋め込んだ根巻き接合形式のハイブリッド構造である。中央鉄骨部のウェブにLY225の低降伏点鋼を用いているのが特徴である。

図-3に実験結果の一例を示す。境界梁ダンパーは紡錘形のせん断力-変形角関係を示し、その履歴面積から求めた等価粘性減衰定数で見ると、梁全体変形角

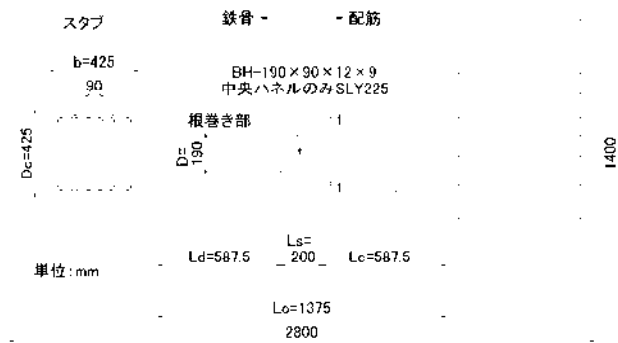


図-2 境界梁ダンパー1/2モデル試験体 (No.5)²⁾

1/400で10%程度、1/200~1/100で20%程度、1/50以降で30%程度の優れたエネルギー吸収能力を有していることが実験によって確認されている。一方、ダンパー部に低降伏点鋼を用いているため、漸増振幅の正負交番繰返し変形を受けると耐力が上昇し、素材の引張試験結果を用いて計算したダンパー部せん断耐力の約1.5倍に至っても耐力は低下しなかった。

2.2 境界梁ダンパーの復元力モデル

境界梁ダンパーの解析には、図-4に示す左右のRC根巻き部と中央の鉄骨部に3分割した梁要素を直列に連結したモデルを用いている。RC根巻き部の復元力特性には武田モデルを用い、中央鉄骨部のせん断力-せん断ひずみ関係は、先に述べた耐力上昇過程を表わすため、等方硬化型のTri-linearモデルを用いている。

復元力モデルを図-3に点線で示しているが、実験結果と良く対応していることがわかる。

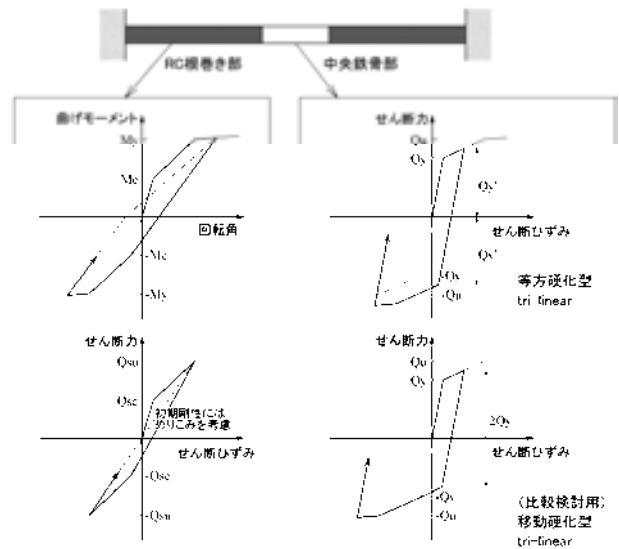


図-4 境界梁ダンパーの復元力モデル

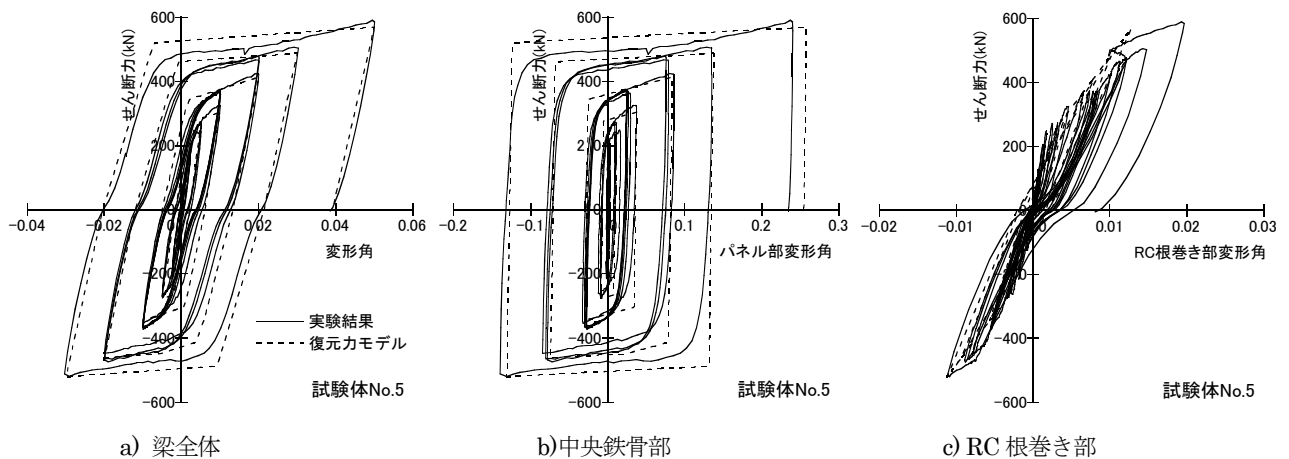


図-3 実験結果と復元力モデルの比較 (試験体 No.5)²⁾

§ 3. RC 立体耐震壁

ここでは、過去に行った設計基準強度 $F_c=120 \text{ N/mm}^2$ の超高強度コンクリートおよび USD685 の高強度鉄筋を用いた立体耐震壁の曲げせん断実験結果の概要と、骨組に置換したモデルを用いた解析結果との比較検討結果について記す。¹⁾

