

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)

若林 實・南 宏一・西村 泰志

INELASTIC SHEAR BEHAVIOR OF RIGID MOMENT-REGISTING CONNECTIONS IN CRUCIFORM STEEL REINFORCED CONCRETE FRAMES (PART 2)

By Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI
and Yasushi NISHIMURA

Synopsis

This investigation was to study the shear behavior of interior beam-to-column connections in steel reinforced concrete frames subjected to alternately repeated loading.

Six specimens were tested. Specimens were designed so as to prevent flexural and shear failure of beams and columns, whose connection panels were made of pure-steel, pure-concrete or steel-and-concrete. Experimental variable was the ratio of the beam width to column width.

From the test results, failure mechanism, hysteretic characteristics and load carrying capacity were discussed.

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構造的に非常に重要な箇所である。

骨組構造物に地震力や風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。鉄骨コンクリート構造柱はり接合部の場合、コンクリートパネルが鉄骨ウェブ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数多くの既往の研究¹⁻⁹⁾によって報告されている。しかしながら、コンクリートパネルの抵抗力は接合部周辺の境界条件、すなわち接合部を含む骨組形式 (L , T , 十字形骨組)、柱はり幅比 B_s/B_c (B_s : はり幅, B_c : 柱幅) および直交ばりの有無によって決定される拘束力によって左右され、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。

1975年11月に発表された第2次改定の日本建築学会・鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説¹⁷⁾では既往のいくつかの実験結果に基づいて、柱はり接合部の設計の一試案として次のような設計式が提案されている。すなわち長期荷重に対しては

$$V_c \cdot 3f_s(1+\beta) \geq \min \left(\frac{L M_{s1} + L M_{s2}}{1+\xi}, \frac{L M_{c1} + L M_{c2}}{1+\eta} \right) \quad (A)$$

短期荷重に対しては

$$V_c \cdot (2f_s \phi + p_w \cdot f_s) + V_s \cdot f_s \geq \min \left(\frac{u M_{s1} + u M_{s2}}{1+\xi}, \frac{u M_{c1} + u M_{c2}}{1+\eta} \right) \quad (B)$$

短期荷重に対する (B) 式で ϕ は柱はり接合部の拘束係数で骨組形式によって変化する値である、また $u V_c$

は、コンクリートパネルの有効体積で柱はり幅比によって変化する値である。しかしながら、これらの既往の研究は骨組形式に関しては内柱に対応する十字形骨組が主で、隅柱および側柱に対応する L 字形および T 字形骨組に関する研究は、 T 字形骨組に関して一例¹⁰⁾みられるのみである。また、柱はり幅比が異なる場合のコンクリートパネルのせん断強さにおよぼす影響に関する研究も一例³⁾ みられるのみでありが純鉄骨の場合を含めて不明な点が多い。

このような観点に基づき、(1)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、かつ設計式 (A), (B) の妥当性を調べるために一連の実験変数に基づく実験的研究^{*}を企画した。

既報^{11)~13)}では L 字形、 T 字形および十字形骨組で単調載荷に関する研究の概要を報告したが、本報告はひきつづき十字形骨組でくり返し載荷時の場合について、その実験計画および実験結果の概要を報告するものである。

2. 実 験

2.1 実験計画の概要

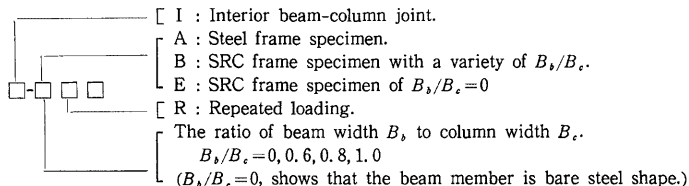
本実験で計画された試験体の形状は骨組構造物の内柱に対応する柱はり接合部を含む十字形骨組であり、試験体は接合部パネルのせん断破壊が部材の曲げ破壊に対して先行するように計画された。

実験変数としては、柱はり幅比であり、 $B_s/B_c=0, 0.6, 0.8, 1.0$ (ただし、 $B_s/B_c=0$ は柱材が鉄骨鉄筋

Table 1. Test program.

Specimen ^{*)}	Test Program						Reinforcement	
	Column section $B_c \times D_c$ (mm)	Beam section $B_s \times D_s$ (mm)	B_s/B_c	Steel portion section (mm)	Panel thickness (mm)		Column	Beam
I-A0R				H-200×80 ×9×25	6			
I-B0R	250×250		0	〃	〃	each side 2-9φ 6φ□100@		
I-B6R	〃	150×250	0.6	〃	〃	〃	each side 2-9φ 6φ□100@	
I-B8R	〃	200×250	0.8	〃	〃	〃	〃	〃
I-B10R	〃	250×250	1.0	〃	〃	〃	〃	〃
I-E0R	〃		0	〃	none	〃	〃	

*) The meaning of the name of specimens is as follows.



*) 本実験的研究では一連の実験変数に基づく総計52体の試験体が計画され、現在、44体の試験体に対して実験が終了している。なお、本研究は初年度は L 字形骨組¹¹⁾、2年度は T 字形骨組¹²⁾および3年度は十字形骨組¹³⁾で単調載荷時の場合に関する研究が行なわれた。

コンクリート構造で、はり材は純鉄骨構造の試験体を意味する)の4種類が計画された。なお、比較のため柱およびはり材とも純鉄骨構造の試験体(I-A0R), および基礎的な観点から $B_s/B_c=0$ に対応するもので鉄骨ウェブパネルを除去した試験体(I-E0R)が計画され、計6体の試験体が計画された。Table 1 に計画された実験系列を示す。

本実験は、これらの計画された実験変数を含む十字形骨組の柱はり接合部に確定的な逆対称くり返し曲げ、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の一例を示す。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 2,250" の所定の寸法になるように設計され、実大のほぼ 1/3 の模型を想定している。

鉄骨鉄筋コンクリートの試験体では各試験体とも柱断面寸法として $B_c \times D_c = 250\text{mm} \times 250\text{mm}$ (D_c : 柱せい)を採用し、はり断面は各試験体ともはりせい D_s を $D_s = 250\text{mm}$ で一定とし、はり幅は実験変数である柱はり幅比 $B_s/B_c = 0.6, 0.8, 1.0$ に準じて、それぞれ 150mm, 200mm, 250mm である。

