

(31) 弱いせん断耐力の継手を有する鉄骨を内蔵した
SRC材のコンクリートによる応力伝達

STRESS TRANSFER BY CONCRETE AT WEAK STEEL COLUMN JOINT IN SRC

福知保長¹⁾ ○立花正彦²⁾ 西村泰志³⁾ 新美禎久⁴⁾ 林渉⁵⁾

Yasunaga FUKUTI, Masahiko TACHIBANA, Yasushi NISHIMURA, Yoshihisa NIIMI, Wataru HAYASHI

Steel members in SRC columns have + or T shaped sections generally. In some cases, it is difficult to place sufficient numbers of bolts in webs of joints concerning to the sizes of steel members and wrenches. If concrete can transfer shearing stress of steel members by its punching shear, the placement of bolts in webs can be neglected at joints of columns and construction of SRC buildings will become much easier and more economical.

Basic tests and column tests are carried out to investigate the ability of transfer of shearing stress of bare steel members which are cut in webs and the effect of concrete in SRC columns. In results, it is recognized that even bare steel members which are connected in flanges only can transfer shearing stress tolerably and even if steel members are cut perfectly, RC parts can transfer the shearing stress of steel members by punching shear strength of concrete when they have rooms of shearing strength.

1. 序

鉄骨鉄筋コンクリート(以下SRCと略記)構造の柱の継手は、慣行により母材の全強またはこれに準ずる強度を持つように設計されることが多い。SRC柱に内蔵される鉄骨は、多くはH形鋼を組み合わせた十字形、T字形の断面を有しており、特に、ウェブの継手では、高力ボルト締め付けのための工具が入らないことから、多列のボルト配置ができず、全強を得るために極めて長いスプライスプレートを用い、1~2列のボルト配置を行っている例もあり、力学的に見ても、終端のボルトがせん断力に対して有効に機能しているか、疑問を感じる場合がある。

本研究では、この継手部に着目し、基礎実験ではフランジのみつながったH形裸鉄骨のせん断力能力及び剛性とウェブ側面にコンクリートをつめた場合のそれらの改善状態について調査し、SRC柱実験では、鉄骨材の継手の有無、鉄筋による補強及び柱軸力などを実験変数として、定軸力下で繰り返し曲げモーメントせん断力を作用させて、継手部のせん断力伝達について調査したものである。

2. 基礎実験

2.1 試験体

実験計画は表1に示す通りで、実験変数はコンクリートの有無、継手部における縦・横補強筋量であり、

1) 工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 2) 東京電機大学助手 工学部建築学科

3) 工修 大阪工業大学講師 工学部建築学科 4) 名古屋工業大学 大学院生 5) 東京電機大学 大学院生

試験体は裸鉄骨を含む合計4体である。

試験体は実大の1/3程度のスケールを想定し、その断面形状及び寸法を図1に示す。継手の基本的性状を把握するため鉄骨要素はH断面強軸方向単材とし、鉄骨要素の継手部分はフランジのみ突合わせ溶接し、ウェブは接合されていない。鉄筋による継手部の補強法はフランジ間のコンクリート内に、縦及び横補強筋を配筋する。その鉄骨断面寸法は H-200x100x5.5x8 (実寸 H-201x99x5.2x7.4) である。素材の機械的性質を表2に示す。実験方法は片持ちばり形式とし、載荷条件は単調とする。

表1 実験計画

コンクリートの有無 縦補強筋 横補強筋	コンクリート有		無
	なし	4-φ6 @100	なし
なし	SC-1	SHC-1	S-1
3-D10 @50		SRC-1	

2.2 実験結果

荷重～変形曲線の代表例を、図2(a),(b)に示す。いずれの試験体も $R=0.5\%$ 程度より変形が増大し始め、その後、徐々に耐力を上昇させ、鉄骨フランジの局部座屈の発生する荷重までは、安定した荷重～変形曲線を示した。また、初期剛性はウェブにコンクリートをつめることにより高くなる。コンクリートを充填した試験体は、いずれも鉄骨フランジの曲げ降伏が先行したため、継手の補強筋による影響を見ることが出来なかった。

