

論文 鉄骨プレースの接着接合により耐震補強されたRC架構の力学性状

宮内 靖昌^{*1}, 東端 泰夫^{*2}, 毛井 崇博^{*3}, 太田 義弘^{*1}

要旨: 本研究は、エポキシ樹脂を用いて枠付き鉄骨プレースを既存のRC柱梁に接着接合する耐震補強法に関するものである。補強効果を実験により検討した結果、(1)鉄骨プレースを接着接合した試験体の最大耐力は、鉄骨プレースのないフレーム試験体の約3倍に増大し、補強効果を確認した。(2)接着接合部のせん断耐力は、コンクリートの引張強度を用いて評価できる。(3)破壊状況を考慮した耐力算定式を提案し、実験値とのよい一致を示した。

キーワード: 耐震補強, 鉄骨プレース, 接着接合, エポキシ樹脂

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート（以下、RC）建造物の耐震補強法のひとつに、柱梁骨組内に枠付きの鉄骨プレースを取り付けて、建物の水平耐力を増大させる方法がある。この補強法では、従来、図-1(a)に示すように、既存躯体とプレース鉄骨枠との接合部において、柱、梁にあと施工アンカーを打ち、スパイラル筋を配筋した後、無収縮モルタルを充填して、既存躯体と鉄骨プレースとの一体化を図っている。しかしながら、あと施工アンカー打設時に騒音や振動が発生し、また型枠の組立・解体、モルタル養生などのため工事期間が長くなる短所が指摘されている。

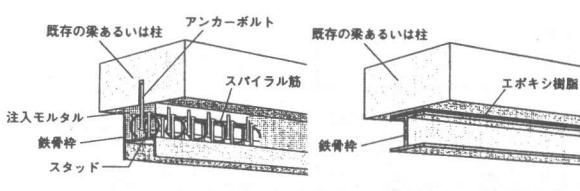
本研究では、これらの問題点を改善することを目的として、図-1(b)に示すように、鉄骨プレースをエポキシ樹脂を用いて既存の柱、梁に接着接合する方法を提案した。実験では、鉄骨プレースの接着接合により補強されたRC架構の

最大耐力および破壊性状を検討し、さらに接着接合部の接着強度およびせん断強度を検討し、補強後のRC架構の耐力算定法を提案した。

2. 実験計画

2.1 実験変数

試験体の一覧を図-2に示す。試験体は5体である。試験体No.1は、鉄骨プレースのないフレーム試験体である。これに対して、試験体No.2,



(a) 従来工法

(b) 接着工法

図-1 鉄骨プレースを用いた耐震補強法

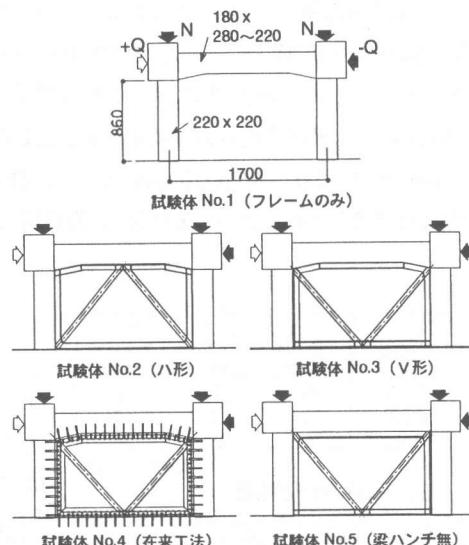


図-2 試験体の一覧

*1 (株)竹中工務店 技術研究所 生産研究開発部 研究員（正会員）

*2 (株)竹中工務店 技術研究所 生産研究開発部 主席研究員 工博（正会員）

*3 (株)竹中工務店 技術研究所 生産研究開発部 主任研究員（正会員）

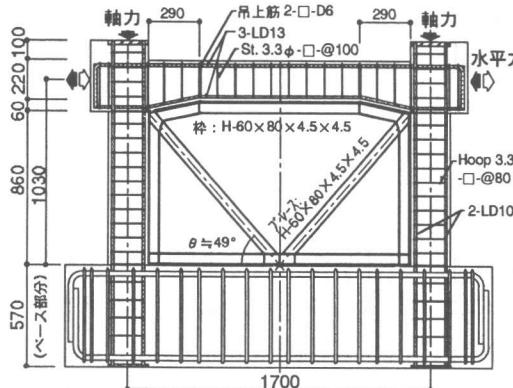


図-3 試験体の形状、配筋

No.3 および No.5 は、鉄骨プレースをエポキシ樹脂により接着接合した試験体である。試験体 No.2 と No.3 では鉄骨プレースの形状をハ形およびV形に変化させ、試験体 No.5 では梁端部のハンチをなくした。

