論文 座屈またはパンチングシア破壊が生じる枠付き鉄骨ブレース補強後 RC 造骨組の抵抗機構に関する解析的検討

山根 康孝*1·田嶋 和樹*2·白井 伸明*3

要旨:本研究では座屈またはパンチングシア破壊が生じる枠付き鉄骨ブレース補強後 RC 造骨組の抵抗機構 を FEM 解析により検討した。座屈破壊する骨組においては、座屈ブレースの構成則を加藤らの履歴モデルよ り算出した応力度-ひずみ度関係に基づいて決定し、鉄骨枠と補強接合部の間に界面要素を設けることによ り、座屈開始点および座屈後の補強接合部の破壊を模擬できた。一方、パンチングシア破壊する骨組では、 パンチングシア破壊面の鉄筋およびコンクリートを離散化し、主筋のダボ作用とコンクリートのせん断抵抗 を界面要素によってモデル化した結果、骨組のポストピークを含めた挙動の追従が可能となった。 キーワード:鉄骨ブレース補強、座屈、パンチングシア破壊、RC 造骨組、FEM 解析

1. はじめに

兵庫県南部地震以降,鉄筋コンクリート(以下, RC) 造建物の耐震補強に対する関心が高まり,様々な補強工 法が提案されてきた¹⁾。中でも,比較的軽量で適度な大 きさの開口を設けられる鉄骨ブレース補強工法が数多 く採用されている。この工法の補強効果は,単層単スパ ン骨組を対象として実験的に確認される場合が多いが, ポストピーク挙動を含めた終局状態に関する評価は十 分であるとはいえない。また,骨組中の部分架構に施さ れる鉄骨ブレース補強が骨組全体の耐震性能に及ぼす 影響については未解明な部分が多い。

本研究の目的は、今後想定される大地震に備えて、既 補強の RC 造骨組の安全性を検証することである。その 手法として、本工法の抵抗機構を解明して補強スパンに 対する適切な復元力特性を設定し、骨組の地震応答解析 に基づく耐震性能評価手法を構築する。

本報では,研究の第一段階として,鉄骨ブレース補強 工法において想定される座屈およびパンチングシア破 壊に着目し,解析的検討を通じて骨組の抵抗機構を解明 する。

ブレース座屈が生じる補強後骨組の抵抗機構 2.1 解析対象実験

石村ら²⁾は、コンクリート強度が低強度である学校校 舎に対する耐震補強効果を、1/1.75 縮小試験体 3 体の実 験により検証している。このうち、ブレース座屈が生じ た F2 試験体を解析対象とする。

解析対象試験体の概要を図-1,各種鋼材の材料特性 を表-1に示す。F2試験体は,既存RC造骨組にあと施 エアンカー工法により枠付き鉄骨ブレースを組み込ん

*1日本大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)
*2日本大学 理工学部建築学科助教 博士 (工学) (正会員)
*3日本大学 理工学部建築学科教授 工博 (正会員)

だものである。補強接合部には、頭付きのあと施工アン カーとスタッドが交互に全周に渡って埋め込まれてい る。また、既存の柱および梁には、低強度コンクリート が圧縮破壊しないように芯鉄筋が配置されている。なお、 RC 造骨組部分のコンクリート強度 *fc* は 11.04 N/mm²、補 強接合部の圧入モルタル強度は 62.1 N/mm²である。

載荷は、一定軸力下(600kN)において試験体頂部の正負 繰返し水平載荷が行われた。層間変形角で 0.20×10⁻² rad を基本とし、3.20×10⁻² rad まで各振幅で 2 回ずつ繰返し ている。

図-2 に層せん断力(Q)-層間変形角(R)関係および最 終破壊状況を示す。実験では, R=1/250 程度で最大耐力



一般で興行の行行に		
種類(使用箇所)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm²)
13¢(柱梁主筋)	323	470
6φ(柱梁補強筋)	317	518
4¢(スパイラル筋)	657	852
D16(芯筋)	343	525
PL-4.5 (ブレース)	323	451
PL-6.0 (ブレース)	332	443
D13 (あと施エアンカー)	370	504
13ゆ(スタッド)	352	478

表-1 鋼材の材料特性

に達した後,R=1/100 程度で大きく耐力低下を起こして いる。最終破壊状況からは,鉄骨ブレースの局部座屈と それに伴う鉄骨ブレースの引張破断,既存骨組の柱のせ ん断破壊および補強芯筋に沿う付着割裂破壊が確認で きる。また,筋違の交差部上において補強接合部に引張 破壊が生じ,鉄骨ブレースと既存骨組の間に肌別れが生 じている。

