論文　アンカーを用いずに鉄骨ブレースで耐震補強したフレームの終局時における応力状態

大村　哲矢[*1]・林　静雄[*2]・金田　和浩[*3]・藤村　太史郎[*4]

要旨：前報[3)]では あと施工アンカーを用いずに補強部材と既存 RC 造フレームとの目地に高強度無収縮モルタルを圧入して補強した 1 層 1 スパンフレーム試験体の水平載荷実験および 2 次元有限要素法解析を行い，その補強効果の有効性を確認した。本論では柱頭に作用する圧縮力と梁下グラウト部のせん断（摩擦）力の大きさを 2 次元有限要素法解析により求め，層せん断力が鉄骨ブレースに伝達されるメカニズムについて，摩擦と滑りの実験結果と対比して詳細に考察する。

キーワード：耐震補強，鉄骨ブレース，有限要素法解析

1.　はじめに

1981 年以前に建てられた建築物はそれらが有する水平耐力が不足している場合が多く，耐震補強することにより水平耐力の確保が望まれることは周知の通りである。

一般的に，建物の水平耐力を増加させるには，鉄骨ブレースや耐震壁などの補強部材を増設する方法が用いられる。補強部材は既存鉄筋コンクリート（以下，RC）造フレームと一体化させる必要がある。従来工法では，既存 RC 造フレームにあと施工アンカー打設し，スタッド等のコネクタとアンカーが重なる目地（接合部）に，高強度無収縮モルタルを圧入する。

あと施工アンカーの工事を行うときに，既存 RC 造フレームにドリルで削孔する必要があるが，その際に騒音，振動および粉塵が発生する。あと施工アンカーを用いずに耐震補強できれば，それらの発生を防ぐので，施工時に建物を通常使用できるという利点がある。

あと施工アンカーを用いないで耐震補強する工法には様々な研究[例えば 1)~3)]が見られるが，従来工法と同様の水平耐力評価式[4)]は適用できない。また，破壊形式もそれぞれ工法ごとに特徴があり，これらを考慮して補強したフレームの耐力を適切に評価できれば，合理的な耐震補強設計が可能となる。

本論では，あと施工アンカーを用いずに補強鉄骨と既存 RC 造フレームとの目地にモルタルを圧入して耐震補強したフレームの 2 次元静的弾塑性有限要素法解析を行い，実験結果と解析結果の適合性を検証すると共に，柱頭部や梁端部の目地を要素分割し、終局時において目地に生じる力や摩擦係数について詳細に考察する。

2.　実験および解析概要

2.1 実験概要

図−1 に試験体 S41 の詳細を示す。試験体 S41 のコンクリート断面は前報[3)]における試験体 S1 および S3 と同様であり，配筋とブレース断面が異なる。

試験体 S1 および S3 は鉄骨ブレース断面を比較的大きく設定し，既存 RC 柱 柱頭においてパンチングシア破壊が生じるようにしたが試験体 S41 は補強鉄骨の斜材をアンボンドブレースとして，その中央部が最大荷重時に降伏するように設定した。

ブレースに用いた鉄骨は広幅 H-125×125 とし，ブレース周囲の枠はプレートで補強した。アンボンドブレース部の鉄骨は幅 25mm とし，その表面にブチルテープを貼付してアンボンド処理した後，鋼管 □-150×150×4.5 で覆って内部をグラウト充填して座屈拘束を施した。

梁下およびスタブ上の水平目地は両端の梁せい領域（380mm）のみグラウトを充填し，圧縮力を受け難い（摩擦力に寄与しない）と思われる部分は空洞にした。

表−1 に使用材料を示す。コンクリートは粗骨材最大寸法が 20mm の普通コンクリートで，圧縮強度は 22.4N/mm^2 であった。グラウト材は高強度無収縮グラウトとし，50N/mm^2 以上であることを確認した。

