

スプリットティ接合を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁 接合部の実験的研究

Experimental Study on the Connections between Steel Beams and Steel Reinforced Concrete Columns with T-stubs

久保田 淳¹⁾ 福元 敏之
福田 孝晴¹⁾ 瀬戸 裕¹⁾

要 約

本研究開発では、生産性の向上及びコストダウンを目指したスプリットティ接合を用いた柱 SRC・梁鉄骨接合部を提案し、その弾塑性性状を確認するため、柱梁鉄骨接合形式、柱鉄骨の配置方向、破壊形式、補強形式をパラメータとした部分骨組実験を行った。その結果、提案の柱梁接合部は紡錘形のエネルギー吸収能力に富んだ荷重-変形関係を示し、バンドプレート補強を施すことで、耐力・変形性能の向上が認められた。また、実験結果と既往の耐力評価式による諸耐力を比較すると、既往耐力式は実験結果を安全側に評価する結果となった。

目 次

- I. はじめに
- II. 試験体
- III. 実験方法
- IV. 実験結果
- V. 耐力評価
- VI. おわりに

I. はじめに

本研究で提案する構法 (Fig.1参照) は、鉄骨鉄筋コンクリート柱 (以下、SRC柱と呼ぶ) と鉄骨梁の混合構造に関して、鉄骨柱梁接合部におけるスプリットティ接合の適用と、SRC柱内の鉄骨断面の縮小化により、生産性の向上及びコストダウンを可能とするものである。しかし、スプリットティ接合を用いたSRC柱・鉄骨梁接合部の実験資料は僅少であり、また、柱鉄骨断面を縮小化した柱梁接合部に関して、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」¹⁾ (以下、SRC規準と呼ぶ) によると、梁鉄骨の曲げ耐力に対する柱鉄骨の曲げ耐力比が0.4以下の場合には、柱梁接合部の応力伝達について詳細な検討が必要となる。

そこで、本研究では、H形鋼断面の縮小化を図った SRC 柱と鉄骨梁

の接合に、スプリットティ接合を用いた柱梁接合部の弾塑性性状を把握するため、十字形部分骨組実験を行った。さらに、実験結果と既往の耐力評価式による諸耐力の比較検討を行った。本報は、実験概要及び結果、さらに諸耐力の比較検討結果について言及する。

II. 試験体

十字形部分骨組実験のパラメータは以下の四つである (Table 1 参照)。①柱鉄骨と梁鉄骨の接合形式 (柱梁鉄骨接合形式) : 柱鉄骨

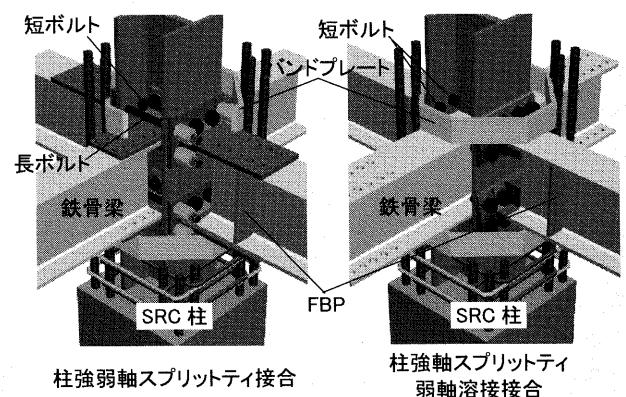


Fig.1 Outline of Beam-Column Connection

Table 1 List of Specimens

試験体 名称	柱梁鉄骨接合形式		柱鉄骨 方向	想定破壊形式	補強形式		柱鉄骨 (SM490)	梁鉄骨 (SM490)	柱梁鉄骨 曲げ耐力比
	ボルト構成	スチフナ 有無			バンドプレート	FBP			
No.1	長ボルト+短ボルト	無	強軸	接合部引張	無	有	BH-175X175X22X9	BH-375X100X16X22	0.37
No.2				有	有	BH-375X100X16X28	0.34		
No.3				接合部パネル	無	有	BH-175X175X4.5X9	BH-375X100X6X22	0.34
No.4					有	有	BH-175X175X6X9	BH-375X100X6X25	0.29
No.5	短ボルトのみ	無	弱軸	接合部パネル	無	無	BH-175X175X6X9	BH-375X100X12X22	0.11
No.6							BH-200X175X6X6	BH-375X150X6X22	0.06
No.7							BH-200X175X6X12		0.11
No.8	短ボルトのみ	有	強軸	接合部引張	有	有	BH-175X175X22X9	BH-375X100X16X28	0.34
No.9				接合部パネル	有	有	BH-175X175 X6X9	BH-375X100X6X25	0.29

