

鉄筋コンクリート柱と鉄骨はりで構成される架構(RCSS 構法)の構造特性

坂口 昇
(技術研究所)
富永 博夫
(構造設計部)
村井 義則
(構造設計部)
高瀬 雄一
(構造設計部)
首藤 恵治
(技術研究所)

§ 1. はじめに

柱が鉄筋コンクリート造(RC造)、梁が純鉄骨(S造)から成る複合構造は、スパンが大きくとれることや軽量化が図れること、型枠工事が省力化できること等において純RC造に優っている。また、純S造に比較しても柱梁接合部の仕組みが非常に簡単になり、そのメリットは大きい。しかし、建築学会のSRC規準¹⁾に指摘されているごとく、「純RC造柱とS造梁の組合わせでは接合部に十分な剛性や耐力が期待できないのでは？」との懸念から、本格的に使用されることはほとんど無かった。

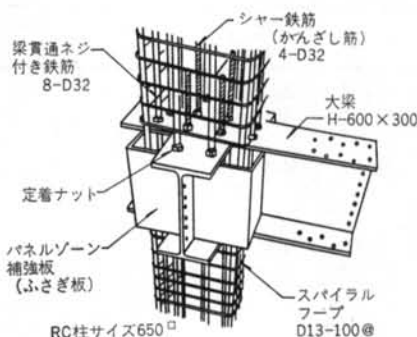
一方、鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)柱と鉄骨梁からなる構法は、構造部材の適材適所を図る構法の一つとして早くから研究が行なわれ実績も多いものであるが、この構法の延長として柱内の鉄骨が少ない場合についても研究が行なわれるようになってきた^{2)~6)}。究極的に、柱SRC、梁S構法において、柱内の鉄骨が無くなった場合が本構法となる。

本論は、純RC造柱とS造梁の複合構造において、接合部に工夫を凝らすことにより剛接合を形成することが可能であることを実験により示すものである。この構法は、当社においてRCSS構法(Reinforced Concrete and Steel System)と呼ばれているものである⁷⁾。

§ 2. 構法の概要

本構法はあらゆる用途の建物に適用できると考えられるが、スパンが約8mの5~6階建の店舗建築に適用することを想定して実施設計したものについて述べる。柱は主筋にネジ付き鉄筋を使用したRC造であり、梁はH形鋼である。柱・梁の接合部を図一に示す。柱の主筋のうち四隅の主筋は梁と交差しないが、他の主筋は鉄骨梁を貫通し、上下のフランジ面で定着ナットによって締め付けられている。さらに、梁鉄骨の交差部にはシャ-

鉄筋(以下、かんざし筋と呼ぶ)が配されている。柱主筋はスパイラルフープで囲まれ、梁ブラケットとともに工場で先組され、現場で機械継手によって主筋をつなぐことにより建て込まれる。したがって、現場での鉄筋工事が無くなり工期短縮の大きな要因となる(写真一)。柱梁接合部の外周をぐるりと鉄板で覆い(以下、ふさぎ板と呼ぶ)、接合部パネル内のコンクリートを拘束することによって強剛な接合部を構築する。しかも、このふさぎ板はコンクリート型枠も兼ねることになるので、柱



図一 接合部詳細図



写真一 1

試験体		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
形状		十字形(中柱)			ト字形(外柱)	T字形(柱頭)	
接合部鉄骨		H-594×302 (SM50A)				H-582×300×12×17 (SS41)	
		×14×23	×14×23	×22×22	×14×23		
軸力		0	285 t (0.3 F _c A _c)		0~285 t (0~0.3 F _c A _c)	0	
RC 柱	断面	b×D=650×650 A _c =4,225 cm ²					
	コンクリート	F _c =225 kg/cm ² (普通)					
	主筋	12-D 32 (SD35) (ネジ鉄筋), P _t =0.75%, P _g =2.26%					
	フープ筋	SP.Hoop□-D13-100@ (SD30), Hoop□D 10-100@, P _w =0.61%					
接合部パネル	かんざし筋	4-D 32 (SD 35) (ネジ鉄筋)					
	ふさぎ板	CH.円-6 (SS 41)					
	柱フープ筋	Hoop. □-D 13-100@ (SD30), P _w =0.39%					
S 梁(一般部)		H-582×300×12×17 (SS 41)					
ス ラ ブ		B×t=1640×155, デッキプレート BDL-12, スタッドボルト 2-16 φ, 230@, H=130					

表-1 試験体一覧

鋼材	厚さ, 公称径 (mm)	降伏点		ヤング係数		引張強さ	
		(kgf/mm ²)	{MPa}	10 ⁴ (kgf/mm ²)	{GPa}	(kgf/mm ²)	{MPa}
No. 1, 2, 4 フランジ	23.1	39.8	390	2.06	202	57.8	567
No. 5, 6 フランジ	16.4	40.5	397	2.14	210	53.8	528
No. 1, 2, 4 ウェブ	14.1	44.8	439	2.00	196	58.2	571
No. 5, 6 ウェブ	11.7	40.5	397	2.07	203	54.8	537
No. 3 フランジ, ウェブ	21.6	45.8	449	2.05	201	58.3	572
No. 1~4 ふさぎ板	6.1	26.2	257	1.89	185	34.8	341
No. 5 ふさぎ板	5.8	19.9	195	2.03	199	30.0	294
No. 1~4 主筋	32	39.4	386	1.93	189	57.3	562
No. 5, 6 主筋	32	40.5	397	1.84	180	58.9	578
No. 1~4 接合部フープ	13	36.2	355	1.64	161	54.1	531
No. 5, 6 接合部フープ	13	39.5	387	1.86	182	57.8	567
コンクリート	圧縮強度		ヤング係数		引張強度		比重
	(kgf/cm ²)	{MPa}	10 ⁵ (kgf/cm ²)	{GPa}	(kgf/cm ²)	{MPa}	
No. 1~4 柱, スラブ	259	25.4	2.34	22.9	22	2.16	2.2
No. 5, 6 柱	246	24.1	2.13	20.9	17	1.67	2.3

