論文 ハイブリッド耐震補強工法による低強度コンクリート RC 建物の 耐震補強に関する実験的研究

藤井 稔己^{*1}・貞末 和史^{*2}・横山 剛^{*3}・南 宏一^{*4}

要旨:コンクリート圧縮強度が 13.5N/mm²を下回る低強度コンクリートを有する既存不適格鉄筋コンクリー ト建物に、あと施工アンカーとエポキシ樹脂を併用して既存躯体と枠付き鉄骨ブレースを接合したハイブリ ッド耐震補強工法を適用した場合の補強効果を検証するために、接合部の要素実験と枠付き鉄骨ブレース補 強した骨組実験を行った。実験より、接合部と補強骨組の強度は既往の評価式によって安全側に評価できる ことを確認し、さらに、変形性能に関して、F値 2.0 のじん性を有することを明らかにした。 キーワード:耐震補強、低強度コンクリート、あと施工アンカー、エポキシ樹脂、要素実験、骨組実験

1. はじめに

既存 RC 建物を枠付き鉄骨ブレースを用いて補強する 場合,既存躯体と鉄骨枠組との接合部には、あと施工ア ンカーを用いて接合する工法が多く用いられている。こ の補強方法および接合工法は、これまで多くの施工実績 があり日本建築防災協会の「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¹⁾(以下,耐震改修設計 指針と称す)」に設計法が示されている。しかしながら、 耐震改修設計指針は、コンクリート圧縮強度 σ_8 が 13.5N/mm²以上の建物を適用範囲としているため、 σ_8 が 13.5N/mm²を下回る RC 建物に対して、期待する補強の 効果が得られるか十分に検討されていなかったため、近 年、著者らは低強度コンクリートを有する RC 建物に対 して、枠付き鉄骨ブレース補強した場合の強度とじん性 について実験的な研究を行なった²⁾。

本研究では、既存 RC 建物の枠付き鉄骨ブレース補強 における接合方法として、あと施工アンカーとエポキシ 樹脂を併用して用いるハイブリッド耐震補強工法³⁾に着 目し、 のが 13.5N/mm²を下回る低強度コンクリートを有 する既存 RC 建物に対して、ハイブリッド耐震補強工法 を適用することの妥当性について検討するために、接合 部要素実験と枠付き鉄骨ブレース補強した骨組の実験 を行った。

2. ハイブリッド耐震補強工法の接合部概要

ハイブリッド耐震補強工法の接合部は,図-1 に示す ように,アンカー筋と接着剤(エポキシ樹脂)を併用し て用いる「アンカー併用接着接合部」と「間接接合部」 で構成される。アンカー併用接着接合部は,既存躯体に 接合鋼板をエポキシ樹脂で接着接合し,必要に応じて接 着系アンカーを併用して構築される。間接接合部は、接 合鋼板と鉄骨ブレース枠組の間接接合部側にそれぞれ 頭付きスタッドを取り付け、それらの両側より軸筋と割 りフープよりなる割裂防止筋を挿入した後、無収縮グラ ウトモルタルを充填して構築される。ハイブリッド耐震 補強工法枠付き鉄骨ブレースの設計・施工指針³⁾(以下, ハイブリッド指針と称す)では、既存躯体の ox が 15N/mm²以上であることが適用範囲とされている。



3. 接合部要素実験

3.1 試験体

ハイブリッド耐震補強工法における既存躯体と鉄骨 枠組との接合部のせん断強度について検討するために, 接合部の要素実験を行った。試験体計画を表-1,試験 体形状を図-2 に示す。ハイブリッド指針³⁾では接着面 積に対するアンカー筋断面積の比 *pa*が 0.3%以上(およ びアンカー筋間隔 *l*=400mm 以下)であることが規定され ており,本実験では*l*を実験変数とした。なお,アンカ 一筋は D13 の異形鉄筋,既存躯体部のコンクリート設計 基準強度 Fcは 9N/mm²とし,表面は目荒らし等の処理を 行っていない。試験体に使用した鋼材およびコンクリー トの材料試験結果を表-2,表-3にそれぞれ示す。