3.1 RC 立体耐震壁の曲げせん断実験

試験体の形状・寸法・配筋を図-5に示す。C型断面をした立体耐震壁の1/7~1/10の縮小モデルであり、水平力の作用方向(0, 45, 90°)を変化させて3体の実験を実施している。加力点高さは1500mm、壁厚は100mm、壁の短辺長さは450mm、長辺長さは900mmで各試験体共通である。壁試験部には設計基準強度 $F_c=120 \text{ N/mm}^2$ (シリカヒュームセメントを使用、水セメント比20%)の超高強度コンクリートを用いており、実験時の圧縮強度は 134 N/mm^2 であった。縦筋には2-D10(USD685相当)を50mm間隔に配しているが、端部および隅角部にはD13(USD685相当)を用いて実際の立体耐震壁と鉄筋比の分布を合わせている。横筋にはD6(SD345)U字筋を50mm間隔に配し、壁板中央での重ね継手としている。

試設計の結果を踏まえ、図-6のような関係で軸力とせん断力を作用させた。C-45, C-90は上下限軸力を圧縮4800kN、引張-960kNとした変動軸力を作用させている。C-0は長期軸力として圧縮1920kNを一定に作用させている。

せん断力と変形角の関係を図-7に示す。強軸方向に加力したC-0は、横筋降伏、縦筋圧縮降伏、引張降伏と破壊が進展し、変形角1.4%で長辺壁がせん断破壊した。45°方向に加力したC-45は、縦筋圧縮降伏、縦筋引張降伏と破壊が進展し、変形角1.7%で曲げ圧縮破壊して縦筋が座屈し、軸力を保持できなくなった。弱軸方向に加力したC-90は、縦筋が引張降伏した後、変形角1.7%で長辺壁のかぶりコンクリートが圧壊して荷重が緩やかに低下した。

実験結果の詳細については既報¹⁾を参照されたい。

3.2 骨組置換モデルによる解析

立体耐震壁は建物の高さ方向に連続的に存在しているが、骨組モデルに置換する場合、梁や床が取り付けることにより、立体耐震壁を階高ごとに分割するのが一般的である。そこで、曲げせん断試験体を対象として、骨組モデルの高さ方向の分割の影響について検討を行った。

解析モデルを図-8に示す。試験体の下層部を高さ450mm(短辺長さと同じ、長辺長さの1/2)に分割したものを標準モデル(Model450)とし、それに対して半分に分割したモデル(Model225)と分割を2倍に伸ばした

