

報告 外付け鋼板内蔵型 R/C 部材による既存 R/C 架構の補強に関する実験的研究

伴 幸雄*1・山本 泰稔*2・加藤 三晴*3・上田洋一*4

要旨: 建物室内での作業が不要な耐震補強工法の一つとして、R/C 建造物の外部からのみの施工で補強できる工法を提案する。補強部材は厚み約 20cm のコンクリート断面で断面中央に鋼板を内蔵し、その周囲に割裂防止筋を配筋してある。1/3モデルの2層1スパンフレーム試験体の実験結果から、無補強の試験体に比べ、既存架構の最終破壊モードは変化しないものの、柱補強で靱性能が2倍以上向上し、柱・梁補強で耐力が50%上昇し、さらに柱・梁・ブレース補強で耐力が5倍となることを確認した。また、補強耐力の評価法を提案した。

キーワード: 耐震補強, 外部施工, 居付き, 鋼板, ブレース

1. はじめに

補強概要を図1に示す。建物を片側から補強する工法の耐震補強性能や、フレーム全体としての性状が不明なため、柱のみを補強した場合、柱梁をフレームとして補強した場合、及びブレース補強した場合の性能を把握するための実験を行う。

2. 試験体概要

試験体形状を図2に示す。平成8年に芝浦工業大学の山本研究室により行われた試験体を参考として計画した¹⁾。試験体の形状は、1/3モデル、1構面2層1スパンとした。また参考の試験体に無補強試験体があることを勘案して、今回は無補強試験体を製作せず、柱補強試験体 (TF1)、柱梁補強試験体 (TF2)、柱梁ブレース補強試験体 (TF3) を各1体づつ作製した。

試験体の既存部は無補強試験体と同諸元とした。補強部においては実物件を想定して計画した。また、試験体製作は実物件と同様に、立てた状態でコンクリートを打設し、製作した。

2.1 試験体配筋

試験体既存部の形状は、2層1スパンとし、階高 1220mm、スパン 2000mm、柱断面 200×200mm、梁断面 200×250mm とした。配筋は、柱を主筋 6-D16 (SD345) ($P_g=3.0\%$)、hoop $\phi 4@120$ ($P_w=0.103\%$) とし、2階梁を上端筋・下端筋とも 2-D16 (SD345)、st $\phi 4@120$ ($P_w=0.103\%$) とした。また、最上階の梁は加力

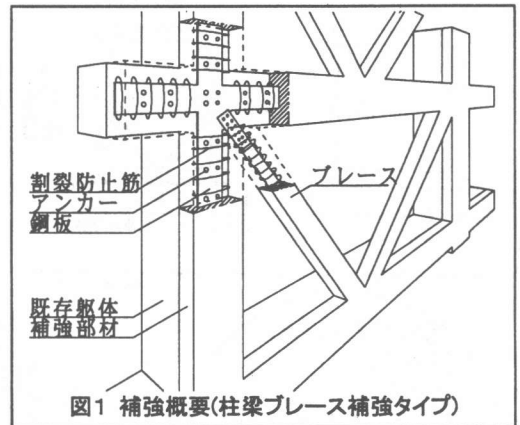


図1 補強概要(柱梁ブレース補強タイプ)

梁として使用するため、主筋を上端筋・下端筋とも 3-D22 (SD345) とした。

柱補強部の断面は、既存部柱幅に合わせて幅 200mm、厚み 80mm とし、鋼板を $t \times w=4.5 \times 140$ とした。鋼板の周囲には、 $\phi 4@50$ で割裂防止筋を配した。また、既存部と補強部を接続するアンカーは D10、打設ピッチ 90mm とした。

梁補強部断面は、既存部梁せいに合わせてせい 200mm、厚み 80mm とし、鋼板厚は柱補強鋼板と同厚とし、幅はかぶり厚が 30mm となるように $t \times w=4.5 \times 190$ mm とした。梁補強部分のアンカーは、柱補強のパターンに準じ、アンカー径 D10、打設ピッチ 90mm とした。ブレース部分の断面設計は、ブレースを付加することにより、耐力が無補強試験体の 3~5 倍となるように断面を設定した。鋼板サイズは $t \times w=9.0 \times 75$ mm とした。

*1 矢作建設工業(株)建築技術部 主任(正会員)

*2 芝浦工業大学教授 工学部建築学科 工博(正会員)