*1 福山大学大学院 工学研究科建築学専攻修士課程 (正会員) *2 広島工業大学 工学部建築工学科准教授 博士(工学) (正会員) *3 (株) コンステック 技術開発部補強グループリーダー *4 福山大学 工学部建築・建設学科教授 工博 (正会員)



図-2 試験体形状(単位:mm)

表-2 コンクリートの材料強度

既存部		間接掛	妾合部	エポキシ樹脂		
圧縮	引張	圧縮	引張	圧縮	引張	
(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	
8.15	1.02	54.6	4.79	91.1	56.9	

体用体部		降伏強度	引張強度	伸び		
使用固所		(N/mm^2)	(N/mm^2)	(%)		
D13 (SD345)	アンカー筋	341	501	17.0		
D6 (SD295)	割裂防止筋	325	553	12.5		
13φ	スタッド	332	481	36.7		
13φ	既存部	345	422	30.1		
6φ	既存部	359	525	14.4		

3.2 載荷方法および変位計測

載荷は図-3 に示す載荷装置を用いて,正負繰り返しの漸増載荷を行った。





変位の計測方法を図ー4 に示す。変位の計測は、左右 対称に取り付けた全6本(片側3本)の変位計の計測値 に基づき,既存躯体部分に対する鉄骨枠組部分の相対ず れ変位 δ を算定した。なお、変位の計測は、鉄骨枠組に 変位計測用のボルトを溶接し、既存躯体部にはボルトを コンクリート内に埋め込んで計測している。

3.3 破壊状況

最終破壊状況の一例を**写真-1**に示す。破壊の進展状況としては、いずれの試験体とも、載荷初期時に既存躯体部とエポキシ樹脂の接合面において亀裂を生じた。その後は、*δ*の漸増に伴い、既存躯体部、間接接合部ともに若干の斜めひび割れの発生が確認されたが、外観上、せん断強度を決定付ける程の破壊には進展していないため、アンカー筋がコンクリートを支圧することで、既存躯体コンクリート内部の接合面近傍で支圧破壊を生じたものと推察される。

その後,さらに振幅を増大させると,アンカー筋がエ ポキシ樹脂を支圧することで,エポキシ樹脂が割れを生 じて,最終的には,いずれの試験体とも全てのアンカー

表-3 鋼材の材料強度





(a) 試験体全体 (b) 接合面近傍 写真-1 アンカー筋間隔 300mm (H31) の最終破壊状況

筋は破断を生じた。破壊進展状況および最終破壊状況に 関しては,外観上,実験変数の違いによる影響は確認さ れなかった。本実験では、いずれの試験体とも、間接接 合部のせん断強度に対してアンカー併用接着接合部の せん断強度が下回るように設計されており、実験におい ても、アンカー併用接着接合部において、せん断すべり が卓越する破壊形式となることが確認された。

3.3 荷重-変形関係

せん断力 Q と相対ずれ変位 δ のせん断剛性について, 全試験体の比較を図-5に示す。同一形状の試験体3体 によっても剛性にバラツキが見られるが, δ =0.2mm 時の 割線剛性 K (= O/δ) の平均値を比較すると、アンカー筋 間隔 200mm で K=865kN/mm, 300mm で K=741kN/mm, 600mm で K=637kN/mm となり, アンカー筋間隔が小さ く(アンカー筋本数が多く)なるほど大きな剛性が得ら れることが確認された。

Q-δ関係の履歴曲線の一例を図−6, せん断強度の最大

値の一覧を表-4 にそれぞれ示す。全体的に見ると、ア ンカー筋間隔が小さい試験体の方が大きな変位で最大 強度に達する傾向が見られるが、全試験体とも概ね $\delta = \pm 0.5 \sim 1.0$ mm の振幅で最大強度に達し、その後の振幅 では、急激に強度低下を生じることが確認された。また、 同一形状の試験体においても最大強度にバラツキは見 られるが、アンカー筋間隔が小さくなるほど最大強度が 大きくなることが確認された。

