摩擦ダンパーを用いて制震補強された既存 RC 造建物の地震応答性状 に関する研究

EARTHQUAKE RESPONSE CHARACTERISTICS OF AN EXISTING R/C BUILDING RETROFITTED WITH FRICTION DAMPERS

横内 基*, 北嶋圭二**, 中西三和***, 安達 洋***, 青山博之****

*Hajime YOKOUCHI, Keiji KITAJIMA, Mitsukazu NAKANISHI,
Hiromi ADACHI and Hiroyuki AOYAMA*

The authors have been researching and developing methods of retrofitting existing reinforced concrete buildings with friction dampers. Using an existing school building which will be demolished in the future, the authors conducted full-scale seismic tests to verify the effects of response control retrofit on actual buildings. Elasto-plastic behavior of an existing reinforced concrete school building seismically retrofitted with braces fitted with friction dampers was examined by comparing the results of a full-scale seismic test with analytical results. The analysis confirmed that applying braces with friction dampers could produce a similar retrofit effect to that verified by the test, and reproduce the behavior of the actual building accurately. The damage mitigation effect obtained by the retrofit procedure was identified from the absorbed hysteretic energy of each member and energy spectra.

Keywords: existing building, seismic retrofit, response control retrofit, full-scale test, friction damper, response control, elasto-plastic analysis
既存建物、耐震補強、制震補強、実大実験、摩擦ダンパー、応答制御、弾塑性解析

1. はじめに

学校校舎を中心に既存 RC 造建物の耐震補強が積極的に進められている。最近では耐震補強を進める上で生じるあらゆる状況(対象建物の多様性や補強工事中の建物の使用制限など)に対応すべく、様々な耐震補強工法が開発・実用化されており、その内の一つとして各種ダンパーを用いた応答制御型の耐震補強工法(以下、制震補強工法)が様々提案され、普及しつつある¹⁾。従来の強度抵抗型や靱性抵抗型の耐震補強工法では、既存架構自身の強度や靱性を高めることにより地震入力エネルギーを吸収するのに対して、制震補強工法は既存架構に付加したエネルギー吸収部材に地震入力エネルギーの消費を期待した工法である。つまり、制震補強工法は、変形性能が乏しい既存 RC 造建物の既存架構自身の履歴消費を小さくでき、損傷を抑えながら耐震性能を向上させることが可能な工法といえる。

筆者らは、これまでに摩擦ダンパーを用いた制震補強工法を研究・開発²⁾し、その研究の中で解体予定の学校校舎を用いて無補強建物と制震補強建物に対する実大耐震実験を行い、制震補強効果を実験的に確認した³⁾。これまでに実在する RC 造建物を用いて、制震補強建物の地震時挙動を直接再現した研究例は極めて少なく、実験により既存 RC 造建物に対する制震補強効果についての有益なデ

ータを取得できた。この実験で確認できた実建物の挙動を数値解析(以後、単に解析という)により精度良く再現できることが確認されれば、実験では計測していない各部材の挙動等について解析結果から把握することができる。さらに、信頼性が裏付けられた解析モデルを用いて様々な数値実験を行い、制震補強効果を検証することができる。

本論文では、まず実験時の状況を反映した解析モデルを作成し、解析による実大耐震実験結果の再現精度を確認する。さらに、制震補強時および無補強時の履歴消費エネルギーやエネルギー応答性状などについて解析的に検討することにより、制震補強された既存 RC 造建物の弾塑性挙動を明らかにし、中低層 RC 造建物に対する制震補強工法の有効性について検証する。

2. 実大耐震実験概要

本章では、実大耐震実験に用いた建物(以下、対象建物)および試験体、実験方法などについて述べる。ただし、実験の詳細については文献3)に示されているので、ここでは概要を述べるにとどめる。

2.1 対象建物および試験体

対象建物の外観を写真1に、対象建物平面図を図1に、試験体軸

注) 本論文は参考文献4)に、新たな検討を加えてまとめ直したものである。

* 青木あすなろ建設機技術研究所建築研究室

研究員・工修

** 青木あすなろ建設機技術研究所 副所長・工博

*** 日本大学理工学部海洋建築工学科 教授・工博

**** 青山研究室 東京大学 名誉教授・工博

Researcher, Building Technology Laboratory, Institute of Technology, Asunaro Aoki Construction Co., Ltd., M. Eng.

Assoc. Director, Institute of Technology, Asunaro Aoki Construction Co., Ltd., Dr. Eng.

Prof., Dept. of Oceanic Architecture and Engineering, College of Science and Technology, Nihon Univ., Dr. Eng.

Prof. Emeritus, Univ. of Tokyo, Aoyama Lab., Dr. Eng.

