

論文 鉄骨枠付ブレース外付け耐震補強法における間接接合部の応力伝達と設計

宮川和明*1・木下陵二*2・大谷恭弘*3・三谷 勲*4

要旨：本論では、RC 造建物の耐震補強に関して筆者らが行った縮小モデル試験体の外付け補強実験のうち、RC 骨組と補強構面を繋ぐ間接接合部に着目して、接合部の応力伝達について示した。また、接合部の簡便な設計法を提案し、実験結果と比較して妥当性と問題点を検討した。

キーワード：耐震改修、スタッド、あと施工アンカー、せん断力、付加応力、設計法

1. はじめに

近年、既存鉄筋コンクリート（以下、RC という）造建物の外部に補強構面を設ける外付け耐震補強工法（以下、外付け工法という）がよく計画され既に実施例もあるが、本工法に関する実験的研究の報告^{1~3)}は多くなく、設計資料が十分充実しているとは言えない。そこで、筆者らは外付け工法のひとつとして鉄骨枠付のピン接合鋼管ブレースを用いた補強法に関して、一定鉛直荷重下の正負交番静的繰り返し水平加力実験^{4~6)}を行っている。本論は、実験結果のうち、RC 骨組と補強鉄骨枠を繋ぐ接合部に着目して、接合部の応力伝達について示し、その設計法を提案するものである。

構の破壊形式は、柱曲げ降伏型を想定している。試験体 No.5 および No.7 には単管ブレースを、試験体 No.6 および No.8 には圧縮時の座屈が防止される二重鋼管座屈補剛ブレース⁷⁾（以下、二重管ブレースという）を用いた。使用材料の

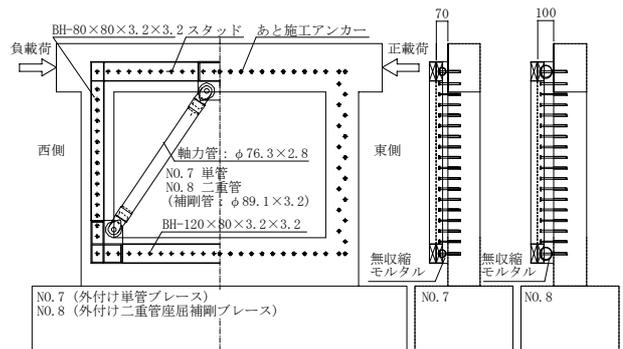


図-1 試験体形状（代表例）

表-1 試験体一覧

試験体	RC断面		軸力比 (N/bDFc)	偏心距離 (mm)	ブレース		
	柱	梁			種類	配置	細長比
No.1	b×D=200×200(mm)	b×D=200×300(mm)	0.15	-	-	-	-
No.5	主筋 8-D10	上下端筋 2-D16	0.19	70	単管	V	39.5
No.6	$p_g = 1.42(\%)$	$p_t = 0.75(\%)$	0.18		二重管		
No.7	帯筋 4φ@100	あぼら筋 6φ@100	0.20		単管		
No.8	$p_{wc} = 0.13(\%)$	$p_{wtb} = 0.28(\%)$	0.21		二重管	A	

表-2 鋼材の機械的性質

部位	種別	I ^{*1)}		II ^{*1)}		III ^{*1)}			
		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)		
梁主筋	D16	397	611	387	573	(同左)			
柱主筋	D10	410	570	403	559				
梁あぼら筋	φ6	400	439	398	446				
柱帯筋	φ4	469	497	476	506				
あと施工アンカー	D10	330	457	342	485			342	459
頭付スタッド ^{*2)}	φ9	366	460	433	449			432	451
スパイラル筋	φ4	-	-	513	548	437	482		
ガセットプレート	PL-16	-	-	380	541	350	548		
ガセット補強PL、ガセット部BH	PL-6	-	-	408	532	399	500		
補強鉄骨枠	PL-3.2	-	-	280	371	329	408		
鋼管ブレース(軸力管) ^{*3)}	φ76.3×2.8	-	-	385	450	329	451		
補剛管(二重管ブレース)	φ89.1×3.0	-	-	358	448	382	446		

