

枠付鉄骨ブレースによる既存 RC 造建築物の耐震補強工法の開発 －鉄骨ブレース直付け工法－

佐藤 幸博 高森 直樹
桂 大輔 佐々木 仁
佐々木 聡

概 要

既存の鉄筋コンクリート系建物に対する耐震補強として、骨組内に枠付鉄骨ブレースを増設する工法が多く採用されている。この工法では、既存躯体にはあと施工アンカーを、鉄骨枠には頭付きスタッドをそれぞれ打設し、既存躯体と鉄骨枠との隙間にスパイラル筋等を配した上で、無収縮モルタルを充填するのが一般的である。これに対し、枠付鉄骨ブレースを既存躯体に直付けすることにより、工数や資源の低減を図る工法が考えられる。本報告は、鉄骨ブレース直付け工法の開発のために行った鉄骨枠－既存躯体接合部の一面せん断実験、ならびに補強架構の水平加力実験について述べるものである。実験および検討の結果、以下の知見が得られた。

- (1) エポキシ樹脂接合の接着すべり耐力、あと施工アンカーとエポキシ樹脂または無収縮モルタルとの併用接合部のせん断摩擦耐力は、本文中に示す式により概ね安全側に評価できた。
- (2) 本工法による補強架構は、初期剛性、終局耐力ともに上昇し、十分な変形性能を有した。
- (3) 補強架構の終局耐力は、仮定した耐力式で安全側に評価できた。

Development of a Seismic Retrofit Method for Existing R/C Buildings using Adhered and Anchored Steel Braces

Abstract

The attachment of adhered and anchored steel braces to the skeleton frame of existing R/C buildings is frequently used for seismic retrofit. Usually this process is implemented by inserting headed studs to the steel-frame, arranging spiral steel bars in-between the opening of the existing frame and steel-frame, and finally filling with non-shrink mortar. On the other hand it is thought that by directly attaching adhered and anchored steel braces to the existing frame, retrofitting would be quicker and simpler. In this paper, we attempted to develop a method of directly attaching adhered and anchored steel braces to the existing frame, and experiments were carried out to compare with the shear strength of the retrofitted frame with the original frame. The results obtained showed that:

- (1) The slipping capacity of epoxy resin joint and the shear friction capacity of joint between the attached anchors and epoxy resin or non-shrinkage mortar were close to the values calculated by using the equation shown in this paper.
- (2) In this method, both the initial rigidity and ultimate strength of the retrofit frame increased, showing improvements in deformation efficiency.
- (3) The ultimate strength of the retrofit frame was close to the values calculated by using the assumed yield equation.

キーワード: 耐震補強 枠付鉄骨ブレース
 アンカー 無収縮モルタル
 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)系建物に対する耐震補強として、骨組内に枠付鉄骨プレースを増設する工法が多く採用されている。この工法では、既存躯体にはあと施工アンカーを、鉄骨枠には頭付きスタッドをそれぞれ打設し、既存躯体と鉄骨枠との隙間にスパイラル筋等を配した上で、無収縮モルタルを充填するのが一般的である。これに対し、枠付鉄骨プレースを既存躯体に直付けし、工数や資源の低減を図る工法が考えられる。本報告は、鉄骨プレース直付け工法の開発のために行った鉄骨枠－既存躯体接合部の一面せん断実験、ならびに補強架構の水平加力実験について述べるものである。

§2. 工法概要

図 1 に工法概要を示す。本工法では、既存躯体に設けたあと施工アンカーを鉄骨枠に貫通させた後ナット締結し、隙間にはエポキシ樹脂や無収縮モルタルを充填して一体化することを特徴とする。本工法によれば、鉄骨枠と既存躯体との隙間を、従来工法では 200mm 程度必要とするのに対し、10～30mm 程度と小さくできるため、鉄骨枠による開口部面積の減少を少なくすることができる。また、従来必要としていたスパイラル筋等は不要となり、充填のための型枠も少なくできるため、工数や資源が削減でき、コストダウンを図ることができる。

§3. 鉄骨枠－既存躯体接合部の一面せん断実験

本実験は、既存 RC 躯体と鉄骨枠との接合部の力学性状のうち、①エポキシ樹脂接合部の接着耐力、②エポキシ樹脂および無収縮モルタル接合部の摩擦係数、③エポキシ樹脂および無収縮モルタル接合部のせん断摩擦耐力、について検討するために実施したものである。

