論文 実大振動実験による耐震補強効果の検証

壁谷澤 寿成*1·壁谷澤 寿海*2·松森 泰造*3·壁谷澤 寿一*1

要旨:2006年9月から11月にかけて E-Defense により実大3層鉄筋コンクリート建物試験 体2体の振動台実験を行った。そのうち1体は外付け鉄骨フレームにより耐震補強し,既存 RC構造物の補強効果を実験的に検証することを目的としている。試験体は桁行き方向の2 構面を耐震補強し,補強マニュアルに基づく既往の補強工法と躯体と一体性を持った新型補 強工法の異なる接合部詳細として,その補強効果を比較した。基礎を水平方向に固定した後, 補強構面には若干の基礎浮き上がり変形が発生したが,最終的に試験体は鉄骨ブレース座屈 破壊するまでほぼ弾性的な応答性状を示した。

キーワード:実大振動実験、耐震補強、外付けブレース、極大地震、被害軽減

1. はじめに

1995 年の耐震改修促進法以来,既存不適格特 定建築物の耐震改修は徐々に行われているが, 改修工事期間の使用上の制限によって補強の実 施が事実上困難になる場合も多い。技術的には 建物の継続使用が可能な工法(居ながら補強) のひとつとして外付け補強工法が実用化されつ つあり,設計マニュアル(以下,外側改修マニ ュアル)¹⁾も出版されているが,実験あるいは被 害経験による補強効果の検証は十分ではない。

外付け補強の設計では,既存建物の水平力が 接合部を通して有効に補強骨組に伝達されるか どうかが重要になる。厳密には既存建物と補強 骨組の剛性,靭性を考慮して,接合部で十分な 強度と安定性を確保する必要があるが,これら を検証するには例えば静的な部材実験などでは 必ずしも十分ではない。したがって,動的,3 次元の応答まで考慮して設計用応力を算定する 手法は確立されておらず,外側改修マニュアル では,十分に大きな安全率を暫定的に設定して, 接合部設計用せん断力を算定している。

本研究では防災科学技術研究所の3次元震動 台 E-Defense で行われた鉄筋コンクリート実大 3 層建物の振動実験のうち,外付け耐震補強試験 体の補強工法の詳細,実験方法および実験結果 における構造物応答と耐震性能について詳細に 検討したものである。なお,実験計画概要およ び既存 RC 試験体の実験結果の詳細については 別報に示した。

2. 補強試験体

2.1 補強前の既存 RC 試験体

補強対象とした試験体は図-1,図-2に示す 長手(Y)方向3スパン,張間(X)方向2スパンの3 層鉄筋コンクリート造構造物とし,B型片廊下 式校舎の一部を模擬した形状になっている。



図-1 基礎伏図および基準階平面図

- *1 東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻 (正会員)*2 東京大学 地震研究所 教授 (正会員)
- *3 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 研究員 (正会員)

階高は 2.5 m であり, Y1, Y4 構面に連層耐震 壁, X1, X3 構面には腰壁を設けている。既存試 験体は 1970 年代に設計された既存RC学校校舎 を想定し、1975年版のRC規準および 1970年代 当時の建築基準法・同施行令²⁾に準じて構造設計 を実施した。補強前と同一形状のRC構造物の振 動実験結果については別報で報告している。柱 断面は 400×400 (mm) (一部 300×400), 梁幅は 300 (mm) (一部 250), 梁せいはY方向梁は 500, Y1,Y4 構面梁は 600, Y2,Y3 構面梁は 400, 基礎 梁は 800 (mm)である。床スラブ厚はRF 150, 3F 120, 3F 120, 2F 120, 1F 100 (mm) である。錘を含 む試験体各階重量計算値は 1103kN(RF), 789kN(3F), 789kN(2F), 855kN(BF)である。試験体 はいずれもコンクリート容器の上に直接基礎を 模擬して基礎からコンクリート打設を行ったも のであり、コンクリート界面でのスウェイ,ロッ キング変形が模擬しうる試験方法としている。