1) 建築設計エンジニアリング本部

キーワード: 鉄骨鉄筋コンクリート柱, 鉄骨梁,
柱梁接合部, スプリットティ接合, 荷重-変形関係

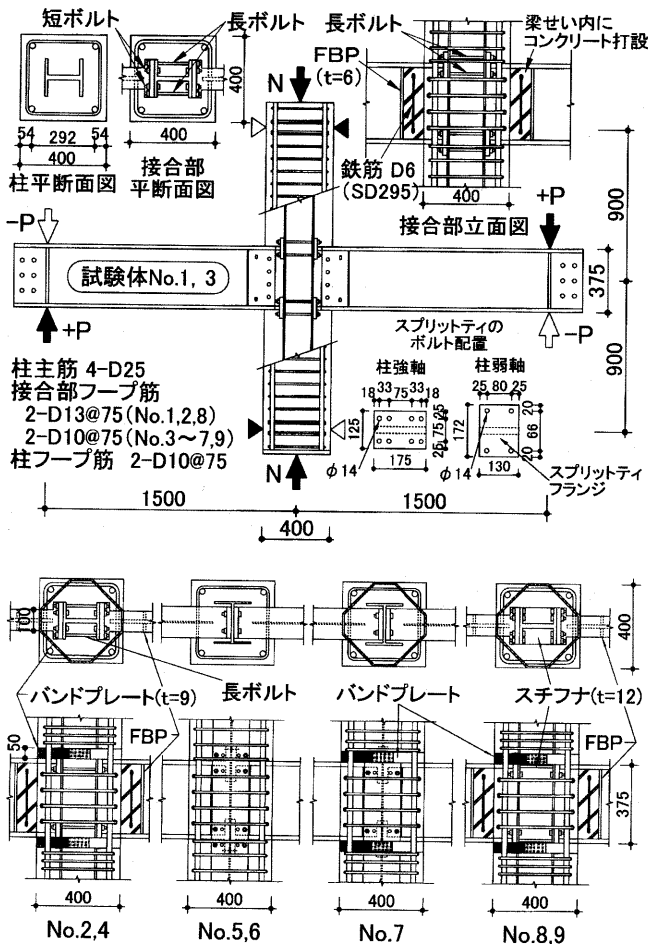


Fig.2 Outline of Specimen and Loading

フランジ間を繋ぐ長ボルトと短ボルト併用、もしくは短ボルトのみでスチフナ無試験体と短ボルトのみでスチフナを設けた試験体。②柱鉄骨の配置方向：強軸方向と弱軸方向。③想定破壊形式：接合部引張破壊型と接合部パネル破壊型。④補強形式：柱強軸方向についてはバンドプレートと FBP (Face Bearing Plate)、柱弱軸方向についてはバンドプレートを設けた標準試験体とバンドプレートの無い試験体。FBP とは接合部耐力の向上を目的に、鉄骨梁せいに配置した補強板である (Fig.2 参照)。

試験体は、部分骨組十字形試験体 9 体である (Fig.2, Table 1 参照)。また、試験体の柱梁鉄骨曲げ耐力比は 0.06~0.37 と 0.4 以下に設定した。短ボルトの締め付けは、標準ボルト張力を導入して行った。一方、長ボルトは PC 鋼棒を使用し、断面の軸耐力比 $N/N_{pc}=0.05$ ($N_{pc}=A \cdot \sigma_y$, A : PC 鋼棒の断面積, σ_y : PC 鋼棒の降伏点) の初期軸力を導入した。鋼材及びコンクリートの機械的性質を Table 2~3 に示す。

III. 実験方法

荷重方法は、柱に軸力比 $N/N_0=0.3$ ($N_0=B_c \cdot D_c \cdot \sigma_B$, B_c : 柱幅, D_c : 柱せい, σ_B : コンクリート圧縮強度) の軸力を導入し、梁両端に左右逆対称となるせん断力を正負漸増繰返しで荷重した。制御は変形で行い、層間変形角 0.0025, 0.005, 0.01 (2 回), 0.02, 0.04rad. で繰返し、最終的に 0.08rad. まで荷重した。

Table 2 Mechanical Properties of Steel

サイズ	鋼種	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	使用部位
PL-4.5		345*	575	34.2	
PL-6 ①		396	566	35.2	No.3~7.9 (柱梁ウェブ, 柱フランジ), FBP
PL-6 ②		343*	576	37.0	No.7 (柱ウェブ)
PL-9 ①		402	569	34.3	No.3,6,7 以外 (柱フランジ) バンドプレート
PL-9 ②		390	534	33.2	No.3 (柱フランジ)
PL-12 ①		352	506	36.4	No.5 (梁ウェブ) スチフナ
PL-12 ②		385*	542	33.8	No.7 (柱フランジ)
PL-16		368	541	33.8	
PL-19 ①	SM490	362	529	36.7	No.6 (スプリットティフランジ)
PL-19 ②		394	551	38.5	No.5,7 (スプリットティフランジ)
PL-22		366	531	38.1	
PL-25 ①		416	547	38.7	No.4,9 (梁フランジ, スプリットティフランジ)
PL-25 ②		383	531	39.6	No.3,4 (スプリットティフランジ)
PL-28		342	526	38.2	
D10	SD295	370	496	21.0	
D13		350	486	21.4	
D25	SD345	378	560	24.7	
呼び径 11	SBPR 930/1080	1038*	1261	7.6	長ボルト
M12	F10T	1030*	1075	18.0	短ボルト

