

L型RC隅角部の強度と変形特性に関する検討

渡辺博志¹・河野広隆¹

¹正会員 工修 建設省土木研究所 材料施工部コンクリート研究室(〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

L型隅角部は、ラーメン構造の柱はり接合部に現れる形式の部材であり、一般的に曲げモーメントやせん断力の集中しやすい部位である。L型隅角部の終局強度やじん性に関する検討は、これまであまり行われておらず、設計法も十分確立していないのが現状である。ここでは、隅角部の配筋方法を変えたL型供試体の載荷試験を行い、割裂ひび割れ強度および主鉄筋降伏時強度の評価方法を示した。また、正負交番載荷試験結果に基づき、荷重の繰り返し作用による強度低下メカニズムについて検討を行った。その結果、隅角部接合部パネルのせん断変形の増加に伴い、等価粘性減衰定数が小さくなること、圧縮ストラットの形成位置の移動および圧縮力負担の低下が隅角部の強度低下に結びついていることを明らかにした。

Key Words : knee joint, bending strength, haunch, shear reinforcement, ductility

1. まえがき

土木分野で設計されるRC部材の主鉄筋量は比較的少なく、低鉄筋で大断面のものが多く、このため、柱・はりの接合部に作用する外力も、建築部材と比べると小さく、実構造物において隅角部の破壊が先行した例は少ないものと考えられる。土木の分野では、隅角部の設計方法は、多くの部分が構造細目として規定されていて、いわゆる構造計算から断面や鉄筋量が決められる設計方法とはなっていない。

接合部の応力状態は、はりや柱などの部材と比べて複雑であり、これを正確に把握することは必ずしも容易ではないと考えられる。従って、応力状態が複雑な部位でかつ、これまでにも破壊した例が少ない隅角部について、構造細目規定で対処することも、ある意味では合理的な判断であると言えよう。

一方、兵庫県南部地震により、数多くのRC構造物が倒壊や著しい残留変形の発生などの被害を受けた。これを機に、多くの設計基準類が改訂され、設計外力を大幅に見直すとともに、RC部材の強度・変形性能の評価方法が改良された。その結果、構造物を構成する柱やはり部材など、部材要素の強度や変形性能は飛躍的に向上することとなった。

これは、RC構造物の性能の向上につながり歓迎すべきことであるが、部材要素の強度が増加したことは、一方では、隅角部の負担の増加につながる。隅角部の接合部分では一般的に剛域の設定を行い、破壊は生じないものとして設計しているが、従来の構造細目を主とした設

計手法に頼っていたのでは、この条件が満たされるかどうか必ずしも明確な判断ができない。部材個別には強度・変形性能の評価手法は格段に進歩しているが、部材の接合部に関しては、明らかに立ち後れの感があり、強度やじん性などの評価方法を早急に明確にしなければならないと考えられる。

これまで、RC柱はり部材の接合部に関する検討は建築の分野で数多く行われてきた。しかし、建築の分野で扱われる接合部は、+字型の内部接合部あるいはT型の外部接合部に関する検討がほとんどであり、建築物の最上階の隅にのみ形成されるL字型の隅角部に関する検討例は非常に少ない。これに対し、土木分野では、ボックスカルバートや門型ラーメン橋脚など、L型の隅角部を形成する部材が多く見られる。

このような背景に基づき、本研究はL型RC部材接合部の曲げ強度評価方法ならびに、接合部に正負交番荷重が作用した場合の変形特性を明らかにすることを目的として、載荷試験に基づいた検討結果を報告するものである。

2. 既存の研究

L型RC部材の破壊形態は、隅角部の内側に引張応力が作用するような曲げモーメントを受ける場合(これを正の曲げモーメントが作用する場合あるいは正載荷の場合とする)と、隅角部の内側に圧縮応力が作用するような曲げモーメントを受ける場合(これを負の曲げモーメントが

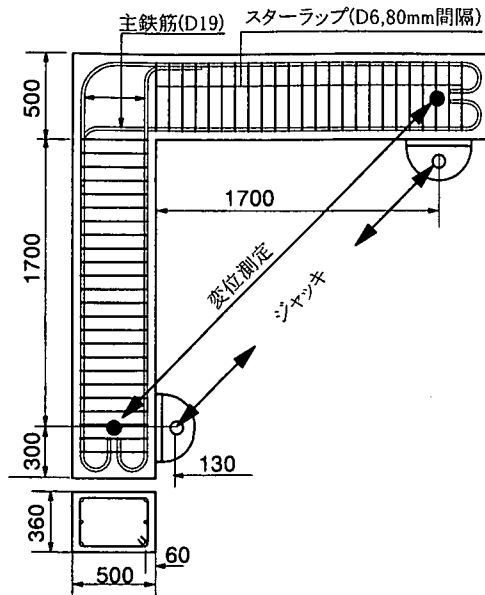


図-1 供試体の概要(単位:mm)

表-1 供試体の配筋条件と材料試験結果

供試体番号	ハンチ寸法 (cm)	ハンチ筋	隅角部補強筋	載荷方法	コンクリート強度	
					圧縮 (MPa)	割裂 (MPa)
1	0	なし	なし	単調	34.2	2.6
2	15	なし	なし	単調	35.6	2.6
3	30	なし	なし	単調	36.4	2.8
4	0	なし	5D6*	交番	35.4	2.7
5	0	なし	6D6	交番	33.2	2.4
6	0	なし	10D6	交番	34.5	2.5
7	0	なし	10D10	交番	32.4	2.7
8	15	3D13	なし	交番	36.4	2.9
9	30	3D13	なし	交番	34.3	2.5
10	0	3D19	なし	交番	36.7	2.8
11	15	3D19	なし	交番	34.7	2.9
12	30	3D19	なし	交番	34.9	2.6
13	15	3D13	10D6	交番	33.1	2.3
14	15	3D19	10D6	交番	33.2	2.1
15	30	3D13	6D6	交番	34.0	2.4

*)供試体4の隅角部補強鉄筋は一方方向のみの配置である。

作用する場合あるいは負荷荷の場合とする)とは、大きく異なっていて、通常正の曲げモーメントが作用する場合の方が、隅角部に生じる斜めひび割れ(以下割裂ひび割れとする)により、強度が小さくなりやすいことが明らかになっている。

正載荷の場合、割裂ひび割れ荷重の評価式は既に提案されているものの²⁾、式中には未知量として、割裂ひび割れ長さが含まれている。また、割裂ひび割れ面のコンクリート応力分布として、弾性解析に基づいた放物線分布を仮定するなど、評価式には議論の余地が残されている。筆者らの行った載荷試験結果と比較しても、割裂ひび割れ強度の計算結果は、実験結果よりもかなり小さい値を与える場合があり³⁾、その精度向上が望まれる。割裂ひび割れ長さとして、載荷試験で観測されたひび割れ長さを代入すれば精度が向上するとの報告もなされているが⁴⁾、本来であれば割裂ひび割れ長さは実測によらず与えられるべき量であると考えられる。

一方、隅角部には何らかの補強鉄筋を配置することが一般的であり、ハンチ筋や補強鉄筋の効果については、これまでも若干の検討が行われてきた。これによると、ハンチ筋が隅角部の割裂ひび割れの防止に効果があることとされている⁵⁾。また、隅角部に正負交番荷重を作用させた場合、接合部におけるじん性を確保するためには多量の補強鉄筋が必要であるとの実験結果が得られている⁶⁾。しかし、ハンチ筋や補強鉄筋の効果に関しては、必ずしも定量的な評価はなされていないものと考え

られる。

このような背景から、ここでは、正載荷の場合の隅角部の割裂強度ならびに主鉄筋降伏時の強度推定方法、ならびに隅角部補強鉄筋やハンチ筋の効果について、実験的検討を行う。また、正負交番荷重が作用する場合の接合部のじん性についても、検討を行うこととする。

3. L型RC隅角部の載荷試験

(1) 供試体の概要

供試体の概略寸法を図-1に示す。はり部材の主鉄筋はいずれもD19を3本使用し、スターラップはD6を80mm間隔で配置している。隅角部内側に配置した主鉄筋の隅角部側の定着は直角フックとし、曲げ加工端部からの余長は320mmとした。隅角部外側に配置した主鉄筋の隅角部における曲げ半径は主鉄筋径の10倍とした。供試体の隅角部配筋方法およびハンチ寸法を表-1に示す。ここでいう隅角部補強鉄筋とは隅角部の接合部パネルに配置したスターラップ状の補強鉄筋のことを指し、ハンチ筋とは区別することとする。表-1において、ハンチ筋の欄はハンチ筋の本数およびハンチ筋の径を表す。隅角部補強鉄筋の欄は、配置した補強鉄筋の本数と径を表す。ここで、隅角部補強鉄筋の本数が5本ないし10本の場合は、鉄筋間隔が80mmであり、6本の場合は、鉄

