論文　主筋に丸鋼を用いた垂壁・腰壁付き RC 造連スパン骨組の鉄骨ブレース補強効果に関する解析的検討

佐藤　亮介[*1]・内野　卓[*1]・田嶋　和樹[*2]・白井　伸明[*3]

要旨：主筋に丸鋼を用いた垂壁・腰壁付き RC 造連スパン骨組試験体に対する鉄骨ブレース補強の耐震補強効果の検証実験を対象に解析的検討を行った。丸鋼のすべり挙動を表現可能な接合部サブ要素のモデル化を行った結果，無補強試験体の荷重－変形応答を概ね良好に模擬した。さらに，丸鋼の付着すべり挙動により骨組の変形性能が向上する一方，エネルギー吸収能力に乏しい履歴応答となる可能性を示した。また，鉄骨ブレース補強された骨組試験体において，骨組全体の耐力・変形挙動を予測するために，実験早期に観察された補強接合部の破壊を表現可能な解析モデルの検討が必要であることが明らかとなった。

キーワード：鉄骨ブレース補強，RC 造骨組，ファイバー解析，丸鋼の付着－すべり，せん断サブ要素

1. はじめに

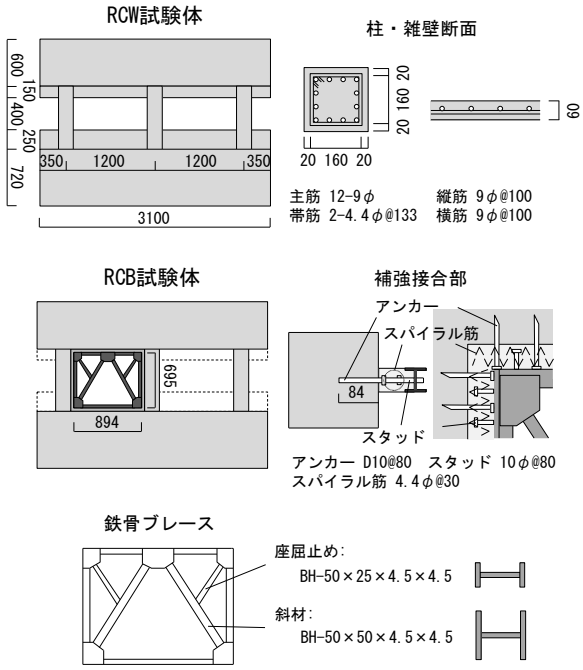
耐震補強の中でも，比較的軽量で適度な大きさの開口を設けられる鉄骨ブレース補強工法が数多く採用されている。この工法の補強効果は，単層単スパン骨組を対象として実験的に確認される場合が多く，骨組中の部分架構に施される鉄骨ブレース補強が骨組全体の耐震性能に及ぼす影響については未解明な部分が多い。

筆者らは，既往の研究 [1]において，鉄骨ブレース補強の各種破壊モードに対して抵抗機構を分析し，補強建物全体の地震応答解析の実施を視野に入れ，ファイバーモデルをベースとした数値解析モデルの構築を進めてきた。本報では，1970 年以前に建設された鉄筋コンクリート（以下，RC）造校舎の 1 層 2 スパンを模した骨組試験体に対して鉄骨ブレース補強した耐震補強効果の検証実験を解析対象として，これまでに構築してきた数値解析モデルの妥当性ならびに問題点について検討する。さらに，解析対象試験体はこの年代の建物の特徴を模しており，コンクリート強度が低く，帯筋比も少ない。柱には垂壁・腰壁が取りつくため，柱がせん断破壊する。さらに，主筋に丸鋼が使用されており，コンクリート－鉄筋間の付着すべり挙動の影響も大きい。したがって，試験体の耐力・変形挙動は複雑であり，これらの特徴を模擬可能な解析モデルの構築が新たな課題となる。

2. 解析対象実験概要

1960 年代に建てられた既存の学校建築を想定し，1/3 スケールに縮尺した 1 層 2 スパン骨組である。**図－1** に試験体概要を示す。また，**表－1** に各種材料の力学特性を示す。試験体のパラメータは，補強の有無である。なお，鉄骨ブレース補強した RCB 試験体においては，垂壁・腰壁際にスリットを設けることを想定して，壁自体を取り除いている。