載荷は前報[3)]と同様，柱に一定軸力（300ｋN）を作用させた正負交番繰返し載荷とした。

2.2 解析概要

解析は 2 次元静的弾塑性有限要素法解析とし，一方向単調載荷を行った。**図−2** に要素分割図を示す。水平力による局所的な損傷を防ぐため，梁端部外側には剛体を付けた。材料のモデル化は前報[3)]と同様であり，コンクリートには 4 節点 4 辺形アイソパラメトリック平面応力要

*1 武蔵工業大学　工学部 建築学科 講師　博士（工学）　（正会員）
*2 東京工業大学　セキュアマテリアル研究センター 教授　工博　（正会員）
*3 大成建設（株）　技術センター　（正会員）
*4 大成建設（株）　設計本部

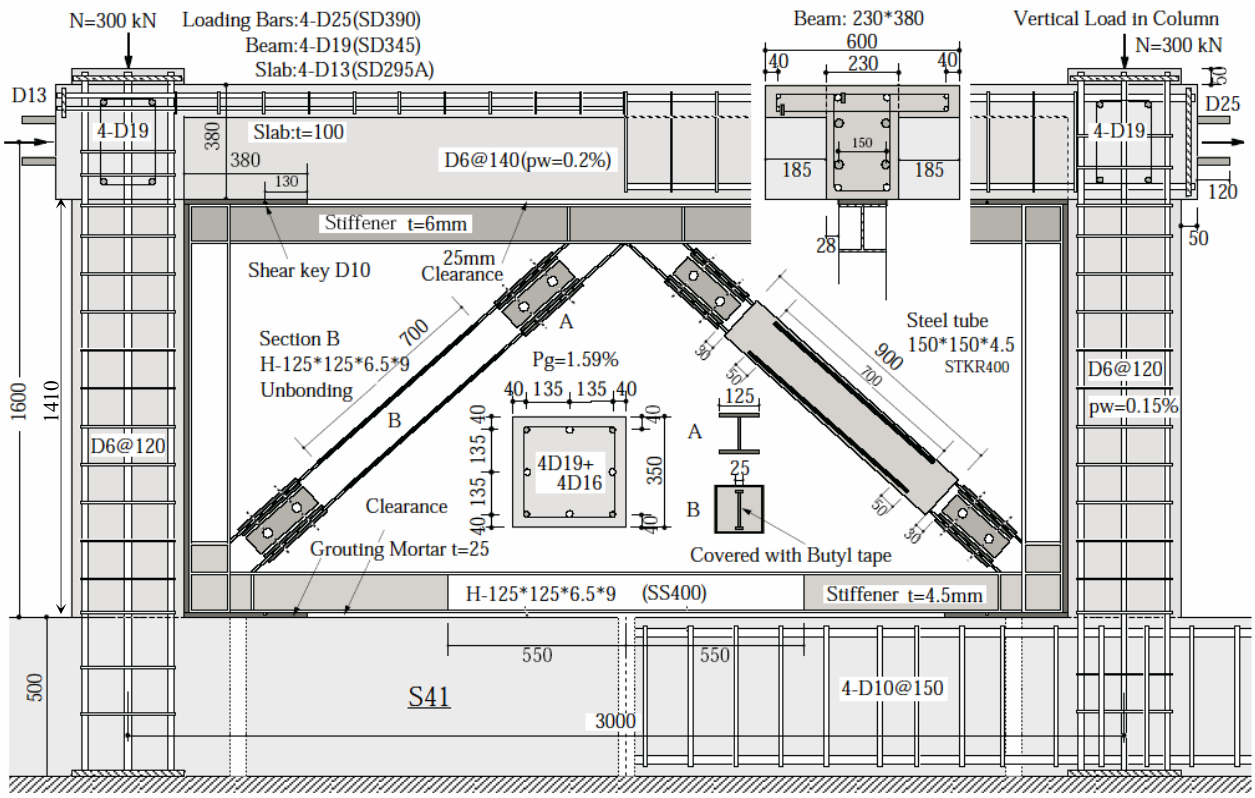


図-1 試験体 S41 の詳細

表-1 使用材料

Specimen Name	σ_B (N/mm^2)	Bar of column	Hoop	Bar of girder	Stirrup	Bar of slab	Steel brace
S41	22.4	D16 SD345 (401) D19 SD345 (391)	D6 SD295A (300)	D19 SD345 (391)	D6 SD295A (300)	D13 SD295A (361)	H-125×125 ×6.5×9 SS400

