柱 RC 梁 S からなる混合構造接合部のせん断破壊性状

SHEAR FAILURE BEHAVIOR OF INTERIOR STEEL BEAM-REINFORCED CONCRETE COLUMN JOINTS

村田 義行*
Yoshiyuki MURATA

This paper reports an evaluation method for the shear strength of interior joints consisting of steel beams and reinforced concrete columns. The shear strength is generally calculated by the sum of the nominal shear resistance of a steel web panel and concrete elements. In this paper, the shear strength is calculated in consideration of the relation between the shear crack and the maximum strength of beam-column. Design equations presented herein are evaluated through comparison with existing experimental results. The comparisons between experimental and calculated results indicate an excellent agreement.

Keywords : *mixed structure, interior beam-column joints, shear strength, vertical bearing strength*
混合構造、柱梁接合部、せん断耐力、支圧耐力

§.1 序

鉄筋コンクリート造 (RC造) の柱と鉄骨造 (S造) の梁を組合わせた混合構造のなかで鉄骨梁のフランジとウェブが梁から連続して柱梁接合部を貫通した形式 (以下、梁貫通型と称す) の骨組においては、柱梁接合部せん断耐力および柱梁接合部フランジ部コンクリートの支圧耐力の評価が重要な課題となっている。しかしながら、既往の最大耐力の評価に着目した研究では、柱梁接合部せん断破壊が支配的な場合あるいは支圧破壊が支配的な場合の耐力の算定法について提案したものがほとんどであり、これらの算定法では、破壊モードが明確ではない場合の耐力を適切に評価するまでに至っていない。また、既往の研究では柱梁接合部せん断破壊とフランジ部コンクリートの支圧破壊とは個々に考えられており、これらの関係についても明確にされていない。

本研究は、既往の研究において比較的簡易に柱梁接合部周辺を補強した梁貫通十字形架構の実験データを用いて柱梁接合部せん断及び割れ強度と最大耐力の関係を検討し、この両者の関係を踏まえて十字形架構の柱梁接合部せん断耐力の評価法について提案するものである。また、本論文では既往の実験における柱梁接合部の破壊状況から、柱梁接合部コンクリートのせん断破壊と支圧によるフランジ部コンクリートの圧壊が密接に関係することを指摘しており、さらに提案したせん断耐力評価式および既報¹⁾で提案した支圧耐力評

価法を用いて柱梁接合部せん断破壊型と支圧破壊型のモード判別も試みている。

§. 2 検討に用いた試験体

本論文で検討に用いた試験体の概要を表1に示す。これらの試験体は、既往の文献^{2) ~ 16)}における鉄骨梁のフランジとウェブが梁から連続して柱梁接合部を貫通した十字形架構であり、さらにこれらの文献の中でも柱梁接合部周辺が比較的簡易に補強されているものあるいは鉄骨梁が単に柱梁接合部を貫通しているものである。

これらの貫通鉄骨梁の形状は、図1に示す通りであり、(a)がH形鋼を単に柱梁接合部を貫通させたのみで直交梁のないもの、(b)が(a)と同様に直交梁はないが梁端のコンクリートに接する位置にフェイスベアリングプレート (以下、F.B.P.と称す) を有するもの、(c)~(f)は直交梁があり、(c)が主梁および直交梁ともに特別な補強のないもの、(d)が主梁および直交梁ともにF.B.P.のあるもの、(e)が(d)のF.B.P.をさらに上下に延長させたもの (延長支圧プレートと称す)、(f)が主梁のF.B.P.がフランジ幅より広く左右に張り出しているものである。

架構の形状は、これらの試験体すべてに共通して、上下柱の長さ (梁芯から柱反曲点までの距離) および左右梁の長さ (柱芯から梁反曲点までの距離) がそれぞれ等しいものとなった。

* 五洋建設 工修

Penta-Ocean Construction, M. Eng.

柱梁接合部内のせん断補強筋の形状については、二つのタイプがあり、ひとつは鉄骨ウェブにせん断補強筋を貫通させてせん断補強筋相互を溶接したもの、もうひとつは鉄骨ウェブにせん断補強筋を貫通させずに鉄骨ウェブにより分断される領域にせん断補強筋を各々配置したものである。しかしながら、文献3)において両者の諸現象に顕著な差が認められなかったことから、本論文においてこれらは同等の扱いとした。なお、ほとんどの試験体の柱梁接合部内のせん断補強筋の形状は、前者の鉄骨ウェブにせん断補強筋を貫通させてせん断補強筋相互を溶接したものであった。

なお、本論文では柱梁接合部内の鉄骨フランジにアンカ筋を取り付けた試験体、主筋がフランジを貫通している試験体およびスラブがある試験体は、検討の対象から除いた。これらの補強等は、架構の耐震性能の向上に貢献すると考えられるが、本研究では、鉄骨梁のフランジとウェブが梁から連続して接合部を貫通する十字形架構の基本的な性状の把握を主目的としているため、本論文での検討の対象外とした。さらに本研究において検討の対象とした架構の破壊モードは、各文献において柱梁接合部せん断破壊型、支圧破壊型お

よび柱曲げ破壊型のなものとし、最終的な架構の破壊が復元力特性等から明らかに鉄骨梁の破壊(座屈)によるものと認められる試験体については検討の対象から外した。なお、柱曲げ破壊型のな試験体として試験体番号3、10、11および28の試験体があげられるが、後述の本論文で用いている支圧終局耐力評価法¹⁾が、柱曲げ耐力算定法と同様に鉄筋コンクリート柱の危険断面における応力状況に着目したものであり、柱曲げ破壊的な場合の耐力の評価もこの支圧耐力評価法で可能となっていることおよび各文献における破壊状況等から、ここではこれらを支圧破壊型に分類した。

検討に用いた試験体数、柱幅 B_c と鉄骨梁の幅 B_b の比(B_c/B_b)、コンクリート圧縮強度 σ_B 、軸力比 η ($\eta = N/(B_c \cdot D_c \cdot \sigma_B)$; N : 軸力, D_c : 柱せい) および柱梁接合部せん断補強筋量 p_b の範囲は以下の通りである。特に軸力比の範囲については、圧縮軸力の最大が0.31に留まり、高圧縮軸力下で実験を行ったものがなかった。