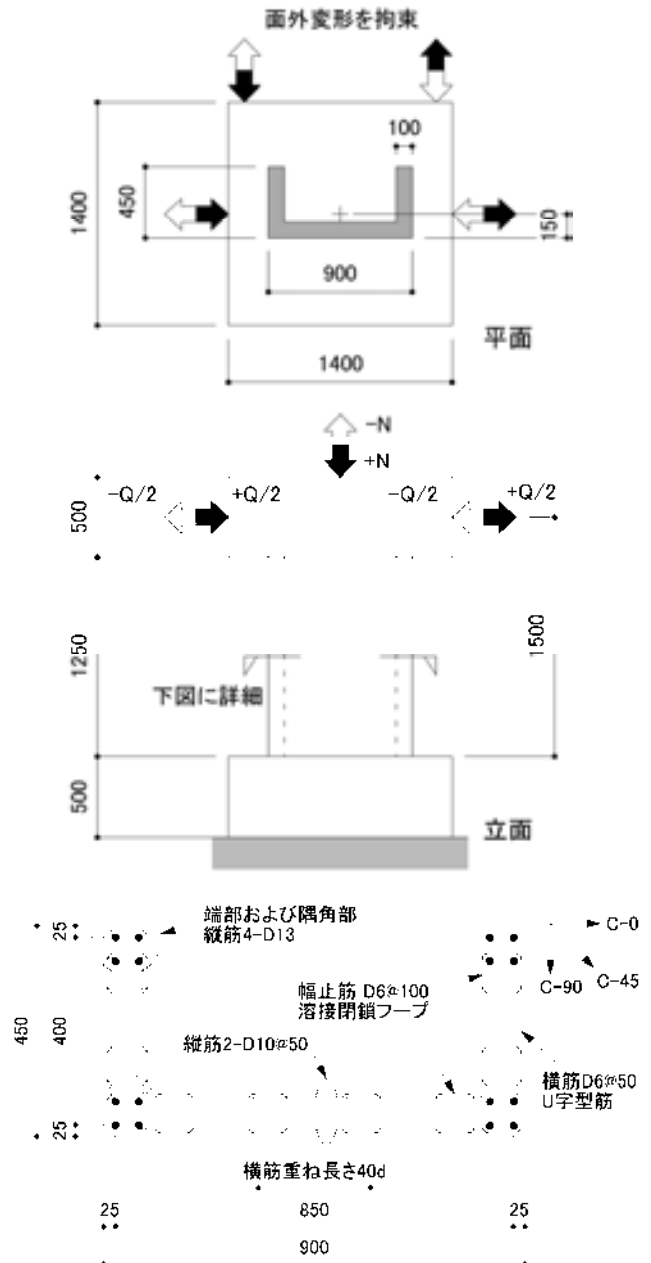


図-5 立体耐震壁の曲げせん断試験体

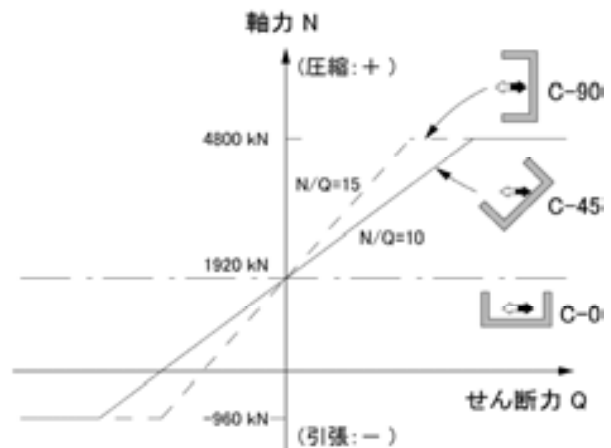


図-6 曲げせん断実験の軸力-せん断力相関

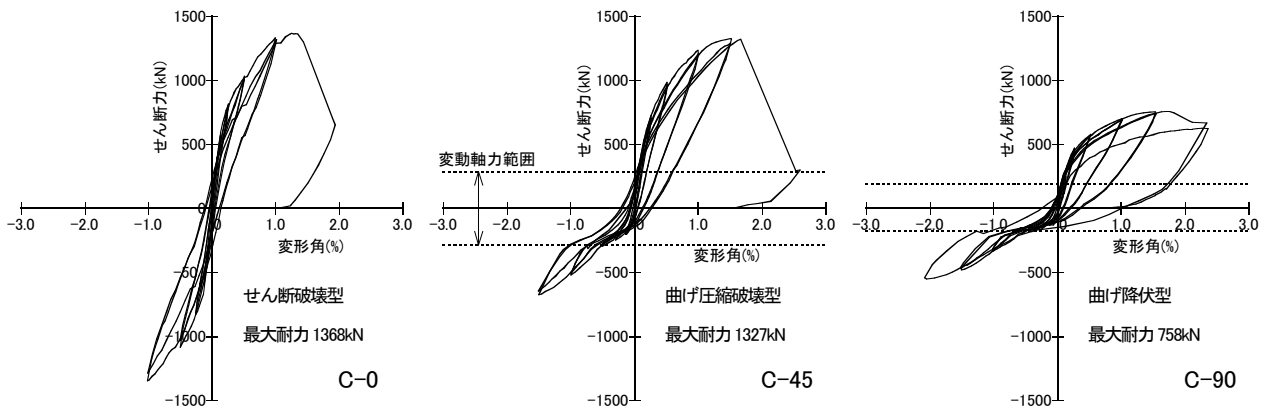


図-7 せん断力-変形角関係 (実験結果)

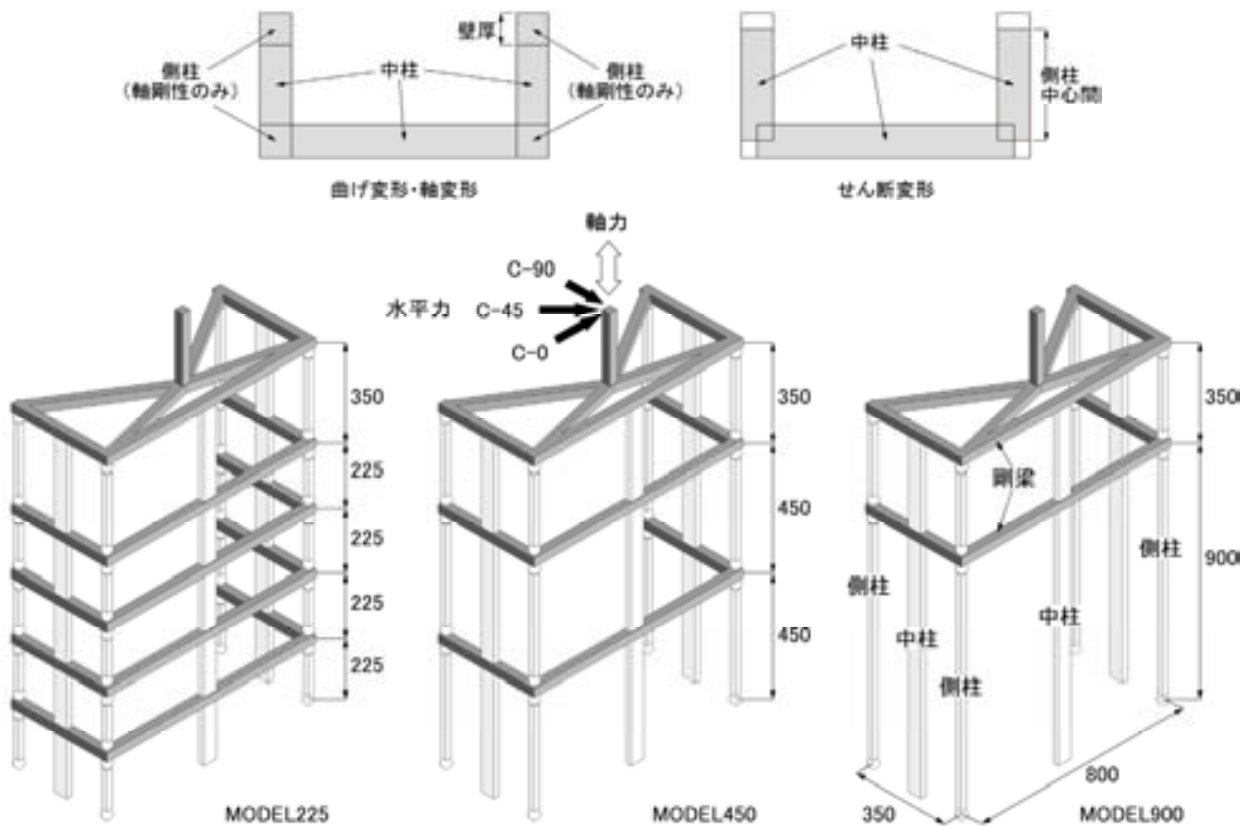
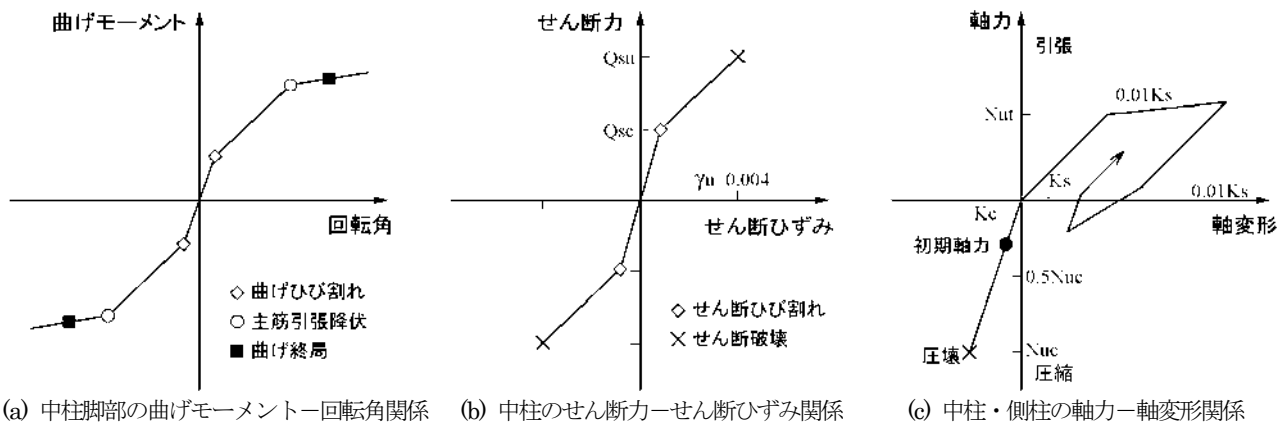


