

論文 自己圧着ブレースで補強した RC 造架構が全体曲げ崩壊型となる場合の耐震性能

松田拓己^{*1}・渡邊史夫^{*2}・河野進^{*3}・高尾和弘^{*4}

要旨: 全体曲げ崩壊型となるよう自己圧着ブレースで補強した RC 造架構に対する載荷実験を行い、終局時に至るまで脆性的な局部破壊が生じないこと、最大耐力到達後に高いじん性能を示すことの確認を行なった。このような補強骨組の場合、現在まで 1.0 として扱ってきた靱性率を大きくとることが可能であると分かり、自己圧着ブレースの経済設計を実現した。

キーワード: 耐震補強, PCaPC ブレース, 無アンカー工法, 連層補強

1. はじめに

1995 年の阪神・淡路大震災以降、既存建物に対する耐震補強の需要が増加し、より施工性や経済性に優れた補強工法の開発が求められている。そこで、当研究グループでは、既存 RC 造建物に、低コストでアンカー工事不要なコンクリートブレースを用いた耐震補強工法を適用する手法を提案した。この補強工法では、予め圧縮力を導入した X 型プレキャスト高強度コンクリートブレースを、無収縮グラウトを介して骨組内に設置し、グラウト硬化後にプレストレス力を開放して周辺骨組に圧着させることにより、既存骨組への接続工程を大幅に簡素化することができる。また、地震応答時にブレースが骨組から外れないように、ブレース端部に多層バネ要素を組み込み、ブレースには常に圧縮力が作用するように工夫したことも大きな特長である。

2001 年度に宮崎ら^{1),2)}によって行われた実験により、本補強工法が強度抵抗型補強として有効であることが確認された。また、2002 年度の谷ら^{3),4)}による実験から、3~5 倍の強度上昇を見込む場合には、補強骨組接合部近傍の支圧破壊や、ブレースの圧縮破壊が生じる可能性が大きいことが確認出来た。こうした実験結果に基づいて、これまでの設計では、図-1(a)のようなせ

ん断変形モードに基づいて、補強骨組の靱性率を 1.0 として取り扱ってきた。しかし図-1(b)に示すように補強骨組が全体曲げ系で変形し、最大耐力到達後のじん性能を確保できれば、靱性率を大きくすることが出来る。そこで、2003 年度に奥野ら⁵⁾は、多層骨組に連層で本工法を適用した場合の骨組解析を行い、梁が引張降伏しなければ補強骨組は靱性のある全体曲げ崩壊型の挙動となることを示した。

本研究ではこの解析結果の妥当性を確認する為、(1) 終局時に至るまでに脆性的な局部破壊が生じないこと、(2) 柱梁接合部の形状の違いや想定建物の階数の違いが及ぼす全体曲げ崩壊型の挙動への影響を比較すること、(3) 大変形時に至るまでブレースが正常にその機能を発揮すること、の 3 点を確認する目的で、終局時に建物全体が全体曲げ崩壊型となるような補強骨組に対する載荷実験を行った。またその挙動をモデル化し、骨組解析で実験結果を精度良く追跡できることを確認した。

2. 実験概要

2.1 想定建物

想定する建物は、旧建築基準法施行令（新耐震設計法）以前に建てられた 4 層多スパンの既

*1 京都大学 工学研究科建築学専攻 大学院生 (正会員)

*2 京都大学 工学研究科建築学専攻 教授 Ph. D. (正会員)

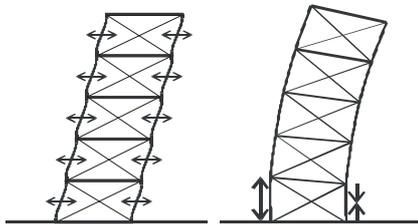
*3 京都大学 工学研究科建築学専攻 助教授 Ph. D. (正会員)