*鋼板: [板厚 6mm 以下] JIS Z2201 5号試験片
[板厚 6mm 以上] JIS Z2201 1A号試験片

*鉄筋: JIS Z2201 2号試験片

※0.2%オフセット法による降伏点

Table 3 Mechanical Properties of Concrete

試験体名称	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	材齢 (日)
No.1	40.59	3.07	25.3	43
No.2	36.39	2.35	23.2	19
No.3	38.30	2.68	24.9	50
No.4	39.72	3.00	25.0	56
No.5	38.30	2.85	23.7	36
No.6	37.19	2.77	24.2	27
No.7	40.37	2.79	24.6	62
No.8	39.40	3.33	26.7	69
No.9	41.04	3.06	25.6	84

IV. 実験結果

実験結果を Table 4 に、荷重-層間変形角関係を Fig.3 に示す。また、ひび割れ状況を Fig.4 に、最終状況を Photo 1 に示す。

実験経過は、何れの試験体も層間変形角 0.0025rad. まで SRC 柱側面の引張側梁フランジ端部から斜め 45 度方向へ放射状に伸びるひび割れが生じた (Fig.4①)。続いて層間変形角 0.0025rad. 近傍でパネルのせん断ひび割れ (Fig.4②)、及び柱の曲げひび割れ (Fig.4③) が生じ、層間変形角 0.005rad. までに柱梁接合部の短ボルトが離間した。さらに、層間変形角 0.005~0.01rad. で接合部鉄骨ウェブ (柱強軸試験体) が降伏し、接合部引張破壊型を除き、層間変形角 0.01~0.02rad. で SRC 柱側面の圧縮側梁フランジによる被りコンクリートの圧壊ひび割れが生じた (Fig.4④)。No.2, 8 試験体は、バンドプレートの補強効果により、想定していた接合部引張破壊型とは異なる局部支圧破壊型となった。局部支圧破壊とは、鉄骨梁から SRC 柱へ伝達される応力により、梁フランジ上下の被りコンクリートが支圧破壊するものである。一方、接合部パネル破壊型はせん断ひび割れが顕著であり、想定どおりの破壊を生じたと考えられる。

Table 4 List of Test Results

試験体 名称	ひび割れ								ひずみ降伏								短ボルト離間	
	①梁端部放射状 荷重P (kN)	変形角R (rad.)	②パネルせん断 荷重P (kN)	変形角R (rad.)	③柱曲げ 荷重P (kN)	変形角R (rad.)	④梁端部圧壊 荷重P (kN)	変形角R (rad.)	柱ウェブ 荷重P (kN)	変形角R (rad.)	梁フランジ 荷重P (kN)	変形角R (rad.)	バンドプレート 荷重P (kN)	変形角R (rad.)	長ボルト 荷重P (kN)	変形角R (rad.)		
No.1	61	0.0016	120	0.0038	101	0.0029	無し		-206	-0.0094	-156	-0.0054	—	—	244	0.0147	99	0.0029
No.2	80	0.0020	-90	-0.0023	-94	-0.0025	275	0.0187	209	0.0087	199	0.0080	274	0.0253	234	0.0173	100	0.0027
No.3	61	0.0021	110	0.0044	90	0.0034	197	0.0155	131	0.0061	-121	-0.0051	—	—	158	0.0181	107	0.0044
No.4	70	0.0022	78	0.0025	91	0.0030	211	0.0181	-151	-0.0067	-166	-0.0080	215	0.0360	213	0.0340	108	0.0040
No.5	50	0.0015	50	0.0015	75	0.0025	182	0.0160	144	0.0481	136	0.0074	—	—	—	—	84	0.0028
No.6	41	0.0014	73	0.0025	73	0.0025	175	0.0200	-156	-0.0400	-142	-0.0087	—	—	降伏せず	—	96	0.0051
No.7	82	0.0025	80	0.0024	82	0.0025	-180	-0.0100	降伏せず	—	175	0.0094	-203	-0.0260	—	—	89	0.0028
No.8	80	0.0020	90	0.0023	-81	-0.0019	270	0.0154	-222	-0.0087	186	0.0067	273	0.0220	—	—	99	0.0026
No.9	78	0.0025	78	0.0025	78	0.0025	212	0.0160	166	0.0081	178	0.0095	214	0.0320	—	—	111	0.0049