図-8 曲げせん断試験体の骨組解析モデル



(a) 中柱脚部の曲げモーメント-回転角関係 (b) 中柱のせん断力-せん断ひずみ関係 (c) 中柱・側柱の軸力-軸変形関係

図-9 立体耐震壁構成部材の復元力モデル

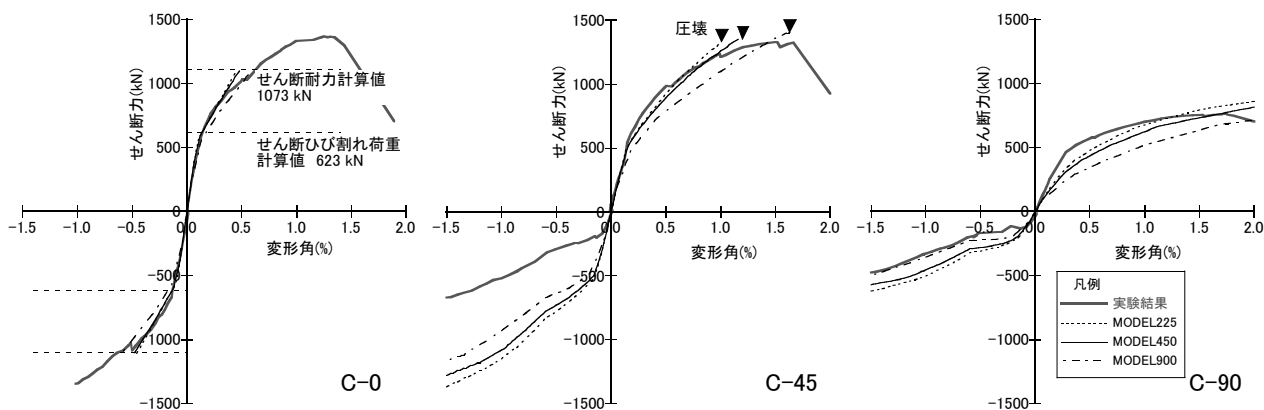


図-10 実験結果と解析結果の比較（復元力特性骨格曲線）

モデル (Model900) の計3種類となる。壁パネル部分の曲げ剛性、せん断剛性、軸剛性を表わす「中柱」と、壁端部、隅角部の軸剛性を表わす両端ピンの「側柱」で構成されるモデルである。各部材の復元力特性を図-9に示す。

(a) 中柱脚部の曲げモーメント-回転角関係

中柱には脚部のみ塑性ヒンジが生じるものとしている。その曲げモーメント-回転角関係は、側柱部分を除いた壁パネル部分に長期軸力負担分を作用させて平面保持を仮定した断面解析を行い、第1折点を曲げひび割れ発生時、第2折点を主筋引張降伏時として、図-9のようなTri-linearのスケルトンカーブに置換した。履歴モデルには武田モデルを用いた。

(b) 中柱のせん断カー-せん断ひずみ関係

側柱の中心間の壁パネル部分について、せん断カー-せん断ひずみ関係を定義した。第1折点をせん断ひび割れ発生時、第2折点をせん断破壊発生時とし、せん断破壊が発生した時点で解析終了とした。履歴モデルには原点ピーク指向型モデルを用いている。第2剛性はせん断破壊発生時のせん断ひずみを0.4%として求めた。せん断ひび割れ発生荷重およびせん断耐力は靱性保証型耐震設計指針⁵⁾をベースにして算定した。

(c) 中柱および側柱の軸力-軸変形関係

軸剛性としては、圧縮側では鉄筋コンクリートの剛性を、引張側では主筋のみの剛性を与えるものとする。ただし、コンクリートの弾性係数としては、圧縮破壊時と原点を結ぶ割線剛性を用いることとする。主筋が引張降伏してからの除荷剛性は引張側の弾性剛性と同じとする。引張降伏してから圧縮側へ載荷する場合は、圧縮側の破壊荷重の1/2を指向するものとする。圧縮側の破壊ひずみに到達した時点で解析終了とした。