図－2 に載荷装置を示す。鉛直ジャッキにより一定軸力（540kN）を維持し，水平ジャッキにより正負交番繰返し載荷を実施した。なお，水平ジャッキの取り付け位置は，RCW 試験体を基準として，柱内法高さの中央に水平力が作用するように設置した。本試験体では，下スタブ上面から 1000mm の点を変位制御点とし，変位計により鉛直・水平変位を計測した。また，載荷は変位制御とし，1/1000rad を変位制御の基準として，最大耐力までは正負 2 回，最大耐力以降は正負 1 回ずつ繰返し載荷を実施した。



図－1　試験体概要

*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　理工学部建築学科准教授　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)

3. RCW 試験体に対するファイバー解析モデル

3.1 基本モデル

図－3 に基本モデルの概要を示す。なお，解析には数値解析コード OpenSees[2]を用いた。柱はファイバー要素でモデル化し，断面を 8×8 に分割した。柱にせん断破壊が先行する設計（Q_{su}/Q_{mu}≦0.8，Q_{su}：せん断終局強度，Q_{mu}：曲げ終局強度）のため，柱中央位置にはせん断サブ要素 [3]を組み込んだ。垂壁・腰壁はトラス材でブレース置換した。また，上下のスタブは剛体とした。

図－4 にコンクリートと鉄筋の応力度(σ)－ひずみ度(ε)関係およびせん断サブ要素の復元力特性を示す。コアコンクリートに対しては，Mander[4]の拘束効果を適用した。鉄筋は Bi-Linear 型とし，降伏後の二次勾配は初期剛性の 1/1000 とした。せん断サブ要素に付与する復元力特性は，せん断ひび割れ点，せん断破壊点および終局点（軸破壊時に負担せん断力 0kN を仮定）により決定する。なお，せん断破壊点のせん断力は，荒川 min 式より算出した。また，せん断破壊点のせん断変形は，柱内法スパン（400mm）全体をせん断破壊領域として捉え，この範囲の水平変形が 1/250rad に到達した時にせん断破壊すると仮定し，水平変形に対するせん断変形成分の割合は 40%であると仮定して算出した [3]。垂壁・腰壁を模したトラス材には，引張力に抵抗しないコンクリート構成則を適用した。これにより，垂壁・腰壁の圧縮・引張時における抵抗の違いを表現する。なお，トラス材の断面積は，壁の水平方向のせん断剛性と 2 本のブレースの水平剛性が等価となるように算定した。

図－5 に層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係を示す。なお，図中には実験結果を併せて示す。また，**図－6** に RCW 試験体の最終破壊状況を示す。最大耐力に着目すると，実験結果と概ね良好な対応を示した。なお，最大耐力値(231kN)は，各柱のせん断終局強度の累加値と同程度であり，解析では 3 本の柱がほぼ同時にせん断終局強度に達している。しかし，実験では 3 本の柱のせん断破壊のタイミングは異なっており，左柱(3/1000rad)→中央柱(4/1000rad)→右柱(5/1000rad)の順にせん断破壊した。また，最大耐力時の層間変形角は，実験結果より小さい値を示しており，解析結果は実験より早期に柱がせん断破壊する結果となった。これは，実験においてせん断ひび割れが雑壁の範囲に入り込んでいることから，解析における柱の可撓長さを過小評価した可能性や丸鋼を用いた主筋の付着すべり挙動による影響などが考えられる。そこで，本検討では後者に着目し，丸鋼のすべり挙動を表現可能な接合部サブ要素のモデル化について検討を行う。