*1: I (試験体No.1), II (試験体No.5, No.6), III (試験体No.7, No.8)

*2: 上段; 試験体No.7, 下段; No.8

*3: 試験体No.7はIIを参照

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、低層 RC 建物を想定したおよそ 1/3 縮小モデルの 1 層 1 スパン RC ラーメンの基本架構試験体 (No.1) に補強を施したもので、本論で対象とする外付け補強試験体の一例を表-1 に、試験体の代表例を図-1 に示す。基本架

表-3 コンクリートの力学的性質

試験体	圧縮強度 (MPa)	
	RC柱・梁	補強接合部 モルタル
No.1	26.8	-
No.5	20.2	48.5
No.6	21.8	54.3
No.7	19.8	48.6
No.8	18.7	52.6

*1 JFE シビル(株) システム建築事業本部 (正会員)
 *2 JFE シビル(株) システム建築事業本部 工修
 *3 神戸大学 工学部建設学科助教授 Ph.D. (正会員)
 *4 神戸大学 工学部建設学科教授 工博 (正会員)

力学的特性を表-2 および表-3 に示す。

2.2 間接接合部

試験体の RC 骨組と鉄骨枠の接合は、文献 8) に示される間接接合方法に準じた。即ち、鉄骨枠が取り付く RC 骨組柱梁の外側面に接着系あと施工アンカー（有効埋め込み深さは、アンカー呼び径 (D10) の 7 倍）を打設し、頭付きスタッドを溶接した H 形鋼との間隙に無収縮モルタルを圧入して接合した。接合内部にはひび割れ防止筋としてスパイラル筋を挿入する。

3. 実験結果

3.1 荷重変形関係

各試験体の正側載荷時包絡線をまとめて図-2 に示す。縦軸 Q は水平荷重、横軸 R は RC 柱部材角を表す。荷重変形関係の詳細は文献 4~6) を参照されたい。

3.2 間接接合部の破壊性状

間接接合部には、ほぼ鉄骨枠全周にわたって、RC 面とモルタル面のずれによって乖離が生じ、最大耐力以降には斜め方向のひび割れが観察されたが、大変形時においてもモルタル部が剥落するようなことはなかった。試験体 No.5 および No.7 ではブレース交差部付近に鉄骨枠材軸直交方向のひび割れが観察され最大耐力以降顕著となった。これは、ブレースを A 型に配置した試験体 No.7 では、ブレース交差部上部の RC 梁に曲げひび割れが観察されたこと、および引張と同等の圧縮耐力を保持する二重管ブ

