

マイクロフィルム用資料

土木研究所資料

L型鉄筋コンクリート隅角部の 設計方法に関する検討

平成11年3月

建設省土木研究所
材料施工部コンクリート研究室

Copyright © (1999) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

L型鉄筋コンクリート隅角部の 設計方法に関する検討

コンクリート研究室 室 長 河野 広隆
主任研究員 渡辺 博志

要 旨

鉄筋コンクリートの柱・はり接合部では、逆L字型の隅角部が形成される。荷重作用により隅角部に生じる応力状態は非常に複雑であり、解析が困難なこともあって、設計方法が十分には確立されていない。ここでは、隅角部の挙動を明らかにし、より合理的な設計手法を提示するために、逆L字型のRC隅角部を対象として載荷試験を実施した。本報告書は、これらの試験結果をまとめるとともに、隅角部の合理的な設計方法について述べたものである。

キーワード：鉄筋コンクリート、接合部、隅角部、設計、ハンチ、せん断

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小さく、低鉄筋で大断面のことが多い。柱・はりの接合部に作用する外力も、建築の構造と比べると小さく、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るて、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、道路橋示方書が改訂され、設計外力を大幅に見直すとともに、鉄筋コンクリート部材の強度・変形性能の評価方法が変更された。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、コンクリート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、部材要素の補強が増加したことは、一方では、隅角部への負担の増加につながる。隅角部は一般的に剛域の設定を行い、隅角部の破壊は無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、隅角部の破壊が本当に生じないのか必ずしも明らかとは言えない。このことは、各基準類の性能規定化に向けての障害ともなる。

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。

このような背景から、コンクリート研究室では、Ｌ型のＲＣ隅角部を対象として、設計方法の確立を目的とした調査を行ってきた。

本報告書は、Ｌ型隅角部の載荷試験結果および設計方法の考え方についてまとめたものである。

目次

第1章 概要	1
第2章 これまでの調査・研究と設計基準での取り扱い	2
2.1 これまでの研究	2
2.1.1 L型接合部の破壊メカニズム	2
2.1.2 隅角部の割裂強度の評価に関する研究	2
2.1.3 はり主鉄筋の定着破壊と隅角部強度の関連	4
2.1.4 ハンチ筋の効果	5
2.1.5 隅角部主鉄筋の配筋細目に関する研究	5
2.1.6 隅角部に正負交番荷重が作用する場合の検討	6
2.2 既存の設計基準における取り扱い	6
2.2.1 建築の分野におけるL型隅角部の設計の考え方	6
2.2.2 ACI-352Rで推奨されている方法	7
2.2.3 ニュージーランド構造設計基準(NZS3101:1982)に示される方法	8
2.2.4 道路橋示方書・土木学会コンクリート標準示方書における取り扱い	9
2.3 まとめ	9
2.3.1 問題点の整理	9
2.3.2 載荷試験による調査	10
第3章 L型隅角部の載荷試験	11
3.1 載荷試験の概要	11
3.2 正載荷における隅角部の挙動(ハンチ筋・隅角部補強鉄筋のない場合)	14
3.2.1 概要	14
3.2.2 ハンチのない隅角部の荷重変位関係とひび割れ状況	14
3.2.3 ハンチが割裂ひび割れに及ぼす影響	16
3.2.4 主鉄筋の定着状況	17
3.3 正載荷における隅角部のひび割れ強度評価	19
3.3.1 概要	19
3.3.2 L型隅角部の応力分布	19
3.3.3 割裂ひび割れ荷重の算定方法の検討	21
3.4 割裂ひび割れ後の隅角部の挙動	23
3.4.1 隅角部に生じる割裂ひび割れの影響について	23

3. 4. 2	接合部パネルにおけるコンクリートのひずみについて	24
3. 4. 3	割裂ひび割れの発生に伴う主鉄筋の滑動	25
3. 5	隅角部補強鉄筋の効果について	26
3. 5. 1	補強鉄筋がある場合の隅角部の挙動	26
3. 5. 2	隅角部補強鉄筋に作用する引張力	27
3. 5. 3	接合部のコンクリートひずみに及ぼす補強鉄筋の影響	28
3. 6	隅角部の強度に及ぼすハンチ筋の影響	30
3. 6. 1	ハンチ筋の効果の考え方	30
3. 6. 2	ハンチ筋量の影響	31
3. 6. 3	ハンチ筋の配置位置の影響	31
3. 6. 4	ハンチ筋の配置による塑性ヒンジ位置の変化	32
3. 6. 5	ハンチ筋の評価手法(鉄筋降伏時)	32
3. 7	隅角部の割裂ひび割れ強度および降伏時強度の評価	33
3. 7. 1	割裂ひび割れ時の強度について	33
3. 7. 2	隅角部補強鉄筋の評価方法	34
3. 7. 3	載荷荷重と鉄筋ひずみの解析結果について	35
3. 7. 4	割裂ひび割れ強度および主鉄筋降伏時の強度の推定結果	38
3. 8	まとめ	38

第4章	L型隅角部に正負交番荷重が作用した場合の性状	40
4. 1	概要	40
4. 2	負載荷でのL型隅角部の挙動	40
4. 2. 1	既存の検討事例および設計での取り扱い	40
4. 2. 2	負載荷における荷重の最大値とハンチ寸法の関係	40
4. 2. 3	鉄筋のひずみ測定結果について	41
4. 3	正負交番荷重が作用する隅角部の挙動	43
4. 3. 1	正載荷と負載荷でのピーク時荷重の推移	43
4. 3. 2	L型RC部材の変形性能におよぼす補強鉄筋・ハンチ筋の影響	44
4. 3. 3	L型RC部材の等価減衰性能におよぼす補強鉄筋・ハンチ筋の影響	46
4. 3. 4	変形状に関する検討	47
4. 3. 5	接合部パネルの変形と正載荷時の強度低下の関係	49
4. 4	まとめと検討課題	50

第5章 L型隅角部の設計法の検討	52
5.1 概要	52
5.2 終局時における隅角部の照査方法について	52
5.2.1 塑性変形を考慮しない場合	52
5.2.2 塑性変形を考慮する場合	52
第6章 結論	53
[参考文献]	54
[参考資料]	57

第1章 概要

鉄筋コンクリートL型隅角部は、ラーメン形式の構造部材の柱・はり接合部に、一般的に現れる部材形式である。L型隅角部に生じる応力状態は非常に複雑であり、この力学的特性については、検討事例が少なく、これまで十分に明らかにされてこなかった。現行の設計指針類によると、隅角部の設計方法は、ハンチを設けること、ハンチ内に沿ったハンチ筋を配置すること等が構造細目として規定されている。しかし、あくまでも構造細目として定められたもので、工学的な根拠は必しも明確ではなく、構造計算によって必要な補強鉄筋量が定められるものとはなっていない。

現行の設計では、隅角部は剛結とみなされていて、隅角部の破壊を想定していない。しかし、隅角部では一般に荷重作用によって生じる曲げモーメント・せん断力が大きくなるため、隅角部は構造上の弱点となりやすい箇所でもある。隅角部での破壊がこれに隣接する柱・はり部材の破壊以前に生じると、構造系として設計で想定している強度が得られない可能性がある。このため、隅角部の破壊強度を適切に把握し、隅角部の強度が柱・はり部材の強度以上となるよう設計することが設計の基本となろう。

一方、施工の観点からとらえると、隅角部ははり部材から延長された複数の主鉄筋が交錯する箇所であり、配筋が困難となりやすい。従って効率の良い配筋を行い、施工の簡素化を図ることも重要である。

ここでは、L型隅角部を対象として、根拠が明確な設計方法を提案すること目的として、供試体による載荷試験を実施し、L型隅角部の破壊メカニズムおよび、補強鉄筋の効果について検討を行った。

第2章 これまでの調査・研究と設計基準での取り扱い

2. 1 これまでの研究^{脚注)}

2. 1. 1 L型接合部の破壊メカニズム

L型隅角部の破壊形態は、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」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作用する場合あるいは「負載荷」とする）とでは、大きく異なっている。

隅角部が正の曲げモーメントを受ける場合、図-2.1に示すように、まず内側のコンクリートに曲げ引張によるひび割れが発生する。さらに作用モーメントが増加すると割裂ひび割れが発生する。この割裂ひび割れにより、隅角部のコンクリートが外側にはく離すると、強度低下が生じることとなる。¹⁾ このひび割れは、その後主鉄筋に沿った割裂ひび割れに進展する。

一方、隅角部が負の曲げモーメントを受ける場合、図-2.2に示したような曲げ引張ひび割れが生じる。このひび割れを横切るような引張補強鉄筋が配置されていない場合、ひび割れの進展により、強度低下が生じるものと予想されるが、通常は、隅角部の外周に沿って鉄筋が配置されていて、引張鉄筋として作用するので、強度低下は生じにくい。

これまでに行われてきた実験結果では、通常正の曲げモーメントが作用する場合の方が、強度が小さくなりやすいことが明らかになっている。²⁾

2. 1. 2 隅角部の割裂強度の評価に関する研究

L型隅角部に正の曲げモーメントが作用する場合の隅角部の強度は、割裂ひび割れにより影響を受ける。従って、隅角部の割裂ひび割れ発生荷重を把握することは重要である。L型隅角部の割裂ひび割れ強度を理論的に評価した結果を述べた報告としては、文献3)、4)が挙げられる。

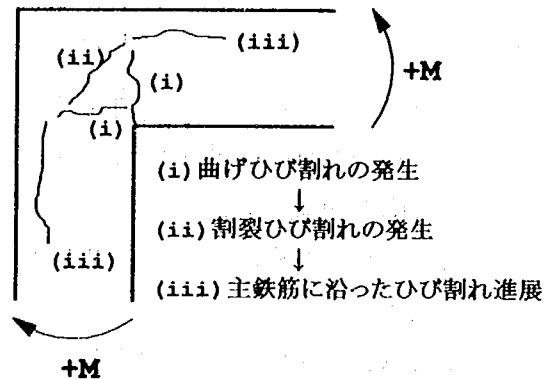


図-2.1 正の曲げモーメントが作用する場合のひび割れパターン

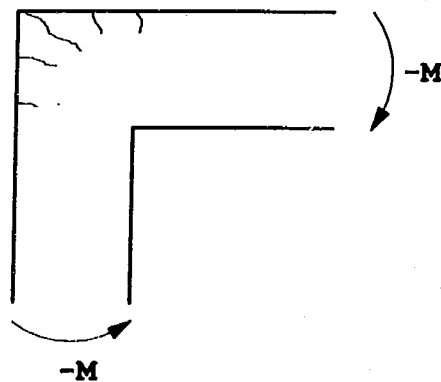


図-2.2 負の曲げモーメントが作用する場合のひび割れパターン

脚注) 過去の文献から引用した部分は、SI単位系によらず、従来の重力単位系を用いている部分がある。

L型隅角部に正の曲げモーメントが作用する場合に発生する隅角部のコンクリートを外側にはく離させる力の大きさは、図-2.3に示すように $\sqrt{2} F_s$ となる。ここで、 F_s は引張主鉄筋の引張力である。割裂面に作用するコンクリートの引張応力度を、弾性解析によって得られる応力分布を元に、放物線状に仮定し、この応力分布を積分して

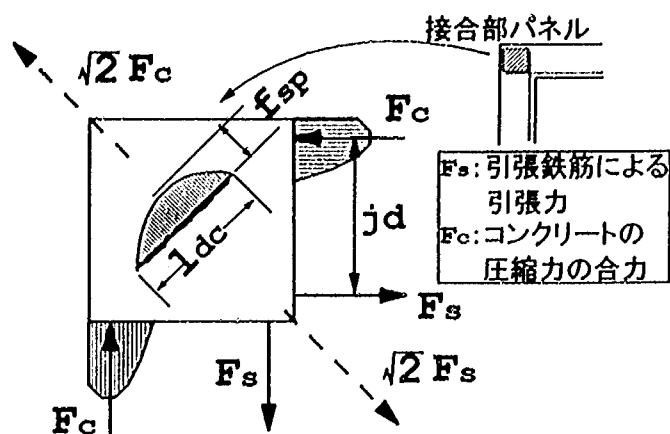


図-2.3 隅角部接合部パネルにおける力の釣り合い

と外側にはく離させる力の大小関係により、隅角部接合部パネルの割裂ひび割れ時の曲げモーメント推定式(2.1)を提案している。³⁾

$$M_{dc} = 0.38 d b l_{dc} f_{sp} \quad \text{式(2.1)}$$

ここで、

M_{dc} : 割裂破壊時に隅角部に作用する曲げモーメント

d : 部材の有効高

b : 部材の幅

l_{dc} : 引張応力が作用する長さで割裂ひび割れ長さに等しいとする

f_{sp} : コンクリートの割裂引張強度

実験結果との対比により、提案されている推定式は、精度良く隅角部の割裂破壊強度推を予測しうることが示されている。ただし、式(2.1)には割裂破壊面の長さ(l_{dc})が不確定値として含まれている。文献1)では l_{dc} としてはり部材の有効高 d の0.8倍程度としているが、その根拠は示されていない。文献3)では l_{dc} として弾性解析で得られる引張応力分布領域を当てはめているが、これは、必ずしも割裂破壊面の長さに等しいとは限らない。また、割裂ひび割れ発生時の応力分布についても、弾性解析結果に基づき放物線分布を仮定しているが、弾性解析による応力分布の仮定の妥当性は議論の余地があろう。式(2.1)を導くにあたって、曲げモーメントを算出する際のアーム長 $jd=0.8d$ を仮定した点については、特に問題であるとは考えられないが、 l_{dc} については割裂ひび割れ強度の算定結果に大きな影響を及ぼしうるので、 l_{dc} の適切な与え方を明確にすべきであろう。

一方、文献3)では正のモーメントが作用したとき、隅角部接合部パネルに割裂ひび割れを生じさせないためには、隅角部を構成する各部材に配置される引張鉄筋比(ρ)を式(2.2)で算定される鉄筋比以下に抑制するべきであるとしている。

$$\rho \leq \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{f_{sp}}{f_y} \frac{l_{dc}}{d} \quad \text{式(2.2)}$$

ここで、 f_y は主鉄筋の降伏点である。仮にコンクリートの割裂引張強度を30MPa、鉄筋の降伏点を350MPa、引張応力を受ける長さを0.8dと仮定すると式(2.2)によれば、割裂ひび割れに対する限界引張鉄筋比は0.3%強と非常に小さな値となる。通常は、これよりも大きな引張鉄筋比を持つ部材も多いと考えられ、主鉄筋が降伏する前に、隅角部接合パネルに割裂ひび割れが発生する可能性は高いと考えられる。

文献4)でも同様の実験を行っている、文献3)で提案された割裂破壊強度式の精度について検討を行っている。この結果によると、 l_{dc} として実測値を用いる方が精度がよいとしている。

一方、文献5)では、十字型・ト型のRC接合部に発生するひび割れの評価式について、接合部パネルに作用する公称せん断応力度に着目した検討を行っている。せん断ひび割れ時の接合部パネルに作用する平均せん断応力度 $\rho\tau_c$ として次式(2.3)を提案している。式(2.3)はコンクリートの引張強度 F_t を $F_t = \beta\sqrt{F_c}$ として、主応力がコンクリートの引張強度に等しくなった時点でせん断ひび割れが発生すると考えて導かれたものである。

$$\left(\frac{\rho\tau_c}{\sqrt{F_c}} \right)^2 = \beta^2 + \beta \frac{\sigma_0}{\sqrt{F_c}} \quad \text{式(2.3)}$$

F_c はコンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)、 σ_0 は柱に作用する平均圧縮応力度(kgf/cm²)を表す。過去の実験結果を回帰すると、 $\beta=1.6$ 程度になることを示している。ここで、主鉄筋が降伏した時点を想定し、接合部パネルに作用するせん断力は主鉄筋に作用する引張力に相当すると考える。従って主鉄筋の断面積を A_s 、降伏点を f_y とすると、

$$\begin{aligned} A_s f_y &= \rho\tau_c \cdot bjd \\ &= \beta\sqrt{F_c} bjd \end{aligned}$$

となる。仮にコンクリートの圧縮強度を300kgf/cm²とし、主鉄筋の降伏点を3500kgf/cm²、 $j=7/8$ とすると、割裂ひび割れ発生する最小引張鉄筋比は0.7%となり、式(2.2)から求められる値よりもかなり大きなものとなる。式(2.3)は対象とする接合部の形式が十字型およびト型であり、L型隅角部には必ずしも当てはまらないので、異なった結果が得られたのはある意味では当然である。しかし、割裂ひび割れに対する限界鉄筋比が2倍以上異なっていることから、割裂ひび割れ強度算定式の精度の確認が必要であると考えられる。

2. 1. 3 はり主鉄筋の定着破壊と隅角部強度の関連

L型隅角部に定着される主鉄筋の定着破壊も、隅角部そのものの破壊強度を左右する大きな要因の一つと考えられる。例えば、文献4)では供試体の一部に引張主鉄筋の定着破壊を生じたものが報告されており、定着破壊を生じた供試体はこれが生じなかったものに比べ破壊強度は

かなり低下する結果となっている。文献10)では、L型隅角部に正の曲げモーメントが作用した場合の強度が、配置されている主鉄筋の径の影響を受けているとし、主鉄筋の定着長を説明変数の一つとした強度式を提案している。

文献11)には、L型隅角部供試体に発生したひび割れ状況のスケッチが示されているが、L型隅角部の内側に生じた引張ひび割れが主鉄筋に発生する付着割裂ひび割れにつながっている状況が確認できる。実際、L型隅角部に配置される内側の鉄筋では、正の曲げモーメントの作用により鉄筋近傍の割裂面のコンクリートに引張応力が作用し、鉄筋の付着強度が低下しやすい状況にある。文献12)によると、付着強度は横方向に作用する引張応力度の影響を著しく受け、横方向応力度の増加に伴い、付着強度が急激に低下する実験結果が報告されている。隅角部では鉄筋の定着長を十分確保することが場合によっては困難となる状況になる可能性がある。従って、L型隅角部の破壊強度を適切に評価するためには、主鉄筋の定着強度が低下しやすいことを考慮に入れる必要があるものと考えられる。

2. 1. 4 ハンチ筋の効果

文献6)では、コの字型のRC供試体の曲げ載荷試験を実施し、興味深い結論を得ている。供試体の実験要因は、ハンチ筋量、隅角部の斜め補強鉄筋量、ハンチの有無を設定している。隅角部には正の曲げモーメントを作用させている。実験結果から、ハンチ筋は柱またははりと同程度の鉄筋量を配置する必要があること、隅角部にハンチをつけることは、隅角部の耐力の向上に非常に有効であり、隅角部の内側から外側へ45° 方向に斜め補強筋を入れなくても、コンクリートの割裂による隅角部の破壊は生じなかったこと、ハンチをつけない場合は、斜め補強筋を省略できないことを明らかにしている。隅角部を補強鉄筋により十分に補強することは非常に重要であるが、柱およびはりからの主鉄筋が交錯する部分であり、施工・コンクリートの打ち込みを考えると、多量の鉄筋を配置することは必ずしも得策とはいえない。特に、斜め筋の配置は、コンクリートに割裂を生じさせる応力の作用方向と補強鉄筋の方向が一致しているため補強効率はよいが、施工は困難となりやすい。ハンチの設置が斜め筋の省略にまでつながることは、実務上重要な意味を持つものと考えられる。なお、ハンチ筋の効果については、後述の文献7)にも触れられている。

2. 1. 5 隅角部主鉄筋の配筋細目に関する研究

文献7)では、L型隅角部の強度に及ぼす主鉄筋の配置方法の影響について検討を行っている。ここでは、これまでに行われてきたL型隅角部の載荷試験結果を基に、隅角部に生じる二次的な割裂ひび割れにより、正の曲げモーメントが作用する場合、隅角部の強度がかなり低下することを示している。この低下を防止するためには、割裂ひび割れを生じさせる力に釣り合うだけの斜め補強鉄筋を配置する必要があることを述べている。また、はり部分の主鉄筋量が1%に満たない場合は、ハンチ筋による補強も効果的であるとしている。この場合、隅角部の終局時の照査方法として、主鉄筋には降伏強度の80%の引張応力が作用し、ハンチ筋については降伏点に達していること、コンクリートの圧縮合力の作用位置の仮定などが記述されている。

ここで、提案されている隅角部内力の評価方法についての、詳細な根拠については明確には示されていないが、隅角部の設計方法を確立する上では重要な知見が述べられていると考えられる。

文献8)でもL型隅角部の強度に及ぼす配筋方法に関する検討結果が述べられている。隅角部の配筋の詳細について、負のモーメントが作用する場合あまり影響を及ぼさないが、正のモーメントが作用する場合には、隅角部の配筋によっては強度にかなり差が生じること、隅角部を斜め方向に補強する鉄筋の配置が有効であることを述べている。

文献9)では隅角部に補強鉄筋を配置せず、主鉄筋の配置方法のみを変化させた供試体の載荷試験を行い、主鉄筋のは位置パターンごとに、隅角部の強度評価式（引張主鉄筋比の関数）を与えている。また、主鉄筋としてU字型のものをを用いることがもっとも効果的であるとしている。

2. 1. 6 隅角部に正負交番荷重が作用する場合の検討

文献13)では、L型隅角部の供試体に正負交番荷重を作用させた実験結果を報告している。隅角部にはハンチおよびハンチ筋は配置せず、せん断補強鉄筋として柱に配置されている帯鉄筋が、隅角部内にも配置されている。はり断面の終局曲げモーメントに達する前に、隅角部の破壊が生じていた。柱側から配置された帯鉄筋量を倍に増やしても隅角部の強度はほとんど変わっていない。一方、ハンチ筋および隅角部縦方向の補強鉄筋を追加することによって、はりの終局モーメントが発揮できるようになったとしている。なお、ここで実施された供試体の柱・はりに配置されている引張鉄筋比は1.6%程度と大きく、隅角部の応力条件はかなり厳しかったものと考えられる。

文献14)では、ト型およびL型隅角部の正負交番載荷試験を実施し、隅角部に配置した補強鉄筋およびスタブの効果について検討するとともに、接合部の変形が接合部を含む架構全体のじん性に及ぼす影響について調査している。この結果によると、接合部につながる各部材要素のじん性を十分発揮させるには、かなり多量の帯鉄筋を配置する必要があるとしている。

文献15)では、十字型の接合部の交番載荷試験を実施し、接合部パネルのせん断抵抗メカニズムについて言及している。これによると、接合部パネルのせん断抵抗メカニズムは、コンクリートの斜め圧縮によるストラット機構と、接合部パネルに配置した補強鉄筋によるトラス機構の和で与えられること、正負交番荷重が作用する場合には、引張鉄筋の降伏によってコンクリートの圧縮ストラットによる負担が期待できないことが述べられている。

しかし、文献16)に述べられているように隅角部内の主鉄筋とコンクリートの付着は、荷重の繰り返し作用によってかなり低下していることが予想され、鉄筋とコンクリートの付着力を前提としたトラス機構がどの程度有効であるか疑問が残るところである。

2. 2 既存の設計規準における取り扱い

2. 2. 1 建築の分野におけるL型隅角部の設計の考え方

建築の分野では、隅角部は、骨組構造が終局時の変形状態に至った時点でも破壊せず、繰り返し荷重によっても剛性低下やスリップ型のヒステリシスとならないように設計することが基本とされている。¹⁷⁾隅角部に作用するせん断力のうち、水平成分 V_{jh} は、図-2.4を参照すると式(2.4)で与えられる。

$$V_{jh} = T_b - V_c \quad \text{式(2.4)}$$

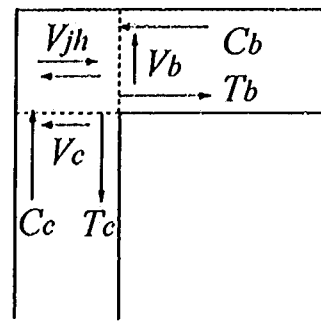


図-2.4 隅角部の接合部パネルせん断力

隅角部の照査は、隅角部に作用するせん断力および鉄筋の定着強度に着目して行われている。せん断力に対する照査では、接合部パネルに作用するせん断力 V_j よりも設計される部材の信頼強度 V_{ju} が大きくなるようにする。ここで、便宜的に隅角部を形成する柱・はり部材の幅が同じである場合を想定し、隅角部における部材の有効幅を b 、定着鉄筋の水平投影長を D とする。隅角部のせん断強度は次式で与えられる。

$$V_{ju} = \kappa \sigma_b b D \quad \text{式(2.5)}$$

ここで、 σ_b はコンクリートの圧縮強度であり、L型隅角部の場合 $\kappa=0.18$ とされている。

式(2.5)で示されたせん断強度を、接合部パネルの平均せん断応力度の最大値として表現すると、L型隅角部の場合平均せん断応力度の最大値は $0.18\sigma_b$ であると考えられる。設計基準強度30MPaのコンクリートを想定すると、接合部パネルのせん断強度は、平均せん断応力度表示で5.4MPaとなる。はり部材と柱部材が同じ配筋量で、スタブが存在しない場合を考え、引張鉄筋比を $p=1\%$ とする。引張鉄筋の降伏点を350MPaとすると、引張主鉄筋降伏時に隅角部に作用する平均せん断応力度はおおよそ3.5MPaとなり、接合部パネルのせん断強度よりは小さくなる。すなわち、引張鉄筋比が1%となっても隅角部の接合部パネルはせん断破壊しない計算となる。

隅角部の横方向鉄筋（隅角部補強鉄筋）は、隅角部に作用するせん断力とせん断強度の比によって決められている。すなわち、横方向鉄筋比を p_{jh} とすると、 p_{jh} は0.2%以上でかつ

$$p_{jh} \geq 0.003 V_j / V_{ju}$$

が満たされるように配置することとなっている。ここで、 V_j/V_{ju} は1以下であるので、横方向鉄筋量は0.2%から0.3%までの配置になる。隅角部補強鉄筋は、隅角部のせん断強度には寄与していないが、これは過去の載荷試験結果に基づき、じん性の確保を目的としたものとなっている。

2.2.2 ACI-352Rで推奨されている方法

ACI-352R¹⁸⁾では、柱・はり接合部について、その要求性能に基づき2つのタイプに分類して設計方法が示されている。ここで、Type-1は、荷重作用によって生じる接合部パネルのせん断力が、接合部のせん断強度以下であること、すなわち、終局強度に関する照査を行う場合を想定したものである。一方、Type-2は接合部が非線形領域において繰り返し荷重を受ける場合で、塑性変形性能を考慮した設計を想定したものである。通常の死荷重や活荷重に対する照査

の場合はType-1が適用され、地震時の安全性を照査しなければならない構造部材についてはType-2が適用される。

隅角部の照査は、接合部パネルに作用するせん断力に着目して行うこととなっていて、設計の基本は2.3.1に示した建築学会の考え方に類似したものである。

Type-1とType-2で扱いが異なる点は、①隅角部の接合部パネルに想定される作用せん断力の算出、②隅角部の接合部パネルのせん断強度の評価値、③最小補強鉄筋量の算定のところである。隅角部に作用するせん断力は、部材に配置されている主鉄筋に作用する引張力によって決まるが、Type-1では主鉄筋の引張応力として降伏点(f_y)を用い、Type-2では降伏点の1.25倍($1.25f_y$)を用いることになっている。従って、Type-2の方が、隅角部に対してより大きな外力を想定していることとなる。

次に隅角部の強度についてであるが、建築学会の方法と同様コンクリート強度の関数として与えられている。ここで、コンクリートの設計基準強度を f_c (SI:unit)とすると、

$$V_u = 0.083\gamma\sqrt{f_c}bh$$

で与えられていて、 γ はType-1とType-2で異なった値が与えられている。L型隅角部の場合では、Type-1で $\gamma=15$ 、Type-2で $\gamma=12$ に設定されている。隅角部の強度を平均せん断応力度で表現すると、コンクリートの設計基準強度が30MPaの場合、Type-1で6.8MPa、Type-2で5.5MPaとなり、建築学会指針よりもやや大きい値が与えられている。

隅角部の補強鉄筋については構造細目的な扱いがされていて、部材断面の大きさや、鉄筋・コンクリートの強度比によって算定するものとなっている。

2. 2. 3 ニュージーランド構造設計規準(NZS3101:1982)に示される方法

ニュージーランド構造設計規準でもACI規準と同様に、柱はりの接合部については、地震荷重の作用を考慮する場合と考慮しない場合に分けて、照査方法が示されている。隅角部の照査において、接合部パネルに作用するせん断力に着目する点は、以上に示した指針類と同じである。この設計規準で示されている考え方で最も特徴のある点は、接合部パネルのせん断抵抗メカニズムについて、

①コンクリートの圧縮ストラットによる抵抗

②主鉄筋の付着応力と隅角部の補強鉄筋によって形成されるトラスメカニズム

両者の和で与えられるとしたところである。コンクリートストラットによる寄与は、その上限値がコンクリートの圧縮強度の関数 ($0.2\sqrt{f_c}bh$: SI unit) として与えられているが、地震荷重の作用を想定した場合には、コンクリートストラットの寄与をゼロとし、接合部に作用するせん断力は補強鉄筋で全てまかなうようにしている。ニュージーランド構造設計規準ではRC橋脚の耐震設計において、じん性を確保の観点から、コンクリートの寄与を無視してせん断強度を算定することとしているが、接合部の耐震性照査においてもこの考え方を踏襲していると見られる。これは、地震荷重のように正負交番荷重により塑性変形が生じるような場合は、前ステップの載荷によって生じた残留ひずみにより、圧縮領域のコンクリートのひび割れが必ず

しも閉じず、このためコンクリートの応力伝達が阻害されることを考慮していると考えられる。

2.2.4 道路橋示方書・土木学会コンクリート標準示方書における取り扱い

これまでも接合部を弾性体と仮定して、数値解析や光弾性実験を行うことにより応力状態の推定が試みられてきた¹⁹⁾。現在、道路橋示方書に示されている隅角部の設計方法は、これらの研究成果を反映したものとなっている。ただし、L型隅角部に負の曲げモーメントが作用した場合の隅角部の補強鉄筋量については考え方の基本は示されているが、正の曲げモーメントが作用する場合の隅角部にひび割れの強度算定方法およびひび割れ後の補強方法については示されていない。また、ハンチ筋やハンチの取り扱いについては、いわゆる構造細目としての規定であり、その根拠は必ずしも明確ではない。

土木学会コンクリート標準示方書においても、柱・はり接合部付近でせん断補強鉄筋を密に配置すること等が記述されているが、隅角部の定量的な評価や具体的な補強量の算定については触れられていない。

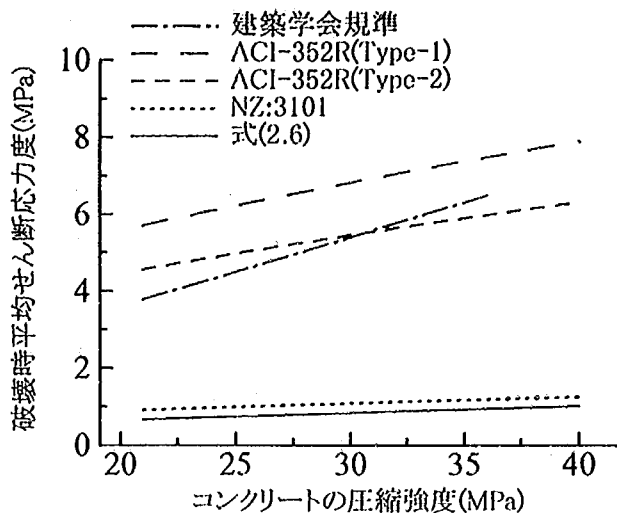


図-2.5 コンクリート強度と隅角部破壊時平均せん断応力度の関係

2.3 まとめ

2.3.1 問題点の整理

以上、隅角部に関する主な検討事例ならびに、各設計規準における取り扱いについて検討した。その結果隅角部の照査方法を確立する上での問題点として以下の項目が挙げられよう。

- ①隅角部の強度算定方法について考え方が必ずしも統一されていないし、その結果も異なる。
- ②隅角部に配置した補強鉄筋の効果が明確でないため、補強鉄筋量の算定に曖昧さが残る。
- ③ハンチ筋の評価方法が確立していない。
- ④隅角部が正負交番荷重を受けた場合の挙動に及ぼす補強鉄筋の影響が明確ではない。

まず、①の項目について述べる。正の曲げモーメントが作用する場合の隅角部の強度について、各基準類で示されてる方法により隅角部の強度を求めた結果を図-2.5に示す。なお、図中には、式(2.1)に従って計算される割裂ひび割れ時の接合部パネル平均せん断応力 τ_p も示す。こ

ここで、コンクリートの圧縮強度から引張強度の換算は土木学会コンクリート標準示方書設計編に示される式に準拠した。 $j=7/8$ 、 $l_{dc}=0.8d$ と仮定すると

$$\tau_p = 0.08(f'_{ck})^{2/3} \quad \text{式(2.6)}$$

図-2.5から、L型隅角部の破壊強度の評価結果は、設計基準によって大きく異なっていて、NZ3101および式(2.6)によると隅角部の強度は相対的にかなり小さく算定されることが分かる。ここで、ACI-352Rおよび建築学会規準では、隅角部には所定の補強鉄筋が配置されていることを前提としているのに対し、NZ3101および式(2.6)では補強鉄筋がない状態でコンクリートによる寄与のみを対象として強度を算出しているため、同一条件での比較とはなっていない。このため、算定される強度に大きな差が生じたのはある意味で当然といえる。しかし、補強鉄筋の配置の有無により、これほどの大きな差が生じるとは考えにくく、接合部パネルの破壊メカニズムをふまえた合理的な強度評価方法を確立する必要がある。このためには、隅角部のせん断強度を導く際の終局時の捉え方や算定根拠を明確にしなければならない。これは、上記問題点の②にも関連した問題である。

次にハンチ筋の取り扱いであるが、ハンチ筋の配置は隅角部の強度に大きな影響を与え、部材の塑性ヒンジ形成箇所もその影響を受ける。このため、ハンチ筋の効果を適切に評価することも非常に重要である。