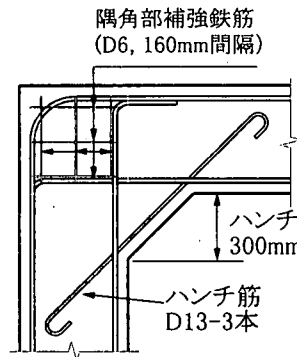
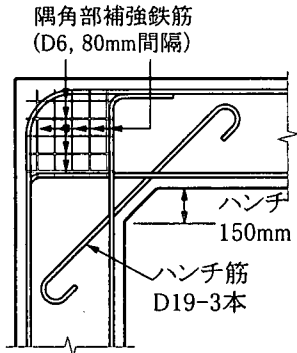
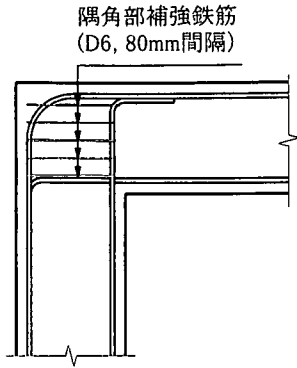


図-2 供試体隅角部の詳細
(上からNo.4, No.14, No.15)

筋間隔が160mmである。図-2は供試体の隅角部における配筋の例を示したものである。なお、簡略化のためはり部分に配置したスターラップは省略している。

(2) 載荷方法

載荷方法は、供試体に油圧ジャッキを挟み、荷重を作用させた。荷重の符号は、正載荷の場合を+、負載荷の場合を-とする。単調載荷とした場合は正載荷のみとし、正負交番載荷の場合は正載荷から開始している。正負交番載荷では、主鉄筋降伏時の変位を $+\delta$ 、および $-\delta$ とし、3回づつ繰り返しの行っている。3回の繰り返しの荷

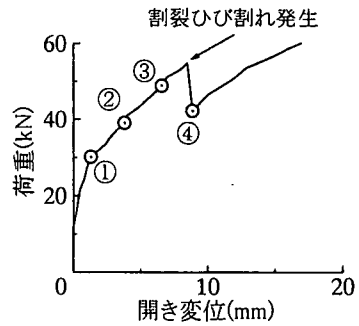


図-3 荷重と開き変位の関係

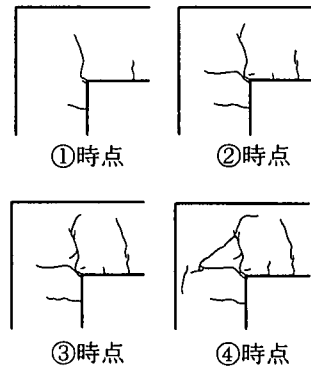


図-4 隅角部のひび割れ状況

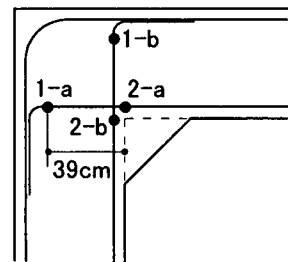


図-5 鉄筋ひずみ測定位置

重低下が認められない場合は、順次 $+\delta$ 、および $-\delta$ 、づつ変位振幅を増加させて載荷を続けた。

4. 載荷試験結果および考察

(1) 正載荷の場合の隅角部ひび割れ強度について

a) 主鉄筋の付着応力度

図-3は供試体No.1について引張主鉄筋が降伏するまでの荷重と開き変位の関係を示したものである。この間に接合部パネルのコンクリートに生じたひび割れの状況を図-4に示す。これを見ると、割裂ひび割れ発生前に曲げひび割れがかなり伸長していることがわかる。隅角部

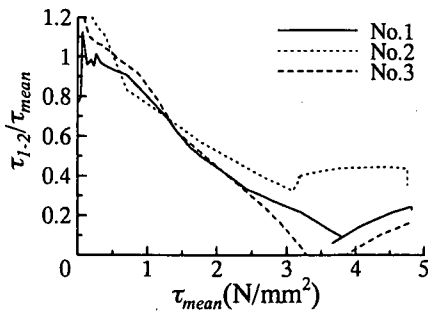


図-6 引張主鉄筋の平均付着応力度と1-2区間の付着応力度の関係

に生じる曲げひび割れは、主鉄筋位置におおよそ沿ったものであり、主鉄筋の付着強度に影響をおよぼすと考えられる。ここでは、主鉄筋に貼付したひずみゲージによるひずみの測定結果から、引張主鉄筋の付着特性について述べることにする。

主鉄筋のひずみ測定位置を図-5に示す。2-a・bの位置ではそれぞれ2枚のひずみゲージを貼付し1-a・bの位置ではそれぞれ1枚のひずみゲージを貼付している。図-6はハンチ寸法を変化させた供試体No.1～No.3について、1-a・b～2-a・b間の付着応力度の変化を主鉄筋が降伏する時点まで示したものである。横軸の τ_{mean} は2-a,b位置での鉄筋の引張応力度を90度フックまでの直線の付着区間の距離を用いて算定される平均付着応力度である。 τ_{1-2} は1-a・b位置での鉄筋の引張応力度と2-a・b位置での鉄筋の引張応力度の差から求められる鉄筋の付着応力度を表していて、縦軸には、 τ_{mean} に対する比をとっている。この比が小さいと、1-2区間に実際に作用している付着応力度が小さく、フック端部での定着力が相対的に大きくなっていることを示す。

図-6によると、供試体No.2では、やや付着応力が大きくなっているものの、供試体No.1,3では τ_{1-2} の比率が0.2程度と小さくなっていて、直角フックおよびその余長部分での引張力の負担が大きくなっていると考えられる。

b) 接合部パネルの割裂ひび割れ性状の検討

次に、接合部のコンクリートに発生する割裂ひび割れパターンについて検討を行う。接合部パネルのコンクリート応力の解析方法は有限要素法によって行った。ひび割れは回転ひび割れモデルで表現した。解析モデルは図-7に示すように、接合部パネルに作用させる作用力の作用位置を変えた2ケースを設定した。図-7の上は鉄筋の引張力を直接接合部パネルに作用させたものであり、図-7の下は鉄筋の引張力が、すべて直角フックの位置で接合部パネルのコンクリートに伝えられると仮定して

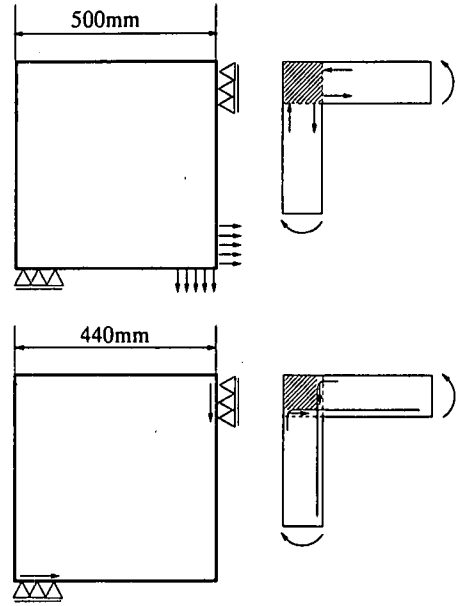


図-7 解析条件(上:完全付着を想定した場合, 下:付着切れフック端部定着を想定した場合)

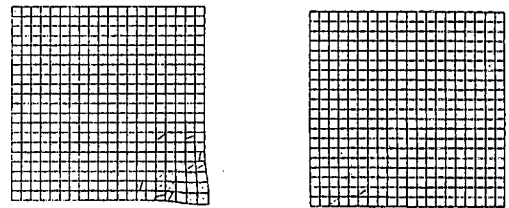


図-8 解析的に求めたひび割れ状況 (左:付着が完全な場合, 右:付着切れフック端部定着の場合)

境界条件を定めたものである。解析的に得られた接合部パネルのひび割れ状況を図-8に示す。

隅角部の接合部パネルに作用させる荷重の作用位置によって、解析的に得られるひび割れ状況は大きく異なっていることが分かる。鉄筋の付着が完全であると考え、鉄筋の引張力に相当する荷重の作用位置を接合部パネル前面に設定した場合、ひび割れ発生位置は接合部パネル内側に限定されるのに対し、鉄筋の付着が消失した状況を想定しフック端部に相当する位置に荷重した場合は、接合部パネルの対角線上にひび割れが発生する。実験により観察されたひび割れ状況(図-4)を見ると、明らかに、図-8の右図で示される対角線上の割裂ひび割れに近いことが分かる。