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

主鉄筋は、上端および下端とも直径 9mm の丸鋼がそれぞれ 2 本配筋されている。すなわち、鉄骨鉄筋コンクリート試験体の場合、鉄筋コンクリート要素の曲げ耐力は、鉄骨要素の曲げ耐力のほぼ 7% 程度にすぎず鉄筋コンクリート要素の影響は小さいものと考えられる。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。すなわち柱はり接合部は鉄骨コンクリート構造である。

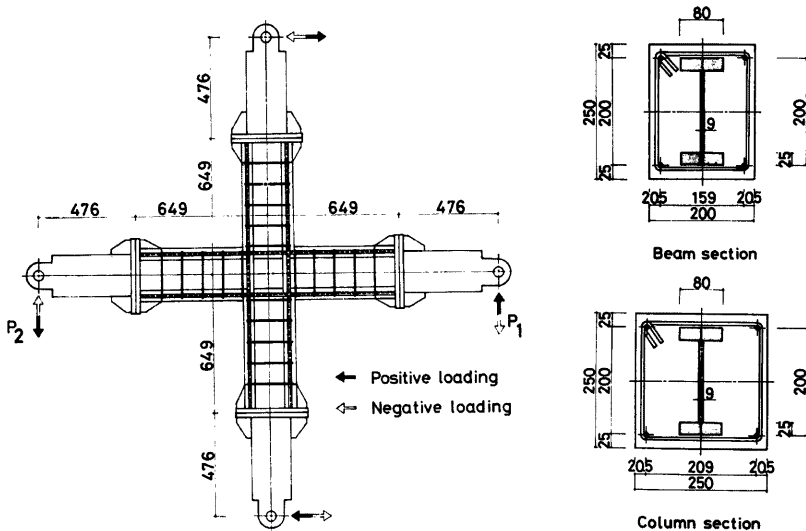


Fig. 1. Specimen and cross sections for specimen, I-B8R (units ;mm)

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板材を溶接組立^{*)}した H 形鋼から構成され、その板材の材質は SS41 材とした。

主鉄筋としては SR24、せん断補強筋としては SR24 相当品の材種の鉄筋が使用された。なお、主鉄筋の定着は、柱およびはり部材とも主鉄筋をエンドプレートに溶接することによって行なわれた。

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、コンクリートは水セメント比 $W/C=0.68$ 重量調合比で $C:S:G=1:2.00:2.76$ 、スランプ 21cm とした。なお、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こされた。

Table 2 に各試験体で使用された材料の機械的特性を示す。

2.4 載荷装置

Photo. 1 に載荷装置を示す。載荷は柱材の一端を回転支点、他端を移動支点として左右のはり反曲点に手動式の 50t 油圧ジャッキで、Fig. 1 の矢印によって示すように正負逆対称荷重をくり返し載荷しようとするものである。なお、試験体のとりつけにあたっては、柱材の材軸と載荷方向が平行になるようにし、かつはり材の材軸と載荷方向が直角になるように、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。なお、柱材には軸方向力は負荷されていない。

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	ϕ	σ_y (t/cm ²)	σ_{max}	ϵ_u
I-A0R								6	3.12	4.62	0.309
								9	3.50	4.70	0.250
								12	2.84	4.50	0.329
								25	2.61	4.72	0.319
I-B0R	197	23.4	0.119	6 9	2.38 3.65	3.60 5.14	0.308 0.267	〃	〃	〃	〃
I-B6R	234	24.8	0.106	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
I-B8R	252	22.1	0.088	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
I-B10R	254	18.4	0.112	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
I-E0R	248	26.6	0.107	〃	〃	〃	〃	9	3.50	4.70	0.250
								12	2.84	4.50	0.329
								25	2.61	4.72	0.319

Note F_c : Maximum compressive strength.

F_t : Splitting tensile strength.

σ_y : Yield stress.

σ_{max} : Maximum tensile strength.

ϵ_u : Maximum elongation.

*) 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と考えられる。



Photo. 1. Loading apparatus.

2.5 測 定 法

はり反曲点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ロードセルによって測定され、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。

変形としては、Fig. 2 に示すように接合部対角線方向 (δ_1, δ_2) および部材相対変形 ($\delta_3 \sim \delta_8$) が摺動型変位計によって測定された。接合部パネルのせん断ひずみ γ は、接合部対角線方向の変形より $\gamma = \delta_1/l_{d1} - \delta_2/l_{d2}$ によって求められた。しかし l_{d1}, l_{d2} は、それぞれの変形に対する標点間距離である。なお、接合部対角線方向の変形を測定するための変位計取付け用のボルトは接合部パネルの大変形時においてボルトの変形がコンクリートの破壊によって拘束されないようにコンクリートとボルトの間には5mm程度のすきまが設けられた。なお、詳細については文献(11, 12)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ひずみゲージ (W. S. G.) が貼付された。

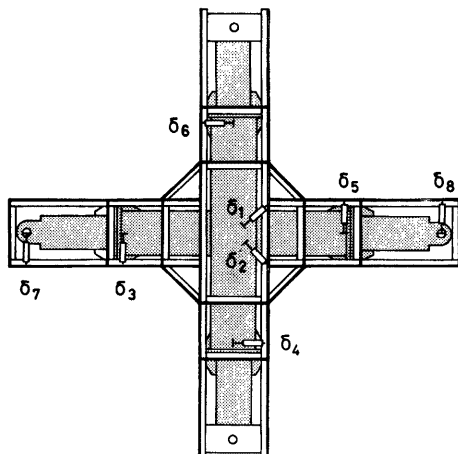


Fig. 2. Deformation instrumentation.

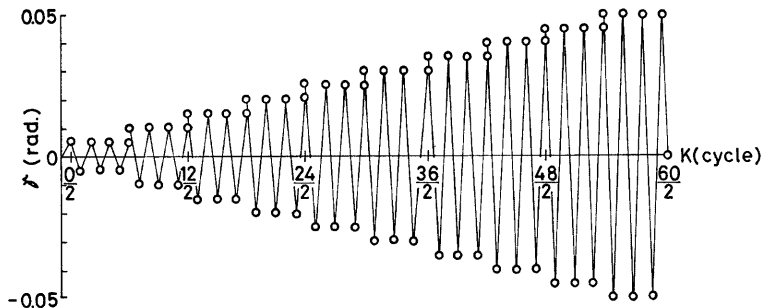


Fig. 3. Loading program.

