

## 論文 外付けブレースによる耐震補強に関する実験的研究

松浦恒久\*1・角 一行\*2

要旨：集合住宅の耐震補強工法には、補強による建物の使用性を損なうことなく、住みながら施工できることが求められる。この様な観点から、既存建物の外構面に鉄骨ブレースを取付ける耐震補強工法の開発を行っている。既存躯体と鉄骨ブレースの取付け部の構造性能を明らかにする目的で、コンクリートと鋼板間の一面せん断実験および増設部の2軸曲げせん断実験の2種類の実験を行なった。本論文ではコンクリートと鋼板間の摩擦係数および増設部の耐力について検討したものである。

キーワード：耐震補強、プレストレストコンクリート、圧着、摩擦係数、2軸曲げ

### 1. はじめに

鉄筋コンクリート造壁の増設、枠付き鉄骨ブレースなどの在来工法による集合住宅の耐震補強では、耐震要素が出入り口や窓を塞ぎ、室内の採光、通風状況に影響を与えるなど使用性が著しく損われるという問題がある。加えて、住みながら施工することも困難である。この様な問題に応じるために、建物の外構面に鉄骨ブレースを取付ける補強工法の開発を行なった。

工法の概要を図-1に示す。本工法は建物外部にブレースを取付ける補強工法の1種である。従来工法<sup>1)</sup>の鉄骨ブレースがベランダスラブを

貫通していた工法とは異なり、既存躯体からベランダ等の下に躯体を増設し、増設した躯体にブレース定着用鉄骨を圧着工法により取付けるものである。

本論文では、コンクリートと定着用鉄骨間の圧着接合部の一面せん断実験と増設部の曲げせん断実験を行ない、コンクリートと鉄骨間の摩擦係数および増設部の耐力について検討したものである。

### 2. 一面せん断実験

鋼板とコンクリート間にモルタルを充填した接合面の摩擦係数は、0.7程度である<sup>2, 3)</sup>。

本工法では鋼板にシアキーを取付けてある。このため、既往の結果に比べて摩擦係数は高くなると考えられ、コンクリートとシアキー付き鋼板間の摩擦係数を評価するために一面せん断実験を行った。

#### 2.1 試験体

図-2に試験体形状を、表-1に試験体の一覧を示す。試験体は一面せん断型で、接合面は200×400(mm)、目地モルタルの厚さは25mmとした。鋼板にはシアキーとして、荷重の作用方向に対し直交方向と45方向の2方向に鉄筋を溶接

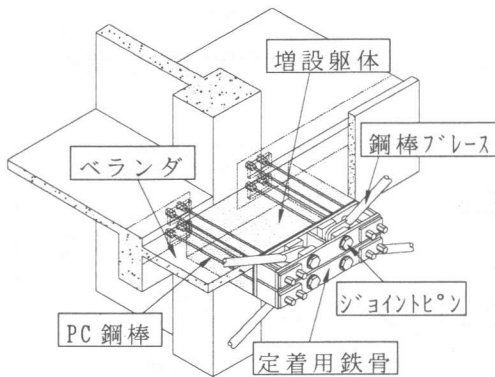


図-1 接合部概要

\*1(株)間組 技術研究所 工修(正会員)

\*2(株)間組 大阪支店 工博(正会員)

してある。

鋼板の表面は各試験体とも黒皮の状態とし、鋼板とコンクリート間の隙間には高強度無収縮モルタルを充填した。目地モルタルの充填は、図-2のようにコンクリート部材と鋼板を所定の間隔で取付けた後、部材を90度回転させた状態で端部より流し込んだ。

### 2.2 実験方法

実験パラメータは圧着応力度、接合面積に対する目荒らしの面積比 $\beta$ （以下、目荒らし面積比）、コッターの有無とした。圧着応力度 $\sigma_0$ はPC規準<sup>1)</sup>の圧着に関する規程を参考に2.0, 3.9, 5.9MPaの3レベルとした。目荒らし面積比 $\beta$ は0.5, 1.0の2種類で、目荒らしの深さは約5mm程度とした。