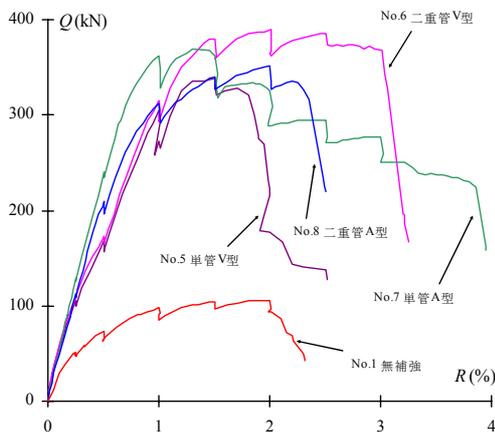


図-2 包絡線（正載荷時）

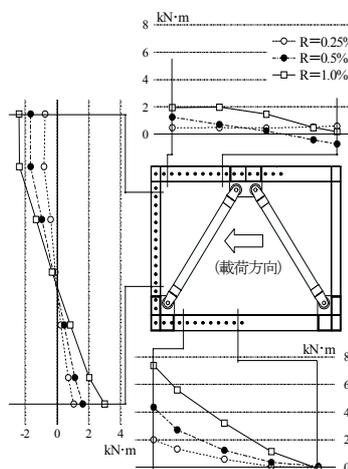


図-3 曲げモーメント分布

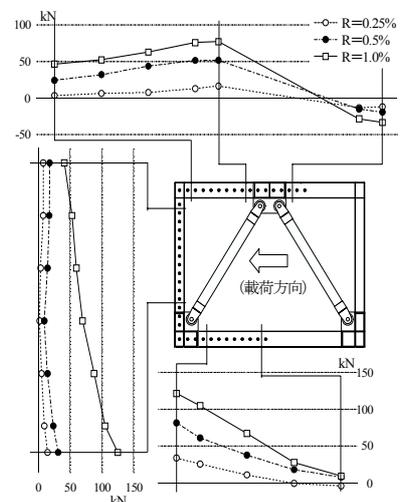


図-4 軸力分布

レースを用いた試験体 No.6 および No.8 ではこのようなひび割れは認められなかったことから、明らかにブレースの軸力差によって生じる鉛直方向力の影響と考えられる。

3.3 鉄骨枠の応力分布

試験体 No.7 および No.8 の鉄骨枠各部の歪測定結果より、平面保持、材料の歪履歴を考慮した完全弾塑性の仮定の下に、歪分布から鉄骨断面各部の応力度を求め、モルタルの存在は無視して鉄骨部の曲げモーメント等を求めた。H 形鋼の降伏曲げ耐力と降伏軸力は表-4 に示す通りである。以下、試験体 No.7 の結果を示すが、試験体 No.8 も同様の傾向であった。

(1) 強軸回りの曲げモーメント分布

鉄骨枠も RC 骨組に追従して変形するので、図-3 に示す曲げモーメント分布は水平力を受けるロ型骨組の曲げモーメント図とよく似た分布であるが、間接接合部が剛でないため、鉄骨枠と RC ラーメン架構間のずれに起因して節点近傍での曲げモーメント分布が非線形となっている。なお、ブレースは RC 柱部材角 $R=1.0\%$ 付近で降伏耐力に達している。

(2) 軸力分布

図-4 に示す軸力分布は枠軸方向の応力伝達と関係するので、軸力の絶対値はブレースと鉄骨枠の接合部から遠ざかるに従い

表-4 鉄骨枠降伏耐力

	降伏曲げ耐力($\text{kN}\cdot\text{m}$)		降伏軸力
	強軸回り	弱軸回り	(kN)
柱	7.08	2.24	246
梁	11.7	2.25	288

減少する。圧縮ブレースから応力を受けるとき（同図）の柱の軸力（引張）は、引張ブレースから応力を受けるとき（負荷荷：柱圧縮）の2倍以上であり、軸力分布の勾配も大きい傾向を示した。

3.3 間接接合部の応力伝達

試験体 No.7 について柱、梁部全長における応力伝達、スタッド応力に関してブレース接点近傍と中間部との違いを示す。ただし、モルタルおよび鉄骨柱のブレース接点付近に設けている補強スチフナの存在は無視している。

(1) 柱部（図-5 参照）

柱は柱脚部でブレースから $N_v = N_b \sin \theta$ (N_b : ブレース軸力, θ : ブレースが梁材軸となす角) の軸力を受ける。この N_v は主として柱部のスタッド（間接接合部）を介して RC に伝達される。柱脚部ブレース接点に最も隣接している測定点における軸方向力を N_{v0} とすると、力の釣り合いから N_v と N_{v0} との差が、その間にあるスタッドで伝達されたせん断力 Q_{a1} となる（ただし、接合部近傍の梁部のスタッドも関与するがこれを無視している）。 Q_{a1} を求めた測定区間以外での軸力差の和はブレース接点付近以外のスタッドが負担したせん断力 Q_{a2} となる。また、 $Q_{a1} + Q_{a2}$ は1本の柱部全スタッドによる伝達力 Q_a であり、 Q_a / N_v は柱部でブレース軸力の鉛直成分が間接接合部を介して RC 柱部に伝達された割合（以下、負担率という）を表している。これらの計算結果を表-3 に示す。同表中 q_{a1} および q_{a2} はそれぞれ Q_{a1} および Q_{a2} をその区間のスタッドの本数（各 4, 13 本）で除した値で、スタッド1本当たりの見かけ上の負

