

十字形骨組で構成される鉄骨鉄筋コンクリート柱はり 接合部のせん断破壊に関する実験的研究（その3）

若林 實・南 宏一・西村 泰志

INELASTIC SHEAR BEHAVIOR OF RIGID MOMENT-RESISTING CONNECTIONS IN CRUCIFORM STEEL REINFORCED CONCRETE FRAMES (Part 3)

By *Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI and Yasushi NISHIMURA*

Synopsis

An experimental study is made to know the effect of working axial compression on the reduction of load carrying capacity of interior beam-to-column connection in steel reinforced concrete frames. Experimental variable is the ratio of applied axial compression to the ultimate compressive strength.

Main discussion is concentrated on the shear strength, failure mechanism, strain history of web panel and flange portion and hysteretic characteristics involved in the large deformation range under monotonic and repeated loading. It is concluded that the load carrying capacity of beam-to-column connection that is supposed to fail in shear is hardly affected by magnitude of axial compression on column.

1. 序

柱はり接合部は部材が最大応力を受ける位置で接合され、その挙動は構造物全体の剛性および耐力に影響を与える構造的に非常に重要な箇所である。

骨組構造物に地震力などの水平荷重系の外力が作用すると柱はり接合部には非常に大きなせん断力が作用する。合成構造物の柱はり接合部では、コンクリートパネルが鉄骨パネルと協同して働き、この大きなせん断力に抵抗することが既往の数多くの実験的研究¹⁻⁶⁾により明らかにされている。しかしながら、コンクリートパネルの抵抗力は、(1)接合部を含む骨組形式 (2)柱はり幅比 B_b/B_c (B_b : はり幅, B_c : 柱幅) (3)直交ばりの有無 (4)作用軸力の有無などの接合部の境界条件によって大きく影響されるものと考えられ、その挙動は非常に複雑でいまだ充分解明されるに致っていない。

既往の研究は、鉄骨鉄筋コンクリート構造では、骨組形式に関しては十字形骨組に関する研究がほとんどで、T字形骨組に関する研究がわずかに一例⁶⁾あげられるのみである。また、柱はり幅比が接合部のせん断強さにおよぼす影響を調べることを主眼とした研究¹⁾も一例あげられるのみで、いまだ充分解明されるに致っていない。

この様な観点から、(1)接合部を含む骨組形式が異なる場合の接合部のせん断強さ (2)はりが純鉄骨の場合を含めて柱はり幅比が異なる場合の接合部のせん断強さを重点的に調べるために、一連の実験変数に基づく実験的研究を企画し、この数年、これらの実験的研究を継続してきた。そして、既報⁷⁻¹⁰⁾ではこれらの研究成果の概要を報告してきた。

一方、直交ばりおよび作用軸力の有無による接合部のせん断強さにおよぼす影響を調べることを目的とした研究は鉄筋コンクリート構造では我国¹¹⁻¹³⁾のみならず外国¹⁴⁻¹⁷⁾においてもいくつかの例があげられる。特に作用軸力の影響を調べることを目的とした研究では、実験的研究のみならず、その力学的機構を解明す

る目的でトラス理論に基づく解析的な研究¹⁵⁻¹⁷⁾の試みも若干なされているが、いまだ充分解明されるに致っていない。

この様な観点から、作用軸力の接合部のせん断強さにおよぼす影響に着目し、実験的研究を企画した。本報告はその実験計画および実験結果の概要について報告するものである。

2. 実 験

2.1 実験計画の概要

本実験で計画された試験体の形状は骨組構造物の内柱に対応する柱はり接合部を含む十字形骨組であり、試験体は接合部パネルのせん断破壊が部材の曲げ破壊に対して先行するように計画された。

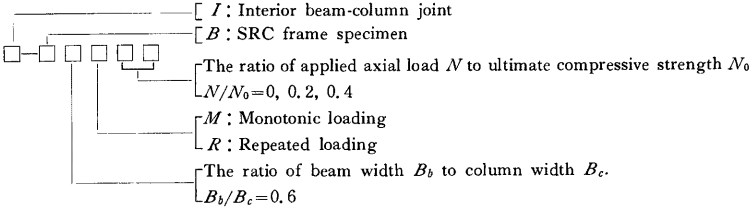
実験変数は、柱材に負荷される作用軸力 N であり、作用軸力としては柱材の塑性圧縮強さ N_0 ^{*} の 0, 0.2, 0.4 の 3 種類が選択され、単調およびくり返し載荷の組合せで計 6 体の試験体が計画された。

Table 1 に計画された試験体の実験系列^{**} および試験体の構成要素を示す。

Table 1. Test program.

Specimen [*]	Test program							Applied axial load	
	Column section $B_c \times D_c$ (mm)	Beam section $B_b \times D_b$ (mm)	B_b/B_c	Steel portion section (mm)	Panel thickness (mm)	Reinforcement		N/N_0	$N(f)$
						Column	Beam		
I-B6M0N	250×250	150×250	0.6	H-200 ×80×9 ×25	6	4-9φ 6φ□ 100⊙	4-9φ 6φ□ 100⊙	0	0
I-B6M2N	//	//	//	//	//	//	//	0.2	56.2
I-B6M4N	//	//	//	//	//	//	//	0.4	117.9
I-B6R0N	//	//	//	//	//	//	//	0	0
I-B6R2N	//	//	//	//	//	//	//	0.2	56.5
I-B6R4N	//	//	//	//	//	//	//	0.4	119.1

^{*} The meaning of the name of specimens is as follows.



^{*} N_0 の算定は $N_0 = A_f \cdot f_{\sigma y} + A_w \cdot w_{\sigma y} + A_r \cdot r_{\sigma y} + A_c \cdot F_c$ によって求められた。ただし A_f, A_w, A_r および A_c はそれぞれフランジ、ウェブ、主鉄筋およびコンクリートの断面積を示し、 $f_{\sigma y}, w_{\sigma y}$ および $r_{\sigma y}$ はそれぞれフランジ材、ウェブ材および主鉄筋の降伏応力度をまた F_c はコンクリートの圧縮強さを示す。

^{**} 表中の試験体 I-B6M0N および I-B6R0N は既報⁹⁻¹⁰⁾で述べられた試験体 I-B6M および I-B6R に対応するものであるが、本実験計画と同系列にあるため比較のために示した。

本実験は、これらの十字形骨組の柱はり接合部に所定の軸力のもとで、逆対称曲げ・せん断力を負荷することによって鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部の弾塑性性状を実験的に調べることを主眼とする。

2.2 試験体

Fig. 1 に試験体の形状寸法、断面構成および配筋詳細を示す。試験体は交換可能な補助ビームをとりつけることによって柱およびはり反曲点間距離 2250mm の所定の寸法になるように設計され、実大のはほぼ1/3の模型を想定している。

各試験体とも柱断面 $B_c \times D_c$ は 250mm×250mm (B_c : 柱幅, D_c : 柱せい), はり断面 $B_b \times D_b$ は 150mm×250mm (B_b : はり幅, D_b : はりせい) であり, 柱はり幅比 B_b/B_c は0.6である。