一方、地震荷重の作用を考慮しなければならない場合には、隅角部のじん性の確保も重要となる。多量の補強鉄筋を接合部パネルに配置することが効果的であることは容易に予想されるが、これがどの程度有効であるかある程度定量的に把握することも重要である。これは、隅角部はこれに隣接する柱・はり部材から延長される鉄筋が輻輳する箇所であり、補強鉄筋の配筋は一般的に困難であり、配置可能な補強鉄筋量が施工上の制約を受けかねないからである。ところが、隅角部補強鉄筋およびハンチ筋量と隅角部のじん性の関連性について検討した事例が少ないため、必要となる補強鉄筋を明確にできない現状である。

2.3.2 載荷試験による調査

このような問題点を明確にするため、L型隅角部を模したRC供試体を製作し、載荷試験を実施した。3章では載荷試験方法と、L型隅角部に正荷重が作用した場合の強度の評価方法について検討した結果を述べ、4章では、負荷重が作用した場合および正負交番荷重が作用した場合について試験結果をまとめることとした。

第3章 L型隅角部の載荷試験

3. 1 載荷試験の概要

供試体はL型隅角部を模したRC部材で全部で17体である。載荷は、図-3.1に示すようにL型隅角部のはり部軸線に対して45°方向に油圧ジャッキを挟む形とし、これにより荷重を加えた。載荷点での供試体とジャッキの接続については、ピン（ヒンジ）接合とした。隅角部に接合するはり部材の断面寸法、せん断補強鉄筋の配置量は全て同じである。載荷パターンは、単調載荷と正負交番載荷の2とおりである。載荷荷重および載荷点変位の符号の取り方については、隅角部の正載荷（内側を開く方向）を+、負載荷（内側を閉じる方向）を-と定める。

供試体に用いたコンクリートは、いずれも骨材最大寸法が20mmで呼び強度30のレディーミクストコンクリートである。はり部分には、D6のスターラップを80mm間隔で配置している。

変化させた要因は、

- ①ハンチ形状
- ②ハンチ筋の量
- ③隅角部の補強鉄筋量
- ④主鉄筋量

表-3.1に、載荷試験用供試体の実験条件一覧を示す。なお、供試体の隅角部の形状や配筋の詳細は、図-3.2に示す。表-3.2、表-3.3には、供試体に用いたコンクリートならびに鉄筋の材料試験結果を示す。

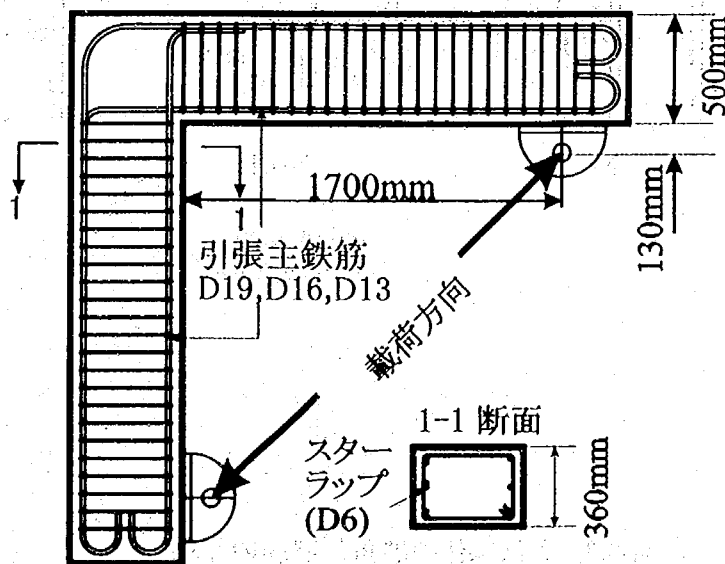


図-3.1 供試体概略寸法と載荷位置

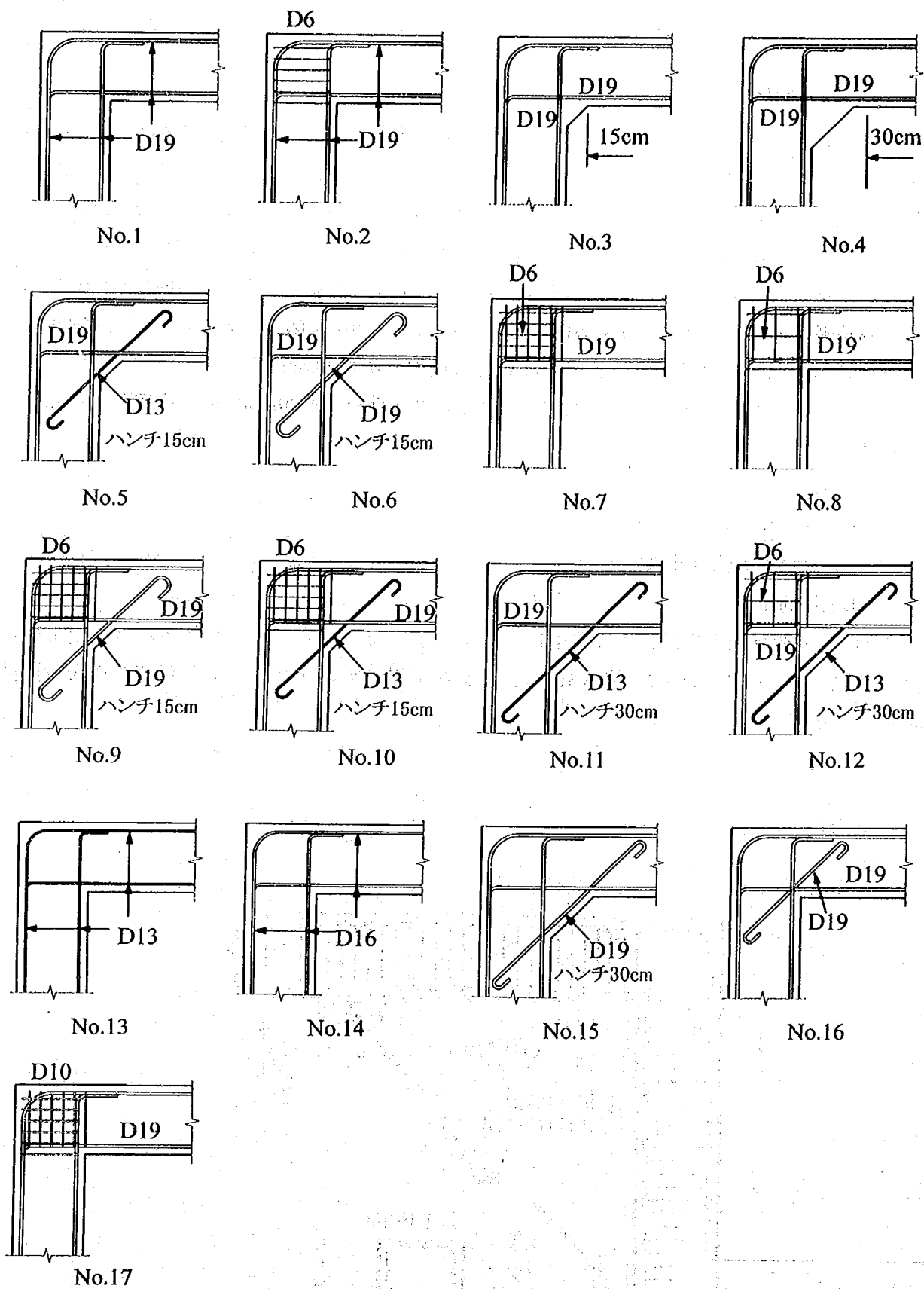


図-3.2 各供試体の隅角部配筋の詳細

表-3. 1 供試体一覧表

供試体 番号	はり部				隅角部					載荷 方法
	主鉄筋		スターラップ		ハンチ			補強鉄筋		
	主鉄筋 配置	引張主鉄 筋比(%)	スターラップ 配置	補強鉄筋 比(%)	寸法 (cm)	ハンチ 筋	ハンチ筋 の比(1)	補強鉄筋 配置	補強鉄筋 比(%)	
1	3D19	0.54	D6@8cm	0.22	0	-	0	-	0	単調
2	3D19	0.54	D6@8cm	0.22	0	-	0	5 D6	0.09	繰り返し
3	3D19	0.54	D6@8cm	0.22	15	-	0	-	0	単調
4	3D19	0.54	D6@8cm	0.22	30	-	0	-	0	単調
5	3D19	0.54	D6@8cm	0.22	15	3 D13	0.44	-	0	繰り返し
6	3D19	0.54	D6@8cm	0.22	15	3 D19	1	-	0	繰り返し
7	3D19	0.54	D6@8cm	0.22	0	-	0	1 0 D6	0.18	繰り返し
8	3D19	0.54	D6@8cm	0.22	0	-	0	6 D6	0.11	繰り返し
9	3D19	0.54	D6@8cm	0.22	15	3 D19	1	1 0 D6	0.18	繰り返し
10	3D19	0.54	D6@8cm	0.22	15	3 D13	0.44	1 0 D6	0.18	繰り返し
11	3D19	0.54	D6@8cm	0.22	30	3 D13	0.44	-	0	繰り返し
12	3D19	0.54	D6@8cm	0.22	30	3 D13	0.44	6 D6	0.11	繰り返し
13	3 D13	0.24	D6@8cm	0.22	0	-	0	-	0	繰り返し
14	3 D16	0.38	D6@8cm	0.22	0	-	0	-	0	繰り返し
15	3 D19	0.54	D6@8cm	0.22	30	3 D19	1	-	0	繰り返し
16	3 D19	0.54	D6@8cm	0.22	0	3 D19	1	-	0	繰り返し
17	3 D19	0.54	D6@8cm	0.22	0	-	0	1 0 D1 0	0.4	繰り返し

表-3.2 使用した鉄筋の材料試験結果

鉄筋径	種類	用途	適用供試体	降伏点 (MPa)	ヤング係 数(GPa)	引張強度 (MPa)
D19	SD345	主筋	No.1 ~ No.12	396	195	570
D19	SD345	主筋/ハンチ筋	No.15 ~ No.17	390	185	589
D13	SD345	主筋	No.13	405	184	564
D16	SD345	主筋	No.14	411	185	626
D13	SD345	ハンチ筋	No.5, 10, 11, 12	415	189	575
D19	SD345	ハンチ筋	No.6, No.9	396	195	570
D10	SD345	隅角部補強鉄筋	No.17	383	190	547
D6	SD295A	スターラップ	No.1 ~ No.12	365	174	571
D6	SD295A	スターラップ	No.13 ~ No.17	344	194	534

表-3.3 コンクリートの強度試験結果

供試体名	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	供試体名	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
No.1	34.2	2.6	26.0	No.10	33.1	2.3	24.3
No.2	35.4	2.7	26.6	No.11	34.3	2.5	21.2
No.3	35.6	2.6	25.3	No.12	34.0	2.4	22.4
No.4	36.4	2.8	24.2	No.13	34.9	2.5	27.9
No.5	36.4	2.9	25.5	No.14	33.8	2.3	26.9
No.6	34.7	2.9	25.0	No.15	34.9	2.6	26.2
No.7	34.5	2.5	21.7	No.16	36.7	2.8	25.9
No.8	33.2	2.4	24.1	No.17	32.4	2.7	26.4
No.9	33.2	2.1	23.9				

3.2 正載荷における隅角部の挙動(ハンチ筋・隅角部補強鉄筋のない場合)

3.2.1 概要

L型隅角部に+方向の曲げモーメントが作用した場合のひび割れ強度やメカニズムについては、これまでも研究されているが、隅角部割裂ひび割れ発生後の挙動や、隅角部内の主鉄筋の付着性状、変形状など不明な点も多く残されている。このような不明確な点を明らかにしておくことは、隅角部強度の評価方法を確立する上で重要であると考え。

3.2.2 ハンチのない隅角部の荷重変位関係とひび割れ状況

ハンチ筋や補強鉄筋を配置していない隅角部に、正載荷(内開き荷重を載荷)した場合のひび割れ及び耐荷力低下状況について述べる。検討対象とした供試体は、No.1, No.13, No.14で、ハンチ筋や隅角部の補強鉄筋は配置していない。各供試体毎の条件の違いを表-3.4にまとめる。図-3.3は、供試体No.1について正載荷した場合の荷重と載荷点間の開き変位の関係につい

て、載荷開始からはりの主鉄筋が降伏するまでの範囲を示したものである。図-3.4は、図-3.3に示した①～④各点に対応した供試体No.1のひび割れ状況を示したものである。ひび割れの発生順序は次の通りである。まず、隅角部内側に曲げひび割れが発生する(図-3.4①)。このひび割れは荷重の増大とともに次第に伸長する(図-3.4②、③)。さらに荷重が増加すると、隅角部に割裂ひび割れが発生し、荷重の低下が生じる(図-3.4④)。

ここで、曲げひび割れの発生位置は、主鉄筋の位置とおおよそ一致している。従って、主鉄筋の90°フック位置から隅角部前面に至る区間では、荷重レベルが比較的小さい段階から付着強度が低下している可能性がある。

なお、割裂ひび割れが生じて、一時的な荷重低下が生じるのみで、載荷点変位を増加させると再び荷重の増加が認められる。割裂ひび割れの発生により、隅角部の応力が再分配され抵抗メカニズムが変化したものと考えられる。

供試体No.13とNo.14の荷重－変位の関係を図-3.5、ひび割れ状況(+1 δ 到達時点)を図-3.6に示す。これらの供試体では、割裂ひび割れの発生は認められず、割裂ひび割れ発生に伴う一時的な荷重の低下も生じていない。ただし、引張主鉄筋量が少ないためと考えられるが、曲げひび割れの発生による一時的な荷重低下が明確になっている。このように、主鉄筋量を減らせば、隅角部の割裂ひび割れの発生を防止することは可能である。

表-3.4 検討対象とした供試体の配筋条件

供試体番号	No. 1	No. 14	No. 13
主鉄筋径	D19	D16	D13
引張主鉄筋比	0.54%	0.38%	0.24%
ハンチ筋	なし		
隅角部補強筋	なし		

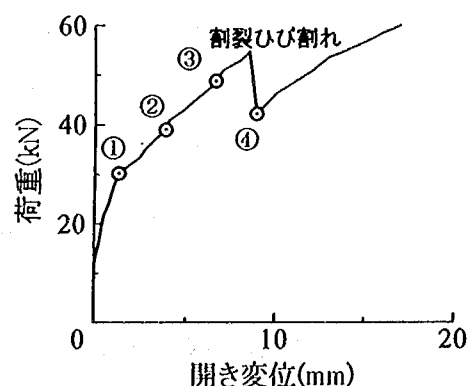


図-3.3 供試体No.1の荷重変位関係

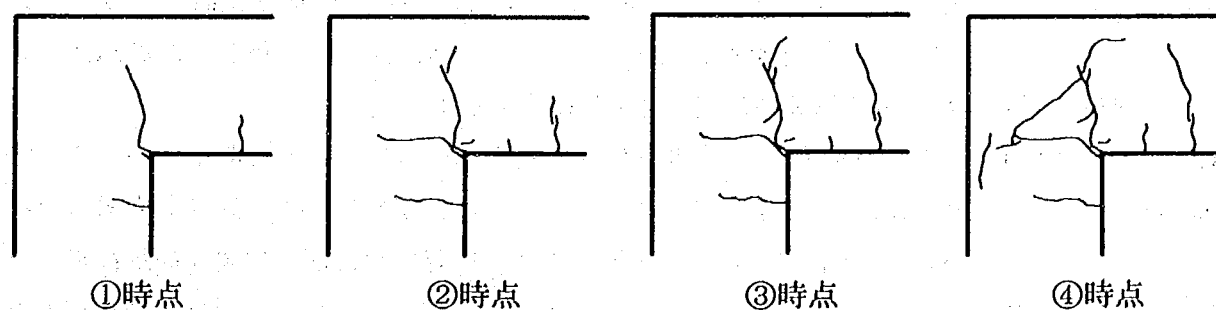


図-3.4 供試体No.1のひび割れ進展状況

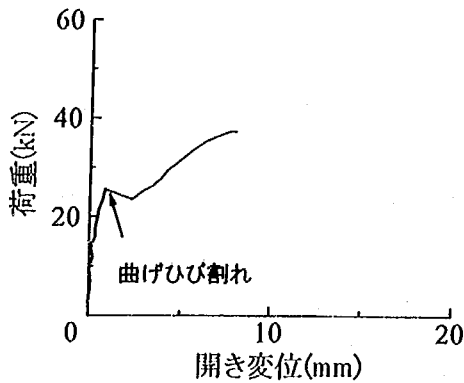
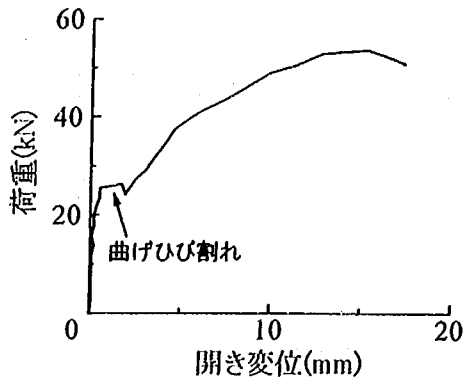


図-3.5 荷重変位関係 (上:No.14、下:No.13)

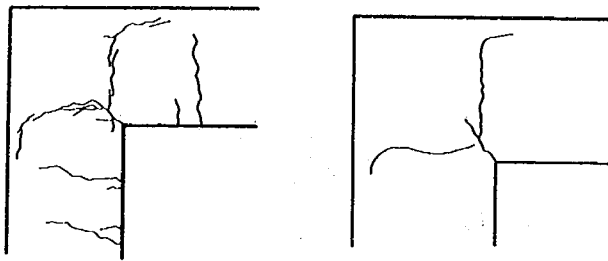


図-3.6 ひび割れ状況 (左:No.14、右:No.13)

表-3.5 検討対象とした供試体			
供試体番号	No.1	No.3	No.4
ハンチ	なし	15cm	30cm
割裂引張強度 (MPa)	2.6	2.6	2.8
ハンチ筋	なし		
隅角部補強筋	なし		
割裂ひび割れ荷重 (kN)	54.7	52.7	62.3

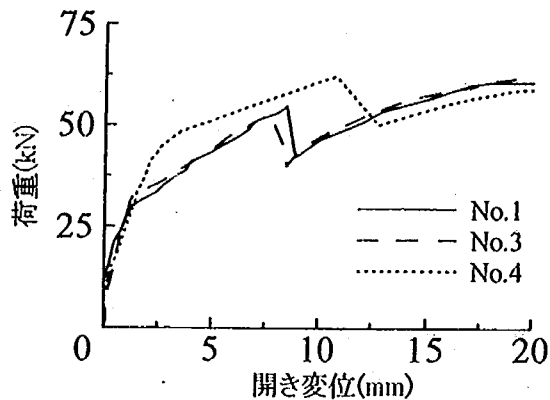


図-3.7 荷重変位関係 (ハンチの効果)

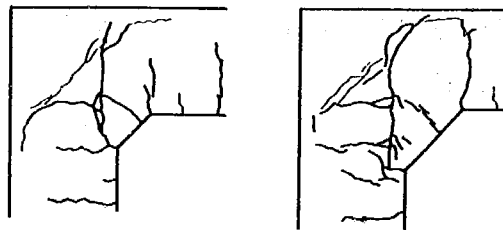


図-3.8 ひび割れ状況
(左:No.3、右:No.4)

3. 2. 3 ハンチが割裂ひび割れに及ぼす影響

ハンチを設けた場合には、隅角部の断面が拡大し、これにより割裂ひび割れ強度を向上できる可能性がある。ここでは、隅角部にハンチを設けた場合について、ひび割れ状況ならびにひび割れ強度について検討を行った。なお、ハンチ筋の影響については別途検討を行うこととし、ここでは、ハンチ筋のない場合を検討対象とする。表-3.5には検討対象とした供試体の条件および試験で得られた隅角部割裂ひび割れ発生時荷重を示す。

図-3.7はハンチ寸法を変化させた各供試体の荷重変位関係を示したものである。ハンチ寸法を15cmとした供試体(No.3)はハンチを設けない供試体(No.1)とほとんど同じ荷重変位関係を示すが、ハンチ寸法を30cmとした供試体(No.4)は曲げひび割れ荷重および、割裂ひび割れ時の荷重が他の2供試体に比べて若干大きくなっていることが分かる。しかし、割裂ひび割れ発生後は荷重が低下し、他の供試体と同じ曲線となっている。

図-3.8は供試体No.3, No.4のひび割れ状況を示したものである。ここで、図中の太線で示したひび割れは、割裂ひび割れによる荷重の一時的な低下が生じる前に発生した曲げひび割れであり、細線は割裂ひび割れおよびその後に生じたひび割れである。この結果から、ハンチを付けても、曲げひび割れがほぼ主鉄筋に沿って発生していて、その発生位置はあまり差がないことが分かる。割裂ひび割れは、曲げひび割れを挟むように生じていて、図-3.4に示したハンチのない場合の割裂ひび割れと比較して、発生位置ならびに割裂ひび割れ長さはあまり変わっていないことが分かる。

3.2.4 主鉄筋の定着状況

隅角部に生じたひび割れ状況をみると、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、割裂ひび割れ前の鉄筋の付着特性について調査する。

主鉄筋のひずみ測定位置を図-3.9に示す。

図-3.9の測定位置1-a・1-bの平均ひずみを ε_{s1} 、2-a・2-bの平均ひずみを ε_{s2} 、3-a・3-bの平均ひずみを ε_{s3} とする。図-3.10は、供試体No.1について割裂ひび割れ発生前の鉄筋ひずみを荷重レベル毎(19.6kN～51.0kN)に示したものである。この結果から分かるように、載荷荷重が39kNの段階では2-a/b～3-a/bの区間で付着応力度が非常に小さくなっていることが分かる。

39kNの段階では2-a/bと3-a/bのひずみが逆転している。割裂ひび割れ発生直前の51kN時では1-a/bと3-a/bのひずみの差が小さくなっている。2-a/bと3-a/bのひずみが逆転する理由については明確ではないが、いずれにしても曲げひび割れの進展に応じて、鉄筋とコンクリートの付着応力度が低下していると考えられる。

ここで、測定点1-a/bと3-a/b間の鉄筋ひずみの差から平均付着応力度を算出し、測定点1での鉄筋の引張力と平均付着応力度の関係を比較する。平均付着応力度 τ_m は次式により求めた。

$$\tau_m = \frac{E_s(\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{s3})\phi}{4l_{13}} \quad \text{式(3.1)}$$

ここで、 E_s :鉄筋のヤング係数、 ϕ :鉄筋径、 l_{13} は測定点1～3の距離(=390mm)をあらわす。

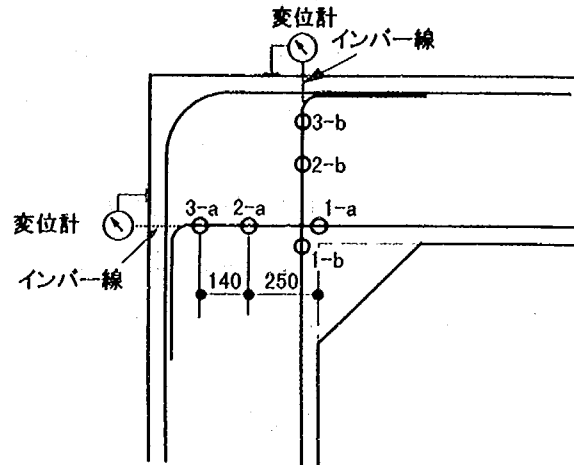


図-3.9 ひずみ測定位置 (数字単位:mm)

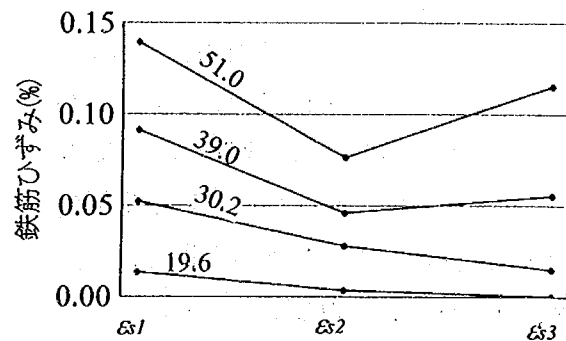


図-3.10 鉄筋ひずみ状況 (供試体No.1)

図-3.11は、鉄筋径を変化させた供試体 No.1, No.13, No.14 について測定点1における鉄筋の引張力 σ_{s1} と荷重の関係、図-3.12は σ_{s1} と τ_m の関係を示したものである。

図-3.11より、 σ_{s1} が 50MPa に達するまでは、曲線の勾配が大きくコンクリートがある程度引張応力を負担していると考えられる。この後、鉄筋に作用する引張応力度が 100MPa 程度まで増加する間の荷重の増加はわずかである。一方、図-3.12をみると、供試体 No.1, No.14 では σ_{s1} が 50 ~ 100MPa を境として、 τ_m は減少に転じている。供試体 No.14 では σ_{s1} が約 230 達するまでは、 τ_m はわずかながら大きくなっているが、これ以降は減少に転じている。

図-3.13および、図-3.14はハンチを設けた場合について示したものである。図-3.14をみると、鉄筋の引張応力-荷重曲線の勾配が変化する点はハンチ寸法を 30cm とした供試体 No.4 が最も大きく、ハンチ寸法を 15cm とした供試体がこれに続いている。従って、曲げひび割れ発生強度については、ハンチの効果が見られている。一方、平均付着応力度については、図-3.14に示されるようにハンチを設けない No.1 と、30cm のハンチを設けた No.4 でほぼ同等の曲線となっている。ここで、供試体 No.3 のみ他の供試体と比べて 50% ほど大きな付着応力が得られているが、この理由については現在のところ不明である。

ここで、文献21に示される付着強度算定式と、本実験で得られた平均付着応力度の比較を行う。

文献21によるとコンクリートの圧縮強度を f_c' 、鉄筋径を ϕ 、鉄筋のかぶりとおきの半分のうち小さい方を C 、鉄筋の定着長を

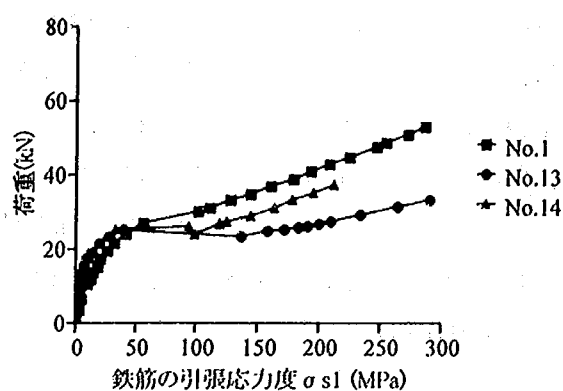


図-3.11 σ_{s1} と荷重の関係 (鉄筋径が異なる場合)

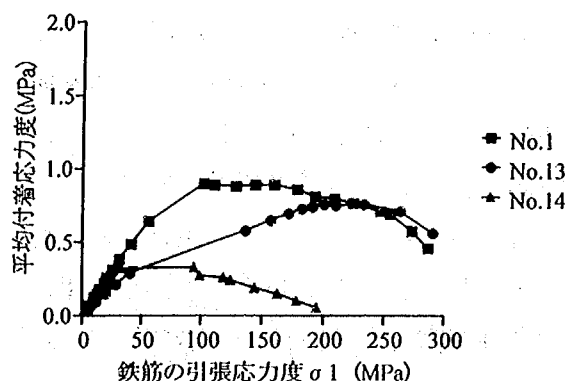


図-3.12 平均付着応力度 (鉄筋径が異なる場合)

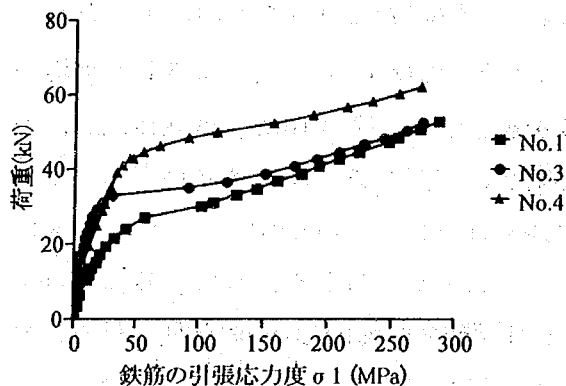


図-3.13 σ_{s1} と荷重の関係 (ハンチの影響)

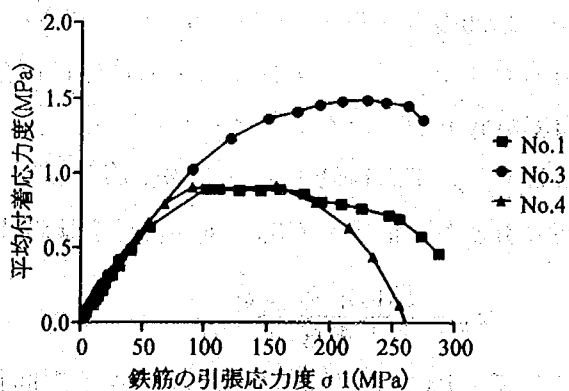


図-3.14 平均付着応力度 (ハンチの影響)

l_s とした場合、平均付着応力度 τ_{ucal} は次式で与えている。

$$\frac{\tau_{ucal}}{\sqrt{f_c}} = 0.1 + 0.25 \frac{C}{\phi} + 4.15 \frac{\phi}{l_s} \quad \text{式(3.2)}$$

主鉄筋としてD19を用いた供試体では、鉄筋あきの半分が45.5mm、かぶりが50.5mmなので、 $C/\phi=45.5/19=2.4$ となる。式(3.2)の3項目を省略すると、コンクリートの圧縮強度を30MPaと設定した場合、 τ_{ucal} は3.8MPaとなる。この値は、図-3.12および図-3.14に示した平均付着応力度の最大値よりも遙かに大きな値となっている。ここで、 τ_{ucal} を求める際に上述の通り式(3.2)の3項目を省略しているので、実際には τ_{ucal} は3.8MPaよりも大きいものと考えられ、計算結果と測定結果の開きはさらに大きくなる。

この結果から、隅角部の主鉄筋の付着強度は、曲げひび割れの発生によりかなり低下していて、直角フックおよびその余長部分での定着力の負担が大きくなっていると考えられる。

3.3 正載荷における隅角部のひび割れ強度評価

3.3.1 概要

隅角部に発生する割裂ひび割れ時の荷重の算定方法は、すでに文献3)で検討されていて、コンクリートを弾性体と仮定して得られる応力分布の解析結果を基に、式(2.1)の提案がなされている。しかし3.2.4で検討したように、曲げひび割れの存在により、鉄筋の付着破壊が進行し、フック近傍に移行していることを考えると、鉄筋とコンクリートを剛付着とし、コンクリートを弾性体と仮定して導かれた式(2.1)の適用性については疑問が残るところである。ここでは隅角部に生じる応力分布および鉄筋とコンクリートの付着の低下がひび割れ発生状況に及ぼす影響について、検討を加えることとする。

3.3.2 L型隅角部の応力分布

L型隅角部のFEM解析を行い、接合部パネルの引張応力分布について検討を加える。図-3.15は解析を行った部材の形状ならびに荷重作用位置を示す。ハンチ寸法は供試体にあわせ0,15cm,30cmと設定した。

0- ξ 方向の応力分布を計算した結果を、図-3.16に示す。ここで、図中に示した σ_η は法線方向が η の平面に働く直応力であり、 σ_ξ は法線方向が ξ の平面に働く直応力である。符号は+が引張応力である。隅角部の割裂ひび割れにつながるのは、上記の応力のうち σ_ξ である。ハンチを設けた供試体

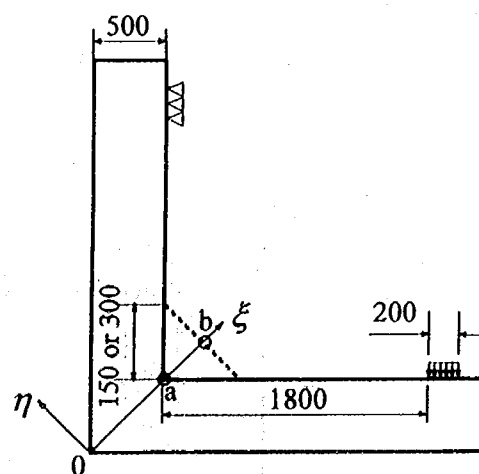


図-3.15 解析した部材

では、座標原点(図-3.15中の0点)から、65cm付近のところで、引張応力が大となる応力成分が変化している。約65cm以下の領域では割裂ひび割れが卓越し、これ以上の領域では曲げひび割れが卓越することとなる。ここで、ハンチがある場合で σ_ξ が最大となるのは、 $\xi=60\text{cm}$ 付近で、

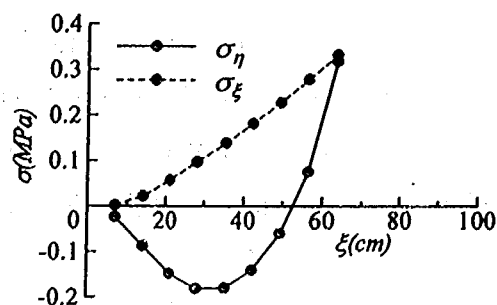
図-3.15中の点a($\xi=50\sqrt{2} \approx 70\text{cm}$)よりもわずかに0点よりとなっている。割裂ひび割れは σ_ξ 最大となる位置で発生すると考えると、応力解析によって決定される割裂ひび割れの位置は、実際(例えば図-3.4および図-3.8参照)よりもかなりa点側にずれていることが分かる。また、ハンチのない場合の応力解析結果によると、a点に近づくにつれて単調に σ_ξ が増加していて、割裂ひび割れ位置はa点近くを横切るものと予測される。このように、L型隅角部を弾性体と仮定した応力解析によっては、割裂ひび割れ位置を適切に決定できないと言える。