注1: 本表における荷重及び変形角は、各々梁端における荷重、層間変形角である。

注2: ひび割れ①～④は、Fig4中①～④に対応する。

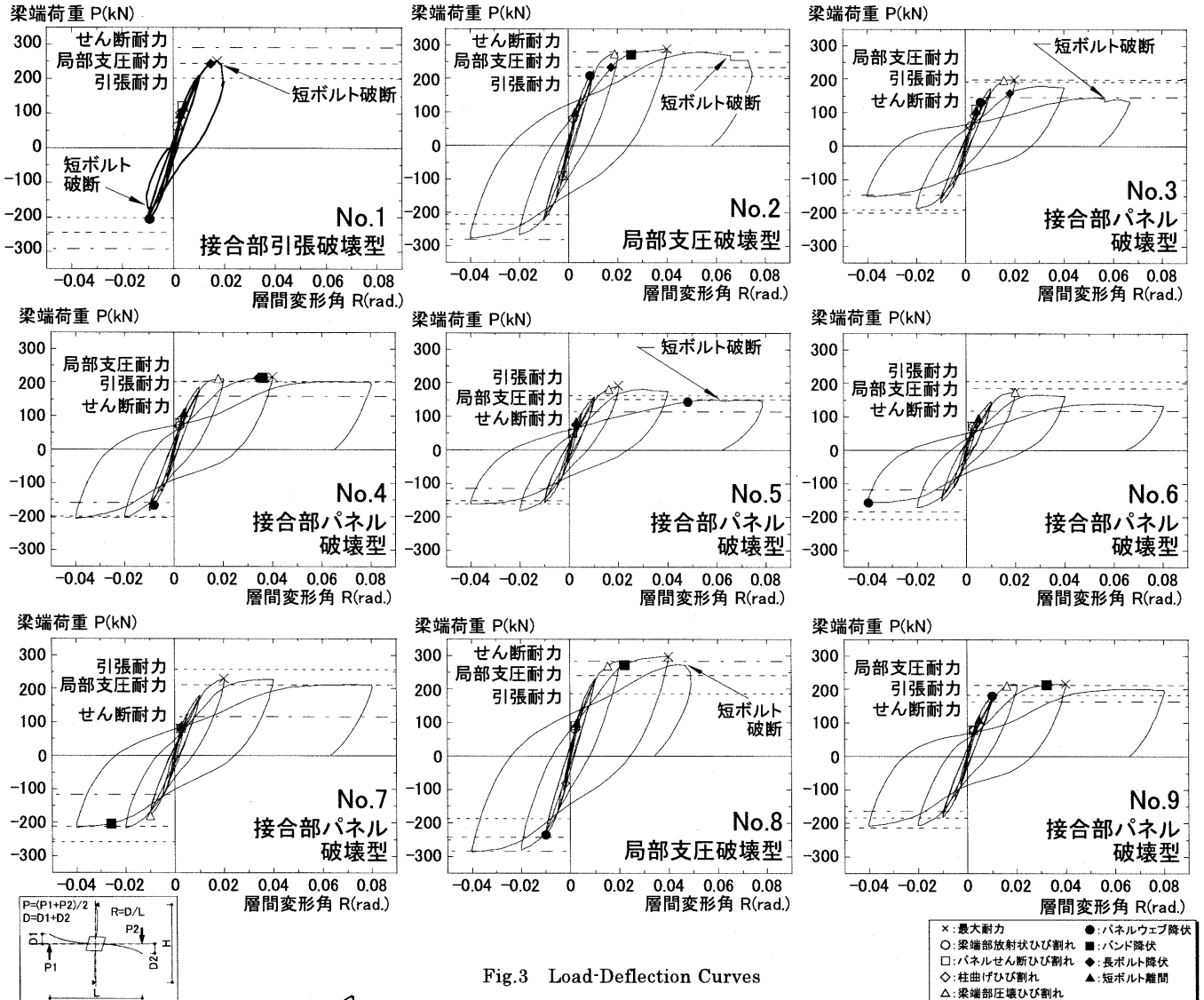


Fig.3 Load-Deflection Curves

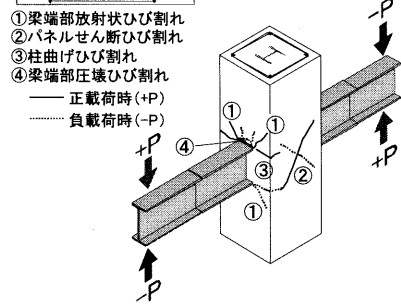
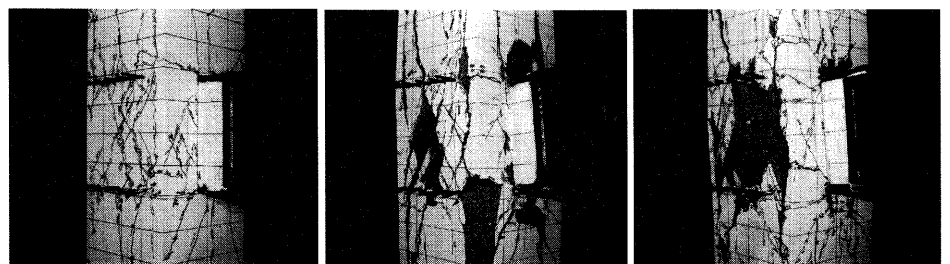


Fig.4 Crack Pattern



No.1(接合部引張破壊型)

No.2(局部支圧破壊型)

No.6(接合部パネル破壊型)

Photo 1 Ultimate State

接合部引張破壊型の履歴曲線は、層間変形角0.01rad.までは紡錘形だが、層間変形角0.017rad.で短ボルトの破断により急激な耐力低下を起こした。一方、局部支圧破壊型、接合部パネル破壊型の履歴曲線は、層間変形角0.02rad.まで紡錘形を示し、梁フランジ上下の隙間 (Fig. 4④) の拡大に伴い、若干スリップ型へと推移したが、層間変形角0.04rad.まで急激な耐力低下が無く、安定した挙動を示した。ただし、最大耐力実験値が引張耐力計算値を上回っている試験体では、層間変形角0.04~0.08rad.で短ボルトが破断している。したがって、ボルトの早期破断の防止のためには、引張耐力を、局部支圧耐力と接合部せん断耐力を上回るように設定することが望ましい。バンドプレートにより最大耐力は、局部支圧破壊型 (No. 1とNo. 2) で1.15倍、接合部パネル破壊型 (柱強軸, No. 3とNo. 4) で1.09倍、接合部パネル破壊型 (柱弱軸, No. 6とNo. 7) で1.32倍に上昇し、変形性能も向上した。これは、バンドプレートによる梁フランジ上下支圧部コンクリートの拘束効果の影響と考えられる。