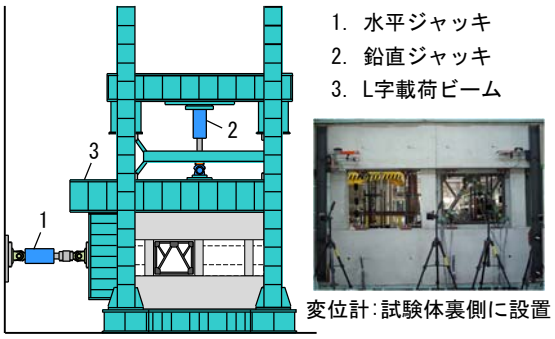
3.2 接合部サブ要素の導入

(1) 静的単調解析

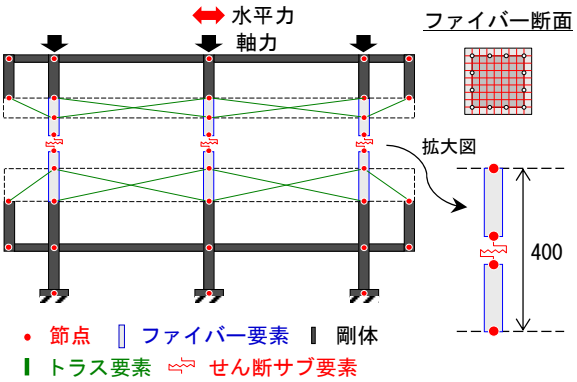
図－7 に接合部サブ要素の概要を示す。接合部サブ要

表－1　各種材料の力学特性

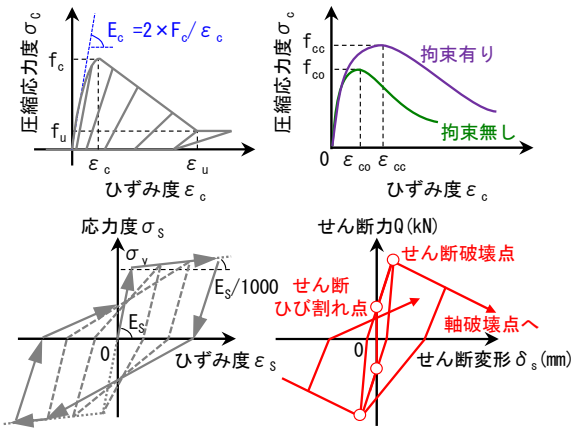
種類（使用箇所）	圧縮強度 降伏強度 (N/mm²)	ヤング係数 (N/mm²)
F_c18（RC躯体）	20.97	23049
F_c30（RC躯体－鉄骨間）	37.1	－
9φ（柱主筋，梁補強筋）	333.8	177659
4.4φ（柱補強筋，スパイラル筋）	268.0	183611
D13（梁主筋）	363.7	182708
PL-4.5（鉄骨ブレース）	336.7	181668
D10（アンカー）	353.4	176700
10φ（頭付きスタッド）	342.7	171350



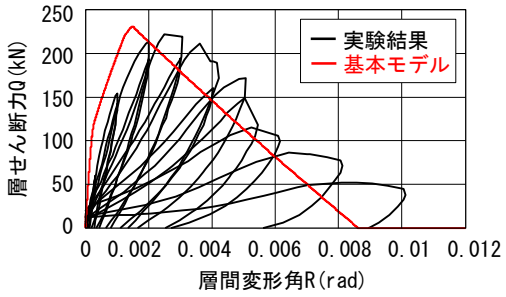
図－2　載荷装置



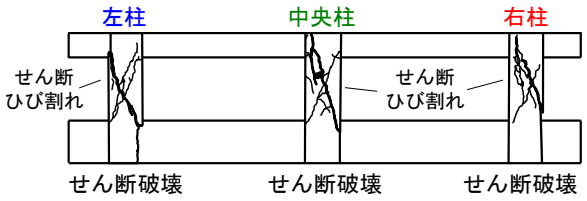
図－3　解析モデル概要（RCW 試験体，基本モデル）



図－4　コンクリートと鉄筋の σ－ε 関係とせん断サブ要素の復元力特性



図－5　基本モデルの Q_{story}－R 関係



図－6　RCW 試験体の最終破壊状況

素は，垂壁・腰壁のフェース位置に設ける。既往の研究[3]では，接合部サブ要素を曲げひび割れ点および降伏点により定義づけられるバイリニア型のモーメント(M)－回転角(θ)関係でモデル化し，Fillipou[5]の研究に基づいて次式により降伏前剛性 K_{joint} を算出した（図－8）。