鉄骨主材はH形鋼で構成され各部材とも H-200×80×9×25 が採用された。なお, 各試験体とも鉄骨ウェブパネル厚は 6mm である。

主鉄筋は, 直径 9mm の丸鋼が各部材とも上端および下端にそれぞれ2本配筋されている。

せん断補強筋は, 各部材とも直径 6mm の丸鋼が 100mm 間隔で設けられているが柱はり接合部には配されていない。

2.3 試験体の材料および製作

鉄骨十字形骨組は, 所要の寸法に切り出された材料を溶接組立*したH形鋼から構成され, その板材の材質は SS41 材とした。

柱およびはり材に用いられた主鉄筋としては SR 24, せん断補強筋としては SR 24 相当品の材種の鉄筋が使用された。なお, 主鉄筋の定着は, 柱およびはり材とも主鉄筋をエンドプレートに溶接することによ

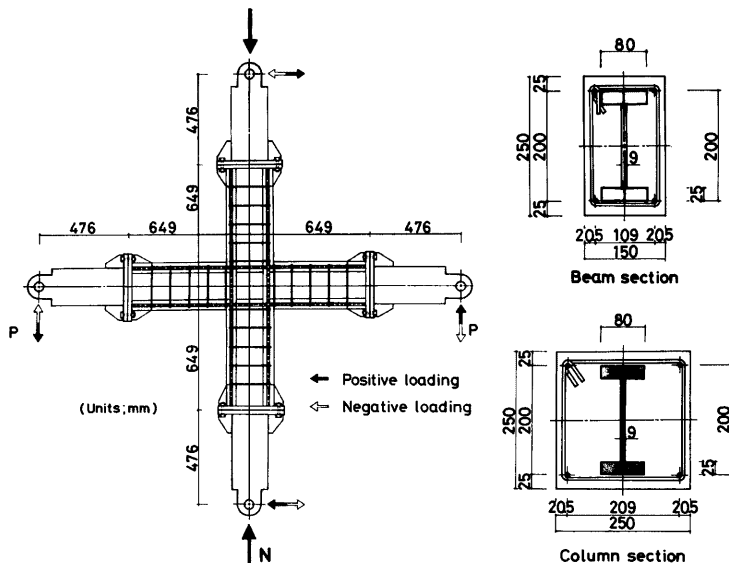


Fig. 1. Specimen and cross sections.

* 鉄骨十字形骨組は溶接組立後焼鈍処理されている。なお鉄骨十字形骨組の力学的特性は各試験体とも同一である。

Table 2. Mechanical properties of materials.

Specimen	Materials										
	Concrete			Steel bar				Steel			
	F_c (kg/cm ²)	F_t	F_t/F_c	ϕ	σ_y (t/cm ²)	σ_{max}	ϵ_u	\mathbb{R}	σ_y (t/cm ²)	σ_{max}	ϵ_u
I-B6M0N	192	17.7	0.092	6	2.38	3.60	0.308	6	3.12	4.26	0.309
				9	3.05	4.88	0.275	9	3.50	4.70	0.250
I-B6M2N	208	20.4	0.098	6	2.23	3.57	0.292	//	//	//	//
				9	3.69	5.12	0.310				
I-B6M4N	230	18.6	0.081	//	//	//	//	//	//	//	//
I-B6R0N	234	24.8	0.106	6	2.38	3.60	0.308	//	//	//	//
				9	3.05	4.88	0.275				
I-B6R2N	208	17.4	0.084	6	2.23	3.57	0.292	//	//	//	//
				9	3.69	5.12	0.310				
I-B6R4N	233	18.7	0.080	//	//	//	//	//	//	//	//

Note F_c : Maximum compressive strength
 F_t : Splitting tensile strength
 σ_y : Yield stress
 σ_{max} : Maximum tensile strength
 ϵ_u : Maximum elongation

て行なわれた。

セメントは普通ポルトランドセメント，細骨材は 1.2mm 以下の川砂，粗骨材は 5mm 以上，10mm 以下の川砂利が使用された。コンクリートは水セメント比 $W/C=0.69$ ，重量調合比 $C:S:G=1:1.97:2.75$ ，スランプ 21cm とした。

コンクリートは柱材を鉛直に設置された鋼製型枠内に打設され，コンクリート打設後 3～4 日で脱型し，実験実施日まで空気養生が施された。

Table 2 に各試験体で使用された材料の力学的特性を示す。

2.4 載荷装置

Fig. 2 および photo. 1 に載荷装置を示す。載荷機構としては，柱材の両端は移動支点によって支持され，かつ，柱材の柱頭および柱脚にはピンおよびローラーを介して試験体をはさむかたちでロードセルおよび手動式の 200ton 油圧ジャッキが設置されており，所定の軸力のもとで，左右のはり反曲点に手動式の 50ton 油圧ジャッキで，Fig. 1 の矢印によって示すように逆対称荷重が負荷できる。

なお，試験体の取り付けにあたっては，柱材の材軸と軸力測定用のロードセルおよび軸力載荷用の油圧ジャッキの中心が一直線上にあるように，かつ，この軸と載荷方向が平行になるように，また，はり材の材軸と載荷方向が直角になるように留意された。また，柱およびはり反曲点のレベルと載荷方向のレベルが同一面上になるように留意された。

2.5 測定法

負荷された荷重の測定として，軸力は試験体と反力枠との間に設置された 200ton 用ロードセル（感度 20μl）によって測定され，一方，はりの両端に負荷された荷重は油圧ジャッキの先端に設置された 20ton

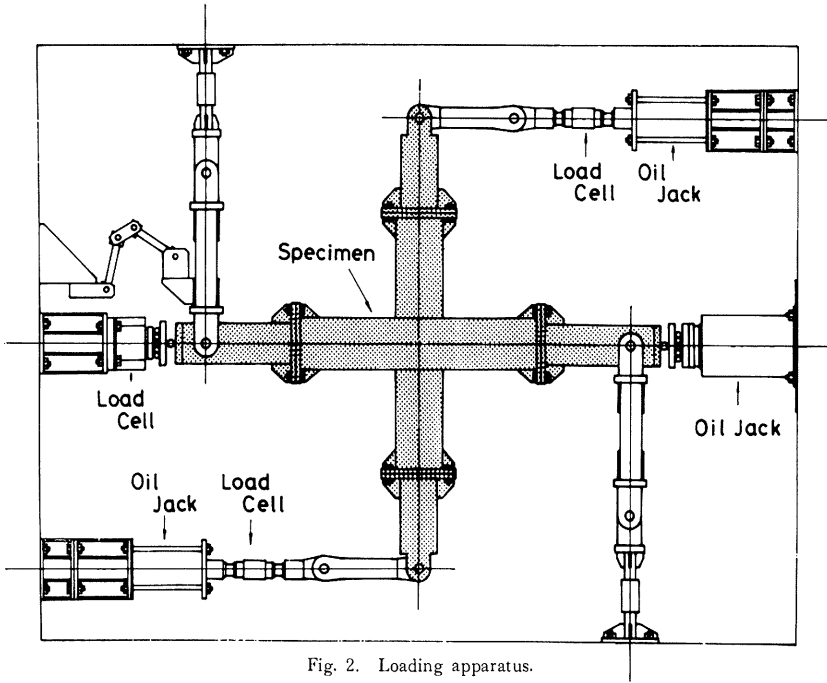


Fig. 2. Loading apparatus.



Photo. 1. Loading apparatus.