*3 矢作建設工業(株)建築技術部 次長(正会員)

*4 矢作建設工業(株)建築技術部 (正会員)

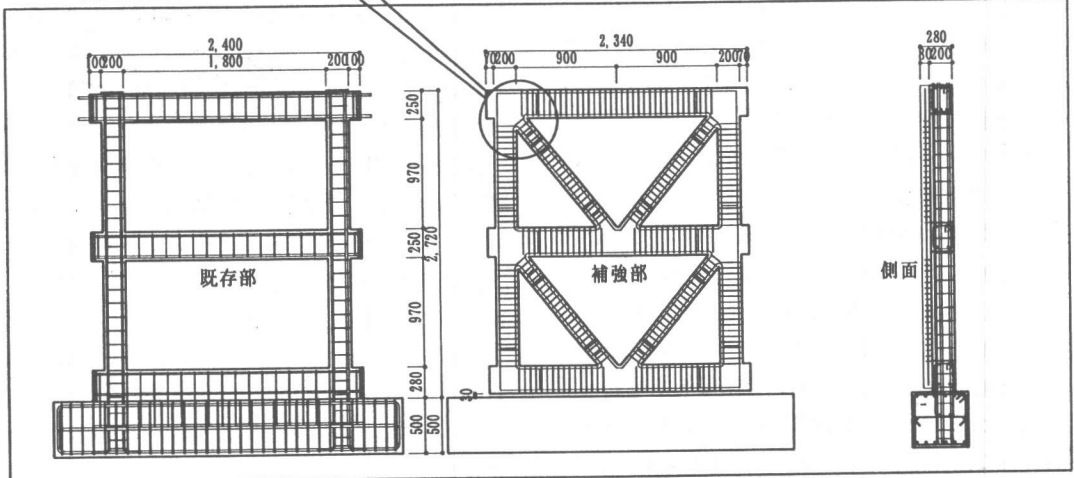
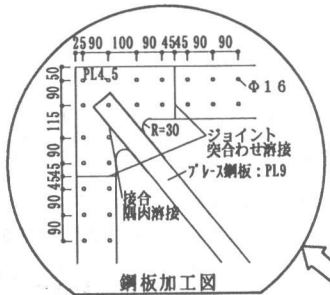
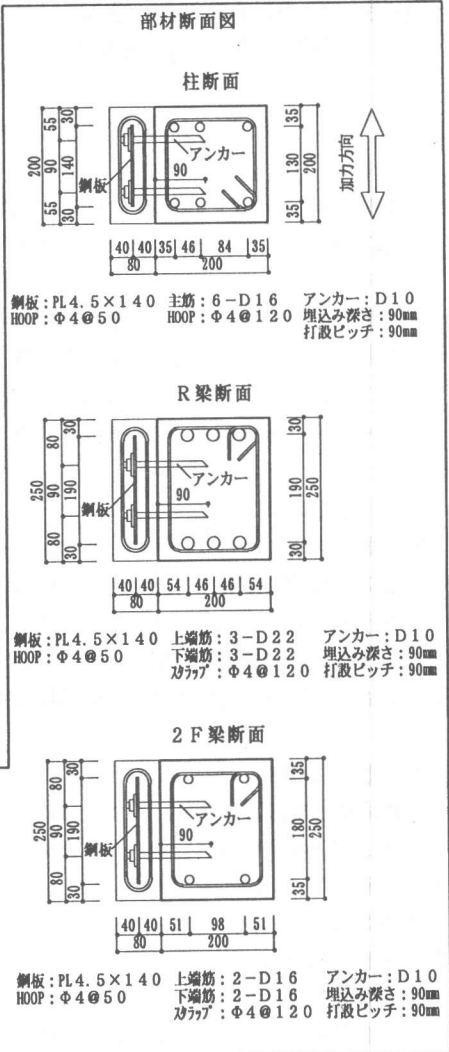
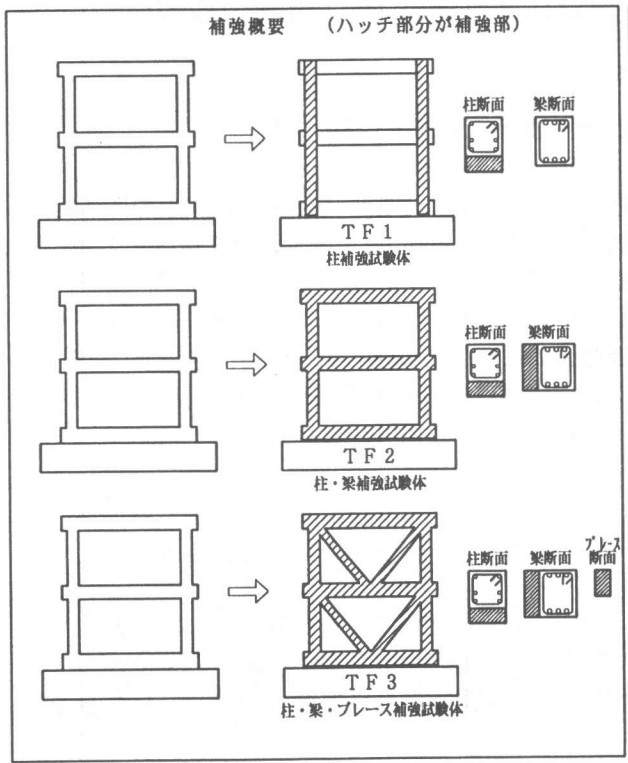