2.2 耐震診断

補強前の既存RC試験体の耐震性能を評価する ため耐震診断³⁾を行った。桁行(Y)方向1階の累 積強度指標C_Tと靭性指標Fの関係を図-3に示す。 Y方向1階のIs値は,X1構面全ての腰壁付き短 柱がせん断破壊した時点で0.51となった(F=0.8 時 CTSD =0.63)。その後,X3構面の腰壁付き短柱 2本がせん断破壊する時点ではF=1.0, CTSD =0.38 である。また,Y方向2階のIs値は0.73,3階1.07 となった。

一方, X 方向1 階の Is 値は2 枚の連層耐震壁が 存在するため強度式で 1.75 となった。これは試 験体が校舎の一部を取り出した形状であるため, 耐震壁1 枚あたりの負担面積が大きい実際の学 校校舎ではこれより低い場合が多い。X 方向の Is 値は2 階で 2.03, 3 階で 3.08 となった。

これらの耐震診断結果から補強前 RC 構造物 の Is 値は, 短柱破壊時点では通常の判定基準値 (Iso=0.6)を満たさず, Y 方向に耐震改修が必 要であると判断される。なお, 極短柱は第2種 構造要素となり,計算上大きなF値はとれない。



2.3 耐震補強

補強構面の立面図を図-4に示す。試験体は桁 行き方向を外付け鉄骨ブレースによって補強し、 全ての柱際腰壁に一面せん断型(スリット幅 30mm, せん断破壊面 50mm)の構造スリットを 設けた。スリット位置の腰壁横筋は切断してい ない。鉄骨ブレースは座屈止めを設けない K 型 ブレースとし,X1 および X3 構面中央スパンの1 階から3階までバルコニー部の床開口を通して 躯体に取り付けた。なお、バルコニーは観察用 に設けたものであり,実際の建物ではないもの と想定しており、バルコニー床面はあえて接合 部に有効に働かないように切り離している。X1, X3 構面中央のフーチング上面は基礎梁の半分高 さを想定して,鉄骨柱部材を基礎上面にあと施 エアンカーボルトで定着させた。鉄骨基礎梁は RC 基礎梁側面にアンカーまたは通しボルトで 定着している。

X1 構面の柱鉄骨材は H-150×100×7×10, X3 構面は BH-150×100×9×12 の H 型鋼とし,基 礎側面ではボルト締めのため間隙を確保し,鉄 骨幅を 100 (mm)に小さくした。X1 構面の梁鉄骨 材はH-150×150×9×12, 基礎梁はBH-250×100 ×9×12 であり, X3 構面の梁鉄骨材は基礎梁も 含めてBH-250×100×9×12 のH型鋼とした。 鉄骨斜材はSS400 であり, X1 構面では125×125 ×9, X3 構面は100×100×12 の角鋼管とした。 これらを仮定断面とし,引張耐力および座屈耐 力から計算されるブレース材の水平耐力はX1 構面1189 (kN), X3 構面 973 (kN)となる。また, この耐力に対して接合部,ガセット,鉄骨枠柱 が降伏しないように設計した。

2.4 接合部詳細

試験体の補強工事は躯体コンクリート打設後, 十分な養生期間を確保して行われた。X1 構面の ブレースは外側改修マニュアル¹⁾に基づいた既 往の外付け枠組み補強法, X3 構面のブレースは より躯体と一体性を持った新型の外付け枠組み 補強法を採用した。X1 構面の鉄骨柱梁はRC柱梁 の外側に沿うように取り付けた。これに対して, X3 構面の鉄骨柱はRC柱の内側に入れ、鉄骨梁は プレストレス貫通ボルトによりRC梁に固定して いる。両構面とも柱面ではコンクリート接着面 を目荒らしした後、アンカー,頭付きスタッド、 スパイラル筋を入れ, 圧入モルタルを介して躯 体と接着している。鉄骨柱足元は基礎フーチン グにボルト固定したベースプレートに溶接して いる。X3 構面の新型補強では梁面はアンカーを 用いず, 騒音や工期という観点からも学校施設 の耐震補強に適している。