V. 耐力評価

本章では、梁から柱への応力伝達の耐力 (局部支圧耐力)、柱梁接合部パネル終局せん断耐力及び接合部終局引張耐力について、実験結果と既往の耐力評価式による諸耐力の比較検討を行った。最大耐力実験値及び終局耐力計算値の比較をTable 5に示す。

1. 局部支圧耐力

梁から柱への応力伝達における耐力を、柱鉄骨部分の耐力と、梁フランジ上部コンクリートの支圧抵抗機構による耐力の累加とし、局部支圧耐力と呼ぶ。コンクリート支圧抵抗機構による伝達モーメント (Mrc) は、Fig. 5に示す支圧応力ブロックで評価する。本実験での支圧応力ブロックの評価は、「鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工」²⁾に基づいているが、柱鉄骨及びバンドプレートの影響は考慮されていない。コンクリート支圧抵抗機構による伝達モーメント (Mrc) は、支圧ブロック幅を梁フランジ幅、支圧ブロックの奥行きを柱鉄骨のコンクリート被り厚、コンクリート支圧終局強度を圧縮強度の2倍として (1)式となる。さらに、(2)式により、鉄骨部分の耐力を累加することで局部支圧耐力を導く。

$$Mrc = Cn \cdot (Dc - c) \cdots \cdots (1)$$

$$Cn = fm \cdot Be \cdot c$$

$$c = (Dc - Ds) / 2$$

$$fm = 2 \cdot c_{0B} \quad Be = Bf$$

$$Mc = Mrc + 2 \cdot sMcp \cdots \cdots (2)$$

Mrc : 支圧抵抗機構による伝達モーメント, Bf : 鉄骨梁の梁幅,
 Cn : 支圧終局耐力, Dc : SRC柱せい, Ds : 柱鉄骨のせい,
 fm, Be, c : 支圧応力ブロックの支圧終局強度, 幅, 奥行き,
 c_{0B} : コンクリートの圧縮強度, $sMcp$: 柱鉄骨の曲げ耐力

局部支圧破壊を起した本研究における試験体 (試験体No. 2, No. 8), 及び既往の実験資料³⁾の最大耐力実験値と終局耐力計算値との比較をFig. 6に示す。本研究における実験値/計算値は1.23であり、実験値は計算値を上回っている。これは、梁鉄骨から柱鉄骨への直接的な応力伝達だけでなく、柱鉄骨の存在によるコンクリートの支圧抵抗、及び梁フランジ上下に設けたバンドプレートによる補強効果 (コンクリート支圧ブロック幅の拡大) によるものと考えられる。

Table 5 Comparison of Ultimate Strength between Experimental Results and Calculation

試験体名称	最大耐力実験値 (kN)	破壊性状	終局耐力計算値		
			局部支圧耐力 (kN)	接合部パネルせん断耐力 (kN)	接合部引張耐力 (kN)
No.1	252	接合部引張	245	292	201(1.28)
No.2	289	局部支圧	235(1.23)	281	207
No.3	199	接合部パネル	199	146(1.36)	192
No.4	217		202	159(1.36)	200
No.5	191		151	114(1.68)	161
No.6	175		184	117(1.50)	206
No.7	231	局部支圧	211	116(1.99)	258
No.8	298		242(1.23)	284	187
No.9	217	接合部パネル	213	164(1.32)	183

注) 括弧内の数値は実験値/計算値の値。

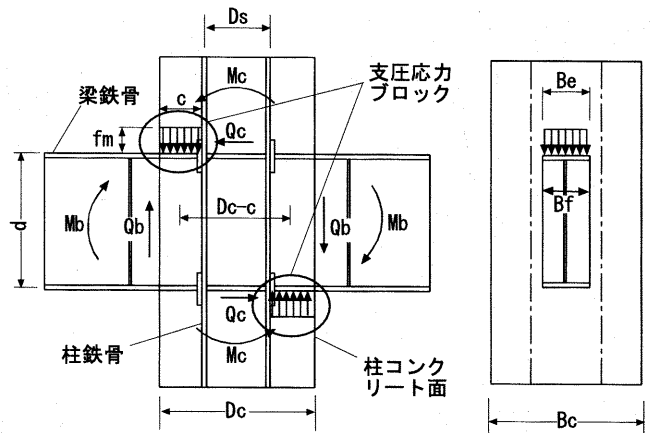


Fig. 5 Assumed Load Carrying Model of Beam-Column Connection

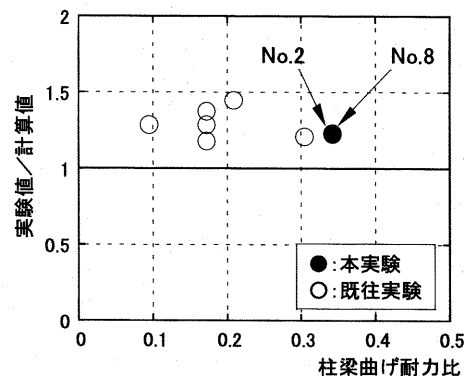


Fig. 6 Comparison of Calculated Strength and Experimental Results for Vertical Bearing Failure Mode

