

論文 接着接合と間接接合併用工法による鉄骨増設ブレースの補強効果

益尾 潔*1, 小宮敏明*2

要旨: 本研究は, 新しい枠付き鉄骨ブレース補強工法の開発を目的としたものである。本工法の特徴は, 接合鋼板をアンカー筋と併用して既存RC躯体に接着接合し, 間接接合部に横拘束筋として割フープを用いる点である。本論文では, 工法種別と本工法による接着接合部の併用アンカー筋量を実験因子とした鉄骨ブレース架構の実験結果を示し, 本実験結果を踏まえて, 本架構の終局耐力の評価方法を明らかにした。

キーワード: 接着接合, アンカー筋, 間接接合, 鉄骨ブレース, 終局耐力

1. はじめに

筆者らは, 新しい枠付き鉄骨ブレース補強工法の開発を目的とし, 接着接合部と間接接合部に関する要素実験¹⁾を行い, 両接合部の終局強度を評価できることを示した。本工法は, 在来工法による施工の際に生じる種々の問題を解決するために考案された。本論文では, 鉄骨ブレース架構の実験結果を示すとともに, 本架構の終局耐力の評価方法を明らかにする。

本工法による接着接合部は, 図-1に示すように, 既存RC躯体周囲各辺にそれぞれ接合鋼板をエポキシ樹脂で接着接合し, 必要に応じて併用アンカー筋を配置する。間接接合部は, 鉄骨ブレースを既存架構内に組み込んだ後, 接合鋼板と鉄骨枠の隙間に両側より軸筋と割フープよりなる籠筋を挿入し, グラウトモルタルを圧入する。籠筋の挿入に際して, 接合鋼板と鉄骨枠間は所要寸法とする必要がある。

2. 実験計画

2.1 試験体の概要

実験因子は, 表-1に示すように, 工法種別と本工法による接着接合部の併用アンカー筋量で, 試験体数は5体である。試験体は, 図-1に示した縮小率が1/2.5の1層1スパン架構である。実験計画にあたって配慮した点を以下に示す。

- 1) 既存RC架構は, 筆者らが行ったRC増設壁の実験²⁾の既存RC架構と等しくした。
- 2) 本工法試験体は, 要素実験の結果¹⁾に基づいて, 間接接合部の終局耐力を他の部位に比べて高くし, 併用アンカー筋量のみを変え, 接着接合部破壊型から鉄骨ブレース降伏型までの終局耐力と変形性能を調べることにした。
- 3) 各試験体とも, 鉄骨ブレースの細長比 λ を小

表-1 実験計画の一覧

工法	試験体	アンカー筋併用接着接合部			間接接合部			増設鉄骨架構	既存RC架構
		仕様	呼び名	間隔(mm)	pa (%)	呼び名	間隔(mm)		
本工法	B8-BA0	幅 Wj=80mm 接合鋼板の厚さ=6mm 樹脂厚さ=4mm	D6	450	0.09	9φ	割フープ D6-φ75 pw=1.07%	(ブレース) H-80x80x6x6 (枠) [-80x35x6x6 :本工法 H-80x80x6x6 :在来工法	(柱断面) 225 x 225 (柱主筋) 8-D13 pg=2.01% (柱軸力比) Nc/σsBcDc = 0.15
	B8-BA1			150	0.27				
	B8-BA2			75	0.53				
	B8-BA3								
在来	B8-A-0	—	D10	75	1.20	φ75 シングル	スプレッド 4φ-φ40 pw=0.79%		

(注) 1) 試験体の縮小率 = 1/2.5、 $l_w=164\text{cm}$: 柱中心間距離、 $h_o=90\text{cm}$: 柱内法高さ

2) アンカー筋: 無機系カプセルアンカー、埋め込み深さ $t_e=8\text{da}$

試験体B8-BA0のアンカー筋は、接合鋼板の仮止め用である。

* 1 (財) 日本建築総合試験所 構造部長 工博 (正会員)

* 2 (財) 日本建築総合試験所 構造部 構造物試験室 研究員 工修 (正会員)