図2 試験体概要

2. 2 あと施工アンカー

あと施工アンカーの打設は、接着に樹脂カプセルアンカーを使用し、埋め込み長さ 8 d (80mm) を確保した。アンカー筋は、鋼板取付けのため突出側端部に M10 のネジ加工を施した。

2. 3 鋼板取付け

鋼板は実施工を想定し、ピースに分割して製作し、仮取付け後、各ピースを溶接接合した。アンカーと鋼板の固定はナット締めにより行った。

2. 4 コンクリート

既存部は $F_c=17.6\text{MPa}$ とし、粗骨材に豆砂利最大寸法 15mm、スランブは 21cm を指定した。補強部はモルタルを使用し $F_c=26.5\text{MPa}$ とした。

2. 5 材料試験の結果

試験体の製作に使用した材料の特性を示す。

表1 鋼材材料試験結果

材種	降伏強度 Mpa	引張強度 Mpa	ヤング係数 $\times 10^6$ Mpa
PL4.5	292	392	0.186
PL9.0	303	392	0.185
D22	409	574	0.176
D16	356	553	0.167
D10	366	499	
$\phi 4$	584	662	0.186

表2 コンクリート材料試験結果

打設部	圧縮強度 MPa	割裂強度 Mpa	ヤング係数 $\times 10^5$ Mpa
既存部	14.2	1.90	
補強部	35.7	3.70	0.203

3. 加力概要および計測概要

3. 1 加力方法

実験の加力概要を図3に示す。左右の柱には各々、軸力 118kN ($\sigma_o=2.7\text{MPa}$) を加え、水平力は、頂部梁に正負交番押し引き同量荷重分担載荷とした。軸力の加力芯は、既存部の図心位置とし、水平力の加力芯は、補強部を含めた柱断面の図心位置とした。なお、補強部に水平力が直接作用しないよう、試験体加工と加力治具を工夫した。

3. 2 加力の制御

加力は、変位制御でおこなった。軸力は、一定軸力を保つよう制御し、水平力はモニターにより監視し、左右の出力が同じになる様に制御した。

3. 3 加力サイクル

加力サイクルについては、1サイクル目は、ひびわれが発生するまで加力し、2,3サイクルを

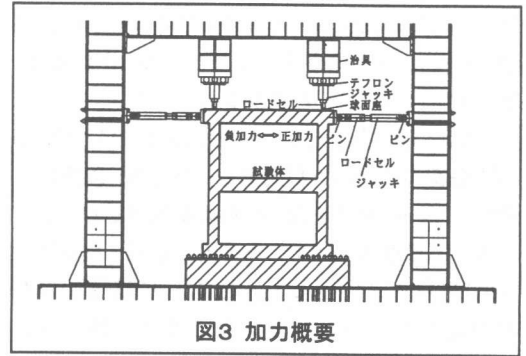


図3 加力概要

層間変形角 $R=1/250$ まで、4,5サイクルを $R=1/125$ まで、6サイクルを $R=1/60$ まで、7サイクルを $R=1/30$ まで行い、最終的に押し切った。(TF2のみ、 $R=1/60$ を2回行った)