組図を図2に示す。対象建物は、X方向10スパン、Y方向3スパンのRC造3階建ての学校校舎(地盤種別:第2種地盤、基礎:杭基礎)である。この対象建物をX5並びにX6通りの構造基準線より1.5m外側の位置から、2・3・R階の梁及びスラブを幅50cmで縁切りして3分割し、X5-X6、Y1-Y3の1×2スパンを試験体として用いた。縁切りして残された対象建物の内、X1~X4通りは計測不動点とし、X7~X11通りは反力架構とした。なお、1階の腰壁および基礎梁は、縁切りせずに残したままとした。試験体は、柱・梁に垂壁・腰壁・袖壁が混在し、さらにY1・Y3通りの梁はウォールガーダー形式の架構となっている。

実験で使用した摩擦ダンパーの機構を図3に示す。ダイスとロッドにより構成される摩擦ダンパーが、地震時にある一定の摩擦荷重を保持しながら摺動することにより、地震エネルギーを摩擦熱に変換する機構となっている。実験で使用した摩擦ダンパーについては、図4に示すように加振速度が異なっても摩擦荷重に大きな影響は無く、完全弾塑性形の履歴性能を有することを単体性能試験で確認している。以下では、摩擦ダンパーを軸芯に組込んだ鋼管ブレースを制震ブレースと呼ぶこととする。制震ブレースは、試験体Y3通りにある水流し台が外側へ張り出す形状となっていることから、Y1構面のみに設置した。制震ブレースの取付図を図5に示す。図中には、各ダンパーの単体試験結果(低速加振での引張時および圧縮時の軸変位0時点における摩擦荷重の平均値)を併せて示している。

2.2 実験スケジュール

実大耐震実験では、まず制震補強効果を確認することを目的とし

写真1 対象建物の外観

図1 対象建物平面図

図2 試験体軸組図

た制震補強建物と無補強建物に対する仮動的実験を行った。さらに、表1に示す実験スケジュールのように、試験体の耐震性能および変形と損傷の関係を把握することを目的とした静的載荷実験(破壊実験)や、試験体の振動特性の推移を把握することを目的とした強制加振実験(以下、振動実験)などを実施した。

2.3 実験方法

加力方法の概念図を図6に示す。制震補強効果を確認するための

図4 摩擦ダンパー単体の履歴曲線

図3 摩擦ダンパーの構成

図5 制震ブレース取付図(Y1構面)

表1 実験スケジュール

実施日	実験名	備考
'99 4/30	振動実験(1)	0.24sec ^{※1}
試験体縁切り		
5/22	振動実験(2)	0.20sec ^{※1}
制震ブレース取付		
6/3	振動実験(3)	0.18sec ^{※1}
6/6	初期剛性確認実験	214kN/mm ^{※2}
6/10	制震補強実験(1)	EL Centro<NS> 50kine ^{※3}
6/11	振動実験(4)	0.22sec ^{※1}
6/15	制震補強実験(2)	EL Centro<NS> 65kine ^{※3}
6/16	ねじれ挙動確認実験	±1400kN 1サイクル ^{※4}
6/17	振動実験(5)	0.24sec ^{※1}
制震ブレース撤去		
6/23	振動実験(6)	0.26sec ^{※1}
6/26	無補強実験	EL Centro<NS> 65kine ^{※3}
6/28	振動実験(7)	0.33sec ^{※1}
7/4	破壊実験	最大変形角:1/33 ^{※5}
7/5	振動実験(8)	0.66sec ^{※1}

※1 自由振動実験から得られた試験体の1次固有周期
 ※2 実験より得られた初期剛性
 ※3 仮動的実験時の入力地震動
 ※4 頂部荷重と繰返し載荷数
 ※5 頂部最大変形角

図6 加力方法概念図(R階平面図)

仮動的実験は、3層の試験体を1質点系の解析モデルとして応答計算を行い、反力架構屋上に設置した2台のアクチュエータによる頂部集中加力で行った。仮動的実験での応答計算上の試験体のモデル化を図7に示す(文献3))。まず3層1×2スパンの平面フレームモデルによる固有値解析を行い等価質量および等価高さを求め、等価1質点系にモデル化した。さらに試験体頂部の水平加力とするために、等価質量と等価高さによる転倒モーメント M_B を試験体高さで除して修正等価質量を求めた。仮動的実験の応答計算には、この修正等価質量を頂部集中質量(276.8t(トン))として用いた。

応答計算の数値積分法には Newmark- β 法を用い、1step 目の応答計算は線形加速度法($\beta=1/6$)とし、2step 目以降に衝撃加速度法($\beta=0$)を使用した。衝撃加速度法は、ステップ毎に測定精度の確保が困難な微小変位区間の剛性を用いることなく、前ステップの復元力から次ステップの応答変位を直接評価できることが特徴である。したがって、減衰も測定精度の確保が困難な瞬間剛性に比例させるのではなく、実験中減衰係数が変化しない初期剛性比例型を採用した。なお、減衰定数は3%を仮定した。入力地震波は EL Centro1940<NS>波とし、制震補強された試験体に対して、まず 50kine 相当に増幅させた波を入力し制震補強実験(1)を行った。その次に、入力をその1.3 倍の 65kine 相当に増幅させて制震補強実験(2)を行った。最後に制震ブレースを撤去し、無補強状態となった試験体に対し、制震補強実験(2)と同じ 65kine 相当を入力した無補強実験を行った。いずれの実験も入力継続時間を 7.0 秒間、時間刻みを 0.02 秒とした。なお、加力は Ya 通りと Y2 通りの頂部変位が一致するように2台のアクチュエータを制御した。

破壊実験は、仮動的実験と同様の頂部集中加力で、正負漸増繰返し载荷により行った。加力は試験体の頂部変形が $\pm 109\text{mm}$ (頂部変形角: $R=1/100\text{rad}$)、 $\pm 163\text{mm}$ ($R=1/67\text{rad}$)となる加力を各4サイクル、 $\pm 218\text{mm}$ ($R=1/50\text{rad}$)となる加力を3サイクル、 $\pm 250\text{mm}$ ($R=1/44\text{rad}$)となる加力を1サイクル行った。