図-3に加力装置を示す。鉛直ジャッキにより接合面に所定の圧着力を作用させた状態で、水平ジャッキにより接合面に水平力を与えた。計測項目は鋼板とコンクリート間の相対変位とせん断力である。

### 2.3 実験結果

表-1に実験結果を、図-4にせん断応力度 $\tau$ （水平力を圧着面積で除した値）と水平変位の関係を示す。破壊状況は各試験体とも大差はなく、最大耐力に達するまではコンクリート部材、目地モルタルにひび割れの発生は見られずコンクリートと目地モルタルとの界面で滑りを生じて耐力が低下した。

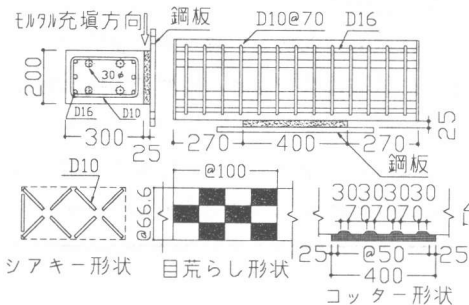


図-2 試験体形状

表-1 試験体一覧

試験体	圧着応力度 (MPa)	目荒らし面積比 $\beta$	コッター	モルタル強度 (MPa)	コンクリート強度 (MPa)	最大荷重 (KN)	せん断応力度 (MPa)	摩擦係数 $\mu$
N2-0.5	2.0	0.5	無	49.9	50.8	366.8	4.58	2.34
N2-1.0		1.0		44.9		418.7	5.23	2.67
N2-C		0	有	48.2	31.9	382.9	4.79	2.44
N4-0.5	3.9	0.5	無	55.4	50.8	496.2	6.20	1.58
N4-1.0		1.0		51.1		613.2	7.67	1.95
N4-C		0	有	49.0	31.9	584.7	7.31	1.86
N6-0.5	5.9	0.5	無	63.7	50.8	702.2	8.78	1.49
N6-1.0		1.0		51.9		702.9	8.79	1.49
N6-C		0	有	49.0	31.9	701.3	8.77	1.49

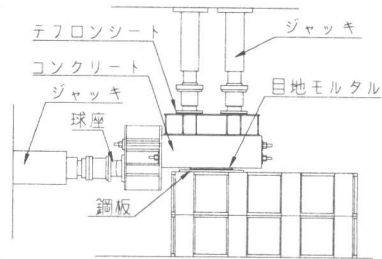


図-3 加力装置

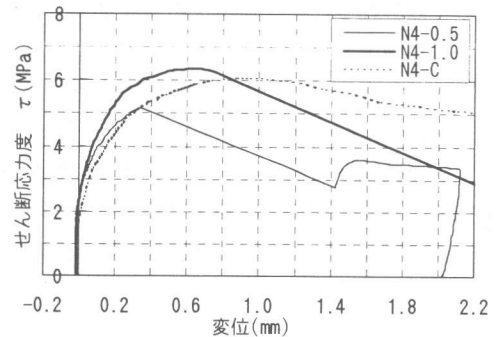


図-4 せん断応力度-変位関係

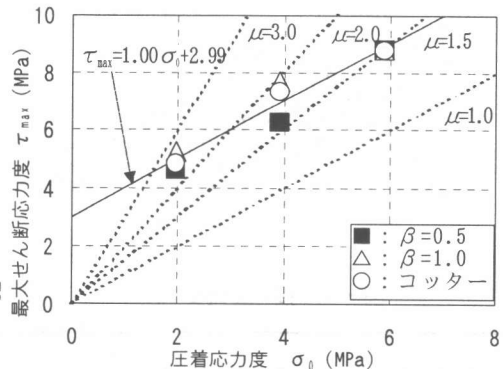


図-5  $\tau_{max}$ - $\sigma_0$ 関係

図-5に最大せん断応力度 $\tau_{max}$ と圧着応力度 $\sigma_0$ 関係を示す。摩擦係数 $\mu$ は $\tau_{max}$ を $\sigma_0$ で除した値である。

