

1. 長締めボルト引張接合形式による柱RC・梁S混合接合部に関する実験的研究（その1 接合部破壊性状）

佐藤 尚隆
福本 昇
石原誠一郎

要 旨

本報告は、柱を鉄筋コンクリート造、梁を鉄骨造とした架構の柱梁接合部において、接合部内に埋め込んだ梁材H形鋼のエンドプレートを高力ボルトを用いて、引張り接合した場合の接合部の力学的性状を調査した結果について述べるものである。

接合部の高力ボルト径、エンドプレートの厚さ、柱梁接合部内の角形鋼管の板厚およびせん断補強筋量を変動因子として、十字型接合部試験体を対象に静的加力実験を行った。

実験結果から柱梁接合部の弾塑性挙動を明らかにするとともに、その応力機構をモデル化して柱梁接合部の耐力式を提案した。

キーワード

混合構造／柱・梁接合部／ボルト引張接合／支圧強度／ボルト強度

目 次

1. はじめに
2. 実験概要
3. 実験結果
4. 耐力評価
5. 考 察
6. ま と め

1. RESEARCH RELATING TO THE BEAM-COLUMN JOINT OF S-BEAM RC-COLUMN STRUCTURES (1. FAILURE MODES OF THE JOINT)

Hisataka Sato
Noboru Fukumoto
Seiichirou Ishihara

Abstract

An experimental investigation of the behavior of steel beam-concrete column with high strength bolts under seismic conditions is presented. Seven half hull-scale specimens were tested. The primary variables were the diameter of high-strength bolts, the thickness of end plates, the thickness of the rectangular steel tube, and the amount of the transverse reinforcement. The test results showed the elastic-plastic behavior of the beam-column joint, and a method of calculating the strength of the joint was proposed according to the mechanism of shear resistance in the joint.

表－１ 試験体諸元

試験体名	B 1	B 2	B 3	S 1	S 2	S 3	S 4
RC 柱	断面B×D	400×400					
	主筋	12-D16 $p_s=1.49\%$					
	横補強筋	□-D 6 @55 $p_w=0.29\%$					
	軸力比	$0.2N_{cu}^{-1}$					
S梁	断面	BH-300×150×9×12					
接 合 部	高力ボルト	8-M12		8-M16			
	エンドプレート	PL-19		PL-25			
	角形鋼管	□-200×200×4.5		無し	□-200×200×4.5		□-200× 200×9
	横補強筋	□-D6 @55 $p_w=0.29\%$	□-D6 @30 $p_w=0.53\%^{*2}$	□-D6 @55 $p_w=0.29\%$		□-D6 @30 $p_w=0.53\%^{*3}$	□-D6 @55 $p_w=0.29\%$

(単位：mm)

* 1 $N_{cu} = \sigma_B \cdot A_c + \sigma_y \cdot A_s$ (σ_B : コンクリート圧縮強度 A_c : コンクリート部分の断面積 σ_y : 鉄筋の降伏点 A_s : 全主筋断面積)

* 2 接合部を含む 2 H (Hは梁成) の範囲

* 3 接合部内Hの範囲

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、柱をRC造、梁を鉄骨造（以下、S造とする。）とし、柱梁接合部内でH形鋼梁端部のエンドプレートを8本の長締めボルトを用いて接合した十字型試験体である。試験体の形状および接合部の詳細を図－2および図－3に示す。試験体の諸元を表－1に示す。

試験体は、径12mmの高力ボルトを用いボルトの降伏、破断により最大耐力が決定するBシリーズが3体、また、径16mmの高力ボルトを用い、接合部の支圧破壊またはせん断破壊により最大耐力が決定するSシリーズが4体の合計7体である。試験体B1およびS2がそれぞれのシリーズの基本試験体である。

実験では、(1)ボルト径、(2)角形鋼管柱の板厚、(3)接合部の横補強筋量、(4)エンドプレートの板厚、を変動因子とした。試験体は実大の1/2スケール模型であり、柱断面および梁断面は共通である。本実験では、接合部を破壊させることを目的としているため、H形鋼梁には十分な板厚を与えた。いずれの試験体にも直交梁は設けていない。

使用した鋼材、コンクリートの材料試験結果を表－2に示す。コンクリートの設計基準強度は $F_c = 26 \text{ MPa}$ である。柱主筋にはD16 (SD345) を、横補強筋にはD6 (SD295) を用いている。梁およびエンドプレートに使用した鋼材はSS400材であり、角形鋼管はSTKR400材である。長締めボルトは、F11Tの高力ボルトを使用した。

