

論文 枠付き鉄骨ブレースの補強効果に及ぼすブレース材の細長比および既存腰壁の影響

益尾 潔^{*1}, 小宮敏明^{*2}

要旨：従来、枠付き鉄骨ブレースの補強効果に及ぼすブレース材の細長比ならびに腰壁付き柱の影響は明らかにされていない。本論文では、これらの点に着目した実験を行い、枠付き鉄骨ブレースの終局耐力と変形性能の評価方法を提案した。また、本論文では、筆者らの実験によるRC壁と枠付き鉄骨ブレースの荷重-変形関係を比較検討し、枠付き鉄骨ブレースの強度寄与係数を示す。ここで、強度寄与係数とは、枠付き鉄骨ブレースがRC造の極脆性柱、せん断柱またはせん断壁の終局耐力時層間変形角に到達したときに発揮する耐力と最大耐力との比率をいう。

キーワード：ブレース, 細長比, 腰壁付き柱, 終局耐力, 変形性能, 強度寄与係数

1. はじめに

筆者らは、枠付き鉄骨ブレースの補強効果に関して一連の実験^{1)~3)}を行ってきた。本論文では、在来型の枠付き鉄骨ブレースを研究対象とし、従来、未解明のブレース材の細長比ならびに腰壁付き柱の影響に関する実験を行い、これらの影響を考慮した枠付き鉄骨ブレースの終局耐力と変形性能の評価方法を提案する。また、枠付き鉄骨ブレースとRC壁⁴⁾の荷重-変形関係を比較検討し、枠付き鉄骨ブレースの強度寄与係数 α_s を示す。

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、ブレース材の細長比 λ と腰壁の有無であり、試験体数は6体である。試験体は、学校校舎の桁行架構を想定した縮小率が1/2.5の1層1スパン架構である。試験体の形状寸法を図-1に示す。実験計画にあたって配慮した点を以下に示す。

- 1) 既存RC架構の形状寸法、配筋は、既往実験⁴⁾のRC増設壁試験体と等しく、枠付き鉄骨ブレースの補強効果と対比できるようにした。
- 2) ブレース材の細長比 λ は30~50の3種類とし、ブレース降伏型または間接接合部破壊型

表-1 実験計画の一覧

試験体名	腰壁の有無	hco (cm)	増設鉄骨架構			間接接合部						既存RC架構
			ブレース材, 枠材		座屈止め材	スタッド		アンカー筋		スパイラル筋		
			断面	λ		配置	ps	配置	pa	配置	pw	
LC-3-1	無	90 : hco/Dc = 4	H-80×80×6×6	29	H-40×80×6×6	1-13φ @75	2.2%	1-D13-@75	2.1%	D6-@40 -65φ	2.0%	(柱断面) 225×225
LC-3-2			H-65×65×6×6	36	H-35×65×6×6	1-11φ @75	1.6%	1-D10, D13 交互(1/1)@75	1.7%	4φ-@30 -65φ	1.1%	(柱主筋) 8-D13 p _g =2.01%
LC-4-1						1-10φ @75	1.3%	1-D10, D13 交互(4/1)@75	1.4%	4φ-@30 -50φ		(柱帯筋) 2-D6
LC-5-1						H-80×80×6×6	29	H-40×80×6×6	1-13φ @75	2.2%		1-D13-@75
SC-3-1	有	45 : hco/Dc = 2	H-80×80×6×6	29	H-40×80×6×6	1-11φ @75	1.6%	1-D10, D13 交互(1/1)@75	1.7%	4φ-@30 -65φ	1.1%	N _c /σ _{Bc} D _c =0.15
SC-3-2			H-80×80×6×6	29	H-40×80×6×6	1-11φ @75	1.6%	1-D10, D13 交互(1/1)@75	1.7%	4φ-@30 -65φ	1.1%	