3.1 試験体および使用材料

表 1 に試験体一覧を、図 2 に試験体形状および配筋詳細の例を、表 2 に使用材料の力学的性質をそれぞれ示す。試験体は、鉄骨枠－既存躯体接合部を模擬したほぼ実大寸法とした。既存躯体を模擬した RC 部材には、あと施工アンカー(ケミカル)を 3 本打設した。アンカー筋は、鉄骨枠を模擬した鋼材に貫通させ、ナット締結した。接合目地幅は、それぞれ、エポキシ樹脂接合では 10～20mm、無収縮モルタル接合では 30～50mm とした。

鋼材に設けたアンカー筋貫通孔は、実施工を想定し、D19(先端 M18 ねじ)のアンカー筋に対し $\phi 35\text{mm}$ とした。アンカー筋の埋込深さは 200mm とし、ケミカルアンカーの固着剤にはエポキシ樹脂を主剤としたものを用いた。

3.2 実験方法

図 3 に加力装置を示す。実験は 2 シリーズ行い、加力は、各シリーズにおいて、それぞれ以下に行った。

[シリーズ I] 鉛直荷重載荷用ジャッキは設けず、水平荷重載荷用ジャッキにより、加力芯と鉄骨ウェブ下面を一致させ、接合面にせん断力を正負交番で与えた。加力は、接合面の接着すべり破壊が生じるまでは荷重制御とし、水平荷重 $\pm 50, 100, 200, 300, 500\text{kN}$ で正負 1 回繰り返す、すべりが生じた後は変位制御とし、すべり変位 $\pm 0.5, 1, 2, 5, 10, 15, 20, 30\text{mm}$ で正負 1 回繰り返した。

[シリーズ II] まず、鉛直荷重をゼロとし、水平荷重載荷用ジャッキにより鋼材と RC 部材との接合面に接着すべり破壊を生じさせた。その後、鉛直荷重載荷用ジャッキにより鉛直荷重を制御しながら、すべり変位による変位制御の正負交番載荷を行った。すべりが生じるまでの水平荷重の制御は[シリーズ I]と同様とし、その後の変位制御は、すべり変位 $\pm 0.2, 0.5, 1, 2, 5, 10, 15, 20, 30\text{mm}$ で正負 1 回繰り返した。接合面垂直応力度 $\sigma_0(\text{N/mm}^2)$ は、すべり変位 $\delta(\text{mm})$ との関係が次式を満足するよう漸増させ

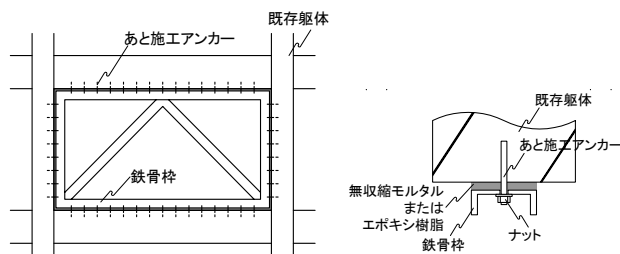


図 1 工法概要

表 1 試験体一覧

シリーズ	試験体名	充填材	接合目地幅 w_j (mm)	接合面垂直応力度 σ_0 (N/mm ²)
Ⅰ	EP1	エポキシ樹脂	10	—
	MO1	無収縮モルタル	30	
Ⅱ	EP2	エポキシ樹脂	10	0~4
	EP3		20	
	MO2	無収縮モルタル	30	
	MO3		50	
	共通事項	鉄骨: H-200x200x8x12 (SS400) 片フランジおとし アンカー筋: 3-D19 (SD295A), 端部ねじ M18 (ケミカルアンカー) コンクリート目標圧縮強度 (材齢4週): 18N/mm ²		