本研究では、これらの破壊状況の中でも、ポストピー ク挙動も含めた最大耐力近傍の挙動に最も影響が大き いと考えられるブレース座屈および座屈後の補強接合 部の引張破壊に着目する。

2.2 ブレース座屈のモデル化

まず,鉄骨ブレースの座屈挙動のモデル化に関して, 座屈ブレースの構成則を構築する。なお,解析には汎用 コード DIANA9.4 を用いた。

(1) 要素分割

解析対象試験体の要素分割図を図-3 に示す。コンク リートおよび補強接合部の圧入モルタルを平面応力要 素(1辺50mm程度)でモデル化し、回転ひび割れモデ ルを採用した。鉄筋および鉄骨ブレースはトラス要素, 鉄骨枠は梁要素でモデル化した。頭付きのあと施工アン カーおよびスタッドは梁要素でモデル化した。なお,鉄 筋とコンクリート間に界面要素を設けることで付着す べり挙動を考慮した。載荷フレームは剛体とし,載荷フ レームと試験体は剛結とした。

(2) 材料構成則

図-4 にコンクリート構成則を示す。コンクリートの 圧縮側は,上昇域と下降域の異なる放物線(Parabolic型) で近似し,下降域は圧縮破壊エネルギー G_{fc} を考慮した軟 化モデルとした。なお、 G_{fc} は中村ら³⁾の式を用いて算出 し,要素代表長さ L_c は要素面積Aと等価な面積を持つ円 の直径 ($L_c=2(A/\pi)^{1/2}$)とした。引張側は、上昇域は引張 強度 f_t までを線形弾性と仮定し、下降域は大岡ら⁴⁾の 3 直線モデルを採用した。破壊エネルギー G_f も大岡らの提 案式から求め、要素代表長さ L_c は圧縮側と同様に仮定し た。なお、コンクリートの引張強度 f_t およびヤング係数 E_c は、それぞれ ACI 式⁵⁾および 1991 年版 RC 規準式⁶⁾ より算出した。両式を式(1)および式(2)に示す。

$$f_t = 0.33\sqrt{f_c} \tag{1}$$

 $E_c = 21000 \times (\gamma/23)^{1.5} \times \sqrt{f_c/20}$ (2) ここで、 $\gamma: コンクリートの気乾単位体積重量 (kN/m³)。$ 圧入モルタルの圧縮側はコンクリートと同様に Parabolic $型とし、<math>G_{fc}$ は國本ら⁷⁾による以下の実験式を用いた。

$$G_{fc} = 5.8\sqrt{f_c} \tag{3}$$

引張側は、上昇域を線形弾性とし、引張強度以降の下降 域は線形軟化とした。この時、 G_f は大岡らの提案式から 求めた G_f 値の 1/2 として評価した。なお、 f_t および E_c はコンクリートと同様に算出した。

実験において、柱にせん断破壊が確認されているため、 柱のモデル化に際しては、斜めひび割れによる圧縮強度 低減を考慮する。ここでは、Vecchio & Colins⁸⁾ による以 下の圧縮軟化モデルを適用した。

$$\lambda = \frac{1}{1 + 0.27(\varepsilon_1/\varepsilon_0 - 0.37)} \quad (\lambda \le 1)$$
(4)

ここで、 λ : 圧縮強度低減係数、 ε_0 : 圧縮強度時ひずみ、 ε_1 : 最大主ひずみである。

各種鋼材は Bi-Linear モデルとし,降伏後の剛性は初期剛 性の 1/100 とした(図-5)。鉄筋とコンクリート間の付 着応力度-すべり量関係には,CEB モデル(丸鋼)⁹を 用いた(図-6)。なお,鉄骨ブレースの圧縮側について は,後述するような座屈を考慮した構成則を用いる。



(3) 座屈ブレースの構成則

本解析ではプッシュオーバー解析を実施し,繰返し載 荷を行った実験のQ-R関係の骨格曲線との比較を行う。 そのため、本解析において鉄骨の座屈挙動を模擬するた めには、繰返し載荷の影響を考慮した鉄骨ブレースの応 力度(σ)-ひずみ度(ε)関係を設定する必要がある。