*4 野村證券(株) 金融経済研究所 金融工学研究センター

既存建物とした。実験では、その最下層 2 層を 1 スパン 1/2 スケールでモデル化し、提案する自己圧着プレースを用いて補強した。

2.2 試験体概要

試験体は 2 体で、2 階柱梁接合部が十字型(以後 M-1 と呼ぶ)およびト型(以後 L-1 と呼ぶ)となるように作製した。試験体の寸法と配筋を図-2 に示す。配筋詳細は、表-1 に示す通りである。既存建物の柱及び梁の断面については、両試験体とも同じで、補強後の骨組が、終局時に柱引張降伏による全体曲げ変形を生じるようにし、せん断、付着、接合部、その他の局部破壊は生じないように設計した。L-1 試験体の梁主筋は、旧建築基準法施行令以前に建てられた既存建物に多い曲げ下げ配筋とした。使用したコンクリート及び鉄筋の力学的特性は、各々表-2 及び表-3 に示す通りである。補強骨組の作製時、プレースには平均 34.6kN (軸力比で 2.4%) の初期プレストレスを導入した。



(a) せん断変形卓越型 (b) 曲げ変形卓越型

図-1 補強構造物における変形の卓越モード

表-1 使用した鉄筋の詳細

| 使用場所 | 鉄筋種類 | 鉄筋量(%) |
|------|--------|----------------------------------|
| 柱 | 主筋 | 12-D10 0.951 |
| | せん断補強筋 | 4- @70 0.119 |
| 梁 | 主筋 | 上端 4-D13 0.65 下端 4-D13 0.65 |
| | せん断補強筋 | 4- @100 0.0909 |
| | 主筋 | 上端 2-D6 0.356 下端 2-D6 0.356 |
| プレース | 主筋 | 3- @50 0.188 |
| | せん断補強筋 | 3- @50 0.188 |
| 基礎 | 主筋 | 上端 8-D10 0.121 下端 8-D10 0.121 |
| | 主筋 | 上端 8-D10 0.121 下端 8-D10 0.121 |
| | せん断補強筋 | 4- @50 0.05 |

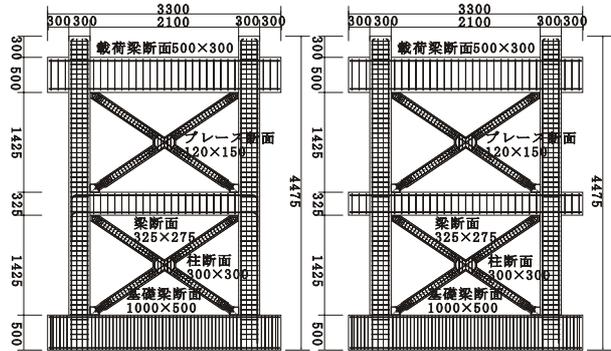
表-2 コンクリートの力学的性状

| | 部位 | 圧縮強度 (MPa) | 引張強度 (MPa) | 弾性係数 (GPa) |
|-----|--------|------------|------------|------------|
| L-1 | 既存骨組 | 21.9 | 2.19 | 23.7 |
| | 1Fプレース | 74.6 | 5.28 | 36.7 |
| | 2Fプレース | 80.3 | 5.67 | 36.2 |
| M-1 | 既存骨組 | 24.9 | 2.35 | 22.5 |
| | 1Fプレース | 81.7 | 5.49 | 37.7 |
| | 2Fプレース | 84.2 | 5.68 | 38.4 |

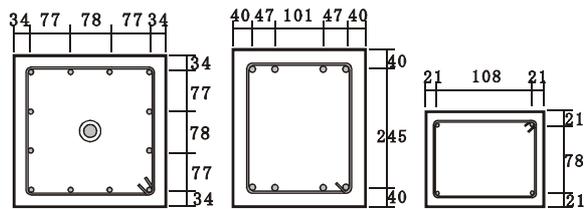
表-3 鉄筋の力学的性状

| 鉄筋種類 | 降伏強度 (MPa) | 引張強度 (MPa) | 弾性係数 (GPa) |
|------------|------------|------------|------------|
| 3(1FBrace) | 562 | 597 | 227 |
| 3(2FBrace) | 589 | 638 | 233 |
| 4 | 626 | 662 | 211 |
| D6 | 351 | 484 | 190 |
| D10 | 370 | 508 | 189 |
| D13 | 392 | 558 | 196 |