3. 4 計測概要

変形量の測定は、高感度変位計を用いて架構の柱梁接点などの水平及び鉛直変位を計測した。歪み量は、試験体既存部の主筋の要所、補強部の鋼板の要所に歪ゲージを貼付して測定した。また、ひびわれの発生状況も目視にて観測した。

4. 実験結果

4. 1 ひびわれ概要

最終ひびわれ状況を図4に示す。既存部のひびわれ状況を見ると、全試験体とも無補強試験体と同様に柱がせん断付着割裂破壊しており、破壊モードに変化がないことが観察された。また、既存部と補強部の境界面にもひびわれが発生した。補強側のひびわれは、どの試験体も曲げひびわれが発生した。また、TF2は柱梁接合部に×字型のせん断ひびわれが発生し、TF3は、ブレース自体と取付き部分の梁に引張りひびわれが見られた。全体的には、柱梁ブレース補強、柱梁補強、柱補強の順に補強部に発生する曲げひびわれが顕著であった。

「TF1 既存部」：柱は1,2階とも $R=1/125$ まで同程度のひびわれが発生し、 $R=1/60$ 以降に1階柱のせん断付着割裂ひびわれが進展した。 $R=1/30$ で2階の柱にもせん断ひびわれ、付着割裂ひびわれが見られた。梁には、 $R=1/125$ で曲げひびわれと曲げせん断ひびわれが発生した。既存部柱側面は曲げひびわれが多く、 $R=1/30$ で縦ひびわれが発生した。

「TF1 補強部」： $R=1/60$ まで1,2階とも曲げ

ひびわれのみ発生し、 $R=1/30$ で斜めひびわれが発生した。1階の方が2階よりひびわれが顕著で、既存部に比べてひびわれが少なかった。

「TF2 既存部」：柱は $R=1/125$ まで1,2階とも同程度のひびわれが発生し、 $R=1/60$ 以降に1階柱のせん断付着割裂ひびわれが進展した。TF1と異なる点は $R=1/30$ でも2階の柱頭・柱脚にせん断ひびわれは発生していたが、付着割裂ひびわれが発生していなかった点である。梁には、 $R=1/125$ で曲げひびわれが $R=1/60$ で曲げせん断

ひびわれが発生した。既存部柱側面は、曲げひびわれが多く、破壊時($R=1/35$)に縦ひびわれが発生し、既存部コンクリートが若干ながら構型にはらみ出すようなひびわれが発生した。

「TF2 補強部」： $R=1/60$ まで1,2階とも柱部材、梁部材には曲げひびわれのみ発生し、1階の方が2階よりひびわれが顕著であった。特徴的なものは、 $R=1/125$ で柱梁接合部に×字型のせん断ひびわれが発生したこと、 $R=1/125$ までは既存部よりひびわれが顕著であったことである。