以上の結果から、L型隅角部の接合部パネルに生じる割裂ひび割れは、曲げひび割れの発生によって隅角部の内側に配置されている主鉄筋の付着強度が低下した

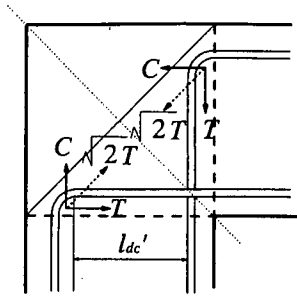


図-9 接合部パネルに作用する割裂力

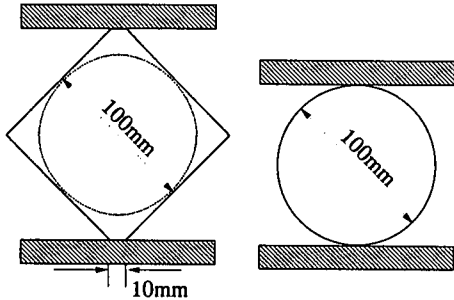


図-10 割裂試験供試体形状

結果、引張主鉄筋の引張力が主にフック端部でコンクリートに伝達されるようになり、コンクリートの圧縮力と鉄筋による引張力の合力により割裂ひび割れが生じたものと考えられる。

c) 接合部パネル割裂ひび割れの判定方法

隅角部の主鉄筋の引張力Tがフック端部でコンクリートに作用し、コンクリートの圧縮側に発生する圧縮力Cの合力がTに等しいとすると、隅角部の対角線方向に作用する合力の大きさは、図-9に示すように $\sqrt{2}T$ となる。この合力により接合部パネルに割裂ひび割れが生じる。この応力状態は、円柱供試体の割裂引張供試体に発生するものと同類と考えることができ、割裂引張試験で引張強度を算出する方法と同様の方法で、接合部パネルの割裂強度を算出できるものと予想される。

ここで、コンクリートの円柱供試体による割裂引張強度を f_{sp} とすると、隅角部の接合部パネルに割裂ひび割れが発生する時点での割裂力は次式のようになる。

$$\sqrt{2}T = \frac{\pi \cdot l_{dc}' \cdot b \cdot \kappa f_{sp}}{2} \quad (1)$$

ここで、 l_{dc}' は図-9に示した隅角部接合部パネルの長さであり、 b は奥行き方向の部材厚みである。なお、接合部パネルは矩形であるので、コンクリートの引張強度として、厳密には円柱供試体による割裂強度ではなく、正方形断面の供試体による割裂強度を用いるべきである。式(1)中の κ はこれを補正するための係数である。文献9)

表-2 割裂試験結果

形状	材齢	引張強度の試験値			平均値	◇/○
◇	7日	3.57	3.58	4.02	3.73	1.20
○	7日	3.14	3.19	3.03	3.12	
◇	14日	3.99	4.39	5.28	4.19	1.23
○	14日	2.91	3.62	3.20	3.41	

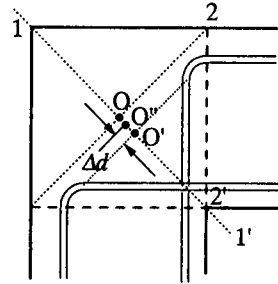


図-11 解析断面の位置

によると、正方形断面の角柱を用いた割裂試験では、円柱供試体による割裂引張強度をやや大きめに与えることが示されている。ここでは、一辺が10cmの立方体供試体による割裂強度 f_{spc} と、直径10cmの円柱供試体による割裂強度 f_{sp} の関係を粗骨材最大寸法が20mmでW/C=40%のコンクリートを用い材料試験によって確認した。供試体の形状を図-10に示す。立方体供試体では、加圧版との接触部分に10mmの水平部分を設けている。それぞれ、材齢7日および14日で3本ずつの試験を行った結果を表-2に示す。この結果から、立方体供試体を用いた場合円柱供試体に比べ1.2倍の強度が得られていた。すなわち、

$$f_{spc} = 1.2f_{sp} \quad (2)$$

の関係が得られた。従って、ここでは、 $\kappa=1.2$ を採用することとする。

d) 割裂ひび割れ強度の検証

図-11に示す1-1'断面について曲げ解析を行い、主鉄筋に作用する引張力が式(1)で求められるTを超えた時点で割裂ひび割れが生じるものとして、割裂ひび割れ強度の算定を行った。ここで、1-1'断面の曲げ解析を行う際、図-12に示すように、平面保持の仮定に基づくとともに、コンクリートの有効な範囲は、対角線の交点Oよりも内側の部分のみとした。ここで、コンクリートの有効範囲を限定した理由について以下に示す。供試体No.1で接合部パネルにおけるコンクリートの圧縮ひずみ分布を測定した結果を図-13に示す。コンクリートのひずみは、ゲージ長60mmのワイヤーストレインゲージを用いた。この

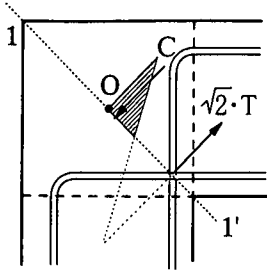


図-12 解析断面での平面保持の仮定

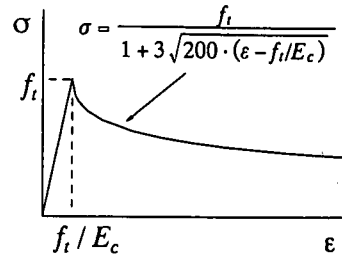


図-14 コンクリートの引張応力ひずみ関係

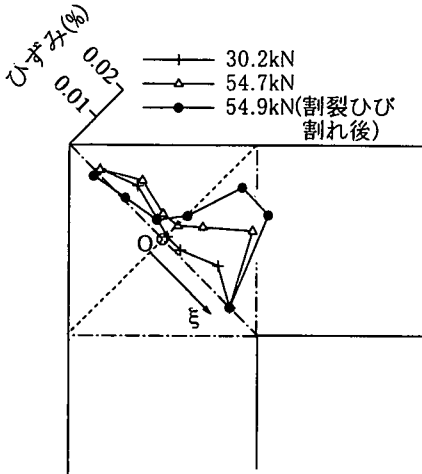


図-13 接合部パネルコンクリートの圧縮ひずみ分布

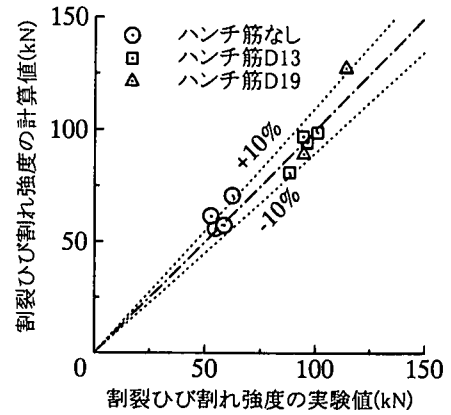


図-15 割裂ひび割れ時の荷重の比較

結果から分かる通り、コンクリートの圧縮ひずみは、O点よりも内側に集中していて、O点よりも外側のコンクリートはほとんど圧縮力を負担していない。この結果に基づき、コンクリートの有効な領域をO点より内側に限定することとした。

曲げ解析を行う際に使用したコンクリートの圧縮応力ひずみ関係は円柱供試体の圧縮強度試験で得られたものをを用いた。引張側の応力ひずみ関係は、図-14に示すように、コンクリートの引張強度に達するまでは線形とし、引張応力に達した以降は引張ひずみの増加に応じて引張応力を低下させた。コンクリートひび割れ後の引張応力ひずみ関係はこれまでもいくつかのものが提案されている。ここでは、文献10)を参考とし、ひび割れ発生後の引張主鉄筋のひずみ状況を最も精度良く表現しうるものを試行錯誤的に求めた結果から定めたものである。

ハンチ筋は1-1断面においては、引張鉄筋と見なして解析を行った。このようにして得られた隅角部接合パネルのひび割れ発生荷重の実験値と解析値を比較した結果を図-15に示す。この結果から、おおむね隅角部割裂ひび割れ強度が、本方法で推定可能であると考えられる。

(2) 割裂ひび割れ発生後の挙動

正荷重の場合、割裂ひび割れの発生により、一時的に荷重の低下が生じるが、さらに荷重を継続すると、再び荷重が増加し、引張主鉄筋が降伏した。しかし、割裂ひび割れ発生時に生じた荷重低下の影響により、主鉄筋降伏時の荷重は小さくなった。ここでは、割裂ひび割れによる一時的な荷重低下が主鉄筋降伏時の荷重に及ぼす影響と、隅角部の接合部パネルに配置した補強鉄筋の効果についての検討内容を述べることにする。