$\mu$ は、 $\sigma_0$ が大きくなるに従い小さくなる傾向がある。 $\beta$ が大きくなると $\tau_{max}$ も高くなる傾向にあるが、 $\sigma_0=5.9\text{MPa}$ では $\beta$ の値による差は見られない。また、コッターのある試験体は $\beta=1.0$ の試験体と同程度の $\tau_{max}$ である。

実験結果の回帰から、 $\tau_{max}$ と $\sigma_0$ との関係は次式となる。

$$\tau_{max}=1.00\sigma_0+2.99 \quad (1)$$

実際の設計に際しては、実験のばらつきを考慮し、式(1)の右辺第2項を無視するものとする。よって、設計に用いる $\tau_{max}$ と $\sigma_0$ の関係は

$$\tau=\sigma_0 \quad (2)$$

となり、 $\sigma_0$ が $5.9\text{MPa}$ 以下の範囲で、安全率は約1.5以上となる。なお、式(2)を用いるためには、 $\beta$ を0.5以上とする必要がある。

### 3. 増設躯体の曲げせん断実験

スラブ下に増設する増設躯体は扁平な形状である。また、ブレースから増設躯体に伝達される荷重は、部材に斜めに作用する。長方形断面で斜め荷重を受けるプレストレストコンクリート部材の構造性能は、明確でない。

ここでは、増設躯体の構造性能の把握と耐力算定式を明かにするために行なった斜め荷重が作用する曲げせん断実験について述べる。

#### 3.1 試験体

二軸曲げを受ける部材の曲げ耐力の相関関係は、式(3)で近似されることが多い。べき定数は文献<sup>5)</sup>と同様に $\alpha=2$ と仮定する。また、文献<sup>6)</sup>より、長方形断面に二軸せん断力が作用する部材のせん断耐力の相関関係は式(4)で近似する。

$$(M_x/M_{ux})^\alpha + (M_y/M_{uy})^\alpha = 1 \quad (3)$$

$$(Q_x/Q_{ux})^2 + (Q_y/Q_{uy})^2 = 1 \quad (4)$$

ここで、 $M_{ux}$ 、 $M_{uy}$ 、 $Q_{ux}$ 、 $Q_{uy}$ は、それぞれ各主軸方向の曲げ耐力、せん断耐力である。また、 $M_x$ 、 $M_y$ 、 $Q_x$ 、 $Q_y$ は、それぞれ各主軸方に作用する曲げモーメント、せん断力である。

表-2に試験体一覧を、図-6に試験体形状を示す。試験体の設計は、設計外力に対して各主軸耐力が式(3)、(4)を満足するように行なった。曲げ耐力 $Q_{mi}$ は普通鉄筋を考慮した式(5)を、せん断耐力 $Q_{si}$ は式(6)の修正大野・荒川式を用いた。なお、圧着接合部の設計において、摩擦係数を1.0として圧着力を決定した。

$$Q_{mi}=\{(d-k_2X_n)A_s\sigma_{sy}+(d_0-k_2X_n)A_{s0}\sigma_{sy0}\}/h \quad (5)$$

$$X_n=(A_s\sigma_{sy}+A_{s0}\sigma_{sy0})/k_1bF_c$$

$$k_1=0.83; k_2=0.42$$

$$Q_{si}=\{0.053p_t^{0.23}(17.6+F_c)/(M/Qd+0.12)+0.845\sqrt{(p_w\sigma_{wy}+0.1\sigma_0)}\}bj \quad (6)$$