$$s_y = F_y \cdot \frac{2f_y}{E_s \cdot 4\pi \cdot \mu \cdot d_b} \qquad (1)$$

ここで，s_y：主筋降伏時の主筋の抜け出し量(mm)，F_y：主筋降伏時に主筋に作用する引張力(N)，f_y：主筋降伏強度(N/mm^2)，E_s：主筋のヤング係数(N/mm^2)，μ：定着領域の平均付着応力度(N/mm^2)，d_b：主筋径(mm)である。今回は，丸鋼に対して(1)式を適用するため，丸鋼の最大付着応力度を八十島ら[6]の提案式から求め，定着領域の付着応力度分布を三角形分布と仮定して，次式により定着領域の平均付着応力度 μ(N/mm^2)を算出した。

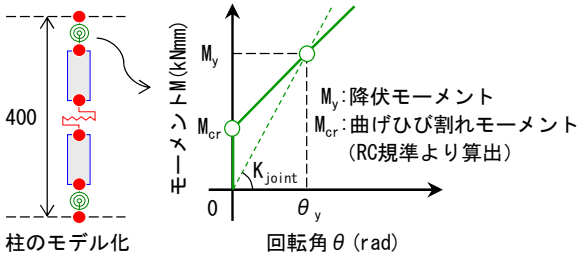
$$\mu = 0.35 \cdot \sigma_B^{0.68} / 2 \qquad (2)$$

ここで，σ_B：コンクリート強度(N/mm^2)である。

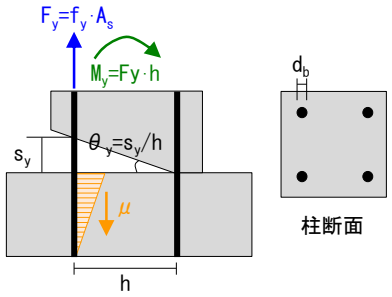
図－9 に基本モデルに接合部サブ要素を付与した改良モデルから得られた層せん断力(Q_{story})－層間変形角(R)関係を示す。解析結果は，実験結果を良好に模擬しており，実験結果と同等の層間変形角 3/1000rad で最大耐力に達した。図－10 に接合部サブ要素の応答を示す。3 本の柱に付与した接合部サブ要素の応答は顕著であり，これが骨組の変形性能を高めた原因である。

(2) 静的繰返し解析

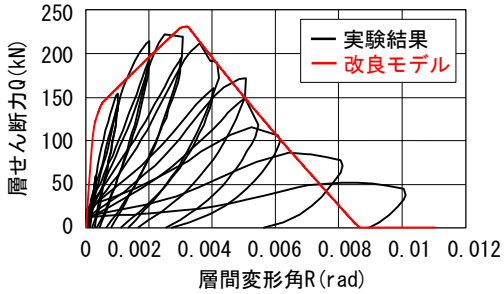
静的繰返し解析を行うにあたり，接合部サブ要素の履歴モデルの構築を行う。八十島ら[6]および中村ら[7]は，丸鋼の引抜き試験結果に基づいて，付着応力度―すべり



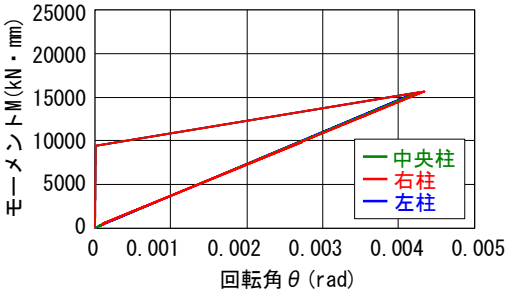
図－7　丸鋼の付着を考慮した柱のモデル化



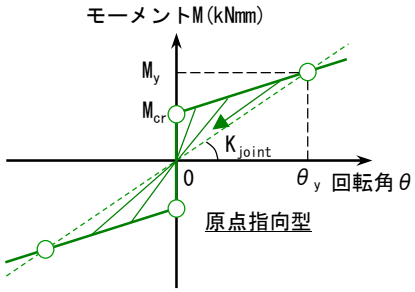
図－8　K_{joint} の算出



図－9　改良モデルの Q_{story}－R 関係



図－10　接合部サブ要素の応答（RCW 試験体）



図－11　接合部サブ要素の履歴モデル

量関係の履歴モデルを提案している。両モデルの除荷挙動は同様な傾向であり，それぞれある一定応力に達した時点で，すべり量のみが変化する L 字形状である。本研究では，これらの挙動を接合部サブ要素で近似するにあたり，すべり量のみが変化する低剛性挙動を再現することを重視し，除荷時剛性が最小となる原点指向型モデルを採用する（図－11）。