図-16は、供試体No.1で測定した主鉄筋の引張ひずみと載荷荷重の関係を示したものである。図-16の横軸の鉄筋引張ひずみは図-5に示す2-aおよび2-b位置で測定した主鉄筋ひずみの平均値である。割裂ひび割れの発生時点で荷重の低下が生じているが、鉄筋ひずみの減少は非常にわずかしか認められていない。すなわち、割裂ひび割れに伴う荷重の低下は、引張鉄筋の除荷が原因ではなく、接合部パネルの耐荷機構の変化に起因するものと考えられる。ここでは、割裂ひび割れの発生による荷重低下の原因を探るため、引張鉄筋の引張力の対として発生しているコンクリートの圧縮応力分布について調べた。

前掲の図-13において、載荷荷重が54.7kN(△でプロ

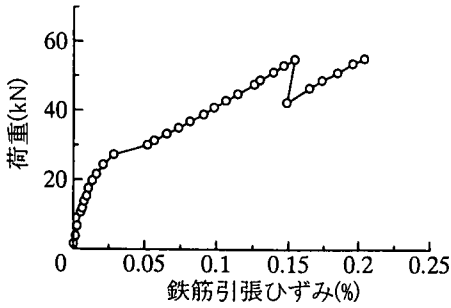


図-16 供試体No.1の鉄筋ひずみ-荷重の関係

ット)の場合は、割裂ひび割れが発生する直前のものであり、54.9kN時のひずみ(●でプロットした点)は、接合部パネルに割裂ひび割れが発生した後のものである。両者の載荷荷重はほとんど同じであるが、コンクリートのひずみ分布状況は異なっていることが分かる。すなわち、割裂ひび割れ発生後は、接合部パネルの内側への圧縮ひずみの集中が一層顕著となり、割裂ひび割れよりも外側にあるコンクリートはほとんど圧縮ひずみを生じていない。また、コンクリートの圧縮ひずみの積分値は、明らかに割裂ひび割れ発生後の方が大きくなっていると考えられる。ここで、コンクリートを弾性体でかつ引張力に対して抵抗しないと仮定し、コンクリートの圧縮ストラットが負担している圧縮力の合力の作用位置を比較する。圧縮合力の作用位置について、位置座標の原点を図-13に示すO点とし、隅角部内側を正方向とした座標軸 ξ で表すと、割裂ひび割れ前の54.7kN時には $\xi=4.7\text{cm}$ であったものが、割裂ひび割れ後54.9kN時には $\xi=9.8\text{cm}$ となっていて、合力作用位置が5cmほど隅角部内側に移動していた。このため、鉄筋引張力とコンクリートの圧縮力の腕長は、それぞれ、22.2cmと17.1cmとなる。両者を比較すると、割裂ひび割れ前後で、偶力の腕長が77%に低減している。ここで、鉄筋の引張力はそれぞれ351kNと461kNであり、鉄筋の引張力は割裂ひび割れ後の方が1.32倍になっている。すなわち、割裂ひび割れ発生後の偶力の腕長の低下分に見合う鉄筋引張力の増加が認められる。

以上の結果から、割裂ひび割れの発生による一時的な荷重低下は、接合部パネルにおけるコンクリートの圧縮合力の作用位置の変動すなわち圧縮ストラットの形成位置の移動によるものであるといえる。

(3)隅角部補強鉄筋の効果

a)接合部パネルの圧縮ひずみ分布に及ぼす影響

図-17は、引張主鉄筋が降伏に達するまで引張主鉄筋のひずみと荷重の関係を隅角部補強鉄筋量の多くなる順に示したものである。図-18は供試体No.5について隅

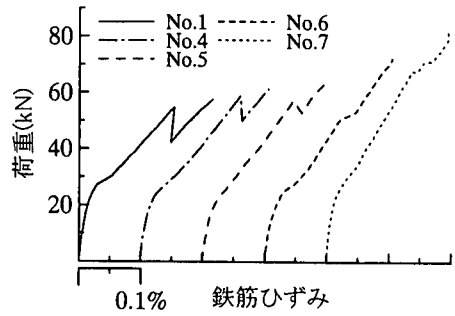


図-17 主鉄筋ひずみと荷重の关系到及ぼす補強鉄筋量の影響

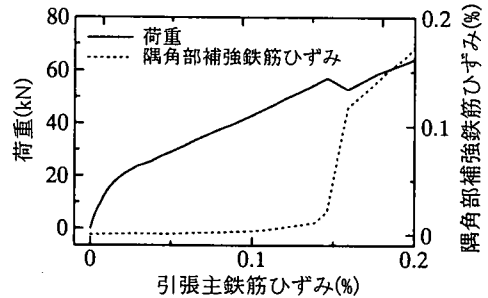


図-18 割裂ひび割れの発生と隅角部補強鉄筋ひずみの関係(供試体No.5)

角部補強鉄筋ならびに引張主鉄筋のひずみと荷重の関係を示したものである。隅角部に割裂ひび割れが生じるまでは、隅角部補強鉄筋のひずみは小さく、ほとんど機能していない。しかし、割裂ひび割れ後は、隅角部補強鉄筋は機能し始め、隅角部補強鉄筋量が多いほど割裂ひび割れが発生しても、これに伴って生じる荷重の一時的な低下は小さくなくなるとともに、主鉄筋降伏時の荷重は大きくなる。このような隅角部補強鉄筋の効果について定量的評価を行うため、接合部パネルのコンクリートストラットの圧縮ひずみ分布について調べることにした。

図-19は、隅角部に補強鉄筋を配置しない供試体No.1とD6鉄筋を縦横に10本配置した供試体No.6について、引張主鉄筋降伏時に生じていたコンクリートの圧縮ひずみ分布を示したものである。

図-19から分かるとおり、主鉄筋降伏時のコンクリートの斜め圧縮ストラットの圧縮ひずみ分布状況はかなり異なっていて、供試体No.6では割裂ひび割れが発生後でも、圧縮ひずみが接合部パネル内に広く分布している。すなわち、コンクリートの圧縮応力の合力と鉄筋引張力による偶力の腕長は、両供試体の間で異なっていて、供試体No.6の方が偶力の腕長が大きくなり、降伏荷重が大きくなっていったものと考えられる。

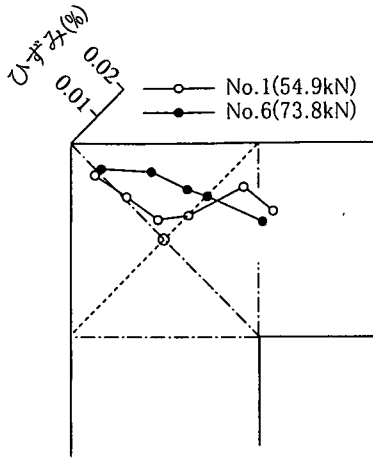


図-19 隅角部補強鉄筋がコンクリートひずみ分布に及ぼす影響

b) 主鉄筋ひずみと荷重の関係

図-13に示されるように、割裂ひび割れ後のコンクリートの斜め圧縮ストラットの圧縮応力分布は、対角線の交点Oよりもさらに内側に移動している。よって、隅角部補強鉄筋のない場合では、接合部パネルにひび割れが生じた時点で、コンクリートの有効断面の起点をO点から割裂ひび割れの起点を結ぶ直線と対角線の交点であるO'点へと移動させることとする。(図-11)

隅角部に補強鉄筋がある場合では、図-19に示す圧縮ひずみ分布から、割裂ひび割れ後であっても、コンクリートの圧縮応力度は広く分布すると考えられる。この点をふまえ、隅角部の曲げ解析を行う際、補強鉄筋量に応じて、圧縮応力度を負担しうるコンクリートの有効断面の大きさを変化させることとした。

ここで、引張主鉄筋が降伏した時点での、主鉄筋のフック部における鉄筋引張力とコンクリートの圧縮力の合力 F_{cy} (コンクリートの圧縮ストラット)は次式であたえられる。

$$F_{cy} = \sqrt{2} T_y \quad (3)$$

ここで、 T_y は引張主鉄筋降伏時の引張力である。図-20に示すように隅角部補強鉄筋に作用する引張力の合力の作用により、 F_{cy} は隅角部外側に偏向すると考えられる。隅角部補強鉄筋降伏時の引張力の対角線方向の分力の総和を S_y とする。 S_y の半分が合力 F_{cy} の作用方向を接合部外側に偏向させるとする。ここで、 S_y の半分とした理由は、図-21に示すように、圧縮力が作用する箇所は①および②の2箇所であり、対称形であるので、隅角部補強鉄筋の作用として、それぞれ50%づつ振り分けられる