1) 試験体数 : 45 体

イ.直交梁有・F.B.P.有 : 24体

ロ.直交梁有・F.B.P.無 : 6体

表1a 検討に用いた試験体の概要(1)

Ref. No.	No.	Name	H	L	η	σ_B	B_c/B_b	接合部 タイプ	破壊 モード	exp Qcr	exp Qu	特記事項
2	No. 1		200	400	0.2	29.4	3.00	(d)	JS	284.4	370.7	F.B.P.幅27cm
	No. 2		200	400	0.2	29.4	3.00	(d)	VB	323.6	390.3	
	No. 3		200	400	0.2	29.4	3.00	(f)	VB*	357.9	429.5	
	No. 4		200	400	0.2	29.4	2.25	(d)	VB	343.2	384.4	
	No. 5		200	400	0.25	27.9	3.60	(d)	VB	381.5	411.9	
	No. 6		200	400	0.25	27.9	3.60	(b)	VB	303.0	358.9	
	No. 7		200	400	0.2	30.6	3.00	(d)	VB	355.0	437.4	
	No. 8		200	400	0.2	30.6	3.00	(d)	VB	319.7	423.6	
	No. 9		200	400	0	30.6	3.00	(d)	VB	202.0	390.3	
	No. 10		200	400	0	30.6	3.00	(d)	VB	317.0	489.2	
3	No. 14		200	400	0.025	66.0	3.00	(d)	VB*	334.4	501.9	接合部閉鎖型帯筋
	No. 15		200	400	0.025	66.0	3.00	(d)	VB*	184.4	254.1	
	No. 16		200	400	0.24	32.8	3.00	(c)	JS	189.3	312.9	
4	B-2		300	400	0.27	29.5	3.67	(c)	JS	157.9	225.6	
	E-2		300	400	0.24	32.8	3.00	(c)	JS	157.9	225.6	
	S-2		300	400	0.24	32.8	3.00	(c)	JS	157.9	225.6	
5	A		180	300	0.11	30.1	2.50	(b)	JS	62.8	67.1	
	B		180	300	0.11	30.1	2.50	(b)	JS	48.1	63.9	
	C		180	300	0.11	30.1	3.75	(b)	JS	60.8	60.6	
	D		180	300	0.11	30.1	5.00	(b)	JS	53.9	58.3	
	E		180	300	0.11	30.1	3.75	(d)	JS	65.7	68.6	
	F		180	300	0.11	30.1	3.75	(d)	JS	65.7	68.6	
6	No. 1		200	300	0.2	29.7	4.00	(a)	VB	139.3	151.5	
	No. 2		200	300	0.2	29.7	4.00	(c)	JS	168.7	219.2	
	No. 3		200	300	0.2	30.1	2.29	(a)	VB	171.6	205.9	
	No. 4		200	300	0.2	30.1	2.29	(d)	JS	236.3	303.0	
	No. 5		200	300	0.2	30.1	2.29	(c)	JS	174.6	228.0	
	No. 6		200	300	0.2	32.3	2.29	(d)	JS	220.6	326.6	
	No. 7		200	300	0.2	32.3	2.29	(d)	JS	220.6	345.7	
	No. 8		200	300	0.2	32.3	2.29	(d)	JS	220.6	345.7	
7	No. 11		200	300	0.21	28.2	3.20	(d)	VB	183.4	248.6	
	No. 12		200	300	0.10	28.2	3.20	(d)	VB*	166.7	239.8	
	No. 13		200	300	0.31	28.2	2.29	(d)	VB*	248.1	311.9	
8	30	A	170	400	0.10	21.2	3.33	(d)	JS	—	57.8	接合部閉鎖型帯筋
9	31	No. 1	220	360	0.16	25.2	3.00	(c)	VB	—	322.5	
10	A41		240	600	0.21	34.4	3.33	(b)	JS	337.3	420.0	ダブダブプレート補強
	A42		240	600	0.20	35.3	3.33	(b)	VB	393.2	467.5	
	A43		240	600	0.20	35.8	3.33	(b)	VB	411.9	541.8	
	A44		240	600	0.19	37.3	3.33	(b)	VB	410.9	555.5	
	A45		240	600	0.20	35.7	3.33	(b)	VB	391.3	552.1	
	A46		280	600	0.11	26.4	3.33	(b)	VB	173.6	251.1	
11	37	A46	280	600	0.11	26.4	3.33	(b)	VB	173.6	251.1	ダブダブプレート補強
12	38	C-0	180	400	0.276	24.9	2.33	(d)	JS	—	158.9	
13	39	HOS	180	260	0.17	32.0	2.96	(e)	VB	199.1	266.7	
14	40	HSP	180	260	0.16	32.6	2.96	(e)	JS	173.6	303.0	
15	41	OSP	180	260	0.16	32.9	2.96	(e)	JS	212.8	296.2	
16	42	HSB	180	260	0.18	30.2	2.96	(e)	VB	227.5	291.3	
14	43	HSB1	180	260	0.16	32.5	2.96	(e)	VB	206.9	296.2	
15	44	NC1	200	275	0	30.5	2.64	(b)	JS	44.1	115.7	頭付部補強
16	45	HB1-5	175	275	0.20	29.3	3.50	(b)	VB	—	211.1	

*破壊状況、復元力特性等から支圧破壊型(VB)とした。

図1 貫通鉄骨梁の形状

試験体名: Name

柱反曲点間距離: H(cm), 梁反曲点間距離: L(cm)

鉄筋コンクリート柱幅: B_c (cm), 鉄筋コンクリート柱せい: D_c (cm)

コンクリート圧縮強度: σ_B (MPa), 軸力比: $\eta = N/(B_c \times D_c \times \sigma_B)$; N : 軸力

主筋1段筋の圧縮線からの距離: d_1 (cm), 主筋2段筋の圧縮線からの距離: d_2 (cm)

主筋3段筋の圧縮線からの距離: d_3 (cm), 主筋4段筋の圧縮線からの距離: d_4 (cm)

主筋降伏強度: σ_{sy} (MPa)

鉄骨梁幅: B_b (cm), 鉄骨梁せい: D_b (cm)

鉄骨梁ウェブ厚: t_w (cm), 鉄骨梁フランジ厚: t_f (cm)