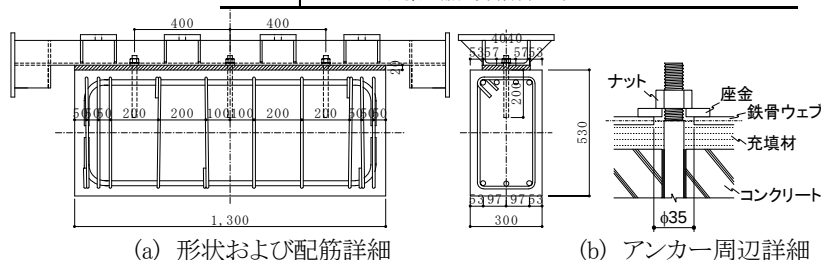


図 2 試験体形状および配筋詳細の例

た。ただし $\delta=0.2 \text{ mm}$ の場合は $\sigma_0=0 \text{ N/mm}^2$ とした。

$$\sigma_0 = \frac{4}{15} \delta \quad (1)$$

接合面垂直応力度は、2 本の鉛直荷重載荷用ジャッキによる合計荷重を接合面積で除した平均応力度とした。

3.3 実験結果の概要

図 4 に[シリーズ I]の実験で得られたせん断力～すべり変位関係を示す。エポキシ樹脂接合の EP1 では、荷重制御の $\pm 300 \text{ kN}$ まで、ほとんどすべり変位は生じなかった。すべり破壊直後に急激な荷重低下を生じたが、その後の変位制御では、アンカー筋の効果により、すべり変位の増加に伴いせん断力が徐々に上昇した。無収縮モルタル接合の MO1 では、EP1 の接着すべり耐力に対し、約 1/10 の荷重ですべり破壊が生じた。すべり破壊後の変位制御時の挙動は、EP1 とほぼ同様であった。

図 5 に[シリーズ II]の実験により得られたせん断力～すべり変位関係を示す。[シリーズ II]の実験においても、接着すべり耐力に関する実験結果は[シリーズ I]とほぼ同様で、無収縮モルタル接合の接着すべり耐力は、エポキシ樹脂接合に対し 1/5～2/5 程度と小さかった。すべり破壊後の変位制御では、アンカー筋の効果および付加した垂直応力度によりせん断力が徐々に上昇した。すべり破壊後のせん断力～すべり変位関係には、エポキシ樹脂

脂接合と無収縮モルタル接合との違い、および接合目地幅の違いによる影響は顕著ではなかった。

3.4 実験結果の検討

3.4.1 エポキシ樹脂接合部の接着すべり耐力

図 6 にエポキシ樹脂接合の接着すべり耐力とコンクリート強度および接合目地幅との関係を示す。同図中には、既往の実験結果^{1)～5)}および次式による計算値を示した。

$$\tau_{ju} = 0.31 \sqrt{\sigma_B} \quad (2)$$

エポキシ樹脂接合の接着すべり耐力は、接合目地幅に関わらず、式(2)により概ね安全側に評価している。

3.4.2 接合部のせん断摩擦耐力

ここでは、エポキシ樹脂および無収縮モルタル接合のすべり破壊後のせん断摩擦耐力について検討する。すべり破壊後のせん断摩擦耐力に関し、せん断摩擦理論に基づき、次式を仮定する。

$$Q_{if} = \mu_f \cdot (\sum s a_e \cdot s \sigma_y + s N_v) \quad (3)$$

表 2 使用材料の力学的性質一覧
(a) コンクリート、無収縮モルタル、エポキシ樹脂

シリーズ	種類	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ (μ)	ヤング係数* ($\times 10^5 \text{ N/mm}^2$)	ポアソン 比*	割裂引張強度 (N/mm^2)	適用
I	コンクリート	25.4	1929	2.230	0.133	2.47	MO1, EP1
	無収縮モルタル	43.1	4757	1.792	—	3.15	MO1
II	コンクリート	18.1	1766	1.979	0.145	1.86	MO2, 3, EP2, 3
	無収縮モルタル	59.9	5080	2.135	0.179	3.75	MO2, 3
	エポキシ樹脂	83.1	29734	0.344	0.361	—	EP2, 3

※圧縮強度の 1/3 時の値

(b) あと施工アンカー

シリーズ	適用	降伏点 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{ N/mm}^2$)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)	降伏ひずみ (μ)
I	母材(D19)	352.5	1.841	526.1	20.0	1915
	全ネジ(M18)	351.1	1.670	522.7	21.1	2102
II	母材(D19)	349.2	1.830	—	—	1908
	ネジ部(M18)	353.1	1.727	522.7	—	2046

