

柱はり接合部を貫通する部材主筋の付着破壊と 接合部耐力に関する実験的研究

若林 實・中村 武・松田 英樹

EXPERIMENTAL STUDY ON THE LOAD CARRYING CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE CRUCIFORM FRAMES WHICH FAIL IN BOND BETWEEN MAIN REINFORCEMENTS PASSING THROUGH THE BEAM-TO-COLUMN CONNECTION AND CONCRETE

By Minoru WAKABAYASHI, Takeshi NAKAMURA and Hideki MATSUDA

Synopsis

An experimental study is conducted to investigate the reduction of load carrying capacity of cruciform beam-and-column assemblages in an ordinary reinforced concrete frame or a steel reinforced concrete frame, which is caused by the reduction of anchoring capacity at column ends due to bond failure of main reinforcements passing through a beam-to-column connection panel.

It is concluded that the reduction of load carrying capacity due to bond failure can be estimated in sufficient accuracy by means of the superposition method or the ultimate strength method in which load carrying capacity of main reinforcements is appropriately reduced based on the bond capacity between bars and concrete in a connection panel.

1. 序

地震国である我国では、構造物には、常時、構造物に作用している固定荷重、積載荷重による応力に加えて、地震時には、地動に伴う水平方向の運動によって、水平力が作用する。骨組構造物内で十字型に交わる柱とはりの接合部では、地震時に骨組に働く水平力によって、上下柱端、左右はり端に逆対称モーメントが生ずる。この逆対称モーメントによって柱はり接合部に大きなせん断力が働き、このせん断力に対して接合部パネル部がどのように抵抗するかは、鉄筋コンクリート造、鉄骨造、鉄骨鉄筋コンクリート造の構造種別を問わず、いわゆる「接合部パネルのせん断」の問題として重要な問題の一つとして多く取り扱われている。一方、鉄筋コンクリート造あるいは鉄骨鉄筋コンクリート造の柱の主筋の配筋法として通常行われている通し配筋によって、主鉄筋が接合部パネル内を貫通している場合には、前述の逆対称モーメントによって、貫通する鉄筋のパネル両端に働く引張力・圧縮力によって、パネルのせん断破壊、柱・はり端の曲げ破壊が生じる前に、パネル内の鉄筋とコンクリートの間の付着破壊が生じ、接合部内での健全な応力伝達機構が破壊され、予定した部材耐力が発揮されない恐れがあることをすでに指摘し、柱が鉄骨鉄筋コンクリートあるいは鉄筋コンクリート、はりが鉄骨コンクリートの場合の実験結果及び付着破壊に基づく部材端耐力としての耐力予測法を示した¹⁾。本稿では鉄筋コンクリート骨組における本問題を対象とし、鉄筋コンクリート構造の場合においても、柱・はりの寸法比、配筋量によっては、パネル内を貫通する主鉄筋の付着破壊によって耐力が決まる場合があることを実験的に示し、接合部内での付着破壊耐力により鉄筋の効果を低減した耐力予測法によって、確実に耐力予測ができることを示す。

2. 実験計画

実験を計画するにあたって、柱の断面寸法は、実際の柱断面に用いられる径の鉄筋が配筋できること、あまり小サイズでない粗骨材を用いた普通コンクリートが打設可能であることを考慮して250mm×250mmの正方形断面とした。架構の形は純ラーメン構造骨組の中間スパン部の柱はり接合部を中央にもつ十字形架構

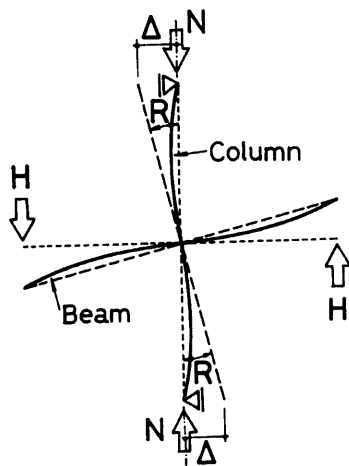


Fig. 1. Loading system.

で、骨組に水平力だけが作用したときの柱はり部材の曲げ変形の反曲点で柱はり部材を切斷した形となっている。载荷システムの模式図は、Fig. 1に示す通りである。柱先端はピンで支えられ柱には軸方向力が加えられる。はり先端には、原骨組に水平力が働いた時にはりに生ずるせん断力に相当する力として、繰返し力 H が与えられる。実験に供された試験体の形状寸法を Fig. 2 に示す。十字形架構は柱は鉄筋コンクリート断面あるいは鉄骨鉄筋コンクリート断面よりになっている。架構の柱とはりの軸線の交点（柱はり接合部パネルの重心）からはり先端の载荷点および柱先端の水平力に対する支点までの部材軸線に沿って測った距離は1,130mmでこのうち柱はりの軸線の交点から650mmまでの部分までが Fig. 2 に示される鉄筋コンクリートまたは鉄骨鉄筋コンクリートでつくられている。残りの480mmは先端にピン軸をもつ箱形断面の鋼製载荷腕木である。柱およびはりの主鉄筋は、通常の設計で行われるように、柱・はり接

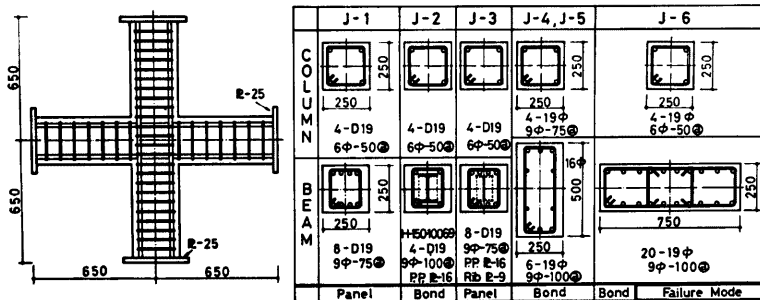


Fig. 2. Test specimen.