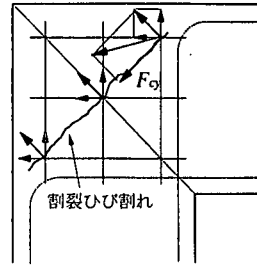


図-20 隅角部補強鉄筋の作用

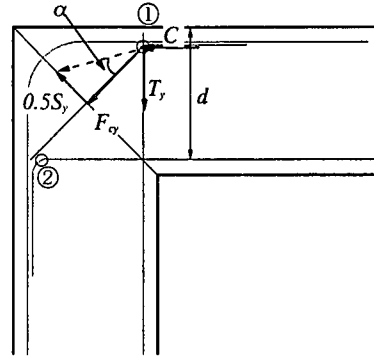


図-21 圧縮ストラットの偏向

と考えられるためである。偏向した角度を図-21に示す α とすると、

$$\tan \alpha = 0.5S_y / F_{cy} \quad (4)$$

で与えられる。

隅角部補強鉄筋に作用する引張力は、図-18に示すように割裂ひび割れ発生時に急増し、割裂ひび割れ後も作用荷重の増加とともに変化する傾向にあるので、実際には載荷荷重に応じて偏向角は変化する可能性がある。ここで、割裂ひび割れ後、および主鉄筋降伏時の隅角部補強鉄筋の引張応力分布の測定結果を図-22に示す。図-22は隅角部補強鉄筋としてD6を10本配置した供試体No.6について、1本おきに隅角部補強鉄筋の引張応力を測定した結果を示している。引張応力を求める際に用いたひずみは、補強鉄筋1本あたり6枚のひずみゲージを用いて測定した値の平均値で与えられるものとした。図-22に示されるように、隅角部補強鉄筋の引張応力は内側の鉄筋は降伏に達しているものの、必ずしも均一に分布しておらず、これを正確に捉えることは非常に困難であると考えられる。このような理由から、ここでは、近似的に主鉄筋降伏時に隅角部補強鉄筋も降伏すると考え、上記の偏向角を用いることとした。図-23は供試体No.6について、荷重と主鉄筋ならびに隅角部補強鉄筋

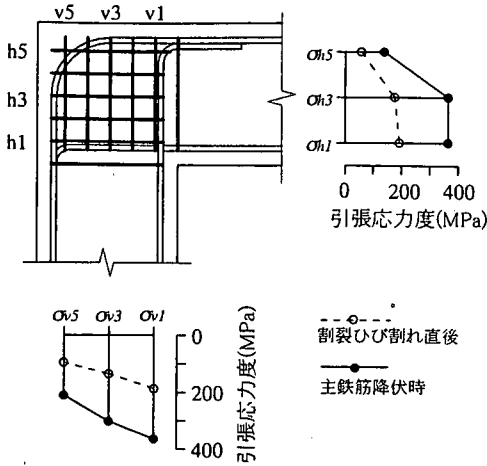


図-22 隅角部補強鉄筋の引張応力分布

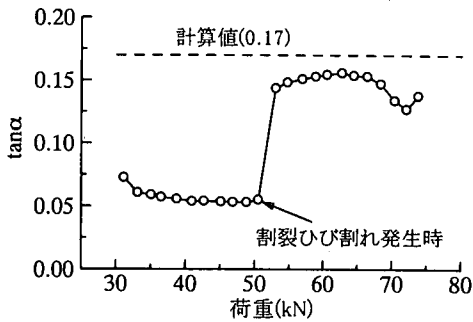


図-23 実測によるtan α の値(供試体No.6)

の引張応力の測定結果を、式(4)中のFcおよびSとして代入して算定されるtan α と荷重の関係を示したものである。図中には、それぞれの鉄筋の降伏点を代入して得られるtan α を点線で示している。割裂ひび割れの発生時点で、隅角部の補強鉄筋の引張応力が急増し、tan α の値も増加し、その後若干の変動を見せている。降伏点を仮定して得られる値(0.17)よりもやや小さくなっていたが、おおむね妥当な結果を与えていたものと考えられる。

接合部パネルで圧縮力を生じる有効断面の大きさは、はり部材の有効高をdとすると

$$\Delta d = d/\sqrt{2} \cdot \tan \alpha \quad (5)$$

分だけ増加すると考える。隅角部補強鉄筋が有効に作用し始めるのは、割裂ひび割れ発生後であるので、割裂ひび割れ発生後のコンクリートの有効断面の起点を図-11中のO'点からO''点に移動させる。

上記の仮定に基づき、載荷荷重と図-5の2-aの位置に

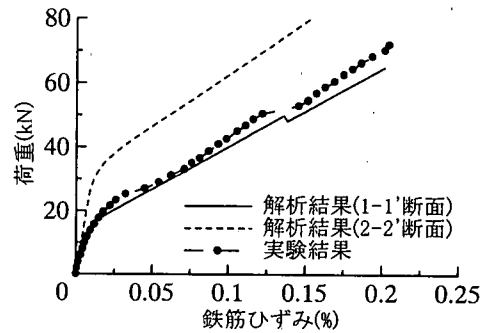
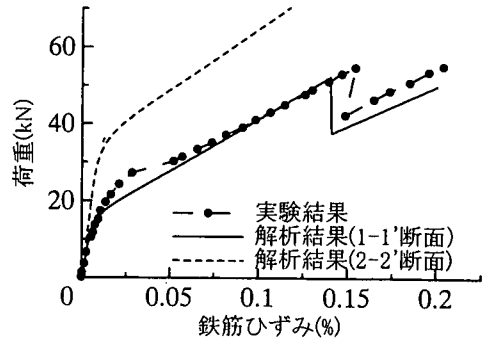


図-24 鉄筋ひずみと荷重の関係
(上: 供試体No.1, 下: 供試体No.6)

おける引張鉄筋ひずみの関係を解析的に求め、実測値の結果と比較した。解析対象断面は、図-11に示す1-1'断面および2-2'断面を設定した。

図-24はそれぞれ供試体No.1およびNo.6の載荷荷重と引張主鉄筋ひずみの関係を示したものである。実験結果によると、解析結果よりもわずかに大きな荷重で割裂ひび割れによる荷重低下が現れている。鉄筋ひずみが降伏点に達した時点での荷重は、実験結果が1-1'断面の解析結果をわずかに上回っているが、ほぼ同じ値となっていて、割裂ひび割れによる荷重の一時的な低下が適切に再現できていることが分かる。これに対し、2-2'断面での解析結果は実測結果と大きく異なっていて、1-1'断面を検討断面として設定することが妥当であると言える。一方、供試体No.6は供試体No.1と異なり、隅角部の補強鉄筋を配置しているため、割裂ひび割れの発生による荷重低下の影響は小さくなっている。1-1'断面での解析結果と実験結果はおおよそ一致している。図-25は引張主鉄筋降伏時荷重の実験値と計算値を比較した結果を示したものである。図中の番号は供試体番号を示す。供試体No.7において、計算値は実験値をやや過大に評価しているが、概略的には本方法により降伏時荷重を評価できていると考えられる。

(4)ハンチ筋の影響

ハンチ筋を配置することにより、割裂ひび割れ発生時

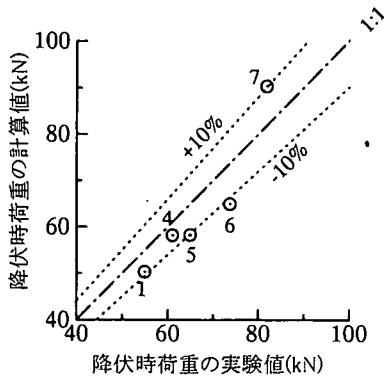


図-25 降伏時荷重の比較
(隅角部補強鉄筋量の影響)

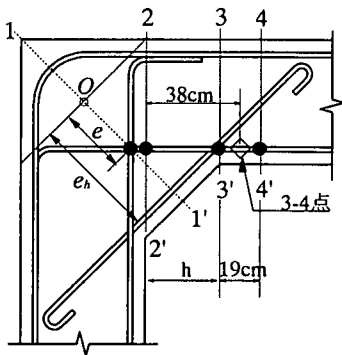


図-26 ハンチ筋を配置した場合の解析検討断面

の荷重は大きくすることができるが、ハンチ筋を配置しても、主鉄筋とハンチ筋の引張力の負担割合によっては、必ずしも割裂ひび割れの発生を防止できるとは限らない。割裂ひび割れを防止するには、割裂ひび割れの発生につながる主鉄筋の引張力の負担を小さくし、主鉄筋が降伏する位置すなわち、塑性ヒンジ形成箇所をはり部材側に誘導する必要がある。

今回実験を行った供試体のうち、ハンチ筋を配置したもので主鉄筋が降伏するまでに割裂ひび割れの発生を防ぐことができたのは、主鉄筋と同量のハンチ筋を配置し、ハンチ寸法を30cmとした供試体No.12のみであった。ハンチ筋を配置した場合の塑性ヒンジ形成箇所を推定するためには、載荷荷重と主鉄筋ひずみの関係を解析的に正しく追跡できなければならない。ここでは、ハンチ筋を配置した供試体について、荷重と主鉄筋ひずみの関係について検討を行った。