図－12 に Q_{story}－R 関係を示す。解析結果の除荷および再載荷を含めた履歴形状は実験結果を概ね良好に模擬している。ただし，モデル化を簡略化した影響により，解析結果の逆 S 字形状は実験結果よりも緩やかである。

3.3 仮想 RC 骨組に対するファイバー解析

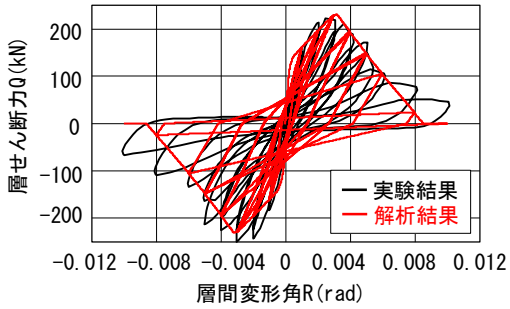
比較・考察のため，RCW 試験体に対して構築した改良モデルをベースにして，垂壁・腰壁をモデル化しているトラス要素を取り除いた仮想 RC 骨組に対するファイバー解析を実施する。

図－13 に解析モデルの概要を示す。垂壁・腰壁による柱の変形拘束が生じないため，接合部サブ要素はスタブフェース位置に設けた。また，各柱のせん断余裕度は 0.78 であり，垂壁・腰壁がなくてもせん断破壊が先行することが予測されたため，せん断サブ要素は設けたままにする。ただし，せん断サブ要素に付与する復元力特性は，柱内法スパン長さに対応するように RCW 試験体とは異なる特性を付与した。

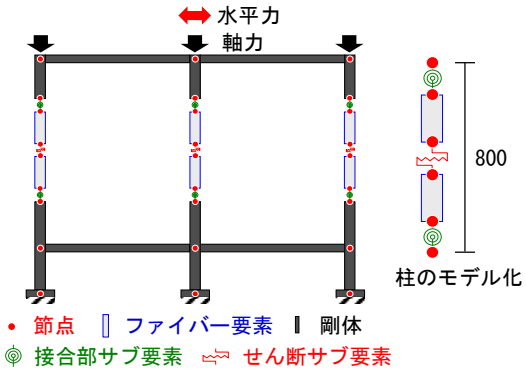
図－14 に仮想 RC 骨組の Q_{story}－R 関係を示す。比較のため，図中には RCW 試験体の Q_{story}－R 関係も示す。垂壁・腰壁を取り除いたことにより，仮想 RC 骨組の方が低剛性である。また，最大耐力も 30%程度低い。一方，最大耐力時の変形は仮想 RC 骨組の方が 2 倍程度大きい。しかし，仮想 RC 骨組の履歴形状は逆 S 字形であり，エネルギー吸収能力に乏しいことがわかる。図－15 に仮想 RC 骨組のせん断サブ要素の応答を示す。せん断サブ要素の応答は，全ての柱がせん断破壊点に到達して軟化挙動を示している状態を表している。図－16 に接合部サブ要素の応答を示す。全ての柱において丸鋼の付着すべり挙動を模した接合部サブ要素の応答が顕著であり，これが仮想 RC 骨組のエネルギー吸収能力の低さの原因であると考えられる。

