論文

[2089] SRC内部柱梁接合部の剪断抵抗性状

正会員〇城 攻 (北海道大学建築工学科)

正会員 後藤康明 (北海道大学建築工学科)

正会員 柴田拓二 (北海道大学建築工学科)

1. 序

近年、建築物の高層化に伴ってコンクリート強度が高まると供に、階高を低めるために従来より梁成 を小さくする傾向がある。本研究では、鉄骨鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断耐力に及ぼす梁 柱成比(柱成に対する梁成の比)、及び高強度コンクリートを含むコンクリート強度の影響を明確にすること を目的として、それらを変数とした十字形SRC内部柱梁接合部模型試験体の剪断破壊実験を行 った。また、接合部内での鉄骨と鉄筋コンクリートの耐力の分担割合を把握するために、SRC試験体 の内部鉄骨と同形の純鉄骨試験体についても加力実験を行ったのでそれらの結果を報告する。

2.実験概要

2.1 実験計画

試験体は実大のおよそ1/2縮小模型を想定し、日本建築学会SRC設計規準式を用いて、接合部 ハ*ネルの剪断破壊が梁柱の曲げ降伏に先行するように設計した。実験変数は、柱成を一定にして梁 成を変化させて与えた柱梁成比αが 2/3, 1, 4/3の3種と、コンクリート予定強度Fc=300と600kg/cm² の2種である。これらの変数の組合せによる4体のSRC試験体と、梁柱成比を変えたそれぞれ のSRC試験体の内部鉄骨と同形の純鉄骨試験体3体を作製した(表-1)。

2.2 試験体

図-1に試験体の形状・寸法および部材断面の詳細、図-2に接合部詳細図を示す。鉄骨は、柱梁のフランジに板厚16mmのSM50材を、柱梁のウェブ及び柱の直交ウェブ先端のフランジ(以降、直交フランジと称す)にはそれぞれ板厚4.5mm,9.0mmのSS41材を用い、柱は組立十字形鋼、梁は組立H形鋼とし、接合部は梁フランジ貫通型としている。鉄筋は、柱主筋に 12-D10(SD80)を、梁主筋の1段目に4-D13

(SD100)と2段目に4-D10(SD80) を用い、全ての剪断補強筋には SR30相当の6øを用いた。接合部 補強筋比は、いずれもpw=0.19% となるように配筋している。

表-1 試験体名と実験変数

試験	構造	実験	<u>変数</u>
体名	種別	α	Fc
B1-F3	SRC	1	kg 2
B2-F3	SRC	2/3	300
B3-F3	SRC	4/3	
B1-F6	SRC	1	600
S-B1	S	1	
S-B2	S	0.65	
S-B3	S	1.35	
α:柱梁瓦	比、F	C: コンクリ	小強度



表-2 コンクリートの力学的特性									
試験体	бв	εв	E 1/3						
B1-F3	322	2300	2.42						
B2-F3	321	2300	2.34						
B3-F3	316	2400	2.38						
B1-F6	538	2500	2.87						
$\varepsilon_{B}:(\mu)$ $\sigma_{B}:(kg/cm^{2})$									
Ε	1/3 :X	10 ⁵ (kg	/cm²)						

表-3	鋼材の	力学的特性	σ,Ι	E : (kg/0	cm²) 俏	『び:(%)
材種	材寸法	使用位置	σy.	бв	伸び	Ex10 ⁶
SD100	D13	梁主筋	11300	11700	10.0	2.23
SD70	D10	梁柱主筋	8070	10000	12.0	2.02
SR30	6 <i>¢</i>	横補強筋	3330	4270	23.7	2.12
SM50	PL-16	梁柱75ンシ	3750	5330	36.8	2.05
SS41	PL-4.5	梁柱ウェブ	3480	4900	31.8	1.93
SS41	PL-9	並行フランシ	3270	4640	36.8	2.04