合部を貫通する通し配筋となっている。実験装置の概観を Fig. 3 及び Photo. 1 に示す。実験室内に水平に置かれた H 形断面材よりなる载荷口形骨組内に、試験体は柱はりの側面が実験室の床面と平行になるように設置される。柱にはピンローラーを介して軸方向力が200トン圧縮型油圧ジャッキによって加えられた。加えた軸力の大きさは柱断面の純圧縮耐力の30%である。両側はりの先端には2本のピンをもつ治具を介して（はり軸線方向の変位およびはり先端のたわみおよびたわみ角が起るのを妨げない条件を満たす）圧縮100

トン、引張 33 トンの能力をもつ引張・圧縮型油圧ジャッキで繰返し力 H (Fig. 1 参照) が加えられた。柱の先端は、柱の軸方向変位および柱先端での回転が妨げられないようにピンローラーの働きをする支点で支えられた。

試験体の設計は文献 1) に示された実験結果及び最大耐力予測法に基づいて行われた。形状・寸法は Fig. 2 に示されたが、各試験体の設計方針を示すと、J-1 は柱、はり共異形丸鋼を主筋とする鉄筋コンクリート架構で、破壊形式は接合部パネルのせん断破壊型でこの耐力によって架構耐力が決まるものである。J-2 は柱は J-1 とまったく同一で、はりには J-1 のはりと同曲げ耐力が等しくなるような鉄骨 H 形断面が配され、柱はり接合部パネルのせん断破壊が起らないよう、鉄骨パネル部のウェブ板は 16mm 厚に補強してあり、この試験体の耐力は、接合部パネル内を貫通する柱主筋の付着破壊できるように計画されている。J-3 は柱は J-1、J-2 と同じで、はりには J-1 と同じである。柱・はり接合部パネル内にはパネルのせん断破壊を防ぐ目的で、J-2 の鉄骨部分のパネル部分と同じプロポーションをもった、鉄骨ブロックがそう入されている。このそう入された鉄骨ブロックが、パネルのせん断破壊に対して充分寄与するならば、この試験体も、パ

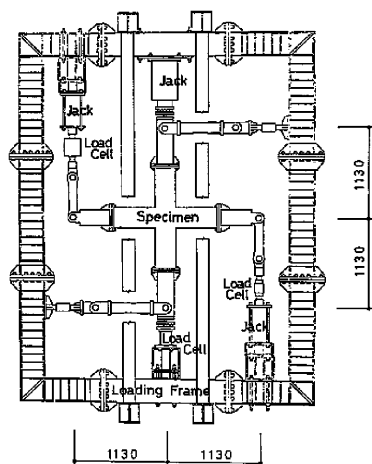


Fig. 3. Test set-up.

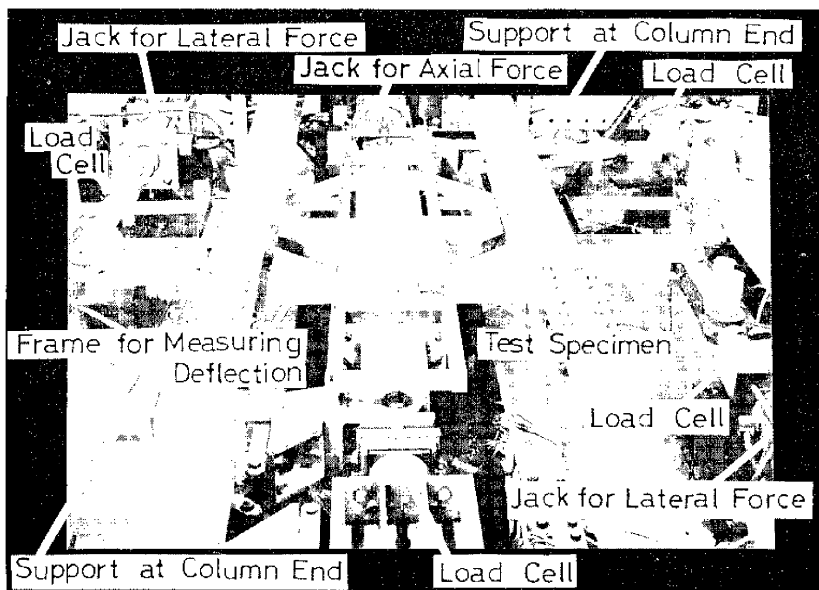


Photo. 1. Test set-up.

ネル内柱主筋の付着破壊で耐力が決まるように計画された。J-4, J-5, J-6は普通丸鋼を用いた純鉄筋コンクリート架構であり、柱の断面構成は3試験体共同である。柱・はり接合部内を貫通する柱主筋の付着破壊が接合部のせん断破壊に先んじて起り、架構の最大耐力を決める原因となるよう、J-4, J-5においてははり丈を、J-6でははり幅を大きくすることによって、柱・はり接合部を大きくし、パネル部のせん断耐力を大きくしている。J-5は試験体の形状、断面構成はまったくJ-4と同じであるが、柱主筋の表面にグリースを塗布することによって、柱主筋とコンクリートとの付着効果の絶縁をはかったものである。J-4, J-5, J-6はパネル内主筋の付着破壊で最大耐力が決まる。Fig. 2の最下欄に実験時に観察された各試験体の破壊形式を示す。

実験における載荷の制御は Fig. 1 に示す架構の層間変位角 (R) による変位制御とし、 $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad.}$, $\pm 1 \times 10^{-2} \text{rad.}$, $\pm 2 \times 10^{-2} \text{rad.}$ および $\pm 3 \times 10^{-2} \text{rad.}$ を繰返し載荷時の負荷、除荷の折り返し振幅として設定し、各変形振幅で3サイクルの繰返し加力を行うように計画した。

