

外付け鉄骨によるせん断破壊型 RC 柱の耐震補強工法に関する実験的研究

植木 理枝子* 都祭 弘幸*

要 旨

本研究は、RC 造建築物の耐震補強工法として、意匠的に優れかつ施工が簡易な外付け門形鉄骨補強工法の開発を目的とする。本工法の特長は、①H 形鋼から構成されるブレース材を使用しない鉄骨フレームによって耐震補強を行う、②ブレース材が不要であるため建築物の外観に大きな影響を与えることなく耐震補強が実現できる、③補強部材が少ないため施工が容易である、④建築物の外側全体に分散して補強するため基礎への負担が軽減される、である。既存 RC 躯体への取り付けはあと施工アンカー、頭つきスタッド及び無収縮モルタルによって行う。

本報は、2002 年度に実施した曲げ降伏型柱の実験に引き続き、2003 年度に行ったせん断破壊型柱の実験結果を報告するとともに、既存 RC 柱と H 形鋼からなる補強後の柱の力学的特性を解析的に検討した結果を報告する。

1. はじめに

外付け鉄骨ブレース工法は、一般的な RC 造建築物の耐震補強工法として、これまでに多種多様なものが開発され、実用化されている。しかし、その多くは構造耐力上の改善に主眼を置いているため、ブレースの設置による視覚的問題の発生、建築物の機能性や快適性の減損といった問題が生じていた。本研究は、これら問題点を解消または軽減することのできる耐震補強工法として、ブレース不要の外付け門形鉄骨補強工法(ポータル・グリッド工法—PG 工法)の開発を目的としている。

筆者らはこれまでに、曲げ降伏型柱を想定した試験体の載荷実験より、PG 工法による強度補強効果を確認している¹⁾。しかし、曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じる柱は、粘りがなく靱性が劣るため、耐震性能を向上させるためには、靱性能を改善する必要がある。そこで、実大 1/2 スケールのせん断破壊型単独柱試験体を用いて繰り返し載荷実験を行い、PG 工法適用による靱性改善効果の検証を行った。本報では、その実験概要と補強効果の検証結果及び RC から鉄骨への応力伝達機構を把握するために行った三次元非線形有限要素解析の結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、階高 3m、スパン 5~6m 程度、5~6 階建て RC 造建物の 1 階せん断破壊型柱を想定した 1/2 スケールの単独柱である。試験体は、 h_o/D (柱内法距離/柱せい)=4.5 のせん断柱(試験体 No.1,2,5)と $h_o/D=2.0$ (試験体 No.3,4,6)の極脆性柱の 2 種類で、それぞれ無補強 RC 試験体 1 体と PG 工法による補強試験体 2 体ずつ、合計 6 体を作

成した。試験体一覧を表-1 に、使用した材料の機械的性質を表-2 に示す。

表-1 試験体一覧

試験体 No.		鉄骨柱断面	Es・Is/0.7Ec・Ic*
ho/D=4.5	ho/D=2.0		
1	3	無補強	—
2	4	250×150×9×12	1.25
5	6	250×150×9×9	1.0

*1 RC 柱断面のひび割れ後曲げ剛性(初期剛性の 70%と仮定) $0.7E_c \cdot I_c = 9.93 \times 10^9$ (kN・mm²)

表-2 材料の機械的性質

材料	圧縮強度(N/mm ²)		ヤング係数(kN/mm ²)	
試験体 No.	1,3,4	2,5,6	1,3,4	2,5,6
コンクリート	25.7	30.4	24.3	23.0
PG モルタル	44.3	45.0	19.4	

部位	降伏強度 σ_y (N/mm ²)		引張強度 σ_t (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
	1,3,4	2,5,6	1,3,4	2,5,6	1,3,4	2,5,6
試験体 No.	1,3,4	2,5,6	1,3,4	2,5,6	1,3,4	2,5,6
鉄骨(t=22)	272	246	413	415	210	210
鉄骨(t=16)	—	254	—	424	—	201
鉄骨(t=12)	264	262	435	431	201	205
鉄骨(t=9)	295	281	434	440	204	221
鉄骨(t=6)	314	341	396	404	207	223
主筋(D13)	344		481		182	
帯筋(ϕ 4.5)	256		373		217	

