論文 低強度コンクリート学校校舎の耐震補強効果

石村光由*1・伊与田貴章*2・藤井稔己*3・南宏一*4

要旨:本研究は愛媛県の低強度コンクリート(9N/mm² $\sigma_B < 13.5$ N/mm²)既存 RC 造校舎の耐震改修設計の妥当性 を検証するために行った。試験体は実大に対して 1/1.75 の寸法を持つ1層1スパン架構で,無補強フレーム試験体, 鉄骨ブレースあと施工アンカー工法による補強試験体及び鉄骨ブレース接着工法による補強試験体の 3 体である。 実験の結果,四国耐震診断評定委員会,愛媛耐震研究会によって作成された「低強度コンクリートの既存鉄筋コンク リート造建物の耐震改修において考慮すべき基本方針(案)」に基づいて設計を行えば安全性が確保されることが確 認できた。また鉄骨ブレース接着工法についても耐震補強に有効であることが確認できた。 キーワード:低強度コンクリート,学校校舎,耐震補強,骨組実験

1. はじめに

コンクリート強度が 13.5N/mm² 以上の耐震改修設計 は,既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針¹⁾に 基づいて行われている。しかしコンクリート強度が13.5N/mm² 未満の既存 RC 校舎が多く存在し,これらの耐震改修はほと んど行われていない。

本研究は,四国耐震診断評定委員会・愛媛耐震研究会 によって作成された「低強度コンクリート(9N/mm² σ_B <13.5 N/mm²)の既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改 修において考慮すべき基本方針(案)」²⁾(以下,基本方 針(案)と略称する)に基づいて,平成18年度に耐震 改修設計が行われた愛媛県立高等学校の低強度コンク リートの既存 RC 造校舎の鉄骨ブレース後施工アンカー 工法による補強骨組の耐震改修設計内容の妥当性を検 証するために行った。また補強建物が学校校舎であり, 振動や騒音などの問題によって,あと施工アンカーが施 工できない場合も想定され,別の工法の実験をあわせて 行う必要があり,これらの問題が軽減される代表的な工 法である鉄骨ブレース接着工法についてもあわせて実 験を行った。

- 2. 骨組の検証実験
- 2.1 実験目的
 - 本実験は,1層1スパンの骨組を対象として
 - F1 試験体 無補強の純骨組試験体
 - F2 試験体 鉄骨ブレースあと施工アンカー工法に よる補強試験体
 - F3 試験体 鉄骨ブレース接着工法による補強試験体
- の3体の検証実験を行った。
- *1 福山大学 大学院博士課程地域空間工学専攻 (正会員)
- *2 東亜建設工業株式会社・中国支店
- *3 工務店梁山泊
- *4 福山大学 工学部建築・建設学科 教授・工博 (正会員)

2.2 試験体の概要

F1 試験体の断面及び配筋及び載荷状況を図 - 1 に示 す。試験体は実大に対して 1/1.75 の寸法をもつ 1 層 1 ス パンの架構である。既存 RC 部のスパンは 3000mm であ り, 柱の内法高さは 1800mm である。柱の断面は b × D



図-1 F1 試験体の配筋図・載荷状況 (単位:mm)



図-3 F3 試験体の補強図 (単位:mm)

= 350mm × 350mm , 主筋量 p_g は 1.52%である。RC 造骨 組部分のコンクリート強度 _Bは 9.21N/mm², 鉄筋は SR235 である。なお,柱の主筋には 13 の丸鋼が使用さ れている。

F2 試験体は F1 試験体と同一の骨組に,あと施工アン カー工法により鉄骨ブレースを組み込んだものであり, その補強図を図 - 2 に示す。RC 造骨組部分のコンクリー ト強度 _Bは 11.04N/mm²であり,頭付きのあと施工アン カーとスタッドが交互に,全周に埋め込まれている。間 接接合部の圧入モルタル強度 _Mは 62.1N/mm²である。 鉄骨ブレースは SS400 材であるが降伏応力度 _yは 332 N/mm²である。