但し、丸鋼(3及び4)の降伏強度は0.2%オフセット値である



(a) L-1 試験体立面図 (b) M-1 試験体立面図



(c) 柱断面図 (d) 2 階梁断面図 (e) プレース断面図

図-2 試験体図 (単位: mm)

2.3 載荷方法

載荷装置を図-3 に示す。加力は静的繰返し漸増載荷で行った。水平力は 1000kN ジャッキによって与えた。このジャッキは、PC 鋼棒を介して載荷梁南側の耐圧板と繋がれており、ジャッキが伸びると載荷梁の北端、縮むと載荷梁の南端に力が伝達され、載荷条件が正負で対称となっている。柱に与える軸力は、500kN センターホールジャッキを介して、L-1 試験体は 4 階建て、M-1 試験体は 8 階建て程度の想定建物が地震時に受ける A_i 分布に基づいた水平力と自重が、想定建物の 1 階柱脚に作用した場合に相当する変動軸力として、それぞれ式(1)および(2)のように与えた。

$$N_1 \text{ and } N_2 = 234 \pm 0.73Q \text{ (kN)} \quad (1)$$

$$N_1 \text{ and } N_2 = 234 \pm 1.44Q \text{ (kN)} \quad (2)$$

ここで、 N_1 および N_2 は、それぞれ南側および

北側の柱の軸力(kN), Q は 1000kN ジャッキによって与える水平力(kN)で, 南方向の加力を正とする。但し, M-1 試験体の軸力は 10kN を下限, 480kN を上限とした。

3. 実験結果

3.1 実験結果と破壊性状

両試験体とも载荷梁位置で測定した全体変形角(R)が $R = \pm 0.1\%$ で, 梁及び柱に曲げひび割れが観察された。 $R = 0.1\%$ を超えた付近から引張ひび割れが柱で現れ, $R = 0.4\%$ 付近から引張側となる柱主筋が降伏を始めた。M-1 試験体では, $R = 0.8\%$ で, プレース端部の目地部コンクリートが脱落し, 支圧面積が小さくなったために生じたブレースの接合部へのめり込みが観察された。この目地部には, こうした破壊性状を防ぐためのメッシュ筋を配するはずであったが, 製作ミスによりメッシュ筋を配してなかった。その後 $R = 1.7\%$ で, 圧縮側柱の柱脚でせん断破壊が生じ, 载荷を終了した。図-4にM-1試験体の1階部における最終ひび割れ状況を示す。メッシュ筋を配していたL-1試験体では, ブレースの接合部へのめり込みは見られず, 1階の柱主筋の降伏後, 水平耐力の劣化を伴わずに変形のみが進行し, $R = 4.7\%$ で, 同様に圧縮側柱の柱脚でせん断破壊が生じた。M-1試験体で, せん断破壊がL-1試験体より小さい全体変形角で生じたのは, ブレースのめり込みにより, ブレースの水平負担分が低下し, 既存骨組の負担分が増加したためと考えられる。

3.2 水平荷重-全体変形角関係

図-5に両試験体の水平荷重と全体変形角関係を示す。実線は補強骨組全体, 破線は既存骨組のみが負担する水平荷重を示す。太い破線は荷重漸増解析結果を示すが, これは4.2節で述べる。既存骨組のみの負担分は, ブレースの4面に貼付した歪ゲージの歪値の平均値をシリンダー試験から得た応力-歪関係を用いて応力に変換し, ブレースの断面積を乗じて求めたブレース軸力の水平成分をブレース水平負担分として全水平

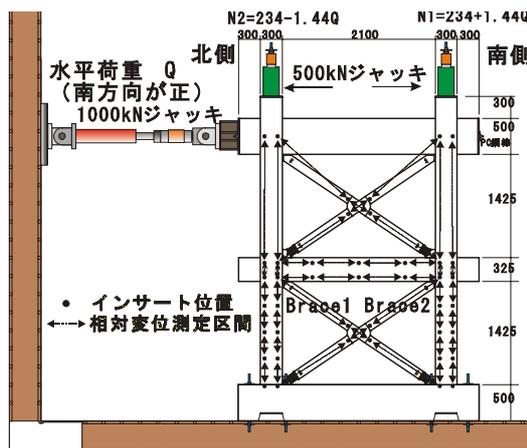


図-3 载荷装置 (単位: mm)