普通コンクリート，粗骨材最大寸法 20mm，グラウト材　高強度無収縮グラウト 50N/mm^2 以上

σ_B：コンクリート圧縮強度，鉄筋欄の(　)内は降伏応力度　N/mm^2

素を用い，圧縮領域には Drucker -Prager 破壊基準を採用し，応力度－歪度関係はコンクリート標準示方書 [5]の式による。ヤング係数は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 [6]の式による。引張領域の軟化特性には篠原らのバイリニアモデル [7]を使用し，ひび割れによるせん断剛性の低下については，ひび割れ発生後 0.2 に低下すると仮定した。主筋，横補強筋，および壁筋は埋め込み鉄筋要素とし，軸方向の圧縮，引張力のみを考慮した。鉄筋のヤング率は 210kN/mm^2 とし，ひずみ硬化は考慮しない。破壊基準は Von Mises 型モデルを用いてバイリニアとしている。鉄筋とコンクリート間の付着は完全付着とした。

グラウト部には 4 節点 4 辺形アイソパラメトリック平面応力要素を用い，軸方向力とせん断（摩擦）力を考慮する。文献 [8]に基づき，せん断（摩擦）力方向の変位はコンクリート面と鉄骨面の相対変位をモデル化するものとし，滑りを生じる面の水平変位とグラウトの水平変

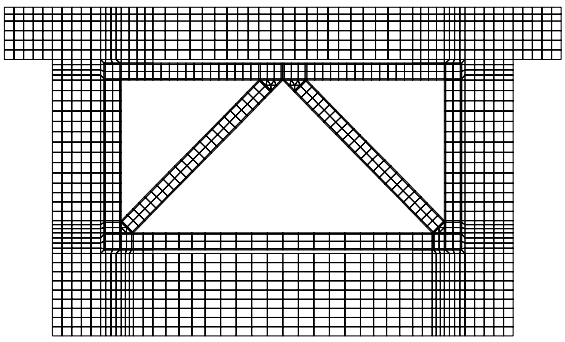


図-2 要素分割図

形の和とした。

3. 実験および解析結果の考察

3.1 層せん断力－層間変位関係

図-3 に層せん断力－層間変位関係を示す。実験において正側および負側加力による損傷の偏りはほとんど見

られず，ほぼ対称な層せん断力―層間変位関係を示したため，本論では正側加力のみを示した。

ブレース降伏を想定した試験体 S41 の実験では，ブレースの降伏域において断面を低減したためブレースが降伏し，その後，パンチングシア破壊を生じて最大耐力に至った。さらに，フレームのひび割れが増加および伸展しながら最終変位に達した。最大耐力は 982kN であった。

不釣合いエネルギーが 0.1N・mm を越えた前ステップで解析を終了させた。試験体 S41 では前述の通り，圧縮域を仮定した梁端部のみに水平目地のグラウトを充填したので，水平目地の 70%以上に最初から付着力が存在しない。このためグラウトのせん断（摩擦）方向における付着力の影響が目地を全て充填する場合に比して小さいため，前報[3)]の S1 および S3 のように実験と解析の比較における初期剛性の相違は見られない。よって，実験結果と解析結果は初期値から層間変位 12.5mm (1/128rad)まで概ね良好に一致した。

最大耐力は実験値 982kN に対して解析値 924kN であり，実験値に対する解析値は 94%を示した。よって，本論の解析はでは 1/128rad まで塑性化し，実験時最大耐力の 94%まで追随できたため，実験における水平力の伝達を概ね評価できるものとする。実験における最大耐力時および解析最終ステップ時を終局時とし，以下の詳細な検討を行う。

3.2 破壊状況

図-4 に最終破壊状況を示す。前述のように正負交番繰返し載荷を行ったため，柱および梁には無数の曲げせん断ひび割れが生じた。柱頭に太線で示したひび割れは，ブレースが降伏した後にパンチングシア破壊を生じたときに伸展したひび割れである。