用ロードセル（感度 $100\mu/l$ ）によって測定され、荷重 P は $P^*=(P_1+P_2)/2$ とした。ただし、 P_1, P_2 ははり反曲点の両端に負荷された荷重である。

* 実験では、 P_1 と P_2 は等しくなるように負荷されたが、若干の相異が観察されることが認められたので、その平均値がとられた。

変形の測定としては、接合部対角線方向の変形 (δ_1, δ_2) および部材相対変形が摺動型変位計 (感度 $200 \mu/1\text{mm}$) によって測定された。測定された接合部対角線方向の変形より、せん断ひずみ γ は $\gamma = \delta_1/l_1 - \delta_2/l_2$ により求められた。ただし、 l_1, l_2 はそれぞれの変形に対する標点間距離である。なお、これらの変形測定装置等の詳細については文献7)~10)を参照されたい。

また、接合部パネルのひずみ状態を測定するために鉄骨面およびコンクリート面にロゼットおよび単軸の電気抵抗線ひずみゲージ (W.S.G.) が貼付された。

2.6 載荷法

載荷法としては、柱材にあらかじめ所定の軸力を負荷したのち、逆対称曲げ・せん断力を単調および正負くり返し載荷しようとするものである。

くり返し載荷の載荷法則としては、接合部パネルのせん断ひずみの 0.005 rad. を単位振幅とし、各振幅において正負3回のくり返しを行い、単位振幅を漸増させて最大振幅 0.05 rad. まで負荷しようとするものである。実験に際して、各振幅の制御方法としては前述の対角線方向の変形 (δ_1, δ_2) が所定の振幅のせん断ひ

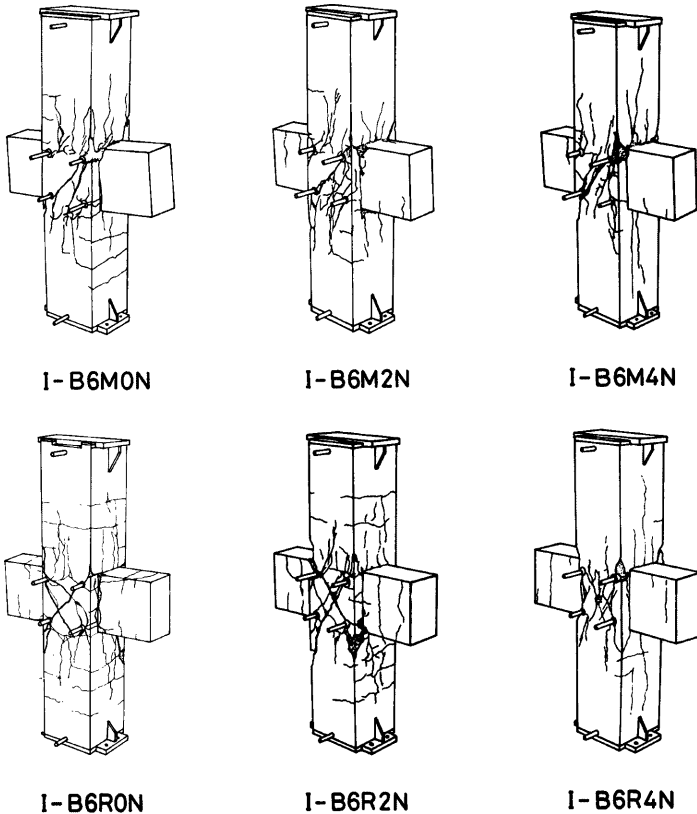


Fig. 3. Crack observation.

ずみに対応する値に達した時をもってその振幅の制御方法とした。

3. 実験結果および考察

3.1 ひび割れおよび破壊状況

Fig. 3 および Photo. 2 に実験終了後の各試験体のひび割れおよび破壊状況を示す。各試験体とも接合部パネルの変形は著しく、残留変形は柱およびはり部材にはあまりみられず接合部パネルに集約している。

接合部パネルのひび割れの分布状況は各試験体とも柱およびはり部材の圧縮領域を結ぶ範囲に圧縮場の構成を示すひび割れ状況を呈し、変形の増大とともに、これらのひび割れは柱材へと進展し圧縮破壊の様相を呈する。なお I-B6M4N, I-B6R4N の試験体では、圧縮側の柱主筋に沿ったひび割れが発生し、特に、I-B6R4N ではくり返し載荷とともにこの主筋が座屈し、かぶりコンクリートのはくりが観察された。

上述の圧縮場の構成を示す斜張力ひび割れと柱材材軸とのなす角度を観察すると、作用軸力が0の試験体と比較して、作用軸力の存在する試験体ではやや小さくなる傾向はあるが I-B6R4N を除いて、作用軸力の大小による顕著な相異は認められない。一般に作用軸力が大きくなる程これらのなす角度は小さくなるはずであるが、本実験においてこのような顕著な相異が認められなかったのは後述するように、コンクリートの作用軸力が所定の値よりも比較的小さかったことによるものと思われる。

Table 3 に、視察による各試験体の曲げひび割れおよび初期斜張力ひび割れ発生荷重を示す。

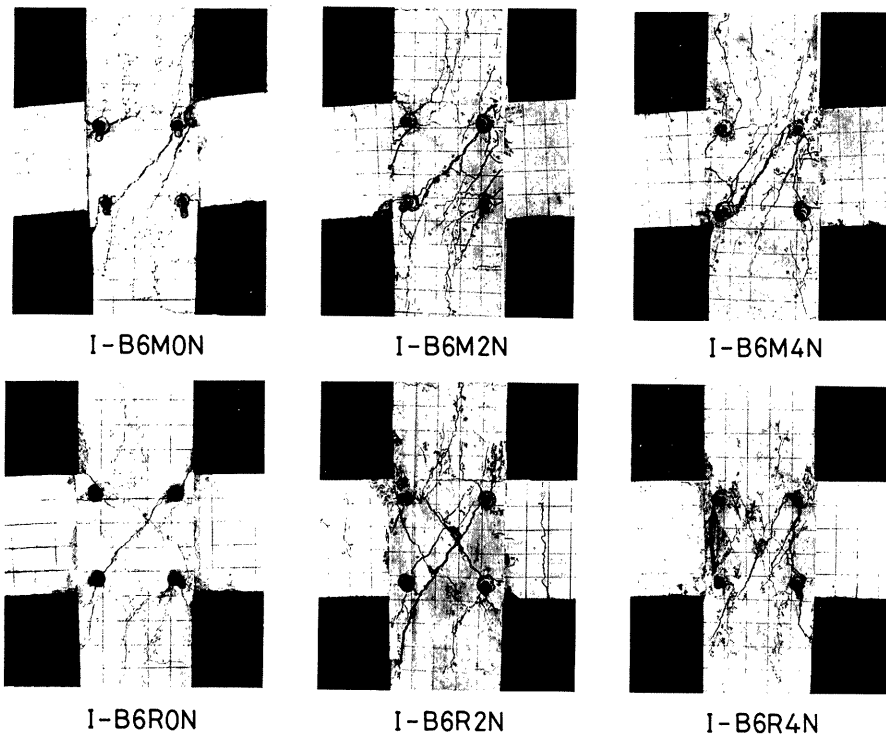


Photo. 2. Crack observation.