実大耐震実験は、上記の手法(図7)によって試験体頂部に質量を集中させ1質点系に縮約した場合でも、地震時の頂部応答変位や2層の層せん断力-層間変位関係が3層建物の地震時の応答と概ね同等であること、さらに高さ方向の外力分布が異なっても破壊性状は大きく変わらないことを実験前に解析により確認した上で実施し、補強の有無による試験体の頂部応答変位および2層の弾塑性挙動や損傷状況を主に比較検討することにより、制震補強効果を検証している。

3. 実験前に行った事前解析結果と実験結果の比較

実験前に想定した補強効果と実験結果の対応を調べるために、実験前に行った静的弾塑性解析結果並びに時刻歴応答解析結果を実験結果と比較・検討する。解析では、垂壁・腰壁・袖壁を考慮した材端剛塑性ばねを部材フェイス位置に設けた平面フレームモデル⁹⁾で検討を行った。各部材の耐力や剛性は表2に従い算定した。基礎のモデル化については、基礎梁は実験と同様に縁切りせず X1 通りから X11 通りまでを考慮し、X5 並びに X6 通りの試験体の杭には時刻歴応答解析により引拔力が作用していないことを確認した上で、支持条件をピン支持とした。なお解析は、試験体の耐震性能の把握および補強設計のために行った各層に質量を分散させた3層モデル(分散質量モデル、静

図7 試験体のモデル化

表2 事前解析時の各部材の耐力・剛性評価

部材断面	設計図書に従う
部材剛性	柱・梁・袖壁・腰壁・垂壁を考慮 スラブの協力幅:文献[6]に従う
剛域	柱・梁:部材せいの1/4入った位置 (部材せい=袖壁・腰壁・垂壁を考慮)
材料強度	コンクリート:設計基準強度(18MPa) 鉄筋:JIS規格降伏強度の1.1倍
部材耐力	柱・梁:袖壁・腰壁・垂壁を考慮 スラブ筋有効幅:1.0m 耐力算定式:文献[6][7][8]参照
曲げ降伏時の剛性低下率	袖壁・腰壁・垂壁が取付く柱・梁:文献[9]参照 その他:文献[10][11]参照

図8 静的荷重増分解析結果

表3 制震ブレース諸元

	ブレース1本あたり	
	軸耐力 [kN]	軸剛性 [kN/mm]
3F	294	175
2F	294	177
1F	294	184

的解析時の外力分布: A_i 分布に基づく外力分布)と、実験結果を予想するために行った3層平面フレームの頂部に質量を集中させたモデル(頂部集中質量モデル、静的解析時:頂部集中荷重)の2通りの解析モデルについて実施している。以下では実験前に行った頂部集中質量モデルによる解析を事前解析と呼ぶこととする。

3.1 静的弾塑性解析結果

実験と同様に外力分布を頂部集中荷重とした事前解析結果の2層の層せん断力と層間変位の関係を実験結果と比較して図8に示す。図中の実験結果は、表1に示した実験スケジュールにおける制震補強実験、無補強実験および破壊実験のすべての荷重変形曲線を包絡する履歴曲線である。ただし、制震補強実験結果に対しては、制震ブレース負担せん断力を除いた既存架構のみの履歴として補正している。実験による試験体の最大耐力は 2905kN ($C_B=0.71$)であり、実験最大耐力と同一変形時(2層層間変位 40.2mm)における事前解析結果の耐力(1617kN ($C_B=0.40$))より 1.8 倍高い値であった。

3.2 時刻歴応答解析結果

時刻歴応答解析では、仮動的実験時に3層の試験体を1質点系にモデル化した際の頂部集中質量(276.8t)を試験体頂部に仮定した。数値積分は、Newmark- β 法($\beta=1/6, \Delta t=0.005\text{sec}$)とし、実験と同じ地震波(EL Centro1940<NS>波を 50kine と 65kine に規準化した波)を入力した。なお、制震補強時の解析はまず制震補強実験(1)と同じ地震波を入力後、20秒後に制震補強実験(2)と同じ地震波を入力した。さらに、無補強時の解析では頂部最大応答変位が制震補強実験

でのそれと同一になる入力倍率の地震波を7秒間入力した後、20秒後に無補強実験と同じ地震波を入力した。内部粘性減衰は初期剛性比例型 ($h=3\%$) とした。制震ブレースの軸耐力および軸剛性には、表3に示す設計値を設定した。制震補強実験(2)並びに無補強実験の頂部応答変位時刻歴と事前解析結果を比較して図9に、各層の最大応答層間変形角の比較を図10に示す。制震補強実験で得られた頂部応答変位および層間変形角の最大値は、事前解析結果より小さな値であったが、地震継続時間全般にわたる頂部応答変位の推移や各層の最大層間変形角の分布性状は、事前解析結果と概ね良く対応していたことがわかる。それに対して無補強実験の各最大応答値は、事前解析結果よりかなり小さな値であった。