鉄骨梁ウェブ降伏強度: σ_{wy} (MPa), 鉄骨梁フランジ降伏強度: σ_{fy} (MPa)

柱梁接合部内鉄骨ウェブ厚: t_{iw} (cm), 接合部内鉄骨ウェブ降伏強度: σ_{iwy} (MPa)

柱せん断補強筋量: p_w (%), 柱せん断補強筋降伏強度: σ_{wy} (MPa)

柱梁接合部せん断補強筋量: p_h (%), 接合部せん断補強筋降伏強度: σ_{hy} (MPa)

接合部ディテール: 図1参照

<破壊モード> JS: 柱梁接合部せん断破壊型, VB: 支圧破壊型

柱梁接合部せん断ひび割れ強度実験値(柱せん断力): $\exp Q_{cr}$ (kN)

最大耐力実験値(柱せん断力): $\exp Q_u$ (kN)

ハ.直交梁無・F.B.P.有 : 13体

ニ.直交梁無・F.B.P.無 : 2体

2) B_c/B_b : 2.3~5.03) σ_b : 21.2~66.0 MPa4) η : 0.00~0.315) p_h : 0.00~0.54 %

§. 3 最大耐力実験値と各計算値との比較

図2に既往の実験における最大耐力と各評価式より得られる計算値との比較について示す。最大耐力との比較に用いた計算値は、鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規程に準拠した式（以下、SRC規準式と称す）から得られる柱梁接合部せん断耐力、文献1）に示す方法^{付録A}により算出される支圧終局耐力および日本建築センター構造計算指針による柱終局曲げ耐力とした。なお、SRC規準式以外の算定法^{17),18)}から算出される柱梁接合部せん断耐力と実験値との比較は、これらの算定法がSRC規準式と同様に柱梁接合部を構成している各要素（鉄骨ウェブ、コンクリート等）のせん断耐力を単純累加

図2 最大耐力実験値と計算値との比較

表1b 検討に用いた試験体の概要(2)