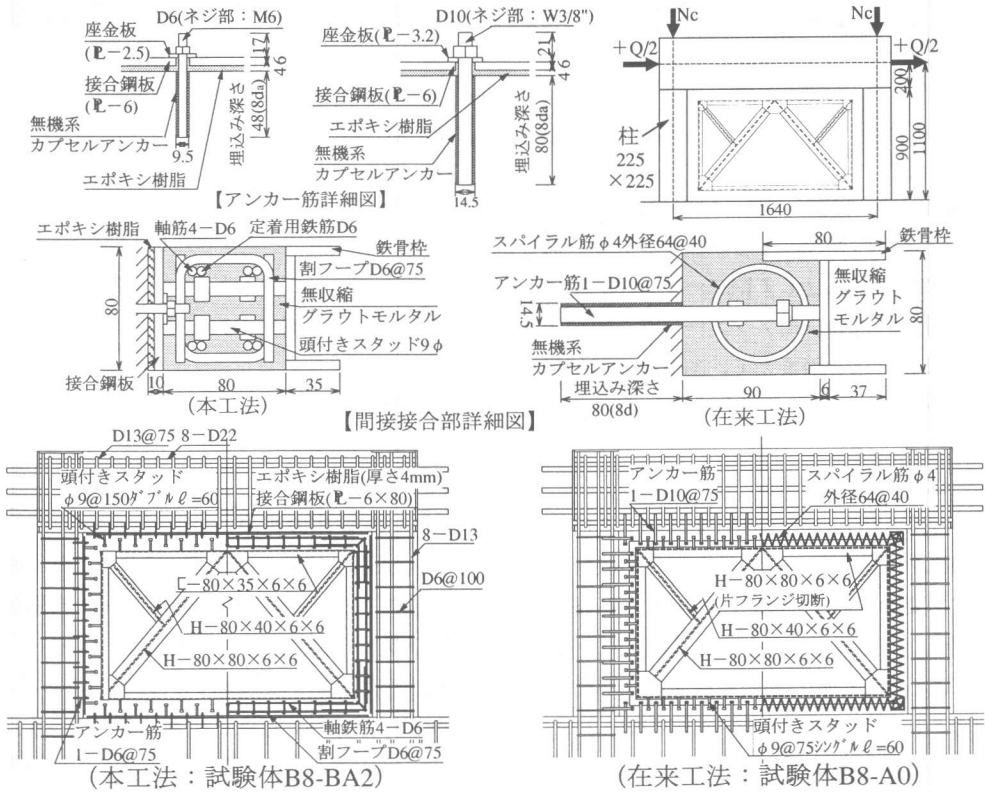


図-1 試験体

さくし、補強接合部の終局耐力の条件を厳しくした。ここでは、アンカー筋併用接着接合部と間接接合部を総称して補強接合部と呼ぶ。

2.2 補強仕様

(1) 本工法

- 1) 接着幅は80mmとし、鉄骨枠とブレースの幅に一致させた。アンカー筋の埋め込み深さは8daとした。アンカー筋のうち1-D6@450は、接着鋼板の仮止め用アンカーである。
- 2) 間接接合部高さは、接着鋼板とエポキシ樹脂の層厚10mmを含めて90mmとした。スタッドは、いずれも9φ-@150mmダブルで、割りフープを各スタッド間に配置した。スタッド首下長さおよびラップ長は改修指針³⁾による構造規定よりもやや厳しく設定した。また、間接接合部の隅角部には、L形鉄筋を配して横軸筋と縦軸筋を重ね継ぎした。

(2) 在来工法

間接接合部高さは90mm、アンカー筋は1-D10-

表-2 供試材料の強度試験結果

(a) コンクリートおよびグラウトモルタル

種別	σ_B (MPa)	ε_{co} (%)	E_c (GPa)	σ_{ct} (MPa)
コンクリート	26.0	0.195	24.0	2.38
モルタル	64.4	0.364	25.7	3.53

σ_B : 圧縮強度, ε_{co} : σ_B 時ひずみ度
 E_c : ヤング係数, σ_{ct} : 割裂強度

(b) 鉄筋および鋼板

部位種別	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	伸び (%)
D13	379	531	26
D6	384	535	30
	358	496	29
D6	310	464	30
4φ	406	530	24
PL-6	284	420	30

σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強度

(c) エポキシ樹脂

σ_{tu} (MPa)	E_r (GPa)	養生期間中の 気温(°C)
36.0	1.94	14~29

σ_{tu} : 引張強度, E_r : 引張弾性率
 (試験方法はJIS K 7113による)

φ75, スタッドは9φ-φ75mm シングルとした。

(3) 使用材料

- 1) 鉄骨ブレースはH-80×80×6×6, 鉄骨枠は, 本工法試験体では] -80×35×6×6, 在来工法試験体ではH-80×80×6×6(片側フランジ切断)とした。
- 2) スタッドは, 所定寸法になるように機械加工により製作した。アンカー筋は, 無機系カプセルアンカーとした。