制震補強時の2層の制震ブレース負担せん断力(制震ブレース2本分の水平成分)と層間変位の履歴曲線を事前解析と実験で比較して図11に、2層の制震ブレースと既存架構の履歴消費エネルギーの推移を図12に示す。ここで、制震ブレースの履歴消費エネルギーは図11の履歴曲線を積分して求め、既存架構の履歴消費エネルギーは層せん断力と層間変位を積分して求めた層全体の履歴消費エネルギーから制震ブレースのそれとの差として求めた。事前解析結果での最大層間変位は実験結果を上回っていたため、地震終了時の制震ブレースの履歴消費エネルギー量については差異が見られるが、地震継続中の制震ブレースの負担せん断力の大きさや履歴形状および制震ブレースの履歴消費エネルギーの推移については、事前解析結果と実験結果で良く対応していることがわかる。すなわち、事前解析と実験では、既存架構の剛性や耐力に違いがあったため最大応答値に差が生じたものの、制震補強時に制震ブレースのエネルギー消費が支配的となり応答変位が低減するという制震補強の効果は、事前解析によっても概ね良く推定されていたことが確認できた。

4. 既存架構の性能とモデル化(立体弾塑性解析)

4.1 試験体の剛性と保有水平耐力

事前解析で既存架構の剛性や耐力が実験結果と異なった原因について検討するために、実験により観察された状況や既往の研究等を参考にして各部材の剛性や耐力を再評価し、立体フレームモデルによる静的弾塑性解析¹²⁾を行った。立体フレームモデルは、3層1×2スパンの試験体の各部材を線材置換し、それらを図13のように材端剛塑性ばねとせん断ばね、軸方向ばねによってモデル化し各変形を考慮した。また、各階床には剛床を仮定した。各部材の耐力および剛性の評価方法を表4に示す。基礎のモデル化については、試験体両側各2スパンの基礎梁を考慮し、支持条件をピン支持とした。なお実験では、制震補強時および破壊実験での試験体最大耐力時においても、基礎に浮上りが生じていないことを基礎フーチング天端の鉛直変位から確認している。以下では実験後に行ったこの解析結果を単に解析結果と呼ぶこととする。断面寸法や使用材料については実測値を使用した。剛域については、文献6)では鉄筋コンクリート骨組の剛域の考え方として、材端がほかのコンクリート材あるいは鉄筋コンクリート材に剛接合される時は、その縁より材せいの1/4入った点で定めて良いことが示されている。しかし、大久保の研究¹³⁾では、腰壁・垂壁・袖壁付き柱に対して上述の手法で剛域を考慮すると、初期剛性を過大評価し、材せいの1/2~1入った点とした計算値が実験値に近いことが示されている。そこで、腰壁・垂壁・袖壁が付

く柱や梁の剛域については、縁より材せいの1/2入った点とした。さらに、実験時に終局耐力近傍では、スラブに加振と直交方向のひび割れがほぼ全幅にわたり観察され、事前解析で評価したスラブの有効幅よりも広い範囲のスラブ筋が、耐力に寄与していたと考えられる。スラブの有効幅に関しては、文献14),15),16)などでスラブ筋はほぼ全幅有効となることが報告されていることから、本解析では梁の曲げ耐力算定の際に、スラブ筋を全幅引張鉄筋として考慮した。なお、スラブが梁せいの中央付近に取付くウォールガーダーについては、上下端引張時共に曲げ耐力にスラブ筋を考慮した。解析は、

図9 頂部応答変位時刻歴

図10 最大層間変形角 図11 制震ブレースの履歴

図12 履歴消費エネルギーの比較(2層)

図13 各部材のモデル化

表4 解析時の各部材の耐力・剛性評価

部材断面	試験体実測結果に従う
部材剛性	事前解析と同じ
剛域	袖壁・腰壁・垂壁付き部材: 部材せいの1/2入った位置 その他の部材: 事前解析と同じ
材料強度	試験体より採取したテストピースによる材料試験結果の値
部材耐力	柱・梁: 事前解析と同じ スラブ筋有効幅: 全スラブ幅 耐力算定式: 事前解析と同じ
曲げ降伏時の剛性低下率	事前解析と同じ

頂部集中荷重による荷重増分法とした。さらに、実験と同様に各構面の水平変位が同一になるように、加力方向に平行する各構面内方向に対する変形自由度のみを考慮した解析モデルで解析を行った。

2 層の既存架構の層せん断力と層間変位の関係を図 14 に、各層の初期剛性を表 5 に、実験最大耐力と同一変形時における解析結果の耐力を表 6 に示す。腰壁・垂壁・袖壁が付く柱や梁の剛域を適切に考慮することにより、各層の初期剛性はいずれも実験結果と良い対応を示している。また、耐力低下は再現できていないものの、実験最大耐力と同一変形時(正加力)における試験体の耐力を比較すると、実験の 56%であった事前解析結果に対し、解析結果は 91%と実験結果を概ね捉えることができた。この結果より、実験では終局限界近傍でスラブ筋がほぼ全幅にわたり耐力に寄与していたことや、ウォールガーダー形式の梁の曲げ耐力に上下端引張時共にスラブ筋が寄与していたことが推察できる。なお、層間変位分布は図 15 に示すように実験と解析でほぼ一致しており、崩壊メカニズムも実験と同様に梁曲げ降伏先行の全体崩壊形であった。

4.2 復元力特性

地震時の弾塑性挙動を解析的に検討する上で各部材の復元力特性を把握する必要がある。しかし、実験では各部材の復元力特性を計測していない。そこで本節では、前節で耐力、剛性および変形分布の実験結果との対応を確認した解析モデルを用いて、仮動的実験より得られた頂部応答変位を解析モデルの頂部に変位制御で与える静的繰返し解析を行い、既存架構の履歴形状と履歴消費エネルギーを実験結果と対応させることにより、各部材の復元力特性を設定した。解析では、過去の加力による損傷を考慮するため、制震補強実験(1)・制震補強実験(2)・無補強実験の頂部応答変位を連続で与えた。

