



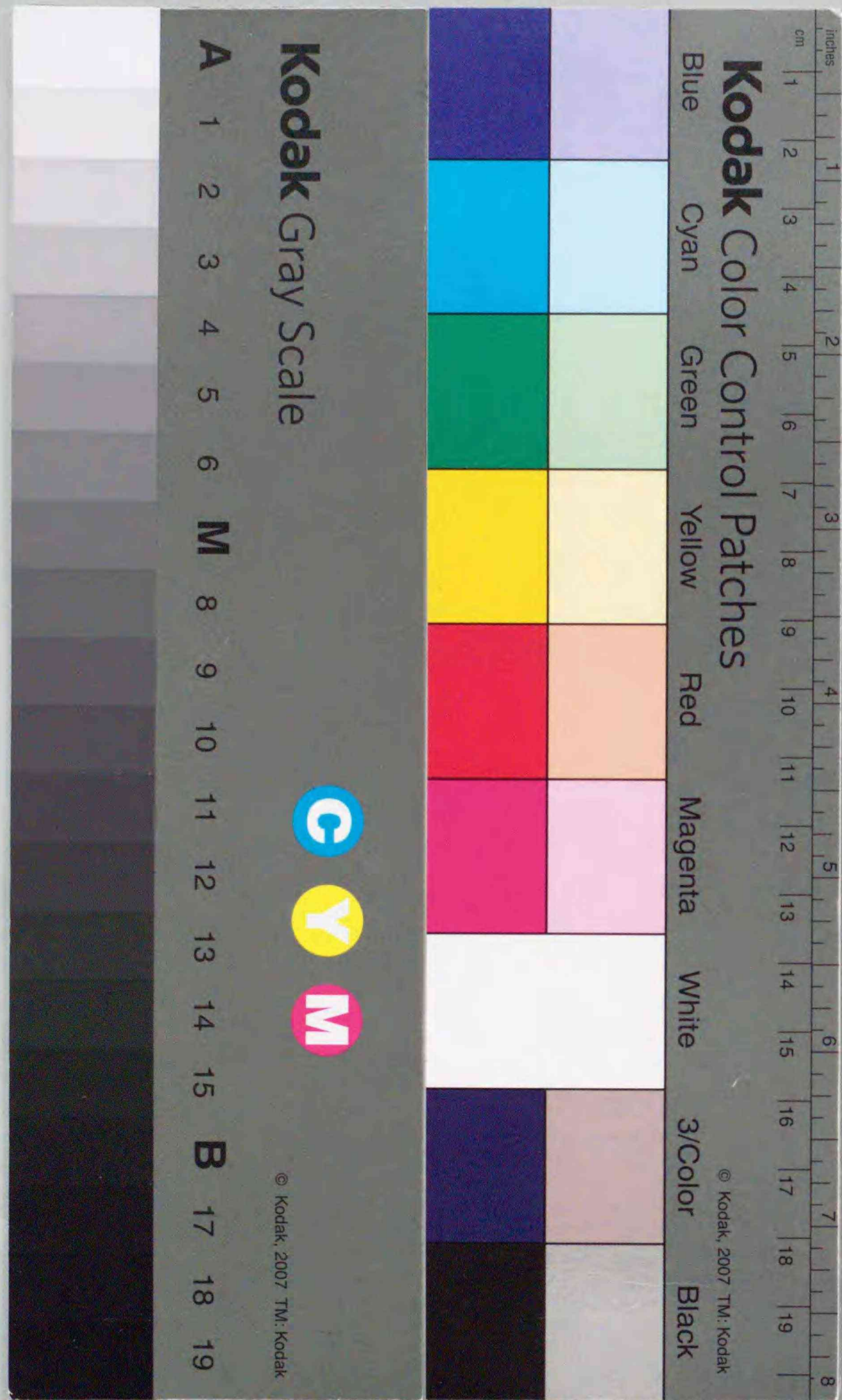
HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断抵抗機構に関する研究
Author(s)	後藤, 康明
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第4739号
Issue Date	1995-03-24
DOI	https://doi.org/10.11501/3101635
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/50177
Type	doctoral thesis
File Information	000000285197.pdf



鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の
剪断抵抗機構に関する研究

後藤 康明



①

鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の 剪断抵抗機構に関する研究

1995年3月

後藤 康 明

第1章 緒論	
第1節 概論	1
第2節 研究の現状	
1. 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の破壊性状	
(1) 概説	5
(2) 内部柱梁接合部の破壊形式	8
(3) 柱梁接合部の破壊性状が骨組に与える影響	11
2. 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断耐力	
(1) 概説	11
(2) 柱梁接合部の剪断耐力に関する研究	12
(3) 柱梁接合部内での応力伝達機構に関する研究	14
(4) 柱梁接合部の復元力特性に関する研究	15
第3節 研究の目的	25
第4節 用語の説明	27
参考文献	31
第2章 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断耐力に関する実験資料の統計的検討	
第1節 概説	33
第2節 柱梁接合部の耐力に影響を与える要因	
1. 柱梁接合部剪断終局耐力	
(1) コンクリート強度の影響	44
(2) 接合部補強筋の影響	45
(3) 梁主筋の付着性状の影響	46
(4) 剪断余裕度(梁主筋量)の破壊形式に対する影響	47
(5) 軸力の影響	49
(6) 接合部形状の影響	49
(7) 直交梁の影響	49
2. 接合部剪断初亀裂耐力	50
第3節 まとめ	61
参考文献	63
第3章 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の実験	
第1節 実験概要	
1. 実験変数の設定	65
2. 実験で得られたデータの処理	66
第2節 柱梁接合部剪断破壊先行型骨組架構の加力実験	
1. 実験の目的	69
2. 実験計画	69
3. 実験結果	71
第3節 梁降伏先行型骨組架構の加力実験	
1. 実験の目的	85
2. 実験計画及び実験結果	
(1) B8シリーズ	86
(2) B14シリーズ	90
第4節 まとめ	105
参考文献	109

第4章 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の破壊機構の推定	
第1節 接合部剪断初亀裂耐力	110
第2節 梁主筋付着性状の推移	
1. 概説	115
2. 梁主筋降伏前の付着性状	116
3. 梁主筋が降伏した後の付着性状	117
4. 柱梁接合部の破壊性状と梁主筋付着状況の検討	118
第3節 柱梁接合部内での応力の伝達	
1. 概説	125
2. 鉄筋力実験値による検討	126
3. 接合部内に作用する水平力	127
4. 梁端に発生する圧縮力による接合部の拘束	129
5. 接合部内に作用する鉛直力	130
第4節 接合部の剪断耐力を決定する条件	
1. 接合部剪断破壊先行型試験体	137
2. 梁降伏先行型試験体	147
3. 接合部対角圧縮ストラット有効面積	150
第5節 まとめ	165
参考文献	166
第5章 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の応力-変形関係のモデル化	
第1節 概説	167
第2節 接合部剪断初期剛性	169
第3節 第2剛性(接合部剪断亀裂発生後の剪断剛性)	172
第4節 内部柱梁接合部の剪断応力度-剪断変形角関係のモデル化	178
第5節 まとめ	190
参考文献	191
第6章 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の設計に対する提言	
第1節 概説	192
第2節 柱梁接合部の変形を含む骨組の変形	
1. 変形成分	194
2. 梁端部での梁の剛体回転変形	195
第3節 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の設計	204
第4節 まとめ	216
参考文献	218
第7章 結 論	219
付 録	
1. 諸外国の柱梁接合部設計規定	付-1
2. 一般部材の剪断応力伝達機構	付-4
謝 辞	

第1章

緒 論

第1章 緒 論

第1節 概 論

近年、鉄筋コンクリート構造物の耐震設計は、部材の降伏ヒンジ発生位置を予定した崩壊機構時の終局強度に基づく設計法に移行しつつある。その背景には、過去の研究の蓄積によって鉄筋コンクリート部材や架構の弾塑性挙動がかなりの精度で把握できることや、各種の破壊モードに対する耐力の算定方法が確立されてきていることが挙げられる。

わが国では建築物が建てられる地域で起こり得る最大級の地震動に対して一般の建物を弾性設計することは経済的に得策とならないため、建物の損傷については許容するが人命に危惧を与えるような崩壊を避けるように設計している。構造物が塑性変形することによって地震動のエネルギーを消費するが、変形能の高い塑性ヒンジを骨組内に適確に配置することによってエネルギー吸収の大きな崩壊機構を設定できれば、建物は倒壊に至らないものと考えられる。しかし、そのためには骨組を構成する部材の耐力や変形性能について破壊時までの特性が把握できていることが必要条件である。

鉄筋コンクリート造柱梁架構では、地震時の崩壊型としては大きなエネルギー吸収が得られる梁降伏型を指向することを原則としているが、これを保証するためには柱・梁部材およびその接合部の耐力式や変形性能の信頼性を検証する必要がある。柱・梁などの線材の研究は古くから多数行われ、その曲げや剪断に対する耐力評価式や変形挙動の推定はかなりの精度で得られるレベルに至っている。また、近年の鉄筋コンクリート構造の高層建物への応用に伴う高強度材料を使用した場合にも、耐力評価式・靱性評価等の適用性に関する多くの研究がなされている。これに対して、柱と梁の部材の接合部位である柱梁接合部については、わが国において最近までその設計規定がなかったばかりか、現在において世界的にもその破壊機構を含む応力伝達機構に関する統一した見解が得られていない状況にある。

鉄筋コンクリート造柱梁接合部についての設計が行われていないにもかかわらず地震による接合部の被害報告がきわめて少ない状況の原因として、建物外周の接合部を除けば直交梁や仕上げ部材等で被害状況が発見されにくいことの他に、わが国では関東大震災後に地震力に対する設計規定が導入されて、比較的大断面の柱が使用されていたことや、内柱では直交方向に梁が取り付くことで周りからの拘束力が大きいことにより接合部耐力が上昇して、実際に柱梁接合部の被害が少なかったことが考えられる。しかし、接合部の配筋が施工上繁雑となり現場サイドの判断で変更されやすいことや、上述したように柱や梁の設計が精度良くできるようになったことを考えると、柱梁接合部についても合理的な設計法の確立が急務であることがわかる。さらに最近の高強度材料の実用化に伴い部材断面の縮小化によって応力レベルが高まる結果、今まで潜在化していた接合部の損傷が顕在化す

る可能性も高まっていると考えられる。柱梁接合部に本来的に要求される機能は、接合部自身の破壊が生じることなくこれに接合する柱や梁部材の設計耐力が発揮することを保証することである。

柱梁接合部は立体的な建築物の骨組における位置によって形状は様々である。平面骨組で考えても内部柱の十字形、外部柱のト形、最上階のT形や逆し形があり、これに立体骨組での片側及び両側の直交梁の接続を考えると多くの組み合わせ形状がある。さらに、各柱や梁毎の断面寸法の相違、上下左右の偏心接合、スラブの有無などの組み合わせを含めると極めて多数の形状変化が想定される。また、柱梁接合部の形状によって各主筋の配筋方法が異なり、特に外周の接合部では定着が必要となるため接合部内での応力の伝達方法も異なっている。外部接合部では柱の外部に定着用のスタブを付けない限り梁主筋を接合部内で定着することが一般的であることから、梁主筋を折曲げて定着したり鋼板を取り付けて定着する方法が行われている。内部柱では両側に梁があることから、一般に梁主筋は通し配筋されて定着されている。最上階では柱主筋が接合部内で定着されることから、梁主筋の場合と同様端部にフックをつけたり鋼板を取り付けて定着する方法が行われている。

接合部内部の剪断応力伝達機構については、接合部内に発生する対角圧縮力が1つの要素として大きく影響することが指摘されている。内部柱梁接合部のように両側に梁が取り付けられている場合には、梁と柱の曲げ圧縮域に接する接合部内の2個の圧縮域間を結ぶ対角圧縮場が形成されることが考えられる。しかし、外部接合部のように片側に梁が取り付けしていない場合には、梁主筋の定着部分と梁と柱の圧縮域に接する接合部内の圧縮域とを結ぶ対角圧縮場が形成されることが考えられる。しかし、梁主筋の定着部が柱からの曲げ圧縮域内にある場合には上記のような応力伝達機構が考えられるが、定着長が短くてこの圧縮域に届かない場合には、横補強筋を介して対角圧縮場が形成されるなど内部接合部とは異なる応力伝達機構の形成が推定されている。最上階の場合も、これに準じて定着部と圧縮域を結ぶ対角圧縮力によって応力が伝達されているものと考えられる。

このように骨組内の位置によって柱梁接合部は多種にわたっているが、これら全ての形状の柱梁接合部についてその性状を明らかにし、また設計法を確立することは困難である。本論文では、これらの中で基本的な形状と考えられる直交梁のない平面十字形内部柱梁接合部を対象とし、その耐力及び変形状を明らかにすることを目的とする。他の形状の柱梁接合部についての理解は、十字形内部柱梁接合部で得られた知見が重要な役割を演ずることになると考えている。

本研究は鉄筋コンクリート造骨組の内部柱と梁の接合部を対象にして、その設計法の確立に寄与することを目的としたものであり、設計に必要な接合部の耐力の評価方法、接合部の変形挙動についての知見を与えるものである。

本論文の構成は全7章からなり、その内容は以下に示す通りである。

第1章は序論であり、鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関わる既往の研究を述べ応力伝達機構、剪断耐力評価方法、変形状等に関する未解明の事項を明らかにして本研究の目的を定めている。

第2章では、鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の耐力に関する実験資料を整理し、内部柱梁接合部の諸性状とこれに及ぼす影響要因との関係を統計的に明らかにしている。鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部については現在に至るまで多くの実験的研究がなされているが、その実験データを用いて接合部の破壊機構・耐力に及ぼす影響要因を検討し、現時点での知見を明確化した。

第3章では、本論で行った鉄筋コンクリート造柱梁接合部模型実験の概要を述べている。模型実験は、内部柱梁接合部の剪断破壊機構に及ぼす接合部補強筋等の影響を把握することを目的として、隣接梁の降伏時に接合部に入力される剪断力のレベルを変化させた3つの実験シリーズを行っている。その結果、梁降伏する前に柱梁接合部が剪断破壊する時の耐力は接合部補強筋量の違いに拘らずコンクリート強度によって決まること、梁降伏時の接合部剪断応力度に対する接合部剪断耐力の比が大きくないことによって余裕度が小さければ梁降伏後の繰返し加力と変形増大によって接合部剪断破壊が進行すること、梁の降伏が先行する際に余裕度が十分大きく接合部の剪断破壊が起きない場合であっても梁主筋の接合部からの拔出によって履歴性状が劣化する可能性のあることを示した。

第4章では、鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断破壊機構の解明を目的として、力の釣合から仮定したマクロモデルを用い接合部補強筋や梁主筋付着力の応力伝達機構に対する影響等を考察している。さらに、梁崩壊型の骨組を設計する際に問題となる隣接梁の降伏後における接合部剪断破壊への移行のメカニズムについて検討を行っている。

具体的には、まず、接合部剪断亀裂耐力については主応力度式によって推定できることとその算定に用いるコンクリートの引張強度の評価法について提案を行った。次に、剪断亀裂発生以降の接合部内における応力伝達は、接合部斜め亀裂の発生により接合部コンクリートの対角引張力が徐々に失われるため亀裂間のコンクリートに生じる対角圧縮力に強く依存していることを示した。また、接合部の剪断耐力はこの2軸応力状態のもとで梁主筋の付着力を介して対角引張歪が増大するために接合部コンクリートの圧縮強度低下と圧壊に起因することを明らかにした。このコンクリート圧縮強度低減の評価式としてRC平

板の実験から導いた既往の提案式の適用を試みたが、接合部内の梁主筋付着性状によって応力状態が変化するので評価式の選択が必要であることを指摘した。さらに、梁が降伏して後に接合部の剪断入力量が抑えられる場合にも剪断破壊に移行する原因として、梁による接合部の拘束度が低下することで接合部補強筋の拘束機能が主要になるため、補強筋の降伏が大きく関与していることを示した。従って、梁降伏後の接合部剪断破壊への移行の条件として接合部補強筋量が重要な要因であることを明らかにした。

第5章では、柱梁接合部の変形状の把握を目的として、繰り返し加力を受ける接合部の剪断応力度と剪断変形角関係についてのモデルを提案している。接合部の剪断剛性低下の原因が接合部の剪断亀裂の発生・拡幅による接合部コンクリートの劣化にあることを指摘し、接合部への累加剪断入力量を基本とする剪断剛性劣化指標を提案した。また、梁降伏によって接合部の剛性低下が生じるため、この影響を表す梁降伏時の剪断応力レベルを考慮した剪断劣化指標に対する修正係数を定義して、梁降伏が先行する場合にも提案モデルを適用出来ることを示した。

第6章では、鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の設計方法の提案を目的として、接合部の設計応力レベル、接合部補強筋の機能等について検討を行った。骨組の変形が柱・梁の変形、接合部の変形、接合部と各部材の接合端の局所的変形に分解でき、全体の変形に占める割合の大きい成分の性状が骨組の挙動を支配することを指摘した。これらの結果に基づく柱梁接合部の設計としては、梁降伏時の接合部剪断応力度の大きさを基準とする判定式を定義し、コンクリート強度のみに依存する接合部剪断耐力式および剪断余裕度の提案と接合部剪断亀裂耐力を越える場合について亀裂発生後の接合部剪断劣化を許容する接合部補強筋量の設計方法について提案を行った。

第7章では、本論文の結論を述べるとともに、残された課題について言及している。

第2節 研究の現状

1-2-1 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の破壊性状

(1) 概説

鉄筋コンクリート部材の剪断破壊は、部材に作用する応力状態によっていくつかの破壊形式が考えられている。梁や柱等の線材の場合には剪断力が単独で作用することは殆どなく必ず曲げ応力が存在する場で剪断力が作用するので、組合せ応力である斜張力による斜め亀裂の発生に起因する破壊形式となりやすい。剪断破壊する場合の耐力喪失の原因としては、剪断補強筋が存在しない場合や補強筋量が極めて少ないため補強筋が降伏して破断に至る斜張力破壊、補強筋が存在する場合でも斜め亀裂の伸展によってコンクリートの曲げ圧縮域での強度劣化による剪断圧縮破壊、引張鉄筋の付着耐力劣化による剪断破壊が挙げられる。

内部柱梁接合部は図1-2に示すように接合する柱や梁の曲げモーメントが反転する部位であり、またその部材形状から周辺部材に比べると大きな剪断力が作用し曲げ応力よりも剪断応力が支配的になる。柱梁接合部で起こる破壊は主にこの剪断力に起因するものである。過去に国内で起きた地震において柱梁接合部が大きな被害を受けた例は極めて少ない。これは内部柱の場合には接合部の全周に梁部材が取り付けられていることや仕上げ材にかくされていることによって被害が発見されにくいことが考えられるが、接合部に取り付く部材の拘束効果によって接合部の有効体積が見かけよりも増大して破壊が避けられたことも一因であると思われる。近年、高強度材料の実際の構造物に使用される趨勢にあることや鉄筋コンクリート部材の終局設計法が提案されて、設計で考慮される部材の応力レベルも大きくなっていることから、破壊が周辺部材から接合部へ移行することが予測される状況にあり、また、接合部については柱主筋と梁主筋等が交叉するために横補強筋を含めた施工が繁雑となる部位であることから、簡便で合理的な設計法の確立が望まれている。

本節では、既往の研究による知見を整理して内部柱梁接合部の破壊形式を明確に定義し、柱梁接合部の挙動に与える影響について考察を行う。

最初に、一般的な内部柱梁接合部に地震力が作用する場合の応力の状態についてニュージーランドのParkとPaulay[1-1]によって提案された接合部における応力伝達モデルを例に説明する。

図1-3に平面骨組内の典型的な柱梁接合部を示す。この骨組に地震力によって水平荷重が作用している状態を仮定すると、この状態で内部柱梁接合部に作用する曲げモーメント、剪断力及び軸力は図1-4(a)に示す様になると考えられる。簡単な釣合条件を満足するためと荷重伝達経路を明確化するために応力は図1-4(c)の斜線で示される接合部コア周辺に集

中させている。ここで、接合部コアに作用する水平剪断力は次のように表せる。

$$\begin{aligned} Q_{jh} &= C_{c1} + C_{s1} + T_2 - Q_4 \\ &= C_{c2} + C_{s2} + T_1 - Q_3 \end{aligned} \quad (1-1)$$

この例では、 $C_{c1} + C_{s1} = T_1$ 、 $C_{c2} + C_{s2} = T_2$ 、さらに $Q_3 = Q_4 = Q_{ool}$ であることから、

$$Q_{jh} = T_1 + T_2 - Q_{ool} \quad (1-2)$$

となる。同様の釣合式が接合部鉛直剪断力 Q_{jv} に対しても表せるが、柱主筋が多段配筋されているのでその扱いが複雑になることから、簡便的に次式を適応させる。

$$Q_{jv} = \frac{D_b}{D_o} Q_{jh} \quad (1-3)$$

次に、接合部の水平と鉛直剪断力に対して接合部コア内で抵抗できる2つのメカニズムを説明する。

○対角コンクリートストラット機構 (Diagonal Compression Mechanism)

図1-4(c)の接合部下部右手隅角部において梁からの水平コンクリート圧縮合力 C_{c1} 、圧縮鉄筋合力 C_{s1} 、さらに引張鉄筋力 T_2 、柱からの剪断力 $Q_4 = Q_{ool}$ 、これらはすべて対角コンクリートストラットで直接伝達されると仮定する。これらの水平力は、図1-4(c)に示すように柱下部から導入される鉛直力と組合わさり、対角コンクリート圧縮力 D_{oon} を形成する。図1-5のベクトル図は、これらの力の相対的な大きさを示している。

対角圧縮力を支持するこの簡単な機構 D_{oon} は、剪断補強筋の寄与無しに全剪断力の主要な部分を伝達することができる。接合部剪断抵抗に対するこの応力伝達機構の寄与は次のようになる。

$$Q_{ch} = D_{oon} \cos \alpha \quad (1-4)$$

$$Q_{cv} = D_{oon} \sin \alpha \quad (1-5)$$

ここで、勾配角度 α は接合部を交差する潜在対角破壊面[図1-4(a)]に近い角度であり、例では $\alpha \approx \tan^{-1} (D_b / D_o)$ となる。

○トラス機構 (Truss Mechanism)

図1-5に示される対角ストラット力に關与しない ΔT_s と $\Delta T_s'$ は梁主筋と柱主筋によって導入され、付着力によって接合部コアコンクリートに伝達されている。図1-4(c)から接合部コアの斜線のない三角形領域に作用する梁主筋と柱主筋の合力が前記の対角ストラットに概ね沿って対角引張亀裂を生じさせることは明らかである。コアコンクリートがこの対角亀裂を生じたと仮定すると、コンクリート斜め引張力を介した対角引張応力経路は存在しなくなるが、図1-6に示すように接合部補強筋による引張応力の負担があれば対角圧縮場が概ね α の勾配で生じて応力の伝達が行われるう。

このモデルに対して、剪断力 ΔT_s と $\Delta T_s'$ は梁と柱主筋の付着力によって接合部コアの境界に導入されると仮定する。図1-6に示されるトラス機構のモデルは、多数の斜めサブストラットから成り立っていると仮定する。各サブストラットのうち図1-6の斜線で示した1つは、もし付着力に加えて補強筋による横力とその接合点に於いて導入されるならば斜め圧縮力を伝達することができる。これは、コアに対する外部からの圧縮力、あるいは、接合部コアを交差する軸筋の引張力のいずれかによって達成されるものであろう。図1-6に於いて2つの斜線で示したサブストラットと太線で示される縦横の補強筋は、接合部コアの境界に於いて導入される鉛直と水平の付着力による剪断応力の伝達経路を示す。対角コンクリートストラットと D_{oon} の寄与の足りない部分を補うために十分な接合部剪断補強筋が図1-5に Q_{sh} と Q_{sv} として示される剪断力とその合力としての対角圧縮力 D_{st1} を生じさせることができる。従って、接合部剪断補強筋の主たる目的は、対角ストラット機構によって伝達される力以外の剪断力の伝達を確かにすることである。

柱梁接合部内における剪断抵抗機構は上の2つの機構が組み合わされているものとして、ただ、その負担の割合は主筋の付着性状や接合部コアコンクリートの破壊性状等に影響を受けるため、終局状態での抵抗機構の組合せについては研究者毎に異なっている。また、トラス機構については接合部鉛直補強筋を必要としない扇形トラス機構を提案する説もある[1-2]。

参考として柱梁接合部の設計法が確立しているニュージーランドとアメリカ合衆国の規準の概要を付録に示した。[1-3, 1-4]

(2) 内部柱梁接合部の破壊形式

柱梁接合部は柱と梁から応力が伝達される部位であることから、その破壊性状は周辺に接合する部材の挙動と関係し、骨組全体の挙動は全ての部材の挙動が総合されたものとなって現れる。接合部に比べて周辺部材の耐力が極端に弱い場合には骨組の破壊はその弱い周辺部材で決定され接合部は大きな損傷を受けず破壊に至らず、逆に極端に強い部材が接合する場合には接合部に損傷が集中し、接合部の破壊で骨組の挙動が決定する。前述したように柱梁接合部には大きな剪断力が作用していることと、接合部の形状が通常立方体に近いために曲げ剛性が非常に大きいことから、接合部の破壊はもっぱら剪断力に起因する。一般的に、剪断破壊を伴う鉄筋コンクリート部材を剪断力に対して靱性に富むように設計することは難しいこと、接合部が破壊した場合にはその補修が困難であることから接合部はあらゆる外力に対して軽微な損傷に留めるべきであり、接合する梁や柱を靱性設計することの方が合理的な設計と考えられる。

既往の研究によって接合部を含む骨組の破壊形式として考えられているのは、

- ① 接合部に先行して周辺部材（梁および柱）が破壊〔曲げ破壊、剪断破壊等〕
- ② 梁または柱端部での降伏ヒンジ形成後に接合部が剪断破壊〔剪断劣化〕
- ③ 周辺部材の曲げ降伏以前に接合部が剪断破壊

である。この他にも接合部特有の破壊として

- ④ 接合部内での梁主筋の付着劣化による定着破壊

が挙げられる。

一般に柱や梁については各部材の研究によってその設計法が確立されて剪断破壊が避けられること、また、この論文で対象としている十字形柱梁接合部のような一般階の内柱では梁の降伏が先行するように設計するのが好ましい崩壊型であることから、接合部を含む骨組の破壊形式を梁の曲げ降伏破壊（以後、これをB破壊型と称する）、接続する梁端の曲げ降伏後の接合部の剪断破壊（BJ破壊型）及び梁が降伏する以前に生じる接合部の剪断破壊（J破壊型）の3つに破壊形式を限定して論を進める。

過去の実験で梁主筋の定着劣化（破壊）が接合部の剪断破壊を誘引する現象が生じ剪断破壊との区別がつかない状態が多くみられるので、梁が降伏する以前に生じる梁主筋の定着破壊も剪断破壊（J破壊型）の1つとして考えられる。

既往の鉄筋コンクリート造柱梁接合部を対象に行った実験において、試験体の破壊形式についてその判定方法には確立した方法がなく研究者独自に判定しているのが現状である。

梁の曲げ降伏の判定は危険断面位置で梁主筋に貼付した歪ゲージによる歪度計測値が材料試験による降伏歪度に達したか否かで判定する方法が一般的であるが、さらに梁降伏耐力の計算値と実験値の比較により確認を行っている例もある。梁主筋が2段配筋されている場合に梁主筋の歪度で判定する際に降伏の現象を2段階に分別している研究もある。

剪断破壊の発生は接合部表面で計測している接合部剪断変形角、あるいは、骨組の全変形量に対する接合部剪断変形による成分比の推移で判定しているものが多いが、その基準を最大耐力時の値としたり、剪断剛性低下や成分比の増分で判断するなど多様である。接合部剪断変形角の計測法も研究者によって異なり、多くは接合部パネルの4隅点に標点を設けてその対角線の伸縮量で計測しているが、パネル4隅の点の水平・鉛直変位から各辺の傾きから求めたり、接合部中央線に取り付けたフレームの相対変形角から求めたりしている。

また、接合部の破壊形式の判定法に関する既往の研究を以下に述べる。

○野口らの研究 [1-5]

ACI規準やニュージーランド規準の柱梁接合部の梁通し筋の定着長さと接合部剪断入力量について既往の実験結果を用いてその妥当性を検討した。

接合部剪断入力レベルについては剪断終局時平均剪断応力度（ τ_{pu} ）をコンクリート圧縮強度で規準化して破壊形式別にプロットしたところ、次の傾向があるとしている。

$$\begin{array}{ll} \text{接合部が未破壊のデータは} & \tau_{pu}/F_c \leq 0.20 \quad \text{B型} \\ \text{梁曲げ降伏後に接合部剪断破壊したデータは} & 0.28 \leq \tau_{pu}/F_c \leq 0.33 \quad \text{BJ型} \end{array}$$

ただし、 $0.20 < \tau_{pu}/F_c < 0.28$ のデータが無いことからその範囲の検討が出来ないことを課題としている。尚、野口らの研究では接合部剪断入力量である応力度を算定する際の接合部有効断面として柱幅と梁幅の平均幅及び柱の応力中心距離で囲まれる断面としている。従って、本論文で定義する接合部剪断応力度に換算するには一般的な寸法の柱断面でおおよそ $0.9 \times 0.875 \approx 0.8$ を乗じる。また、 F_c は実験時のコンクリート圧縮強度を示しているが本論文では σ_g としている。

○小河原、塩原らの研究 [1-6]

塑性理論を用い図1-7に示すストラットとタイによる釣合モデルを考え接合部破壊判定

指標としてコンクリート強度と梁からの入力関係を次式のように定義し、この指標値と接合部内での梁主筋の付着性状と組み合わせて接合部剪断破壊発生の判定法を提案している。

$$J = b' D_o v \sigma_B / (\Sigma a_t \cdot f_y) \quad (1-6)$$

ここで b' : 接合部有効幅 $= b_b \cdot \sqrt{b_o / b_b}$ (cm)

D_o : 柱成 (cm)

v : コンクリート強度低減係数 ($v \sigma_B = 3.68 \sigma_B^{0.667}$)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

a_t : 梁主筋断面積 (cm²)

f_y : 梁主筋降伏強度 (kgf/cm²)

これにより、次のことが予測できるとしている。

梁主筋の付着が完全である場合 $J < 1$ ならば 梁降伏前に接合部剪断破壊が発生

梁主筋の付着が完全劣化の場合 $J < 2$ ならば 梁降伏前に接合部剪断破壊が発生

さらに既往の実験結果による妥当性の検討によって、梁主筋の付着指標(μ_b)=10 の時 $J \geq 1$ 、 $\mu_b=15$ の時 $J \geq 1.4$ ならば接合部剪断破壊が生じないことを確認している。この研究によれば主筋付着の完全劣化によって接合部耐力が半分に低下することになるがこれを裏付ける研究はされていない。

○上村の研究 [1-7]

1985年までに行われた内部柱梁接合部試験体64体の実験結果を用いて各試験体の接合部終局剪断入力量($e \tau_{pu}$)及び梁理論曲げ降伏時剪断入力量($t \tau_{py}$)と破壊形式の関係を調べた。この結果、各試験体の破壊モードの分類は終局剪断入力量では不可能であり理論曲げ降伏時剪断入力量によって次のような傾向があることを指摘している。前述の野口らの研究の結果との比較ではこの研究では梁降伏後の剪断破壊型の範囲が広く、接合部剪断型の境界値が大きくなっている。

普通コンクリート ($F_c \leq 400 \text{ kgf/cm}^2$)

高強度コンクリート ($F_c > 400 \text{ kgf/cm}^2$)

$$t \tau_{py} / F_c < 0.2$$

$$t \tau_{py} / F_c < 0.2$$

B型

$$0.2 \leq t \tau_{py} / F_c < 0.45$$

$$0.2 \leq t \tau_{py} / F_c < 0.4$$

B J型

$$0.45 \leq t \tau_{py} / F_c$$

$$0.4 \leq t \tau_{py} / F_c$$

J型

尚、上村の論文でも前出の野口らと同様に接合部有効断面としては、柱幅と梁幅の平均幅及び柱の応力中心距離で囲まれる断面としているので、本論分で定義する剪断応力度に換算するには一般的な柱断面で約0.8を乗じる。 F_c は実験時のコンクリート圧縮強度を示しているが本論文では σ_B としている。

(3) 柱梁接合部の破壊性状が骨組に与える影響

ここでは、柱梁接合部の破壊性状の骨組全体の変形挙動に対する影響について検討を行う。

柱梁接合部に剛体を仮定する場合と比較して、接合部の剪断変形と梁主筋が接合部から抜け出すことによって生じる梁端部の回転付加変形とを考える場合には骨組全体および梁の剛性が低下するため、想定した崩壊型が形成されない場合も生ずる。

梁主筋の拔出が生じると一般に履歴曲線は図1-8に示されるように骨組としての履歴曲線が逆S字形になりエネルギー吸収能の乏しい履歴性状になることが指摘されている。このエネルギー吸収能の低下によって大きな応答変形が発生することになる。

剪断破壊のように急激な耐力劣化を伴う脆性破壊部材が骨組に存在する場合は、剪断破壊により大きな応力の再配分が生じることによって、他の部材に設計値を越える過大な応力が発生する。柱梁接合部が剪断破壊した場合には、その部分で柱軸力が負担できなくなることが考えられ、さらに骨組の節点の剛性が低下するため隣接する接合部の応力増大が生ずる。かりに同一層の接合部が全て破壊すれば層降伏が生じることになる。

1-2-2 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断耐力

(1) 概説

鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する実験的研究は国内外を問わず近年かなり精力的に行われているが、国内における研究については1981年に小倉ら[1-9]、また、1988年に角ら[1-10]によって各形状の接合部について剪断耐力や抵抗メカニズム、梁主筋の定着、接合部を含む架構の靱性等についてのそれまでの研究成果がまとめられている。

この中で接合部剪断耐力についての小倉らの記述を次にまとめる。

①接合部剪断ひび割れ時のパネル平均剪断応力度は、軸力との組合せによる主引張応力度がコンクリートの引張強度に達した時に発生すると考え、コンクリートの引張強度は平

均値で $1.6\sqrt{\sigma_B}$ (kgf/cm²) で与えられる。この場合、接合部パネル平均剪断応力度は接合部有効断面を柱幅と柱の応力中心距離で囲まれる部分と考え、これで接合部水平剪断力を除した値としているので、本論の扱い方と異なるので注意が必要である。

②接合部剪断耐力時パネル平均剪断応力度は、軸力の影響は少ない、コンクリート圧縮強度に比例して増加する、補強筋の影響が認められるが更にデータの収集が望まれる。耐力算定の提案式を表1-1 に示したが、研究者ごとに各影響因子の考慮の仕方に差がある。

その後の研究の主眼は接合部の剪断耐力の評価式の確立におかれてきたが、併せて接合部内における応力の伝達メカニズムの解明についての研究も多く行われている。実験的研究についても、実験における試験体の破壊形式についての定義を明確にして、破壊の要因について詳細な考察も行われるようになった。さらに、材料の面でも 400kgf/cm² を超えるコンクリートや、降伏強度が4000kgf/cm² を超える鉄筋の実用が検討され、高強度材料を用いた場合にも適用できる評価式や設計法の確立のための研究が行われている。

(2) 柱梁接合部の剪断耐力に関する研究

上村[1-11]はRC柱梁接合部の既往の実験結果を用いて、剪断終局強度に与えるパラメータとして、コンクリート強度、接合部水平補強筋比・降伏強度、柱軸力、柱と梁の幅を考え統計的に剪断終局強度の評価式として次式を提案した。しかし、接合部剪断応力度は平均幅と柱応力中心距離を有効幅として計算している。

$$\tau_p = (0.78 - 0.0016F_c) F_c + 0.5 p_w \cdot \omega \sigma_y \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (1-7)$$

但し、 $\tau_p = Q_p / (b_j \cdot j_c)$

コンクリート項(第1項)は $F_c \geq 244 \text{ kgf/cm}^2$ の時 95 (一定)

この式は最近までRC高層構造物の接合部剪断設計式として用いられてきたが、この式の基になったデータの試験体の中には梁降伏後に剪断破壊したもの、即ち梁降伏で耐力が決定したものも含まれていたため式の妥当性について他の研究者から指摘されている。

寺岡らは[1-12]既往実験データを用いて統計的検討を行い梁の剪断終局強度評価式である大野・荒川式を参考にして次式に示す評価式を提案した。

$$\tau_u = k_p \cdot \left(0.115 + \frac{20}{F_c} \right) \frac{d_B + d_C}{\sqrt{j_B^2 + j_C^2}} \cdot F_c + \frac{1}{4} p_w \cdot \omega \sigma_y \quad (1-8)$$

$$\begin{aligned} & \text{J型} \quad k_p = 1.12 \cdot e p_t^{0.229} \\ & \text{B \& B J型} \quad k_p = 1.02 \cdot e p_t^{0.306} \cdot c p_t^{0.182} \end{aligned} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

($e p_t$: 梁の引張鉄筋比, $c p_t$: 柱の引張鉄筋比)

この式では上村式と比較すると柱・梁の主筋の効果を考慮したものであるが、その係数である k_p は破壊形式によって変更している。また、接合部補強筋の効果を上村の式と比べると半分に評価している。

次に、海外のRC構造の規準で接合部についての設計規定が確立しているものについて紹介する。アメリカ、ニュージーランドの設計式は接合部の剪断耐力を与えるものではないが、剪断破壊を防ぐための上限値を与えるものである。

アメリカ (ACI-ASCE Committee 352) [1-4] の規定では、接合部の設計は入力剪断力をコンクリート強度に応じた値以下に抑えることとしている。即ち、接合部補強筋は接合部の剪断強度に寄与しないと考え柱部分の規定に倣いコンクリートコアの拘束筋として設計するとしている。

設計用水平剪断力 Q_u の上限値を次式の値で制限をしている。

$$Q_u \leq \phi \gamma \sqrt{f'_c} b_j D_c \quad (\text{kN, psi}) \quad (1-9)$$

ϕ : 強度低減係数 (0.85) b_j : 接合部幅 $(b_b + b_c)/2 \leq b_b + D_c/2$

γ : 形状係数 内部 (4面拘束) の場合 1.66

 外端 (2面拘束) の場合 1.25

 その他 1.00

ニュージーランド (NZS3101) [1-3] の規定では、梁端に塑性ヒンジが形成された場合に圧縮側のコンクリートが残留変形によって有効に働かないことを想定して、柱軸力が基準値を上回らない限り、原則として接合部の全剪断力を接合部補強筋が負担することを規定している。設計における見かけの接合部剪断応力度の上限値は次式で与えている。

$$\tau_{jh} = \frac{Q_{jh}}{b_j D_c} < 4.79 \sqrt{f'_c} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad 1.5 \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \quad (1-10)$$

わが国においては日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準」[1-13]には接合部の設計に関する項目が存在していなかったが、最近出された同学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」[1-14]に接合部の項が設けられている。接合部の剪断強度については既往の接合部が剪断破壊した試験体のデータから接合部補強筋の効果が明らかでないことを考慮してコンクリート圧縮強度で評価するデータの下限值である次式を

提示している。

$$\begin{aligned}\tau_j &= 0.3 \sigma_B \quad (\text{内部柱梁接合部}) \quad (\text{kgf/cm}^2) \\ &0.18 \sigma_B \quad (\text{外部柱梁接合部}) \quad (\text{kgf/cm}^2) \\ \text{但し、} \quad &210 \text{kgf/cm}^2 \leq \sigma_B \leq 360 \text{kgf/cm}^2\end{aligned} \quad (1-11)$$

ここで示す各国の規準では全てコンクリート強度によって決定される式になっているが、接合部補強筋の設計において思想が異なっているのは接合部内における応力伝達機構・破壊機構が明らかにされていないことが背景にある[1-15]。最近の研究では、次項に述べるようにマクロモデルによる剪断応力の伝達機構を仮定し、これにコンクリートの破壊条件を与えて耐力評価を行う試みが行われている。

(3) 柱梁接合部内での応力伝達機構に関する研究

市之瀬[1-16]は、梁降伏先行型の内部接合部を対象に梁主筋の付着強度を考慮した剪断抵抗機構について提案をした。抵抗機構は梁上端・下端の非対称配筋を考慮して図1-9に示す9つの抵抗機構（ストラット機構、準ストラット機構、トラス機構）を考え、力の釣合と梁・柱付着強度、接合部中央でのコンクリート応力度からその分担を決めるものである。この研究では最終的に接合部のしめつけ力として必要な接合部補強筋量が算出されるもので接合部の剪断終局耐力が算出されるものではない。しかし、接合部の剪断応力伝達機構としては考えられるものを網羅していると思われるが、その負担割合の優先順位の付け方については検討が必要と考えられる。

上村[1-17]は、接合部の剪断抵抗機構として図1-10に示すストラット機構とトラス機構の2つの機構を考えるが、終局強度時には「ストラット機構図に示すような梁及び柱接合部端コンクリート圧縮力等、その他からなるストラット合力が、主たるストラットの強度となり接合部が破壊する」として接合部終局耐力の算定法を提案した。略算法では、柱・梁の圧縮域で囲まれる対角ストラット部分に作用する柱・梁からの曲げ圧縮力と主筋付着力をストラット合力として算定し、コンクリート有効強度を破壊条件として代入して終局強度を算出するものである。

Paulay[1-18]は簡単な力の釣合の法則を用いて接合部内の応力伝達機構及び接合部補強筋の機能等について検討を行った。

剪断力と曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の抵抗機構で、引張主筋は初等曲げ理論から求められる引張力だけでなく斜め亀裂が生じた後に剪断力の伝達のため

に斜め圧縮ストラットの形成に伴ってその分力として余分の引張力が発生する（一般の部材については付録にそのメカニズムを示した）。図1-11に示す柱梁接合部の力の釣合を考える。曲げモーメント分布図から接合部の中央断面では反曲点であるから曲げによる軸方向の応力は働かないことになるが、実際には斜め亀裂の発生によってその断面に対角コンクリート圧縮力が作用しその力を維持する成分（反力）として断面を横切る鉄筋に引張力が生じると考えられる。また、この方向の剪断補強筋に作用する引張力は同じくこの断面に作用する斜め圧縮力の当該方向成分として考えられる。この合力を水平・鉛直方向で適用して接合部に作用する対角コンクリート圧縮力の大きさが計算できる。

(4) 柱梁接合部の復元力特性に関する研究

寺岡ら[1-19],[1-20]は過去に行われた実験の内柱梁接合部が剪断破壊した試験体のデータを用いて剪断力を最大耐力実験値で規準化した値と剪断変形角関係がほぼ一定の関係を示したことから、前出の式(1-8)のように接合部剪断耐力式を提案し、接合部剪断力と剪断変形角関係のスケルトンカーブを図1-12に示すようにTri-linearにモデル化した。初期勾配からの第1折点は剪断亀裂発生点であるがその時の応力度は主応力度式によって求める（文献[1-19]では最大強度の0.5倍としているため軸力の影響を考慮できないこと、補強筋量の増大によってひび割れ応力度も増大することが問題であったがこのように改良された）。また、第2折点（ $0.85 Q_{pu}$ ）は剛性急変点であるが著者の実験における繰り返し加力時の荷重ピーク点にあたることからその加力の影響で剛性低下の進行が起こったと考えられる。更に、文献[1-20]ではこの点を接合部コアコンクリート圧潰開始点と定義しているがその明確な力学的意味が不明である。各変形値は実験結果から固定値としているが、実験が繰り返し加力で行っているためその加力の影響を含んでいることになる。

北山[1-21]は柱梁接合部の剪断復元力特性は剪断終局耐力の算定式がまだ確立されていないことから、一般の梁降伏先行型の骨組では接合部剪断ひび割れ発生時から梁降伏時に至るまでの勾配（第2剛性）が判れば骨組の変形性状のモデル化に対しては十分であると考える。過去の内部柱梁接合部の実験データから初期剛性及び亀裂発生後の第2剛性の評価を行った。亀裂発生耐力は主応力度式（第2章参照）を用いてコンクリートの引張強度をシリンダーの割裂強度として評価している。初期剛性は剪断弾性係数と等しいとしてコンクリートの弾性係数から式(1-12)により求めている。第2剛性はコンクリート強度、接合部補強筋、柱中間筋、柱軸力を影響要因として考え、これらの影響係数を実験データを用いて評価している。実験データの大部分は梁降伏後の接合部剪断破壊試験体であるので、いずれの場合も第2剛性を評価している応力レベルを梁降伏時の3/4程度としているが、亀裂発生応力レベルとの関係や加力による影響が明確でないことや影響係数を決定する際の試験

体数が少ないことが問題である。

$$G_1 = E_c / 2 (1 + \nu) \tag{1-12}$$

G_1 : 初期剛性
 E_c : コンクリートの弾性係数
 ν : コンクリートのポアソン比
 $\nu = 4 \times 10^{-5} f_c' + 0.169$ [f_c' : コンクリート圧縮強度 kgf/cm²]

藤井ら[1-22]は外部柱梁接合部について繰り返しの載荷履歴を考慮できる簡便な接合部剪断応力度剪断変形角関係のモデル化を試みている。初期剛性はコンクリートの剪断弾性係数として、その後の剛性については実験結果のサイクルピーク時の割線剛性をコンクリート圧縮強度の平方根で除したものの対数値と累積剪断応力度の関係が直線的であることに着目してモデル化を行い(図1-13参照)、ひび割れ発生後の剛性は累積剪断応力度の関数で与えられるようにした。この場合、著者の実験結果を元に正加力時と負加力時でモデル化の係数を変えること、接合部補強筋比でも係数を変えている。

表 1-1 接合部剪断終局耐力算定式の比較 (文献[1-9]の表を加筆修正)

① 遠藤式	$p_{\tau u} = (0.65 - 0.0014 F_c) F_c \dots\dots\dots F_c \leq 232$ $p_{\tau u} = 75.4 \dots\dots\dots F_c > 232$
② 大和田式	$p_{\tau u} = (0.50 - 0.001 F_c) F_c \dots\dots\dots F_c \leq 250$ $p_{\tau u} = 62.5 \dots\dots\dots F_c > 250$
③ 是石式	$p_{\tau u} = (0.50 - 0.001 F_c) F_c + 2.7 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_y}, \quad F_c \leq 420$
④ 上村式	$p_{\tau u} = (0.78 - 0.0016 F_c) F_c + 0.5 p_w \cdot s \sigma_y \quad F_c \leq 244$ $p_{\tau u} = 95 + 0.5 p_w \cdot s \sigma_y \quad F_c > 244$
⑤ SRC 標準の RC 負担項	$p_{\tau u} = 2 \cdot f_s \cdot \psi + p_w \cdot w f_t$
⑥ ACI-ASCE 352 委員会式	$p_{\tau u} = \gamma \sqrt{f_c'}$
⑦ NZS 3101 式	$p_{\tau u} = 4.78 \sqrt{f_c'}$
⑧ 日本建築学会 終局強度指針式	$p_{\tau u} = 0.3 \sigma_B \quad (\text{内部接合部}) \quad 210 \leq \sigma_B \leq 360$ $p_{\tau u} = 0.18 \sigma_B \quad (\text{外部接合部})$

注) F_c : コンクリート圧縮強度, p_w : 接合部帯筋比, $s \sigma_y$: 接合部帯筋降伏強度, f_s : コンクリートの許容せん断応力度, $w f_t$: 帯筋のせん断補強筋用短期許容引張応力度 (以上 kg/cm²), ψ : 接合部の拘束係数 (+, -, L 形接合部でそれぞれ 3, 2, 1), γ (外部接合部 : 3.97、内部接合部 : 5.29)
 σ_B : コンクリート圧縮強度 f_c' : コンクリートシリンダー圧縮強度
⑥ACI-ASCE352及び⑦NZS3101式はいずれも接合部の剪断破壊を避けるための入力上限値を示すもので、耐力算定式ではない

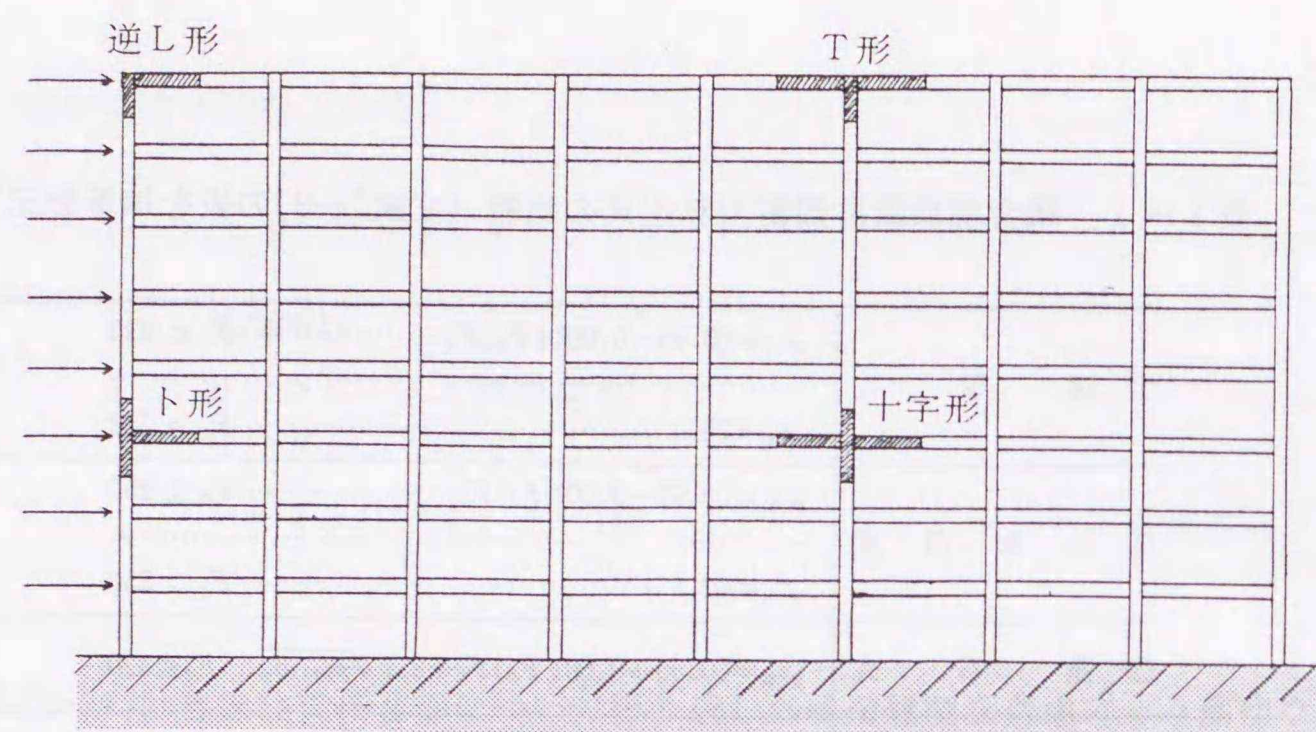


図1-1 平面架構における柱梁接合部の形状

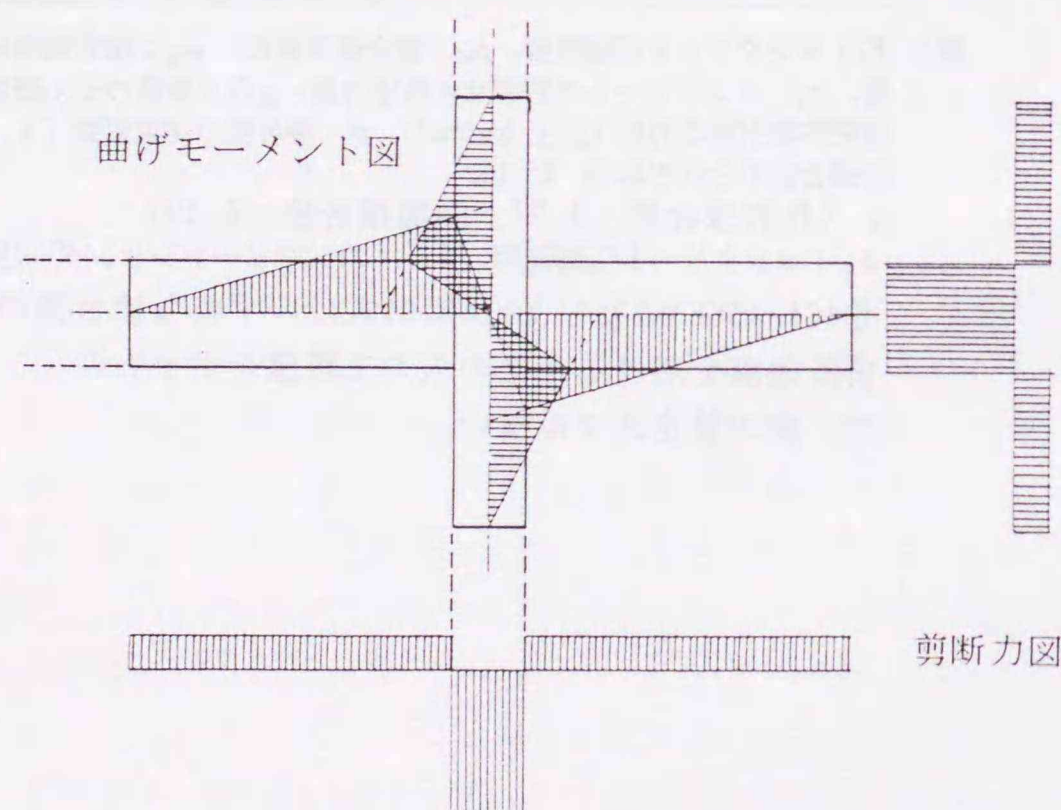


図 1-2 水平荷重時の内部柱梁接合部の応力状態

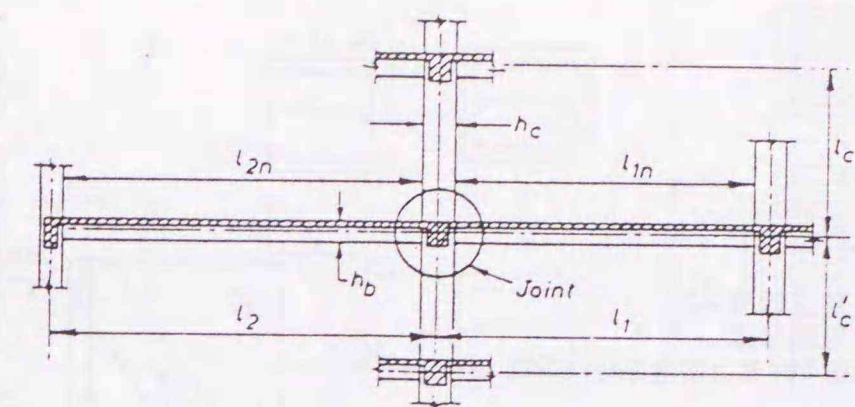


図 1-3 内部柱梁接合部を含む架構

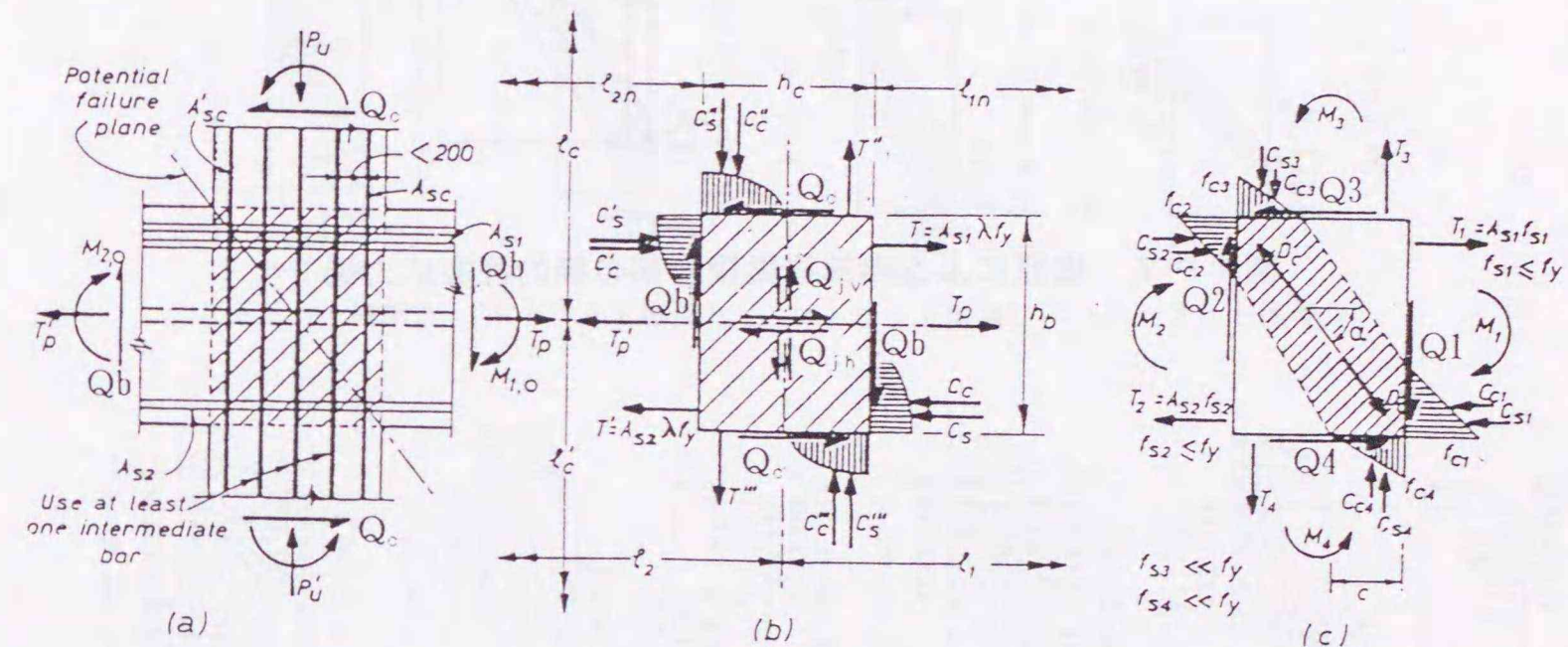


図 1-4 内部柱梁接合部の応力状態
(a. 接合部周りの応力、b. 非弾性状態、c. 弾性状態)