実験結果と解析結果のせん断カー-変形角関係包絡線の比較を図-10に示す。C-0については解析結果と実験結果は良く一致しており、高さ方向の分割数による違いは見られない。せん断ひび割れ荷重計算値と、実験にお

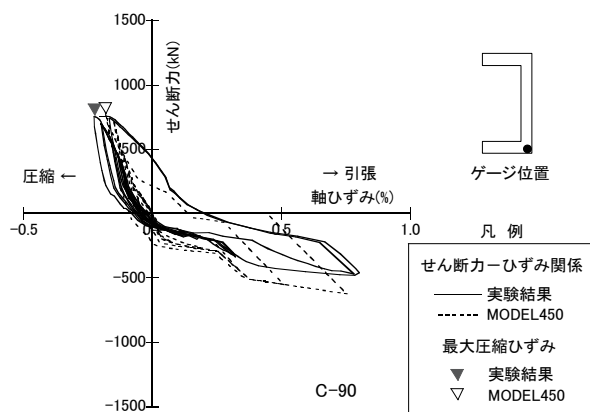


図-11 実験結果と解析結果の比較（軸ひずみ）

る剛性低下点も一致している。せん断耐力計算値については実験結果に比べてかなり安全側の評価となっている。C-45、C-90の正側(圧縮軸力側)については、Model225、450では実験をおおむね評価できているが、Model900では剛性を小さめに評価している。▼印で示す曲げ圧縮破壊時の荷重については、いずれも良く一致している。C-45、C-90の負側(引張軸力側)については、解析の剛性が高くなっており、特にC-45の場合に顕著である。解析では曲げひび割れによるせん断剛性の低下を考慮していない。そのため、長辺壁のようにせん断変形が支配的な壁全体に引張軸力が作用する場合には、剛性を過大評価してしまう可能性があり、詳細な検討が必要である。

図-11は試験体C-90の側柱部材のひずみについて、Model450の解析結果と実験結果(縦筋に貼付したひずみゲージの測定値)を比較したものである。実験結果と解析結果はおおむね一致している。

§ 4. 地震応答解析

以上のように作成した部材の復元力モデルを用いて、超高層集合住宅を想定した30階建モデル建物の地震応答解析を実施した。

4.1 解析モデル

解析対象は、図-12 に示すような 30 階建モデル建物である。壁厚は 800mm、柱断面は 900×900mm で全階共通とした。壁・柱のコンクリート強度（1F で $F_c = 100\text{N/mm}^2$ 、30F で 36N/mm^2 ）ならびに鉄筋比は、1 階と最上階の値を設定し、その間は直線補間した。梁断面は 800×800mm、コンクリート強度は $F_c = 36\text{N/mm}^2$ 、境界梁ダンパー鉄骨部の断面は BH-400×200×25×25 で全階共通とした。図-13 に示すように、立体耐震壁構面とフレーム構面の半分を取り出し、立体耐震壁は 3 章に述べた方法で、フレーム構面はフィッシュボーン型⁶⁾で置換した平面骨組モデルである。

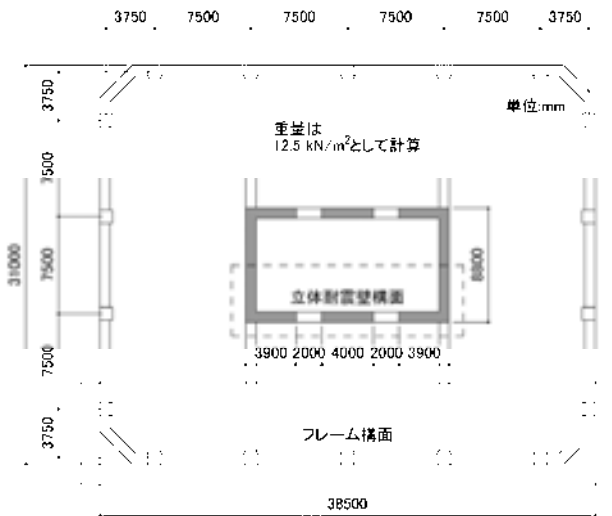


図-12 モデル建物（基準階平面図）

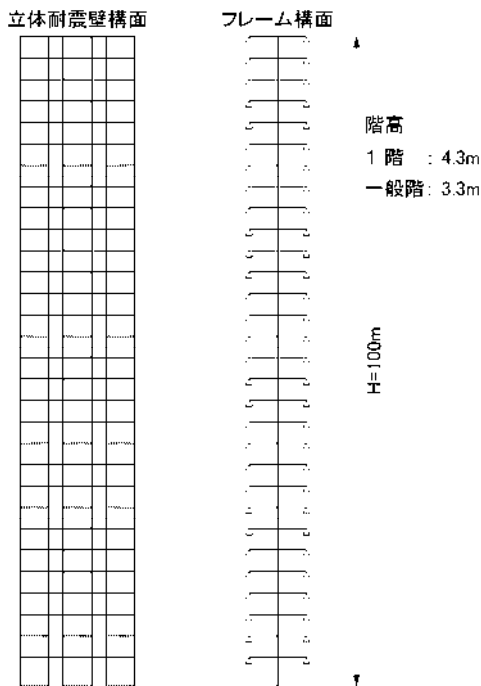


図-13 平面骨組モデル（立面図）

壁構面とフレーム構面は水平方向の自由度を剛床で結合している。階高は最下層が 4.3m、一般階が 3.3m であり、モデルの高さ方向の分割は先の検討の Model450 とほぼ同等である。解析ケースは表-1 に示すように、境界梁ダンパーを全層に配置して復元力モデルを等方硬化型としたものを標準（ケース 1）とし、復元力モデルを移動硬化型としたもの（ケース 2）、境界梁ダンパーが無いもの（ケース 3）、1 層おきに配置したもの（ケース 4）、下層半分だけに配置したもの（ケース 5）、上層半分だけに配置したもの（ケース 6）の計 6 ケースとした。