次に、隅角部の接合部パネルに限定し、主鉄筋の付着強度の喪失を考慮した解析を行った結果について述べる。

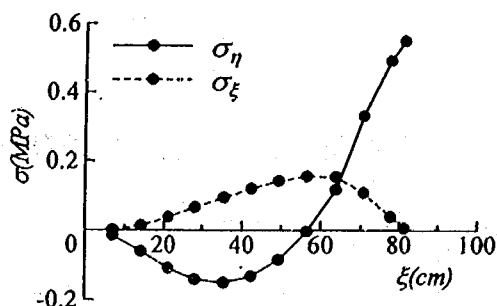
ここでは、主鉄筋とコンクリートの付着が完全な場合および、主鉄筋とコンクリートの付着が失われ、フックの部分に集中して引張力が作用する場合の2つの状態を想定した応力解析を実施した。

図-3.17はそれぞれの状態での解析条件(加力状態)を示したものである。なお、解析においてコンクリートのひび割れは、smeardクラックとし、回転ひび割れモデルを用いた。

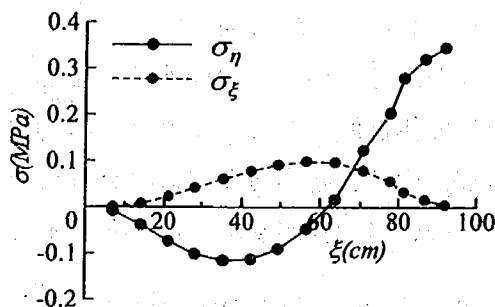
解析によって得られた最大荷重時のひび割れ状況を示したものが図-3.18である。



(a)ハンチ無し



(b)ハンチ15cmの場合



(c)ハンチ30cmの場合

図-3.16 隅角部の応力解析結果

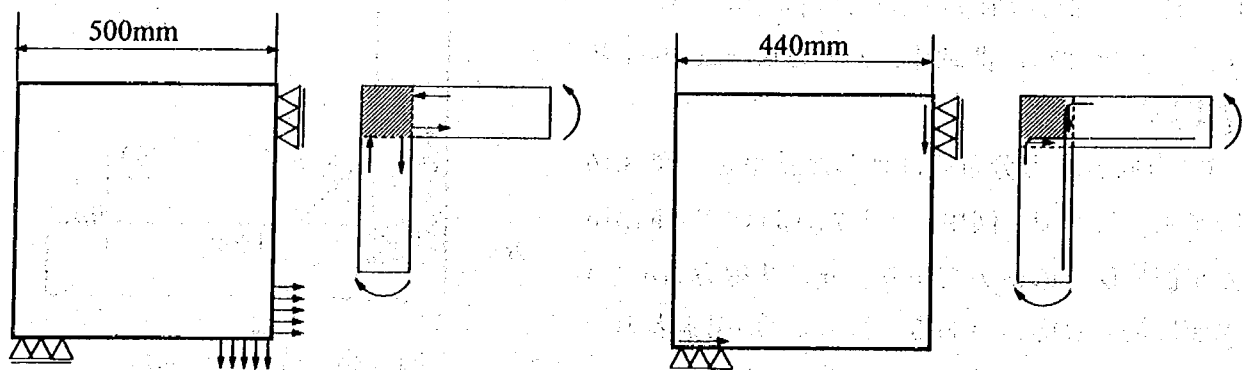


図-3.17 解析条件 (左:付着が完全の場合、右:付着切れフック端部定着の場合)

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、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、荷重の作用位置を接合部パネル内側に設定した場合、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

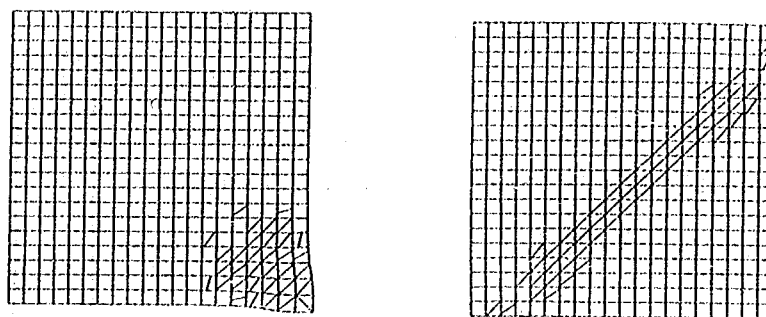


図-3.18 ひび割れ状況

(左：完全付着の場合、右：付着切れの場合)

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載荷した場合は、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を見ると、明らかに、図-3.18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型隅角部の割裂ひび割れ発生は、曲げひび割れの発生による隅角部の内側に配置されている主鉄筋の付着強度の喪失によって、フック端部に引張力が移行し、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。(図-3.19)

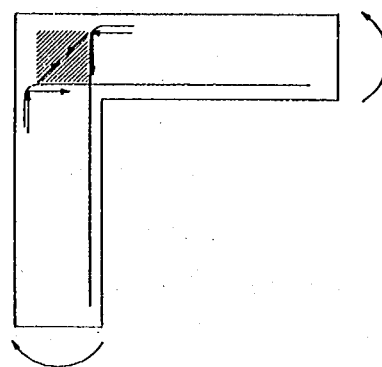


図-3.19 割裂力

3.3.3 割裂ひび割れ荷重の算定方法の検討

隅角部内側の主鉄筋の付着性状、および接合部パネルのひび割れ分布解析結果より、接合部パネルの対角線上に圧縮力が作用し、これと直角方向に作用する引張力によりひび割れが作用すると考えることが妥当であると思われる。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であり、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考えられる。

このように考えれば、割裂ひび割れ長さの仮定が容易になるとともに、割裂ひび割れ面での応力分布の仮定といった式(2.1)に含まれる問題も解消できる。

隅角部の接合部パネルに接する主鉄筋は曲げひび割れの影響により付着強度が低下していて、フック端部に引張力が集中する。主鉄筋のフック部分からコンクリートに伝達される力と、この近傍のコンクリートの圧縮力の合力により、対角線方向に圧縮力が作用しているものと考えられる。この圧縮力によ

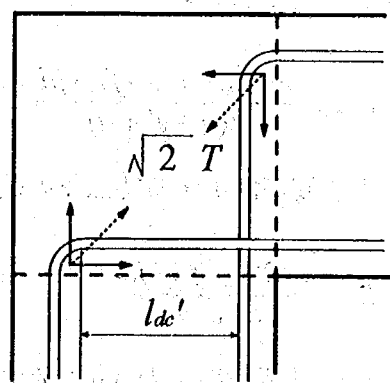


図-3.20 割裂力を受ける部分

り、接合部パネルの割裂破壊が生じるとも考えられる。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 $\sqrt{2} T$ は次式のようにになる。

$$\sqrt{2} T = \frac{\pi \cdot l'_{dc} \cdot b \cdot \kappa f_{sp}}{2} \quad \text{式(3.3)}$$

ここで、 l'_{dc} は図-3.20 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(3.3)中の κ はこれを補正するための係数である。文献22)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過大(1/0.9倍)に評価することが示されている。従って、 $\kappa=1.1$ とする。また、 l'_{dc} は割裂強度試験で用いた円柱供試体の直径 d よりも大きいので、寸法効果を考慮した補正も必要となる。

内開き荷重の作用により発生する接合部パネル前面(図-3.21の1-1断面)での曲げモーメントは次のように算定される。

$$M = \frac{P}{\sqrt{2}} (a + h/2 + e') \quad \text{式(3.4)}$$

ここで、 e' 、 $d/2$ は図-3.21 に示すとおりである。

図-3.21 の1-1断面での鉄筋の引張力 T と曲げモーメントの関係は次の通りである。

$$M = T \cdot jd - \frac{P}{\sqrt{2}} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{式(3.5)}$$

ここで、式(3.3)を式(3.4)および式(3.5)に代入することにより、割裂ひび割れ発生時の載荷荷重 P_{sp} は次式で与えられる。

$$P_{sp} = \frac{\pi \cdot l'_{dc} \cdot b \cdot \kappa \cdot f_{sp} \cdot jd}{2(a + e' + d)} \quad \text{式(3.6)}$$

一方、主鉄筋が降伏する時点での載荷荷重 P_y は式(3.4)および式(3.5)から次式で与えられる。

$$P_y = \frac{\sqrt{2} A_s \cdot f_{sy} \cdot jd}{a + e' + d} \quad \text{式(3.7)}$$

上記荷重の計算結果を表-3.6に示す。ここで、 l'_{dc} としてはフック開始点を起点として与えることとする。コンクリートの引張強度は $\phi 10\text{cm}$ の円柱供試体による割裂引張試験で得られたものである。従って、文献23)の結果に基づき寸法効果を考慮して割裂強度の補正を行った。表

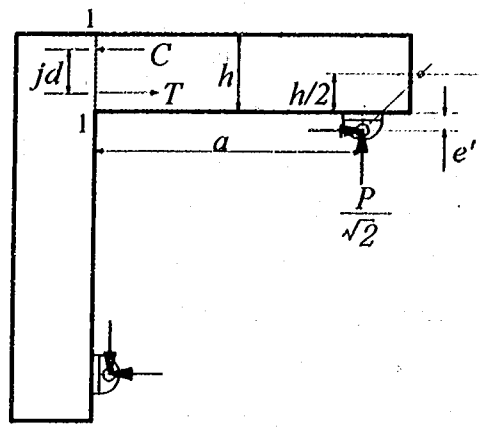


図-3.21 隅角部の曲げモーメント

-3.6中には、寸法効果を考慮した割裂強度を f_{sp}^* の欄に示している。

供試体No.13,14は、割裂ひび割れの発生が認められず、引張主鉄筋の降伏が生じていたものである。供試体No.13では、解析上も主鉄筋の降伏が先行していて、実験結果と一致した結果が得られている。供試体No.14では実験では主鉄筋の降伏が先行したものの、解析上は割裂ひび割れ荷重が鉄筋の降伏荷重よりも下回っていて、割裂ひび割れ先行型となり、実験結果と一致していない。供試体No.14での鉄筋降伏時荷重について、計算結果と実測結果がほぼ一致していることを考える

と、割裂ひび割れ時荷重を小さく評価しているものと考えられる。一方、供試体No.4は、解析上割裂ひび割れが先行する結果を得ていて、実験結果と一致しているが、割裂ひび割れ発生荷重の実測値は解析値を上回っている。これは、ハンチの影響およびコンクリートの引張応力の負担を無視したためであると考えられる。すなわち、供試体No.4ではハンチを大きくしたため、曲げひび割れの進展が遅れ、主鉄筋の付着強度が低下し始める荷重が大きくなったが、解析上はこの効果を無視したことが、割裂ひび割れ強度の過小評価につながったと言える。これを解消するためには、コンクリートの引張応力の負担も考慮した詳細な解析によらざるを得ないと考えられる。この方法については、3.7以降で記述することとする。

表-3.6 割裂ひび割れ発生荷重および鉄筋降伏時荷重

供試体	No.1	No.3	No.4	No.13	No.14
$l'_{cd}(mm)$	294.5				
$b(mm)$	360				
κ	1.1				
$f_{sp}(MPa)$	2.6	2.6	2.8	2.5	2.3
$f_{sp}^*(MPa)$	1.8	1.8	2.0	1.7	1.6
$jd(mm)$	385				
$a(mm)$	1,700				
$h/2(mm)$	250				
$e'(mm)$	130				
$A_s(mm^2)$	859.5			380.1	595.8
$f_y(MPa)$	396			405	411
$P_{sp,col}(kN)$	51.9	51.9	55.9	49.9	45.9
$P_{y,col}(kN)$	75.2			34.0	54.1
$P_{sp,exp}(kN)$	54.7	52.7	62.3	-	-
$P_{y,exp}(kN)$	-	-	-	37.3	53.7

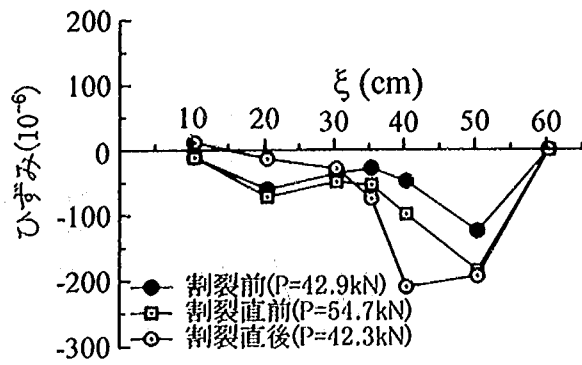
3.4 割裂ひび割れ後の隅角部の挙動

3.4.1 隅角部に生じる割裂ひび割れの影響について

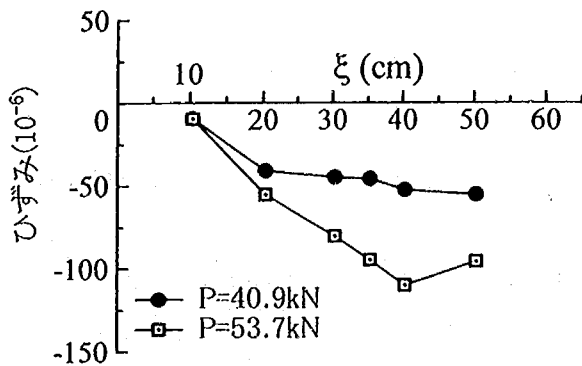
図-3.3を見てもわかるとおり、隅角部の割裂ひび割れの発生により、一時的に荷重の低下は生じるものの（図-3.3中の④）、その後荷重は再び増加に転じている。ここで、たとえ隅角部に割裂ひび割れが発生したとしても後に再び荷重が増加し、はり部材の引張鉄筋降伏に対応する荷重を上回るのであれば、隅角部の割裂ひび割れの発生はさほど重要ではない。ここでは隅角

Figure 1 is a line graph with data points showing the relationship between strain (ひずみ (%)) on the x-axis and bending moment (曲げモーメント (kN*cm)) on the y-axis. The x-axis ranges from 0 to 0.2 with major ticks every 0.05. The y-axis ranges from 0 to 100 with major ticks every 20. The curve starts at the origin (0,0) and rises steeply, then gradually levels off. There is a small discontinuity or jump in the data points around 0.15% strain, where the bending moment drops slightly before continuing its upward trend.

ひずみ (%)	曲げモーメント (kN*cm)
0.00	0
0.01	10
0.02	20
0.03	28
0.04	35
0.05	40
0.06	45
0.07	48
0.08	50
0.09	53
0.10	56
0.11	59
0.12	62
0.13	65
0.14	68
0.15	70
0.155	60
0.16	65
0.17	68
0.18	70
0.19	75
0.20	78



(a) 供試体No.1



(b) 供試体No.14

図-3.24 コンクリートひずみ分布

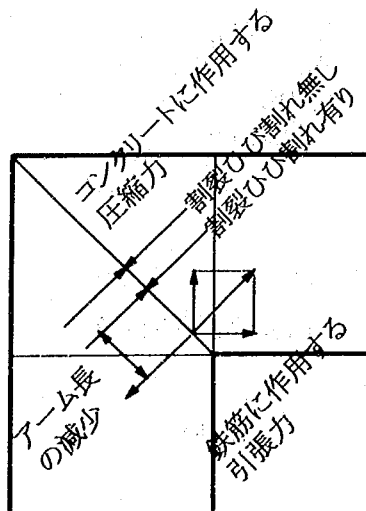


図-3.25 隅角部接合パネルの偶力

が40cm～60cm付近の圧縮ひずみの集中が顕著となる一方、 ξ が10cm～30cm付近の圧縮ひずみが小さくなる。ここで、割裂ひび割れの発生位置は、 $\xi=40$ cm付近であるので、割裂ひび割れ発生位置よりも内側の部分のコンクリートの圧縮力の負担が大きくなっているといえる。

一方、割裂ひび割れの生じていなかった供試体No.14では、 ξ が20cm～40cm付近の圧縮領域が消失していない。すなわち、割裂ひび割れが生じていないので、圧縮力を有効に伝達できるコンクリートの領域が、割裂ひび割れを生じたNo.1の場合に比べて広く分布している。このことは、図-3.12に示すように、接合部パネルにおけるコンクリート圧縮ストラットと引張鉄筋により形成される偶力のアーム長が割裂ひび割れ後小さくなることを示している。従って、割裂ひび割れを生じた後では、引張鉄筋の引張力が割裂ひび割れ発生前と同じであっても、アーム長が減少することから結果的には、隅角部の抵抗しうる曲げモーメントは小さくなると考えられる。+型接合部の強度低下理由について、文献24)では、接合部通し筋とコンクリートの圧縮合力の作用位置の間隔、すなわち偶力のアーム長の減少を挙げているが、L型隅角部の接合部パネルにおいても、これと同様の理由により強度低下が起きていると考えられる。

3. 4. 3 割裂ひび割れの発生に伴う主鉄筋の滑動

載荷実験において、引張主鉄筋の定着破壊による滑動が生じる可能性がある。ここで

は、図-3.7に示す方法で、はりの引張主鉄筋の移動を測定した。図-3.26は供試体No.1, No.13, No.14で測定された主鉄筋の移動量（2カ所での測定の平均値）と鉄筋の引張ひずみの関係を表している。この結果を見ると、主鉄筋として細径(D13)のものをを用いた供試体No.13では、主

鉄筋の抜け出しはほとんど生じていない。これに対し、供試体No.1とNo.14では大きな抜け出しが生じていて、主鉄筋の定着に問題が生じている可能性があると言える。

3. 5 隅角部補強鉄筋の効果について

3. 5. 1 補強鉄筋がある場合の隅角部の挙動

ここでいう隅角部の補強鉄筋は、隅角部に配置したメッシュ筋を想定していて、これにより、隅角部に割裂ひび割れが生じた後も、隅角部の対角線方向に発生する割裂力に対し抵抗できるようにしたものである。ここでは、隅角部補強鉄筋の効果を調べるため、ハンチが無く隅角部補強鉄筋のみ配置した供試体の載荷試験結果について検討を行う。

比較検討を行った供試体の緒元を表-3.7に示す。

表-3.7中に示した V_u は接合部パネルに作用するせん断力の計算値で、ここでは、引張主鉄筋降伏時の鉄筋の引張力に等しいとした。 V_s は補強鉄筋により抵抗できる接合部パネルせん断力で、NZS3101を参考に次式により計算した。

$$V_s = \sum A_{sw} f_{wy} \quad \text{式(3.8)}$$

ここで、 A_{sw} は補強鉄筋断面積の総和である。

図-3.27は主鉄筋が降伏するまでの荷重と開き変位の関係を各供試体について示した結果である。隅角部補強鉄筋量が多くなるにつれて、割裂ひび割れの発生に伴う荷重の低下が顕著でなくなっていることが分かる。供試体No.17では割裂ひび割れの発生は、主鉄筋降伏時点では認められない。供試体No.17の割裂ひび割れ発生荷重は71.1kN(変位で13.1mm=1.2 δ_y)であった。ここで、隅角部に配置した補強鉄筋量と、割裂ひび割れ時荷重および主鉄筋降伏時の荷重の関係を図-3.28に示す。なお、補強鉄筋量の最も多い供試体No.17については、降伏時強度として2 δ_y の1回目のピーク時の荷重とした。これは、割裂ひび割れが1 δ_y 以降で生じたこと、1 δ_y の時

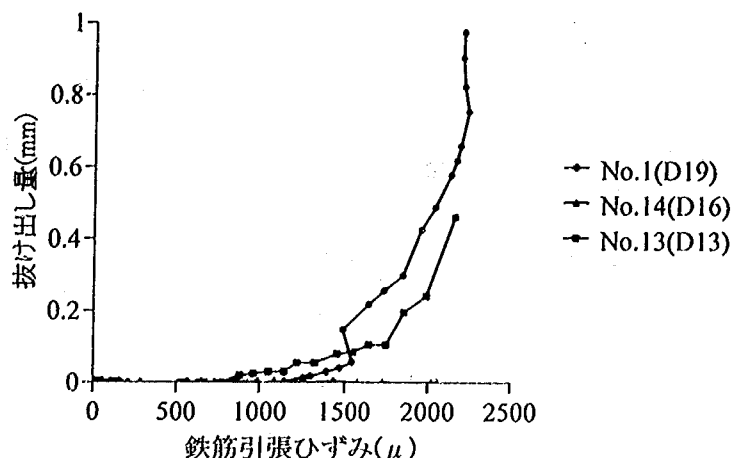


図-3.26 鉄筋の引張ひずみと端部抜けだしの関係

表-3.7 隅角部補強鉄筋量を変化させた供試体

供試体番号	No.1	No.2	No.8	No.7	No.17
引張主鉄筋	3D19	3D19	3D19	3D19	3D19
f_{sy} (MPa)	396	396	396	396	390
V_u (kN)	340	340	340	340	335
補強筋	-	5D6	6D6	10D6	10D10
f_{wy} (MPa)	-	365	365	365	383
V_s (kN)	0	58	69	116	273
V_s/V_u	0	0.17	0.2	0.34	0.82

f_{sy} : 引張主鉄筋の降伏応力度

f_{wy} : 隅角部補強鉄筋の降伏応力度

点で主鉄筋が降伏したのがフック端部1カ所のみであり、その後も荷重の増加が認められたためである。

割裂ひび割れ時の荷重は、隅角部の補強鉄筋量が増加すると、増加する傾向にあるが補強鉄筋比が0.45%の場合に低下していて必ずしも一定の傾向にはない。これに対し、主鉄筋降伏時の荷重は、隅角部補強鉄筋量に応じて、ほぼ直線的に増加していることが認められる。このように、隅角部補強鉄筋は割裂ひび割れによる一時的な荷重低下を緩和する効果がある。

3. 5. 2 隅角部補強鉄筋に作用する引張力

隅角部に配置した補強鉄筋に作用する引張力を、補強鉄筋に貼付したひずみゲージによるひずみ測定結果を基に推定した。図-3.29は供試体No.7およびNo.8について、載荷荷重と補強鉄筋に作用する引張応力の平均を示したものである。

供試体No.7,8いずれも載荷荷重が25kN程度までは隅角部補強鉄筋に引張応力は作用していない。ところが、曲げひび割れ荷重を超えると、補強鉄筋には引張応力が発生し荷重の増加に伴い引張応力は増加し始める。次に、割裂ひび割れ発生荷重に相当する50kN載荷時を境に、補強鉄筋の平均引張応力の増加速度が大きくなっていることが分かる。

次に、補強鉄筋に作用する引張応力の分担状況について求めた結果を示す。図-3.30はそれぞれ供試体No.7とNo.8の隅角部補強鉄筋の引張応力度について、割裂ひび割れ発生直後、および主鉄筋降伏時について求めた結果を示している。いずれも、主鉄筋降伏時点までは、隅角部の内側に配置された補強鉄筋の方が、引張応力度の負担は大きくなっていることが分かる。

ここで、隅角部の接合部パネルに作用する力を模式的に示すと、図-3.31のようになるものと考えられる。隅角部の補強鉄筋が負担する引張力 V_s により、接合部パネルに作用するコンクリー

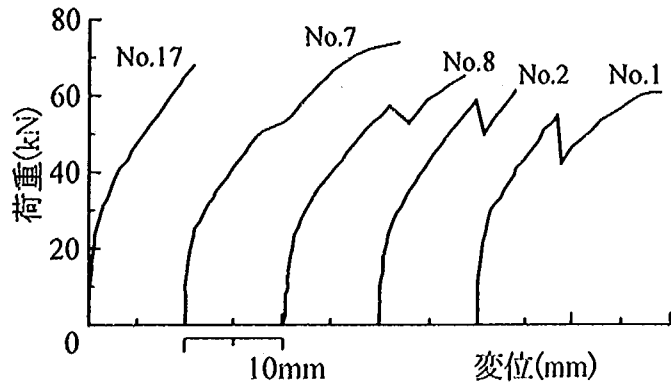


図-3.27 各供試体の荷重と開き変位の関係

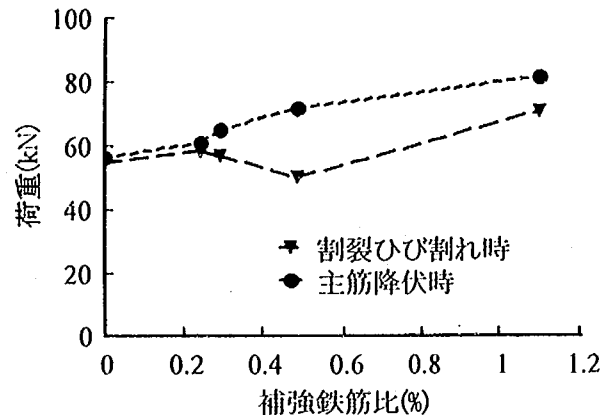


図-3.28 補強鉄筋量と隅角部強度の関係

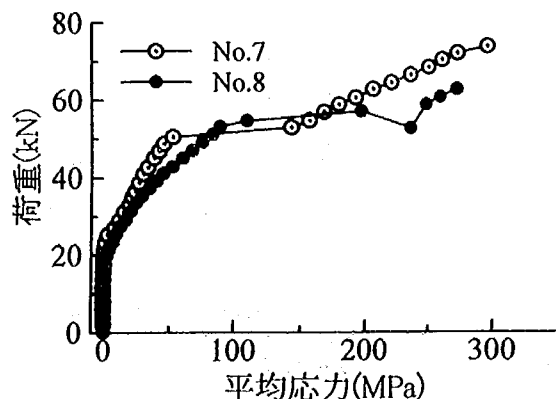


図-3.29 隅角部補強鉄筋の平均引張応力

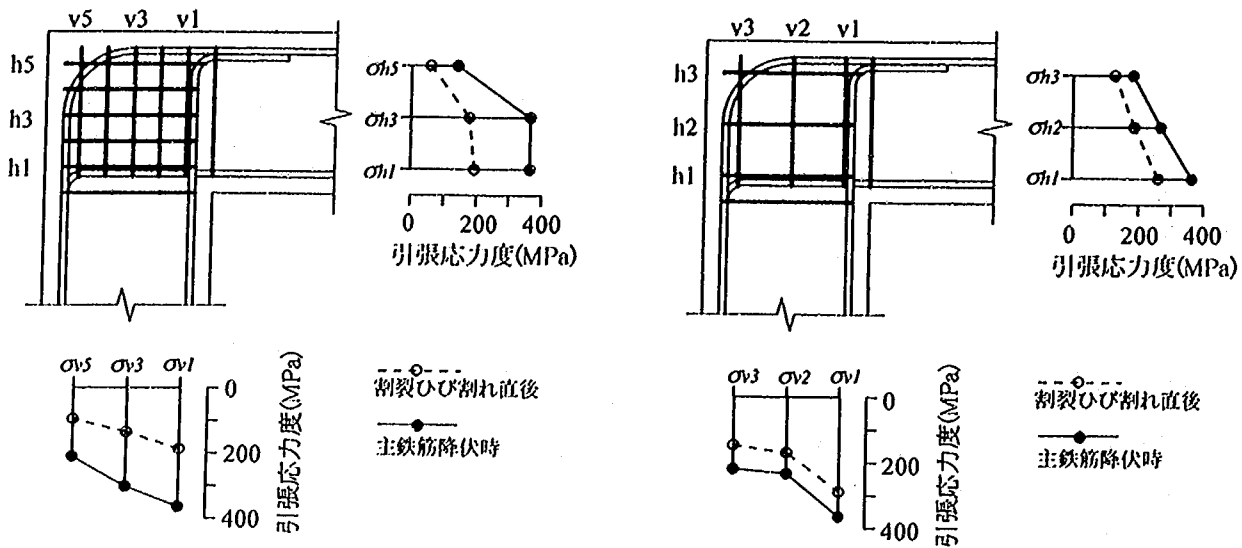


図-3.30 隅角部補強鉄筋の引張応力分布 (左:供試体No.7、右:供試体No.8)

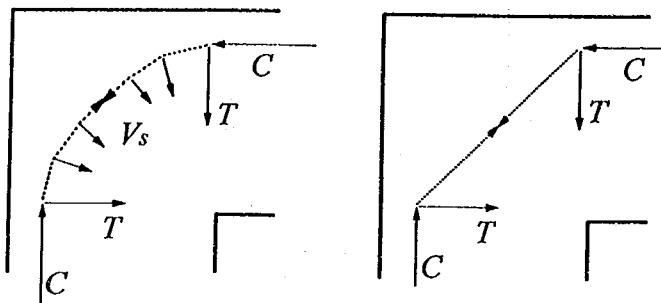


図-3.31 接合部の力の釣り合い
(右:補強筋有り、左:補強筋無し)

トの斜め圧縮力 (圧縮ストラット) は、隅角部の外側に位置するようになるものと考えられる。

3. 5. 3 接合部のコンクリートひずみに及ぼす補強鉄筋の影響

供試体No.1およびNo.7について引張主鉄筋が降伏した時点での、隅角部におけるコンクリートの圧縮ひずみを測定した結果を図-3.32に示す。圧縮ひず

みの測定位置は図-3.23と同じである。供試体No.1とNo.7を比較すると、コンクリートの圧縮ひずみ分布状況が異なっていることがわかる。3.4.2でも述べたとおり、隅角部補強鉄筋を配置していない供試体No.1では、割裂ひび割れ発生後コンクリートに生じる圧縮力の作用位置は、割裂ひび割れよりも内側に偏っている。しかし、供試体No.7では割裂ひび割れ発生位置よりも外側のコンクリートでも、斜め圧縮力を負担していることが分かる。これは、図-3.31に示すように、隅角部の補強鉄筋の影響によるものと考えられる。

ここで、隅角部内での曲げモーメントの釣り合いについて考える。図-3.13にも示したとおり、コンクリートの圧縮力の作用位置が隅角部の内側に偏ることは、隅角部内

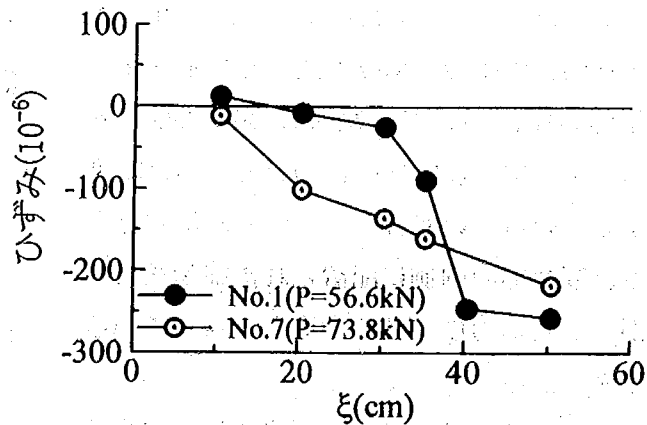


図-3.32 コンクリートひずみ分布

における偶力のアーム長の低下につながるため、結果的に隅角部の強度の低下の要因となりうる。逆に、補強鉄筋を配置することにより、割裂ひび割れ発生位置よりも外側のコンクリートにも圧縮力が負担できるようにすると、隅角部接合パネルに生じる偶力のアーム長が増加するために、より大きな曲げモーメントに耐え得るようになる。

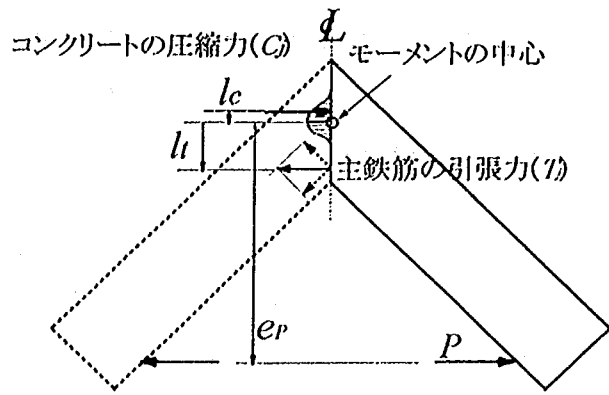


図-3.33 隅角部接合パネルの作用力

ここでは、コンクリートのひずみの測定結果に基づいて、隅角部における力の釣り合い状態が割裂ひび割れの発生・隅角部補強鉄筋の存在によりどのように変化するか検討を行った。

L型供試体で測定したコンクリートのひずみの値に、圧縮強度試験で得られるコンクリートの弾性係数を乗じることによりコンクリートの圧縮応力を求め、次に、モーメントの中心（図-3.33に示した図心位置）に対する圧縮応力の合力（合力を C_j とする）の作用位置を求める。なお、コンクリートに引張ひずみが生じている部分については、引張応力を0として計算している。主鉄筋については、鉄筋の引張強度試験で得られたヤング係数を、載荷試験で得られた鉄筋の引張ひずみに乗じることにより、引張応力を求める。ここで、鉄筋の引張力の合力を T_j とする。

表-3.8は得られた T_j 、 C_j ならびに図心周りの曲げモーメント(外力による曲げモーメント: Pe_P 、断面力による曲げモーメント: $l_t \Sigma T_j - l_c C_j$)の計算結果を示したものである。まず、偶力の釣り合いについてであるが、供試体No.1では T_j が C_j よりも載荷荷重 P だけ大きく算定され、供試体No.7では補強鉄筋量の引張力の総和が荷重 P よりも70kN程度大きくくなっているため、この分だけ T_j が C_j よりも小さくなるはずであるが、試算結果によるとほぼ同じ値となっていて、若干の誤差が生じていることが分かる。

一方、図心周りの断面の曲げモーメントの算定結果($l_t \Sigma T_j + l_c C_j$)について、載荷荷重から算定される曲げモーメント(Pe_P)に対して、おおむね一致した結果となっている。ここで、供試体No.1はNo.7に比べて、割裂ひび割れ直後および主鉄筋降

表-3.8 曲げモーメント算出結果

供試体名	No.1		No.7	
状態	割裂直後	主筋降伏	割裂直後	主筋降伏
P (kN)	42.2	56.6	53	73.8
C_j (kN)	-382.8	-465.3	-369.3	-508.6
ΣT_j (kN)	351.6	482	344	476.5
l_c (cm)	9.1	9.8	4.9	3.5
$l_t \Sigma T_j$ (kN*m)	99.5	136.3	97.3	134.8
$l_c C_j$ (kN*m)	-34.9	-45.5	-18.2	-17.7
$l_t \Sigma T_j + l_c C_j$ (kN*m)	64.6	90.8	79.1	117.1
Pe_P (kN*m)	69.5	93.3	87.2	115.9