表－2 使用材料の物理的特性

(1) 鋼材

部 材		板厚・径 (mm)	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	伸 び (%)
梁	フランジ	PL-12	295	455	40.5
	ウ ェ ブ	PL- 9	304	443	40.6
柱	主 筋	D16	414	604	21.3
	横補強筋	D 6	410	533	28.1
接	エ ン ド プレート	PL-12	282	438	44.6
		PL-19	267	454	45.4
		PL-25	274	444	30.8
合 部	高 力 ボ ル ト	M12	1090	1206	11.0
		M16	1123	1194	14.1
	角形鋼管	PL-4.5	406	466	39.6
		PL- 9	362	441	38.8

(2) コンクリート

試験体名	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 ($\times 10^4 \text{ MPa}$)
B 1	35.0	2.74
B 2	34.1	2.65
B 3	34.6	2.67
S 1	32.3	2.61
S 2	31.9	2.53
S 3	33.5	2.61
S 4	33.9	2.67

2.2 荷重方法・測定方法

荷重は、図-2に示すように柱の反曲点位置をピン支持し、軸力比=0.2に相当する一定軸力を柱に作用させながら、梁両端に逆対称変形を強制する、変位制御に基づく正負交番漸増繰り返し荷重である。荷重履歴は、層間変形角 $R = \pm 1/200\text{rad}$ で1サイクル荷重した後、 $R = \pm 10/1000\text{rad}$ 、 $\pm 20/1000\text{rad}$ 、 $\pm 30/1000\text{rad}$ 、 $\pm 4/100\text{rad}$ の各変形角で3サイクル荷重する。

層間変形角は、試験体の上下柱の反曲点位置で支持した計測フレームに取り付けた変位計の計測値から算出し、接合部のせん断変形は、角形鋼管外側の接合部コンクリートに埋め込んだ4本の変位計の計測値から算出した。主筋、横補強筋、長締め高力ボルト、H形鋼梁および角形鋼管のひずみは、ひずみゲージで計測した。