(注) 1) Dc, hco: 柱せいおよび内法高さ, 腰壁: 厚さ=6cm, 間接接合部高さH_j=9cm

2) アンカー筋: 有機系カプセル型アンカー、埋め込み深さ ℓ =8da

*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)

を想定し、ブレース材の λ に応じて、間接接合部のスタッドとアンカー筋の量を設定した。

- 3) 腰壁付き試験体の腰壁高さは、 $h_{co}/D_c=2$ となるように設定し、腰壁厚さ t_w は6cm ($t_w/B_c=1/3.75$)とした。ここに、 h_{co} :柱の内法高さ、 D_c 、 B_c :柱のせいおよび幅。

2.2 間接接合部の仕様および使用材料

- 1) スタッドおよびアンカー筋の各部寸法は、耐震改修指針⁵⁾による条件をできるだけ満足するように設定した。アンカー筋は、D13またはD10、D13交互@75mmとし、所定のアンカー筋比 p_a を確保するように配置し、スパイラル筋量は、間接接合部の終局耐力にほぼ比例させた。
- 2) グラウトモルタルは無収縮性のプレミックスタイプであり、鉄骨枠の接触面は黒皮ままとし、既存躯体コンクリート接合面は表面から1mm程度を研磨により除去した。

使用材料の強度試験結果を表-2に示す。

2.3 実験方法

本実験では、既往実験^{1),4)}と同様、両側柱に一定軸力 $N_c (=0.15 \sigma_B B_c D_c)$ 、 σ_B :コンクリートの圧縮強度)を加えた状態で、上部梁の中心軸に水平力を加力した。載荷は、目標層間変形角 R が $\pm(0.5, 1, 2, 4)\%$ rad.の正負繰返し載荷(各2サイクル)を行った後、正加力方向への単調載荷とした。ここに、 $R = \delta h / H_a$ 、 δh 、 H_a :柱脚部から加力点までの水平変形量および高さ。

3. 実験結果および考察

$Q-R$ 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。

3.1 腰壁なし試験体の破壊性状

LC-3-1, LC-3-2では、 $R=1.0\%$ rad.時に圧縮側ブレースの座屈が認められたが、その後、それは進展せず、 $R=2.0\%$ rad.時に上梁下面のずれ変形が増大し、最大耐力に達した。その後、同ずれ変形の増大に伴い、引張側柱頭部および圧縮側柱の頭部から中央部にかけてせん断ひび割れ幅が拡大した。 $R=4.0\%$ rad.の繰返し載荷時に

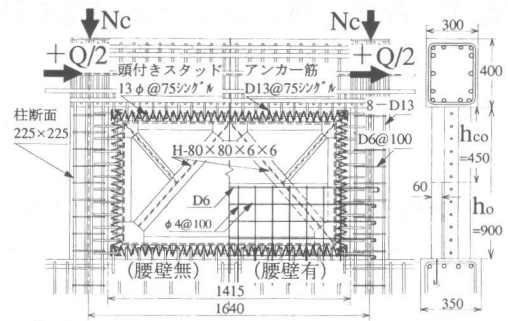


図-1 試験体 (LC-3-1, SC-3-1)

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	24.3	0.193	22.9	2.16
モルタル	50.3	0.388	23.6	—

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、鋼板およびスタッド

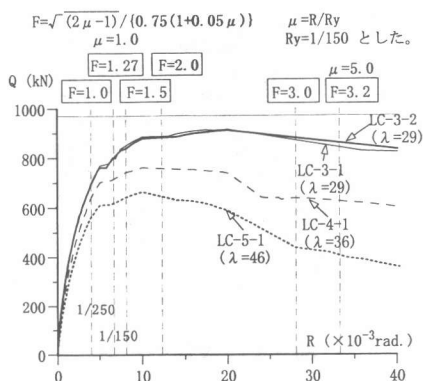
部位種別	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	伸び (%)
D13 柱主筋, アンカー筋	357	503	26
D10 アンカー筋	360	506	29
D6 柱帯筋, 腰壁端部補強筋	388	515	28
スパイラル筋	393	530	28
4φ 壁筋	604	701	17
625	625	643	12
PL-6 鋼板	332	445	23
10φ スタッド	295	455	—
11φ	301	451	—
13φ	270	457	—

σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強度

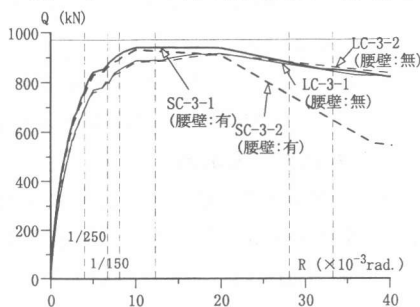
は、耐力低下の度合が大きくなり、圧縮側柱頭部の水平方向アンカー筋が抜け出し、上梁下面のほとんどのアンカー筋が破断した。

このように、両試験体の破壊性状には有意な差が認められない。すなわち、LC-3-1では、アンカー筋を多く配置したが、その効果が現れなかった。これは、アンカー筋を過密配置しても、所定耐力が発揮されないことを示唆している。

LC-4-1, LC-5-1では、圧縮側ブレースの座屈が進展し、 $R=1.0\%$ rad.時に最大耐力に達した。LC-4-1では、 $R=4.0\%$ rad.の繰返し載荷時、LC-5-1では、 $R=2.0\%$ rad.の繰返し載荷時以降、それぞれ耐力低下の度合いが大きくなり、圧縮側ブレースの座屈進展に伴い、引張側柱および圧縮側柱の中央部のせん断破壊が著しくなった。



(a) ブレース材の細長比λの影響



(b) 腰壁の影響

図-2 Q-R 関係の包絡線

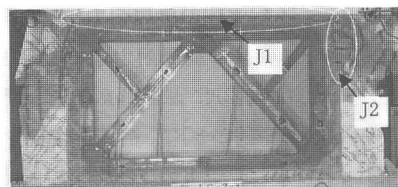
また、LC-4-1では、 $R=4.0\%$ rad. の繰返し載荷時に圧縮側柱のせん断破壊が進展し、柱軸力の支持能力を喪失した。

3.2 腰壁付き試験体の破壊性状

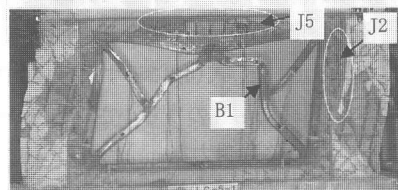
SC-3-1, SC-3-2ともに、 $R=0.5\%$ rad. 時まで、①引張側柱内法部のせん断ひび割れ、②圧縮側柱と腰壁の接合部近傍のひび割れ、③引張側と圧縮側ブレース材の降伏、④腰壁高さ位置の引張側柱主筋の引張降伏、⑤上梁下面とグラウトモルタル間接合面のずれ変形が発生し、 $R=1.0\%$ rad. 時に最大耐力に達した。この時点では、両試験体とも、圧縮側ブレースの座屈および上梁下面のずれ変形は僅かであり、 $R=2.0\%$ rad. 時においても、耐力は最大耐力を若干下回った程度であった。

その後、SC-3-1では、上梁下面の著しいずれ変形は認められず、引張側柱および圧縮側柱のせん断ひび割れが進展し、 $R=4.0\%$ rad. の繰返し載荷時に耐力低下の度合いが大きくなり、圧縮側ブレース材および縦枠材が著しい局部座屈

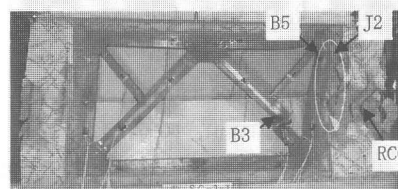
「接合部」 J1: 既存部-モルタル間のずれ変形
 J2: 柱際のアンカー筋の抜け出し
 J5: 上部のアンカー筋の抜け出し
 「鉄骨架構」(圧縮側ブレース材)
 B1: 面内座屈、B3: 局部座屈
 (縦枠材) B5: 局部座屈
 「既存柱」 RC6: 主筋の局部変形