表-2 使用材料の試験結果
型枠の省力化に寄与している。

§ 3. 実験計画

本構法は, RC 造柱と S 造梁という異種構造部材の組

み合わせで架構を形成するため, 地震荷重に対して柱梁接合部が十分な耐力や剛性が発揮できるかどうか最も重要な問題点となる。そこで, 柱梁接合部を中心にした実大の架構試験体に, 地震荷重を想定した静的荷重を載荷して, 剛性, 耐力, 変形性能等の構造特性を明らかにする。

試験体は、十字形架構、ト字形架構およびT字形架構の3種類で、計6体である。試験体の一覧を表-1に、形状・寸法を図-2に、使用材料の試験結果を表-2にそれぞれ示す。

十字形架構では、軸力の有無および接合部パネル内の鉄骨ウェブの厚さをパラメータとし、T字形架構ではふさぎ板の有無をパラメータに設定する。

§ 4. 実験方法

4.1 十字形架構 (No. 1~No. 3)

試験体は、ほぼ実施設計の部材と同様の形状・寸法となっている。柱の断面は650mm角である。主筋は12-D32(ネジ付き鉄筋)である。かんざし筋は4-D32で、鉄骨梁の交差部を貫通し、フランジ面より上下に300mmの長さが突き出ている。梁はH-600×300シリーズである。接合部パネル内のウェブの厚さはNa1, Na2が14mmであるのに対して、Na3では22mmと厚くなっている。床スラブはデッキプレート形式で、スラブの主筋は梁に直角に配筋されている。したがって、梁の上端に引張応力が生じるときは純鉄骨梁として扱うが、上端が圧縮応力のときには合成梁としてスラブの効果を考慮する。接合部パネル外周のふさぎ板はCHP-6mmで、縞模様がコンクリート面に当たるように裏曲げて使用している。

柱と梁の耐力関係は、柱の曲げ降伏が梁の曲げ降伏に先行するように設計されている。これは対象とする建物が、①軸力が小さいこと、②柱のせん断破壊が生じないこと、③梁はスラブ付き合成梁の耐力まで考慮していること、④柱のサイズを特に大きくしたくないこと等を検討し、あえて柱降伏先行形としたものである。

加力方法は、図-3(a)に示すように柱の反曲点位置をピン・ローラで固定し、左右の梁が逆対称変形を生ずるように梁の反曲点位置に交番繰り返し載荷する。層間変形 R は図-3(a)に示すように、はりの反曲点を結ぶ直線と柱の反曲点を結ぶ直線のなす角度の変化量として定義する。Na2およびNa3には285tf(2.79MN)(0.3 A_cF_c)の軸力を載荷する。

4.2 ト字形架構 (No. 4)

試験体は、外柱と梁の接合部を中心とするト字形架構で、構成部材は基本的には十字形架構のNa1, Na2と同じであるが、柱の外側に120mmの厚さのコンクリートが付加されている。これは、梁間方向の梁と桁行方向の梁の交点が柱の中心になく、外側に片寄っていることによ