純鉄骨試験体では、梁柱の横座屈や加力部 分の局部座屈を防ぐため要所にスチフナを溶接 した。試験体に用いたコンクリートおよび鋼材の 力学的特性を表-2、3に示す。

2.3 加力及び計測

地震時における柱梁接合部の応力状態を 再現するためにアクチュエーターによって柱頭に水 平力を加え、梁・柱反曲点をピッローラーで支持 した。図-3に加力装置の概要を示す。SRC 試験体には、σ β/6相当(σ β: コンクリート実強度) の定軸力を加え、純鉄骨試験体にはそれと 対応する SRC試験体内部の鉄骨のパネル部分 の歪度より鉄骨の負担軸力を求めてそれを 軸力として加えた。図-3に示す軸力装置 ではP-ム効果が発生しない。加力は、3サイ クルピークで接合部剪断耐力計算値の80%に至 るように設定し、1、2サイクルの加力を荷重制 御とし、3サイクルでのピーク変位るyを基準変位 としてそれ以降のサイクルを図-4に示すよう な変位制御として正負交番繰り返しの加力 を行った。各加力ステップ毎に加力、反力及び 柱・梁・接合部パネルの相対変位、主要位置 での鉄筋歪度などの計測を行い記録した。

3.実験結果及び考察

3.1 亀裂及び破壊性状

接合部パネル初亀裂は、4体とも曲げは± 1 サイクル、剪断は±2 サイクルに発生している。 図-5に例示する様にパネル部分の剪断亀裂 は、4体に共通して直交鉄骨梁のウェブによ って分けられた二つの領域に分かれて発生 し、それぞれの領域の対角線上、またはそうな れと平行の斜め亀裂が発生する。この亀裂









-538-











B2-F3



められず、接合部ウェブパネルの剪断降伏によって終局状態に至ったものと思われる。

3.2 復元力特性

図-6に
柱剪断力Qc-層間変形角R関係の例と、図-7に全試験体のスケルトンカーブを示す。全ての試 験体においてループ形状は、5サイクル(パネル剪断変形角γがおよそ0.01radを超えウェブの降伏が生ずる) 以降にやや逆S字形になるが、RCの柱梁接合部が剪断破壊を起こした場合に生ずる耐力やIネルギー 吸収能力の急激な低下はみられず、SRCの場合は骨組みの崩壊形式として部分的に柱梁接合部の剪 断降伏を認めて良いと思われる。但し、鉄骨の負担分が少なくなれば、RCの挙動が卓越すること になるので、鉄骨の負担割合に下限を設ける必要が予測できる。また、梁柱成比が大きくなるほ ど、コンコクリート強度が高くなるほど最大耐力発生時変形が小さくなることに注意を要する。

3.3 接合部パネルの変形

図-8に最大耐力正加力時の接合部パー 神変形を、柱表面と内部鉄骨ウェブ・4 隅で計測したものを比 較して示す。梁柱成比が小さくなるほど鉄骨ウェブの変形割合が大きくなり、またいずれの試験体 も剪断力が小さい時ほど両者の差異は大きくなる傾向がある。図-9には Qc-7関係を示してい るが、鉄骨試験体のγは 梁柱成比が同じSRC試験体の鉄骨ウェブで計測されたγに合わせて加力試 験を行った結果である。いずれの鉄骨試験体にも、同一変位での繰り返し加力による耐力低下や



図-9 柱剪断力Qc-接合部剪断変形角γ 関係 Q_{c} (tonf) γ (x10⁻³ rad)

スリップ性状は認められないが、SRC試験体では、梁柱成比が大きくなるほど同一変位繰り返しによ る耐力低下とループの逆S字化がやや顕著になる。また、図示していないが、梁柱成比が大きくな ると架構の変形に占める接合部パネルの剪断変形の割合が増えることから、梁成を大きくすると架 構の剛性は上がるが、柱梁接合部の剛性が相対的に下がるため、設計時に接合部の剛性を評価す る場合には梁柱成比も検討の要因となる。