図-5 に解析における最終ステップのひび割れひずみベクトルを示す。本論の解析では分散ひび割れモデルを用いているために，ひび割れ間隔は実験における観察結果と一致しないが，ひび割れが発生する領域は概ね推定できると考えられる。

3.3 鉄骨ブレースの引張および圧縮応力度

図-6 および **7** に解析の最終ステップにおける鉄骨ブレースの引張および圧縮応力度を示す。応力度はそれぞれ主応力度(σ_1, σ_2)である。**図-1** におけるアンボンド部である 700mm において圧縮および引張応力度共に降伏応力度に達し，実験における歪ゲージによる最大耐力時測定結果と同様の傾向を示した。実験および解析結果ともに，ブレース周囲の枠は要素の一部で降伏応力度に達したが，**図-1** のようにプレートで補強したため，全断面の降伏には至らなかった。

ブレースには十分に層せん断力が伝達され，試験体は計画通りにアンボンド部で降伏したことが実験および解析において確認できた。

3.4 梁下グラウト部の圧縮力とせん断（摩擦）力

図-8 にフレームのせん断伝達機構を示す。図中のせん断（摩擦）力を把握するために**図-9** に梁下グラウト部のせん断（摩擦）力と圧縮力（解析最終ステップ時）の分布を示した。