*) 実験に際しては、 P_1 と P_2 は等しくなるように負荷されたが若干の差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。

2.0 載 荷 法

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。Fig. 3 に載荷法則を示す。なお、実験に際して、各サイクル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

3.1 ひび割れおよび破壊状況

Photo. 2 および Fig. 4 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

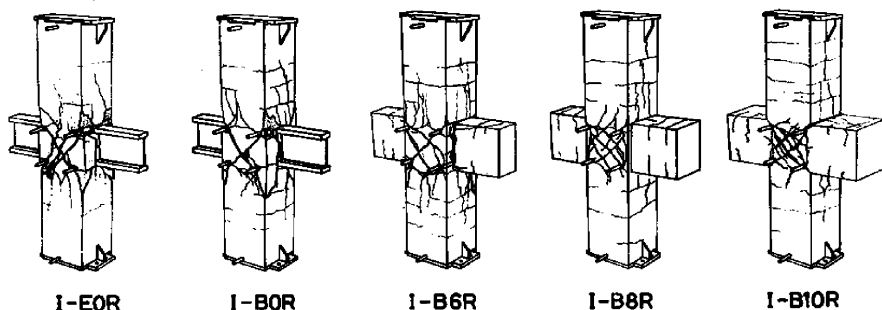


Fig. 4. Crack observation.

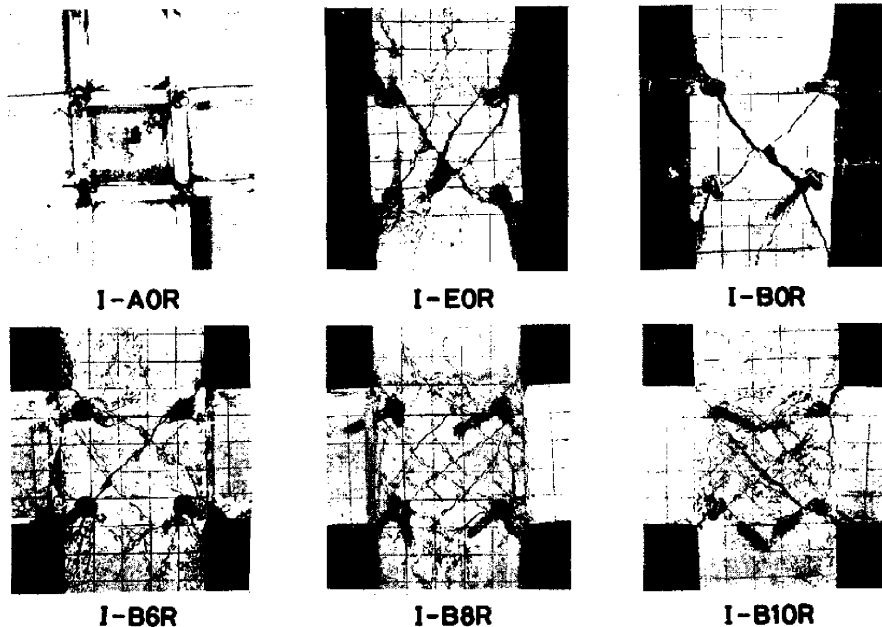


Photo. 2. Crack observation.

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ほとんどみられず接合部パネルに集約している。

接合部パネルの破壊状況は、単調載荷¹³⁾の場合と同様にはり断面の構成要素によって2つに大別できる。すなわち、(1)斜張力破壊、(2)接合部パネルにはり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圧縮場の破壊を伴うせん断圧縮破壊の2つである。斜張力破壊を呈する場合は、はりが純鉄骨構造の試験体 (I-B0R) で、これはコンクリートパネルの抵抗力に比してフランジ骨組を含む鉄骨ウェブパネルの抵抗力が大きく、その挙動は W. S. G. などのひずみの資料などからはば純せん断変形すると考えられる後者の挙動に大きく依存するためと考えられる。一方、せん断圧縮破壊を呈する場合は、柱およびはり部材とも鉄骨鉄筋コンクリート構造の試験体 (I-B6R, I-B8R, I-B10R) およびはりが純鉄骨で鉄骨ウェブパネルの除去された試験体 (I-E0R) であり、この場合は斜張力破壊の場合とまったく逆の理由によるものと考えられる。なおこの場合の圧縮場の構成を示すひび割れと柱の材軸のなす傾きは、柱はり幅比が小さくなる程小さくなる傾向にある。すなわち、これは Fig. 5 に示すように圧縮場の構成は2つの圧縮場の要素によって構成されているものと考えられる。すなわち、柱はり幅比が大きくなる程 Fig. 5 (a) の影響が大きくなり、一方、柱はり幅比が小さくなる程 Fig. 5 (b) の影響が大きくなり、上述のような圧縮場の構成を示すひび割れの柱材軸に対する傾斜角が変化するものと考えられる。なお、このように圧縮場の構成要素を分類することにより、柱はり幅比が変化した、しかも、接合部パネルがせん断破壊する場合の解析モデルの樹立にあたって一つの示唆になると考えられる。なお、Table 3 に各試験体の曲げひび割れおよび斜張力ひび割れ発生荷重を示す。

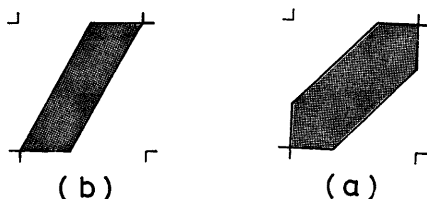


Fig. 5. Type of compression field.

Table 3. Test results.

Specimen	Flexural cracking load P_{fr} (t)		Diagonal tension cracking load P_{cr} (t)	Maximum load P_{max} (t)	Shear stress	
	Column	Beam			τ_{cr}/F_c	τ_u/F_c
I-A0R	—	—	—	4.75 (4.80)	—	—
I-B0R	4.59 (3.52) *)	—	3.69 (4.36)	5.66 (5.47)	0.155 (0.172)	0.197 (0.176)
I-B6R	4.28 (2.39)	4.00 (3.43)	4.28 (3.86)	7.03 (7.06)	0.185 (0.153)	0.325 (0.274)
I-B8R	3.51 (3.00)	2.51 (3.00)	2.96 (4.46)	7.78 (7.83)	0.107 (0.168)	0.383 (0.355)
I-B10R	3.80 (4.70)	3.10 (3.06)	2.39 (4.04)	8.24 (8.54)	0.084 (0.241)	0.409 (0.408)
I-E0R	3.65 (2.00)	—	2.66 (2.49)	4.16 (3.90)	—	—

*) Negative loading.