3.4 鉄骨ブレース補強効果に関する考察

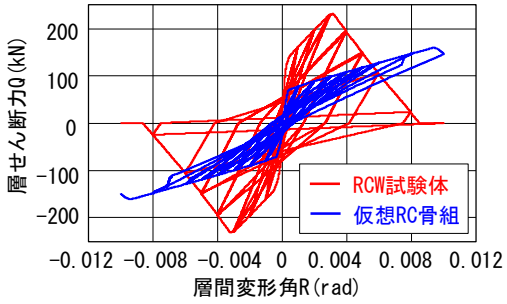
RCB 試験体は，RCW 試験体に対して鉄骨ブレース補強し，垂壁・腰壁際に構造スリットを設けた状態を想定している。別の見方をすれば，RCB 試験体は，仮想 RC 骨組に対して鉄骨ブレース補強した状態であると考えることもできる。ここでは，RCW 試験体と仮想 RC 骨組の Q_{story}－R 関係を基準として，RCB 試験体の Q_{story}－R 関係と比較することにより，鉄骨ブレース補強効果について考察を行う。



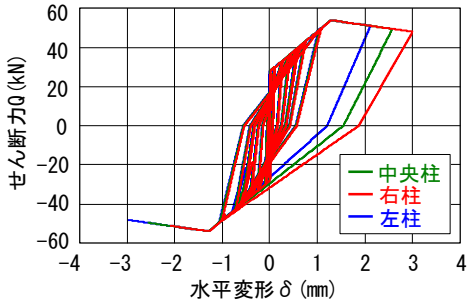
図－12　静的繰返し解析結果



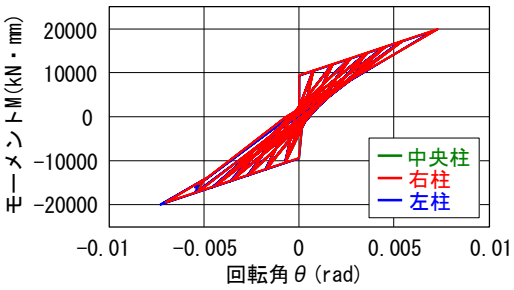
図－13　解析モデル概要（仮想 RC 骨組）



図－14　Q_{story}－R 関係



図－15　せん断サブ要素の応答（仮想 RC 骨組）



図－16　接合部サブ要素の応答（仮想 RC 骨組）

図－17 に RCW 試験体と仮想 RC 骨組の Q_{story}－R 関係の単調解析結果と RCB 試験体の実験結果を示す。まず，RCW 試験体に対する補強効果について考察する。RCW 試験体と RCB 試験体の Q_{story}－R 関係を比較すると，構造スリットの影響により，初期剛性の低下が見られる。一方，最大耐力は 2 倍程度向上し，最大耐力時の変形も大幅に伸びている。これより，RCW 試験体に対する鉄骨ブレース補強効果として，耐力と変形性能の向上が認められる。これに対し，仮想 RC 骨組と RCB 試験体の Q_{story}－R 関係を比較すると，初期剛性が向上し，最大耐力も 2.5 倍程度増大した。ただし，最大耐力時の変形は変化していない。これより，仮想 RC 骨組に対する鉄骨ブレース補強効果として，耐力の向上のみであると考えられる。