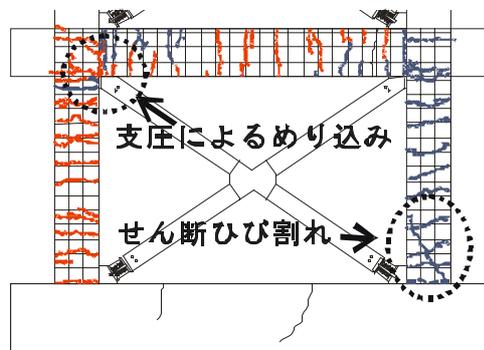
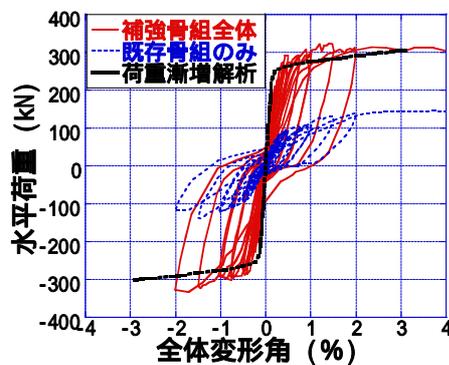
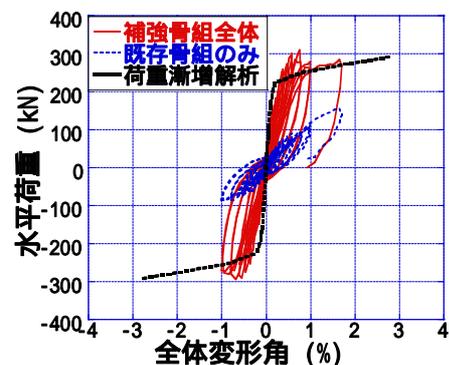


図-4 M-1 試験体 1階部の最終ひび割れ状況



(a) L-1 試験体



(b) M-1 試験体

図-5 水平力-全体変形角関係

荷重から差し引くことで求めた。

両試験体とも柱の引張り割れが生じた R=0.10% 付近で剛性が低下している。柱主筋は R=0.40% 付近で降伏し、L-1 試験体では R=1.5% で、M-1 試験体では R=0.60% で最大水平耐力に達した。最大耐力時、全水平荷重の約 1/3 を既存骨組が負担し、残りの約 2/3 をブレースが負担していることが分かる。また、ブレースが存在することで、補強骨組の初期剛性は既存骨組に比較してかなり大きくなっている。

3.3 ブレースの挙動

図-6 に L-1 試験体の 1 階ブレースに作用する軸力と全体変形角関係を示す。Brace1 は、図-3 に示すように正載荷時に引張側となる、Brace2 は圧縮側となる 1 階ブレースを表す。両ブレースとも軸力は常に圧縮状態で挙動し、引張力はほぼ作用していないことが分かる。ブレースの両下端に組み込んだ皿パネと初期に導入したプレストレス力が意図した通りに働いていることが分かる。2 階ブレースでも M-1 試験体のブレースでも同様の結果が得られた。

3.4 等価粘性減衰定数

図-7 に本実験結果と 2001 年度の宮崎ら^{1),2)}による実験結果から得られた等価粘性減衰定数-全体変形角の関係を示す。2001 年度の実験では、補強架構の変形モードは、変形角 0.4% でブレースが圧壊しており、等価粘性減衰定数は 5% 弱である。本実験では、柱が引張降伏するまでは、大きな軸力条件を受ける M-1 試験体の方が高い等価粘性減衰定数を示すが、その後は両試験体とも徐々に値が高くなり R=1% では、共に 14% にまで達した。曲げ変形が支配的な今回の補強骨組は、2 体とも塑性化後に高いじん性能を示すことが分かる。