3.2 変形性状

Fig. 6 に変位計の値から得られた各試験体の接合部パネルの荷重変形曲線を示す。縦軸は荷重 P ，横軸は接合部パネルのせん断ひずみ γ を示す。純鉄骨試験体の場合，履歴曲線は第2サイクル時ではほぼ収束し安定した紡錘形の履歴性状を示す。一方，鉄骨鉄筋コンクリート試験体の場合，スリップを含む逆 S 字形である。すなわち，接合部パネルに残留ひび割れが存在するうちは鉄骨の履歴性状を示し，この残留ひび割れがとじてはじめてコンクリートが抵抗しはじめ鉄骨鉄筋コンクリートとしての履歴性状を示す。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抵抗力

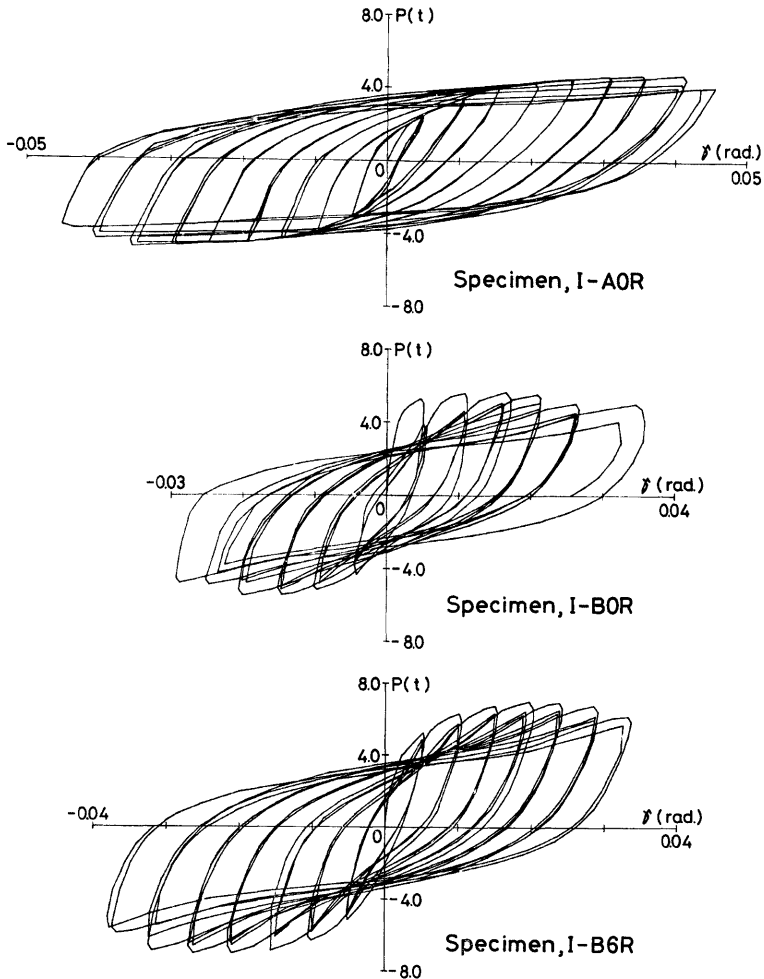


Fig. 6. Hysteresis loops.

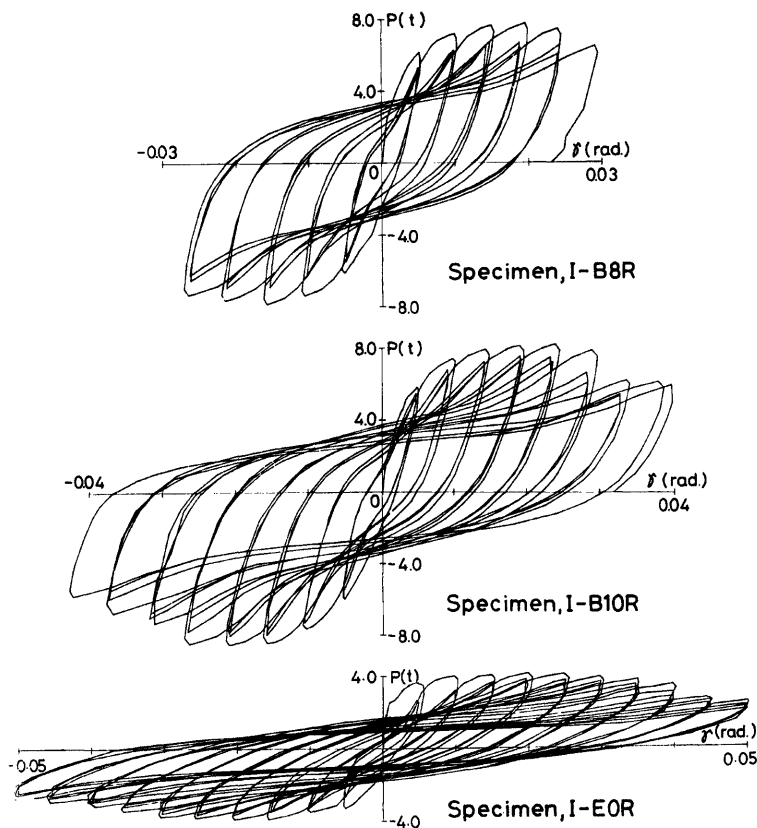


Fig. 6. Hysteresis loops.

が小さくなり徐々に鉄骨の履歴に移行していくのが観察される。Fig. 7 は、試験体 I-B8R について、変位振幅が 0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.025 (rad.) 時の第1サイクル時および第3サイクル時の履歴曲線を取り出して図示したものであり、上述の性状が顕著に示されている。

Fig. 8 は、試験体 I-B10R について接合部パネルの変形とひび割れとの相関性を示したものである。Fig. 8 (a) は変位計の値から得られた履歴曲線、Fig. 8 (b) は鉄骨ウェブパネルに貼付された3枚のロゼットゲージの値から得られた履歴曲線で両者とも縦軸は荷重 P 、横軸はせん断ひずみ γ を示す。なお、両者とも変位振幅が 0.005 (rad.) の場合の第1サイクル時について示したものである。また $P_1 \sim P_3$, $N_1 \sim N_3$ は接合部パネルのひび割れの位置および履歴曲線においてはそれらのひび割れの発生荷重、変位を示し、 γ^*