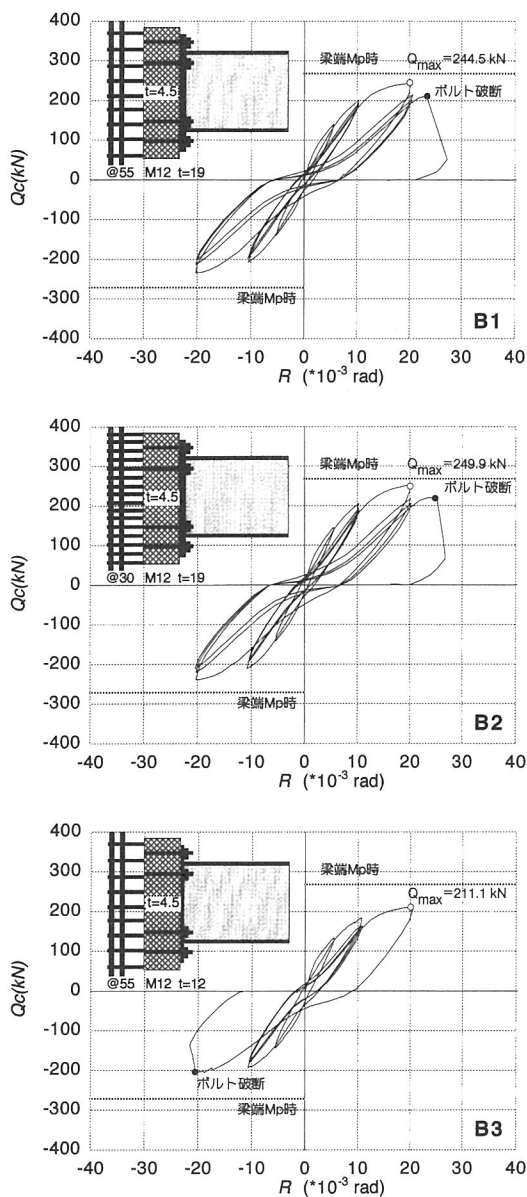


図-4 (1) Bシリーズの荷重変・形関係

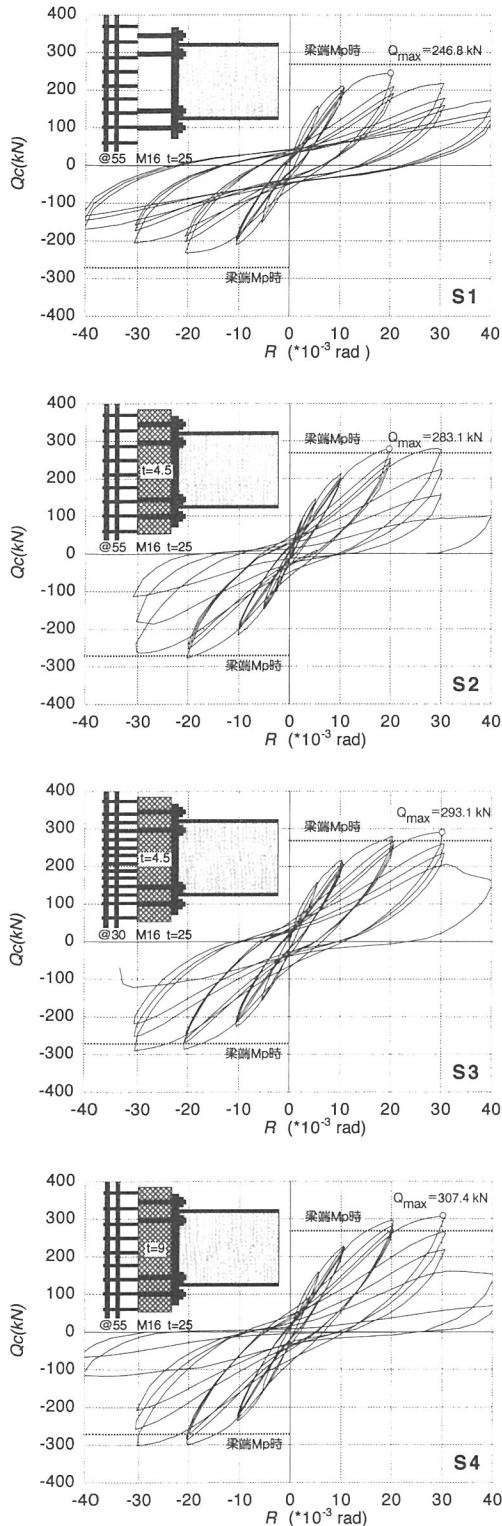


図-4 (2) Sシリーズの荷重・変形関係

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係

柱せん断力 Q と変形角 R との関係を図-4に示す。図中の一点破線は、H形鋼梁の全塑性モーメントに対応する柱せん断力を示す。Bシリーズの試験体では層間変形角 $R=20/1000\text{rad}$.時に最大耐力に達し、その後の履歴性状は著しい逆S字型を示した。Sシリーズの試験体では層間変形角 $R=20/1000\sim 30/1000\text{rad}$.時に最大耐力に達し、その後履歴性状は逆S字型を示すが、Bシリーズに比べてその程度は緩やかである。各変動因子が架構の弾塑性挙動に及ぼす影響を以下に示す。

1) ボルト径の影響

M12のボルトを使用した試験体B1とM16のボルトを使用したS2を比較すると、 $R=10/1000\text{rad}$.までは両者の挙動に差は見られない。しかし、S2はB1に比べて最大耐力が16%上昇し、 $R=20/1000\text{rad}$.における履歴性状の逆S字型の程度も緩やかである。

2) 角形鋼管の板厚の影響

板厚4.5mmの試験体S2と板厚9.0mmのS4を比較すると、板厚を厚くしたS4はS2に比べて最大耐力が9%上昇し $R=30/1000\text{rad}$.における繰返し载荷による耐力低下も少ない。また、S2と角形鋼管柱を設けなかったS1を比べるとS2の方が最大耐力が15%上昇している。しかし、S1の方が最大耐力以降の耐力の低下が小さい。

3) 接合部横補強筋量の影響

Bシリーズにおいて、横補強筋量の異なる試験体B2とB1を比較すると、両者の荷重-変形関係に差異は見られない。Sシリーズにおいて、横補強筋量の異なる試験体S3とS2を比較すると、最大耐力に差はないが、 $R=30/1000\text{rad}$.における繰返しによる耐力低下は横補強筋量の多いS3の方が少ない。