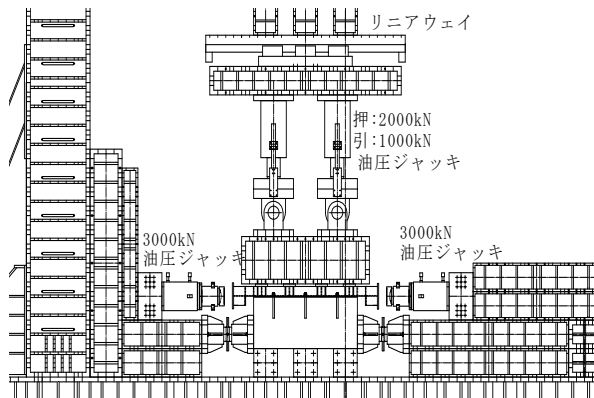


図3 加力装置

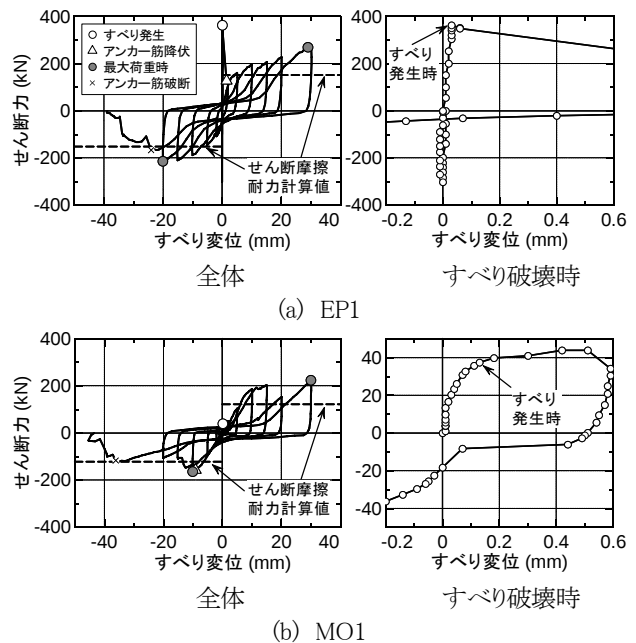


図4 セン断力～すべり変位関係(シリーズ I)

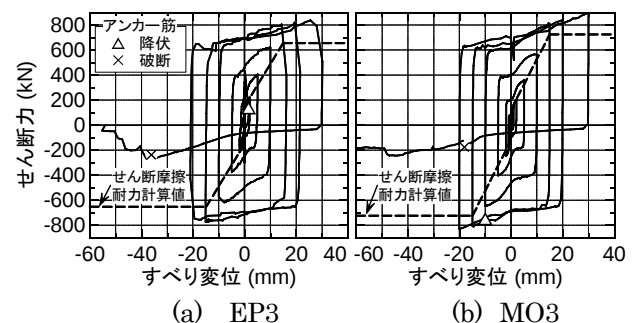


図5 セン断力～すべり変位関係の例(シリーズ II)

ここに、 μ_f : 摩擦係数

sA_e : あと施工アンカー筋 1 本の断面積

$s\sigma_y$: あと施工アンカー筋の降伏点

sN_v : 載荷圧縮力

ここで、両接合のせん断摩擦耐力を検討するにあたり、アンカー筋引張力とすべり変位との関係を見てみることにする。図 7 に両接合のアンカー筋引張力とすべり変位との関係の一例を示す。図の縦軸はアンカー筋 3 本の総引張力である。アンカー筋の引張力は、アンカー筋母材部に貼付したひずみゲージによるひずみ度から、応力～ひずみ関係にバイリニアモデルを仮定して応力度を算定し、これに母材断面積を乗じて求めた。アンカー筋引張力の推移を接合種類の違いにより比較すると、エポキシ樹脂接合では、すべり変位 5mm 程度でアンカー筋母材断面積より算定した降伏耐力を発揮しているのに対し、無収縮モルタル接合では、すべり変位 10～15mm 程度でもアンカー筋ねじ部の断面積より算定した降伏耐力程度しか発揮していない。これより、補強架構における柱のパンチング破壊やせん断破壊との変形の適合性を考慮すると、無収縮モルタル接合の場合には、あと施工アンカーの降伏耐力を低く抑えるため、アンカー筋の降伏耐力をねじ部の断面積で評価の方がより妥当と考えられる。

以上の検討を踏まえ、式(3)のうち、まず、アンカー筋の効果のみによる摩擦係数について検討する。図 8 に圧縮力を載荷せずに行った EP1 および MO1 のアンカー筋による摩擦係数とすべり変位との関係を示す。摩擦係数は、せん断力をアンカー筋引張力で除した値であり、アンカー筋引張力は、EP1 の場合はアンカー筋母材の断面積により、MO1 の場合はねじ部の断面積により、それぞれ算定した。アンカー筋のみによる摩擦係数は、無収縮モルタル接合、エポキシ樹脂接合ともに、すべり変位 10mm 以上の範囲において、約 0.6 以上である。