*本社 建築エンジニアリング部

実験因子は、補強試験体に取り付けた鉄骨部材の曲げ剛性とし、無補強RC柱のひび割れ後曲げ剛性(0.7Ec・Ic)に対して1.25倍(No.2,4)、1.0倍(No.5,6)の曲げ剛性を持つようにH形鋼の板厚を調整した。RC柱の配筋は、せん断破壊先行となるように、主筋及び帯筋を決定した。せん断余裕度(せん断終局強度/曲げ終局強度)は、せん断柱(No.1,2,5)では0.97、極脆性柱(No.3,4,6)では約0.65とした。間接接合部のあと施工アンカー及び頭つきスタッドの配置は、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²⁾に基づいて、上梁にはRC柱のせん断破壊後、鉄骨柱の終局層せん断力と軸力が伝達できる本数を配置し、柱には階高:ス

ン=1:1.2と仮定し、鉄骨柱の終局層せん断力時の梁に作用するせん断力(柱に作用するせん断力の1/1.2倍)を伝達できる本数を配置した。補強試験体の概要を図-1に示す。

2.2 荷重方法

荷重装置を図-2に示す。加力方法は、一定軸圧縮力下の正負繰り返し水平力荷重とした。軸力は、2000kN油圧ジャッキによって導入し、加力梁を介してRC柱に作用させた。導入軸力は、1階柱の軸力を想定して、柱一本当たりコンクリートの目標圧縮強度21N/mm²の20%にあたる378kNとした。水平力は、軸力を一定に維持しながら、1000kN油圧ジャッキによって、図-3に示す荷重履歴に従って荷重した。尚、部材角の制御高さはせん断柱、極脆性柱ともに、RC柱の内法高さ1350mmである。加力方向は、西から東を正加力とする。主な計測項目は、水平変位及び鉛直変位とRC柱、鉄骨柱の軸方向歪である。