圧縮力およびせん断（摩擦）力ともに，左側のグラウト部において大きい値を示した。

右側のグラウト部は鉄骨ブレースと既存 RC フレームの間隔が広がる挙動を示し，圧縮力およびせん断（摩擦）力ともに 0 となった。同様の挙動は実験中においても観

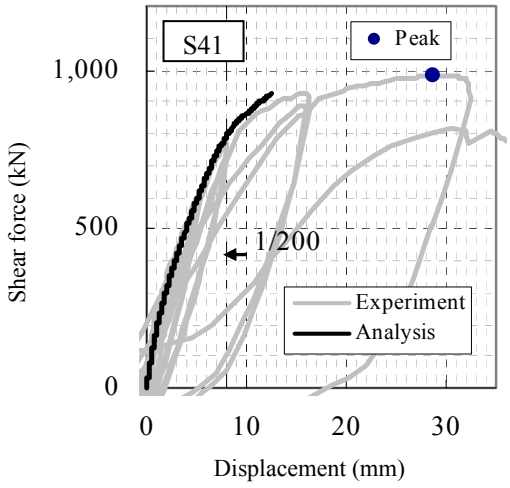


図-3 層せん断力－層間変位関係

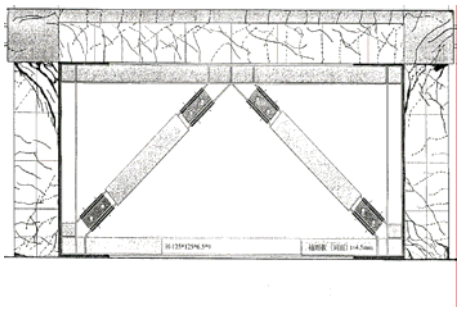


図-4 最終破壊状況

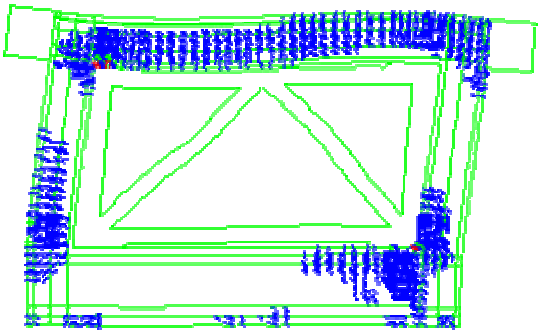


図-5 ひび割れひずみベクトル

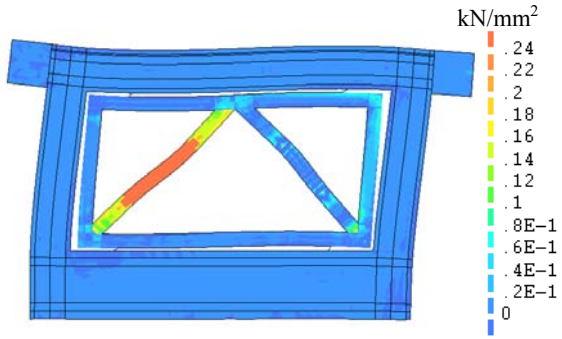


図-6 試験体 S41 の引張応力度（σ_1）分布

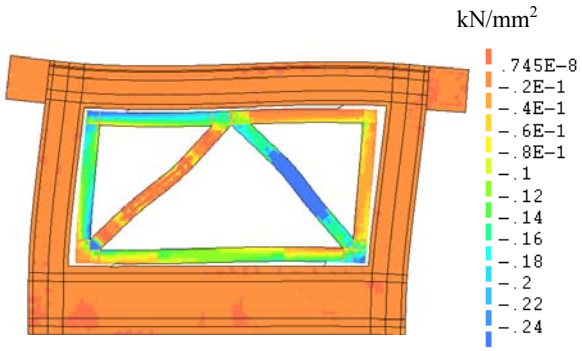


図-7 試験体 S41 の圧縮応力度（σ_2）分布

察された。

既存 RC 梁下においては，主に左端が鉄骨ブレースに接触して層せん断力を伝達することがわかる。

3.5 柱グラウト部の圧縮力

図-8 に示した圧縮力を把握するために**図-10** に左柱グラウト部の圧縮力（解析最終ステップ時）の分布を示した。RC 造柱 柱頭付近（柱内法高さ 1,250mm 以上の位置）におけるグラウト部に大きな圧縮力が生じた。柱内法高さ 1,250mm 以下のグラウト部は鉄骨ブレースと既存 RC フレームの間隔が広がる挙動を示し，圧縮力は 0 となった。

既存 RC 柱においては，主に柱頭が鉄骨ブレースに接触して層せん断力を伝達することがわかる。

3.6 左端梁下グラウト部の圧縮力とせん断（摩擦）力

図-11 に**図-9** における梁下グラウト部の負担力のうち梁内法スパン 0 から 500mm を取り出して拡大したものを示す。図中の 1～4 の数字は**図-12** における梁下グラウトの要素番号を示す。

要素 4 はすでに圧縮力が 0 になっており，せん断（摩擦）力により水平力を鉄骨ブレースに伝達していない。すなわち，グラウトはフランジから離隔した状態にある。

要素 2～3 は圧縮力に比例して せん断（摩擦）力が増加し，水平力を鉄骨ブレースに伝達している。要素 2～3 における せん断（摩擦）力は圧縮力の 0.84 および 0.56 倍となっているが，要素 1 においては 0.30 倍となっており，要素 1 には大きな圧縮力が存在しているが，要素 2～3 に比べて せん断（摩擦）力が小さいことがわかる。

3.7 左端梁下グラウト部の圧縮力に対するせん断(摩擦)力の比と水平変位関係

図-13 に解析における圧縮力に対するせん断(摩擦)力の比（以下，μ）と水平変位の関係を示す。**図-1** に示すように梁下においてグラウトを圧入した部分の鉄骨フランジにはシアキーとして D10 を溶接してあるので，

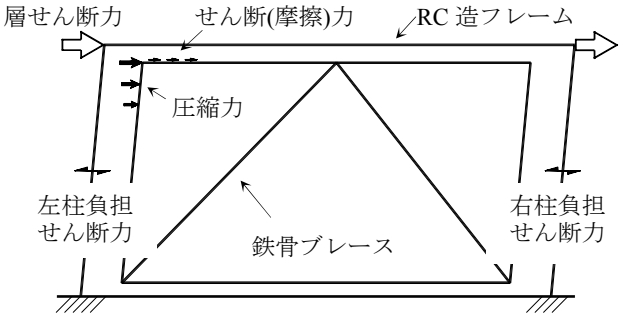
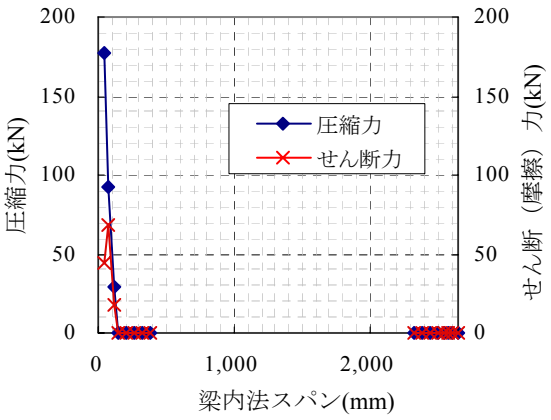