4. RCB 試験体に対するファイバー解析モデル

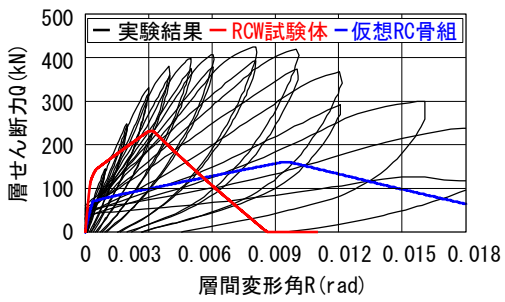
4.1 解析モデルの概要

鉄骨ブレース補強効果に対する考察をより詳細に行うため，RCB 試験体に関してもファイバー解析モデルの構築を試みる。

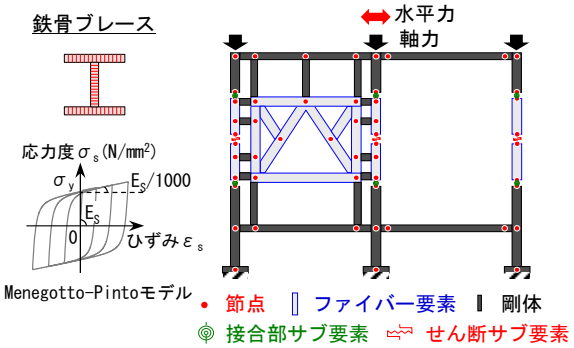
図－18 に解析モデルの概要を示す。RCW 試験体に関して構築した改良モデルから垂壁・腰壁を模擬するトラス要素を取り除いた状態（仮想 RC 骨組）に対して，鉄骨ブレースおよび補強接合部のモデル化を追加した。鉄骨ブレースは複数のファイバー要素でモデル化しており，σ－ε 関係として Menegotto-Pinto モデル[8]を採用した。補強接合部は剛体としてモデル化し，柱に対しては柱頭・柱脚および柱内法スパン内の 2 点の合計 4 箇所で接合した。なお，実験においては，図－19 に示すように，柱－鉄骨ブレース間の補強接合部に早期にひび割れが発生して破壊が進行した。そこで，実験における補強接合部の破壊を柱の内法スパン内の接合を取り除くことによって簡易的に表現し，柱頭・柱脚部のみ接合する場合についても検討する。なお，補強接合部が取り付くことによる柱断面積の増加と内法スパンの減少を考慮するため，柱の断面には補強接合部のセメントモルタル部分を含めてモデル化し，剛域は柱梁接合部の中心から補強接合部までとした。

4.2 静的単調解析および静的繰返し解析

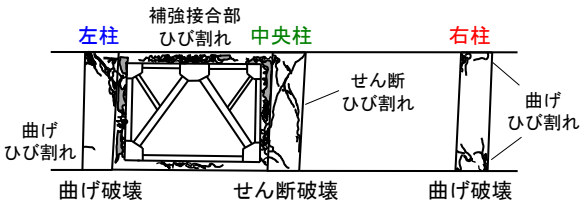
図－20 に RCB 試験体の静的単調解析結果を示す。柱に対して 4 点の補強接合を設けた場合，実験における最大耐力は模擬したが，剛性を過大評価し，最大耐力時変形も過少評価した。これに対し，接合点を 2 点にした場合，4 点接合の場合に比べて剛性の過大評価は若干改善したが，最大耐力まで低下した。また，最大耐力時変形も同等であり，過少評価は改善されなかった。図－21 に各柱の Q－R 関係を示す。4 点接合の場合も 2 点接合の場合も，3 本の柱がせん断破壊しており，実験の最終破