復元力モデルには、RC 部材の曲げ挙動を詳細にモデル化した Takeda モデル¹⁷⁾と、実験結果に見られる RC 造の特徴的な逆 S 字形の履歴性状(以下ではこの履歴性状をスリップ性状と呼ぶ)を表現するために図 16 に示すトリニア型のスリップモデル¹²⁾を用いて検討を行った。なお、仮動的実験では柱の損傷が極めて僅かであったので、梁にのみスリップモデルを用いて検討することとした。検討した解析ケースを表 7 に示す。Case1 は全ての柱・梁に Takeda モデルを使用したモデル、Case2 は全ての梁にスリップモデルを使用し、柱に Takeda モデルを使用したモデル、Case3 は腰壁・垂壁付き梁にのみスリップモデルを使用し、その他の梁と柱に Takeda モデルを使用したモデルである。なお、各ケース共に柱・梁のせん断ばねモデルには原点指向型モデル¹⁸⁾を、柱の軸方向ばねモデルには文献 19) に示されるモデルを設定した。

2 層の各ケースの履歴曲線(層せん断力-層間変位関係)を図 17 に、それらの履歴曲線を積分して求めた履歴消費エネルギーの実験結果に対する比(解析結果の履歴消費エネルギー/実験結果の履歴消費エネルギー)を表 8 に示す。なお、表中には地震動継続時間終了後の結果と併せて、加振初期の応答変位が小さいレベルでの対応を把握するために最初の 2 秒における結果も示している。全ての柱および梁に Takeda モデルを使用した Case1 は、実験結果に見られたスリップ性状を考慮していないため、若干ではあるが実験結果に比べ履歴形状が膨らみ、履歴消費エネルギーが高くなる傾向が見られた。全ての梁にスリップを考慮した Case2 は、スリップ性状が顕著となり、履歴消費エネルギーは実験結果に比べ過小となった。腰壁・垂

図 14 層せん断力-層間変位(2 層)

図 15 層間変位分布

表 5 初期剛性 [kN/mm]		
層	実験	事前解析
3	352	560
2	343	550
1	694	749

表 6 実験最大耐力と同一変形時の耐力 [kN]		
	実験	事前解析
正加力	2905 (100%)	1617 (56%)
負加力	-2649 (100%)	-1597 (60%)

図 16 スリップモデル

	梁		柱
	垂壁・腰壁付	その他	
Case 1	Takeda	Takeda	Takeda
Case 2	スリップ	スリップ	Takeda
Case 3	スリップ	Takeda	Takeda

図 17 履歴形状の比較(2 層の層せん断力-層間変位)

	最初の2秒			全入力継続時間終了後		
	制震補強時		無補強時	制震補強時	無補強時	
	50kine	65kine		50kine	65kine	
実験結果	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Case1	0.89 (0.69)	1.59 (1.34)	1.02 (1.01)	1.18 (1.00)	1.26 (1.25)	1.11 (1.12)
Case2	0.94 (0.76)	0.58 (0.60)	0.81 (0.80)	0.69 (0.64)	0.54 (0.59)	0.58 (0.59)
Case3	0.91 (0.74)	1.19 (1.04)	0.95 (0.94)	0.96 (0.84)	0.95 (0.93)	0.88 (0.88)

カッコ内の値は、建物全体の比(解析結果/実験結果)を示す

壁付き梁についてのみスリップを考慮した Case3 の履歴形状は、実験結果と良く似た形状を示し、無補強時では実験と同様なスリップ性状が見られた。履歴消費エネルギーを見ても Case3 の結果はいずれの実験結果とも良く対応しているのが確認できる。なお、以上に記した知見については 2 層に限らず他の層においても同様の傾向を示し、Case3 の履歴消費エネルギーは建物全体で見ても実験結果と概ね対応することを確認した。実験での既存架構の損傷は、柱・梁に先行して垂壁および腰壁などに生じており、それら非構造壁に配筋された丸鋼の付着劣化により、実験結果の履歴性状にスリップが生じたものと推測される。以上の検討より、Case3 が実験結果を概ね再現できる解析モデルであると考え、以後の検討では Case3 を用いて検討することとする。

5. 仮動的実験結果の再現性

5.1 各実験結果と解析結果の比較

制震補強建物と無補強建物に対する時刻歴応答解析結果と実験結果との対応を確認し、解析による仮動的実験結果の再現性について検討する。時刻歴応答解析は、前章で示した各構面の水平変位を同一にした解析モデルの頂部に、質量(276.8t)を集中させたモデル(以下、頂部集中質量モデル)で行った。応答解析の入力等の諸元については、3 章に記した事前解析と同様である。なお、制震ブレースは、3.2 節の事前解析モデルと同様に軸耐力・軸剛性は設計値とし、復元力モデルにはノーマルバイリニアモデルを設定している。