伏時いずれについても曲げモーメントの算定値は小さくなっていて、載荷荷重から計算される曲げモーメントと同様の結果となっていた。 T および C_f については、両供試体の間でほとんど差がないに関わらず、曲げモーメントの計算結果が異なった理由は、コンクリートの圧縮合力の作用位置 l_c の違いによるものと考えられる。引張主鉄筋が降伏した時点で比較すると、コンクリートの圧縮合力の作用位置に約6cmの違いが生じている。この合力位置のずれはわずかなのであるが、コンクリートの圧縮合力の大きさは400kN程度であるので、偶力による曲げモーメントの値としては、約24kNmの差が生じることになり、主鉄筋降伏時の曲げモーメントの差につながっている。ここで、表-3.3に示したコンクリートの圧縮合力の作用位置は、供試体No.1では図心位置から8.9cmで、ひび割れの観測結果で得られた割裂ひび割れの発生位置（図心位置から8.8cm）にほとんど一致していた。

このように、割裂ひび割れの発生による隅角部内のコンクリートの圧縮合力の作用位置の変動は、隅角部の曲げ強度を左右する主要因であったことが明らかとなった。

3. 6 隅角部の強度に及ぼすハンチ筋の影響

3. 6. 1 ハンチ筋の効果の考え方

ハンチ筋の配置により、隅角部の割裂ひび割れモーメント(M_{cr})を高めることが可能である。これは、図-3.34に示すように、ハンチ筋の負担する引張力の方向は、割裂ひび割れに平行であるため、割裂ひび割れを発生させる分力を持たないためである。ただし、ハンチ筋は、はり部材の引張鉄筋の一部としても働くので、はり主鉄筋降伏時の曲げモーメント(M_y)も増加する。従って、ハンチ筋量によっては、 M_{cr} よりも M_y の増加の方が大きくなるため、必ずしも隅角部割裂ひび割れが防止できるとは限らない。

一方、隅角部補強鉄筋の項でも述べたとおり、割裂ひび割れの発生により隅角部の偶力のアーム長が減少し、隅角部の曲げ強度を低下させることが明らかとなった。従って、主鉄筋よりも隅角部の図心位置から偏心距離を大きくしてハンチ筋を配置すれば、ハンチ筋による引張力の作用位置と、圧縮力の距離を大きくすることができるため、隅角部の曲げ強度を高めることが可能となる。ここでは、ハンチ筋の量ならびにハンチ筋の配置位置を変化させた供試体の載荷試験を行い、ハンチ筋による隅角部の補強効果の評価方法について検討を行った。

検討対象とした供試体を、表-3.9に示す。いずれの供試体も、主鉄筋はD19を3本配置している。従って、ハンチ筋としてD19を3本用いているものは、主鉄筋と同量のハンチ筋を配置していること

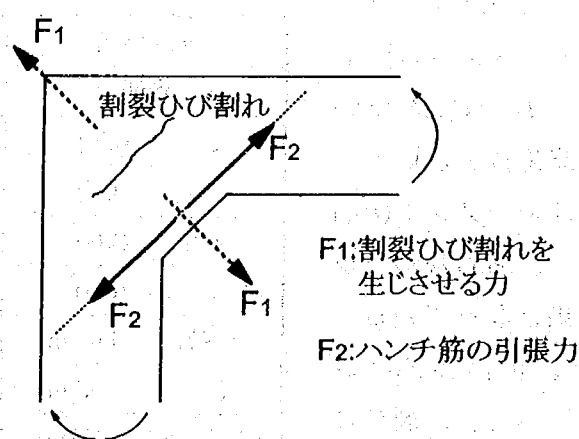


図-3.34 ハンチ筋の引張力

になる。これに対し、ハンチ筋としてD13を3本とした場合は、主鉄筋に対し44%のハンチ筋を配置していることになる。

3. 6. 2 ハンチ筋量の影響

図-3.35はハンチ筋の鉄筋量を変化させた供試体について、載荷荷重と開き変位の関係を示したものである。ハンチの寸法はいずれも30cmの大きさとしたものである。ハンチ筋なしおよびハンチ筋D13の供試体では開き変位が10~20mmとなったあたりで割裂ひび割れによる荷重低下が認められるのに対し、ハンチ筋D19の供試体では割裂ひび割れによる荷重低下が認められない。ただし、D13のハンチ筋を用いた場合でも、ハンチ筋が無い場合の M_y の計算値を上回る M_{cr} が得られている。このように、ハンチ筋は隅角部の割裂ひび割れ強度を増加させるが、ハンチ筋ははり部の主鉄筋の一部として作用するので、隅角部に作用する曲げモーメントも大きくなる。従って、ハンチ筋をある程度以上配置しなければ、隅角部の割裂ひび割れは防止できない。

表-3.9 検討対象とした供試体の条件

供試体番号	ハンチ寸法			ハンチ筋		
	なし	15cm	30cm	なし	3D13	3D19
No.1	○			○		
No.16	○					○
No.3		○		○		
No.5		○			○	
No.6		○				○
No.4			○	○		
No.11			○		○	
No.15			○			○

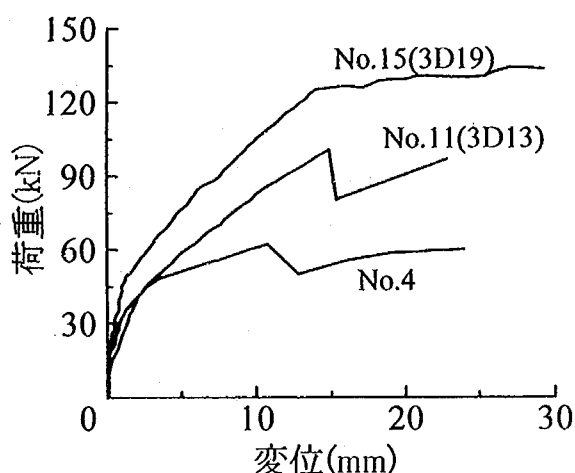


図-3.35 荷重変位の関係

3. 6. 3 ハンチ筋の配置位置の影響

ハンチ筋の量が同じであっても、ハンチ筋の配置位置によってもその効果が変化するものと考えられる。ここでは、ハンチ筋としてはりの主鉄筋と同量の配置を行った供試体について、載荷荷重と開き変位の関係を比較した。図-3.36には載荷荷重と開き変位の関係を示す。

隅角部に配置したハンチ筋の位置を変化させると、主鉄筋降伏時の曲げモーメントは変化し、隅角部の図心位置から距離を大きくして配置した方がより大きな強度が得られていることが分かる。供試体No.16のよ

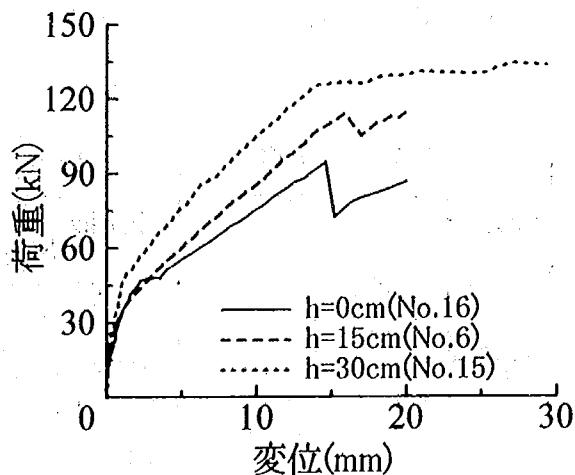


図-3.36 荷重変位の関係

うに、主鉄筋と交差するようにハンチ筋を配置したのでは、隅角部の補強効率が悪いことが分かる。ただし、ハンチ筋を配置していない供試体No.1と比較すると、図-3.37に示すとおり曲げ強度はかなり増加していることが分かる。

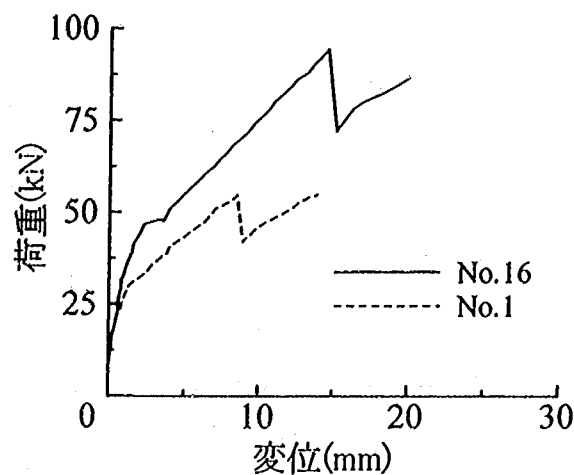


図-3.37 荷重変位関係

3. 6. 4 ハンチ筋の配置による塑性ヒンジ位置の変化

ハンチ筋を配置しない場合は、隅角部の接合部パネル前面で主鉄筋が降伏する。しかし、ハンチ筋を配置した場合は、ハンチ筋が引張鉄筋としても作用するために、接合部近傍で鉄筋比が増加した形となり、必ずしも隅角部前面位置から鉄筋が降伏するとは限らない。すなわち、ハンチ開始点付近からはり部材側に移動した地点で主鉄筋が降伏する可能性がある。

ここでは、ハンチ筋によるはり主鉄筋降伏位置の移動状況を、鉄筋ひずみの測定結果から調べることにした。図-3.38はハンチ筋のない場合(図-3.38左)、およびハンチ筋をD13とした場合(図-3.38中)、ハンチ筋をD19の場合(図-3.38右)を示している。この結果からハンチ筋を配置していない場合には、接合部の前面位置で鉄筋が降伏していることが分かる。一方、D13のハンチ筋を配置している場合には、ハンチ筋の端部ならびに主鉄筋の隅角部前面位置で鉄筋が降伏している。ハンチ筋をD19とした場合は、主鉄筋とハンチ筋の交差部から、わずかに載荷点側にずれた位置で降伏していて、ハンチ筋および主鉄筋の隅角部前面位置ではおおよそ0.15%のひずみとなっていて、降伏は認められない。従って、主鉄筋と同量のハンチ筋を配置した場合には、主鉄筋降伏位置(塑性ヒンジ位置)は、隅角部ではなく、はり部材の載荷点側に移動した位置となっているのに対し、これよりも少ないハンチ筋を配置した場合、隅角部近傍に塑性ヒンジが位置する結果となった。

3. 6. 5 ハンチ筋の評価手法(鉄筋降伏時)

ハンチ筋の効果については、ハンチ筋量・ハンチ筋配置位置相互が関連する。ここでは、ハ

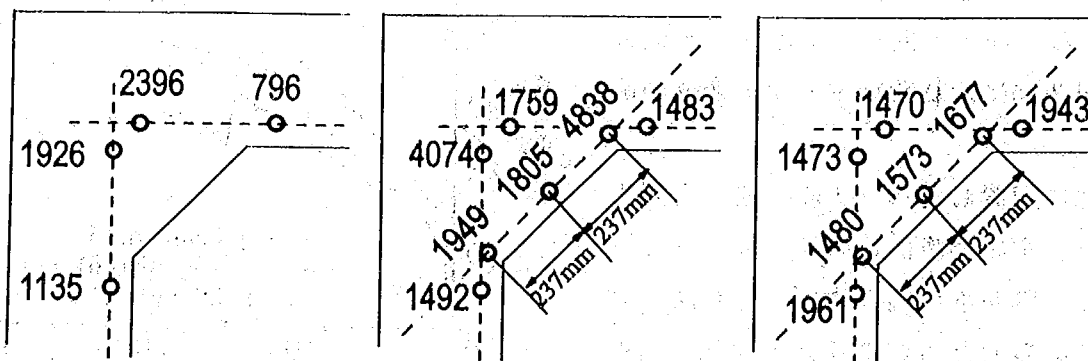


図-3.38 鉄筋ひずみ分布(左:No.4、中:No.11、右:No.15)

ンチ筋がある場合の割裂ひび割れ時荷重の推定方法について検討する。

ここで、はり部から延長された主鉄筋の断面積を A_s 、ハンチ筋の断面積を A_{hh} とする。それぞれ図-3.39に示す位置に配置されている場合を考える。コンクリート圧縮合力の作用位置については、3.5.3での検討結果を基に、 $e_{cj}=9\text{cm}$ （表-3.8参照）と仮定した。

コンクリートと鉄筋の偶力により定まり、このときの曲げモーメントはハンチ筋のない場合は、 $e_{ij} \cdot T$ で与えられる。Tとして、主鉄筋降伏時を考えると

$$T = \sqrt{2} A_s \cdot f_{sy}$$

式(3.8)

となるので、主鉄筋降伏時の曲げモーメントは

$$M_{jy} = \sqrt{2} A_s \cdot f_{sy} \cdot (e_{ij} - e_{cj})$$

式(3.9)

で与えられる。

ここで、ハンチ筋について主鉄筋と同じ降伏点を持ち、ハンチ筋・主鉄筋いずれも降伏したとすると、この時点での隅角部の曲げモーメントは次式で与えられる。

$$M_{jy} = \sqrt{2} A_s \cdot f_{sy} \cdot (e_{ij} - e_{cj}) + A_{hs} \cdot f_{sy} (e_{hj} - e_{cj})$$

式(3.10)

ここで、ハンチ筋がない場合の主鉄筋降伏時の隅角部図心軸周りの曲げモーメントを M_{jy0} 、ハンチ筋のある場合の隅角部図心軸周りの曲げモーメントを M_{jyh} とし、ハンチ筋の効果を M_{jy0} に対する M_{jyh} の比（これをモーメント比とする）で表す。ここでモーメント比について、実験結果と解析結果の両者を比較したものを図-3.40に示す。図に示すとおり両者はよく一致していて、ハンチ筋の効果について、ここで行った簡易的な計算方法で十分評価しうることが分かる。言い換えると、ハンチ筋の効果は隅角部に作用するコンクリートの圧縮力の作用位置が分かれば通常の曲げ解析で把握できる。

3. 7 隅角部の割裂ひび割れ強度および降伏時強度の評価

3. 7. 1 割裂ひび割れ時の強度について

割裂ひび割れ発生時の判断は、引張主鉄筋の引張力Tが式(3.6)に従って算定される値に達した時点とする。ただ

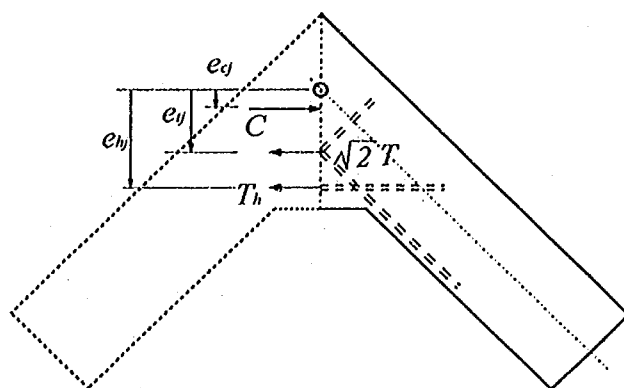


図-3.39 ハンチ筋の引張力作用位置

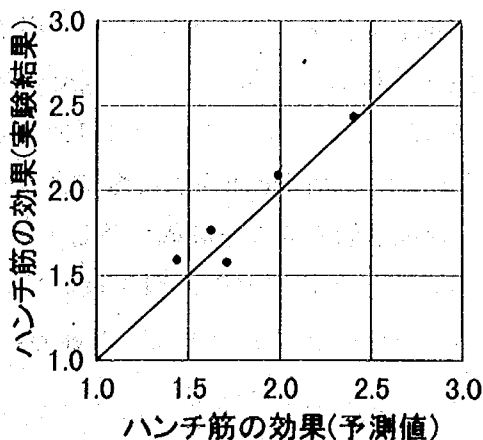


図-3.40 ハンチ筋の効果

し、ハンチ筋が存在する場合は、ハンチ筋による曲げモーメントを付加する。ここで、ハンチ筋が負担する引張力については、文献24)によると、ハンチ筋の配置により、部材の有効高の変化する場合、ハンチ区間について曲げ強度の計算を行い、最も小さい載荷荷重を与える断面位置を探すこととしている。この考え方に基づき、断面位置を図-3.41のように設定して0-0', 1-1', 2-2', 3-3'それぞれの断面で曲げ解析を行い、作用する曲げモーメントの大きさを比較した。ここで、0-0'断面での曲げ解析を行う際、コンクリートの圧縮領域を仮定する必要がある。3.5.3で検討したように、割裂ひび割れの発生前後で、コンクリートの圧縮合力の作用位置が変動していることが考えられる。従って、割裂ひび割れ前については図-3.40に示す0-0'線と1-1'線の交点 O_0 点から0'までを有効断面(O_0 点から0'までは無視)とみなし、割裂ひび割れ後は割裂力の作用位置を結ぶ3-3'線と0-0'線の交点 O_0' 点から0'までを有効断面とみなして解析を行うこととする。なお、コンクリートの引張領域での応力ひずみ関係については、図-3.42に示すものを用いることとした。

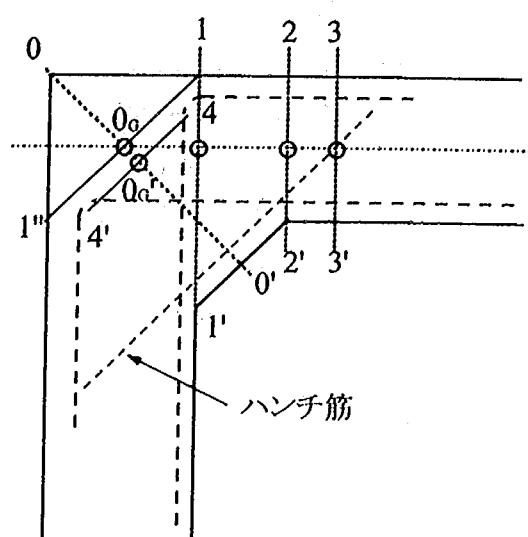


図-3.41 曲げ解析の検討断面の位置

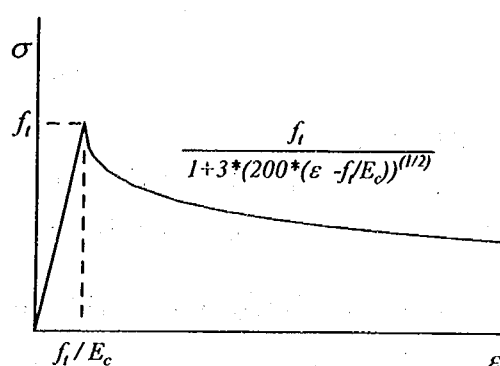


図-3.42 コンクリートの引張
応力ひずみ関係

3. 7. 2 隅角部補強鉄筋の評価方法

隅角部の補強鉄筋は3.5.3で示したように、割裂ひび割れ発生後に有効に作用し、接合部パネルのコンクリートの圧縮合力の作用位置を隅角部の外側に移し、引張鉄筋の作用位置との距離を広げることにより、抵抗モーメントを大きくする効果を有する。ここでは、隅角部の補強鉄筋により、0-0'断面での有効断面を補強鉄筋量によって変化させることにより、補強鉄筋の効果を評価することとした。

引張鉄筋が降伏した時点での、引張鉄筋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_y （コンクリートの圧縮ストラット）は次式であたえられる。

$$F_y = \sqrt{2} T_y = \sqrt{2} A_s \cdot f_{sy} \quad \text{式(3.11)}$$

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_y の

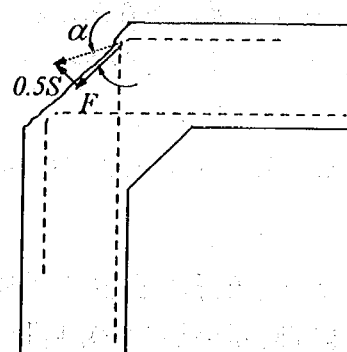


図-3.43 圧縮ストラットの偏向

作用方向を接合部外側に偏向させるとする。ここで、偏向した角度を図-3.43に示すように α とする。従って、 $\tan \alpha = 0.5S_y/F_y$ で与えられる。

接合部パネルで圧縮力を生じるの有効断面の大きさが近似的に

$$\Delta d = h/\sqrt{2} \cdot \tan \alpha \quad \text{式(3.12)}$$

分だけ増加すると考える。このようにして得られる有効断面の拡大量 Δd を供試体No.7を例に具体的に求めると次のようになる。

主鉄筋(3D19)の断面積は $A_s=859.5\text{mm}^2$ 、降伏点は 396MPa であるので、 $F_y=481.3\text{kN}$ となる。一方、隅角部補強鉄筋の総断面積は 633.4mm^2 で引張力の総和は 231kN となり、対角線方向の分力 $S_y=163\text{kN}$ となる。従って、 $\tan \alpha=0.17$ であり、 Δd は 60mm となる。

隅角部に補強鉄筋を配置した供試体のひび割れ発生後における0-0'断面位置での曲げ解析には、図-3.41の0₀'点から0₀方向にだけ移動した点から0'点までを有効断面とした。

3.7.3 載荷荷重と鉄筋ひずみの解析結果について

図-3.9の1-a,1-bでの鉄筋ひずみ平均値と載荷荷重の関係について、載荷試験による測定結果と以上に示した方法で解析的に得られる結果の比較を行う。図-3.43は供試体No.1について比較した結果を示すものである。

実線で示した解析結果は、0-0'断面を対象とした解析結果を示したもので、鉄筋に発生する引張力が T_{cr} の計算結果を超えた時点で有効断面の起点を0₀'点に変化させている。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0-0'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、1-1'断面での解析結果は実測結果と大きく異なっていて、0-0'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。

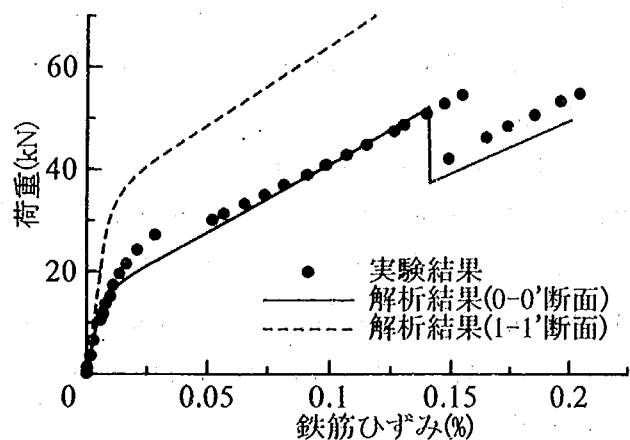


図-3.44 荷重と鉄筋ひずみの関係(No.1)

図-3.44は、供試体No.7について、1-1'断面での鉄筋ひずみと載荷荷重の関係について、載荷試験による測定結果と解析結果を比較したものである。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。解析においても、0-0'断面での解析では、割裂ひび割れの発生による有効断面の減少が小さく抑えられた結果、割裂ひび割れの影響は小さくなっている。割裂ひび割れ発生時の鉄筋ひずみは実験結果では0.12%程度であるのに対し、解析結果では0.14%程度とやや解析結果の方が大きく

なっている。しかし、0-0'断面での解析結果と実験結果はおおよそ一致している。

次に、主鉄筋量が少なく割裂ひび割れを生じなかった供試体について、解析結果と実験結果の比較を行う。

図-3.46は主筋をD13とした供試体No.13の結果を示したものである。曲げひび割れ発生前は、実験結果は1-1'断面を検討断面とした解析結果に近いが、曲げひび割れ発生後は0-0'断面を対象とした解析結果に近いものとなっている。この供試体では、解析上割裂ひび割れが生じないと判断されていて、実験結果と一致している。

図-3.47は主筋をD16とした供試体No.14の結果を示したものである。解析結果によると、鉄筋が降伏する直前に割裂ひび割れが発生しているが、実験では主鉄筋の降伏が先行している。このように、解析による割裂ひび割れの予測が、実際と異なった場合には、主鉄筋降伏時の荷重が異なって評価される点に注意が必要であろう。

図-3.48～図-3.50は30cmのハンチを設けた場合の、載荷荷重と鉄筋ひずみの関係を示したものである。図-3.48はハンチ筋無し(供試体No.4)、図-3.49はD13のハンチ筋(供試体No.11)、図-3.50はD19のハンチ筋(供試体No.15)の場合である。

供試体No.4では、ハンチを設けたこと、解析上コンクリートの引張抵抗を考慮したことなどから、割裂ひび割れ発生時の荷重が、ハンチのない場合に比べてやや大きく計算されている。曲げひび割れ発生前は、実験結果は2-2'断面での解析結果に近くなっている。それ以外の特徴については、基本的には補強鉄筋およびハンチ筋のない供試体No.1と同じとなっている。

次に、供試体No.11の比較検討結果について述べる。図-3.49には、鉄筋ひずみの測定結果として、接合部パネル前面だけではなく、はりの側に38cm移動した地点でのひずみの測定結果も白

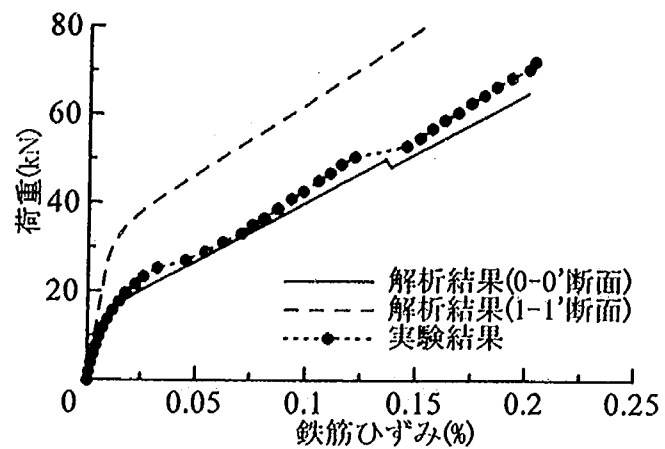


図-3.45 荷重と鉄筋ひずみの関係(No.7)

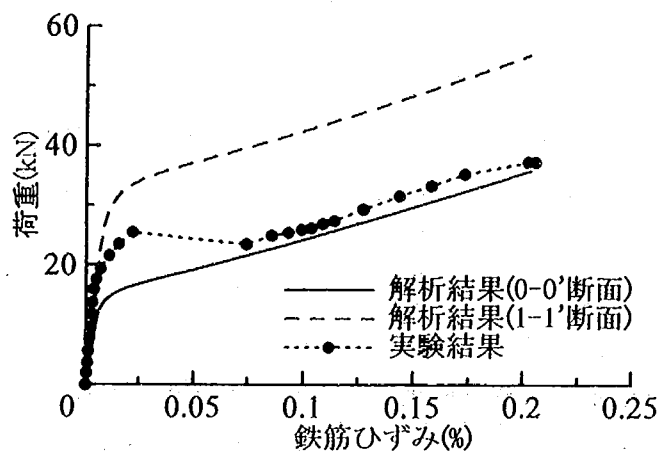


図-3.46 荷重と鉄筋ひずみの関係(No.13)

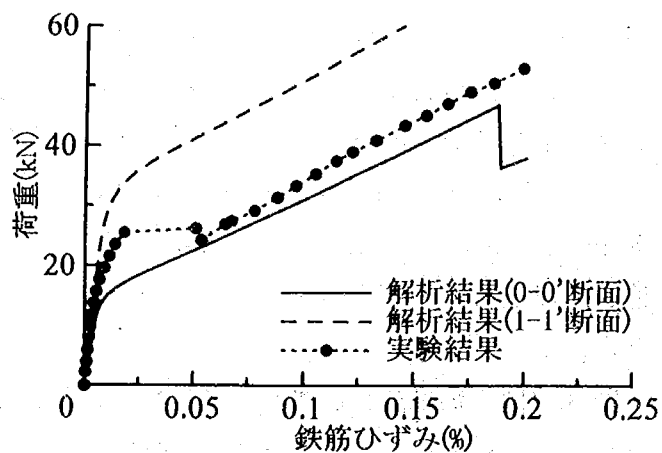


図-3.47 荷重と鉄筋ひずみの関係(No.14)

抜きの○でプロットしている。0-0'断面の解析結果についてみると、ハンチ筋が先に降伏するため、主鉄筋ひずみが0.06%あたりのところで、勾配に変化が認められる。一方、解析検討断面を2-2'断面・3-3'断面とした場合、鉄筋ひずみが0.04%～0.1%の区間（荷重で示すと約50kN～約80kN間での区間）で、0-0'断面を対象とした解析結果よりも、むしろ荷重が小さくなっている。すなわち、この間の荷重レベルでは0-0'断面よりも2-2'もしくは3-3'断面の方がクリティカルな断面となっている。そして、これを超えると、再び0-0'断面がクリティカルになっている。実験結果をみると、荷重が80kN程度までは、載荷点に近いはり部材側の方が鉄筋ひずみが大きくなっている。その後、鉄筋ひずみの大きくなる箇所は、接合部パネル側に移行し、割裂ひび割れ発生の後、接合部パネル前面位置で鉄筋ひずみが急増し、降伏に至っていることが分かる。このように、鉄筋ひずみの測定結果も、荷重レベルに応じてクリティカルとなる位置が変化していることが分かる。

このように、ハンチ筋を配置した場合、解析結果は、荷重レベルによってクリティカルとなる断面が微妙に変化することが分かる。

図-3.50は主鉄筋と同量のハンチ筋を配置した供試体No.15の結果を示したものである。実験結果によると、はり側の位置の方が鉄筋の引張ひずみは大きくなっていて、3-3'断面での解析結果とほぼ一致している。解析結果によると、3-3'断面で最も鉄筋の引張ひずみが大きく、3-3'断面がクリティカルであったことが伺える。

以上の結果から、鉄筋の引張ひずみと載荷荷重の関係について、実験結果と解析結果がほぼ一致していることが明らかとなった。すなわち、本手法によって隅角部の割裂ひび割れ強度ならびに、主鉄筋降伏時の強度をおおよそ推定可能であると考えられる。

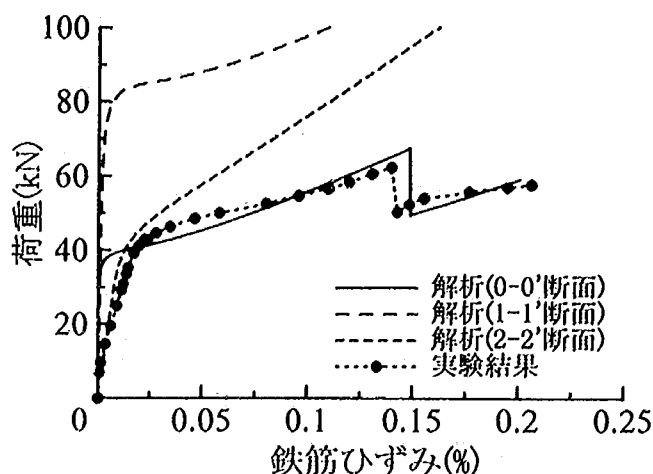


図-3.48 荷重と鉄筋ひずみの関係(No.4)

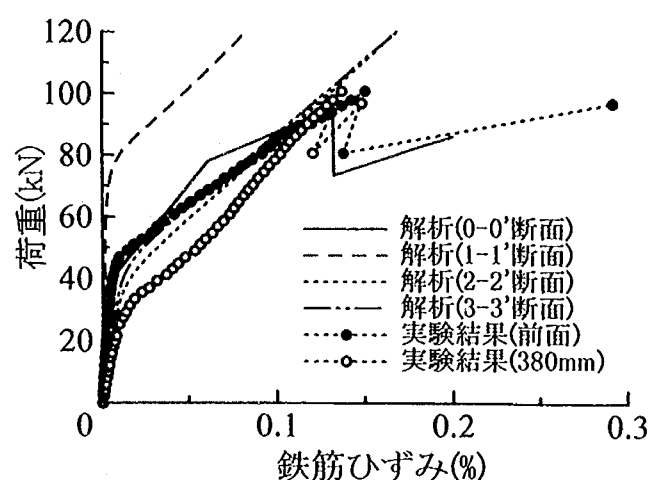


図-3.49 荷重と鉄筋ひずみの関係(No.11)

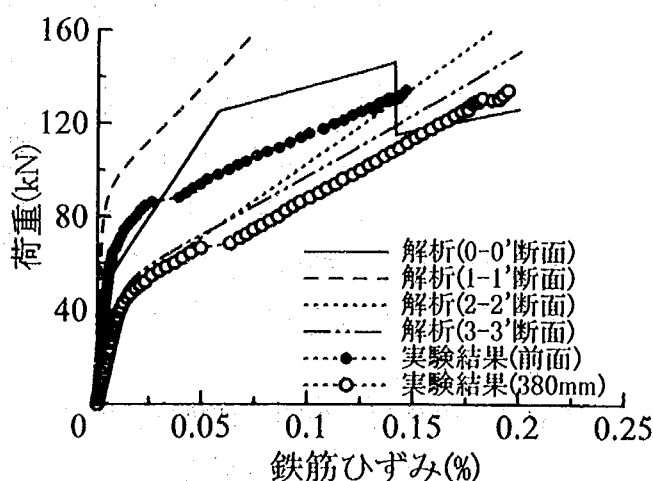


図-3.50 荷重と鉄筋ひずみの関係(No.15)

3.7.4 割裂ひび割れ強度および主鉄筋降伏時の強度の推定結果

上記方法で得られた割裂ひび割れ強度および主鉄筋降伏時の強度について、実験結果と照合し、その妥当性について確認を行った。なお、割裂ひび割れ時の強度については、載荷試験で実際に割裂ひび割れが観測された供試体のみを対象とし、主鉄筋降伏時の強度については今回実験を行った全供試体を対象とした。

図-3.51は割裂ひび割れ時の荷重について、図-3.52は主鉄筋降伏時の荷重を比較したものである。主鉄筋降伏時荷重の計算結果は0-0'断面から3-3'断面のうち、最小の値を与えるものを採用している。

この結果を見ると、実験結果と解析結果はおおよそ一致していることが分かる。このことから、ここで提案した解析方法により、隅角部の強度推定が可能であることが確認された。