座屈ブレースに付与する σ-ε 関係には, 鋼構造の分野 で提案されている加藤ら¹⁰⁾の履歴モデルの圧縮側の骨 格曲線を多直線近似して採用する (図-7)。この履歴モ デルは,降伏応力度 σ_ν,ヤング係数 E_s,細長比λを必要 とする。本解析において、λ は座屈止めによる影響を考 慮して、両端部の拘束条件が半固定である(座屈長さ係 数 k=0.8)と仮定した弱軸周りの値(λ=24.1)を適用する。 なお、加藤モデルの適用範囲はλ=30~150程度であり、 λ=24.1 は範囲外である。しかし、λ < 30 を対象とした信 頼できる履歴モデルは提案されていないため、本研究で は加藤モデルを準用している。また、本検討ではプッシ ュオーバー解析を実施するため、加藤らの履歴モデルを 適用するためには、ひずみ度の履歴を予め必要とする。 本研究では、以下の関係式より実験における層間変形角 の履歴をひずみ度の履歴に変換している。式(5)の導出過 程を図-8に示す。

 $\varepsilon_b = R \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta$ (5)ここで、R: 層間変形角 (rad)、 $\varepsilon_b: 鉄骨ブレースの軸ひ$ ずみ度、 $\theta: 鉄骨水平枠と鉄骨ブレースのなす角である。$

2.3 ブレースの座屈のモデル化の検証

図-9 に解析より得られた Q-R 関係を示す。図中に 示した①点において鉄骨ブレースが座屈し,その直後に 耐力が低下した。これより,本手法によって鉄骨ブレー スの座屈挙動の模擬が可能であることが確認できた。な お,耐力を過大評価しているが,これは RC 柱と鉄骨枠 間の補強接合部の破壊を考慮していないためであると 考えられる。また,耐力低下挙動は実験結果と異なるが, これは鉄骨ブレースの引張破断および RC 柱の芯鉄筋に 沿う付着割裂破壊をモデル化していないためと考えら れ,これらの事象のモデル化は今後の課題である。

図-10 に鉄骨ブレースの σ-ε 関係を示す。圧縮側ブ レースは、一方が座屈して負担応力度が急減し、もう一 方では除荷挙動を示した。一方、引張側ブレースは、両 者とも鉄骨ブレースの座屈後も引張応力度を負担して いる。このことより、図-11 に示すようなブレース座屈 に伴う耐力低下機構が推測される。座屈前(状態 i)の 鉄骨ブレースは、圧縮側と引張側で同じ大きさの軸力を 負担する。鉄骨ブレース座屈後(状態 ii)は、図-10に おいて確認したように、鉄骨ブレースの負担軸力の大き さが圧縮側と引張側で異なる状態となる。この時、鉄骨 ブレースは鉄骨枠と補強接合部を介して躯体の梁と一 体化しているため,負担軸力の差が生じることによって 上向きの鉛直力が生じることになる。そのため,補強接 合部にはこの力に釣り合う下向きの引張力が作用し,補 強接合部の圧入モルタルの引張破壊を生じさせる。この 破壊により補強接合部の鉛直方向の抵抗が消失すると, 鉄骨ブレースの軸力差による鉛直方向の力の釣合いが 成立しないため,引張側ブレースの軸力が圧縮側ブレー スの軸力と等しくなる(状態 iii)。このような低力低下 機構を検証するためには,補強接合部の引張破壊挙動を 再現するモデル化について検討が必要である。

2.4 ブレース座屈後の補強接合部の抵抗機構のモデル化

図-11 に示した鉄骨ブレースの耐力低下機構を検証 するためには、補強接合部の引張破壊を考慮する必要が ある。そこで、図-12 に示すように躯体の梁と鉄骨枠と



の間の補強接合部を離散化し, 圧入モルタルの挙動を線 分界面要素で, スタッドの挙動を節点界面要素でモデル 化する。界面要素により表現するひび割れ面の挙動は, n-t座標系に関する以下の構成方程式により記述される。

$$\begin{cases} d\sigma_{nn} \\ d\sigma_{nt} \end{cases} = \begin{bmatrix} B_{nn} & B_{nt} \\ B_{tn} & B_{tt} \end{bmatrix} \begin{cases} d\delta_n \\ d\delta_t \end{cases}$$
 (6)

ここで、 σ_{nn} 、 σ_{nt} は垂直応力およびせん断応力、 δ_n 、 δ_t は 開口変位(ひび割れ幅)および相対すべり変位、 B_{nn} 、 B_{nt} 、 B_{tn} 、 B_{tt} は材料剛性の成分である。

圧入モルタルの挙動を模擬する線分界面要素のせん 断方向の特性は、引張強度に達する以前は剛とし、引張 強度到達後はせん断抵抗を消失するモデルとした。一方、 垂直方向の特性は、圧入モルタルの引張特性に基づいて 設定し、剛性は最大引張応力度を最大引張応力時のひず み度と補強接合部の厚さの積で除した値とした。