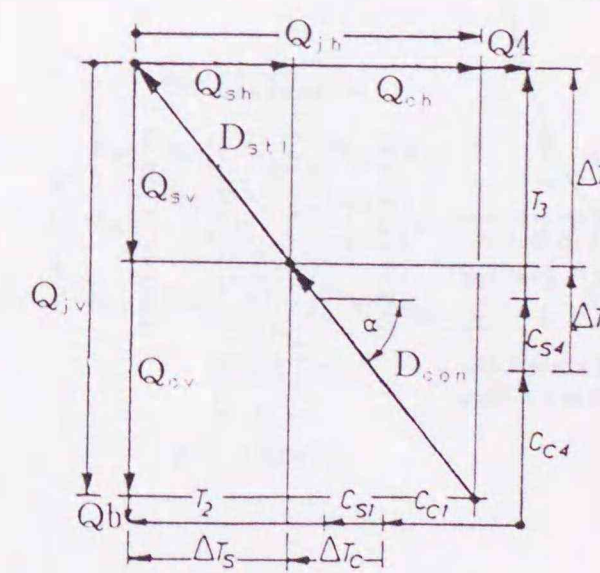


図 1-5 接合部内の力の釣合

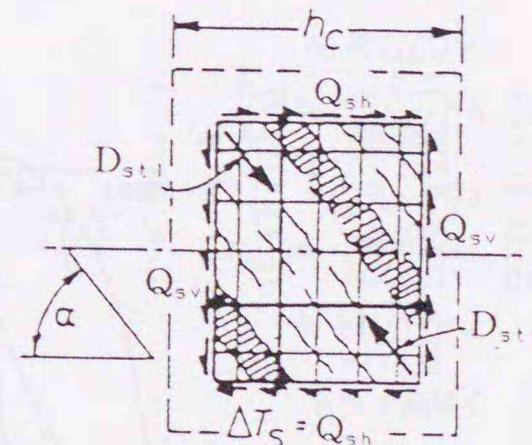


図 1-6 トラス機構

D : はりせい
 ν : コンクリート強度低減係数
 σ_B : コンクリート圧縮強度
 α : はりの通し主筋の付着力伝達性能の指数 (0-1)

$$\begin{aligned}
 &P_1 \text{ が最大となる条件} \\
 &\frac{\alpha T_1 + T_2}{b \nu \sigma_B} = \frac{D}{2} \\
 &P_2 \text{ が最大となる条件} \\
 &\frac{T_1 + \alpha T_2}{b \nu \sigma_B} = \frac{D}{2}
 \end{aligned}$$

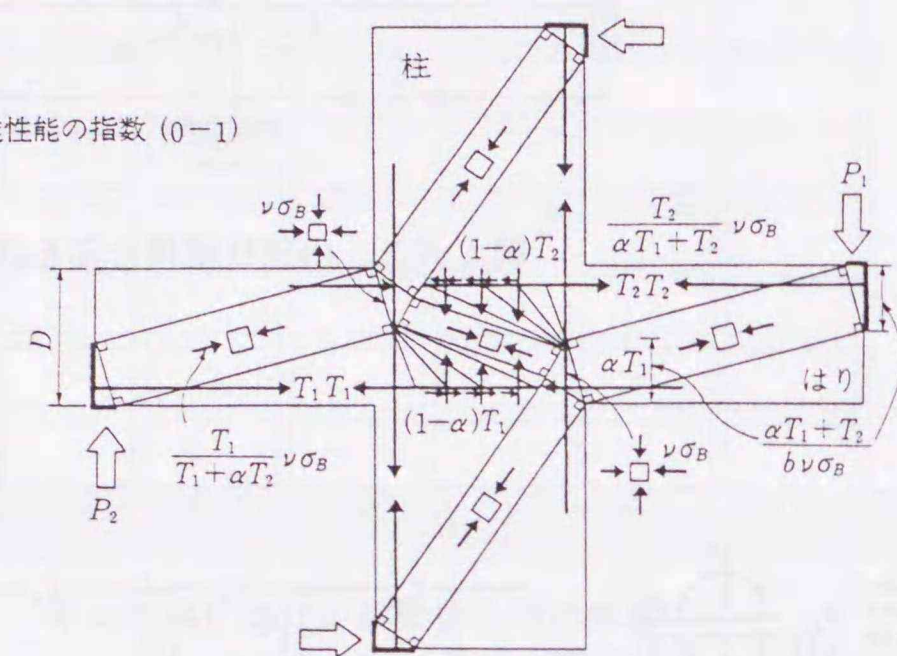


図 1-7 塩原による内部柱梁接合部の静的許容応力場

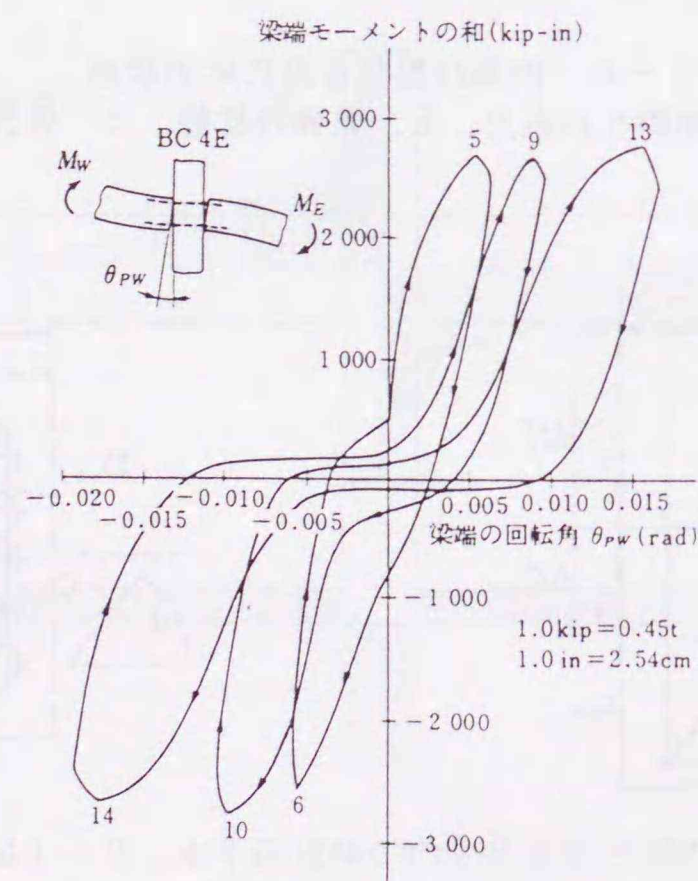
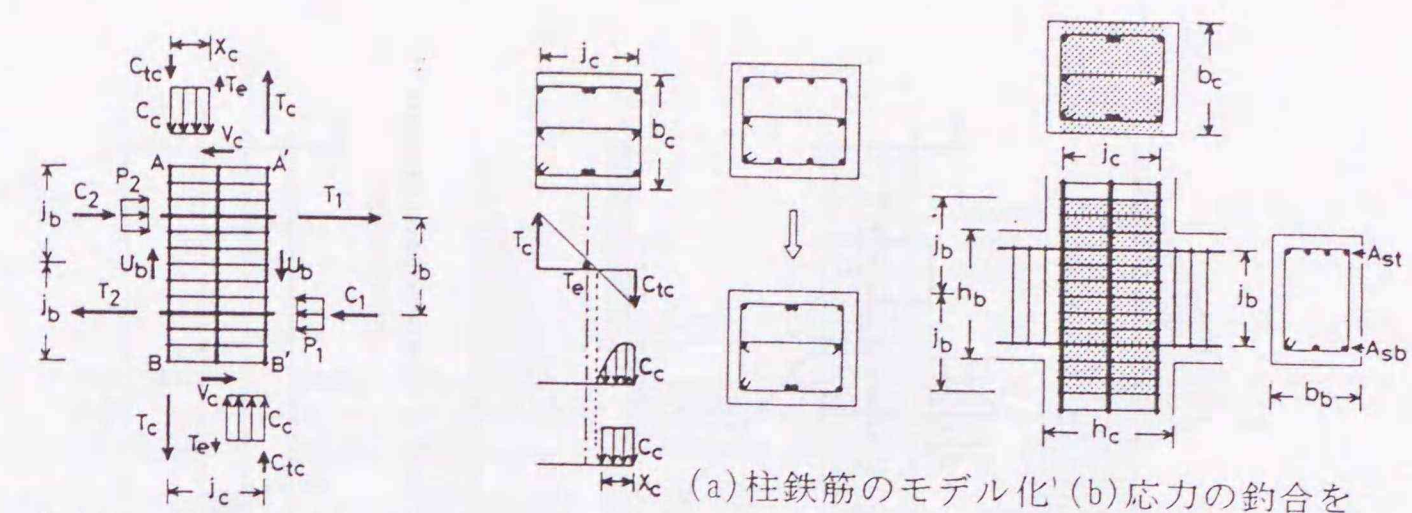
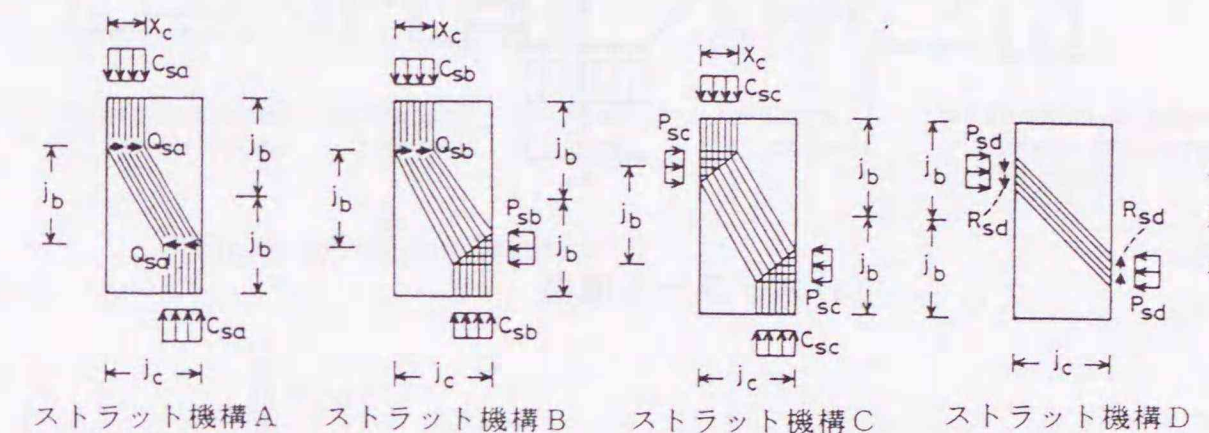


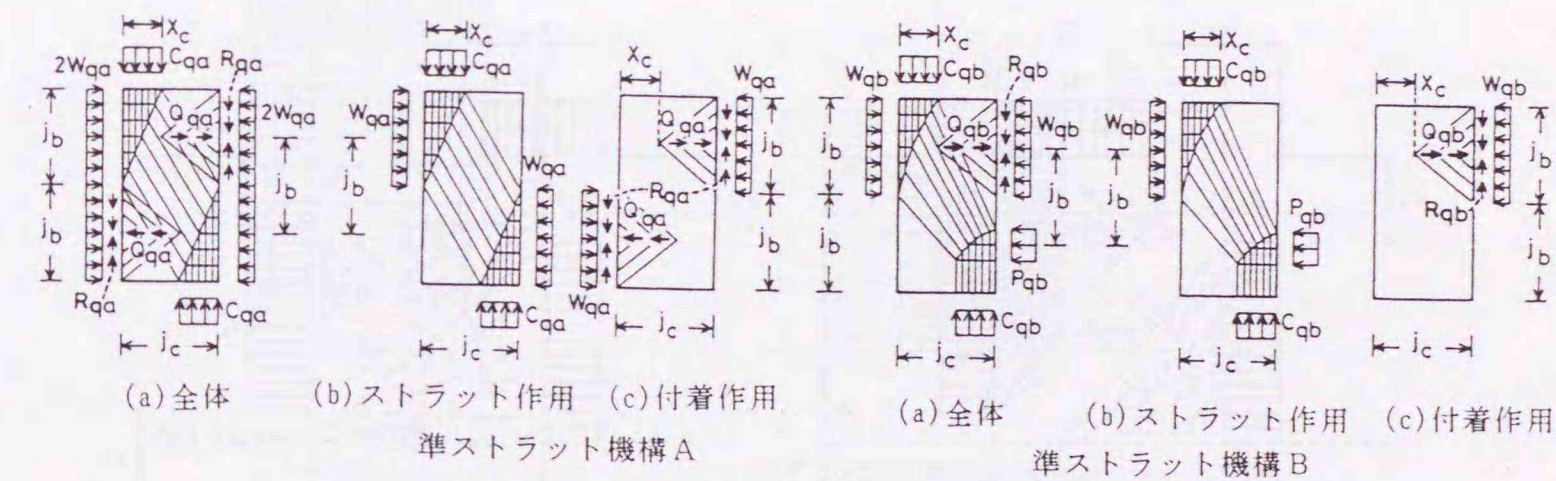
図 1-8 梁主筋の抜出しが生じた場合の履歴性状[1-8]



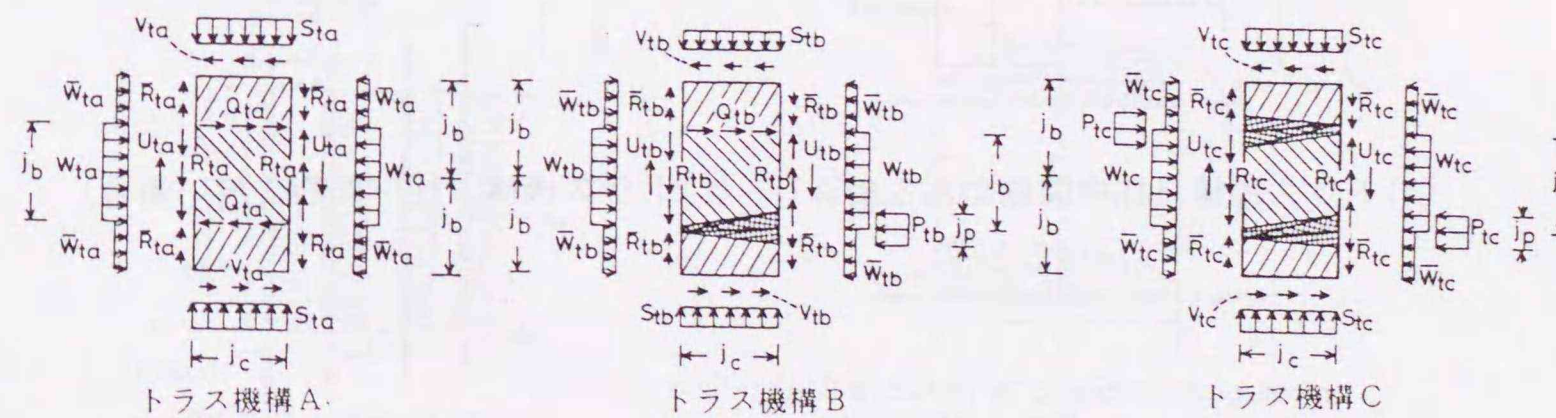
(a) 応力分布の仮定 (b) A-A' 断面の応力
接合部まわりの応力分布のモデル化



ストラット機構 A ストラット機構 B ストラット機構 C ストラット機構 D

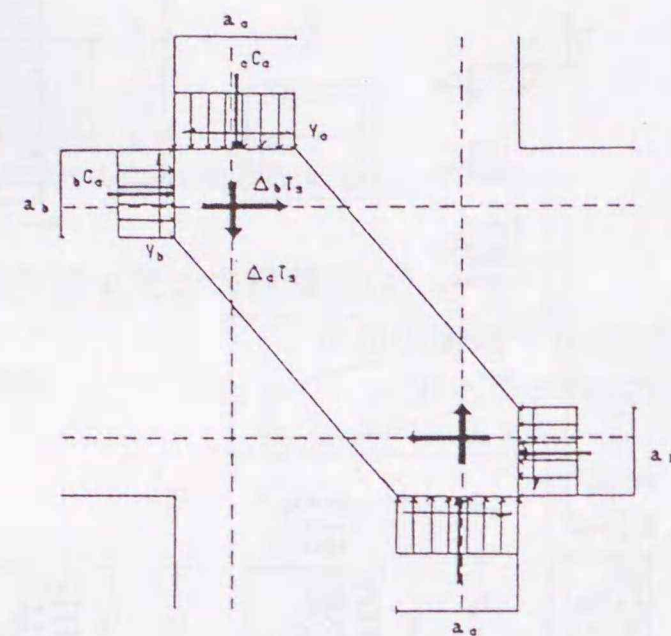


(a) 全体 (b) ストラット作用 (c) 付着作用
準ストラット機構 A 準ストラット機構 B

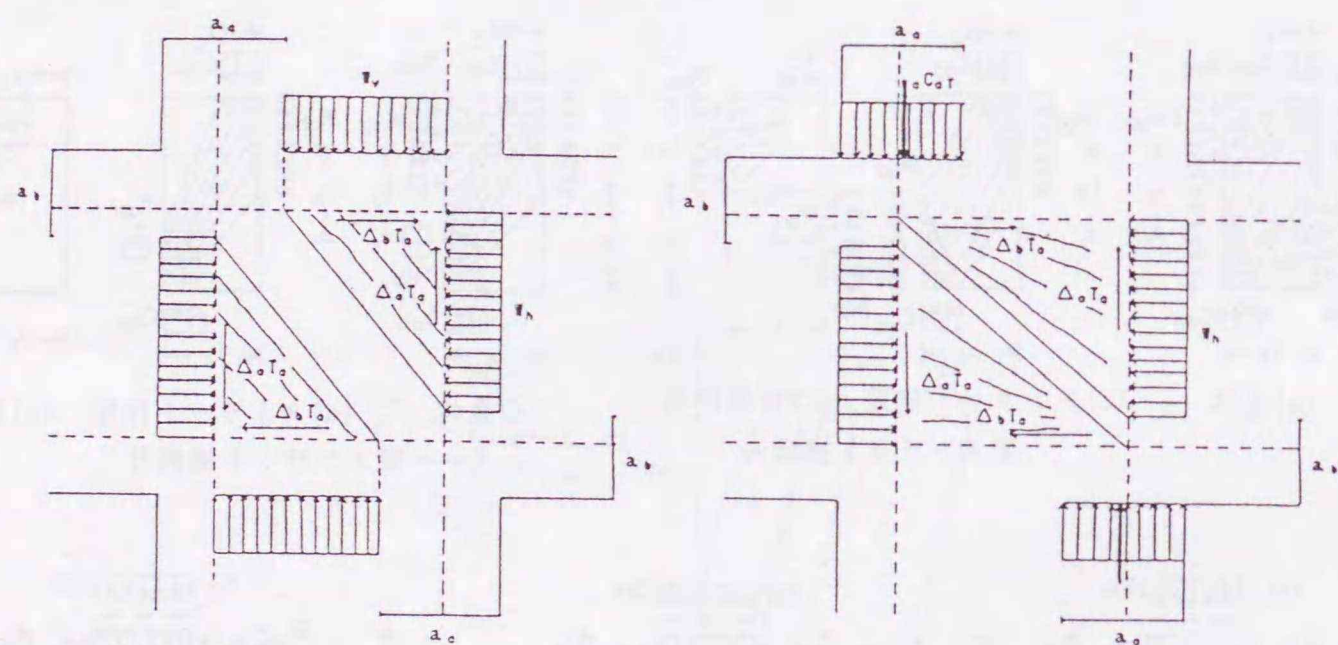


トラス機構 A トラス機構 B トラス機構 C

図 1-9 市之瀬の提案する接合部剪断応力伝達機構

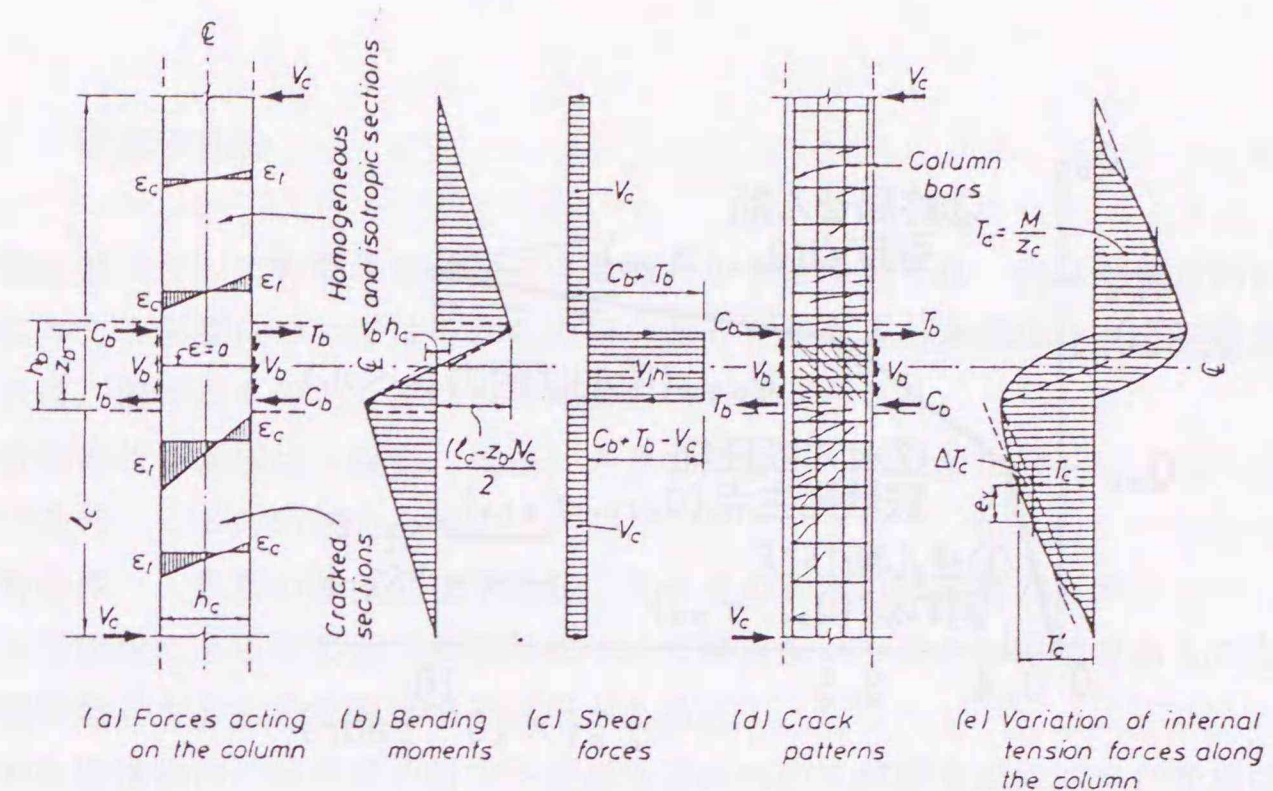


(a) ストラット機構

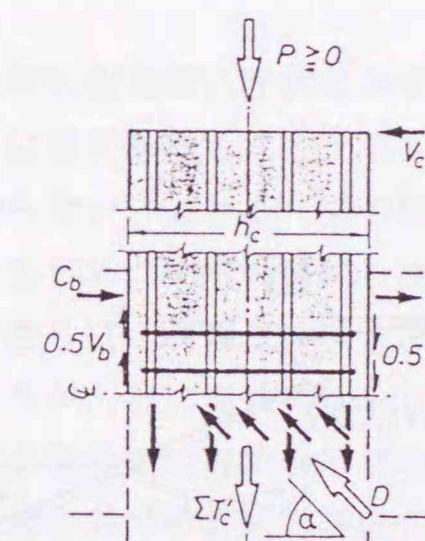


(b) トラス機構 (柱中間筋のある場合) (c) トラス機構 (柱中間筋の無い場合)

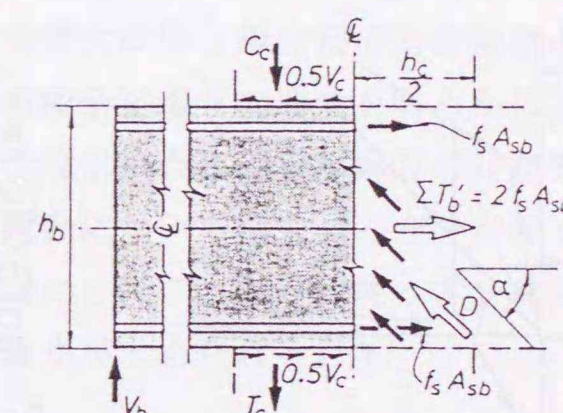
図 1-10 上村の提案する終局時接合部剪断応力伝達機構



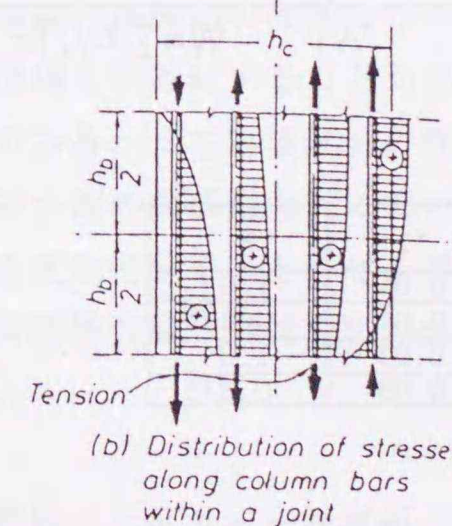
Features of column behavior



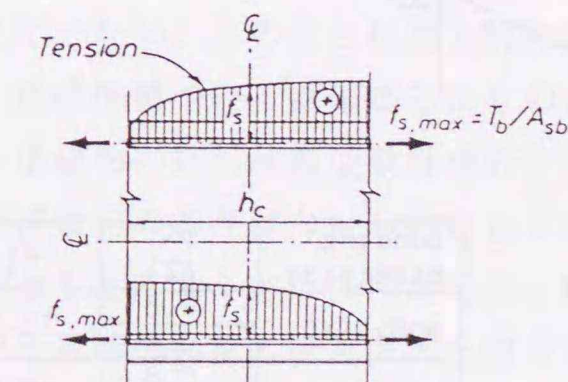
(a) Forces in equilibrium



(a) Forces in equilibrium



(b) Distribution of stresses along column bars within a joint



(b) Distribution of stresses along beam bars within a joint

Actions on a beam within a joint

Actions on a column within a joint

図 1-11 Paulay による接合部内での応力の釣合

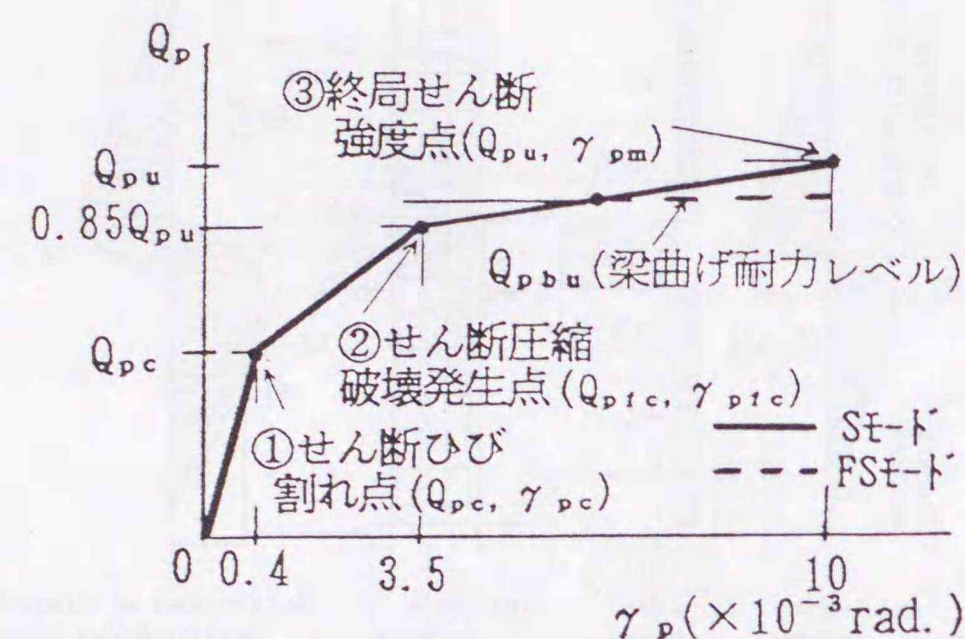
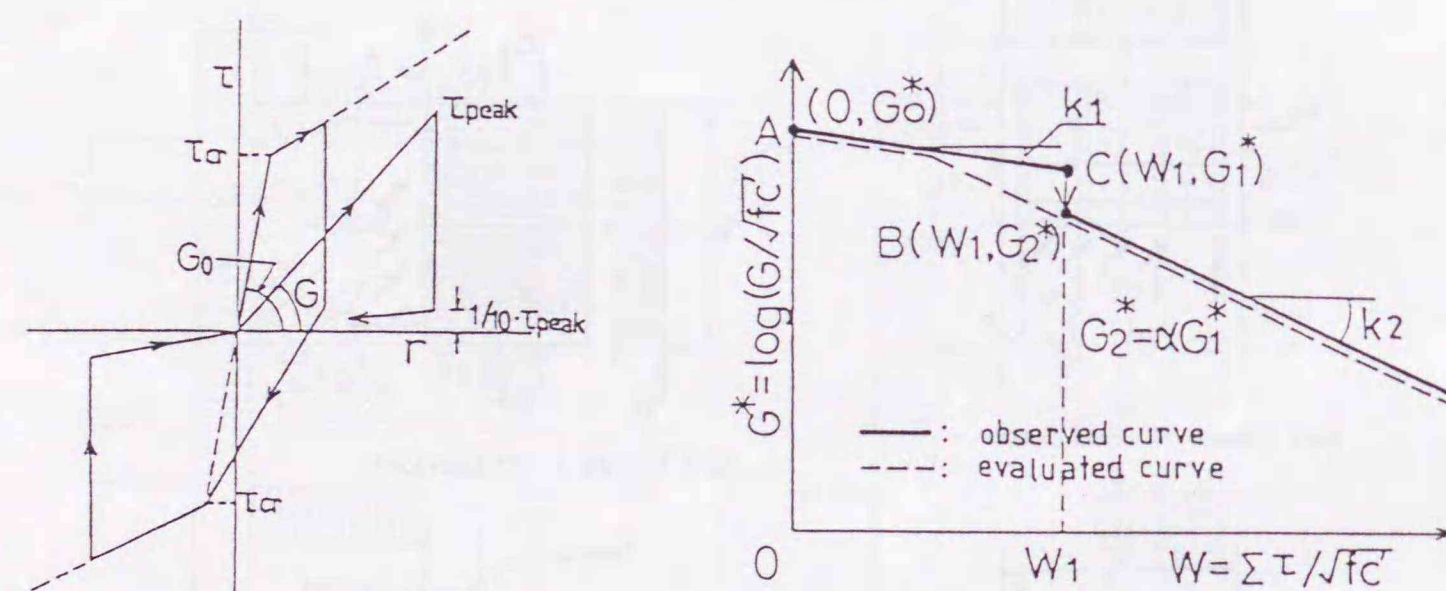


図1-12 寺岡らによる内部接合部 Q_p - γ スケルトンカーブのモデル化



Loading direction	p_w (%)	W_1	k_1	k_2	α
positive	0.8	12.5	0.025	0.04	1.0
	0.4		0.015	0.04	0.875
negative	0.8	10.5	0.005	0.03	1.0
	0.4		0.010	0.03	0.875

図1-13 藤井らによる外部柱梁接合部の τ - γ 関係のモデル化

第3節 研究の目的

柱梁接合部についての要因はかなり多数にわたると考えられ、それが接合部の耐力や変形状に与える影響についてはそれらの組合せを考えると未解決な点が無限大に存在する。例えば、簡単なものとしては次の様なものが挙げられる。

接合部形状 縦横比、偏心、段差、スラブの有無、断面変化等

応力条件 2方向加力、軸力

材料条件 鉄筋の強度、柱中段筋、フックの有無、柱芯筋の有無

このような状況にある中で全ての項目について検討を行うことは困難であることから、本論で研究対象とするものを限定する必要がある。

一般的な構造物内の接合部の耐力や変形状について前節までに述べた既往の研究から、鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の耐震設計法を確立するにあたり必要とされる基本事項に範囲を限定し、現状において未解決の事項を以下に列記する。

1. 一般に梁端部に降伏ヒンジを想定する全体崩壊型の骨組を計画することになるが、設計通りに梁が降伏しても予定する水平変位に達しないうちに柱梁接合部の剪断破壊が生じてはならない。しかし、梁の降伏後の変形増大に伴う接合部の剪断破壊条件との関係が不明であるため、両者の関係を把握しての剪断余裕度との関係を明らかにすることが必要である。さらに、高強度材料まで適用できる柱梁接合部の剪断耐力の評価式は現状では未確立であるが、特に高強度コンクリートの挙動については未知の部分が多く梁の降伏レベルに対する接合部の剪断余裕度の規定が明確にされていない。従って、高強度材料にも適用できる接合部の剪断耐力評価式の早急な確立が求められる。

2. 梁や柱の場合には剪断抵抗における剪断補強筋の寄与はかなり明確にされているが、柱梁接合部の補強筋の機能については明確にされていない。このことは接合部における剪断抵抗機構を明確にすることが必要とされるが、抵抗機構については確定したものがないのが現状である。日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針で提案されている接合部の剪断耐力式においては接合部剪断補強筋の寄与はないものとしているが、接合部の変形状を向上させる機能を評価する場合もあり考え方は多様である。接合部における剪断補強筋の機能を明らかにして適切な接合部補強筋量の決定方法を確立する必要がある。

3. 鉄筋コンクリート造骨組の地震時の変形挙動に対する接合部変形の及ぼす影響について明らかにする必要がある。一般に構造物は梁降伏型の崩壊型を指向する設計方針であることから骨組の変形は梁の変形性能に大きく依存すると考えられる。大きな水平力が作

用する場合には内部柱梁接合部内での梁主筋の付着応力度はかなり大きくなり、梁主筋の付着が失われて梁主筋が接合部から抜け出す現象が生じると骨組の履歴特性は大きく変化する。従って、接合部における梁主筋の付着特性と梁主筋の接合部からの拔出に伴う付加変形の性状について明らかにする必要がある。

以上の問題点に対し、本研究では特に梁降伏時の接合部の剪断入力レベルと接合部を含む骨組の破壊性状に着目し、第2章の既往の実験データを用いた統計的研究と第3章に述べる実験的研究を行い以下に示す事項について検討を行う。

1. 柱梁接合部の剪断入力レベルの変化に対する剪断抵抗機構の推移の解明

抵抗機構の変化についての考察

接合部補強筋の機能の検討

柱梁接合部の剪断耐力の評価法

2. 柱梁接合部の変形性能の解明

接合部の復元力特性の解明

3. 柱梁接合部を含む骨組の変形特性の解明

梁主筋の接合部からの拔出による変形特性の検討

これから得られた知見を用いて、鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の設計法の提案を行うことを最終的な目的とする。

第4節 用語の説明

本論で使用する主な用語のうち、研究者によって意味が異なっていたり、一般化されていないものもあるため、必要なものを以下に定義し解説する。尚、本節で説明しない用語については日本建築学会で使用される一般的な意味で用いる。

○接合部剪断応力度 τ_{jh}

柱梁接合部の入力剪断力は梁上端における梁端主筋引張力と反対側の梁端圧縮力の合計から上柱の剪断力を減じた力である。一般的には梁端圧縮力は力の釣合から下端主筋引張力に等しいことから、下式に示すように両側の梁主筋引張力の合計から柱剪断力を減じている。この剪断力を剪断応力度に変換する場合の有効断面のとり方には応力状態等の影響で異なる。接合部の有効断面は次に述べる柱梁接合部の有効幅と接合部成で囲まれる断面を考える。接合部成は柱の全成としたり柱の応力中心距離とするなど研究者によって異なるが、本論では柱梁接合部における剪断抵抗機構として対角ストラット機構が主であると考え、このストラットの水平投影長である柱成を接合部成と考える。

$$\tau_{jh} = \frac{Q_{jh}}{b_j \cdot D_c} \quad (1-13)$$

$$Q_{jh} = T_1 + T_2 - Q_c \quad (1-14)$$

Q_{jh} : 接合部水平剪断力 T_1 : 右梁上端筋引張力

b_j : 接合部有効幅 T_2 : 左梁下端筋引張力

D_c : 柱成 Q_c : 柱剪断力

○接合部有効幅 b_j

柱梁接合部は剪断亀裂が生じるまでは接合部全断面に均一に応力が伝達されることが3次元のFEM解析で判っているが、接合部に剪断亀裂が発生すると応力分布が不均一になり応力の伝達機構も変化することから接合部内での応力伝達に対して平均応力度を評価する際には有効幅を考える必要がある。特に、柱幅と梁幅が極端に違う場合などは幅の狭い梁からの入力力が接合部の中へどの様に伝達されるか考慮しなければいけない。この幅を柱幅と梁幅の平均とするものが多いが、梁が柱に偏心して取り付いている場合などは算定方法が提案されている。本論では、建築学会の鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針で定義されている方法を用いる（図1-14(a)参照）。

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad (1-15)$$

b_b : 梁幅

b_{a1} 、 b_{a2} : 梁の両側面において梁側面から柱側面の長さの
1/2、または、柱成の1/4の小さい方

○接合部剪断入力量 (= 梁曲げ降伏時接合部剪断応力度) b_{vj}

柱梁接合部に入力される力の上限は、梁降伏先行を前提として骨組を設計する場合には接合部に取り付く梁の曲げ降伏に達した時の接合部剪断力となり、梁主筋に実降伏強度を用いて右梁の上端筋と左梁の下端、または左梁の上端と右梁の下端筋の組合わせによって(1-14)式にて求められる。従って、接合部の耐力を検討する際には梁降伏ヒンジが形成されるまでに接合部が破壊しないことが条件となる。また、接合部剪断応力度で示す場合にはこの剪断力を接合部の有効断面(接合部有効幅と柱成で囲まれる面積)で除した値で表せられる。

実際の構造物ではスラブがあることから梁の上端筋にスラブ筋が協力することが考えられる。立体接合部試験体で検討した研究[1-22]によれば、最大耐力時には全スラブ筋が降伏し梁の曲げ耐力に有効に機能した結果を得ていることから、スラブがある場合には梁曲げ耐力にスラブ筋を考慮すべきである。

○付着指標 μ_b

梁主筋の接合部内における付着の良悪を示す指標であって、梁主筋が接合部の両端で同時に引張・圧縮降伏するとした場合の接合部内における平均付着応力度を接合部コンクリート圧縮強度の平方根で除した値。算定式は、次式による。

梁主筋平均付着応力度(接合部内)

$$u_b = \frac{2 \cdot a_t \cdot \sigma_y}{\phi \cdot D_c} \quad (1-16)$$

梁主筋の付着指標

$$\mu_b = \frac{u_b}{\sqrt{\sigma_B}} \quad (1-17)$$

a_t : 梁主筋断面積(cm^2)

D_c : 柱成(cm)

σ_y : 主筋降伏強度(kgf/cm^2)

ϕ : 主筋の周長(cm)

σ_B : コンクリート圧縮強度(kgf/cm^2)

○接合部補強筋

・接合部水平補強筋(図1-14(b)参照)

接合部内の上端・下端の梁主筋間に配される柱帯筋・タイ筋を接合部水平補強筋と考える。補強筋比は (水平補強筋断面積の和) / (梁主筋間の柱の鉛直断面積) で表す。

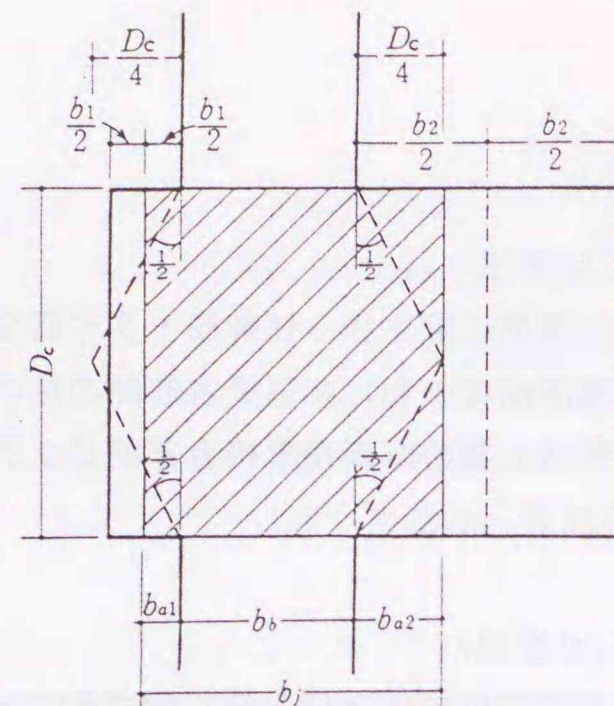
一般には上記の方法や補強筋1組の断面積を接合部筋ピッチと柱幅で除した値とする場合もある。

・接合部鉛直補強筋(図1-14(c)参照)

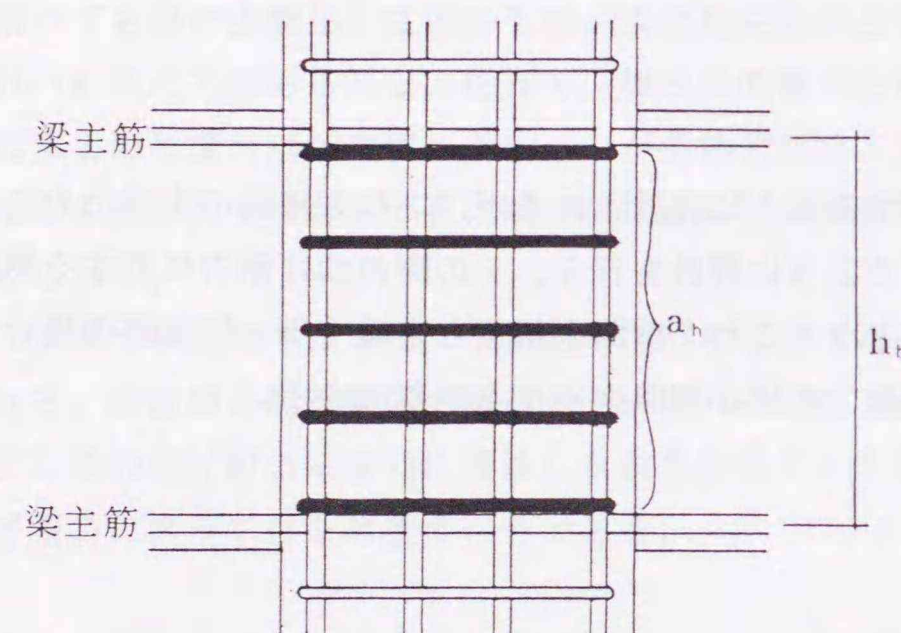
一般に施工上の困難から接合部内で梁あばら筋を配することはない。従って、接合部の鉛直方向の補強筋として考えられるのは柱の中段筋および柱芯筋である。補強筋比は (鉛直補強筋断面積の和) / (柱引張筋間の柱水平断面積) で表す。

○接合部剪断余裕度

鉄筋コンクリート部材は曲げ降伏するように設計されるが、これを確実にするために曲げ耐力に対して剪断耐力を大きくするように設計を行う。その際の曲げ耐力に対する剪断耐力の比が剪断破壊に対する安全率となりこれを剪断余裕度と定義する。接合部の場合には梁の曲げ耐力に対する接合部剪断耐力の比が剪断余裕度と定義できる。

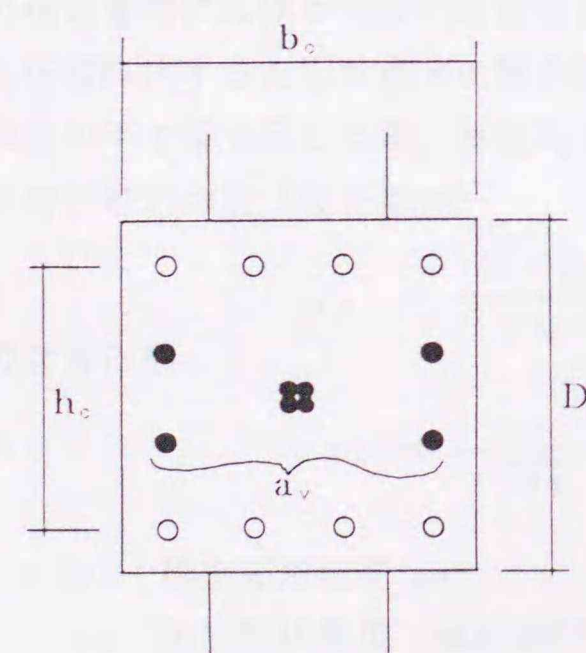


(a) 接合部有効幅



(b) 接合部水平補強筋

$$p_{jh} = \frac{a_h}{b_c \cdot h_b}$$



(c) 接合部鉛直補強筋

$$p_{jv} = \frac{a_v}{b_c \cdot h_c}$$

図 1-14 用語の定義

第 1 章の参考文献

- [1-1] Paulay T. and Park R., 「Joints in Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance」, Research Report 84-9, University of Canterbury, 1984
- [1-2] 橋井、藤井、森田, 「鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部におけるせん断抵抗機構」, コンクリート工学年次論文報告集, 14-2, 1992
- [1-3] Standards Association of New Zealand, 「New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures」, NZS 3101, 1982
- [1-4] ACI-ASCE Committee 352, 「Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures」, ACI Journal, 82-3, 1985
- [1-5] 野口、菅野、栗栖, 「RC 柱・はり接合部のはり通し筋の付着指標と接合部せん断入力レベルに関する考察」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1986
- [1-6] 小河原、塩原、岡, 「高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造接合部の耐震設計法(その 8)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991
- [1-7] 上村, 「RC 内部梁・柱接合部のせん断終局強度と破壊形式分類」, コンクリート工学年次論文報告集, 14-2, 1992
- [1-8] Bertero V. V. and Popov E. P., 「Seismic Behavior of Moment-Resistant Reinforced Concrete Frames」, Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, American Concrete Institute, SP-53, 1977
- [1-9] 小倉、関根, 「鉄筋コンクリート柱・梁接合部に関する研究の動向」, コンクリート工学, Vol.19, No.9, 1981
- [1-10] 角、浅草, 「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, 1988
- [1-11] 上村, 「鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部の終局剪断強度について」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1970
- [1-12] 狩野、寺岡他, 「鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学性状に関する研究 その 1」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1986
- [1-13] 日本建築学会, 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」, 1988
- [1-14] 日本建築学会, 「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針・同解説」, 1990
- [1-15] 青山, 「鉄筋コンクリート柱はり接合部論争の結末」, コンクリート工学, vol.30, No.9, 1992

- [1-16] 市之瀬, 「付着強度を考慮した梁降伏型RC内部柱梁接合部のせん断抵抗機構」, 日本建築学会構造系論文報告集, 第400号, 1989
- [1-17] 上村, 「鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する研究」, 東京大学学位論文, 1992
- [1-18] Paulay, T, 「Equilibrium Criteria for Reinforced Concrete Beam-column Joints」, ACI Structural Journal, Vol.86 No.6, 1989
- [1-19] 狩野, 寺岡他, 「鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学性状に関する研究その5」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1987
- [1-20] 佐々木, 寺岡, 狩野, 「RC造内柱・梁接合部パネルのせん断力-せん断変形角関係」, コンクリート工学年次論文報告集, 15-2, 1993
- [1-21] 北山, 「鉄筋コンクリート柱・梁接合部の復元力特性に関する研究」, コンクリート工学年次論文報告集, 14-2, 1992
- [1-22] 森田, 藤井, 野村, 「RC外部柱・梁接合部の耐力と変形状」, コンクリート工学年次論文報告集, 9-2, 1987
- [1-23] 草苅他, 「鉄筋コンクリート造立体柱梁接合部の破壊性状に関する研究(その1、2)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1984

第2章

鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の

剪断耐力に関する実験資料の

統計的検討

第2章 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断耐力に関する実験資料の統計的検討

第1節 概 説

鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断耐力の評価についての研究は過去に多く行われているが前章で述べたようにまだ統一的な知見が無い。これは接合部の剪断耐力に影響を与える要因が複雑であって、剪断耐力がそれら単独の要因で決定することはないことや、破壊形式自体の定義が明確にされていないことにある。実験において試験体の最大耐力値を決定する破壊形式について明確な考察が行われるようになったのは最近のことであり、それまでの実験では耐力を決定した破壊形式の区別が明確に記述されていないものが多くを占めていた。

ここでは柱梁接合部の剪断耐力に与える影響要因を再検討する目的で、1980年から1991年までに日本建築学会大会学術講演梗概集及び論文報告集と日本コンクリート工学協会年次論文集中に発表された日本国内で行われた実験のうち下記の条件を満足する試験体についてデータをまとめ、接合部の剪断耐力に影響を与える要因について統計的に考察を行う。[2-1~24]

選定条件

1. 普通コンクリートを用いた平面十字形内部柱梁接合部であること
2. 試験体寸法、材料強度が明確に記載されていること
3. 試験体の破壊形式が記載されているか分かるような記述があること
4. 柱の降伏が生じていないこと
5. 偏心の無い梁が取り付け、両側の梁の寸法が同一であること
6. スラブがついていないこと

採用した全試験体数は96体であるが、その内訳は柱や梁の降伏前に接合部が剪断破壊した試験体（J型）23体、梁の降伏後に接合部の剪断破壊が生じた試験体（BJ型）52体、梁が曲げ破壊した試験体〔梁曲げ降伏〕（B型）19体、その他の破壊2体（接合部内における梁主筋の定着破壊、梁の曲げ圧縮破壊）である。試験体の載荷形式はほとんどが正負繰り返し載荷であるが、1体だけ単調載荷した試験体が含まれている。

正負の繰り返し載荷を行っている場合の耐力値は接合部剪断亀裂発生時および梁降伏時についてはその現象が初めに起こった載荷時の値とし、最大耐力は絶対値の大きい方の値を採用した。また、参照した論文中に耐力値、変形値の記載が無い場合には論文中に示されているグラフ等で読み取れるものについてのみ採用した。

接合部剪断応力度を算定する際の接合部有効断面については研究者毎に定義が異なるため、断りの無い限り本論文の定義に従い、剪断亀裂発生耐力の算定には柱幅と柱成で囲まれる

面積すなわち柱全断面を、終局耐力の算定には柱幅と梁幅の平均幅と柱成で囲まれる有効断面を用いた。

試験体の破壊形式は各研究者が判断したものを採用したが、前節で述べた破壊の定義と明らかに異なると判断できるものは本論文の定義に従って変更して用いた。

全試験体のデータ一覧を表2-1(a)～(d)に示す。表中では上述したように資料中に耐力値や変形値の記述の無い項目については「-」で示した。データベースの作成及びデータの図形出力等の処理にはパーソナルコンピュータ、プロッター等を用い、これらのデータ処理ソフトは自作のものを用いた。

図2-1 は引用した各試験体で使用している材料強度の分布を示しているが、コンクリート強度は平均で 453kgf/cm² (標準偏差 216) となり全体的に強度の高いデータが多くなっている様に見えるが、超高強度コンクリートを用いた試験体があるので平均値が大きくなっている。梁主筋強度は3000～4000kgf/cm² 級の使用が多いが、6000kgf/cm² 以上のものを高強度コンクリートと組み合わせて使用した例がみられる。接合部補強筋についても同様の傾向があるが、4500～7000kgf/cm² の試験体が欠けている。柱主筋は梁主筋よりも若干強度の大きいものを使用しているが、超高強度筋を梁主筋に用いている場合は必ず柱主筋を超高強度筋としている。

以下では、各パラメータ毎に耐力に与える影響について考察する。

表 2-1-1 (a-1) 試験体リスト一覧 (試験体概要)

試験体	柱				階高 加力 点間	梁				梁ス パン	援 合 部			コン クリ ート 強度	文献				
	断面	主筋	軸筋比	降伏 強度		周面	上端筋		下端筋		補 筋	比							
							鉄筋	比	鉄筋				比			付指標	付指標		
J 1	25x25	4-D16	2.25	3686	40	18x25	3-D19	2.28	3519	16.10	3-D19	2.28	3519	16.1	200	2-9φ65 3set	0.83	2-1	
JB 1	25x25	4-D16	2.25	3686	40	18x25	2-D19	1.52	3519	16.40	2-D19	1.52	3519	16.4	200	2-9φ65 3set	0.83		
No. 3	66x66	4-D51	1.86	4085	60	300	60x60	3-D51	2.03	4085	17.40	3-D51	2.03	4085	17.4	500	4-D1608	1.51	2-2
No. 1	30x30	8-D22	3.4	3633	40	170	20x30	3-D22	2.32	3633	19.00	3-D22	2.32	3633	19.0	250	2-9φ65 3set	0.7	
No. 1	25x25	8-D16	4.5	3806	43.2	140	18x25	3-D16	1.58	3806	15.79	3-D16	1.58	3806	15.79	200	2-9φ65 3set	0.83	2-3
No. 2	25x25	8-D16	4.5	3806	43.2	140	18x25	3-D16	1.58	3806	15.79	3-D16	1.58	3806	15.79	200	2-9φ65 3set	0.83	
No. 3	25x25	8-D16	3.23	3800	43.2	140	18x25	3-D16	1.58	3806	15.79	3-D16	1.58	3806	15.79	200	2-9φ65 3set	0.83	2-4
J 1	30x30	16-D13	2.26	4090	20	147	20x30	8-D13	1.88	4090	10.90	4-D13	0.94	4090	10.9	270	2-D6φ7.5	0.28	
J 2	30x30	16-D13	2.26	4090	20	147	20x30	8-D13	1.88	4090	11.30	4-D13	0.94	4090	11.3	270	4-D6φ7.5	0.57	
J 3	30x30	16-D13	2.26	4090	20	147	20x30	8-D13	1.88	4090	11.30	4-D13	0.94	4090	11.3	270	4-D6φ2.5	1.14	2-5
J 4	30x30	16-D13	2.26	4090	80	147	20x30	8-D13	1.88	4090	10.90	4-D13	0.94	4090	10.9	270	2-D6φ7.5	0.28	
J 5	30x30	10-D13	1.41	4090	20	147	20x30	8-D13	1.88	4090	10.90	4-D13	0.94	4090	10.4	270	2-D6φ7.5	0.28	2-6
J 6	30x30	12-D10	0.95	3690	60	147	20x30	4-D13	0.94	3530	8.94	3-D13	0.71	3530	8.94	270	2-D6φ5	0.43	
C 1	30x30	16-D13	2.26	4300	20	147	20x30	12-D10	1.59	3260	6.73	6-D10	0.79	3260	6.73	270	2-D6φ7	0.27	2-6
C 2	30x30	16-D13	2.26	4300	20	147	20x30	12-D10	1.59	3260	6.73	6-D10	0.79	3260	6.73	270	4-D6φ4.5	0.9	
C 3	30x30	16-D13	2.26	4300	20	147	20x30	12-D10	1.59	3260	6.73	6-D10	0.79	3260	6.73	270	4-D10φ4.5	2.01	2-7
B 1	30x30	16-D16	3.54	3580	20	147	20x30	8-D13	2.05	3780	10.30	8-D13	2.05	3780	10.3	270	2-6φ4set Sepa	0.35	
B 2	30x30	16-D16	3.54	3580	20	147	20x30	8-D13	2.05	3780	10.30	8-D13	2.05	3780	10.3	270	2-6φ4set Sepa	0.35	2-7
B 3	30x30	16-D16	3.54	3580	20	147	20x30	12-D10	1.68	3170	6.68	12-D10	1.68	3170	6.68	270	3-6φ7set Sepa	0.88	
B 4	30x30	16-D16	3.54	3580	20	147	20x30	12-D10	1.68	3170	6.68	12-D10	1.68	3170	6.68	270	3-6φ7set Sepa	0.88	2-8
A 1	30x30	16-D16	3.54	5500	20	147	20x30	8-D13	2.05	7950	19.50	4-D13	0.96	7950	19.5	270	3-6φ4.5 3set	0.37	
No. 3	30x30	12-D16	2.54	4390	85	110	24x30	2-D19	2.16	4180	15.30	2-D19	2.16	4180	15.3	200	2-D10+2-D6 φ5.7	1.2	2-8
No. 4	30x30	12-D16	2.54	4390	120	110	24x30	4-D22	2.48	4190	15.30	4-D22	2.48	4190	15.3	200	2-D10+2-D6 φ5.7	1.2	
No. 5	30x30	12-D16	2.54	4390	120	110	24x30	4-D22	2.48	4190	15.30	4-D22	2.48	4190	15.3	200	4-D10φ5.3	1.8	2-9
No. 7	30x30	12-D16	2.54	4390	120	110	24x30	4-D22	2.48	4190	14.10	4-D22	2.48	4190	14.1	200	2-D10+2-D6 φ5.7	1.2	
No. 8	30x30	12-D16	2.54	4390	120	110	24x30	4-D22	2.48	4190	14.10	4-D22	2.48	4190	14.1	200	4-D10φ5.3	1.8	2-9
No. 11	30x30	12-D16	2.54	4390	110	110	24x30	4-D22	2.48	4039	16.30	4-D22	2.48	4039	16.3	200	4-D6φ7.1	0.6	
No. 12	30x30	12-D16	2.54	4390	110	110	24x30	4-D22	2.48	4039	16.30	4-D22	2.48	4039	16.3	200	2-D10+2-D6 φ5.7	1.2	