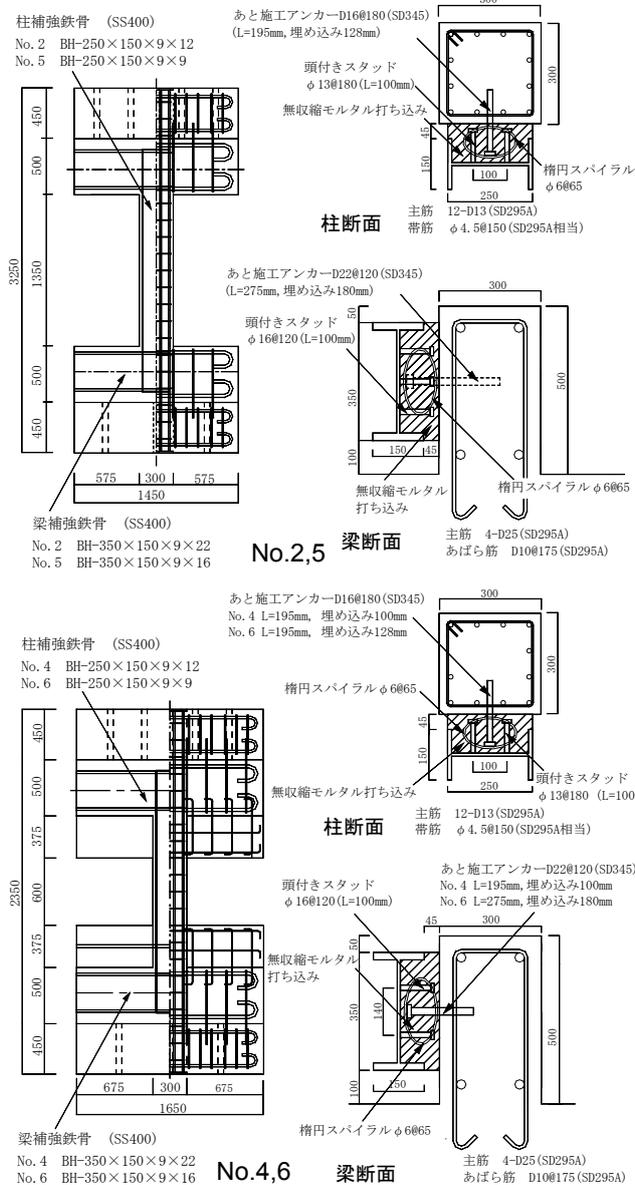


図-1 試験体概要

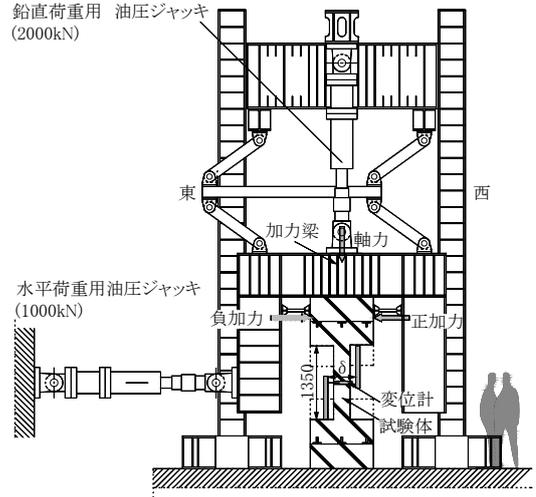


図-2 荷重装置

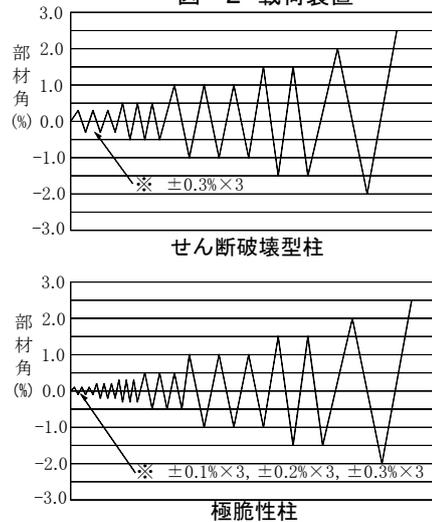


図-3 荷重履歴

3. 実験結果

目視により初曲げひび割れが確認できた時点、歪ゲージの値から判定した主筋と鉄骨柱の降伏開始時点及び最大水平荷重に達した時点における水平荷重と部材角を表-3に示す。

表-3 変形経過一覧

①せん断柱試験体 (No.1,2,5)

試験体 No.	RC 初曲げひび割れ	RC 主筋降伏	鉄骨柱降伏	最大水平荷重
1	60(0.12)	131(0.63)	—	144(0.93)
2	107(0.14)	302(0.63)	368(0.93)	435(1.86)
5	89(0.09)	286(0.60)	286(0.97)	402(2.01)

②極脆性柱試験体 (No.3,4,6)

試験体 No.	RC 初曲げひび割れ	RC 主筋降伏	鉄骨柱降伏	最大水平荷重
3	80(0.05)	188(0.23)	—	234(0.36)
4	119(0.06)	324(0.29)	377(1.32)	395(2.30)
6	154(0.08)	322(0.51)	281(0.73)	350(0.34)

※ 単位: 水平荷重 [kN] (部材角 [%])