試験体 No.4 は、アンカーボルト、モルタル充填により鉄骨プレースを取り付けた従来工法の試験体であり、接着工法との比較を行う。

2.2 試験体の形状

試験体の形状・配筋および柱断面と鉄骨プレースとの接合部の詳細を図-3 および図-4 に示す。試験体は固定用ベースの上に 1 層 1 スパンの柱梁架構を有する形状とし、想定建物の約 1/3.5 スケールとした。試験体の柱中心間距離は、L=1700 mm、水平加力高さは h=1030 mm とした。

柱断面は、BxD=220x220 mm とした。柱主筋は 4-D10 (引張鉄筋比 Pt=0.30 %)、帯筋は 2-3.3

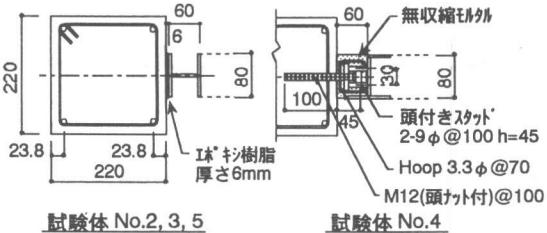


図-4 柱断面の配筋および接合部詳細

$\phi @ 80$ ($P_w = 0.10\%$) とした。梁は両端部にハンチがあり、断面は $B \times D = 180 \times 280 \sim 220 \sim 280$ mm とした。梁主筋は上下とも 3-D13 ($P_t = 0.83\%$) とした。あばら筋は 2-3.3φ @ 100 ($P_w = 0.10\%$) とし、ハンチの開始部分には吊り上げ筋 4-D6 を配筋した。

鉄骨プレースは、圧縮側プレースの細長比および許容圧縮応力度が想定建物と同じになるように決め、H-60x80x4.5x4.5 とした。プレース材と鉄骨枠は同じ断面である。プレースの鉄骨枠と柱、梁とのすきまは、エポキシ接着接合の場合 6 mm、従来工法の場合 60 mm とした。

2.3 使用材料

試験体に打設したコンクリートは、粗骨材の最大径 10 mm の豆砂利を用いた普通コンクリートである。試験体 No.4 の接合部に充填したモルタルには、プレミックタイプの無収縮モルタルを用いた。表-1 にコンクリートおよびモルタルの強度試験結果を、表-2 に鋼材の引張試験結果を示す。鉄骨プレースの接着に用いたエポキシ樹脂には、圧縮降伏強さ 70 N/mm^2 以上、引張せん断接着強さ 15 N/mm^2 以上の規格値を

表-1 コンクリート、モルタルの強度

打設箇所	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
ベース	26.4	25700	2.20
柱、梁	23.3	21500	2.22
充填モルタル	54.0	20000	—

・現場封かん養生

表-2 鋼材の引張強度

種類	降伏応力度 (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D13	375	537	195000
D10	360	511	188000
D6	341 (1)	553	198000
3.3φ	384 (1)	459	214000
PL-4.5	313	460	211000

(1) 0.2 % のオフセットによる

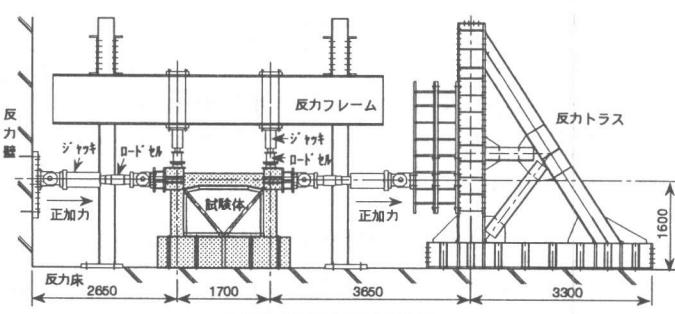


図-5 加力方法の概要

持つ注入用エポキシ樹脂を用いた。

2.4 加力方法

図-5に加力方法を示す。加力は、柱に一定の軸力を載荷した後、架構の部材角（層間変形角） R を制御変位として正負繰り返しの水平力（以下、せん断力と称す）を加えた。水平力の載荷には片側のジャッキによる押し荷重と反対側ジャッキによる引き荷重を同時に加えた。なお、片側の柱に載荷した軸力は、想定建物の長期軸力を参考にして、 $N=0.165 \sigma_B \cdot B \cdot D = 178.5$ kN (σ_B :コンクリートの圧縮強度, B :柱幅, D :柱せい)とした。