3.5 変形分離

図-8(a)に正載荷時の補強骨組に作用する力、図-8(b),(c)にそれぞれ曲げ及びせん断の変形モードを模式的に示す。1 階基部及び載荷梁中心位

置に作用するモーメント M_1 、 M_2 は式(3)、(4)のように計算できる。

$$M_1 = Q \times H + (N_2 - N_1) \times L/2 \quad (3)$$

$$M_2 = (N_2 - N_1) \times L/2 \quad (4)$$

図-9(a)に L-1 試験体の補強骨組全体に作用するモーメント M - 回転角 関係、図-9(b)にせん断力 Q - せん断変形 s 関係を示す。ただし、 M_1 と M_2 の平均を補強骨組全体に作用するモーメント M 、せん断変形による載荷梁位置水平変位を s 、水平せん断力を Q とする。及び s は図-3 に示す相対変位測定区間で計測した相対変位を曲げ変形とせん断変形及び軸変形による変位の和と考え、各階ごとに変形分離を行って算出した。これらの図から計算した曲げ変形及びせん断変形のエネルギー吸収量を図-9(c)に示す。

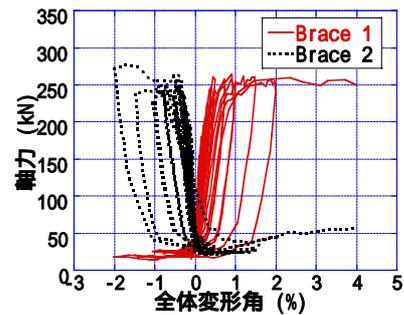


図 - 6 L-1 1 階ブレース軸力-全体変形角関係

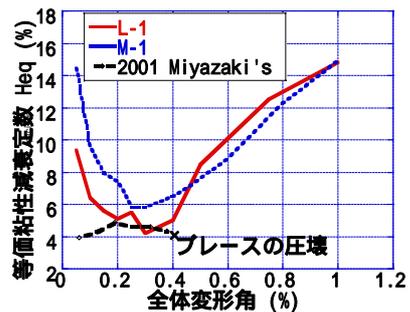
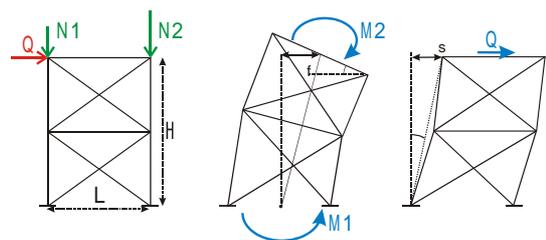


図 - 7 等価粘性減衰定数



(a) 作用する力 (b) 曲げ変形 (c) せん断変形

図 - 8 補強骨組に作用する力と変形

両試験体とも、せん断変形によるエネルギー吸収に比べ、曲げ変形によるエネルギー吸収が大変形になるのに従い大きくなるのが分かる。

図-10には、各階の曲げ変形量の違いを比較するため、L-1 試験体の各階の回転角と水平力の関係を示す。ただし、各階の曲げ変形による回転角は上下の梁が変形後になす角度と定義する。ほとんどの曲げ変形が、1階に集中していることが分かる。M-1 試験体でも同様の結果が得られた。

4. 実験結果と解析結果の比較

4.1 解析概要

非線形骨組解析ソフト(TDAP)を用いて、静的荷重漸増解析を行い、実験結果との比較を行った。図-11に解析モデルを示す。梁および柱は、材端に弾塑性ばね要素を有する梁要素、柱・梁接合部は剛域とした。図-12に梁要素の軸力および曲げの履歴復元力特性を示す。なお、せん断に関しては弾性モデルを使用した。ブレースと既存骨組との接合部はピン接合とした。図-11では左から右に水平力が作用していると仮定して

いるが、伸びを受けるブレースは補強ブレースの下部に取り付けられた多層バネ要素がストロークエンドとなり水平力を負担しないので下半分は要素を取り外している。但し、上半分はブレースに曲げ変形が生じる影響を考慮するため、要素を残している。また、実験で導入したプレストレス力は、考慮していない。

4.2 水平荷重-全体変形角関係

図-5に解析で得られた荷重漸増解析結果を実験結果と比較して示す。解析結果において、第一折れ点は柱の引張り割れにより、第二折れ点は柱主筋の引張降伏によるものである。両試験体とも、初期剛性および第二剛性に関しては、精度良く一致したが、剛性低下点の荷重に関しては、誤差が出た。引張り割れや引張降伏による剛性低下をうまく捉えられていない。