2. 接合部パネル終局せん断耐力

SRC標準式¹⁾ ((3)式)と実験結果の比較検討を行った。

$$Qu = (jFs \cdot j\delta + Pw \cdot w\sigma_y) \cdot mcd \cdot Bc / 2 + 1.2 \cdot (\sigma_y / \sqrt{3}) \cdot scd \cdot tcw \cdots (3)$$

jFs : コンクリートのせん断強度, $j\delta$: 3(十字形), Pw : せん断補強筋比, mcd : 柱の左右の主筋間距離, Bc : SRC柱幅, scd : 柱鉄骨フランジの重心間距離, tcw : 柱鉄骨ウェブ板厚, $w\sigma_y$: せん断補強筋の降伏応力度, σ_y : 鉄骨の降伏応力度

接合部パネル破壊を起した本研究における試験体 (試験体No. 3~7, No. 9), 及び既往の実験資料³⁾の最大耐力実験値と終局耐力計算値の比較をFig. 7に示す。本研究における実験値/計算値は1.33~1.99 (平均値1.53) となり、実験値は計算値を上回っている。

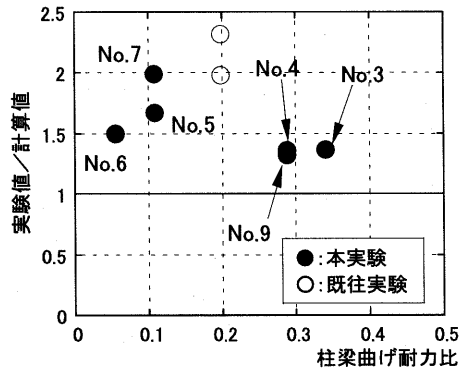


Fig.7 Comparison of Calculated Strength and Experimental Results for Shear Failure Mode of Connection Panel

3. 接合部終局引張耐力

本研究では、断面の縮小化を図った SRC 柱内の柱鉄骨と鉄骨梁の接合にスプリットティを用いるため、接合部終局引張耐力(T_u)を、「鋼構造接合部設計指針」⁴⁾に基づいたスプリットティフランジによって決まる引張耐力(sT_u)と、文献 5) に基づいた柱鉄骨によって決まる引張耐力(sT_u)の何れか小さい方の値で評価する。ここで、引張力 T とは、梁フランジにかかる引張力のことを示す。

(1) スプリットティフランジによって決まる引張耐力： sT_u

スプリットティフランジによって決まる引張耐力⁴⁾は、スプリットティフランジの終局状態を、スプリットティフランジ厚が大きく、ボルトの引張強さのみで決まる場合(機構1-1, sT_{u1})、スプリットティフランジの面外曲げとボルトの変形で決まる場合(機構1-2, sT_{u2})、スプリットティフランジの面外曲げ強さのみによって決まる場合(機構1-3, sT_{u3})に分けて評価したものであり(Fig. 8参照)、以下の(4)~(7)式となる。ただし、(5), (6)式について、柱梁鉄骨接

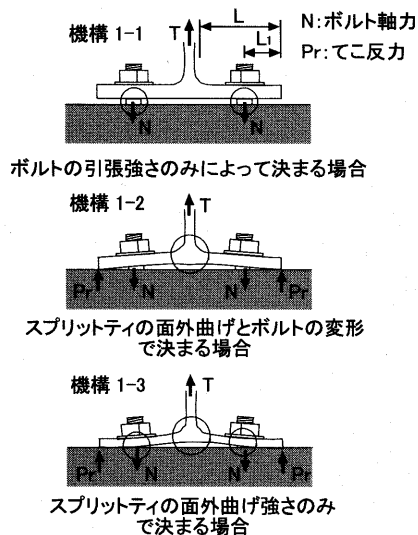
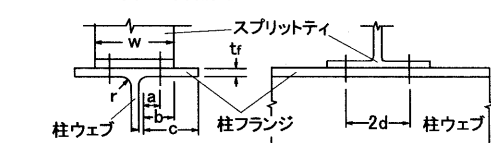
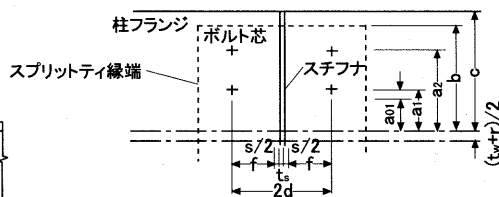


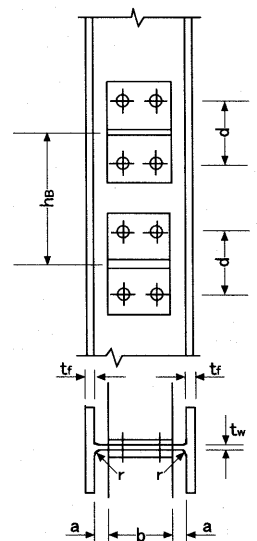
Fig.8 Ultimate Mechanism of T-stub Connection⁴⁾