3. 実験の経過及び結果

3.1 配筋およびコンクリートの打設

試験体の配筋の状況及び鉄骨のそう入の状況を Photo. 2 (a)~(d) に示す。またコンクリート打設前

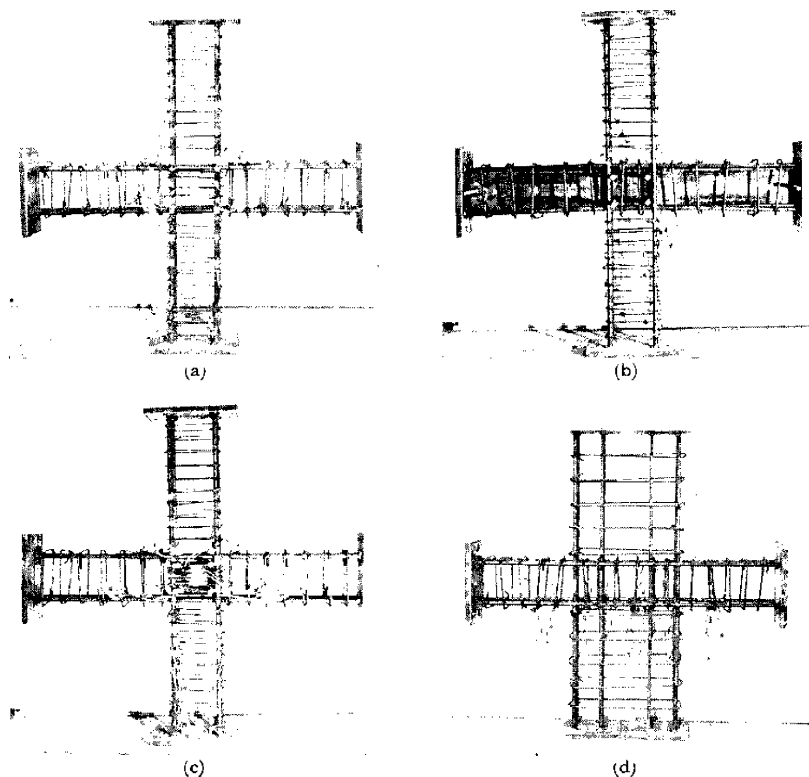


Photo. 2. Arrangement of reinforcements.

(a) J-1 (b) J-2 (c) J-3 (d) J-4 and J-5

の型枠, 配筋の状況を Photo. 3 に示す。コンクリートはレディミクストコンクリートで, 調合比はセメント: 細骨材: 粗骨材 = 1 : 2.483 : 2.944 (重量比), 水セメント比 61%, スランプ 18.0cm, 設計基準強度 215 kg/cm^2 (圧縮) の普通コンクリートで, 0.129 kg/m^3 の AE 済が使用されている。使用された細骨材は京都府城場産と岡山県日比産の混合砂で最大寸法 2.5mm で粗粒率 2.77, 比重 2.57 である。粗骨材は大阪府高槻産の碎石で最大寸法 20mm, 粗粒率 6.66, 比重 2.65 である。全試験体は同時に $100 \text{ mm} \phi \times 200 \text{ mm} h$ のコンクリート円柱試験体と共に打設された。

3.2 材料試験の結果

コンクリートの円柱圧縮試験結果を Table 1 に示す。表に示された値は円柱試験体 3 本の平均値で, 十字型架橋試験体の実験日と同日に得た値であり, 実験時材令は, J-1 が 68 日, J-2 が 48 日, J-3 が 54 日, J-4 が 60 日, J-5 が 63 日, J-6 が 74 日である。鉄筋及び鉄骨の引張試験結果を Table 2 に示す。材質は異形丸鋼は SD30, 普通丸鋼は SR24, 鉄骨 H 形鋼及び鋼板は SS41 である。

Table 1. Compression test results of concrete cylinder specimens.

Specimen	σ_c (kg/cm^2)	ϵ_c (%)
J-1	252	0.228
J-2	225	0.220
J-3	233	0.213
J-4	230	0.225
J-5	239	0.210
J-6	242	0.214

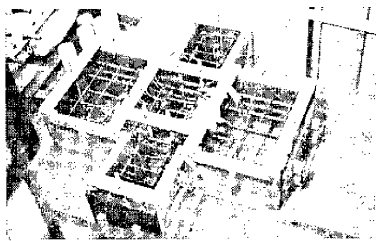


Photo. 3. Form and reinforcements before pouring concrete.

Table 2. Tension test results of steel.

Steel	σ_y (t/cm^2)	σ_u (t/cm^2)	ϵ_u (%)
D19	3.351	5.168	24.1
19 ϕ	3.099	4.601	28.8
16 ϕ	2.935	4.333	31.0
9 ϕ	3.362	4.591	31.3
6 ϕ	2.964	4.250	29.7
H-150 $\times$ 100 $\times$ 6 $\times$ 9	3.006	4.485	24.1
Flange			
H-150 $\times$ 100 $\times$ 6 $\times$ 9	3.808	4.967	21.4
Web			
PL-16	2.739	4.278	28.0
PL-9	3.370	4.626	21.4

3.3 実験の経過

全試験体共, 最初に柱に柱断面の純圧縮耐力の 30% に相当する軸方向力をかけた後に, はり先端に連結された引張・圧縮用油圧ジャッキによって, 地震時水平力によるはりせん断力に相当する外力 (H) を正負繰返して与えた。載荷は変位制御で行い, 層間変位角 (R) で加力は制御され, 同一の変位振幅で完全な正負両振り 3 サイクルずつ載荷して次の変位振幅へ進んだ。柱の軸方向力は, 実験の全過程を通じて一定に保たれた。各試験体のひび割れ発生経過と破壊状況を略述すると,

(1) J-1

正負荷でのひび割れは, 1/2 サイクルの $H=0.99 \text{ t}$ に, 両側はりに曲げ初期ひび割れ発生, 柱の曲げ初期ひび割れは $H=2.49 \text{ t}$ 及び 2.76 t で, パネルのせん断初ひび割れは $H=2.49 \text{ t}$ で発生している。負負荷では 2/2 cycle $H=-1.00 \text{ t}$ ではりに曲げ初ひび割れ, $H=-2.49 \text{ t}$ 及び -3.00 t に柱曲げ初ひび割れ, $H=-2.74 \text{ t}$ にパネルのせん断初ひび割れが発生している。最大耐力は 13/2 サイクルに達成され, $H_{max}=5.10 \text{ t}$ で, 柱・はり接合部パネルのせん断破壊で最大耐力はきまった。最大耐力後の耐力の低下は新しい変位振幅の第 1 サイクルでは前の変位振幅時の最大値に比して, それほど大きくないが, 同一変位振幅下でのくり返し載荷に