ハンチ筋を配置した場合の、解析検討断面を図-26に示す。ここで、主鉄筋ひずみの測定位置は、図-26中の2-2断面位置(これを2点とする)ならびに、3-4点の2箇所である。

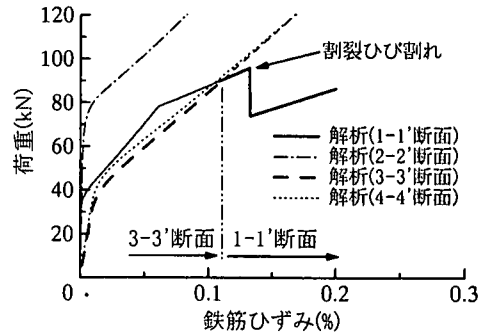


図-27 荷重と鉄筋ひずみの関係(解析結果)

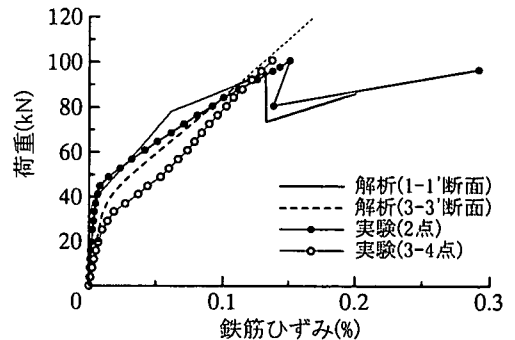


図-28 荷重と鉄筋ひずみの関係
(実測結果と解析結果)

図-27は、ハンチ筋をD13、ハンチ寸法 $h=30\text{cm}$ とした供試体No.9を対象として、各断面位置において解析的に得られた載荷荷重と主鉄筋ひずみの関係を示したものである。この結果を見ると、主鉄筋ひずみが最大となる断面位置は、載荷荷重の大きさに応じて変化していることが分かる。荷重が80kN(鉄筋ひずみで約0.11%)あたりまでは、3-3'断面位置で鉄筋の引張りひずみが最大となるが、この後1-1'断面の主鉄筋ひずみと大小関係が逆転し、割裂ひび割れが発生すると予想された。最終的には1-1'断面で主鉄筋が降伏する結果となった。これに対し、鉄筋ひずみの実測結果を図-28に示す。実測結果によると、荷重が90kNまでは3-4点の方が引張りひずみは大きくなっているが、その後2点の方が引張りひずみは大きくなり、割裂ひび割れ発生後、引張りひずみが急増し、降伏する結果となった。解析結果と実測結果を比較すると、荷重が90kN程度までは、両者に若干の開きがあるものの、その傾向はおおよそ捉えていて、主鉄筋降伏断面の位置および、割裂ひび割れの発生については妥当な結果を与えていたと考えられる。

ハンチ筋を配置した供試体について、割裂ひび割れ発生荷重および主鉄筋降伏時荷重について、それぞれ実験結果と解析結果を表-3に示す。

表-3 割裂ひび割れ時・主鉄筋降伏時荷重

No	実験結果(kN)		解析結果(kN)			
	P_{cr}	P_y	P_{cr}	P_{y1}	P_{y2}	P_{y3}
1	54.7	54.9	56.1	69.3	49.7	-
8	95.9	89.2	94.5	102.8	77.7	126.6
9	100.8	96.8	98.9	112.6	86.0	136.5
10	94.4	86.5	89.3	106.5	77.1	119.2
11	113.8	114.7	127.5	133.9	104.6	137.6
12	-	134.4	156.6	161.4	126.2	152.2

P_{cr} :割裂ひび割れ発生荷重

P_y :主鉄筋降伏時の荷重

P_{y1} :割裂ひび割れが生じないと仮定して得られた降伏時荷重

P_{y2} :割裂ひび割れが生じると仮定して得られた降伏時荷重

P_{y3} :図-20の4-4断面で降伏するとして得られた降伏時荷重

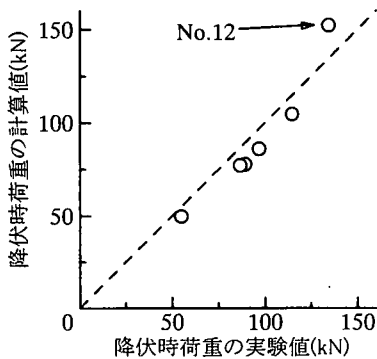


図-29 主鉄筋降伏時の荷重の比較

供試体No.8からNo.12はハンチ筋を配置していても、解析上 $P_{cr} < P_y$ となっていて、割裂ひび割れが先行する形となっている。ただし、No.12ではわずかの差ではあるが $P_{cr} > P_y$ となっていて、解析上は、割裂ひび割れ発生前に4-4断面での鉄筋降伏が先行することとなった。

実験結果によると、割裂ひび割れ発生よりも主鉄筋降伏が先行したのは供試体No.12のみであり、上記の解析結果と一致していた。ただし、供試体No.12では18yの正負交番載荷後、28yに荷重点変位を増加させる間に割裂ひび割れの発生が認められた。

以上の結果をまとめると、解析の検討断面を複数設定し、それぞれの断面において主鉄筋降伏時の荷重と割裂ひび割れ発生時の荷重を比較することにより、おおよそ割裂ひび割れの発生の有無を予測することができる。しかし、正負交番載荷においても割裂ひび割れを確実に防止するためには、主鉄筋降伏時の荷重に対して割裂ひび割れ荷重に余裕を持たせることが必要であるといえる。

図-29は各供試体の主鉄筋降伏時の荷重について、実験値と解析値を比較した結果を示すものである。おおよ

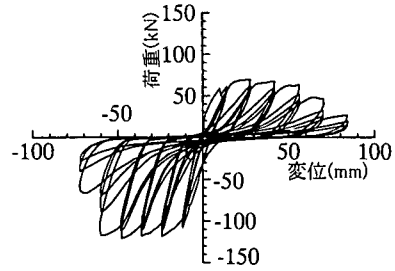


図-30 荷重変位関係の一例

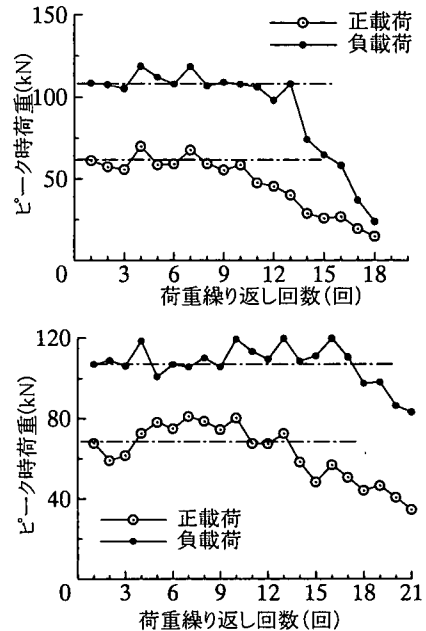


図-31 荷重の繰り返しによるピーク時荷重の推移
(上:供試体No.4, 下:供試体No.7)

よそ両者は一致しているが、割裂ひび割れ前に主鉄筋が降伏した供試体No.12のみ解析結果が実験結果を上回り、それ以外の供試体では、解析結果が実験結果をやや下回る結果となっていた。この理由の一つとして、ハンチ筋の負担する引張力の推定精度に問題があったものと思われる。

(5) 正負交番載荷時の挙動について

正負交番載荷を実施した供試体について、載荷荷重と変位の履歴の一例(供試体No.4)を図-30に示す。各 δy での繰り返し載荷において、2回目および3回目の載荷でヒステリシスループの描く面積が非常に小さくなっていることが特徴として挙げられる。図-31は隅角部補強鉄筋を配置した供試体No.4およびNo.7のピーク時の荷重の絶対値と荷重の繰り返し回数の関係を示したものである。いずれの場合も正載荷と負載荷を比べると、正載荷

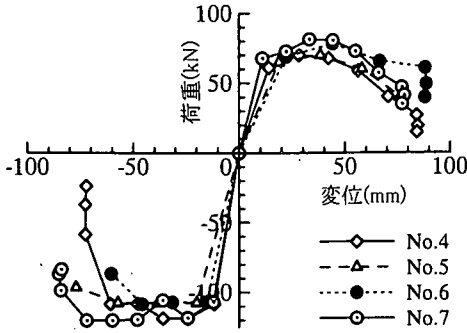


図-32 荷重変位関係の包絡線(隅角部補強鉄筋の影響)