担せん断力である。

正載荷時（柱棒：引張、ブレース：圧縮）において、部材角 $R=0.8\%$ を越えるとブレース接点部付近のスタッドのせん断力 q_{a1} は増大せず、他のスタッド q_{a2} に力が流れる。表-5 に示した範囲では負担率は 80~90% であり、残りの 10~20% はモルタル部の付着による伝達および梁部スタッドのせん断力で負担されていると考えられる。負載荷時（柱棒：圧縮、ブレース：引張）においては $R=-0.6\%$ 以降、見かけ上の q_{a1} の絶対値はスタッド鋼材の終局せん断耐力（17.5kN）を大きく上回っており、 q_{a2} は正載荷時より概ね小さい。これらの結果は、ブレース接点付近は、応力伝達機構が複雑で、かつ応力が集中することを示唆している。

(2) 上梁（図-6 参照）

上梁においても柱同様に考える。ブレースが抵抗する水平力 Q_E が間接接合部を介して RC から鉄骨上梁に伝達される。ブレース接点部に最も隣接している東および西の測定点における軸方向力を N_{ve} および N_{vw} とする。ブレース接点部の力の釣り合いから Q_E から N_{ve} と N_{vw} の軸力差を引いた値が、その間にあるスタッド6本が伝達したせん断力 Q_{a1} となる。また、他の測定

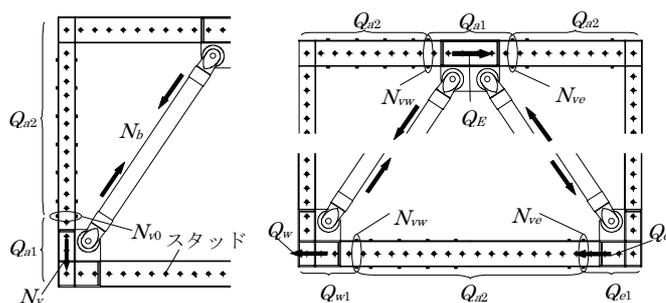


図-5 柱部の伝達能力 図-6 上梁・下梁部の伝達能力

表-5 柱の伝達能力 (No. 7)

部材角	N_v	N_{v0}	Q_{a1}	q_{a1}	Q_{a2}	q_{a2}	$Q_{a1}+Q_{a2}$	負担率
正載荷	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	%
0.40%	-70.6	19.6	51.1	12.8	7.7	0.6	58.7	83.1
0.60%	-126.9	65.6	61.3	15.3	52.8	4.1	114.1	89.9
0.80%	-167.6	97.1	70.4	17.6	80.3	6.2	150.8	90.0
1.00%	-194.4	125.4	69.0	17.3	96.2	7.4	165.2	85.0
部材角	N_v	N_{v0}	Q_{a1}	q_{a1}	Q_{a2}	q_{a2}	$Q_{a1}+Q_{a2}$	負担率
負載荷	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	%
-0.40%	92.6	-14.6	-78.0	-19.5	-6.0	-0.5	-84.0	90.7
-0.60%	186.2	-36.2	-150.0	-37.5	-32.6	-2.5	-182.6	98.0
-0.80%	202.4	-56.6	-145.7	-36.4	-49.6	-3.8	-195.3	96.5
-1.00%	167.6	-46.5	-121.1	-30.3	-37.1	-2.9	-158.2	94.4

表-6 上梁の伝達能力 (No. 7)