よる、耐力低下はかなり大きい。

(2) J-2

ひび割れの発生は、はりの曲げ初ひび割れは $H=1.50t$ 及び $H=-1.03t$, $-1.35t$ に、パネルのせん断初ひび割れは、 $H=2.10t$, $-3.08t$ に、柱の曲げ初ひび割れは $H=3.22t$, $-2.08t$ にそれぞれ発生し、最大耐力は 13/2 サイクルに達され、 $H=5.30t$ で、パネルの内柱主筋の付着破壊後柱圧縮側コンクリートが圧壊して達成された。最大耐力後の耐力低下は、パネルのせん断で破壊したものに比して大きい。

(3) J-3

柱・はり接合部にそう入した鉄骨パネルは、ほとんどパネルのせん断破壊に対して効果を発揮せず、J-1 とほとんど同じ経過で破壊した、初ひび割れ発生荷重は、はりの曲げが $H=1.49t$, $2.00t$, $-1.50t$, $-2.00t$,

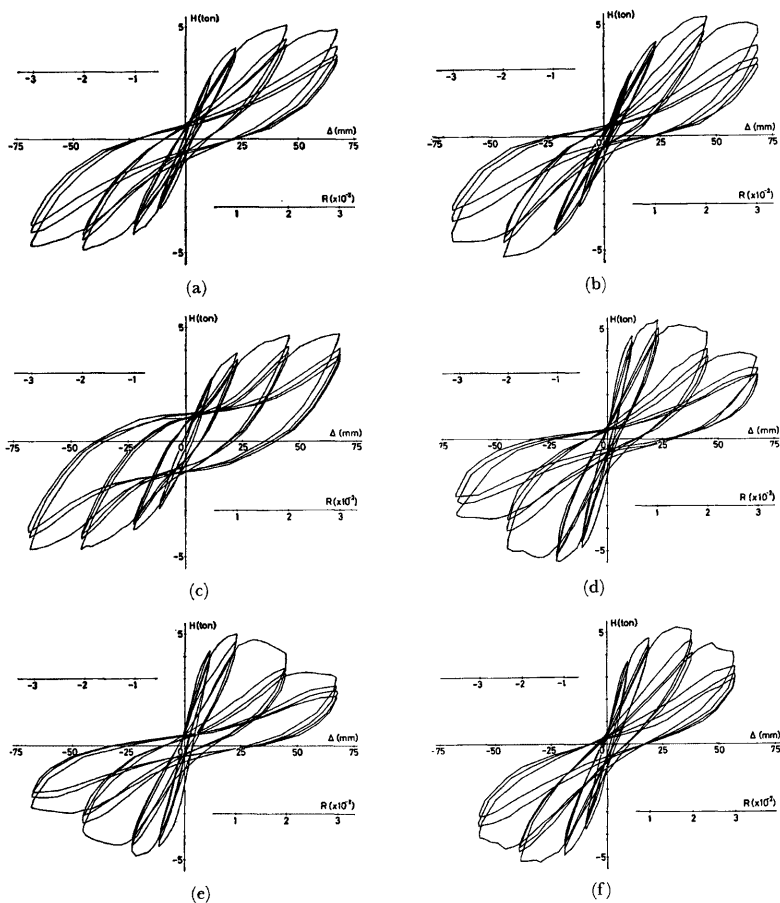


Fig. 4. Load-deflection relationship.

(a) J-1 (b) J-2 (c) J-3 (d) J-4 (e) J-5 (f) J-6

パネルのせん断が $H=2.62t$, $-2.73t$, 柱曲げが $H=3.69t$, $-3.27t$ であり最大耐力は19/2サイクルに $H=4.72t$ で達された。

(4) J-4

初ひび割れ荷重は、はりの曲げが $H=3.74t$, $-3.00t$, 柱の曲げが $H=2.75t$, $-3.00t$, $-3.50t$ であり、パネルのせん断ひび割れは発生しない。最大耐力はパネル内柱主筋の付着破壊後の柱端圧縮側コンクリートの圧壊で決まり、14/2 サイクル目に $H=-5.49t$ であった。接合部パネルのコンクリート面には、主筋に沿って斜め方向のひび割れが多く観察された。

(5) J-5

柱主筋には、柱主筋にグリースが塗布され、付着の絶縁がはかられているが、破壊に到る性状、最大耐力後の挙動も、J-4 に酷似している。最大耐力は J-4 より低く $H=5.00t$ であった。

(6) J-6

この試験体もパネル内主筋が付着破壊後、柱圧縮側コンクリートが圧壊して最大耐力が決まった。初ひび割れ荷重は、はりの曲げ $H=3.64t$, $-3.00t$, $-3.65t$, 柱の曲げが $H=3.64t$, $3.81t$, $-4.92t$ で、パネルのせん断