F3 試験体も F1 試験体と同一の骨組に、接着工法によ

り鉄骨ブレースを組み込んだものであり、その補強図を 図 - 3 に示す。鉄骨ブレースは F2 試験体と同じ部材であ るが,あと施工アンカーのための距離が必要でないため, 幅,高さとも 112mm 大きなものとした。また接着板の 厚さは 9mm とし,幅はコンクリートの梁の幅が 250mm であるため 240mm の幅とした。RC 造骨組部分のコンク リート強度 _Bは 8.58N/mm²であり,接着に用いるグラ ウト(エポキシ樹脂)の引張強さは 60.2N/mm²である。各 試験体に共通して用いた鋼材の材料強度を表 - 1 に示す。

既往の実験による鉄骨系補強骨組の破壊形式は以下 に示す3タイプに分類される。

- タイプ (鉄骨ブレースの破壊)
- タイプ (接合部破壊)
- タイプ (全体破壊)

本実験は、学校校舎の鉄骨ブレース補強骨組部分のみ を取り出した1層1スパンの基礎固定骨組であり、直交 梁や境界梁はなく、2層部分の反曲点と想定される位置 に漸増繰返し水平荷重を加えた。なお、鉄骨ブレースの 降伏に先立ってタイプの破壊(柱の圧縮破壊)が想定 され、補強骨組の強度と靭性の検証実験としては適切で ないため、柱材および梁材に図-1に示すように芯鉄筋 (SD295)を配置し、タイプの破壊形式が生じないよ うに配慮した。また、基本方針(案)に基づいて、タイ プの破壊形式が生じないようにするために、あと施工 アンカーやスタッドを配置している。また接着工法によ るF3 試験体も同様に、接合部破壊が生じないように接

種類(使用箇所) 降伏強度 引張強度 (N/mm^2) (N/mm^2) (梁主筋) 323 470 13 (柱梁帯筋) 317 518 (スパイラル筋) 657 852 343 525 D16(芯筋) PL-4.5 (ブレース) 323 451 PL-6.0(ブレ-<u>-ス</u>) 332 443 D13(あと施工アンカ 370 504 13 (スタッド) 352 478

表-1 鋼材の材料強度

表-2 載荷則

| | $p_{1} = + x_{1} p_{1} p_{1}$ | |
|-------------------------|-------------------------------|-------|
| 層間部材角 | F值 | 水平変位 |
| $R(\times 10^{-2} rad)$ | | δ(mm) |
| 0.20 | 0.80 | 4.00 |
| 0.40 | 1.00 | 8.00 |
| 0.60 | 1.20 | 12.00 |
| 0.80 | 1.50 | 16.00 |
| 1.20 | 2.00 | 24.00 |
| 1.60 | 2.30 | 32.00 |
| 2.00 | 2.60 | 40.00 |
| 2.40 | 2.80 | 48.00 |
| 2.80 | 3.00 | 56.00 |
| 3.20 | 3.20 | 64.00 |

着板の幅を決定した。しかし,コンクリート梁断面の幅 が 250mm であり余裕のある接着面積を確保することが できなかった。

2.3 実験方法

実験は大型構造物載荷実験装置を用いて行い,その実 験装置概要を図-4に示す。

各試験体とも,載荷は強度や靭性を検討するために, 一定軸力(600kN)のもとで,正負繰返し水平載荷を行った。層間部材角を計算する層間高さは,柱長さと梁せ いの1/2の2000mm(実際は1975mm)とし,層間部材角 で0.20×10⁻²radを基本として,3.20×10⁻²radまで各振幅 で2回ずつ繰返し,繰返し回数は20回とした。層間部 材角に対するF値と水平変位および載荷則を,表-2に 示す。なお,層間部材角とF値の関係は,日本建築防災 協会「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年改訂版)」に示される曲げ破壊を生じる 場合の層間部材角とF値の関係に基づいて算定したもの である。



2.4 実験結果

2.4.1 破壊状況

写真 - 1 に, F1 試験体の最終破壊状況を示す。最終破 壊状況は,柱頭・柱脚における斜めひび割れを伴うせん 断破壊および圧壊,補強芯鉄筋に沿う付着割裂破壊を生 じた。

写真 - 2 に, F2 試験体の最終破壊状況を示す。最終破 壊状況は,鉄骨ブレースの局部座屈に伴う引張破断,柱 部分の斜めひび割れを伴うせん断破壊および,補強芯鉄 筋に沿う付着割裂破壊を生じた。なお,鉄骨ブレースの 圧縮座屈に伴って,筋違の交差部における接合部におい て,鉄骨ブレースと補強鉄骨骨組との間に著しい分離破 壊が生じた。