図-8 フレームのせん断伝達機構



図－9 梁下グラウト部の負担力

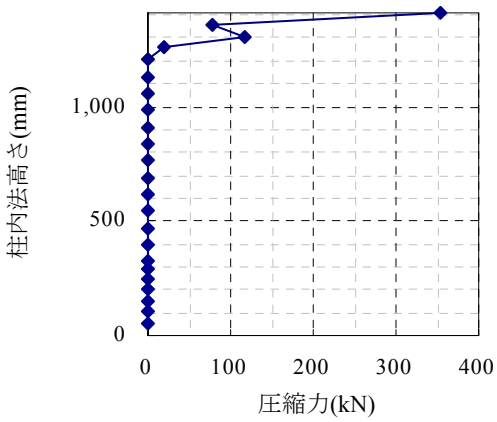


図-10 左柱グラウト部の負担力

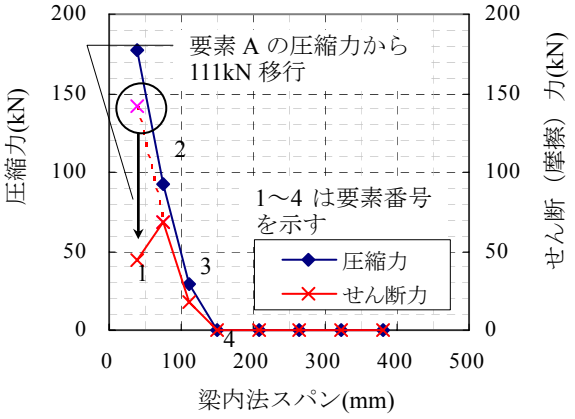


図-11 梁下グラウト部の負担力

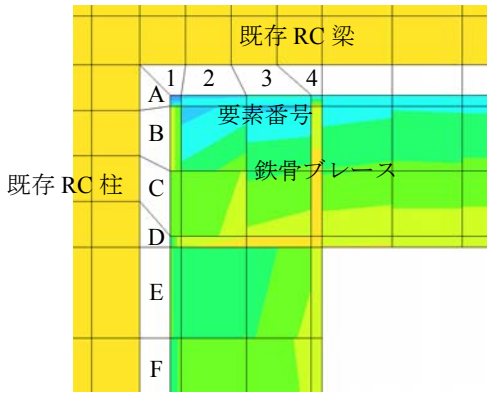


図-12 梁下グラウト部の要素番号

グラウト部のモデルはμの最大値を 1.0[9]とし，1.0 に達したのちは そのせん断（摩擦）力を維持しながら水平変位が増加する[3] と仮定した。すなわち，μ=1.0 は解析上の摩擦係数を意味する。

要素 4 では水平変位が約 0.04mm からμが 1.0 に達して滑りが生じ，水平変位が約 1.26mm までμは概ね 1.0 を示し，1.26mm 以降は要素がフランジから離隔したため，μは 0 となった。

要素 3 では水平変位が約 0.06mm からμが 1.0 に達し，滑りが生じ，水平変位が約 0.53mm までμは 0.7～1.0 の間で変化し，0.53mm 以降のμは 0.56 まで低下した。

要素 2 ではμが増減しながら最大 0.9 まで達し，そのちに最大水平変位が 0.48mm となった。

要素 1 ではμの最大が 0.31 で最大水平変位は 0.23mm であり，入隅に位置して要素 A に拘束されるため，滑りもせん断変形も小さくなったと推察される。