寸法: cm 強度: 応力度: kgf/cm² 軸力=柱軸心力度、降伏強度=付指標

表2-1 (a-2) 試験体リスト一覧 (実験結果)

試験体	接合部剪断初亀裂時				梁降伏時				破壊形式	計算値	
	Qc	τ_j	γ	Qc	R	Qc	τ_j	γ		τ_j	τ_j
J 1	2.86	25.9	-	7.36	18.0	7.36	77.4	13.0	BJ	95.6	98.3
J B 1	3.22	29.1	-	6.43	15.0	6.57	69.2	9.5	BJ	63.8	65.6
No. 3	-	-	-	51.50	-	51.50	102.2	-	BJ	99.4	102.2
No. 1	4.41	28.7	-	9.56	-	10.66	82.9	-	BJ	96.0	98.7
No. 1	3.21	29.1	-	6.07	-	7.07	74.5	4.8	BJ	71.9	73.95
No. 2	3.21	29.1	-	5.71	-	7.36	77.6	7.2	BJ	71.9	73.95
No. 3	3.21	29.1	-	6.07	-	7.43	78.3	8.0	BJ	71.9	73.95
J 1	-	34.7	-	-	-	-	74.7	14.4	BJ	90.6	68.8
J 2	-	31.1	-	-	-	-	76.7	12.8	BJ	90.6	93.19
J 3	-	39.1	-	-	-	-	82.2	6.57	BJ	90.6	45.3
J 4	-	45.2	-	-	-	-	72.3	-	BJ	90.6	45.3
J 5	-	40.1	-	-	-	-	73.0	-	BJ	90.6	45.3
J 6	-	51.8	-	-	-	-	51.8	-	BJa	45.3	46.59
C 1	-	35.0	-	-	-	-	66.3	-	B	66.4	68.3
C 2	-	-	-	-	-	-	68.4	-	B	66.4	68.29
C 3	-	35.0	-	-	-	-	67.7	-	B	66.4	68.3
B 1	4.64	27.8	-	-	-	-	82.5	24.0	BJ	85.2	87.6
B 2	4.78	29.2	-	-	-	-	80.0	24.0	BJ	85.2	87.6
B 3	4.49	26.3	-	-	-	-	72.5	20.0	BJ	60.32	62.0
B 4	5.07	29.9	-	-	-	-	70.0	20.0	BJ	60.32	62.0
A 1	-	25.9	-	-	-	-	93.0	22.0	J	179.2	184.3
No. 3	-	48.6	0.42	-	-	-	115.0	8.35	J	105.3	108.3
No. 4	-	56.4	0.57	-	-	-	129.0	7.56	J	121.2	124.6
No. 5	-	58.5	0.53	-	-	-	129.5	8.92	J	121.2	124.6
No. 7	-	58.9	0.41	-	-	-	135.5	6.30	BJ	121.2	124.6
No. 8	-	60.6	0.36	-	-	-	139.3	5.22	BJ	121.2	124.6
No. 11	-	47.3	0.52	-	-	-	106.0	12.48	J	116.8	120.1
No. 12	-	54.9	0.64	-	-	-	111.8	10.81	J	117.9	121.3

Qc : 柱剪断力 (tonf)
 τ_j : 接合部剪断応力度 (kgf/cm²)
 R : 残留変形角 (x10⁻³rad)
 γ : 剪断変形角 (x10⁻³rad)
 τ_j : 梁降伏後接合部剪断応力度 (kgf/cm²)
 τ_j : 梁曲終局時接合部剪断応力度 (kgf/cm²)

破壊形式

J : 接合部剪断破壊
 B J : 梁降伏後接合部剪断破壊
 B : 梁曲ガ破壊 (主筋降伏)
 B C : 梁曲ガ圧縮破壊
 B J a : 梁主筋接合部引着破壊

表2-1 (b-1) 試験体リスト一覧 (試験体概要)

試験体	柱				階高 加力 点間	梁				梁ス パン	接 合 部			コリ ット 強度	文献		
	断面	主筋	軸筋比	降伏 強度		断面	上端筋		下端筋		補 強 筋 比	降伏 強度					
							鉄筋 比	降伏強度	付着指標				鉄筋 比			降伏強度	付着指標
No.17	38x38	12-D13	1.06	4340	55	26x32	4-D16 2-D13	1.47	4330	9.47	4-D16 2-D13	1.47	4330	9.47	0.96	3719	2-10 369
No.18	38x38	12-D13	1.06	4340	55	26x32	4-D19	1.55	4360	11.30	4-D19	1.55	4360	11.3	0.96	3719	
No.19	38x38	12-D13	1.06	4340	55	26x32	2-D22 2-D19	1.85	4250	12.60	2-D22 2-D19	1.85	4250	12.6	0.96	3719	
No.20	38x38	12-D13	1.06	4340	55	26x32	4-D22	2.13	4177	12.60	4-D22	2.13	4177	12.6	0.96	3719	
No.23	34x34	12-D16	2.07	4070	60	26x30	8-D13	1.63	4340	8.91	8-D13	1.63	4340	8.91	0.84	3060	2-11 369
No.24	34x34	12-D16	2.07	4070	60	26x30	2-HD16 2-HD13	0.96	6200	14.40	2-HD16 2-HD13	0.96	6200	14.4	0.84	3060	
No.26	34x34	12-D16	2.07	4150	60	26x30	4-D16 4-D13	0.84	4150	10.05	4-D16 4-D13	0.84	4150	10.05	0.84	3060	
No.28	34x34	12-D16	2.07	4070	60	26x30	2-D19 6-D16	2.83	4200	12.70	2-D19 6-D16	2.83	4200	12.7	0.84	3060	
No.29	34x34	12-D16	2.07	4070	100	26x30	4-D16 4-D13	2.09	4150	9.04	4-D16 4-D13	2.09	4150	9.04	0.84	3060	2-12 293
No.30	34x34	12-D16	2.07	4070	100	26x30	8-D19	3.68	4360	11.50	8-D19	3.68	4360	11.5	0.84	3060	
No.2	30x30	16-D13	2.31	3540	20	20x30	10-D10	1.39	3250	5.87	10-D10	1.39	3250	5.87	0.1	3540	
No.4	30x30	5-D13	1.25	3540	20	20x30	5-D13	1.25	3880	9.10	5-D13	1.25	3880	9.1	0.1	3540	
No.5	30x30	16-D13	2.31	3740	20	20x30	10-D10	1.39	3250	6.33	10-D10	1.39	3250	6.33	0.1	3540	2-13 296
No.7	30x30	16-D13	2.31	3740	20	20x30	5-D13	1.25	3740	9.47	5-D13	1.25	3740	9.47	1.15	3220	
WJ-1	30x30	18-D13	2.53	3319	20	20x30	12-D10	1.68	3319	6.43	12-D10	1.68	3319	6.43	0.64	3710	
WJ-3	30x30	12-D16	2.65	3799	20	20x30	12-D10	1.68	3710	7.19	12-D10	1.68	3710	7.19	0.64	3710	
WJ-6	30x30	10-D13	2.48	3648	20	20x30	10-D13	2.48	3648	9.19	10-D13	2.48	3648	9.19	0.64	3710	2-14 410
A1	22x22	16-D13	4.2	6560	31	16x25	8-D10	1.68	10900	24.5	8-D10	1.68	10900	24.5	0.41	2970	
A2	22x22	16-D13	4.2	3950	31	16x25	8-D10	1.68	4170	9.36	8-D10	1.68	4170	9.36	0.41	2970	
A3	22x22	16-D13	4.2	6560	93	16x25	8-D10	1.68	10900	24.40	8-D10	1.68	10900	24.5	0.41	2970	
A4	22x22	16-D13	4.2	10900	93	16x25	8-D10	1.68	10900	24.51	5-D10	1.68	10900	24.5	1.1	2970	2-15 217
JXO-B1	30x30	8-D13	1.05	3783	35	15x35	3-D13	0.79	3783	11.13	3-D13	0.79	3783	11.13	0.21	3130	
JXO-B2	30x30	8-D13	1.05	3783	35	175	28x35	3-D13	0.43	3783	11.26	8-D13	0.43	3793	0.21	3130	

付着指標＝降伏強度/軸力×100
軸力＝軸心圧力/度、降伏強度＝降伏強度/度、付着指標＝付着指標/度

寸法 : cm 強度・応力度 : kgf/cm² 軸力 = 柱軸心応力、降伏強度 = 降伏強度、付着指標 = 付着指標

表 2-1 (b-2) 試験体リスト一覧 (実験結果)

試験体	接合部剪断初亀裂時		梁降伏時		最大耐力時		破壊形式	計算値 $\sigma_y \tau_j$	計算値 $\sigma_u \tau_j$				
	Qc	τ_j	Qc	γ	Qc	τ_j							
No.17	-	-	12.7	-	-	63.5	0.60	B	55.3	56.9			
No.18	-	-	-	-	15.1	6.69	-	66.2	0.74	B	59.4	61.1	
No.19	-	-	-	-	16.8	5.68	-	71.6	1.15	B	68.0	69.9	
No.20	-	-	-	-	19.8	6.85	-	81.1	7.32	BJ	76.74	78.93	
No.23	-	46.8	-	-	19.46	6.32	-	78.3	2.20	BJ	66.7	68.6	
No.24	-	48.6	-	-	20.26	11.06	-	73.2	2.33	B	59.8	61.5	
No.26	-	41.7	-	-	24.58	7.05	-	92.5	6.45	BJ	82.0	84.3	
No.28	-	51.5	-	-	-	-	-	114.7	9.83	J	111.2	114.4	
No.29	-	61.3	-	-	24.72	7.05	-	92.2	2.98	BJ	82.0	84.3	
No.30	-	62.7	-	-	-	-	-	134.6	11.03	J	151.8	156.1	
No. 2	-	-	-	-	-	-	-	73.0	3.43	BJ	51.4	52.9	
No. 4	-	-	-	-	-	-	-	76.0	10.30	BJ	54.6	56.1	
No. 5	-	-	-	-	-	-	-	78.0	1.14	B	54.4	52.9	
No. 7	-	-	-	-	-	-	-	78.0	1.96	B	52.6	54.1	
WJ-1	-	-	-	-	-	-	-	58.9	3.71	B	62.8	64.6	
WJ-3	-	-	-	-	-	-	-	69.9	5.48	B	70.2	72.2	
WJ-6	-	-	-	-	-	-	-	86.7	9.45	BJ	102.2	105.1	
A 1	2.67	34.1	-	-	-	-	-	6.59	100.5	J	256.0	263.3	
A 2	2.54	32.4	-	-	-	-	-	6.07	92.6	47.8	J	98.0	100.8
A 3	3.20	40.8	-	-	-	-	-	6.54	100.5	29.3	J	256.0	263.3
A 4	3.34	42.6	-	-	-	-	-	6.67	102.5	29.2	J	256.0	263.3
JXO-B1	4.75	25.0	0.59	5.57	-	6.01	41.6	-	BJ	35.0	36.0		
JXO-B2	4.90	25.9	0.76	6.42	-	6.36	34.1	-	BJ	27.2	28.0		

Qc : 柱剪断力 (tonf)
 τ_j : 接合部剪断応力度 (kgf/cm²)
R : 層間耐力角 (x10⁻³ rad)
 γ : 剪断変形角 (x10⁻³ rad)
 $\sigma_y \tau_j$: 梁降伏時接合部剪断応力度 (kgf/cm²)
 $\sigma_u \tau_j$: 梁曲げ終局時接合部剪断応力度 (kgf/cm²)
破壊形式
J : 接合部剪断破壊
BJ : 梁降伏後接合部剪断破壊
B : 梁曲げ破壊 (主筋降伏)
BC : 梁曲げ圧縮破壊
BJ a : 梁主筋接合部内付着破壊

表 2-1 (c-1) 試験体リスト一覧 (試験体概要)

試験体	柱			階高 加力 点間	梁			接合部			梁ス パン	コン クリ ート									
	断面	主筋	主筋比		上端筋		下端筋		補筋	比		降伏 強度	強度								
					鉄筋	比	鉄筋	比													
Pa-SS	40x40	14-D22	3.38	4410	44	175	30x40	4-D22	1.64	4410	14.90	300	2-6φ	8set	0.47	3093	205	2-16			
J-1	30x30	24-D13	3.39	6390	94	140	24x30	9-D13	1.93	6390	9.62	7-D13	1.44	6390	9.62	286	2-16.4φ5		5set	0.4	14010
J-2	30x30	24-D13	3.33	14560	94	140	24x30	8-D13	1.66	14560	21.90	8-D13	1.66	14560	21.90	286	2-16.4φ5	5set	0.4	14010	828
J-3	30x30	24-D13	3.33	14560	94	140	24x30	8-D13	1.66	14560	21.94	8-D13	1.66	14560	21.90	286	2-16.4φ5	5set	0.4	14010	828
J-4	30x30	24-D16	5.31	5020	94	140	24x30	10-D13	2.16	5160	8.21	10-D13	2.16	5160	8.21	286	2-16.4φ5	5set	0.4	14010	742
J-5	30x30	24-D13	3.39	8400	94	140	24x30	9-D13	1.92	8400	13.40	7-D13	1.44	8400	13.40	286	2-16.4φ5	5set	0.4	14010	742
J-6	30x30	24-D13	3.39	6760	94	140	24x30	9-D13	1.92	6760	10.30	7-D13	1.44	6760	10.30	286	2-16.4φ7	3set	0.24	7901	808
J-7	30x30	24-D13	3.39	6760	94	140	24x30	7-D13	1.44	6760	10.30	5-D13	0.98	6760	10.30	286	2-Dφ65.5	5set	0.4	8735	808
J-8	30x30	24-D19	7.65	3709	94	140	24x30	9-D19	4.39	3709	8.26	7-D19	3.38	3709	8.26	286	2-Dφ65.5	5set	0.4	8735	808
J-10	30x30	24-D13	3.39	7001	48	140	24x30	9-D13	1.92	7001	15.20	7-D13	1.44	7001	15.20	286	2-Dφ65	5set	0.44	8097	400
J-11	30x30	24-D19	7.65	3726	48	140	24x30	9-D19	4.39	3726	11.80	7-D19	3.38	3726	11.80	286	2-Dφ65	5set	0.44	4087	400
OKJ-1	30x30	20-D13	2.82	7323	86	147	20x30	9-D13	2.23	7323	11.90	7-D13	1.7	7323	11.90	270	4-D6 3set (0+0)	0.54	9738	714	
OKJ-2	30x30	20-D13	2.82	7323	86	147	20x30	9-D13	2.23	7323	11.90	7-D13	1.7	7323	11.90	270	4-D6 3set (0+0)	0.54	9738	714	
OKJ-3	30x30	22-D13	3.1	7323	130	147	20x30	10-D13	2.48	7323	9.61	10-D13	2.48	7323	9.61	270	4-D6 3set (0+0)	0.54	9738	1091	
OKJ-4	30x30	20-D13	2.82	7323	86	147	20x30	9-D13	2.23	7323	11.90	7-D13	1.7	7323	11.90	270	4-D6 3set (0+0)	0.54	9738	714	
OKJ-5	30x30	24-D13	3.39	7323	86	147	20x30	10-D13	2.48	7323	11.90	10-D13	2.48	7323	11.90	270	4-D6 3set (0+0)	0.54	9738	714	
OKJ-6	30x30	20-D13	2.82	7323	66	147	20x30	8-D13	2.05	7323	13.60	7-D13	1.7	7323	13.60	270	4-D6 3set (0+0)	0.54	9738	546	
J-18	33.5x 32	12-D16	2.10	4200	140	120	25x 33.5	4-D16 2-D13	1.47 2-D13	4210	9.71	4-D16 2-D13	1.47 2-D13	4210	9.71	208	2-U5	7set	0.31	15180	468
J-60	35.5x 32	12-D16	2.1	4200	185	120	25x 33.5	4-D16 2-D13	1.47 2-D13	4210	8.47	4-D16 2-D13	1.47 2-D13	4210	8.47	208	2-U5	7set	0.31	15180	615
J-18	35.5x 28.5	12-D16	2.36	4200	140	120	25x 33.5	4-D16 2-D13	1.47 2-D13	4210	10.90	4-D16 2-D13	1.47 2-D13	4210	10.90	208	2-U5	7set	0.31	15180	466
J-60	35.5x 28.5	12-D16	2.36	4200	179	120	25x 33.5	4-D16 2-D13	1.47 2-D13	4210	9.66	4-D16 2-D13	1.47 2-D13	4210	9.66	208	2-U5	7set	0.31	15180	596
J-18	35.5x 25	12-D16	2.69	4200	135	120	25x 33.5	4-D16 2-D13	1.47 2-D13	4210	12.70	4-D16 2-D13	1.47 2-D13	4210	12.70	208	2-U5	7set	0.31	15180	450
J-60	35.5x 25	12-D16	2.69	4200	180	120	25x 33.5	4-D16 2-D13	1.47 2-D13	4210	11.0	4-D16 2-D13	1.47 2-D13	4210	11.00	208	2-U5	7set	0.31	15180	601

寸法: cm

鉄筋比: %

強度・応力度: kgf/cm²

軸力=柱軸応力度、降伏強度、付留強度、付留強度、付留強度

寸法 : cm
強度・応力度 : kgf/cm²
軸力 = 柱軸心力度、降伏強度 = 降伏強度、付着指標 = 付着指標

表2-1 (c-2) 試験体リスト一覧 (実験結果)

試験体	接合部剪断初亀裂時		梁降伏時		最大耐力時		破壊形式	計算値 σ_y, τ_j	計算値 σ_u, τ_j
	Qc	τ_j	γ	Qc	R	Qc	τ_j	γ	
PCa-SS	12.09	28.7	0.59	21.97	25.2	24.67	67.2	8.68	J
J-1	-	36.0	-	-	13.6	25.90	144.0	11.40	BJ
J-2	-	45.0	-	-	-	28.00	156.0	5.70	J
J-3	-	67.0	-	-	-	28.90	161.0	26.40	BC
J-4	-	66.0	-	-	11.9	26.60	148.0	17.40	BJ
J-5	-	70.0	-	-	22.6	29.60	165.0	18.70	BJ
J-6	5.40	27.0	-	26.60	22.3	27.40	162.0	8.80	BJ
J-7	4.70	24.0	-	20.60	15.5	21.80	121.0	-	B
J-8	2.30	12.0	-	25.90	32.2	29.40	173.0	-	BJ
J-10	6.64	33.0	-	-	-	19.60	109.0	-	J
J-11	8.00	40.0	-	-	-	23.20	129.0	-	J
OKJ-1	12.76	64.0	-	-	-	24.13	145.2	-	BJ
OKJ-2	8.65	43.4	-	-	-	24.00	144.4	-	J
OKJ-3	8.14	40.8	-	-	-	30.17	181.5	-	J
OKJ-4	10.28	51.5	-	-	-	25.48	153.4	-	BJ
OKJ-5	9.90	49.7	-	-	-	25.07	150.9	-	J
OKJ-6	6.92	34.7	-	-	-	22.22	133.7	-	J
J-18-20	-	55.5	0.26	23.6	9.6	26.80	85.1	6.2	B
J-60-20	-	40.7	0.39	24.2	7.5	25.40	93.4	6.9	B
J-48-18	-	39.3	0.39	23.3	11.5	25.8	94.3	6.2	BJ
J-60-18	-	51.2	0.45	23.3	9.6	25.9	94.8	3.4	B
J-48-16	-	45.1	0.53	23.1	17.3	23.6	101.0	5.0	BJ
J-60-16	-	65.9	0.86	23.9	14.3	24.6	105.1	3.7	BJ

Qc: 柱剪断力 (tonf)
 τ_j : 接合部剪断応力度 (kgf/cm²)
 R: 層間変形角 (x10⁻³rad)
 γ : 剪断変形角 (x10⁻³rad)
 σ_y, τ_j : 梁降伏時接合部剪断応力度 (kgf/cm²)
 σ_u, τ_j : 梁曲げ終局時接合部剪断応力度 (kgf/cm²)

破壊形式

J: 接合部剪断破壊
 BJ: 梁降伏後接合部剪断破壊
 B: 梁曲げ破壊 (主筋降伏)
 BC: 梁曲げ圧縮破壊
 BJ a: 梁主筋接合部内寸着破壊

表2-1 (d-1) 試験体リスト一覧 (試験体概要)

試験体	柱					階高 加力 点間	梁										梁ス パン	接合部		コ ト 強度	文献
	断面	主筋	主筋比	降伏 強度	軸力		上端筋		下端筋	降伏強 付指標	釣筋 比	降伏強 付指標	補筋 比	降伏 強度							
							釣筋	比													
JS-36 -20	32x32	12-D19	3.36	4700	112	25x 33.5	8-D16	2.29	4370	11.3	8-D16	2.29	4370	11.30	208	2-U5	7set	0.35	15180	372	
JS-48 -20	32x32	12-D19	3.36	4700	135	25x 33.5	8-D16	2.29	4370	10.3	8-D16	2.29	4370	10.30	208	2-U5	7set	0.35	15180	451	
JS-60 -20	32x32	12-D19	3.36	4700	158	25x 33.5	8-D16	2.29	4370	9.51	8-D16	2.29	4370	9.51	208	2-U5	7set	0.35	15180	528	2-21
JS-36 -18	28.5x 28.5	12-D19	4.24	4700	104	25x 33.5	8-D16	2.29	4370	13.2	8-D16	2.29	4370	13.20	208	2-U5	7set	0.4	15180	346	
JS-48 -18	28.5x 28.5	12-D19	4.24	4700	133	25x 33.5	8-D16	2.29	4370	11.7	8-D16	2.29	4370	11.70	208	2-U5	7set	0.4	15180	442	
JS-60 -18	28.5x 28.5	12-D19	4.24	4700	162	25x 33.5	8-D16	2.29	4370	10.6	8-D16	2.29	4370	10.60	208	2-U5	7set	0.4	15180	540	
No. 1	40x40	16-D19	2.87	4130	50	30x40	6-D19	1.64	4130	11.5	6-D19	1.64	4130	11.50	300	2-U6.4φ5	5set	0.3	14200	289	2-22
No. 2	40x40	16-D19	2.87	9308	50	30x40	6-D19	1.64	9308	15.5	6-D19	1.64	9308	15.50	300	2-U6.4φ5	5set	0.3	14200	289	
No. 3	40x40	16-D19	2.87	6050	100	30x40	6-D19	1.64	6050	10.0	6-D19	1.64	6050	10.00	300	2-U6.4φ5	5set	0.3	14200	818	
No. 4	40x40	16-D19	2.87	6050	100	30x40	8-D19	2.25	6050	10.0	8-D19	2.25	6050	10.00	300	2-U6.4φ5	5set	0.3	14200	818	
No. 5	40x40	16-D19	2.87	9308	100	30x40	6-D19	1.64	9308	15.5	6-D19	1.64	9308	15.50	300	2-U6.4φ5	5set	0.3	14200	818	
No. 6	40x40	16-D19	2.87	7405	167	30x40	6-D19	1.64	7405	10.9	6-D19	1.64	7405	10.90	300	2-U6.4φ5	5set	0.3	14200	1039	2-23
No. 7	40x40	16-D19	2.87	9308	167	30x40	6-D19	1.64	9308	13.7	6-D19	1.64	9308	13.70	300	2-U6.4φ5	5set	0.3	14200	1039	
No. 8	40x40	16-D19	2.87	9308	167	30x40	8-D19	2.25	9308	13.7	8-D19	2.25	9308	13.70	300	2-U6.4φ5	5set	0.3	14200	1039	
No. 2	37.5x 50	14-D19	2.14	3720	96	30x45	10-D19	2.45	3960	7.52	10-D19	2.45	3960	7.52	270	2-5.5φφ3.2	0.4	3710	400		
No. 3	37.5x 50	14-D19	2.14	3720	96	30x45	10-D19	2.45	3960	7.52	10-D19	2.45	3960	7.52	270	4-5φ φ3.2	0.65	8260	400		
BJ-AM	25x25	8-D16 6-D10	2.55	3635	64	18x25	3-D13	0.96	3904	9.97	3-D13	0.96	3904	9.97	200	2-D10	3set	0.92	3826	415	
BJ-BM	25x25	8-D16 6-D10	2.55	3635	64	18x25	4-D13	1.36	3904	9.97	4-D13	1.36	3904	9.97	200	2-D10	3set	0.92	3826	415	
BJ-CM	25x25	8-D16 6-D10	2.55	3635	64	18x25	5-D13	1.68	3904	9.97	5-D13	1.68	3904	9.97	200	2-D10	3set	0.92	3826	415	2-24
BJ-AR	25x25	8-D16 6-D10	2.55	3635	64	18x25	3-D13	0.96	3904	9.97	3-D13	0.96	3904	9.97	200	2-D10	3set	0.92	3826	415	
BJ-BR	25x25	8-D16 6-D10	2.55	3635	64	18x25	4-D13	1.36	3904	9.97	4-D13	1.36	3904	9.97	200	2-D10	3set	0.92	3826	415	
BJ-CR	25x25	8-D16 6-D10	2.55	3635	64	18x25	5-D13	1.68	3904	9.97	5-D13	1.68	3904	9.97	200	2-D10	3set	0.92	3826	415	

寸法: cm

釣筋比: %

強度・応力度: kgf/cm²

軸力=柱軸心応力度、降伏強度=降伏強度、付指標=付指標

寸法: cm 釣筋比: % 強度・応力度: kgf/cm² 軸力=柱軸心力度、降伏強=降伏強度、付指標=付着指標

表 2-1 (1-2) 試験体リスト一覧 (実験結果)

試験体	接合部剪断初亀裂時		梁終局時		最大耐力時		破壊形式	計算値 $\sigma_v \tau_j$	計算値 $\sigma_v \tau_j$
	Qc	τ_j	Qc	γ	Qc	τ_j			
JS-36-20	-	45.5	33.3	0.39	33.3	116.0	7.6	BJ	119.3
JS-48-20	-	43.8	33.5	0.57	33.5	116.7	7.9	BJ	119.3
JS-60-20	-	59.8	34.8	0.64	36.5	127.1	5.4	BJ	119.3
JS-36-18	-	41.3	-	0.46	27.4	117.0	11.1	J	143.3
JS-48-18	-	65.1	-	1.38	-	-	-	-	-
JS-60-18	-	52.0	33.3	0.7	33.3	142.4	9.0	BJ	143.3
NO. 1	12.90	36.6	-	-	21.6	10.1	24.5	79.0	-
NO. 2	10.70	30.1	-	-	-	-	29.7	96.0	-
NO. 3	19.2	54.0	-	-	33.5	10.1	41.4	133.0	-
NO. 4	19.5	54.9	-	-	31.7	9.8	46.1	148.0	-
NO. 5	18.9	53.2	-	-	49.4	22.8	55.7	179.0	-
NO. 6	24.0	67.5	-	-	41.6	13.4	50.3	162.0	-
NO. 7	19.7	55.4	-	-	50.4	18.1	54.8	176.0	-
NO. 8	26.6	74.9	-	-	55.4	18.1	63.5	204.0	-
NO. 2	40.3	60.3	-	-	60.5	7.6	66.4	110.5	-
NO. 3	39.1	58.6	-	-	61.6	8.2	68.9	114.6	-
BJ-AM	5.0	42.9	-	-	5.29	10.0	5.54	55.3	-
BJ-BM	3.71	31.9	-	-	5.36	12.0	7.06	70.4	-
BJ-CM	3.93	33.7	-	-	7.14	15.8	8.71	87.0	-
BJ-AR	3.86	33.1	-	-	4.70	10.0	5.64	56.3	-
BJ-BR	4.64	39.8	-	-	6.66	12.0	6.87	68.6	-
BJ-CR	4.64	39.8	-	-	7.86	15.8	8.64	86.2	-

Qc : 柱剪断力 (tonf)
 τ_j : 接合部剪断応力度 (kgf/cm²)
R : 層間部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)
 γ : 剪断変形角 ($\times 10^{-3}$ rad)
 $\sigma_v \tau_j$: 梁終局時接合部剪断応力度 (kgf/cm²)
 $\sigma_v \tau_j$: 梁終局時接合部剪断応力度 (kgf/cm²)

破壊形式

J : 接合部剪断破壊
BJ : 梁終局後接合部剪断破壊
B : 梁曲げ破壊 (主筋降伏)
BC : 梁曲げ圧縮破壊
BJ a : 梁主筋接合部外付着破壊

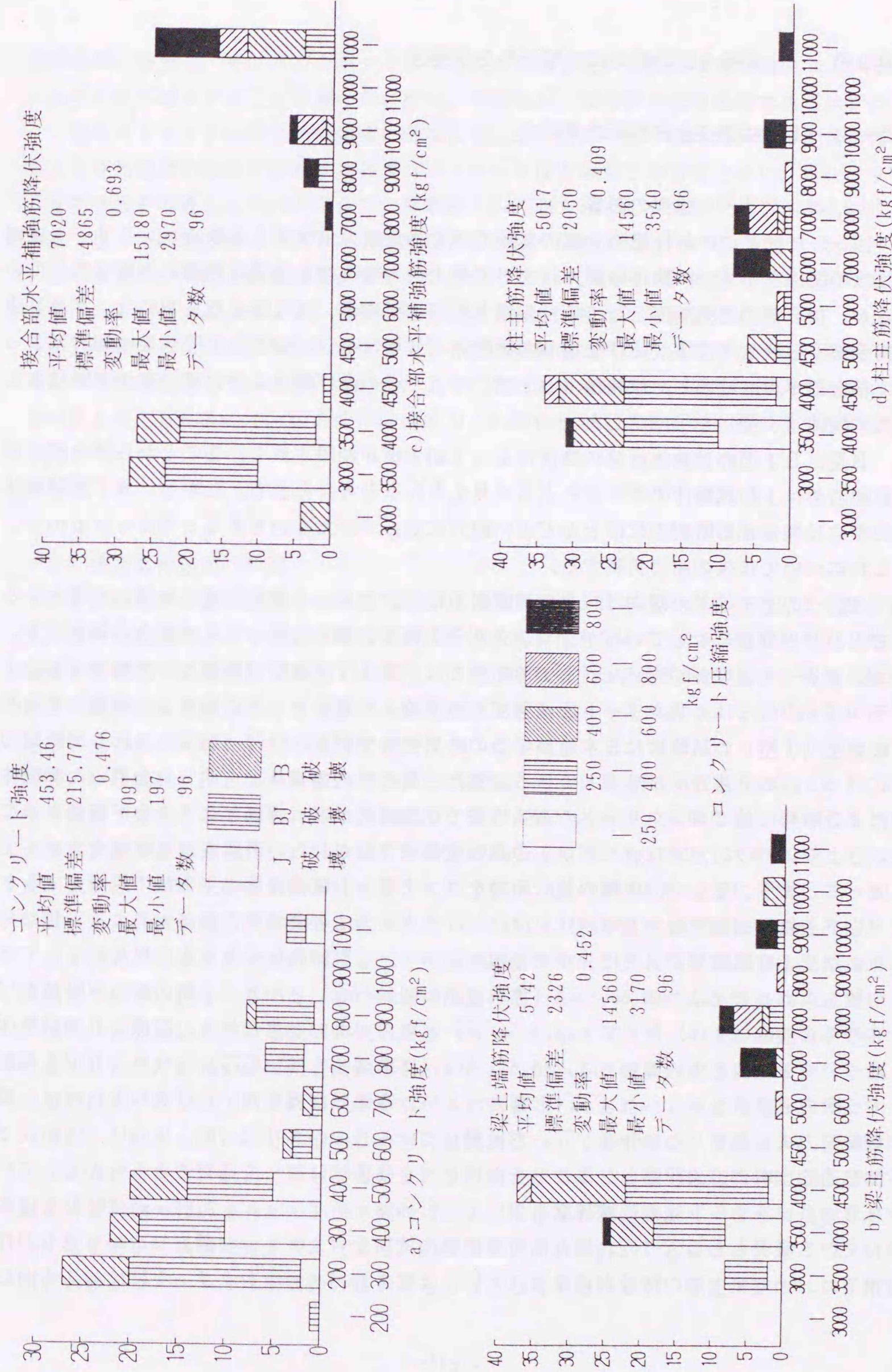


図 2-1 既往試験体の材料強度頻度分布図

第2節 柱梁接合部の耐力に影響を与える要因

2-2-1 柱梁接合部剪断終局耐力

(1) コンクリート強度の影響

図2-2 に既往の内部柱梁接合部の実験で得られた耐力実験値と実験時コンクリート圧縮強度の関係を示す。試験体の耐力はすべて最大耐力時の接合部平均剪断応力度で示しているが、接合部の有効断面として幅は梁幅と柱幅の平均値、成は柱全成を用いた。グラフ中、接合部が破壊せずに梁が曲げ破壊した試験体（B型）を□、梁の曲げ降伏後に加力によって接合部が剪断破壊した試験体（BJ型）を△、梁の曲げ降伏以前に接合部が剪断破壊した試験体（J型）を○で示した。

B型、BJ型の試験体は梁の降伏によって耐力値が制限されていることから接合部の剪断耐力値はJ型試験体のデータによって与えられると考えられる。しかし、BJ型試験体の中には接合部剪断耐力にほとんど近い耐力に至っていたものもあると考えられるので、これについては後の項で考察する。

図2-2の全データの傾向は接合部剪断耐力はコンクリート圧縮強度に比例して増大する右上がりの分布を示しているが、コンクリート強度の増大に伴ってその割合は鈍化する。コンクリート強度が 500kgf/cm^2 までの範囲では、梁曲げ破壊型（B型）の試験体はおおよそ $0.2\sigma_B$ （ σ_B はコンクリート圧縮強度）の直線より低いところに分布し、接合部の剪断破壊型（J型）の試験体は日本建築学会の終局強度型設計指針[2-25]に示される剪断耐力式 $0.3\sigma_B$ の直線近傍に分布している。また、最近の高強度コンクリートを用いた試験体による研究に於てコンクリートの高強度域では指針式が過大評価となることが指摘されているように[2-20]、 500kgf/cm^2 以上の高強度領域ではこれらの直線式は実験値を大きく上回ってしまう。そこで、縦軸の剪断耐力をコンクリート圧縮強度の平方根で規準化すると（以下、規準化剪断耐力と呼ぶ）、図2-3に示すように各破壊形式毎におおよそ平坦な分布になりJ型試験体が上方に分布する傾向を示す。J型試験体の分布を正規分布として平均値を求めると $\tau_{\max}=5.65\sqrt{\sigma_B}$ （標準偏差 $0.604\sqrt{\sigma_B}$ ）となり、J型の耐力下限値を18%の不合格率（2体）として $\tau_{\max}=5\sqrt{\sigma_B}$ と考えてよいと思われる。同様にB型試験体について平均値を求めると $\tau_{\max}=3.63\sqrt{\sigma_B}$ （標準偏差 $0.568\sqrt{\sigma_B}$ ）となり、B型を保証する耐力上限値を $\tau_{\max}=4\sqrt{\sigma_B}$ と考えてよい。高強度材料を用いた研究の中には接合部剪断耐力式として $\tau_u=5\sim 6\sqrt{\sigma_B}$ を提案しているものがあり[2-20]、さらに、この式では普通強度域が過大評価となることを指摘して全強度域に渡って適用できるものとしてCEBのコンクリート強度低減係数を用いて $0.45v\sigma_B$ [$v\sigma_B=3.68\sigma_B^{0.667}$]を提案している研究もある[2-26]。接合部剪断破壊の機構を考えると、地震力等の繰返し力作用下において梁主筋の付着が確保されていれば接合部パネルコンクリートには対角方向に

剪断亀裂が発生し、更に外力の増大と共に亀裂が拡幅し亀裂に直交する方向のコンクリートの引張歪が増大することは避けられない。そのため、接合部の抵抗機構であるコンクリート対角ストラットの有効圧縮強度は低減してしまうであろう。その対角引張歪度の増大による有効強度の低減の割合は高強度コンクリートほど顕著となることから、コンクリート有効強度を考慮したものが接合部の剪断耐力の評価方法として妥当であると考えられる。本節で扱った範囲では、対角方向の歪度などの詳細な情報が欠けているので、コンクリート有効強度用いた耐力提案式を構築することが出来ない。従って、本論では統計的な処理で求めた下限値 $\tau_{\max}=5\sqrt{\sigma_B}$ を接合部剪断耐力として採用し考察を進める。

梁主筋降伏後に接合部が剪断破壊するBJ型の試験体はちょうどB型とJ型の試験体データの間に位置しているが、前述したようにその耐力値は梁の曲げ降伏耐力で制限されていると考えられるので、梁の曲げ降伏耐力との関係を示して剪断余裕度の項で検討を行う。

(2) 接合部補強筋の影響

接合部補強筋の違いが接合部終局剪断耐力（最大耐力）に与える影響について考察を行う。接合部補強筋としては、一般に柱の剪断補強筋を接合部の中までに配したものを接合部水平補強筋（横補強筋）として、また、加力方向に対する柱筋の圧縮及び引張最外縁筋を除く柱中段筋を接合部鉛直補強筋（縦補強筋）とみなす考えがある。ここでは特に接合部水平補強筋の影響について検討する。

図2-4は横軸に接合部水平補強筋比をとり縦軸に規準化最大耐力をとった図である。既往の実験で変数として扱われている範囲は0%~2%であるが、実際の施工を考えると2%程度が限界と考えられる。横軸の広い範囲にわたってデータが分散しているが、それぞれの位置でJ型の試験体が上方に位置してBJ型、B型の順に低い位置に分布している。それぞれの破壊形式の試験体で比較すると、J型とBJ型の試験体では補強筋量に比例して若干耐力が上昇するように思えるがその程度は僅かである。B型試験体では梁の曲げ終局強度で耐力が決定するので、接合部補強筋量の最大耐力への顕著な影響はみられない。

図2-5は横軸に接合部補強筋の鉄筋強度（ $\rho_w \cdot \sigma_y$ ）をコンクリート圧縮強度の平方根で規準化した値、縦軸に規準化最大耐力を示したものである。破壊形式毎に比較を行うと、J型ではわずかに右上がりの傾向があるが、影響はほとんど無いと考えられる。

図2-6と2-7は図2-5をJ型とBJ型の試験体について梁主筋の付着指標 μ_b を5段階のレベルに分けて区別して示したものである。第1章で示した応力伝達機構によれば梁主筋の付着性能が良い場合にはトラス機構によって伝達される応力が多くなり補強筋力が増大することから補強筋量が増えることが耐力の増大に結び付くことになる。従って、付着指標の値が小さいものほど縦軸の値が大きくなると考えられるが、J型試験体、BJ型試

験体とも全体の分布に関しては横軸の増加に対してわずかではあるが耐力が増大する傾向を示しているが、付着指標別にみると付着の良否に関する上述の傾向が無い。

一般に、鉄筋コンクリート梁や柱では剪断補強筋が増大すればある程度までこれに伴ってその部材の剪断耐力が剪断応力度で $p_w \cdot \sigma_y$ または $\sqrt{p_w \cdot \sigma_y}$ に比例して増大することが知られている。これは、梁や柱の場合には剪断亀裂面に相当する破壊面を横切る剪断補強筋が大きく寄与するようにトラス機構が明確に構築されるためであろう。これに対して接合部の場合には部材形状比（部材長／部材成）が小さいため、トラス機構の形成が形状比の大きい柱や梁と異なると考えるが、剪断補強筋が剪断耐力に対して有効に機能しないことについての明確な解釈は得られていない。

（３）梁主筋付着性状の影響

前述したように接合部剪断耐力はコンクリート圧縮強度と強い相関を示したが、接合部パネルに発生する剪断亀裂が原因となる対角引張歪の増大によるコンクリート有効強度の低減の影響を受ける可能性を示した。ここでは、接合部パネルの対角引張歪度と大きな関係のある梁主筋の接合部内における付着性状の影響について考察を行う。

接合部内における梁主筋の付着の良悪を示す指標として、第１章の用語の定義に示すように、梁主筋が接合部の両端で引張・圧縮降伏した状態の接合部内部での平均付着応力度をコンクリート圧縮強度の平方根で除した値として求められる付着指標が用いられている。付着指標は値が大きいほど付着劣化しやすいことを示すが骨組の復元力特性に関係することから、日本建築学会の終局強度型設計指針では骨組の部材角が $1/50\text{rad}$ でも等価粘性減衰定数が 0.1 を下回らない程度になる目安として付着指標（ μ_b ）を 10.0 より小さくなるように制限している。

実験において梁降伏時の接合部入力値を大きくするために、試験体寸法等の関係で梁主筋本数を同じにすれば太径の鉄筋あるいは強度の高い鉄筋を使用する傾向があることから、付着指標は鉄筋係数（ $p_t \cdot \sigma_y / \sigma_B$ ）に比例する関係にあると考えられる。図2-8は横軸に梁主筋付着指標をとり、梁主筋の鉄筋係数をとったものである。縦軸の同じ値に対して横軸方向に分散するのは、付着指標の定義から梁主筋径と柱成の違いによるものであると考えられる。接合部剪断入力値が大きい場合に付着指標が大きくなると接合部剪断破壊型になる傾向が認められる。

図2-9は横軸に付着指標をとり、縦軸に規準化最大耐力実験値をとったグラフである。付着指標の小さい領域には梁の曲げ破壊型（Ｂ型）のデータが集まり、それ以上の領域には梁が曲げ降伏してもその後の繰返し加力によって接合部が剪断破壊する（ＢＪ型）試験体のデータが分布する。さらに付着指標が大きくなると接合部剪断破壊先行型の試験体のデータが分布する。上村の研究等によれば、接合部の剪断破壊が発生する原因として梁

主筋の付着劣化にともなってトラス機構が消滅し梁からの入力経路が圧縮コンクリートストラットに集中してこれが圧縮強度（コンクリート有効強度）に達することを挙げている[2-3]。図中の試験体が最終的にどのような部分で破壊したかを明示しているものが無いので試験体の耐力低下の直接の原因は断定できないが、付着指標が大きなもので梁降伏後に接合部が剪断破壊したものは初期には接合部に剪断亀裂が生じて圧縮ストラットに直交する対角引張歪がある程度大きくなっていたと考えられるので、耐力が低下する時にはコンクリートの有効圧縮強度がある程度低下していたものと考えられる。上村の考えによれば、梁主筋の付着性状が良好であれば、トラス機構によって伝達される負担力が多くなる分、コンクリートストラットの負担が減るため見かけ上耐力が上昇するとしている。付着指標の小さい領域で $\tau_{\max} / \sqrt{\sigma_B}$ の実験値が 6 程度になっても接合部剪断破壊が生じていないものは、上記の考えを引用すれば梁主筋の付着力が健全に保たれ剪断応力が接合部全体にわたって均等に伝達されるため対角ストラット力も耐力に達していなかったと思われる。

図2-10は縦軸に最大耐力実験値を梁降伏時入力剪断力計算値で除した値としている。この値は接合部への可能入力値に対する耐力の比、すなわち剪断余裕度を意味する。図2-9と併せて考察すると接合部剪断破壊（Ｊ型）試験体および梁降伏後剪断破壊（ＢＪ型）試験体はグラフ上で明瞭に右下がりの傾向を示して、梁降伏耐力を増大することによって付着指標の増大があっても耐力が接合部の剪断耐力で制限されているために剪断余裕度の低下が認められる結果を示している。縦軸が 1.0 を越えてＪ型の試験体があったり、 1.0 より小さい所にＢＪ型の試験体が存在している。これは梁降伏時耐力計算式の精度や材料強度のばらつきと共に、前述したように試験体の破壊形式の定義に研究者間に差があることが原因と考えられる。

（４）剪断余裕度（梁主筋量）の破壊形式に対する影響

鉄筋コンクリート構造骨組で梁崩壊型を確実にするためには、柱梁交差部周りの梁降伏耐力よりも柱の曲げ・剪断耐力及び接合部剪断耐力を大きくする必要がある。しかし、その耐力値が近すぎると破壊が意図しないものに移行する恐れがあるために、ある程度の余裕度（安全率）を設定することが不可欠である。ここでは、梁降伏耐力値に対する接合部剪断耐力の余裕度、即ち剪断余裕度について既往のデータから考察を試みる。

初めに柱梁接合部内への入力の大きさとなる梁主筋量の影響について検討する。図2-11は横軸に梁主筋の鉄筋係数を、縦軸に接合部剪断耐力をそれぞれコンクリート圧縮強度の平方根で規準化した値を採り各データの分布を示した。横軸の値は柱と梁の長さおよびそれらの成の割合が大きく変化しなければ梁から接合部に入力できる剪断力の大きさに比例していると考えられる。梁曲げ破壊型（Ｂ型）の試験体は接合部入力値の小さい領域に分布し、 $p_t \cdot \sigma_y / \sigma_B$ が大きくなるに従って梁曲げ降伏後の接合部剪断破壊型（ＢＪ型）が

多く分布する。接合部剪断入力量 ($p_t \cdot \sigma_y$) が小さくてもコンクリート圧縮強度が小さければ B J 型に移行するものも見られる。 $p_t \cdot \sigma_y / \sigma_B$ が 0.25 を超えると剪断破壊先行型 (J 型) の試験体が大多数を占める。

図 2-12 は梁降伏耐力時の接合部平均剪断応力度計算値 (梁降伏耐力計算値は $M_y = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$ [a_t は梁引張鉄筋断面積、 σ_y は鉄筋降伏実強度、 d は梁有効成]) を用いて計算した) と、最大耐力実験値をそれぞれコンクリート圧縮強度の平方根で規準化したものを横軸と縦軸にとりプロットした図である。横軸は隣接梁から接合部に入力される剪断力の上限值に近い値と考えられる。横軸の規準化梁降伏時剪断応力度が 4 より低い領域には B 型試験体が分布してほとんどの試験体の最大耐力実験値が梁降伏時剪断応力度を上回っており、さらに 2 ~ 3 割程度も上回っているものは梁主筋が塑性域までに達しているものと思われる。B J 型試験体は横軸の 4 ~ 6 の領域に分布しているが、耐力実験値も平均して降伏時剪断応力度に達しているので耐力値は梁の降伏で決定していることを示唆する。規準化梁降伏時剪断応力度が 6 を超える領域では梁の降伏に至る前に接合部の剪断破壊が生じて耐力が決定するため耐力実験値は 5 程度で頭打ちになる。B 型と B J 型の入力量の違いは、前者が接合部剪断亀裂発生強度をわずかに超える程度の接合部入力量を与える梁降伏耐力であったため、接合部パネルの対角引張歪を増大させて接合部パネルの剛性劣化を誘引するまでに至らなかったのに対し、後者は接合部剪断耐力近くまでに達する梁降伏時入力量を有していたため接合部パネルが梁降伏後の繰り返し载荷によってパネル対角方向の引張歪の増大に伴う有効強度の低下と接合部パネルの剛性劣化によって接合部に破壊が移行して耐力が決定したと思われる。

図 2-13 は横軸に梁降伏時接合部剪断応力度計算値をコンクリート強度の平方根で規準化した値をと、縦軸には最大耐力時接合部剪断応力度を梁降伏時接合部剪断応力度計算値で除した値をとったものである。試験体の最大耐力が接合部剪断耐力で決定したとすれば縦軸は接合部の剪断余裕度となる。コンクリート強度の影響の項で接合部の剪断耐力値を $5\sqrt{\sigma_B}$ で与えられるとしたが、図に示されるようにデータは横軸 $5\sqrt{\sigma_B}$ と縦軸 1.0 の交点を通る直線上に分布して、横軸が $6\sqrt{\sigma_B}$ 以上では J 型試験体、 $3\sqrt{\sigma_B}$ 以下では若干数だけ別の破壊形式のものが含まれるが B 型試験体が多くを占め、その間に B J 型試験体が分布する形になっている。B 型試験体では梁降伏耐力時の剪断応力度が接合部剪断耐力の $5\sqrt{\sigma_B}$ より小さくなればなるほど最大耐力が降伏耐力を上回る割合が増加する、即ち、梁主筋が塑性域に至るまで接合部が健全であること、また、J 型試験体では梁降伏耐力を上げても骨組の耐力は接合部剪断耐力の $5\sqrt{\sigma_B}$ で制限されることがわかる。

従って、梁の曲げ降伏を確実にするためには接合部剪断耐力の 0.8 倍程度 ($4\sqrt{\sigma_B}$) に梁降伏耐力時の剪断入力量を抑え、梁主筋強度のばらつきや降伏に至った後の歪硬化を考慮した梁曲げ耐力でも接合部剪断耐力を上回らないようにする必要がある。

(5) 軸力の影響

柱軸応力度が接合部剪断耐力に与える影響について考察する。図 2-14 は横軸にコンクリート圧縮強度の平方根で規準化した軸応力度比を、縦軸に規準化最大強度を取ったものである。一般的に内部柱梁接合部は外部柱梁接合部に比べ水平荷重時の軸力変動が少ないため実験では定軸力で水平加力を行っているものに限られている。また、中層階の建物の内部柱の軸力は設計では 1 階の柱でも応力度としてコンクリート強度の 1/6 程度になるが、実験における軸力比は 0.06 から 0.33 に広く分布している。各破壊形式の試験体が横軸方向に広く分布しているが、破壊形式が同じであっても同じ軸力比でのデータのばらつきが大きいことから柱軸力の影響は少ないと思われる。

ニュージーランド規準 (NZS3101-82) では付録に示すように、柱軸力がある程度大きければ接合部対角コンクリートストラットによる剪断力の伝達を有効と考え、接合部補強筋を低減できるとしているが、これは応力伝達機構の変化を認めただけで接合部の耐力が軸力によって増大するというものではない。

(6) 接合部形状の影響

図 2-15 は柱成 (D_c) と梁成 (D_b) の比を横軸にとり縦軸には最大耐力時接合部剪断応力度を梁降伏時接合部剪断応力度計算値で除した値をとったものである。試験体は実構造物を縮小して製作されることから横軸はそれほど大きく分散することなく $D_b/D_c = 1.0$ の所に集中している。B 型試験体は D_b/D_c の値に拘らず縦軸の 1.0 以上の値に分布し、B J 型試験体も D_b/D_c の影響は少ない。J 型試験体では D_b/D_c が大きくなるに従って耐力値が小さくなる傾向を示しているものがあるがこれは梁降伏時接合部剪断入力量が極端に大きい試験体である。この図からは剪断耐力に対する接合部形状の影響は見られない。

(7) 直交梁の影響

本節で用いた既往実験データは平面接合部を対象としているため、一般の架構で考えるべき直交方向に取り付く梁の影響を考察できない。しかし、既往の研究において直交梁について検討したもの [2-27~29] による知見を示す。

1. 非加力の直交梁は接合部を拘束する効果があるため耐力を若干増大させる
2. 降伏した直交梁は接合部の拘束効果が失われるため耐力に与える影響は殆ど無い

すなわち、柱梁接合部のコアコンクリートを拘束する効果として直交梁が寄与すると考えている。文献 [2-29] においてはその効果は直交梁の被覆面積に比例するとし、また、直交梁に曲げ亀裂が生じているときにはその効果は低減するとしている。降伏した直交梁の

場合には梁付根部に鉄筋の残留変形による曲げ亀裂が拡幅したままで存在するために拘束効果が非加力の直交梁の場合に比べてかなり小さくなると考えている。しかし、文献[2-30]によれば降伏するまで加力した直交梁に0.4mm程度の残留亀裂があった場合でも、接合部の膨張によって直交梁の拘束が有効になり接合部耐力を2割程度増大させた結果が示されている。いずれにしても、直交梁が拘束効果を発揮するには接合部の外部への膨張現象が生じる必要があると考えられるので接合部コアコンクリートにはある程度の損傷が伴っていることを評価しなければならない。また、直交梁が柱梁接合部コアコンクリートの膨張を拘束する時には直交梁の鉄筋の引張力が反力として作用するのであるから直交梁の主筋量によってその効果が変化すると考えられるがこれに関する検討は行われていない。

2-2-2 接合部剪断初亀裂耐力

接合部剪断初亀裂耐力に対するコンクリート強度の影響について検討を行う。

接合部剪断初亀裂発生時の接合部剪断応力度を接合部剪断初亀裂耐力とするが、応力度を算定する際の有効断面積のとり方には研究者によって差があって実験結果の比較を直接にはできないので、ここでは接合部有効断面を柱幅と柱全成で囲まれる部分（柱全断面）として計算し直して値を求めた。

図2-16はコンクリート強度と接合部剪断初亀裂耐力の関係をプロットした図である。主引張応力度を亀裂発生条件と考えたと剪断応力度と共に軸力が影響するので軸応力度のレベルによって記号を区別した。高強度の試験体で亀裂耐力値がかなり低いものがあるが、コンクリート強度が高いほど、また軸応力度が大きいほど初亀裂耐力が大きくなる。

平面応力状態を仮定すれば剪断応力度と柱軸応力度及び剪断初亀裂発生時の主引張応力度の関係は次式の通りである。

$$\tau_{cr} = \sigma_t \sqrt{1 + \sigma_g / \sigma_t} \quad (2-1)$$

ここで

τ_{cr} : 剪断初亀裂時剪断応力度

σ_t : 主引張応力度

σ_g : 柱軸応力度

これより、剪断初亀裂発生時の主引張応力度は次式によって求められる。

$$\sigma_t = \frac{-\sigma_g + \sqrt{\sigma_g^2 + 4\tau_{cr}^2}}{2} \quad (2-2)$$

既往の実験結果から求めた主引張応力度をコンクリート強度の関数値で規準化したものを図2-17~19に示す。これによればコンクリート強度が大きくなるに従って剪断初亀裂発生時の規準化主応力度の値が小さくなっている傾向を示すが、ばらつきが大きい。既往の研究では剪断初亀裂耐力の計算値の算定において主応力度式を用いる場合のコンクリートの引張強度として $1.2 \sim 1.8\sqrt{\sigma_g}$ を採用しているが、図2-17の値はこの範囲を越えて広く分布し、特に高強度コンクリート範囲では低い値を示している。既往の実験では前述したように亀裂発生時の有効幅及び接合部成のとり方に差があるため剪断初亀裂耐力計算値算定に用いるコンクリートの引張強度として接合部の有効幅を柱幅としている場合は $1.2 \sim 1.4\sqrt{\sigma_g}$ 、梁幅と柱幅の平均とした場合は $1.6\sqrt{\sigma_g}$ を採用している。ただし、いずれも接合部成は柱の応力中心距離としている。コンクリート引張強度を圧縮強度で規準化した図2-18ではコンクリート強度の増大に対して規準化値が曲線的に減少している。規準化している値が大きいので見かけ上データのばらつきは小さいように見える。図2-19はコンクリート圧縮強度を0.33乗した値で規準化した場合を示しているが、コンクリート強度の増大に対する右下がりの分布を示す現象は全出の2例に比べて抑えられたがばらつきは大きい。

実験値にこのように大きなばらつきがみられるのは接合部剪断初亀裂そのものの定義が研究者で異なるためであると考えられる。接合部中央に発生する対角線亀裂は曲げ応力が0であるから柱軸力は影響を受けず(2-2)式で定義される引張強度が適応できるが、それ以外の場所に発生する亀裂については厳密に言うと柱軸応力度が曲げ応力の影響で異なるため式の適用に注意しなければいけない。また、接合部剪断初亀裂としては接合部の履歴性状の上で重要であるものを定義するべきであると思われる。従って、接合部の剪断亀裂耐力については次章で述べる実験によって再検討を行う。