2.3 考察

【最大耐力】 裸鉄骨部材の試験体 (S-1) の継手部の鉄骨フランジ部は、図3に示すように、曲げモーメントによる軸方向応力度 ($\sigma = N/Af = Q \cdot l / Af \cdot h$) とせん断力によるせん断応力度 ($\tau = Q/2 \cdot Af$) を負担していると考えられる。継手部の鉄骨フランジの降伏時のせん断力 $Q_A(s)$ は、これらの作用応力をミーゼスの降伏条件式 $\sigma^2 + 3\tau^2 = f\sigma_y^2$ ($f\sigma_y$: 鉄骨フランジ降伏耐力) に代入して、(1)式により算出することができる。ただし、鉄骨フランジに作用するせん断力は上フランジと下フランジで1/2づつ負担するものと仮定する。

$$Q_A(s) = Af \cdot f\sigma_y / \sqrt{(\ell/h)^2 + 3/4} \quad (1)$$

- N : 曲げモーメントによる
片側鉄骨フランジに作用する軸方向力
Q : 作用せん断力
Af : 片側鉄骨フランジ断面積
 ℓ : 加力点より継手部分までの材長
h : H形鋼のせい

また、裸鉄骨部材の曲げ耐力 $Q_B(b)$ は全塑性モーメントより算出する。鉄骨コンクリート部材の継手部分のせん断耐力 ($Q_B(s.1)$) は、上記裸鉄骨部材のフランジのせん断耐力 ($Q_A(s)$)

表2 素材の機械的性質

鋼材	σ_y (t/cm^2)	σ_b (t/cm^2)	σ_{ℓ} (%)
PL-5.5(SS41)	3.79	4.83	21.4
PL-8 (SS41)	3.14	4.25	12.2
D-10 (SD30)	3.93	5.77	18.5
6φ (SD30)	3.42	4.52	19.5
コンクリート	F_{c2} (kg/cm^2)	f_{ct} (kg/cm^2)	E_{c2} (t/cm^2)
	327.5	30.4	205.5

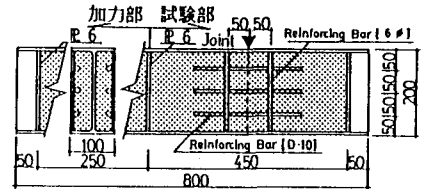


図1 試験体の形状及び寸法 (SRC-1)

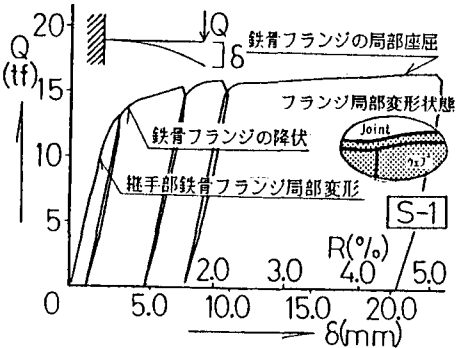


図2(a) 荷重～変形曲線 S-1

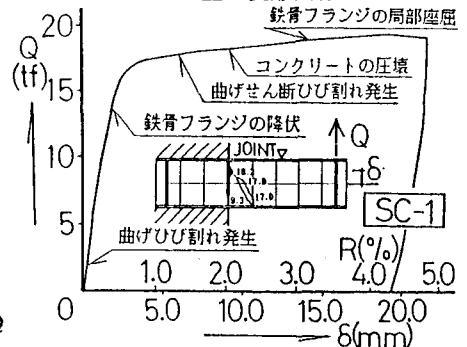


図2(b) 荷重～変形曲線 SC-1

表3 実験結果と計算値との対比 (Unit:tonf)

試験体	QA(b)	QB(b)	QA(s)	QA(s)+Q(s)c	eQy	eQy	eQy	eQy	eQy	eQy	eQy
			A(s)	B(s.1)	B(s.2)	A(b)	B(b)	A(s)	B(s.1)	B(s.2)	eQm
S -1	13.04	—	15.87	—	—	12.5	0.08	—	0.70	—	16.7
SC -1	—	—	—	—	—	13.9	—	0.90	—	0.64	19.3
SHC -1	—	15.44	—	21.57	27.73	14.7	—	0.95	—	0.68	18.7
SRC -1	—	—	—	—	—	14.2	—	0.92	—	0.68	19.0