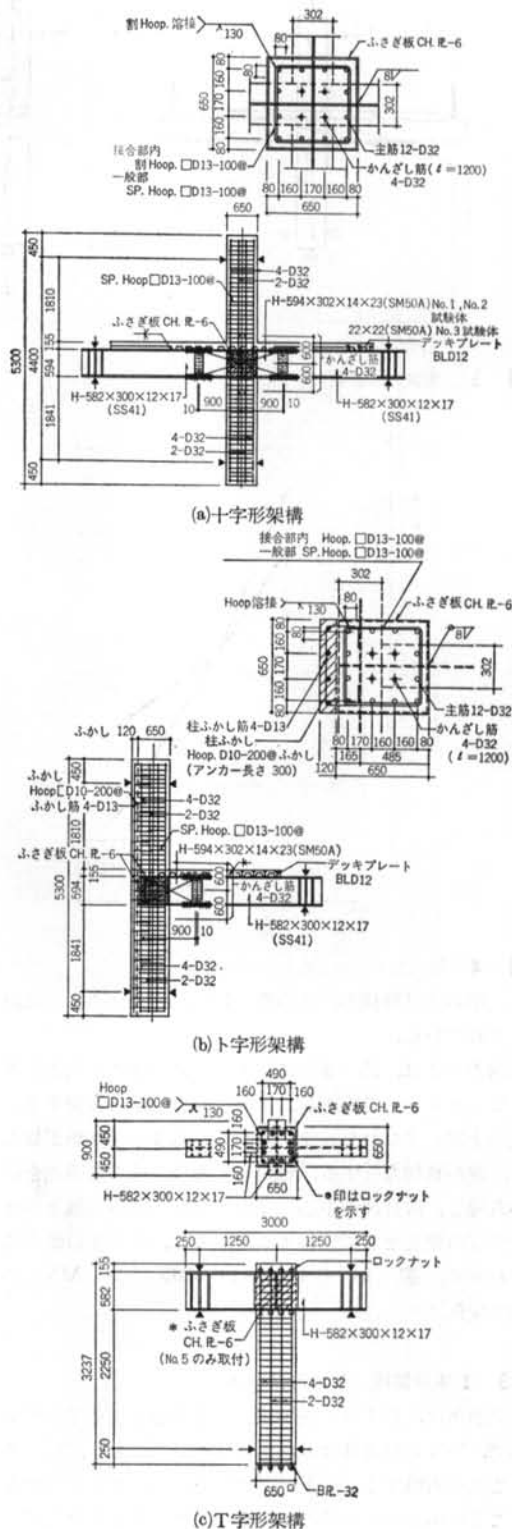


図-2 試験体の形状・寸法

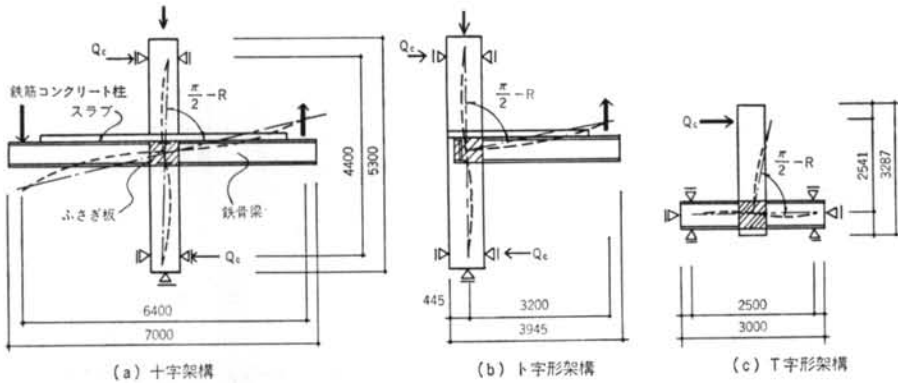


図-3 実験方法概要

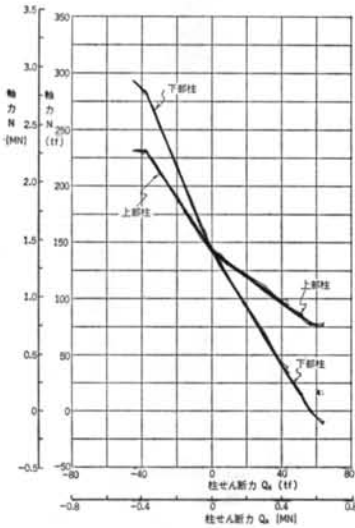


図-4 柱の軸力とせん断力の関係 (No. 4)

る。梁の曲げ降伏が、柱の曲げ降伏に先行するように設計されている。

加力方法は、図-3(b)に示すように、柱の反曲点位置をピン・ローラで固定し、梁の反曲点位置に荷重する。梁の上端、すなわちスラブ側が圧縮になるときが正加力で、逆が負加力とする。層間変形 R は、柱の反曲点を結ぶ直線と、接合部の中心と梁の反曲点を結ぶ直線とのなす角度の変化として定義する。軸力は、柱のせん断力に合わせて、図-4に示すように $0 \sim 285 \text{ tf} \{2.79 \text{ MN}\}$ の間で変化させる。

4.3 T字形架構 (No. 5, No. 6)

試験体は、最上階の柱梁接合部を中心とするT字形架構で、No. 5の接合部はふさぎ板で覆われており、No. 6ではこれを省略する。最上階では柱頭に降伏ヒンジができることが明らかであるので、梁は加力治具とみなして実際の設計より短くする。一方、柱の長さは反曲点位置を

考慮して、階高の約6割の長さをとる。主筋およびフープ筋はNo. 1～No. 4と同じであるが、かんざし筋は省略する。

加力方法は、試験体を天地逆にして試験装置にセットし、梁の両端をピン・ローラで固定し、柱の反曲点位置に水平の交番繰り返し荷重を載荷する。梁は実建物より短くなっているが、層間変形 R は図-3(c)に示すように便宜的に定義する。

§ 5. 実験結果

5.1 荷重-変形関係と破壊経過

表-3に実験結果の一覧を示し、表-5に柱のせん断力 Q_c と層間変形 R の関係を破壊経過とともに示す。No. 2, No. 3の点線は実験終了後に軸力を $600 \text{ tf} \{5.88 \text{ MN}\}$ まで上げて、せん断力を載荷したときの荷重と変形の関係である。図中の1点鎖線は計算による荷重-変形関係で、柱主筋が降伏した後は荷重が上昇しないとした(ただし、No. 4では梁の降伏荷重を上限とする)。接合部パネルがふさぎ板で覆われている試験体については、ひび割れを目視することができないので、コンクリートに埋め込んだ鉄筋片(D3)あるいはフープ筋のひずみが急増するときをもって、接合部パネルコンクリートのひび割れ発生時と判断した。これらの図より、以下のことが指摘できる。

(1) 十字形架構

(i) 荷重-変形関係は、RC柱の曲げ降伏先行形に特有の逆S形であるが、降伏後も靱性に富み安定したループとなっている。

(ii) 破壊経過は、No. 1およびNo. 3では柱の主筋が降伏したのち、接合部パネルのウェブとふさぎ板が降伏している。これに対し、No. 2では接合部パネルの降伏が先行している。