つぎに、式(3)のうち、載荷圧縮力の効果のみによる摩擦係数について検討する。載荷圧縮力による摩擦係数は、載荷圧縮力の有無のみ異なる試験体相互を比較することにより求めた。すなわち、エポキシ樹脂、無収縮モルタル両接合において、圧縮力を作用させた試験体のせん断力から、圧縮力無載荷試験体の同一すべり変位におけるせん断力を差し引き、これを載荷圧縮力で除して求めた。求めた摩擦係数とすべり変位との関係を図 9 に示す。図より、載荷圧縮力のみによる摩擦係数は、すべり変位 10mm 以上の範囲で、エポキシ樹脂接合では約 0.5 以上、無収縮モルタル接合では約 0.6 以上である。

以上より、式(3)において、エポキシ樹脂接合では摩擦係数を 0.5、アンカー筋の断面積を母材の断面積とし、また、無収縮モルタル接合では摩擦係数を 0.6、アンカー

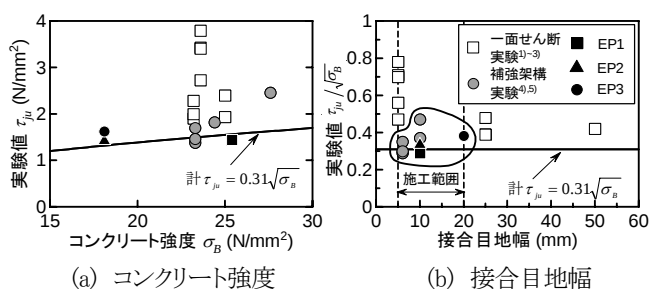


図 6 接着耐力と影響因子との関係

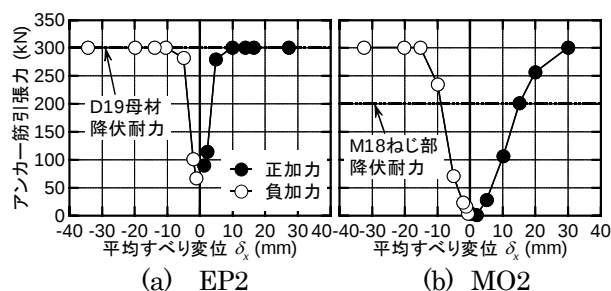


図 7 あと施工アンカーの引張力とすべり変位との関係の例

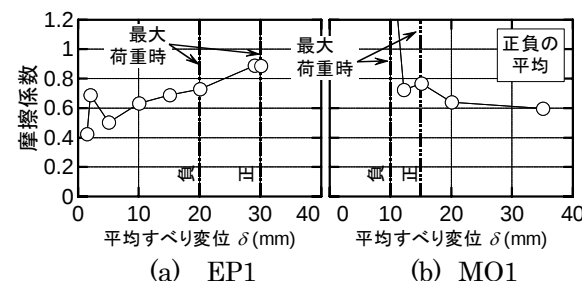


図 8 アンカー筋のみによる摩擦係数とすべり変位との関係

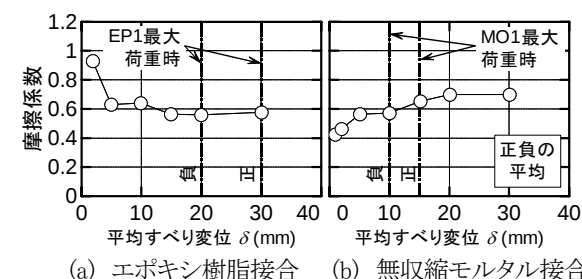


図 9 載荷圧縮力のみによる摩擦係数とすべり変位との関係

筋の断面積をねじ部の断面積として、それぞれ算定したせん断摩擦耐力計算値を前掲の図 4、図 5 中に破線で示した。いずれの接合に対しても、計算値は実験値を安全側に評価している。

§4. 枠付鉄骨ブレース補強架構の水平加力実験

本実験は、前章に示した既存躯体－鉄骨枠接合部の一面せん断実験結果を踏まえ、本工法による枠付鉄骨ブレース補強架構の破壊状況、終局耐力および変形性能を把握するために行ったものである。