A(b) : 鉄骨要素の全塑性モーメント時のせん断耐力 (計算値)
 B(b) : 平面保持の仮定より求めた最大曲げ耐力時のせん断耐力 (計算値)
 A(s) : 純鉄骨における継手部分の鉄骨フランジの降伏時のせん断耐力 (計算値)
 B(s.1) : $QB(s.1)=QA(s)+Q(s.1)c$ (計算値)
 (Q(s.1)c: コンクリート要素のアーチ機構によるせん断耐力)
 B(s.2) : $QB(s.2)=QA(s)+Q(s.2)c$ (計算値)
 (Q(s.2)c: コンクリート要素のアーチ機構 (45度方向) によるせん断耐力)
 eQy : General Yield法による
 eQm : 最大せん断耐力 (実験値)

(単位: tonf)

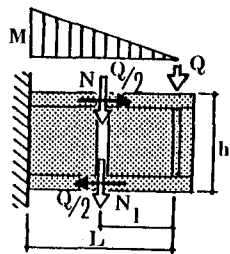


図3 鉄骨継手部の応力状態

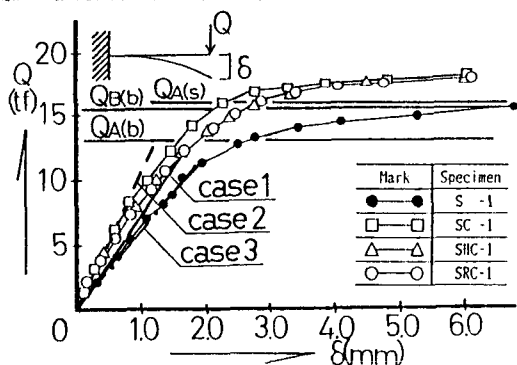


図4 M-φ関係 (SC部材)

に、コンクリート部材のせん断耐力 ($Q(s.1)c$) を加えたものとする。ここで、コンクリートのせん断耐力はアーチ機構によるものとして、Nielsen の下界定理に基づいた(2)式より算出する。ただし、コンクリートの上下面が拘束されていることから、コンクリートの破壊が45度方向となる可能性もあり $L/D=1.0$ の場合のコンクリートのせん断耐力 ($Q(s.2)c$) も算出する。その耐力 ($QB(s.2)$) は(3)式となる。

$$QB(s.1)=QA(s)+Q(s.1)c \quad (2)$$

$$Q(s.1)c=\tan \theta \cdot b' \cdot D \cdot \nu \cdot Fc/2$$

$$\tan \theta=\sqrt{(L/D)^2+1}-L/D$$

$\nu=1.0$ とする。

L : せん断スパン長さ

$$QB(s.2)=QA(s)+Q(s.2)c \quad (3)$$

$$Q(s.2)c=\tan \theta \cdot b' \cdot D \cdot \nu \cdot Fc/2$$

$$\tan \theta=\sqrt{(L/D)^2+1}-L/D \quad (L=D)$$

$b'=b-tw$: コンクリート有効断面幅

$D=h-2tf$: コンクリート有効断面全高さ

また、鉄骨コンクリート部材の曲げ耐力 ($QB(b)$) は各素材の応力～歪度関係を用いて平面保持の仮定に基づいた曲げモーメント～曲率関係 (計算例 図4) より算出する。

以上、各計算値と実験値との比較を表3と図5に示す。ウェブが接合されていない裸鉄骨部材では、継手部と曲げ応力の一番大きい部材端部のQA(b)とQA(s)とはほぼ等しく、また、破壊状況から考えてほぼ同時に降伏耐力に達したものと考えられ、これら計算値と一致している。

鉄骨コンクリート部材では、すべて曲げ破壊しており、計算値QB(b)とほぼ一致している。本実験では曲げ破壊が先行していることから、この部材のせん断耐力を(3)式の様に考えることができるかどうかは、今後、実験的な検証をする必要がある。