制震補強時並びに無補強時の 65kine 入力における頂部応答変位時刻歴を図 18 に、2 層の層せん断力と層間変位の関係を図 19 に示す。解析より得られた頂部応答変位の推移や最大応答値は、制震補強時並びに無補強時共に実験結果と良く対応している。解析結果の履歴形状は、制震補強時には小さな変形レベルから履歴に膨らみが見られ、無補強時にはスリップ性状が確認でき、いずれも実験と同様の弾塑性挙動を示している。さらに、制震ブレースの応答に着目し、図 20 に示す実験と解析の 65kine 入力時の 2 層に設置した制震ブレースの負担せん断力と層間変位の関係を見ると良く一致しており、実験では制震ブレースが補強設計時に想定した通りに挙動していたことが確認できる。これらの結果より、既存架構を適切にモデル化することにより、制震補強時と無補強時の建物の挙動を精度良く再現することができ、解析結果から実験と同様な補強効果を確認することができた。

5.2 モデル化の違いと応答性状の関係

前節の頂部集中質量モデルによる解析結果は、仮動的実験と対応させるために頂部集中質量(276.8t)を設

定し、かつ各構面の水平変位を同一にした結果である。しかし、実際の建物は質量が各層に分散し、さらに剛性偏心等により多少なりとも床の回転変形が生じることが考えられる。そこで、前節の頂部集中質量モデルと、各層に質量を分散させ、かつ床の回転変形を考慮したモデル(以下、分散質量モデル)の応答を比較し、本仮動的実験から得られた制震補強建物の挙動と、分散質量モデルの挙動の対応を確認する。なお、分散質量モデルの解析諸元は、質量分布(1F:141.8t,2F:138.1t,3F:136.1t)と、床の回転変形を考慮すること以外は頂部集中質量モデルと同じである。

制震補強時(65kine 入力時)の頂部応答変位時刻歴を図 21 に、2 層の層せん断力と層間変位の関係を図 22 に示す。建物頂部の最大応答変位は、分散質量モデルの方が若干大きいものの、地震動入力継続時間全般にわたり概ね一致した推移を示し、分散質量モデルの 2 層の層せん断力と層間変位の関係は頂部集中質量モデルと良く対応し

図 18 頂部応答変位時刻歴

図 19 層せん断力-層間変位(2層)

図 20 制震ブレース(2層)履歴曲線

図 22 履歴曲線(65kine 入力)

図 21 頂部応答変位時刻歴(65kine 入力)

図 23 履歴消費エネルギー時刻歴(2層)

ている。さらに、分散質量モデルの床の最大応答回転角は、頂部でも $19.0 \times 10^{-5} \text{rad}$ (制震補強時 65kine 入力) と極めて微小であり、本試験体に関しては床の捩れ挙動が応答値に及ぼす影響は小さいことが確認できた。

図 23 には、図 22 の履歴曲線を数値積分して得られた履歴消費エネルギーの推移を時刻歴で示している。履歴消費エネルギーの推移や加振終了時の履歴消費エネルギー量は概ね対応しており、2 層の挙動に関しては質量分布や捩れの影響をほとんど受けていないことがわかる。すなわち、1 質点系仮動的実験手法で行った本仮動的実験によって得られた頂部応答変位や 2 層の弾塑性挙動が、分散質量モデルとほぼ一致していることが確認できた。

6. 履歴消費エネルギーによる制震補強建物の損傷低減効果の評価

5.1 節で示したように仮動的実験結果を解析的に精度良く再現できることが確認できたことから、実験では把握できない試験体各部材の挙動に着目し、制震ブレースを組み込むことにより試験体各部材の損傷がどの程度低減されたかを 5.1 節に示した解析結果(頂部集中質量モデル)の履歴消費エネルギーから把握する。図 24 には Y1 構面 XS 側の梁端部および制震ブレースの履歴形状と履歴消費エネルギーを、制震補強時と無補強時と比較して示す。また、図中には、各実験終了時に観察したひび割れ状況も併せて示している。無補強時は、地震入力エネルギーを既存架構の塑性化によって吸収するため、梁の変形が大きくなり、実験でもひび割れが顕著に生じていることが確認できる。一方、制震補強時では、完全弾塑性形の履歴形状を有する制震ブレースが、エネルギーを効率良く吸収することにより梁端部がほとんど塑性化しておらず、実験でもひび割れがほとんど生じていないことが確認できる。さらに、履歴消費エネルギーが大きい部位ほど実験では損傷が顕著であり、履歴消費エネルギーが損傷を示す一つの指標になり得ることが明瞭に理解できる。

そこで、試験体各部材の履歴エネルギー消費状況について調べてみる。地震動入力終了時における制震補強時および無補強時の各部材の履歴消費エネルギー量と、それぞれの総履歴消費エネルギーに占める割合を表 9 に示す。無補強時では梁端部が全体の 76% のエネルギーを吸収していたのに対し、制震補強時では制震ブレースが 66% ものエネルギーを吸収することにより、梁の負担が 23% に抑えられていることがわかる。また、制震補強時の総履歴消費エネルギー自体も低減されている。図 25 には、無補強時の総履歴消費エネルギーを 100% とした時の各部材の履歴消費エネルギーの割合を示している。制震補強時の総履歴消費エネルギーは、無補強時の 62% に低減され、さらに制震ブレースがその内の 66% のエネルギーを吸収するため、柱および梁、すなわち既存架構の消費エネルギーは、無補強時の 21% に低減されていることがわかる。

図 24 梁端部とダンパーの履歴形状の比較

	総履歴消費エネルギー	梁	柱	梁+柱 (既存架構)	制震ブレース
制震補強時	137.9 (100%)	32.1 (23%)	14.6 (11%)	46.7 (34%)	91.2 (66%)
無補強時	221.8 (100%)	169.5 (76%)	52.2 (24%)	221.8 (100%)	
補強時/無補強時	62%	19%	28%	21%