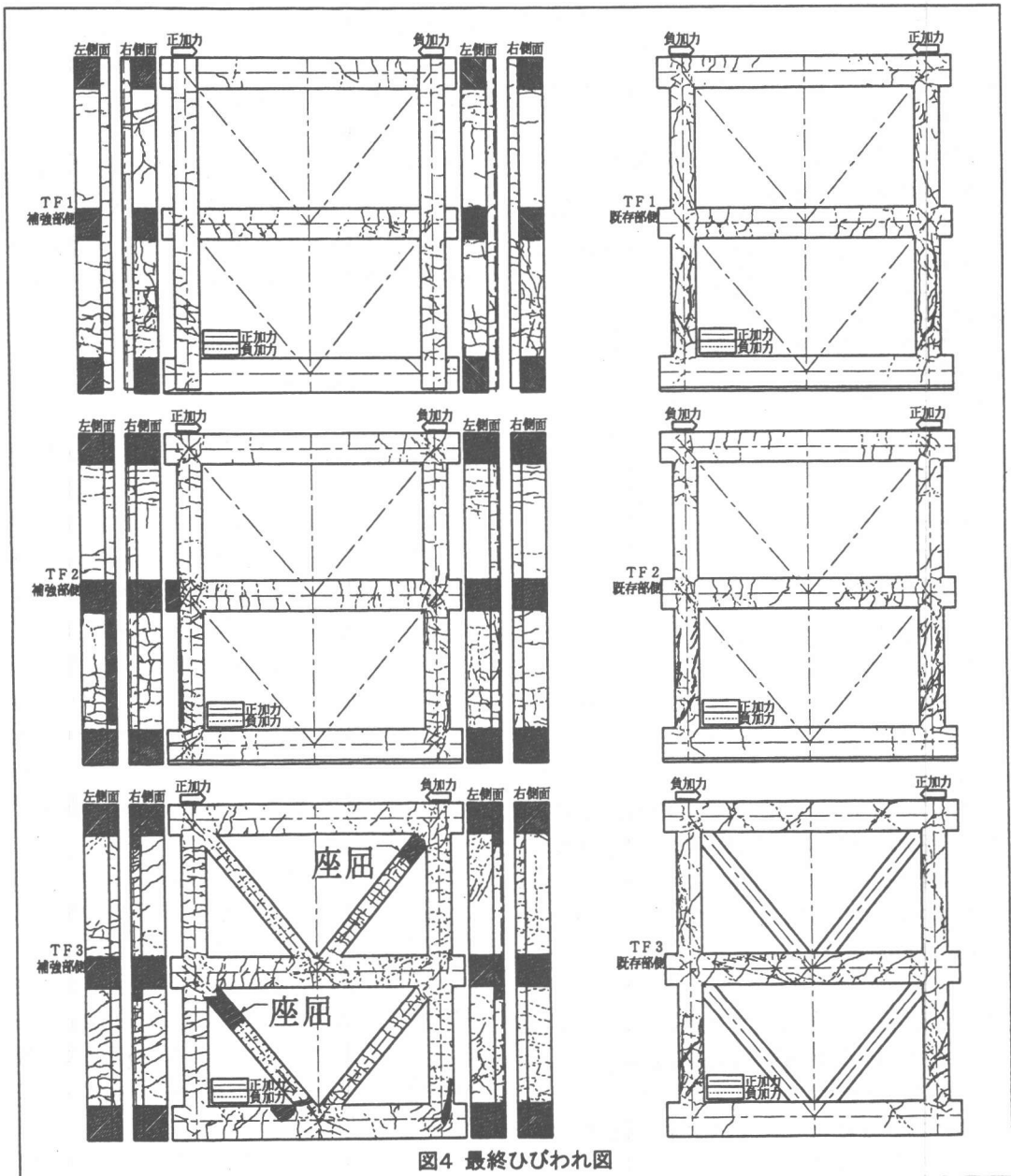


図4 最終ひびわれ図

「TF3 既存部」: $R=1/125$ で1階柱にせん断ひびわれが発生し1階が顕著であった。 $R=1/60$ で2階柱にもせん断ひびわれ、付着割裂ひびわれが発生したが、 $R=1/44$ 以降、1階柱のせん断付着割裂ひびわれが進展した。特徴的なことはTF1,TF2 に比べてせん断ひびわれが顕著なことであった。梁のひびわれは、TF1,TF2 と大きく異なり、 $R=1/250$ でせん断ひびわれが発生し、連層耐震壁にみられるようなひびわれが多かった。既存部柱側面は、曲げひびわれが多く、 $R=1/44$ 以降には、スパイラル状のひびわれが発生した。

「TF3 補強部」: 柱は $R=1/30$ まで1,2階とも曲げひびわれのみ発生した。特徴的なことは、1,2階とも同量に発生しており、柱梁接合部は、TF2 と異なり一方向からのみせん断ひびわれが発生し、左側柱は、正加力によるひびわれのみ、右側柱は負加力によるひびわれのみ発生していた。(連層耐震壁にみられるようなひびわれ) また $R=1/125$ までは既存部よりひびわれが顕著であったことである。梁は、曲げひびわれが発生し、ブレース材が取付く部分はブレース材の軸応力による引張りひびわれが発生した。ブレース材には加力初期から引張りひびわれが発生し、その間隔は一様で部材厚(80mm)程度であった。また $R=1/125$ で材軸方向にひびわれが発生した。

4.2 荷重-変形関係

荷重と変形関係のグラフを図5に示す。縦軸に荷重を横軸に2層分の変形量をとってある。

「TF1」は、層間変形角: $R=1/30$ まで安定した履歴を描くことがわかる。部材の降伏状況は、 $R=1/115$ で2階梁端部が降伏し、加力の進行に伴い1階柱脚、1階柱頭が降伏し、耐力は $R=1/60$ で最大値をとり、 $Q_{max}=112kN$ と無補強試験体(耐力 $Q_{max}=98kN$)を上回った。その後の加力でも耐力はほとんど低下せず、靱性に富む傾向を示した。無補強試験体に比べ靱性がほぼ2倍となった。また、補強部の鋼板は降伏に至らなかった。