供試材料の強度試験結果を表-2に示す。

3. 実験方法

本実験では, 両側柱に一定軸力 N_c ($0.15\sigma_{bb}D$, σ_b : コンクリートの圧縮強度, b, D : 柱の幅およびせい)を加えた状態で, 上部梁の中心軸に水平力を加力した。载荷は, 目標所定層間変形角 R が±(0.5, 1, 2, 4)%rad. の正負繰返し载荷(各2サイクルまたは各1サイクル)を行った後, 正加力方向への単調载荷とした。ここに, $R = \delta h / H_a$, $\delta h, H_a$: 柱脚部から加力点までの水平変形量および高さ。

4. 実験結果および考察

4.1 破壊性状

Q-R関係の包絡線を図-2, 代表的試験体の破壊状況を写真-1に示す。ここに, Q: せん断力, R: 層間変形角。

(1) 最大耐力前後までの性状

各試験体とも, 最大耐力に達するまでに, 引張側と圧縮側鉄骨ブレースが降伏し, 引張側柱頭と圧縮側柱脚にせん断ひび割れが発生するとともに, 上枠側接合面にずれ変形が発生した。

本工法試験体では, グラウトモルタルのせん断ひび割れが $R=0.2\%$ rad. 前後で発生した。接着接合部の界面ひび割れとずれ変形は, 接着接合のみのB8-BA0とアンカー筋量が少ないB8-BA1では $R=0.5\%$ rad. 程度, アンカー筋量が多いB8-BA2, B8-BA3では $R=1\%$ rad. 程度よりそれぞれ目視で確認できた。在来工法試験体では, グラウトモルタルのせん断ひび割れが $R=0.1\%$ rad. 前後

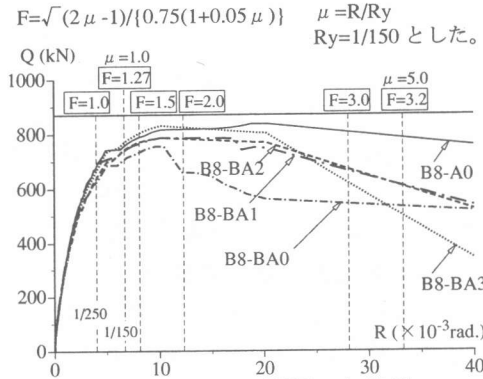


図-2 Q-R関係の包絡線

J1: 上部接合部のずれ変形発生位置
 J2: 柱頭部のアンカー筋またはスタッドの抜け出し位置

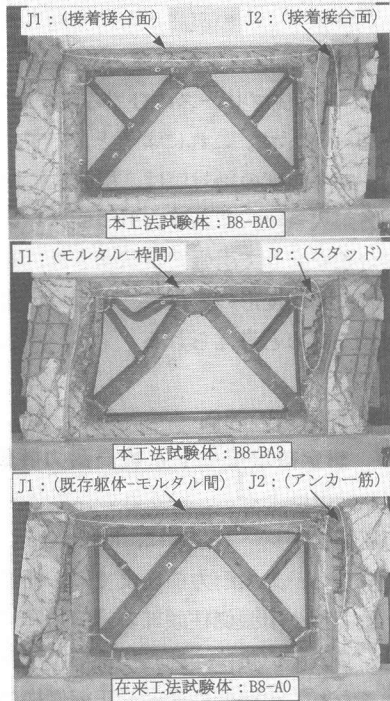


写真-1 代表的試験体の破壊状況

で発生し, 接合部界面のずれ変形が $R=1\%$ rad. 程度より目視で確認できた。

いずれの試験体も, 最大耐力の前後において圧縮側ブレースの面内と面外方向の座屈変形がやや認められた。

(2) 最大耐力後の性状

本工法試験体のB8-BA0~B8-BA2は, 上梁下部の接着接合面のずれ変形と引張側柱頭部のせん断ひび割れが進展し, 耐力が低下した。B8-BA3は, 間接接合部グラウトモルタルと上枠間