4.3 柱の伸び予測

柱の伸びに関する解析結果と実験結果の比較をL-1試験体の南北の1階柱について、図-13に示す。圧縮から引張を受ける全履歴に関して、

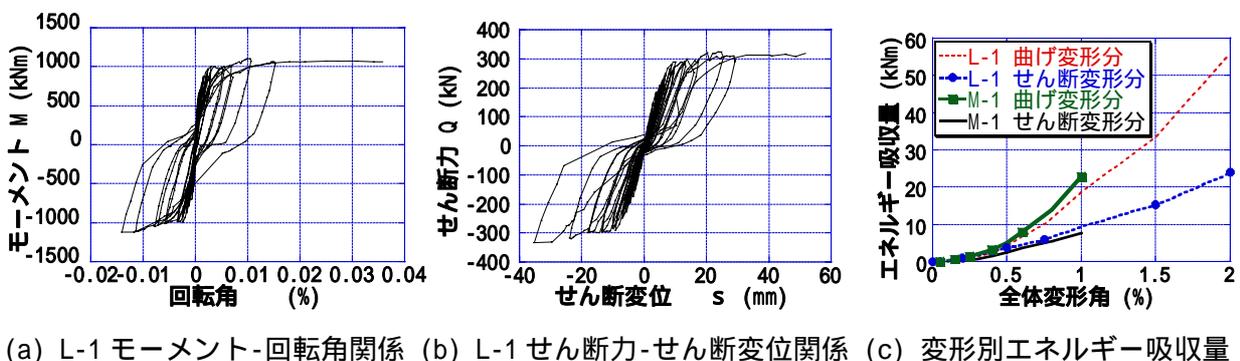


図 - 9 曲げ変形およびせん断変形とそれぞれのエネルギー吸収量

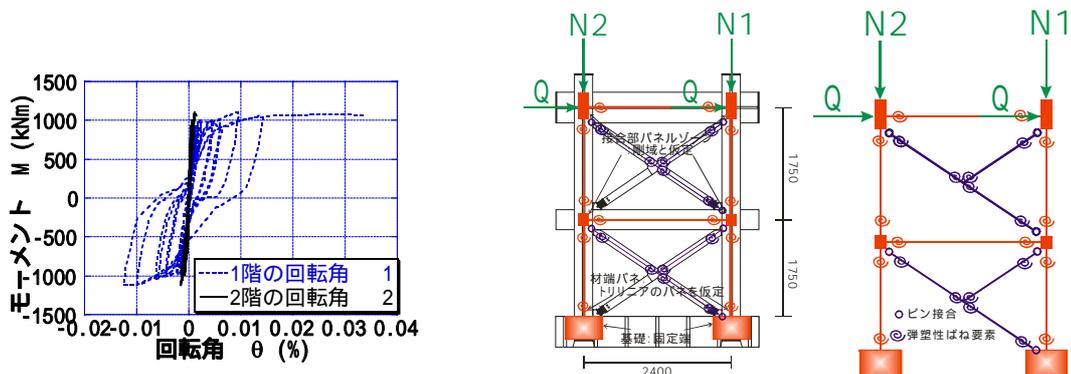


図 - 10 L-1 試験体 曲げ変形による各階の回転角 (a) 解析モデル化概念 (b) 解析モデル図

図 - 11 補強骨組に作用する力と変形

凡そ平均的な挙動を計算結果は示している。また、M-1 試験体でも精度良く一致していた。

4.4 ブレースの軸力の予測

L-1 試験体のブレースの軸力-水平荷重関係を 図-14 に示す。但し、初期に導入したプレストレス力は解析で考慮していない。両試験体とも、解析結果について初期導入力の 34.6kN をかさ上げすると、実験結果を精度良く予測出来ている。

5. 結論

終局時において全体曲げ崩壊型となるような補強骨組に対する載荷実験を 2 体の試験体を用いて行ない、終局時に至るまでに脆性的な局部破壊が生じないこと、柱梁接合部の形状の違いや想定建物の階数の違いが及ぼす全体曲げ崩壊型の挙動への影響を比較すること、大変形時に