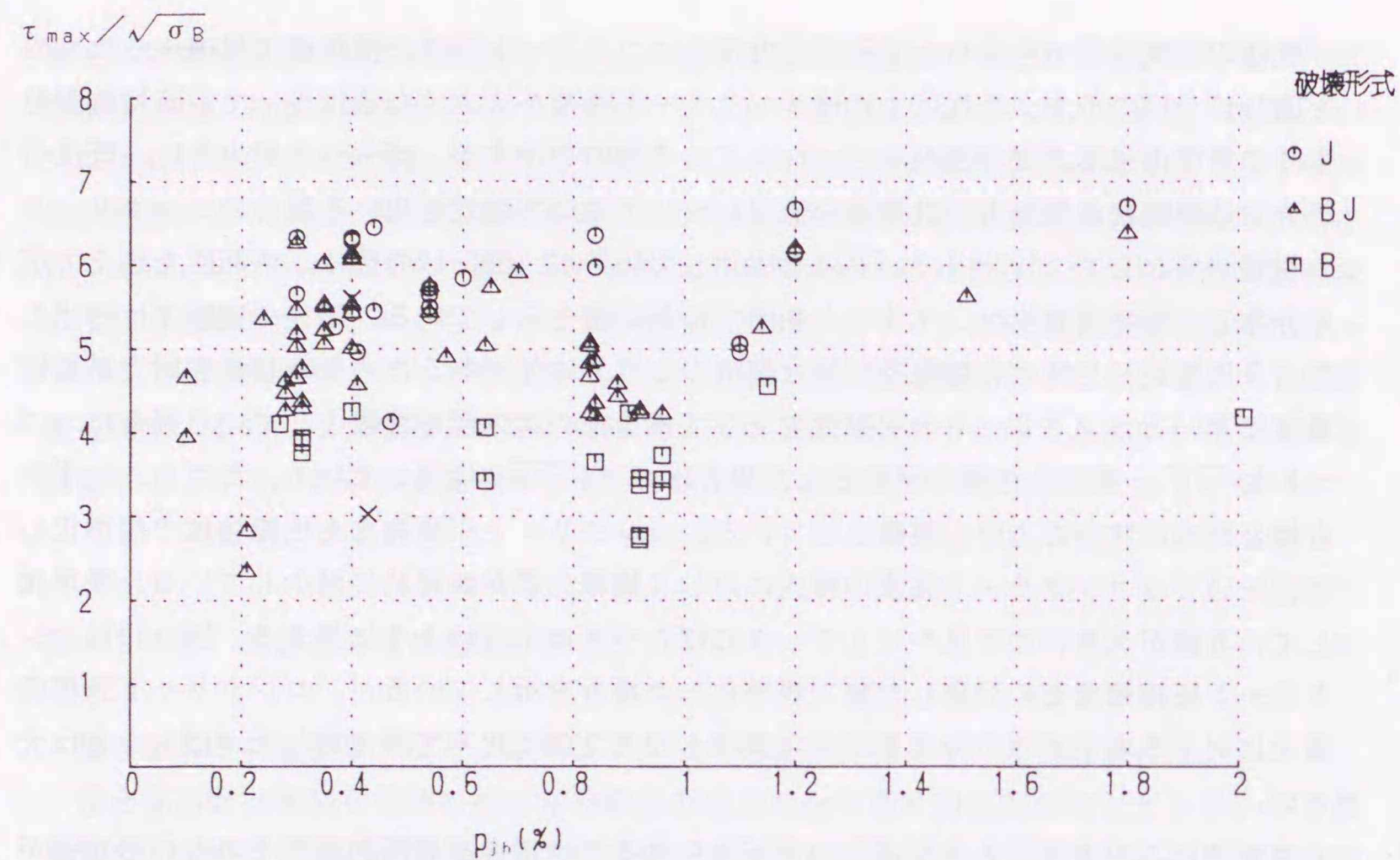


図 2-4 規準化最大耐力と接合部水平補強筋比の関係

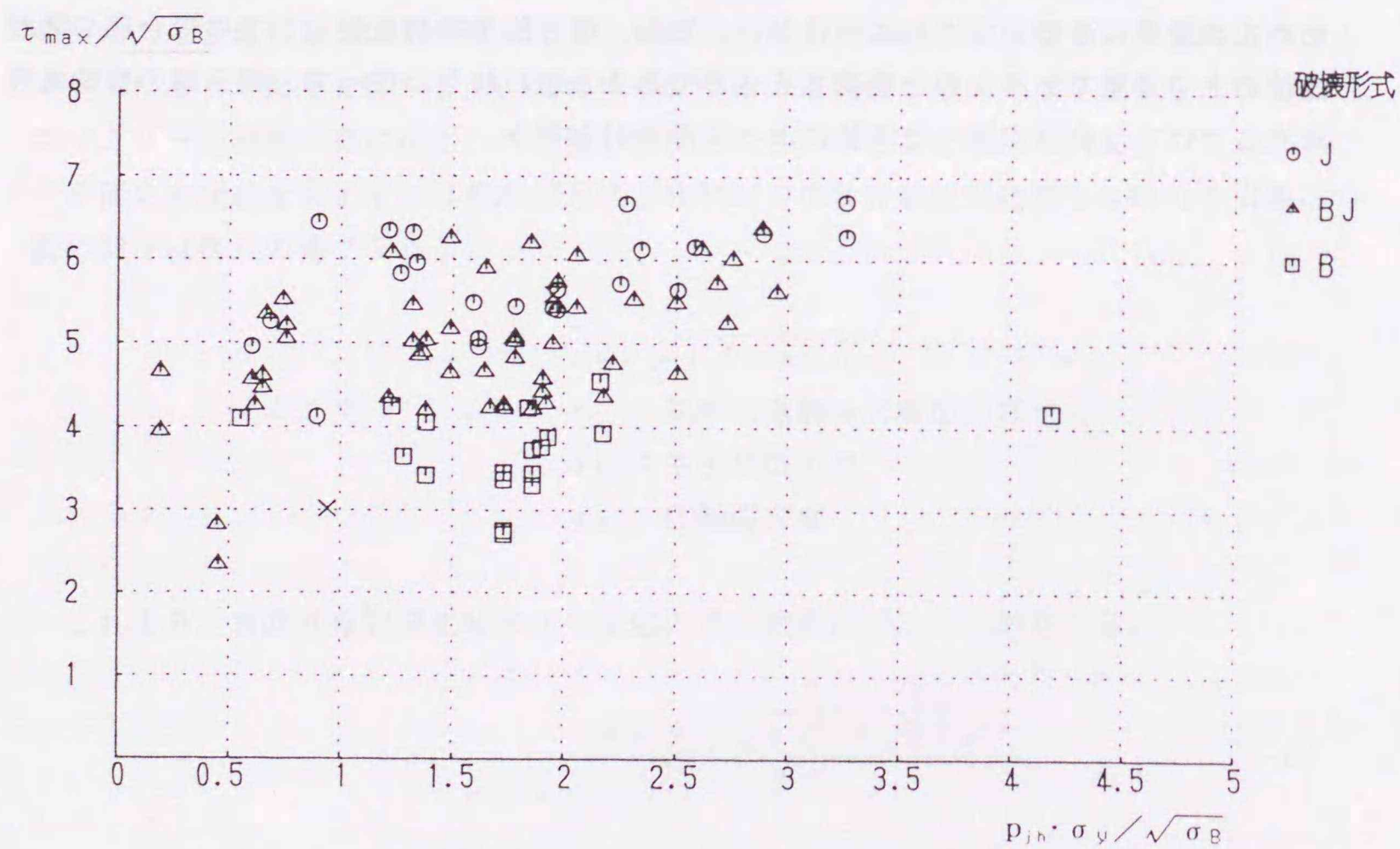


図 2-5 規準化最大耐力と接合部水平補強筋鉄筋係数の関係

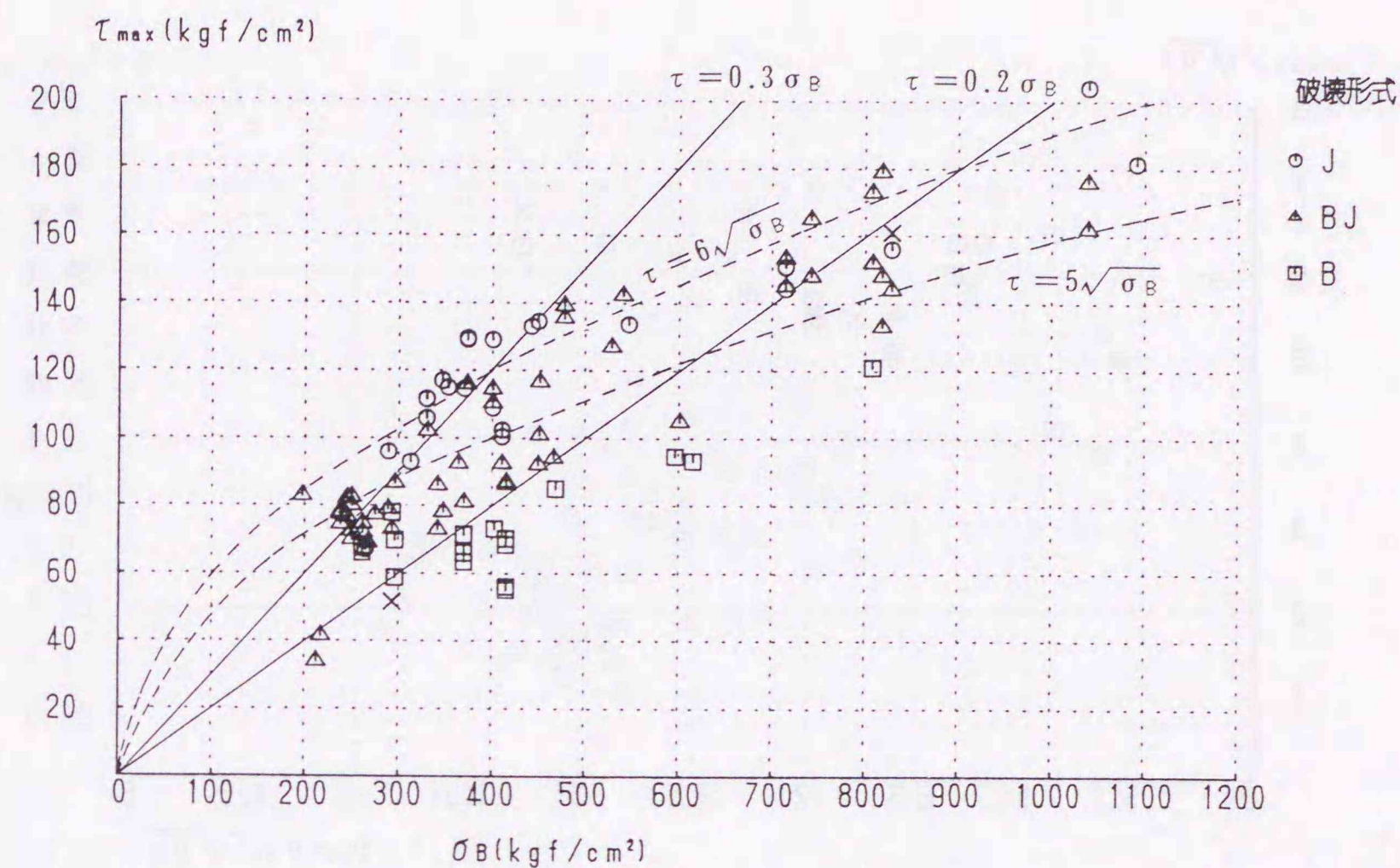


図 2-2 最大耐力とコンクリート圧縮強度の関係

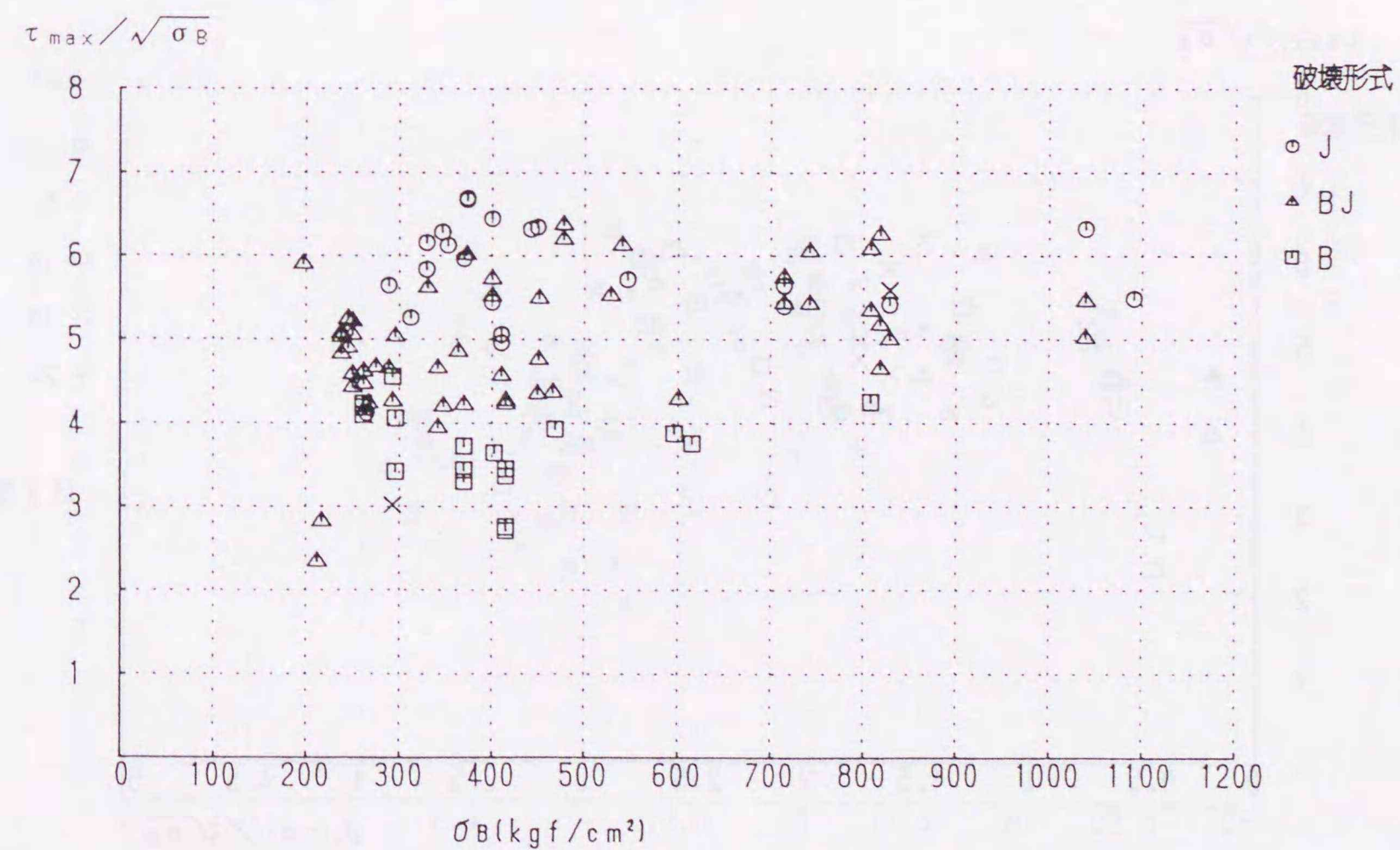


図 2-3 規準化最大耐力とコンクリート圧縮強度の関係

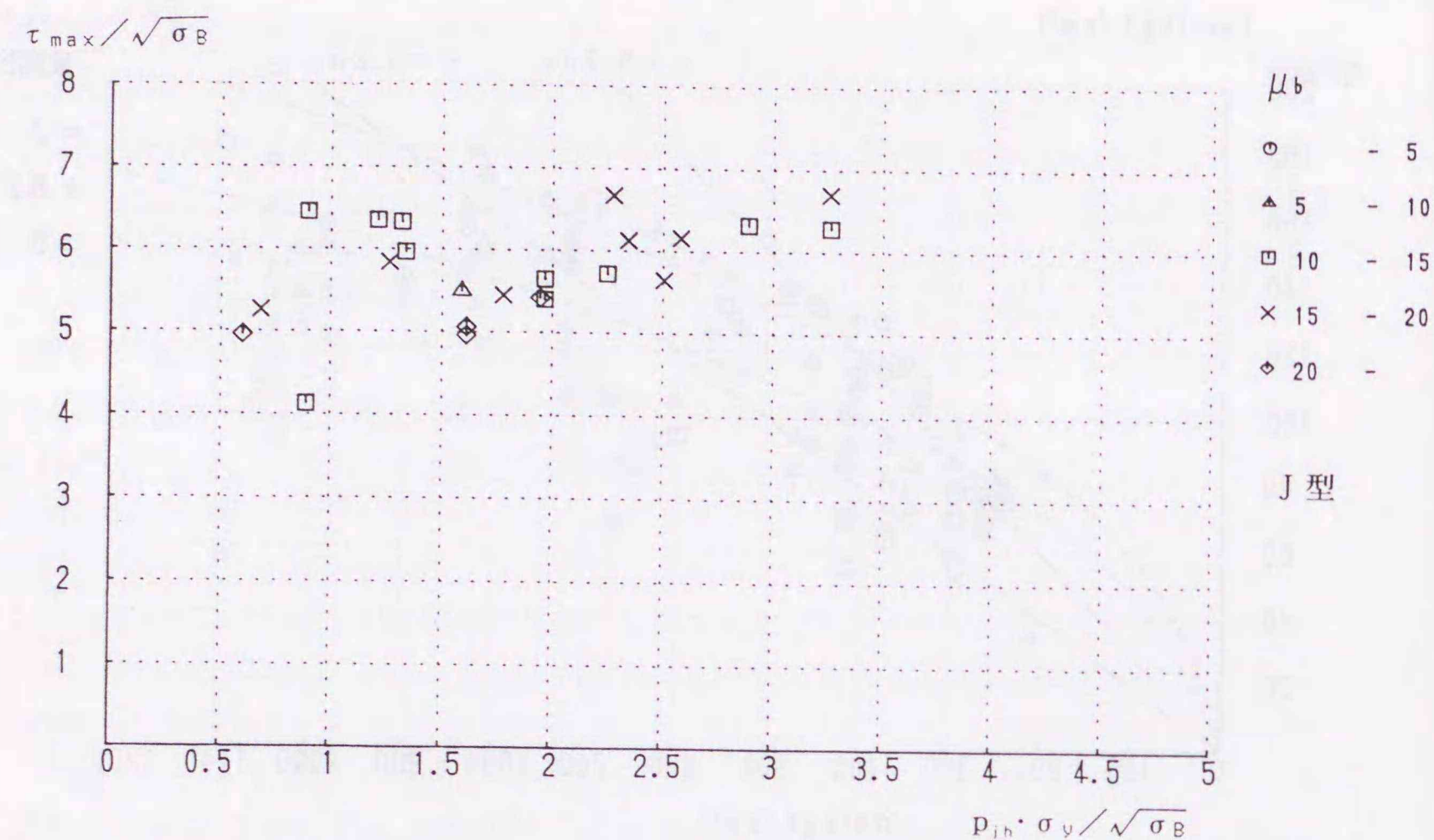


図 2-6 規準化最大耐力と接合部水平補強筋鉄筋係数の関係 (J 型)

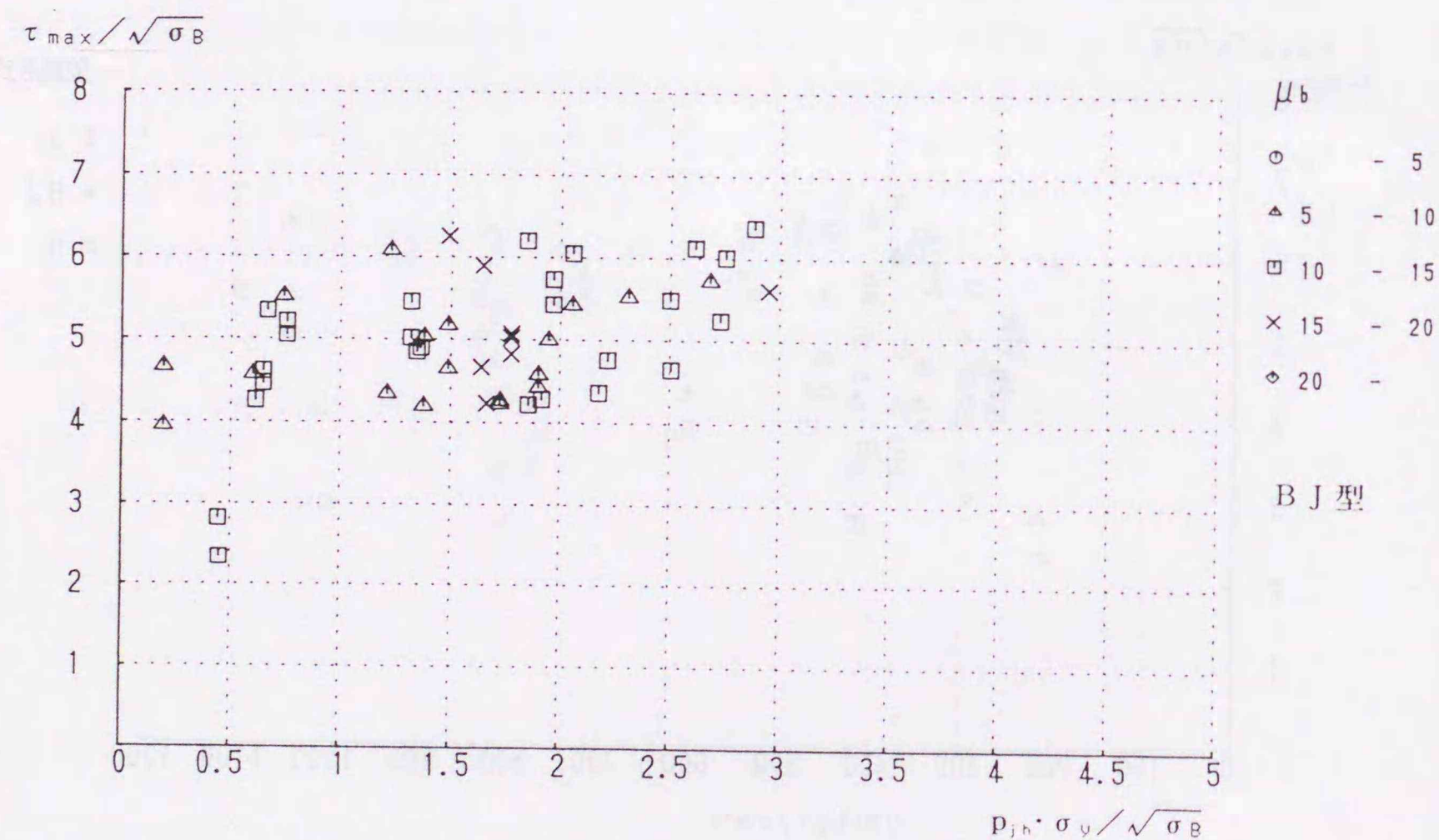


図 2-7 規準化最大耐力と接合部水平補強筋鉄筋係数の関係 (BJ 型)

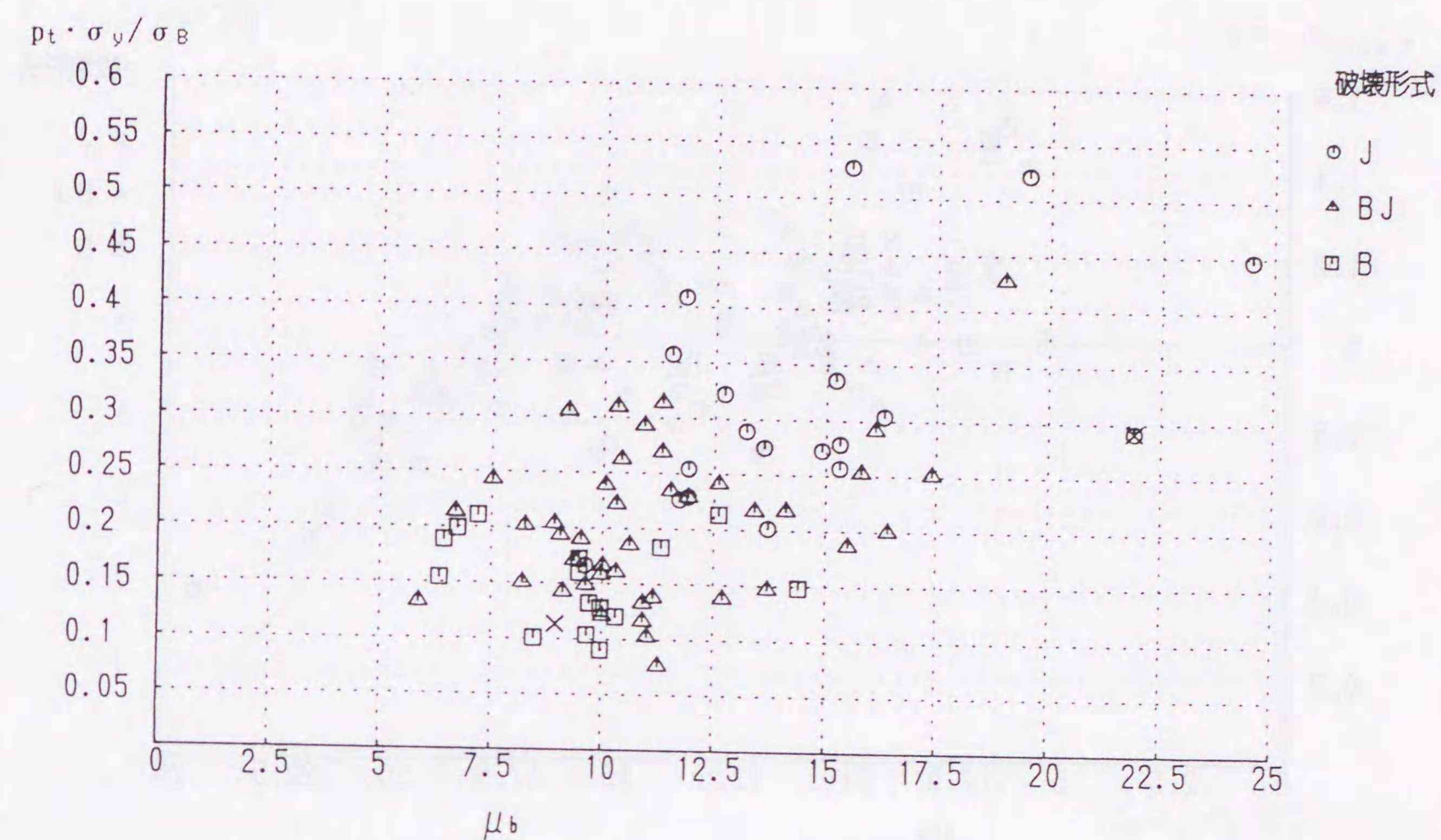


図 2-8 梁主筋鉄筋係数と梁主筋付着指標の関係

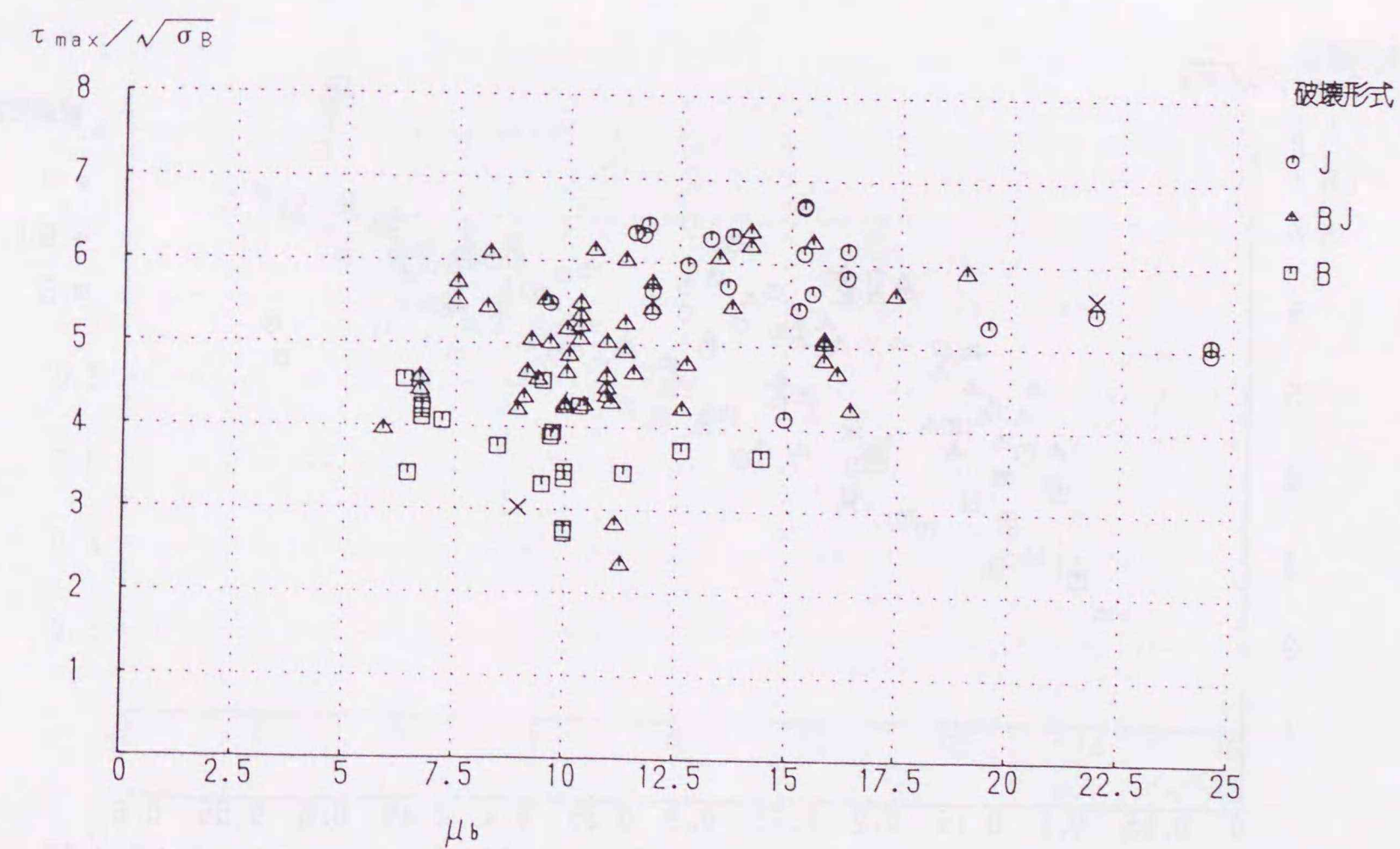


図 2-9 規準化最大耐力と梁主筋付着指標の関係

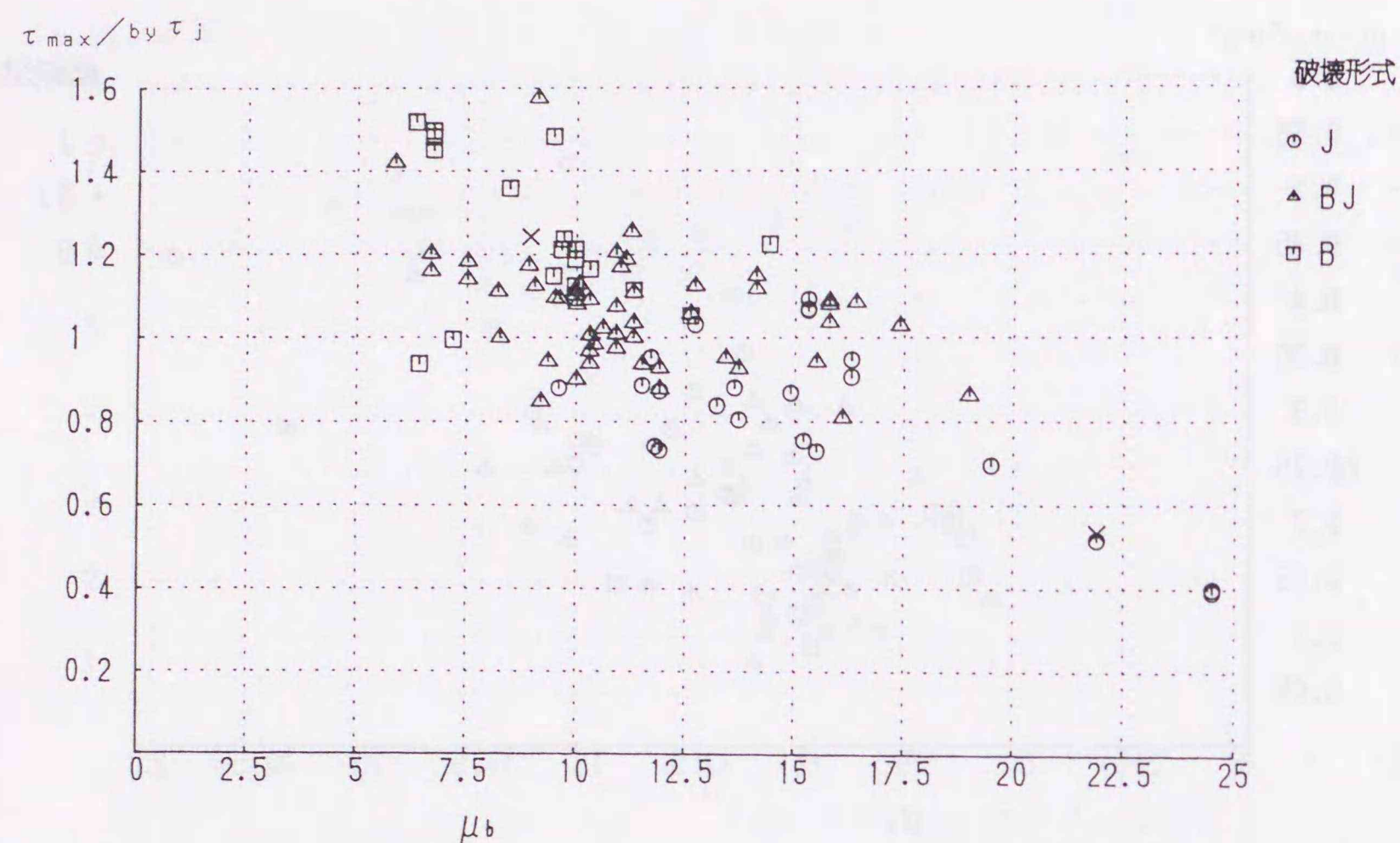


図 2-10 剪断余裕度と梁主筋付着指標との関係

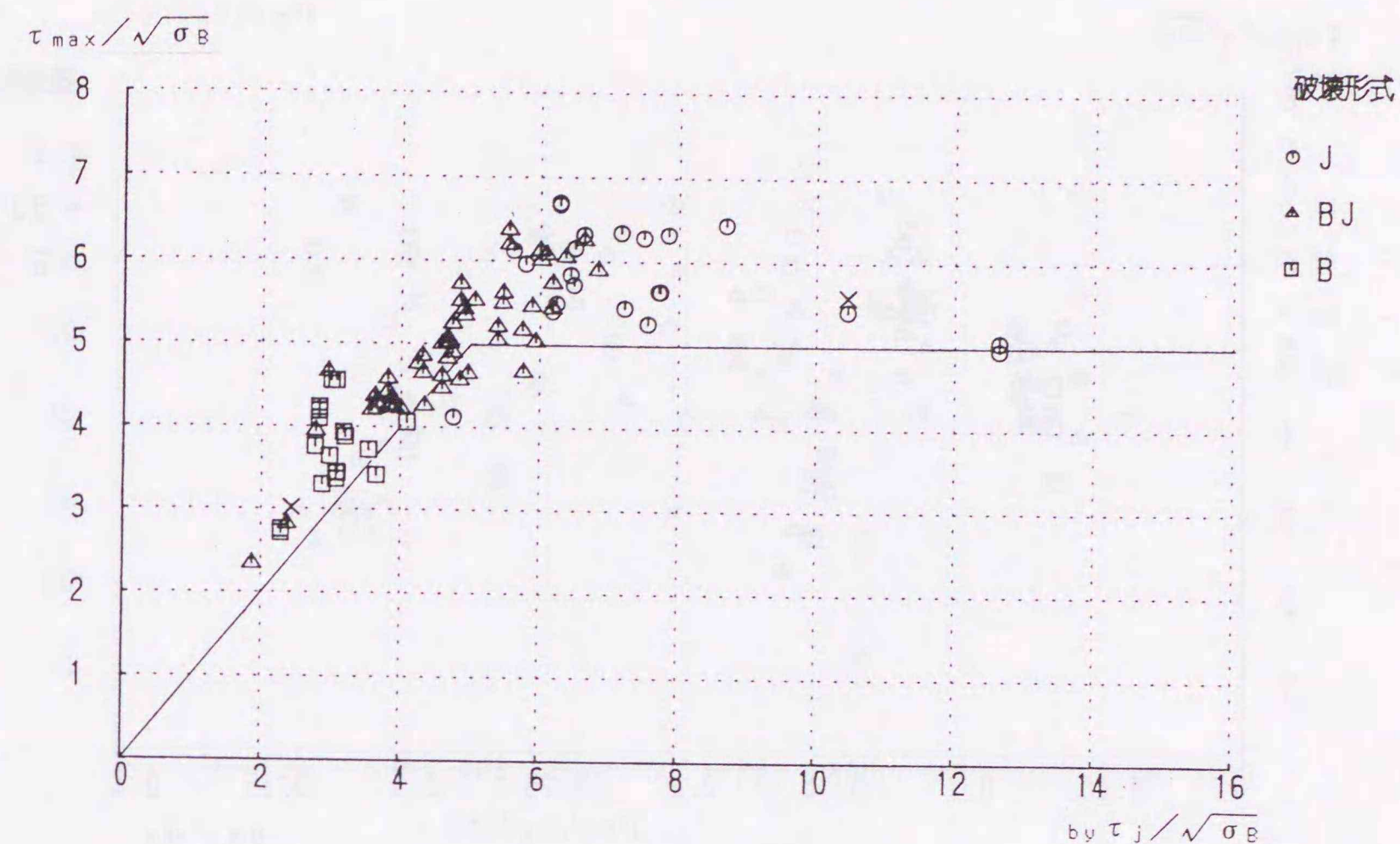


図 2-12 規準化最大耐力と規準化梁降伏時接合部剪断応力度の関係

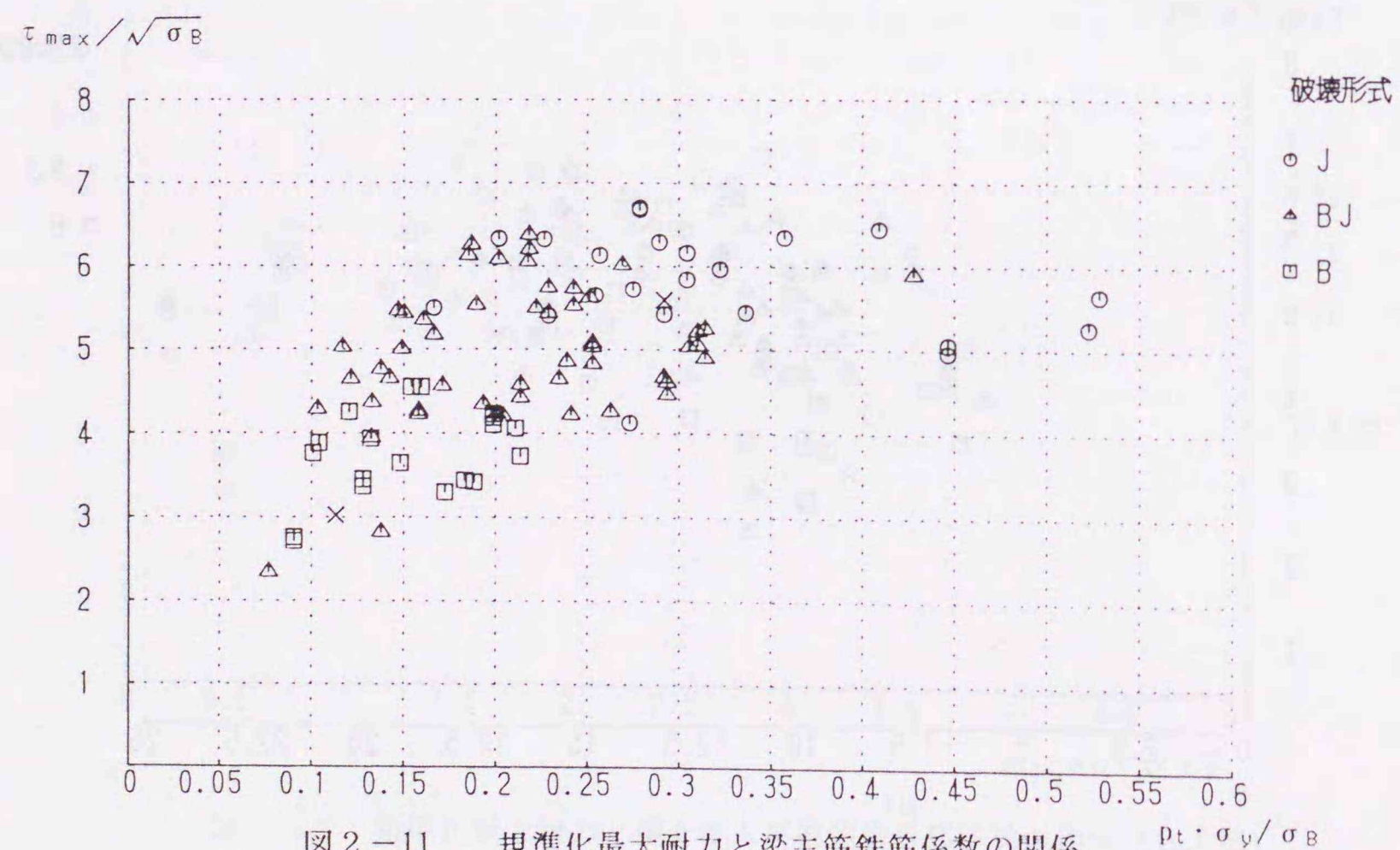


図 2-11 規準化最大耐力と梁主筋鉄筋係数の関係

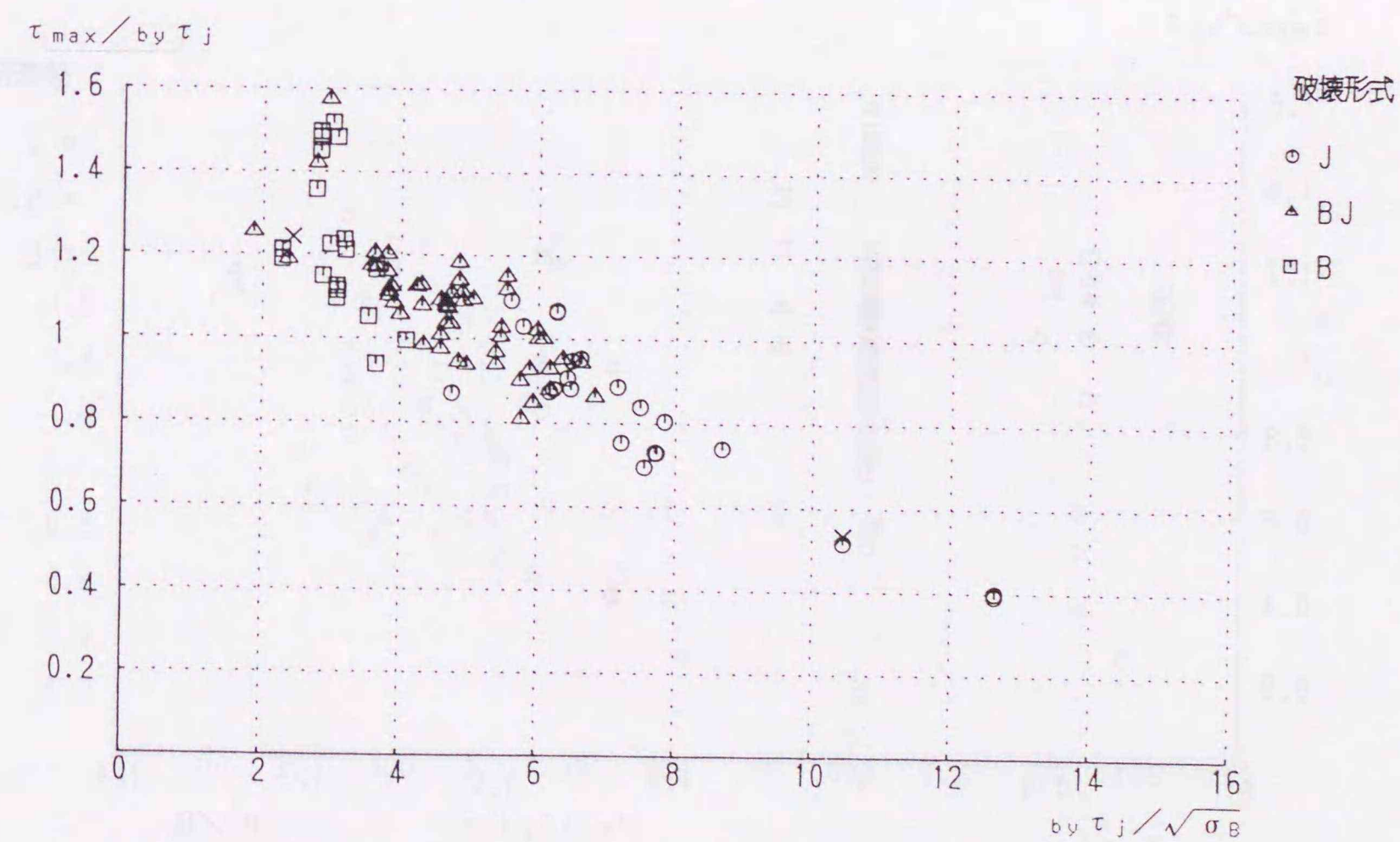
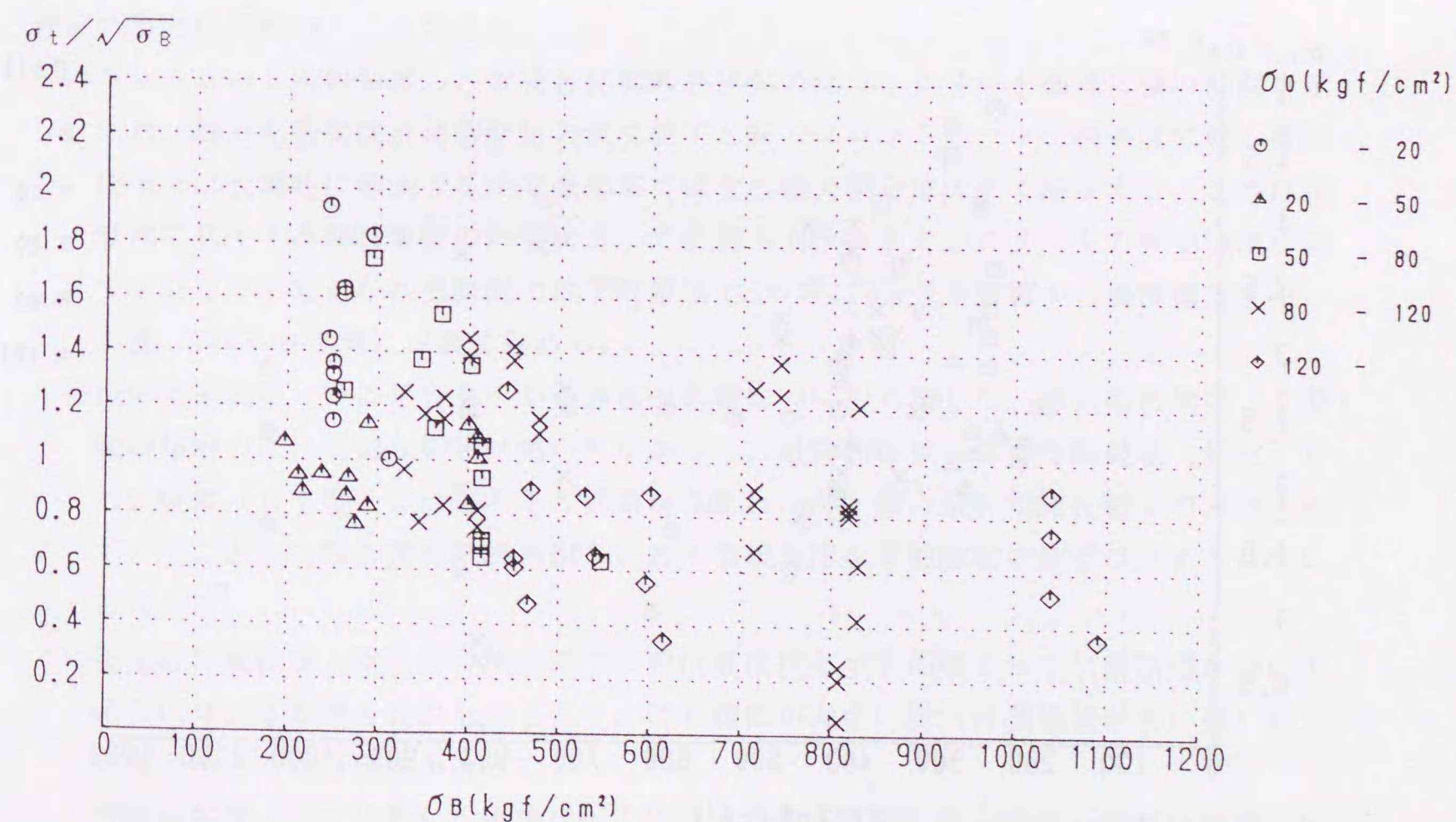
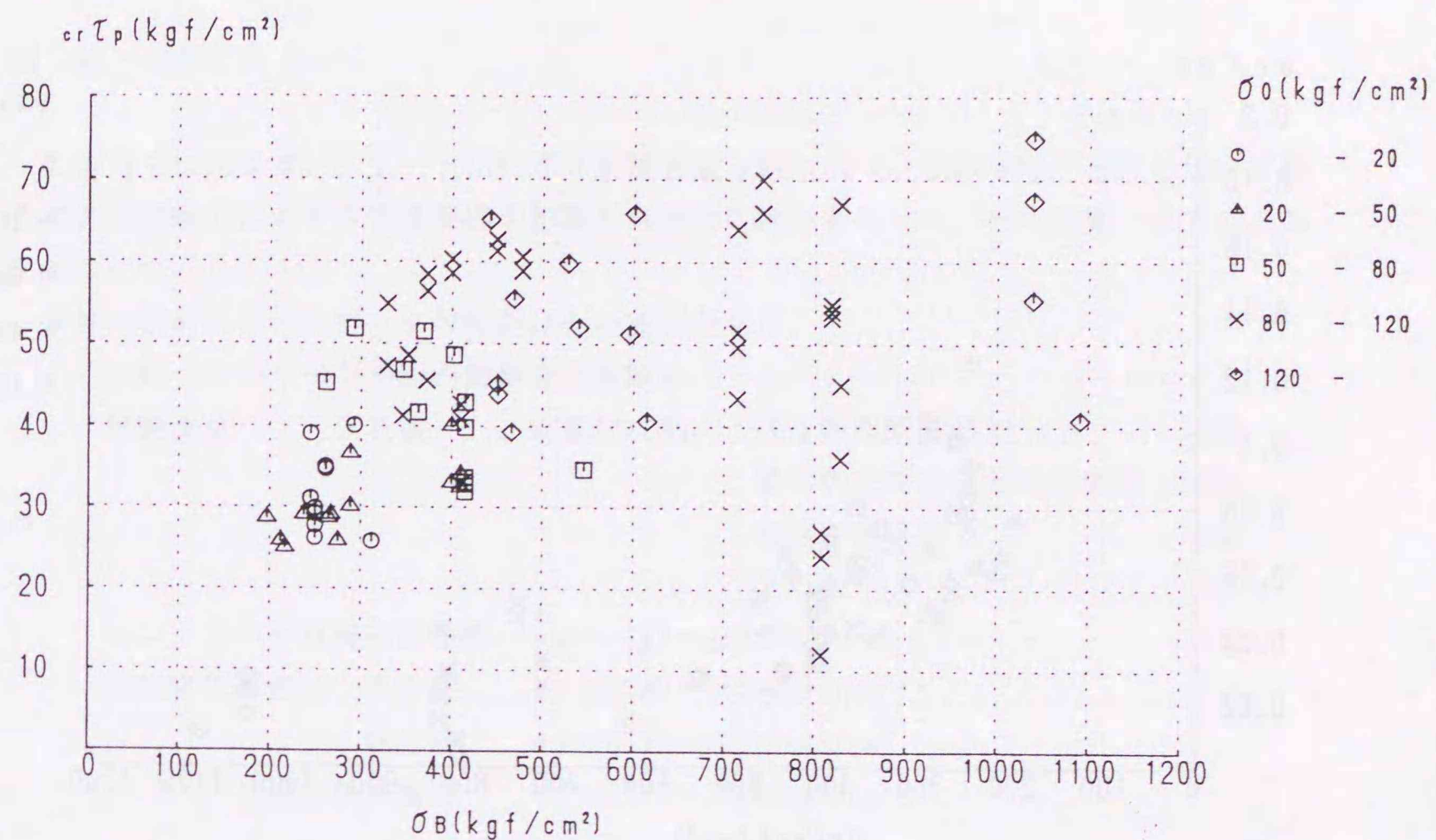
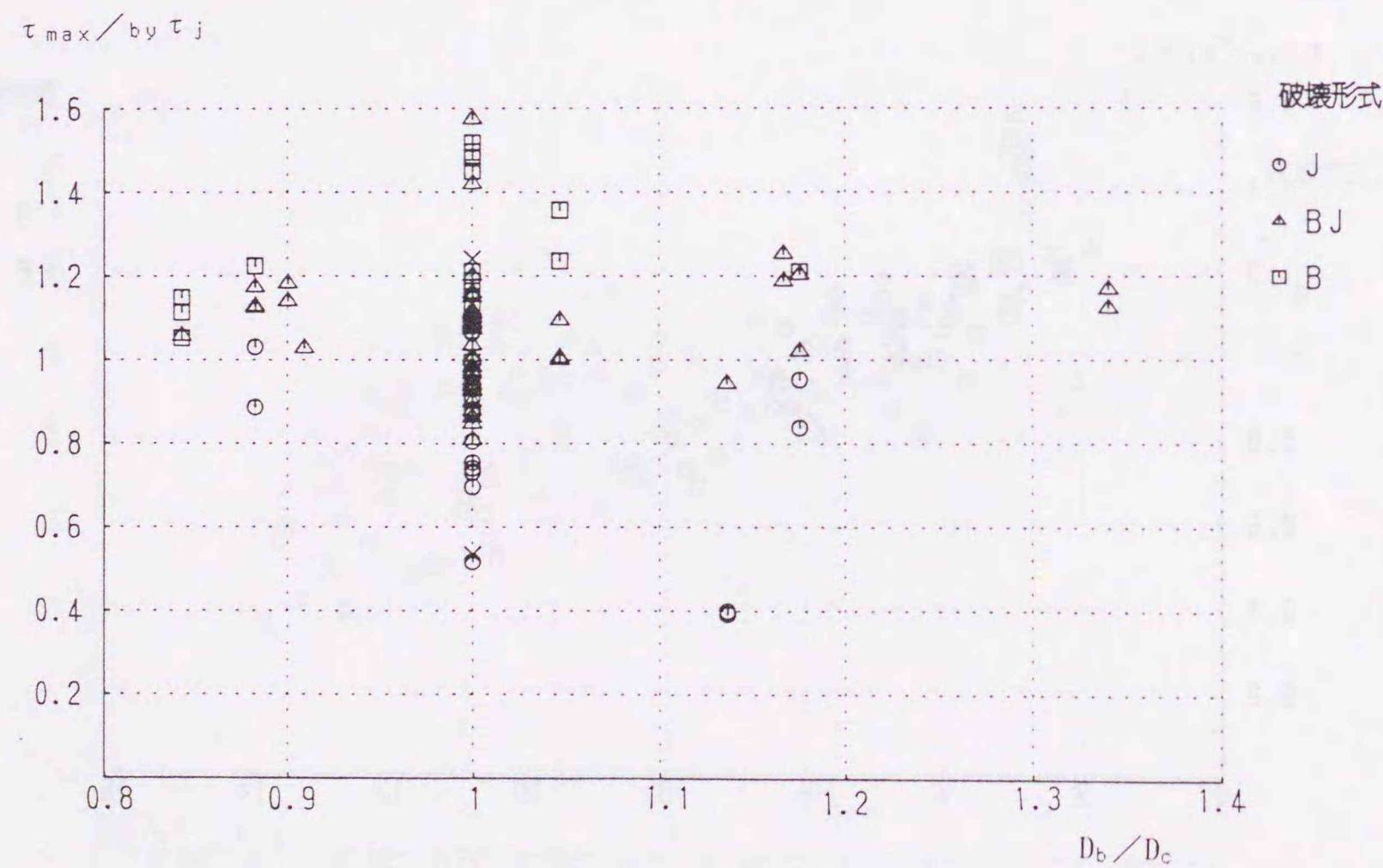
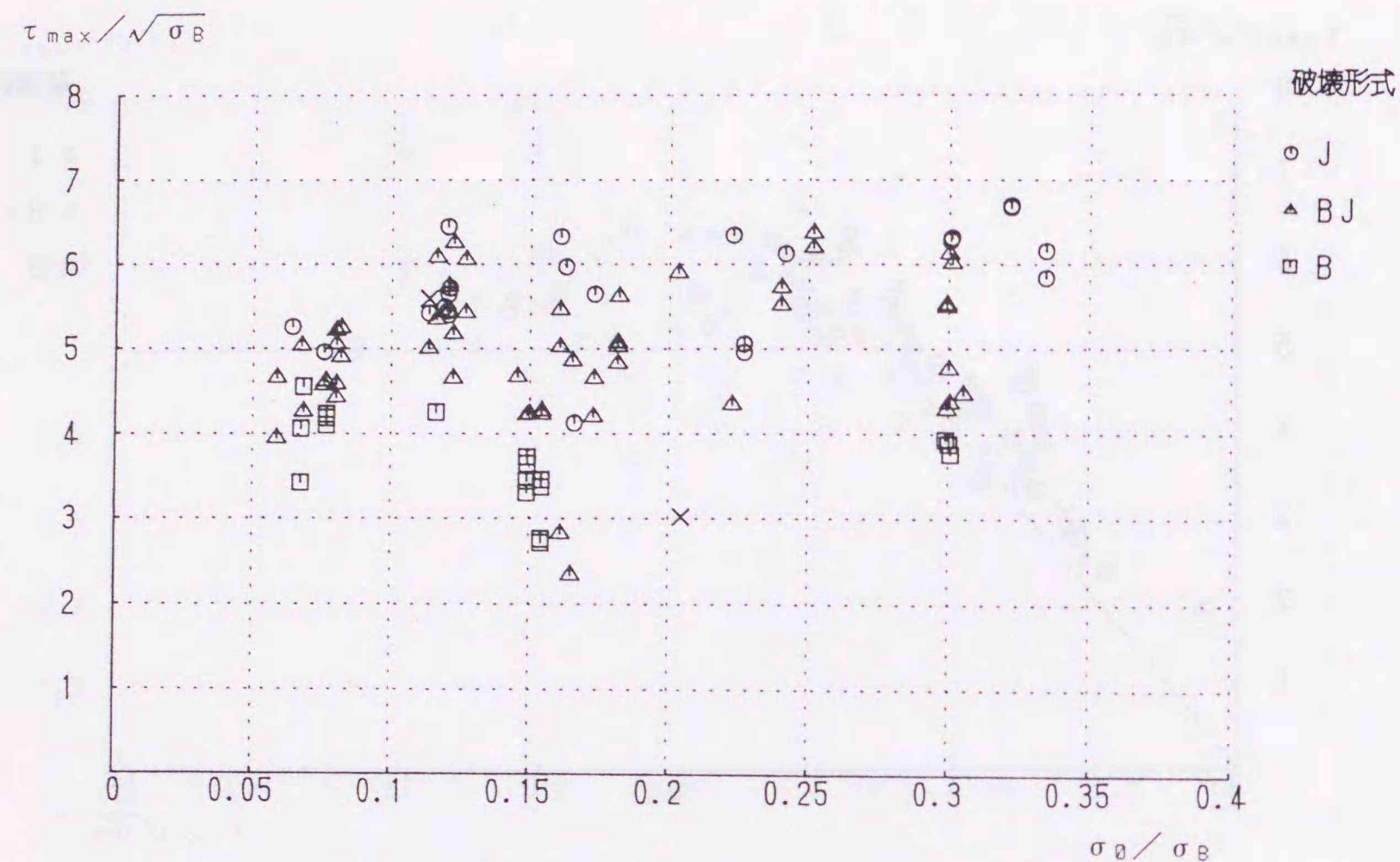