「TF2」は、 $R=1/60$ まで安定した履歴を描いた。 $R=1/30$ の加力中に $R=1/35$ で変形が急に進し破壊に至った。最大耐力は、 $R=1/60$ のときに $Q_{max}=149kN$ であった。部材の降伏状況は $R=1/230$ で2階梁補強部が降伏し、加力に伴い1階柱脚補強部、R階梁補強部、2階梁既存部、

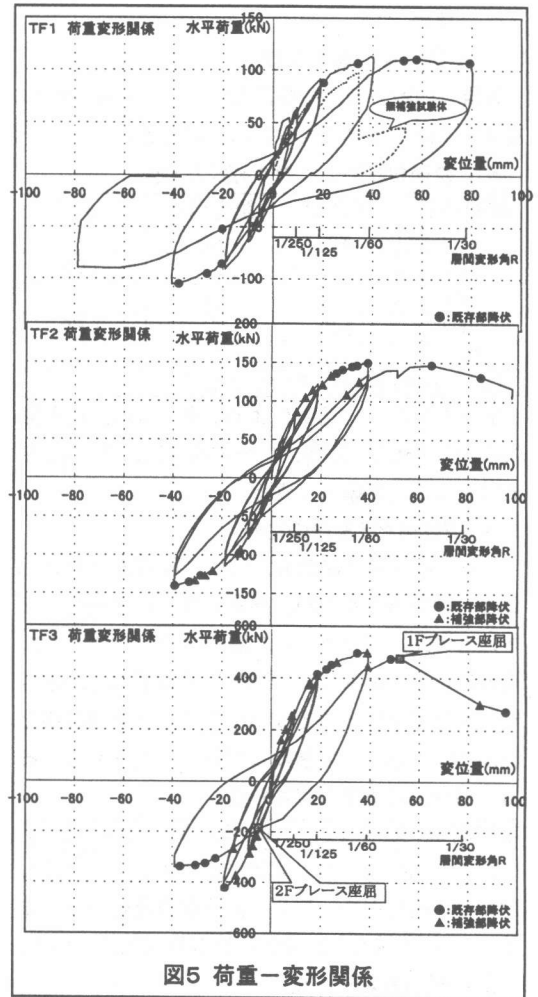


図5 荷重-変形関係

1階柱脚既存部の順で降伏した。降伏は、補強部が先行して降伏し、その後既存部が降伏する形となった。(補強部鋼板が薄いため曲げ耐力が弱かった)これがTF1と大きく異なる点である。

「TF3」は、TF2と同様 $R=1/60$ まで安定した履歴を描いた。 $R=-1/60$ の加力中 $R=-1/460$ 、 $Q=-183kN$ で2階圧縮側ブレースが座屈したがその後も荷重の増大に耐え、 $R=-1/60$ では $Q=-340kN$ を示した。その後 $R=1/30$ 加力中に $R=1/44$ 、 $Q=477kN$ で1階の圧縮ブレースが座屈し、変形が急に進し破壊に至った。最大耐力は $R=1/60$ のときに $Q_{max}=500kN$ であった。部材の降伏状況は、 $R=1/397$ で2階梁補強部が降伏し、加力に伴い1階柱頭補強部、R階梁補強部、2階柱補強部、1階柱既存部、2階引張りブレースの順で降伏した。降伏は補強部が先行して降伏し、その後既存部が降伏する形となった。

5. 考察

5.1 各試験体の耐力比較

実験値の耐力の比較検討を行う。無補強試験体に対する耐力上昇は表3のようになる。

表3 無補強試験体に対する耐力上昇

試験体名	実験値 kN	耐力値差 kN	上昇率
TF0	98 ¹⁾	0.0	1.00
TF1	112	14	1.14
TF2	149	51	1.52
TF3	500	402	5.10

