

# ハイブリッド耐震補強工法を適用した既存低強度コンクリート RC 建物の耐震性能

正会員 ○石村光由\*<sup>1</sup> 同 貞末和史\*<sup>2</sup>  
 同 藤井稔己\*<sup>3</sup> 同 横山 剛\*<sup>4</sup>  
 同 南 宏一\*<sup>5</sup>

耐震改修 あと施工アンカー エポキシ樹脂  
 間接接合部 補強骨組

## 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<sup>1)</sup> (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 $\sigma_c$ が13.5N/mm<sup>2</sup>以上の建物を適用範囲としているため、 $\sigma_c$ が13.5N/mm<sup>2</sup>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<sup>2)</sup>。

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、あと施工アンカー工法とエポキシ樹脂による接着工法を併用して用いるハイブリッド耐震補強工法<sup>3)</sup>に着目し、 $\sigma_c$ が13.5N/mm<sup>2</sup>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。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<sup>3)</sup> (以下、ハイブリッド指針と称す) では、既存躯体の $\sigma_c$ が15N/mm<sup>2</sup>以上であることが適用範囲とされている。

## 2. 接合部要素実験

### 2.1 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-1 に示す。試験体は、既存躯体部のコンクリート設計基準強度  $F_c=9\text{N/mm}^2$  を共通因子、アンカー筋のピッチ 3 種類 (200mm, 300mm, 600mm) を実験変数として、同一試験体を各 3 体ずつ、合計 9 体とした。なお、アンカー筋には D13 (SD345) の異形鉄筋を用いている。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。

表-1 試験体計画

試験体	既存部 Fc(N/mm <sup>2</sup> )	間接接合部 Fc(N/mm <sup>2</sup> )	アンカー筋	アンカー筋間隔(mm)	アンカー本数(本)
H21 H22 H23	9	60	D13(SD345)	200	5
H31 H32 H33				300	3
H61 H62 H63				600	2

注)Fc:コンクリート設計基準強度,ただし,間接接合部は無収縮モルタル

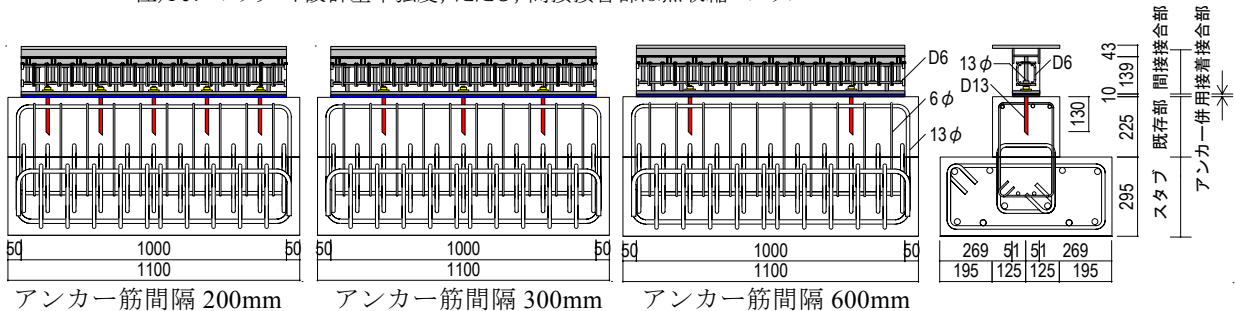


図-1 試験体形状 (単位:mm)

表-2 コンクリートの材料強度

既存部		間接接合部		エポキシ樹脂	
圧縮 (N/mm <sup>2</sup> )	引張 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 (N/mm <sup>2</sup> )	引張 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 (N/mm <sup>2</sup> )	引張 (N/mm <sup>2</sup> )
8.15	1.02	54.6	4.79	91.1	56.9

表-3 鋼材の材料強度

使用箇所	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
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

## 2.2 載荷方法

載荷は図-2 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。変位の計測は、鉄骨枠組部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、既存躯体部分に対する鉄骨枠組部分の相対ずれ変位 $\delta$ を測定して変位制御を行なった。