部材角	Q_E	N_{vw}	N_{ve}	Q_{a1}	q_{a1}	Q_{a2}	q_{a2}	$Q_{a1}+Q_{a2}$	負担率
正載荷	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	%
0.40%	123.1	41.7	-11.0	70.4	11.7	45.6	2.5	116.0	94.3
0.60%	197.8	58.3	-22.2	117.4	19.6	74.0	4.1	191.4	96.7
0.80%	249.8	71.7	-25.6	152.5	25.4	81.3	4.5	233.9	93.6
1.00%	267.7	77.1	-28.3	162.2	27.0	81.5	4.5	243.7	91.1
部材角	Q_E	N_{vw}	N_{ve}	Q_{a1}	q_{a1}	Q_{a2}	q_{a2}	$Q_{a1}+Q_{a2}$	負担率
負載荷	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	%
-0.40%	-98.7	-7.6	48.3	-42.8	-7.1	-45.6	-2.5	-88.4	89.6
-0.60%	-262.2	-22.6	81.7	-157.9	-26.3	-74.0	-4.1	-231.9	88.4
-0.80%	-273.0	-30.7	95.2	-147.1	-24.5	-81.1	-4.5	-228.2	83.6
-1.00%	-249.8	-33.8	103.4	-112.6	-18.8	-83.5	-4.6	-196.2	78.5

間の軸力差より算出し（東側は西側の負荷荷時のものを使用）、その和を求めるとブレース接点付近以外のスタッドによる伝達せん断力 Q_{a2} となる。また、 $Q_{a1} + Q_{a2}$ は上梁部の全スタッドによる伝達力 Q_a となり、 Q_a/Q_E は上梁部での間接接合部の負担率を表している。その結果を表-6に示す。同表中 q_{a1} および q_{a2} はそれぞれ Q_{a1} および Q_{a2} をその区間のスタッドの本数（各 6, 18 本）で除した値である。

ブレース接点部のスタッド1本あたりの見かけ上のせん断力は部材角 $R = \pm 0.6\%$ 以降、スタッド鋼材の終局せん断耐力（17.5kN）を越えている。 q_{a1} は q_{a2} の約 5 倍でブレース接合部に応力が集中していることが推察される。負担率は 79% 以上であり、破壊性状から見てもブレース降伏時（ $R = 1.0\%$ ）まで間接接合部は十分な応力伝達能力を示していたと考えられる。

(3) 下梁（図-7 参照）

ブレース軸力の水平成分 Q_w および Q_e が間接接合部を介して RC に伝達される。ブレース接点部に最も隣接している東および西の測定点における軸方向力を N_{ve} および N_{vw} とし、ブレース接点部の力の釣り合いから、 $(Q_w - N_{vw})$ および $(Q_e - N_{ve})$ がその間にあるスタッドにより伝達されたせん断力 Q_{w1} および Q_{e1} となる。また、他の測定点間の軸力差より算出し（東側は西側の負荷荷時のものを使用）、その和がブレース接点付近以外のスタッドにより伝達されたせん断力 Q_{a2} となる。また、 $Q_{w1} + Q_{e1} + Q_{a2}$ は、下梁部の全スタッドによる伝達力 Q_a を表しており、 Q_a/Q_E ($Q_E = Q_w + Q_e$) は下梁部での間接接合部の負担率を表している。 Q_{w1} 、 Q_{e1} および Q_{a2} を

その区間のスタッドの本数（各 4, 4, 16 本）で除し、スタッド1本あたりの見かけ上の負担せん断力 q_{w1} 、 q_{e1} および q_{a2} を求めた。これらの結果を表-7に示す。 q_{w1} および q_{e1} に対する q_{a2} の比は 3~6 で、ブレース接合部近傍に伝達力が集中している現象は他の部位と同じである。負担率も 90% 前後で、残り 10% 程度がモルタルの付着による伝達および梁枠に直交する柱枠の間接接合部で応力伝達がなされていると推定される現象についても他の部位と同じである。

4. 間接接合部の設計

4.1 ファスナーの必要本数

前章で述べたようにブレース接合部近傍の間接接合部の応力は大きくなるが、ここでは実用的な簡便な設計法として、応力の不均一性を無視した上で、接合部のスタッドおよびあと施工アンカー（以下、ファスナーという）の必要本数を求める。間接接合部には面内方向のせん断力以外に、補強構面と RC 骨組の偏心に起因する曲げモーメントやブレースを K 型配置した場合に圧縮と引張ブレースの軸力差に起因するブレース交差点の鉛直方向力によるねじりモーメントが生じる。外付け補強の間接接合部は、これらの付加応力を考慮して設計する必要がある。