No.	Name	鉄筋コンクリート柱										鉄骨梁										せん断補強筋			
		Bc	Dc	1段筋	d1	2段筋	d2	3段筋	d3	4段筋	d4	σ_{sy}	Db	Bb	tw	tf	σ_{wy}	σ_{fy}	tiw	σ_{iwy}	pw	σ_{wy}	ph	σ_{hy}	
1	No.1	45	45	4-D16	5.1	2-D16	11.7	2-D16	33.3	4-D16	39.9	363	40	15	0.6	1.6	336	301	0.6	336	0.70	373	0.28	382	
2	No.2	45	45	4-D16	5.1	2-D16	11.7	2-D16	33.3	4-D16	39.9	363	40	15	0.6	1.6	336	301	2.5	239	0.70	373	0.28	382	
3	No.3	45	45	4-D16	5.1	2-D16	11.7	2-D16	33.3	4-D16	39.9	363	40	15	0.6	1.6	336	301	2.5	239	0.70	373	0.28	382	
4	No.5	45	45	4-D16	5.1	2-D16	11.7	2-D16	33.3	4-D16	39.9	363	40	20	0.6	1.2	336	281	2.5	239	0.70	373	0.28	382	
5	No.6	45	45	4-D22	5.1	2-D22	11.7	2-D22	33.3	4-D22	39.9	399	40	12.5	1.2	2.5	281	239	1.9	280	0.70	373	0.28	382	
6	No.7	45	45	4-D22	5.1	2-D22	11.7	2-D22	33.3	4-D22	39.9	399	40	12.5	1.2	2.5	281	239	1.9	280	0.70	373	0.28	382	
7	No.8	45	45	4-D22	5.1	2-D22	11.7	2-D22	33.3	4-D22	39.9	399	40	15	0.6	1.6	336	301	2.5	239	0.70	373	0.28	382	
8	No.9	45	45	4-D25	5.1	2-D25	11.7	2-D25	33.3	4-D25	39.9	377	40	15	0.6	1.6	336	301	2.5	239	0.70	373	0.28	382	
9	No.10	45	45	4-D25	5.1	2-D25	11.7	2-D25	33.3	4-D25	39.9	377	40	15	0.6	1.6	336	301	2.5	239	0.70	373	0.28	382	
10	No.14	45	45	4-D25	5.1	2-D25	11.7	2-D25	33.3	4-D25	39.9	369	40	15	0.6	1.6	327	328	2.5	338	0.70	351	0.28	382	
11	No.15	45	45	4-D25	5.1	2-D25	11.7	2-D25	33.3	4-D25	39.9	369	40	15	0.6	1.6	327	328	2.5	338	0.70	351	0.28	382	
12	B-2	55	45	4-D19	4.5	2-D19	10.5	2-D19	34.5	4-D19	40.5	401	40	15	0.9	1.9	355	390	0.9	355	0.47	異形PC	0.23	379	
13	E-2	45	55	4-D19	4.5	2-D19	15.5	2-D19	39.5	4-D19	50.5	401	40	15	0.9	1.9	355	390	0.9	355	0.57	異形PC	0.28	379	
14	S-2	45	45	4-D19	4.5	2-D19	10.5	2-D19	34.5	4-D19	40.5	401	40	15	0.9	1.9	355	390	0.9	355	0.57	異形PC	0.28	379	
15	A	30	30	2-D19	3.0	0	0.0	0	0.0	2-D19	27.0	375	18	12	0.6	1.2	315	356	0.6	315	0.24	389	0.24	389	
16	B	30	30	2-D13	3.0	0	0.0	0	0.0	2-D13	27.0	327	18	12	0.6	0.6	315	401	0.6	315	0.24	389	0.24	389	
17	C	30	30	2-D13	3.0	0	0.0	0	0.0	2-D13	27.0	327	18	8	0.6	0.9	315	382	0.6	315	0.24	389	0.24	389	
18	D	30	30	2-D13	3.0	0	0.0	0	0.0	2-D13	27.0	327	18	6	0.6	1.2	315	356	0.6	315	0.24	389	0.24	389	
19	G	30	30	2-D13	3.0	0	0.0	0	0.0	2-D13	27.0	327	18	8	0.6	0.9	315	382	0.6	315	0.24	389	0.24	389	
20	No.1	40	40	4-D19	3.5	2-D19	8.5	2-D19	31.5	4-D19	36.5	386	35	10	0.6	1.9	463	326	0.6	463	1.00	916	0.12	365	
21	No.2	40	40	4-D19	3.5	2-D19	8.5	2-D19	31.5	4-D19	36.5	386	35	10	0.6	1.9	463	326	0.6	463	1.00	916	0.12	365	
22	No.4	40	40	4-D19	3.5	2-D19	8.5	2-D19	31.5	4-D19	36.5	386	35	17.5	0.6	1.2	463	358	0.6	463	1.00	916	0.12	365	
23	No.5	40	40	4-D19	3.5	2-D19	8.5	2-D19	31.5	4-D19	36.5	386	35	17.5	0.6	1.2	463	358	0.6	463	1.00	916	0.12	365	
24	No.6	40	40	4-D19	3.5	2-D19	8.5	2-D19	31.5	4-D19	36.5	386	35	17.5	0.6	1.2	463	358	0.6	463	1.00	916	0.12	365	
25	No.7	40	40	4-D19	3.5	2-D19	8.5	2-D19	31.5	4-D19	36.5	386	35	17.5	0.6	1.2	463	358	0.6	463	1.00	916	0.46	365	
26	No.8	40	40	4-D19	3.5	2-D19	8.5	2-D19	31.5	4-D19	36.5	386	35	17.5	0.6	1.2	463	358	0.6	463	1.00	916	0.46	365	
27	No.11	40	40	4-D16	3.5	2-D16	8.5	2-D16	31.5	4-D16	36.5	367	35	12.5	0.6	1.2	386	353	0.6	386	0.46	451	0.46	451	
28	No.12	40	40	4-D16	3.5	2-D16	8.5	2-D16	31.5	4-D16	36.5	367	35	12.5	0.6	1.2	386	353	0.6	386	0.46	451	0.46	451	
29	No.13	40	40	4-D16	3.5	2-D16	8.5	2-D16	31.5	4-D16	36.5	367	35	17.5	1.2	1.2	353	353	1.2	353	0.46	451	0.46	451	
30	A	30	30	2-D10, 1-D13	3.0	1-D13	9.5	1-D13	20.5	2-D10, 1-D13	27.0	D10:342, D13:329	18	9	0.32	0.6	205	360	0.32	205	0.24	382	0.24	381	
31	No.1	45	45	4-D19	4.5	2-D19	10.5	2-D19	34.5	4-D19	40.5	365	40	15	0.9	1.2	286	295	1.2	295	0.46	365	0.40	365	
32	A41	50	50	4-D25	6.0	2-D25	13.0	2-D25	37.0	4-D25	44.0	452	50	15	0.9	2.5	371	353	0.9	371	0.32	1393	0.20	373	
33	A42	50	50	4-D25	6.0	2-D25	13.0	2-D25	37.0	4-D25	44.0	452	50	15	0.9	2.5	371	353	2.7	371	0.32	1393	0.20	373	
34	A43	50	50	4-D25	6.0	2-D25	13.0	2-D25	37.0	4-D25	44.0	452	50	15	0.9	2.5	371	353	2.7	371	0.32	1393	0.50	337	
35	A44	50	50	4-D25	6.0	2-D25	13.0	2-D25	37.0	4-D25	44.0	452	50	15	0.9	2.5	371	353	2.7	371	0.64	1393	0.50	337	
36	A45	50	50	4-D25	6.0	2-D25	13.0	2-D25	37.0	4-D25	44.0	452	50	15	0.9	1.6	371	347	2.7	371	0.64	1393	0.50	337	
37	A46	50	50	2-D19, 2-D22	6.0	2-D19	13.0	2-D19	37.0	2-D19, 2-D22	44.0	D19:380, D22:381	38	15	0.9	1.6	305	282	1.8	305	1.06	351	0.51	348	
38	C-0	35	35	2-D16, 2-D19	3.5	2-D16	9.5	2-D16	25.5	2-D16, 2-D19	31.5	D16:361, D19:351	30	15	0.65	0.9	274	274	0.65	274	0.54	348	0.00	0	
39	HOS	40	40	4-D19	4.5	2-D19	9.0	2-D19	31.0	4-D19	35.5	367	35	13.5	1.2	1.6	355	356	1.2	355	0.50	856	0.16	393	
40	HSP	40	40	4-D19	4.5	2-D19	9.0	2-D19	31.0	4-D19	35.5	367	35	13.5	0.9	1.6	315	356	0.6	242	0.50	856	0.16	393	
41	OSP	40	40	4-D19	4.5	2-D19	9.0	2-D19	31.0	4-D19	35.5	367	35	13.5	0.9	1.6	315	356	0.6	242	0.50	856	0.00	0	
42	HSB	40	40	4-D19	4.5	2-D19	9.0	2-D19	31.0	4-D19	35.5	367	35	13.5	0.6	1.2	242	355	1.6	356	0.50	856	0.16	393	
43	HSB1	40	40	4-D19	4.5	2-D19	9.0	2-D19	31.0	4-D19	35.5	367	35	13.5	0.6	1.2	326	298	0.6	326	0.50	856	0.32	385	
44	NC1	33	33	4-D19	3.8	2-D19	8.5	2-D19	24.5	4-D19	29.2	376	25	12.5	0.6	0.9	262	268	0.6	262	0.58	339	0.52	339	
45	HB1-5	35	35	4-D19	3.5	2-D19	10.5	2-D19	24.5	4-D19	31.5	366	35	10	0.6	2.2	435	340	0.6	435	0.54	404	0.54	404	

する方法を用いており、いずれの場合も計算結果がSRC標準式の場合とほぼ同様の傾向であったため掲げなかった。

図2からわかるように計算値が最大耐力を過大に評価しているものが半数以上あり、これらの最大耐力評価法で実験における最大耐力を適切に評価するのは困難であるといえる。

§. 4 柱梁接合部の破壊状況

最大耐力実験値が各計算値で適切に評価できない理由として以下のような現象が起因していると考えられる。

図3に文献2)において特に柱梁接合部のせん断破壊が顕著であったNo.1試験体の最大耐力に至った層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ 、サイクル終了時の破壊状況を示し、図4に同試験体の鉄骨ウェブのせん断ひずみ状況を示す。文献19)にも示されているように、接合部せん断ひび割れは柱にまで進展し、柱のコンクリート剥落をもたらしている。さらに、鉄筋コンクリート柱圧縮側の梁フランジ部ではコンクリート支圧破壊が認められる。また、柱梁接合部全体が一体としてせん断変形した場合、コンクリートのせん断強度時に鉄骨ウェブは全面降伏していると考えられるが、実験においては、図4に示すように最大耐力以降もせん断降伏せず弾性挙動している領域が認められ、最大耐力時に鉄骨ウェブは全面降伏状態になかった。