(a) 試験体 LC-3-1



(b) 試験体 LC-5-1



(c) 試験体 SC-3-1

写真-1 代表的試験体の破壊状況

を起した。この局部座屈の発生は、腰壁の存在に起因した側柱のせん断破壊の進展に伴い、圧縮側柱の軸力支持能力が減退し、圧縮側ブレース材と縦枠材に柱軸力が移行したためと考えられる。ただし、本試験体の変形能力は、腰壁のない試験体 LC-3-1, LC-3-2 と遜色がない。

SC-3-2では、 $R=2.0\%$ rad. の繰返し載荷時には、上梁下面のずれ変形の増大に伴い、引張側柱頭部および圧縮側柱のせん断破壊が進展し、 $R=4.0\%$ rad. の繰返し載荷時には、圧縮側柱頭部の水平方向アンカー筋が抜け出し、上梁下面のほとんどのアンカー筋が破断した。

4. 終局耐力および変形性能の評価

4.1 終局耐力の評価

(1) 枠付き鉄骨ブレースの終局耐力

枠付き鉄骨ブレースの終局耐力 BQ_{su} は、図-3に示した柱頭部をつなぐ切断面の力の釣合

いより、下式で求められる。

$$BQ_{su} = Q_j + Q_{tu} + Q_{cu} \quad (1)$$

ここに、 Q_j ：補強接合部の負担せん断力

Q_{tu} ：引張側柱の終局耐力

Q_{cu} ：圧縮側柱の終局耐力

Q_j はブレース架構の終局耐力 Q_{su} に等しいとすると、式(1)は式(2)に書き換えることができる。この破壊形式をモード1、補強接合部破壊型をモード2と呼ぶ。モード2の終局耐力 BQ_{su2} は、耐震改修指針⁵⁾と同様、式(3)で求める。ここで、補強接合部とは、アンカー接合部と間接接合部の総称である。また、式(4)に示すように、式(2)と式(3)による終局耐力のうち小さい方を枠付き鉄骨ブレースの終局耐力 BQ_{su} とする。

(モード1) ブレース降伏型：

$$BQ_{su1} = Q_{su} + Q_{tu} + Q_{cu} \quad (2)$$

(モード2) 補強接合部破壊型：

$$BQ_{su2} = Q_{ju} + Q_{pc} + Q_{cu} \quad (3)$$

$$BQ_{su} = \min(BQ_{su1}, BQ_{su2}) \quad (4)$$

Q_{su} ：ブレース架構の終局水平せん断力

Q_{ju} ：補強接合部の終局耐力

Q_{pc} ：引張側柱のパンチングシア耐力

本実験結果によると、 λ が小さい場合、アンカー筋比に係わらず、引張側柱頭部の損傷とブレース材の引張降伏および圧縮降伏が発生し、 λ が大きい場合、ブレース材の座屈変形が進展し、引張側柱の損傷が柱頭部から中央部に移行した。これらのことを勘案し、引張側柱の終局耐力 Q_{tu} は、下式より λ に応じて評価する。

$$Q_{tu} = Q_{pc} - (Q_{pc} - Q_{tuo}) \times (\lambda - 32) / 26 \quad (5)$$

ただし、 $\lambda \leq 32$ のとき、 $Q_{tu} = Q_{pc}$

$\lambda \geq 58$ のとき、 $Q_{tu} = Q_{cu}$

Q_{tuo} ：パンチングシアの影響を無視した

引張側柱の終局耐力 ($Q_{tuo} = Q_{cu}$ とする)