4) エンドプレートの板厚の影響

エンドプレートの板厚が19mmのB3と12mmのB1を比較すると、最大耐力でB3はB1より14%低下し、ボルトの破断も早期に生じている。

3.2 接合部角形鋼管のせん断応力

B1、S2およびS3について、変形角 R と角形鋼管のせん断応力 τ との関係を図-5に示す。B1はSシリーズのものと比較すると角形鋼管に生じるせん断応力 τ が小さい。S2、S3では最大耐力に達する $R=20/1000$ の変形以降もせん断応力 τ が大きくなるが、 $R=30/1000$ の変形の繰り返し変形では、徐々にせん断応力 τ は小さくなる。

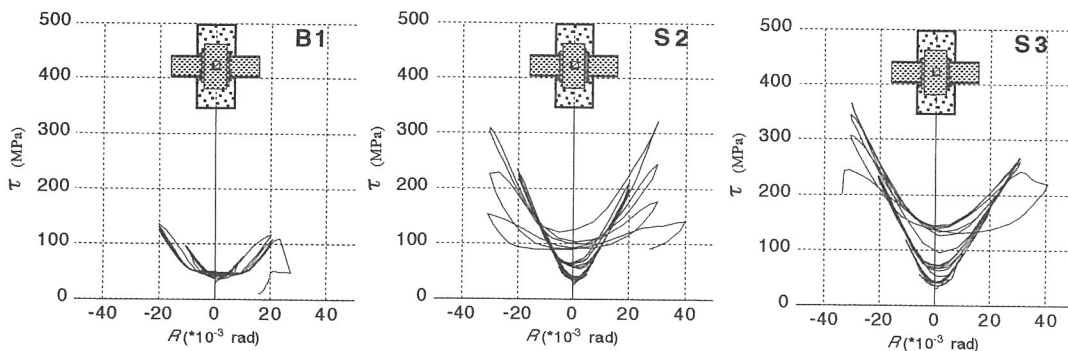


図-5 角形鋼管のせん断応力度

3.3 長締めボルトのひずみ

S4を除く各試験体の、変形角 R と長締めボルト中央位置のひずみ ε_{BO} との関係を図-6に示す。A、B、C、Dの記号はボルト配置位置の高い順につけたものである。BシリーズのものはSシリーズのものと比較して、同じ変形角で大きなひずみが生じている。横補強筋量の多いB2、S3は、除荷時のひずみの低下が小さい。B3ではボルト位置による、ひずみの大きさの差が著しい。

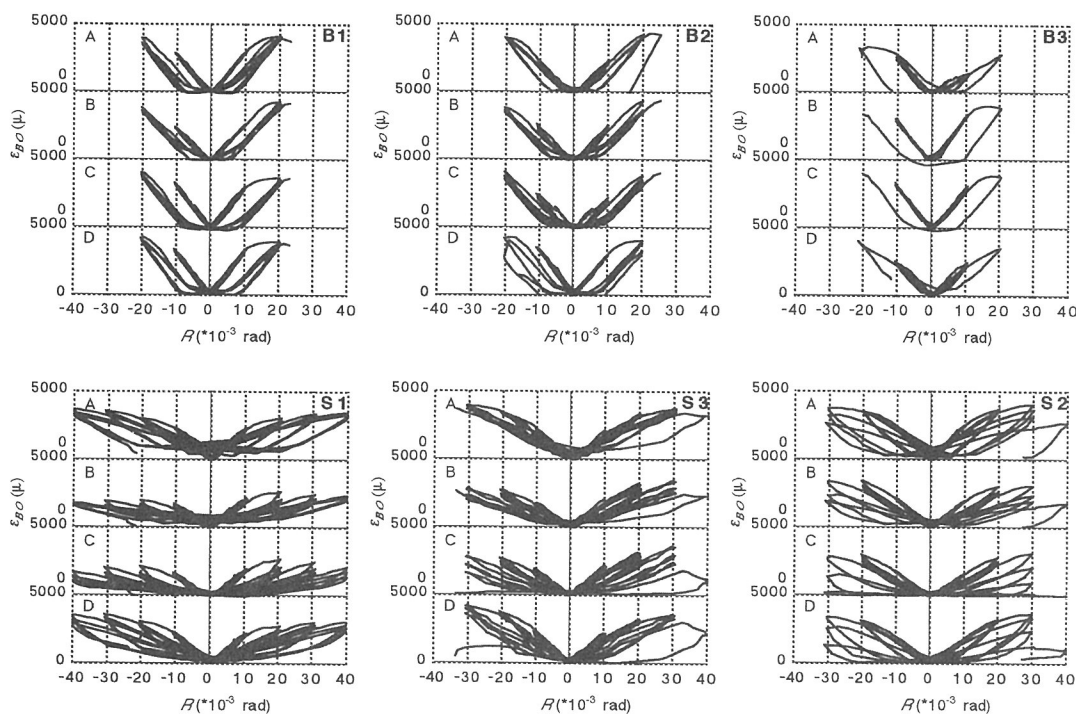


図-6 長締めボルトのひずみ

3.4 横補強筋のひずみ

各試験体の、変形角 R と梁フランジ近傍に配した横補強筋のひずみ ε_h との関係を図-7 に示す。B シリーズにおいて、横補強筋量の多い B 2 のひずみは他と比較すると小さい値である。S シリーズにおいて、横補