(1) 梁部

ブレースの面内水平せん断力 sQu は文献 8) に準じ式(1)より求まる（図-7 参照）。

$$sQu = (N_c + N_o) \cos \theta \quad (1)$$

ここに、 N_c : 圧縮ブレースの降伏強度と座屈強度のうち小さい方

N_o : 引張ブレース強度

θ : ブレースが水平軸となす角度

表-7 下梁の伝達能力 (No. 7)

部材角 正載荷	Q_w kN	N_{vw} kN	Q_{w1} kN	q_{w1} kN	Q_e kN	N_{ve} kN	Q_{e1} kN	q_{e1} kN	Q_{a2} kN	q_{a2} kN	$Q_{a1} + Q_{a2}$ kN	負担率 %
0.40%	-47.1	24.2	22.9	4.6	76.0	-29.2	46.8	9.4	19.3	1.2	89.0	72.3
0.60%	-84.6	39.0	45.6	9.1	113.2	-48.4	64.9	13.0	48.7	3.0	159.2	80.5
0.80%	-111.7	52.5	59.2	11.8	138.1	-57.8	80.3	16.1	60.3	3.8	199.8	80.0
1.00%	-129.6	65.2	64.4	12.9	138.1	-63.1	75.0	15.0	80.2	5.0	219.5	82.0

部材角 負載荷	Q_w kN	N_{vw} kN	Q_{w1} kN	q_{w1} kN	Q_e kN	N_{ve} kN	Q_{e1} kN	q_{e1} kN	Q_{a2} kN	q_{a2} kN	$Q_{a1} + Q_{a2}$ kN	負担率 %
-0.40%	61.8	-12.6	-49.2	-9.8	-36.9	30.5	-6.4	-1.3	-19.3	-1.2	-74.9	75.9
-0.60%	124.2	-26.0	-98.2	-19.6	-138.1	43.4	-94.7	-18.9	-48.7	-3.0	-241.6	92.1
-0.80%	134.9	-29.6	-105.4	-21.1	-138.1	56.2	-81.8	-16.4	-60.3	-3.8	-247.5	90.7
-1.00%	111.7	-31.5	-80.2	-16.0	-138.1	63.0	-75.1	-15.0	-80.2	-5.0	-235.5	94.3

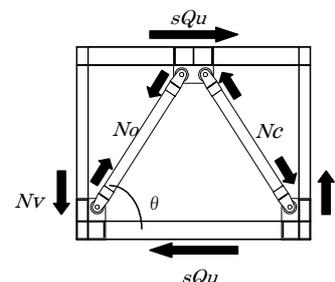


図-7 各部の設計応力

このせん断力に対して必要なファスナーの本数 ${}_B n_1$ は式(2)より算定される。

$${}_B n_1 = \frac{s Q_u}{q_s} \quad (2)$$

ここに、 q_s : スタッドまたはあと施工アンカー1本あたりの設計せん断耐力 (文献 8) に準拠) のうち小さい方

鉄骨フレーム梁部の間接接合部は偏心モーメント M_B を受けるが、中間部のファスナーに生じる応力は小さいので、梁両端部に生じる面外方向力 T_1 に対して設計すればよい(図-8 参照)。 T_1 に対して必要なファスナーの本数 ${}_B n_2$ は式(3)より求める。

$${}_B n_2 = \frac{T_1}{q_t} \quad (3)$$

ここに、 $T_1 = M_B / L_0$

$$M_B = e_1 \cdot s Q_u$$

L_0 : 梁端両側のファスナー間距離

q_t : スタッドまたはあと施工アンカー1本あたりの設計引張耐力 (文献 8) に準拠) のうち小さい方

e_1 : ブレース軸心と RC 梁面との距離

また、ブレース交差部には鉛直方向力 ΔP (図-9 参照) とねじりモーメント M_{BT} が作用する。 ΔP に対して必要な本数 ${}_B n_3$ は式(4)より、 M_{BT} に対しては図-10 に示す抵抗機構を考え、面外引張力 T_2 に対して必要な本数 ${}_B n_4$ は式(5)より求める。