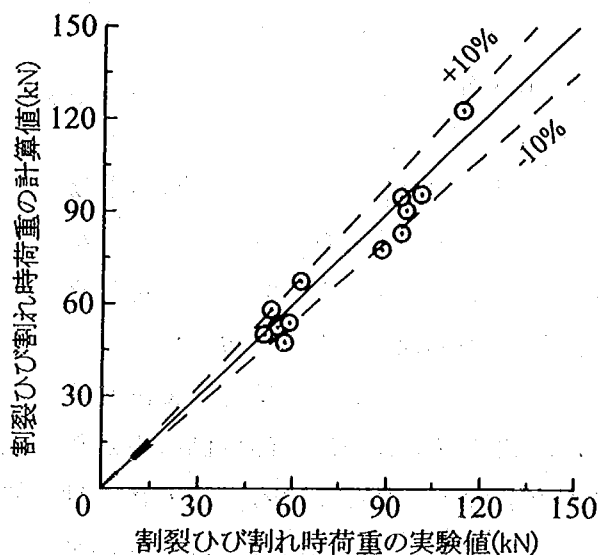


図-3.51 割裂ひび割れ時荷重の比較

3.8 まとめ

以上の検討結果をまとめると、次のとおりである。

1) 隅角部に正の曲げモーメントが作用するとき、隅角部のコンクリートに対角線方向の割裂ひび割れが生じる。ここで、隅角部に発生する割裂ひび割れ発生荷重は、従来の方法では、おおよそ評価することができるが、隅角部のひび割れ長さや、ひび割れ面における引張応力分布の仮定に曖昧な点が残されている。

2) 隅角部の割裂ひび割れ荷重は、円柱供試体で行っている割裂試験で想定している応力状態と同様とみなすことにより、割裂ひび割れの長さなどを仮定しなくても、算定可能となる。ただし、この場合、割裂強度の寸法依存性を考慮しなければ、過大な割裂ひび割れ強度を与えることになるので注意が必要である。

3) 隅角部接合部パネルに割裂ひび割れが発生すると、主鉄筋降伏時の曲げ強度は低下す

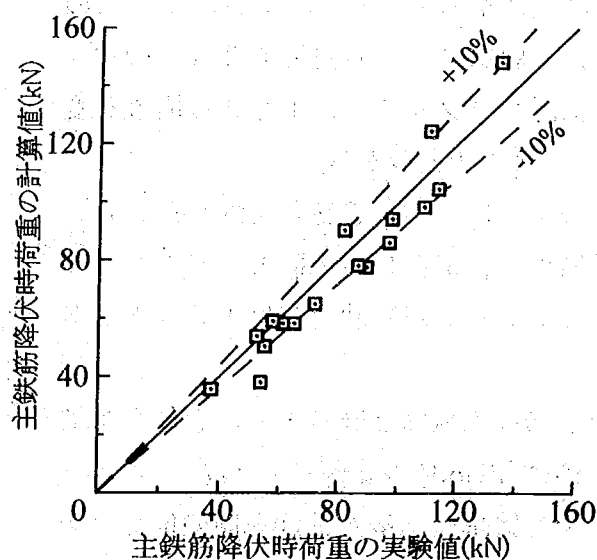


図-3.52 主鉄筋降伏時荷重の比較

る。これは、割裂ひび割れの発生により、接合部パネル内のコンクリートの圧縮ストラットの位置が、主鉄筋に近づき、偶力のアーム長が低下するためである。

- 4) 隅角部にメッシュ筋などの補強鉄筋を配置することにより、割裂ひび割れ発生後の隅角部の強度低下を抑制することが可能となる。これは、割裂ひび割れの発生による偶力のアーム長の減少が、隅角部補強鉄筋により緩和されると考えれば、主鉄筋降伏時の曲げ強度を精度良く評価できる。
- 5) 隅角部にハンチ筋を配置すると、隅角部の割裂ひび割れ発生荷重が増加する。しかし、ハンチ筋ははり部材の引張鉄筋としても作用するため、はり部材の引張鉄筋が降伏する時点に隅角部に作用する曲げモーメントも増加する。すなわち、割裂強度の増加と同時に、隅角部に作用する外力も増加してしまうため、ハンチ筋を配置することにより割裂ひび割れを防止できるとは限らない。今回の実験結果によると、隅角部の割裂ひび割れを防止するためには、はり部材の主鉄筋量と同量のハンチ筋を配置しなければならなかった。この場合、主鉄筋降伏位置ははり部材側に誘導される。
- 6) ハンチ筋の配置による隅角部の強度増加は、簡易式により評価可能である。
- 7) L型隅角部の接合部において、検討断面を適切に選択すれば、隅角部を含む部材の曲げ強度を適切に評価することができる。

第4章 L型隅角部に正負交番荷重が作用した場合の性状

4.1 概要

3章では、隅角部の強度特性について、主鉄筋が降伏するまでの単調荷重状況を対象として検討を行った。しかし、地震荷重が作用する場合など、隅角部に正負交番荷重が作用する場合もある。ここでは、表-3.1に示す供試体のうち、正負交番荷重を行った供試体について、負荷荷重の場合の主鉄筋降伏時の荷重、じん性と隅角部補強鉄筋・

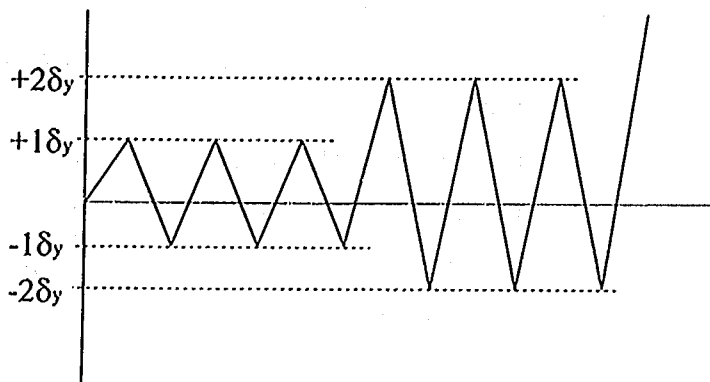


図-4.1 荷重パターン

ハンチ筋の関係について検討を行うこととする。

今回の荷重試験では、繰り返し荷重は、いずれも正荷重から開始している。図-4.1に示すように、正荷重・負荷重いずれも鉄筋が降伏する時点での変位を $+\delta_y$ および $-\delta_y$ として、同一変位振幅での荷重の繰り返し回数を3回とした。ピーク時の荷重の著しい低下が認められない場合は、さらに変位を $+\delta_y$ および $-\delta_y$ ずつ増加させて荷重を継続した。なお、降伏時変位は正荷重と負荷重では必ずしも等しくない。

4.2 負荷荷重でのL型隅角部の挙動

4.2.1 既存の検討事例および設計での取り扱い

3章では、正荷重（内開き荷重）時の場合の隅角部の強度および接合部のひずみ測定結果について述べたが、ここでは、負荷荷重時の挙動について検討を行うこととする。

文献26)では、L型隅角部に負の荷重を行った場合の荷重試験結果が紹介されていて、負荷荷重の場合の破壊時荷重に及ぼすハンチの影響が考察されている。この結果によると、同一の主鉄筋量の場合、破壊時の隅角部の強度は、ハンチ寸法が大きくなるほど大きくなり、荷重の偏心距離すなわち、荷重点からハンチ始点までの距離に逆比例するとの報告がなされている。

一方、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編あるいは土木学会コンクリート標準示方書では、ハンチ部分について1:3の勾配以内にある部分を有効断面と見なし、有効断面の変化を考慮した解析方法と、これを無視した解析方法について、個別に断面力の分布を変化させることとしている。ここでは、正負交番荷重とした供試体を対象として、負荷荷重で得られる強度について検討を行うこととする。

4.2.2 負荷荷重における荷重の最大値とハンチ寸法の関係

負荷荷重における荷重の最大値とハンチ寸法の関係を図-4.2に示す。各供試体ごとに多少のば

らつきはあるものの、おおむね、ハンチ寸法が大きくなるにつれて、負荷荷時の荷重の最大値（絶対値の最大）は、大きくなっている。図-4.2中に示した点線は、ハンチがない場合の荷重の絶対値の各供試体ごとの平均値を求め、ハンチがある場合には、ハンチ始点と載荷点までの距離に逆比例させて荷重の最大値の推定を行った結果である。ハンチがある場合の推定値は、実験結果のおおよそ平均値となっていて、文献26)での報告と同じ結果が得られた。

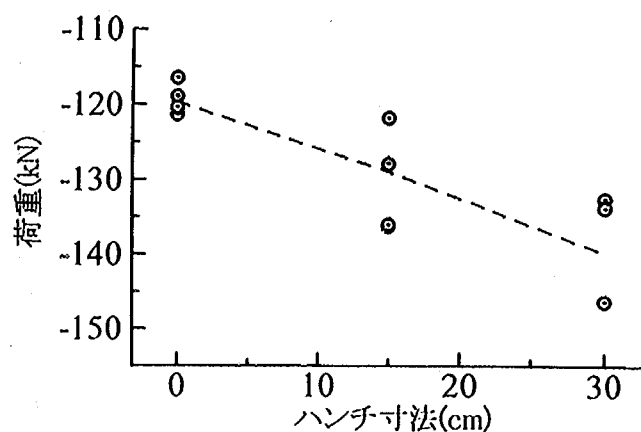


図-4.2 負荷荷時の最大荷重とハンチ寸法の関係

4. 2. 3 鉄筋のひずみ測定結果について

ここで、検討の対象とした鉄筋ひずみの測定位置を図-4.3に示す。図-4.3中の1,1'点で測定したひずみの平均値を ε_{sc1} 、2,2'点で測定したひずみの平均値を ε_{sc2} とする。供試体No.15（ハンチ寸法30cm）について、1サイクル目の負荷荷における荷重と鉄筋ひずみの関係を図-4.4に示す。図中には、1,2それぞれの位置で解析的に得られた載荷荷重と鉄筋ひずみの関係を示している。なお、2の位置での解析結果は、ハンチを全断面有効とした場合と、示方書などの規定に従って、1:3の勾配でハンチ部分の有効断面を定めた場合の2ケースについて示している。

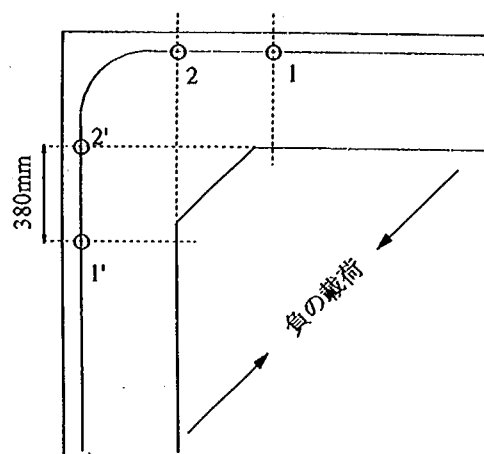


図-4.3 鉄筋ひずみ測定位置

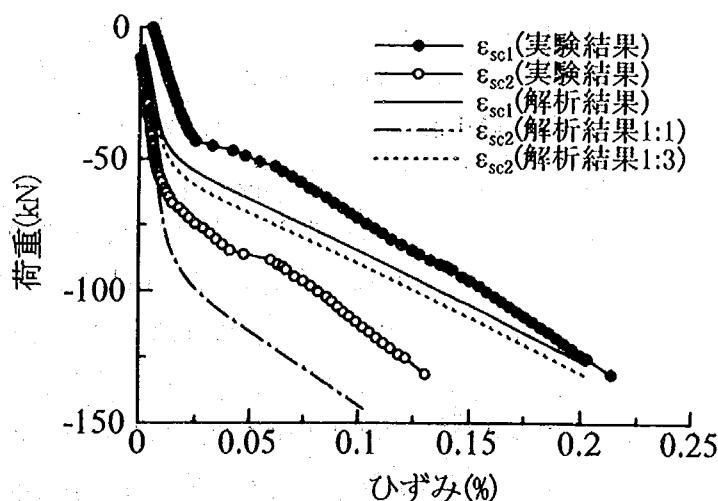


図-4.4 鉄筋ひずみと荷重の関係(No.15:負荷荷)

ε_{sc1} と ε_{sc2} の実験結果を比較すると、 ε_{sc1} の方が同一の荷重ではひずみの値は大きく先に降伏に至っていることが分かる。すなわち、負の載荷ではハンチ始点側がクリティカルな断面になっていることが分かる。次に、 ε_{sc1} について解析結果と実験結果を比較すると、降伏時点での荷重の値はほとんど一致しているものの、これよりも小さい荷重では、解析結果の方が得られるひずみの値はやや小さくなっていることが分かる。 ε_{sc2} について解析結果と実験結果を比較すると、実験結果は、ハンチ全断面有効と考えた場合の解析結果と、1:3の勾配で有効断面を小さくして

計算した結果のほぼ中間の結果となっている。

図-4.5はハンチ寸法を15cmとした供試体No.6について、荷重と鉄筋ひずみの関係を示したものである。この場合も、供試体No.15と同様に1の位置で先に鉄筋が降伏していることが分かる。解析結果と実験結果は、必ずしも良い一致を見てはいない。特に、 ϵ_{sc2} については、実験結果と解析結果はかけ離れていることが分かる。ただし、ハンチについて全断面有効すなわち、ハンチ勾配を供試体と同様に1:1で設定した場合と、1:3で設定した場合を比べると、1:3で設定した場合には、1の位置よりも先に2の位置で降伏する結果となり、実験結果と相違する。これに対し、ハンチを1:1で設定した場合は、解析結果上は1の位置で先に降伏することとなり、実験結果と同じ結果となる。

図-4.6はハンチを設けなかった供試体No.2の荷重と鉄筋ひずみの関係を示したものである。この場合は、2の位置で鉄筋の降伏が先行している。解析結果と実験結果を比較すると、2の位置での解析結果と実験結果は鉄筋降伏時にはほぼ同じ荷重値となっているものの、これよりも小さい荷重では、鉄筋ひずみをかなり過小評価していることが分かる。これは、コンクリートの引張応力の考慮の仕方に問題があったものと考えられる。

以上の結果を総合すると次のことが言える。隅角部に負の載荷を行った場合の鉄筋ひずみの測定結果から、ハンチを30cmあるいは15cmとした場合は、ハンチ始点がクリティカルな断面となり、ハンチを設けない場合は、接合部パネル前面がクリティカルな断面となる。解析結果によると、鉄筋降伏時の荷重はおおよそ推定できるものの、荷重が小さいレベルでは解析結果は鉄筋ひずみをやや過小に評価する傾向があった。特に、接合部パネル前面における鉄筋ひずみの推定精度はあまり良くなかった。ハンチ寸法が30cmの場合、 ϵ_{sc2} はハンチ全断面有効とした場合と、1:3の勾配以下の断面を有効とした場合の解析結果に対し、実験結果は両者の中間的なものであった。この結果からすると、ハンチ部分の有効断面を1:3の勾配で規定することは、鉄筋の引張応力についてはやや安全側の評価結果を与えるものと考えられる。

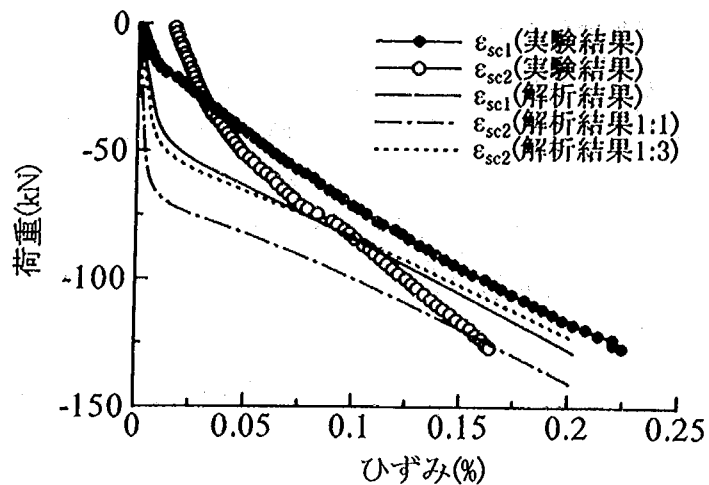


図-4.5 鉄筋ひずみと荷重の関係(No.6:負載荷)

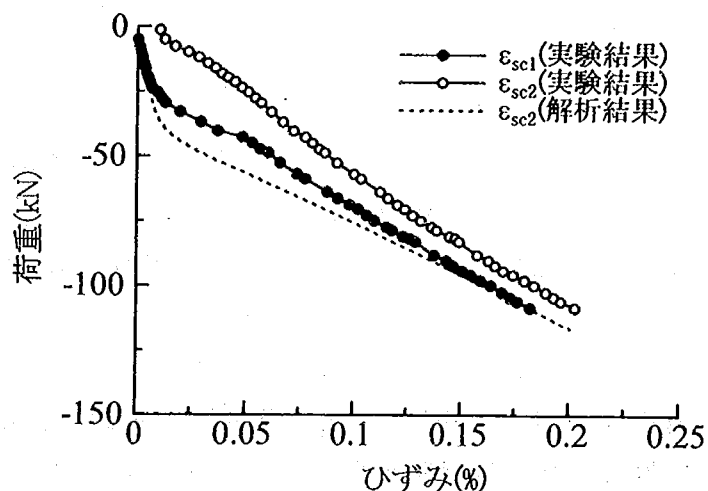


図-4.6 鉄筋ひずみと荷重の関係(No.2:負載荷)

4. 3 正負交番荷重が作用する隅角部の挙動

4. 3. 1 正載荷と負載荷でのピーク時荷重の推移

供試体No.2の荷重の繰り返し回数とピーク時の荷重の変動について示した結果を図-4.7に示す。ピーク時の荷重は正載荷よりも負載荷の方がその絶対値は大きいことが分かる。ただし、繰り返し回数が12回を超えてからのピーク時荷重の低下は、負載荷の方が急激となっている。正載荷と負載荷では主鉄筋降伏時の荷重レベルが異なっているため、比較条件を統一するためピーク時の荷重を1回目の載荷の正・負降伏時荷重で正規化して荷重変動を示したものが図-4.8である。このように、1回目の載荷で得られた鉄筋降伏時の荷重によって、正負それぞれ個別にピーク時荷重を正規化した場合、正載荷の方の荷重低下が先行していることが分かる。図-4.9、図-4.10はそれぞれ隅角部の補強鉄筋量をNo.2よりも増加させたNo.17のピーク荷重の絶対値および正規化したピーク時荷重の変動を示したものであるが、やはり、供試体No.2と同様、ピーク時荷重は負載荷の方が大であること、ピーク時の荷重を正載荷・負載荷個別に正規化した場合は、正載荷の方が先に荷重低下を生じていることが分かる。

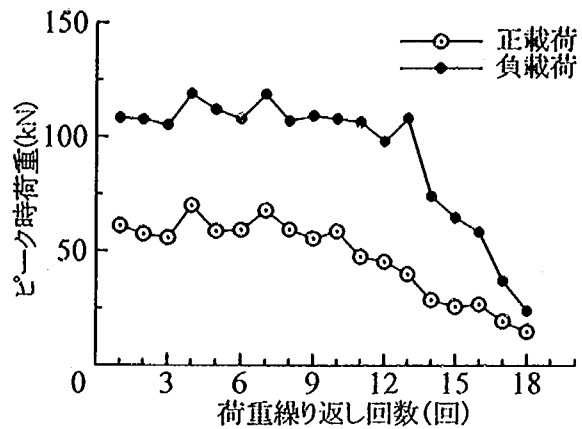


図-4.7 ピーク時荷重

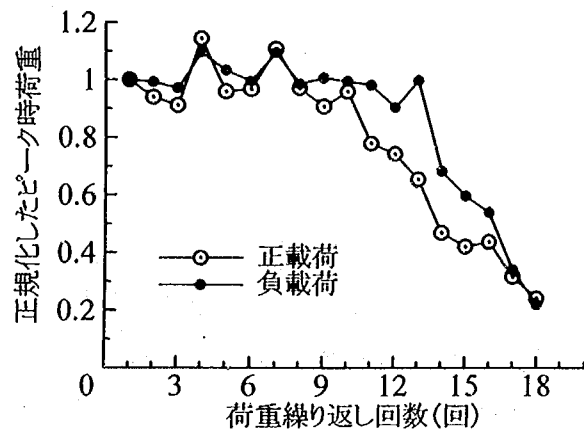


図-4.8 正規化したピーク時荷重

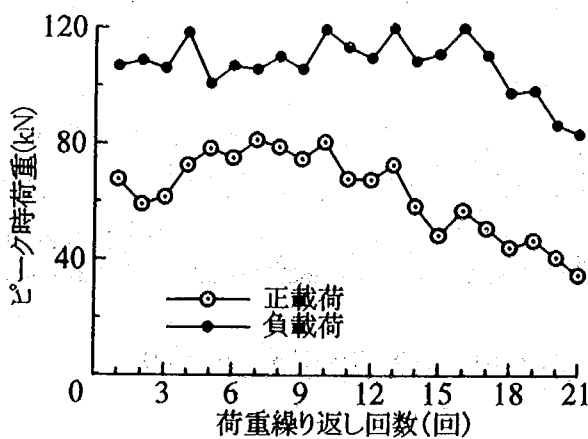


図-4.9 ピーク時荷重 (供試体No.17)

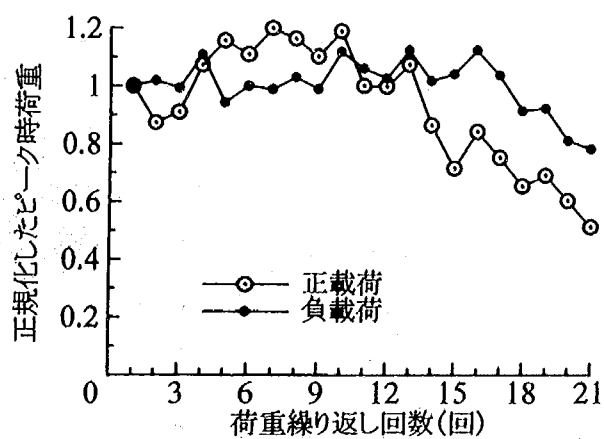


図-4.10 正規化したピーク時荷重(No.17)

次に、ハンチ筋を配置した供試体について検討を行う。図-4.11、図-4.12はハンチを30cmとしハンチ筋をD13とした供試体No.11、およびハンチを30cmとしハンチ筋をD19とした供試体No.15のピーク時荷重の絶対値を示したものである。供試体No.11では、やはり、正載荷の方がピーク時荷重は小さくなっている。ここで、正載荷と負載荷のピーク時荷重の差を見ると、18y載荷時でおおよそ30kNとなっていて、図-4.4に示す供試体No.17の場合とほぼ同じとなっている。また、ピーク時荷重の低下は正載荷の方が先行していることも、先の供試体と同じ傾向である。

これに対し、供試体No.15では正載荷負載荷ともほぼ同じピーク時荷重が得られている。供試体No.15は3.7.3での検討結果からも分かるとおり、正載荷の場合でも隅角部接合部パネルがクリティカルな断面ではなく、はり部材側に降伏箇所が現れていたものである。このように、ハンチ筋量を増加させることにより、はり側にクリティカルな断面を移行させると正載荷と負載荷のピーク時の荷重がほぼ等しくなることがわかる。荷重の低下は供試体No.11と異なり負載荷に顕著に現れている。破壊状況を写真-4.1に示す。強度低下の原因として、隅角部の外周に配置した鉄筋に沿った割裂ひび割れが生じ、この部分のコンクリートの損傷が著しくなり、鉄筋が有効に作用しなくなったためと考えられる。

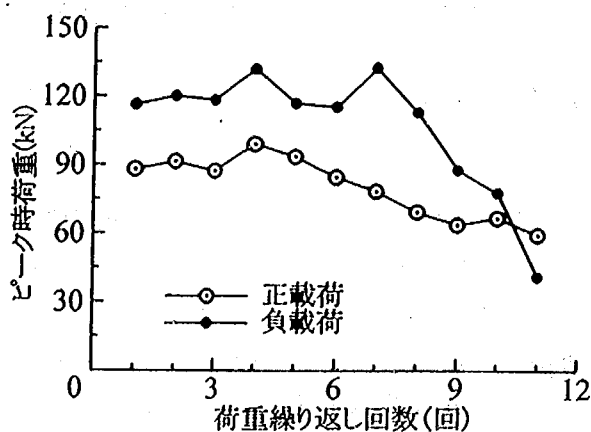


図-4.11 ピーク時荷重(No.11)

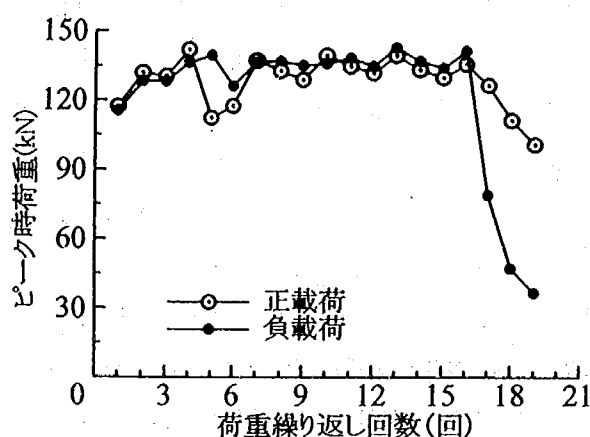


図-4.12 ピーク時荷重(No.15)



写真-4.1 破壊状況(供試体No.15)

4.3.2 L型RC部材の変形性能におよぼす補強鉄筋・ハンチ筋の影響

次に、L型部材のピーク時の荷重と変位関係の包絡線が、補強鉄筋量に応じてどの様に変化

するか検討を行う。図-4.13は正載荷側の荷重変位関係の包絡線を示している。この結果を見ると、隅角部補強鉄筋量が最も多い供試体No.17で、40mm程度までピーク時荷重が大きくなっている。図中に示した凡例は、補強鉄筋の少ない順に並べたものであり、隅角部補強鉄筋量の少ない供試体では、一般的にピーク時の荷重は小さくなっている。しかし、ピーク時の荷重が低下し始める変位はそれほど大きな差は認められない。特に、隅角部補強鉄筋量の最も多い供試体No.17は、それよりも補強鉄筋量の少ない供試体No.7よりも早く荷重低下が生じている。なお、供試体No.17は鉄筋降伏時の変位が小さかったため、変位を降伏時変位で正規化して得られる塑性率で表現すると、供試体No.17の方がより大きな塑性率で荷重低下が生じることとなる。このように、隅角部のじん性と補強鉄筋量の関係については、変形性能を塑性率で表現する場合と変位の絶対量で表現する場合とで、評価が異なる結果となった。

次に、負載荷の場合を図-4.14に示す。この場合も、必ずしも補強鉄筋量が多いほど荷重低下が始まる変位は大きくなるとは限らない結果となった。

ハンチ筋を配置した供試体について荷重変位関係の包絡線を示したものが図-4.15である。この結果を見ると、ハンチ筋をD19としハンチ寸法を30cm確保した供試体No.15が正負双方について変形性能が大きくなっていることが分かる。ハンチ筋をD19としても、ハンチを設けない供試体No.16は変形性能が劣る結果となった。また、ハンチ寸法を30cmとしても、ハンチ筋がD13とした供試体No.11はNo.17に比べると、かなり変形性能に劣る結果となっている。ハンチ

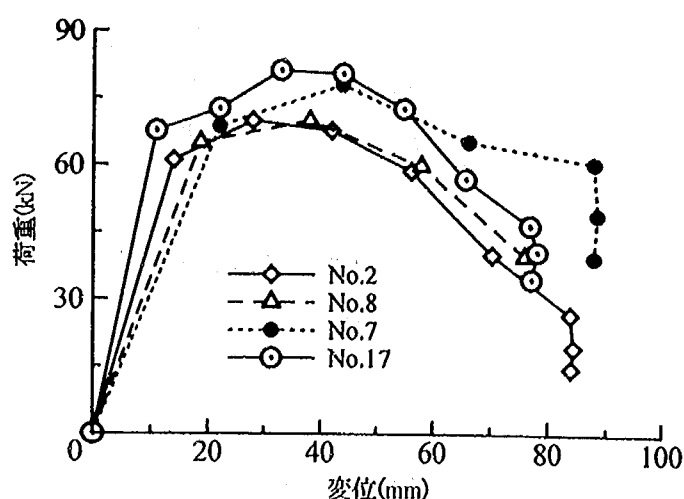


図-4.13 荷重変位関係の包絡線(正載荷)

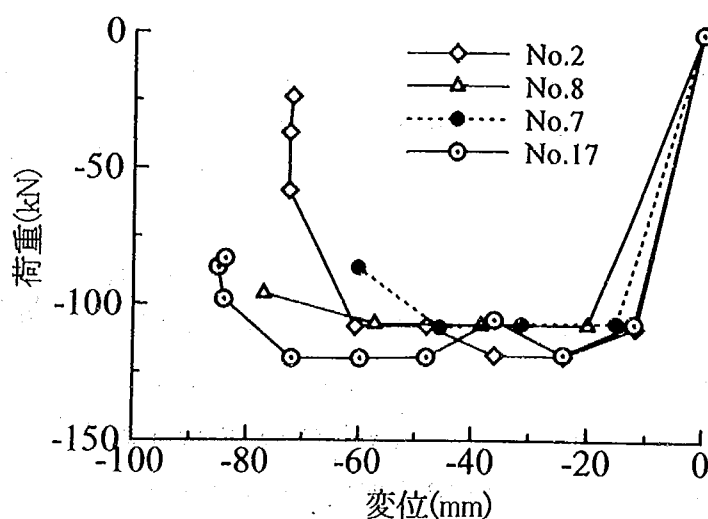


図-4.14 荷重変位関係の包絡線(負載荷)

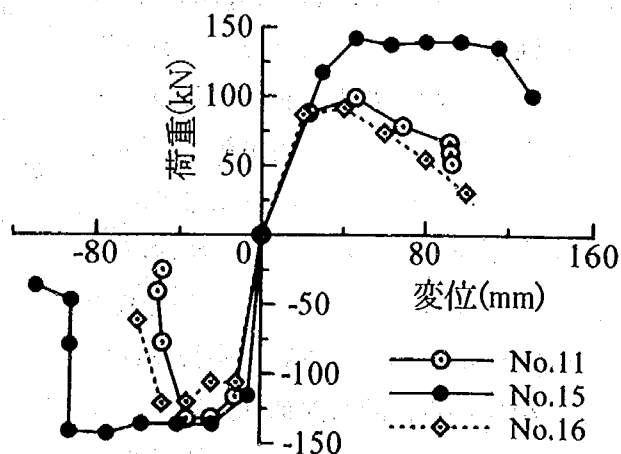


図-4.15 荷重変位関係の包絡線(ハンチ筋の影響)

筋の効果は、正載荷だけではなく、負載荷にも影響を及ぼしている。このように、適切なハンチを確保した上で主鉄筋と同量のハンチ筋を配置することにより、クリティカルな断面を正載荷・負載荷ともハンチ始点に移行することができれば、隅角部の変形性能は大きくなることが分かる。

4. 3. 3 L型RC部材の等価減衰性能におよぼす補強鉄筋・ハンチ筋の影響

各供試体の荷重変位関係（ヒステリシスループ）の結果を巻末にまとめる。これらの結果より、正負交番荷重が作用するL型隅角部の特徴として、ヒステリシスループの描く面積が小さく、エネルギー吸収能の少ない供試体が多いことが挙げられる。例えば、図-4.16は供試体No.2の3 δ_y 載荷時の2回目のループを描いたものであるが、逆S字型のループを描いている。

しかし、すべての供試体で、このような形状になっているわけではない。図-4.17は供試体No.15の3 δ_y 載荷時の2回目のループを描いたものであるが、点線で示したNo.2の場合と比べると、ループの描く面積は大きくなっていることが分かる。

図-4.18は供試体No.2, No.7, No.17, No.15について、各塑性率で2回目の載荷時の等価粘性減衰定数(h_{eq})を求めた結果を示したものである。この結果によると、ハンチが無く、隅角部補強鉄筋量の最も少ない供試体No.2が h_{eq} はもっとも小さくなっている。供試体No.7と17はほぼ同じ値になっている。ハンチ筋をD19とした供試体No.15は最も大きい h_{eq} が得られていた。この結果から、隅角部補強鉄筋を配置することは、 h_{eq} を確保する上で有効であるが、ハンチおよびハンチ筋を配置して、隅角部接合パネルの損傷を抑制した方がより大きなエネルギー吸収能力が得られるといえる。

なお、通常のRC部材において、正負交番荷重が作用する場合の復元力特性は武藤モデルなど、剛性低下を考慮したバイリニアモデルによって表現されることが多い。この場合、部材の塑性率が n であるとする、 h_{eq} は次式で与えられる。

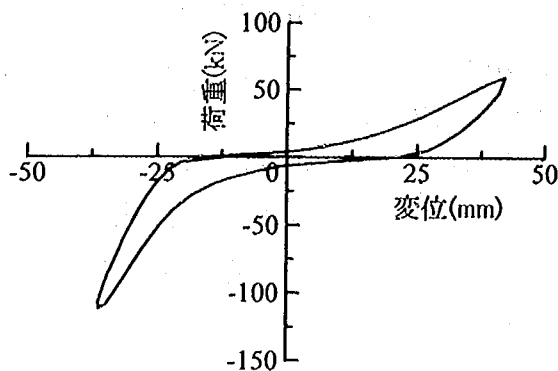


図-4.16 供試体No.2のヒステリシスループ

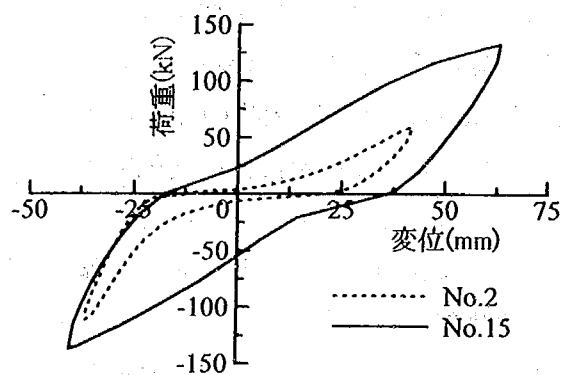


図-4.17 供試体No.15のヒステリシスループ

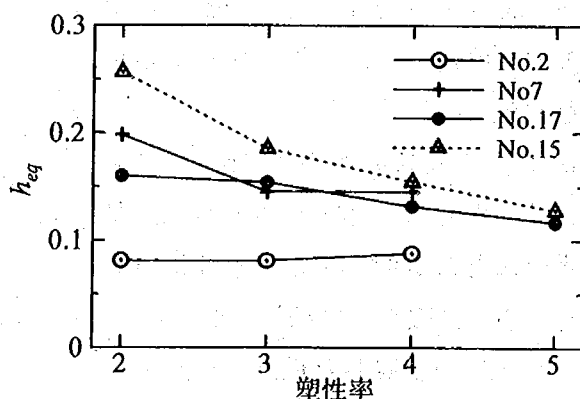


図-4.18 等価粘性減衰定数

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \frac{n}{n+1} \quad \text{式(4.1)}$$