【初期剛性】 初期剛性の計算は次の三つのケースについて行った。case1 は、継手のない裸鉄骨要素のH断面の片持ちばりの曲げ変形とせん断変形より求めたものである (図4中の実線)。case2 は、継手のない

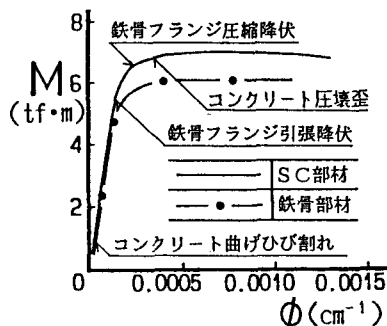


図5 実験値と計算値の対比

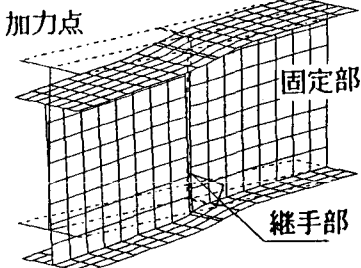


図6 三次元有限要素のメッシュ

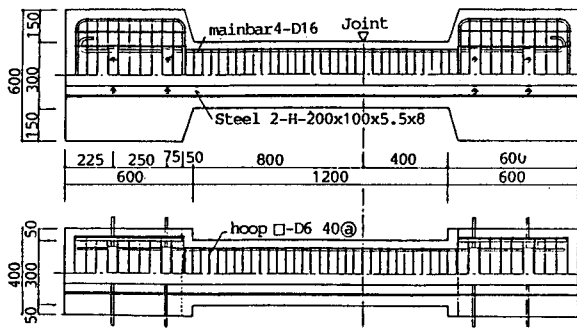


図7 試験体断面図

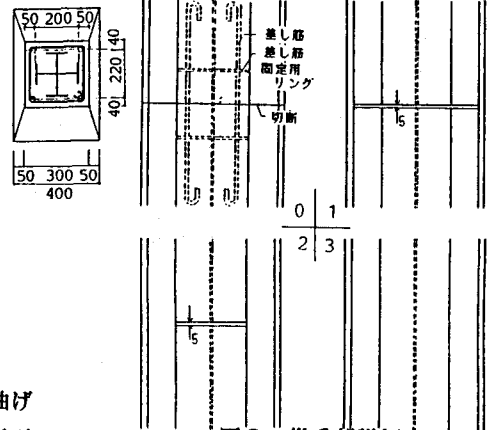


図8 継手部詳細

H断面にコンクリートを充填した鉄骨コンクリート部材の曲げ変形と、せん断変形より求めたものである。曲げ変形は、平面保持の仮定に基づいた曲げモーメント～曲率関係より求め、せん断変形は鉄骨ウェブを等価なコンクリートに置換して求めた(図4中の点線)。case3は、ウェブが接合されていない裸鉄骨部材を、図6に示すようなモデルを用いて、三次元有限要素法によって求めた初期剛性である(図4中の一点鎖線)。

初期剛性は図3よりフランジのみ接合した裸鉄骨部材(S-1)ではcase3の計算値とほぼ一致している。鉄骨コンクリート部材の初期剛性ではコンクリート及びウェブが切断されている影響によりcase1とcase2との中間位置にあり、ウェブにコンクリートをつめることにより、ウェブの剛性不足を改善名することができるものと考えられる。

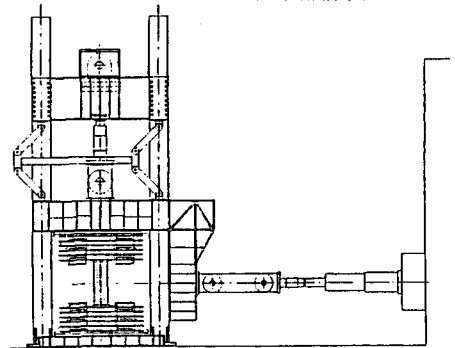


図9 セットアップ図

3. 柱継手の実験

3.1 実験計画

試験体の縦、横断面を、図7に、一覧表を表4に示す。試験体の数字の部分の意味を以下に示す。

- 1桁目は実験での軸力比の10倍を表す。0.2(88t)と0である。
- 2桁目は鉄骨継手部の形状を表す。図8にその詳細を示す。

0: 鉄骨を切断したままのもので、応力伝達能力が全くないもの。

- 1: X軸まわりのフランジのみが繋がったもの。
 - 2: X軸回りのフランジとウェブの1/2が繋がったもの。
 - 3: 継手のない鉄骨で、他の試験体の耐力、挙動と比較するために用意した。
- 3桁目は、せん断力伝達能力が不足した場合に対して、鉄筋で補強するものとし、その差し筋数である。図8の0の様に、継手付近に固定用のリングを設け両端に180°フックを持つ差し筋を固定した。