*) 降伏せん断ひずみ γ_v は $\gamma_v = \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot (1 + \nu) \cdot \epsilon_s$ によって求めた。なお、計算に際しては、ポアソン比 $\nu = 0.3$, 降伏引張ひずみ ϵ_s は板材の引張試験による測定結果より $\epsilon_s = 0.00163$ とした。

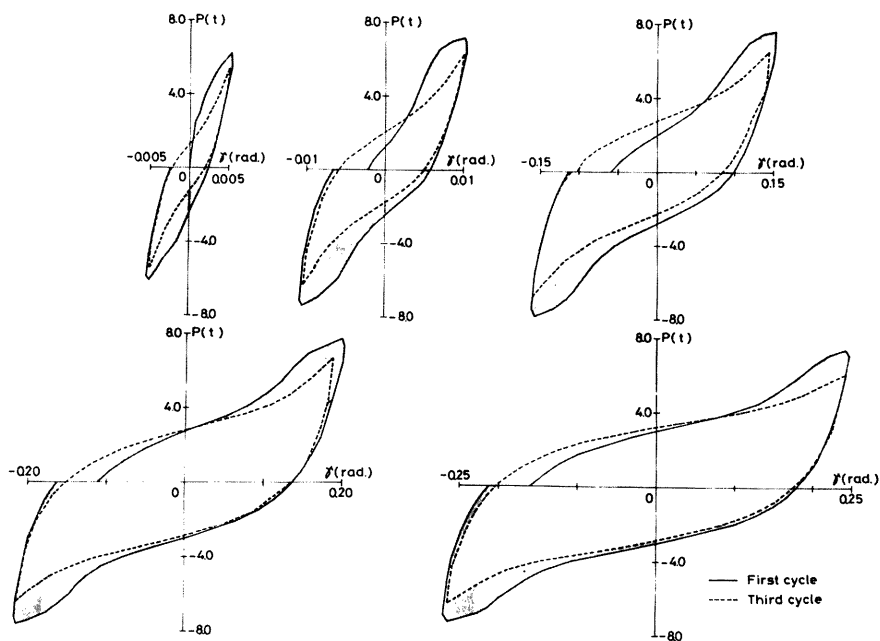


Fig. 7. Hysteresis loops in each fixed displacement amplitude for specimen, I-B8R.

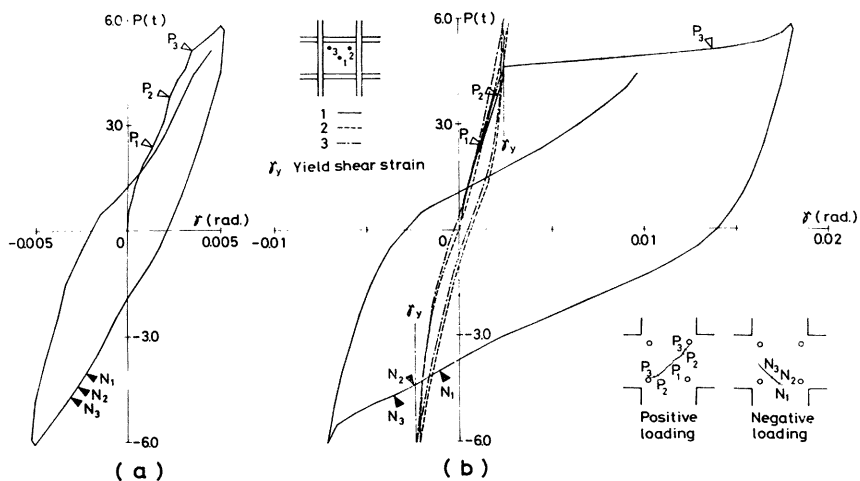


Fig. 8. Hysteresis loops obtained from rosette gauge data for specimen, I-B10R.

は鉄骨ウェブパネルの降伏せん断ひずみを示す。Fig. 8 (a) の場合負荷重の場合は明らかでないが、正荷重の場合接合部パネルのほぼ中央からの斜張力ひび割れの進展にともなって剛性が徐々に低下していくのがわかる。一方、Fig. 8 (b) からは、鉄骨ウェブパネルの中央では斜張力ひび割れが P_2 まで進展すると変形は一旦とまり、さらに、負荷すると斜張力ひび割れは P_3 まで進展しこの段階では塑性流動が生じ急激に変形する。しかしながら、隅部では斜張力ひび割れが P_3 まで進展した段階では降伏せん断ひずみに達するが塑性流動は生じない。

4. コンクリートパネルのせん断強さに関する検討

Fig. 9 は実験結果の知見より鉄骨鉄筋コンクリート試験体の柱はり接合部の履歴曲線を模式化したものである。これより、鉄筋コンクリートパネルの抵抗力 $P_{RC}(\gamma, H)$ は、鉄骨鉄筋コンクリートパネルの抵抗力 $P_{SRC}(\gamma, H)$ および鉄骨ウェブパネルの抵抗力 $P_S(\gamma, H)$ より、変位 γ および履歴 H を考慮して $P_{RC}(\gamma, H) = P_{SRC}(\gamma, H) - P_S(\gamma, H)$ により評価できるものと考えられる。本実験では、柱はり接合部にはせん断補強筋が配されていないのでこの $P_{RC}(\gamma, H)$ はコンクリートパネルの抵抗力 $P_C(\gamma, H)$ であると考えられる。Fig. 10 は、このような観点から求められたコンクリートパネルの抵抗力 $P_C(\gamma, H)$ の一例を示したものである。実線は第1サイクル、鎖線は第3サイクル時について示したものであり、▼は最大抵抗力を示す。既報¹¹⁻¹³⁾の単調載荷時の場合、コンクリートパネルの最大抵抗力はせん断ひずみ γ が $0.02 \sim 0.03$ (rad.) の時発現するのに対し、くり返し載荷時の場合は、せん断ひずみが $0.10 \sim 0.015$ (rad.) の時に発現し以後

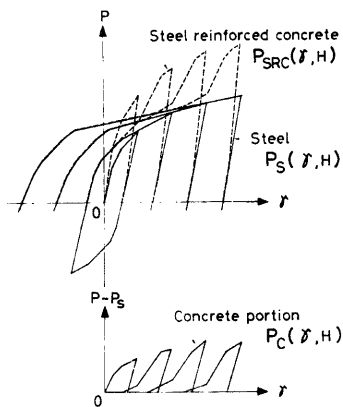


Fig. 9. Calculation of shear capacity of concrete portion under repeated loading.