諸現象	試験体		No 1		No 2		No 3		No 4		No 5		No 6	
	加力の正負		正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負
柱曲げひび割れ発生	荷重 (tf)		7.3	-8.6	19.3	-21.3	21.4	-20.0	22.0	-17.1	-8.7	-8.0	5.9	-6.3
	変形 (1/1000)		0.7	-0.8	2.2	-2.4	2.2	-1.9	3.1	-3.6	1.0	-1.0	0.78	-0.82
接合部パネルひび割れ発生	荷重 (tf)		32.9		39.5		51.8		34.9		39.7		11.8	-14.3
	変形 (1/1000)		5.7		5.5		7.4		6.5		9.8		2.1	-2.5
主筋、鉄骨降伏	荷重 (tf)		43.3	-44.9	66.1	-56.3	70.0	-58.1	40.7	-37.8	34.8	-35.9	30.7	-33.4
	変形 (1/1000)		8.2	-8.9	13.9	-10.0	12.4	-8.8	8.7	-9.9	6.8	-7.5	7.6	-7.6
接合部ウエブ降伏	荷重 (tf)		53.9		55.4		-73.7		-41.4		降伏せず		降伏せず	
	変形 (1/1000)		12.5		9.8		-14.8		-15.4		—		—	
最大耐力	荷重 (tf)		61.7	-58.0	71.4	-71.2	78.8	-79.0	64.2 (-45.3)		48.8	-45.7	41.2	40.2
	変形 (1/1000)		20.7	-15.0	30.9	-30.0	19.6	-19.6	44.7 (-30.6)		50.1	-30.0	15.0	-15.1
最終変形	荷重 (tf)		58.7	—	68.3	—	74.0	—	61.2	—	48.8	—	30.8	—
	変形 (1/1000)		62.7	—	50.3	—	50.1	—	50.5	—	50.1	—	52.2	—
破壊モード			主筋降伏 ウエブ、ふさぎ板降伏		主筋降伏(圧) ウエブ、ふさぎ板降伏 主筋降伏(引)		主筋降伏 ウエブ、ふさぎ板降伏		フランジ降伏 ウエブ降伏 梁ジョイントスプライス座屈		主筋降伏 コンクリート圧壊		主筋降伏 コンクリート圧壊 接合部割裂	

注) *1: 最初のひび割れのみとする。*2: No. 4のみ梁鉄骨の降伏。*3: 最初の降伏のみとする。*4: No. 4の()は実験終了時最大耐力を記録し、まだ耐力上昇傾向にあるため確定値ではない。
1tf=9.8kN

表-3 実験結果一覧

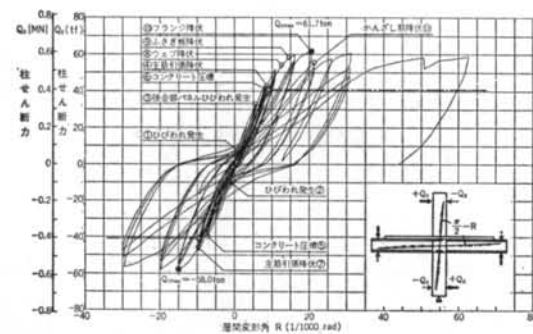


図-5(a) 荷重-変形関係 (No. 1)

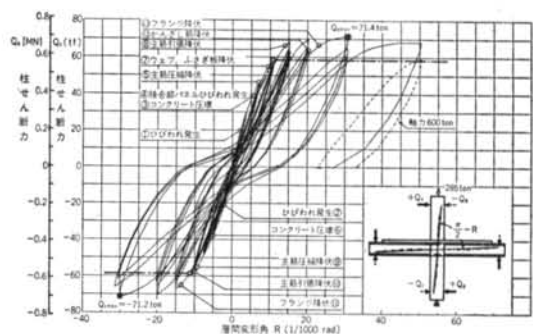


図-5(b) 荷重-変形関係 (No. 2)

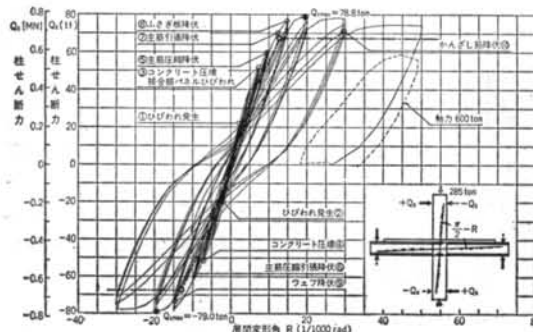


図-5(c) 荷重-変形関係 (No. 3)

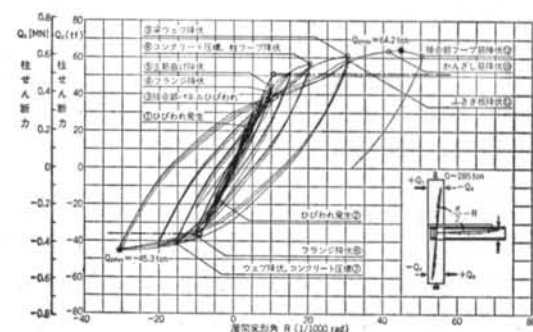
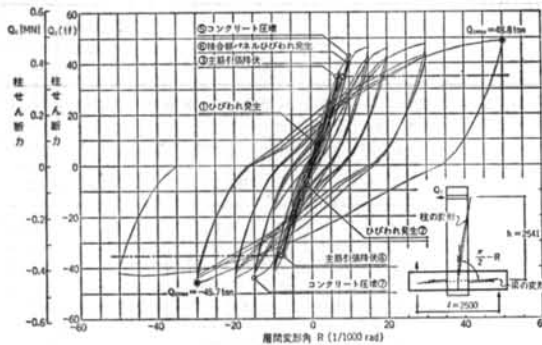


図-5(d) 荷重-変形関係 (No. 4)



図一5(e) 荷重—変形関係 (No.5)

(i)柱の主筋が降伏する荷重は、実験値と計算値が一致している。No.1では降伏後の耐力上昇が大きい。この原因として軸力の上昇が考えられる。No.2, No.3では軸力が常に一定になるようにコントロールしたが、No.1では柱頭部をジャッキで固定した。そのため、ひび割れ発生による柱の伸びが抑制され、その反力として軸力が生じたものと考えられる。上部柱では、軸力が最大で60tf (588kN)まで上昇していた。No.2では降伏後の耐力上昇は少ない。これは、接合部パネルの降伏が先行していることが影響していると考えられる。