3. 実験結果

図-6に各試験体のせん断力一部材角曲線を、写真-1に部材角 $R=15 / 1000$ rad. 時のひび割れ状況の一例を示す。図の縦軸はせん断力 Q (kN)を、横軸は梁の水平変位を加力点高さで割った部材角 R (1/1000 rad.) を示す。

(1) 試験体 No.1 (フレームのみ)

柱脚、梁端部および柱頭に曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ、せん断ひび割れが順次発生し、部材角 $R=5 / 1000$ rad. 付近で柱脚の柱主筋が、 $R=10 / 1000$ rad. 付近で柱頭の柱主筋が降伏し、剛性が大きく低下した。 $R=-11, 15 / 1000$ rad. 時に最大耐力に達し、最終的には部材角 $R=48 / 1000$ rad. 時に押し加力側柱の柱脚でせん断破壊した。

(2) 試験体 No.2 (ハ形プレース接着接合)

初期剛性はフレームのみの試験体 No.1 より増大した。部材角 $R=2 / 1000$ rad. 時に梁下および引き加力側柱のコンクリートとエポキシ樹脂との接着部にひび割れが発生した。梁下のひび割れはプレースの交差部から生じた。また圧縮側プレースの突き上げによると思われる梁のせん断ひび割れが発生した。しかしながら、この梁のせん断ひび割れは実験終了時においてもさほど進展しなかった。 $R=4 / 1000$ rad. 時には、ベース上のコンクリートとエポキシ樹脂との接着部にひび割れが発生した。

部材角 $R=-10, +14 / 1000$ rad. 時に最大耐力に達

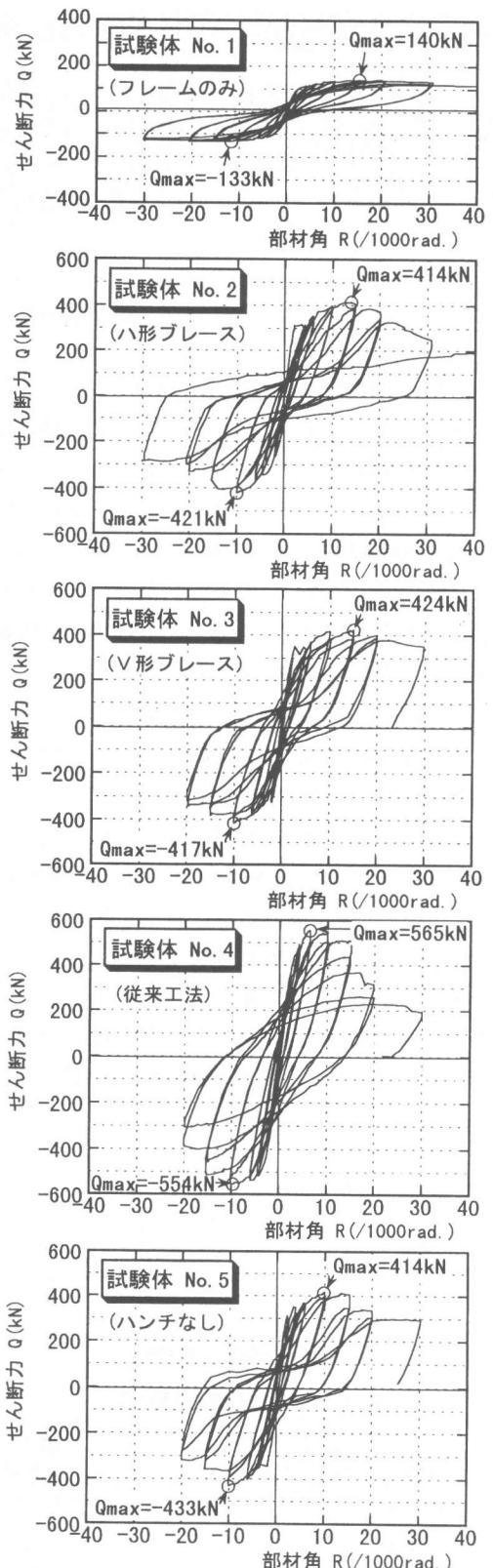
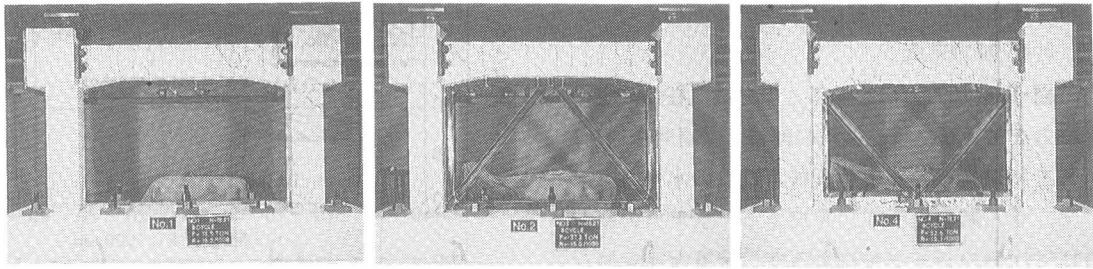