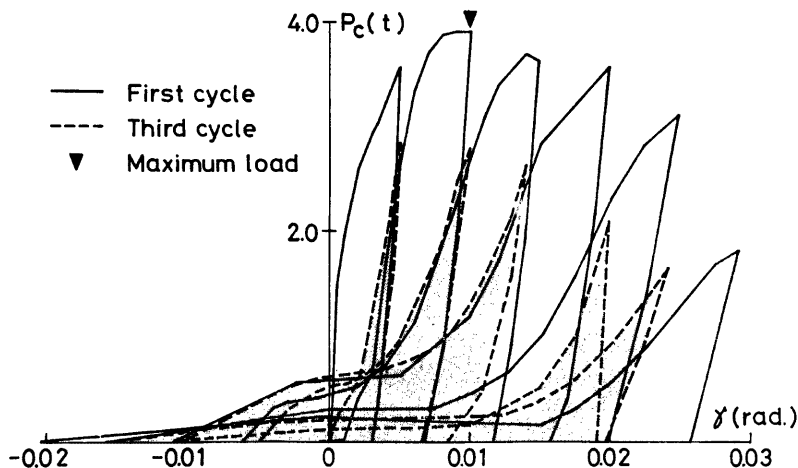


Fig. 10. Shear capacity of concrete portion of specimen, I-B8R.

急激な耐力の低下を伴うことが特徴である。また、各振幅において第3サイクル時は第1サイクル時と比較して耐力および剛性とも低下が著しい。**Fig. 11** は、各振幅におけるコンクリートパネルの抵抗力の低下率とくり返し回数の関係を示したもので、縦軸は各振幅の第1サイクル時の耐力を1.0とし第2、3および4サイクル時の低下率を、横軸はくり返し回数 K を示す。各試験体ともくり返し回数が少ないうちは、各振幅の第2あるいは第3サイクルで低下率はほぼ一定となるが、くり返し回数が増加するにつれ第2、第3および第4サイクル時で耐力の低下は著しくなる傾向にある。

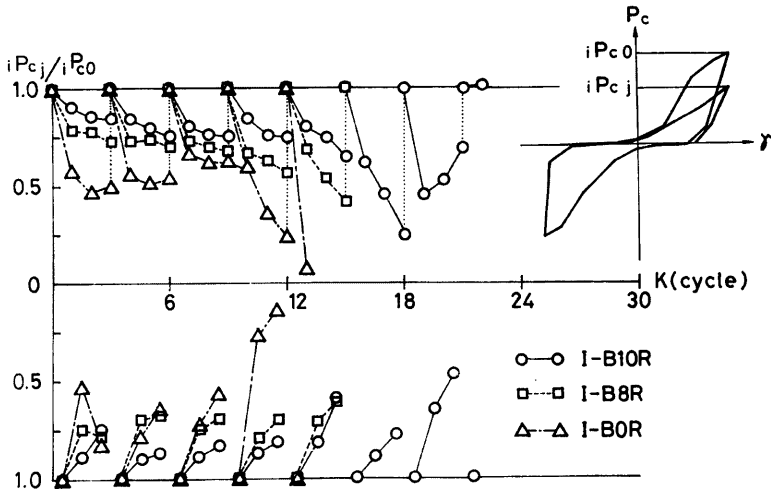


Fig. 11. Deterioration of shear capacity under repeated loading.

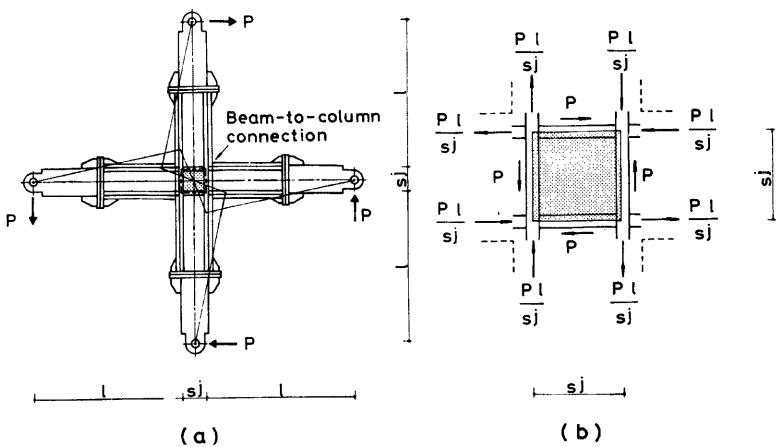


Fig. 12. Stress distribution assumption.

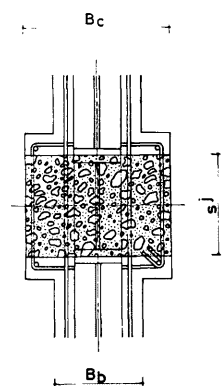


Fig. 13. Effective area for shear strength.

本実験のように、十字形骨組に逆対称荷重が作用した場合、接合部パネルに作用するせん断力 $\bar{Q}$ は、曲げモーメントの分布を Fig. 12 (a) のように鉄骨ウェブパネル4周のフランジ重心位置で最大になるものとし、Fig. 12 (b) のようにこの曲げモーメントはフランジによって伝達されるものと仮定すると $\bar{Q} = \frac{2l - s}{s} \cdot P$ によって求められる。この式の P に前述の $P_e(\gamma, H)$ を代入することによって、コンクリートパネルの保有せん断力 $\bar{Q}_e(\gamma, H)$ が求められる。いまコンクリートパネルの領域として Fig. 13 に示すように柱幅とフランジ重心間 (すなわち $B_e \times s$) に囲まれた部分と考え、この領域にせん断応力度が一樣に分布しているものと考えた場合の平均せん断応力度 $\tau_e(\gamma, H)$ は、 $\tau_e(\gamma, H) = \frac{1}{B_e \cdot s} \left(\frac{2l - s}{s} \right) \cdot P_e(\gamma, H)$ によって求められる。これらの観点に基づいて求められた各試験体の初期斜張力ひび割れ時および終局耐力時の平均せん断応力度をコンクリートの圧縮強さ F_c で無次元化した値 (τ_{cr}/F_c および τ_u/F_c) を Table 3 に示す。これより初期斜張力ひび割れ時の平均せん断応力度は正荷重時で (0.084~0.185) F_c 、負荷重時で (0.153~0.241) F_c 、であり、終局耐力時の平均せん断応力度は正荷重時で (0.197~0.409) F_c 、負荷重時で (0.176~0.408) F_c であった。