ここで、

$d$ : 圧縮縁からPC鋼材位置までの距離

$d_0$ : 圧縮縁から普通鉄筋位置までの距離

$F_c$ : コンクリート強度;  $h$ : 部材長

$A_s$ : PC鋼材断面積;  $A_{s0}$ : 普通鉄筋断面積

$\sigma_{sy}$ : PC鋼材降伏応力度

表-2 試験体一覧

試験体	加力角度	B×D (mm)	M/QD	普通鉄筋	せん断補強筋		圧着応力 (MPa)
					X方向	Y方向	
No.1	45°	300	X方向	8-D10	8-17φ	4-D6@48 6-D6@48	3.9
No.2	27°	×	:0.82	$p_g=$ $p_s=$	$p_w=0.88\%$ $p_w=0.50\%$		
No.3	15°	800	Y方向	0.17%	0.75%		
No.4	27°		:2.2			3-U7.10@7 4-U7.10@7 $p_w=0.46\%$ $p_w=0.23\%$	

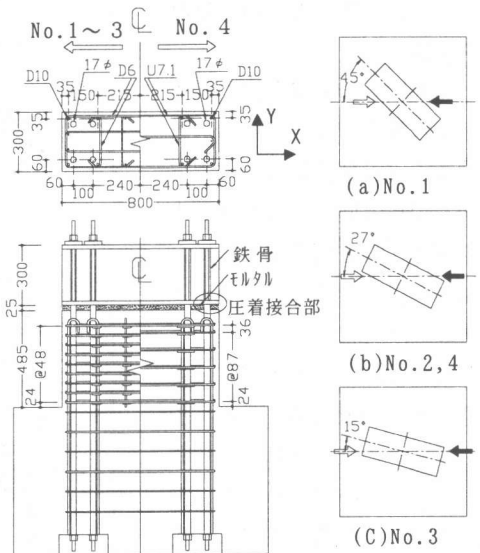


図-6 試験体形状

$\sigma_{sy0}$ : 普通鉄筋降伏応力度  
 $M/Qd$ : せん断スパン比 ( $1 \leq M/Qd \leq 3$ )  
 $p_t$ : 引張鉄筋比;  $p_w$ : せん断補強筋比  
 $b$ : 断面幅;  $\sigma_0$ : 軸方向応力度  
 $j$ : 応力中心間距離

試験体の断面寸法は 300×800(mm), せん断スパン比はX方向で 0.82, Y方向で 2.2 である。実験パラメータはX軸に対する加力角度とせん断補強筋の強度とした。せん断補強筋量は No.1 は曲げ降伏が先行するように, No.2, 4 は曲げ耐力とせん断耐力が等しくなるように, No.3 はせん断破壊が先行するように決定した。

コンクリートと鉄骨間は圧着接合とした。圧着接合部のコンクリート面は, 全面に深さ約 5 mm 程度の目荒らしを設けた。コンクリートと鉄骨間の 25mm の隙間には高強度無収縮モルタルを注入した。モルタル硬化後, PC 鋼棒を緊張して圧着接合部に 3.9MPa の圧着応力度を作用させた。その後, シース管内にグラウトを充填した。

表-3, 4 に実験に使用したコンクリートと鉄筋の材料試験結果を示す。

PC 鋼棒は B 種 2 号, 主筋 (普通鉄筋) は SD295A である。せん断補強筋には SD295A, 高強度鉄筋を使用した。

### 3.2 加力方法および計測項目

加力は片持ち梁形式で, 正負交番繰返し加力とした。試験体の鉄骨部分には, 加力方向と変形方向が一致した基本的な性状を把握するために, ねじれ防止用のリニアウエイを取付けた。

制御方法は加力点高さの変位による変位制御とした。加力サイクルは部材角  $\pm 1/1000$ ,  $\pm 2/1000$  (rad) で 1 回,  $\pm 5/1000$ ,  $\pm 7.5/1000$ ,  $\pm 10/1000$  (rad) で 2 回,  $\pm$