(ii)軸力が600tf (5.88MN) ($0.63 A_c F_c$) のもとで $R \approx 1/20$ における耐力は、柱のせん断力で約60tf (588kN)であった。したがって、大変形時にも軸力を十分に保持し得ることが分かる。

(2)ト字形架構

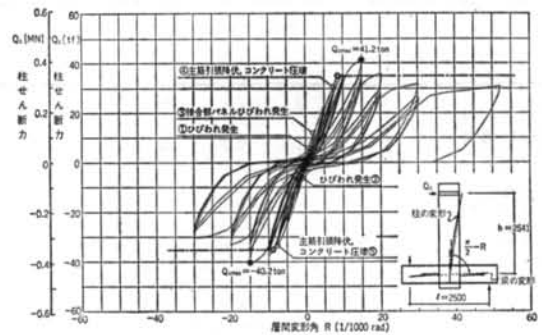
(i)荷重—変形関係は、鉄骨梁の曲げ降伏特有の紡錘形のループを描き、降伏後の靱性に優れている。

(ii)破壊経過は、鉄骨梁が降伏したのち柱主筋が一部局部降伏する。次に、接合部パネルのウェブが降伏する。最大耐力は、接合部外における梁ジョイント部のスプライスプレートが座屈することにより決まっている。

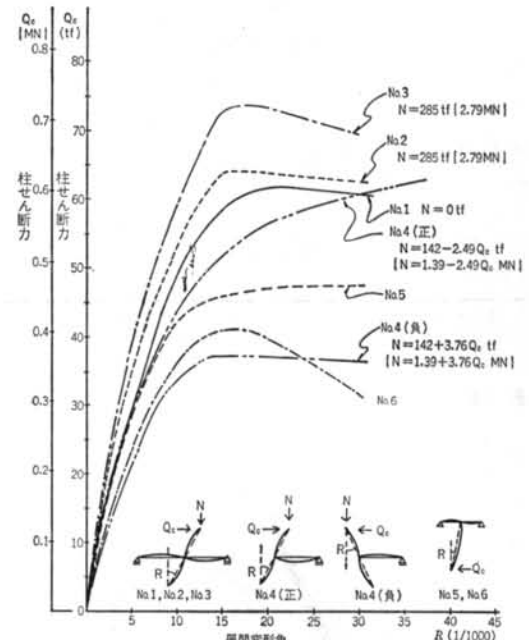
(iii)梁の降伏荷重は、正加力側 (梁上端圧縮時) では計算値より低くなっている。この原因として、計算値は梁の降伏が柱のフェースで生じると仮定したが、実際にはフェースより約270mm中に入った所で降伏している。これは、正加力側では軸力がゼロであることが影響していると考えられる。負加力側では、梁の降伏荷重は計算値と一致している。

(3)T字形架構

(i)ふさぎ板で接合部を覆ったNo.5の荷重—変形関係は紡錘形に近いループとなっているが、ふさぎ板の無いNo.6は典型的な逆S形となっている。また、No.5では柱の降伏後も耐力が低下しないのに対して、No.6では接合部における付着割裂により、主筋が抜け出して耐力が低下



図一5(f) 荷重—変形関係 (No.6)



図一6 荷重—変形関係包絡線 ($\phi \cdot \delta$ 効果を考慮)

試験体	$E R_y$	$E R_x$	保有水平耐力		塑性率 μ	構造特性係数 D_s
	(10^{-8} rad)	(10^{-8} rad)	(tf)	(kN)		
No.1	9.9	55.9	59.1	579.8	5.66	0.31
No.2	8.6	34.5	61.0	597.9	3.99	0.38
No.3	8.8	31.7	68.7	673.3	3.59	0.40
No.4 (正)	9.8	50.5	58.0	568.5	5.16	0.33
No.4 (負)	8.5	(30.6)	(36.1)	(354.1)	(3.62)	(0.40)
No.5	8.4	50.1	46.8	459.0	5.95	0.30
No.6	8.2	18.9	37.3	365.8	2.30	0.53

注 No.4 (負) では実験終了時に最大耐力を記録しているの
で参考値とする

表一4 保有水平耐力および構造特性係数
している。

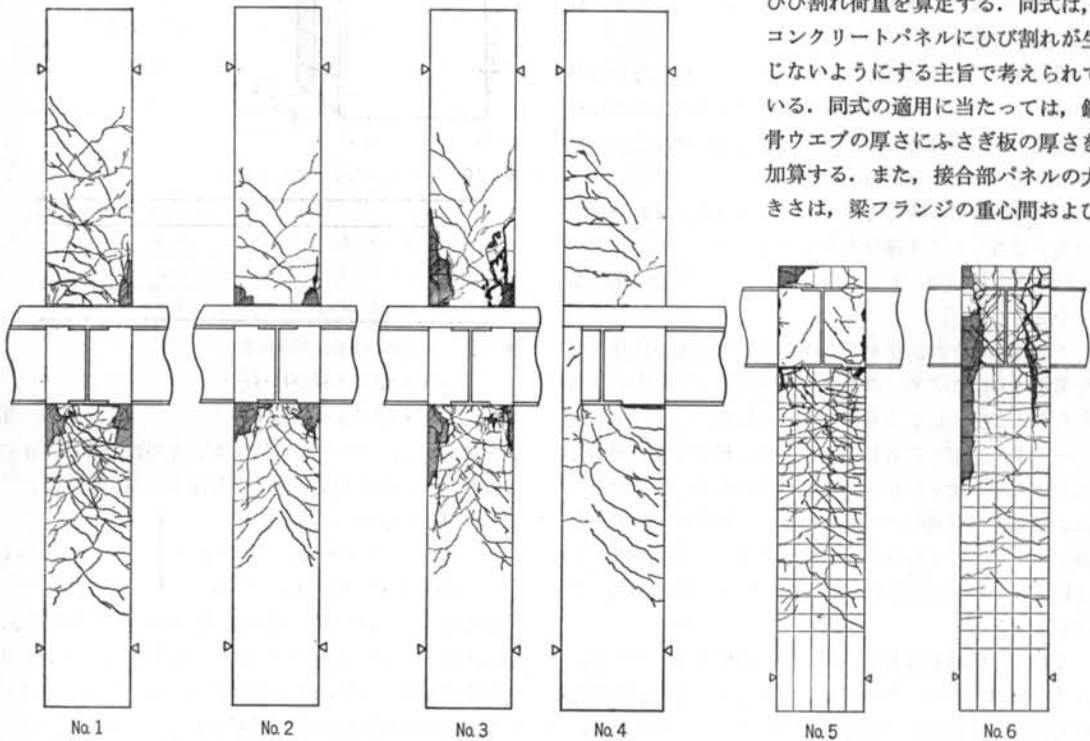
(ii)柱主筋の降伏荷重はNo 5 では計算値と一致しているが、No 6 では計算値より約1割低くなっている。