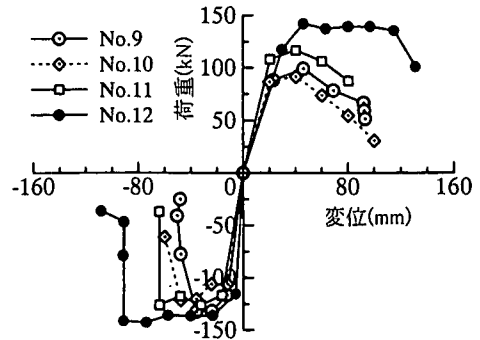


図-33 荷重変位関係の包絡線(ハンチ筋の影響)

表-4 隅角部補強鉄筋量を変化させた供試体

供試体番号	No.4	No.5	No.6	No.7
V_{fy} (kN)	285	285	285	281
補強筋	5D6	6D6	10D6	10D10
f_{wy} (MPa)	365	365	365	383
V_s (kN)	58	69	116	273
V_s/V_{fy}	0.2	0.24	0.41	0.97

f_{wy} :隅角部補強鉄筋の降伏応力度 (試験値)

の方がピーク時荷重は小さく、かつ荷重低下が顕著となり始める荷重の繰返し回数は小さくなっている。ただし、D19のハンチ筋を配した供試体No.12のみは正載荷負荷とも、ピーク時の荷重はほぼ同じ大きさであった。

a)荷重変位関係の包絡線について

図-32は隅角部の補強鉄筋量を変化させた供試体の、荷重変位関係の包絡線を示したものである。表-4は比較を行った供試体の隅角部補強鉄筋量を、接合部パネルに作用するせん断力を基準として定量的に示したものである。表中の V_{fy} は、正載荷において主鉄筋降伏時に接合部パネルに作用するせん断力の計算値を示している。 V_s は、隅角部補強鉄筋が降伏点に達したと仮定し、隅角部補強鉄筋が負担すると考えられるせん断力の計算結果を示す。 V_{fy} および V_s の計算方法は文献11)に準拠している。すなわち、 V_{fy} は主鉄筋降伏時に接合部パネルに作用するせん断力であり、 $V_{fy}=T-C-V$ (V ははり断面に作用するせん断力)であたえられ、 V_s は隅角部補強鉄筋によって負担すると考えられるせん断力であり、隅角部補強鉄筋の断面積に、隅角部補強鉄筋の降伏時の引張応力度を掛け合わせたものである。最も隅角部補強鉄筋量の多い供試体No.7では、補強鉄筋によって、ほぼせん断力を負担するものとなっている。

実験結果によると、隅角部補強鉄筋量を増加させることにより、ピーク時の荷重は大きくなる傾向が認められる。しかし、最大荷重を示した後のピーク時荷重の低下

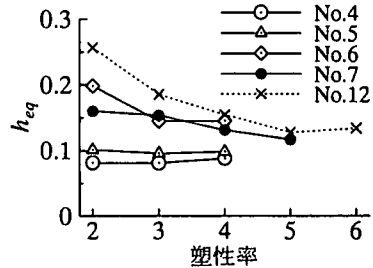


図-34 隅角部補強鉄筋量が等価減衰定数に及ぼす影響

状況については、補強鉄筋量の多い方がやや緩やかになっているとも見えるが、必ずしも大きな差は認められず、隅角部補強鉄筋量を増加させても、じん性はさほど増加するとはいえない結果となっていた。

図-33は、ハンチ筋の量及びハンチ寸法を変化させた場合の包絡線を示したものである。ハンチ筋の効果は明瞭に現れていて、ハンチ寸法を30cmとしハンチ筋を主鉄筋と同量配置した供試体No.12では、正載荷時のピーク時荷重およびじん性とも大きくなっていることが分かる。

b)接合部パネルの変形と等価粘性減衰定数の関係

図-34は隅角部補強鉄筋量を変化させた供試体の等価減衰定数(h_{eq})を示したものである。各塑性率において、2回目の載荷を対象として h_{eq} を求めている。図中にはハンチ筋のみを配置した供試体No.12についてもプロットしている。 h_{eq} は、隅角部補強鉄筋を配置することにより、やや増加する傾向が認められるが、ハンチ筋を主鉄筋と同量配置することにより、それ以上の h_{eq} が得られている。ここで、 h_{eq} の低下の原因としては、供試体接合部パネルのせん断変形が関わっているものと考えられる。この点を明らかにするため、接合部パネルのせん断変形について検討を行う。ここで、接合部パネルのせん断変形は文献7)を参考とし図-35の位置で計測した。

接合部パネルのせん断変形角 θ は次式で与えられる。

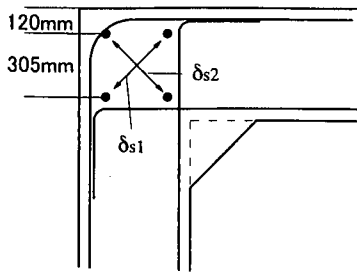


図-35 接合部パネルの変形測定位置

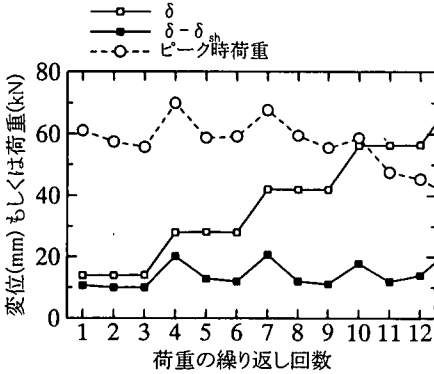


図-36 供試体No.4の変形状況

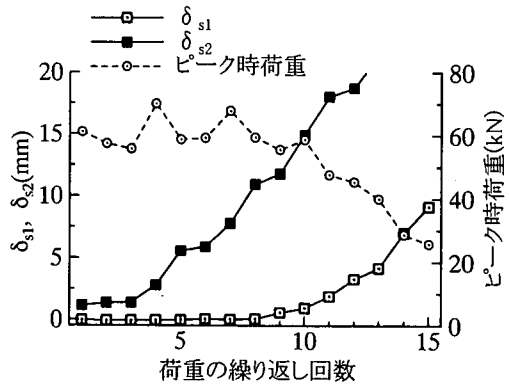


図-37 載荷回数の増加に伴うδs1,δs2の増加
(上: 供試体No.4, 下: 供試体No.7)

$$\theta = \frac{\delta_{s2} - \delta_{s1}}{\sqrt{2} \cdot 305} \quad (6)$$

ここで、変位 δ_{s1} 、 δ_{s2} はそれぞれ図-35に示す位置で測定された変位である。接合部パネルのせん断変形によって生じる、載荷点での変位 δ_{sh} は、次式で与えられる。

$$\delta_{sh} = \frac{\theta \cdot l'}{\sqrt{2}} \quad (7)$$

ここで、 l' は接合部パネルの図心位置から、供試体開き変位測定位置までの距離である。図-36は、供試体No.4について、載荷の繰返し回数と載荷点変位 δ および δ_{sh} から隅角部のせん断変形 δ_{sh} を差し引いた残りの変形量の変化状況を示したものである。なお、この供試体では繰返し回数が12回を超えた時点で、 δ_{s2} が変位計の最大容量である20mmを超えたので、 δ_{s1} も12回までの値を示している。ここでの載荷方法は、各 $n\delta$ で3回づつの繰返しとしてしているが、2 δ 以降の載荷(図-36において繰返し回数4回以降)において、それぞれ $n\delta$ の1回目の載荷サイクル(繰返し回数4,7,10,・・・に相当)で一時的に $\delta - \delta_{sh}$

は大きくなっていて、曲げ変形が一時的に増大しているが、 $n\delta$ の2回目(繰返し回数5,8,11,・・・)3回目(繰返し回数6,9,12,・・・)と載荷回数を重ねるにつれ $\delta - \delta_{sh}$ は減少し、曲げ変形の寄与が減少している。せん断変形が占める割合は、相対的に大きくなっていくことが分かる。

図-37は、正載荷における供試体No.4とNo.7の δ_{s1} 、 δ_{s2} ならびにピーク時荷重の変動状況を示したものである。この結果を見ると、荷重の繰返し回数が4回を超えたあたりから、 δ_{s2} が増加し、接合部パネルのせん断変形が増加していること、しかし、この時点ではピーク時の荷重の低下は生じていない。ピーク時の荷重の低下は、 δ_{s2} よりむしろ δ_{s1} との関連性が高く、 δ_{s1} が増加し始めた時点で、ピーク時の荷重の低下が顕著になり始めていることが分かる。すなわち、正負交番荷重の作用により、比較的繰返し回数の小さい段階からせん断変形の増加が認められるが、これによって隅角部の強度が低下するのではなく、負荷荷時の変形により、正載荷時にコンクリートの圧縮ストラットが負担する圧縮力の低下が生じ、このために隅角部の強度が低下するものと考えられる。図-38は、ハンチ筋を配置しなかった供試体について、正載荷のピーク時荷重と δ_{s1} の関係を示したものである。こ