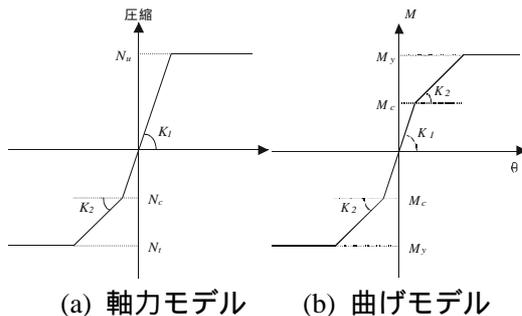


図 - 12 軸力および曲げの履歴復元力特性

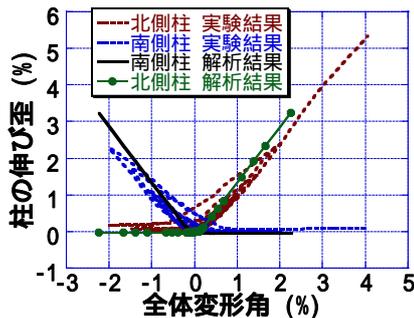


図 - 13 L-1 試験体 1 階柱の伸び比較

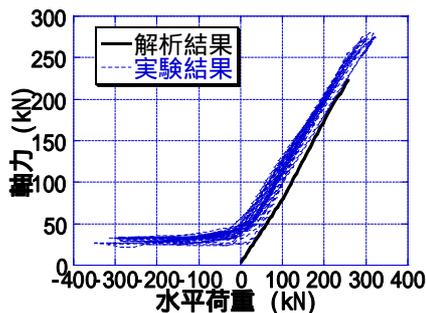


図 - 14 L-1 試験体 ブレース軸力-水平荷重関係

至るまでブレースが正常なその機能を発揮することの確認を行なった。また、試験体をモデル化し、骨組解析を行なって実験結果を追跡した。

- 提案したブレースを用いることで、既存骨組の 3 倍程度の最大水平耐力を有する補強効果を確認した。2 階柱梁接合部の形状や想定建物の階数の違いによる曲げ崩壊型の挙動への影響は見られず、両試験体とも、全体変形角 1.0% で等価粘性減衰定数 14% まで達し、塑性化後に高いじん性能を示すことが分かった。また、全体曲げ変形が卓越し、ブレースにはかなりの変形が生じたが、1 階圧縮側柱脚のせん断破壊が生じるまで、施工ミスによるブレースの支圧めり込み以外目立った局部破壊は生じなかった。そこで、補強骨組の靱性率は、得られた荷重-変形角関係に基づいて、適切に大きくすることが可能であると考えられる。

- 解析モデルは、ひび割れ発生及び降伏点の水平荷重予測に誤差があるものの、初期剛性、第二剛性、柱の伸び、ブレース軸力等の諸量を比較的精度良く予測出来た。

6. 謝辞

本研究の一部は、国土交通省建設技術開発費補助金（研究代表者：渡邊史夫）および文部科学省科学研究費（研究代表者：河野進）を用いて行なわれた。実験に際しては、竹中工務店およびダイワより数多くの助言をいただいた。また、高周波熱錬株式会社から資材の提供を受けた。また研究全般を通して、高尾和弘君（当時 M2）・柴田茂樹君（当時 M1）の多大な尽力があった。ここに謝意を表す。

参考文献

- 宮崎 覚：自己圧着型コンクリートブレースによる耐震補強に関する研究，京都大学工学研究科建築学専攻修士論文，2002.3.
- 李日星：自己圧着型コンクリートブレースによる耐震補強に関する研究 その 1~3，日本建築学会学術講演梗概集，pp.773-778，2002.
- 谷 昌典：コンクリート圧縮ブレースにより補強された RC 骨組の破壊形式に関する研究，京都大学工学研究科建築学専攻修士論文，2003.3.
- 渡邊有香子：コンクリート圧縮ブレースにより補強された RC 骨組の破壊形式に関する研究 その 1,2，日本建築学会学術講演梗概集，pp.757-760，2003.
- 奥野 雄一郎：コンクリートブレースによる既存 RC 建物の耐震補強，京都大学工学研究科建築学専攻修士論文，2004.3.
- アーク情報システム，TDAP Ver.2.00 Windows 版マニュアル，1998.