Table 3. Test results

Specimen	Flexural cracking load $P_{fi}(t)$		Diagonal tension cracking load $P_{cr}(t)$	Maximum load $P_{max}(t)$	Shear strength			
	Column	Beam			Diagonal tension cracking load		Maximum load	
					$Q_{p-cr}(t)$	τ_{p-cr}/F_c	$Q_{p-max}(t)$	τ_{p-max}/F_c
I-B6M0N	2.00	2.00	4.23	6.85	45.9	0.546	74.4	0.886
I-B6M2N	3.50	3.50	4.50	6.98	48.9	0.537	75.8	0.833
I-B6M4N	6.12	2.00	3.94	7.57	42.8	0.425	82.2	0.817
I-B6R0N	4.28 (2.39)*	4.00 (3.43)	4.28 (3.86)	7.03 (7.06)	46.5 (41.9)	0.454 (0.409)	76.3 (76.7)	0.745 (0.749)
I-B6R2N	4.66 (2.08)	2.00 (0.87)	3.50 (4.15)	6.91 (7.02)	38.0 (45.1)	0.418 (0.496)	75.0 (76.2)	0.824 (0.837)
I-B6R4N	5.45 (3.00)	4.32 (2.50)	4.38 (4.50)	6.71 (7.03)	47.6 (48.9)	0.467 (0.480)	72.9 (76.3)	0.715 (0.748)

*) Negative loading

3.2 変形状

Fig. 4 に変位計の値から求められた単調載荷時の荷重変形曲線を示す。縦軸は荷重 P 、横軸は接合部⁶のせん断ひずみ γ を示す。図中の○および▼印はそれぞれ斜張力ひび割れ荷重および最大荷重を示す。各試験体ともその変形状には顕著な相異は観察されないが、作用軸力が大きくなる程最大耐力の発現する変位は小さくなる。なお、I-B6M4N では最大耐力以後荷重変形曲線はわずかながら負勾配となることに特徴がある。

Fig. 5 に変位計の値から求められたくり返し載荷時の荷重変形曲線を示す。縦軸は荷重 P 、横軸は接合

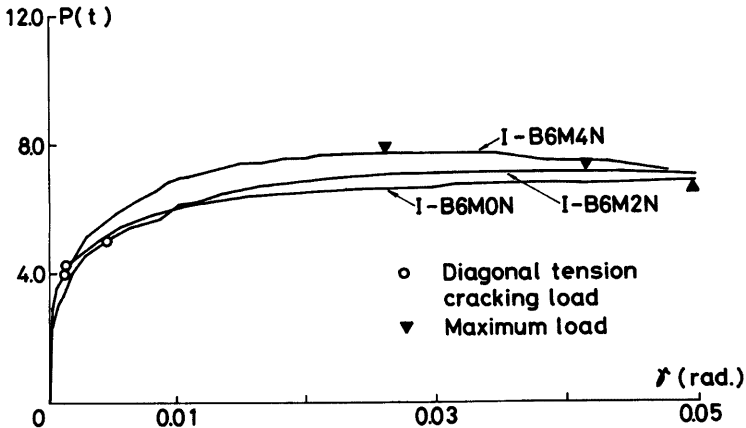


Fig. 4. Load-shear strain relationships.

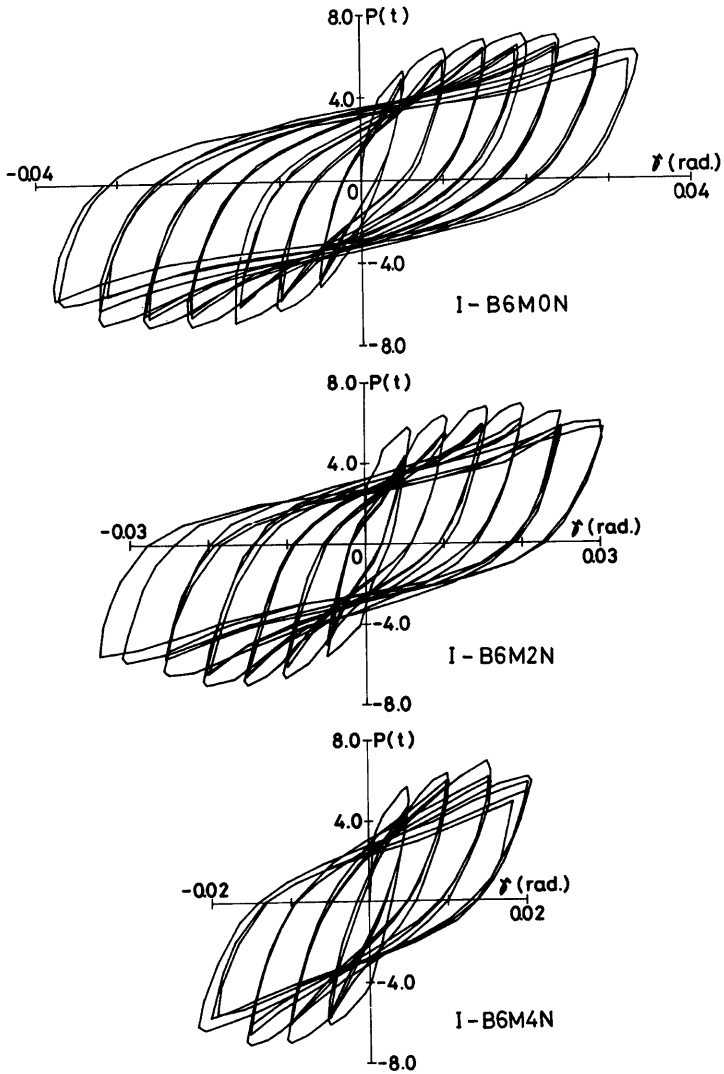


Fig. 5. Hysteresis loops.

部パネルのせん断ひずみ γ を示す。

I-B6R0N, I-B6R2N の履歴曲線はスリップを含む逆S字形の形状を示す。すなわち、その性状はコンクリートパネルに残留ひび割れが存在するうちは鉄骨パネルの履歴性状を示し、この残留ひび割れがとじてはじめて鉄骨コンクリートパネルとしての性状を示す。なお、この性状はくり返し回数が少ないうちは顕著で

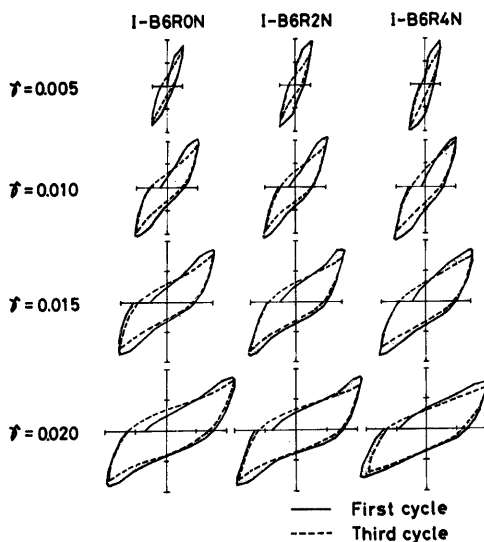


Fig. 6. Hysteresis loops in each fixed displacement amplitude.