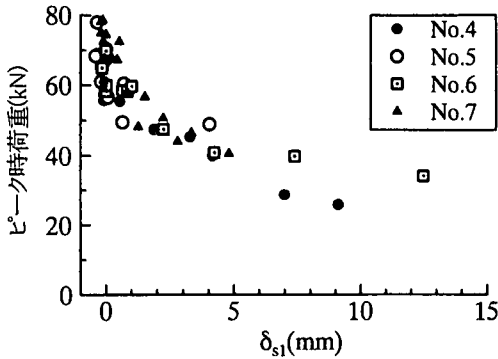


図-38 δ_{s1} とピーク時荷重の低下の関係

の結果を見ると、隅角部補強鉄筋量に関わらず、 δ_{s1} の増加と共にピーク時荷重の減少が生じていることが分かる。特に、 δ_{s1} が0mmから2mm程度までの間にピーク時荷重の低下が進行している結果となった。ここで、接合部パネルに塑性変形が生じなければ δ_{s1} の増加も抑制され、ピーク時荷重の低下も生じないものと考えられる。この点を検証するため、D19のハンチ筋を配置した供試体について、 δ_{s1} とピーク時の荷重の変化を調べた。図-39は、荷重の繰り返し回数の増加に伴う、 δ_{s1} の変化を示したものであり、図-40はピーク時荷重の変動状況を示したものである。なお、ハンチ寸法やハンチ筋量に応じて1 δ_y 載荷時のピーク荷重が異なるので、ここでは、1 δ_y の1回目の載荷におけるピーク時を基準とし、ここからの各載荷サイクルにおけるピーク時荷重の変化量を縦軸とした。ここで、供試体No.12のみハンチ筋は降伏せず、主鉄筋の降伏がハンチ始点部に誘導されていたものである。供試体No.12を除いて、ハンチ筋のない供試体と同様に δ_{s1} の増加と共にピーク時荷重の減少が生じていた。しかし、供試体No.12では δ_{s1} は負の値をとっていて、ピーク時の荷重低下も殆ど認められない。この結果から、正載荷における強度低下を防止するためには、ハンチ筋の配置により塑性ヒンジ形成箇所をはり部材側に設定することが重要であると考えられる。

5. まとめ

L型のRC隅角部の載荷試験を通じ、以下の結論が得られた。

隅角部に正の曲げモーメントが作用した場合、

1) 接合部パネル前面に主鉄筋に沿った曲げひび割れの発生により、付着強度が低下して、主鉄筋の引張力はフック端部を通じてコンクリートに伝達されている可

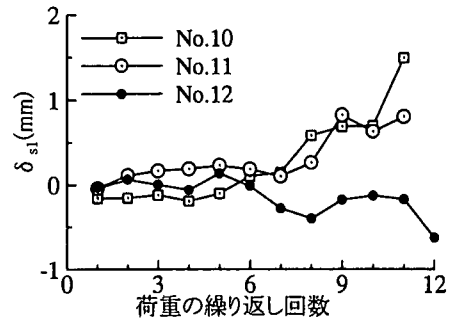


図-39 載荷回数の増加に伴う δ_{s1} の増加

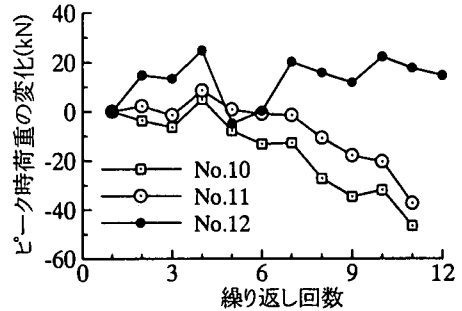


図-40 載荷回数の増加に伴うピーク時荷重の変化

能性が高い。また、割裂ひび割れのパターンについて解析結果と比較を行ったところ、付着強度の低下により、載荷試験で認められるような割裂ひび割れが生じることが明らかとなった。

2) 正載荷における隅角部の割裂ひび割れ強度の算定方法の提案を行い、比較的良好な精度で割裂ひび割れ強度を推定しうることを示した。

3) 割裂ひび割れの発生により、主鉄筋降伏時の強度は低下するが、この原因は割裂ひび割れの発生に伴う圧縮ストラットの形成位置の移動によることが明らかとなった。

4) 隅角部の補強鉄筋を配置することにより、割裂ひび割れの発生に伴う荷重の低下が緩和される。ここでは、接合部パネルの補強鉄筋の影響を考慮した降伏時強度の評価方法を提案した。

5) ハンチ筋を配置した場合、割裂ひび割れ強度は増加するものの、必ずしも割裂ひび割れの発生を防止することはできない。割裂ひび割れの防止のためには、少なくとも主鉄筋と同量のハンチ筋を適切な位置に配置すべきであることが明らかとなった。

一方、正負交番載荷を行った場合の接合部の挙動について、以下の点が明らかとなった。

6) 接合部パネルに割裂ひび割れが発生すると、ここでせん断変形が大きくなり、L型部材の載荷点での荷重

変位関係の履歴は、エネルギー吸収量の少ないスリップ型となりやすい。

7) 正載荷における接合部の強度低下の原因として、接合部パネルに生じる割裂ひび割れと平行な方向の引張変位の増加による圧縮ストラットの負担する圧縮力低下が想定される。

8) 今回行った実験の範囲内では、隅角部補強鉄筋のじん性に及ぼす影響はあまり明確ではなかったが、多少効果は認められた。

9) ハンチ筋を主鉄筋量と同量配置し、ハンチ寸法を30cm確保した供試体では、塑性ヒンジがハンチ始点付近に形成され、接合部パネルの損傷は生じにくかった。この結果、L型RC部材としてもっとも大きな変形性能が確保される結果となった。

参考文献

- 1) Kramer, A.D. and Sharooz, B.M. : Seismic Response of Beam-Column Knee Connections, *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.3, pp.251-260, 1994.
- 2) Nilsson, I.H.E. and Losberg A.: Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment, *Journal of Structural Division, Proceedings of ASCE*, Vol.102, ST6, pp.1229-1254, June 1976.
- 3) 渡辺博志, 河野広隆: L型RC隅角部の設計方法に関する検討, *土木技術資料*, Vol.40, No.10, pp.36-41, 1998.
- 4) 蟹江秀樹, 鈴木基行, 尾坂芳夫: RC部材接合部の耐力に関する実験的研究, 第38回土木学会年次講演会概要集 V, pp.61-62, 1983.9
- 5) 杉浦征二: コンクリートラーメン部材の配筋に関する実験, 首都高速道路公団技報, 第13号, pp.191-195, 1981.
- 6) Somerville, G. and Taylor, H. P. J. : The Influence of Reinforcement Detailing on the Strength of Concrete Structures, *Structural Engineer*, Vol.50, No.1, pp.7-19, 1972.
- 7) 渡辺忠朋, 松本信之: じん性を考慮した耐震設計法に関する研究(その2) - RC高架橋の部材接合部の強度と変形性能 -, *鉄道総研報告*, Vol.5, No.9, pp.21-30, 1991.
- 8) Mazzoni, S. Mochle, J.P., and Thewalt, C.R. : Cyclic Response of RC Beam-Column Knee Joint, *Earthquake Engineering Research Center Report*, No.UCB/EERC-91/14, October, 1991.
- 9) 富田貴久: 正六面体対角線割裂試験, セメント・コンクリート, No.353, pp.50, 1976.7.
- 10) 中村光, 檜貝勇: 拡張した修正圧縮場理論によるRCはり断面のせん断耐荷力評価, *土木学会論文集*, No.490/V-23, pp.157-166, 1994.
- 11) Newzealand Standard: Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS3101, 1982.

(1999. 11. 10 受付)

STUDY ON THE STRENGTH AND DEFORMATIONAL PROPERTIES OF RC KNEE JOINTS

Hiroshi WATANABE and Hirotaka KAWANO

RC beam-column knee joints are usually the critical section of frame structures where shear load and bending moment are concentrated. But the knowledge on the ultimate strength and ductility of knee joints are not enough to establish rational design method of the joints. In this study, we have carried out loading tests of RC knee joint specimens and have proposed the method to evaluate diagonal cracking strength and yield strength of knee joints under opening moment. We have also discussed on mechanisms of the strength reduction of knee joints under load reversals. We have shown that equivalent dumping coefficient of knee joints become small by the contribution of shear deformation of panel zone of the joint and reduction of compressive force sustained by diagonal compressive strut of concrete is deeply related to strength reduction of knee joint under load reversals.