5.2 保有水平耐力および構造特性係数

荷重—変形関係の包絡線を図—6 にまとめて示す。ここでは、柱の軸力による $\rho \cdot \delta$ 効果を考慮して柱のせん断力を低減している。これらの曲線から、日本建築センターの「鉄骨系低層建築物評定内規」⁹⁾ を準用して保有水平耐力および構造特性係数を算定し、表—4 に示す。構造特性係数は、ふさぎ板の無いNo 6 を除いて0.3~0.4 とすることができる。

5.3 ひび割れ状況

図—7 に最終のひび割れ状況を示す。ふさぎ板で接合部を覆ったNo 1~No 5 では、いずれも柱頭あるいは柱脚に比べて接合部のひび割れが極端に少なくなっている。ひび割れ幅もおおむね0.1mm 以下であった。一方、ふさぎ板の無いNo 6 では接合部にひび割れが集中しており、付着割裂が接合部から柱頭にかけて発生している。ふさぎ板が接合部パネルのコンクリートを拘束し、ひび割れの進展を抑制していることがよく分かる。



図—7 ひび割れ発生状況(最終)

§ 6. 検討

6.1 柱および梁の剛性・耐力の算定

(1)柱

剛性の算定には、曲げおよびせん断変形を考える。曲げひび割れモーメントおよび降伏時の剛性低下率は、日本建築学会 RC 規準⁹⁾で算定する。降伏モーメント、最大曲げモーメントはコンクリートの応力—ひずみ曲線を e 関数¹⁰⁾ で表わし、主筋の応力—ひずみ曲線を Bi-liner で表わして、平面保持仮定より算定する。変形および耐力は部材端で考える。

(2)梁

剛性には曲げおよびせん断変形を考える。上端圧縮時にはスラブを含めて合成梁として扱い¹¹⁾、上端引張り時にはスラブを無視して純鉄骨として扱う。降伏モーメントおよび最大耐力は、柱と同様の方法で算定する。ただし、フランジは主筋貫通孔による断面欠損を考慮する。変形および耐力は部材端で考える。

6.2 接合部パネルのひび割れ発生荷重の算定

日本建築学会 SRC 規準で提案されている長期荷重時に対する接合部パネルの設計式により、接合部パネルのひび割れ荷重を算定する。同式は、コンクリートパネルにひび割れが生じないようにする主旨で考えられている。同式の適用に当たっては、鉄骨ウェブの厚さにふさぎ板の厚さを加算する。また、接合部パネルの大きさは、梁フランジの重心間および

柱の曲げ応力中心間とする。

6.3 接合部パネルのウェブ降伏荷重

今回の実験では、柱あるいは梁の曲げ耐力で架構の耐力が決まっているので、接合部パネルの耐力には余裕を残していると思われる。しかし、ウェブやふさぎ板に降伏が見られる。そこで、ウェブの降伏荷重の算定方法について考える。

日本建築学会 SRC 規準に則して、接合部パネルに作用するせん断力 pQ_c を図-8 のようにモデル化して考える。柱のせん断力 Q_c との間に次式が成り立つ。

$$pQ_c = (1 - j_c/l - j_b/h) \cdot Q_c / (j_b/h) \quad \dots\dots(1)$$

ここで、 j_c : 接合部パネルの柱側の長さ
 j_b : 接合部パネルの梁側の長さ
 h : 階高
 l : スパン

ウェブの負担せん断力を wQ_c 、ふさぎ板の負担せん断力を fQ_c 、コンクリートの負担せん断力を cQ_c と表わせば、次式が成り立つと考えられる。

$$pQ_c = wQ_c + 2 \cdot fQ_c + cQ_c \quad \dots\dots(2)$$

したがって、ウェブの降伏せん断力に、そのときのふさぎ板およびコンクリートの負担せん断力を加えることにより、ウェブが降伏するときの接合部パネルのせん断力が算定できる。

図-9 に、ウェブおよびふさぎ板のせん断応力分布の一例を示す。図中の実線は梁軸に平行な断面上のせん断応力度で、破線は最大せん断応力度を表わす。これらの図より次のことが分かる。

- (1)ウェブのせん断応力度は一様には分布しておらず、中央が最大となる曲線分布となっている。
- (2)ふさぎ板のせん断応力度は、ウェブの応力に比較して小さい。