図5にこのような柱梁接合部の破壊状況から想定した梁せん断力の柱梁接合部コンクリートへの荷重の伝達状況の模式図を示す。接合部せん断破壊が顕著ではない場合の梁からのせん断力は、柱梁接合部周辺のコンクリートが健全であるために梁鉄骨周辺のコンクリートに分散して伝達されていると考えられるが、接合部コンクリートのせん断破壊が進展し、柱梁接合部外周のコンクリートの破壊が顕著になると、鉄骨梁両側コンクリートへの荷重の分散が減少するため柱頭柱脚部におけるフランジ部付近のコンクリートの荷重負担は増大すると考えられる。したがって、本論文で対象としているような構造形式の架構においては、接合部コンクリートのせん断破壊が顕著になると柱頭柱脚部におけるフランジ部コンクリートの支圧による圧壊も進展し、貫通鉄骨梁は柱梁接合部内で剛体回転変形しやすくなるため、柱梁接合部内鉄骨ウェブのせん断変形の進展は抑制され、この結果、鉄骨ウェブは、全面降伏するまでに至らず十分に耐力を発揮できなくなることが想定される。しかしながら、前述したようにSRC標準式ならびにこの他の柱梁接合部せん断耐力算定法においては、架構を構成する各要素のせん断耐力を単純累加して最大耐力を評価する方法を用いており、これらの算定法で想定している状況と実現象との相違がこれらの算定法での最大耐力の評価を困難にしていると考えられる。

§. 5 柱梁接合部せん断ひび割れ強度と最大耐力との関係

前述したように柱梁接合部せん断ひび割れの進展は、フランジ部コンクリートの圧壊をも進展させ架構の耐力に大きく影響すると想定されることから、ここでは、柱梁接合部せん断ひび割れ発生後の耐力の上昇がどの程度であるか検討するために、各実験においてせん断破壊型とされている試験体を用いて柱梁接合部せん断ひび割れ強度と最大耐力との比較を行った。図6に最大耐力実験値($\exp Q_u$)—柱梁接合部せん断ひび割れ強度実験値($\exp Q_{cr}$)関係および両者の関係を最小二乗法により求めた直線を示し、図7に柱梁接合部せん

図3 柱梁接合部の破壊状況²⁾
(層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ 、サイクル終了時)

図4 図3試験体の鉄骨ウェブのせん断ひずみ状況

図5 梁せん断力の伝達状況の模式図

断ひび割れ強度の実験値($\exp Q_{cr}$)—計算値($\text{cal } Q_{cr}$)関係を示す。ここで、せん断ひび割れ強度は文献20)に示す方法^{付録B}により算出した。なお、文献20)においては、せん断ひび割れ強度を求める際の直交梁の有無に関する係数 β として、直交梁のない場合の β を0.9としているが、これは、文献2)の直交梁のある試験体とない試験体の実験結果を参考に定めたものである。

図6 exp Qu—exp Qcr関係

図7 exp Qcr—cal Qcr関係

図6からわかるように最大耐力と柱梁接合部せん断ひび割れ強度とは良い相関関係にあり、最大耐力には、概ね柱梁接合部せん断ひび割れ強度の1.38倍で達している。また、柱梁接合部せん断ひび割れ強度計算値と実験値は、図7に示すように良く対応している。このように柱梁接合部せん断ひび割れ強度と最大耐力に相関があるということは、最大耐力はコンクリートの破壊で決まり、さらに柱梁接合部せん断ひび割れ強度算定式の式の構成から、4章で述べたように最大耐力時に鉄骨ウェブが全面降伏しているとして評価できないことを示すものである。したがって、最大耐力を評価する場合の鉄骨ウェブの応力レベルは、柱梁接合部周辺のコンクリートの破壊に伴う鉄骨ウェブの変形状態を考慮して定める必要があり、SRC規準式等のようにコンクリートの最大せん断強度と鉄骨ウェブの全面降伏を仮定したせん断耐力の単純累加で実験における最大耐力を評価することは困難であるといえる。

§. 6 柱梁接合部せん断耐力の評価

図8に最大耐力実験値(exp Qu)/支圧耐力計算値(cal Qbu)—せん断耐力計算値(cal Qsu)/支圧耐力計算値(cal Qbu)関係を示す。図8は、柱梁接合部のせん断破壊とフランジ部コンクリートの支圧による圧壊が密接な関係にあることを考慮して定めたものであり、せん断破壊型と支圧破壊型の破壊モードの判別も目的としている。ここで、支圧耐力は文献1)に示す方法^{付録A}により算出し、せん断耐力

図8 exp Qu/cal Qbu—cal Qsu1/cal Qbu関係

は図6および図7の関係から(1)式により算出した。

$$\text{cal Qsu1} = 1.38 \times \text{cal Qcr} \quad \dots\dots\dots(1)$$

図8に示すように最大耐力実験値を支圧耐力計算値で除した値が1.0以下の領域において、計算値と実験値は比較的良好に対応しているといえるが、両者の関係に若干のバラツキが認められる。このバラツキの要因について柱梁接合部せん断耐力に影響を及ぼすと考えられる各因子ごとに検討した結果を図9に示す。図の縦軸は、最大耐力実験値(exp Qu)を(1)式による柱梁接合部せん断耐力計算値(cal Qsu1)で除したものであり、図8において最大耐力実験値を支圧耐力計算値で除した値が1.0以下となった試験体を用いて示したものである。図からわかるように軸力比 η と柱梁接合部せん断補強筋比 p_u の大きさの違いによる影響がみられ、計算値は、軸力比が小さくなるほど、また、柱梁接合部せん断補強筋量が多くなるほど実験値を過少評価する傾向にある。この傾向を踏まえて定めた柱梁接合部せん断耐力評価式を以下に示す。ここで、(2)式では鉄骨ウェブの応力を鋼とコンクリートのせん断弾性係数比で考慮しているが、これは、最大耐力時における鉄骨ウェブの負担耐力を評価するために、5章の最大耐力実験値と柱梁接合部せん断ひび割れ強度実験値の関係に基づいて適用したものであり、柱梁接合部全体が一体挙動すると仮定して定めたものではない。ただし(2)式では鉄骨ウェブの応力がせん断降伏強度以下であることを確認する必要がある。また、(2)式においては直交梁の有無に関する係数として β を用いているが、これは、文献2), 5)および6)の実験結果を参考に定めたものである。式中の各記号については末尾の〔記号〕を参照のこと。