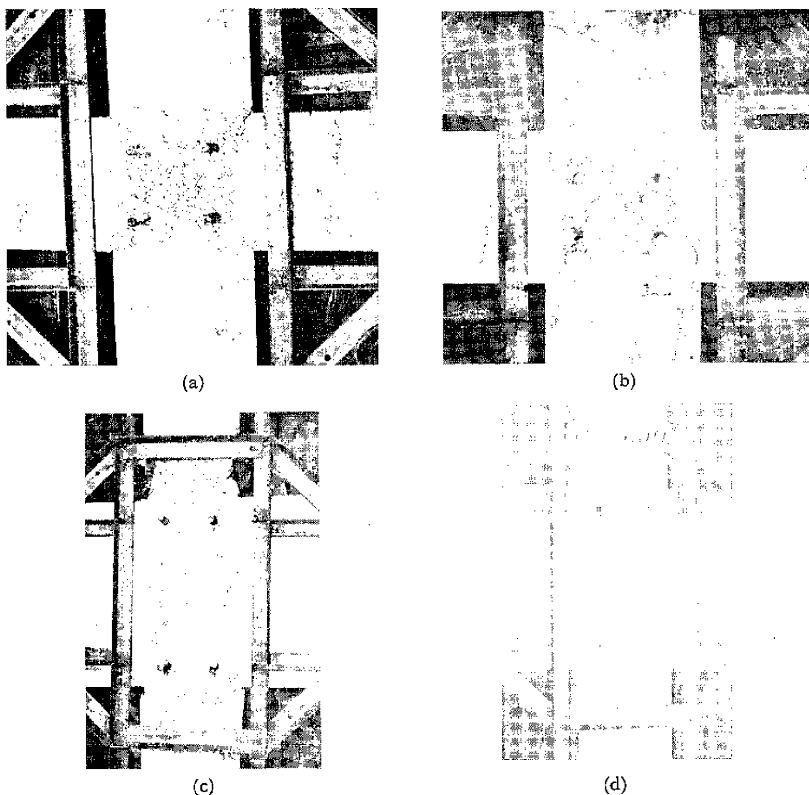


Photo. 4. Crack pattern.

(a) J-1 (b) J-2 (c) J-4 (d) J-5

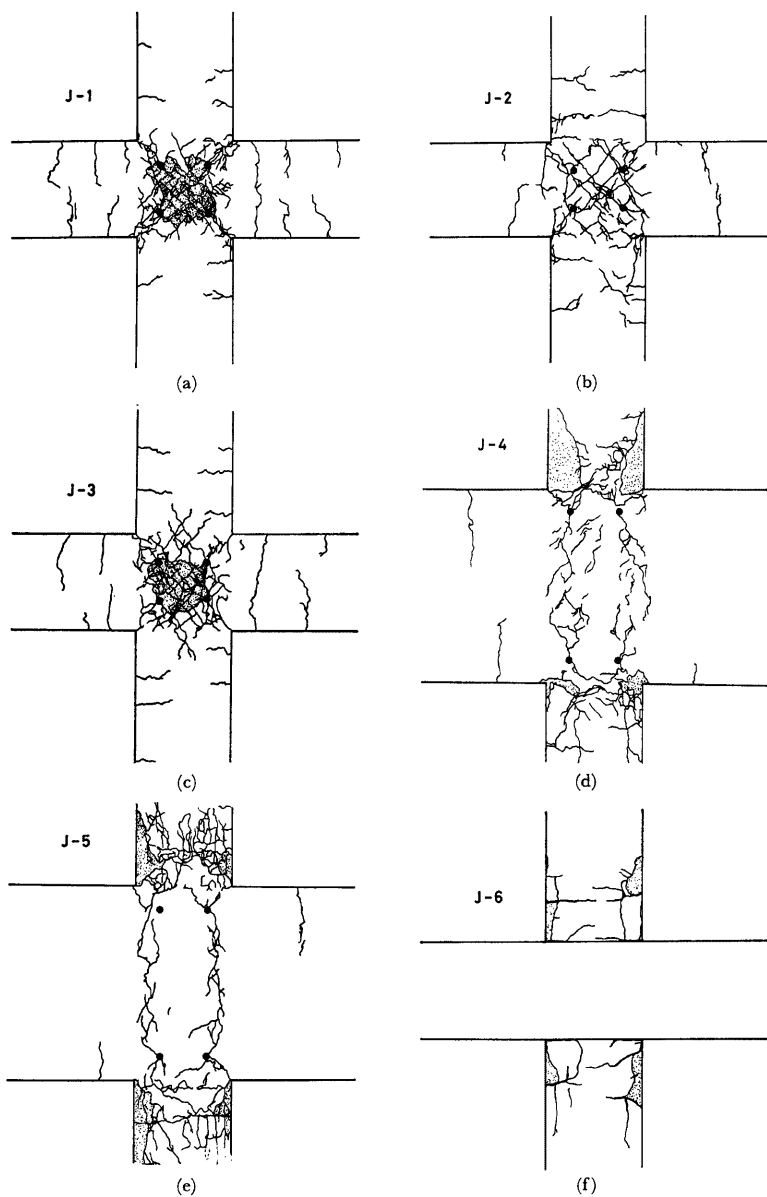


Fig. 5. Crack pattern at final state.

(a) J-1 (b) J-2 (c) J-3 (d) J-4 (e) J-5 (f) J-6

ひび割れは入らなかった。柱のパネル側端には、柱主筋位置に主筋方向のひび割れが観察された。最大耐力は13/2サイクルで $H=5.22t$ であった。

3.4 実験結果

前節にも述べたように、J-1 及び J-3 は柱・はり接合部パネルのせん断破壊で最大耐力が決まった。J-2, J-4, J-5, J-6 は、接合部パネル内を貫通する柱主筋がパネル内で付着破壊を起した後、柱端の圧縮側コンクリートが圧壊して最大耐力が決まった。実験によって得られたはりの先端に加えて荷重 (H) と層間変位角 (R) 及び層間変位 (D) (Fig. 1 参照) の関係を Fig. 4(a)~4(f) に示す。また、実験時の接合部パネル近傍のひび割れ状況を Photo. 4(a)~4(d) に、破壊後の最終ひび割れ状況のスケッチを Fig. 5(a)~5(f) に示す。Fig. 6 には接合部パネルのせん断破壊を起した J-1 の荷重 (H) と接合部パネルの対角線方向の伸縮より計算したパネルのせん断変形角との関係を示す。同図中に破線で示した P.F. は、文献2) に示された接合部パネルのせん断耐力を推定する式

$$\tau_u = (0.50 - 0.001 \cdot F_c) F_c + 2.7 \sqrt{p_w} \sigma_y \quad \dots \dots \dots (1)$$