写真 - 3 に,F3 試験体の最終破壊状況を示す。最終破 壊状況は,下部鉄骨枠の接着板とコンクリート梁の接着 接合部のせん断すべり破壊および圧縮側柱脚にせん断 破壊(パンチングシア破壊)が生じた。



写真-1 F1 試験体最終破壊状況



写真-2 F2 試験体最終破壊状況



写真-3 F3 試験体最終破壊状況

2.4.2 履歴曲線

無補強の純骨組 F1 試験体の履歴曲線を図 - 5 に,あと

施工アンカー工法による鉄骨ブレース補強骨組 F2 試験 体の履歴曲線を図 - 6 に,接着工法による鉄骨ブレース 補強骨組 F3 試験体の履歴曲線を図 - 7 にそれぞれ示す。

各図の縦軸は水平荷重 Q を,横軸は層間部材角 R をそ れぞれ示す。また,図-5の図中には,荷重増分計算に よる無補強骨組の耐力を示している。図-6の図中には, 鉄骨ブレースの強度を引張試験結果より _y= 332N/mm² として求めた場合の計算値及び鉄骨ブレースの強度を 規格値である _y= 258N/mm² として求めた場合の計算値 を示している。さらに,比較検討のために,無補強骨組 部分の耐力を破線で示している。図-7 には,後述する 終局耐力の計算ラインを示す。

図 - 5 に示す F1 試験体の荷重 - 変形関係は,層間部材 角が概ね0.001radまではほぼ弾性的な挙動を示し,0.004 ~0.008radでは弾塑性的な挙動を示し,繰返し載荷に対 してもほとんど耐力低下を示さなかった。しかしながら, 0.008radを超えると耐力低下を生じ始めたが,0.01rad程 度の層間部材角までは,計算による耐力を保持する。さ らに,層間部材角が0.03rad程度になると水平耐力は低 下したが,一定の軸力は保持されていた。なお,履歴曲 線は,逆S字形の性状を示し,エネルギー吸収能力は小 さい。

図 - 6 に示す F2 試験体の荷重 - 変形関係は,層間部材 角が概ね 0.002rad まではほぼ弾性的な挙動を示し,0.004 ~0.008rad では弾塑性的な挙動を示し,繰返し載荷に対 しても,ほとんど耐力低下を生じない安定した紡錘形の 履歴曲線を示した。しかしながら,0.008rad を超えると 耐力低下を生じ始めたが,0.01rad 程度の層間部材角まで は,計算による耐力を保持する。さらに,層間部材角まで は,計算による耐力を保持する。さらに,層間部材角が 0.03rad 程度の大変形時においても,無補強骨組の耐力を 保持しつつ,かつ一定の軸力は保持されている。なお, 最大耐力以後の 0.012rad 程度の層間部材角までは,耐力 劣化を生じるが,履歴曲線は,原点指向型やスリップ性 状は示されず,紡錘形の履歴特性を示している。

図 - 7 に示す F3 試験体の荷重 - 変形関係は,層間部材 角が概ね 0.002rad まではほぼ弾性的な挙動を示し,0.004 ~0.007rad では弾塑性的な挙動を示し,繰り返し載荷に 対しても,ほとんど耐力低下を生じない安定した履歴曲 線を示した。しかしながら,0.008rad を超えると耐力低 下を生じ始め,0.01rad 程度の層間部材角で急激に耐力を 低下を生じたが,一定の軸力は保持されていた。

3. 実験結果と計算結果の比較

各試験体の実験による最大荷重 Qmax (実験),計算に よる終局耐力 Qmax (計算)および Qmax (実験)/ Qmax (計算)を表 - 3 に示す。Qmax (実験)/ Qmax (計算)の 値は F1 試験体は 1.32, F2 試験体は 1.23, F3 試験体は 1.36 であり,いずれの試験体においても,実験による最大荷 重は計算による終局耐力を上回っている。

各試験体の第一サイクルに対する包絡線を図 - 8 に示 す。縦軸は水平荷重 Q を実験による最大荷重 Qmax (実 験)で基準化した値 Q / Qmax (実験)を示し,横軸は層 間部材角を示している。靭性指標(F 値)を耐力低下が生じ ない範囲で定めると,F1 試験体(無補強純骨組)及び F2 試験体(あと施工アンカー工法による鉄骨ブレース補強 骨組)のF 値は 1.5 を確保できる。F3 試験体(接着工法に