4.1 試験体および使用材料

表 3 に試験体諸元を、図 10 に試験体接合部詳細を、

図 11 に試験体概要の例を、表 4 に使用材料の力学的性質をそれぞれ示す。試験体は、無補強既存骨組を含む計 4 体で、実験因子は、接合部種類および破壊モードである。補強架構における既存躯体と枠付鉄骨ブレースとの接合は、No.2 はエポキシ樹脂のみによる接合、No.3 および No.4 はエポキシ樹脂または無収縮モルタルとアンカー筋との併用接合である。また、No.2 は鉄骨ブレース破壊型、No.3 および No.4 はせん断すべり破壊型の破壊を想定した試験体である。なお、No.2 は既存躯体と鉄骨枠との接合をエポキシ樹脂のみのとした試験体であるが、圧縮ブレースの座屈後、引張ブレースとの力の鉛直成分差により上枠に生じるせん断力を引き上げるためのアンカー筋をブレース交点付近に集中配置した。

4.2 実験方法

載荷は、両側の柱に $\eta=1/6$ の一定軸力を作用させ、上部梁の両側を水平に押し引きする繰り返し漸増載荷とした。加力は、層間変形角 (R) による変位制御とし、 $R=\pm 0.1, 0.2\%$ で各 1 回、 $R=\pm 0.3, 0.4, 0.5, 1, 1.5,$

2% で各 2 回、 $R=\pm 3\%$ で 1 回繰り返した後、正側または負側で押し切った。層間変形角 R は、加力点高さである梁せい中心位置の水平変位 δ を基礎スタブ上端から梁せい中心位置までの高さで除した値とした。

4.3 実験結果の概要

図 12 に各試験体の荷重～変形関係を示す。既存骨組の No.1 は、 $R=\pm 1.5\%$ の繰り返しで正負とも最大耐力に達し、その後、 $R=+2.1\%$ で圧縮側柱の柱脚がせん断破壊し、軸力保持不能となった。エポキシ樹脂接合の No.2 は、 $R=\pm 1\%$ の繰り返しでブレース材が引張降伏および座屈して正負とも最大耐力に達した。その後、 $R=+4.7\%$ で両柱がせん断破壊して軸力保持不能となった。アンカー筋併用エポキシ樹脂接合の No.3 は、 $R=+0.07\%$ で上枠接合部にすべりが生じ、 $R=\pm 1\%$ の繰り返しで上枠接合部のすべりが顕著となって正負ともに最大耐力に達した。その後、 $R=-5\%$ で引張側柱にパンチング破壊、圧縮側柱にせん断破壊が生じたが、加力最終まで軸力保持した。アンカー筋併用無収縮モルタル接合の No.4 は、 $R=+0.006\%$ で上枠接合部にすべりが生じ、 $R=\pm 1\%$

の繰り返しで上枠アンカー筋の降伏、上枠の座屈が生じて正負ともに最大耐力に達した。その後、 $R=-4\%$ で引張側柱のパンチング破壊、圧縮側柱のせん断破壊が生じたが、加力最終まで軸力保持した。

表 3 試験体諸元

試験体名	ブレース材 (SS400)	枠材 (SS400)	接合部 充填剤	目地幅 (mm)		想定破壊モード
				と施工 アンカー	と施工 アンカー	
No.1	—	—	—	—	—	柱せん断破壊型
No.2	BH-80×80×4.5×4.5	[80×50×6×6 接着面170mmに拡幅]	エポキシ樹脂	10	D13-6本 (SD345) 梁中央のみ	鉄骨ブレース破壊型
No.3	H-100×100×6×8	H-100×100×6×8 片フランジおとし	無収縮モルタル	30	1-D10 @300 (SD295A)	接合部せん断すべり破壊型
共通事項	柱: B×D=260×260mm, 主筋: 8-D13(SD295A), $p_g=1.50\%$, 帯筋: □-6@150(SR235), $p_w=0.14\%$, 梁: B×D=200×400mm, 主筋: 4-D13(SD295A)(上下とも), $p_t=0.64\%$, あばら筋: □-6@100(SR235), $p_w=0.28\%$, コンクリート目標圧縮強度(材齢4週): $f_c=18\text{N/mm}^2$, 柱軸力: $N=0.6/6$ あと施工アンカー: D10(先端M8ねじ切り), D13(先端M12ねじ切り)ケミカル, 埋込深さ: 11d.					