強筋量の多い S 3 では、横補強筋は降伏しなかった。角形鋼管が無い S 1 において、フランジ上部にある横補強筋は、部材が最大耐力に達するまでに降伏しているが、フランジ下部にある横補強筋は、最終まで降伏しなかった。

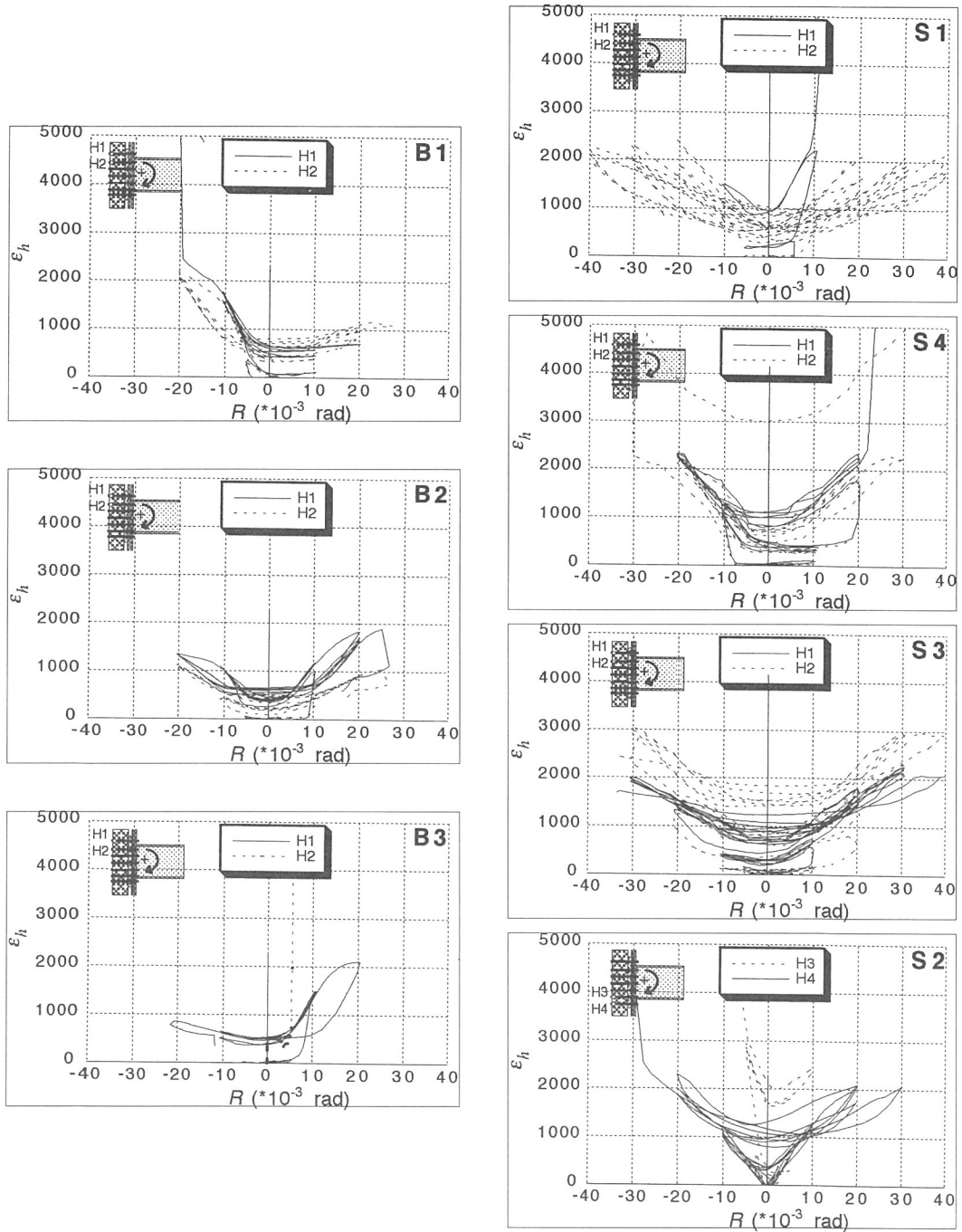


図-7 横補強筋のひずみ

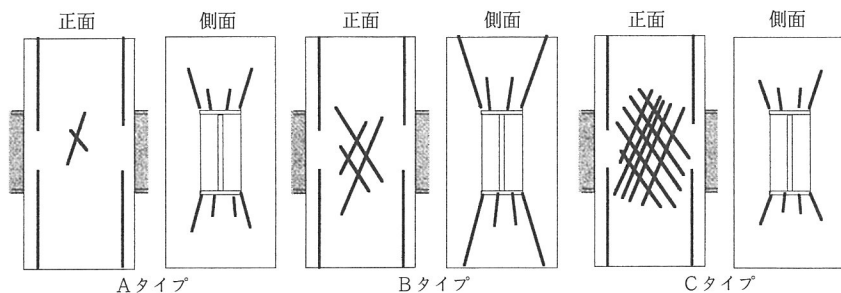


図-8 ひび割れパターン

3.5 ひび割れ性状

観察結果から、ひび割れ性状をA、B、Cの3つのパターンに分け、それらを図-8に示す。

接合部パネルゾーンのひび割れの多いものから順にA、B、Cとしている。A、B、Cタイプのすべてに正面側のパネルゾーン上下に主筋に沿った縦方向のひび割れが見られ、側面側の梁フランジ端部から斜め方向に進展する斜めひび割れが見られる。この斜めひび割れは、特にBタイプで大きかった。

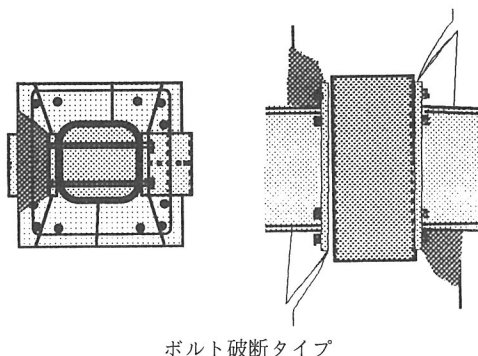
AタイプはB1、B2、B3、BタイプはS2、S3、S4、CタイプはS1に見られた。

4. 耐力評価