図 2-13 剪断余裕度と規準化梁降伏時接合部剪断応力度の関係



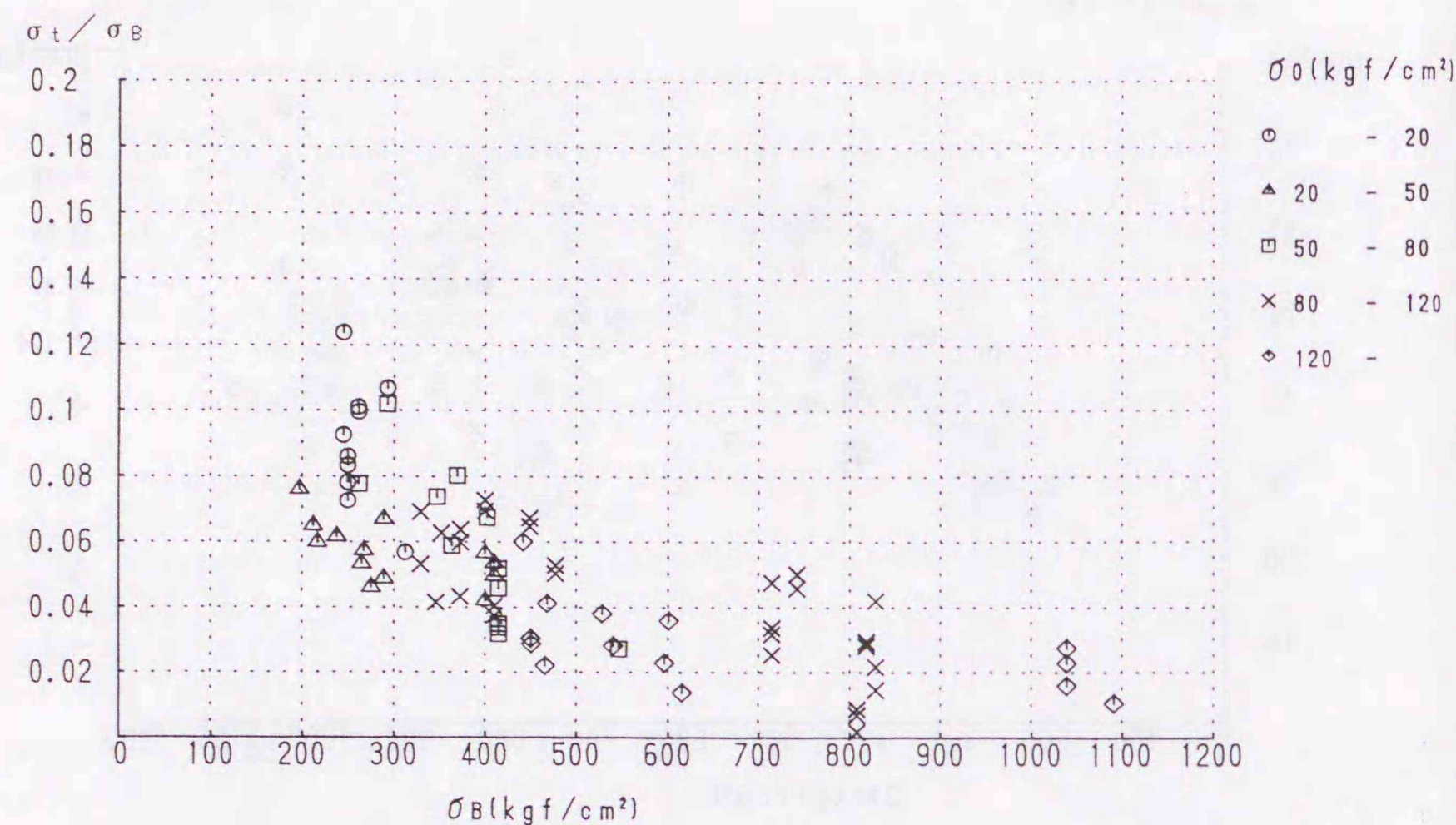


図 2-18 接合部剪断初亀裂時主引張応力度規準化値とコンクリート圧縮強度の関係

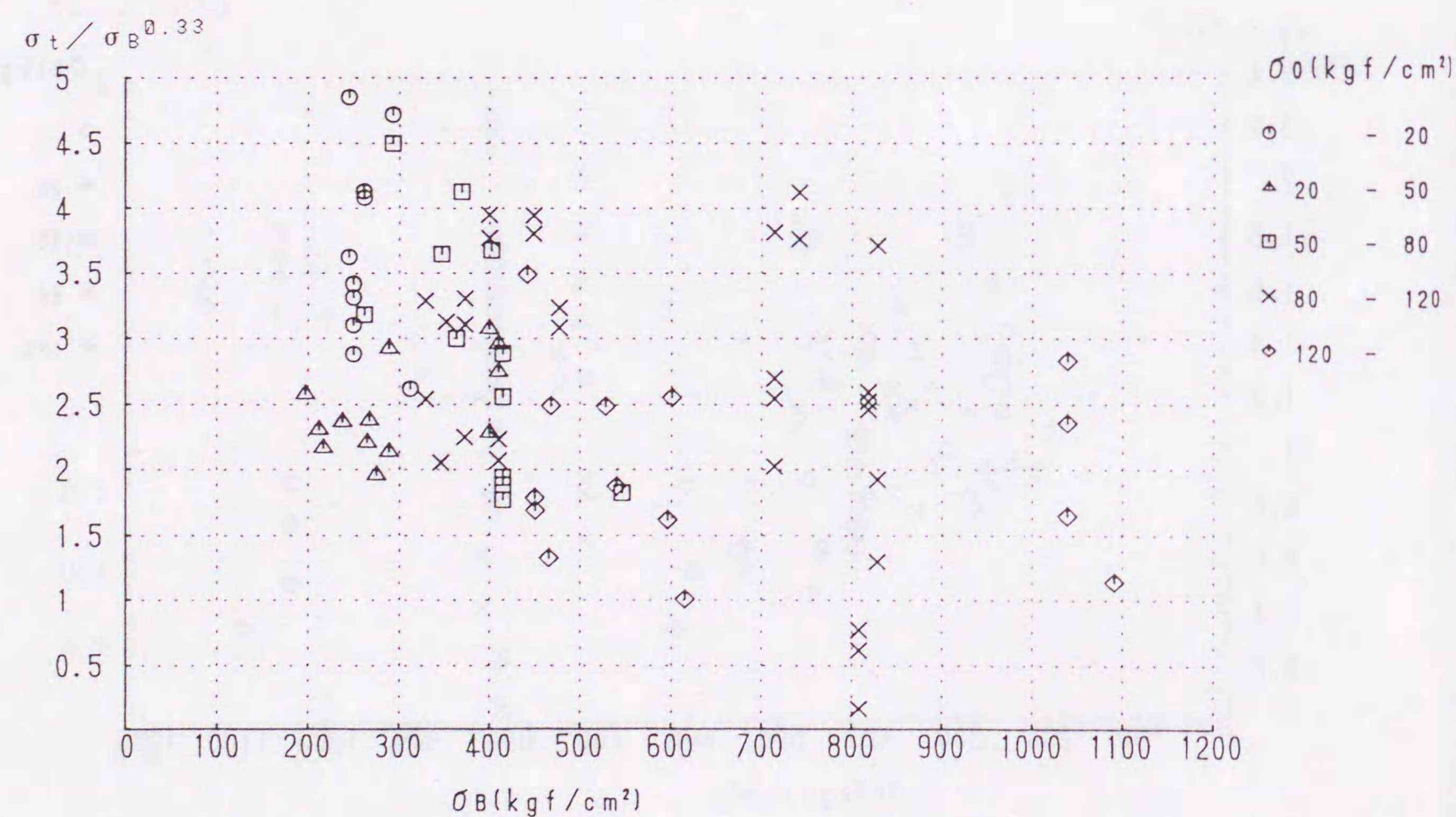


図 2-19 接合部剪断初亀裂時主引張応力度規準化値とコンクリート圧縮強度の関係

第 3 節 まとめ

この章では鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の耐力についての実験データを用いて接合部の剪断耐力に対する各種要因の影響を統計的に検討を行った。その結果、以下の点が明らかになった。

統計的検討に用いたデータの概要は次の通りである。

鉄筋コンクリート平面内部接合部試験体

試験体数	96 体	破壊形式別	接合部剪断破壊型	23 体
			梁降伏後接合部剪断破壊型	52 体
			梁曲げ破壊型	19 体
			その他	2 体

コンクリート強度圧縮強度 $\sigma_B = 197 \sim 1091 \text{ kgf/cm}^2$

鉄筋降伏強度 梁主筋 $\sigma_y = 3170 \sim 14560 \text{ kgf/cm}^2$

柱主筋 $\sigma_y = 3540 \sim 14560 \text{ kgf/cm}^2$

接合部補強筋 $\sigma_y = 2970 \sim 15180 \text{ kgf/cm}^2$

1. 接合部剪断終局強度に対する影響

既往の試験体で梁の降伏が生じているものは耐力が梁の曲げ耐力で制限されていることが考えられることから、ここでは梁の降伏以前に接合部が剪断破壊した試験体の耐力を接合部の剪断終局耐力として考えた。

- 1) コンクリート圧縮強度：柱梁接合部剪断終局耐力はコンクリート強度に強い相関を示した。耐力を柱梁接合部剪断応力度で表すと耐力はコンクリート圧縮強度に対し低強度域では直線的に増大するが高強度域ではその増大割合は大きく減少する。これは接合部に発生する剪断亀裂の影響によって圧縮ストラットコンクリートの有効強度が減少することが考えられ剪断耐力の下限值は $\tau_u = 5\sqrt{\sigma_B}$ (平均値から標準偏差を引いた値：18%不合格値) で表せられる。
- 2) 接合部補強筋：特に接合部水平補強筋の影響について考察した。接合部破壊型 (J 型) 試験体耐力には明確な影響は見られなかった。梁降伏後接合部が剪断破壊 [劣化] した試験体 (BJ 型) では若干その効果が見られたが、耐力値が梁降伏耐力で規制されていることから接合部剪断終局耐力に対する接合部水平補強筋の影響は認められないと考える。
- 3) 梁主筋付着性状：梁主筋の接合部内での付着性状を示す指標として付着指標を用いて耐力に与える影響を検討したところ、付着指標が大きい程 (付着性状が悪い程) 耐力が若干小さくなる傾向があった。
- 4) 剪断余裕度 (梁主筋量)：梁降伏耐力に対する接合部剪断耐力の比を剪断余裕度 (接

合部の剪断破壊に対する耐力の余裕度)と定義して、接合部剪断破壊の生じる応力レベルを検討したところ、剪断余裕度が1.2以上であれば梁の降伏が保証されることがわかった。

5)柱軸力の影響:柱軸力比(柱軸応力度のコンクリート圧縮強度に対する比)が0.06~0.33のデータで検討した限りでは接合部剪断耐力に対する影響はなかった。このことは、既往の研究で示されていることに一致した。

6)接合部形状:柱成に対する梁成の比(接合部の縦横比)の影響を検討したところ、耐力に与える影響は見られなかった。

直交梁の影響については、本章では直交梁の無い平面接合部のデータによる検討であったため直接この要因についての考察は出来なかった。しかし、既往の研究による知見から直交梁による拘束効果によって接合部剪断耐力の増大があることが示されたが、加力した直交梁については曲げ亀裂の存在によって評価が研究者間に相違がある。

2. 接合部剪断初亀裂耐力に対する影響

接合部剪断初亀裂耐力はコンクリート圧縮強度が大きい程、また、作用軸力が大きい程増大する傾向を示したが、一般に剪断初亀裂耐力を評価するのに用いられる主応力度式に亀裂発生条件として代入されるコンクリートの引張強度の評価法については、実験データのばらつきが大きいことから剪断初亀裂の定義を含め再検討が必要であると考えられる。

第2章の参考文献

[2-1] 上村、長塚、「鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の破壊性状に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文報告集、10-3、1988

[2-2] 上村、柏崎、「鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に対する柱中間筋の影響(その1~その2)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989

[2-3] 荒井、長塚、上村、梅村、「鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊機構に関する研究(その1~その3)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989

[2-4] 石川、上村、「鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験研究」、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、1989

[2-5] 小林、溜、小谷、青山、「鉄筋コンクリート造柱-梁接合部の実験的研究」、コンクリート工学年次講演会論文報告集、6-2、1984

[2-6] 北山、栗栖、小谷他、「梁主筋の付着を良くした柱梁接合部の耐震性能」、コンクリート工学年次講演会論文報告集、7-2、1985

[2-7] 北山、朝倉、小谷、青山、「鉄筋コンクリート造骨組における内柱・梁接合部の耐震設計法」、コンクリート工学年次論文報告集、10-3、1988

[2-8] 北山、朝倉、小谷他、「鉄筋コンクリート造骨組における内柱・梁接合部の梁接合部の耐震設計法」、コンクリート工学年次論文報告集、10-3、1988

[2-9] 林、狩野、寺岡他、「鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学性状に関する研究その1~その3」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1986

[2-10] 狩野、寺岡他、「鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学性状に関する研究その4~その5」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987

[2-11] 寺岡、宗村、藤原、林、内田、「超高層鉄筋コンクリート建物に用いる構造部材に関する実験的研究(その2 十字形柱・はり接合部部分架構の実験)」、フジタ工業技術研究所報第25号、1989

[2-12] 野口、栗栖、「鉄筋コンクリート柱・はり接合部の耐震性に関する実験的研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987

[2-13] 野口、渡辺他、「鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の耐力と変形状」、コンクリート工学年次論文報告集、10-3、1988

[2-14] 山田、藤井、森田、「鉄筋コンクリート柱・梁接合部のせん断耐力に関する研究(その1. 内部柱・梁接合部の場合)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989

[2-15] 小澤、「鉄筋コンクリート造柱梁接合部のディテールと耐力・変形性能に関する研究」、北海道大学修士論文、1983

[2-16] 宮本, 「プレキャスト鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断抵抗性状」, 北海道大学卒業論文, 1992

[2-17] 河口、塩原、小河原他, 「高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた柱・はり接合部の実験」, コンクリート工学年次論文報告集, 12-2, 1990

[2-18] 塩原、小河原、河口他, 「高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造梁柱接合部の耐震設計法(その5~6)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1990

[2-19] 岡、塩原、古川、小笠原, 「高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造接合部の耐震設計法(その7 試験体J-10、J-11の実験及び実験結果)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 74~75, 1991

[2-20] 柏崎、野口, 「超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断性能に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991

[2-21] 川崎、多賀、辻田他, 「高強度コンクリートを用いた内柱・梁接合部に関する実験的研究(その1~その2)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991

[2-22] 神野、河内他, 「高強度鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の挙動に関する実験的研究(その1, その2)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991

[2-23] 吉屋、角、益尾他, 「RC柱・梁接合部の変形状態に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991

[2-24] 竹崎、永井、上村, 「鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の剪断耐力に関する実験的研究(その1~その2)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991

[2-25] 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」, 1990

[2-26] 李、北山、小谷、青山, 「高強度RC造内柱・梁接合部のせん断強度」, コンクリート工学年次論文報告集, 14-2, 1992

[2-27] 大和田, 「鉄筋コンクリート梁・柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1980

[2-28] 草薙他, 「鉄筋コンクリート造立体柱梁接合部の破壊性状に関する研究(その1、2)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1984

[2-29] Meinheit, D. F., Jirsa, J. O., 「Shear Strength of R/C Beam-Column Connections」, ASCE ST11, 1981

[2-30] 北山, 「鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐震性向上に関する研究」, 東京大学学位論文, 1990

第3章

鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の

模型加力実験による検討

第3章 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の模型加力実験による検討

第1節 実験概要

3-1-1 実験変数の設定

第1章において研究の現状について述べ、そこから本研究で明らかにすべきことについて言及した。また、第2章では接合部に関する実験のデータを整理して考えられる要因が剪断耐力に与える影響について検討を行った。そこで、本章では本論の目的に対して不足している資料を得るために接合部の加力実験を行う。本節では実験を行うに当たり実験パラメータをどの様に与えたかについて述べる。

第2章で得られなかった項目を以下に示す。

1. 接合部剪断耐力に接合部補強筋が影響しなかった理由
2. 接合部が剪断破壊する時の抵抗機構（または応力伝達機構）
3. 梁降伏が先行する場合でも接合部が剪断破壊する条件
4. 梁主筋の付着性状の接合部剪断抵抗に対する影響
5. 梁曲げ破壊時の接合部の挙動
6. 接合部剪断初亀裂の定義と亀裂耐力算出のためのコンクリート引張強度の評価

柱梁接合部の破壊形式は梁からの入力とそれに抵抗するコンクリート強度の関係からおおよそ決定できるので、想定する破壊形式が得られるように梁降伏時の接合部剪断入力量を設定し、上記の事項について資料を得るために接合部入力レベル別に下の3シリーズの実験を行った。

1. 梁の降伏以前に接合部の剪断破壊が生じる入力レベル（C3シリーズ：第2節）
2. 梁の曲げ破壊で骨組の挙動が決定するレベル（B8シリーズ：第3節）
3. 両者の間で梁は曲げ降伏するが入力レベルがB8より高いのでその後の加力で接合部が剪断破壊する程度（B14シリーズ：第3節）

具体的には、コンクリート圧縮強度を σ_c とすると梁降伏時の接合部剪断応力レベルは
B8シリーズ $< 4\sqrt{\sigma_c}$ $<$ B14シリーズ $< 5\sqrt{\sigma_c}$ $<$ C3シリーズ

また、柱梁接合部の剪断抵抗機構と大きく関わりのある梁主筋の付着性状も同時に変化するようにし、付着性状が与える影響について検討を行う。鉄筋の付着性状はそれに作用す

る付着応力度の大きさを予測できる。同じサイズの断面で梁の降伏耐力を変える方法としては梁主筋の断面積を増やすか強度の大きい鉄筋を使用するかであるので、たとえ同じ鉄筋を本数を変えて使用したとしても鉄筋の周囲の状況が変化すると考えられることから、接合部入力レベルを変えることは自動的に付着性状を変化させることになる。

接合部の剪断耐力に対するコンクリート強度の影響は直接的であるがこれについては既往の実験を検討に用いることで対応できると考え、本研究で行う実験においてはコンクリート強度を固定の要因とした。

接合部補強筋の機能を検討するために各シリーズにおいて接合部補強筋量を変数とした。B 8シリーズの応力レベルで考えられる梁の曲げ破壊で骨組の挙動が決定する場合には、梁が接合部端で降伏し変形の増大とともに塑性ヒンジが形成されると梁端部のコンクリートが劣化することが予想されるので、梁端部の補強程度が接合部の挙動に与える影響を検討するため梁端部の剪断補強筋量も変数とした。

以上の要因を考慮して次節以降に示す3シリーズの実験を行った。本文中では実験についてはシリーズ名で引用する。

3-1-2 実験で得られたデータの処理

鉄筋コンクリート造接合部模型実験において得られた鉄筋歪度の直接的計測データを各部の力に変換するために用いた素材の応力度-歪度関係およびその計算処理方法についてまとめて記述する。

実験では鉄筋の所定の位置に歪ゲージを両面に貼付し計測することでその位置の軸方向歪度が得られる。いずれの実験においてもゲージの貼付にはエポキシ系の接着剤を使用しているが、これによればコンクリート中に長時間埋め込まれている場合でも約40000 μ までの歪計測が可能である。得られた歪度は既往の応力度-歪度関係提案モデルを用いて応力度に換算した。それぞれの鉄筋は材料特性が異なることと実験中に到達した歪度の違いから、鉄筋毎に応力度の算定に使用したモデルを以下に示す。

1) C 3シリーズ 梁主筋 (D25)、柱主筋 (D19) B 14シリーズ 柱主筋 (D19)

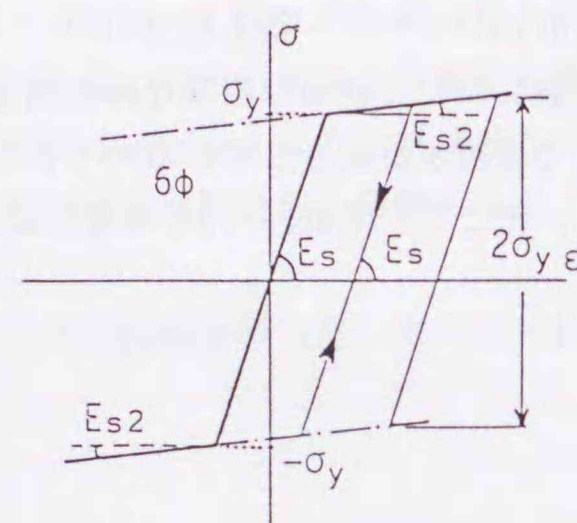
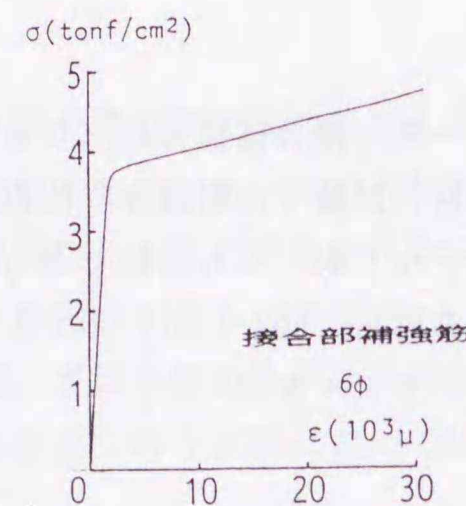
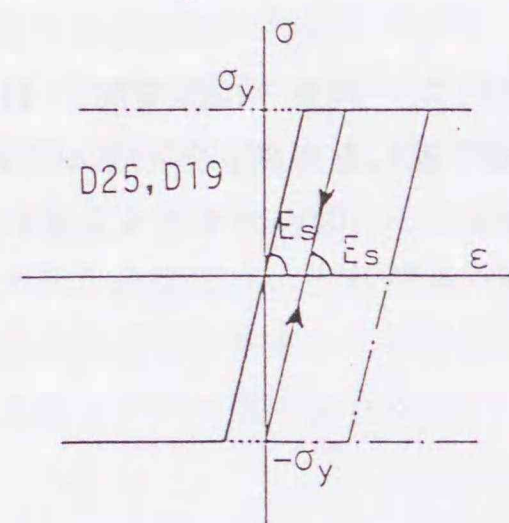
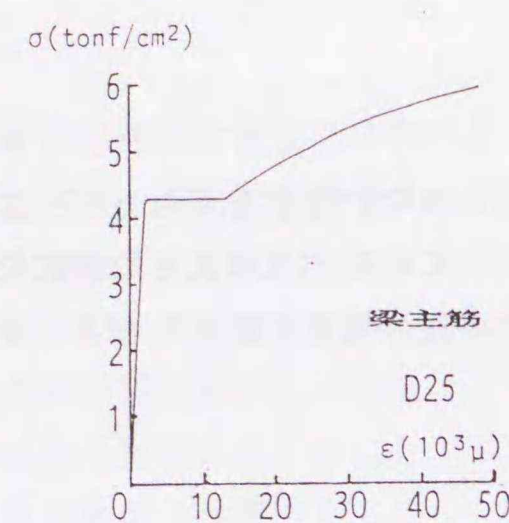
両鉄筋共に明確な降伏棚を有する力学的性状を示した。しかし、両鉄筋とも実験中には降伏に至ることがなかったため、応力度の算出には図3-1(a)に示すような弾性部と降伏棚部分からなる簡単なノーマルバイリニアモデルを用いた。

2) 全シリーズ 接合部補強筋 (6 ϕ)

鉄筋の材料試験では明確な降伏点および降伏棚が認められない性状を示したが、これを簡単なモデルで表しても実験で得られた歪度の範囲においては応力度は大きな差にならないことを確認し、図3-1(b)に示すような初期弾性域とその後の第2勾配からなるノーマルバイリニアモデルを用いた。

3) B 8・B 14シリーズ 梁主筋 (D13)、柱主筋 (D13)

材料試験において鉄筋は明確な降伏棚を有する性状を示した。実験では梁端部で40000 μ 近くまで歪度が計測されているので鉄筋の塑性域での繰返しを考慮したモデルが必要となった。そこで、文献[3-1]を参考に図3-1(c)のようなRamberg-Osgoodモデルを用いた。

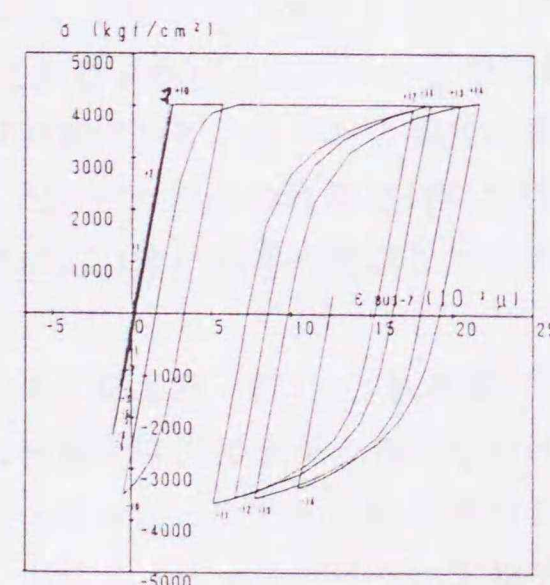


ヤング係数 ($\times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)

種類	E_s	E_{s2}
D 2 5	1. 9 7	—
D 1 9	1. 9 3	—
6 φ	2. 0 3	0. 0 3 0 7

(a) バイリニアモデル

(b) バイリニアモデル



(D13)

(c) Ramberg-Osgoodモデル

図 3 - 1 鉄筋の応力度 - 歪度関係のモデル

第 2 節 柱梁接合部剪断破壊先行型骨組架構の加力実験

3 - 2 - 1 実験の目的

鉄筋コンクリート造の柱梁接合部を含む骨組の部分模型に関する実験は内外で相当数にのぼるが、破壊形式として梁降伏先行の試験体によるものも多く、接合部の剪断耐力を評価するための基礎的資料となるものは必ずしも多くない。特に、主要な応力伝達機構の一つであるトラス機構に対応する縦横両方向配筋の効果についての実証的資料は少ないが、本実験では、鉄筋コンクリート造柱梁接合部の剪断耐力に及ぼす接合部剪断補強筋の効果を検討するための基礎的資料を得ることを目的として、梁あるいは柱の曲げ降伏に先立って接合部パネルの破壊で耐力が与えられるように設計した平面十字形試験体を用いて、接合部内の剪断補強量と剪断補強配筋形式ならびに柱幅と梁幅の比が剪断耐力や変形状に与える影響を実験的に検討した。

3 - 2 - 2 実験計画

(1) 試験体概要

試験体は図3-2 に示すように均等ラーメン構造骨組の中間階内部柱梁接合部を水平荷重時の反曲点位置で切り出した平面十字形架構で、実大構造物の約 1/2 に縮小したものである。直交梁とスラブは省略した。なお、実験時に作業性をよくする目的で梁の加力端部を鋼製はりに置換した。実験変数の内、柱幅とはり幅の比を 2 通り設定して、梁幅を 20 cm と固定し柱が 30 cm $\times$ 30 cm (C 3) の正方形断面のもの (柱幅/梁幅 = 1.5) を 6 体、20 cm $\times$ 45 cm (C 5) の偏平断面のもの (同 2.25) を 1 体の計 7 体を製作した。図中の試験体名は 4 文字で表し、最初の 2 文字が柱断面形状 (C 3、C 5) を、後の 2 文字が接合部の横補強筋量と縦補強筋量の程度を表し、C 3 - H H (横高補強、縦高補強)、C 3 - H 0 (高補強、縦無補強)、C 3 - 0 H (横無補強、縦高補強)、C 3 - M M (横中補強、縦中補強)、C 3 - M 0 (横中補強、縦無補強)、C 3 - L 0 及び C 5 - L 0 (横微補強、縦無補強) とした。

実験変数の組合せと試験体名の詳細を表3-1 に示した。試験体の設計にあたって、国内の既往の十字形接合部実験において柱・梁が降伏する以前に接合部が剪断破壊した試験体の耐力値 p_u とコンクリート強度 σ_B の関係が概ね $p_u \approx 5\sqrt{\sigma_B}$ (ここで、接合部有効幅 $b_j = (b_b + b_o)/2$) であることから、いずれの試験体も接合部の剪断破壊が先行するように柱、梁の曲げ耐力及び主筋の付着耐力 [3-2] に対応する接合部パネルの剪断応力度が $7\sqrt{\sigma_B}$ 程度になるように設計した (設計に当たってコンクリート強度を $\sigma_B = 300 \text{ kg/cm}^2$ として計

算した)。接合部縦横補強筋はSR35相当の6φを使用し(L0のみは3φ)図3-3に示す様に接合部の配筋を行った。接合部縦補強筋は一般には柱の中段筋であるが、本実験では接合部補強筋としての機能を把握する目的で接合部内だけにこれを配して定着長を梁の上下面から40d(dは鉄筋径)として、端部に90°フックを設けた。L0を除き接合部補強筋はいずれも柱主筋外周を囲む通常の帯筋ではなく、柱断面内のはり幅相当位置に集中的に配筋した。これは補強筋が梁から伝達される剪断力に直接的に関わるように考えたものである。L0はコンクリートのみでの剪断抵抗性状の把握を目的としているので、柱外周の少量の横補強筋(2-3φ)のみを配した。

柱主筋は12-D19(SD50)、梁断面は20cm×35cm、梁主筋は上端下端共に3-D25(SD40)で、これらは全試験体共通である。柱、梁の剪断破壊を避けるために剪断補強筋は高張力鋼(5φ、 $\sigma_y=7700\text{kg/cm}^2$)のスパイラルとした。本実験では接合部剪断耐力時には梁主筋は降伏に至らないように設計しているが、付着破壊に関しては柱成と梁主筋径の比が小さい($D_o/d_b=12$)ので引張鉄筋の応力に対応する有効な付着長が接合部を越えて反対側の梁内に及ぶものと考えられる。従って梁端圧縮側コンクリートの圧縮応力の増大が考えられるので、この部分のコンクリートの圧壊を防ぐためとあわせて付着割裂に備えて図3-4に示すような補強金具で梁の端部を拘束した。コンクリートは接合部には実験時の平均強度 $\sigma_B=327\text{kg/cm}^2$ の10mmの豆砂利を粗骨材とするコンクリートを用い、柱と梁には平均 $\sigma_B=421\text{kg/cm}^2$ の高強度レディミクストコンクリート(粗骨材の最大粒径25mm)を用いて平打ち込みで同時に打設を行った。表3-2に及び表3-3に材料の力学的性状を示す。

(2) 加力方法及び計測方法

図3-5に加力装置の概略を示す。全試験体とも両梁端は加力面内でピンローラー支持、柱脚部はピン支持として、柱に軸方向応力度 $\sigma_\theta=90\text{kg/cm}^2$ (約0.3 σ_B)に相当する外部一定軸力81tonを導入した後、図3-6に示す加力プログラムに従って柱頭部のアクチュエーターにより正負繰返水平力を加えた。先ず、上述の剪断強度予想値($\sigma_{\tau u}=5\sqrt{\sigma_B}$)の80%の剪断応力が3サイクル目のピーク時に発生するように荷重制御し、その時の正負加力時の平均変位値(δ_3)を基準値として4サイクル以降は δ_3 の整数倍をピーク値とする変位制御で漸増繰返し加力を行った。

計測については、柱及び梁剪断力、柱軸力をロードセルで計測し、柱頭・柱脚の水平変位、梁のたわみ、接合部を重点的にコンクリート各部に埋め込んだ標点間の変化を変位計測器により、それに、柱、梁の主筋及び補強筋の主要な点における歪度を歪ゲージを貼付し計測を行った。接合部の剪断変形は、接合部パネル表面の4隅に標点を埋め込みその対角線の伸縮を計測してその値から余弦定理を用いて計算した。C3シリーズにおいて大変形時にかぶりコンクリートが剥落して標点が表面に対して傾いてしまつて計測値が不正確

になる現象がみられた。計測と同時に、試験体の両面で亀裂の観測をし、各サイクルピーク時には主要な亀裂幅の計測も行った。

3-2-3 実験結果

各試験体の亀裂、破壊性状と荷重-変形関係、耐力の結果を述べる。また、4章以降で行う考察に用いるデータの加工・処理方法については第1節で述べた。

(1) 亀裂及び破壊性状

図3-7に試験終了時(概ね層間変形角 $R=40\times 10^{-3}\text{rad}$)の亀裂及び剥落状況を示す。試験体は設計通り全て柱、梁の降伏以前に最大耐力に至り接合部パネルが破壊した。柱断面が正方形の6体のパネルの剪断初亀裂はいずれも2サイクルで生じ、最大耐力に至るまでにこの亀裂に平行な亀裂の発生、伸展、拡幅が観察された。L0(接合部水平筋微補強)を除き接合部のはり幅相当位置に補強筋を配した試験体は、いずれも最大耐力後の繰返し载荷によって徐々にパネル面の補強筋外側のカバーコンクリートの剥落を生じた。縦補強のみを行ったOH(横無補強、縦高補強)は他の試験体と比較して亀裂が発生してから接合部の対角線上を貫通するまでの経過が短い傾向があり、亀裂先端部の柱内への伸展も顕著で破壊も最も著しく、最終的にはパネル上下10cmの範囲で柱剪断補強筋が露出した。縦横高補強のHHは亀裂性状はOHと大差ないが剥落ははるかに少なかった。HOはHHと亀裂性状は同様であったが剥落がHHよりも著しかった。MMは亀裂の数が少なく、拡幅も特定の亀裂に集中せず、亀裂のパネル外側への伸展も軽微であった。MOはMMの亀裂パターンと似ているが剪断亀裂がパネル外側の柱筋沿いに伸展したためMMに比べカバーコンクリートの剥落が著しかった。L0は柱主筋外周を微少量の補強筋で囲ったのみであるが最大耐力後の大変形において他のC3試験体より剥落が少なかった。この点については、接合部補強筋のある試験体では接合部補強筋の被り厚が大きいことからカバーコンクリートが早期に分離して有効コンクリート断面積の減少の影響が考えられたが、実験における接合部パネルの中央位置でパネルコンクリートの面外方向への変位計測値を比較しても、最大耐力時のその値は各試験体ともほぼ1mm程度であり、この時点ではカバーコンクリートは分離せずに有効に働いていたと思われる。偏平柱C5-L0は3サイクルで剪断初亀裂とほぼ同時にパネル内の柱主筋沿いに付着割裂亀裂が生じ、柱曲げ亀裂も多く、最大耐力後間もなく柱端部の圧潰が始まるなどC3試験体とやや破壊性状が異なった。

(2) 柱剪断力-部材角関係(骨組の復元力特性)

図3-8 に柱剪断力(Q)-層間変形角(R)関係を例示し、図3-10に各試験体の Q-R曲線の包絡線であるスケルトンカーブを示す。C3試験体6体のループ形状の推移はほぼ似通っており、いずれも $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ を越えると細長い紡錘形からやや逆S字形へ移行し、最大耐力を示す7サイクル($R=15 \times 10^{-3} \text{ rad}$)ではスリップ性状が顕著となる。しかし、C3-OHは最大耐力を示した5サイクルから逆S化がやや進んでおり、高サイクル時におけるループの幅も小さかった。C3試験体のスケルトンカーブによって比較すると、最大耐力に至るまでの剛性低下の推移は横補強筋のないC3-OHのパネル剪断初亀裂後の剛性低下が大きい、他の5体はほぼ同様である。従って、パネルに剪断初亀裂が生じた後の剛性低下は、横補強筋が存在すればその量と位置にはあまり関係していない。最大耐力以降は、横補強筋量が多いほうが、また同じ横補強筋量であればこれに縦補強筋を加えて配した方が、耐力低下はやや小さい。

(3) 接合部剪断応力度-剪断変形角関係

図3-9 に各試験体の接合部剪断応力度-剪断変形角曲線を示す。ここで、接合部剪断応力度は、表3-4(1)式の接合部有効幅 b_j を柱幅と梁幅の平均値として算出した値である。また、接合部剪断変形角は接合部表面の隅角部各部に埋め込んだ4つの標点を利用して、接合部対角線の変位から計算したものである。

最大耐力以降の大変形時に接合部被りコンクリートが剥落することによって標点の影響を受けて剪断変形角の値が偏ってしまう現象がみられる。最大耐力時までの挙動を見ると、まず剪断変形角が $0.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度で接合部剪断亀裂が発生して大きな剛性低下が生じ、剪断変形角が約 $10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で最大耐力に至る。最大耐力以降の耐力低下の割合は前述した影響もあるが、C3-OHを除き接合部鉛直補強筋のあるものが緩やかになっている。

(4) 耐力

i) 接合部パネル剪断初亀裂耐力

表3-4の(1)式において、接合部有効幅 b_j を柱幅として求めたパネル初亀裂時平均剪断応力度実験値 $\exp \tau$ と、主応力度式を用いてコンクリートの引張強度を与える係数を既往の実験結果[3-3]から整理した次式より得られる計算値 $\text{cal} \tau$ の比($\exp/\text{cal}$)を表3-4に示す。

$$\text{cal} \tau = \sigma_t \sqrt{1 + \sigma_g / \sigma_t} \quad (3-1)$$

$$\begin{aligned} \text{但し、} \quad \sigma_t &= 1.4 \sqrt{\sigma_g} \\ \sigma_g &: \text{コンクリート圧縮強度 (kgf/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

この式の係数は、剪断応力度を求める際にパネル成として柱の応力中心距離を用いているので、ここでは便宜上計算値に j_o/D_o (j_o : 柱の応力中心距離、 D_o : 柱全成) を乗じた。C3シリーズは負加力時にややばらつきがみられるが平均で 0.9前後の値を示す。柱幅の大きいC5-L0についても計算値の対応が良いことから、梁幅の約2.3倍の柱幅をもつ偏平柱においても柱全幅を初亀裂耐力の計算用の接合部有効幅として評価することが可能である。

ii) 接合部パネル終局剪断耐力

全ての試験体が、梁、柱の降伏以前に最大耐力に達した。また、C3-L0を除き最大耐力時には接合部補強筋が降伏していないことから、全試験体とも接合部コアコンクリートの圧縮破壊で耐力が決定したものと考えられる(C3-L0の補強筋量はほとんど0に等しいのでこの試験体もコアコンクリートの圧縮破壊で耐力が決定している)。接合部有効幅 b_j を柱幅と梁幅の平均として(3-2)式により得られる接合部剪断耐力実験値 $\exp \tau_{pu}$ と下に示す上村によって提案されている接合部剪断耐力評価式[3-4]より得られる計算値 $\text{cal} \tau_{pu}$ との比較を表3-4に示す。

$$\begin{aligned} \tau_u &= (0.78 - 0.0016 \sigma_g) \sigma_g + 0.5 p_w \cdot s \sigma_y & \sigma_g \leq 244 \text{ kgf/cm}^2 \\ &95 + 0.5 p_w \cdot s \sigma_y & \sigma_g > 244 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned} \quad (3-2)$$

実験値は計算値に比べ高補強試験体では低く、低補強試験体では高くなっている。(3-2)式はコンクリートと横補強筋の累加強度式であるのでコンクリート強度が同じであれば横補強筋量に応じて耐力値も増加することになるが、本実験結果では縦横の補強筋がほとんど耐力の上昇に貢献しないことになり、終局剪断強度とコンクリート強度の比はいずれも $\exp \tau_{pu} / \sigma_g \approx 0.3$ ($\exp \tau_{pu} / \sqrt{\sigma_g} \approx 5$) となった(なお、(3-2)式を用いる際に表3-4の脚注にあるようにパネル成の取り方について補正を行った)。

(5) 梁主筋付着力

歪度計測点間の平均付着応力度を求める際に、本実験では梁主筋は12サイクルを越えると($R > 35 \times 10^{-3} \text{ rad}$)全試験体とも降伏に至るものがみられたが、柱、梁主筋とも最大耐力時には降伏していないので、鉄筋の $\sigma - \epsilon$ 関係を完全弾塑性型のモデルとして鉄筋応力度を求めた(詳細は第1節参照)。

図3-11に各試験体の梁主筋の接合部内における区間(4等分 各7.5cm)平均付着応力度分布を示す。各試験体とも3サイクル(18%)まではパネル内のどの区間においても付着

応力度は概ね一様に上昇し引張端、圧縮端共に区間付着応力度が $30 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ 程度に達した後、最大耐力に向かう加力段階で引張端より柱中心に寄った区間の付着応力度が増大し分布のピークとなる。横補強筋のみを配した場合、この付着応力度のピーク値は低補強ほど大きく 120 kg/cm^2 に達するが高横補強ではこれよりも小さい。縦補強筋を合わせて配筋すると全体に付着応力度は大きくなり、梁主筋の近くに縦補強を行うと付着抵抗を増加させる効果のあることがわかる。しかし、横補強筋の全くない C3-OH の場合は横微補強の C3-LO よりも区間付着応力度は全体に小さい値となった。

図3-12には C3 シリーズ各試験体の接合部に作用する水平剪断力と梁上端、下端筋間にある接合部横補強筋の鉄筋力の和、接合部内で伝達される梁主筋の全付着力（上端、下端筋の付着力の平均）の推移を示した。接合部水平剪断力は式（3-3）によって求めたが、その推移は横補強筋の無い C3-OH が他に比べて小さな値で推移することを除き大差ない。付着力は、接合部の両端における梁主筋の鉄筋力の差として求めた。各試験体とも、全付着力は 5 サイクル ($R \approx 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$) 迄は増加するが最大耐力時までは減少する傾向にあり、また、最大剪断耐力時の全付着力の大きさも試験体毎に大きな差はない。接合部水平剪断力と全付着力の差が圧縮側梁端からの圧縮力として直接接合部のコンクリートに入力される力と関係する量と考えられるが、この値は最大耐力以降ほぼ一定の値で推移している。付着応力度の最大値と付着力分布の推移及び梁主筋の抜け出しに起因する梁端部の剛体回転量が小さいことから全試験体とも梁主筋の付着破壊は生じていないと考えられる。

$$Q_{jh} = T_1 + T_2 - Q_c \quad (3-3)$$

ここで、

Q_{jh} : 接合部水平剪断力

T_1 、 T_2 : 接合している梁の主筋引張力

Q_c : 柱剪断力

（6）接合部横補強筋の機能

既往の研究において接合部横補強筋の機能として剪断力に対する剪断補強筋の機能と接合部コアコンクリートを拘束する拘束筋の機能が考えられ、後者は加力方向に直交する補強筋の鉄筋力として評価でき、前者の剪断補強筋としての鉄筋力は加力方向の補強筋力から拘束筋としての鉄筋力を減じた値で評価できるとしているものがある[3-5]。即ち、これは図3-13に示すようにコアコンクリートが周囲へ膨らもうとする力に対しては4辺の鉄筋は同じように機能し、剪断力に対しては剪断力の作用する方向の鉄筋しか機能しないと考えている。本実験においてもこの方法にならい接合部補強筋力の機能を分解するが、本実験のような平面接合部の場合には、梁の取り付けしていない方向へのコアコンクリートの

拘束力の負担が梁の取り付けしている方向のそれよりは大きいことが考えられるので、上述の評価によると加力方向の拘束成分を過大に評価する恐れがある。

横補強筋を有する4試験体について梁主筋間にある補強筋力の合計値の推移を図3-14に示した。いずれの試験体も加力方向鉄筋力は剪断亀裂が貫通する3サイクルまでは剪断抵抗成分の鉄筋力が増加し、その後中補強試験体（C3-MM、M0）では定常状態になるが高補強試験体（C3-HH、H0）では変形の増大に伴って漸増する。拘束成分は最大耐力時前後で剪断抵抗成分と逆転し、その後は変位の増大とともに増加する。最大耐力時 ($R \approx 1/60 \text{ rad}$) の全鉄筋降伏力に対する各成分の割合は、剪断抵抗成分では高補強試験体で23%、中補強試験体29%、拘束成分は高補強試験体31%、中補強試験体49%である。中補強試験体では剪断抵抗成分が最大耐力後減少するが、これは加力方向の鉄筋力が降伏力近くになって頭打ちになるのに対して拘束成分が変形の増大に伴って漸増したことによって見かけ上剪断抵抗成分が減少したものと思われる。高補強試験体では剪断亀裂がパネル全面に発生した時点で定常状態に達し、その後は変形の増大に伴って拘束成分が増大して行く。

3-2-4 まとめ

鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断抵抗に関する接合部補強筋の効果及び断面形状の影響を明確にするために接合部内の縦横補強量と柱断面寸法を影響要因として平面十字形接合部試験体を製作して実験的に検討を行った。その結果以下のことが明らかになった。

1. 接合部のように剪断力の影響が大きい部材には初亀裂発生までの接合部剪断応力度を求める接合部有効断面として柱幅、柱成を用いて良い。
2. 接合部横補強筋による接合部剪断亀裂の発生後の剛性低下の緩和は小さい。
3. 柱幅/梁幅=2.25で柱幅/柱成=2.25の偏平柱を用いた場合でも、接合部の有効幅として剪断亀裂発生耐力評価には柱幅を、剪断終局耐力の評価に柱幅と梁幅の平均を用いることが出来る。
4. 補強筋量が増えると補強筋力が増大して補強筋によるパネル剪断力の伝達量は見かけ上増えるが剪断耐力及び荷重-変形関係は補強筋量にかかわりなく大差ない。
5. 接合部終局剪断応力度は接合部補強筋量にかかわらず $0.3 \sigma_B$ としてよい。また、本実験のコンクリート強度ではこの値は $5 \sqrt{\sigma_B}$ と一致する値である。。
6. 接合部内に縦補強筋を合わせて配筋すると全体に接合部内での梁主筋平均付着力は大きくなり、特に梁主筋の近くに縦補強を行うと付着抵抗を増加させる効果がある。
7. 接合部横補強筋力は最大耐力時以前に定常状態になり、その後の増大はもっぱら接合部コアコンクリートを拘束する効果によるものである。

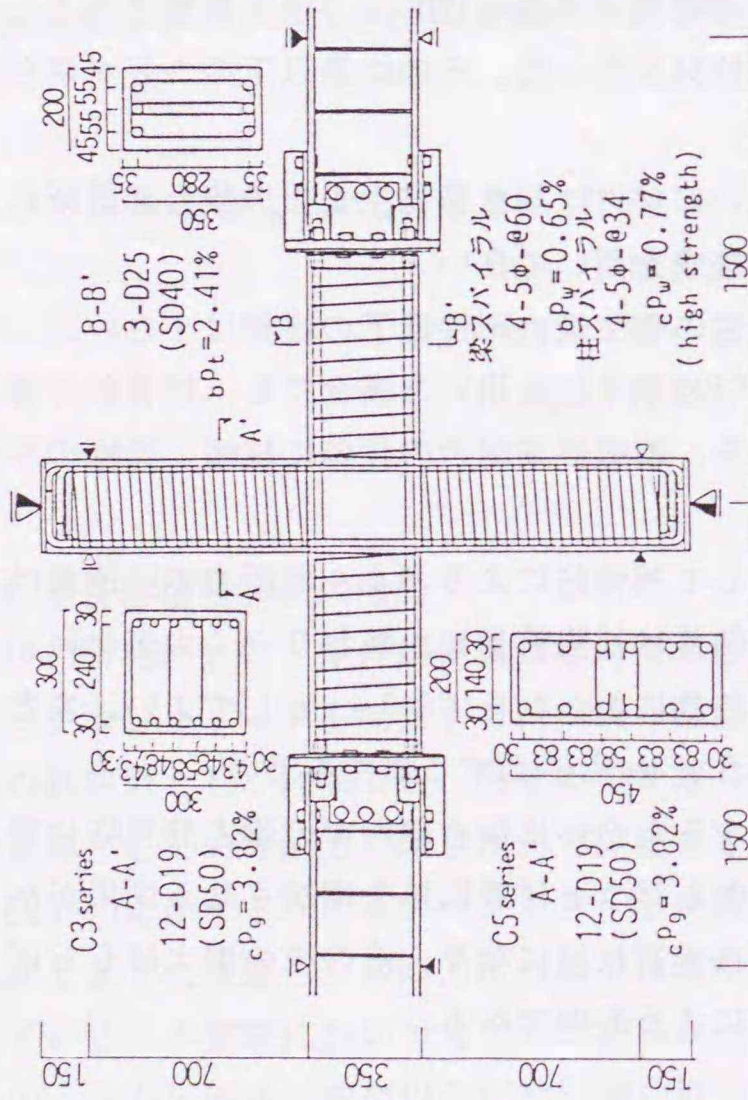


図 3-2 試験体概要 (C3シリーズ)

表 3-1 試験体の諸元 (C3シリーズ)

試験体	柱断面	接合部水平補強筋	接合部鉛直補強筋
C3-HH	30x30	8-6φ $\phi 12$ $h p_w = 1.60\%$	8-6φ $\phi 40$ $v p_w = 1.56\%$
C3-HO	30x30	8-6φ $\phi 12$ $h p_w = 1.60\%$	8-6φ $\phi 40$ $v p_w = 0\%$
C3-OH	30x30	8-6φ $\phi 12$ $h p_w = 0\%$	8-6φ $\phi 40$ $v p_w = 1.56\%$
C3-MM	30x30	4-6φ $\phi 12$ $h p_w = 0.80\%$	4-6φ $\phi 40$ $v p_w = 0.78\%$
C3-MO	30x30	4-6φ $\phi 12$ $h p_w = 0.80\%$	4-6φ $\phi 40$ $v p_w = 0\%$
C3-LO	30x30	2-3φ $\phi 117$ $h p_w = 0.03\%$	2-3φ $\phi 117$ $v p_w = 0\%$
C5-LO	45x20	2-3φ $\phi 117$ $h p_w = 0.02\%$	2-3φ $\phi 117$ $v p_w = 0\%$

単位 断面寸法 (cm)、鉄筋間隔 (mm)

表 3-2 コンクリートの力学的性状

試験体 JX0-B13	接合部		柱・梁	
	圧縮強度 kgf/cm^2	ヤング係数 10^5 kgf/cm^2	圧縮強度 kgf/cm^2	ヤング係数 10^5 kgf/cm^2
C3-HH	33.4	2.41	42.1	2.99
C3-HO	32.0	2.33	41.6	2.94
C3-OH	32.1	2.24	45.6	2.76
C3-MM	33.0	2.30	39.7	3.05
C3-MO	33.3	2.30	40.2	2.95
C3-LO	32.3	2.24	42.9	3.02
C5-LO	33.3	2.31	43.0	3.00

表 3-3 鉄筋の力学的性状

種別	降伏強度 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	伸び (%)
D25 梁主筋	43.40	67.00	21.3
D19 柱主筋	58.90	76.30	20.8
6φ 接合部補強筋	38.90	53.20	24.8
5φ 柱・梁補強筋	77.00	106.00	5.7