あるが、くり返し回数が増加するにしたがってコンクリートの劣化によって小さくなり徐々に鉄骨パネルのみの履歴性状に移行するのが観察される。一方、I-B6R4N の履歴曲線では、前者 2 体の試験体の性状は明確に示されていない。これは、残留ひび割れによるスリップ現象が軸力によって抑制されるためであろうと考えられる。

Fig. 6 は、各試験体について変位振幅が 0.005, 0.010, 0.015, 0.020 rad. 時について、第 1 サイクルおよび第 3 サイクル時の履歴曲線を図示したものであるが上述の履歴性状が明確に示されている。

Fig. 7 は、各試験体の各振幅段階の第 1 サイクル時の最大耐力 P_{i0} を 1.0 とした場合の第 2, 第 3 および第 4 サイクル時の最大耐力 P_{ij} の低下率 P_{ij}/P_{i0} とサイクル数 K の関係を図示したものである。耐力の低下率は、作用軸力による相異はほとんど観察されず、各振幅段階の第 1 サイクルと第 2 サイクル目で大

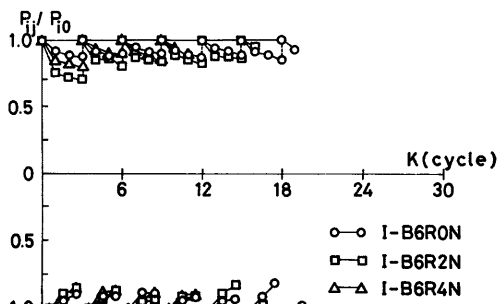


Fig. 7. Deterioration of shear capacity under repeated loading.

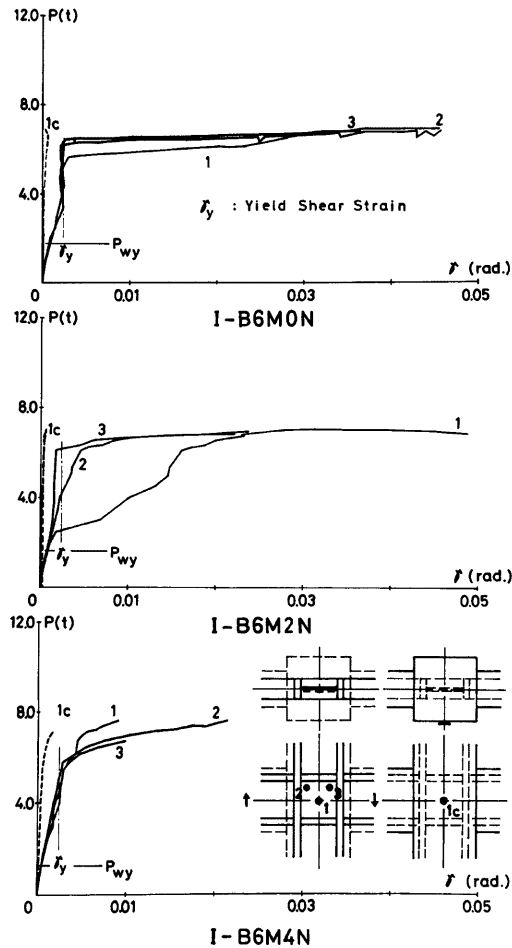


Fig. 8. Load-shear strain relationships obtained from rosette gauge data under monotonic loading.

きく、それ以後はほとんど低下しない。また、この傾向は各振幅段階ではほぼ同じであるが変位振幅が進むにつれて耐力の低下率は小さくなる。

Fig. 8 に鉄骨ウェブパネルに貼付されたロゼットゲージの値から求められた単調載荷時の荷重変形曲線を示す。縦軸は荷重 P 、横軸はせん断ひずみ γ を示す。図中の番号はゲージの貼付位置を示し、 γ_y は降伏せん断ひずみ、 P_{wy} は鉄骨ウェブパネルの降伏荷重を示す。なお、降伏せん断ひずみ γ_y は $\gamma_y^* = \frac{2}{\sqrt{3}}(1+\nu) \cdot \epsilon_y$

* γ_y の計算では、 $\nu=0.3$ 、 ϵ_y は板材の引張試験によって測定された結果より $\epsilon_y=0.00163$ とした。

によって求められたもので、 ν はポアソン比、 ϵ_y は引張降伏ひずみを示す。また P_{wy} は鉄骨ウェブパネルは純せん断を仮定し、軸力の効果はミーゼスの降伏条件にもとづいて求められたものである。各試験体とも初期斜張力ひび割れ時点では鉄骨ウェブパネルの各点ともほぼ降伏ひずみに達している。I-B6M0N では、降伏せん断ひずみに達するとひずみの進展はみられず荷重のみ増大する現象がみられる。これは、鉄骨ウェブパネルが降伏せん断ひずみに達した後の荷重の増大はコンクリートパネルに大きく依存していることを示しているものと考えられる。この現象は I-B6M2N, I-B6M4N についても同様に観察されるが I-B6M0N ほど明確には示されていない。なお、コンクリート表面でのせん断ひずみは鉄骨面と比較して極めて小さい。

Fig. 9 は鉄骨ウェブパネルに貼付されたロゼットゲージの値から求められたくり返し載荷時の荷重変形曲線を I-B6R2N および I-B6R4N* について示したものである。

Fig. 10 および Fig. 11 は I-B6R4N* について鉄骨ウェブパネル周囲のフランジの変形状態を示した

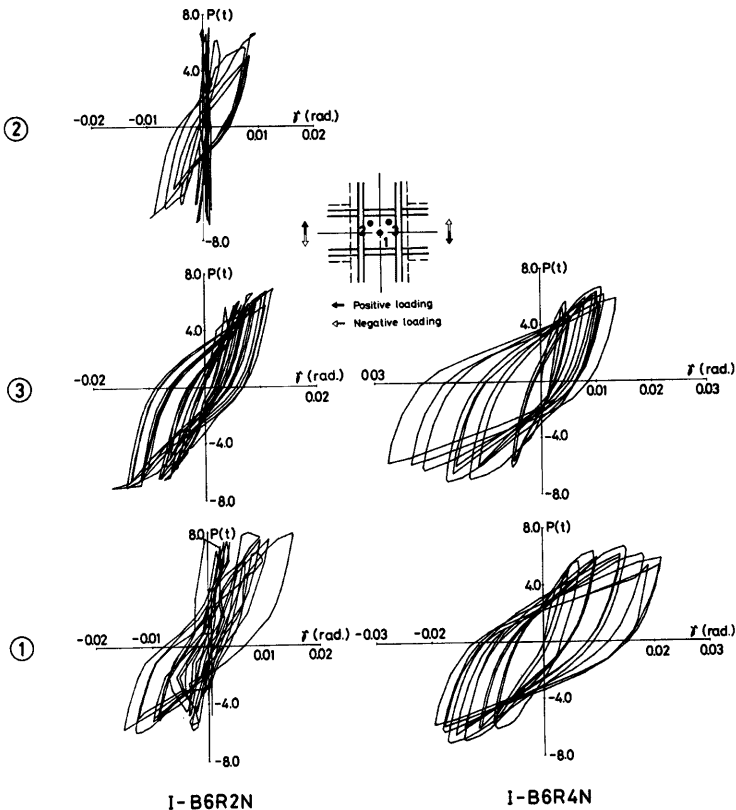


Fig. 9. Load-shear strain relationships obtained from rosette gauge data under repeated loading.