このように，要素 1 は要素 2～4 に比べてμと最大水平変位が最も小さく，更に鉛直枠のフランジから作用する鉛直力を受けて圧縮が大きくなるため，梁下グラウト部全体のせん断（摩擦）力への寄与が，見かけ上小さい結果になった。

3.8 左柱グラウト部圧縮力の左端梁下グラウト部せん断（摩擦）力への移行

左柱と鉄骨枠の目地間隔は 25mm に設定したが，実験時の変化を観察するために相対的な水平変位を鉄骨枠材の芯位置で測定した。この相対変位は梁下グラウト部の要素 1 の水平変位と柱頭部の損傷に伴う変位の累加を鉄骨枠材の芯で計測したものと位置づけられる。

試験体は左右対称であるため，実験時の計測は**図-12** を左右逆にした位置である右側入り隅部を計測した。

図-14 に実験時に測定した右柱 柱頭の左側面と鉄骨枠の左右側面の相対変位の実験結果を示す。計測は左右逆の位置であるが，同等の相対変位を示すと仮定する。層せん断力は負側載荷の値となるので，**図-3** の層せん断力と完全には一致しない。

上述のように，解析における要素 1 は 0.23mm しか水平変位が生じず，梁下グラウト部全体のせん断（摩擦）力への寄与が見かけ上小さくなることを述べた。しかし，実験時の測定結果では，相対変位はピーク時に 0.86mm の水平変位を生じていることがわかる。

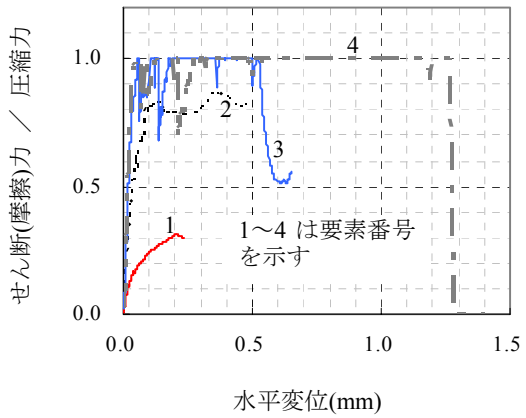


図-13 せん断(摩擦)力 ／ 圧縮力—水平変位関係

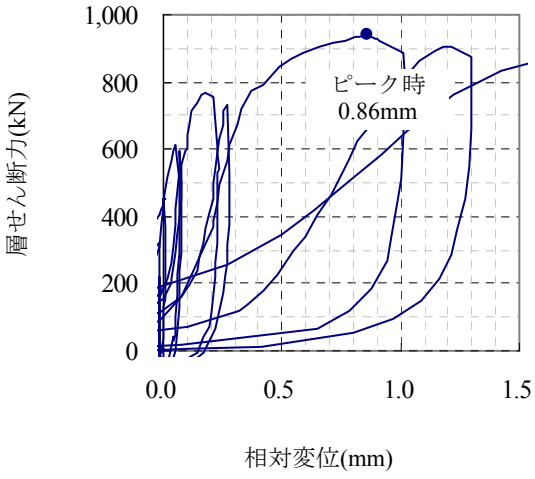


図-14 右柱 柱頭の左側面と鉄骨枠の右側面の相対変位（実験結果）

この差異は，解析は 1 方向単調載荷で行っているが，実験は正負交番繰返し載荷であることや，ひび割れ発生に伴う梁の軸方向変位や，柱頭部の損傷による変位が解析値に含まれていないことに起因する。

また，柱グラウト部と梁下グラウト部の境界は**図-12** のような要素分割としており，解析において要素 A の圧縮力と要素 1 のせん断（摩擦）力を分離して実現象に合わせて評価することが困難である。

そこで，実験における実際の現象を鑑みて，解析における梁下グラウト部のせん断（摩擦）力を適切に評価するために以下のような仮定を設ける。

簡略的に要素 1 の μ は 1.0 に達しているものとし，せん断（摩擦）力の不足分を要素 A の圧縮力から移行させる。本論の解析では，**図-15** に示すに要素 A の圧縮力 111kN が**図-11** に示す要素 1 のせん断（摩擦）力へ移行することになる。