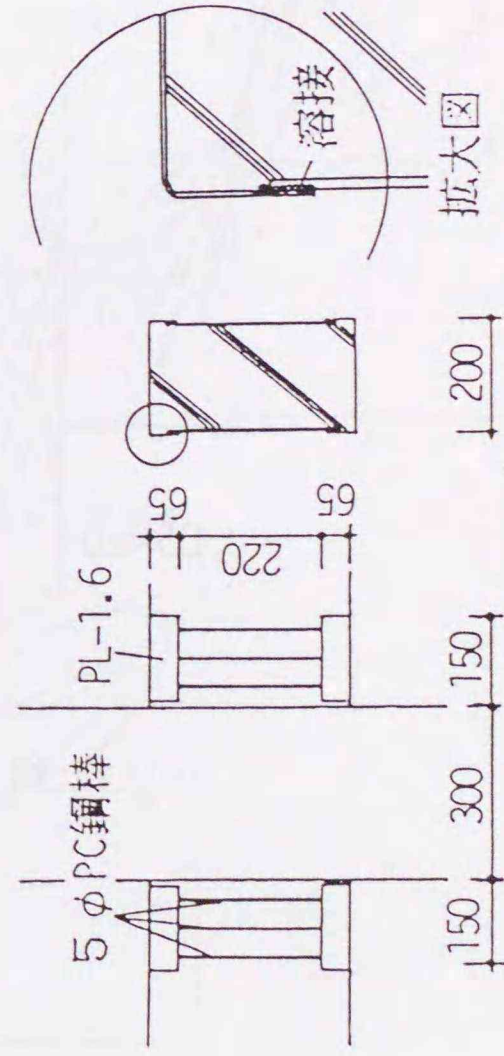


図 3-4 梁端部補強金物

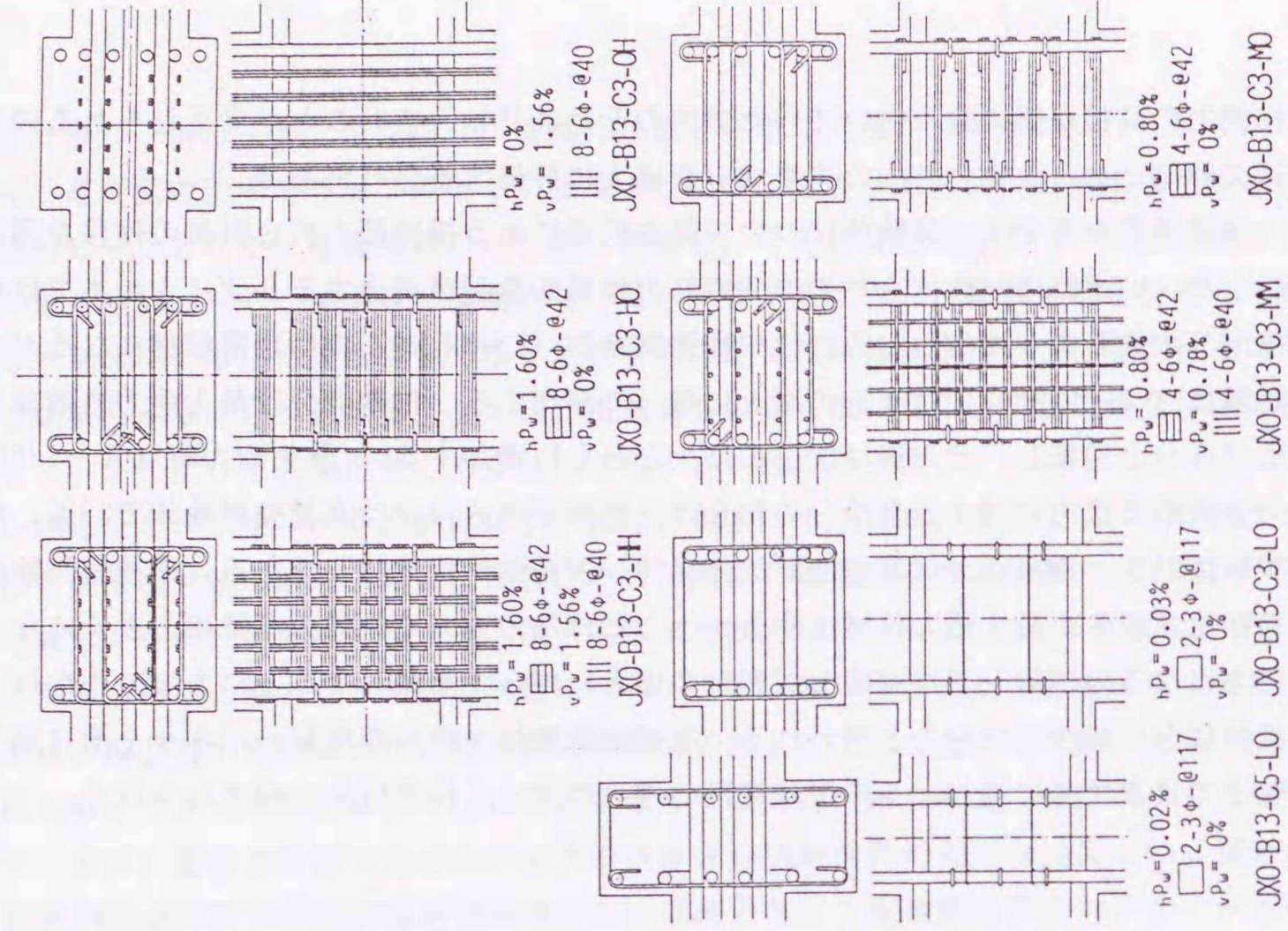


図 3-3 接合部配筋詳細

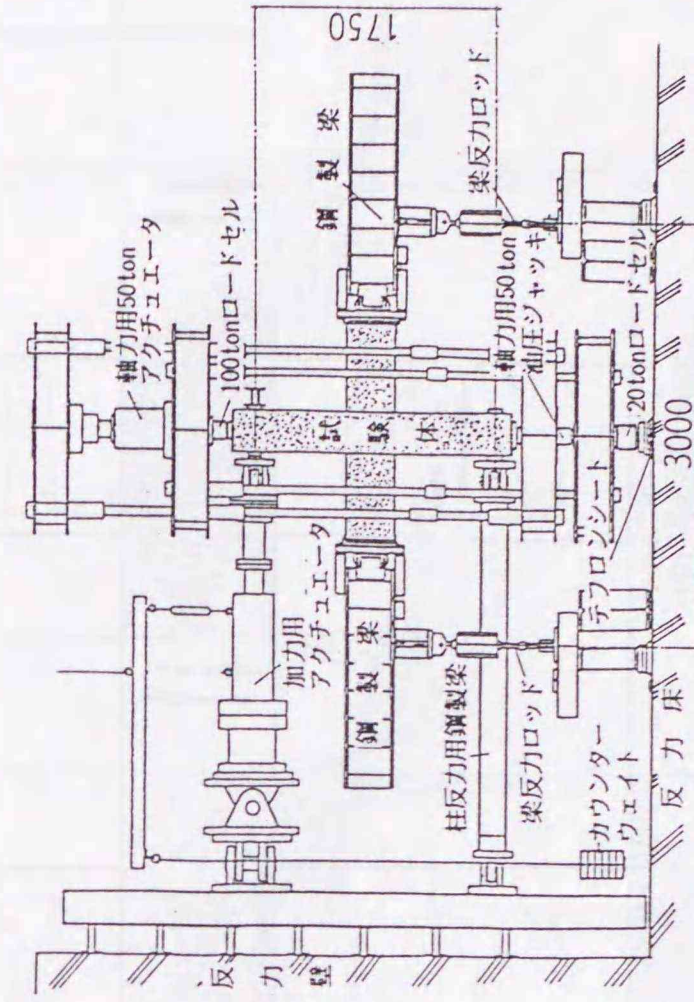


図 3-5 加力装置全量

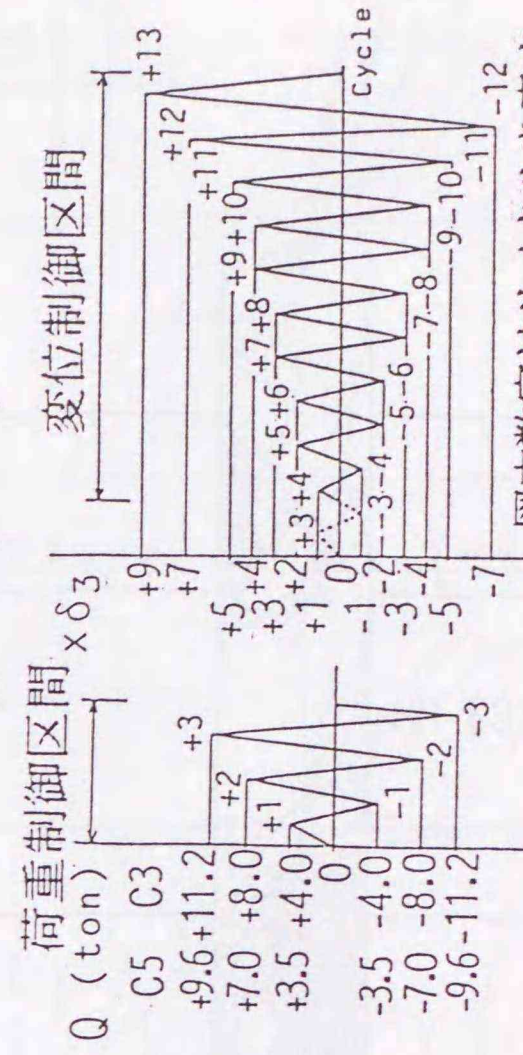


図 3-6 加力プログラム
図中数字はサイクルを表す

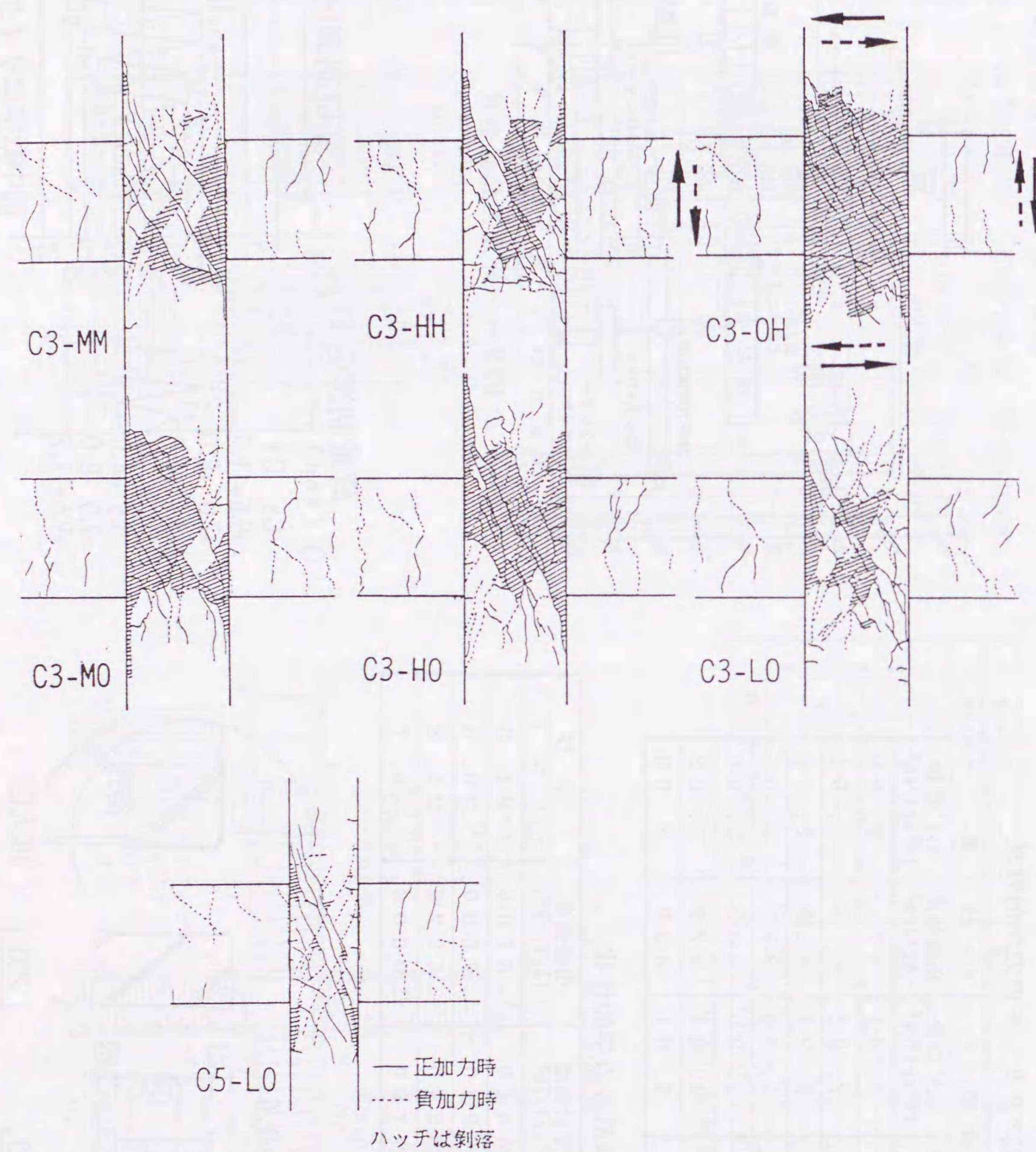


図 3-7 最終破壊状況

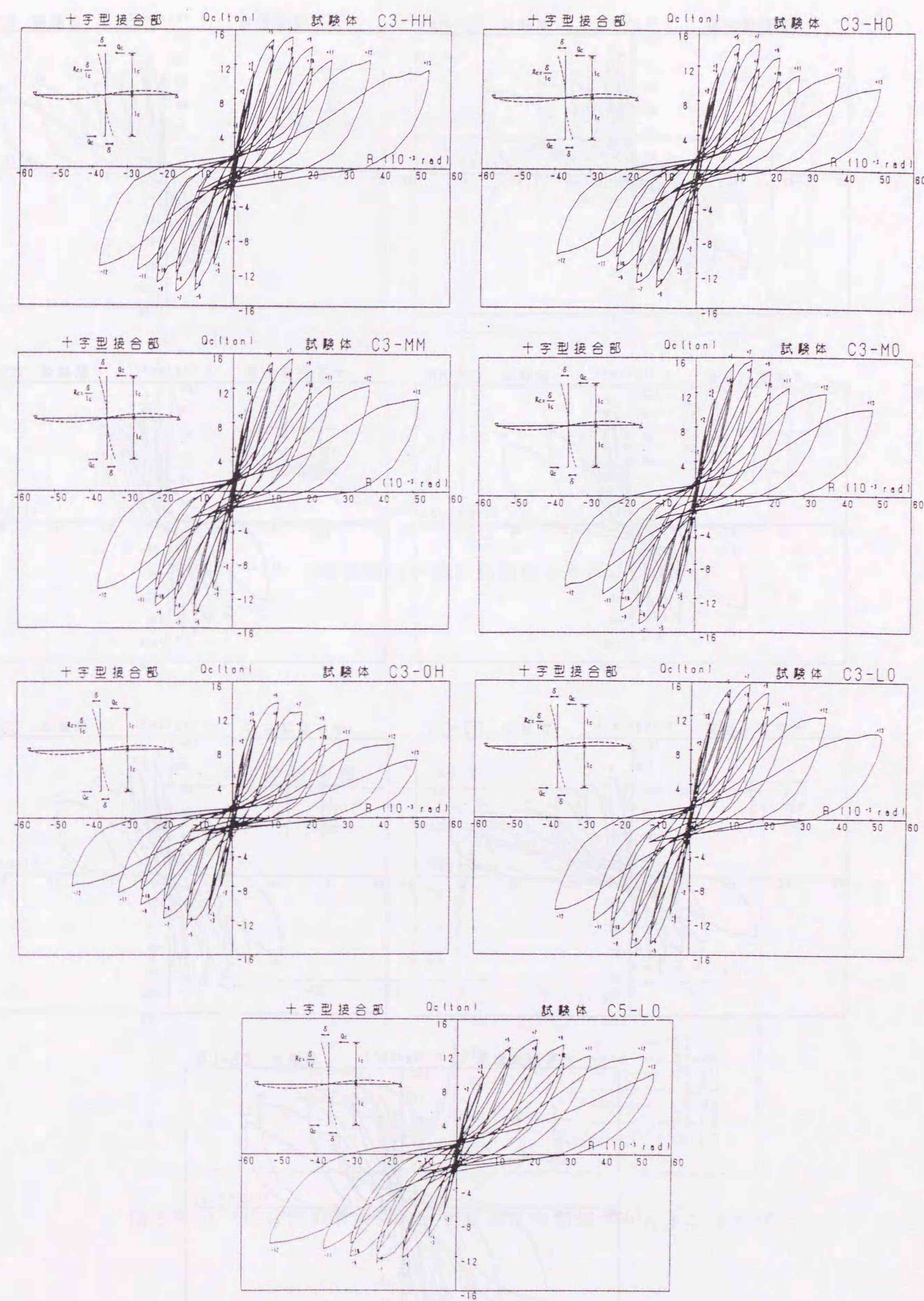


図 3-8 柱剪断力-部材角関係

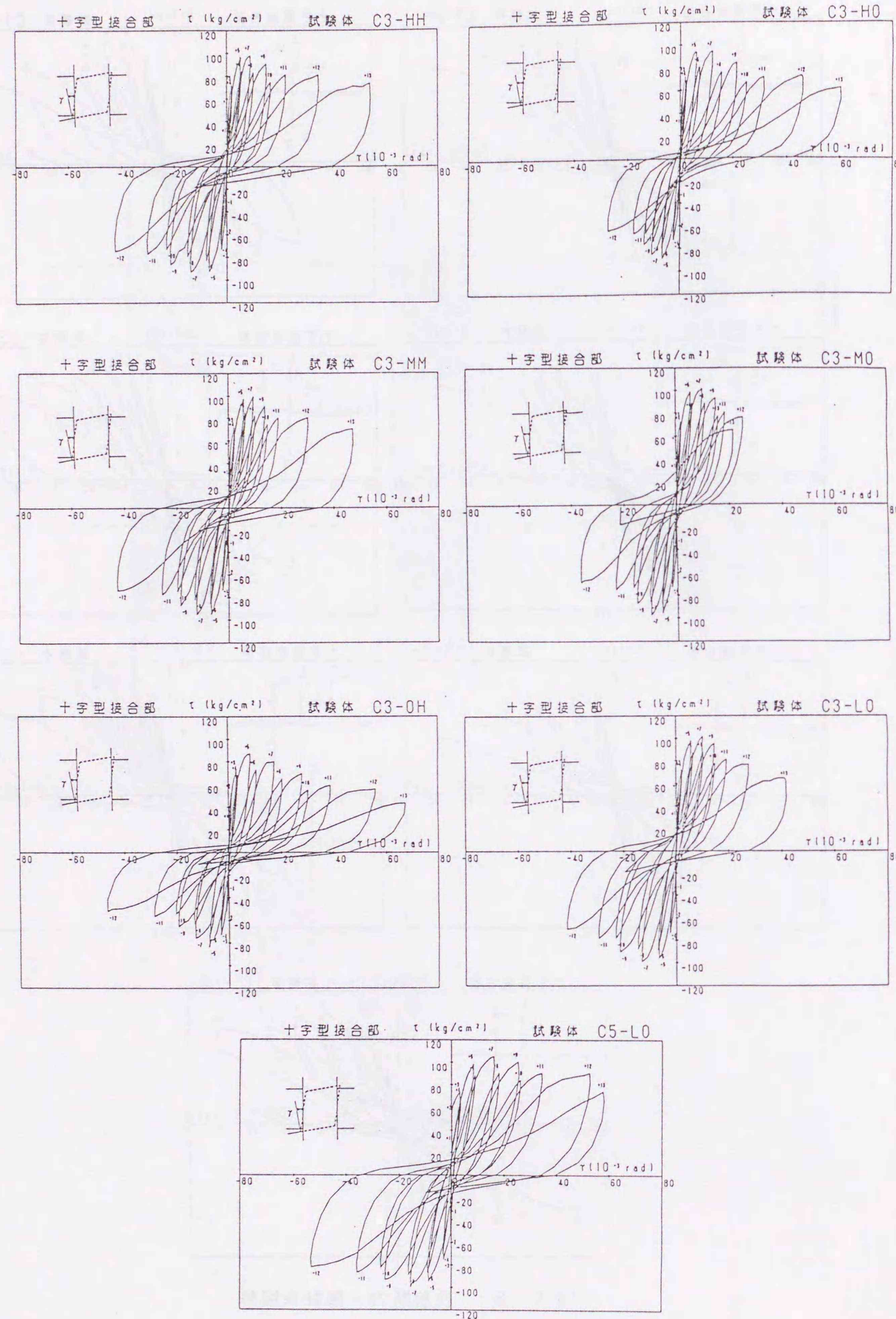


図 3-9 接合部剪断応力度-剪断変形角関係

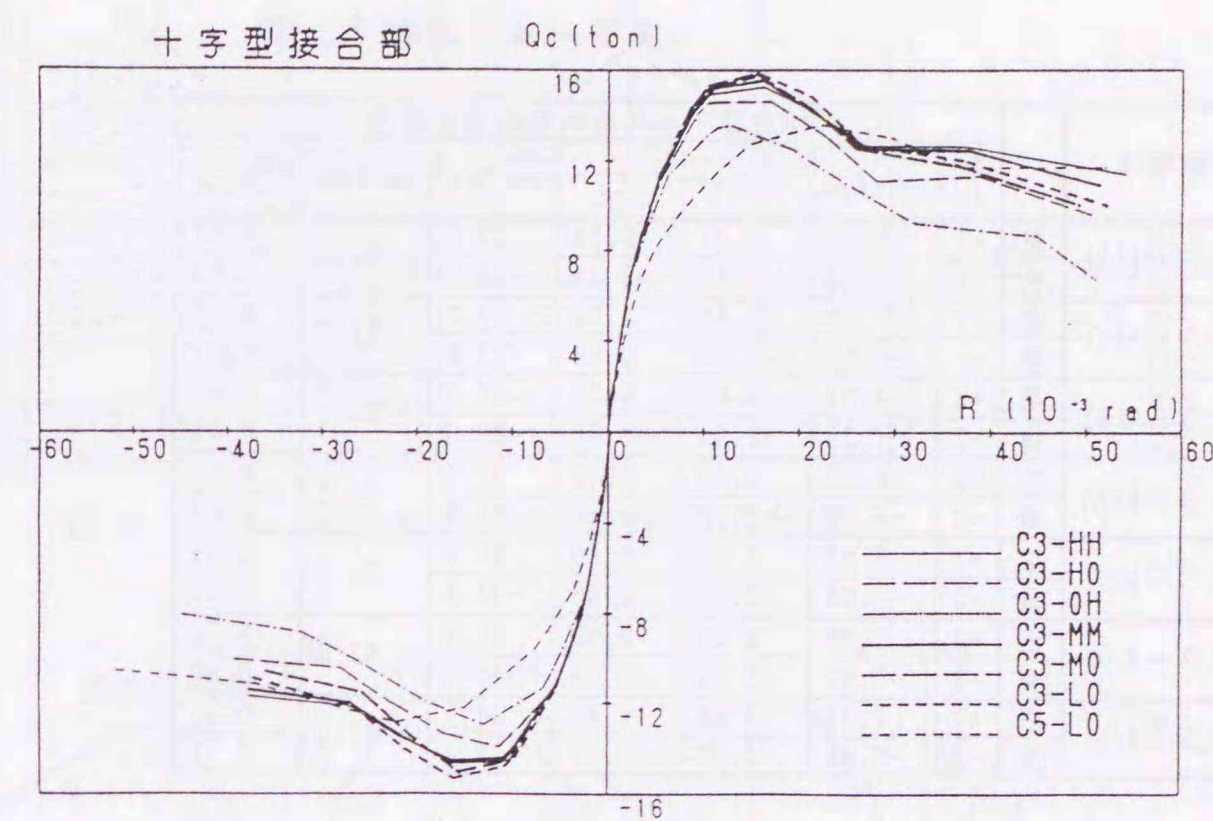


図 3-10 柱剪断力-部材角関係スケルトンカーブ

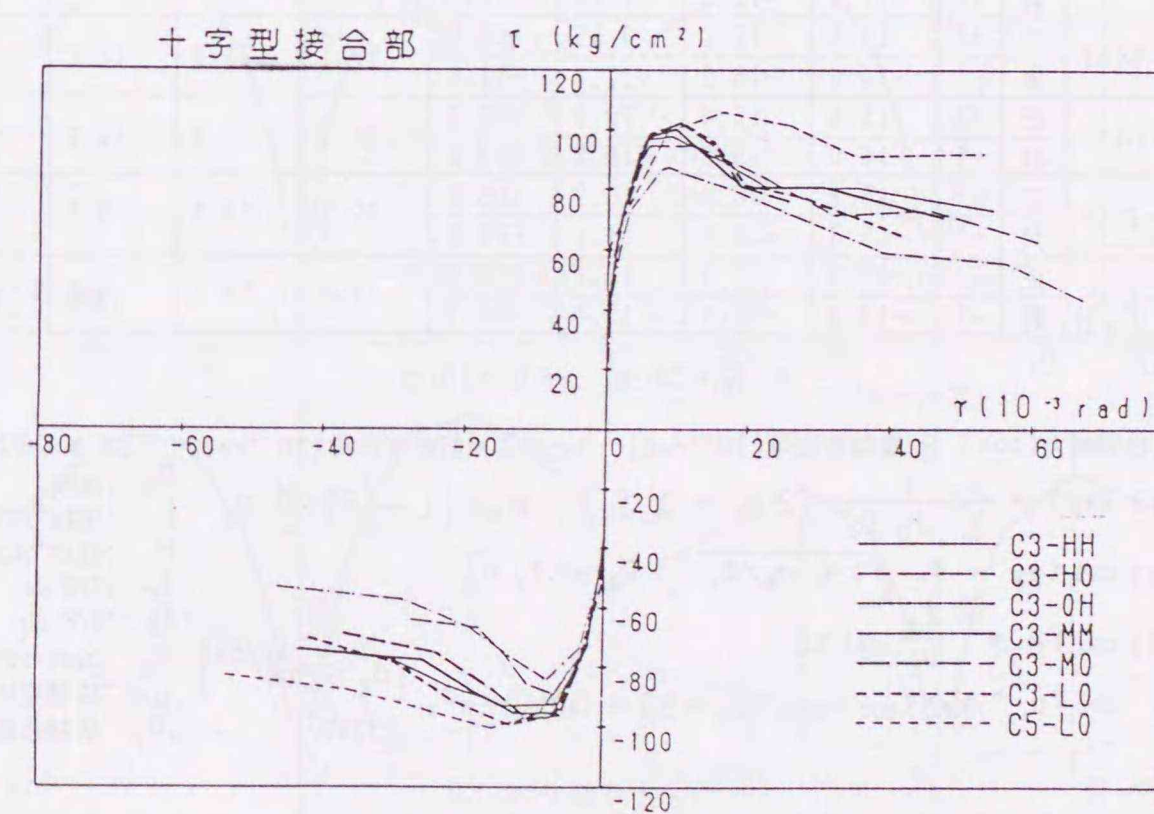


図 3-11 接合部剪断応力度-剪断変形角関係スケルトンカーブ

表 3-4 諸耐力一覧

試験体		接合部パネル剪断亀裂発生耐力						
		サイ クル	exp cQps	R	Yp	exp τps*	cal τps	exp/cal
C3-HH	正	+2	6.98	2.31	0.51	37.6	54.4	0.69
	負	-2	-5.94	-1.89	-0.42	-32.0		0.59
C3-HO	正	+2	7.25	2.56	0.50	39.1	53.7	0.73
	負	-2	-6.27	-1.99	-0.45	-33.8		0.63
C3-OH	正	+2	7.21	2.63	0.77	37.3	53.7	0.69
	負	-2	-7.25	-2.59	-0.72	-38.3		0.71
C3-MM	正	+2	6.96	2.29	0.49	37.5	54.2	0.69
	負	-2	-6.98	-2.30	-1.56	-37.6		0.69
C3-MO	正	+2	6.97	2.29	0.50	37.6	54.3	0.69
	負	-2	-6.95	-2.23	-0.55	-37.4		0.69
C3-LO	正	+2	7.98	3.08	0.90	40.9	53.8	0.76
	負	-2	-7.97	-2.76	-0.84	-42.9		0.80
C5-LO	正	+3	7.89	4.48	0.49	44.1	54.3	0.81
	負	-3	-6.86	-4.90	-0.49	-38.4		0.71

試験体	加力 方向	接合部パネル剪断終局耐力										σ _B
		サイ クル	exp cQu	R	Yp	exp τu**	cal τu	cal τu-C	cal τu-S	exp/cal	exp/σ _B	
C3-HH	正	+7	15.2	16.2	8.84	98.5	99.3	74.8	24.5	0.99	0.29	334
	負	-7	-14.4	-16.1	13.7	-92.8				0.93	0.28	
C3-HO	正	+7	14.6	16.9	12.1	91.6	99.3	74.8	24.5	0.95	0.30	320
	負	-5	-13.7	-11.2	-6.64	-88.5				0.89	0.28	
C3-OH	正	+5	13.5	12.8	8.47	87.3	74.8	74.8	0	1.17	0.27	321
	負	-5	-12.9	-12.9	-7.75	-83.2				1.11	0.26	
C3-MM	正	+7	15.5	16.2	9.52	100.0	87.1	74.8	12.2	1.15	0.30	330
	負	-7	-14.6	-16.2	-12.4	-94.6				1.09	0.29	
C3-MO	正	+7	15.8	15.4	10.2	102.2	87.1	74.8	12.2	1.17	0.31	333
	負	-7	-15.0	-15.5	-10.2	-97.2				1.12	0.29	
C3-LO	正	+7	15.8	16.0	10.2	102.1	75.3	74.8	0.5	1.36	0.32	323
	負	-7	-15.3	-16.0	-13.1	-98.8				1.31	0.31	
C5-LO	正	+7	13.6	22.3	16.1	105.5	71.0	70.7	0.3	1.49	0.32	333
	負	-7	-12.9	-22.6	15.7	-99.7				1.40	0.30	

* b_j=25cm **b_j=30cm

Q:柱剪断力(ton) R:層間変形角(10⁻³rad) Y_p:パネル剪断変形角(10⁻³rad) τ:パネル平均剪断応力度(kg/cm²)

$$(1) \exp \tau = \frac{1}{b_j j_b D_c} (2 M_b - Q_c j_b), \quad M_b = \left(L - \frac{j_c}{2} \right) \cdot \frac{H}{L} \cdot Q_c$$

$$(2) \text{cal } \tau_{ps} = \sigma_t \sqrt{1 + \sigma_o / \sigma_t}, \quad \sigma_t = 1.4 \sqrt{\sigma_B}$$

$$(3) \text{cal } \tau_u = \frac{j_c}{D_c} \text{cal } \tau'_u$$

$$\text{cal } \tau'_u = \text{cal } \tau'_{uc} + \text{cal } \tau'_{us} = 95 + 0.5 p_w s_{\sigma_y} \quad (\sigma_B > 244 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

上村式

D_c:柱径
L:梁断面の1/2
H:柱断面の1/2
j_c:7/8 d_c
j_b:7/8 d_b
σ_B:コンクリート圧縮強度
p_w:横補強筋比
s_{σ_y}:横補強筋降伏応力度

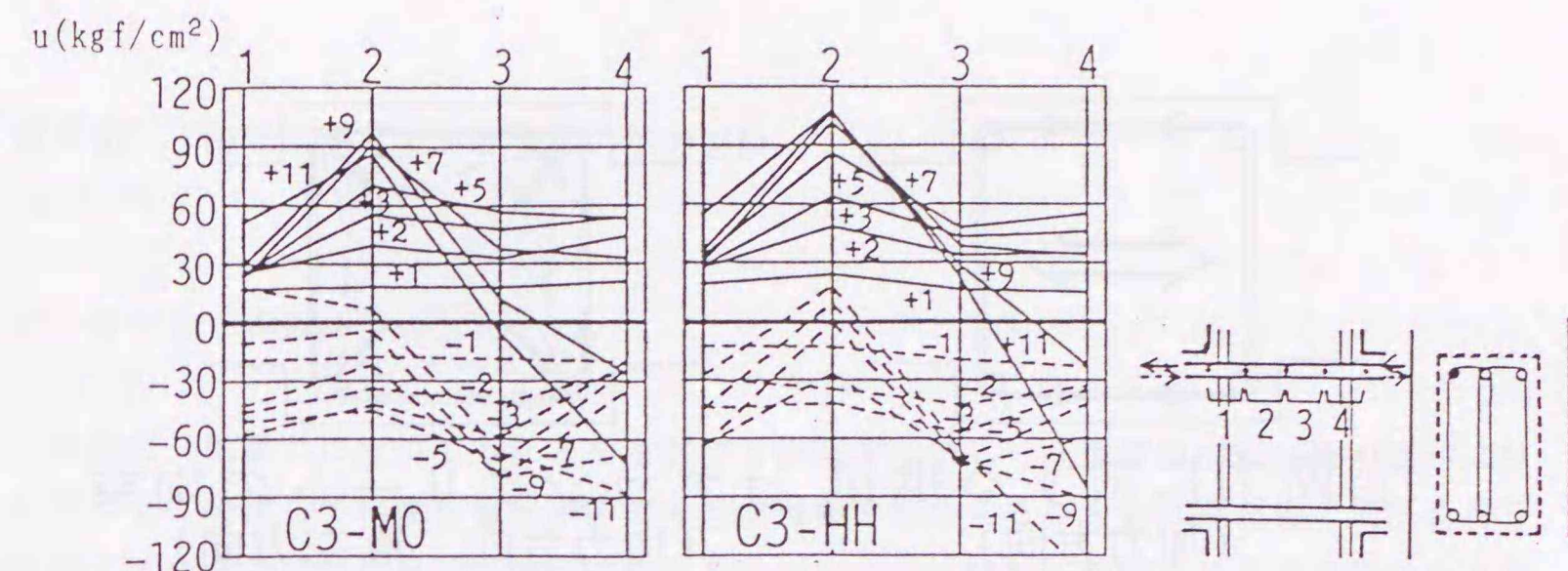
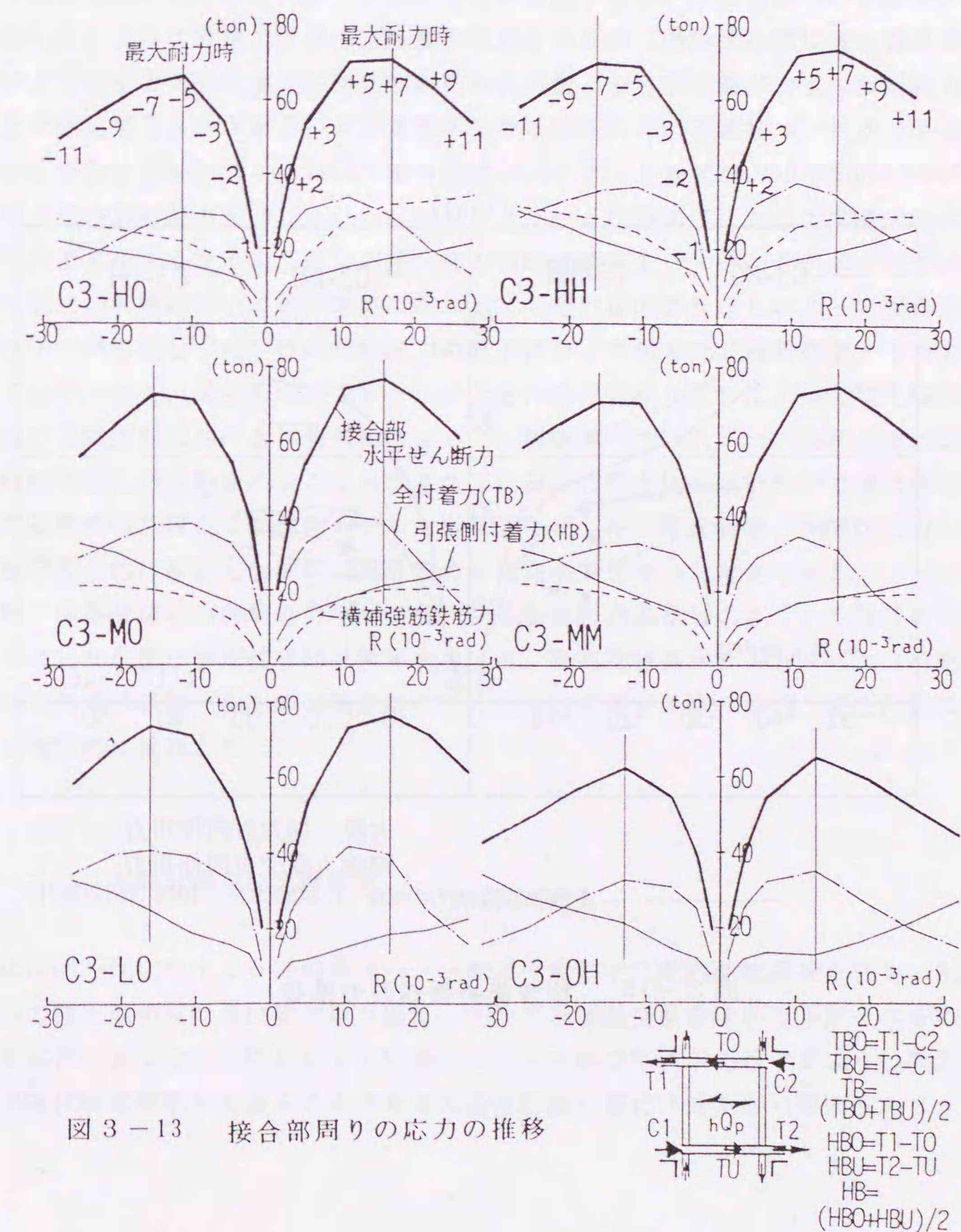
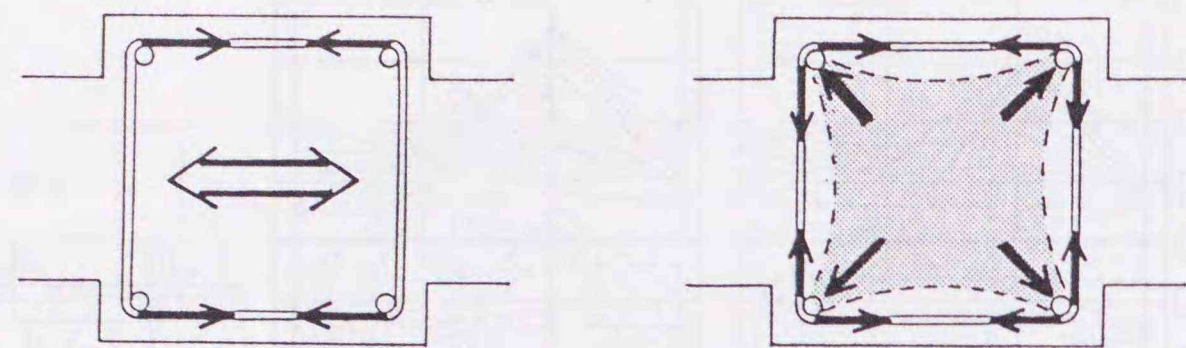


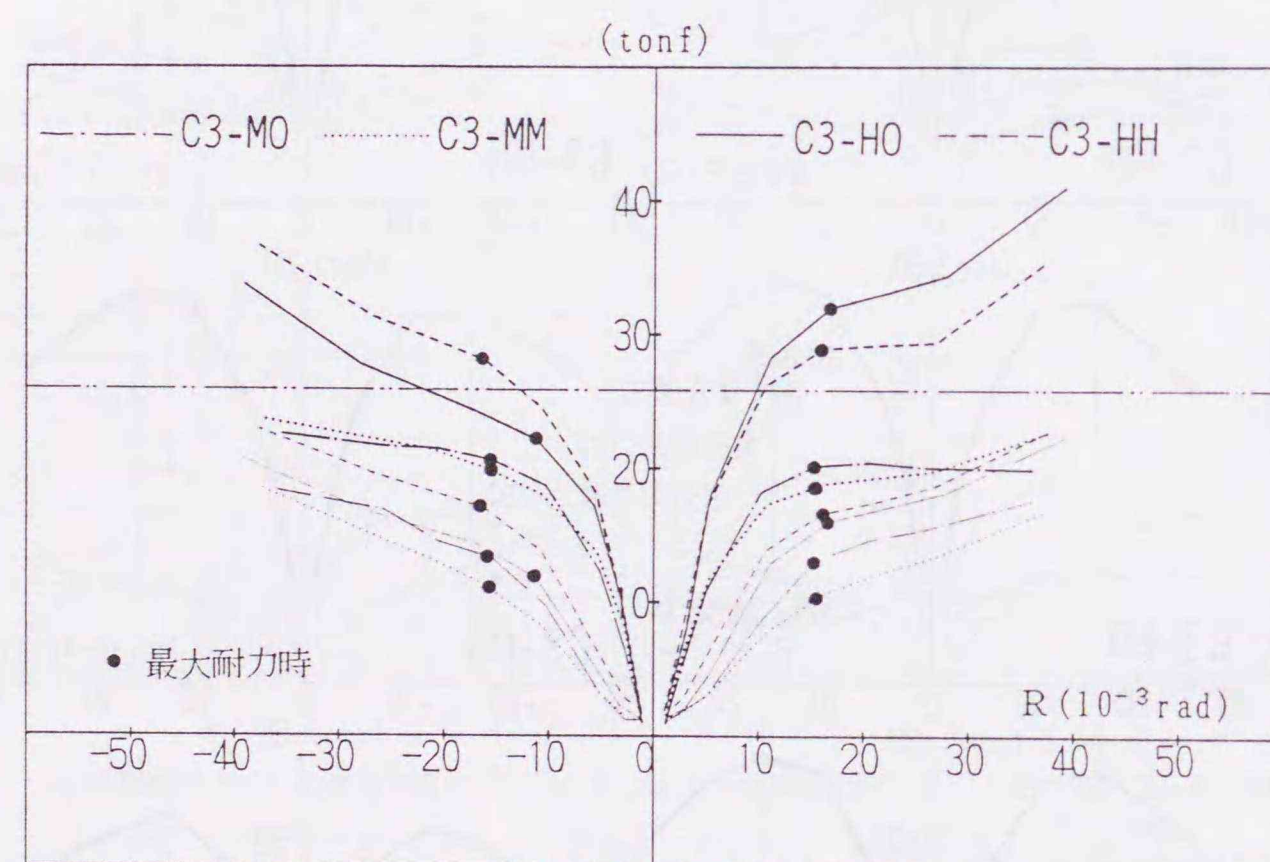
図 3-12 梁主筋の接合部内付着力分布





剪断力に対する抵抗 コアコンクリートの拘束
(加力方向) (加力方向、直交方向)

図 3-14 接合部補強筋の機能



太線：加力方向作用力
細線：直交方向作用力
----- 全補強筋降伏力の50% (H試験体)、100% (M試験体)

図 3-15 接合部補強筋力の推移

第3節 梁降伏先行型骨組架構の加力実験

3-3-1 実験の目的

一般に、地震力に抵抗することを意図する鉄筋コンクリート造骨組は梁が他の部材よりも先行して降伏して靱性に富む挙動をする梁機構を形成することを目標として設計を行う。このような骨組では柱梁接合部は接合する部材が所定の靱性を発揮することを保証するために、梁の降伏後〔崩壊形が形成された後〕も保証すべき変形に至るまで急激な耐力低下や貧弱な履歴性状を起こさないように設計しなければならない。接合部への剪断入力量は梁崩壊型に設計された骨組では梁の主筋量で決定されるが、梁降伏以前に接合部が剪断破壊しないようにするためには梁の降伏時の剪断入力量よりも接合部が大きな剪断耐力を有することを確認する必要がある。日本建築学会から出されている鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針[3-6]において接合部のコンクリート強度が $210 \sim 360 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には接合部の剪断耐力を $0.3 \sigma_B$ (σ_B はコンクリート圧縮強度) として梁降伏時の剪断入力をこれより小さくするようにして接合部の剪断破壊が先行することが示されている。しかし、既往の実験において梁が確実に起こってもその後の繰り返しによって接合部コアコンクリートが劣化し、見かけの剪断耐力の低下に伴って接合部が剪断破壊することが指摘されている。また、梁主筋の応力レベルが大きい場合の繰り返しによって梁主筋の接合部内および梁降伏域における付着劣化によって、履歴ループにスリップ性状が現れエネルギー吸収能に乏しい挙動が示すことも示されている。骨組全体の設計の中で接合部の設計については骨組の目標とする靱性レベル、保証変形レベル、載荷履歴、梁降伏応力レベル等の問題を総合的に検討しなければ設計理念の確立ができないと考えられる。

本実験では梁降伏時の剪断入力レベルを接合部剪断耐力よりも小さくして梁降伏が先行するようにした平面十字形接合部試験体を用いて、梁降伏時接合部入力レベル（剪断余裕度）、接合部補強筋量、梁主筋の接合部内での付着性状等が骨組の耐力・変形性状に与える影響を実験的に検討した。

3-3-2 実験計画及び実験結果

試験体は図3-16に示すように均等ラーメン構造骨組の中間階内部柱梁接合部を、水平外部加力時の柱と梁の反曲点位置で取り出し、スラブ及び直交梁を除いた平面十字形の架構であって実大の大半を1/2に縮小している。いずれも梁の降伏が先行するように設計したもので梁降伏時の剪断入力量を3水準考えて梁主筋量を変化させたが、そのうち2水準に

については加力方向で入力量が変わるように工夫した試験体を製作して1つの試験体で行えるようにした。従って、上端・下端とも同じ量の鉄筋を配した低剪断入力レベル試験体 ($b_y \tau_p = 0.134F_c : 2.2\sqrt{F_c}$) をB8シリーズ、梁断面の上端と下端に違った量の鉄筋を配した中、高剪断入力レベル試験体 ($b_y \tau_p = 0.180F_c : 2.96\sqrt{F_c}$, $b_y \tau_p = 0.254F_c : 4.17\sqrt{F_c}$) をB14シリーズとして試験体名で区別し、さらに便宜的に試験体概要、実験結果についてはこれら2つのシリーズに分けて記述する。

1. B8シリーズ

(1) 試験体概要

本シリーズの実験の主目的は梁降伏時の接合部剪断応力レベルが小さい場合には剪断破壊に対しては余裕があると考えられることから、梁が降伏した後に梁主筋応力が大きいレベルでの繰り返し加力によって生じる梁主筋の付着劣化に対する接合部水平補強筋と梁端部補強筋の影響を検討することである。

試験体は図3-16に示すように4体製作して、接合部の水平補強筋量、梁降伏域の横補強筋量の違いによってB8-HL(接合部高補強、梁低補強)、B8-MH(接合部中補強、梁高補強)、B8-LH(接合部低補強、梁高補強)及びB8-MHUB(MHで接合部内の梁主筋に塩ビパイプをかぶせて付着を完全になくしたもの)とし、いずれも梁降伏型に設計した。柱の形状、配筋は全試験体共通である。接合部の補強筋は、H(高補強)はPC鋼線角形スパイラル筋 $5\phi - @43\text{mm}$ を内側、外側に夫々ダブルに配し ($p_w = 1.16\%$)、M(中補強)は普通鉄筋 $6\phi - @45\text{mm}$ ($p_w = 0.45\%$)、L(低補強)は $6\phi - @87\text{mm}$ ($p_w = 0.21\%$) を配し、夫々、ニュージーランド設計規準(NZS3101 1982)、ACI規準(ACI 318-81)、日本の慣習的配筋に対応している。梁断面は $20\text{cm} \times 35\text{cm}$ 、梁主筋は上端下端共に3-D13 ($SD35$ $p_t = 0.51\%$) とし全試験体共通である。梁の剪断補強筋として $2-6\phi @100\text{mm}$ ($p_w = 0.28\%$) を配し、H(高補強)では柱面から500mmの区間にConfinementとして $3-6\phi @50\text{mm}$ ($p_w = 0.85\%$) を配した。コンクリートは設計規準強度を 240kgf/cm^2 として早強ポルトランドセメントを用い、打ち継ぎ部を作らずに連続的な縦打ちで打設を行った。表3-5に鉄筋の力学的性状を表3-6にコンクリートの実験時の力学的性状を示す。

(2) 加力方法及び計測方法

図3-17に加力装置の概略を示す。全試験体とも柱頭・柱脚(反曲点位置)で加力面内及び加力直交面内で水平方向にピンローラー支持して、柱に36ton(軸応力度 $\sigma_a \approx F_c/6$)の軸力を導入した後、梁両端(反曲点位置)のアクチュエータにより両側の梁相対変形角

が逆対称になるように梁の鉛直変形を制御し、図3-18に示す加力プログラムにより変位漸増繰り返し加力を行った。

計測項目は梁剪断力、柱軸力、柱・梁各部の計測フレームに対する相対変位、コンクリートの各部に埋め込まれた標点間距離の変化、柱・梁主筋及び各剪断補強筋の主要な位置の歪度、梁主筋の滑り変位等であり、また、目視による亀裂観察も併せて行った。接合部剪断変形角の計測は、接合部4辺のうちの1つの辺の動きに連動する直角フレームによって反対にある1つの標点の動きから直接変形角を測定した。梁主筋の滑りは、梁主筋の柱面から40mm梁側によった位置に溶接した標点の水平変位を柱中心からの相対変位量となるように計測し、柱面位置からの標点のずれ40mm分を補正するために、柱面位置の歪度計測値に40mmを乗じてこれを柱面からの鉄筋の伸び量とみなして上記の変位量から差し引いた値を梁主筋端部の拔出量として計測した。径3.2φの鋼棒を溶接したことによる鉄筋への影響は破断時の伸びが約1/2に変化しただけで、降伏強度、剛性、引張強度は変化していない。

(3) 実験結果及び考察

(3-1) 亀裂及び破壊状況

図3-19に実験終了時の最終破壊状況を示す。図中に加えたB8-HHは文献[3-7]の試験体で梁端部が高補強されている以外はB8-HLと同じものである。また、B1は文献[3-3]の試験体で図中に示す様に梁端部が低補強され、梁幅が15cm、柱筋が8-D13となっている以外はB8-LHと同じである。接合部の性状は高補強のB8-HL及びB8-HHでは広範囲にわたって小さな斜め亀裂が分散して発生するが、低補強のB8-LHでは亀裂が一カ所に集中して発生し、その亀裂幅も大きくなった。B8-MHはこの中間の性状を示す。これらの剪断亀裂は変形増大に伴って伸展・拡幅するが、破壊が梁曲げ破壊で決まったために最大耐力以降は接合部の亀裂幅は減少した。一方B8-MHUBの接合部には斜め亀裂が全く発生しなかった。B1は最大耐力以降接合部が剪断破壊したが、B8-LHとの比較から接合部有効体積が梁幅によって規制されたこと、及び接合部内の柱中間筋が少なかったことで接合部鉛直補強筋としての効果が小さかったことによるものと考えられる。梁の補強筋量の少ないB8-HLでは梁付根部のコンクリートの損傷程度が他に比べてかなり大きく、剪断補強筋の影響が現れていると思われる。

(3-2) 耐力

既往の計算式を用いてパネル剪断初亀裂耐力、梁主筋降伏耐力、最大耐力を求め、実験値と比較して表3-7に示す。なお、表中の剪断力は柱剪断力に換算した値で示している。

i) パネル剪断初亀裂耐力 ($\sigma_r \tau_p$)

剪断初亀裂発生時の耐力実験値を表中(1)式に代入し、接合部有効幅 b_j を柱幅(=30cm)として得られるパネル平均剪断応力度と表中(2)式で得られる計算値は良く一致している。B8-MHUBでは最大耐力時のパネル剪断応力度が上記の計算値を上回る値を示したにも拘らず剪断亀裂が生じなかったのは、梁主筋の接合部内の付着が働かないため接合部の引張対角方向に斜張力が作用しなかったためと思われる。

ii) 梁主筋降伏耐力 (Q_{by})

歪ゲージを貼付した梁主筋の危険断面、即ち柱面位置での歪度が降伏歪度(2200μ)を越えた時の荷重を梁降伏耐力実験値とする。全試験体について梁主筋降伏時の柱剪断力推算式(表中(3)式)で梁引張筋断面積を3-D13($a_t=3.81\text{cm}^2$)として求めた計算値と比較するとB8-MHUBの負加力時を除き実験値と計算値の比が(exp/cal) 0.96~1.08となり良い対応を示した。B8-MHUBの負加力時の梁筋降伏耐力が低いのは正加力時に接合部内の全区間で降伏歪度に達しているため除荷時にも残留歪度があることによって、負加力時の載荷によって降伏歪度に達しても実際には降伏応力度に達しないことによる。

(iii) 最大耐力 (Q_{bu})

全試験体とも梁の曲げ破壊で耐力が決まったことから、表中(4)式の梁曲げ終局耐力実用式により求めた計算値と比較を行う。B8-MHUBを除く3試験体の実験値はいずれも計算値を20~30%程上回っているが、この理由としては梁主筋が歪硬化域までに達しているためと考えられる。これに対しB8-MHUBの実験値は他の3体よりも小さく実験値ともよく一致しているが、これは接合部内で梁筋の歪度が一定分布になるため他の試験体で危険断面付近の梁主筋が歪硬化を起こす大変形時にも歪度の値は相対的に小さいこと、及び圧縮側の梁主筋が圧縮筋の役割を果たさないため応力中心距離が他の試験体よりも小さかったことが考えられる。

(3-4) 荷重-変形関係

i) 荷重-変形曲線

図3-20に各試験体の柱剪断力(Q_c) - 層間変形角(R)曲線を示す。B8-HL、MH、LHの3体のループ形状の推移を比較すると、最大耐力時まではいずれの試験体も良好な紡錘型を示すが、最大耐力以降は梁主筋の接合部からの抜け出しに伴って逆S字形状へ移行している。接合部補強筋量の少ないB8-LHではその傾向が早く現れ、梁主筋の抜け出しに関しては梁降伏域の剪断補強筋量よりも接合部内の水平補強筋量の効果が大きいことが知られる。 Q_c - R 曲線の包絡線として求められるスケルトンカーブを図3-21に併せて示す。B8-MHUBを除く3体はほぼ同様の推移を示し、 $R \approx 5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で梁筋の降伏により Q_c - R 曲線にも降伏棚が現れ、その後 $R \approx 15 \times 10^{-3} \text{rad}$ から耐力の再上昇が現れ、いずれの試験体でも最大耐力時には梁主筋が歪硬化域に達していることが十分予想される。最大

耐力後はいずれも耐力低下を生じ、 $R \approx 50 \times 10^{-3} \text{rad}$ ではB8-MHUBと同程度の耐力となる。

B8-MHUBは初期の剛性が他に比べて低く降伏後の耐力上昇も見られないが、大変形に至っても耐力を一定に維持している。

ii) 塑性率

降伏時変形に対する最大耐力時変形量の比を塑性率と定義して表3-8に示す。B8-MHUBの正加力時形に比べて低い値を示したが、これは低サイクル時での値がわずかに他のサイクルピーク時の値を上回ったことによる。従って、降伏耐力維持最大変形量で比較すれば4体ともに大差がなく接合部内の梁主筋の付着の有無がダクティリティーに与える影響は少ないと考えられる。

iii) ループ特性、等価粘性減衰定数

梁主筋が降伏する前の第2サイクル及び正加力での最大耐力時サイクルの Q_c - R 曲線のループをそれぞれの正加力時ピーク時の荷重、変形で無次元化したものを図3-22に示す。第2サイクルのループはB8-MHUBで若干のスリップ性状がみられるがいずれも弾性挙動に近い細長い形状をしている。最大耐力時のループを比較すると接合部水平補強筋量の多いB8-HLが太い紡錘型を示すが、B8-HLでは逆S化の傾向が現れている。B8-MHUBでは完全な逆S形になり、正加力時のループに比べ負加力時のループが常に小さい。また、図中には前述の試験体B1、B8-HHの無次元化ループを併せて示す。B1試験体は接合部・梁端部ともに低補強タイプであり、B8-HHは共に高補強タイプである。B8-HHとHL、B1とB8-LHの比較から梁降伏域剪断補強筋量の違いによるループ形状に与える影響は少ないことがわかる。B1は最終的に接合部の剪断破壊を生じた試験体であるが、最大耐力時ループを見る限りこの時期に剪断破壊への移行はまだ始まっていないことが予測される。

図3-23に各試験体の等価粘性減衰定数の推移を示す。MHUBを除く他の3体では特に梁主筋が塑性化した後で接合部補強筋量の多いHLの値が大きく推移し、MHとLHではその差は少ない。MHUBは常に低い値を維持していることから梁主筋の付着劣化はエネルギー吸収能に大きな影響を与えることを示唆する。

(4) まとめ

RC骨組の復元力特性に大きな影響を与える梁主筋の付着性状に対する接合部水平補強筋及び梁降伏域剪断補強筋量の影響について実験的に検討を行った。その結果次のことが明らかになった。

1. 梁端部降伏域の剪断補強筋が接合部内の梁筋付着性状に与える影響は殆どない。
2. 接合部内の水平補強筋量が多ければ梁主筋の接合部からの抜け出しによる荷重-変形曲線の逆S字化がある程度抑えられ、エネルギー吸収能を高める効果を持ちうる。

3. 梁主筋の接合部内での付着が無い場合には、付着がある場合の剪断亀裂耐力を上回る応力度が作用しても接合部に剪断亀裂が発生しない。
4. 梁主筋の接合部内における付着が無い場合にも梁の曲げ耐力は変わらないが、ループ形状はエネルギー吸収能の乏しい逆S字形となる。
5. 既往の試験体との比較から、柱中段筋が接合部パネルの剪断補強筋としても有効に作用するトラスメカニズムの存在が明らかになった。

2. B14シリーズ

(1) 試験体概要

本シリーズの主目的は、梁降伏時の接合部剪断余裕度が小さい場合に梁降伏後に接合部のコアコンクリートの剪断劣化に伴う接合部剪断破壊が生じる可能性があることが既往の研究で示されていることから、所定の変形まで接合部の剪断劣化を防止する方法として接合部補強筋量の増大が有効であるかの検討とそれに必要な接合部補強筋量を把握することにある。

試験体は図3-24に示すような十字形柱梁接合部で直交梁や、スラブは取り付けしていない。表3-9に試験体の諸元を示した。試験体のスケールは実大の約1/2で、柱断面30cmx30cm、梁断面20cmx35cmである。実験パラメータは梁降伏時の接合部剪断入力量と接合部水平補強筋量の2変数、各2種類とした。

試験体製作の簡素化の試みとして、本試験体では梁の主筋量が加力方向で異なるように逆対称に配した。梁主筋にはD13(SD35)を使用し、入力量の小さい方に5本($p_t=0.99\%$)、大きい方に7本($p_t=1.39\%$)配した。7本のうち1段目の5本は通し配筋として内側2段目の2本は接合部を通して反対側の柱主筋位置までとして端部に定着鋼板(厚6mm30x30)を溶接した。接合部補強筋にはSR30相当の6φを使用して低補強試験体(PL)では帯筋5段($p_w=0.37\%$)、高補強試験体(PH)ではタイ筋を組み合わせで6段($p_w=0.93\%$)配した。加力方向のタイ筋は梁の拘束を期待して一方の端部を90°フックとして施工性を良くした。使用した鉄筋の力学的性状を表3-10に示す。コンクリートは調合強度270kgf/cm²で、セメントは早強セメントを粗骨材は13mm砕石を用い、平打ちで打設を行った。実験時におけるコンクリートの力学的性状を表3-11に示す。