同一形状の試験体において,最大強度にバラツキが生 じた要因に関しては、写真-2 に示すように、エポキシ 樹脂と既存躯体部の接着面において、既存躯体部のコン クリートの剥離面積の大きさが異なっていることが影 響しているものと推察される。H22, H23 試験体の最大 強度(表-4)と接合面の破壊状況(写真-2)を見てわか るように、コンクリートの剥離面積が大きい場合は、最 大強度が大きくなっている。これは、その他の試験体に 関しても同様な傾向が見られた。



表-4 実験結果一覧



写真-2 接合面の破壊状況 (アンカー筋間隔 200mm)

3.4 接合部のせん断強度の評価

ハイブリッド耐震補強工法における接合部のせん断 強度は、アンカー併用接着接合部と間接接合部のいずれ かせん断強度が小さい部分の破壊によって、せん断強度 が決定される。アンカー併用接着接合部のせん断強度 *bQju* と間接接合部のせん断強度 *sQju* の評価に関しては、 ハイブリッド指針³⁾に下式が示されている。本実験で用

いた試験体は、 $bQ_{ju} < sQ_{ju}$ となる設計が行われている。

$\tau_{ay} =$	min	$(\tau_{ayl},$	$\tau_{ay2})$) (2))
---------------	-----	----------------	---------------	-----	----	---

$t_{ayl} = 0.5$	•	σ_{ay}	(3)
	1		

$$\tau_{ay2} = 0.3 \sqrt{\sigma_B} \cdot E_{cl} \tag{4}$$

 $sQ_{ju}=0.7 \cdot \sigma_{su} \cdot \Sigma a_s + 0.2 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot A_c$ (5)

ここに、 $\sigma_8 \geq E_{cl}$ は既存コンクリートの圧縮強度とヤン グ係数、 A_b は接着接合部の面積、 $\Sigma a_a \geq \sigma_{ay}$ はアンカー 筋の断面積と降伏強度、 $\Sigma a_s \geq \sigma_{su}$ はスタッドの断面積と 引張強度、 $p_w \geq \sigma_{wy}$ は割裂防止筋の鉄筋比と降伏強度、 A_c は間接接合部の断面積である。

せん断強度の実験値と計算値の比較を図-7 に示す。 全ての試験体において、本実験で得られたせん断強度の 最大値は、ハイブリッド指針に示されるせん断強度の評 価式による計算値を大きく上回ることが確認された。



4. 骨組実験

ハイブリッド耐震補強工法を適用して、枠付き鉄骨ブ レース補強した RC 骨組における補強の効果を検証する ために、圧縮軸力下で正負繰り返し水平力 Q を受ける補 強骨組の載荷実験を行った。また、補強骨組の載荷実験 後、既存躯体と鉄骨枠組の接合部の破壊箇所にエポキシ 樹脂を再充填し、さらに、既存躯体部分に生じているひ び割れにもエポキシ樹脂を注入した後,再び載荷実験を 行い,地震による倒壊を免れた被災建物を補修すること で,どの程度の耐震性能の回復が図れるか検討した。

4.1 試験体

試験体形状を図-8 に示す。試験体は実大建物に対し て 1/1.75 程度の寸法を有しており,柱 350mm×350mm, 梁 250mm×350mmの1層1スパンのラーメン架構をハイ ブリッド耐震補強工法によって補強したものである。柱 と梁のコンクリートは,接合部要素実験と同様に, Fc=9N/mm² で調合設計を行い,主筋には 13¢(SR235)の 丸鋼,せん断補強筋には 6¢の丸鋼を用いている。ただし, 柱,梁ともに 16¢(SR235)の芯筋を配している。試験体 に用いた素材の材料試験結果を表-5,表-6に示す。



表-5 コンクリートの材料強度

	既存部		間接打	妾合部	エポキシ樹脂	
実験期	圧縮	引張	圧縮	引張	圧縮	引張
	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm ²)	(N/mm^2)
初期載荷	8.38	0.99				
補修後 再載荷	9.97	_	54.8	4.02	99.8	64.6