この力の移行により，梁下グラウト部のせん断（摩擦）力の合計は 167kN から 278kN と増加し，ピーク時においては，鉄骨フレームが負担する水平力（すなわち，梁下全グラウト部のせん断（摩擦）力と左柱全グラウト部の圧縮力の和）703kN のうち，梁下グラウト部のせん断（摩擦）力が層せん断力の伝達に寄与する割合は約 40%と評価できる。

4. まとめ

1981 年以前に建設され，水平耐力が不足している建物を対象にアンカーを用いずに耐震補強をしたフレームの水平載荷実験および 2 次元静的弾塑性有限要素法解析を行った。諸検討を行い，得られた知見を以下に示す。

(1) 梁下およびスタブ上の水平目地において，両端の梁せい領域（380mm）のみグラウトを充填し，摩擦力に寄与しないと思われる部分を空洞にした試験体の層せん断力－層間変位関係は層間変位 12.5mm (1/128rad)まで概ね良好に解析結果と一致した。

(2) ひび割れが発生する領域は解析によって概ね推定できると考えられる。

(3) アンボンド部である 700mm において圧縮および引張応力共に降伏応力度に達し，実験における歪ゲージによる測定結果と解析結果は同様の傾向を示した。

(4) 解析において，要素 1 では最大水平変位は 0.23mm であり，入隅に位置していることで周囲に拘束されて水平変位は小さいが，実験結果の左柱 柱頭の右側面と鉄骨枠の左側面の相対変位は 0.86mm を示した。解析では，入り隅に位置した要素 1 の水平変位を過小評価する。

(5) 入り隅に位置する要素 1 の μ は 1 に達しているものとし，せん断（摩擦）力の不足分を要素 A の圧縮力から移行させるという簡略的な移行方法を示し，梁下グラウト部のせん断（摩擦）力が層せん断力の伝達に寄与する割合は約 40%であると評価した。

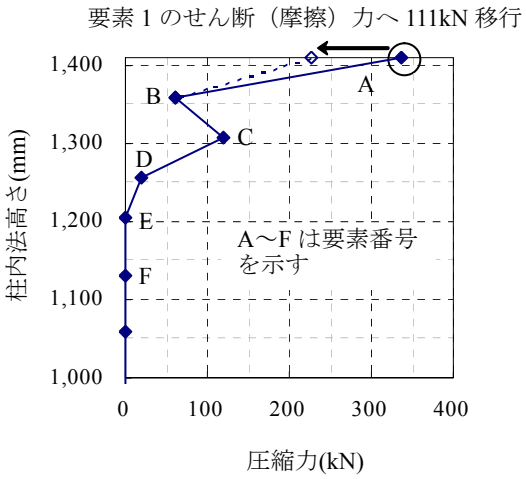


図-15 左柱グラウト部の負担力

参考文献

1) 丸田誠，閑田徹志，久保田淳，二村有則：粗骨材コッターと膨張コンクリートを用いた無アンカー耐震補強壁，コンクリート工学，Vol.44，No.10，pp.17～26，2006.10

2) 毛井 崇博，宮内 靖昌：接着接合された鉄骨ブレース補強骨組の力学特性，日本建築学会構造系論文集，No.539，pp.103～109，2001.1

3) 大村哲矢，林静雄，金田和浩，藤村太史郎：あと施工アンカーを用いずに耐震補強したフレームの補強効果，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp1159～1164，2007.6

4) 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改修設計指針・同解説 2001.10

5) 土木学会：コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]，2002

6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準･同解説，1999

7) 篠原保二，安部武雄，古村福次郎：ノッチ深さ，載荷速度，骨材寸法，水セメント比，載荷法，養生および材令がコンクリートの曲げ試験体の引張軟化特性に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，No.442，pp.13～22，1992.12

8) 日本コンクリート工学協会：耐震補強の評価に関する研究委員会報告書・論文集，pp553～560，2000.6

9) ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-89) and Commentary, American Concrete Institute, Detroit, 1989, p160.