図-6 せん断力一部材角曲線



試験体 No. 1

試験体 No. 2

試験体 No. 4

写真-1 ひび割れ状況 ($R=15/1000\text{rad.}$)

し、最大耐力はプレースのない試験体 No.1 の約 3 倍となった。なお、最大耐力時には柱頭柱脚の柱主筋が降伏した。引張側プレースのひずみはほぼ引張降伏ひずみに達したが、圧縮側プレースは座屈ひずみの約 2/3 程度であった。その後、部材角の増大に伴い、プレース鉄骨枠とベース間のずれ変位が大きくなり、接着部がせん断破壊した。プレースの座屈は観察されなかった。

(3) 試験体 No.3 (V形プレース接着接合)

部材角 $R=2/1000\text{ rad.}$ 時にベース上のプレース材交差部近傍の接着部（コンクリートとエポキシ間）にひび割れが発生した。 $R=-10, +15/1000\text{ rad.}$ 時に最大耐力に達し、最大耐力は試験体 No.2 (ハ形プレース) とほぼ同じであった。最大耐力時に柱主筋は柱頭柱脚で降伏し、圧縮側プレースのひずみは座屈ひずみに達したが、引張側プレースは引張降伏ひずみの約 1/2 程度であった。最終的には試験体 No.2 と同様にベース上の接着部でせん断破壊した。

(4) 試験体 No.4 (従来工法)

部材角 $R=0.4/1000\text{ rad.}$ 時に鉄骨プレース周囲のモルタル部分に鉄骨枠の材軸と直交方向のひび割れが発生し、引き続きベース上のプレース材交差部近傍のモルタル部分に鉄骨枠の材軸方向のひび割れが発生し進展した。 $R=6, -10/1000\text{ rad.}$ 時に最大耐力に達し、その後急激に耐力低下した。最大耐力時には圧縮側プレースのひずみは座屈ひずみに、引張側プレースのひずみは引張降伏ひずみに達し、 $R=15/1000\text{ rad.}$ 時にはプレースの座屈が観察された。

(5) 試験体 No.5 (接着接合、梁ハンチなし)

試験体 No.3 (ハンチ有) とほぼ同様な破壊経過を示し、ハンチの有無が破壊性状におよぼす影響は明確ではなかった。部材角 $R=2/1000\text{ rad.}$ 時にベース上のコンクリートとエポキシ樹脂との接着部にひび割れが発生した。部材角 $R=10/1000\text{ rad.}$ 時に最大耐力に達し、最大耐力は試験体 No.3 とほぼ同じであった。破壊形式も、試験体 No.2, No.3 と同様であった。

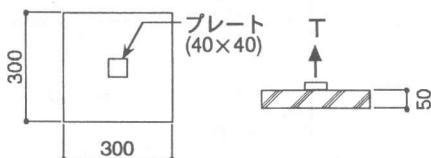


図-7 接着試験方法

表-3 エポキシ樹脂の接着試験結果

材料試験		接着試験		
圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂引張強度 σ_t (N/mm ²)	接着強度 σ_a (N/mm ²)	$\sigma_a / \sqrt{\sigma_B}$	
32.2	2.29	0.40	2.13	0.38

材料試験：それぞれ 3 本の平均値

接着試験：5 回の試験の平均値

4. 最大耐力の検討

4.1 接着接合部の引張強度

エポキシ樹脂を用いて鉄骨とコンクリートが接着された接合部の引張強度を検討するために、

表-4 試験体一覧 (一面せん断実験)