図-5 F1 試験体の履歴曲線







よる鉄骨ブレース補強骨組)では層間部材角が 0.01rad 以 上となると耐力が急激に低下し靭性能はあまり期待で きない結果となっているのでF値は1.27とするのが安全 である。

F3 試験体の層間部材角が 0.01rad 程度の接合部の破壊 はプレース斜材の降伏点強度が計画時より高く,また、 後述するように低強度コンクリートにおける接着接合 部のせん断すべり強度が小さいため,接着接合部のせん 断すべり耐力に余裕がなくなり,せん断すべり破壊した ものと考えられる。また,試験体に下層梁を設け直交梁 や境界梁が無く,スラブも無いため,柱脚のパンチング シア耐力が小さくなったことも最終破壊モードに影響 していると思われる。

表-3 最大耐力の比較

| 試験体名 | Qmax(実験) | Qmax(計算) ^{*1} | Qmax(実験) | | |
|------|----------|------------------------|----------|--|--|
| | (kN) | (kN) | Qmax(計算) | | |
| F-1 | 200 | 151 | 1.32 | | |
| F-2 | 1007 | 817 | 1.23 | | |
| F-3 | 790 | 583 | 1.36 | | |





図-8 F1, F2, F3 試験体の包絡線

4. F3 試験体の接合部破壊

4.1 接着接合部のせん断すべり耐力

接着工法の試験体 F3 は,約Q=790 kN の時,接着接 合部がせん断すべり破壊し,柱脚部がせん断は破壊した ので,この時点で接着接合部がせん断すべり耐力に達し たと考えられる。このとき,無補強の純骨組の試験体 F1 は約Q=200 kN であった。そこで,接着接合部がせん断 すべり強度 ja は以下のように推察できる。

> ja = (790 - 200) / Aja= 0.93 N/mm² = 0.32 \sqrt{B} N/mm² (1)

Aja:接着面積(=Bj・Lj=240×2650=636000 mm²) 「鉄骨ブレース接着工法設計・施工指針」³⁾(コンクリ ート圧縮強度の適用範囲 _B=13.5 N/mm²以上)では, 接着接合部のせん断すべり強度 jaは,(2)式で計算され る。(2)式は,エポキシ接着接合部の引張実験,直接せん 断実験および骨組実験から得られたものであり,接着接 合部のせん断すべり破壊はコンクリートの凝集破壊と なり,その強度はコンクリートの引張強度に基づき計算 され,コンクリートの引張強度は圧縮強度から換算され ることにより導かれた式である。

$$ja = 0.38 \sqrt{B}$$

$$ja = 0.31 \sqrt{B}$$
(3)

ここで,

_B:コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

図 - 11 に既往の低強度コンクリート部材の実験において報告されたコンクリートの圧縮強度と引張強度^{4),5)}の関係を示す。コンクリートの圧縮強度_B=13.5 N/mm²以下では,コンクリートの引張強度は,(3)式に近くなり,実験結果である(1)式とほぼ一致している。



図-11 低強度コンクリートの圧縮強度と引張強度の関係

4.2 終局せん断耐力

接着接合部がせん断すべり破壊するタイプ の場合 補強骨組の終局せん断耐力 Qsu は以下の(4)~(8)式³⁾に よって示される。またせん断すべり強度 jaは,(3)式を用 いる。

| Qbu > Qja の場合 | |
|---|------------------|
| Qsu = Qsu2 | |
| = max (Qsu21 = Qja , Qsu22 = Qc | + pQc + Qjf) |
| | (4) |
| Qbu = cQbu + tQbu | (5) |
| Qja =τja • Aja | (6) |
| Qjf = $\mu \cdot pQc \cdot tan\theta/2$ | (7) |
| $pQc = k_{min} \cdot \tau o \cdot be \cdot D$ | (8) |
| k_{min} =0.34 / (0.52+a/D) | |
| $\tau_0 = 0.22\sigma_B + 0.49\sigma$ | |
| (0.33 B - 2.75 < 0.66) | _B の時) |

表-4 終局せん断耐力

| cQbu | tQbu | Qbu | Qja | pQc | Qjf | Qc | Qsu21 | Qsu22 | Qsu | Qmax(実験) |
|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|------|----------|
| (kN) | (kN) | (kN) | Qsu |
| 298 | 320 | 618 | 583 | 131 | 87 | 89 | 583 | 307 | 583 | 1.36 |