3.1 せん断柱 (No. 1, 2, 5) の破壊性状

図-4 に補強試験体 No.2,5 の荷重変形関係と無補強試験体 No.1 の包絡線との比較を、図-5 に終局時における各試験体のひび割れ状況を示す。

変形経過は全試験体に共通して、RC 柱の初曲げひび割れ、主筋の降伏、鉄骨の降伏 (No.2,5)、RC 柱のせん断ひび割れの順に生じた後、最大耐力に達した。最大耐力については、補強を行った試験体 No.2,5 は、無補強試験体 No.1 に比較して、それぞれ 3 倍、2.8 倍まで大幅に上昇した。また、補強試験体はせん断ひび割れが生じた後も、軸力を保持し、水平荷重が増加していた。これらより、補強を行うことによって、せん断破壊型柱の靱性能が改善され、曲げ降伏型柱へと破壊モードが変化していると考えられる。

ひび割れ状況については、部材角 $R=1.0\%$ で無補強試験体 No.1 は多数のひび割れが生じ、破壊に至るのに対して、補強を行った試験体 No.2,5 では、 $R=1.0\%$ でのひび割れの範囲もひび割れ幅も小さい。No.2,5 は、変形が進むにつれて、鉄骨とモルタルの境界部分に沿ってひび割れが発生し、両試験体とも部材角 1.0% でせん断ひび割れが生じた。終局時 ($R=2.0\%$) では、柱頭部のせん断ひび割れが顕著になり、コンクリートの圧壊、及び、繰り返し载荷によるX型のひび割れが観察できた。

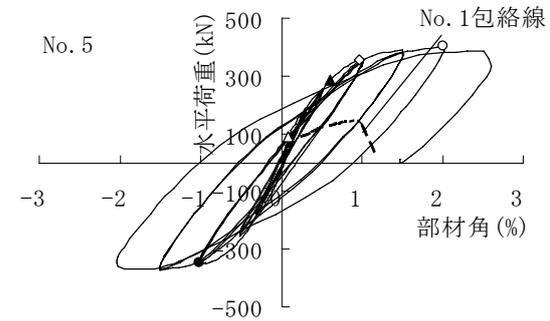
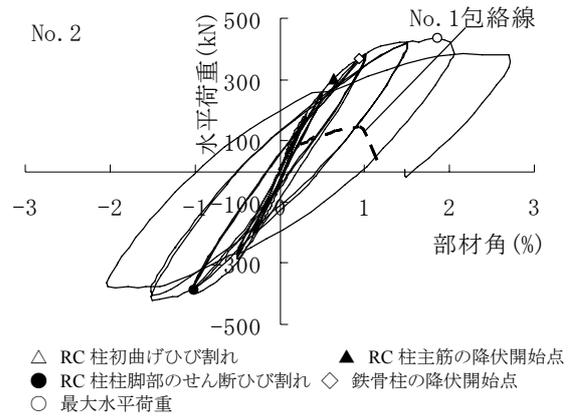


図-4 せん断柱の荷重変形関係

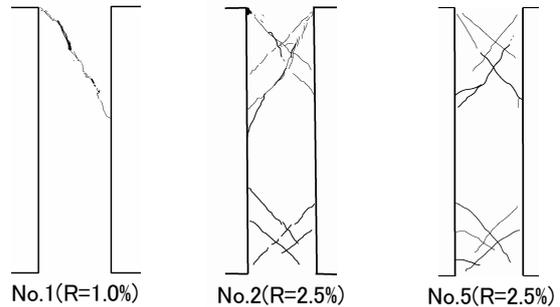


図-5 せん断破壊型柱終局時ひび割れ状況

3.2 極脆性柱 (No. 3, 4, 6) の破壊性状

図-6 に補強試験体 No.4,6 の荷重変形関係と無補強試験体 No.3 の包絡線との比較を、図-7に終局時における各試験体のひび割れ状況を示す。

全試験体を通じて、RC 柱の初曲げひび割れ及びせん断ひび割れは同程度の部材角で発生したが、主筋が降伏し始める部材角は No.6 が No.3,4 に比べてやや大きかった。最大耐力については、補強を行った No.4,6 は、無補強試験体 No.3 に比較して、それぞれ 1.5 倍、1.7 倍まで上昇した。また、補強試験体ではせん断ひび割れが生じた後に、層としての剛性が低下していること及び軸力・水平荷重ともに維持しながら変形が進んでいることから、全体として鉄骨架構に近い挙動を示していると推測される。PG 工法の適用によって、RC 極短柱の脆性的破壊を緩和し、鉄骨架構のような靱性に富