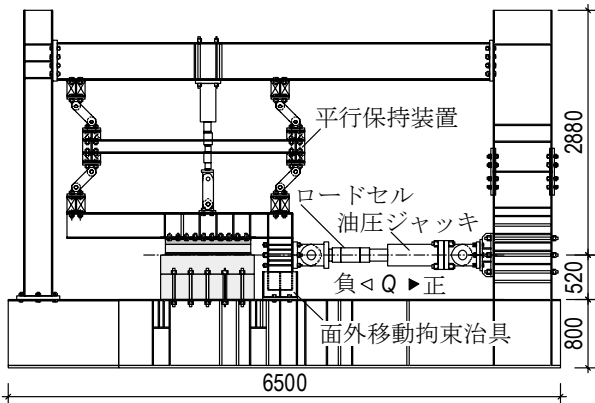


図-2 接合部要素実験載荷装置 (単位:mm)

## 2.3 荷重-変形関係

$Q$ - $\delta$ 関係の履歴曲線の一例を図-3 に示す。全体的に見ると、アンカー筋間隔が小さい試験体の方が小さ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の振幅で最大耐力に達し、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。

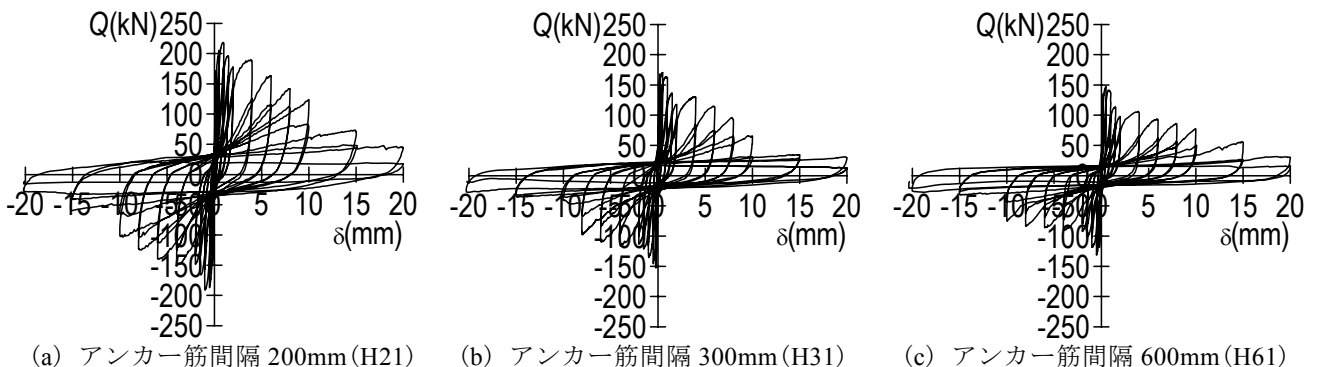


図-3 履歴曲線

また、同一形状の試験体においても最大強度にバラツキが見られたが、アンカー筋間隔が小さくなるほど最大強度は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、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。

## 2.4 接合部のせん断強度

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 $bQ_{ju}$ と間接接合部のせん断強度 $sQ_{ju}$ の評価に関しては、ハイブリッド指針<sup>3)</sup>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。

$$bQ_{ju} = 0.08 \cdot \sigma_B \cdot A_b + \tau_{ay} \cdot \Sigma a_a \quad (1)$$

$$\tau_{ay} = \min(\tau_{ay1}, \tau_{ay2}) \quad (2)$$

$$\tau_{ay1} = 0.5 \cdot \sigma_{ay} \quad (3)$$

$$\tau_{ay2} = 0.3 \sqrt{\sigma_B \cdot E_{c1}} \quad (4)$$

ここに、 $\sigma_B$ は既存コンクリート圧縮強度、 $A_b$ は接着接合部の面積、 $\Sigma a_a$ はアンカー筋の断面積、 $\sigma_{ay}$ はアンカー筋降伏強度、 $E_{c1}$ はコンクリートヤング係数である。

せん断強度の実験値と計算値の比較を図-4 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っており、既往の評価式を用いて安全側に評価できることが確認された。