$15/1000$ (rad) で 1 回, No.1, 3 のみ  $+20/1000$ (rad) である。

計測項目は水平力, 変位, 鉄筋ひずみおよびリニアウエイに作用する荷重とした。

### 3.3 せん断力一部材角関係

せん断力と部材角の関係を図-7 に示す。実験は加力装置の都合で部材角 20/1000rad (No.2, 4 は 15/1000) で終了したが, 設定したブレース耐力の約 1.25~1.5 倍までの挙動は確認できた。部材角は加力点位置の水平変位を, 加力点高さ

表-3 コンクリート材料試験結果

試験体	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	モルタル強度 (MPa)
No.1	29.4	3.09	22.2	75.3
No.2	30.6	2.96	22.8	76.8
No.3	27.0	2.59	22.9	72.5
No.4	30.6	2.67	23.5	74.2

表-4 鉄筋材料試験結果

種類	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	降伏歪み ( $\mu$ )	伸び率 (%)
D 6	378※	554	197	3900※	25.4
D 10	356	502	196	1810	26.2
U7.1	1469	1538	210	7820	9.4
17 $\phi$	1108	1192	205	6780	11.6

※: 0.2% オフセット値

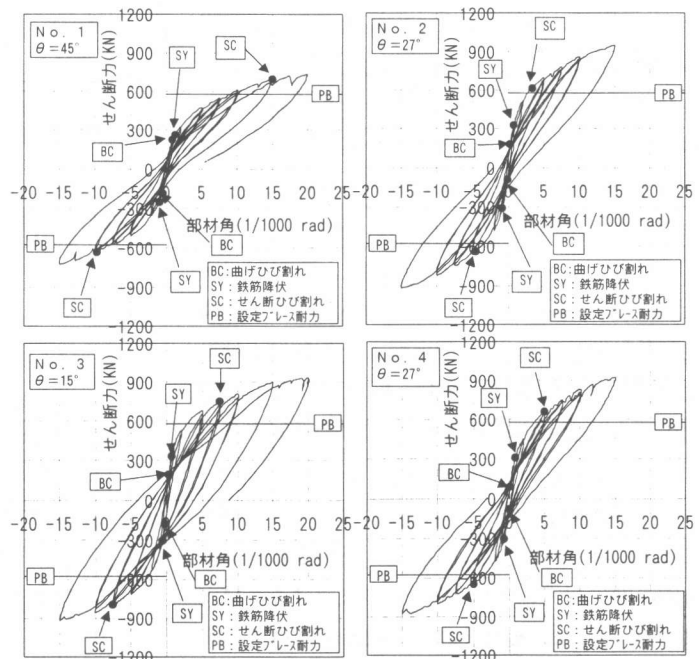


図-7 荷重一部材角関係

で除した値である。No.1,2,4はエネルギー吸収の少ない履歴ループを描いたが、No.3はエネルギー吸収の大きいループを描いている。これは柱脚部での水平変形が顕著になったためである。

破壊状況は各試験体ともほぼ共通で、まず曲げひび割れが発生し、次に普通鉄筋の降伏、せん断ひび割れが観察された。その後、圧縮側コーナー部でコンクリートの圧壊が発生し、せん断補強筋間隔の広いNo.4のみ普通鉄筋の座屈が観察された。緊張時のひずみを加えた最終加力における最外PC鋼棒のひずみは、No.1が6100 $\mu$ 程度、その他の試験体では6800~7300 $\mu$ 程度であり、PC鋼棒は降伏ひずみに達している。

### 3.4 圧着接合部の挙動

図-8に圧着接合部における、鉄骨とコンクリート間の滑り量を示す。なお、No.3のデータは欠落している。

No.1試験体は正負とも同様な滑り性状を示し、最大滑り量は0.03mmであった。No.2, No.4はNo.1とは異なり、一方向に滑り量が偏った性状を示し、最大滑り量は約0.25mmである。最大荷重時、接合面には圧着応力度と同等のせん断力が作用しているが、何れの試験体も荷重低下は見られず、一体性は保たれている。