(2) 加力及び計測方法

加力装置は前述のC3シリーズで用いたものと同じであるが、C3シリーズとは違い梁支持部も鉄筋コンクリート造とし鋼製の梁は用いていない。加力は所定の柱軸力導入後(軸応力度 $\sigma_0=\sigma_B/6$)、上柱反曲点位置に強制変位を与えて図3-25に示すルールに従って正負繰り返し加力を行った。加力方向で接合部入力量が違うので入力量の小さい方向が先行(正加力)するようにした。第3サイクルの基準変位となる降伏変位は正加力時では歪度計測を行っている梁主筋(図3-26参照)の殆どが梁端部で降伏歪度を越えた時の変位とし、負加力時は加力がありにも非対称になるのを避けるために正加力の値と大幅に異ならないように梁主筋の1段目の鉄筋のいずれかが降伏した時の変位とした。

計測は、柱剪断力、軸力、層間変位、各部変形、鉄筋歪度等について行った。接合部パネルの剪断変形の計測はC3シリーズと同様の方法によってパネル表面で行う他に、同時に図3-26に示すように柱梁面の各隅角部にボルトを埋め込みハ°祉中央部(厚さ方向)対角線の伸縮量を計測する方法によっても行った。

(3) 実験結果及び考察

(3-1) 亀裂破壊状況

図3-27に試験体の最終破壊状況を示す。両試験体とも初めに梁付根部に曲げ亀裂が発生し、2サイクルまでにその発生域は梁成の2倍に至った。接合部ハ°祉では2サイクルに剪断亀裂が発生し3サイクルまでは梁とハ°祉共に亀裂の発生及び伸展がみられたが、その後はハ°祉の剪断亀裂の発生に限られる。ハ°祉の剪断亀裂は入力の大い負加力時の方が亀裂の数も多く幅も大きい。特に、対角線上に発生したものは上下の柱まで伸展して大きく拡幅した。最大耐力時までには梁付根の曲げ亀裂の拡幅が顕著であったが、その後はハ°祉剪断亀裂の拡幅が大きくなって最終的には被りコンクリートが広範囲に渡って剥落した。正負加力時共に5サイクルから梁付根でコンクリートの圧潰が見られた。破壊形式は両試験体とも正加力時は梁の曲げ破壊によるが負加力時には梁降伏後の接合部剪断破壊と判定した。

(3-2) 耐力

表3-12に両試験体の諸耐力を示す。

i) 接合部ハ°祉剪断初亀裂耐力

表欄外(1)式によって接合部の有効幅を柱幅として計算した実験値と主応力度式の亀裂発生条件が $1.4\sqrt{\sigma_B}$ である(2)式により得られる計算値は非常によく適応した。(2)式中の数値は剪断応力度の計算にハ°祉成として j_c を用いて整理しているので実験値は接合部成に j_c を用いて計算しこれを考慮した。

ii)最大耐力

最大耐力は正負加力時ともに梁主筋量が同じであったにも拘らず接合部補強筋の多いPHが約1割上回った。加力方向での比較では、正加力時では梁曲げ終局耐力式による計算値を上回っているが、負加力時では計算値を約1割下回る。最大耐力時の梁主筋歪度の分布によると、正加力時では梁主筋の降伏域が接合部の外にまで広がっているのに対し、負加力時には梁端部でようやく全主筋が降伏歪度に達する程度であったことに対応する。従って、厳密には両試験体共に負加力時には梁の降伏には至っていない。

(3-3)荷重-変形曲線

図3-28に両試験体の柱剪断力-層間変形角関係を示す。履歴曲線は5サイクル(1.5δy)までは紡錘形のループを示すが、それ以降はスリップ性状が見られ、接合部補強筋量の少ないPLにその現象が顕著である。最大耐力後の耐力低下は正加力時には両試験体共に差がみられないが、負加力時には接合部補強筋量の多いPHの方が低下の割合が小さい。

図3-29に接合部 $\bar{P}$ 剪断応力度-剪断変形角関係のスケルトンカーブを示す。剪断応力度は表3-12(1)式で接合部有効幅に $b_j=25\text{cm}$ (柱・梁幅の平均)を代入して求め、剪断変形角は前述した $\bar{P}$ 中央(厚さ方向)の対角線の伸縮量から求めた値である。両試験体共、剪断亀裂発生から梁降伏までは同じ推移を示すが、入力量の大きい負加力時には補強筋の少ないPLがPHに比べ最大耐力後の耐力低下がやや顕著であった。

(3-4)各部変形

図3-30に層間変形に占めるパネル剪断変形による成分と梁付根の回転による成分の割合の推移を示した。正加力時では5サイクル(1.5δy)までは回転成分が増加するがその後減少し剪断変形成分の増大が顕著となって最終的には45~50%程度に達する。負加力時は両試験体共に回転成分が小さい値で推移するが、これに対し剪断変形成分は最大耐力時で40~50%にも達する。このことは、正加力時には梁の引張筋の歪度が塑性域までに達しているのに対し、負加力時にはそれほど伸展していないことを示唆する。

(3-5)接合部周りの応力の推移

図3-31に柱剪断力から計算した接合部水平剪断力、梁主筋の接合部内の付着力(上端筋と下端筋の平均値)及び接合部水平補強筋の鉄筋力の推移を示す。接合部水平補強筋力は梁上端筋と下端筋の間にある全補強筋力である。梁主筋の接合部内での付着力は接合部剪断力の増大に伴って大きくなるが、正加力時の降伏後の増大が負加力時に比べ一次的に鈍

化する。これは、負加力時の方が正加力時に塑性歪に達した梁主筋が逆載荷時に亀裂の閉合の遅れによって大きな圧縮力を受けるので結果として大きな付着力が生ずるためであると考えられる。しかし、大変形時には正負加力時共にほぼ同じ値に達する。

加力方向の接合部水平補強筋力は全鉄筋の降伏力程度まで増大するが、最大耐力時以降は加力方向・直交方向共に増大して最終的には殆ど同じ値に近づくため、接合部水平補強筋はコンクリートコアの拘束に機能していると思われる。

(4)まとめ

梁降伏が先行するように設計した十字形柱梁接合部試験体を用いて、梁降伏時の接合部剪断入力量と接合部補強筋を変化させて、梁降伏後に柱梁接合部剪断破壊が生じる時の接合部補強筋の機能を中心に検討を行い次の事項を明らかにした。

1. 梁が降伏する時の接合部剪断応力度が $3.2\sqrt{\sigma_B}$ 程度の場合には梁主筋が全て降伏し梁の曲げ耐力に至ったが、 $4.5\sqrt{\sigma_B}$ 程度の場合には主筋の半数以上は降伏したが梁の曲げ耐力に至る前に接合部の剪断破壊が生じた。
2. 梁降伏時の剪断入力量が $4.5\sqrt{\sigma_B}$ の場合には接合部の剪断耐力劣化によって試験体の最大耐力が決定したが、その場合には接合部補強筋量の差が直接耐力値の差となって現れた。
3. 接合部補強筋量の多い試験体では最大耐力後の接合部剪断破壊の進行による耐力低下の程度は小さかった。
4. 接合部水平補強筋の歪度は最大耐力時以降は加力方向、直交方向共に増大するので、接合部水平補強筋は接合部コアコンクリートの拘束に機能している。

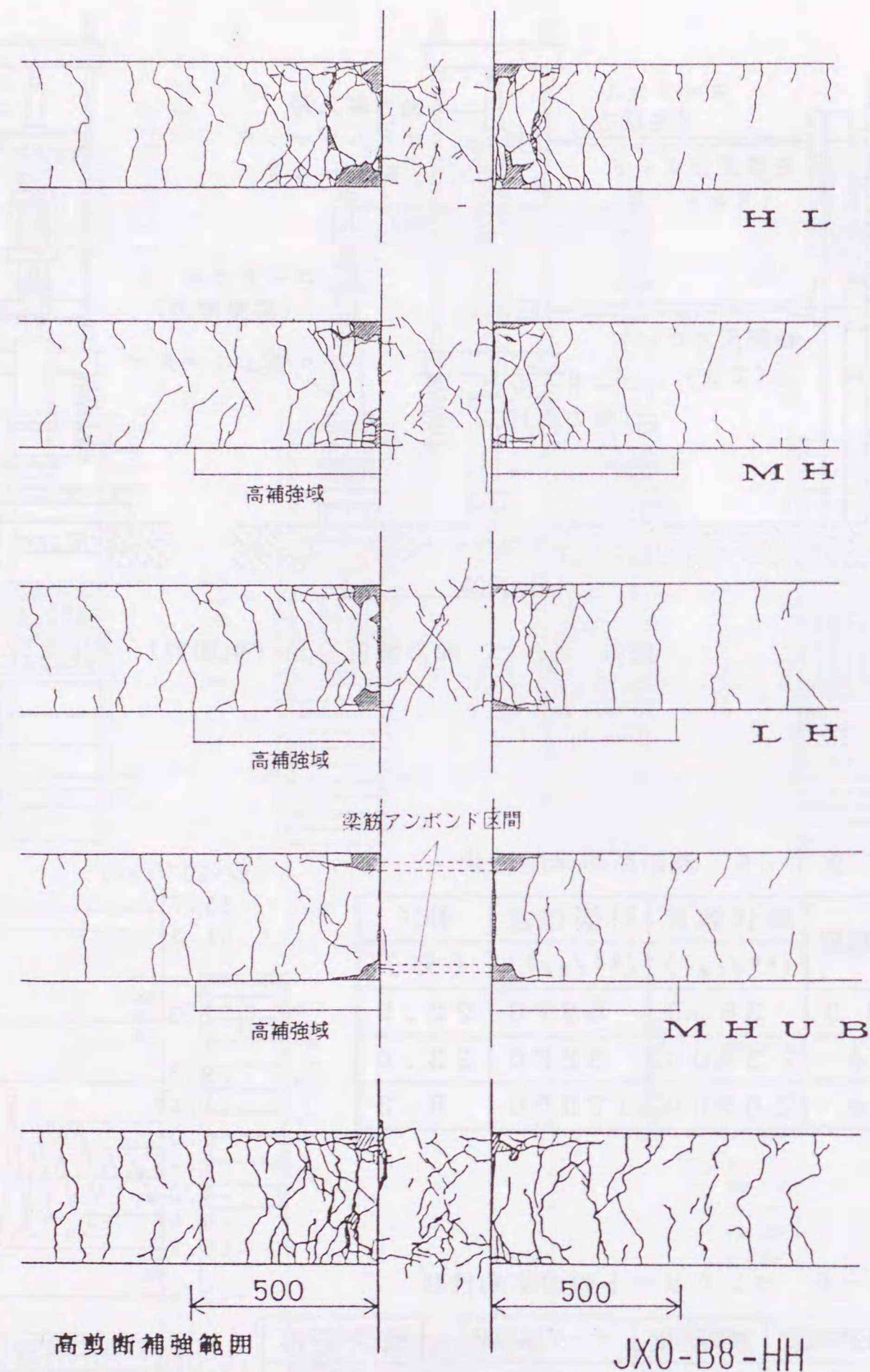
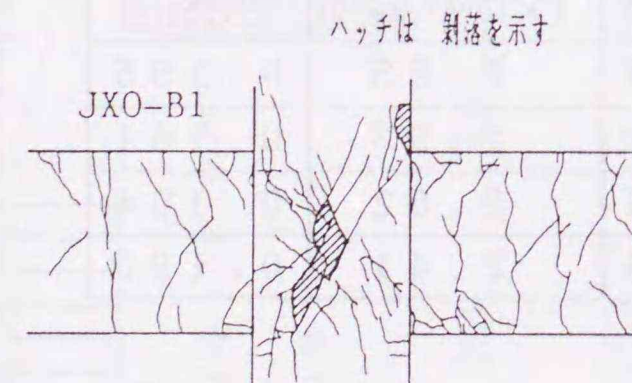


図 3-19 最終破壊状況



試験体諸元 (JX0-B1)	
fc (kg/cm ²)	217
接合部 剪断補強	□6φ-@87.5 ρw=0.21%
柱断面	300 +150
柱主筋	8-D13
梁断面	b×D=150×350
梁主筋	上下 3-D13
スターラップ	□6φ-@100

表 3-7 諸耐力一覧

試験体 JX0-B8	加力 方向	接合部剪断亀裂発生時 () 内は Qmax に対応						梁主筋降伏時				
		サイ クル	Qc	R	exp τc *	cal τc	exp /cal	サイ クル	exp Qby	R	cal Qby	exp /cal
H L	正	+3	5.88	6.18	39.4	38.5	1.02	+3	5.28	4.80	5.21	1.01
	負	-4	5.86	-8.02	39.3		1.02	-3	5.40	-4.67		1.04
M H	正	+4	5.73	7.23	38.4	38.9	0.99	+3	5.39	5.46		1.03
	負	-3	5.93	-6.07	39.8		1.02	-3	5.36	-4.74		1.03
L H	正	+3	5.30	5.42	35.6	38.3	0.93	+3	5.07	4.92		0.97
	負	-5	5.45	-5.95	36.6		0.96	-3	5.01	-4.72		0.96
M H U B	正	+6	(5.81)	(15.4)	(39.0)	37.9	(1.03)	+4	5.63	8.14		1.08
	負	-9	(5.77)	(-32.4)	(38.7)		(1.02)	-4	4.21	-6.01		0.81

試験体 JX0-B8	加力 方向	最大耐力時					σg
		サイ クル	exp Qu	R	cal Qu	exp /cal	
H L	正	+8	6.61	25.5	5.37	1.23	280
	負	-8	6.77	-25.5		1.26	
M H	正	+8	6.42	25.7		1.20	287
	負	-8	6.72	-25.4		1.25	
L H	正	+8	6.67	32.7		1.24	274
	負	-8	6.42	-25.4		1.20	
M H U B	正	+6	5.81	15.4		1.08	266
	負	-9	5.77	-32.4		1.07	

* bj=30cm(接合部有効厚)、Dcにjcを代入して算定
Qc: 柱剪断力(tonf)
R: 層間変形角(10⁻³rad)
τ: 接合部平均剪断応力度(kgf/cm²)

$$(1)_{exp} \tau = \frac{1}{b_j j_c D_c} (2M_b - Q_c j_b), M_b = \frac{L - D_c}{2} \frac{H}{L} Q_c \quad (3)_{cal} Q_{by} = a_t j_b \sigma_y L / (L' \cdot H)$$

$$(2)_{cal} \tau = \sigma_t \sqrt{1 + \sigma_g / \sigma_t}, \sigma_t = 1.4 \sqrt{\sigma_g} \quad (4)_{cal} Q_{bu} = 0.9 a_t d_b \sigma_y L / (L' \cdot H)$$

Dc: 柱成 jc: 7dc/8 σg: コンクリート圧縮強度
L: 梁スパン jb: 7db/8 σy: 梁主筋降伏強度
H: 柱高 σg: 柱軸応力度
L': 梁内法スパン

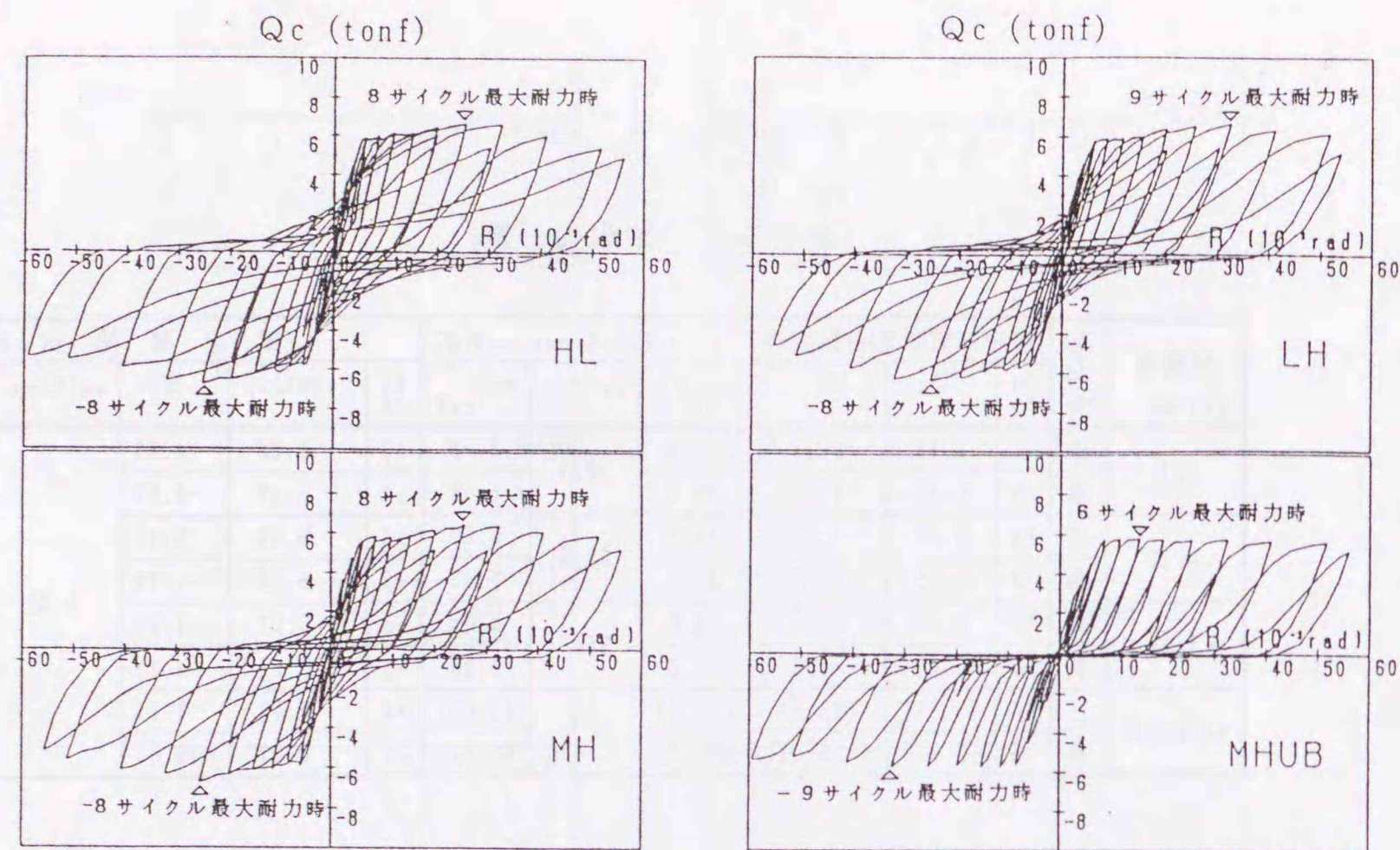


図 3-20 柱剪断力-層間部材角関係

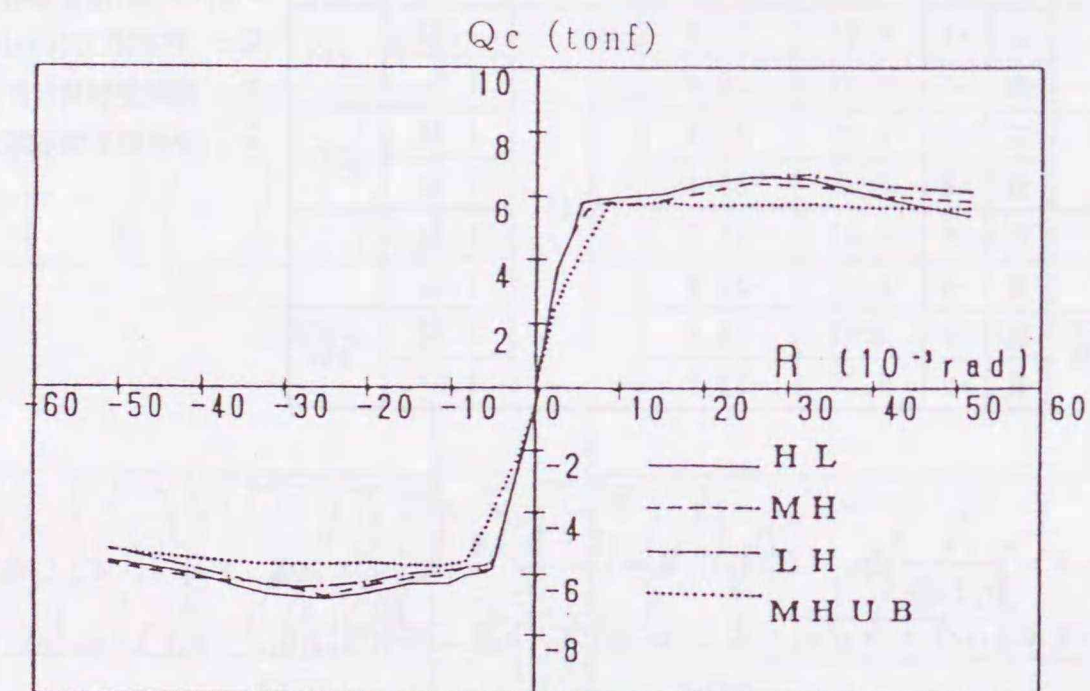


図 3-21 柱剪断力-層間部材角関係スケルトンカーブ

表 3-8 塑性率の比較

試 験 体	H L	M H	L H	MHUB
降伏時変形 $R_y(10^{-3}\text{rad})$	4.80	5.46	4.92	8.14
最大耐力時変形 $R_u(10^{-3}\text{rad})$	4.67	4.74	4.72	6.01
最大耐力時変形 $R_u(10^{-3}\text{rad})$	25.5	25.7	32.7	15.4
塑性率 μ_u	5.3	4.7	6.6	1.9
降伏耐力維持変形 $R_y(10^{-3}\text{rad})$	5.5	5.4	5.4	5.4
降伏耐力維持変形 $R_y(10^{-3}\text{rad})$	53.2	>53.2	>53.8	48.3
降伏耐力維持変形 $R_y(10^{-3}\text{rad})$	>59.2	>54.5	52.8	>59.2

上段 正加力時
下段 負加力時

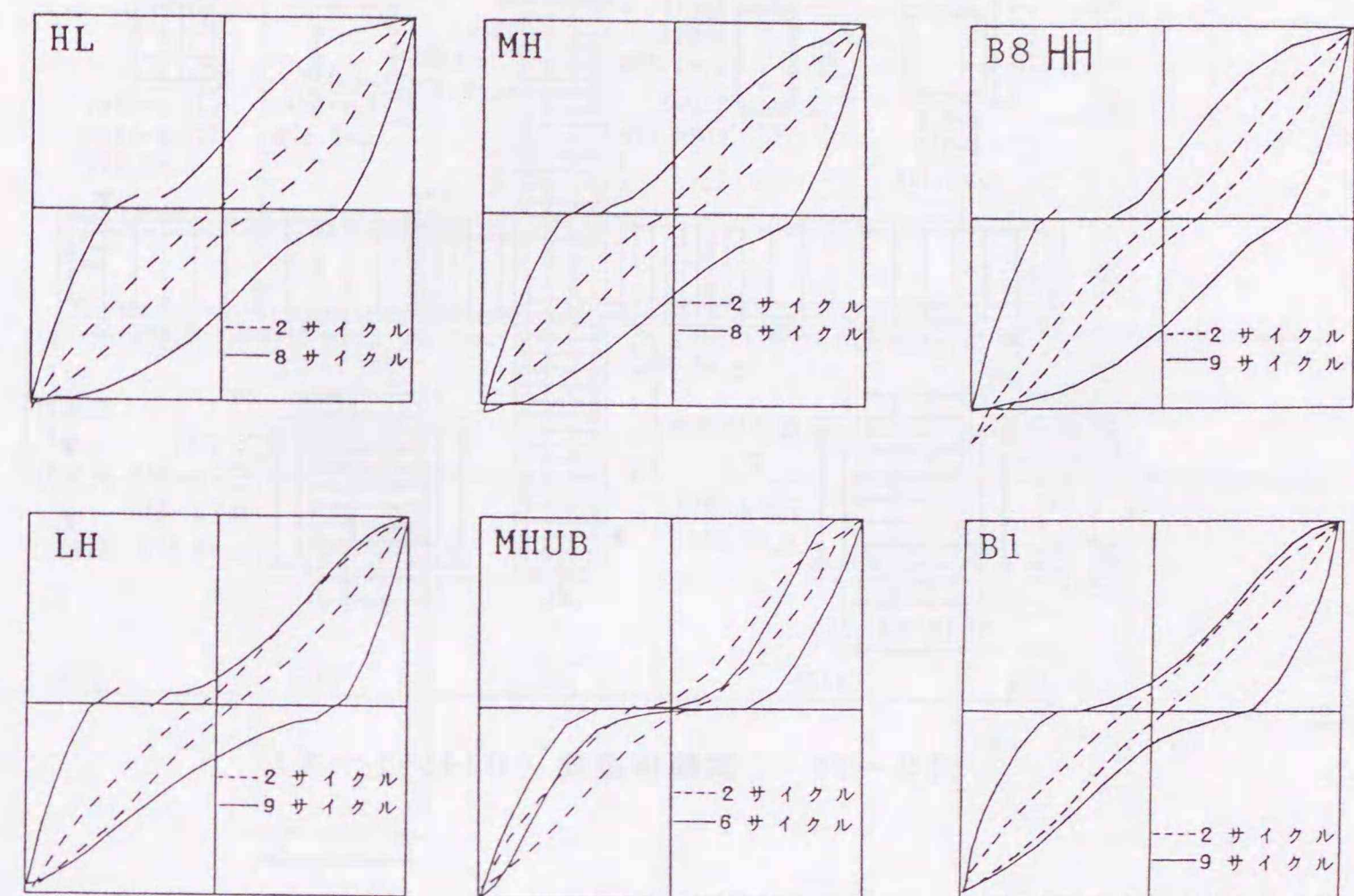
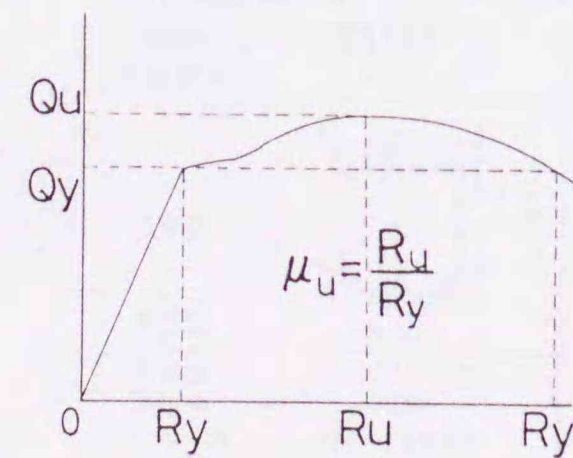


図 3-22 無次元化ループの比較

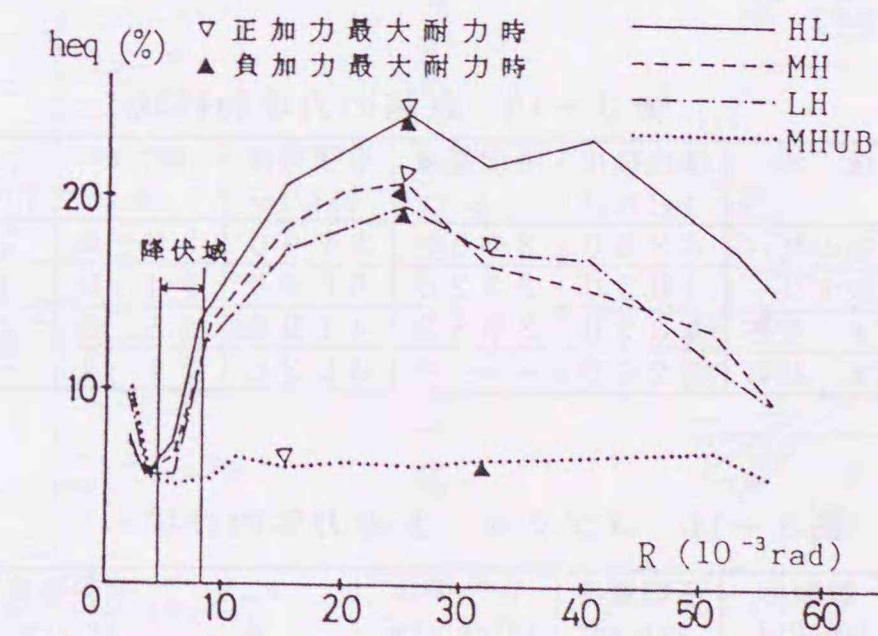


図 3-23 等価粘性減衰定数の推移

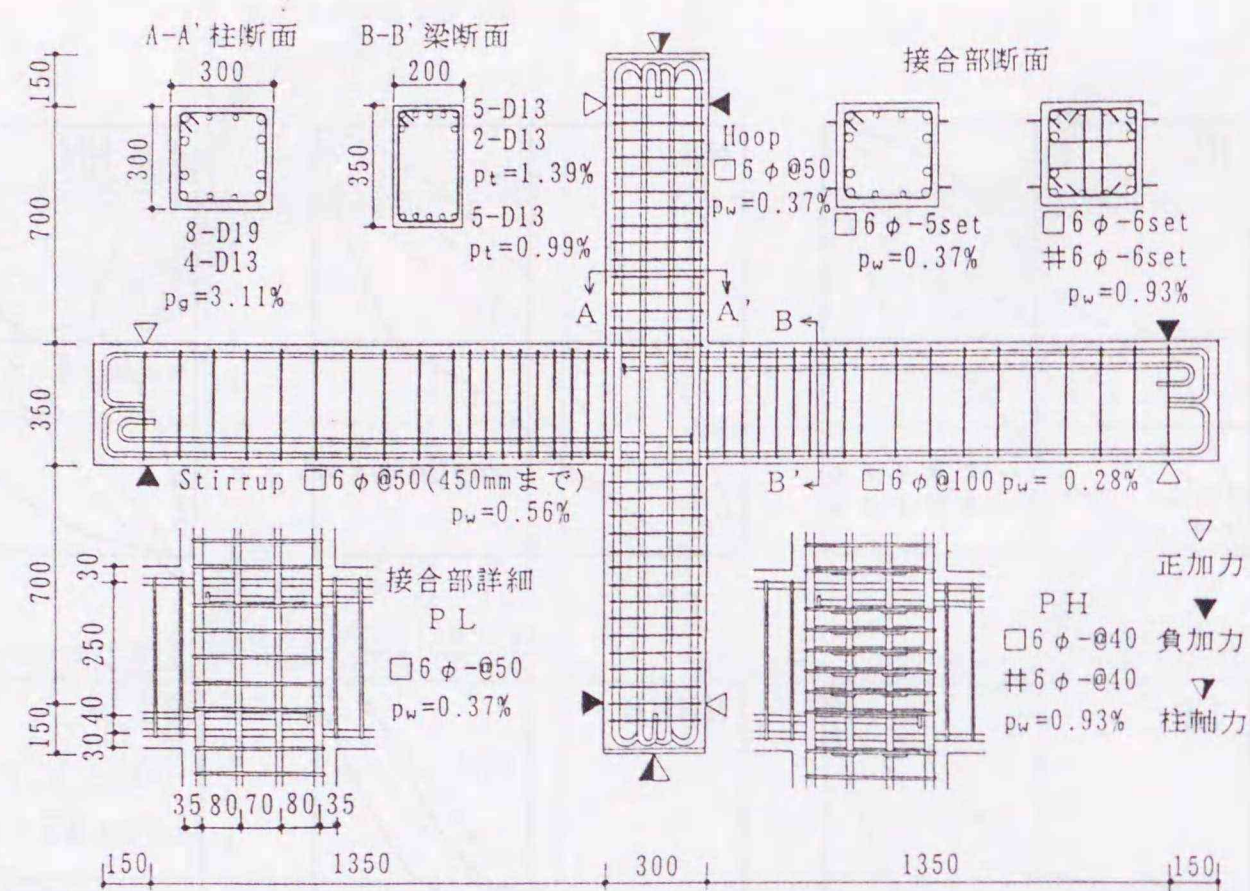


図 3-24 試験体概要 (B14シリーズ)

表 3-9 試験体の諸元

Fc kgf/cm ²	*1 梁主筋	降伏時 $\bar{\sigma}$ 剪断応力度	u_b/F_c	*2接合部 補強筋比	柱軸 応力度
270	7-D13	0.254Fc	0.216	0.37%	Fc/6
	5-D13	0.180Fc		0.93%	

u_b : 梁筋が $\bar{\sigma}$ 両端で降伏する時の平均付着応力度

*1, 2: 実験パラメータ (1は加力方向で、2は試験体で区別)

表 3-10 鉄筋の力学的性状

種別	降伏強度 kgf/cm ²	降伏歪度 μ	引張強度 kgf/cm ²	伸び %	ヤング係数 10 ⁶ kgf/cm ²
D19	6350	3190	8290	20.6	1.99
D13	4030	2320	6070	24.0	1.74
6φ 帯筋	3320	3550	4190	25.8	2.00
6φ 肋筋	3260	---	4230	27.4	---

表 3-11 コンクリートの力学的性状

試験体	圧縮強度 kgf/cm ²	ヤング係数 10 ⁵ kgf/cm ²	ϵ_u %	割裂強度 kgf/cm ²
PL	303	2.28	0.243	29.5
PH	311	2.32	0.257	26.1

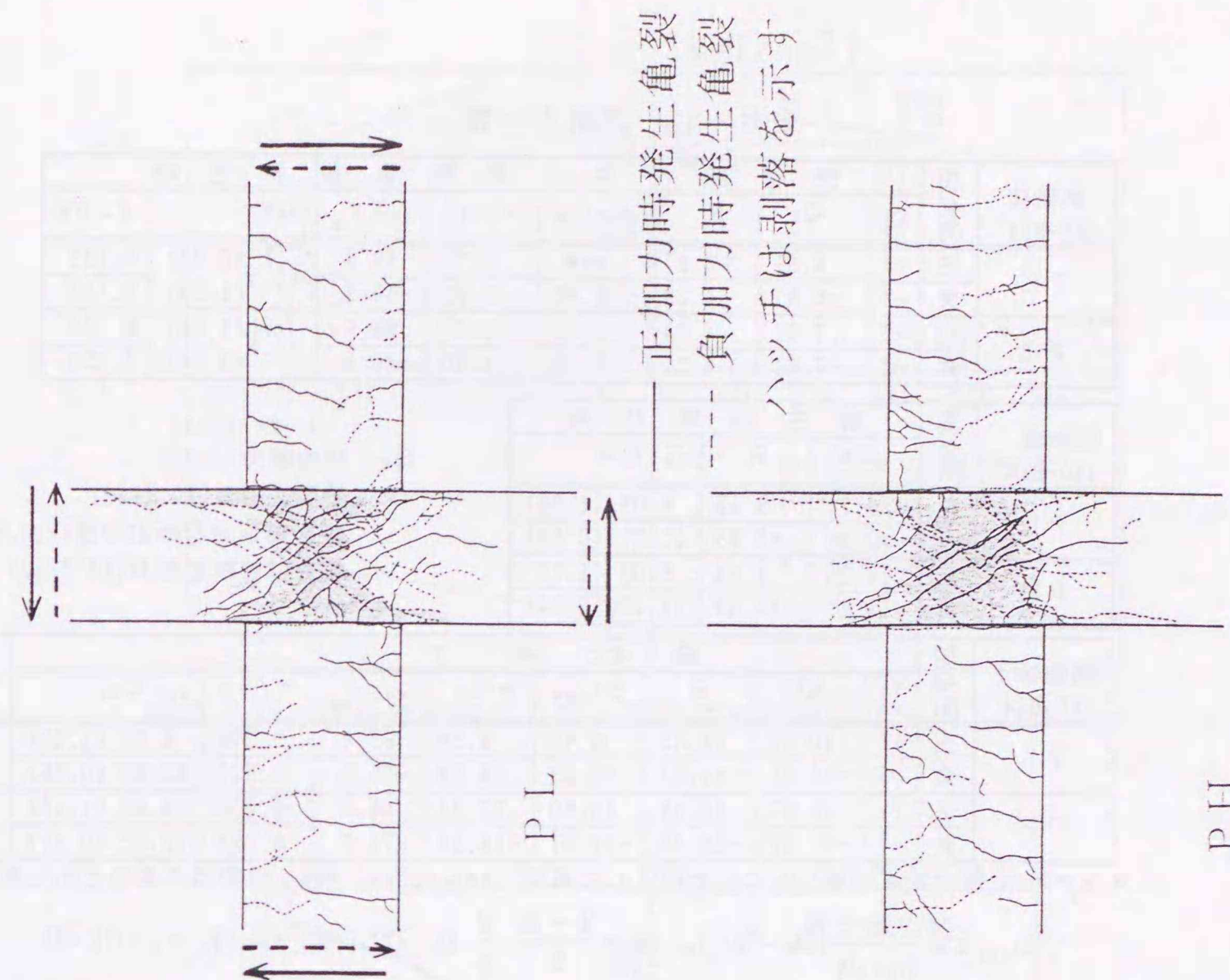


図 3-25 加力プログラム

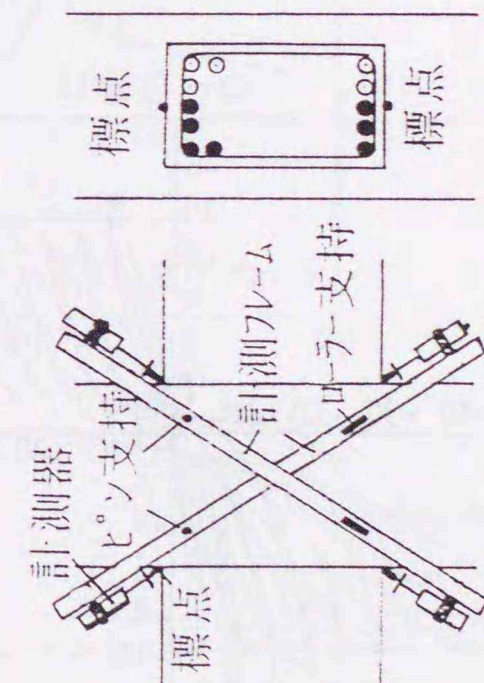


図 3-26 内部剪断変形角の計測

図 3-27 最終破壊状況

表 3-12 諸耐力一覧

試験体 JX0-B14	加力 方向	接合部パネル剪断亀裂発生時							
		γ _面	Q _c	R	γ _{face}	γ _{int}	exp τ *	cal τ	τ/σ _B
P L	正	+2	6.01	3.67	***	0.73	39.9	42.6 (0.93)	0.132
	負	-2	-6.97	-4.29	-0.65	-1.55	-46.3	42.6 (1.09)	0.153
P H	正	+2	7.01	4.34	0.42	1.00	46.6	43.8 (1.06)	0.150
	負	-2	-7.01	-4.27	-0.88	-1.40	-46.6	43.8 (1.06)	0.150

試験体 JX0-B14	加力 方向	梁主筋降伏時		
		Q _c	R	cal Q _{by}
P L	正	9.71	9.45	9.09 (1.07)
	負	-10.45	-9.88	12.27 (0.85)
P H	正	10.25	9.19	9.09 (1.13)
	負	-11.52	-11.33	12.27 (0.94)

() は exp/cal
 Q_c: 柱剪断力 (tonf)
 R: 層間変形角 (10⁻³rad)
 τ: 接合部平均剪断応力度 (kgf/cm²)
 γ: 接合部剪断変形角 (10⁻³rad)

試験体 JX0-B14	加力 方向	最大耐力								σ _B
		γ _面	Q _c	R	γ _{face}	γ _{int}	exp τ **	τ/σ _B	cal Q _{bu}	
P L	正	+7	10.11	18.45	6.44	8.36	62.4	0.206	9.32 (1.08)	303
	負	-5	-10.85	-14.47	-7.59	-8.99	-66.9	0.221	12.62 (0.86)	
P H	正	11	11.07	32.19	19.60	17.28	68.3	0.220	9.32 (1.19)	311
	負	-7	-11.54	-19.70	-12.51	-14.69	-71.2	0.229	12.62 (0.91)	

* b_j=30cm(接合部有効厚), D_cにj_cを代入して算定 **b_j=25cm ***: 計測器不良のため欠測

$$(1) \exp \tau = \frac{1}{b_j j_b D_c} (2M_b - Q_c j_b), M_b = \frac{L - D_c}{2} \frac{H}{L} Q_c \quad (3) \text{cal } Q_{by} = a_t j_b \sigma_y L / (L' \cdot H)$$

$$(2) \text{cal } \tau = \sigma_t \sqrt{1 + \sigma_\theta / \sigma_t}, \sigma_t = 1.4 \sqrt{\sigma_B} \quad (4) \text{cal } Q_{bu} = 0.9 a_t d_b \sigma_y L / (L' \cdot H)$$

D_c: 柱径 j_c: 7d_s/8 σ_B: コンクリート圧縮強度 int: 中央位置の計測値
 L: 梁スパン j_b: 7d_s/8 σ_y: 梁主筋降伏強度 face: 接合部表面の計測値
 H: 柱高 σ_θ: 柱軸応力度
 L': 梁内法スパン

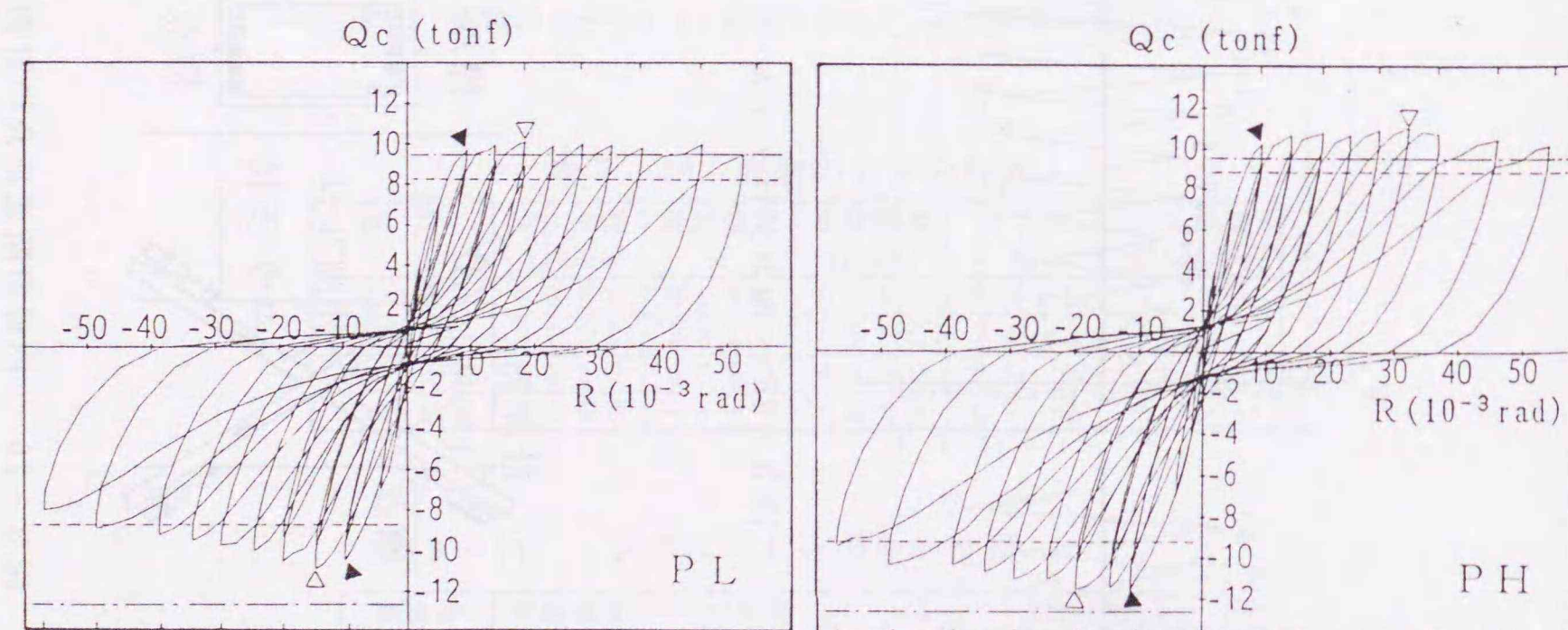


図 3-28 柱剪断力-層間部材角関係

▼ 梁主筋降伏時
 ▽ 最大耐力時 (Q_{max})
 梁曲げ耐力計算値
 0.8 Q_{max}

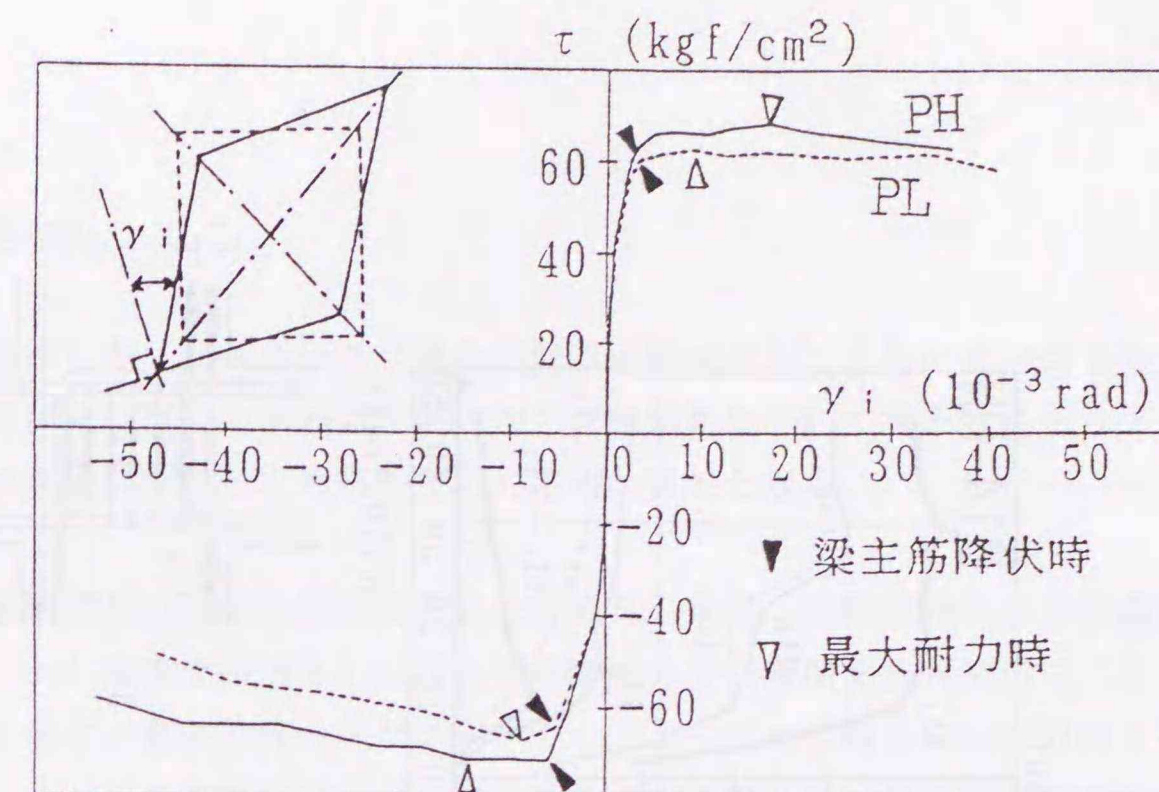


図 3-29 接合部剪断応力度-剪断変形角関係スケルトンカーブ

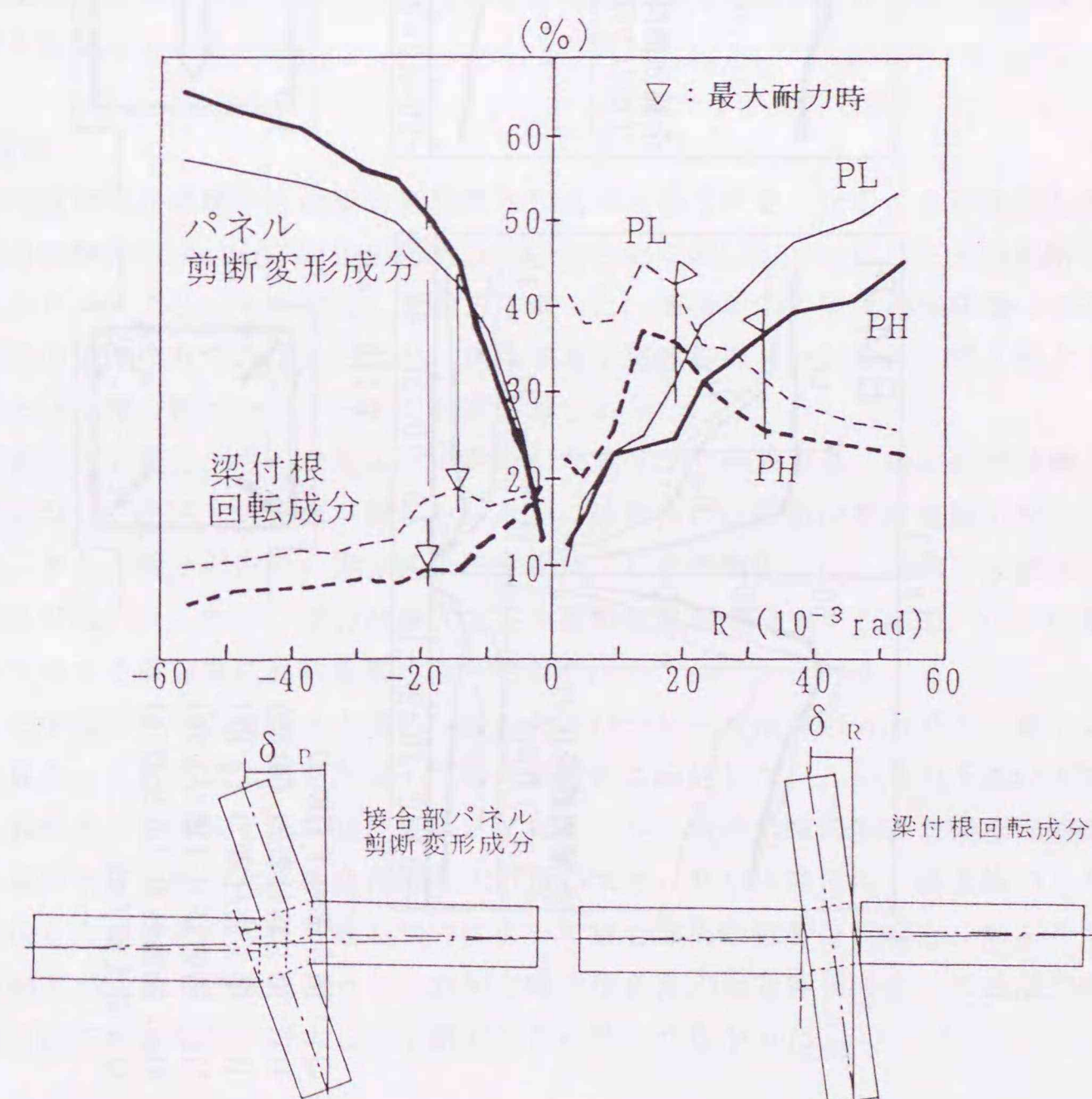


図 3-30 変形成分比の推移

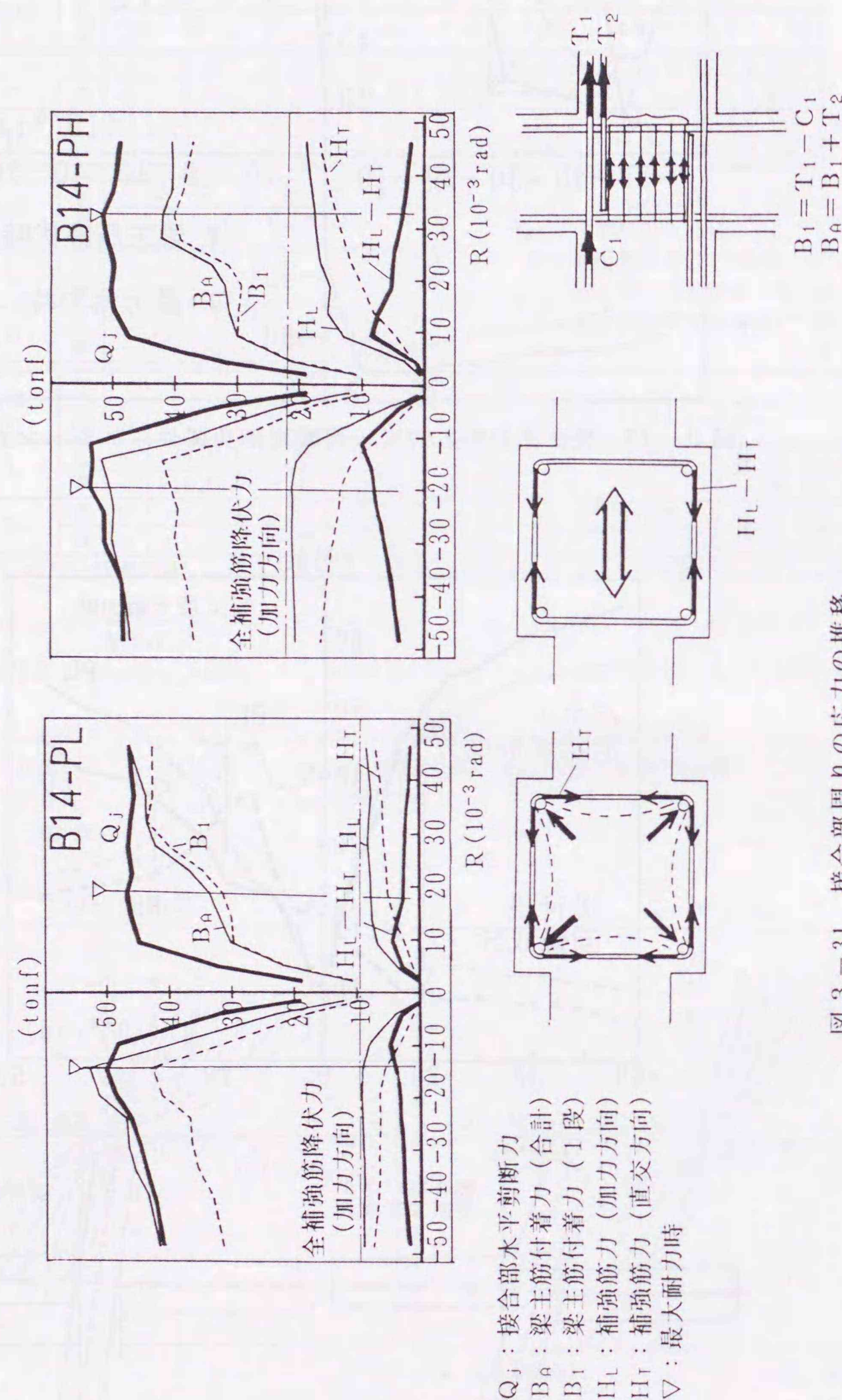


図 3-31 接合部周りの応力の推移

第 4 節 まとめ

本節では前述した C 3 シリーズ (接合部剪断破壊先行型) 6 体、B 14 シリーズ・B 8 シリーズ (梁降伏先行型) 6 体の接合部の加力実験結果について総合的にとりまとめる。これらの資料は次章以降で行う考察のための基礎的資料となる。

表 3-13 に実験で用いた試験体の諸元をまとめた。また、実験で得られた荷重履歴曲線のうちコンクリート強度で規準化した接合部剪断応力度-層間変位角関係のスケルトンカーブを図 3-32 に示す。負加力時のスケルトンカーブカーブは X 軸を中心に対称に反転している。3 つのシリーズの実験は破壊形式が異なるように接合部に取り付く梁が降伏する時に接合部に入力される剪断応力レベルがそれぞれ異なっている。また、いずれのシリーズ内で接合部補強筋量を変化させている試験体を用いていることから、ここでは接合部を含む骨組の挙動に対する接合部剪断入力量と接合部補強筋量の影響について 3 つの実験シリーズの結果を比較してまとめる。

(1) 破壊性状

試験体の最終的な破壊形式は接合部剪断入力量が極めて大きくなるように設計した C 3 シリーズの試験体では、全てが梁の降伏以前に接合部においてコンクリートの剪断亀裂が拡幅しかぶりコンクリートが剥落して耐力に至った。接合部内の縦横補強筋量の相違による破壊性状の違いはみられなかったが、接合部水平補強筋の無い試験体は最大耐力後の大変形時において接合部コンクリートの剥落が激しかった。