のずれ変形が進展し、 $R = \pm 2\%$ rad. の繰返し載荷時に上枠側スタッドの破断、上枠と圧縮ブレースの座屈変形が著しくなり、耐力が低下した。

在来工法試験体 B8-A0 は、上梁下面とグラウトモルタル間のずれ変形と引張側柱頭部のせん断ひび割れが進展し、耐力が低下した。

4.2 最大耐力および変形性能

本工法試験体では、アンカー筋量が増えるに従い、最大耐力および変形性能は向上し、在来工法試験体の場合に近づいた。その際、接着接合のみの変形性能は小さく、アンカー筋量が多き試験体は上枠の座屈耐力に支配された。

4.3 鉄骨ブレースのひずみ度

引張側、圧縮側ブレースのひずみ度 ϵ_{Bi} と R の関係を図-3 に示す。これによると、いずれの試験体も、ひずみ度の絶対値は、引張側に比べ圧縮側の方が大きい。これは、引張側ブレースは補強接合部を介して引張力が伝達され、同部のひび割れやずれ変形の発生後、引張力伝達能力が低下するためと考えられる。

5. 終局耐力の評価

5.1 想定破壊モードと終局耐力評価式

本実験結果によると、いずれの試験体も、引張側、圧縮側ブレースともに、 $R=0.5\%$ rad. 程度までに降伏し、最大耐力前後までに、補強接合部のずれ変形や引張側柱頭部の帯筋の降伏が発生した。最大耐力後は、補強接合部のずれ変形が著しくなり、引張側柱頭部や圧縮側柱のせん断破壊、試験体 B8-BA3 では上枠の座屈変形が発生した。すなわち、本実験結果の破壊モードは、主として、最大耐力前後には、図-4 に示したモード1とモード2が混在しつつ、最終的にモード2が支配的になったと考えられる。

鉄骨ブレース架構の終局耐力 BQ_{su} の評価に際しては、本工法、在来工法ともに、モード1,2を想定する。その際、ブレースの負担せん断力 BQ_s は補強接合部を介して上部梁へ伝達されるとし、 $bQ_j = sQ_j$ を仮定する。補強接合部の終局せん断耐力 Q_{ju} は式(1)、鉄骨ブレース架構の終局耐力

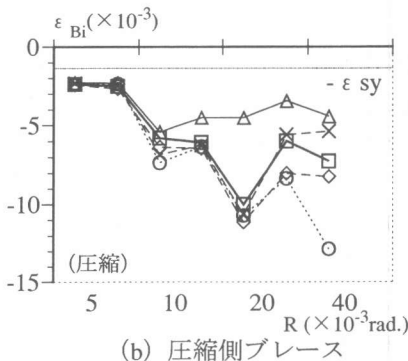
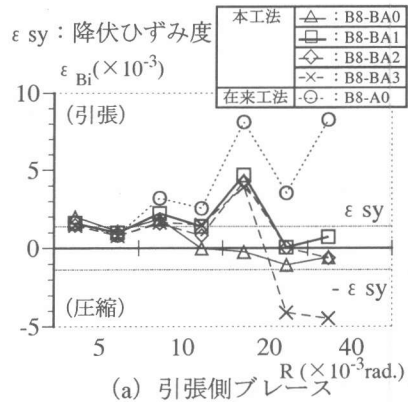