○接合部パネルの終局せん断耐力cal Qsu

$$\text{cal Qsu} = \beta \cdot [A \cdot p_u \cdot \sigma_{hy} \cdot d \cdot B_c + \tau_{u,mc} \cdot d \cdot B_c \cdot \{1 + G_c \cdot t_{jw} / (G_c \cdot B_c)\}] \quad \dots\dots\dots(2)$$

直交梁がある場合： $\beta = 1.0$
直交梁がない場合： $\beta = 0.9$

○コンクリートのせん断強度 τ_u

$$\tau_u = F_t \cdot \sqrt{(1 + B \cdot \sigma_o / F_t)} \cdot k \quad (\text{MPa}) \quad \dots\dots\dots(3)$$

この算定式において、接合部せん断補強筋量の効果については(2)式における係数Aで考慮するものとし、軸力の効果については(3)式における係数Bで考慮するものとする。なお、(3)式

図9 (1)式による柱梁接合部せん断耐力計算値と諸因子の関係

表2 各係数時における相関係数一覧

		A									
		0.0		0.25		0.50		0.75		1.0	
		k	r	k	r	k	r	k	r	k	r
B	0.0	2.27	0.730	2.21	0.757	2.15	0.779	2.09	0.794	2.03	0.805
	0.1	2.11	0.782	2.05	0.812	2.00	0.834	1.94	0.850	1.88	0.857
	0.2	1.99	0.801	1.93	0.834	1.88	0.859	1.83	0.874	1.77	0.881
	0.3	1.89	0.797	1.83	0.833	1.78	0.860	1.73	0.877	1.68	0.884
	0.4	1.80	0.780	1.75	0.817	1.70	0.845	1.65	0.865	1.60	0.875
	0.5	1.73	0.755	1.68	0.793	1.63	0.823	1.59	0.844	1.54	0.857
	0.6	1.66	0.729	1.62	0.766	1.57	0.798	1.53	0.820	1.48	0.836
	0.7	1.61	0.700	1.56	0.740	1.52	0.771	1.48	0.795	1.43	0.814
	0.8	1.56	0.674	1.51	0.715	1.47	0.747	1.43	0.772	1.39	0.790
	0.9	1.51	0.652	1.47	0.689	1.43	0.722	1.39	0.750	1.35	0.769
	1.0	1.47	0.630	1.43	0.667	1.39	0.700	1.35	0.728	1.31	0.750

注) 係数kおよび相関係数rは最大耐力実験値/支圧終局耐力(計) ≤ 1.0のデータに対する値

図10 相関係数の変動状況

の係数kは、実験値から逆算して得られる値であり、これらの値は、実験値と計算値の相関を考慮して以下のように定めた。

まず、軸力および接合部せん断補強筋量の効果に関する係数AおよびBは、これらの効果の最小と最大を考慮して係数の取り得る範囲を0~1.0とし、この範囲でAおよびBを種々に変化させた。係数kは、あるAおよびBを設定した後、各試験体ごとに実験値から逆算して求め、全試験体に共通の係数kは各試験体ごとに得られた係数kの平均値とした。そして、計算値と実験値との相関は、A、Bおよび得られた全試験体に共通の係数kを用いて再計算した値と実

験値を比較して算出した。

以上のようにして算出された種々のA、B時における計算値と実験値との相関係数rおよび係数kの一覧を表2に示し、図10に各係数の組合せ時における相関係数の変動状況を示す。また、図11は計算値と実験値の相関が最良となる場合(A=1.0, B=0.3, k=1.68)のせん断耐力計算値を用いて最大耐力実験値/支圧耐力計算値-せん断耐力計算値/支圧耐力計算値の関係を示したものである。表2に示すように接合部せん断補強筋量の効果に関する係数Aが1.0で軸力の効果に関する係数Bが0.3のとき、計算値と実験値との相関係

図11 expQu/calQbu-calQsu/calQbu関係

数 r は最大 (0.884) となり、図11からも明らかなように図8の場合より計算値は実験値と良く対応していることがわかる。また、支圧耐力がせん断耐力より小さい場合 (横軸の値が1.0以上の場合) には、最大耐力実験値/支圧耐力計算値は頭打ちとなり、支圧耐力で最大耐力が決定する傾向も得られている。また、破壊モードについてみると、柱梁接合部せん断破壊型あるいは支圧破壊型の判別が困難な面もあり、各文献においては破壊モードを明確に判別するまでには至っていないと考えられるが、少なくとも柱梁接合部せん断破壊型とされている試験体については、概ねせん断耐力計算値/支圧耐力計算値が1.0以下となり破壊モードを判別することができた。

次に、コンクリートのせん断強度および鉄骨ウェブの応力レベルについて、コンクリート圧縮強度30MPa、軸力ゼロ、F.B.P.なしの場合を例にとり本論文による方法とSRC規準式とを比較してみると、コンクリートの平均せん断強度は、本論文による方法のとき4.60MPa、SRC規準式では4.27MPaとなり、両者はほぼ同等の値である。しかしながら、このときの鉄骨ウェブの応力レベルは、本論文による方法で33.4MPa、SRC規準式では、鋼材種別がSS400の場合の降伏強度を235MPaとするとせん断強度は162.8MPa ($=1.2 \times 235 \text{ MPa} / \sqrt{3}$) となり、両者の評価法の顕著な違いは、この鉄骨ウェブの応力の評価にあることがわかる。