入力地震動は図-14 に示すように、極まれに発生する地震動の加速度応答スペクトル（告示スペクトル）に適合するように、1923 年関東地震の東京気象庁再現波 NS 成分位相（継続時間の長い場合、告示波 T と記す）、1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台 NS 成分位相（継続時間の短い場合、告示波 K と記す）で作

表-1 解析ケース

ケース	復元力特性	ダンパー配置	1次固有周期(sec)
1	等方硬化型	全層	2.16
2	移動硬化型		
3	等方硬化型	無し	2.59
4		隔層	2.27
5		下層(2~16Fのみ)	2.20
6		上層(17~RFのみ)	2.46

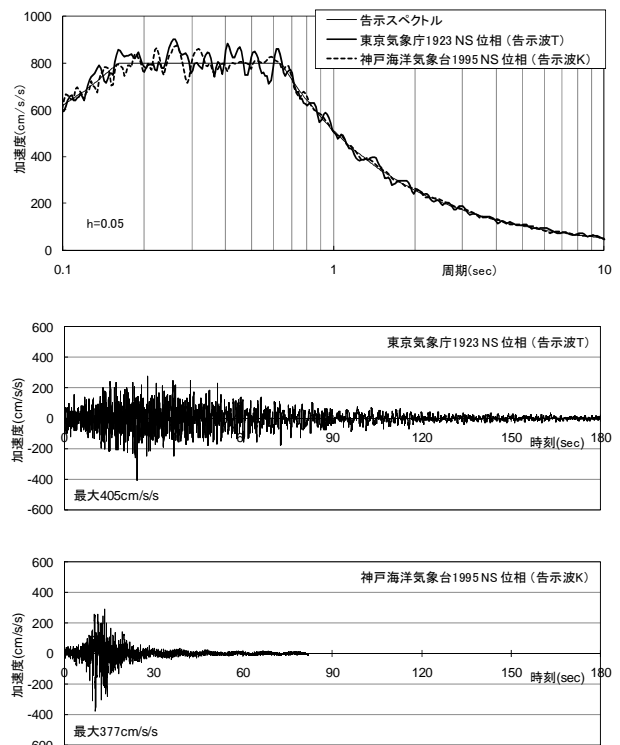
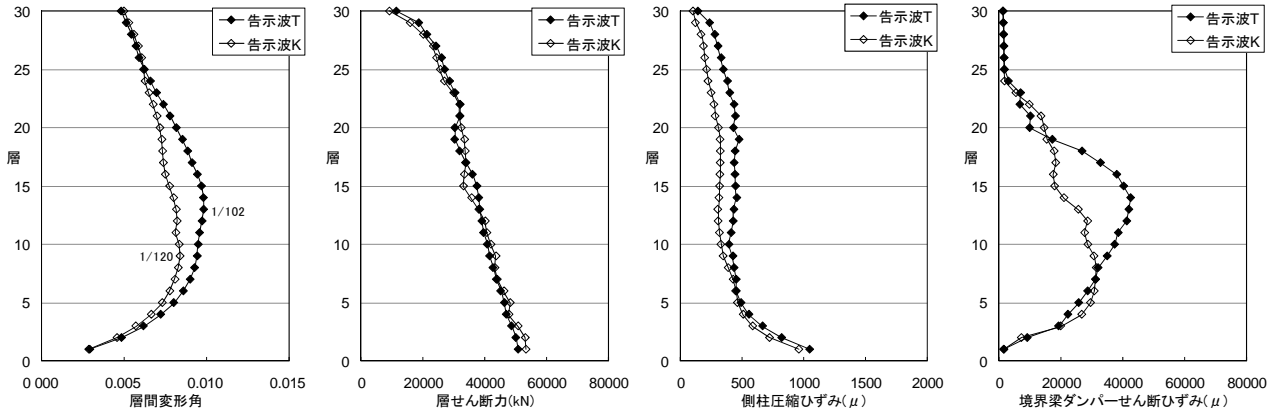
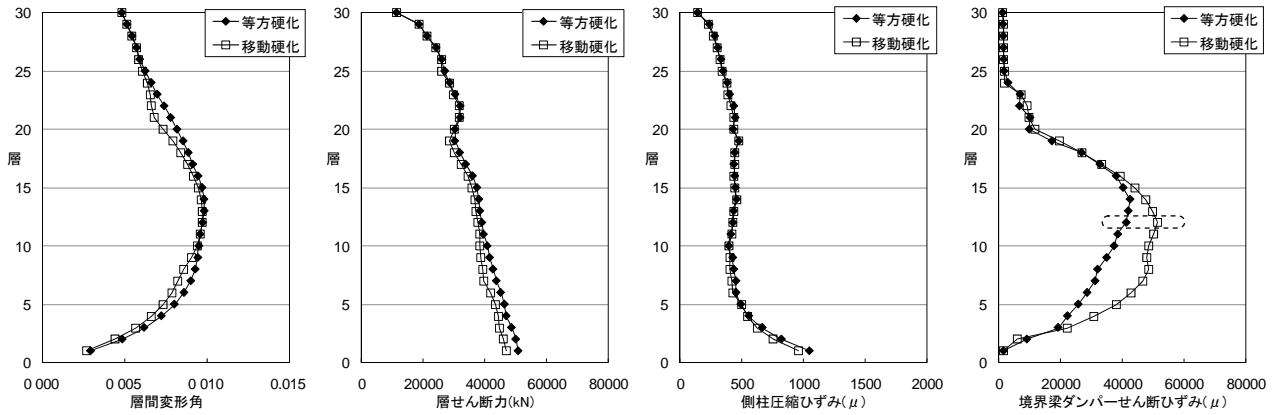