図-3 $\epsilon_{Bi} - R$ 関係

BQ_{su} は式(2)より算定する。

$$Q_{ju} = \min(bQ_{ju}, sQ_{ju}) \quad (1)$$

bQ_{ju} : アンカー筋併用接着接合部の終局せん断耐力

ただし、在来工法の場合、 bQ_{ju} はあと施工アンカー筋の終局せん断耐力 aQ_{ju} に置き換える。

sQ_{ju} : 間接接合部の終局せん断耐力

$$BQ_{su} = \min(BQ_{su1}, BQ_{su2}) \quad (2)$$

$$\text{(モード1)} BQ_{su1} = sQ_u + pQ_c + Q_{cu} \quad (3)$$

$$\text{(モード2)} BQ_{su2} = Q_{ju} + pQ_c + Q_{cu} \quad (4)$$

sQ_u : 両ブレースの終局耐力の和

pQ_c : 引張側柱頭部のパンチングシア耐力

$$Q_{cu} = \min(cQ_{su}, cQ_{mu}) \quad (5)$$

: 圧縮側柱の終局耐力

cQ_{su}, cQ_{mu} : 側柱の終局せん断耐力

および終局曲げ耐力

間接接合部の作用せん断力 sQ_j の一部は、実際には、引張側柱頭部に伝達され、その分だけア

アンカー併用接着接合部の作用せん断力が減ると考えられる。しかし、そのような力の分担割合の把握は難しく、ここでは、この点は無視した。

また、本実験では、上部梁が比較的剛強な場合を対象としているが、上部梁端部のパンチングシア破壊が発生する恐れがある場合、それらの影響を考慮する必要がある。

5.2 各部の終局耐力

(1) 補強接合部の終局耐力

本工法によるアンカー併用接着接合部と間接接合部の終局せん断耐力 bQ_{ju} 、 sQ_{ju} は、要素実験結果¹⁾に基づいて、下式より算定する。

$$bQ_{ju} = 0.08 \sigma_B A_b + 0.5 \sigma_{ay} \Sigma a_a \quad (6)$$

$$sQ_{ju} = 0.7 \sigma_{su} \Sigma a_s + 0.2 p_w \sigma_{wy} W_j \ell_o \quad (7)$$

σ_B : 既存コンクリートの圧縮強度

A_b : 接着面積、 W_j : 間接接合部の幅

ℓ_o : 両側既存 RC 柱の内法間距離

σ_{ay} 、 Σa_a : アンカー筋の降伏強度
および全断面積

σ_{su} 、 Σa_s : スタッドの引張強度
および全断面積

p_w 、 σ_{wy} : 横拘束筋比および降伏強度

在来工法によるあと施工アンカーおよび間接接合部の終局せん断耐力 aQ_{ju} 、 sQ_{ju} は、改修指針式³⁾より算定する。

(2) 上枠の圧縮耐力によって制限される鉄骨ブレースの終局耐力

上枠に作用する圧縮軸力 N_{fc} は式(8)、同式中の sN_j は式(7)に準じ、それぞれ算定する。

$$N_{fc} = \alpha_c sQ_u - sN_j \quad (8)$$

sQ_u : 鉄骨ブレースの終局耐力

α_c : 鉄骨ブレースから上枠に伝達される
圧縮軸力の割合

sN_j : ガセットプレートの範囲内に配置されたスタッドを介して間接接合部に伝達される圧縮軸力

式(8)中の α_c は、ブレース交差部の力の釣合いより下式のように表せる。

$$\alpha_c = 1 - N_{ft} / sQ_u \quad (9)$$

N_{ft} : 上枠に作用する引張軸力

(モード1) ブレース降伏型 : $Q_{ju} \geq sQ_u$
 $bQ_{su} = sQ_u + pQ_c + Q_{cu}$
 (モード2) 補強接合部破壊型 : $Q_{ju} < sQ_u$
 $bQ_{su} = Q_{ju} + pQ_c + Q_{cu}$
 「補強接合部の終局耐力」
 $Q_{ju} = \min(sQ_{ju}, bQ_{ju})$

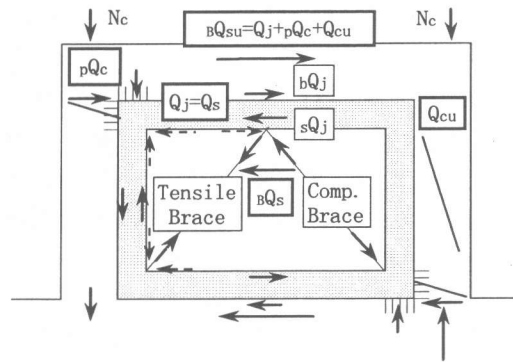


図-4 想定破壊モード

本実験結果との適合性を勘案し、 α_c は、本工法の場合には1、在来工法の場合には0.8とした。上枠はスタッドを介して間接接合部と接合されているため座屈しないとし、圧縮耐力 N_{fcu} は、下式より算定する。