図-4より、圧着力と同等の荷重が作用した時の変位は約0.08~0.15(mm)であり、一面せん断実験の結果と比較すると変形量が2~3倍程度大きくなり、剛性が低下している。

繰返し荷重を受ける圧着接合部の荷重-変形関係は、一面せん断実験時に比べて剛性は低下するが、一面せん断実験で得られた摩擦係数1.0は2方向の繰返し荷重を受ける圧着接合部に対しても適用できる。

### 3.5 実験値と計算値の比較

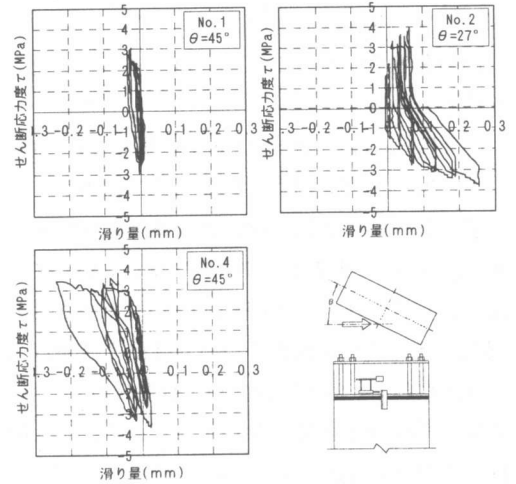


図-8 コンクリートと鉄骨間の変位

式(3), (4)の破壊曲線の仮定、既往の曲げ耐力およびせん断耐力式が適用できるかを検討する。検討をする曲げ耐力式は式(5)、せん断耐力式は式(6)に加えて、式(7)のPC規準式<sup>4)</sup>  $V_u$ について検討する。せん断ひび割れ耐力  $Q_c$ についてはウェブ斜めひび割れ耐力を求める式(8)について検討する。

$$V_u = b j_0 p_w \sigma_{wy} + 1/2 b D (\nu F_c - 2 p_w \sigma_{wy}) \tan \theta \quad (7)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\{(2M/QD)^2 + 1\}} - 2M/QD$$

$$\nu = \alpha L_r (1 + \sigma_g / F_c) \quad (1 \geq \nu \geq 0.65)$$

$$\alpha = \sqrt{60/F_c} \quad (\alpha \leq 1); L_r = M/2QD \quad (L_r \leq 1)$$

$$Q_c = b I \sqrt{\{F_c(F_c + \sigma_g)\}} / S_0 \quad (8)$$

ここで、

$j_0$ : 鉄筋重心間距離;  $D$ : 断面せい

$\sigma_g$ : 平均プレストレス

$I$ : 断面2次モーメント

$F_c$ : コンクリート引張強度

$S_0$ : 重心軸以上の重心軸に関する断面1

表-5 実験値と計算値の比較

試験体	最大荷重 $Q_{max}$ (kN)	曲げ耐力		せん断耐力			せん断ひび割れ耐力			
		$Q_{mu}$ (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_{mu}}$	$Q_{su}$ (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_{su}}$	$V_u$ (kN)	$\frac{Q_{max}}{V_u}$	実験値 $Q_{cr}$ (kN)	$Q_c$ (kN)	$\frac{Q_{cr}}{Q_c}$
No.1	730.6	490.3	1.49	596.1	1.23	891.3	0.82	636.5	561.6	1.13
No.2	947.3	670.3	1.41	699.5	1.35	1023.7	0.93	614.9	577.9	1.06
No.3	927.7	856.5	1.08	732.4	1.27	1017.3	0.91	751.3	531.2	1.41
No.4	925.7	667.4	1.39	659.3	1.40	1023.7	0.90	657.0	577.9	1.14

$Q_{mu}$ : 式(5);  $Q_{su}$ : 式(6);  $V_u$ : 式(7);  $Q_c$ : 式(8)