3.4 耐力

(1)柱梁接合部剪断初亀裂耐力 剪断応力度の算出には、柱主筋の重心間距離mcdと柱幅cb からなる接合部有効断面積を用いている。表-4の(1)に剪断初亀裂発生時、(2)にパネル剛性低下時 の2種類の耐力を示す。計算値 て ฉล เ-1 は初亀裂応力度がコンクリート強度 σ вに比例し、鉄骨ウェブと並行 7ランジを等価なコンクリート断面積に算入して求め、計算値 r 。aleは軸力を考慮した主応力度式に基づい ている。表-4(1)によれば、 て са н が高強度コンクリートで大きな値を示す他は両計算値に大差はない。 実験値の計算値に対する比は、梁柱成比が小さいほど大きくなり、分散が比較的小さいて。saleで も0.89~1.77に分布する。表-4(2)の実験値は計算値との対応が概ね良くなり、軸力を考慮した て са неは若干ではあるが т са н より更に対応が良くなる。しかし、(1)の場合とは反対に梁柱成比 の大きなものほど差異が大きい。図-8から類推できるように、十字型柱鉄骨断面を有するSRC接 合部では、並行フランジにコンクリートが拘束されているために、内部応力と表面応力とに大きな相違が生 じていることが予想される。SRC内部鉄骨のウェブパネルの歪度は、目視によるパネル表面の亀裂発生前 にはコンクリートの亀裂時引張歪度に達していることから、表面での亀裂発生前に内部で亀裂が発生し、 パネルの剪断剛性低下として現れるものと考えられる。しかし、設計の目的によって剪断初亀裂発

<u> </u>													
REPERT QC-exp(t)			τε	XP	m 0.2]s]	exp/	'cal-1	m 021-2	exp/	cal-2		~	1 2'
BAJAX PP	ĨE_	負	正	負	r carr	Æ	負	1 Carz	ĨĔ	自	OB	α	T Carz
B2-F3	3.86	3.80	68.4	67.3	37.7	1.81	1.81	45.4	1.51	1.48	321	2/3	67.1
B1-F3	6.02	3.92	64.2	41.8	37.8	1.70	1.11	44.6	1.44	0.94	322	1	54.0
B3-F3	6.11	6.98	43.0	49.1	37.1	1.16	1.32	44.3	0.97	1.18	316	4/3	46.5
B1-F6	8.04	4.58	85.8	48.9	63.2	1.36	0.77	64.5	1.33	0.76	538	1	78.0

<u> 表-4(1)</u> 目視によ	る剪断初亀裂発見時の剪断応力度 <pc <p=""><</pc>	$(\tau, \sigma_{\rm B}: kg/cm^2)$

表-4	(2)	剪断刚性低]	下時の剪断応力度 <psて></psて>

	计除什	Qc-e	<u>xp'(t)</u>	τε	XP	exp/	cal-1	exp/	ca1-2		$\tau \exp = \frac{\pi}{a \cdot b} \left(\frac{\pi}{a \cdot b} - 1 \right)$
l	訊歌件	E	負	正	負	Ē	負	Ĩ	負	TCalz	τ cal-1=0.1.(1+ β). σ_{β}
	B2-F3	2.21	2.16	39.1	38.3	1.04	1.02	0.86	0.84	39.4	$\tau \operatorname{cal} - 2 = \sqrt{F_1^2 + F_2 + \sigma_{n-1}} (1 + \beta)$
	B1-F3	3.97	5.02	42.4	53.5	1.12	1.42	0.95	1.20	45.5	$f(\mathbf{r}) = \mathbf{r} + \mathbf{r}$
	B3-F3	8.11	6.06	57.2	42.6	1.54	1.15	1.29	0.96	50.7	15 +d
	B1-F6	4.51	4.58	48.1	48.9	0.76	0.77	0.75	0.76	65.8	$\beta = \frac{10 \text{ co-su}}{\text{ob: oi}}$

表-5(1)	鉄骨る	ヒRC	の耐力	7分担割合	(%)
--------	-----	-----	-----	-------	-----

計 算	値		実い	€ 値	
剪断耐	力時	初亀裂	発生時	最大面	力時
RC	S	RC	S	RC	S
59(4)	41	68	32	55	45
61(4)	39	66	34	54	46
61(4)	39	74	26	59	41
71(3)	26	76	24	74	26
	計算 99断 RC 59(4) 61(4) 61(4) 71(3)	計 算 値 列断耐力時 RC S 59(4) 41 61(4) 39 61(4) 39 71(3) 26	計算值 剪断耐力時 初進裂 RC S 59(4) 41 68 61(4) 39 61(4) 39 71(3) 26	計算值 実順 剪断耐力時 初龜裂発生時 RC S FRC S 59(4) 41 68 32 61(4) 39 61(4) 39 71(3) 26	計算值 実験値 剪断耐力時 初亀裂発生時 最大師 RC S RC S 59(4) 41 68 32 55 61(4) 39 66 34 54 61(4) 39 74 26 59 71(3) 26 76 24 74