注)既存部は初期載荷と補修後再載荷の材齢によって強度が異なる。

表-6 鋼材の材料強度

使用箇所		降伏強度	引張強度	伸び
		(N/mm^2)	(N/mm^2)	(%)
D13 (SD345)	アンカー筋	366	552	16.9
D6(SD295)	割裂防止筋	321	512	18.8
13φ	スタッド	364	487	35.6
13φ		325	436	30.0
16φ	既存部	338	461	30.8
6φ		291	492	26.1
PL-6	ブレーフ	293	451	19.8
PL-4.5) V · A	343	421	15.6

4.2 載荷装置

載荷装置を図-9に示す。本実験で用いた試験体は、1 層1スパンの基礎固定骨組であり、直交梁や境界梁はな く、2層の反曲点として想定した位置に、一定圧縮軸力 下(N=600kN)で正負繰返しの漸増水平載荷を行った。

載荷は,層間水平変位 $\delta_u \epsilon$ 層間高さLで割った層間変 形角Rを変位制御して, $R=\pm0.8$ %rad.までは ±0.2 %rad.の 漸増を 2 サイクルずつ繰返し,それ以降は ±0.4 %rad.の 漸増を 2 サイクルずつ繰返す載荷プログラムとした。な お,RはL=2000mm(柱内のり+梁せい/2)として算定し ている。

*R*を靱性指標 F 値に換算した値を**表**-7 に示す。*R* と F 値の関係は、日本建築防災協会の既存鉄筋コンクリート 造建築物の耐震診断基準⁴⁾に示される *R* と F 値の関係に 基づいて算定したものである。



図-9 骨組実験載荷装置(単位:mm)

層間変形角 <i>R</i> (%rad.)	層間水平変位 $\delta(mm)$	F値
0.2	4	0.8
0.4	8	1.0
0.6	12	1.2
0.8	16	1.5
1.2	24	2.0
1.6	32	2.3
2.0	40	2.6
2.4	48	2.8
2.8	56	3.0
3.2	64	3.2

表-7 層間変形角と F 値の関係

4.3 破壊性状と履歴特性(初期載荷)

最終破壊状況を**写真-3**に示す。初期載荷実験では, 変位振幅を増大するにつれて,鉄骨枠組下側位置のアン カー併用接着接合部が破壊を生じてずれを生じると共 に両側柱の柱脚側において,柱梁接合部がパンチングシ ア破壊して耐力低下を生じてきたため, *R*=±1.6 %rad.の 振幅で実験を終了した。なお、鉄骨ブレースは座屈や破 断を生じていないことが確認された。

水平力 Q-層間変形角 R 関係の履歴曲線を図-10 に 示す。図-10には既往の研究²⁾で報告した本実験と同形 状の無補強 RC 骨組の実験値を示した。補強骨組の最大 耐力は無補強骨組の最大耐力を大きく上回っているが, 柱脚側柱梁接合部のパンチングシア破壊の影響を受け, 最大耐力以降の耐力低下が著しいことがわかる。



写真-3最終破壊状況(初期載荷)





4.4 破壊性状と履歴特性(補修後再載荷)

初期載荷実験では、柱脚側柱梁接合部がパンチングシ ア破壊を生じて、鉄骨ブレースによる補強の効果を最大 限に発揮できなかったものと思われる。そこで、既存躯 体と鉄骨枠組の接合部および既存躯体に生じているひ び割れ部分にエポキシ樹脂を再充填すると共に柱脚側 柱梁接合部を鉄筋コンクリートで根巻き補強して、柱脚 側柱梁接合部のパンチングシア強度に余裕を持たせ、初 期載荷実験と同様の実験を行った。最終破壊状況を**写真** -4、*O*-*R* 関係の履歴曲線を図-11 に示す。

補修後再載荷実験は,初期載荷実験と破壊状況が大き く異なり,柱脚側柱梁接合部でパンチングシア破壊を生 じることはなく,鉄骨ブレースが座屈を生じることによ って,引張側ブレースと圧縮側ブレースの交点近郊にお いて,鉄骨枠組と既存躯体の接合部が大きく剥離した。

初期載荷実験と補修後再載荷実験の履歴曲線を比較 すると、補修後再載荷実験の最大耐力は初期載荷実験の 最大耐力を上回っており、補修による効果が確認された。



写真-4最終破壊状況(補修後再載荷)