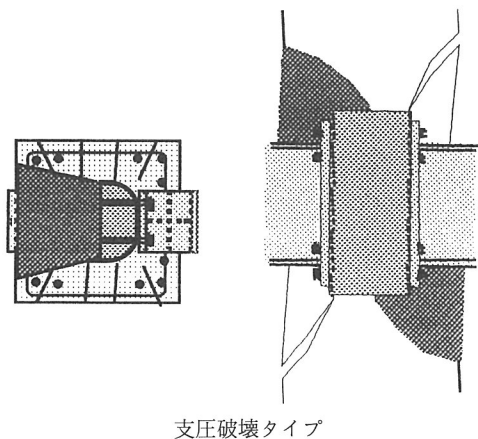
4.1 破壊性状

実験データおよび観察結果より、ボルト破断タイプ、支圧破壊タイプおよびせん断破壊タイプの3種類の破壊形式が考えられる。3種類の破壊形式の模式図を図-9に示す。図中の黒塗りの部分はコンクリートの圧縮応力の高い領域を表し、太い線はひび割れを示す。ボルト破断タイプは梁の引張側で角形鋼管とエンドプレートが離間し、エンドプレートより外側の領域のコンクリートは外部方向へ割れ裂かれる。このタイプの場合、パネルゾーンの角形鋼管外側のコンクリートの負担するせん断力は小さい。このタイプはB1、B2、B3である。

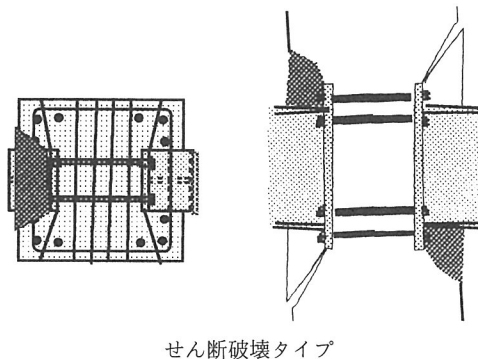
支圧破壊タイプでは、梁部材と角形鋼管は一体化しておりエンドプレートに作用するモーメントによって剛体の回転変形を生じる。このため梁の引張側では角形鋼管が外側のコンクリートを割れ裂こうとし、梁の圧縮側では梁フランジ部分と角形鋼管断面の圧縮側の領域のコンクリートが圧縮力を受ける。パネルゾーンの角形鋼管外側のコンクリートはボルト破断タイプより大きなせん断力を負担する。このタイプはS2、S3、S4である。