スタッドの挙動を模擬する節点界面要素は、せん断方 向と垂直方向にそれぞれ独立しているため、Bnt, Btnは ゼロである。Bttはスタッドのダボ抵抗に基づいて、Bnnは 付着すべりを考慮したスタッドの引張応力度-垂直変 形関係より決定する。せん断方向に付与する応力度-変 位関係は、大淵ら¹¹⁾の実験式を多直線近似した(図-13)。 一方,垂直方向の応力度-変位関係は、補強接合部を部 分的に抽出した要素解析モデル(図-14 (a))を用いて 検討する。加力は、スタッドの上端部を垂直方向に変位 制御した。圧入モルタルは平面応力要素、スタッドはト ラス要素によってモデル化した。なお、スタッドの頭の 影響によって複雑な破壊挙動となることが予想される が、本解析モデルにおいては簡略化のためスタッドの頭 のモデル化は行っていない。圧入モルタルとスタッド間 には線分界面要素を設置して付着すべり挙動を考慮し た。材料構成則は前述したモデル化と同様とした。図ー 14 (b) に示した解析結果より, 各スタッドの最大応力 度の平均値とその時の加力点における垂直変位を節点 界面要素の垂直応力度-垂直変形として用いることに する。

2.5 補強接合部の抵抗機構のモデル化の検証

図-15にQ-R関係を示す。ブレース座屈後の補強接 合部の抵抗機構をモデル化することにより,座屈開始後 の耐力低下が大きく表れ,座屈のみを考慮した解析と比 べて実験結果を近似する結果となった。また,②点にお いてスタッドの鉛直方向の抵抗によって圧入モルタル の引張破壊が抑制され,耐力低下が緩やかになった。

図-16に鉄骨ブレース(引張側)の応力度-ひずみ度 関係を示すが、座屈に伴う除荷が生じている。これは図 -11に示した状態 iii に対応するものである。図-17に 層間変形角 0.02rad 時の引張主ひずみ分布を示すが、鉄 骨枠-補強接合部間の剥離が確認できる。





パンチングシア破壊が生じる補強後骨組の抵抗機構 3.1 解析対象試験体の概要

接着工法に関する金田ら¹²⁾の実験において,パンチン グシア破壊を生じた S3 試験体を対象とする(図-18)。

載荷は、一定圧縮軸力下で正負繰返しの漸増水平載荷 が行われた。試験体は初期載荷時のせん断力でフランジ 面の付着が消失し、剛性が急激に低下した後、層間変形 角 1/200rad まではほぼ一定の剛性を示した。層間変形角 1/160rad 付近で柱頭部のパンチングシアによるひび割れ が顕著になり、以後耐力は上昇しなかった。

3.2 パンチングシア破壊のモデル化

(1) 要素分割

図-19に要素分割図を示す。コンクリートおよび鉄骨 ウェブ部分は平面応力要素,鉄骨フランジ部分はトラス 要素を用いた。鉄筋は埋め込み鉄筋要素とし,完全付着 を仮定した。補強接合部は界面要素でモデル化した。ま た,極めて小さいシアスパンのパンチングシア破壊を模 擬するため,実験においてパンチングシア破壊が確認さ れた引張側柱柱頭の破壊面におけるコンクリートと鉄 筋を離散化し,節点および線分界面要素を配置した。

(2) 材料構成則

コンクリートおよび鋼材の $\sigma-\epsilon$ 関係は,ブレース座屈 する補強後骨組と同様とした。

補強接合部の応力度一変位関係には、クーロンの摩擦 モデルを用いた。せん断強度(τ_j)および引張強度(T_j) は CEB モデル(丸鋼)⁹⁾より算出し、せん断強度は相対 変形 1mm 時に 1/1000 となるように設定した。なお、事 前解析の結果、軸力によって補強接合部に生じる鉛直力 は小さいことを確認したため、摩擦角(φ)として tan φ = 0.01 と仮定し、垂直方向に作用する力によるせん断強度 の変化を無視した。また、せん断および引張破壊後はせ ん断剛性を消失するモデルを採用した。

(3) パンチングシア破壊面におけるせん断抵抗機構

パンチングシア破壊面では,接合筋のダボ作用とコン クリート間の摩擦および骨材の噛み合い作用の重ね合 わせによりせん断耐力が決定されると考えられる。そこ で,節点界面要素のせん断方向は接合筋のダボ作用,線 分界面要素の接線方向はコンクリートのせん断抵抗と してモデル化し,もう一方の方向はそれぞれ剛とした。