図 25 各部材履歴消費エネルギーの割合

図 26 実験・解析とスペクトルとの対応

7. エネルギー応答性状による制震補強効果の評価

7.1 実験並びに解析結果と弾性応答スペクトルとの関係

エネルギーの釣合いの観点から、試験体部分について制震ブレースによる耐震補強効果を検討する。図 26 には、エネルギー (V_E) スペクトル [$h=10\%$]²⁰⁾、変位応答 (S_D) スペクトル [$h=20\%$]、擬似速度応答 (pS_v) スペクトル [$h=10\%$] の弾性スペクトルを示し、実験結果と 5.1 節に示した頂部集中質量モデルによる解析結果から求めた総エネルギー

ギー入力等価速度 (VE)、最大応答変位 (Dmax)、最大応答変位発生時の 1 ループ分の履歴消費エネルギー等価速度 (VD) を等価周期と対応させてプロットしている。等価周期は、実験結果および解析結果ともに、頂部荷重-頂部変位関係を用いて最大応答変位発生時までの正負の最大応答点を結び求めた剛性と頂部集中質量 (276.8t) から評価した値である。なお、等価粘性減衰定数は、制震補強実験および無補強実験で得られた試験体の値が、最大応答変位近傍で 10~20%³⁾であったことにより定めている。実験結果と解析結果の値はほぼ一致し、入力地震動特性 (弾性スペクトル) と同様の傾向を示すことが図より確認できる。無補強時は既存架構自身のエネルギー消費によって入力エネルギーとの釣合いを保持しなければならないため、既存架構は損傷に伴って長周期化する。中低層 RC 建造物は一般的に短周期建物であることから、図 26 のエネルギースペクトルからわかるように、入力エネルギーの上昇域に位置する。つまり、無補強時は損傷に伴い長周期化することで入力エネルギーが増加し、エネルギーの釣合い状態を保持するためにより大きな塑性変形による履歴消費が必要になるという悪循環が生じる。それに対して制震補強時は、エネルギー吸収性能が優れた制震ブレースを付加することにより、入力エネルギーのほとんどを制震ブレースが消費するため、既存架構の僅かな損傷による長周期化でエネルギーの釣合い状態を保持している。その結果、応答変位も低減されることが、実験並びに解析結果から確認できる。

7.2 入力地震動特性との関係

前節における制震補強効果は、実大耐震実験と頂部集中質量モデルによる、最大速度を 65kine に規準化した EL Centro 1940<NS>波のみの入力による検討であった。そこで、前節で得られた制震補強効果を他の入力地震動に対しても検討することとする。入力地震動は、通常用いられる観測地震波の代わりに模擬地震動を用いて検討を行うこととし、限界耐力計算²¹⁾での工学的基盤における標準スペクトル S_{a0} (安全限界時) を限界耐力計算法の略算法による第 2 種地盤の地盤増幅率で増幅させたスペクトルにフィッティングさせた模擬地震動を 6 波作成した。入力地震波の位相特性は、表 10 に示す観測地震波位相 5 波とランダム位相 1 波とした。表中には各地震波の最大加速度も併せて示している。入力地震波の加速度応答スペクトルを限界耐力計算法の要求スペクトル ($h=5\%$) と比較して図 27 に示す。地震動継続時間は 81.92 秒である。解析モデルは 5.2 節で述べた分散質量モデルとし、制震ブレースによる履歴減衰効果を明確に示すために内部粘性減衰は非減衰として解析を行った。各層の最大応答加速度と最大応答層間変形角の比較を図 28 に、各入力地震波の弾性スペクトルと解析結果の対応を図 29 に示す。図 29 には、エネルギー (V_E) スペクトル [$h=10\%$] 並びに変位応答 (S_D) スペクトル [$h=20\%$] 上に、解析結果の総エネルギー入力等価速度 (VE) と最大応答変位 (Dmax) を等価周期と対応させて示している。なお、最大応答変位は分散質量モデルの各層の応答変位を用いて文献 21) に示される手法で縮約した 1 自由度系の最大応答値を計算した。等価周期は同様にその時点における等価質量および等価剛性から評価した。

各層の最大応答加速度は、補強の有無によって明瞭な差異が見られないものの、頂部の最大応答加速度について入力地震波 6 波の平均

表 10 入力地震波諸元

位相特性 (略記)	最大加速度 [cm/sec ²]
EL CENTRO 1940 NS 位相 (ELNS)	556.9
TAFT 1952 EW 位相 (TAEW)	671.8
HACHINOHE 1968 NS 位相 (HANS)	625.1
HACHINOHE 1968 EW 位相 (HAEW)	575.1
JMA-KOBE 1995 NS 位相 (KONS)	632.2
ランダム位相 (RAND)	555.5

図 27 加速度応答スペクトル

図 28 最大応答値

図 29 各入力地震波の弾性スペクトルと解析結果の対応

値を比較すると、補強時の最大応答加速度は無補強時に比べて 1 割程度小さな値であった。また、制震補強時の最大応答層間変形角は、全ての入力地震波において無補強時よりも小さくなり、制震補強時は層間変形角が 1/250rad 以下に抑えられている。さらに、各地震波入力時の総入力エネルギー等価速度並びに最大応答変位は弾性スペクトルと同様の傾向を示すことが図より確認でき、前節の実験および頂部集中質量モデルから確認した制震補強効果と同様の結論が得られた。すなわち、試験体にエネルギー吸収性能が優れた制震ブレースを付加することにより、無補強時に比べて小さな変形レベルでエネルギーの釣合い状態が保持されるため、既存架構の損傷が抑えられ応答変位も低減する効果が、様々な入力地震動特性に対して得