以上のような方法により、鉄骨梁のフランジとウェブが梁から連続して接合部を貫通する形式の十字形架構における柱梁接合部せん断破壊型あるいは支圧破壊型となる場合の最大耐力の評価は、可能であると考えられるが、本論文で示した方法には、コンクリート有効幅の取り方、各係数の取り方等いくつかの仮定が含まれているので、さらなる検討が必要であり、また、本論文で検討の対象とした既往の実験における軸力比の範囲は0.0~0.31であり、特に高軸力のもが含まれていないので、今後の検討が必要である。

§. 7 結論

鉄骨梁のフランジとウェブが梁から連続して接合部を貫通する形式の十字形架構の既往の実験データを用いて検討した結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 柱梁接合部のコンクリートせん断破壊と鉄筋コンクリート柱の

柱頭柱脚部におけるフランジ部コンクリートの支圧による圧壊とは密接な関係にあり、コンクリートの破壊が架構の耐力を決定する要因となる。

(2) 柱梁接合部せん断破壊型となる場合の架構の耐力は、コンクリートの破壊に基づいた方法により評価できるが、このときの柱梁接合部内鉄骨ウェブの応力レベルは、柱梁接合部周辺のコンクリートの破壊に伴う鉄骨ウェブの変形状態を考慮して定める必要があるといえる。

(3) 柱梁接合部せん断耐力には、柱梁接合部せん断補強筋量および導入軸力の大きさが影響する。

(4) 提案した柱梁接合部せん断耐力式は、検討に用いた既往の実験データの範囲において実験値を比較的良好に評価でき、少なくとも各文献においてせん断破壊型とされている試験体については、概ね破壊モードを判別することができた。

【謝辞】

本研究を進めるにあたり、日本大学名誉教授矢代秀雄博士には貴重な御助言を頂きました。ここに感謝の意を表します。

【付録】

付録. A 十字形架構の支圧耐力¹⁾

支圧耐力は、(A.1)式を満たす鉄筋コンクリート柱危険断面位置でのひずみ状態を求め算出する。

(1) 釣合条件基本式

$$\frac{k_1 \cdot k_3 \cdot x_n \cdot B_c \cdot \sigma_B}{\lambda_1} + \lambda_2 \cdot P_B \cdot \left(1 - \frac{B_c}{\lambda_1 \cdot B_b}\right) \cdot (N + T C_s) = 0 \quad \dots (A.1)$$

ここで、 $\lambda_1 = 1.0$ 、 $\lambda_2 = 1.0$ 、 $k_3 = 0.85$ とし、 k_1 は支圧終局耐力算出時においては0.81とする。

(2) 引張鉄筋と圧縮鉄筋の応力の差 ($T - C_s$)

a) 主筋が弾性範囲にある場合：

$$T - C_s = \epsilon_c' \cdot E_s \cdot \sum \left\{ a_{sx} \cdot \left(1 - \frac{d_x}{x_n}\right) \right\} \quad \dots (A.2)$$

b) 主筋が弾性範囲を超えた場合：

$$T - C_s = \epsilon_c' \cdot E_s \cdot \sum \left\{ a_{sx} \cdot \left(1 - \frac{d_x}{x_n}\right) \right\} + \sigma_{sy} \cdot \sum (a_{sx}) \quad \dots (A.3)$$

(3) フランジ部外の圧縮縁ひずみ ϵ_c'

$$\epsilon_c' = \left(1.25 - \sqrt{1.25^2 - \frac{k_1'}{0.488}}\right) \cdot \epsilon_u \quad (0 \leq \epsilon_c' < \epsilon_u) \quad \dots (A.4)$$

$$k_1' = \frac{k_1}{B_c - B_b} \left(\frac{B_c}{\lambda_1} - B_b \right) + \frac{\lambda_2 \cdot P_B}{k_3 \cdot x_n \cdot (B_c - B_b) \cdot \sigma_B} \left(1 - \frac{B_c}{\lambda_1 \cdot B_b}\right) \quad \dots (A.5)$$

(4) 圧縮縁からコンクリート合力までの距離を表す係数

a) フランジ部：

$$\left. \begin{array}{ll} \text{支圧破壊発生時耐力算出時} & k_2 = 0.4 \\ \text{支圧終局耐力算出時} & k_2 = 0.45 \end{array} \right\} \quad \dots (A.6)$$

b) フランジ部外：

$$k_2' = 0.07 \cdot \epsilon_c' / \epsilon_u + 0.33 \quad (0 < \epsilon_c' / \epsilon_u < 1.0) \quad \dots (A.7)$$

ここで、 $\epsilon_u = 0.002$ とする。

付録. B 柱梁接合部せん断ひび割れ強度²⁰⁾

(1) コンクリート引張応力度

$$F_t = \{0.5 + 0.42 \cdot (b_{np} - t_{jw}) / B_c\} \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{MPa}) \quad \cdots \cdots (B.1)$$

(2) せん断ひび割れ時のコンクリートせん断応力度

$$p_{\tau_c} = F_t \cdot \sqrt{(1 + \sigma_0 / F_t)} \quad (\text{MPa}) \quad \cdots \cdots (B.2)$$

(3) 接合部パネルのせん断ひび割れ強度

$$p_{Q_{cr}} = \beta \cdot p_{\tau_c} \cdot c_{mc} \cdot d \cdot B_c \cdot \{1 + G_s \cdot t_{jw} / (G_c \cdot B_c)\} \quad \cdots \cdots (B.3)$$

β : 直交梁のある場合 $\beta = 1.0$, 直交梁のない場合 $\beta = 0.9$

$G = E / \{2 \cdot (1 + \nu)\}$, (ν : ポアソン比 ν : コンクリート=1/6, 鉄骨=0.3)

$E_c = 2.06 \times 10^4 \times \sqrt{(\sigma_B / 19.6)} \quad (\text{MPa})$

$E_s = 2.06 \times 10^5 \quad (\text{MPa})$

(4) 接合部パネルのせん断力と柱せん断力との関係

$$p_{Q_{cr}} = \{H / m_B \cdot d - H_{mc} \cdot d / (L \cdot m_B \cdot d) - 1\} \cdot Q_{cr} \quad \cdots \cdots (B.4)$$