図-14 入力地震動

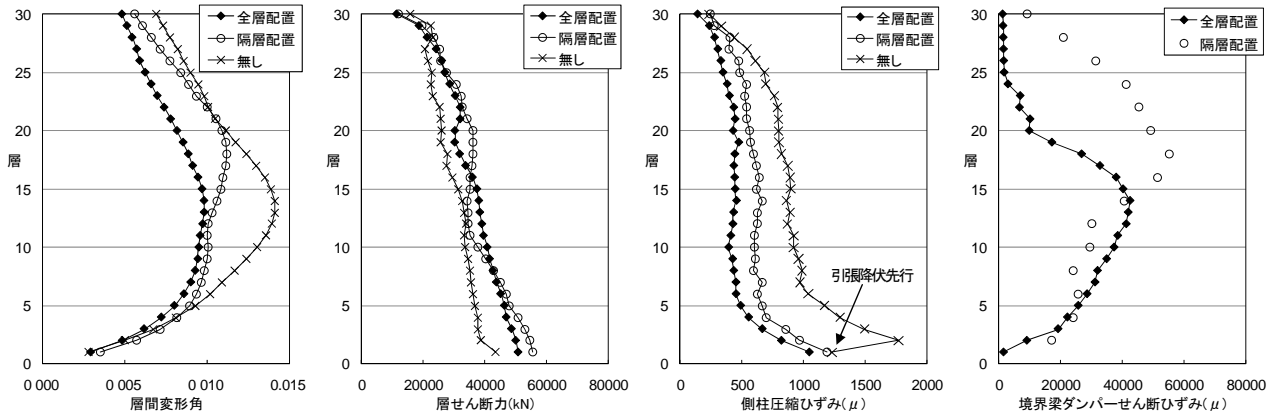
a) 入力地震動による影響



b) 境界梁ダンパー復元力モデルによる影響



c) 境界梁ダンパー設置数による影響



d) 境界梁ダンパー配置による影響

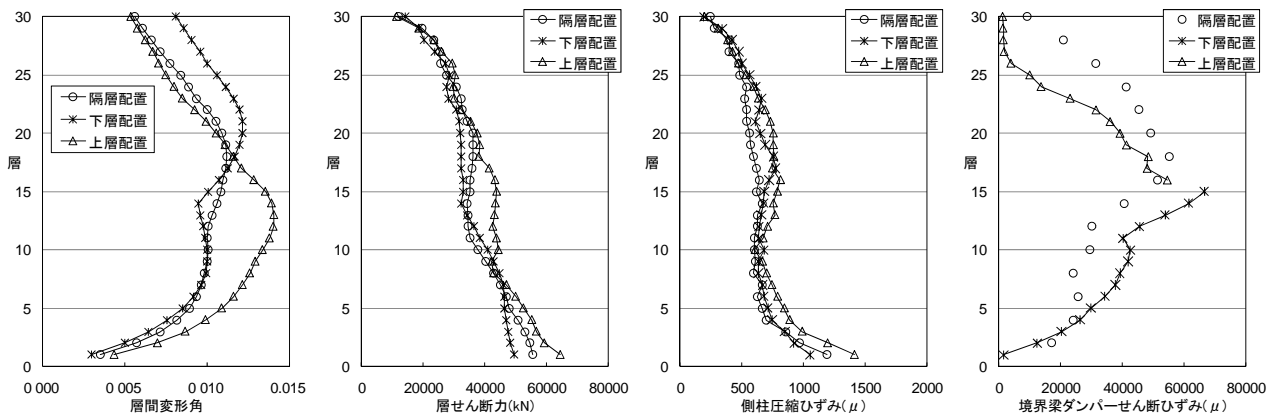


図-15 地震応答解析結果 (最大応答値分布)

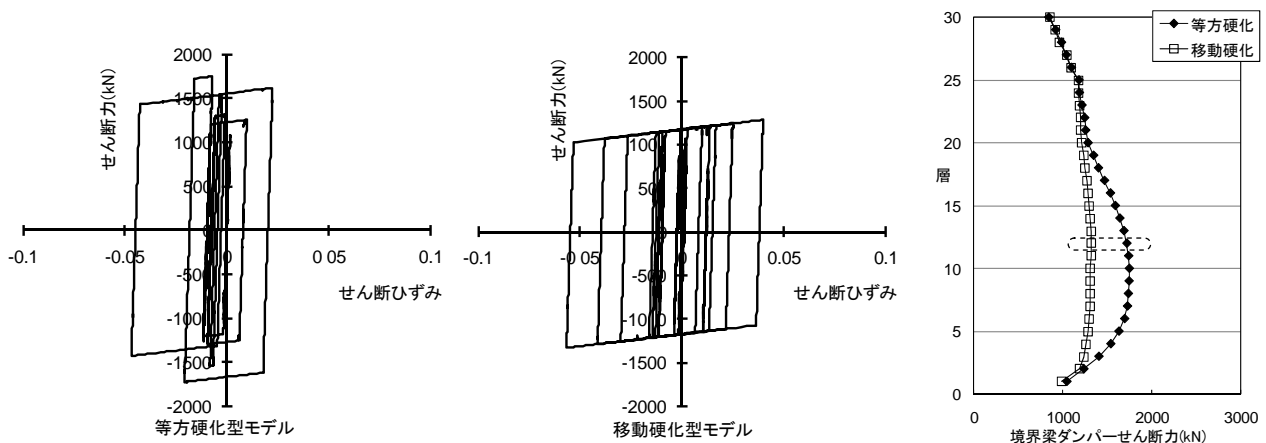


図-16 境界梁ダンパー復元力モデルによる影響

成した 2 種類の時刻歴波形である。今回はパラメトリック解析を目的としているので、表層地盤を想定せずに、工学的基盤の地震動をそのまま 1 階柱脚に入力した。内部粘性減衰は初期剛性比例型で 1 次モードに対する減衰定数を 2% とした。