られることが明確になり、試験体のような中低層 RC 造建物に対する本制震補強工法の有効性を示すことができた。

8. まとめ

既存 RC 造建物に対する制震補強効果を確認することを目的に立体弾塑性解析によりその弾塑性挙動を明らかにし、制震補強効果について検討した結果、以下の知見を得た。

- ・ 試験体の保有水平耐力は、梁の曲げ耐力算定の際にスラブ筋を全幅引張鉄筋として考慮し、さらにスラブが梁せいの中央付近に取付くウォールガーダー形式の梁については、上下端引張時共にスラブ筋を考慮した数値解析により、実験結果を概ね捉えられる。
- ・ 既存架構を適切にモデル化することにより、制震補強時と無補強時の建物の挙動を精度良く再現することができ、解析結果から実験と同様な補強効果を確認することができる。
- ・ 1 質点系仮動的実験によって得られた 2 層の弾塑性挙動は、分散質量モデルとして解析した 2 層の挙動とほぼ一致する。
- ・ 制震補強時の総履歴消費エネルギーは、無補強時の 62%に低減された。その内、制震ブレースが吸収するエネルギーは低減したエネルギー量の 66%にのぼり、柱および梁、すなわち既存架構の消費エネルギーは、無補強時の 21%に低減される。
- ・ 中低層 RC 造建物にエネルギー吸収性能が優れた制震ブレースを付加することにより、無補強時に比べて小さな変形レベルでエネルギーの釣合い状態が保持されるため、既存架構の損傷が抑えられ、応答変位も低減する効果が得られる。

謝辞

本研究は、(社)埼玉建築設計監理協会により企画され、同協会内に設置された浦和市立某小学校実大耐震実験研究会(会長:広沢雅也前工学院大学教授[1999 年当時])の研究の一環として行われた。実験は日大グループとして、日本大学安達・中西研究室と青木あすなろ建設(株)が共同研究で行った。関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 広沢雅也監修:既存 RC 造建物の新しい耐震診断と補強、建築技術、No.652、pp.91-187、2004.5
- 2) 北嶋圭二ほか 18 名:ダンパーを用いた既存 RC 造建物の耐震補強法に関する研究(その 1ーその 21)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、1996.9-1999.9
- 3) 横内基、北嶋圭二、中西三和、安達洋、青山博之:制震補強された実在鉄筋コンクリート造校舎の補強効果に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第 592 号、pp.145-152、2005.6
- 4) 横内基、北嶋圭二、中西三和、安達洋:制震補強された既存校舎の弾塑性挙動に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.23、No.1、pp.1117-1122、2001.6
- 5) 構造計画研究所:建築物の 2 次元フレーム弾塑性解析プログラム「RESP-F」理論マニュアル、1994.6
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1999.11
- 7) 日本建築学会:建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)、1990.10

- 8) 日本建築学会:鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、1987.9
- 9) 大久保全陸:腰壁、たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する研究(その 2 剛性および終局曲げ強度に関する考察)、日本建築学会論文報告集、第 207 号、pp.9-17、1973.5
- 10) 菅野俊介:鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究 - 曲げ降伏をするはり、柱および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究 - 、コンクリートジャーナル、Vol.11、No.2、pp.1-9、1973.2
- 11) 菅野俊介、東端泰夫、山口育雄:鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合的研究(その 18 初ひび割れ時及び降伏時の剛性)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.1323-1324、1974.10
- 12) 構造システム:任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム「SNAP」テクニカルマニュアル、1999.7
- 13) 大久保全陸:腰壁、たれ壁、袖壁付き鉄筋コンクリート骨組の剛性、強度、および履歴特性に関する研究、日本建築学会論文報告集、第 186 号、pp.19-25、1971.8
- 14) 坪崎裕幸、中田慎介、芳村学、高橋茂治:鉄筋コンクリート造実大 7 層試験体の耐震性に関する研究(その 13 試験体の保有水平耐力と変形性状)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.1575-1576、1982.10
- 15) 青山博之ほか:鉄筋コンクリート造スラブ付き柱梁立体接合部に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、pp.425-428、1988
- 16) 隈澤文俊、中埜良昭、岡田恒男:鉄筋コンクリート造超小型立体模型建物の振動破壊実験ー超小型立体模型による建物の振動破壊性状に関する研究(第 1 報)ー、日本建築学会構造系論文集、第 493 号、pp.83-90、1997.3
- 17) Takeda、Sozen and Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes、Journal of Structural Division、ASCE、Vol.96、No.ST12、pp.2557-2573、1970
- 18) 梅村魁:鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編)、技報堂出版、pp.293-294、1982.12
- 19) 壁谷澤寿海、青山博之ほか:一日米共同研究ー鉄筋コンクリート造実大 7 層試験体の耐震性に関する研究(その 3)、第 6 回日本地震工学シンポジウム講演集、pp.1161-1168、1982.12
- 20) 秋山宏:エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、1999.11
- 21) 国土交通省住宅局建築指導課ほか編集:2001 年版 建築物の構造関係技術基準解説書、2001.3

(2007 年 7 月 9 日原稿受理、2008 年 2 月 22 日採用決定)