2.5 接合部耐力の計算

補強部材の接合部詳細図を図-5, 図-6 に示 す。鉄骨柱梁枠接合部は詳細な計算結果に基づ いて設計されている。柱接合面は負担せん断力 から鉄骨柱脚に配するアンカーボルト(6-D22)の 引抜き耐力分(コーン破壊)を低減して,柱面接着 系アンカー必要本数(各階 12 本以上),スタッ ドの必要本数を決定している。

梁接合面も各階梁について外側改修マニュア ルによりブレース耐力 (BQu)から接合部設計用 せん断力 (R 階:QD=BQu=594kN, 3 階: QD=BQu=990kN, 2 階:QD=BQu=1189kN)を算 出し, 接着系アンカー(13, 21, 25本)および頭 付きスタッドの必要本数を算定した。基礎梁で は2倍の安全率を考慮して50本とし, 各階2本 を脱落防止アンカーボルトとした。



さらに,ブレース交差部ではブレース軸耐力差 と捩れモーメントを考慮して,余裕のあるアン カー本数を決定している。

通しボルト(PC 鋼棒, 23 φ)を用いた新しい 詳細では,1本あたり300kNの緊張力を導入し た。設計用摩擦係数を0.6,有効緊張力係数を0.85 とすると,せん断耐力は153kN/本となる。PC ボルト本数は,R階から1階までそれぞれ6,7,7,11 本としたので各階のせん断耐力は918,1071, 1071,1680kNであり,計算上基礎梁では旧来 型の接合部ほどの安全率はとられていないが, コンクリート界面の摩擦係数は目荒らし施工に より1.0程度期待しうるものと思われる。また, 鉄骨枠が柱内側に納まる詳細により柱面での圧 縮力により水平せん断力の伝達も期待しうる。

3. 振動実験結果

3.1 入力計画

補強試験体の振動実験の入力加振および各加 振時の基礎固定条件を表-1に示す。加振は合計 15回行い,うち初め6加振は無補強の試験体と 同様に,気象庁神戸海洋気象台観測波(1995)を, 5,10,25,50,100,100,130%と目標振幅倍率を漸 増させて入力した。

加振	日付	目標倍率	基礎
加振1	10/23	Kobe 10%	非固定
加振2	10/23	Kobe 25%	非固定
加振3	10/23	Kobe 50%	非固定
加振4	10/27	Kobe 100%	非固定
加振5	10/30	Kobe 100%	固定
加振6	11/1	Kobe 130%	固定
加振 7	11/1	Takatori 100%	固定
加振 8	11/1	Takatori 120%	固定
加振9	11/1	Takatori 120%	固定
加振 10	11/1	Takatori 110%	固定
加振 11	11/6	BCJL2 180%	固定
加振 12	11/6	BCJL2 180%	固定
加振 13	11/6	BCJL2 210%	固定
加振 14	11/6	Takatori 120%	固定
加振 15	11/6	Sign wave 5Hz~	固定

表-1 入力加振と基礎固定条件

加振4まで基礎は台座および震動台に対して 非固定とし、それ以降は四隅のフーチングの両 側面に鉄製のフレームを埋設し、震動台に完全 に固定している。その後、補強試験体が倒壊に 至らなかったため、JR 鷹取駅観測波(1995)、日 本建築センター模擬波(BCJL2)、共振正弦波(5Hz ~2Hz)を試験体の変形が漸増するように振幅倍 率を増大させて加振した。図-7に台座外周梁上 の加速度記録から得られたY方向入力加速度の 応答スペクトルを示す。