ここで、塑性率を例えば3とすると式(4.1)で求められる等価粘性減衰定数は0.24となる。実験結果を見ると、等価粘性減衰定数の最も大きかった供試体No.15でこれをやや下回っているが、それ以外の供試体については、大幅に下回っていることが分かる。すなわち、L型隅角部については、RC部材に一般的に用いられる復元力特性ではエネルギー吸収能力を過大評価する可能性があり、特に隅角部の接合部パネルに損傷が生じた場合、かなり小さなエネルギー吸収能力になることに注意が必要であると考えられる。

この理由としては、主鉄筋の定着部分に付着破壊を生じやすいこと、また、隅角部の接合部パネルに損傷が生じた場合、接合部でのせん断変形が卓越することが挙げられよう。

4.3.4 変形状態に関する検討

前節において、L型部材のエネルギー吸収能力が小さくなる理由の一つとして、接合部パネルにおけるせん断変形を理由の一つと挙げたが、ここでは、実際にどの程度のせん断変形が生じていたかについて検討を行う。

接合部におけるせん断変形の算出は、文献14)と同じ方法で行った。接合部パネルに設置した変位測定位置を図-4.19に示す。接合部パネルのせん断変形角 θ および接合部パネルのせん断変形による変位測定位置におけるせん断変形を δ_{sh} とすると、 θ および δ_{sh} は次式で与えられる。

$$\theta = \frac{\delta_{s2} - \delta_{s1}}{\sqrt{2} \times 305}$$

$$\delta_{sh} = \frac{l'\theta}{\sqrt{2}}$$

ここで、 δ_{s1} および δ_{s2} は図-4.19に示す位置で測定された変位を表し、 l' は接合部パネル

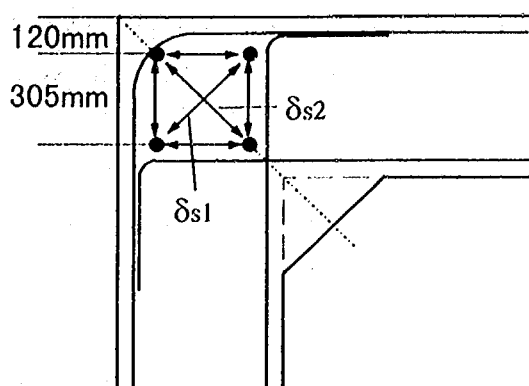


図-4.19 変位測定位置

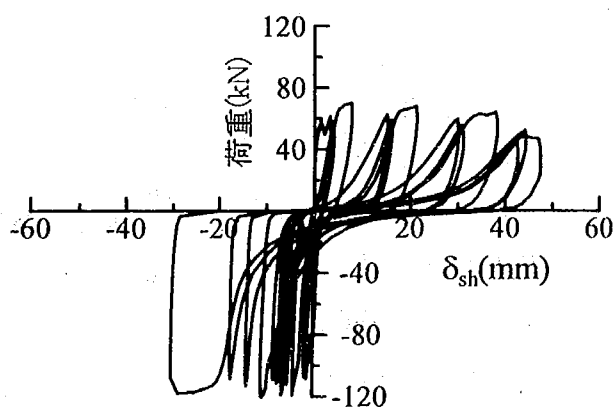


図-4.20 荷重とせん断変形の関係(No.2)

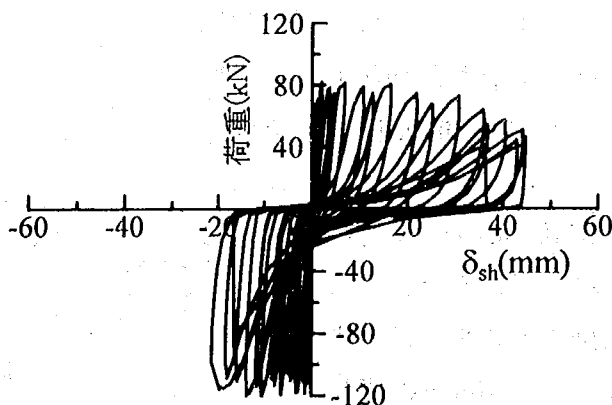


図-4.21 荷重とせん断変形の関係(No.17)

の図心から開き変位測定地点までの距離である。図-4.20、図-4.21はそれぞれ供試体No.2, No.17について、荷重と δ_{sh} の関係を示したものである。両供試体とも、正載荷と負載荷ではせん断変形の大きさが異なっていて、正載荷の方がせん断変形は大きくなっていることが分かる。図-4.22はNo.15の荷重とせん断変形の関係を示したものである。この場合も、正載荷の方がせん断変形の増加は大きい、せん断変形が+60mmに達しても、ピーク時の荷重の低下は認めら

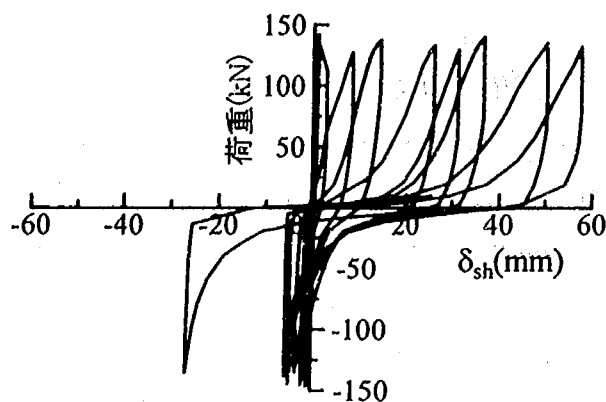


図-4.22 荷重とせん断変形の関係(No.15)

れない。なお、この供試体は、載荷途中で変位計のストロークが容量オーバーしたため、供試体の強度低下が生じる以前にせん断変形の測定を取りやめている。このため、No.15については荷重低下が生じ始めた時点でのせん断変形量が明確にはなっていない。

ここで、供試体の載荷点での変位を δ とし、 δ および $\delta - \delta_{sh}$ が荷重の繰り返し回数とともにどのように変化したかについて調べる。図-4.33は供試体No.2について、正載荷を対象として荷重の繰り返し回数とピーク時の荷重および δ ・ $\delta - \delta_{sh}$ の変動を示したものである。

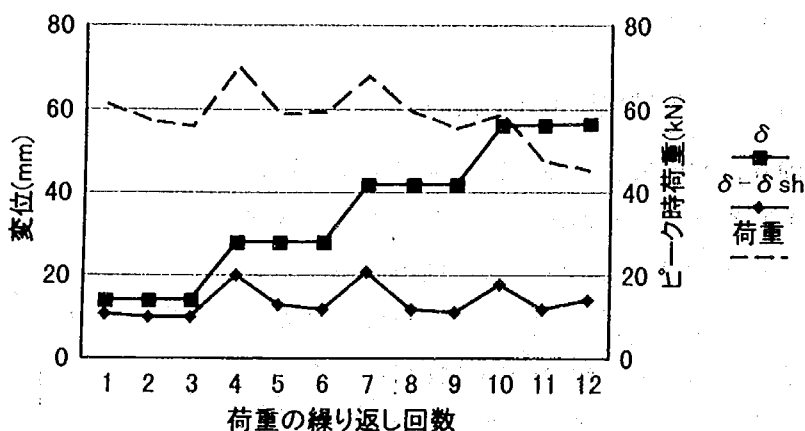


図-4.23 変形の進行状況(No.2)

この結果を見ると、 $\delta - \delta_{sh}$ は4,7,10回目、すなわち、供試体に載荷する変位の振幅を増大させた1サイクル目で20mm程度となっていて、1回目での変位10mmの約2倍の値になっているが、後続の載荷サイクルでは減少していて約10mm程度に戻っている。このことから、供試体の変位が2 δ_y

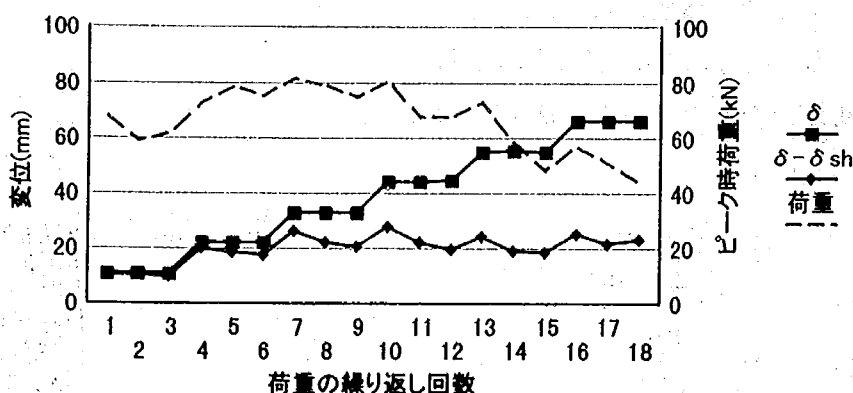


図-4.24 変形の進行状況(No.17)

以上と大きくなっても、そのほとんどは接合部パネルのせん断変形によって生じていて、はり部分の曲げ変形はほとんど生じていないことがわかる。図-4.24は隅角部補強鉄筋量を増加させた供試体No.17の結果を示したものである。この場合も、供試体No.2の場合と同様であり、繰り返し回数を増加させても、 $\delta-\delta_{sh}$ はほとんど変化していない。ただし、 $\delta-\delta_{sh}$ の値は、供試体No.2の場合よりもやや大きく約20mmすなわち、2 δ_y 載荷時の値を保っていて、やはり部材側の曲げ変形の寄与が大きくなっていると考えられる。

図-4.25はハンチおよびハンチ筋を配置した供試体No.15について、同様の結果を示したものである。この供試体は前述の2供試体とは異なり、1 δ_y の時点では隅角部の接合部パネルには損傷がほとんど認められず、主鉄筋の降伏位置ははり部材側に移行していたものである。しかし、繰り返し荷重が作用すると、やはり、接合部パネルでのせん断変形が増大していることがわかる。ただし、 $\delta-\delta_{sh}$ の値は40~45mmとなっていてはり部材側の曲げ変形の寄与は大きかったものと考えられる。図-4.18をみると、塑性率が増加するにつれて等価粘性減衰定数は減少しているが、接合部パネルのせん断変形の増大が関与していたと考えられる。

4. 3. 5 接合部パネルの変形と正載荷時の強度低下の関係

図-4.26, 図-4.27は供試体No.2およびNo.15について接合部パネルの変位 δ_1 および δ_2 の測定値(正載荷のピーク時)と、荷重の繰り返し回数の関係を示したものである。ここで、供試体

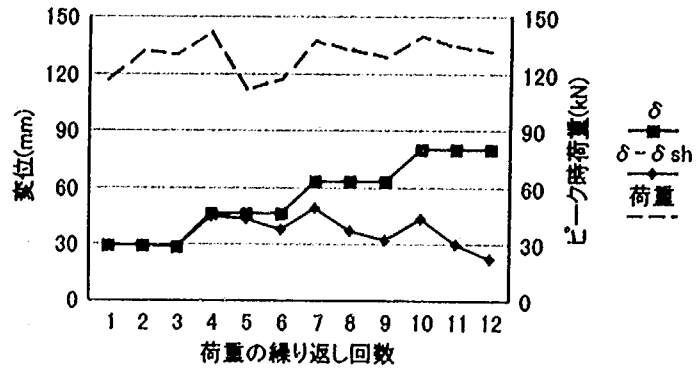


図-4.25 変形の進行状況(No.15)

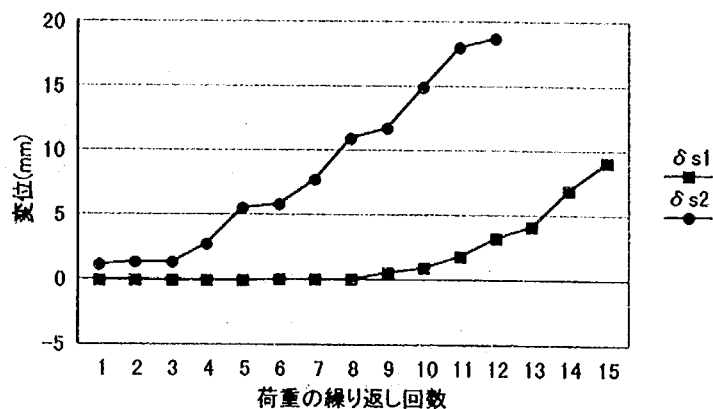


図-4.26 変形量と繰り返し回数の関係(No.2)

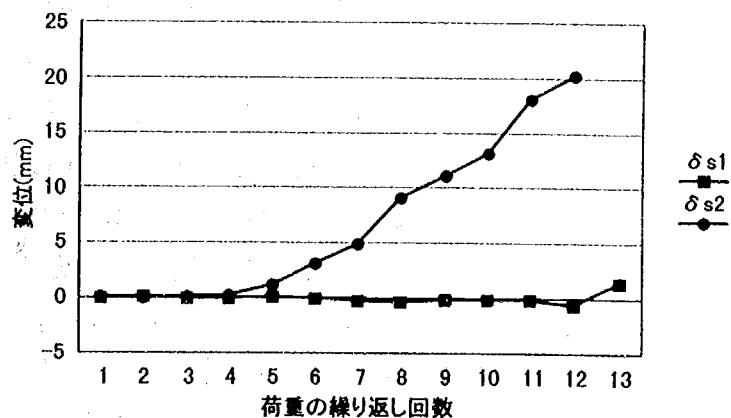


図-4.27 変形量と繰り返し回数の関係(No.15)

No.2はピーク時の荷重低下が認められ、供試体No.15はピーク時の荷重低下が認められなかったものである。両者の比較を行うと、両者とも変位 δ_1 は繰り返し回数の増大に伴い急激に増加しているが、 δ_2 については両者の間で異なっていて、供試体No.15ではほとんど増加は認められない。せん断変形は δ_1 と δ_2 の差によって与えられるので、せん断変形量そのものは両者の間であまりさがないかむしろ、荷重低下の認められない供試体No.15の方が大きくなる。すなわち、荷重低下が認められるかどうかは、せん断変形量あるいは δ_2 には関係せず、 δ_1 に依存している可能性がある。図-4.28はピーク時の荷重とピーク時の δ_1 の関係を示したものである。プロットした供試体は、いずれもハンチおよびハンチ筋のない供試体で、隅角部の補強鉄筋量のみが異なっているものである。この結果を見ると、ピーク時

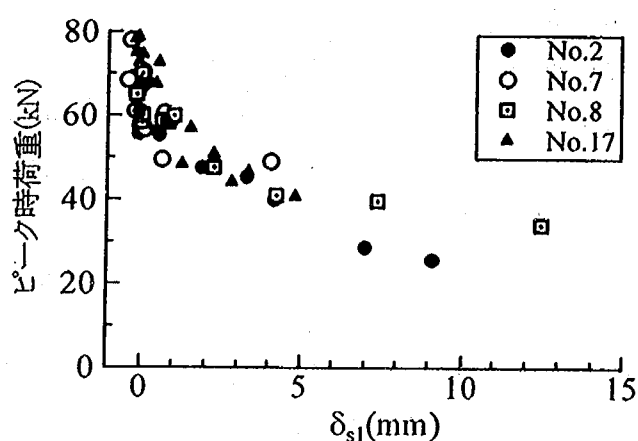


図-4.28 ピーク時荷重と δ_1 の関係

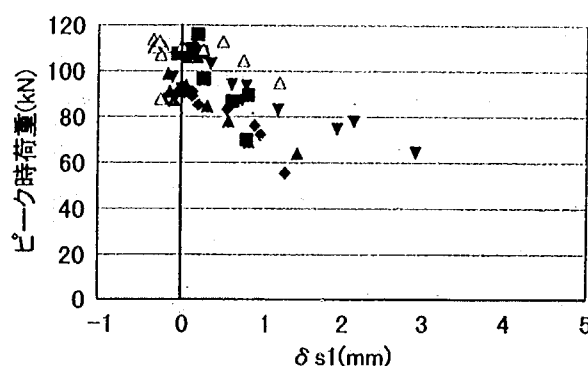


図-4.29 ピーク時荷重と δ_1 の関係

の δ_1 が増加するにつれて荷重は減少していること、この関係は隅角部補強鉄筋量にほとんど依存していないことがわかる。正載荷時において δ_1 が増加することは接合部パネルにおけるコンクリートの圧縮ストラットの負担する圧縮力の減少につながり、このために正載荷ピーク時の荷重が低下したと考えられる。

一方、ハンチおよびハンチ筋を配置した供試体（ただし荷重低下の認められなかったNo.15を除く）について、ピーク時の荷重とピーク時の δ_1 の関係を図-4.29に示す。多少ばらつきは大きくなるものの、この場合も図-4.28と同様の関係となっている。

このように、繰り返し載荷における正側の荷重低下は、圧縮ストラットの圧縮応力負担の低下が原因であったと考えられる。これは、負載荷において接合部パネルに生じた引張りずみの残留によるものである。従って、供試体No.15のようにハンチおよびハンチ筋を配置することにより、負載荷において接合部パネルに残留ひずみが生じないようにすることが、強度低下を防止する上で効果的であると言える。

4.4 まとめと検討課題

以上の検討結果をまとめると次の通りである。

- 1) L型隅角部にハンチを設けることにより、負載荷における鉄筋降伏時の荷重は増加す

る。一方、荷重と鉄筋ひずみの関係は、正載荷の場合と異なり、解析結果と実験結果は必ずしも良い一致を見なかった。特に図-4.3に示す2の地点で、あまり一致しない結果となった。

- 2) 鉄筋降伏が生じる断面は、ハンチ始点に移行する。ただし、これは、荷重の繰り返し回数が1回目の場合であって、荷重の繰り返し回数を増大させると、損傷領域はハンチ始点のみではなくなる。ハンチの有効断面を1:3の勾配の範囲内と限定した場合は、解析上は図-4.3に示す1の地点よりも2の地点で鉄筋の降伏が先行することとなったが、これは実験結果と異なっていて、むしろハンチを全断面有効とした方が、解析上の降伏位置は実験結果と一致することが分かった。
- 3) ハンチ寸法を30cmとし、主鉄筋と同量のハンチ筋を配置した場合(供試体No.15)を除いて、負載荷の方がピーク時の荷重は大きくなった。荷重の繰り返しによる荷重低下は、供試体No.15を除くと正載荷の方が先に生じる結果となった。
- 4) ピーク時の荷重が、初降伏時の荷重を下回るときの変位と、隅角部に配置した補強鉄筋量の間には一定の関係が認められなかった。すなわち、今回の実験の範囲内では、隅角部の補強鉄筋量を増加させても変形性能は単純に増加するとは限らない結果となった。
- 5) ハンチ筋を主筋と同量配置すれば、じん性は向上することが明らかとなった。
- 6) 今回実験を行ったL型隅角部部材は、通常のRC部材と異なり、武藤モデルなどで予想されるよりも、ヒステリシスループの描く面積の小さいエネルギー吸収能力の少ない部材となった。このように、エネルギー吸収能力が低下する原因として、接合部パネルのせん断変形が増大することが挙げられる。
- 7) せん断変形の増大する原因は、主として割裂方向の変位（図-4.19で示す δs_2 ）によるものである。これは、ハンチ筋や隅角部補強鉄筋を配置しても今回の実験の範囲内では避けることができなかった。
- 8) これに対し、正載荷でのピーク時の荷重の低下は、圧縮ストラットの圧縮力の負担が低下することによるものと考えられる。これは、図-4.19で示す δs_1 との関連が強く、 δs_2 との関連性は認められなかった。従って、ハンチおよびハンチ筋量を増大させ、負載荷においてできるだけ接合部パネルに曲げひび割れが生じないようにすることが、正載荷での荷重低下の防止に有効であると考えられる。
- 9) 今回の検討において、負載荷での荷重の低下理由については、考察することができなかった。これは今後の課題であると考えられる。また、隅角部に許容できる塑性変形量については明確にすることができなかった。これについても、今後の検討課題であると考えられる。

第5章 L型隅角部の設計法の検討

5.1 概要

L型隅角部の設計方法を検討する上で、隅角部の強度が想定される外力よりも大きいことのみを照査するのか、あるいは、地震力を受けるラーメン構造の隅角部のように、変形性能も考慮した照査を行うのかを明確にしなければならない。終局強度による照査と塑性変形性能を考慮した場合とでは設計方法が大きく変わると考えられるからである。

ここでは主として、前者の場合、すなわち、隅角部の強度が隣接する部材よりも大きいことを照査する場合について提案を述べ、後者についてはじん性を確保する上で望ましい方法について述べる。

5.2 終局時における隅角部の照査方法について

5.2.1 塑性変形を考慮しない場合

荷重作用によって部材断面に生じる断面力分布を弾性解析によって求め、得られた断面力が部材断面の破壊抵抗曲げモーメントよりも小さいことを確認すればよい。

隅角部接合部パネルについては、負荷荷については現行の道路橋示方書の規定に基づいて、照査を行う。正載荷の場合は、主鉄筋に作用する引張力の計算結果および式(3.3)に基づいて割裂ひび割れ発生の有無を判断する。割裂ひび割れの発生がないと判断される場合は、接合部は十分な強度を有しているとみなして良い。

接合部パネルに割裂ひび割れが発生すると考えられる場合は、図-3.41の $O_0'-O'$ 断面で曲げ解析を行い、ハンチ筋が降伏した時点での曲げモーメントが荷重作用によって発生する曲げモーメントよりも大きいことを確認する。ここで、隅角部に補強筋が配置されている場合は、式(3.12)で与えられる Δd だけ部材断面の有効高を増やして良い。

5.2.2 塑性変形を考慮する場合

塑性変形を考慮する場合は、本来であれば、接合部も含めた解析を行い接合部の変形量が許容量以内であることを確認すべきであろう。しかし、4章でも述べたとおり、隅角部の接合部パネルのせん断変形により、エネルギー吸収能力の少ない挙動を示すことも予想されることから、ハンチ筋およびハンチの設置により、塑性ヒンジとなる断面を接合部から離すことが、最も確実な方法であると考えられる。すなわち、はりもしくは柱部材に塑性ヒンジを確実に導入できるように、隅角部の曲げ強度をハンチ始点での曲げ強度よりも大きくなるようなハンチ・ハンチ筋量を決定するのが望ましいと考えられる。

第6章 結論

本報告書の内容を要約すると次の通りである。

- 1) 既存の基準を調査した結果、L型隅角部の設計方法には、各基準により異なった考え方が導入されていて、必ずしも統一されたものはないと考えられた。
- 2) 載荷試験に基づき、隅角部に正の曲げモーメントが作用する場合の、割裂ひび割れ強度および割裂ひび割れ後の主鉄筋の降伏時強度の算定方法について明らかにした。特に、割裂ひび割れ発生後の、接合部パネルの偶力のアーム長を把握することが重要であることが分かった。
- 3) ハンチ筋の評価方法および隅角部補強鉄筋の評価方法について提案を行った。
- 4) 負載荷の場合の隅角部の挙動および正負交番荷重下の挙動について検討を行い、エネルギー吸収能力や接合部パネルの強度低下メカニズムについて検討を行った。
- 5) これらの結果に基づき、隅角部を含む部材の終局時の照査方法について検討を行った。

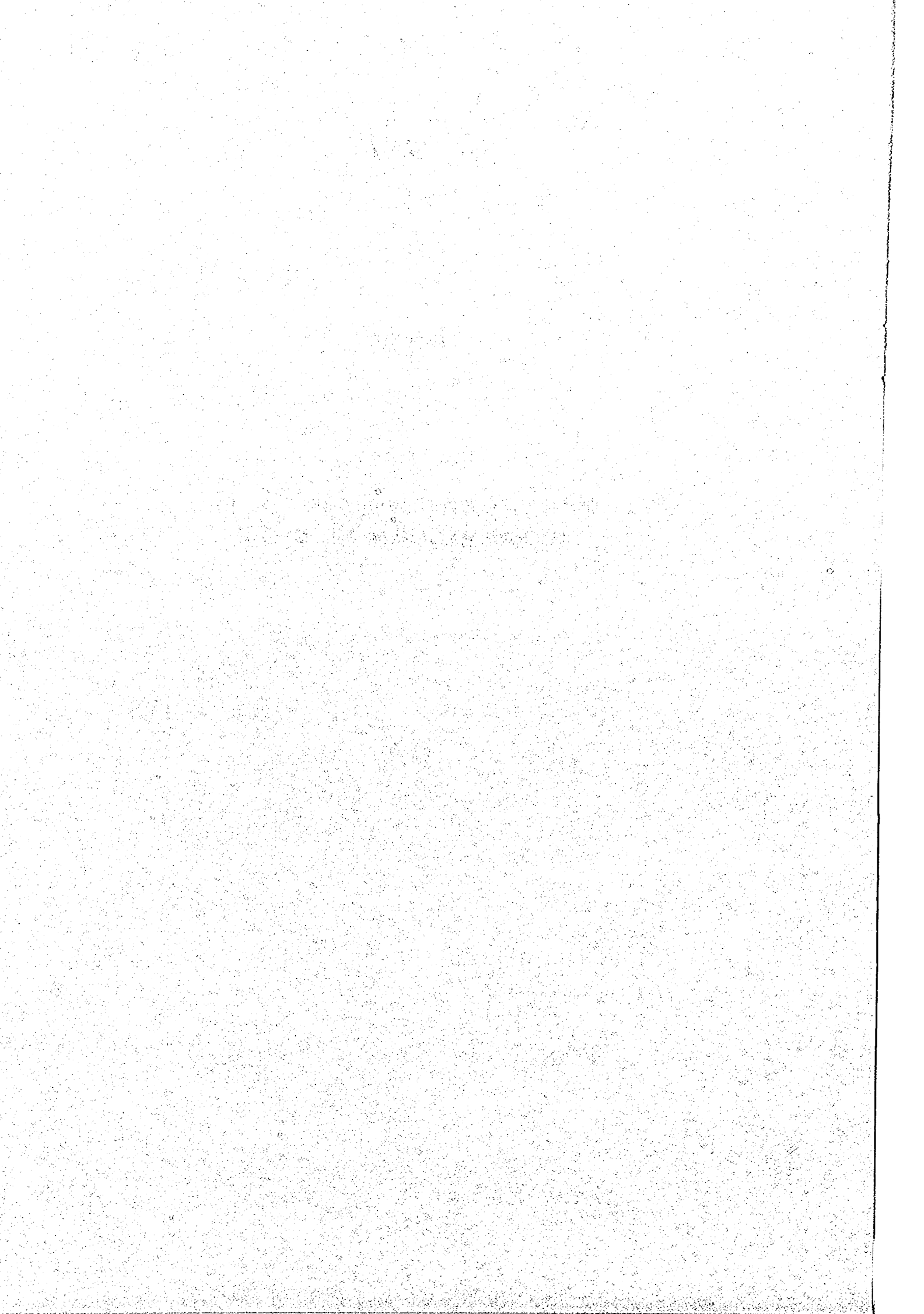
[参考文献]

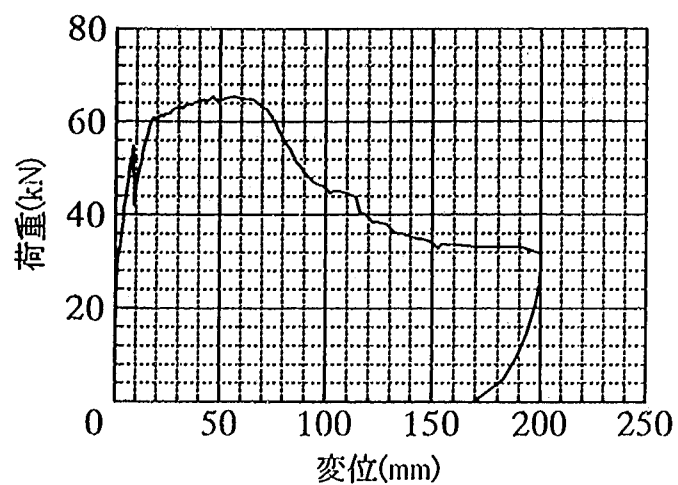
- 1) F. レオンハルト、E. メニッヒ (横道英雄監訳、成井信、上阪康雄、豊沢佳彦訳) : 鉄筋コンクリートの配筋、レオンハルトのコンクリート講座 3、pp.188-205、鹿島出版会。
- 2) Kramer, A.D. and Sharooz, B.M. : Seismic Response of Beam-Column Knee Connections, *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.3, pp.251-260, 1994.
- 3) Nilsson, I.H.E. and Losberg A.: Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment, *Journal of Structural Division, Proceedings of ASCE*, Vol.102, ST6, pp.1229-1254, June 1976.
- 4) 蟹江秀樹、鈴木基行、尾坂芳夫 : R C 部材接合部の耐力に関する実験的研究、土木学会年次講演会概要集
- 5) 小倉弘一郎、関根正孝 : 鉄筋コンクリート柱・はり接合部に関する研究の動向、コンクリート工学、Vol.19, No.9, pp.3-15, 1981.9.
- 6) 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.
- 7) Somerville, G. and Taylor, H. P. J. : The Influence of Reinforcement Deetailing on the Strength of Concrete Structures, *Structural Engineer*, Vol.50, No.1, pp.7-19, 1972.
- 8) Mayfield, B., Kong, F.K., Bennison, A. and Davis, J.C.D.T. : Corner Joint Details in Structural Lightweight Concrete, *Journal of ACI*, Vol.68, No.5, pp.366-372, 1971.
- 9) Noor, F. A. : Ultimate Strength and Cracking of Wall Corner, *Concrete*, Vol.11, No.1, pp.31-35, 1977.
- 10) Jackson, N. : Design of Reinforced Concrete Opening Corners, *Structural Engineer*, Vol.73, No.13, pp.209-213, 1995.
- 11) 小林茂敏、森濱和正、高橋正志 : 鉄筋コンクリート部材のせん断実験データ集、土木研究所資料第2045号、1984.
- 12) 長友克寛、角徹三、松原三郎 : 異形鉄筋の付着特性に及ぼす横方向引張応力の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.12-2, pp.491-496, 1990.
- 13) Mazzoni, S. Moehle, 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.
- 14) 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.
- 15) Paulay, T., Park, R. and Priestley, M. J. N. : Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Action, *Journal of ACI*, Vol.75, No.11, pp.585-593, 1978.11.
- 16) 角徹三、浅草肇 : 鉄筋コンクリート柱はり接合部の研究の動向、コンクリート工学、Vol.26, No.10, pp.14-22, 1988.
- 17) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、pp.151-169, 1990.
- 18) ACI 352R-85 : Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, 1985.
- 19) 津野和男、泉満明 : コンクリート構造物の隅角部設計法、土木技術第29巻, 11号、pp.28-34, 1974.
- 20) Park, R. and Pauley, T.: Reinforced Concrete
- 21) Orangun, C.O., Jirsa, J.O., and Breen, J.B.: A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices, *Journal of ACI*, Vol.74, No.3, pp.114-122, 1977.3.
- 22) コンクリート工学ハンドブック、日本コンクリート工学協会

- 23) 長谷川俊昭、塩屋俊幸、岡田武二：コンクリートの割裂引張強度に関する寸法効果、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.309-312, 1985.
- 24) 楠原文雄、塩原等：接合部破壊が先行するRC柱はり接合部の接合部せん断力と接合部破壊の因果関係、コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1005-1010, 1997.
- 25) 菅野谷敏彦、斉藤啓一、奥石逸樹、古谷時春：ハンチのついた部材における曲げの有効高さに関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.901-906, 1994.
- 26) 藤井学、三好迪男、広内徹、野村淳二：鉄筋コンクリートラーメンL型隅角部に関する実験的研究、セメント技術年報XIX、pp.559-564, 1965.