No.	接着部材	エポキシ厚さ
S1	鉄板-鉄板	2 mm
S2	鉄板-	5 mm
S3		25 mm
S4	コンクリート	
		50 mm

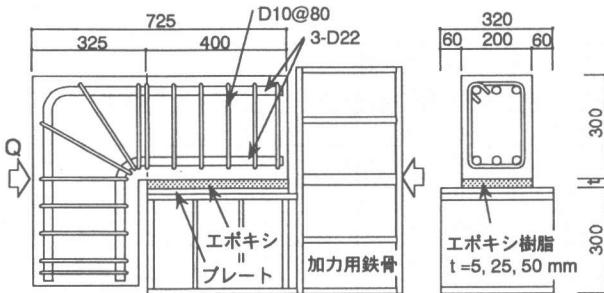


図-8 試験体の形状（一面せん断実験）

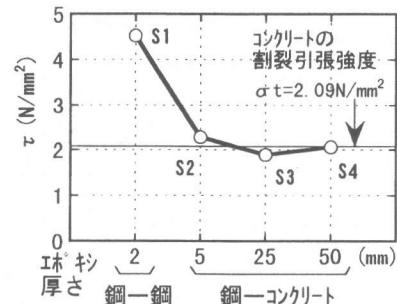


図-9 接着接合部のせん断強度

接着試験を行った。接着試験は、図-7 に示すように、コンクリート板（300 × 300 mm, 厚さ 50 mm）にエポキシ樹脂を用いてプレート（40 × 40 mm）を接着し、このプレートを上部に引っ張ることにより行った。

表-3 にコンクリートの材料試験結果および接着試験結果を示す。接着試験の破壊モードはいずれもコンクリート側の引張破壊となり、接着（引張）強度は 2.13 N/mm^2 であった。これはコンクリートの割裂引張強度とほぼ一致し、コンクリート圧縮強度の平方根 ($\sqrt{\sigma_B}$) を用いて評価できることが明らかとなった。

4.2 接着接合部のせん断強度

エポキシ樹脂を用いて鉄骨とコンクリートが接着された接合部のせん断強度を検討するため一面せん断実験を行った。表-4 に示すように試験体は4体であり、接着する部材およびエポキシ樹脂の厚さ ($t=5, 25, 50 \text{ mm}$) を変化させた。

図-8 に試験体の形状を示す。L字形のRC部材と鉄骨部材をエポキシ樹脂を用いて接着し、接着部に一面せん断力を加える実験方法とした。コンクリートは粗骨材の最大径 10 mm の豆砂利を用いた普通コンクリートであり、圧縮強度 23.2 N/mm^2 、割裂引張強度 2.09 N/mm^2 であった。

図-9 に実験結果を示す。縦軸はせん断力を接着面積で割ったせん断応力度 τ (N/mm^2) を、横軸はエポキシ樹脂の厚さを示す。鉄板とコンクリートを接着した試験体 S2～S4 は、いずれもコンクリート面でせん断破壊し、最大せん断応力度はエポキシ樹脂の厚さに関係なく、 1.90

$\sim 2.28 \text{ N/mm}^2$ であった。この値は材料試験から得られたコンクリートの割裂引張強度とほぼ一致した。なお、鉄板と鉄板を接着した試験体 S1 のせん断応力度は 4.53 N/mm^2 であった。

4.3 ブレース補強されたRC架構の最大耐力

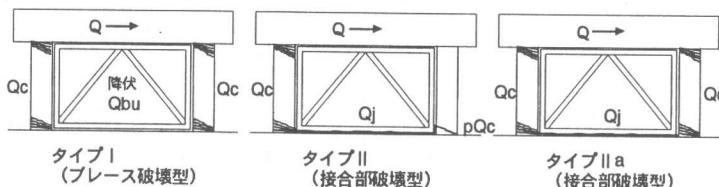
鉄骨ブレースを接着接合して補強されたRC架構の試験体 No.2, No.3 および No.5 は、接着接合部がせん断破壊する破壊モードを示し、この時左右の柱は曲げ降伏していた。最大耐力時にハ形ブレース試験体 No.2 の引張側ブレースは引張降伏し、V形ブレース試験体 No.3, No.5 の圧縮側ブレースは座屈ひずみに達した。しかしながら、ブレースの引張降伏と座屈が同時に生じていない。これに対して、アンカーボルト、モルタル充填による従来工法で接合された試験体 No.4 は、モルタル部分の接合部にせん断ひび割れが発生したが、鉄骨ブレースは引張降伏し、かつ座屈した。このことより、柱梁と鉄骨ブレースとの接合部の単位面積あたりのせん断強度は、エポキシ樹脂を用いた接着接合よりも、従来工法の接合部の方が若干大きいことが認められた。しかしながら、接着接合においても接着面積を大きくし、接着接合部のせん断耐力を鉄骨ブレースのせん断耐力より大きくすることにより、ブレースの降伏を先行させることができると考える。