式(5)は、SS400のブレース材の場合、 $\lambda \leq 32$ がFAランク、 $32 < \lambda \leq 58$ がFBランクとされていることを考慮して定めた。したがって、式(2)は、 $\lambda \leq 32$ のとき、 λ が小さい場合を対象とした文献(1)の評価式、 $\lambda \geq 58$ のとき、耐震改修指針⁵⁾とそれぞれ一致する。

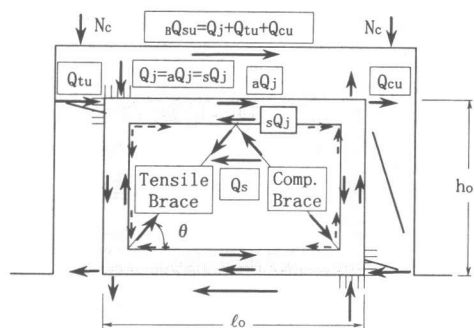


図-3 破壊モード

補強接合部の終局耐力 Q_{ju} は下式による。

$$Q_{ju} = \min(aQ_{ju}, sQ_{ju}) \quad (6)$$

aQ_{ju} , sQ_{ju} ：アンカー接合部および

間接接合部の終局せん断耐力

(2) 各部の終局耐力

アンカー筋接合部の終局せん断耐力 aQ_{ju} は、耐震改修指針⁵⁾より算定し、間接接合部の終局せん断耐力 sQ_{ju} は、要素実験結果³⁾に基づいて定めた下式より算定する。

$$sQ_{ju} = 0.75 \sigma_{su} \cdot \Sigma as + \{0.9(\sigma_m/60) - 1.2\} \cdot W_j \ell_o \quad (7)$$

σ_{su} , Σas ：スタッドの降伏強度

および全断面積

σ_m ：グラウトモルタルの圧縮強度 (MPa)

W_j ：間接接合部の幅

ℓ_o ：両側既存RC柱間の内法長さ

Q_{su} , Q_{pc} , Q_{cu} は、耐震改修指針⁵⁾より算定する。 Q_{pc} の算定に用いるパンチングシアの作用区間 a は、文献(1)と同様、下式より算定する。

$$a/D_c = 1/5 \quad (8)$$

枠付き鉄骨ブレースに取り付く既存側柱の応力状態は、純ラーメン架構の場合と異なるが、簡略化のために、圧縮側柱およびパンチングシアの影響を無視した引張側柱の終局耐力 Q_{cu} 、 Q_{tuo} は、それぞれ内法高さ h_{co} のもとで、逆対称曲げモーメントを受けるとして算定する。

(3) 検討結果

本実験試験体および既往実験^{1), 6), 7)}の在来工法によるK形ブレース試験体(4体)の終局耐力実験値 Q_{max} と計算値 BQ_{su} の関係を図-4に示す。

本実験試験体に用いたスタッドの引張強度 σ_{su} は 400MPa と仮定し、その他は材料試験結果によった。既往実験試験体のうち原論文に記載のないもの⁶⁾は推定値を用いた。

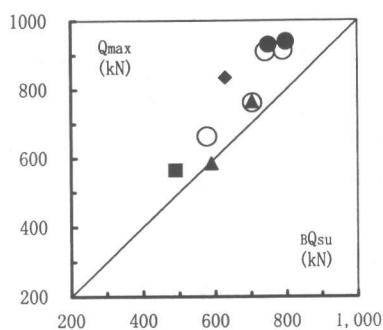


図-4 終局耐力の検討結果

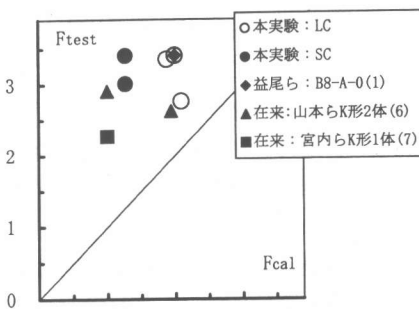


図-5 靱性指標の検討結果

同図に示すように、本実験試験体の実験値 / 計算値は 1.1 ~ 1.3 であり、終局耐力はいずれも安全側に評価され、計算結果の破壊モードは実験結果と概ね一致した。また、既往実験試験体の実験値 / 計算値は 1.0 ~ 1.2 であり、終局耐力は概ね妥当に評価された。