ボルト破断タイプ



支圧破壊タイプ



せん断破壊タイプ

図-9 接合部の破壊性状

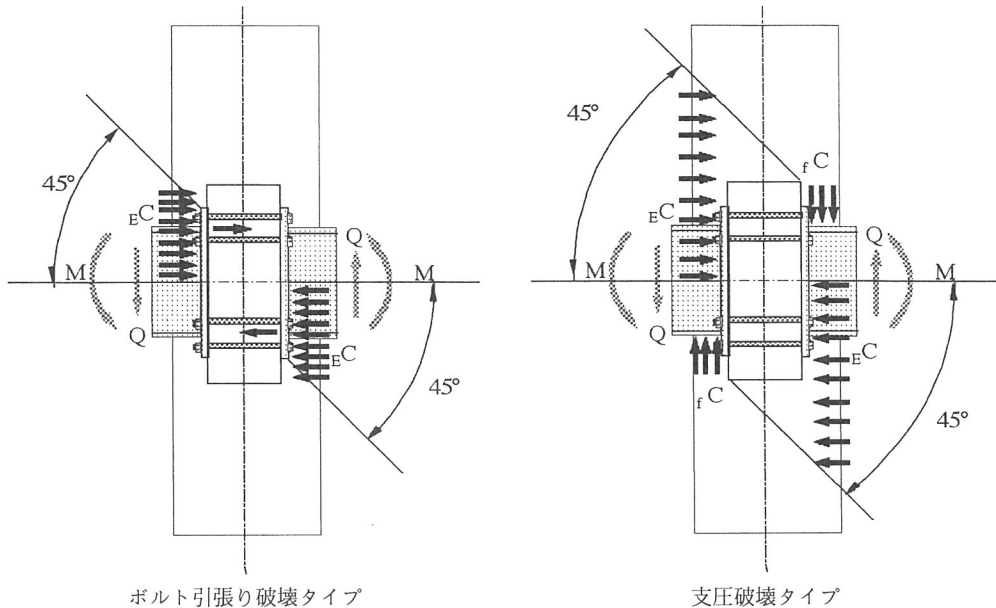


図-10 横補強筋の負担範囲

せん断破壊タイプでは、梁の引張側のエンドプレートより外側のコンクリートは、エンドプレートによって割れられ、梁の圧縮側では梁フランジ部分のコンクリートが圧縮力を受ける。パネルゾーンの角形鋼管外側のコンクリートは、エンドプレート間のコンクリートと一体化しているために大きなせん断力を負担する。このタイプはS1である。

4.2 ボルト引張接合の耐力

ボルト破断タイプの場合、最大耐力は、高力ボルト指針[4]に基づくスプリットティー形式接合部の最大引張耐力と、図-10に示すエンドプレートから柱側面に梁材軸と45度をなす線と梁材中心軸の間の横補強筋が、耐力向上に有効な働きをすると考えられる。そこで有効に働く横補強筋の引張力の合力を E_C とすると、 E_C を引張抵抗力に累加することができる。

4.3 支圧耐力

支圧破壊タイプの柱梁接合部内の応力伝達機構を図-11に示す。支圧破壊タイプの柱梁接合部の抵抗力は、梁フランジに作用する支圧力と、柱端部横補強筋による拘束力によるものを累加したものと考えられる。支圧力による抵抗モーメントは、文献[5]を参考に、梁フランジに作用する支圧力(f_C)と応力中心間距離(d_f)を乗じたものである。横補強筋の拘束力による抵抗モーメントは、角形鋼管が柱梁接合部で剛体

回転を起こすときに、角形鋼管の圧縮側端部から梁フランジ引張側へ45度方向に伸びる線と梁材軸中心線の間に位置する横補強筋の合力(h_T)と、その応力中心距離(d_h)を乗じたものである。