む破壊モードへと変化させることが可能であると考えられる。

ひび割れ状況については、せん断柱の場合とほぼ同様であった。同じ変形角で比較すると、補強試験体は無補強試験体よりもひび割れの範囲も幅も小さく、終局時には X 型のせん断ひび割れが観測できた。

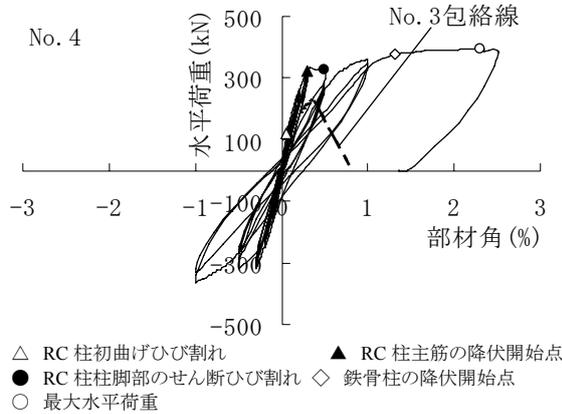


図-6 極脆性柱荷重変形関係

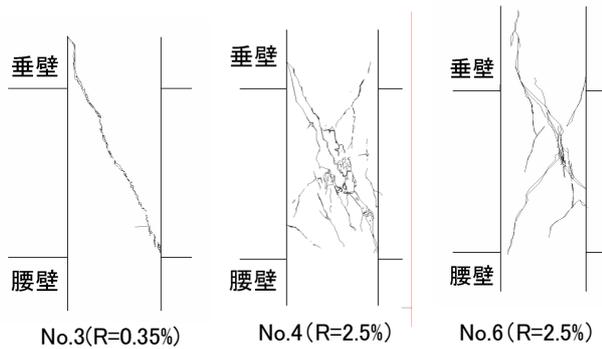


図-7 極脆性柱終局時せん断ひび割れ

3.3 接合部の破壊状況

実験終了後、試験体 No.2 と No.4 を切断し、柱断面の観察を行った。断面の破壊状況を写真-1 に、切断位置及びクラック発生位置を各写真の右に示す。両試験体において、クラックは柱全断面に及び、接合部モルタルへ進展しているが、割裂防止筋(スパイラル筋)に沿って迂回しており、割裂防止筋内は健全な状態を維持していた。