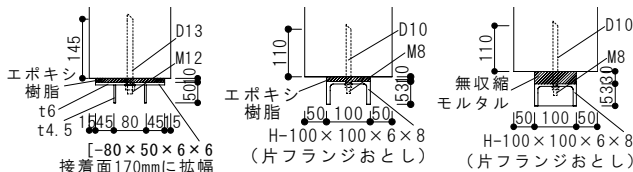


図 10 試験体接合部詳細

表 4 使用材料の力学的性質

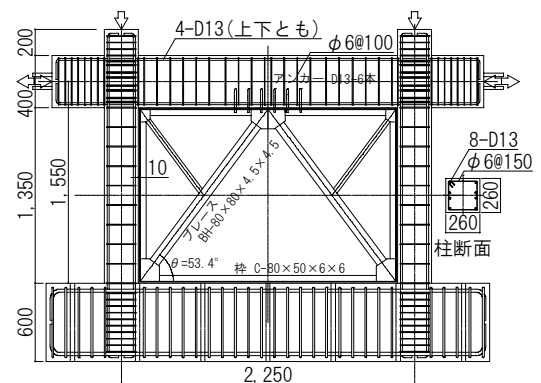
	圧縮強度	ヤング係数*	割裂強度	適用
コンクリート	24.6	2.581	2.39	全
エポキシ樹脂	61.9	0.291	—	No.2
エポキシ樹脂	72.9	0.295	—	No.3
無収縮モルタル	59.4	2.206	2.65	No.4

試験法: コンクリート[JIS A 1108, 割][JIS A 1113, エポキシ][JIS K 7208]
供試体: コンクリートφ100×200, モルタルφ50×100, エポキシφ15×40, 1/3 圧縮強度時

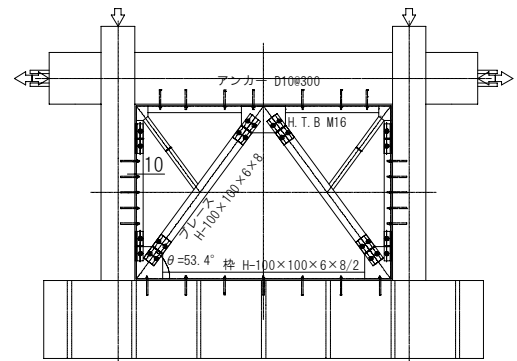
種類	規格	降伏点	ヤング係数	引張強度	適用
6	SR235	308***	20.5	464	帯筋, あばら筋
D13	SD295A	323	18.5	456	主筋
D10	SD295A	360	17.4	517	No.3, 4アンカー
PL4.5	SS400	314	22.0	454	No.2ブレース, 枠
PL6	SS400	317	21.7	438	No.3, 4ブレース, 枠
PL8	SS400	320	21.0	453	No.3, 4ブレース, 枠

試験法: JIS Z 2241, 試験片 JIS Z 2201, *** 0.2% オフセット

単位: 圧縮強度, 割裂強度, 降伏点, 引張強度 [N/mm²], ヤング係数 [10⁴ N/mm²]



No.2



No.3

図 11 試験体概要の例

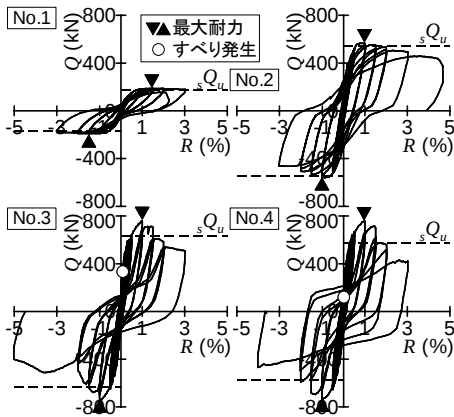


図 12 層せん断力～層間変形角関係

4.4 実験結果の考察

表 5 に脚注に示す終局耐力度式による計算値と実験値とを比較して示す。実験値/計算値は、1.03～1.32 の範囲にあり、計算値は実験値を安全側に評価している。また、計算結果による破壊モードと実験結果は合致している。

図 13 に各試験体の荷重～変形関係包絡線を比較して示す。なお、図の縦軸は、荷重を無補強試験体の最大耐力で無次元化して示してあり、また、図中には靱性指標 F 値⁹⁾を併記した。本工法により補強された架構は、既存骨組に対し、最大耐力が 3～4 倍程度上昇し、初期剛性も大幅に上昇している。また、いずれの補強試験体も十分な変形性能も有しており、補強効果が確認された。