表4に計算値を示す。継手部においてせん断力伝達能力がな

表1 計算値

	J	N	Qm	Qm	Qm	Qm	Qm	Qm	Qm	Qm	Qm
			(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)
END	-	0	29.1	9.9	19.2	-	-	-	-	-	-
	-	2	39.3	19.9	19.5	-	-	-	-	-	-
Joint	0	0	13.8	0	13.9	8.5	10.8	129	0	8.9	13.3
		2	37.6	0	57.6	8.5	11.1	116	0	8.9	12.9
		3	46.3	5.9	40.4	8.5	10.8	129	0	8.9	12.3
1	0	2	80.2	26.6	55.7	8.5	11.1	116	0	8.9	12.0
		3	54.5	11.7	42.8	8.5	10.8	129	11.1	6.9	13.3
2	0	2	89.0	32.3	56.0	8.5	11.8	116	11.1	8.0	12.0
		3	99.9	41.6	58.4	8.5	10.8	116	40.8	8.0	12.0

J: 継手形状 R: 軸力比
 Qm: R/C部の曲げ耐力(計算値)の負担せん断力
 (t: R/C部, s: 鉄骨部)
 Qm: フープ筋の負担せん断耐力 (s: 0.5 w o y - p w)
 cQ: コンクリートの負担せん断耐力 (s: 0.4 w o y - p w)
 cAp: パンチングシヤに使われるコンクリートの面積
 sQu: 鉄骨のせん断耐力
 cQu: コンクリートのパンチングシヤに対する耐力
 2(3)Fs: パンチングシヤの耐力を2(3)・Fsとしたときのコンクリートのせん断力伝達能力 (Fs: コンクリートのせん断耐力)

表2 素材の機械的性状

	Steel						
	A	Qy	Ob	Cy	E	Δ	
	(cm ²)	(t/cm ²)	(t/cm ²)	(%)	(t/cm ²)	(%)	
Flange-1	1.50	3.56	5.20	1690	2107	23.5	
-2	1.51	3.36	5.03	1550	2159	23.8	
Ave.	1.51	3.46	5.12	1624	2133	23.7	
Web	-1	1.04	3.81	5.30	1988	1915	24.6
-2	1.06	4.13	5.40	1961	2108	18.7	
Ave.	1.05	3.97	5.35	1975	2012	21.7	
	Reinforcing Bar			CONCRETE			
	A	Qy	Ob	Fc	E _c	E _c	
	(cm ²)	(t/cm ²)	(t/cm ²)	(kg/cm ²)	(%)	(t/cm ²)	
D16	1.99	3.17	3.49	-2	270	-	207
D10	0.71	4.29	6.25	-3	245	2386	190
D6	0.32	4.61	5.03	-4	241	2396	193
				-5	267		
Ave.				266	2425	204	

い場合は、鉄骨のせん断力は、断面の中でせん断力に対して余っているコンクリートのパンチングシヤとして、乗り移らなければならない。その余剰面積 cA_p は、SRC規準のせん断耐力式より逆算して、 116cm^2 となる。パンチングシヤによるコンクリートのせん断力伝達能力は、 $cF_p \cdot cA_p = (2 \cdot F_s \sim 3 \cdot F_s) \cdot 116 = 10.47 \sim 15.70\text{t}$ (F_s :コンクリートのせん断耐力)となり cF_p を、 $3 \cdot F_s$ とすれば、余裕が生じて鉄骨ウェブの継手にファスナーがなくてもなんの補強も施さなくてもよいことになる。鉄骨継手の曲げ耐力不足に対して、CJ-008以外は、端部の耐力の1/3の減少しており、RC部のみで十分に足りている。表5に、材料の機械的性質を示す。図9に、試験体のセットアップ図を示す。鉛直方向のオイルジャッキで、 $0.2N_c(88\text{t})$ の軸力を加えたのち(軸力0のものは、載荷治具固定のため5tの軸力を加えた)、水平方向のオイルジャッキで、複曲率型の曲げモーメントが生じるよう、漸増変位で繰返し荷重を与えた。変位は、試験体上下の固定部に測定治具を取り付け、変位計にて柱頭、柱脚の変位を測定した。歪は、鉄骨鉄筋に貼付したW.S.G.により測定した。