これらのことは、柱からの作用が集中荷重ではなく布分荷重であることや、ウェブとふさぎ板とは変形状態が異なること等によるものと考えられる。

そこで、上記(1)に対しては最大せん断応力度と平均せん断応力度の比を形状係数 κ として考える。(2)に対してはふさぎ板の有効幅 $k_f \cdot t_f$ を考えて、負担せん断力を低減する。コンクリートについても有効幅 $k_c \cdot b_c$ を考える (k_f, k_c : 有効幅の係数, t_f : ふさぎ板の厚さ, b_c : 柱の幅)。

これらの係数を導入し、図-10 に示すようにウェブ、ふさぎ板およびコンクリートが一体となって、同じせん断変形 (γ) を生じていると仮定すれば次式が成り立つ。

$$\gamma = \kappa' \cdot wQ_c / (j_c \cdot t_w \cdot G_w)$$

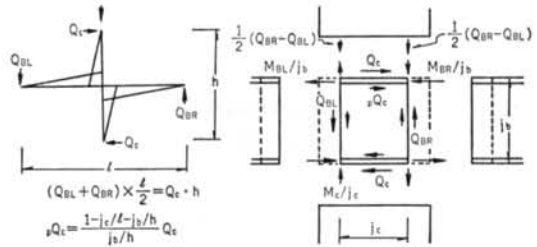


図-8 接合部に作用するせん断力

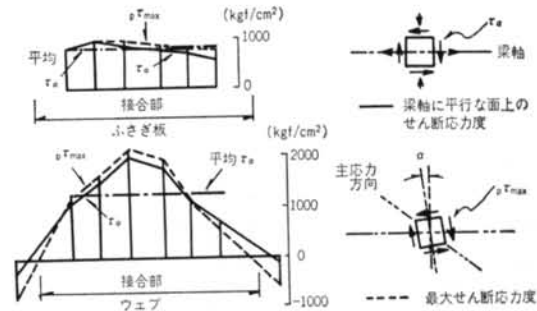


図-9 せん断応力度分布 (No.1, $Q_c = 48.3t$)

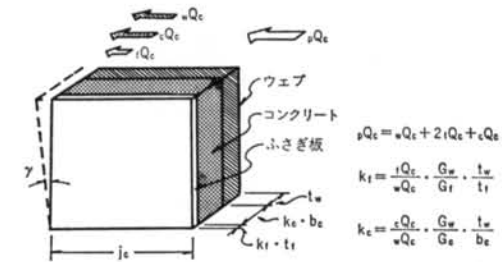


図-10 接合部パネルせん断力分担

	十字形	ト字形(正)	ト字形(負)
ふさぎ板 k_f	0.70	0.50	0.40
コンクリート k_c	0.25	0.40	0.14
形状係数 κ	1.6		

表-5 有効幅の係数, 形状係数

$$\begin{aligned} &= \kappa' \cdot fQ_c / (j_c \cdot k_f \cdot t_f \cdot G_f) \\ &= \kappa' \cdot cQ_c / (j_c \cdot k_c \cdot b_c \cdot G_c) \quad \dots\dots(3) \end{aligned}$$

したがって、ウェブが降伏するときの接合部パネルのせん断力は、次式および式(2)で算定ができる。

$$\left. \begin{aligned} wQ_c &= \sigma_y \cdot j_c \cdot t_w / (\kappa \sqrt{3}) \\ fQ_c &= k_f \cdot t_f \cdot G_f \cdot wQ_c / (t_w \cdot G_w) \\ cQ_c &= k_c \cdot b_c \cdot G_c \cdot wQ_c / (t_w \cdot G_w) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(4)$$

ここで、 σ_y はウェブの降伏応力、 t_w はウェブの厚さ、 G_w, G_f, G_c はそれぞれウェブ、ふさぎ板、コンクリートのせん断剛性で、 κ' は係数である。なお、接合部パネルのせん断変形は式(3)で $\kappa' = 1$ として算定し、ひび割れ発生による剛性の低下は考えない。

ふさぎ板およびコンクリート部分の有効幅を表-5に示す。これらの値は、実験から次の手順で求めたものである。まず、ウェブ、ふさぎ板のせん断応力度を梁軸に沿って積分し、それぞれの負担せん断力 wQ_e 、 fQ_e を算定する。次に、式(1)、式(2)からコンクリート部分の負担せん断力 Q_e を算定し、式(3)からふさぎ板およびコンクリート部分の有効幅を算定した。なお、ここで問題として残ることは、接合部パネルの柱側の長さ j_e の大きさである。ここでは一応、柱の主筋間隔をとることにする。 j_b はフランジ中心間距離とする。

6.4 実験結果との比較

計算結果を実験結果と比較して表-6に示す。また、計算による荷重-変形関係を図-5に1点鎖線で示す。なお、層間変形は柱、梁および接合部パネルの変形を加算して求めた¹²⁾。これらの図表より、以下のことが指摘できる。

(1)柱のひび割れ発生荷重は多少のばらつきがあるが、おおむね実験結果と計算結果は一致している。

(2)接合部パネルのコンクリートのひび割れ荷重は、十字形架構およびT字形架構については実験値は計算値の1.5~2.0倍で安全側にある。SRC標準の設計式では、コンクリートに斜張力ひび割れが生ずるときのせん断応力度として $0.1F_c$ をとっているの、十字形架構の接合部パネルコンクリートについては $0.15\sim 0.20F_c$ と見ることができる¹³⁾¹⁴⁾。T字形架構では、No5は実験値と計算値が一致し、No6は実験値が計算値の1/3と低くなっている。No6では斜張力ひび割れより先に、柱軸に垂直な曲げひび割れが接合部パネルの中央部に発生している。

(3)柱主筋の降伏荷重は、No6を除いて計算値と実験値が一致している。No6で実験値が低い原因として、ふさぎ板が無いことが考えられる。すなわち、接合部パネルの剛性が低下し、柱の応力中心間距離が小さくなったと考えられる。