§5. まとめ

枠付鉄骨プレースの直付け工法に関し、接合部の一面せん断実験、ならびに補強架構の水平加力実験を行った。実験および考察の結果、以下の知見が得られた。

- (1) エポキシ樹脂接合の接着すべり耐力は、式(2)により概ね安全側に評価できた。
- (2) あと施工アンカーとエポキシ樹脂による併用接合部のせん断摩擦耐力は、式(3)において、摩擦係数を 0.5、アンカー筋の断面積を母材断面積として算定することで安全側に評価できた。
- (3) あと施工アンカーと無収縮モルタルによる併用接合部のせん断摩擦耐力は、式(3)において、摩擦係数を 0.6、アンカー筋の断面積をねじ部の断面積として算定することで安全側に評価できた。
- (4) 本工法による補強架構は、初期剛性、終局耐力ともに上昇し、十分な変形性能を有した。
- (5) 補強架構の終局耐力は、仮定した耐力度式で安全側に評価できた。

表 5 終局耐力の実験値と計算値の比較

単位: [kN]

試験体	終局耐力計算値							最大耐力 実験値	$\frac{e Q_{max}}{s Q_u}$	破壊モード
	柱(1本あたり)	ブレース	接合部	架構	柱(1本あたり)	ブレース	接合部			
No.1	正負	95.1	86.8	—	—	—	—	174	1.08	柱の曲げ降伏後 せん断破壊
No.2	正負	95.1	86.8	341	371	515	—	545	1.04	ブレース降伏後 柱せん断破壊
No.3	正負	95.1	86.8	341	800	303	205	633	1.20	接合部せん断 すべり破壊後の 柱パンチング・ せん断破壊
No.4	正負	95.1	86.8	305	800	—	180	572	1.28	接合部せん断 すべり破壊後の 柱パンチング・ せん断破壊

【終局耐力度式】 Q_u : 架構の終局耐力

既存(無補強)骨組: $s Q_u = 2 \cdot \min(c Q_{mu}, c Q_{su})$, 摩擦すべり破壊型: $s Q_u = Q_{jf} + c Q_p + c Q_{su}$, プレース降伏先行型: $s Q_u = 2 \cdot \min(c Q_{mu}, c Q_{su}) + Q_{bu} + c Q_{mu}$, 柱曲げ耐力⁹⁾ $c Q_{su}$: 柱せん断耐力(修正大野・荒川 min 式)⁶⁾, $c Q_p$: 柱パンチングシア耐力⁷⁾, Q_{bu} : プレースの終局耐力⁷⁾, Q_{mu} : エポキシ樹脂接合の接着耐力 $= 0.31 \sqrt{\sigma_B} \cdot B_j \cdot \ell_j$, Q_{jf} : 接合部のせん断摩擦耐力(式(3)), μ : 摩擦係数(エポキシ: 0.5, モルタル: 0.6), $s A_e$: あと施工アンカー筋の有効断面積(エポキシ: 母材, モルタル: ねじ部)(ただし, $\mu \cdot \sigma_y \leq 0.4 \sqrt{\sigma_B} \cdot E_c$), $s N_v$: 鉄骨柱に生じる圧縮力 $= \min(b Q_p, s N_{vy}, c Q_p \cdot h/l)$, $B_j \cdot \ell_j$: 鉄骨柱と既存躯体との接着面積, $b Q_p$: 梁のパンチングシア耐力, $s N_{vy}$: 鉛直鉄骨柱の降伏耐力, h : 既存骨組の内法高さ, l : 既存骨組の内法長さ

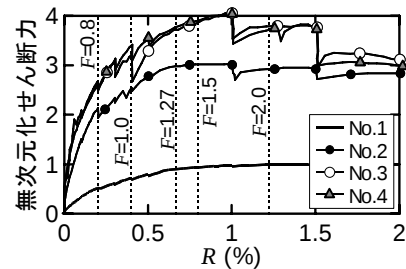


図 13 包絡線の比較

謝 辞 本開発は、株式会社カテカとの共同で行ったものです。ご協力いただいた五味晴人技術部長に深謝いたします。

参考文献

- 1) 小宮, 益尾: 鉄骨増設ブレース補強用の接着接合部および間接接合部の終局耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, 2000 年 6 月
- 2) 宮内, 東端ほか: 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, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, 1998 年 6 月
- 3) 宮内, 毛井ほか: 接着接合された RC 部材の一面せん断性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1998 年 9 月
- 4) 毛井, 宮内: 接着接合された鉄骨プレース補強骨組の力学性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 539 号, 2001 年 1 月
- 5) 太田, 村上ほか: 圧着接合による無アンカー耐震改修工法の開発, 鴻池組技術研究報告, Vol.11, 2001 年
- 6) 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 年 10 月
- 7) 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 年 10 月



佐藤 幸博

ひとこと

本工法は、日本建築防災協会の技術評価取得により、今後、多くの耐震補強へ提案していけると思います。