### 次モーメント

加力角度 $\theta$ における耐力 $P_\theta$ は、式(3)、(4)より次式となる。

$$P_\theta = \sqrt{\{1/(\cos^2 \theta/P_x^2 + \sin^2 \theta/P_y^2)\}} \quad (9)$$

$P_x$  : X方向耐力 ;  $P_y$  : Y方向耐力

表-5, 図-9に実験値と計算値の比較を示す。PC鋼棒がほぼ降伏ひずみに達していることより、各試験体の最大荷重は曲げ耐力であると判断でき、せん断耐力については最大荷重以上と考えられる。各試験体の $Q_{mu}$ および $Q_c$ については、実験値が計算値を上回っている。せん断耐力については、 $Q_{su}$ は実験値を下回っているが、 $V_u$ は実験値を上回っている。

以上より、試験体の曲げ耐力およびせん断ひび割れ耐力については、部材耐力の相関関係を楕円として計算すれば実験結果を安全側に評価することが可能であるが、せん断耐力については、更に検討が必要である。

### 4. まとめ

既存建物の外構面に鉄骨ブレースを取付ける耐震補強工法における既存躯体と鉄骨ブレースの接合部の構造性能を把握する目的で、圧着接合部の一面せん断実験と増設部の曲げせん断実験を行なった。

実験結果より、以下のことが明らかになった。

- 1) 圧着接合部の圧着応力度の設計において、コンクリート面の50%以上の面積に目荒らしを行なえば、コンクリートと鉄骨間の摩擦係数として1.0を適用できる。
- 2) 斜め荷重を受ける増設躯体の曲げ耐力、せん断ひび割れ耐力は、既往の算定式を用いて部材耐力の相関を楕円と仮定して算定すれば安全側の評価となる。

なお、本論文は文献<sup>7~9)</sup>に加筆、修正を行ったものである。

### 参考文献

- 1) 川股重也, 鈴谷二郎, 大沼正昭: 東北工業大学5号館の震災と被害(その2 腰壁の断

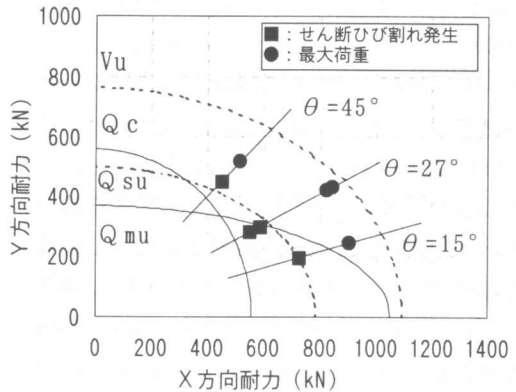


図-9 実験結果と計算値の比較

- 絶と桁行き方向の鉄骨ブレース補強), 日本建築学会大会梗概集, C, pp.1695-1696, 1979
- 2) 石川智章ほか: 圧着接合された鉄骨柱とRC部材との接合面におけるせん断伝達に関する実験的研究, 日本建築学会大会梗概集, C2, pp.1061-1062, 1993
- 3) 大田義弘, 東端泰夫: 鋼管コンクリート柱とプレキャストプレストレストコンクリート梁との圧着接合に関する研究, 日本建築学会大会梗概集, C-2, pp.897-898, 1996
- 4) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1998
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書[平成8年制定]設計編, 1996
- 7) 松浦恒久, 角一行, 喜連川昭夫, 牧田敏郎: 外付け鉄骨ブレースによる耐震補強工法に関する研究, 日本建築学会大会梗概集, C-2, pp.117-118, 1999
- 8) 松浦恒久, 角一行, 伊藤倫顕: 外付けブレースによる耐震補強工法の開発, ハザマ研究年報, pp.17-25, 1999
- 9) 松浦恒久, 角一行: 外付け鉄骨ブレースによる耐震補強工法に関する研究(その2 実験結果の検討), 日本建築学会大会梗概集, C-2, pp.233-234, 2000