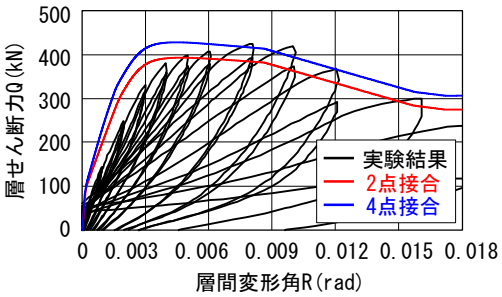
図－17　鉄骨ブレース補強効果の検討



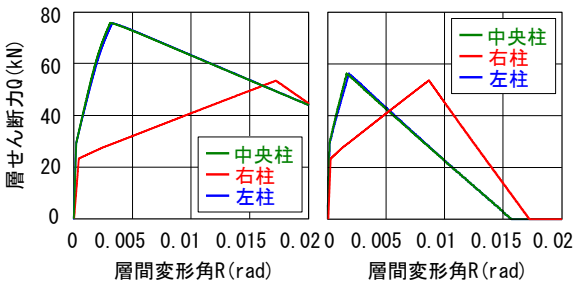
図－18　解析モデル概要（RCB 試験体）



図－19　RCB 試験体の最終破壊状況

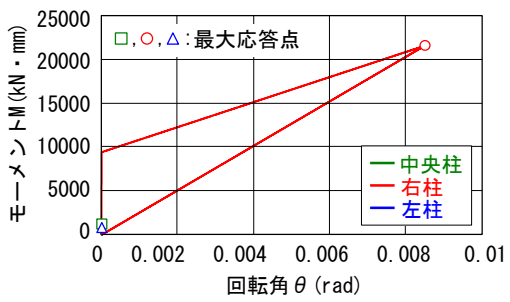


図－20　静的単調解析結果

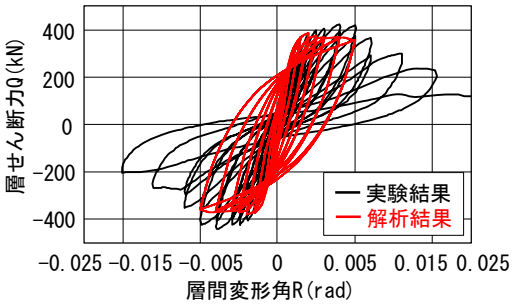


(a) 4 点接合　　(b) 2 点接合

図－21　解析における各柱の応答比較（RCB 試験体）



図－22　接合部サブ要素の挙動（2 点接合）



図－23　静的繰返し解析結果（2 点接合）

壊状況とは異なった。また，4 点接合の場合，鉄骨ブレースと接合する左柱および中央柱が早期にせん断破壊した後，右柱が遅れてせん断破壊に至っている。一方，2 点接合の場合，柱のせん断破壊傾向は同等であるが，左柱と中央柱の負担せん断力の最大値が減少している。せん断サブ要素に付与したせん断破壊時せん断力は 55kN 程度であることから，4 点接合の場合においては，鉄骨ブレース枠との相互作用が生じ，せん断力が上昇したと考えられる。**図－22** に接合部サブ要素の応答を示す。接合部サブ要素は右柱のみ顕著に応答している。今回の解析モデルは，RCB 試験体の挙動を捉えることができなかったが，補強接合部が破壊しなかった場合の解析結果として評価すると，骨組の変形性能の向上は補強スパンに隣接する右柱の付着すべり挙動に伴う変形性能の向上により実現されたと考えられる。

図－23 に RCB 試験体の静的繰返し解析結果を示す。Q_{story}－R 関係は全体的に鉄骨ブレースの挙動が支配的であり，実験結果と対応していない。今回の解析では，補強接合部を剛体でモデル化したため，鉄骨ブレースに対するせん断力の伝達機構は劣化しない。しかし，実験では，補強接合部に早期にひび割れが発生して破壊が進行するため，鉄骨ブレースに対するせん断力の伝達機構が劣化し，鉄骨ブレースの負担せん断力も低下する。したがって，RCB 試験体の挙動を数値解析によって再現するためには，補強接合部の破壊の進行を模擬可能なモデル化が重要であり，実験結果の詳細な分析を通じて補強接合部の破壊挙動を明確にする必要がある。

6. まとめ

(1) 丸鋼の付着すべり挙動を接合部サブ要素でモデル化した結果，RCW 試験体の骨格曲線ならびに履歴挙動を良好に模擬することができた。

(2) 主筋に丸鋼を用いた骨組では，丸鋼の付着すべり挙動が骨組の変形性能を向上させるが，エネルギー吸収能力に乏しい履歴応答を示す可能性がある。

(3) RCB 試験体では，補強接合部に早期にひび割れが発生して破壊が進行し，鉄骨ブレースに対するせん断力の伝達機構が劣化したと考えられる。このような現象を表現可能な補強接合部の適切なモデル化が必要であり，今後詳細な検討が必要である。

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

1) 山根康孝，田嶋和樹，白井伸明：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，コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1075-1080, 2013.

2) Open System for Earthquake Engineering Simulation – Home Page, http://opensees.berkeley.edu/

3) 田嶋和樹，河井慎太郎，今井究，白井伸明：「脆性部材の破壊が RC 造骨組の耐震性能に及ぼす影響」，コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.337-342, 2012

4) J.B.Mander: “Teoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, Journal of Structural Engineering, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988.8

5) Filippou, F. C.:Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Subassemblages, UBC/EERC-92/8, 1992

6) 坂本篤，八十島章：丸鋼とコンクリートの付着特性に関する研究(その 1,2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.125-126,127-128，2012.9

7) 松岡由高，中村光，国枝稔，河村精一：有限要素解析による主筋に丸鋼を用いた RC 部材の力学挙動評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.595-600，2011

8) Menegotto, M and Pinto P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, IABSE Congress Reports of the Working Commission Band 13, 1973.