一方、耐震改修指針では、ブレース降伏型の終局耐力 BQ_{su1}' を式(9)で算定することとしている。同式によると、終局耐力は式(2)による場合よりも低く評価され、破壊モードが実験結果と一致しない傾向がある。また、この場合、靱性指標が大きく評価される恐れがある。

$$BQ_{su1}' = Q_{su} + 2 Q_{cu} \quad (9)$$

4.2 靱性指標の評価

(1) 評価方法

枠付き鉄骨ブレースの靱性指標 F の評価方法は、下記の事項を考慮し、表-3に示すように定めた(図-2 参照)。

- 1) 本実験結果によると、既存柱がせん断破壊型であっても、ブレース材の λ が 32 以下であれば、大きな変形性能を期待できるが、 λ が大きいと、変形性能が低下する。また、既存柱が腰壁付きであっても、 λ が小さく、補強接合部の終局耐力が確保されていれば、ある程度の変形性能を期待できる。
- 2) 以上より、腰壁の有無に係わらず、 $hco/Dc \geq 4$ の場合または $4 > hco/Dc \geq 2$ 、かつ、既存柱が曲げ破壊型の場合をモード1またはモード2と判別する。モード1とモード2の判別は、式(2)および式(3)による。また、 $4 > hco/Dc$

表-3 枠付き鉄骨ブレースの靱性指標 F

破壊形式	既存柱の条件	$\lambda \leq 32$	$32 < \lambda \leq 58$
モード1	$hco/Dc \geq 4$ または $4 > hco/Dc \geq 2$ 、かつ、曲げ破壊型	3.0	$1.27 \leq F < 3.0$
モード2		2.0	$1.27 \leq F < 2.0$
モード3	$4 > hco/Dc \geq 2$ 、かつ、せん断破壊型	2.0 「1.27」	$1.27 \leq F < 2.0$ 「1.0」

(注) 1) モード1~3の場合、 $32 < \lambda \leq 58$ のFは直線補間による。

2) モード3の「」内Fは、 $BQ_{su1} > BQ_{su2}$ の場合を示す。

≥ 2 で既存柱がせん断破壊型の場合をモード3と判別する。

3) モード1とモード2のFは、既存柱の破壊形式に係わらず、 λ が 32 より大きいとき、 λ に応じて低減する。モード3のFは、 $BQ_{su2} > BQ_{su1}$ のとき、モード2の場合と同じとし、 $BQ_{su2} \leq BQ_{su1}$ のとき、Fを低く抑える。

4) $hco/Dc \geq 4$ の場合の取扱いは、本実験の既存柱の hco/Dc が 4 であるに基づいている。また、 $hco/Dc < 2$ の場合は適用外とする。この場合、腰壁際に構造スリットを設置するなどの処置を講じる必要がある。

(2) 検討結果

靱性指標 F_{test} と計算値 F_{cal} の関係を図-5に示す。 F_{test} は下式⁸⁾より算定した。同図によると、 F_{cal} はいずれも安全側に評価された。

$$F_{test} = \sqrt{(2\mu - 1) / \{0.75(1 + 0.05\mu)\}} \quad (10)$$

ここに、 $\mu = R_u/R_y$: 終局塑性率

R_u : 限界層間変形角実験値

(耐力が Q_{max} の 80% に低下した時点)

$R_y = 1/150 \text{ rad}$: 降伏層間変形角

4.3 強度寄与係数 α_s の検討

耐震診断基準⁹⁾では、複数の破壊形式の耐震要素からなる建物の強度指標 C の算定に用いる

強度寄与係数 α を定義しているが、枠付き鉄骨ブレースについては明確でない⁵⁾。ここで、強度寄与係数とは、枠付き鉄骨ブレースがRC造の極脆性柱、せん断柱またはせん断壁の終局耐力時層間変形角に到達したときに発揮する耐力と最大耐力との比率をいう。