ダボ作用の構成則は、大淵ら¹⁰⁾の実験式を多直線近似 したものを採用した。一方、コンクリートのせん断抵抗 は、図-20に示すようにモデル化した。 τ_c は Mohr 式の せん断強度であり、 τ_{max} および τ_f はそれぞれ CEB-FIP モ デルコードの粗い面および平滑な面におけるコンクリ ート間の摩擦によるせん断抵抗の式を用いて求めた。な お、CEB-FIP 式における摩擦には、骨材の噛み合いによ る抵抗も含まれており、粗い面から平滑な目における摩





図-17 引張主ひずみ分布図





擦と変化させることで、せん断すべり量の増大による摩 擦抵抗の減少を考慮した。なお、 τ_{max} 以降のせん断抵抗 の低下傾向は、増田ら¹³⁾の一面せん断試験結果より推定 しており、試験結果より算出した骨材の噛み合い消失時 のせん断抵抗の低下率と同等になるように、 τ_{f} 時のせん 断すべり変位を決定した。また、 τ_{max} と τ_{f} 間のコンクリ ートせん断抵抗の低下傾向を2直線で表現した。

3.3 パンチングシア破壊面のモデル化の検証

解析結果として、図-21 に Q-R 関係を示す。また、 図-22 に最大耐力(Q_{max})および終局 (Q_u)時の引張主ひず み分布を示す。なお、ここでは荷重が最大荷重の8割に 低下した状態を終局とした。解析結果は、実験の最大耐 力およびポストピーク挙動を良好に表現している。また、 引張側柱柱頭のパンチングシア破壊および圧縮側柱の 曲げ破壊を引張主ひずみ分布および変形図より確認で きる。これは、実験における破壊状況と一致している。

4. まとめ

- (1) 座屈ブレースに対して、加藤らの提案履歴モデルにより算出した圧縮側の応力度-ひずみ度関係の骨格曲線を付与することにより、鉄骨ブレースの座屈挙動を模擬することができた。
- (2) 鉄骨枠と補強接合部の間に界面要素を配置し、圧入 モルタルおよびスタッドの抵抗機構をモデル化する ことで、ブレース座屈後に生じる補強接合部の引張 破壊および耐力低下機構を模擬することができた。
- (3) パンチングシア破壊面を離散化し、ダボ作用とコン クリートのせん断抵抗を節点および線分界面要素を 用いてモデル化することにより、パンチングシア破 壊する補強後骨組のポストピーク挙動まで模擬する ことが可能となった。

謝辞

本研究の一部は科学研究費補助金(基盤研究(C),代 表者:白井伸明)の助成を受けて行われたものである。

参考文献

- 耐震補強の評価に関する研究委員会:耐震補強の評価に関する研究委員会報告書・論文集,社団法人日本コンクリート工学協会,2000.6
- 2) 石村光由,伊与田貴章,藤井稔己,南宏一:低強度 コンクリート学校校舎の耐震補強効果,コンクリー ト工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1195-2000, 2008
- Nakamura, H., and Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, Oct.1999
- 4) 大岡督尚ほか:コンクリートの破壊パラメータに及 ぼす短繊維混入および材齢の影響,日本建築学会構 造系論文集,第529号,pp.1-6,2000.3
- ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71), American Concrete Institute, Detroit, 1977
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2010
- 7) 國本拓也,田嶋和樹,白井伸明:グラウト材の力学 的性能の破壊エネルギーの実験的評価,コンクリー



ト工学年次論文集, Vol.30, No.2, pp.673-678, 2008

- Veccio, F.J and Collins, M.P: Compression Response of Cracked Reinforced Concrete, ASCE, pp3590-3610, Jan.1993
- CEB: CEB-FIP MODEL CODE1990 DESIGN CODE, Thomas Telford Service Ltd, 1993
- 加藤勉ほか:原子力発電所建屋の鉄骨架構の復元力 特性に関する研究(その6),日本建築学会大会学術講 演梗概集,pp.1541-1542,1991.9
- 11) 大淵英夫,松崎育弘ほか:ずれ変形を考慮したプレ キャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する 研究,日本建築学会構造系論文集,第 491 号, pp.97-104, 1997.1
- 12) 金田和浩,菊池憲一:鋼-コンクリートの摩擦特性 を利用した鉄骨ブレース耐震補強,コンクリート工 学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1669-1674, 2000
- 13) 増田久美子,田嶋和樹,白井伸明ほか:耐震補強接 合部における性能評価実験と解析的検証 (その1) コンクリートーグラウト間におけるせん断挙動,日 本建築学会学術講演会梗概集, c-2, pp.39-40, 2007.8