より求めたパネルのせん断耐力である。本実験ではこの予測耐力よりは高く $\tau_u = 0.40 F_c$ であった。またパネル内にだけ鉄骨補強を行った (パネルプレートⅡ-16, リブプレートⅡ-9) J-3 ではこの鉄骨のパネル補強効果はまったくなく J-1 同様 $\tau_u = 0.40 F_c$ でパネルのせん断破壊が起った。Fig. 7 は接合部パネル内の柱の通し筋の付着破壊に起因して最大耐力が決まった J-4 の荷重 (H) と柱主筋のパネル端よりの抜け出し量 (δ) との関係である。最大耐力後、柱主筋がパネルにより大きく抜け出してくるのが観察される。パネル内の柱主筋の付着破壊に起因する破壊時の耐力予測方法については、次節に詳述する。

柱・はり接合部パネルのせん断破壊を起した試験体と接合部パネル内を貫通する柱主筋の付着破壊に起因して最大耐力の決まった試験体の挙動は $H-R$ 関係の履歴ループの形状には大きな差はなくふくらみをもった逆 S 字型であるが、最大耐力到達以後の耐力低下は、接合部パネルがせん断破壊を起したものは小さいのに比して、柱主筋がパネル内で付着破壊を起したものではかなり大きいという顕著な差がある。

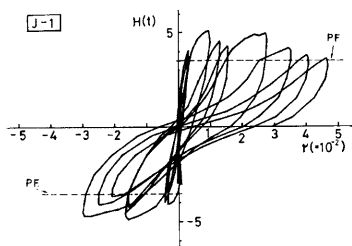


Fig. 6. Load vs. shear strain in connection panel relationship.

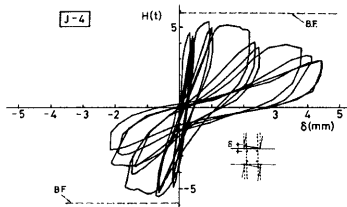


Fig. 7. Load vs. slippage of main reinforcement out of connection panel relationship.

4. 接合部パネル内を貫通する柱主筋の付着破壊に起因して架構の耐力が決まる ときの最大耐力の予測

柱・はり接合部内で通し配筋された柱主筋に付着破壊が起ったことによって試験体の最大耐力がきまる場合の最大耐力の予測方法を示す。十字型架構が地震時水平力を受けて柱・はり接合部の両端に接続する柱端およびはり端に接合部パネル重心点に関して逆対象な曲げモーメントが働くとき、接合部を貫通する柱主筋は Fig. 8 に示すように、接合部パネルの片側端では引張力 T 、反対側端では圧縮力 C が働くことになる。この引張力 T と圧縮力 C の合力 $T+C$ を接合部内を貫通する鉄筋とコンクリートの間の付着力 τ_b によって

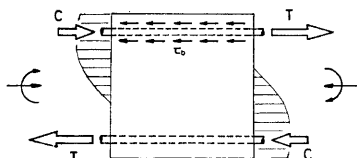


Fig. 8. Stress transfer in connection panel.

コンクリートに健全に伝達できるならば、その伝達された力によって接合部パネルがせん断破壊を起さないかどうかを検討すればよいわけである。一方、合力 $T+C$ を伝えるべき付着応力 τ_b が接合部パネル内で、伝達し得る限界値 τ_{bu} に達してしまう場合が本節で対象とする問題である。問題を簡単にするため、接合部内での付着応力 τ_b の分布は鉄筋の円周方向、長手方向に一樣であると仮定し、すべての点で同時に限界値に達するものとする。また付着耐

力の限界値 τ_{bu} は付着が切れて鉄筋にすべりが生じても一定の値を保持するものとし τ_{bu} の低下は考えない。

いま、接合部パネルの両端に働く鉄筋力の合力 $T+C$ が、接合部内の付着耐力に達したとすると、それ以後の片側の鉄筋力 T の増加に対しては、付着耐力の増加がない以上、鉄筋の反対側端の圧縮力 C の減少となって釣合うことになる。柱端での、外力である柱軸力 N と柱端モーメント M と内力の釣合を考える時、接合部が付着耐力に達した以後、部材端耐力に低下がないものとするれば圧縮側鉄筋の圧縮力 C の減少分は、釣合上圧縮側コンクリートに付加されることになり、この付加圧縮力によってコンクリートの圧壊が促進され、圧壊後、供試体は耐力低下を起すことになる。当然のことながら、付着耐力が小さい時には圧縮側鉄筋が引張となる場合も生ずる。このような接合部内で鉄筋の付着破壊が起った時の架構の耐力は、接合部を貫通する主筋とコンクリートの間の付着力がその限界値 τ_{bu} に達した時の部材端耐力と定義すれば、応力の逆対称性を利用して、通常鉄筋コンクリート部材が軸力 N と曲げモーメント M を同時に受けた時の断面耐力を表わす累加強さ式計算法を拡張して、接合部内の付着耐力によって、鉄筋の効果を低減した累加強さ式を用いて、部材端耐力として求めることができる。

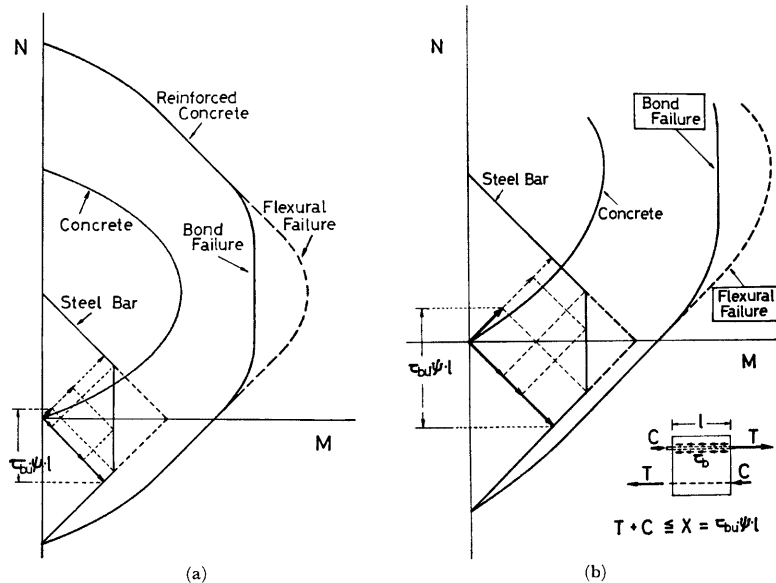


Fig. 9. Estimation of the reduction of load carrying capacity due to bond failure.