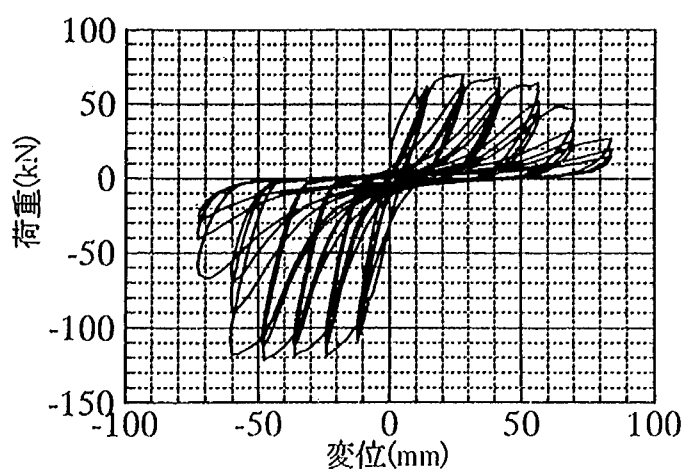
参考資料

供試体の荷重変位関係の履歴（図－参－１）
供試体のひび割れ状況（図－参－２）

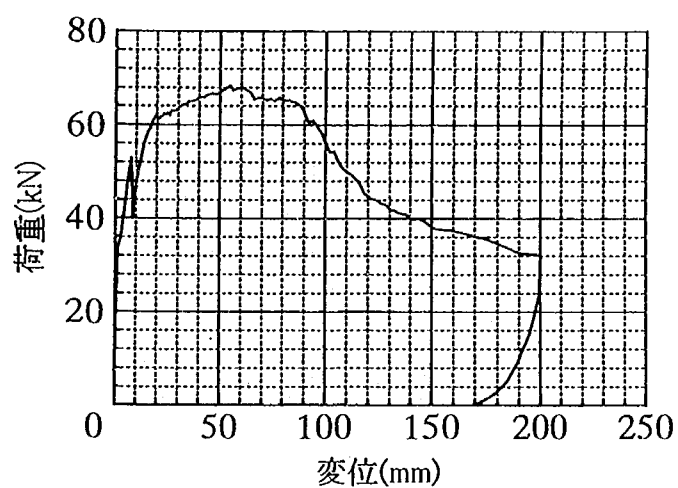




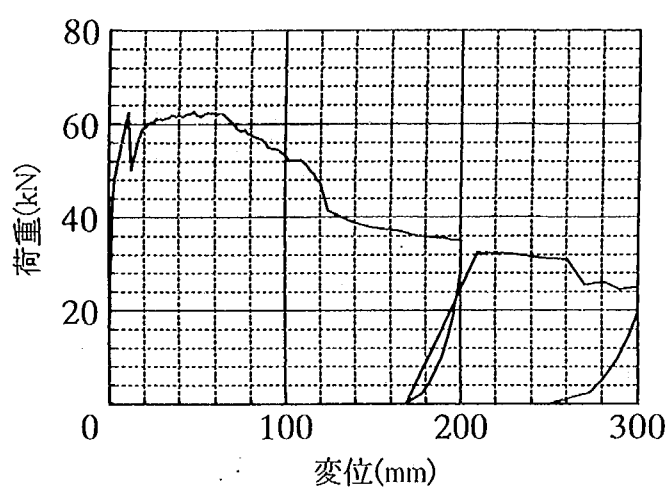
No.1



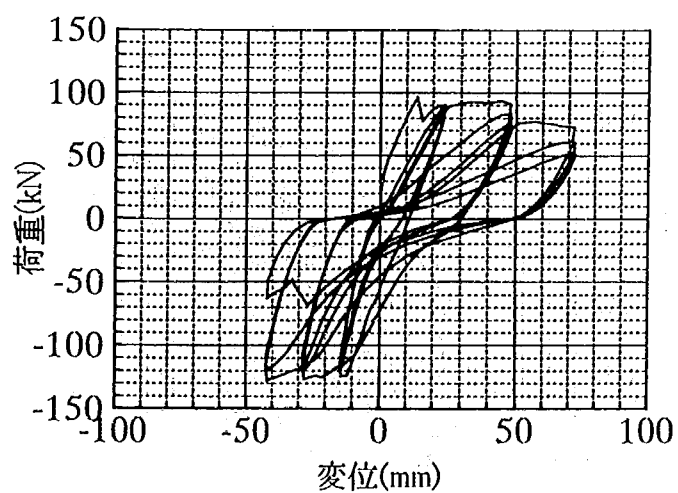
No.2



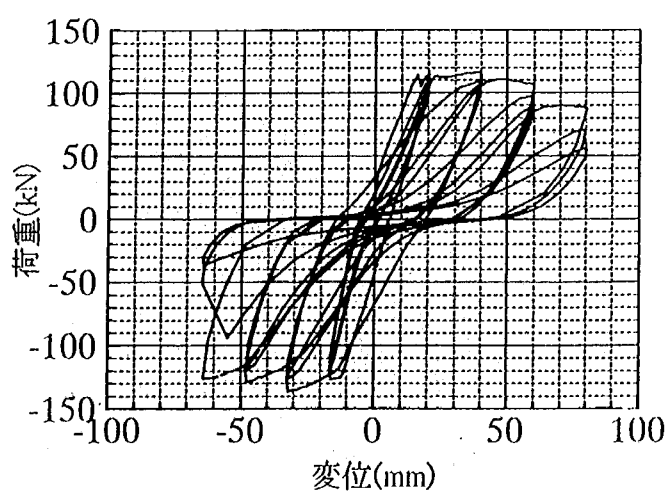
No.3



No.4

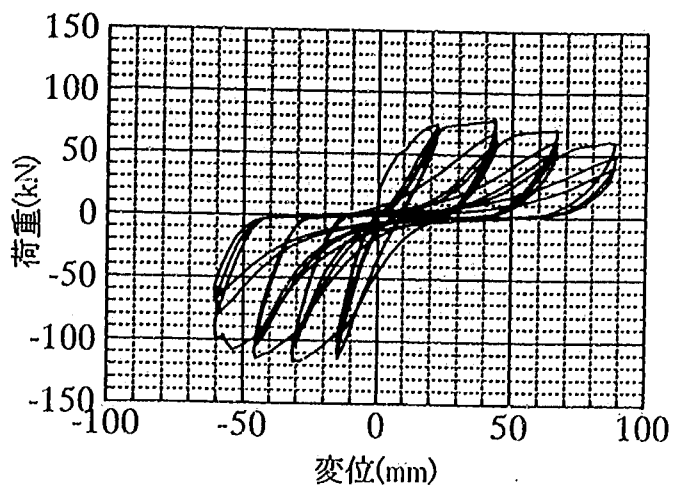


No.5

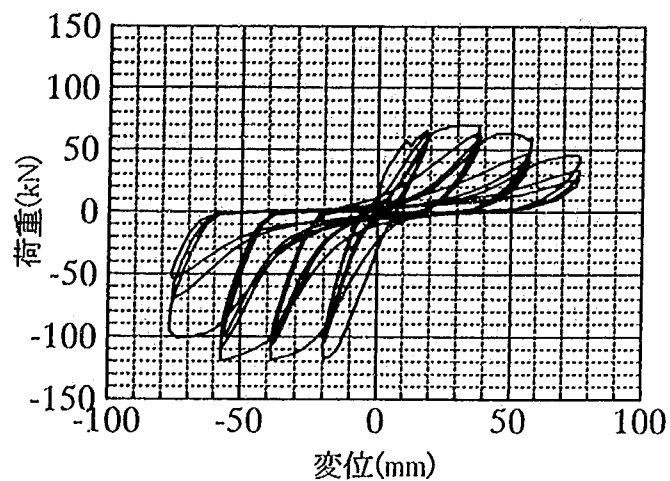


No.6

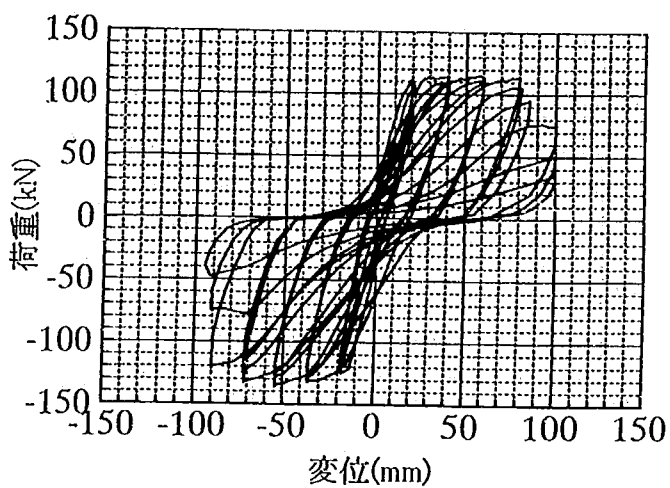
図一参一1 各供試体の荷重変位関係(その1)



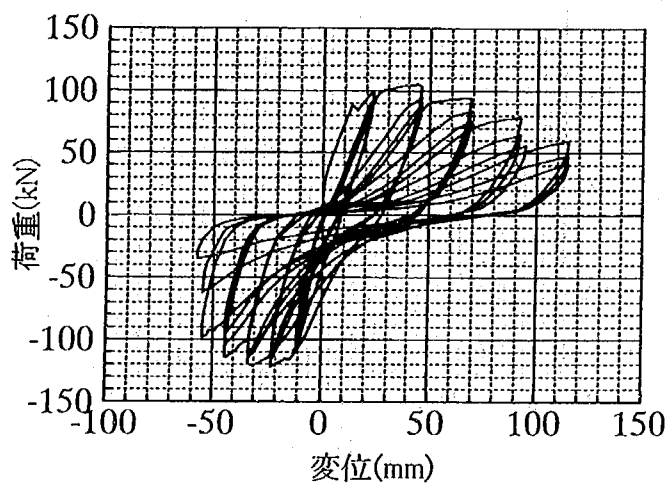
No.7



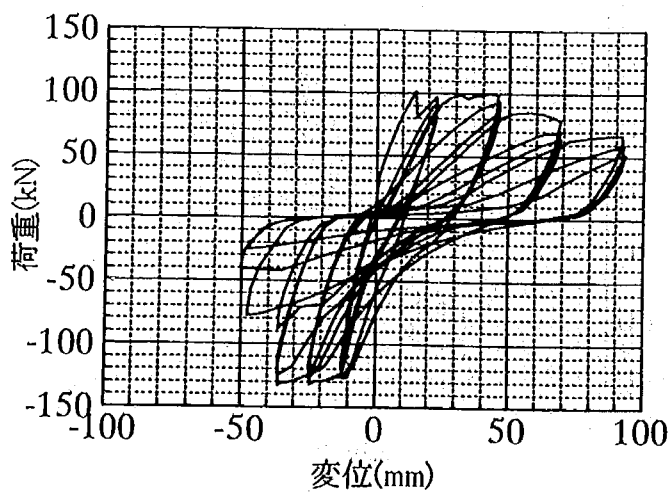
No.8



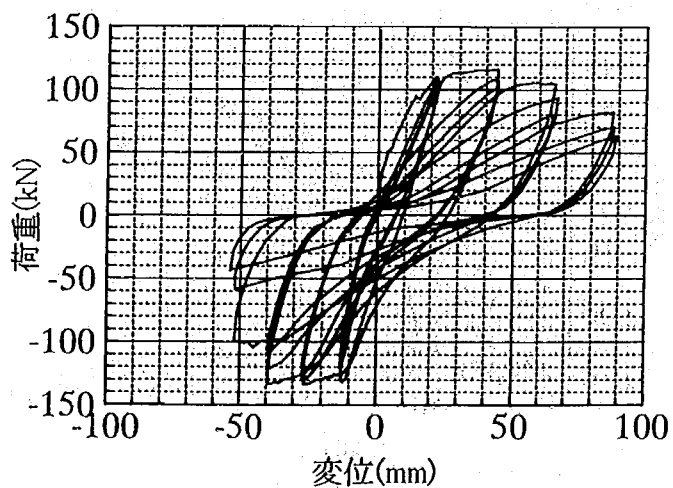
No.9



No.10

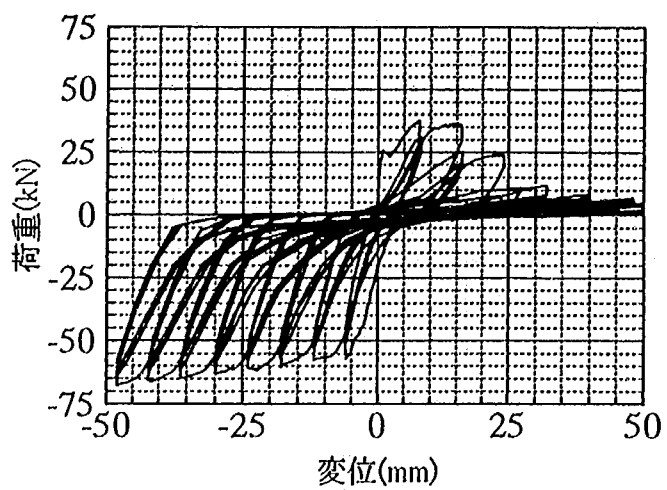


No.11

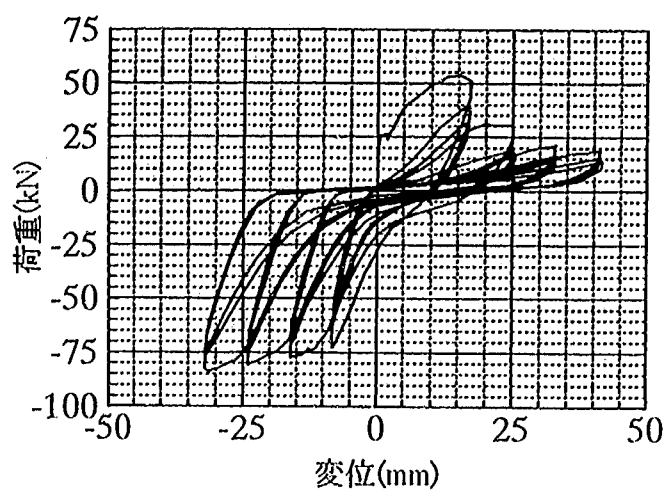


No.12

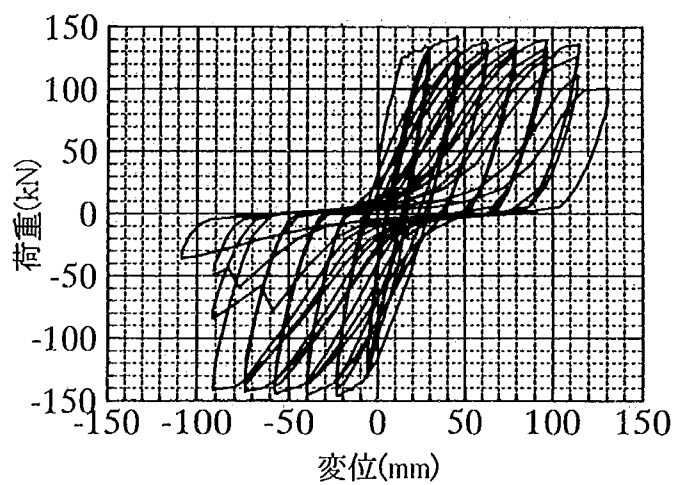
図一参一1 各供試体の荷重変位関係(その2)



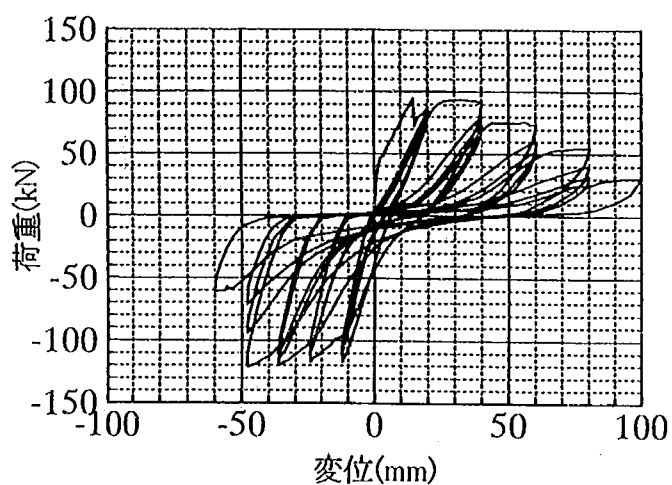
No.13



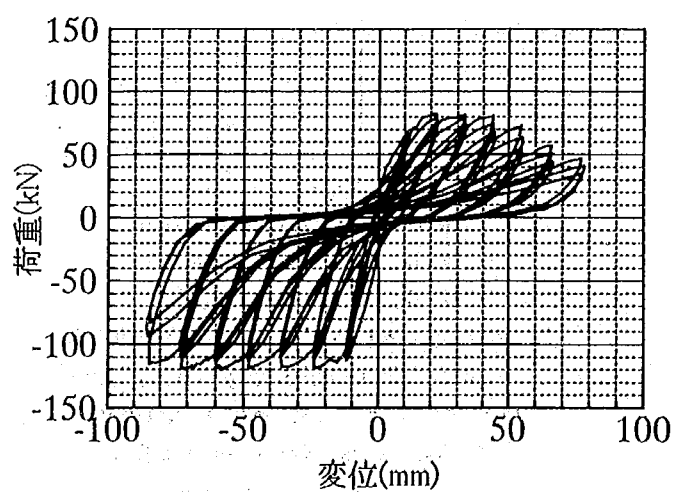
No.14



No.15



No.16



No.17

図-参-1 各供試体の荷重変位関係(その3)

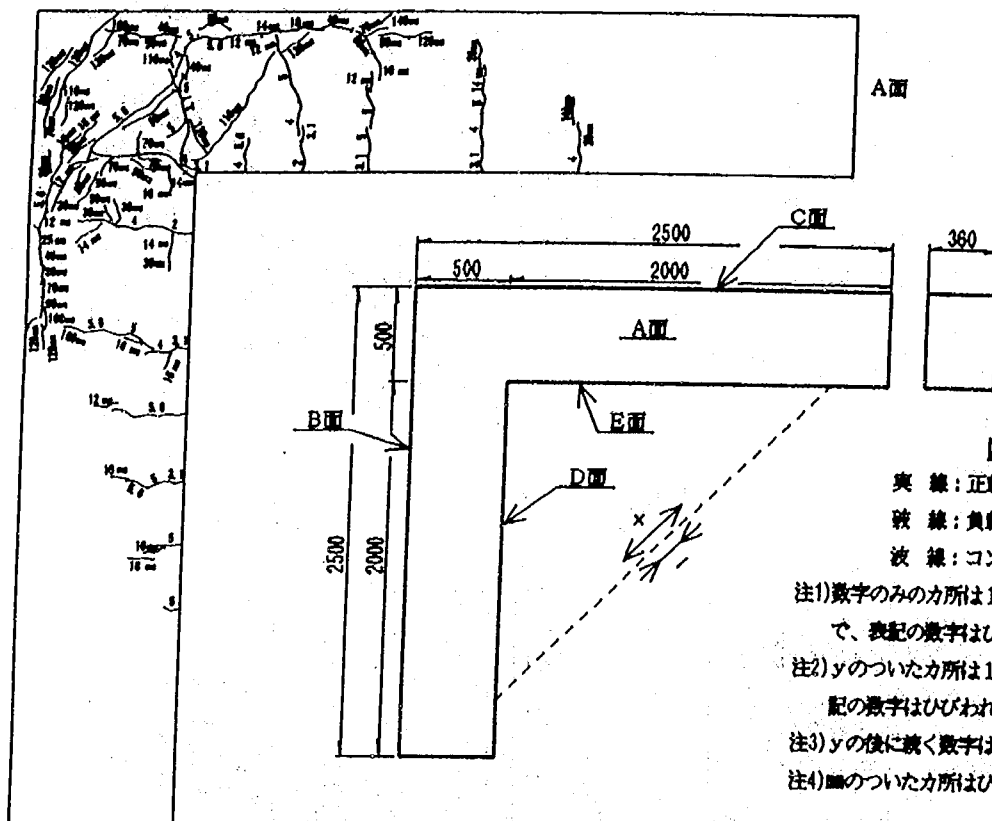


図-参-2-1 供試体 No. 1 ひび割れ図

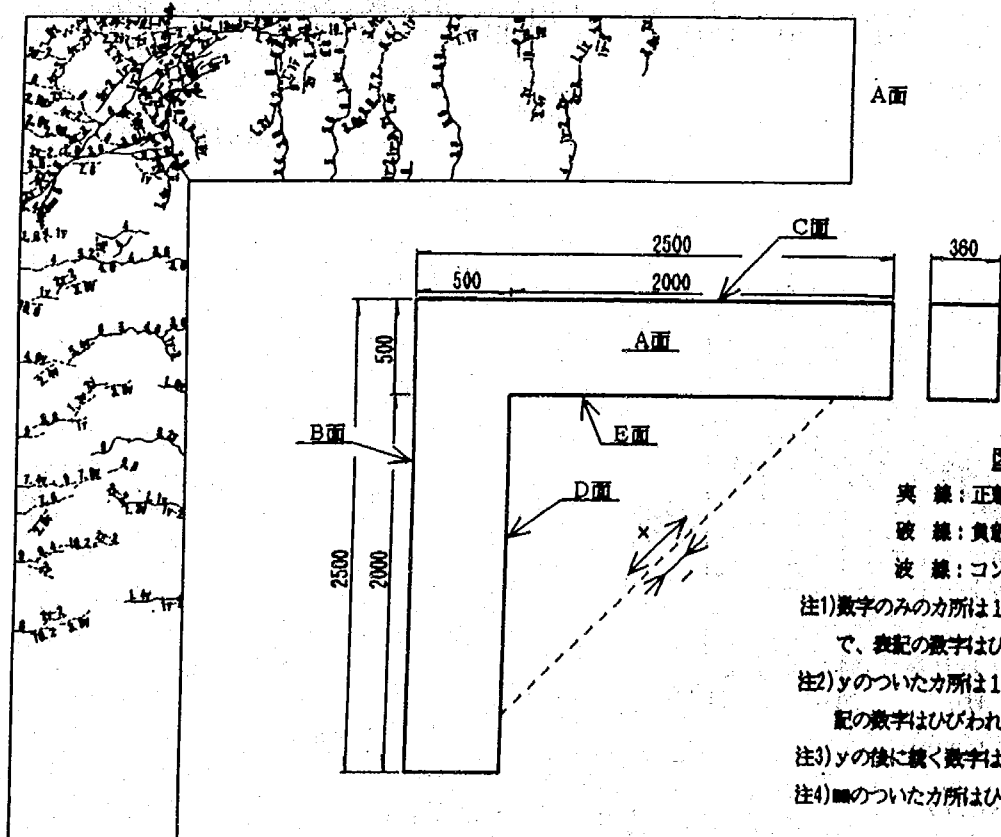
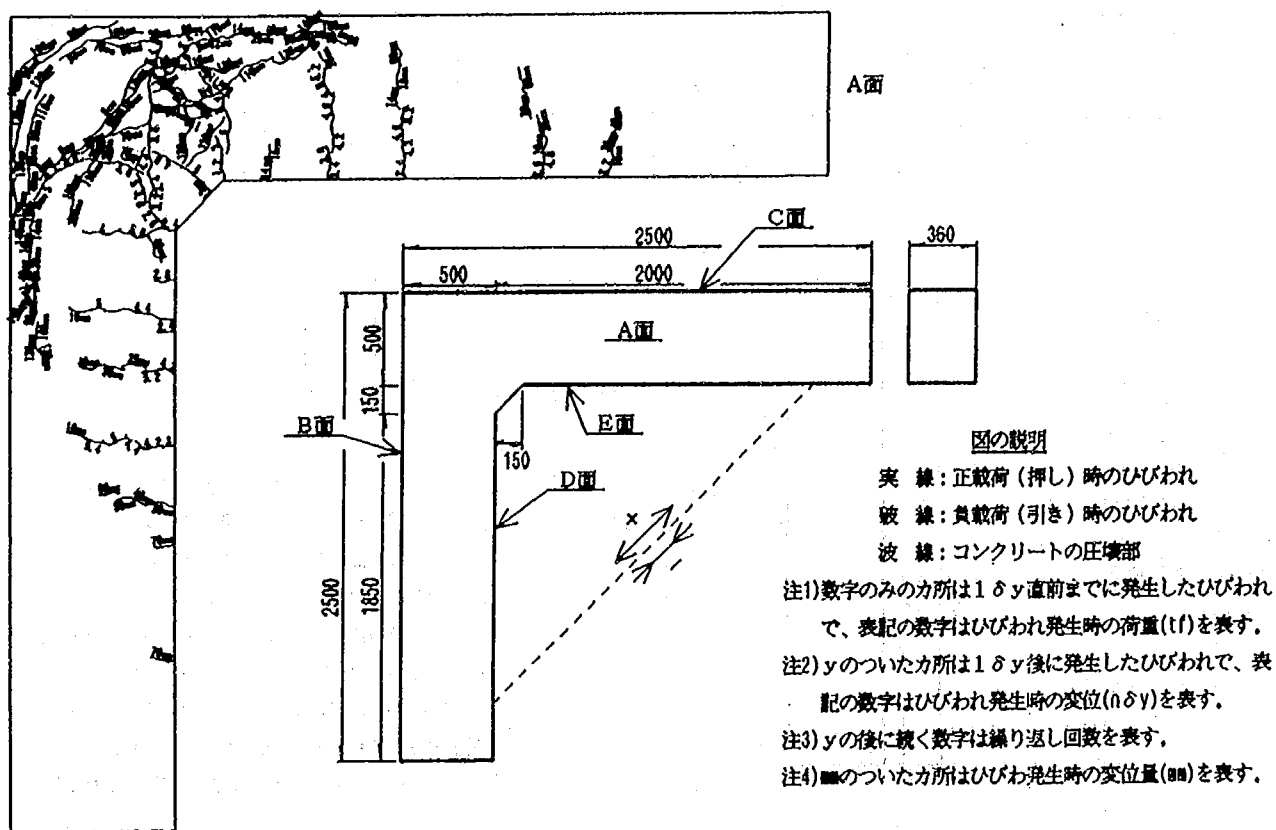
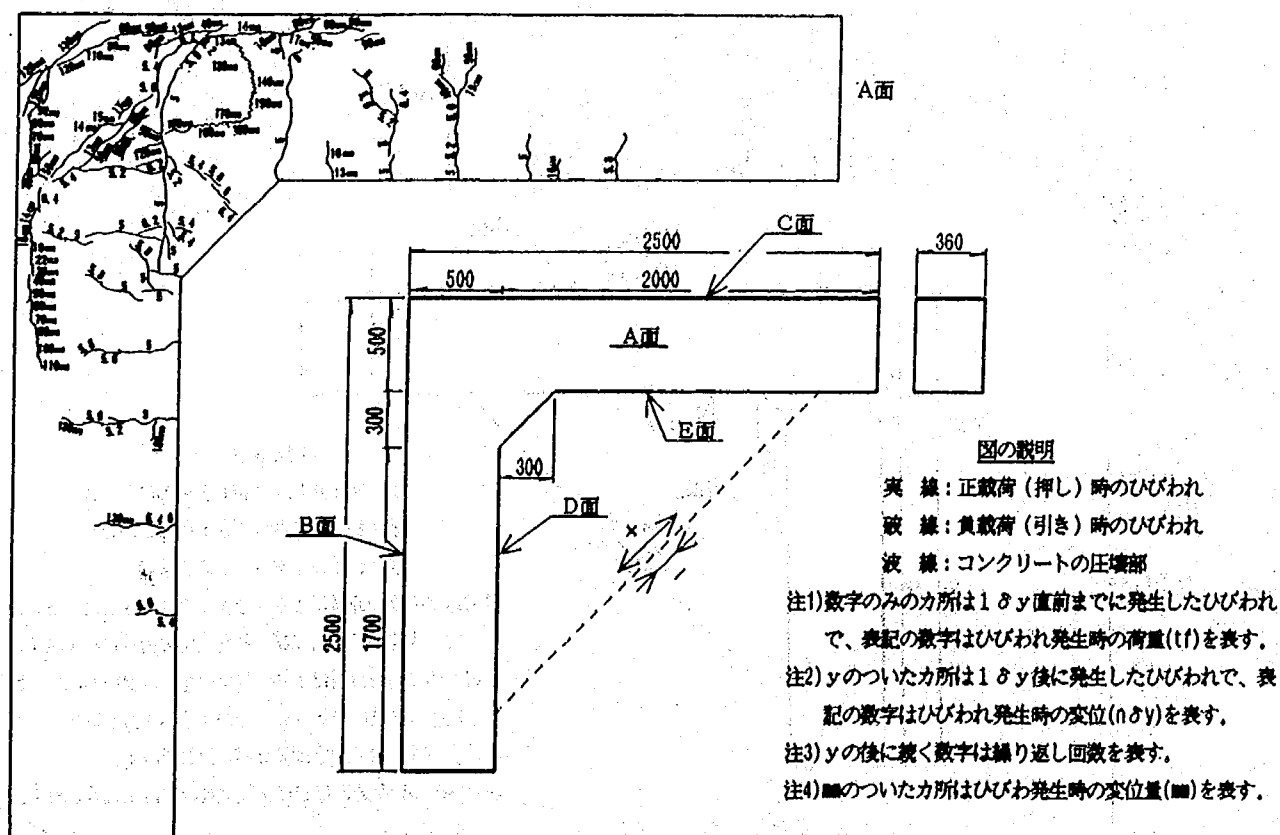