鉄骨ブレースを用いて補強されたRC架構の最大耐力の計算値と実験値を比較して表-5 に示す。最大耐力の計算には、表の脚注に示すように3つの破壊モードを想定し、それぞれの耐力

表-5 最大耐力の検討

試験体	実験値(1) eQu (kN)	タイプI (2)		タイプII (3)		タイプIIa (4)	
		cQu1 (kN)	eQu / cQu1	cQu2 (kN)	eQu / cQu2	cQu3 (kN)	eQu / cQu3
No.1	139.7	118.9 (5)	1.18	—	—	—	—
No.2 (ハ形)	421.2	479.5	0.88	479.3	0.88	379.7	1.11
No.3 (V形)	423.6	479.5	0.88	479.3	0.88	379.7	1.12
No.4 (従来)	555.5	479.5	1.16	590.5	0.94	490.9	1.13
No.5 (ハフ無)	414.3	479.5	0.86	479.3	0.86	379.7	1.09

- (1) 正負の最大耐力の大きい方の値の絶対値とする
 (2) タイプI : $cQu1 = (両側柱の曲げ耐力時せん断力 Qc) + (鉄骨プレースの耐力 Qbu)$
 (3) タイプII : $cQu2 = (片側柱の曲げ耐力時せん断力 Qc) + (接合部の耐力 Qj)$
 + (柱のパンチングシア耐力 pQc)
 (4) タイプIIa : $cQu3 = (両側柱の曲げ耐力時せん断力 Qc) + (接合部の耐力 Qj)$
 (5) $cQu1 = (両側柱の曲げ耐力時せん断力 Qc)$
 ここで、 Qc , pQc , Qbu , Qj (試験体 No.4 の場合) の算定式は、文献(1)を参照
 試験体 No. 2, 3, 5 の場合 ; $Qj = Aj \cdot \sigma_t$
 (ここで、 Aj : ベース上での接着面積, σ_t : コンクリートの割裂強度)



を求めた。すなわち、プレース耐力を用いたタイプI, および接合部耐力を用いたタイプII, IIa である。接着接合した試験体では、最大耐力時において梁下あるいはベース上の接着接合部にひび割れが発生しているため、接着強度は低下していると思われる。しかしながら、ここでは接着接合部のせん断耐力 Qj を接着試験、せん断実験結果に基づき、材料試験結果から得られたコンクリートの割裂引張強度 σ_t に、柱内法スパン間の接着面積 Aj を掛けて求めることにした。なお、柱の耐力は柱頭柱脚が曲げ降伏した時のせん断力とした。鉄骨プレースを接着接合した試験体 No.2, No.3 および No.5 の計算値 (タイプIIa) に対する実験値の比 ($eQu / cQu3$) は 1.09~1.12 となり、よい対応を示した。

5.まとめ

枠付き鉄骨プレースをエボキシ樹脂を用いた接着接合により取り付けて耐震補強した RC 架構の最大耐力および破壊性状を検討した結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 鉄骨プレースを接着接合した試験体の初期剛性および最大耐力は、プレースの形状にかかわらず補強前のフレームのみの試験体に対して大きく増大し、補強効果が認められた。最大耐力時の層間変形角は $R = 10 \sim 15 / 1000 \text{ rad}$ であり、その後の耐力低下はゆるやかであった。

(2) 接着接合した試験体の破壊モードは、本実験では柱頭柱脚での柱の曲げ降伏および接着接合部のせん断破壊であった。

(3) 接着接合部のせん断強度はコンクリートの引張強度として表される。プレース補強された RC 架構試験体の最大耐力を、柱の曲げ降伏時せん断力と接着接合部のせん断耐力の和として求めた計算値は、実験値とよい一致を示した。

参考文献 (1)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、平成7年3月, pp. 160-163

謝辞 本研究の実施に際し、(株)竹中工務店大阪本店設計部、岡本達雄氏、祖父江幸夫氏他の御指導を得た。また試験体の製作に際し、(株)コニシの御協力を得た。ここに謝意を表します。