支圧抵抗モーメント(jM_R)は次式で表せる。

$$jM_R = f_C \cdot d_f + h_T \cdot d_h$$

5. 考察

表-3に実験最大耐力と各部材の終局強度計算値との比較を示す。得られた各部材の終局強度計算値の最小値に下線を引いて示す。

Bシリーズでは、いずれの試験体もボルト引張接合強度の計算値が最小である。Sシリーズでは、S1は接合部せん断強度が最小で、D2、S3およびS4では接合部支圧強度が最小となっている。これらの結果は実験で観察された破壊状況と良く対応している。Bシリーズの試験体では、実験値とボルト引張接合強度の比は、1.02~1.37であり、提案したボルト引張接合の強度算定方法による計算値は実験値を安全側に評価している。S2、S3およびS4では、実験値と接合部支圧強度の計算値の比は、1.15~1.19であり、計算値は実験値と良く対応している。なお、接合部のせん断耐力については、対象となる試験体が1体のみであるので明確ではないが、少なくともS1については、

表-3 実験値と計算値との比較

試験体名		B1		B2		B3		S1		S2		S3		S4	
$ex Q_{max}$		241.6	実/計	248.5	実/計	208.6	実/計	243.9	実/計	279.7	実/計	289.6	実/計	303.7	実/計
柱	$c Q_{mu}$	219.3	1.10	219.3	1.14	217.5	0.96	206.8	1.18	204.9	1.37	212.3	1.37	214.2	1.41
	$c Q_{su}$	299.4	0.81	296.3	0.84	298.0	0.70	289.9	0.84	288.5	0.97	294.2	0.98	295.6	1.03
梁	$b Q_{mp}$	268.7	0.90	268.7	0.93	268.7	0.76	268.7	0.91	268.7	1.04	268.7	1.08	268.7	1.14
接 合 部	$j Q_{su}$	261.6	0.93	275.0	0.90	260.9	0.80	149.4	<u>1.64</u>	256.6	1.09	274.0	1.05	349.4	0.87
	$j Q_r$	260.4	0.93	279.1	0.90	258.3	0.81	246.0	0.99	243.8	<u>1.15</u>	252.6	<u>1.15</u>	254.5	<u>1.19</u>
	$b Q_u$	203.3	<u>1.19</u>	244.2	<u>1.02</u>	153.0	<u>1.37</u>	258.2	0.94	258.2	1.09	278.6	1.04	258.2	1.18

$ex Q_{max}$: 最大耐力実験値、 $c Q_{mu}$: 柱終局曲げ強度 (RC 規準略算式) 単位 : (kN)
 $c Q_{su}$: 柱終局せん断強度 (荒川 mean 式)、 $b Q_{mp}$: 梁全塑性モーメント時せん断力
 $j Q_{su}$: 接合部せん断強度 (SRC 規準)
 $j Q_r$: 接合部支圧強度、ただし、 $f_c = 0.3 \cdot \sigma_B \cdot B \cdot D_c$ 、 $d_f = 0.7 D_c$
 $(\sigma_B$: コンクリート圧縮強度、 B : 梁フランジ幅、 D_c : 柱せい)
 $b Q_u$: ボルト引張り破壊強度

実験値と計算値の比は1.64であり、SRC規準による計算値は実験値をかなり過小評価する。接合部せん断強度の定量的評価は今後の検討課題である。

6. まとめ

- 1) 長締めボルトが降伏する場合、ボルト降伏後の柱梁接合部の履歴性状は著しい逆S字型を示す。
- 2) 接合部内の角形鋼管の板厚を厚くすることにより、接合部耐力を上昇させることができる。
- 3) 接合部の支圧強度は梁フランジに作用する支圧力に柱の横補強筋による抵抗力を累加することによって評価できる。
- 5) ボルト引張接合強度は、スプリットティー形式接合の引張耐力に接合部内の横補強筋による抵抗力を累加することによって評価できる。

[謝辞]

本実験を行うにあたっては神戸大学 田淵基嗣教授、田中 剛助手にご指導を頂きました。ここに記して、深く感謝いたします。

[参考文献]

- 1) 佐藤尚隆、福本 昇、石原誠一郎：高力ボルトを用いた柱RC梁S構造の柱梁接合部に関する実験的研究、(株)浅沼組技術研究所報、pp.1-9、1995
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1991
- 3) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1987
- 4) 日本建築学会：高力ボルト接合設計施工指針、1993
- 5) 渡辺朋之：柱RC梁S構造の柱梁接合部に関する研究・耐力評価式の提案、柱RC梁Sとする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム、pp.25-30、1994.12