【記号】

a_s : 鉄筋断面積, B_b : 梁幅, B_c : 柱幅, b_{np} : フェイスベアリングプレート幅, C_s : 圧縮鉄筋の合力, m_d : 上下フランジの重心間距離, m_c : 左右の主筋間距離, d_s : 圧縮縁から鉄筋重心までの距離, E_c : コンクリートの弾性係数, E_s : 鋼の弾性係数, F_t : コンクリートの引張応力度, G_c : コンクリートのせん断弾性係数, G_s : 鋼のせん断弾性係数, H : 柱の反曲点間距離, k_1 : フランジ部断面におけるコンクリート圧縮応力分布の圧縮域での平均値と最大応力度との比, k_1' : フランジ部外断面におけるコンクリート圧縮応力分布の圧縮域での平均値と最大応力度との比, k_2 : フランジ部断面における圧縮縁からのコンクリート合力の作用位置を表す係数, k_2' : フランジ部外断面における圧縮縁からのコンクリート合力の作用位置を表す係数, k_3 : 圧縮応力最大値のコンクリート圧縮強度に対する比, L : 梁の反曲点間距離, N : 軸力, P_B : 梁せん断力, p_{τ_c} : 柱梁接合部せん断補強筋量, Q_{cr} : $p_{Q_{cr}}$ 時に柱に作用するせん断力, $p_{Q_{cr}}$: 接合部パネルのせん断ひび割れ強度, T : 引張鉄筋の合力, t_{jw} : 柱梁接合部内ウェブ厚, x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離, β : 直交梁の有無に関する係数, ϵ_c' : フランジ部外の圧縮縁ひずみ, ϵ_c : コンクリート圧縮強度時ひずみ, λ_1 : コンクリート圧縮合力のフランジ部断面への集中に関する係数, λ_2 : 梁せん断力のフランジ部外断面への分散に関する係数, ν : ポアソン比, σ_0 : 軸方向応力度, σ_c : コンクリート圧縮強度, σ_{by} : 柱梁接合部せん断補強筋の降伏強度, σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度, p_{τ_c} : せん断ひび割れ時のコンクリートせん断強度

【参考文献】

- 1) 村田義行: 柱RC梁Sからなる混合構造接合部の支圧耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第489号, pp.105~115, 1996年11月
- 2) 村田義行, 藤本純一, 楊柳: 柱RC梁Sからなる混合構造物の架構実験(その1. 十字形架構の実験概要および破壊状況)(その2. 十字形架構の実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1669~1672, 1994年9月
- 3) 正田雄高, 村田義行: 柱RC梁Sからなる混合構造物の架構実験(その4. 十字形架構実験I), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.899~900, 1995年8月
- 4) 坂口昇: 鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第428号, pp.69~78, 1991年10月

- 5) 西山功, 山内泰之, 長谷川隆: RC柱とSはりより成る柱はり接合部の水平加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1181~1182, 1990年10月
- 6) 本間優子, 杉山靖, 東端泰夫, 藤村勝, 持田哲雄, 毛井崇博: 柱RC梁S接合部の力学性状—その1. 予備実験計画および破壊経過—予備実験結果の検討—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1183~1186, 1990年10月
- 7) 以頭秀司, 杉山靖, 東端泰夫, 藤村勝, 毛井崇博, 本間優子: 柱RC梁S接合部の力学性状—その3. +, ト字形接合部—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1623~1624, 1991年9月
- 8) 井崎征男, 山内泰之, 福知保長: 鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁より成るテーパー・フランジ形状の柱—梁接合部に関する実験的研究(その4. テーパー角度と接合部帯筋の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1197~1198, 1990年10月
- 9) 三瓶昭彦, 吉野次彦, 佐々木仁, 山本哲夫: プレキャストコンクリート柱と鉄骨梁で構成された混合構造工法に関する研究開発(その1 工法の概要および実験計画)(その2 実験結果および検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1199~1202, 1990年10月
- 10) 田村幸一, 佐藤龍生, 成原弘之, 勝倉靖: 簡易な仕口による柱RC梁S複合構造の実験(その1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1893~1894, 1992年10月
- 11) 成原弘之, 飯島昭治, 西田哲也, 鈴木裕美: 簡易な仕口による柱RC梁S複合構造の実験(その4 梁降伏型骨組の性能検証と復元力特性モデル), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1665~1666, 1994年9月
- 12) 小澤潤治, 岩倉知行, 山本俊彦, 須田充司, 斎藤駿三: RC柱・S造はりで構成される合成架構に関する研究(その1 囲み板で補強した柱はり接合部の実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1897~1898, 1992年8月
- 13) 宮野洋一, ハツ繁公一, 藤本利昭: 柱RC・梁Sで構成される架構の実験的研究(その1 十字型架構の実験概要)(その2 十字型架構の実験結果および考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1829~1832, 1993年9月
- 14) 藤本利昭, ハツ繁公一, 宮野洋一: 柱RC・梁Sで構成される架構の実験的研究(その3. 十字形・ト字形架構の実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1685~1686, 1994年9月
- 15) 菊川和俊, 渡辺一弘, 中尾悟, 石橋一彦, 伊藤英勝: 柱鉄筋コンクリート・梁鉄骨造の接合部に関する実験的研究(その1 8 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1651~1652, 1994年9月
- 16) 谷垣正治, 岩田吉弘, 野路利幸, 山本一郎, 小坂英之, 小田稔: 柱RC梁S構造の接合部性能に関する研究(その1) 実験概要(その2) 接合部破壊形式の分類(その3) 最大耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1657~1662, 1994年9月
- 17) 坂口昇: 鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第428号, 1991年10月, pp.69~78
- 18) American Society of Civil Engineers: GUIDELINES FOR DESIGN OF JOINTS BETWEEN STEEL BEAMS AND REINFORCED CONCRETE COLUMNS, Journal of Structural Engineering, Vol.120 No.8, Aug.1994, pp.2330~2357
- 19) 西村泰志, 南宏一, 若林實: 鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第365号, pp.87~98, 昭和61年7月
- 20) 村田義行, 正田雄高: 柱RC梁Sからなる混合構造物の架構実験(その5. 柱梁接合部せん断ひび割れ強度), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.901~902, 1995年8月

(1998年5月6日原稿受理, 1998年9月18日採用決定)