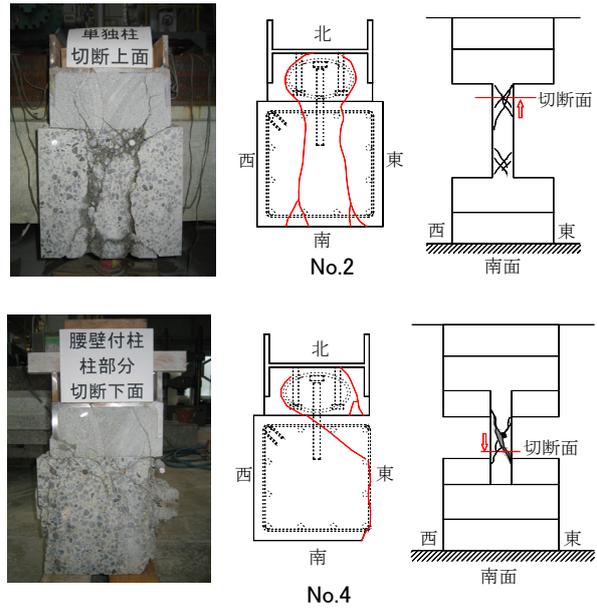


写真-1 柱断面破壊状況

4. 実験結果と計算値の比較

補強後試験体の荷重変形関係を RC 柱と鉄骨柱の計算値を単純に加算することによって推定し、実験結果との比較を行った。尚、材料の機械的性質は、表-2 による。

RC 柱の荷重変形関係については、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説³⁾より曲げひび割れ荷重 Q_{mc} 及び剛性低下率 α_y 、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説⁴⁾よりせん断終局強度 Q_{su} を算出し、せん断終局強度に達した後は耐力を消失すると仮定した。また、終局時の層間変形角は、文献 4) に示される一般的なせん断破壊型 RC 柱を想定して、せん断柱では 1/250、極脆性柱では 1/500 とした。

鉄骨柱については、柱断面が全塑性モーメントに達する時点の層せん断力を最大耐力とし、バイリニアで近似した。終局時の層間変形角は 1/100 と仮定した。

RC 柱及び鉄骨柱の内法高さはそれぞれの上下梁間距離 (RC 柱: 1350mm (せん断柱) 及び 600mm (壁付き極脆性柱)、鉄骨柱: 1450mm) として計算を行った。

従って、補強試験体の荷重変形関係は以下のように推定する。

1) RC 柱のせん断終局まで

補強試験体の荷重変形関係は RC 柱と鉄骨柱の計算値を単純に加算したものとする。

2) RC 柱のせん断終局以降

補強試験体の荷重変形関係は鉄骨柱の計算値とする。

RC 柱と鉄骨柱の計算値を表-4 に、せん断柱及び極脆性

柱の実験値と計算結果との比較をそれぞれ図-8及び図-9に示す。

表-4 計算値一覧

計算項目	試験体 No.	荷重 (kN)	部材角 (%)
RC 柱 曲げひび割れ	1,2,5	49	0.05
	3,4	107	
	6	110	
RC 柱 せん断終局	1,2,5	130	0.20
	3,4	192	
	6	206	
鉄骨柱降伏	2	199	1.00
	5	166	
	6	169	

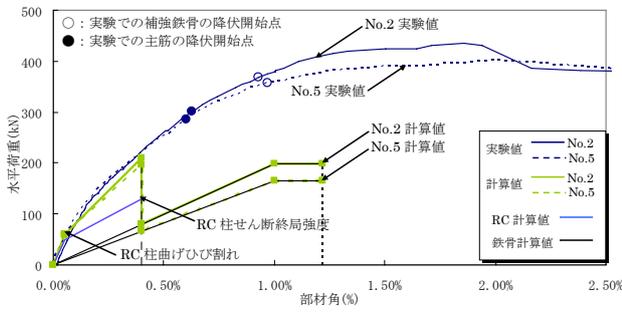


図-8 せん断柱 実験値と計算値の比較

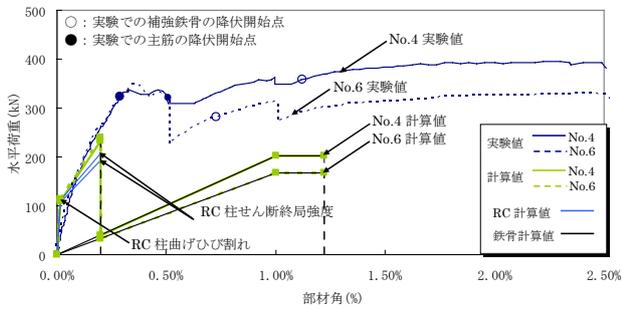


図-9 脆性柱 実験値と計算値の比較

本実験では、RC 柱にせん断ひび割れが生じた後も耐力は上昇し続けたために、変形が進むにつれて計算値との差が大きくなっている。しかし、現状では、せん断破壊型 RC 柱の耐力保持の機構について定量的な分析ができていないため、安全側の評価として終局耐力は鉄骨柱の終局耐力のみを考慮するのが妥当であると判断した。