ここで、

- Qsu2 : タイプ の破壊により決定されるせん断耐 力(N)
- Qja
 : エポキシ樹脂の接着力による接着接合部の

 せん断すべり耐力(N)
- Qc : 柱のせん断力(N)
- pQc :柱のパンチングシア耐力(N)
- Qjf : まさつ力による接着接合部のせん断すべり 耐力(N)
- cQbu : 圧縮側ブレースの座屈を考慮した軸圧縮耐
 力時せん断力(N)
- tQbu: 引張側ブレースの軸引張降伏時せん断力(N)
- µ :まさつ係数(=1.0)
 - : ブレース斜材と水平枠材のなす角度
- be : パンチングシアを受ける柱の直交材を考慮
 した有効幅 (mm)
- D : パンチングシアを受ける柱のせい(mm)
 - : 柱パンチングシア耐力計算用の柱軸方向応 力度(N/mm²)

この(4)~(8)式によって計算した結果を表 - 4に示す。 接着工法の試験体 F3 の最大耐力実験値(790 kN)に 対して,実験値/計算値は1.36となり,安全側に計算で きた。

5. まとめ

本実験は正負繰返し荷重に対して原点対称となる履 歴を示し,試験体の製作や加力方法が適切であったと考 えられる。

実験結果より, F1 試験体の耐力は計算耐力を上回り, F 値は 1.5 を確保できることが確認された。また, F2 試 験体の耐力は F1 試験体の 4 倍程度となり,低強度コン クリートの既存建築物に対しても,あと施工アンカー工 法による鉄骨ブレース補強が有効であり,かつ, F 値は F1 試験体と同様に 1.5 を確保できることが確認された。

耐震補強設計の受託事務所各社が補強設計において 採用しているあと施工アンカー工法による鉄骨ブレー ス補強骨組の F 値は 1.27 であり,本実験による F 値は 1.5 であることから,設計内容は妥当であると判断され る。

F3 試験体においては,低強度コンクリートの接着接合 部せん断すべり強度 ja は, ja = $0.31 \sqrt{\frac{1}{B}} (N/mm^2)$ で 計算する必要があると思われる。この式を用いて計算し た補強骨組の終局せん断耐力は,実験値に対して安全側 に計算できること,F値も1.27は十分確保できることか ら,低強度コンクリート建物の耐震補強設計においても 接着工法が採用可能であることがわかった。しかし,十 分な接着面積を確保することが困難な場合もあり,鉄骨 ブレース材の降伏強度や断面選定に注意が必要である。 なお,低強度コンクリートに対する接着強度については, 引き続き実験を行う予定である。

また,今回の実験では,鉄骨ブレース補強骨組の柱の 軸崩壊を回避するため,柱に芯鉄筋(SD295)を配筋し ているが,0.01rad程度の変形において付着割裂破壊を生 じた。柱主筋に異形鉄筋を用いている場合には,さらに 小さい変形で付着割裂破壊を生じることが考えられ,今 後の検討が必要である。

謝辞

本実験は日本コンクリート工学協会中国支部に設け られた低強度コンクリート特別研究委員会WGにより行 われた。本研究に際し,広島県東部生コンクリート協同 組合,愛媛県鐵構工業会,愛媛耐震研究会,接着工法研 究会をはじめとして大変多くの方々のご支援とご協力 を賜りました。ここに記し感謝の意を表します。

参考文献

- 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・耐震改修設計指針 同解説,2001.10
- 2) 四国耐震診断評定委員会,愛媛耐震研究会:低強度 コンクリートの既存鉄筋コンクリート造建物の耐 震改修において考慮すべき基本方針(案),2007.8
- 3) 接着工法研究会:鉄骨ブレース接着工法設計・施工 指針 2004 年改訂版, 2004.12
- 山本泰稔:第 30 回建築土事務所全国大会埼玉大会 分科会,地震と補強 耐震改修における低強度コン クリートの問題点大宮ソニックシティ,pp71-91, 2005.9
- 5) 八十島章,谷口博亮,荒木秀夫:低強度コンクリートを用いた RC 部材の耐震性能,コンクリート工学 年次論文集, Vol.29, No.3, pp931-936, 2007.7