* ゲージ番号 2 および F については、W. S. G. の断線のために測定できなかった。

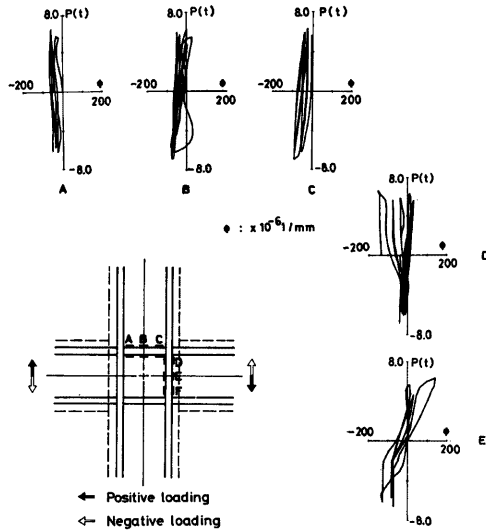


Fig. 10. Relationships between load and curvature of flange elements for specimen, I-B6R4N.

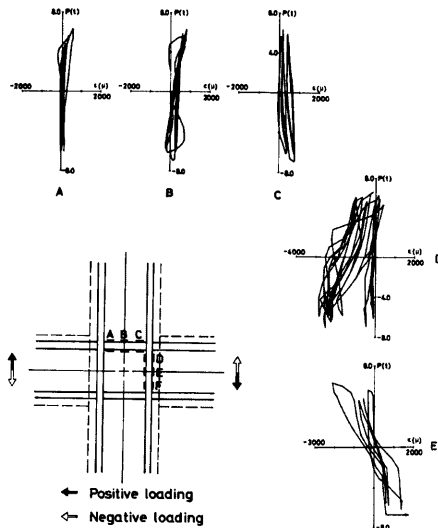


Fig. 11. Relationships between load and axial strain of flange elements for specimen, I-B6R4N.

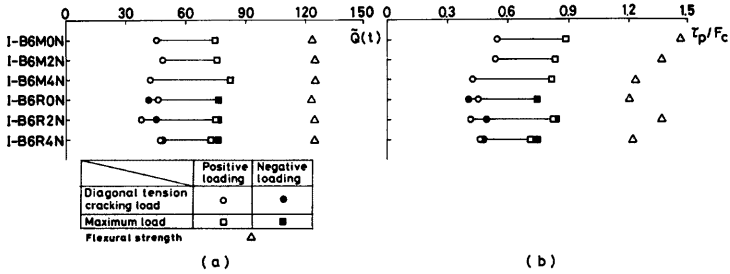


Fig. 12. Shear capacity of beam-to-column connection.

もので、それぞれ荷重 Q と曲率 ϕ の関係および荷重 Q と軸歪 ϵ の関係を示す。曲率分布は、I-B6R0N では鉄骨ウェブパネル周囲のフランジはフランジ骨組として水平力を受けた場合のモーメント図に対応する曲率分布を示すが、I-B6R4N でははりフランジは接合部側にわん曲し、その傾向はくり返し回数が増大とともに顕著になる。なお、図中の曲率の符号は柱およびはりフランジとも部材側に凸になる場合を正とする。軸歪の分布ははりフランジでは各試験体とも、もともと圧縮側であった部分もくり返し荷重の早期に引張側に移行しているのが観察される。しかしながら、柱フランジでは、I-B6R0N でははりフランジと同様な性状を示すが、I-B6R4N では、D 点のひずみは引張側には進展せず、くり返し荷重とともに圧縮ひずみのみが卓越してくるのが観察される。

4. 接合部パネルのせん断強さに関する検討

Fig. 12(a) は実験より求められた各試験体の斜張力ひび割れ荷重および最大荷重を接合部パネルのせん断強さ \bar{Q}^* によって示したものである。図中の○、●印は斜張力ひび割れ荷重、□、■印は最大荷重を示す。また、△印は計算によって求められた部材の曲げ強さを接合部パネルの強さによって示したものである。

Fig. 12(b) は接合部パネルとして柱幅とフランジ重心間で囲まれた領域を考え、この部分にせん断応力が一様に分布していると考えた場合の平均せん断応力度 τ_p をコンクリートの圧縮強さ F_c で無次元化した値 τ_p/F_c を示したものである。Table 3 に各荷重時の \bar{Q} および τ_p/F_c を示す。

斜張力ひび割れおよび最大荷重時とも軸力比に無関係に τ_p/F_c はほぼ一定値を示している。

斜張力ひび割れ時の場合、作用軸力はコンクリートパネルに生ずる斜張力を減少させる効果をもつので、軸力が作用する場合斜張力ひび割れ荷重は軸力比とともに増大するはずであるが本実験ではその様な結果は得られなかった。これは Fig. 13 に示す様にコンクリートに作用する軸力が所定の値よりも小さい為にその効果が期待できなかったことによるものと考えられる。なお、このことは、前述の様に、斜張力ひび割れと柱材材軸方向とのなす角度が作用軸力にかかわらず各試験体ともほぼ同じであったことから

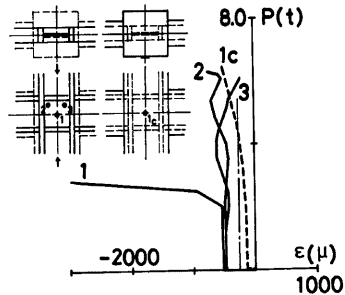


Fig. 13. Strain distribution for specimen, I-B6M2N.

* 接合部パネルのせん断強さ \bar{Q} は $\bar{Q} = \left(\frac{2l - s_j}{s_j} \right) P$ によって求められた。ここで l ははり部材両端の荷重点間距離、 s_j はフランジ重心間距離である。

も予想される。

なお、Fig. 13 は I-B6M2N について、軸力載荷前を基準とし、軸力載荷後のコンクリート面および鉄骨面^{*}の柱材材軸方向のひずみ分布の一例を示したものである。図中の一点鎖線は鉄骨、主鉄筋およびコンクリートが一体として作用した場合、軸力載荷後発現すると考えられるひずみである。

5. 解析解

鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部の耐力は (a) 鉄骨パネルと (b) 鉄筋コンクリートパネルの累加によって評価できるものと考えられる。

以下、簡単に各要素に対する考え方を述べる。

(a) 鉄骨パネル 曲げおよび軸力はフランジ、せん断力はウェブによって伝達されるものとし、また鉄骨ウェブパネルは純せん断応力状態を仮定する。このような仮定のもとでの鉄骨パネルとしての耐力線が決定される。しかしながら Fig. 14(a) に示すように、この場合はり材には軸力が存在しないので、はりフランジは鉄骨ウェブパネルを降伏させるために必要な力 T_w を伝達させるための断面があれば良いことになり、本実験で用いられた試験体のように、特に、フランジの降伏引張 (圧縮) 力 T_y が T_w よりも大きい場合は $(T_y - T_w)$ に相当するはりフランジ断面は剰余のものとなる。