()内は接合部横補強筋の分担割合で内数

生時耐力とパネル剛性低下時耐力が使い分けられることを可 能とするために、それぞれの実験値とτ ool2との回帰分析 により梁柱成比αによる修正式を以下のように導いた。

· ハ*ネル剪断初亀裂発生時剪断応力度:

 $p_{s} \tau_{cal2}' = 1.16 \cdot p_{s} \tau_{cal2} \cdot \alpha^{\theta.363}$

内部初亀裂を表わすと考えられる。τ ο ω 12'は、αが小さいほど鉄骨の変形がRC部分の変形に比べて大きくなり、鉄骨の等価剛性が小さくなるためこのような回帰式が得られたものと思われる。

(2) 柱梁接合部の終局剪断耐力

パネルモーメントjMuは、SRC規準の耐力式によって算出する。

 $JM_{U}-cal = {}_{o}V_{\bullet} (JF_{s} \cdot J\delta + {}_{u}p \cdot {}_{u}\sigma_{y}) + 1.2 {}_{s}V \cdot {}_{s}\sigma_{y}/\sqrt{3}$ ここに JF_{s}=min (0.12F_{o}, 18+3.6F_{o}/100) J\delta = 3, ${}_{o}V_{\bullet} = ({}_{o}b+{}_{b}b)/2 \cdot {}_{mb}d \cdot {}_{mc}d, {}_{s}V = {}_{J}t_{u} \cdot {}_{sb}d \cdot {}_{sc}d$ なお柱剪断力は次式で求められる。 ${}_{o}Qcal = \ell/(\ell - {}_{mc}d)h' \cdot {}_{J}M_{U}-cal$

式中のmbdは梁主筋の重心間距離、。bは柱 幅、bbは梁幅、h'は柱内のり長さ、ℓは梁の 反曲点間距離(柱スパン)であり、鉄骨のウェブに直 交フランジの断面積も算入して抵抗剪断力を計算 する。表-5(2)と(3)に、純鉄骨試験体および SRC試験体の接合部パネル終局時柱剪耐力を示す。 表-5(3)によると梁柱成比の小さいものほど実 験値と計算値の差が大きくなっている。SRC 試験体の耐力から同一パネル剪断変形時の鉄骨試 験体の耐力を差し引くことによって求めた表-5(4)のRC部分の耐力(図-10参照)も同様な 傾向を示すが、計算値に対する実験値の増大率

表-5(2) 鉄骨試験体の最大耐力(tonf)

扩除体	実験値	計算値	exp						
PLACE	cQexp	cQcal=cQp+cQf	cal						
S-82	+ 6.0	3 2 - 1 0 + 2 2	1.81						
5 02	- 5.8	5.5 - 1.0 + 2.5	1.75						
S-R1	+ 8.0	51-17+97	1.48						
5 01	- 7.9	J.4 - 1.1 + J.1	1.46						
S-83	+ 9.5	90-25+55	1.19						
	- 8.7	0.0 - 2.5 + 5.5	1.09						
Qp=717	Qp=ウェブパネル負担分、cQf=並行フランジ負担分								

来.5(2) CDC=4時代の目上に

A-3 (3) STU武駅 体の取入則人									
計除体	実験値	計算値	exp						
144 AX 14	cQexp	cQcal	cal						
P7-F2	+13.3	0.10	1.63						
02-13	-12.9	0.12	1.59						
P1_F2	+17.3	10.0	1.25						
D1-12	-16.7	13.0	1.21						
02.52	+23.1	00.7	1.12						
03-13	-22.0	20.7	1.06						
P1-F6	+23.8	20.4	1.17						
DIFIO	-23.0	20.4	1.13						