①柱軸方向、長ボルト及び短ボルト併用・スチフナ無の場合



②柱軸方向、短ボルトのみ・スチフナ有の場合



③柱弱軸方向の場合

Fig.10 Details of Dimension⁵⁾

合部のボルト構成が長ボルトと短ボルト併用の場合は、長ボルトと短ボルトの耐力の累加とする。ここで、長ボルトの耐力は、降伏耐力を用いる。これは、長ボルトの軸変形長さが短ボルトより長いことに起因する。

$$sT_u = \min(sT_{u1}, sT_{u2}, sT_{u3}) \quad (4)$$

$$sT_{u1} = 2 \cdot n \cdot bP_u \quad (5)$$

$$sT_{u2} = 2 \cdot \left(\frac{w \cdot M_u + L_1 \cdot n \cdot bP_u}{L} \right) \quad (6)$$

$$sT_{u3} = 2 \cdot \left(\frac{2 \cdot w \cdot M_u}{L_2} \right) \quad L_2 = L - L_1 \quad (7)$$

n : スプリットティフランジ片側のボルト本数, bP_u : ボルトの最大引張耐力, M_u : スプリットティフランジ単位幅当りの最大曲げ耐力, w : スプリットティフランジの幅, L : スプリットティフランジ片側の有効長さ (ティウェブ表面からティフランジ外側までの長さからフィレットの長さの1/2を差し引いた長さ), L_1 : ボルトのはしあき寸法(w, L, L_1 はFig. 8, 10①参照)

(2) 柱鉄骨によって決まる引張耐力： sT_u

柱鉄骨によって決まる引張耐力⁵⁾に関して、柱強軸方向の場合は、柱フランジの終局状態を、ボルトの引張強さが耐力に関係する場合(機構2-1, sT_{u1})、柱フランジの面外曲げ強さのみで決まる場合(機構2-2, sT_{u2})に分けて終局耐力を評価する(Fig. 9参照)。本実験において、柱梁鉄骨接合部のボルト構成が長ボルトと短ボルト併用・スチフナ無試験体の耐力は(8)~(12)式、短ボルトのみでスチフナを設けた試験体の耐力は(13)~(15)式となる。

【長ボルトと短ボルト併用・スチフナ無の場合】

$$sT_u = \min(sT_{u1}, sT_{u2}) + sT_{u3} \quad (8)$$

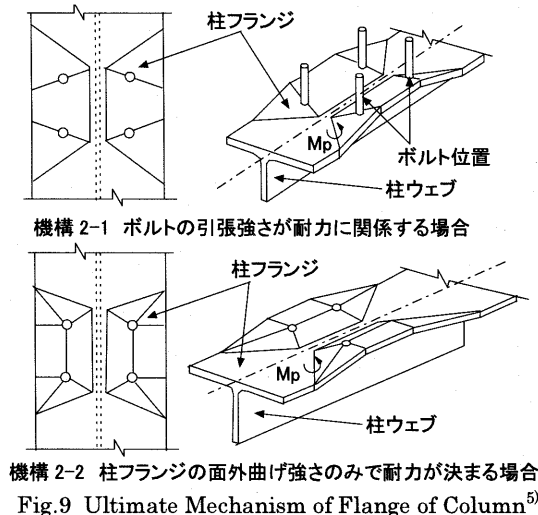


Fig.9 Ultimate Mechanism of Flange of Column⁵⁾

$$s_f T_{u1} = 4 \cdot f M_p \left(\frac{d}{b} + \frac{\sqrt{4c^2 + 4ca - a^2}}{b} \right) + 4 \cdot b P_u \frac{b-a}{b} \quad (9)$$

$d \leq 2a_0$ のとき

$$s_f T_{u2} = 4 \cdot f M_p \left(\sqrt{\frac{16c}{a_0} - 9} + \frac{2d}{a_0} \right) \dots\dots\dots (10)$$

$d > 2a_0$ のとき

$$s_f T_{u2} = 4 \cdot f M_p \left(\sqrt{\frac{16c}{a_0} - 9} + 4 \cdot \sqrt{\frac{2d}{a_0} - 4} \right) \dots\dots\dots (11)$$

$$s_b T_u = p_c P_y \cdot p_{cn} \dots\dots\dots (12)$$

【短ボルトのみ・スチフナ有の場合】

$$s T_u = \min(s_f T_{u1}, s_f T_{u2}) \dots\dots\dots (13)$$

$$s_f T_{u1} = 4 \cdot f M_p \left\{ \sqrt{\frac{16c}{a_{02}}} - 9 + 4 \cdot \sqrt{\frac{2(a_{02} + f_0)(a_2 + f_0)}{a_{02} \cdot f_0}} - 8 + \frac{2(c - a_2)}{f_0} \right\} + 4b P_u \frac{a_{02} - a_1}{a_{02}} \quad (14)$$

$$s_f T_{u2} = 4 \cdot f M_p \left\{ \sqrt{\frac{16c}{a_{01}}} - 9 + 4 \cdot \sqrt{\frac{2(a_{01} + f_0)(a_1 + f_0)}{a_{01} \cdot f_0}} - 8 + \frac{2(c - a_1)}{f_0} \right\} \quad (15)$$