(b) 鉄筋コンクリートパネル 鉄骨パネルによって柱材の鉄骨断面はすべて使われているのでこの場合の柱材は無筋コンクリート構造、一方はり材は上述の $(T_y - T_w)$ に相当するフランジ断面を主鉄筋と考えれば鉄筋コンクリート構造と考えられる。なお、本実験で用いられた試験体では柱の主鉄筋比は非常に小さいのでここでは無視して考えている。この場合の系のつり合いは Fig. 14(b) に示すものと考えられる。すなわち、柱および接合部は圧縮力のみ抵抗するコンクリート筋連によって応力は伝達され、一方、はり材は部材接合端におけるコンクリート筋連のつり合いを成立させる、いわば、拘束力の働きを持つ。なお、ここで部材接合端とははりフランジの重心位置を示す。Fig. 15 は部材接合端におけるつり合い状態を示したものである。すなわち、部材接合端でははりの拘束力 $2T$ 、 Q_b およびコンクリート筋連に作用する圧縮力 R_c 、 R_b によって次式のつり合い式を満足する必要がある。

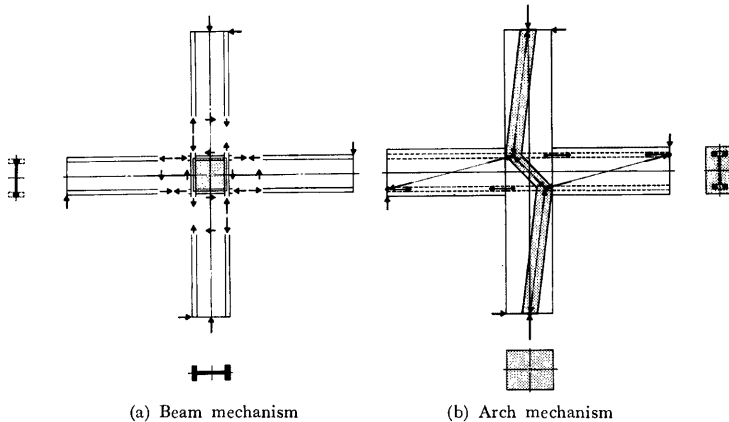


Fig. 14. Beam-column joint forces and idealised mechanisms of resistance.

* ここでは鉄骨ウェブ面についての測定結果を示したがフランジ面についてもほぼ同様な結果が得られた。

$$R_c = (2T - R_p \cos \alpha)^2 + (Q_b + R_p \sin \alpha)^2 \quad \dots\dots\dots(1)$$

なお、はりの水平方向の拘束力は接合部において鉄筋の付着力がないものとする。一方の曲げ引張力 T が他方の圧縮筋に伝達されるので断面のつり合いを考えれば圧縮側コンクリートには $2T$ の力が作用し、この力がはりの水平方向の拘束力になるものと考えられる。なお、この拘束力 $2T$ の作用線ははりフランジの重心位置にあるものとする。一方、鉛直方向の拘束力ははり部材に作用するせん断力 Q_b である。いま、コンクリート筋違の幅を $k \cdot D_c$ と仮定し、また接合部のコンクリート筋違の応力度はコンクリート圧縮強さ F_c に達しているものとする、系のつり合い $Q_b l = Q_c h$ およびはり部材のつり合いより

$$Q_b = C_2 R_c, \quad T = C_1 R_c \quad \dots\dots\dots(2)$$

ただし

$$C_1 = \frac{l - D_c/2 + k \cdot D_c/2}{D_b - d_t - d_c} \cdot \frac{h \sin \beta}{l}, \quad C_2 = \frac{h \sin \beta}{l}$$

$$\sin \beta = \frac{D_c/2 - k \cdot D_c/2}{\sqrt{(h - D_b/2 + d_c)^2 + (D_c/2 - k \cdot D_c/2)^2}}$$

が求められ、(2)式を(1)式に代入し、 R_c について解くと、

$$R_c = \frac{-(C_2 \cdot \sin \alpha - 2C_1 \cos \alpha) R_p - \sqrt{(C_2 \cdot \sin \alpha - 2C_1 \cos \alpha)^2 \cdot R_p^2 - ((4C_1^2 + C_2^2) - 1) \cdot R_p^2}}{(4C_1^2 + C_2^2) - 1} \quad \dots\dots\dots(3)$$

ただし $R_p = k \cdot D_c \cdot \sin \alpha \cdot B_c \cdot F_c$

$$\sin \alpha = \frac{D_b - d_c - d_t}{\sqrt{(D_c - k \cdot D_c)^2 + (D_b - d_c - d_t)^2}}, \quad \cos \alpha = \frac{D_c - k \cdot D_c}{\sqrt{(D_c - k \cdot D_c)^2 + (D_b - d_c - d_t)^2}}$$

が求められ、この R_c は k の関数として表現される。この R_c の垂直成分 $R_c \cdot \cos \beta$ および水平成分 $R_c \cdot \sin \beta$ は各々系に作用する軸力 N およびせん断力 Q_c に相当するが、これらの N および Q_c も同様に k の関数で表現され、 k を変数として各々の成分を求めれば、任意の k に対するコンクリートパネルの保有しうる耐力

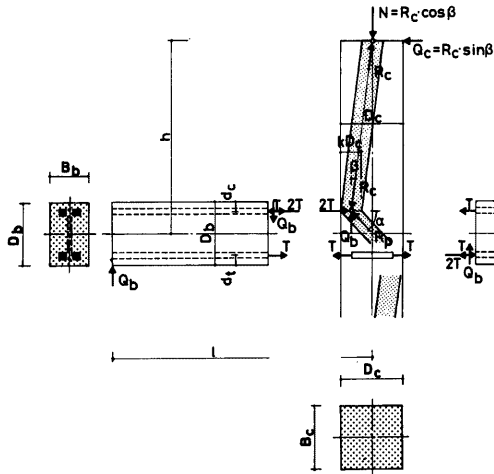


Fig. 15. Shear transfer by diagonal compression strut.

線が決定される。なお、 $T \leq T_y - T_w$, $2T/2B_b \cdot d_c \leq F_c$, $R_c/k \cdot D_c B_c \cos \beta \leq F_c$ の条件式を満足する必要がある。

6. 解析解の検討

Fig. 16 は上述の考えに基づいて鉄骨パネルの耐力線 sI_s とコンクリートパネルの耐力線 sI_c を累加して求められた接合部パネルの耐力線 sI_{sc} を示す。縦軸は軸力 N 、横軸は接合部パネルの強さを部材に作用するせん断力 Q で示したものである。なお、鎖線 fI_{sc} は比較のために柱材の耐力線を示したものであるがウェブおよび主鉄筋は無視して計算されている。○●印は実験値を示す。なお、接合部パネルの耐力線は I-B6R4N について求められたもので各試験体によって F_c が若干異なるので同一図上に各試験体の実験値は示されないはずであるが、その差はわずかであるのでくり返し載荷の全試験体について示した。計算によって求められた接合部パネルの耐力線は非常に大きな圧縮力および引張力のもと以外では軸力による耐力の相異は示されないことになり、このことは最大荷重は作用軸力の大小によって影響されないという前述の実験結果と良く対応する。一方、計算値は実験値と比較して小さめの値が得られたが、これは鉄骨パネルの耐力の評価において鉄骨ウェブパネル周囲のフランジによる骨組としての効果を無視していることによるものと考えられる。

7. 結 語

柱材の作用軸力を変数とした 6 体の十字形鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部の単調およびくり返し載荷