$${}_B n_3 = \frac{\Delta P}{q_s} \quad (4)$$

$${}_B n_4 = \frac{T_2}{q_t} \quad (5)$$

ここに、 $\Delta P = (|N_o - N_c|) \cdot \sin \theta$

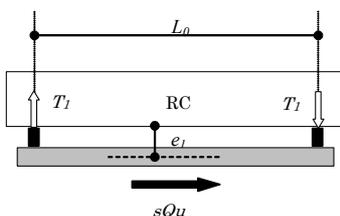


図-8 梁部設計応力

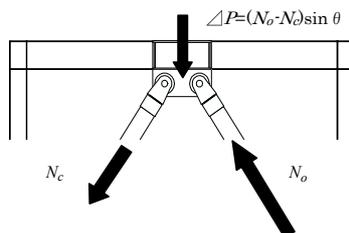
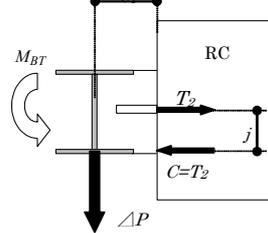


図-9 ブレース交差部設計



鉄骨枠各部の応力と必要本数、それらの単純和および実配置本数を表-8 に示す。 ΔP に関

$$T_2 = M_{BT} / j$$

$$M_{BT} = e_1 \cdot \Delta P$$

j : 圧縮最外縁から引張を受けるスタッドまたはあと施工アンカーまでの距離の小さい方

(2) 柱部

鉄骨柱部の面内応力 N_v は、ブレース軸力の鉛直成分であり式(6)による。

$$N_v = N_o \sin \theta \quad (6)$$

せん断力および偏心モーメントによる面外引張力に対して必要なファスナーの本数 ${}_C n_1$ および ${}_C n_2$ は、梁部と同様にして式(7)および式(8)より求める。

$${}_C n_1 = \frac{N_v}{q_s} \quad (7)$$

$${}_C n_2 = \frac{T_3}{q_t} \quad (8)$$

ここに、 $T_3 = M_C / H_0$

$$M_C = e_2 \cdot N_v$$

H_0 : 柱端両側のファスナー間距離

e_2 : ブレース軸心と RC 柱面との距離

(3) 設計本数

間接接合部のファスナーは複合応力を受けるが、上記各応力に必要な本数の単純和を配置することにすれば、梁および柱部のファスナー本数 ${}_B n$ および ${}_C n$ は式(9)、式(10)より算定される。

$${}_B n = \sum_{i=1}^4 {}_B n_i \quad (9)$$

$${}_C n = \sum_{i=1}^2 {}_C n_i \quad (10)$$

4.2 試験体との比較

各試験体に前節の設計法を適用し、その妥当性および問題点を検討する。

表-8 ファスナーの設計本数と実配置本数 (a) ブレース交差部のある梁部

試験体	ブレース軸力		偏心モーメント			ブレース軸力差					設計本数	実験本数	余裕率
	sQ_u (kN)	B^{n_1}	M_B (kN·m)	T_1 (kN)	B^{n_2}	ΔP (kN)	B^{n_3}	M_{BT} (kN·m)	T_2 (kN)	B^{n_4}			
No.5	267	16	18.7	12.4	1	140	9	9.80	163	9	35	25	0.71
No.6	276	17	19.4	12.9	1	—	—	—	—	—	17		1.47
No.7	267	16	18.7	12.4	1	139	9	9.73	162	9	35		0.71
No.8	236	14	23.6	15.7	1	—	—	—	—	—	15		1.67