3.2 応答と復元力特性

試験体 1 層 Y 方向の復元力特性を図-8 に示 す。加振 3(JMA_KOBE 50%)に対して最大応答変 形およびせん断力係数は, 1/2000 および 0.5 であ った。試験体が基礎滑動した加振 4 および基礎 固定した加振 5 (JMA KOBE 100%)について層せ ん断力係数を比較すると, 0.96 と 1.25 であり, 75%程度に低減する結果となった。



図-7 入力加速度の応答スペクトル

加振 6 では既存 RC 試験体は倒壊に至ったが, 補強試験体の復元力特性は弾性的な非常に安定 した挙動を示している。加振 7 以降の試験体 1 層 Y 方向の復元力特性を図-9 に示す。加振 12 までは最大変形が漸増しながらも,耐力は 1.6 程 度で変化していない。復元力形状は逆 S 字カー ブのスリップ形状が見られ,中央基礎の浮き上 がりによる剛性低下は見られなかった。加振 13 では X3 構面の鉄骨ブレース降伏が確認され,こ れによって履歴が RC フレーム構造物によく見 られる形状となった。加振 15 では最大耐力が層 せん断力係数で 2 を超え,耐震診断結果および 無補強試験体に比べて非常に高い耐震性能を示 している。

加振15における補強構面の変形と1層Y方向 のせん断力係数の関係を図-10に示す。最大耐 力に至るまで,新型補強詳細を用いたX3構面は アンカー補強によるX1構面に比べて履歴減衰 の大きな紡錘形を示し,最大変形も小さくなっ た。X1構面の旧来型接合部はブレース座屈後に 基礎梁接合部,1階柱面接合部が破壊した(写 真-1)。一方,X3構面の接合部は最後まで安定 しており,X3構面の応答変形も相対的に小さい 変形に留まっている(写真-2)。したがって, X3構面の新補強詳細はRC躯体と一体性を持ち, より安定した接合部であることが示された。

加振4における基礎滑りの復元力特性を図-



11 に示す。基礎は最大 25mm 滑動し,その履歴 形状は非定常であった。滑動開始の摩擦係数は 高い(0.6~0.7)が,繰り返し荷重により滑動する 場合は非常に低く(0.4 相当)なっている。





XI-Trame

図-12 加振6後の損傷状況(既往詳細)



無補強試験体が倒壊に至った加振 6 における 補強構面のひび割れ損傷状況を図-12,図-13 に示す。X1 構面の極短柱は構造スリットによっ て,柱全体に曲げひび割れが見られ,柱際腰壁 にも斜めのひび割れが確認された。これに対し て梁は X3 構面と比較すると,ほとんど損傷が見 られなかった。これは構造スリットにより梁ひ び割れ耐力は低下していないことを示しており, 基礎固定後に顕著な基礎浮き上がり性状が復元 力特性に見られなかった結果とも対応している。 また両構面ともに鉄骨補強ブレースが取り付く 柱梁ではひび割れが見られなかった。しかし, 補強接合部に多数ひび割れが確認された。

4. まとめ

実大震動実験における3層RC構造物の耐震診 断結果はIs値0.51(CT=0.63)であったが,外付け 鉄骨ブレース補強することにより,過大な入力 に対しても弾性的な安定した挙動を示した。最 大層せん断力係数が2を超え,1階鉄骨ブレース の座屈によって試験体の倒壊に至った。



写真-1 加振 15 後の破壊状況(既往詳細)



写真-2 加振 15後の破壊状況(新詳細)

構造物の復元力特性は補強ブレースのため逆 S字型の形状を示した。実験結果から PC 圧着梁 と柱内フレームを用いた新型の補強法が、補強 マニュアルに基づく補強よりも耐震補強効果が 大きかった。また、構造スリットによって曲げ ひび割れが柱全体に分散したが、梁の損傷は小 さく補強構面の中央基礎浮き上がりモードは顕 著にならなかった。

参考文献

- 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造 建築物の外側耐震改修マニュアル,2002.10
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算 規準・同解説,1975
- 日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001