5. 有限要素解析

RC から鉄骨への応力伝達機構を把握するために、せん断柱について、軸力の有無及び柱充填モルタルの有無をパラメータとして、三次元非線形有限要素解析ソフト Nike3D を使用した有限要素解析を行った。

5.1 解析モデル

解析モデルを図-10に示す。解析対象は、せん断柱の無補強 RC 試験体 No.1 及び補強試験体 No.2 とする。モデルはスタブ部分を省略した実大モデルとし、六面体ソリッド要素に分割した試験体部分と試験体の回転を拘束するために設けたブロック部分、荷重を検出するためのロードセルから構成される。

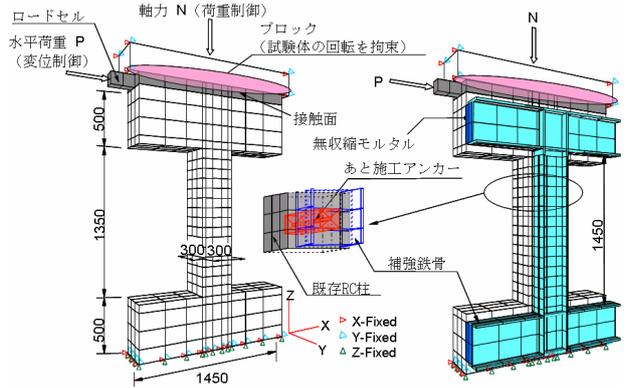


図-10 解析モデル

RC から鉄骨への軸力の推移を追跡するため、無補強試験体 No.1 については、実験同様軸力を導入したモデル (No.1A-V) と仮に軸力を導入していないモデル (No.1A-V.less) の二種類の解析モデルを作成した。補強試験体 No.2 については、RC 部分と鉄骨部分の接合をモルタル要素及びアンカー要素を用いて行い、解析には、モルタルのヤング係数及び圧縮強度として素材試験による値を採用したモデル (No.2A-M) と、仮にその 1/100 の値を採用することによるモルタルを無視したモデル (No.2A-M.less) について解析を行った。以上、4 通りの解析モデル一覧を表-5 に示す。

表-5 解析モデル一覧

解析モデル名	解析モデル
No.1A-V	試験体 No.1(軸力有り)
No.1A-V.less	試験体 No.1(軸力無し)
No.2A-M	試験体 No.2(柱充填モルタル考慮)
No.2A-M.less	試験体 No.2(柱充填モルタル無視)

境界条件及び各部材は、以下のような設定とした。

- ①ブロック部分は面外方向と回転を拘束し、鉛直方向には、平行移動が可能とした。
- ②ロードセルは応力を一様に伝達できるよう、十分に大きな剛性と降伏点を与えた。
- ③RC 試験体の下梁下端は全節点の 3 方向変位を拘束した。

④補強試験体モデルにおいて、無収縮モルタルと RC 柱は梁部分でのみ接触するようにした。柱部分では、モルタルと RC 柱の間に 1mm の隙間を設け、接合はアンカー要素によってのみ行われているとする。

モデルの材料特性は材料試験結果による値を基に、実現象を適切に評価しうるように必要に応じて調整した。水平力の荷重方法は一定軸力下における単調荷重とした。荷重はロードセルを介して入力し、0～10 ステップまでは荷重制御により、ロードセルとブロックの接触面中央に設けた荷重点 8 点に鉛直力を導入した。水平荷重は、ロードセルの端部に設けた荷重点 4 点に 11 ステップから変位制御により導入し、80 ステップで変位が 28mm となるように漸増させた。

5.2 解析結果及び実験結果との比較

解析結果と実験値との比較を図-11 に示す。軸力を導入したモデル No.1A-V の解析結果は、最大耐力に達するまでは、変形・耐力ともに実験結果と良好な対応を示しており、概ね試験体の劣化特性を表現している。