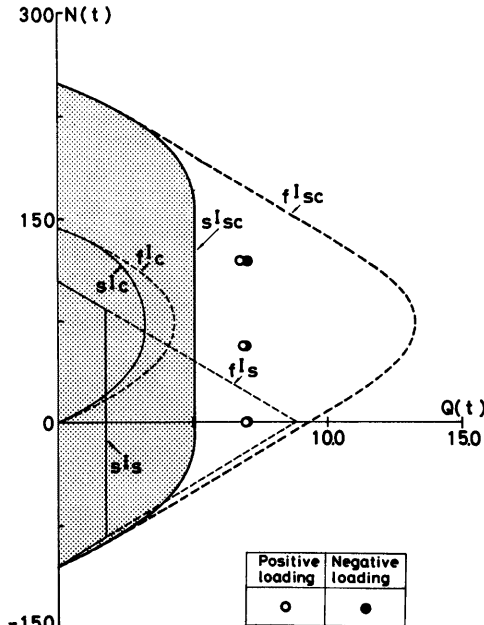


Fig. 16. N - Q interaction curves.

実験によって次の様な結論が得られた。

- (1) 本実験では作用軸力による初期斜張力ひび割れ荷重の顕著な相異は認められずほぼ一定値を示した。これは、コンクリートパネル表面に貼付したひずみゲージの値あるいは初期斜張力ひび割れと柱材材軸とのなす角度からも予想されるように、コンクリートパネルの作用軸力が所定の値よりもかなり小さかったことによるものと考えられる。
- (2) 最大荷重についても作用軸力による顕著な相異は認められずほぼ一定値を示した。このことは、累加強さの考えに基づく比較的簡単な力学的モデルによってほぼ説明できるものと考えられる。なお、このモデルによって求められた耐力は実験値と比較してやや小さめの値が得られたが、この点をふまえ更に詳細な検討が必要であろう。

謝 辞

本実験を行なうにあたり、当時、大阪工業大学建築学科 4 回生三上高義氏の協力を得、住友金属工業株式会社より援助を得たことに対し、ここに記して深く感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 横尾義貫・若林 実・末永保美：H形鋼を用いた鉄骨コンクリートに関する研究——No. 6 鉄骨コンクリート仕口パネル部分の強さに関する研究——，日本建築学会論文報告集137号，1967年7月，pp. 1-8.
- 2) 若林 実・松井千秋・南 宏一：鉄骨コンクリート接合部のせん断耐力に関する一実験，京都大学防災研究所年報第11号A，1968年3月，pp. 617~630.
- 3) 若林 実・松井千秋・南 宏一：鉄骨コンクリート接合部の弾塑性性状に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報第12号A，1969年3月，pp. 351~365.
- 4) 仲 威雄・海野三蔵・森田耕次・見村博明・立花正彦・古沢昭二：鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部の耐力に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），1974年10月，pp. 1445-1446.
- 5) 南野博男・青山博之：鉄骨鉄筋コンクリート梁・柱接合部の終局強度に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），1975年10月，pp. 1221~1222.
- 6) 佐々木哲也・小林美亀雄他：鉄骨比の大きいSRC 骨組の大変形・多数回くり返し加力実験（その2）柱はり接合部供試体，関東支部43回学術研究発表会，1972年，pp. 69-72.
- 7) 若林 實・南 宏一・西村泰志：L字形骨組で構成される鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断破壊に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報第19号B-1，昭和51年4月，pp. 129~152.
- 8) 若林 實・南 宏一・西村泰志：T字形骨組で構成される鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断破壊に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報第20号B-1，昭和52年4月，pp. 109~132.
- 9) 若林 實・南 宏一・西村泰志：十字形骨組で構成される鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断破壊に関する実験的研究（その1），京都大学防災研究所年報第21号B-1，昭和53年4月，pp. 185~199.
- 10) 若林 實・南 宏一・西村泰志：十字形骨組で構成される鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断破壊に関する実験的研究（その2），京都大学防災研究所年報第22号B-1，昭和54年4月，pp. 317~334.
- 11) 大和田義正：鉄筋コンクリート梁・柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究（3），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），昭和52年10月，pp. 1789-1790.
- 12) 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・部材の設計計算・接合部，コンクリート工学，Vol. 13，No. 13，1975年3月，pp. 78-88.

- 13) 黒正清治他：鉄筋コンクリート構造梁・柱接合部に関する実験研究（その1），（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），昭和49年10月，pp. 1439-1442.
- 14) Norman W. Hanson: Seismic Resistance of Concrete Frames with Grade 60 Reinforcement, Journal of the Structural Division, A. S. C. E., Vol. 93, ST 5, October 1971, pp. 1685-1700.
- 15) R. C. Fenwick and H. M. Irvine: Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Loading, Bulletin of the Newzealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 3, September 1977, pp. 121-128.
- 16) R. W. G. Blakeley: Design Beam-Column Joints, Bulletin of the Newzealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 4, December 1977, pp. 226-237.
- 17) T. Paulay, R. Park and M. J. N. Priestley: Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Actions, ACI Journal, November 1978, pp. 585-593.

記 号

A_c : 柱材のコンクリート断面積	P : 両はり端に負荷された荷重の平均値
A_f : フランジ断面積	P_1, P_2 : 両はり端に負荷された荷重
A_r : 主鉄筋の全断面積	Q_c, Q_b : 柱材およびはり材に作用するせん断力
A_w : ウェブ断面積	\bar{Q} : 接合部パネルの保有せん断力
B_b : はり幅	R_c : 柱材のコンクリート筋違に作用する圧縮力
B_c : 柱幅	R_p : 接合部パネルのコンクリート筋違に作用する圧縮力
D_b : はりせい	T : 曲げ引張力
D_c : 柱せい	T_w : 鉄骨ウェブパネルを降伏させるに必要な曲げ引張力
d_c : はり材の圧縮縁から圧縮フランジ重心までの距離	T_y : フランジ材の降伏引張力 $A_f \times f\sigma_y$
d_f : はり材の引張縁から引張フランジ重心までの距離	α : 接合部パネルのコンクリート筋違とはり材材軸とのなす角
F_c : コンクリートの圧縮強さ	β : 柱材のコンクリート筋違と柱材材軸とのなす角
h : 柱反曲点からはり材材軸までの距離	γ : せん断ひずみ
fI_{sc} : 柱材の耐力線	γ_y : 降伏せん断ひずみ
s_c : コンクリートパネルの耐力線	δ_1, δ_2 : 接合部パネルの対角線方向の変形量
s_s : 鉄骨パネルの耐力線	ϵ : 軸ひずみ
s_{sc} : 接合部パネルの耐力線	ϵ_y : 降伏引張ひずみ
s_j : フランジ重心間距離	ν : ポアソン比
K : サイクル数	ϕ : 曲率
k : コンクリート筋違の幅を規定する係数（中立軸比）	$f\sigma_y$: フランジ材の降伏応力度
l : はり反曲点から柱材材軸までの距離	$r\sigma_y$: 主鉄筋の降伏応力度
l_1, l_2 : 接合部パネルの対角線長さ	$w\sigma_y$: ウェブ材の降伏応力度
N : 作用軸力	
N_0 : 塑性圧縮強さ	