H : 短ボルト接合部に形成される剛域の大きさ, $f M_p$: 柱フランジの単位長さ当りの全塑性モーメント, $s_b T_u$: 長ボルト全本数分の降伏耐力, $p_c P_y$: 長ボルトの降伏耐力, p_{cn} : 長ボルトの本数, a_0 : $a - H/2$, a_{01} : $a_1 - H/2$, a_{02} : $a_2 - H/2$, f_0 : $f - H/2$, a, b, c, d, a_1, a_2, f : Fig. 10①, ②参照

一方、柱弱軸方向の場合は、柱ウェブの局部曲げ耐力($s_w T_{u1}$)、柱ウェブのせん断耐力($s_w T_{u2}$)及び短ボルトの耐力($s_w T_{u3}$)の何れか小さい方の値により、(16)～(19)式となる。

$$s T_u = \min(s_w T_{u1}, s_w T_{u2}, s_w T_{u3}) \dots\dots\dots (16)$$

$$s_w T_{u1} = 4 \cdot w M_p \left[\frac{2a + b - r}{2(h_b - d)} + \frac{h_b + d}{2a - r} + 2 \sqrt{\frac{2a + b - r}{2a - r}} \right] \quad (17)$$

$$s_w T_{u2} = 2 \cdot d \cdot t_w \cdot s_w \sigma_y / \sqrt{3} \dots\dots\dots (18)$$

$$s_w T_{u3} = b P_u \cdot s_n \dots\dots\dots (19)$$

$w M_p$: 柱ウェブの単位長さ当りの全塑性モーメント, $s_w \sigma_y$: 柱ウェブの降伏応力度, t_w : 柱ウェブ板厚, s_n : 短ボルトの本数, a, b, d, h_b : Fig. 10③参照

(3) 柱梁接合部の曲げ終局耐力 : $j M_u$

柱梁接合部が引張終局状態における柱梁接合部の曲げ終局耐力($j M_u$)は、梁断面の中心を中立軸位置と仮定して(20)式となる。

$$j M_u = T_u \cdot s_b d \dots\dots (20) \quad s_b d : \text{梁フランジの応力中心間距離}$$

(4) 実験値と計算値の比較

引張破壊を想定した本研究における試験体(試験体No.1～2、No.8)及び既往の実験資料^{6) 7)}の最大耐力実験値と終局耐力計算値の比較をFig. 11に示す。本研究における実験値/計算値は1.25～1.59(平均値1.41)となり、実験値は計算値を上回っている。IV章でも述べ

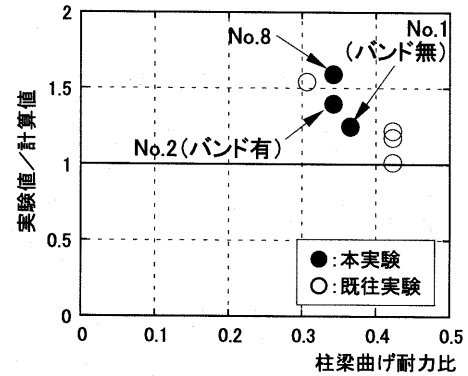


Fig.11 Comparison of Calculated Strength and Experimental Results for Tensile Failure Mode of Connection

たが、No.1とNo.2の比較により、引張破壊に対してバンドプレート補強が有効であることがわかる。

VI. おわりに

生産性の向上及びコストダウンを目指したスプリットティ接合を用いた柱 SRC・梁鉄骨接合部の弾塑性性状を確認し、設計法確立の資料を得るため、部分骨組実験を実施すると共に、既往の耐力評価式を用いて、実験資料との比較検討を行った。以下に本研究で得られた成果を示す。

- ① 柱梁鉄骨曲げ耐力比が SRC 規準の規定より小さい場合でも、局部支圧破壊型、接合部パネル破壊型は、ほぼ完全な紡錘形の荷重－変形関係を示した。
- ② バンドプレート補強を施すことで、最大耐力の上昇、変形性能の向上が認められた。
- ③ 本柱梁接合部の最大耐力に関して、実験結果と既往の耐力評価式による諸耐力を比較すると、全ての破壊形式に対して実験値は計算値を上回っている。この耐力上昇効果を耐力評価式に取り込むためには、柱鉄骨及びバンドプレートによる影響を適切に評価する必要がある。

参考文献

- 1) 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, (2001).
- 2) 日本建築学会；鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工 (2001).
- 3) 岡安ほか；小さい H 鋼を用いた柱 SRC 梁 S 構造柱梁接合部の実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集 構造Ⅲ, (2000. 9), pp. 1281～1284.
- 4) 日本建築学会；鋼構造接合部設計指針, (2001).
- 5) 日立金属；高力ボルト引張接合を用いた鋼構造接合部－HISPLIT・HIBASE, (1977).
- 6) 加藤ほか；複合構造における鋳鋼製 SPLIT TEE 接合部に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造系, (1984. 10), pp. 2779～2880.
- 7) 佐藤ほか；複合構造における鋳鋼製 SPLIT TEE 接合部に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ, (1991. 9), pp. 1743～1744.