(4)No4における梁の降伏荷重は、負加力側では計算値と実験値が一致しているが、正加力側では実験値が小さい。これは、降伏が梁先端部より接合部パネル内に入った所で起っていること、梁の降伏耐力を合成梁として算定していること等が原因と考えられる。

(5)接合部パネルのウェブの降伏荷重は、計算値と実験値がほぼ一致している。

(6)最大耐力は、柱の耐力で決まる場合も、梁の耐力で決まる場合(No4)も計算値と実験値がほぼ一致している。

§7. まとめ

本構法は、RC造の柱とS造の梁という異種構造部材で構成される新しい構法であるが、柱梁接合部をふさぎ板で覆い、コンクリートパネルを拘束することにより剛接合とすることが可能である。すなわち、柱および梁部材はそれぞれの剛性・耐力を十分に発揮することができる。架構の復元力特性は、靱性に富む安定したループとなっている。

柱は日本建築学会のRC標準で、梁はS標準でそれぞれ設計することができる。接合部パネルのウェブの降伏耐力は、ふさぎ板およびコンクリートの一部を有効として、それぞれの負担せん断力をウェブのせん断力耐力に加算することによって算定できる。

諸現象		No1	No2	No3	No4		No5	No6
					正	負		
柱曲げ ひび割れ発生 ^{*1}	実験値	7.3	19.3	21.4	22.0	-17.1	8.7	5.9
	計算値	6.2	22.4	22.4	18.2	-18.2	4.1	4.1
	実/計	1.18	0.86	0.96	1.21	0.94	2.12	1.44
接合部コンクリート パネルひび割れ発生 ^{*2}	実験値	32.9	39.5	51.8	34.9		39.7	11.8
	計算値	22.1	22.1	24.5	23.1		39.5	32.7
	実/計	1.49	1.79	2.11	1.58		1.01	0.36
柱主筋降伏 梁降伏 (e関数) ^{*3}	実験値	43.3	66.1	70.0	40.7	-37.8	34.8	30.7
	計算値	40.6	67.5	67.5	51.2	-36.4	35.1	35.1
	実/計	1.07	0.98	1.04	0.80	1.04	0.99	0.87
接合部パネル ウェブ降伏 ^{*4}	実験値	53.9	55.4	73.7	— ^{*5}	41.4	— ^{*5}	— ^{*5}
	計算値	58.4	58.4	68.5	—	41.4	—	—
	実/計	0.92	0.95	1.08	—	1.00	—	—
最大耐力 ^{*6} (e関数)	実験値	61.7	71.4	78.8	64.2	(-45.3)	48.8	41.2
	計算値	50.7	74.4	74.4	64.7	41.7	43.8	43.8
	実/計	1.22	0.96	1.06	0.99	1.09	1.11	0.94

*1) $M_e = \sigma_c \cdot Z_e + ND/6$ (RC標準)

*2) $Q_e = bc \cdot j_e \cdot 3f_c(1+\beta)$ (SRC標準)

*3) No4のみ梁降伏

*4) 負加力側で先に降伏したために省略

*5) 実験で降伏しなかったために省略

*6) No4以外は柱の最大曲げ耐力、No4は梁の最大曲げ耐力

表-6 計算結果と実験結果の比較

<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”丸善（1977年）
- 2) 田中淳夫，西垣太郎：“鉄骨鉄筋コンクリート柱と鉄骨はりとの接合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（1972年10月）
- 3) 武田寿一，竹本靖，岡田宏：“S+SRC 構造の実験的研究（その1），（その2）”日本建築学会大会学術講演梗概集（1972年10月）
- 4) 藤本盛久，浅井浩一，木村衛，斎藤勝彦：“梁鉄骨柱鉄骨鉄筋 コンクリート 構造における柱梁接合部の弾塑性性状—繰返し加力実験—”日本建築学会論文報告集 第301号（1981年3月）
- 5) 佐藤邦昭，遠山幸三，別所佐登志，佐伯俊夫，山田俊一，鈴木宏一：“鋳鋼製 SPLIT TEE を用いた鉄骨鉄筋 コンクリート柱と鉄骨はりとの接合部に関する研究（その1），（その2）”鹿島建設技術研究所年報 第32号（1984年）
- 6) 若林實，南宏一，西村泰志：“異種構造部材で構成される合成構造の設計法に関する研究（その1）”京都大学防災研究所年報 第26号，B-1（1983年4月）
- 7) 館上和絃他：“シミズ RCSS（鉄筋・鉄骨複合化）構法の施工—府中天満屋 SOCIA 建設—”施工（1985年8月）
- 8) 日本建築センター：“鉄骨系低層建築物評定内規”ビルディングレター（1985年11月）
- 9) 日本建築学会：“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”丸善（1982年6月）
- 10) 武藤 清：“鉄筋コンクリート構造物の塑性設計（耐震設計シリーズ・2）”丸善（1967年5月）
- 11) 日本建築学会：“各種合成構造設計指針案”建築雑誌 Vol.99, No.1216（1984年）
- 12) Hajime Umemura & Hiroyuki Aoyama: “Evaluation of Inelastic Seismic Deflection of Reinforced Concrete Frames based on the Tests of Members” Proceedings of 4th WCEE（1969）
- 13) 高田周三：“鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部に関する一実験”日本建築学会論文報告集 第69号（1961年10月）
- 14) 大和田義正：“鉄筋コンクリート・プレストレストコンクリート設計計算入門(15)”コンクリート工学 Vol.13, No.3（1975年）
- 15) 富永博夫他：“鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構（RCSS 構法）の耐力及び変形性能(その1)~(その4)”日本建築学会大会学術講演梗概集（1986年8月）