Fig. 14 (a), (b) は、初期斜張力ひび割れ時および終局耐力時の τ_{cr}/F_c および τ_u/F_c と柱はり幅比の関

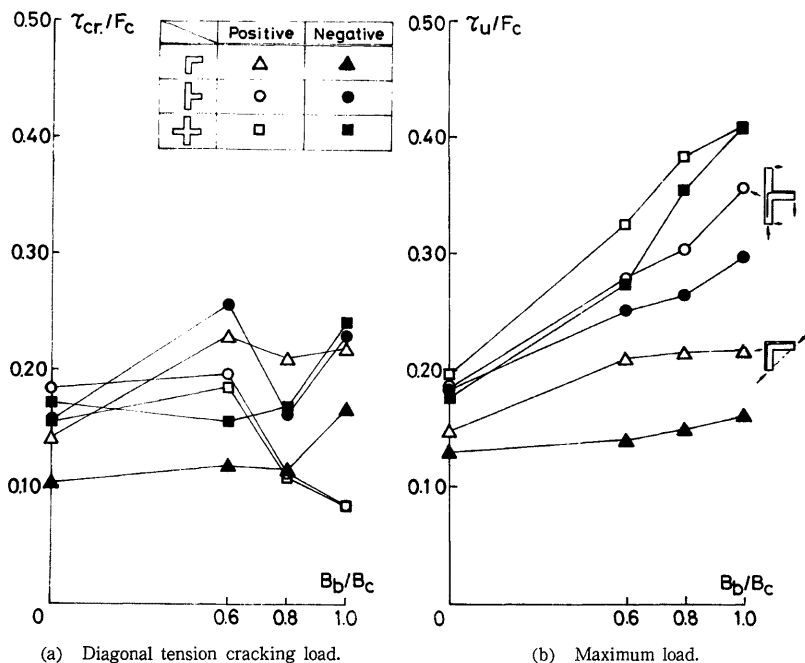


Fig. 14. Relationships between τ/F_c and B_b/B_c .

係を图示したものである。なお、比較のために L 字形および T 字形骨組の場合の結果を示す。初期斜張力ひび割れ時の場合、 τ_u/F_c と柱はり幅比との間には顕著な相関性は認められない。このことは L 字形および T 字形骨組の場合についても同様であり、骨組形式および柱はり幅比に拘わらず平均では $0.15F_c$ 程度の値である。一方、終局耐力時の場合 τ_u/F_c は柱はり幅比が大きくなる程大きくなるという相関性が認められ、この傾向は L 字形および T 字形骨組の場合についても同様である。なお、 L 字形および T 字形骨組の場合、はり主筋の柱材での定着が非対称であるために正荷重と負荷重時で τ_u/F_c には若干の差が認められた。

Fig. 15 は τ_u/F_c と F_c の関係を图示したものである。図中の□・■は接合部パネルの有効幅として、 $(B_s+B_e)/2$ を採用して得られた τ_u/F_c と F_c の関係を图示したものである。なお、比較のために L 字形および T 字形骨組の場合の結果を△・▲および○・●印によって示す。これから、有効幅^{3・17)}の考えに基づ

いて得られた τ_u/F_c は、 F_c により相異はみられるが、柱はり幅比に関係なくほぼ同一値（ほぼ $0.40F_c$ ）をとることから本実験に関してもこの考えは妥当であると考えられる。なお、この傾向は L 字形および T 字形骨組に対しても同様である。なお、Fig. 15 において、(A)³⁾、(B)⁹⁾、(C)¹⁶⁾、(D)¹⁴⁾、(E)¹⁵⁾ は接合部を含む骨組形式が十字形の場合の τ_u/F_c と F_c の関係を与える既往の提案式であり、Proposed eq. は著者が行った L 字形、 T 字形および十字形骨組形式の単調載荷に対する実験結果に基づいて求められた実験式¹³⁾を示した

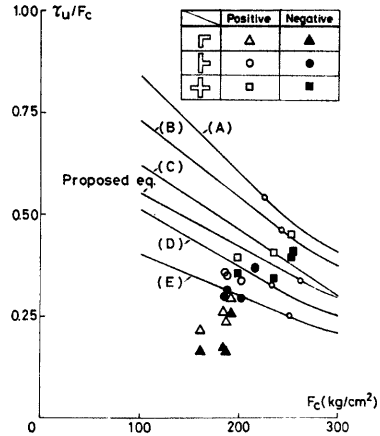
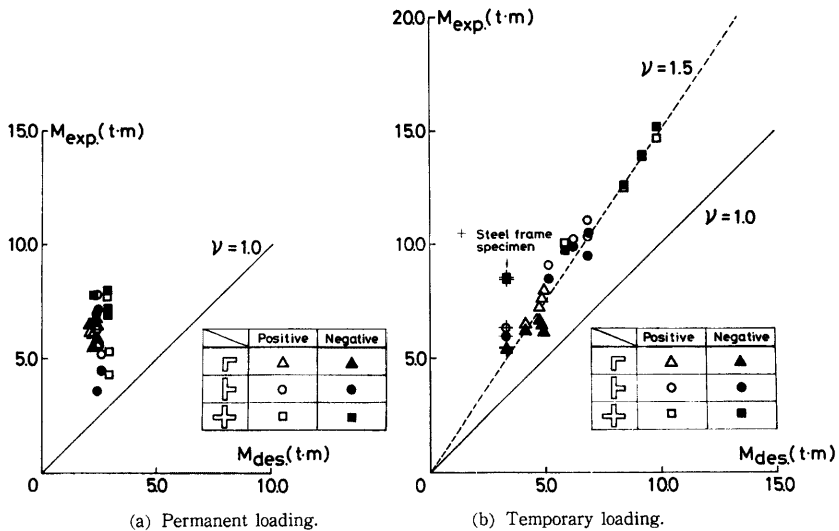


Fig. 15. Relations hips between τ_u/F_c and F_c .



(a) Permanent loading.

(b) Temporary loading.

Fig. 16. Comparison of experimental values with calculated values.