4.2 解析結果

固有値解析による弾性 1 次固有周期を表-1 に、時刻歴解析結果による最大応答値分布を図-15 に示す。以下、各パラメーターについて考察を記す。

4.2.1 入力地震動による影響

境界梁ダンパーのせん断ひずみは、25 階より上層では弾性範囲にあり、中間階よりやや低い位置の 5~15 階で最大になっている。最大せん断ひずみは約 5% (50000 μ) で、図-3 に示す実験で確認した最大せん断ひずみの 1/5 程度に納まっている。立体耐震壁脚部の圧縮ひずみは 1100 μ 程度で、圧壊ひずみの 1/3 程度であり、耐震壁の曲げ圧縮破壊は生じていない。最大層間変形角も 1/100 以内に納まっている。

今回のモデル建物では、継続時間の長い告示波 T のほうが、境界梁ダンパーに生じるせん断ひずみが大きくなり、層間変形角も大きくなっている。したがって、以降の検討では、告示波 T を入力した解析結果について報告する。

4.2.2 境界梁ダンパー復元力モデルによる影響

図-16 に境界梁ダンパーのせん断ひずみが最大となる 12 階床レベルのせん断力-せん断ひずみ関係を示す。等方硬化型のほうが境界梁ダンパーに作用するせん断力は大きくなり、移動硬化型のほうがせん断ひずみは大きくなっていることがわかる。したがって、境界梁ダンパーによるエネルギー吸収量としては大差なく、建物全体としての最大層間変形角、最大層せん断力に顕著な違いは見られていないものと考えられる。

境界梁ダンパーの RC 根巻き部の設計に対しては、作用せん断力の大きくなる等方硬化型の復元力モデルを用いたほうが安全側である。

4.2.3 境界梁ダンパー設置数による影響

最大層間変形角については、境界梁ダンパーが無い場合を基準にすると、隔層に設置した場合は約 80% に、全層に設置した場合は約 70% に応答が低減されている。立体耐震壁 (側柱部) の圧縮ひずみについては、隔層に設置した場合は約 70% に、全層に設置した場合は約 60% に低減されており、境界梁ダンパーを設置することによる立体耐震壁の損傷軽減効果が認められる。最大層せん断力には顕著な差は見られなかった。

4.2.4 境界梁ダンパー配置による影響

境界梁ダンパーの高さ方向配置を均等にした場合と、上層あるいは下層に集中配置した場合を比較すると、上層に集中配置した場合には、他のケースに比べて最大層間変形角が大きくなる傾向が見られる。前述のように、境界梁ダンパーのせん断ひずみは、中間階よりやや低い位置の 5~15 階で最大になる傾向があり、この場所に境界梁ダンパーが設置されていないことによる影響があったものと考えられる。

§ 5. おわりに

- RC 立体耐震壁および境界梁ダンパーを用いた超高層建物の部材の復元力モデルを作成し、既往の実験結果と比較検討した。その結果、骨組置換モデルによっても、RC 立体耐震壁および境界梁ダンパーの構造挙動を評価できることが確認された。
- 30 階建モデル建物の地震応答解析を行った結果、境界梁ダンパーを用いることで、最大層間変形角を約 70% に低減でき、立体耐震壁の損傷も軽減できる

ことが確認された。

- 境界梁ダンパーのせん断ひずみは、今回のモデル建物では中間階よりやや低い位置で最大になる傾向があった。したがって、このようなせん断ひずみが集中する部位に境界梁ダンパーを設置することが効果的であると考えられる。

謝辞

本研究をまとめるにあたっては、東京工業大学林教授、神奈川大学島崎教授にご指導を賜りました。また、建物モデルの作成に際しては、設計本部をはじめプロジェクト関係各位にご協力をいただきました。ここに深謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 熊谷仁志, 戸沢正美, 黒瀬行信: "超高強度鉄筋コンクリート立体耐震壁の曲げ圧縮破壊に関する研究", コンクリート工学論文集, 第16巻第3号, pp.59-68, 2005.9
- 2) 熊谷仁志, 島崎和司, 林静雄: "中央部に鋼材ダンパーを有するRC境界梁に関する実験的研究—低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーに関する研究 その1—", 日本建築学会構造系論文集, No.638, pp.755-763, 2009.4
- 3) 熊谷仁志, 島崎和司, 林静雄: "中央部に鋼材ダンパーを有するRC境界梁の復元力特性—低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーに関する研究 その2—", 日本建築学会構造系論文集, No.643, pp.1677-1684, 2009.9
- 4) 熊谷仁志, 松浦正一, 黒瀬行信, 梅津誠二: "工事記録/高強度RCコアウォールと境界梁ダンパーを用いた超高層集合住宅", コンクリート工学, Vol.46, No.2, 2008.2
- 5) 日本建築学会: "鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解解説", 1999
- 6) 加村久哉, 井上一朗, 桑原進, 小川厚治: "履歴型ダンパー付鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル", 日本建築学会構造系論文集, No.562, pp.151-158, 2002.12
- 7) 平田淳二, 寺本隆幸: "各種ダンパーを用いた鋼構造建物の応答性状に関する研究 —ダンパーの配置による影響—", 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.B-2, pp.569-570, 2008.9
- 8) 竹内徹, 市川康, 中島秀雄, 笠井和彦: "ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制振構造の応答予測", 日本建築学会構造系論文集, No.583, pp.115-122, 2004.9