3. 2 実験結果

【破壊性状】 CJ-008を除いて、各試験体とも1サイクル目で柱頭、柱脚に曲げ亀裂が、2から3サイクル当りでせん断亀裂が全体にわたって発生した。以後、亀裂は徐々に進展したが、大きな変化はなく、5サイクル目にコンクリートの圧壊が生じ、最大耐力に達した。以後は、圧壊による割裂がはげしく、繰返す度に、柱頭、柱脚のコンクリートが剥落し、主筋位置に沿うような形で、全長にわたって割裂が生じ、徐々に耐力が減少した。また鉄骨継手部が、0及び1タイプのもは、2サイクル付近で、継手位置前後面に曲げ亀裂が発生したのが特徴的である。CJ-008は、1サイクル7もあたりで継手部側面に亀裂が発生しており、その後、継手部に大きく斜め亀裂が入り、せん断破壊した。

【最大耐力及び変形能力】 図10～13に、代表的な4体の試験体の荷重-変形曲線を、表6に、クラック発生荷重 P_{cr} 及び最大耐力 P_u を示す。図中 $P-\Delta$ 効果を考慮した耐力線を示す。継手部でせん断破壊したCJ-008も含め最大耐力は、 $P-\Delta$ 効果を考慮して、一般化累加式による耐力まで上昇したといえる。履歴曲線は、CJ-008以外は十分なエネルギー吸収の能力を有した紡錘形を示している。CJ-008は、継手部でせん断破壊しているため、RC形の逆S字形を示しており、耐力低下が他に比べ大きい。

3. 3 考察

【最大耐力】 前記したように、最大耐力は一般化累加式による耐力まで上昇して、各試験体とも大差のないものであった。しかし、

表3 実験結果

記号	最大荷重 (t)	亀裂発生 M (t) S	継手位置でのひび割れ性状	
CJ008	27.9	4.2	19.3	継手部で破壊
CJ010	27.6	4.1	20.2	前後面に曲げ亀裂発生
CJ018	28.4	6.0	14.6	前後面に曲げ亀裂発生
CJ020	29.5	5.2	19.3	前後面に曲げ亀裂発生
CJ200	31.7	7.7	9.8	前後面に曲げ亀裂発生
CJ204	31.2	9.4	10.5	前後面に曲げ亀裂発生
CJ210	31.1	9.4	11.4	特徴的な亀裂の発生は無し
CJ218	30.4	5.9	21.2	特徴的な亀裂の発生は無し
CJ224	31.3	9.8	17.4	特徴的な亀裂の発生は無し
CJ230	30.8	9.6	10.2	特徴的な亀裂の発生は無し