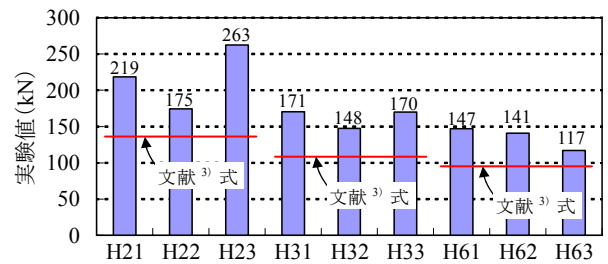


図-4 実験値と計算値の比較

### 3. 骨組実験

#### 3.1 試験体

試験体形状を図-5 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、 $F_c=9\text{N/mm}^2$  で調合設計を行った。試験体に用いた素材の材料試験結果を表-4、表-5 に示す。

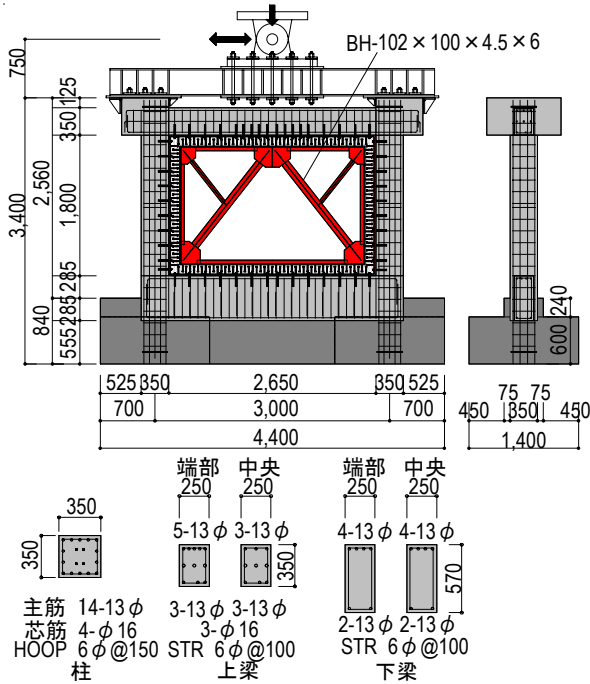


図-5 試験体形状 (単位:mm)

表-4 コンクリートの材料強度

実験期	既存部		間接接合部		エポキシ樹脂	
	圧縮 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張 ( $\text{N/mm}^2$ )	圧縮 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張 ( $\text{N/mm}^2$ )	圧縮 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張 ( $\text{N/mm}^2$ )
初期載荷	8.38	0.99				
補修後再載荷	9.97	—	54.8	4.02	99.8	64.6

表-5 鋼材の材料強度

使用箇所	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	伸び (%)
D13 (SD345) アンカー筋	366	552	0.69
D6 (SD295) 割裂防止筋	321	512	0.63
13φ スタッド	364	487	0.75
13φ	325	436	0.74
16φ 既存部	325	436	0.74
6φ	291	492	0.59
PL-6	293	451	0.65
PL-4.5 ブレース	343	421	0.81

#### 3.2 載荷装置

載荷装置を図-6 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 (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  $\delta_u$  を層間高さ  $L$  で割った層間変形角  $R$  を変位制御して、 $R=\pm 0.8\% \text{rad}$  までは  $\pm 0.2\% \text{rad}$  の漸増を 2 サイクルずつ繰返し、それ以降は  $\pm 0.4\% \text{rad}$  の漸増を 2 サイクルずつ繰返す載荷プログラムとした。

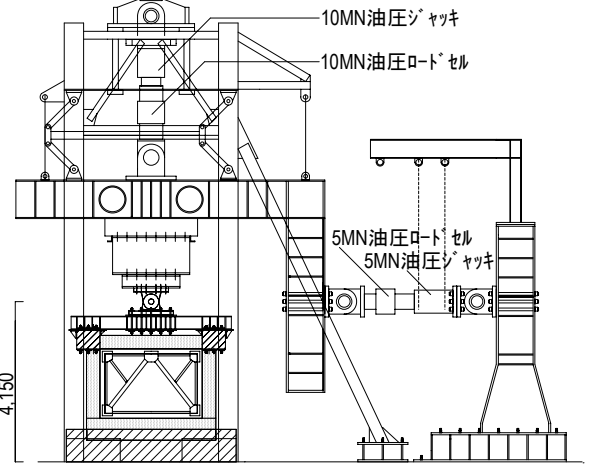


図-6 骨組実験載荷装置 (単位:mm)