Fig. 9 (a) はこの拡張された累加強式による $N-M$ 耐力線を示す。鉄筋の効果の低減の方法を Fig. 9 (b) に拡大して示す。鉄筋だけの $N-M$ 耐力線は付着破壊が起らない場合 Steel Bar と示された実線及び横軸に交わる太破線で示される三角形で表現されるが、付着破壊が起る場合には、圧縮筋及び引張筋の効果を示すベクトル（原点より右上向き太実線及び右下向き太実線矢印）の軸方向力に対する効果が付着耐力 $X = \tau_{bu} \psi l$ (ψ : 片側鉄筋の周長の和, l : 接合部パネルの長さ) によって制限されて Steel Bar と示された実線で表わされる台形の $N-M$ 耐力線となる。この台形の耐力線と無筋コンクリートの耐力線 (Concrete と示される) を累加すれば Bond Failure と示された鉄筋コンクリート断面の $N-M$ 耐力線が得られる。一方付着破壊が起らないときの耐力線は Flexural Failure で示される破線で、この2つの耐力線にかこまれた部分が付着破壊による耐力低下を表わす領域である。Fig. 10 は付着耐力が種々の大きさをもつときの鉄筋の $N-M$ 耐力線の作り方とその形状を示す模式図である。Fig. 11 は鉄筋量の多寡, 付着耐力の大小による, 付着

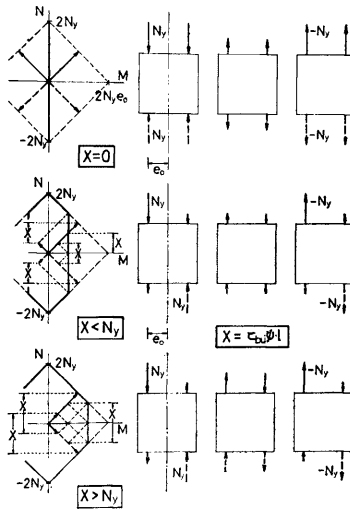


Fig. 10. Reduction of load carrying capacity of main reinforcements due to bond failure.

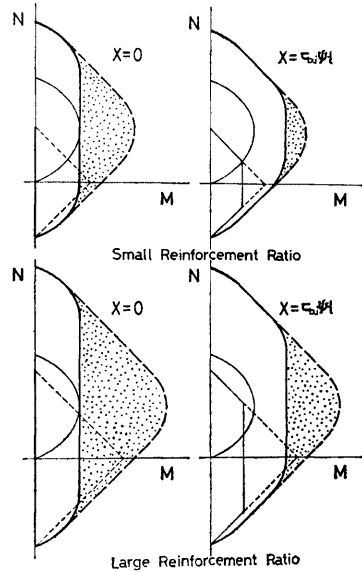


Fig. 11. Effects of bond failure on $N-M$ interaction.

破壊の影響を示す模式図である。点を打って示された領域が付着破壊による耐力低下を示す。付着耐力の小さい時（左側の図）および鉄筋量の多い時（右下の図）には柱の場合ばかりでなくはりの場合 ($N=0$ の時) にも、パネル内通し主筋の付着破壊による耐力低下がありうる事がわかる。

以上に述べた方法により予測される耐力と実験結果を比較する。解析に用いるコンクリート及び鋼材の応力歪関係は Fig. 12 に示す。また解析

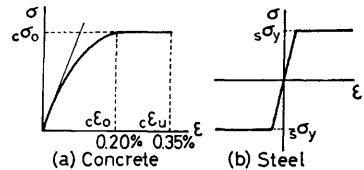


Fig. 12. Assumed stress-strain relationship in the analysis.

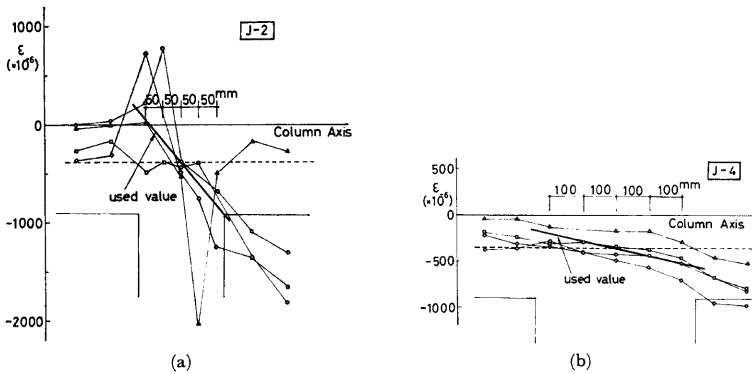


Fig. 13. Estimation of bond capacity.
(a) J-2 (b) J-4

Table 3. Measured bond capacity.

Specimen	τ_{bu} (Kg/cm ²)	X (t)	$C_y + T_y$ (t)
J-1		Failed in Panel Shear	
J-2	43.20	12.96	38.06
J-3		Failed in Panel Shear	
J-4	12.96	7.74	35.32
J-5	6.48	3.87	35.32
J-6	36.90	11.01	35.32

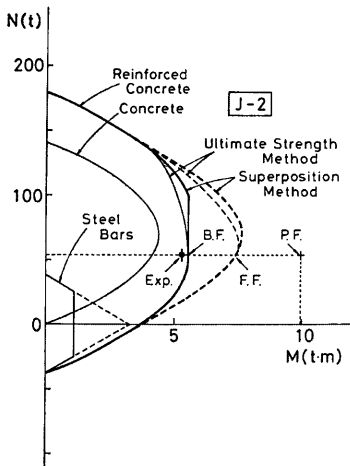


Fig. 14. Comparison between experimental result and theoretical estimation of load carrying capacity (J-2).