図-参-2-2 供試体 No. 2 ひび割れ図



図一参-2-3 供試体 No. 3 ひび割れ図



図一参-2-4 供試体 No. 4 ひび割れ図

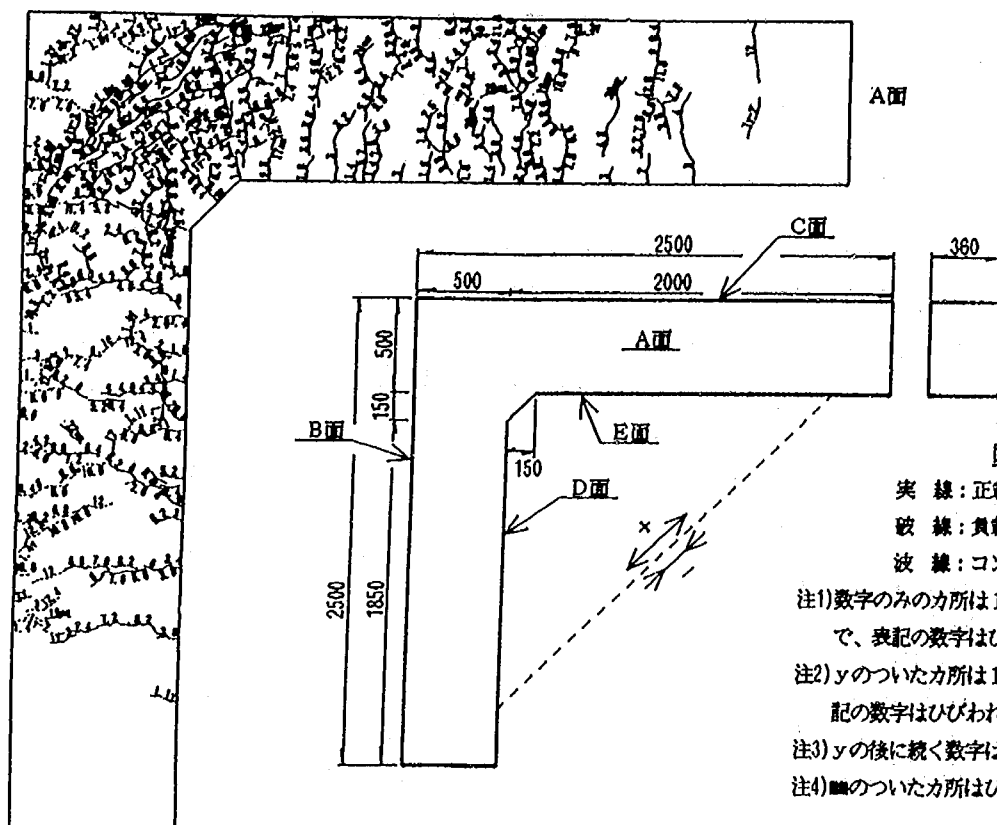


図-参-2-5 供試体 No. 5 ひび割れ図

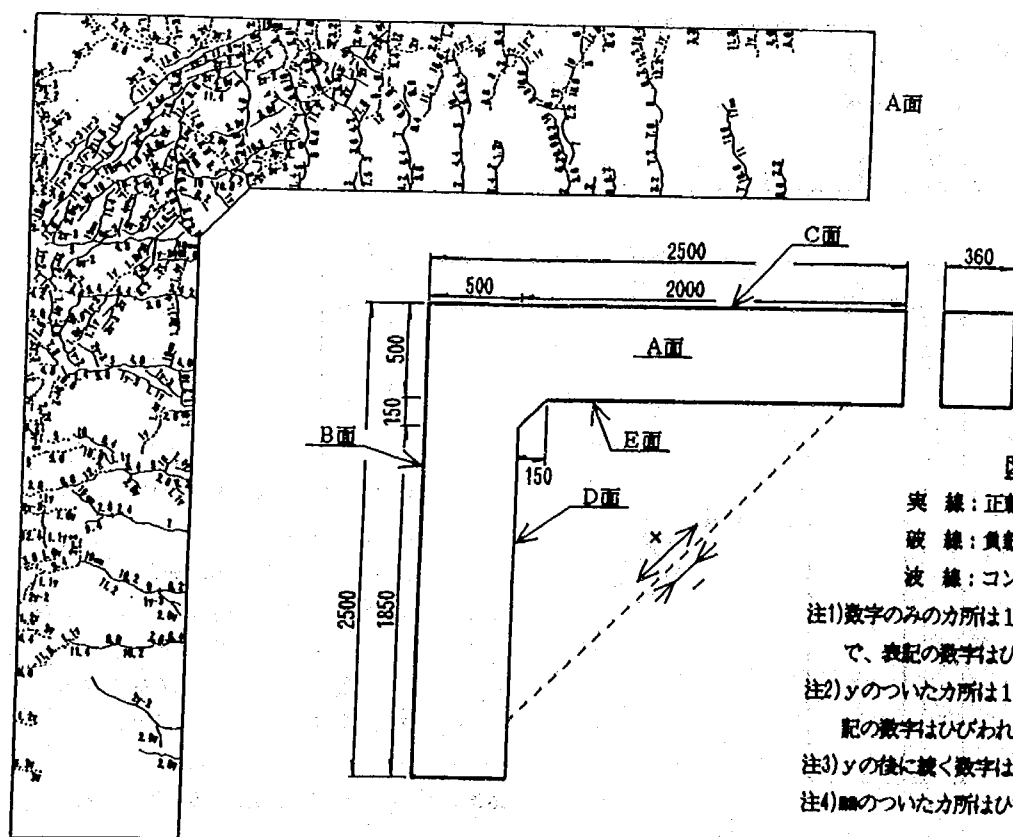


図-参-2-6 供試体 No. 6 ひび割れ図

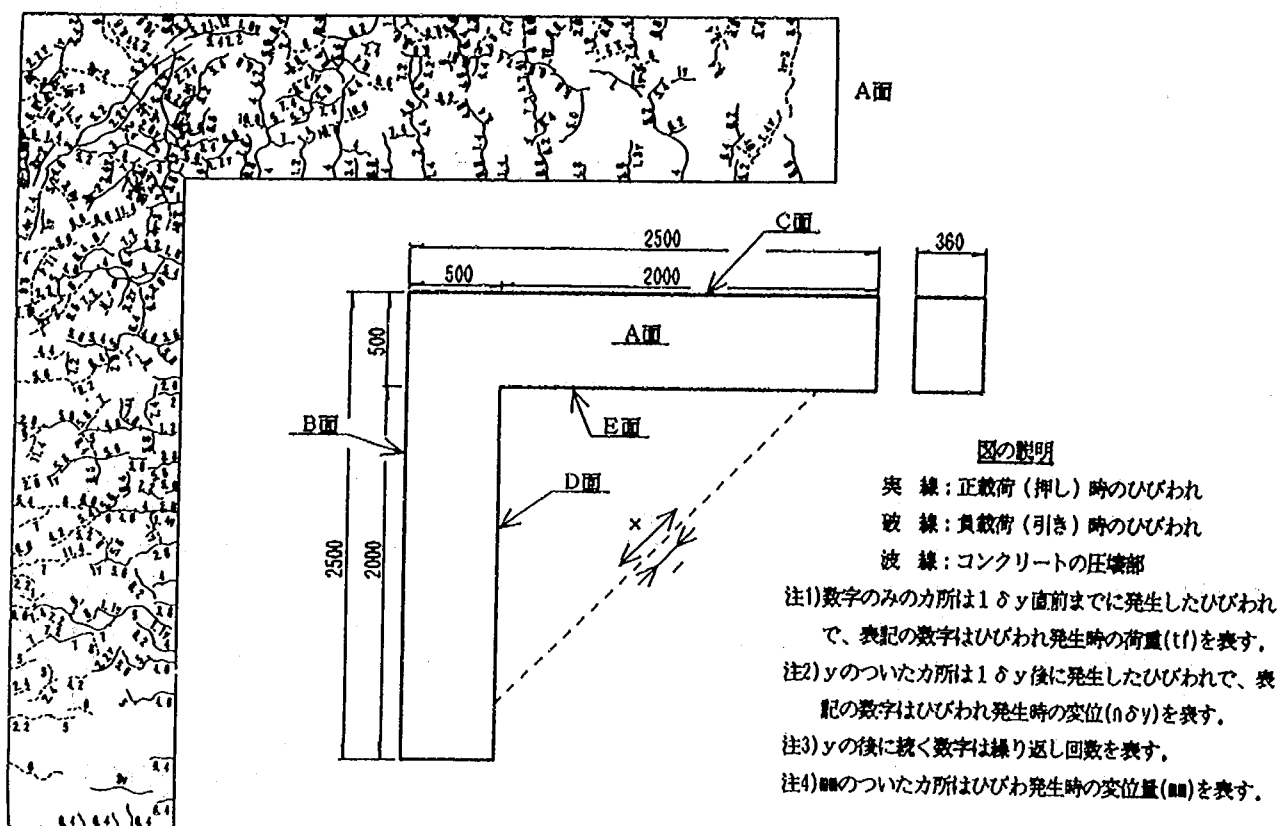


図-参-2-7 供試体 No. 7 ひび割れ図

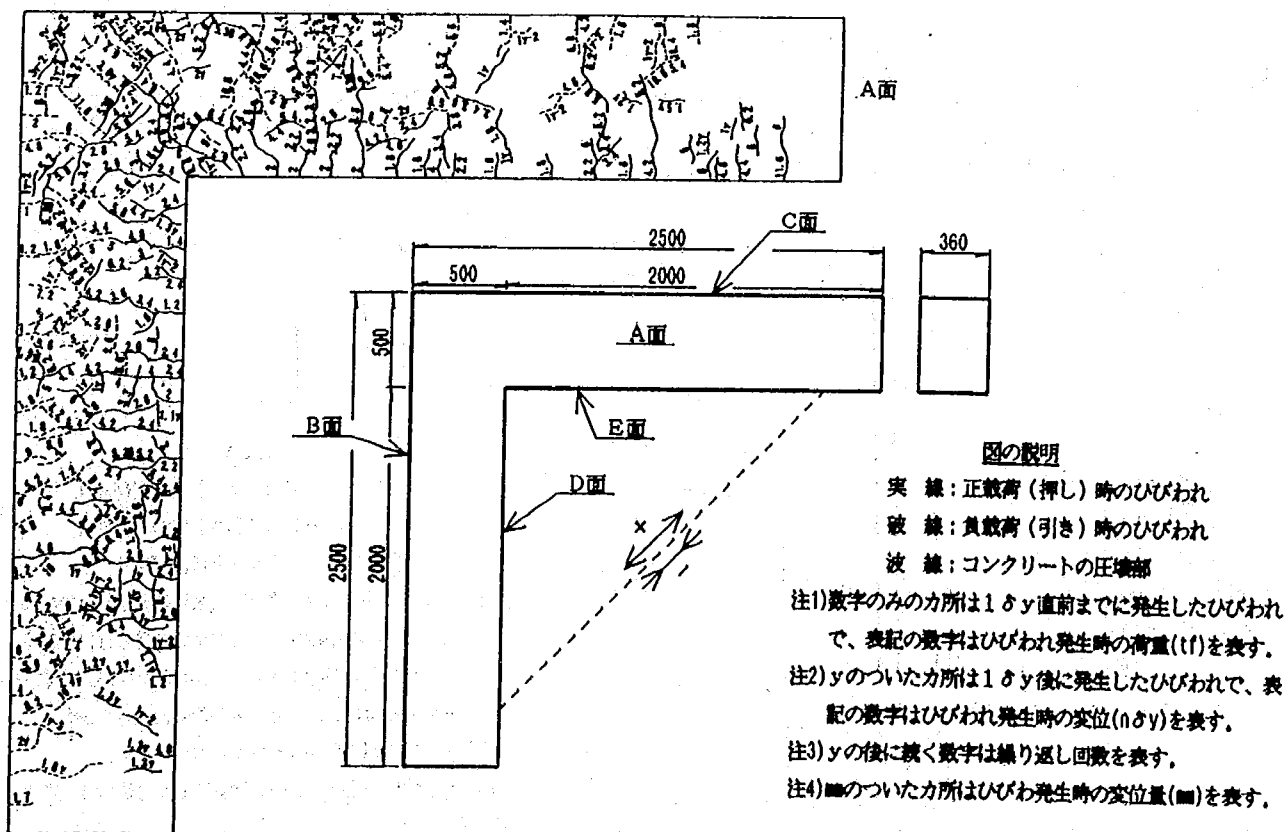
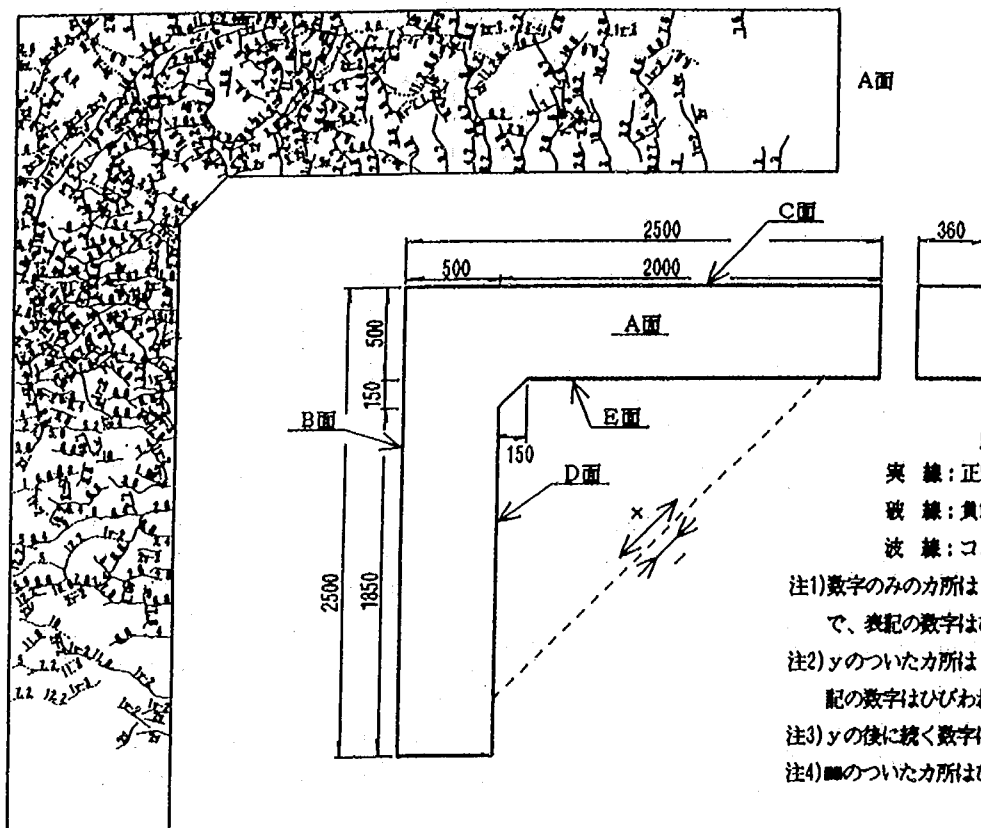
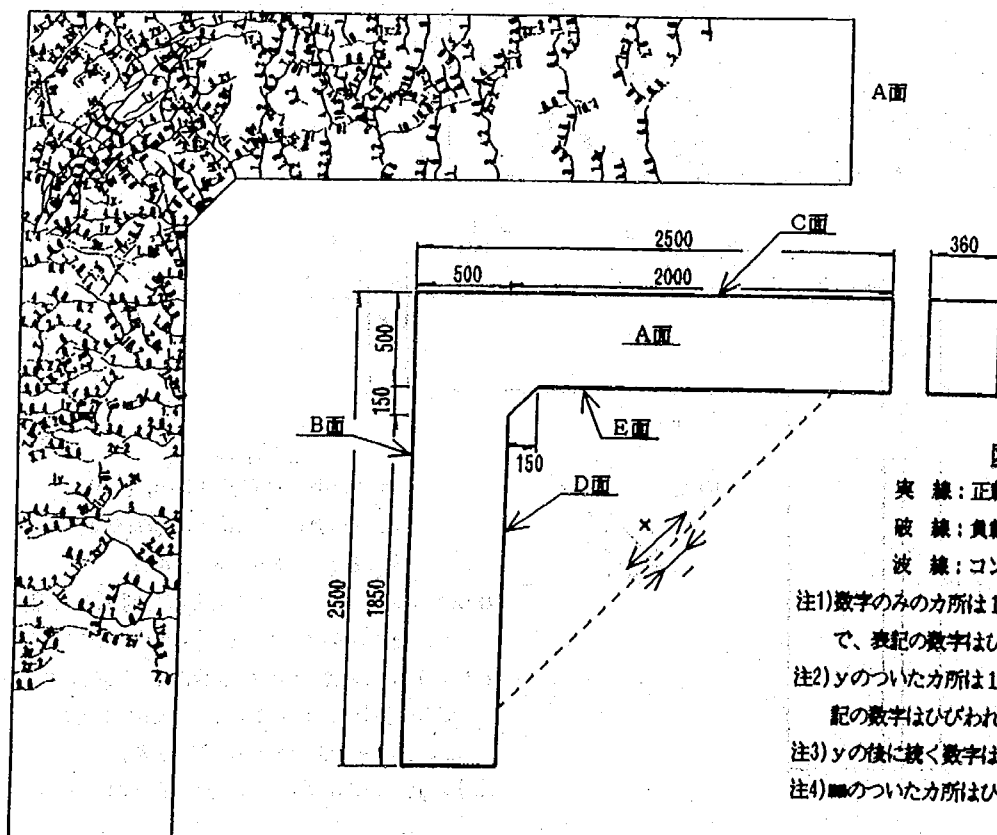


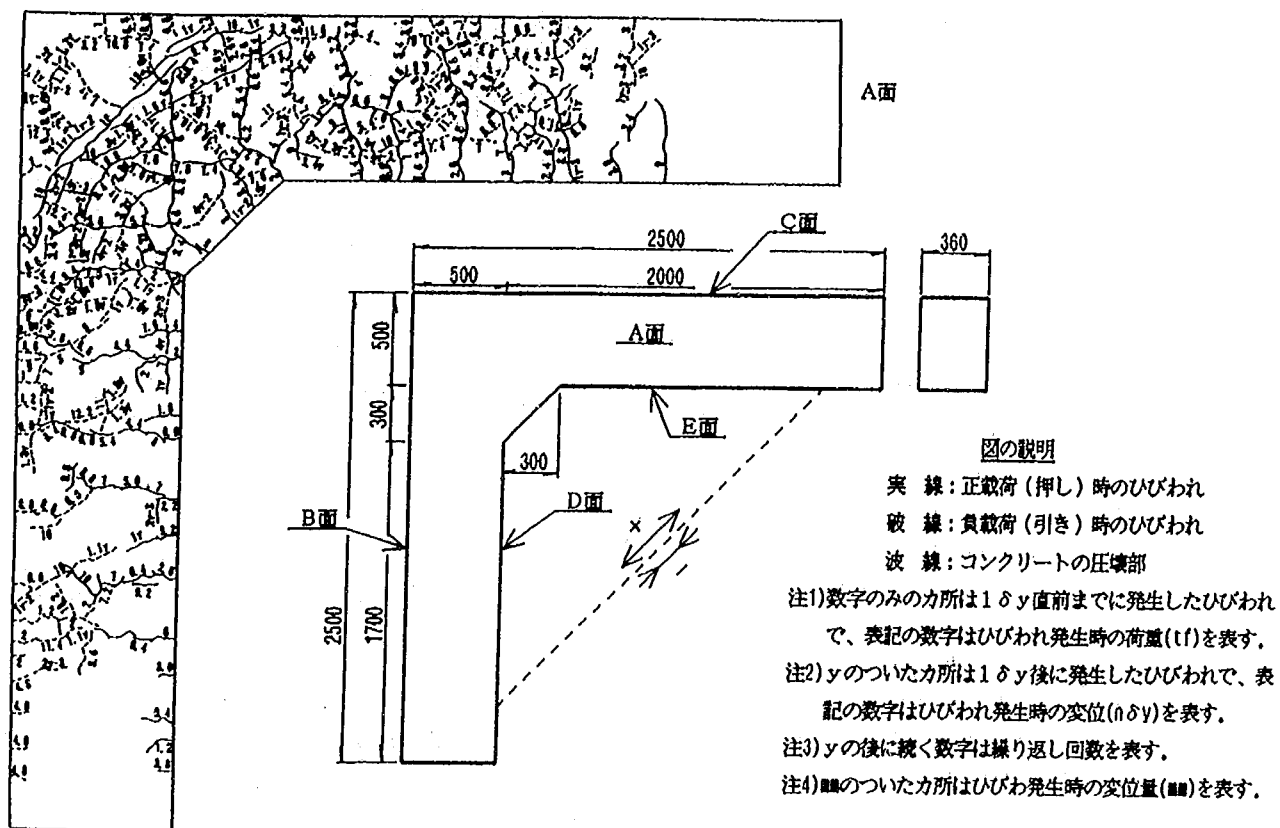
図-参-2-8 供試体 No. 8 ひび割れ図



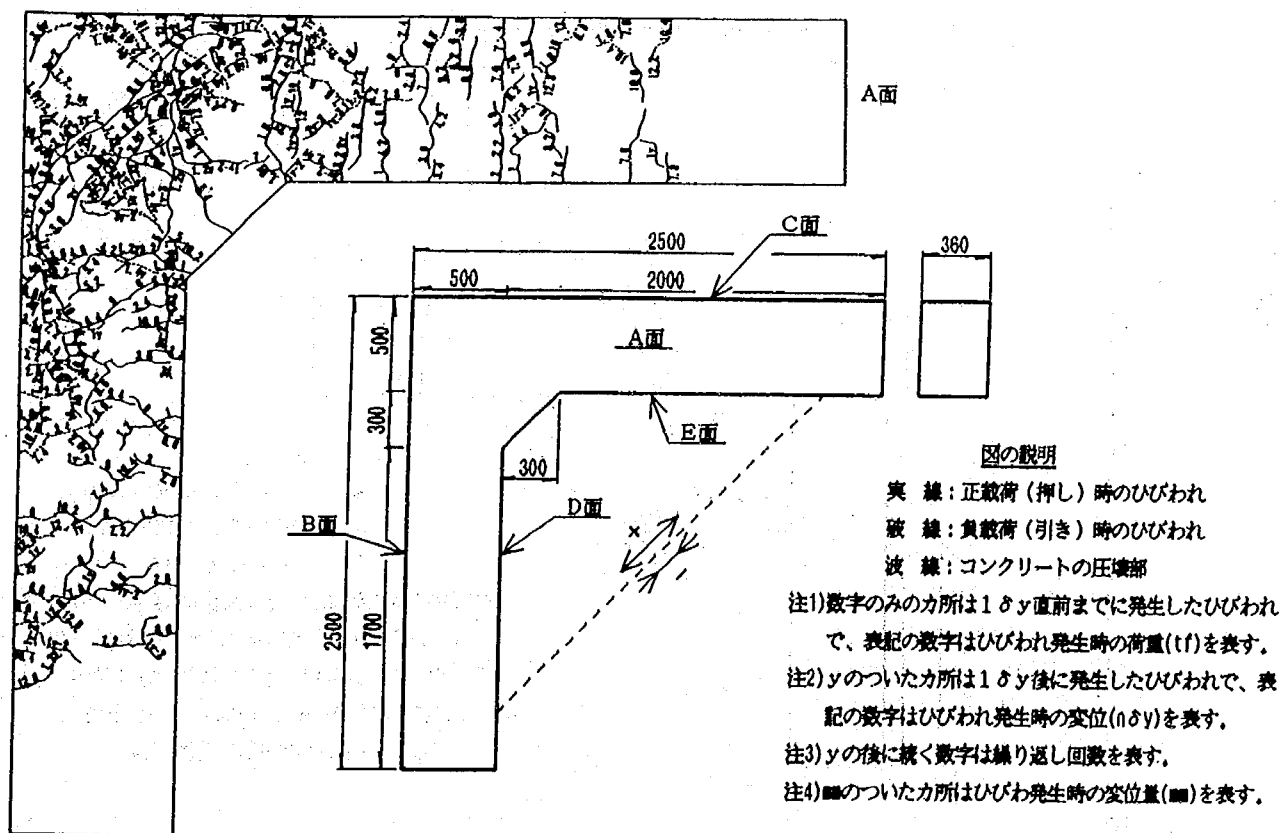
図一参-2-9 供試体 No. 9 ひび割れ図



図一参-2-10 供試体 No. 10 ひび割れ図



図一参-2-11 供試体 No. 11 ひび割れ図



図一参-2-12 供試体 No. 12 ひび割れ図

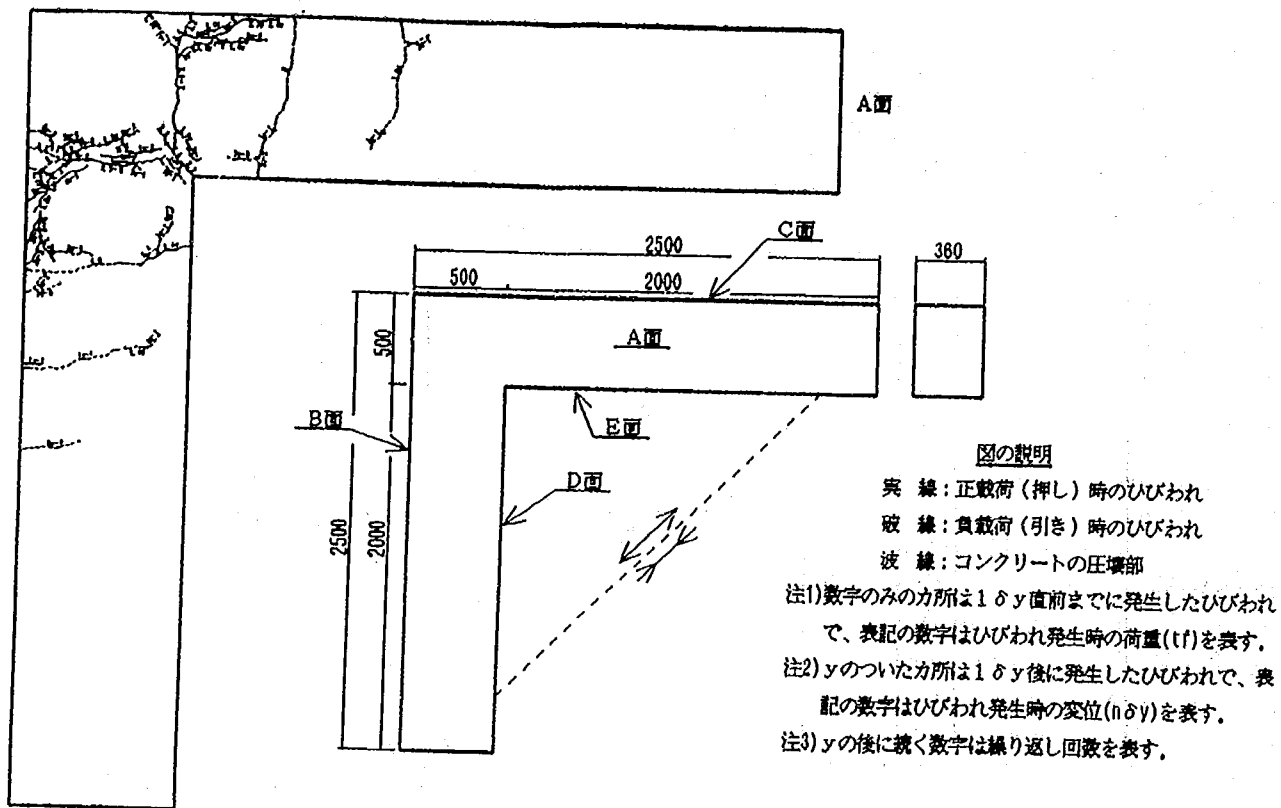


図-参-2-13 供試体 No. 13 ひび割れ図

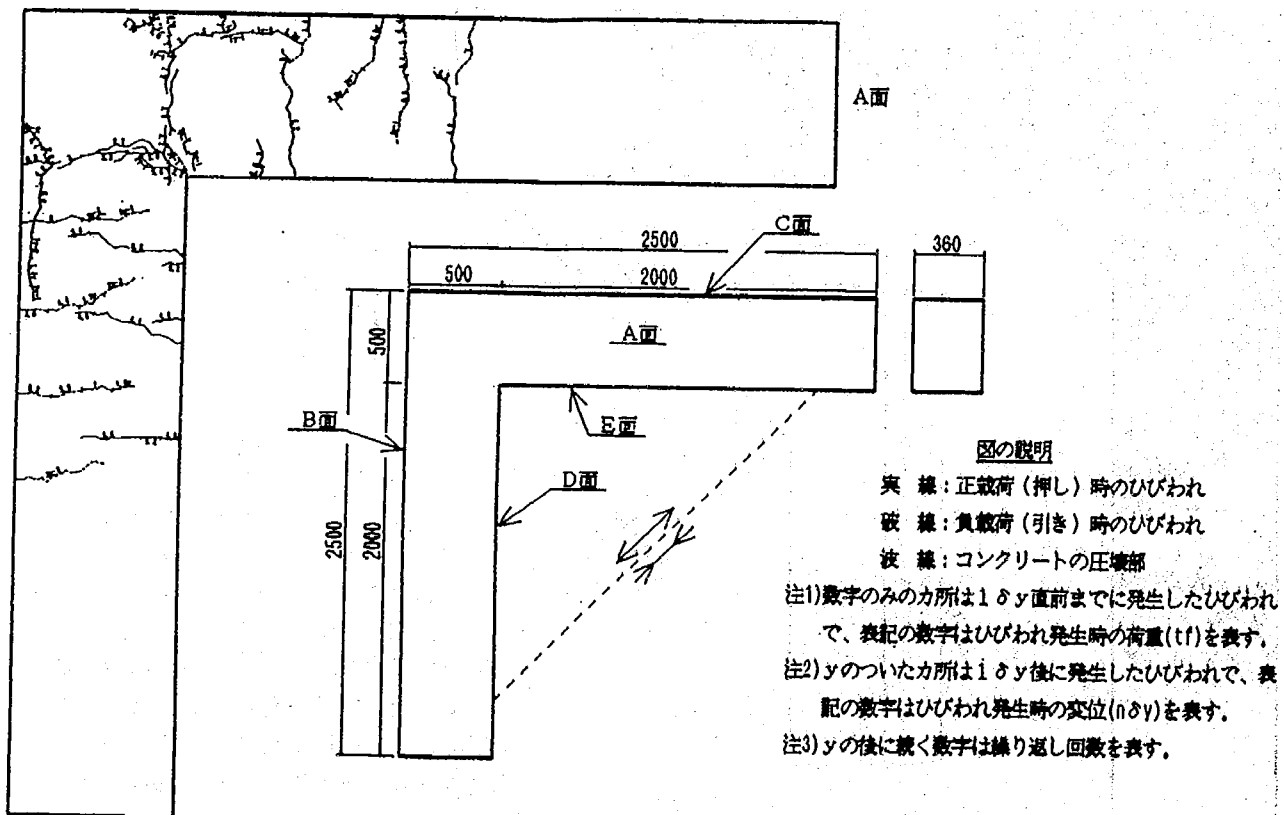
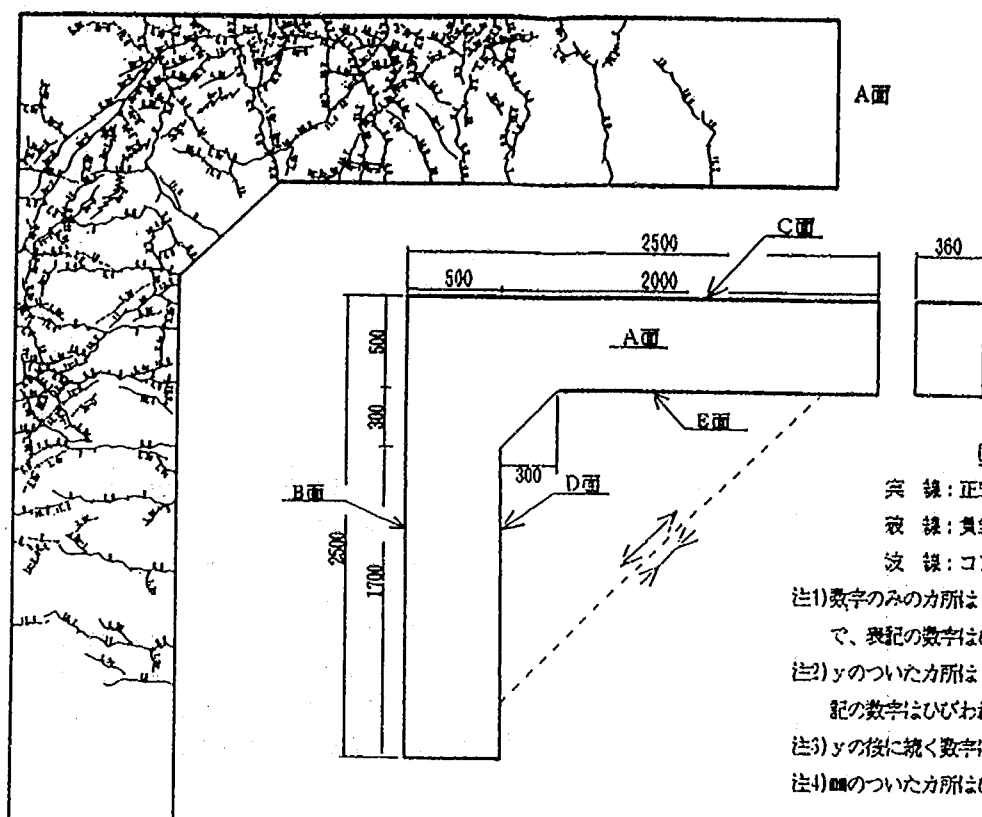
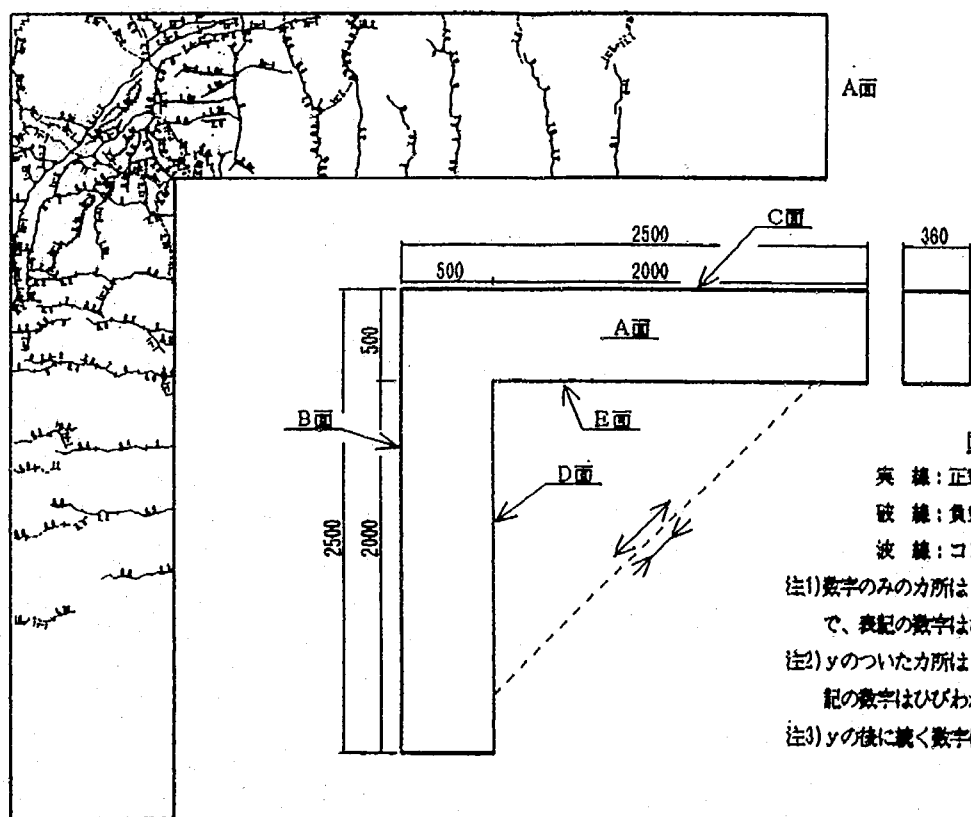


図-参-2-14 供試体 No. 14 ひび割れ図



図一参-2-15 供試体 No. 15 ひび割れ図



図一参-2-16 供試体 No. 16 ひび割れ図

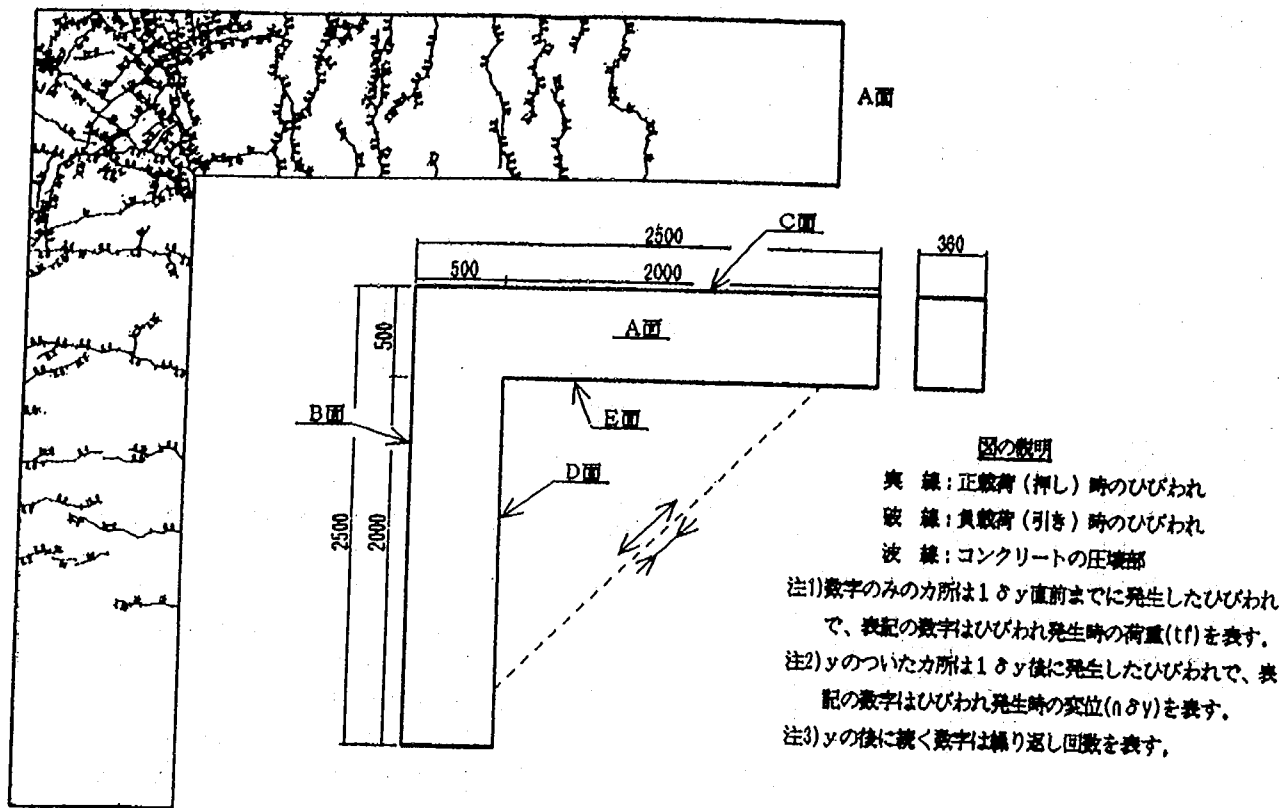


図-参-2-17 供試体 No. 17 ひび割れ図