#### 3.3 破壊性状と履歴特性 (初期載荷)

最終破壊状況を写真-1 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、 $R=\pm 1.6\% \text{rad}$  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-7 に示す。図-7 には既往の研究<sup>2)</sup>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



写真-1 最終破壊状況 (初期載荷)

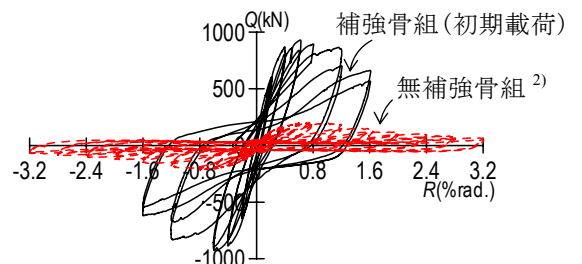


図-7 水平力—層間変形角関係 (初期載荷)

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。

### 3.4 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-2、 $Q-R$  関係の履歴曲線を図-8 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-2 最終破壊状況(補修後再載荷)

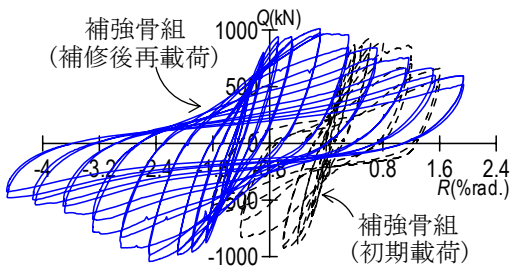


図-8 水平力-層間変形角関係(補修後再載荷)

### 3.5 補強骨組の終局耐力の評価

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<sup>3)</sup>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あるいは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およびその他3種類の計5種類の破壊モードを想定して、終局耐力を評価している。実験値  $Q_{max}$  と終局耐力の計算値  $Q_{cal}$  を表-6 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-6 終局耐力の実験値と計算値

試験体	実験値 $Q_{max}$ (kN)		計算値 $Q_{cal}$ (kN)	$ Q_{max} /Q_{cal}$	
	正	負		正	負
初期載荷	931	-936	732	1.27	1.28
補修後再載荷	1013	-1043	835	1.21	1.25

### 3.6 じん性の評価

初期載荷、再載荷および既往の研究<sup>2)</sup>で報告した無補強 RC 骨組の包絡線を図-9 に示す。初期載荷、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、再載荷で  $F$  値 2.0 を確保できることが確認された。

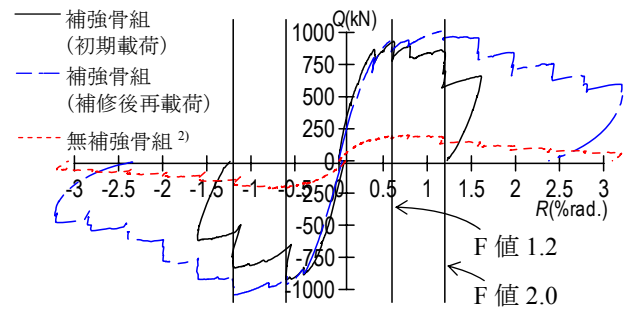


図-9 包絡線

## 4. まとめ

$\sigma_B$  が  $13.5\text{N/mm}^2$  を下回る RC 建物に対しても、接合部のせん断強度と補強骨組の終局耐力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、柱および柱梁接合部のパンチングシア破壊を生じない補強骨組は、 $F$  値 2.0 のじん性を確保できることを明らかにした。

### 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，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誌，第 644 号，pp1813-1820，2009.10
- 3) 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

\*1 福山大学大学院博士課程

\*2 広島工業大学 准教授・博士(工学)

\*3 福山大学大学院修士課程

\*4 (株)コンステック

\*5 福山大学 教授・工博

\*1 Graduate School, Fukuyama Univ.

\*2 Assoc. Prof., Hiroshima Institute of Technology, Dr. Eng.

\*3 Graduate School, Fukuyama Univ.

\*4 Constec Engineering Co., LTD

\*5 Prof., Fukuyama Univ., Dr. Eng.