本実験結果とRC壁の実験結果⁴⁾による無次元化包絡線を図-6に示す。同図中には、耐震診断基準⁶⁾で想定している極脆性柱、せん断壁および曲げ柱の層間変形角 R (1/500, 1/250, 1/150rad.)を併示した。

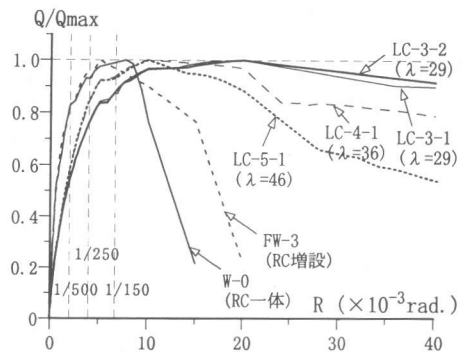
これによると、 $R=1/500$ 時のRC一体打ち壁とRC増設壁の Q/Q_{max} は0.8程度であり、 $R=1/500$ と1/250時の枠付き鉄骨ブレースの Q/Q_{max} は、ブレース材の λ 、腰壁の有無に係わらず、0.6と0.8程度である。したがって、枠付き鉄骨ブレースの強度寄与係数 α_s は、曲げ柱と同様、極脆性柱に対して0.5、せん断壁に対して0.7とすることができる。

5. まとめ

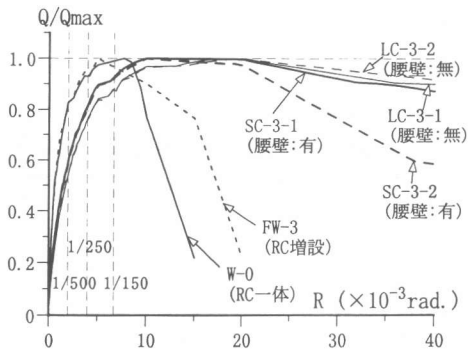
- 1) 枠付き鉄骨ブレースの終局耐力と変形性能は、ブレース材の λ の増加に伴い低下する。
- 2) 腰壁付き柱の場合、枠付き鉄骨ブレースの終局耐力および変形性能は、ブレース材の λ が小さく、アンカー筋が十分に配置されていれば、腰壁なしの場合と概ね等しい。ただし、アンカー筋量が不足すると、変形性能は低下する。
- 3) 枠付き鉄骨ブレースの終局耐力および変形性能は、ブレース材の λ および腰壁の有無に係わらず、実験値に対して安全側に評価できた。
- 4) 枠付き鉄骨ブレースの強度寄与係数 α_s は、曲げ柱と同様、極脆性柱に対して0.5、せん断壁に対して0.7とすることができる。

謝辞

本研究は、大阪市立学校建物耐震診断等判定委員会の活動の一環として実施したものであり、補強工事は、(株)ケー・エフ・シーの協力を得た。関係者の皆様に感謝の意を表する。



(a) ブレース材の細長比 λ の影響



(b) 腰壁の影響

図-6 枠付き鉄骨ブレースとRC壁の無次元化包絡線

参考文献

- 1) 益尾潔, 小宮敏明: 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, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, No. 3, pp. 1651-1656, 2000. 6
- 2) 小宮敏明, 益尾潔: 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, pp. 1657-1662, 2000. 6
- 3) 小宮敏明, 益尾潔: 高強度グラウトモルタルを用いた枠付き鉄骨ブレース用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, 2001. 6
- 4) 益尾潔, 杉本敏和, 小宮敏明, 太田実香: 実仕様による接着系アンカーを用いたRC増設耐震壁の補強効果, コンクリート工学論文集, 第11巻第2号, pp. 73-82, 2000. 5
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 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
- 8) 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, 1990