一方、軸力を導入していないモデル No.1A-V.less では、No.1A-V に比較して、最大耐力が大きく、靱性能が大きくなっている。これは、軸力を導入しない RC 柱では、P- δ 効果による付加モーメントがないため、せん断破壊型から曲げ降伏型に近い破壊モードに移行することを示しており、通常のコンクリート部材の挙動とも一致する。

補強試験体 No.2 において、RC 柱のせん断ひび割れが顕著になった後でも急激な耐力の低下が生じない理由の一つとして、H 形鋼へ軸力が移行することにより、No.1A-V.less のように RC 柱の靱性能が大きくなっている可能性が考えられる。

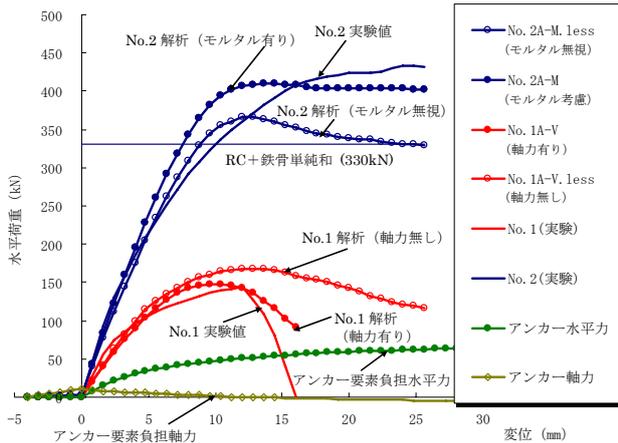


図-11 解析結果と実験値の比較

鉄骨の降伏時点については、実験と解析で良好な対応が見られた。解析結果は、200kN 辺りから実験値と離れる傾向にあるが、これは実験時の繰り返し荷重によるコンクリートの

亀裂発生等による剛性低下によるものと考えられる。

柱部分に充填したモルタルを考慮した場合 (No.2A-M) と無視した場合 (No.2A-M.less) の解析結果を比較すると、No.2A-M.less は、No.2A-M よりも、最大耐力が小さく、また最大耐力以後も耐力が低下している。この差異がモルタルの有無から生じていることから、鉄骨降伏後のモルタルのせん断耐力は、水平荷重の上昇に大きく貢献していると考えられる。

図-11 には、柱部分のアンカー要素が負担する水平力及び軸力の最大値も示した。入力した水平荷重の 15% 程度をアンカーが負担していることから、アンカーが水平方向の変形を拘束し、試験体のせん断破壊を抑制していると考えられる。また、軸力はほとんど負担していないことから、RC で保持できなくなった軸力は、上梁部分で鉄骨柱へ移行していると考えられる。

6. まとめ

本実験及び解析から得られた結論を以下にまとめる。

- ① PG 工法による補強を行った試験体では、せん断柱で約 3 倍、極脆性柱で約 1.5 倍と耐力が上昇していた。
- ② PG 工法による補強を行うことによって、靱性能を改善することが可能であることが確認できた。
- ③ 計算値の終局耐力は、鉄骨の耐力のみを考慮した場合、実験値をかなり安全側に評価することができる。しかし、実験値と計算値の差は大きいので、RC 柱の耐力保持の機構について、今後定量的な分析が必要である。
- ④ 有限要素解析の結果より、軸力が上梁を介して RC から鉄骨へと移行していること、及び、間接接合部のモルタル及びアンカーが水平耐力の維持に寄与していることが推測できる。

【参考文献】

- 1) 今井克彦他: 外付け門形鉄骨による既存 RC 造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集 No.578 2004.4
- 2) (財)日本建築防災協会: 2001 年改定版 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
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1991.4
- 4) (財)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, 2001.10

【謝辞】

本研究は、大阪大学工学研究科今井克彦教授、(株)森林経済工学研究所、高周波熱錬(株)、(株)金山工務店との共同開発によるものです。関係者各位に深く感謝いたします。