※表中では無補強試験体をTF0で表す。

耐力上昇は、柱補強により、約15%、柱梁補強により、50%、柱梁ブレース補強により、500%上昇することが確認できる。

5.2 実験値と計算値の比較

計算値の算出方法の考え方は、既存部と補強部が同一の変形をするが、各々別体として機能するものと考えた（一体として評価しないのは、実験結果により、補強しても試験体既存部のせん断付着割裂破壊を防止できなかったことより補強部と既存部が一体として挙動していないと考えられる為）場合、以下で表現される。

$$\text{補強耐力} = \text{既存フレーム耐力} + \text{補強フレーム耐力}$$

表4に各部材の耐力算定式を、図6に耐力足し合わせ概念図を、表5に計算値算出結果を、また、表6に実験値と計算値の比較検討結果を示す。

表4 耐力算定式一覧

既存部	柱曲げ耐力式	$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot (1 - (N / (b \cdot D \cdot \sigma_p)))$
	柱剪断耐力式	$Q_u = \{ [0.068 \cdot P_t^{0.23} \cdot (\sigma_b + 180) / (M/Qd + 0.12)] + [2.7 \cdot \sqrt{(P_w \cdot \sigma_{wy}) + 0.1 \cdot \sigma_d}] \cdot b \cdot j$
	梁曲げ耐力式	$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$
	梁剪断耐力式	$Q_u = \{ [0.068 \cdot P_t^{0.23} \cdot (\sigma_b + 180) / (M/Qd + 0.12)] + [2.7 \cdot \sqrt{(P_w \cdot \sigma_{wy})}] \cdot b \cdot j$
補強部	ブレース引張耐力	$N_t = a_{tb} \cdot \sigma_{yb}$
	ブレース圧縮耐力	$N_c = a_{cb} \cdot \sigma_{bc}$
	曲げ耐力式 (参考文献2)	$M_u = 0.425 \cdot \sigma_b \cdot b \cdot X_n + (\sigma_y \cdot t / 2) \cdot \{ (X_n - a)^2 + (D - X_n - a)^2 \}$
	剪断耐力式	$Q_u = \tau_a \cdot t \cdot h$

※参考文献：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説

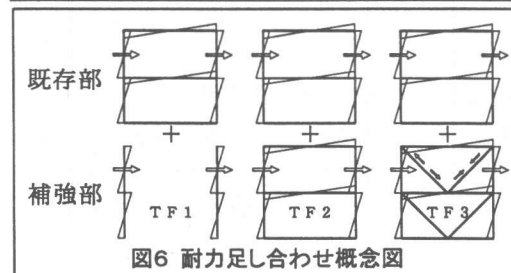


図6 耐力足し合わせ概念図

表5 補強耐力計算値算出結果

試験体名	各耐力値 (kN)				計算値 合計 (kN)
	既存 架構	柱	柱梁	ブレース	
TF0	96	→	→	→	96
TF1	96	0.0*	→	→	96
TF2	96	→	37	→	133
TF3	96	→	37	364	497

*梁が無い場合フレームとしての効果はないものと評価

表6 実験値と計算値の比較

試験体名	実験値 Q_{re} kN	計算値 Q_{cu} kN	比率 Q_{re} / Q_{cu}
TF1	112	96	1.16
TF2	149	133	1.12
TF3	500	497	1.00

表6より、補強による耐力の評価は 既存フレーム耐力+補強フレーム耐力 で概ね評価できると考えられる。

6. まとめ

既存 RC 架構に片側からの補強を行うことにより今回の実験の範囲内では以下のことがわかった。

- (1) 柱のみの補強では耐力を維持しながら靱性能が2倍以上となり、柱梁補強で耐力が50%上昇し、ブレース補強で耐力が5倍となる。
- (2) 靱性能は2倍以上の向上がある。
- (3) 既存部の破壊性状は変化しない。
- (4) 補強耐力は、既存フレーム耐力+補強フレーム耐力で概ね評価できる。

また今後は次を課題として研究を進めていく。

- a) 補強フレームの適正な評価法の確立
- b) この補強工法が可能な既存架構の設定
- c) 既存部と補強部の接合部設計法の確立

参考文献

- 1) 山本泰稔・広沢雅也・服部範二：出入口用の開口部をもつ枠付鉄骨ブレース及び鉄骨パネルによる既存R/Cフレームの耐震補強法に関する実験的研究、「コンクリート系構造物の耐震技術」に関するシンポジウム論文報告集，pp267-276，1977.4
 - 2) 古田智基 他：プレートコンクリート構造の提案 その4 実験値と解析値の比較，日本建築学会大会 学術講演梗概集，pp269-270，1990.10
- 謝辞：今回の実験にあたり、多大な協力を頂きました芝浦工業大学の学生諸氏、日本ドライビット(株)の片桐氏に謝意を表します。