M:初期曲げ亀裂発生 S:初期せん断亀裂発生

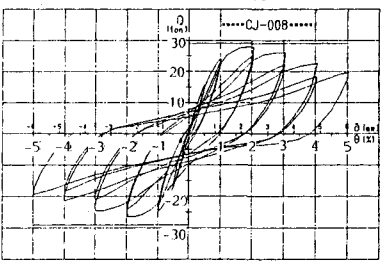


図10 CJ-008 荷重変形～曲線

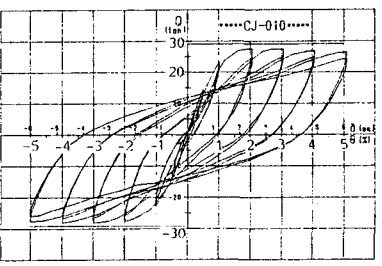


図11 CJ-010 荷重変形～曲線

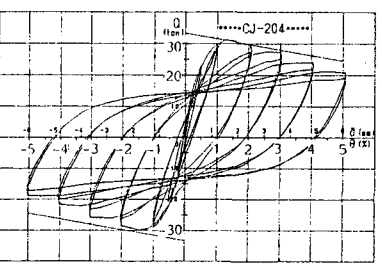


図12 CJ-204 荷重変形～曲線

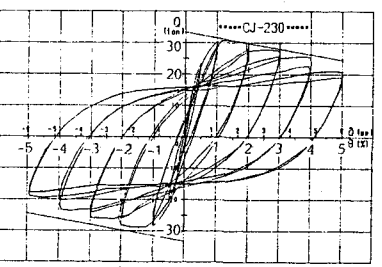


図13 CJ-230 荷重変形～曲線

0.2Ncの軸力下では、M-N 相関曲線で、曲げ耐力がほぼ最大になり、単純累加式と一般化累加式との差が余りでないが、鉄骨に大きな引張力が生じなければ一般化累加式が成立しないようなCJ-008でも、一般化累加式による耐力まで荷重が上昇した。これは、繰返し回数が少ない時点では鉄骨とコンクリート間の付着が健全であったためと思われる。また、CJ-008は、継手部での計算値の耐力を大きく上回る最大耐力を示したが、これは差し筋が曲げ応力に対して作用したためと思われる。

【応力伝達】 鉄骨のファスナーがない試験体のうち、CJ-200,204は、継手位置には曲げ亀裂のみ発生したが、CJ-008は、差し筋の数が最も大きいにもかかわらず、継手部でせん断で破壊をした。このことから、斜張力ひび割れに働いているコンクリートの残りの部分が、鉄骨の肩代りとなってせん断力を伝えており、コンクリートのパンチングシヤによるせん断伝達能力の大きさは、直応力度に関係するものと考えられる。軸力比0.2 の場合は、最大耐力時の中立軸が、十字鉄骨の中にありコンクリートに圧縮力が作用しており、パンチングシヤが3Fs程度期待でき、そのため継手破壊しなかったと思われる。それに対して軸力比0 の場合は、中立軸が鉄骨の外にあり、また上述の通り差し筋が曲げに対して作用しており、コンクリートのパンチングシヤの耐力を上昇させることに寄与せず、せん断伝達能力は2Fs程度しかないと思われる。

4. まとめ

【基礎実験】

- 1) ウェブが切れていても、フランジに相当大きいせん断力伝達能力がある。
- 2) コンクリートの存在により初期剛性が十分に改善される。

【SRC柱実験】

- 1) 鉄骨継手に、ファスナーを全く施さないものでも、コンクリートに直応力が作用していれば、耐力、変形性状とも普通のSRC柱と遜色はなかった。
- 2) 十字架断面の中にはめ込まれたコンクリートは、鉄骨のせん断力を継手部で肩代りする。その能力はRC部分の本来のせん断力に対して余っているコンクリートの断面積に対し、パンチングシヤに対するコンクリート強度を乗じた程度はある。
- 3) 柱軸力の小さい場合は、大きい場合に比べ、大きなせん断伝達能力を期待できないと考えられる。

今後、差し筋の補強効果、その他の補強方法の調査等が必要である。実際の構造物で本実験のように極端に弱い鉄骨継手を設けることはあり得ないので、ファスナーの数は、大幅に省略できるものと思われる。

【謝辞】 本研究は、昭和62, 63年度文部省科学研究費補助金(総合研究A 研究代表: 福知保長)によるものである。SRC柱実験は、大阪工業大学構造実験室の諸施設をお借りして遂行した。同大学、南宏一助教授、西村泰志講師、同大学、南・西村研究室のみなさんにはご援助を頂戴した。心から感謝する。

【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、1987改訂
- 2) 仲他「鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力と履歴特性に関する実験的研究(その2)」日本建築学会論文報告集第260号、S.52.10
- 3) 細川、塩原、中村、青山; 「鉄筋コンクリート造壁・骨組境界面の直接せん断伝達機構」第6回コンクリート工学年次講演集 1984、pp.529~532