図-11 水平力-層間変形角関係(補修後再載荷)

4.5 補強骨組の終局耐力の評価

(1) 終局耐力の評価方法

ハイブリッド耐震補強工法を適用した補強骨組の終 局耐力に関してはハイブリッド指針³⁾に評価式が示され ている。ハイブリッド指針では,鉄骨ブレースが降伏し て終局耐力に達する場合 Qul,既存躯体と鉄骨枠組との 接合部が破壊して柱がパンチングシア破壊する場合 Qu2, 既存柱のせん断破壊が先行する場合,骨組全体で曲げ降 伏が先行する場合,基礎が回転を生じる場合の5種類の 破壊モードを想定した終局耐力評価式が示されており, Oulおよび Ou2に関しては下式で評価している。

$$Q_u = \min\left(Q_{u1}, \quad Q_{u2}\right) \tag{6}$$

$$Q_{u1} = Q_{su} + Q_{tu} + Q_{cu} \tag{7}$$

$$Q_{u2} = Q_{ju} + Q_{pc} + Q_{cu} \tag{8}$$

ここに、*Qsu* は枠付き鉄骨ブレースの終局耐力、*Quu* は引 張側柱の終局耐力、*Qcu* は圧縮側柱の終局耐力、*Qju* は鉄 骨枠組と既存躯体との接合部の終局耐力、*Qpc* は引張側 柱頭部のパンチングシア耐力である。

(2) 終局耐力の実験値と計算値の比較

初期載荷,補修後再載荷それぞれの実験値 Qmax と終局 耐力の計算値 Qcal を表-8 に示す。いずれの実験におい ても,実験値は計算値を上回ることが確認された。

表-8 終局耐力の実験値と計算値

試驗休	実験値Q max (kN)		計算值	$ Q_{max} /Q_{cal}$	
1- 400X FT-	正	負	Q_{cal} (kN)	Ē	負
初期載荷	931	-936	720	1.29	1.30
補修後再載荷	1013	-1043	828	1.22	1.26

4.6 じん性の評価

初期載荷,補修後再載荷および既往の研究²⁾で報告し た無補強 RC 骨組の包絡線を図-12 に示す。初期載荷, 補修後再載荷それぞれの実験について,耐力低下が生じ ない範囲で F 値を定めると,初期載荷で F 値 1.2,補修 後再載荷で F 値 2.0 を確保できることが確認された。初 期載荷実験では柱梁接合部がパンチングシア破壊を生 じているが,直交梁,境界梁やスラブ等の存在によって 柱梁接合部の耐力に余裕があり損傷しないのであれば, 補修後再載荷実験のような挙動を示すことが推測され, 低強度コンクリートを有する RC 骨組に対しても, F 値 2.0 のじん性を確保できると思われる。



5. まとめ

低強度コンクリートを有する既存 RC 建物にハイブリ ッド耐震補強工法を適用することの妥当性を検証する ために行った実験によって,以下の結論が得られた。

- 1)既存躯体と鉄骨枠組との接合部のせん断強度は、既 往の評価式を用いて安全側に評価できる。
- 2) 耐震補強した RC 骨組の終局耐力は, 既往の評価式を 用いて安全側に評価できる。
- 3) 耐震補強した RC 骨組は, 柱梁接合部が破壊しないの であれば, F 値 2.0 のじん性を確保できる。

ただし,既存の実構造物における低強度コンクリート は,本実験で用いた低強度コンクリートの力学特性より 劣ることも推測され,改修設計においては慎重な対応が 望まれる。

参考文献

- 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,2001.1
- 2) 石村光由,貞末和史,藤井稔己,宮内靖昌,南宏一: 鉄骨ブレース補強した低強度コンクリート学校校舎の耐震強度に関する実験的研究,日本建築学会構造 系論文集,第644号,pp1813-1820,2009.10
- 耐震補強システム工事グループ:ハイブリッド耐震補 強工法枠付き鉄骨ブレースの設計・施工指針,2001.7
- 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診断基準同解説,2001.1