$$N_{fcu} = \sigma_{fy} A_f \quad (10)$$

σ_{fy} 、 A_f : 上枠材の降伏強度および断面積
上枠の圧縮耐力によって制限される鉄骨ブレースの終局耐力 sQ_{fu} は、下式より算定する。

$$sQ_{fu} = sQ_u \times (N_{fcu} / N_{fc}) \quad (11)$$

ただし、 $N_{fcu} / N_{fc} \leq 1$

(3) パンチングシア作用区間 a

パンチングシアの作用区間 a は、図-4に示すように、間接接合部と接する引張側柱側面に加わる圧縮合力がパンチングシアとして作用すると考え、下式より算定する。

$$a = 0.6 H_j \text{ かつ } a/D_c \geq 1/5 \quad (12)$$

H_j : 間接接合部高さ、 D_c : 引張側柱のせい
その他各部の終局耐力は改修指針³⁾による。

5.3 検討結果

本実験試験体および既往実験^{4)~6)}の在来工法と接着工法によるK形ブレース試験体(5体)の終局耐力実験値と計算値の関係を図-5に示す。

本実験試験体の材料強度は、スタッドを除い

ていずれも材料試験結果によった。スタッドの引張強度 σ_{su} は 400MPa と仮定した。既往実験各試験体のうち原論文に記載のないものは推定値を用いた。

本実験試験体は、実験値 / 計算値が 1.2 ~ 1.3 で、いずれも安全側に評価され、計算結果の破壊モードは概ね実験結果と一致した。本工法試験体 B8-BA2 と B8-BA3 は、モード1でブレース降伏型と判別されたが、ブレースの終局耐力は、上枠の圧縮耐力によって制限されている。また、既往実験の在来工法試験体の計算値は実験値と概ね一致し、実験値 / 計算値は 0.9 ~ 1.1 となった。既往実験の接着工法試験体は、モード1' またはモード2' の計算値が実験値と概ね一致した。本工法と宮内ら提案の接着工法^{5), 6)}との差異は、補強接合部の力の伝達機構の違いに起因すると考えられる。

6. まとめ

- 1) アンカー筋併用接着接合のアンカー筋を増やすと、鉄骨ブレース架構の終局耐力と変形性能が向上し、在来工法の場合に近づいた。ただし、アンカー筋量が多いと、上側鉄骨枠の圧縮耐力で制限された。これについては、設計に際して、上側鉄骨枠の断面寸法を大きくするか、スタッド量を多くすることにより対処できると考えられる。
- 2) 本工法、在来工法ともに、鉄骨ブレース架構の終局耐力は、モード1またはモード2に基づいて評価できる。本評価方法によると、終局耐力計算値は、本実験結果ならびに既往実験結果に対して概ね安全側となった。
- 3) 本工法による接着接合のみの終局耐力は、宮内ら提案の接着工法^{5), 6)}と比べて高く評価される。この差異は、両者の力の伝達機構の違いに起因すると考えられる。
以上より、本工法を補強設計に適用する際には、鉄骨ブレース架構としての必要耐力を満足させるための補強接合部、ブレース材および枠材の終局耐力を評価することができる。

文献5), 6)による接着接合試験体の終局耐力は下式より算定した。
(モード1') $BQ_{su1} = sQ_u + 2Q_{cu}$
(モード2') $BQ_{su2} = Q_{ju} + 2Q_{cu}$
 $BQ_{su} = \min(BQ_{su1}, BQ_{su2})$

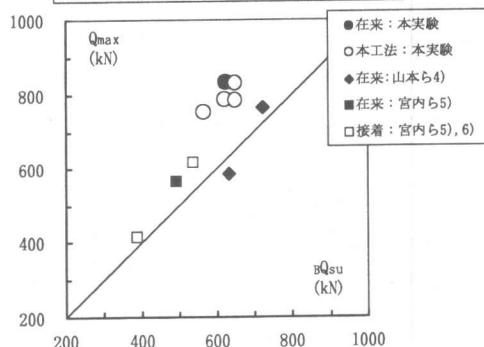


図-5 終局耐力の実験値と計算値

謝辞

本研究は、(株) ケー・エフ・シーと (株) 関西リペア工業の協力のもとに実施したものであり、ここに記して、感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 小宮敏明, 益尾深: 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, 2000. 6
- 2) 杉本敏和, 益尾深, 小宮敏明, 上田実香: 実仕様による接着系アンカーを用いたRC造増設耐震壁の実験的研究 (その1 実験計画および実験結果), 日本建築学会大会梗概集, 構造IV, PP. 219-220, 1999. 9
- 3) 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, 1990
- 4) 清田清司, 山本泰稔, 青山博之: 既存鉄筋コンクリート造建築物の鉄骨枠付き補強法に関する実験的研究 その1 補強フレームの終局耐力, 剛性およびじん性指標値に対する検討, 日本建築学会大会梗概集, PP. 2159-2160, 1983. 9
- 5) 宮内靖昌, 東端泰夫, 毛井崇博, 太田義弘: 鉄骨ブ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, pp. 1153 ~ 1158, 1998
- 6) 大塚真祐, 毛井崇博, 宮内靖昌, 藤村雅彦: 鉄骨ブレース接着工法により耐震補強されたRC架構の力学性状, 日本建築学会大会梗概集, 構造IV, PP. 119-120, 1999. 9