ものである。

Fig. 16 は柱はり接合部のせん断強度を与える鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の提案式の妥当性を調べたもので縦軸は実験値 $M_{\Delta\Delta}$ 、横軸は計算値 $M_{\Delta\Delta}$ をそれぞれあらわす。なお、この相関関係は接合部パネルの強さをはり部材の抵抗モーメントの和であらわしたものであり、計算値と実験値との関係は、**Fig. 16 (a)** では長期荷重時の許容強度^{*}を初期斜張力ひび割れ耐力と対応させ、一方、**Fig. 16 (b)** は短期荷重時の許容強度^{*}を最大耐力と対応させたものである。なお、比較のために L 字形および T 字形骨組の場合の結果を示す。これによると、長期荷重時の場合各骨組形式に拘わらず実験値は充分安全側の値を与えられとされる。一方、短期荷重時の場合、各骨組形式ともほぼ安全率 ν が、 $\nu=1.5$ の線上にあり実験値は充分安全側の値を与えられとされるが、十字形骨組の場合、鉄骨ウェブパネル4周のフラジ骨組の効果により実験値は計算値のほぼ2倍の耐力があるため鉄骨鉄筋コンクリートとしての安全率が1.5であるというのは検討の余地があると思われる。

5. 結 語

6体の十字形鉄骨および鉄骨鉄筋コンクリート構造骨組の柱はり接合部のくり返し載荷実験によって次のような結論が得られた。

- (1) 接合部パネルの破壊は、はり部材の構成要素によって斜張力破壊とせん断圧縮破壊の2つに大別できる。なお、せん断圧縮破壊にともなう圧縮場の構成は **Fig. 5** に示すように2つの要素から成立し、解析モデルの樹立にあたって大きな示唆となる。
- (2) 接合部パネルの履歴性状は、純鉄骨試験体は安定した紡錘型の履歴曲線を示すが鉄骨鉄筋コンクリート試験体ではスリップを含む逆S字形の履歴曲線を示す。しかしながら変形およびくり返し回数の増大とともにコンクリートパネルの影響は小さくなり純鉄骨の履歴に移行していく。
- (3) 終局耐力時のコンクリートパネルのせん断強度は柱はり幅比が大きくなる程大きく傾向にある。本実験に関しても有効幅の考えが妥当であり、その時の平均せん断応力度は $0.40F_c$ 程度の値が期待できる。
- (4) 柱はり接合部のせん断強度を与える鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の提案式は長期および短期荷重時とも安全側の値を与えることが確かめられた。

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回生石田敦・中岡章郎・長尾宗治諸氏の協力を得、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) 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69号，1961年10月，pp. 617-620.
- 2) 仲 威雄・加藤 勉・田中淳夫：水平力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート構造柱はり接合部の実大実験，日本建築学会論文報告集89号，1963年9月，p. 180.
- 3) 横尾義貫・若林 実・永末保美：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.
- 4) 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11号A，1968年3月，pp. 617-630.
- 5) 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12号A，1969年3月，pp. 351-365.
- 6) 是石逸二・梅村 魁・青山博之・伊藤 勝：鉄骨鉄筋コンクリート柱梁接合部及び柱の実験的研究，

* (A) および (B) 式の左辺を各試験体について計算したものである。

- 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 1969年3月, pp. 923-924.
- 7) Wakabayashi, M., T. Nakamura and S. Morino: An Experiment of Steel Reinforced Concrete Cruciform Frames, The Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol. 23, Dec., 1973, pp. 75-110.
 - 8) 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.
 - 9) 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.
 - 10) 佐々木哲也・小林美雄雄・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
 - 11) 若林 実・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
 - 12) 若林 実・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
 - 13) 若林実・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
 - 14) 梅村 魁・青山博之・遠藤利根雄：鉄筋コンクリート接合部パネルの耐力と剛性(ラーメンの弾塑性変形略算), 日本建築学会論文報告集号外, 1965年9月, p. 206
 - 15) 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
 - 16) 上村智彦：鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部の終局せん断強度について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 昭和50年10月, pp. 1155-1156
 - 17) 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, 1975年10月第2次改定, pp. 143-163

記 号

B ,	： はり幅
B_c	： 柱幅
D ,	： はりせい
D_c	： 柱せい
F_c	： コンクリートの圧縮強さ
f_c	： コンクリートの許容せん断応力度
f_{fc}	： 鉄骨ウェブパネルの短期許容せん断応力度
σ_{fc}	： 帯筋のせん断補強筋用短期許容引張応力度
a_j	： フランジ重心間距離
a_{j1}, a_{j2}	： はりあるいは柱の鉄筋コンクリート部分の応力中心間距離
a_{j1}, a_{j2}	： はりあるいは柱の鉄骨部分の引張側および圧縮側の弦材断面の重心間距離
l	： 部材長
l_{d1}, l_{d2}	： 鉄骨ウェブパネル4周のフランジ骨組の対角線長
l', h'	： はりあるいは柱のうちのり長さ
M_{s1}, M_{s2}	： 左あるいは右のはりの終局曲げモーメント
M_{c1}, M_{c2}	： 上あるいは下の柱の終局曲げモーメント
M_{s1}, M_{s2}	： 接合部パネルの抵抗モーメント
P	： 荷重
P_1, P_2	： 左右のはり反曲点に負荷した荷重
$P_c(\tau, H)$	： コンクリートパネルの抵抗力

- $P_{RC}(\gamma, H)$: 鉄筋コンクリート部分の抵抗力
 $P_S(\gamma, H)$: 鉄骨試験体の抵抗力
 $P_{SRC}(\gamma, H)$: 鉄骨鉄筋コンクリート試験体の抵抗力
 $\bar{Q}, \bar{Q}(\gamma, H)$: 接合部パネルに作用するせん断力
 t_w : 鉄骨ウェブパネルの厚さ
 V_c : コンクリートパネルの有効体積 $(b_b + b_c) \cdot j_b \cdot j_c / 2$
 V_s : 鉄骨ウェブパネルの体積 $t_w \cdot j_b \cdot j_c$
 γ : せん断ひずみ
 γ_s : 降伏せん断ひずみ
 δ_1, δ_2 : 接合部パネルの対角線方向の変位
 $\delta_3 \sim \delta_8$: 部材相対変位
 ϵ_s : 降伏ひずみ
 ν : ポアソン比
 $\tau_c, \tau(\gamma, H)$: コンクリートパネルの平均せん断応力度
 $\tau_{cs}/F_c, \tau_w/F_c$: 斜張力ひび割れ発生時および終局耐力時におけるコンクリートパネルの平均せん断応力度とコンクリート圧縮強度との比
 ρ_w : 柱はり接合部内の帯筋比
 ϕ : 柱はり接合部の拘束係数で, 十字形骨組では3, ト字形骨組では2, L字形骨組では1とする
 ξ : D_s/h'
 η : D_c/l'