に用いるパネル内柱主筋の付着耐力の限界値 τ_{bu} は、パネル内主筋に貼付した歪ゲージの、架構の最大耐力付近での読みより得られる応力勾配を近似する直線の勾配より得た値を用いた。 τ_{bu} を求めるための鉄筋の歪分布例を Fig. 13 (a), 13 (b) に計算に用いられた τ_{bu} の値を Table 3 に示す。

以上に述べた方法により予測される耐力と実験結果を比較したものを Fig. 14 に示す。図中 Superposition Method として示した実線が本予測法による耐力線である。同図中 Ultimate Strength Method で示される耐力線は、Fig. 12 の応力-歪関係を用いて、鉄筋コンクリート断面の終局強式計算法を適用して得た $N-M$ 耐力線である。2つの解析に基づく耐力線は、通常用いられる範囲で十分な精度で一致し、実験結果 (●印, Exp. で表わされる) をよい精度で予測している。Fig. 15 (a)~(d) には、パネル内の柱主筋の付着破壊で耐力が決った J-2, J-4, J-5, J-6 に対する実験結果と終局強式計算法による解析結果の比較を示す。いずれの場合も解析

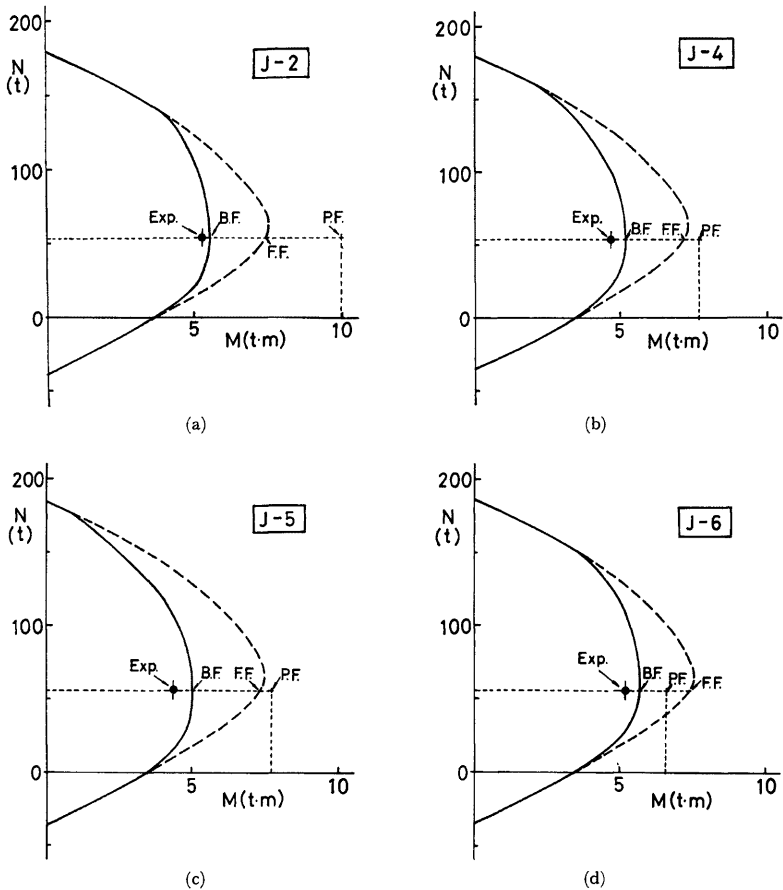


Fig. 15. Comparison between experimental result and theoretical result.

(a) J-2 (b) J-4 (c) J-5 (d) J-6

結果はよい精度で実験結果を予測している。なお Fig. 14, Fig. 15 中, Exp. は実験結果, B.F. は本解析による付着破壊耐力, F.F. は付着破壊が起らないと仮定した時の柱の曲げ耐力, P.F. は(1)式²⁾による接合部パネルのせん断耐力を表わす。

5. 結 び

本実験的研究により、次の点が明らかとなった。

- (i) 鉄筋コンクリート十字型架構の場合には、地震力等による水平力が作用したときの最大耐力は、柱・はり接合部のせん断耐力で決まる場合も多いが、鉄筋比、柱・はりの寸法比によっては柱・はり接合部を貫通する柱主筋の接合部パネル内での付着破壊によっても起り得ることが実験的に明らかとなった。

- (ii) 柱が鉄筋コンクリート、はりが鉄骨鉄筋コンクリートあるいは鉄骨コンクリートの場合には、柱・はり接合部パネルは、はり鉄骨の存在によって、せん断に対して補強し易く、接合部内を通し配筋された柱主筋の付着破壊によって耐力が決まる機会は多くなる。
- (iii) 柱主筋の接合部パネル内での付着破壊に起因して架構の最大耐力が決まる場合は、柱・はり接合部パネルのせん断破壊で架構耐力が決まる場合に比して最大耐力以後の耐力低下の度合がかなり大きい。
- (iv) 柱主筋が通し配筋された場合だけでなく、はり主筋が通し配筋された場合にも、接合部内での主筋の付着耐力が小さい場合およびはりの鉄筋比が多い場合には通し筋の付着破壊による耐力の減少が起り得る。
- (v) 接合部パネル内を貫通する部材主筋の接合部内の付着破壊により最大耐力が決まる場合の最大耐力の予測は付着破壊による鉄筋の効果（鉄筋の耐力）を低減した累加強さ式あるいは終局強さ式断面耐力計算法により確実に予測できることがわかった。

参 考 文 献

- 1) Wakabayashi, M., Nakamura, T. and S. Morino: An Experiment of Steel Reinforced Concrete Cruciform Frames, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol. 23, Parts 3-4, No. 214, December, 1973, pp. 75-110.
- 2) 異形鉄筋コンクリート設計法研究会編：異形鉄筋コンクリート設計法，抜報堂刊，1971，p. 31.