表-5(4) RC部分の推定最大耐力

野酸体	実験値	計算値	exp
P147 /4	cQexp	c Q cal	cal
02-52	+7.30	4 00	1.51
02-13	-7.10	4.02	1.48
P1-F2	+9.30	0 10	1.11
D1-12	-8.80	0.40	1.05
02.02	+13.6	10.7	1.07
03-13	-13.3	12.7	1.05
P1_F6	+15.8	15.0	1.05
D1-L0	-15.1	15.0	1.01



図-10 同一梁丈を有する試験体のQc-γ

は鉄骨部の方が大きくなっている。

純鉄骨試験体における耐力の増大の要因の一つは、 鉄骨接合部ウェブ、4周の フランジによる枠効果によるも のと考えられる。枠効果とは若林 實 博士らにより 提唱されているもので[2]、接合部を囲むロ形フランジがラーメン としての剪断変形を強制される際の抵抗力が、パネルの剪断 耐力に寄与する効果をいう。図-11はパネル周辺のフランジの両 面に貼った2枚のゲージ、の歪度の差を示しているが、これは 板の曲率に比例するので、値が大きいほどフランジがフレーム形の 変形を生じて枠効果が大きいことを示す。梁柱成比αの小 さいものほど枠効果が高く作用していると考えられる。本

実験では、柱および梁の降伏が生じないように鉄骨のフランジ



図-11 接合部鉄骨歪計測位置と フランジの曲率分布

には厚さ16mmの比較的厚い板を用いたので、フレーム枠の小さいほど、即ちαの逆数に比例して、実験値に枠効果の影響が大きく現れたものと思われる。十字型柱鉄骨を用いた場合、加力方向に並列する柱の並行フランジが負担する剪断力に関しては、図-11に示した並行フランジ縁の歪度からモーメ ントを求め、これより算出した剪断力を表-6に示す。全試験体とも並行フランジは大きな剪断力を負担していることが分かる。

また、表-5(4)より、RC部分の耐力も梁柱成比の影響をうけてなんらかの効果によって高く なっていることが分かる。図-5の亀裂性状から推察できるようにRC部分に対して直交梁ウェブ が上下方向の補強材として作用するため、αが小さくて接合部形状が偏平な場合には2つの 45° 斜め圧縮ストラットを有する2連トラスが形成され易くなるのに比べて、αが大きい場合には角度の大き い圧縮ストラットが形成されるため、圧縮ストラットの耐力時水平成分が減少するものと考えられる。

ここで、表-5(3)と(4)に示した鉄骨およびRC部分の終局剪断耐力実験値とパネルモーメント計算値 」Mu-calの関係から、梁柱成比αを変数としてベキ乗回帰式を求めた結果を次に示す。

・内部鉄骨負胆力 」Mus-cal' = 1.40・」Mus-cal・α^{-0.607}

・RC部分負担力 $_{J}M_{U}C-cal' = 1.17 \cdot _{J}M_{U}C-cal \cdot \alpha^{-0.516}$

ここに 」Mus-cal:」Mu-calの第2項 」Muc-cal:」Mu-calの第1項

この回帰式によると、梁柱成比αが大きくなると接合部剪断耐力は内部鉄骨、RC部分ともに 相対的に小さくなり、その傾向は鉄骨部分の方がやや明瞭となっている。

4. 結 語

柱成に対する梁成の比を変化させてSRC内部柱梁接合部の剪断実験を行った結果、接合部の 形状に大きく影響され、接合部剛性や接合部剪断耐力の評価に関しても梁柱成比を考慮する必要 があることが分かった。本報告では、便宜的に梁柱成比のベキ乗の形で既往の計算値を補正する 回帰式を示したが、今後は内部鉄骨の枠効果や、RC部分の圧縮ストラットの形成に伴う応力伝達機構 を明らかにして、これに基づく梁柱成比の影響を考慮した耐力式等を導く必要がある。

[謝辞]本研究は文部省科学研究費補助金一般C(課題番号01550434)により行った。

[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(1987年改訂) 2)若林 寅・南 宏一・西村泰志:鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部の剪断耐力、日本建築学 会構造系論文報告集、No.365、1986.7