(b) 柱部

試験体	ブレース軸力		偏心モーメント			設計本数	実験本数	余裕率
	N_o (kN)	c^{n_1}	M_B (kN·m)	T_3 (kN)	c^{n_2}			
No.5,6	207	13	14.5	12.9	1	14	15	1.07
No.7	207	13	14.49	12.9	1	14	20	1.43
No.8	177	11	17.7	15.7	1	12	20	1.67

表-9 ファスナー設計耐力

試験体	q_s	q_t
No.5	17.1	18.6
No.6		19.3
No.7		18.4
No.8		17.9

しては RC 柱部材角 $R < 2\%$ の範囲での最大値を用いた。表-9 に示すファスナー1本あたりの設計耐力は文献8)に順じて求めた。

単管ブレースを用いた No.5 および No.7 の上梁部において本計算では鉛直方向力 ΔP の影響で35本必要と多くなっているが、試験体の最大耐力および最終破壊は間接接合部で決定されていなかったの間接接合部は実配置本数で十分耐力を発揮したと考えられる。

ここで、耐力低下後のブレースが負担するせん断力を sQ_u' とすると、間接接合部に作用する応力は sQ_u' と ΔP のベクトル和である。 $sQ_u' = 200\text{kN}$, $\Delta P = 140\text{kN}$, ファスナー1本の設計耐力 q_s を 17.1kN とすると必要本数は 14.3 となる。この場合 B^{n_3} は不要であるから、梁部の必要総本数は $14.3 + 1 + 9 = 24.3$ となり、余裕はないが試験体の実配置本数(25本)でよいことになる。しかし、水平力は鉄骨枠の材軸方向へ作用するので梁材長全体での応力伝達が期待できるが、鉄骨枠の材軸に対して直交する応力 (ΔP) の伝達は交差部近傍のファスナーによってなされる。従って、合力でファスナー本数を算定する場合は、ブレース交差部付近に1)スタッドなどをダブルに配置する。2)ファスナー本数を局部的に増やす。3)圧縮耐力の低下がない座屈補剛ブレースを使うなどの配慮が必要である。

一方、補強構面と RC 骨組の偏心に起因する曲げモーメントに対しては、本実験で用いた試験体の場合、偏心距離を大きくとった試験体 No.8 でもこの応力に対する必要本数は1本以下であり、偏心モーメントに対しては容易に対処

できる。

5. まとめ

外付け補強した縮小モデル試験体の水平加力実験結果より、外付け補強法における間接接合部は、各応力に必要なファスナー数を単純にし均等に配置する方法で十分安全側の設計が可能であり、この設計法による間接接合部は十分な応力伝達能力を有していることを示した。

謝辞

本研究の一部は、当時神戸大学大学院生久木田真一氏(現清水建設)が修士論文研究として取り組まれた。また、実験およびデータ整理に際し、神戸大学藤永隆助手、当時同大学院生井上大輔氏(現一条工務店)の協力を得た。ここに記して感謝します。

参考文献

- 1) 槇谷榮治ほか：既存 RC 構造物の外付鉄骨ブレース工法による耐震補強に関する実験研究 (その1~4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.889-896, 1999.9
- 2) 江崎文也ほか：出張った柱を有する既存 RC フレームの外付け鉄骨ブレースによる耐震補強法に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集, 第529号, pp.135-142, 2000.3
- 3) 藤村勝ほか：枠付き鉄骨ブレースによる外付け耐震補強工法に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.227-228, 2000.9
- 4) 久木田真一, 三谷 勲ほか：鋼管ブレースを使用した既存 RC 造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究 (その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.377~382, 2000.9
- 5) 宮川和明, 三谷 勲ほか：鋼管ブレースを使用した既存 RC 造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究 (その4~6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.767~772, 2001.9
- 6) 井上大輔, 三谷 勲ほか：鋼管ブレースを使用した既存 RC 造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究 (その7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.751~752, 2002.8
- 7) 桑原 進, 今井克彦ほか：二重鋼管の座屈補剛性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第445号, pp.151-158, 1993.3
- 8) 日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修指針・同解説, 2001.1