接合部剪断入力量を小さくするように設計した B 8 シリーズでは、梁が曲げ破壊して特に梁付根部コンクリートの損傷が激しかったが、接合部には軽微な剪断亀裂が生じた程度であった。また、接合部内での梁主筋の付着を無くした試験体では、梁曲げ破壊後の梁付根部の損傷が著しかったが、他の試験体で接合部剪断亀裂が発生する応力レベルに至っても実験終了時まで接合部に剪断亀裂は全く生じなかった。

これらの中間ぐらいの剪断入力量に設計した B 14 シリーズは加力方向で入力量に変化するように異なった量の梁主筋を上端・下端に逆対称に配筋した。入力量の小さい正加力時には梁主筋がすべて降伏し梁の曲げ亀裂が拡幅したが、負加力時の影響で接合部剪断亀裂の拡幅が最終的に上回った。接合部剪断入力量の大きい負加力時には、梁主筋のうち半数程度が降伏したが、その後繰り返し加力によって接合部剪断亀裂が拡幅し、かぶりコンクリートの剥落が生じて破壊に至った。負加力時の接合部の剪断劣化によって正加力時においても接合部剪断変形角が増大したが耐力低下は見られなかった。

(2) 耐力

接合部剪断入力量の小さいB8シリーズでは梁の曲げ耐力で柱梁架構としての耐力値が規制されたが、梁主筋付着を無くした試験体を除いて梁主筋が危険断面で歪硬化域に達し梁曲げ耐力計算値を3割程度上回った。また、このシリーズでは梁降伏耐力と接合部剪断亀裂発生耐力が殆ど同じ程度であった。B14シリーズでは正加力時は梁の曲げ耐力程度まで発揮されたが、負加力時では設計で想定した梁降伏耐力に至らないうちに接合部水平補強筋が降伏した後に接合部の剪断劣化が生じて変形の増大が生じた。ただし、負加力時の耐力は接合部水平剪断力で比較すると接合部水平補強筋量の多い試験体が接合部水平補強筋降伏力の差だけ大きかった。C3シリーズでは耐力は接合部の剪断破壊で決定したが、その耐力値は接合部補強筋量が異なるにも拘らず試験体毎に差がなく接合部剪断応力度で示すと $\tau_u = 5\sqrt{\sigma_B}$ (kgf/cm²) であった。従って、接合部剪断終局耐力は既往の研究[3-6]の指摘の通り接合部補強筋の影響を受けないことと、梁降伏先行型に設計しても剪断余裕度が大きくなければ、接合部の剪断亀裂の伸展と接合部補強筋の降伏による接合部コアコンクリートの剪断耐力劣化によって梁降伏耐力に至らない場合が生じ得ることが示された。しかし、その場合には接合部補強筋量が耐力に大きく影響を与えることが示された。

(3) 接合部補強筋の機能

接合部剪断破壊で耐力が決定したC3シリーズでは接合部剪断耐力に対しては接合部補強筋の効果が認められなかった。しかし、接合部水平補強筋量を増大させると接合部水平補強筋力は補強筋量には比例しないが増大していることから応力の伝達機構に何らかの影響を与えていることが示された。また、B14シリーズでは梁主筋の一部が降伏した後に接合部の剪断耐力劣化が生じた負加力時に、接合部水平補強筋量の差が最大耐力の差となって現れ耐力に対して有効に働いている結果が得られた。従って、剪断余裕度と接合部剪断入力量の違いによる破壊性状の変化によって接合部補強筋の接合部剪断耐力への影響が変化しているものと予想される。

B8シリーズでは耐力は梁曲げ耐力で規制されているので接合部補強筋の耐力への影響についてはわからないが、接合部水平補強筋量の多い試験体ほど梁主筋の接合部内への降伏域の伸展が抑えられ、梁主筋の接合部からの拔出しも少なくなる結果を示していることから接合部内の付着性状の向上の効果があることを示唆している。

(4) 荷重-変形関係

図3-37では変形を十字形接合部の部分の層間変形角で示しているので骨組の破壊性状によって変形量の中に占める各成分、即ち接合部剪断変形、梁付根の変形、部材の変形等の割合が違うことから、変形に占める各成分の大きさを意識して比較しなければいけない。どの実験シリーズでも試験体は同じ柱梁断面と架構寸法を有する骨組であるが、破壊形式

が異なるために梁の降伏する時の層間変形角が異なっている。これは、破壊形式によって梁降伏ヒンジが形成されるまでに必要な変形角が異なることに対応する。また、梁の降伏が生じないC3シリーズ試験体では接合部剪断耐力に達する接合部剪断変形角が接合部補強筋量に拘らずほぼ同じ程度であった。

(5) 問題点の提起

接合部に入力される剪断応力度の大きさ変化させて接合部補強筋量をパラメータとした3つのシリーズの実験結果から、第1章で提示した本論文の検討項目について次の事項を加えて検討する必要がある。

接合部内の応力伝達機構を明らかにし接合部剪断終局耐力を評価できるようにする際には、亀裂の形成、破壊の進行によって刻々と変化する接合部内部の状態に対応して剪断応力の伝達経路も変化することが明らかになり、接合部内の各構成要素の状況・接合部内の応力レベルを考慮した考察を行う必要がある。さらに接合部は周辺部材の状態による相互作用によって一方の性状では決定しないため、接合部自体と周辺部材の状態を考慮しなければならない。

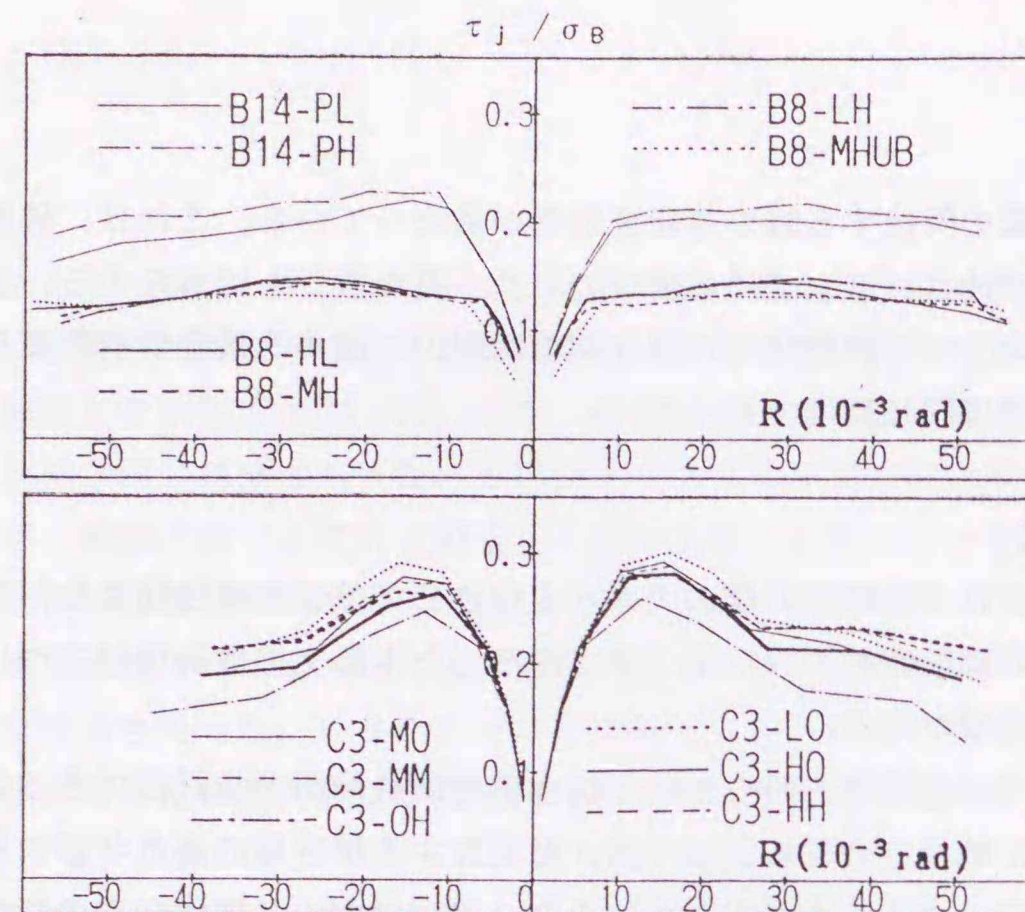


図 3-32 規準化接合部剪断応力度-層間変位角関係スケルトンカーブ

表 3-13 試験体の諸元一覧

シリーズ	B 8	B 1 4	C 3
柱 30x30 h=175	14-D13($p_g=1.84\%$) (内6本中段筋)	8-D19($p_g=3.11\%$) 4-D13 (内D13は中段筋)	12-D19($p_g=3.82\%$) C5は断面45x20
梁 20x35 l=300	3-D13($p_t=0.51\%$) 梁端部剪断補強筋 H:2-6 ϕ @100 L:3-6 ϕ @50	正加力(引張筋) 5-D13($p_t=0.99\%$) 負加力(引張筋) 7-D13($p_t=1.39\%$)	3-D25($p_t=2.41\%$)
接合部	水平補強筋 H:8-5 ϕ x6(1.16%) M:2-6 ϕ x7(0.41%) L:2-6 ϕ x3(0.21%) 5 ϕ は高強度鉄筋	水平補強筋 L:2-6 ϕ x5(0.37%) H:4-6 ϕ x6(0.93%)	水平補強筋 H:8-6 ϕ x6(1.60%) M:4-6 ϕ x6(0.80%) L:2-3 ϕ x2(0.03%) 鉛直補強筋 M:20-6 ϕ (0.78%) H:40-6 ϕ (1.56%)
材料 強度	$\sigma_B=266\sim287$ D13: $\sigma_y=3850$ 6 ϕ : $\sigma_y=3800$ 5 ϕ : $\sigma_y=10800$	$\sigma_B=303\sim311$ D19: $\sigma_y=6350$ D13: $\sigma_y=4030$ 6 ϕ : $\sigma_y=3320$	$\sigma_B=320\sim334$ D25: $\sigma_y=4340$ D19: $\sigma_y=5890$ 6 ϕ : $\sigma_y=3890$
降伏時 入力量	$b_y \tau_j: 32.2$ $/\sigma_B: 0.116$	正 $b_y \tau_j: 56.0$ $/\sigma_B: 0.182$ 負 $b_y \tau_j: 79.0$ $/\sigma_B: 0.257$	$b_y \tau_j: 144.7$ $/\sigma_B: 0.442$
梁主筋 付着	平均 $u_b: 81.5$ $u_b/\sqrt{\sigma_B}: 4.90$	平均 $u_b: 85.3$ $u_b/\sqrt{\sigma_B}: 4.87$	平均 $u_b: 183.4$ $u_b/\sqrt{\sigma_B}: 10.1$
柱軸力	$\sigma_0=F_c/6(F_c=240)$	$\sigma_0=\sigma_B/6$	$\sigma_0=0.3\sigma_B$
備 考	試験体名 H L 接合部補強筋水量平 梁端部補強筋水量断	試験体名 P L 接合部補強筋水量平	試験体名 H O 接合部補強筋鉛直 接合部補強筋鉛直

単位: cm(長さ)、kgf/cm²(強度、応力度)

u_b : 梁筋が接合部の両側で引張/圧縮降伏する時の平均付着応力度

第3章の参考文献

[3-1] 中村他, 「非定常履歴単軸構成法則とその部材解析への適用 その1」, 日本建築学会論文報告集, 300号, 1981

[3-2] 柴田、桜井, 「正負繰返し加力を受ける鉄筋コンクリート柱の付着割裂耐力推算式」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1978

[3-3] 小澤他, 「十字型RC柱梁接合部のディテールと破壊性状との関係」, 日本建築学会北海道支部研究報告集, 1983

[3-4] 上村, 「鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部の終局せん断強度について」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1975

[3-5] 狩野、寺岡他, 「鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学性状に関する研究 その5」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1987

[3-6] 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」, 1990

[3-7] 城、柴田他, 「梁の降伏ヒンジ発生域制御によるRC骨組の復元力特性改善」, 日本コンクリート工学協会年次論文報告集, 8-2, 1986

第4章

鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の

破壊機構の推定

第4章 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の破壊機構の推定

第1節 柱梁接合部剪断初亀裂耐力

柱梁接合部の変形挙動は接合部に作用する剪断力に対する剪断変形が大部分を占めることを第1章第2節で述べたが、接合部パネルに剪断初亀裂が発生することによって接合部の剪断剛性の低下が生じることから、接合部の剪断初亀裂耐力は骨組の履歴性状の上で重要な指標であると考えられる。

第2章でも述べたように、接合部には柱軸力と剪断力が作用する平面応力状態であると考えられるので既往の研究において柱梁接合部剪断初亀裂耐力は主応力度式(4-1式)を用いて評価しているのが一般的であるが、その式で用いるコンクリートの引張強度として代入すべき値の評価方法は確立されていない。

$$\text{主剪断応力度} \quad \tau_{or} = \sigma_t \sqrt{1 + \sigma_0 / \sigma_t} \quad (4-1)$$

ここで τ_{or} : 剪断初亀裂時剪断応力度

σ_t : 主引張応力度

σ_0 : 柱軸応力度

$$\text{主引張応力度} \quad \sigma_t = \frac{-\sigma_0 + \sqrt{\sigma_0^2 + 4\tau_{or}^2}}{2} \quad (4-2)$$

コンクリートの引張強度は材料の力学的性状を示す値であるが、この値は材料試験では純粹に得ることは難しいので一般的には割裂試験の値を使用するが多い。また、接合部内では純引張力が作用する応力状態にはなりにくいことと、コンクリートに組み合わされる応力状態によって引張強度が変化することから、接合部実験における剪断初亀裂耐力値から主応力度式を用いて引張強度を推測する方法が行われている。この値としては接合部有効幅を柱幅とした場合におおよそ $1.2\sqrt{\sigma_B} \sim 1.8\sqrt{\sigma_B}$ であるとされているが、第2章の既往の実験結果の検討で示したように実験値との対応はかなりのばらつきが生じている。この原因として考えられているのは、

①剪断亀裂発生の確認を目視によっている場合に、観察者によって亀裂発見時期にばらつきがある

②発生する亀裂のうち剪断亀裂の定義が研究者によって差があり、応力が複合した亀裂

では識別が困難である（単独で発生する斜め亀裂や曲げ亀裂から伸展する斜め亀裂など）

③接合部剪断応力度を算定する際に接合部有効断面の採り方が研究者によって差があるつまり、接合部の有効幅のとり方〔柱幅、柱と梁の平均幅〕、接合部成のとり方〔柱全成あるいは柱の応力中心距離〕など。

等である。

本研究においては、上記の①や②のばらつきを避けるためと復元力特性を表す上で有効な情報を与えることを意図して、実験における剪断初亀裂耐力値の決定方法として

1) 目視による剪断亀裂確認時

2) 荷重履歴曲線上（接合部剪断応力度－剪断変形角関係）で顕著な剛性の急変時（図4-1参照）

が考えられるが、剛性の急変が亀裂発生によるものであることを確認して求める方法によった。実験では剛性急変が現れた直後に接合部対角線上の亀裂を発見する結果となったが、剪断初亀裂耐力実験値は剛性急変点の荷重値とした。

また、既往の解析による研究[4-1]から一般的な構造物で用いられている寸法の接合部では剪断亀裂発生前の接合部の剪断応力分布は幅方向にほぼ均一と考えて良いことから、接合部の有効断面として柱幅、柱全成で囲まれる面積（柱全断面）と考えて接合部剪断初亀裂時応力度の算出にはこの断面を用いる。

各試験体の結果を表4-1に示した。ここで、主応力度式により亀裂発生時のパネルコンクリートに生じている主引張応力度の値を求めて（図4-2参照）コンクリート圧縮強度から剪断初亀裂耐力算出に用いるコンクリート引張強度の評価法を検討する。実験値から主引張応力度の算定は(4-2)式によった。

表4-1 柱梁接合部剪断初亀裂耐力実験値

単位： τ 、 σ kgf/cm² 上段：正加力時 下段：負加力時

	C3-HH	C3-H0	C3-MM	C3-M0	C3-0H	C3-L0	C5-L0	平均
$\exp \tau_{or}$ + -	37.6 32.0	39.0 33.8	37.5 37.6	37.6 37.4	38.8 39.0	40.8 42.9	44.1 38.4	38.3
σ_B	334	320	321	330	333	323	333	328
$\sqrt{\sigma_B}$	18.3	17.9	17.9	18.2	18.2	18.0	18.2	18.1
σ_0	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	
$\exp \sigma_t$ + -	13.6 10.2	14.6 11.3	13.6 13.6	13.6 13.5	14.4 14.5	15.7 17.2	18.0 14.2	14.1
$\sigma_t / \sqrt{\sigma_B}$	0.745 0.558	0.813 0.630	0.759 0.760	0.749 0.743	0.792 0.799	0.874 0.954	0.989 0.778	0.782
$\tau_{or} / \sqrt{\sigma_B}$	2.06 1.75	2.18 1.89	2.10 2.10	2.07 2.06	2.13 2.14	2.27 2.38	2.43 2.11	2.12
τ_{or} / σ_B	0.113 0.096	0.122 0.106	0.117 0.117	0.114 0.113	0.117 0.117	0.126 0.133	0.132 0.115	0.117

	B8-HL	B8-MH	B8-LH	平均	B14-PL	B14-PH	平均	総平均
$\exp \tau_{or}$ + -	30.2 30.1	29.4 30.5	27.2 28.0	29.2	30.9 35.8	36.0 36.0	34.7	35.4
σ_B	280	287	274	280	303	311	307	313
$\sqrt{\sigma_B}$	16.7	16.9	16.6	16.7	17.4	17.6	17.5	17.7
σ_0	46.7	47.8	45.7		50.5	51.8		
$\exp \sigma_t$ + -	14.8 14.7	14.0 14.8	12.7 13.3	14.1	14.6 18.6	18.5 18.5	17.6	14.7
$\sigma_t / \sqrt{\sigma_B}$	0.886 0.880	0.828 0.876	0.765 0.801	0.841	0.840 1.07	1.05 1.05	1.00	0.833
$\tau_{or} / \sqrt{\sigma_B}$	1.81 1.80	1.87 1.86	1.64 1.69	1.75	1.77 2.06	2.05 2.05	1.98	2.00
τ_{or} / σ_B	0.108 0.108	0.102 0.106	0.099 0.102	0.104	0.102 0.118	0.116 0.116	0.113	0.113

接合部有効断面：柱幅×柱全成（柱全断面）

実験値は接合部有効幅として柱幅を採用した結果、主応力度式によるコンクリート引張強度は $\sigma_t = 0.56 \sim 1.0 \sqrt{\sigma_B}$ となり既往の研究[4-2] ($\sigma_t = 1.4 \sqrt{\sigma_B}$) よりも小さい値となった。これは既往の研究では接合部剪断初亀裂強度（応力度）を算定する際の有効断面の接合部成として柱の応力中心距離を用いているためである。ここで、一般的な寸法の柱の応力中心距離を想定して実験値を算出するのに用いた接合部成に柱全成を用いる場合の値を算定すると ($j_c = 0.9D_c * 7/8 = 0.788D_c$)、引張強度は $\sigma_t = 1.10 \sqrt{\sigma_B}$ となり実験値の上限値になる。

後述する接合部剪断耐力時の有効断面と剪断亀裂発生応力度を算定する場合の断面を別に定義することは第5章第1節の剪断剛性の所でも述べるように繁雑であるので、接合部有効幅には剪断耐力を評価する時の断面と同じ柱と梁の平均幅を用いて実験値を再度計算すると $\sigma_t = 1.1 \sim 1.33 \sqrt{\sigma_B}$ が得られた。

第2章の既往の研究を用いた検討からも剪断初亀裂耐力を評価するためのコンクリート引張強度 σ_t の評価はそのデータに含まれる不確かさからも難しく、本研究の範囲では上記の引張強度の平均値($1.2\sqrt{\sigma_B}$ ；後述する復元力特性の考えから有効幅に平均幅を用いる)を主応力度式に代入して剪断亀裂耐力を評価する。

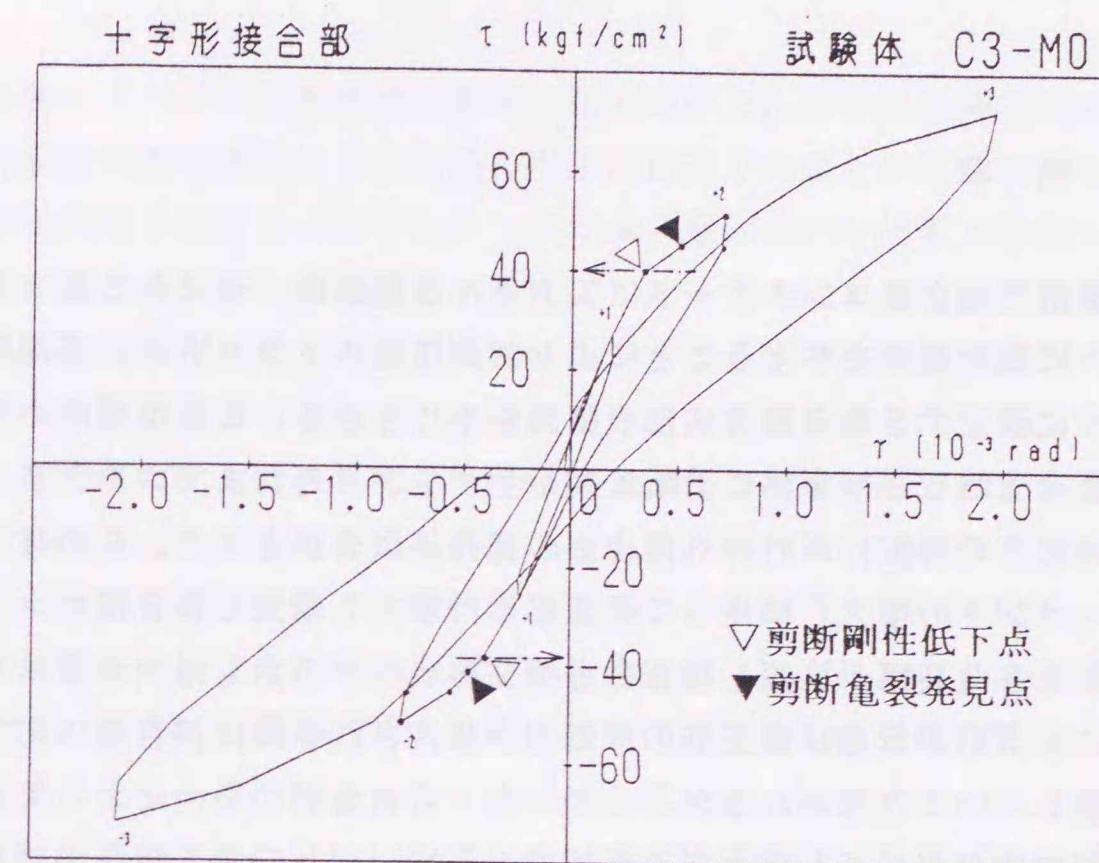


図 4-1 柱梁接合部剪断初亀裂耐力の定義

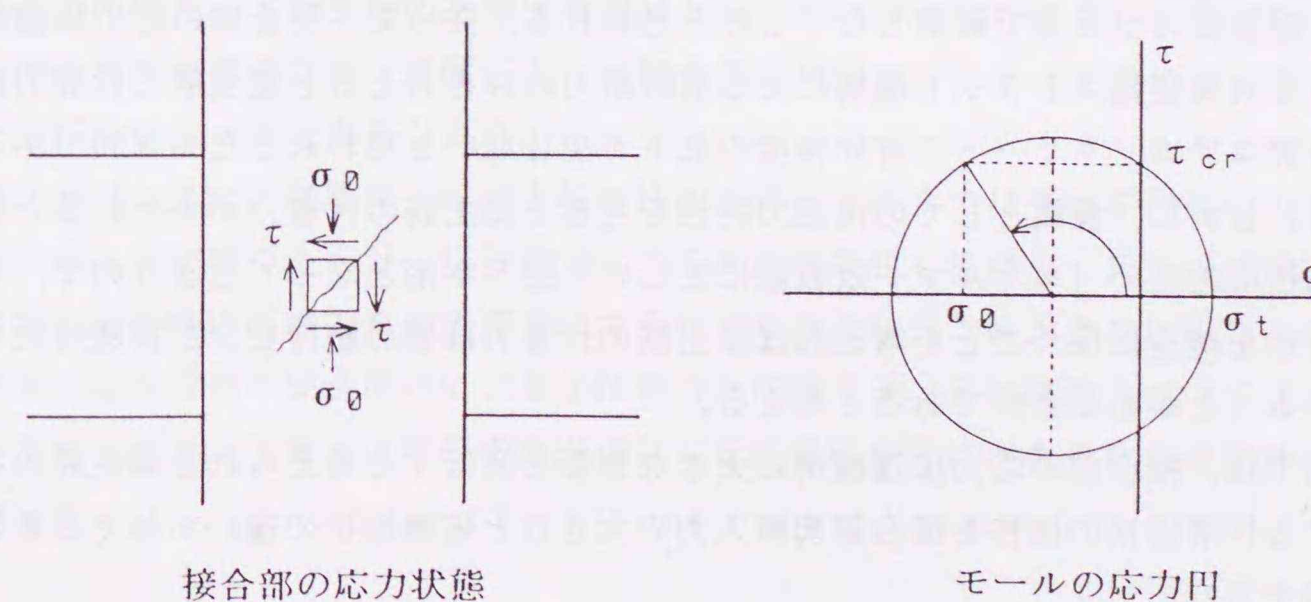


図4-2 主応力度説による亀裂発生条件

第2節 梁主筋の付着性状の推移

4-2-1 概 説

応力伝達機構で接合部コンクリートに入力される経路の一つである梁主筋の付着力は、接合部パネルに剪断変形を与えることにより対角圧縮ストラットへの圧縮力と共にこの圧縮ストラットに直交する対角線方向に引張力を生じさせる。この引張応力度がコンクリートの引張強度を上回ると接合部に剪断亀裂が生ずるが、それまでコンクリートが負担していた引張力は応力の再配分が行われ接合部の補強筋に負担される。その後、梁主筋力の増大（曲げモーメントの増大）に伴って梁主筋の付着力も増大し接合部コンクリートの亀裂発生域の拡大と各亀裂幅が拡幅し接合部補強筋が負担する力も増大する。このように梁主筋の付着力による応力伝達は梁主筋の付着力が維持される間は接合部の応力伝達機構として有効に機能していると思われるが、その一方、対角亀裂の発生によって接合部圧縮ストラットの直交方向の引張歪が増大して平板での研究[4-3~5]でも明らかになっているようにコンクリート圧縮強度の低下を生じ、接合部の剪断抵抗力を低下させる作用を併せもつ。特に、繰り返し載荷の場合には直交方向の引張歪が累積されてその影響が大きくなると考えられる。既往の研究で同一の形状、材料を有する試験体で単調載荷したものと繰り返し載荷したものでは耐力も破壊形式も異なったことが報告されているが、繰り返し載荷の影響によるものと考えられる[4-5]。逆に、著者らが行ったB8シリーズのMHUB試験体において示されたように、梁主筋の付着力が最初からなければ接合部には引張応力が導入されることがないことからコンクリートには斜め引張亀裂が生じないので、接合部の対角圧縮ストラットは接合部の対角線方向に一軸応力状態が維持されているためにコンクリートの一軸圧縮強度に至るまで破壊しないものと思われる。従って、接合部の応力伝達機構の一つである対角圧縮ストラット機構による剪断耐力のみを考えると梁主筋の付着力は無い方が接合部コアコンクリートの有効強度の低下が生じないと思われるため有利であると考えられる。しかし、骨組としての復元力特性を見ると梁主筋の付着力が失われると履歴ループは靱性に乏しい（エネルギー吸収能に乏しい）逆S字形となってしまうので、骨組の復元力特性を健全に保つことを考えれば梁主筋の付着力は梁の塑性ヒンジ形成時にも適度に保たれることが必要条件であると考えられる。

本節では、接合部の応力伝達機構に大きな影響を及ぼすと考えられる梁主筋の接合部内における付着性状の推移を接合部剪断入力の大きさと破壊性状の違いが与える影響を含めて考察する。

4-2-2 梁主筋降伏前の付着性状

図4-3,4に各シリーズの代表的な試験体の梁上端中央に配された梁主筋の接合部内部における区間付着応力度の推移をその鉄筋の引張側柱面での歪との関係で示した。区間付着応力度は接合部内で4等分点（B8シリーズでは3等分点）の位置で計測した歪度から求めた。但し、いずれの鉄筋も第3章第1節に示したモデルによって鉄筋力を算出した。

試験体は繰り返し載荷されているが図では第1サイクルの各計測点とその後のサイクルにおいて引張側梁主筋歪度がそれまでの経験値を越えた点を結んだ包絡線を表示している。また、図中に細実線で示した計算値は平面保持を仮定した梁の断面解析を行いこの断面が接合部の両側にあるとして求めた梁主筋力から求めた接合部内での作用平均付着応力度である。梁主筋が降伏した試験体では降伏歪度近くまでの結果を示している。

いずれの試験体においても初期の段階では接合部内の平均付着力（太実線）は計算値と良い対応を示す。また、引張側区間の付着応力度は曲げ亀裂の発生以降柱のかぶりコンクリート部が有効でなくなるために他の区間よりも低い値で推移する。梁主筋が降伏する前に接合部に剪断亀裂の生じたB14、C3シリーズ試験体では、鉄筋が弾性域内にある場合には接合部剪断亀裂の発生に伴って付着力の増大が鈍化しているが、これは剪断亀裂の発生による斜め圧縮力の発生による接合部域での梁主筋引張力の増大に伴う付着力の減少と接合部コンクリートの劣化による定着能力の減少を予測できる。

C3シリーズでは最大耐力時に接合部内平均付着応力度が最大になってその後は低下する。区間付着応力度は初期には平均値と変わらないことから接合部内で付着応力が均一であるが、その後最大値の発生位置が中央部の引張側に移動する。これは、接合部に発生した剪断亀裂が接合部の圧縮域に伸展して大きく拡幅するので圧縮位置での付着強度が失われるためと思われる。正負加力の剪断亀裂の発生に伴い梁主筋に沿う柱中央部のコンクリートが単独の塊として梁主筋の主要定着部分となっていると思われる。結局、接合部の対角線近傍の剪断亀裂の伸展・拡幅によって接合部隅角部コンクリートが劣化し梁主筋の付着力が頭打ちになったと考えられる。

B8、B14シリーズ試験体では梁主筋が柱面で降伏するまでは各区間付着応力度はおおよそ計算値に近い値であるが、反対側で梁主筋が引張降伏し塑性化した後に逆載荷が生じると亀裂の閉合時に圧縮力を梁主筋だけで負担するためにそこに大きな圧縮力が作用し、その結果圧縮端近傍の接合部内に大きな付着力が作用する。B14試験体では正加力時に剪断亀裂の発生によって若干付着力の低下が生じるが梁筋の降伏が生じた後はB8と同じ挙動を示した。

4-2-3 梁主筋が降伏した後の付着性状

図4-5にB8、B14シリーズ試験体の梁主筋が柱面で塑性域に至った時の区間付着応力度の推移を図4-4と同様に示した。但し、この図は繰り返し加力サイクルのピーク点での値を結んだ図である。B14試験体では梁主筋量が加力の向きで異なるように逆対称に配している。正加力時は左右の梁の引張筋が同時に少なくなる方向であるので全鉄筋とも降伏歪を越えたが、負加力時には引張筋が多くなるので全鉄筋が降伏に至る前に破壊に至った。従って、正加力時に引張降伏した少ない側の梁主筋が逆向きの加力を受けると亀裂の閉合の遅れによって大きな圧縮力を負担するために負加力時に圧縮側の付着力が大きくなるが、正加力時では圧縮筋となる梁主筋量が多いのでその前の負加力時に大変形時まで降伏しないことによって付着応力度が急増する時期が負加力時に比べて遅れる。負加力時ではその後圧縮域での区間付着力は剪断亀裂の発生・伸展及び降伏域の接合部内への貫入によって付着劣化が生じ、付着応力度のピーク位置が接合部内側に移動する。Park、Paulayの研究[4-6]によれば、梁が降伏した後降伏域が接合部内に伸展することによって端部の付着劣化が進み、接合部中央部での付着応力度がかなり大きくなることが指摘されている。しかし、B8シリーズ試験体の実験結果をみると層間部材角で $R=20 \times 10^{-3}$ rad程度までは圧縮域の付着が健全であり中央部での付着力の増大は観察されていない。

接合部に入力される剪断応力の成分を考えると、梁及び柱の曲げ圧縮側に形成される主対角ストラットに伝達される水平方向の応力は梁端面の圧縮域のコンクリート力と接合部圧縮域の梁主筋の付着力が考えられるが（鉛直方向の応力として柱コンクリート圧縮力、柱筋付着力が考えられる）、C3シリーズでは特に圧縮域における接合部内の付着力の低下によって梁端コンクリートからの圧縮力が増加すると考えられる。梁降伏先行型試験体では接合部圧縮域での梁主筋付着力が減少することなく良好に伝達されている。

B8、B14シリーズ試験体の付着応力度の実験値から、接合部内の平均付着応力度と区間付着応力度の最大値を求めた結果を下に示す。

B8シリーズ (20データ)	柱成 300mm	平均: $4.46\sqrt{\sigma_B}$ (標準偏差 $0.394\sqrt{\sigma_B}$)
	区間長 100mm	最大: $7.02\sqrt{\sigma_B}$ (同上 $0.818\sqrt{\sigma_B}$)
B14シリーズ (10データ)	柱成 300mm	平均: $3.78\sqrt{\sigma_B}$ (同上 $0.398\sqrt{\sigma_B}$)
	区間長 75mm	最大: $7.48\sqrt{\sigma_B}$ (同上 $0.870\sqrt{\sigma_B}$)

梁降伏前に接合部剪断破壊したC3シリーズ試験体では接合部水平補強筋の僅かなLO試験体において梁主筋の歪度が最大耐力後に降伏歪度を越えているのでこれを除くと、梁主筋の弾性範囲の挙動では

(38データ)	柱成 300mm	平均: $2.64\sqrt{\sigma_B}$ (標準偏差 $0.368\sqrt{\sigma_B}$)
	区間長 75mm	最大: $4.93\sqrt{\sigma_B}$ (同上 $1.268\sqrt{\sigma_B}$)

C3-L0試験体では（梁主筋降伏前）

(8データ)	柱成 300mm	平均: $3.49\sqrt{\sigma_B}$ (標準偏差 $0.415\sqrt{\sigma_B}$)
	区間長 75mm	最大: $6.76\sqrt{\sigma_B}$ (同上 $0.896\sqrt{\sigma_B}$)

となっている。

4-2-4 柱梁接合部の破壊性状と梁主筋付着状況の検討

前項では実験結果から接合部内に於ける梁主筋の付着応力度の推移を把握したが、得られた結果を既往の研究との比較によって付着状況の検討を行う。

武田、多田[4-7]は、接合部における梁主筋の付着劣化特性を解明する目的で、図4-6に示すキャンティレバー形試験体と接合部の応力状態を近似した柱形試験体の2種類の付着実験を行い、供試鉄筋の降伏現象の有無と加力形式の相違を実験変数として鉄筋の拔出特性、破壊状況、付着応力分布の推移、鉄筋歪の履歴挙動について検討した。これによれば、次の結果を導いている。

- 1) 自由端ないし圧縮加力端側の付着（剪断応力）は、引張端側よりきわめて大きな値を示し、この付着応力分布はその位置にある鉄筋の周囲のコンクリート自体の保持しうる反力条件に依存する。
- 2) 最大付着応力度、すなわちフシ間のコンクリートの局部圧縮剪断耐力は鉄筋降伏による周辺コンクリートの破壊蓄積の影響が大きい
- 3) ある程度の圧縮力分担によって圧縮側でのコンクリートの局部剪断破壊が生じることが梁主筋の付着喪失の原因となっている。
- 4) 押し引き加力、片引き加力の違い、鉄筋の降伏の有無によっては最大付着応力度に差はないが（接合部内平均付着応力度は $4\sqrt{\sigma_B}$ ）、繰り返し加力によって大きな差が出る。

本実験の結果と比較すると、梁降伏先行型の試験体では接合部内平均付着応力度の大きさは良い対応を示す。接合部剪断入力の小さいB8シリーズでは梁主筋が塑性域に達するまで梁の曲げ耐力が発揮できたことから付着の条件としては良好であったと考えられるが、上記文献の条件3)に示されるように大変形時には繰り返し加力によって圧縮側の局部剪断破壊が生じて付着劣化が進行し、梁主筋の拔出が生じたものと推定される。これに対し、B14シリーズ試験体では入力の小さい正加力時には梁主筋が全て降伏し塑性域に達するまでに付着劣化を生じなかったが、接合部剪断入力量の大きい負加力時には接合部亀裂の伸展による付着劣化の影響によって一部の鉄筋が降伏に至らなかった。但し、降伏に至った鉄筋はB8シリーズ試験体と比較して接合部内平均付着応力度の値は差異はない。これに対し、降伏現象が見られなかったC3シリーズでは付着応力度が小さくなっていることが

ら接合部の剪断亀裂の発生による影響があったことを示唆している。ここで柱梁接合部剪断亀裂発生時の付着性状の検討を行う。接合部剪断亀裂発生時の付着応力度の状況を表4-2に示す。

接合部に剪断亀裂が生じた状況ではB8シリーズ試験体ではほとんど梁主筋が降伏しさらに負加力時には塑性域に達しているものもあることから付着応力度が大きい値を示す。C3シリーズ、B14シリーズ試験体はこの段階では梁主筋が弾性域に留まっているので付着状況も両シリーズともほぼ同じであると思われる。この後梁主筋応力度が上昇すると共に剪断亀裂の発生・伸展が生じ付着性状に影響を与えるが、B14シリーズ試験体では梁主筋が降伏（一部しないものがある）するまでに至り、C3シリーズ試験体では降伏に至る前に接合部剪断破壊が生じている。このことは接合部剪断亀裂発生時耐力と梁筋降伏時の耐力の関係が柱梁接合部の破壊性状に関連していることを示唆しているがこれについては第5章で考察を行う。

表4-2 接合部剪断亀裂発生時の梁主筋規準化付着応力度

実験シリーズ	加力	σ_s / σ_y	$u_{av} / \sqrt{\sigma_B}$	$u_{max} / \sqrt{\sigma_B}$	σ_y	σ_B
C3シリーズ 6体	正	0.32	1.85	2.54	4340	330
	負	0.31	1.84	2.36		
B14シリーズ 2体	正	0.54	1.71	2.35	4030	308
	負	0.55	1.68	2.43		
B8シリーズ 3体 (MHUBを除く)	正	0.98	2.71	3.54	3850	280
	負	0.94	3.69	5.65		

σ_s : 接合部端での梁主筋引張応力度 σ_y : 梁主筋降伏強度(kgf/cm²)

u_{av} : 梁主筋平均付着応力度 (接合部内) σ_B : コンクリート圧縮強度(kgf/cm²)

u_{max} : 梁主筋最大区間付着応力度

これらを総合すると、梁主筋の接合部内における付着劣化の原因は次のように考えられる。

- 1) 付着耐力に達して主筋周りのコンクリートの局部破壊が生じる
- 2) 梁主筋が接合部端で降伏して作用する引張力の大きさが一定になっても降伏域の接合部内への伸展によって作用付着応力度が上昇する、特に、繰り返し加力が作用する場合には顕著に起こる
- 3) 接合部剪断亀裂が梁主筋を横切ると主筋周りのコンクリートに損傷が生じる

実験では次のような現象が観察された。

1. 梁主筋のように鉄筋が多段に配されることによって隣接する鉄筋の影響を受けて、

見かけの付着耐力が低下すること。

2. 梁主筋が降伏する付着状態を維持できても、繰り返し加力によって周辺のコンクリートが劣化してすべりが生ずる。
3. 接合部剪断亀裂発生耐力と梁主筋降伏耐力に差がある場合に、接合部亀裂の発生から梁主筋が降伏するまでに剪断入力量が増大して接合部剪断亀裂が伸展・拡幅する状態が継続するために梁主筋位置を多くの亀裂が横切って付着耐力が低下する。

本節で得られた結果から梁主筋付着性状についてまとめると、初期の応力時には梁主筋引張側歪度に対する付着応力度の推移は弾性解析結果に一致するが、梁主筋が降伏する前に接合部剪断亀裂が発生すると梁主筋引張側歪度の増大に対する付着応力度の増大の割合が減少する。しかし、その後鉄筋が降伏すると接合部圧縮側の部分で付着応力度が急増する。C3シリーズ試験体では梁主筋の降伏以前には付着応力度が頭打ちになり、特に最大耐力時以降は圧縮側の付着応力度の低下が著しい。

次節以降では接合部内での剪断応力の伝達機構について考察を行うが、接合部内での付着性状はそれに大きな影響を及ぼすと考えられる。

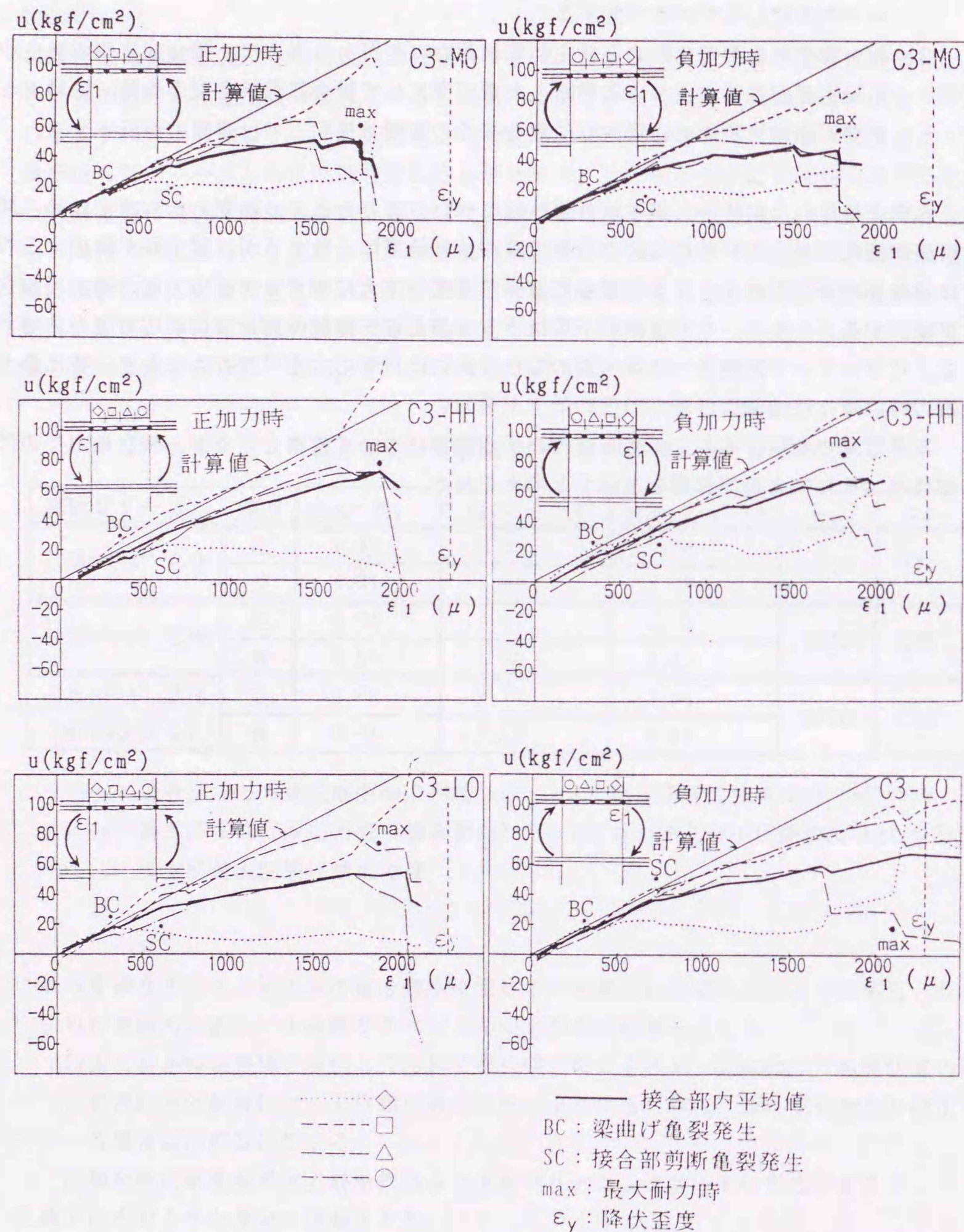


図4-3 接合部内における梁主筋付着応力度の推移 (C3シリーズ)

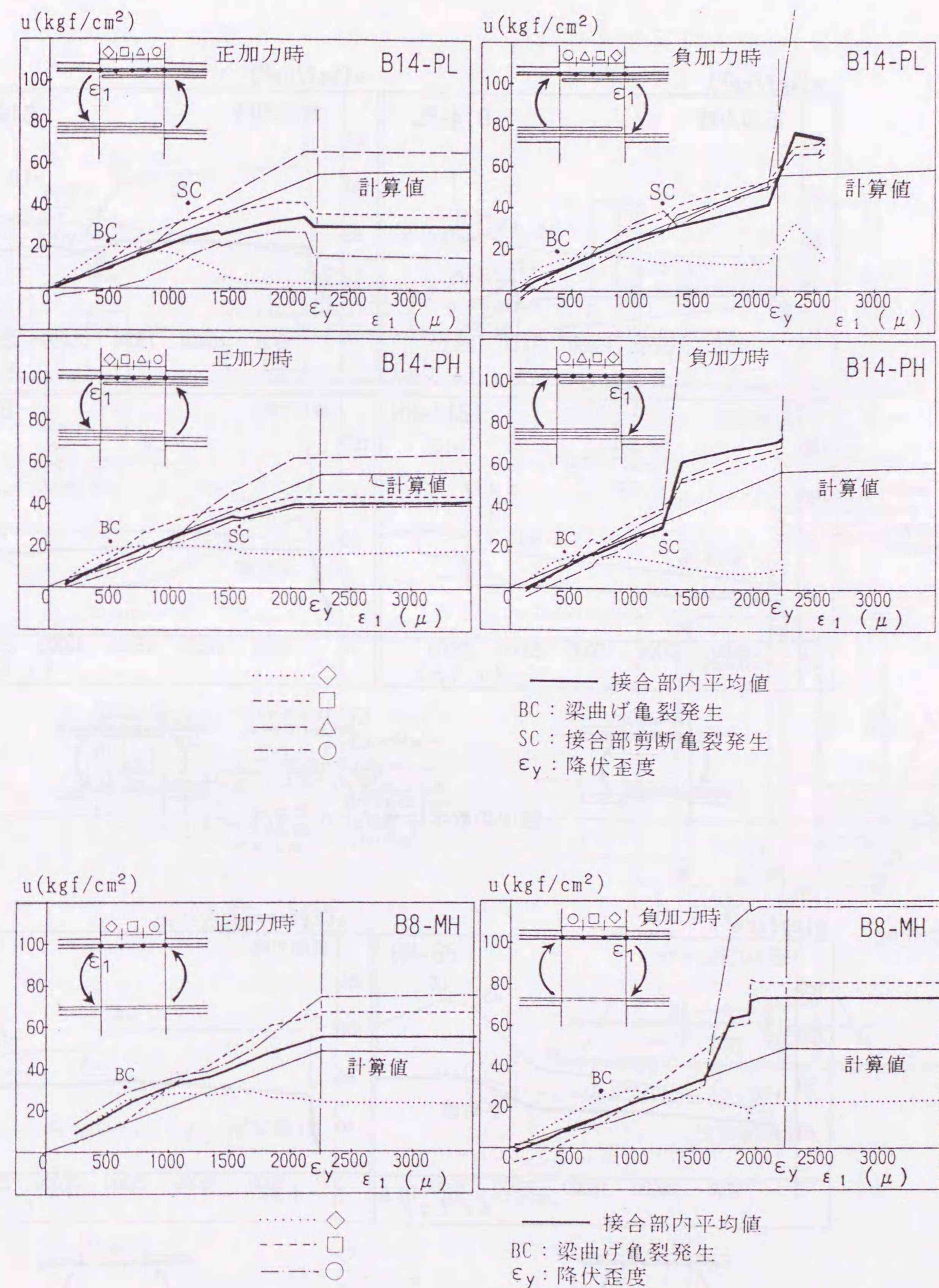


図4-4 接合部内における梁主筋付着応力度の推移 (Bシリーズ：降伏前)

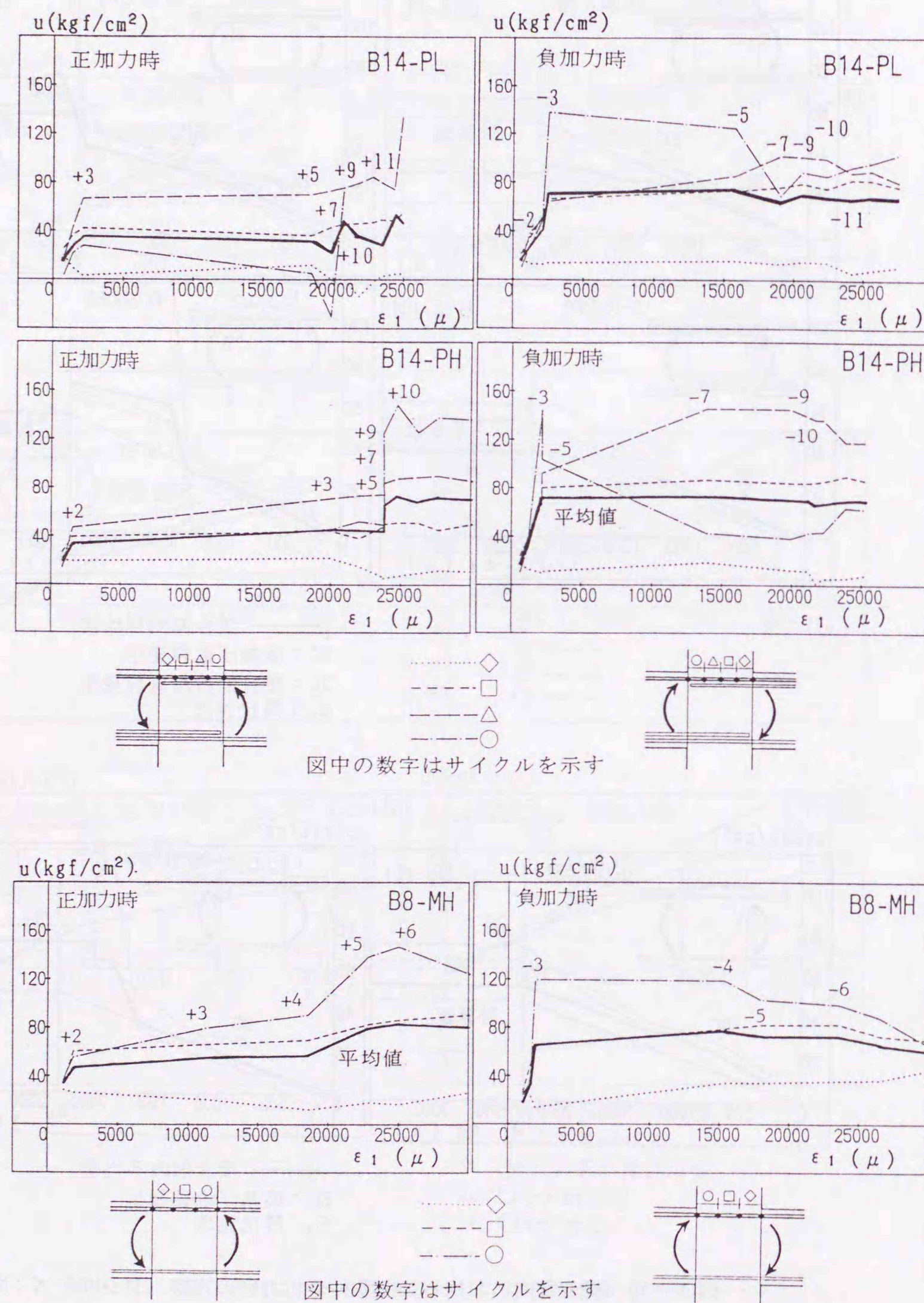


図4-5 接合部内における梁主筋付着応力度の推移 (Bシリーズ:降伏後)

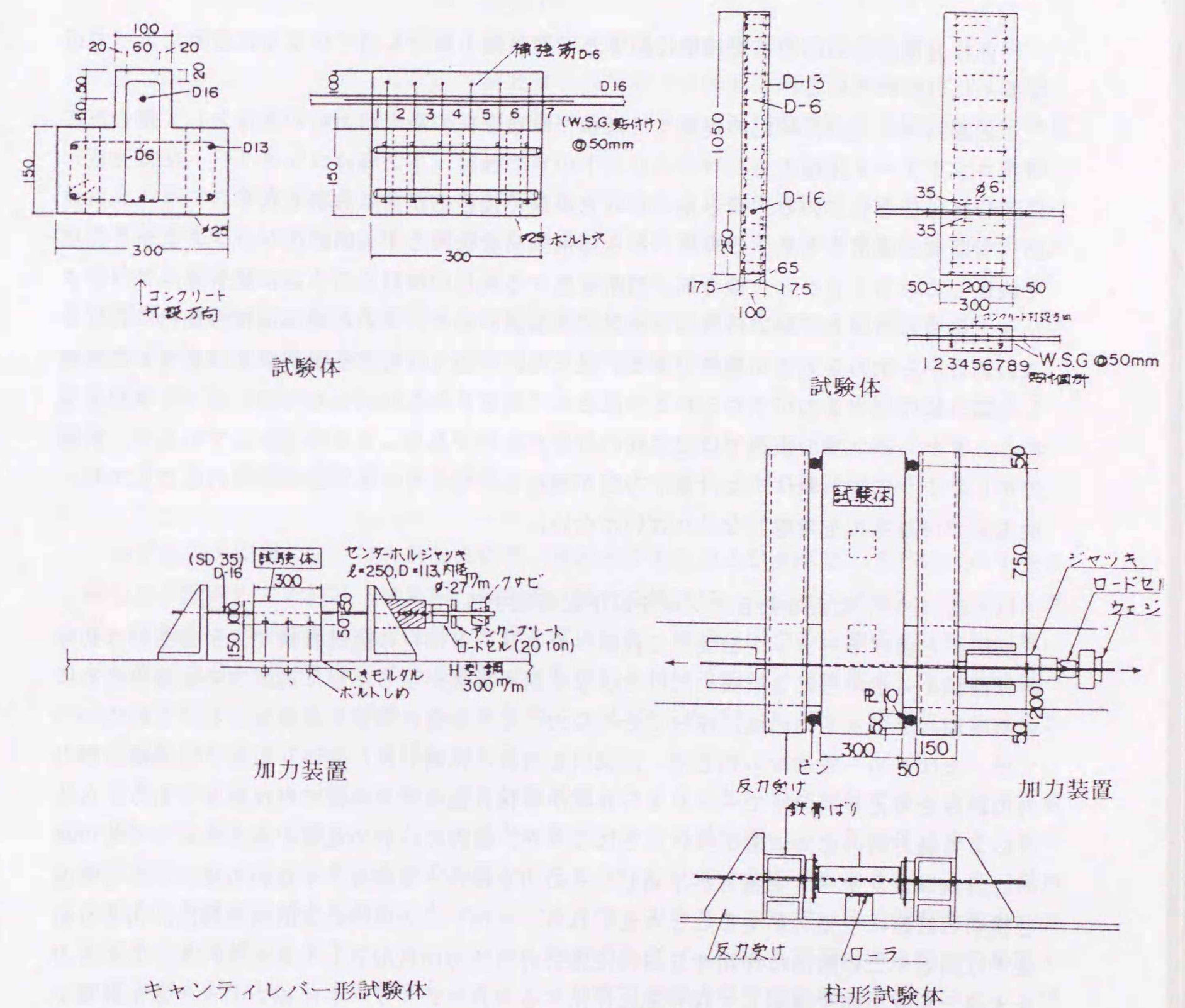


図4-6 多田、武田の実験

第3節 柱梁接合部内での応力の伝達

4-3-1 概説

内部柱梁接合部の応力伝達機構に関する検討は第1章でも述べたように諸家によって近年盛んに行われている。

市之瀬[4-8]、上村[4-9]の提案する機構では接合部の最大耐力時の条件として接合部の対角コンクリート圧縮応力がコンクリートの有効強度（市之瀬はコンクリート圧縮強度）に達した場合としている。第3章で行った実験で接合部が剪断破壊したC3シリーズ試験体の剪断破壊機構を考察する際に、接合部補強筋量に拘らず剪断耐力がコンクリート強度で決定していることから、接合部が剪断破壊する条件の検討を行うには接合部コアコンクリートに生じる対角圧縮力の推移を検討する必要がある、このためには接合部内における力の釣合から求める方法が簡便である。従って、本論では応力伝達機構を用意せずに破壊した部分に作用する力が求められる方法として提案されたPaulayの方法によって検討を進める。また、市之瀬の機構では梁主筋の付着が良好であることを前提としているが、前節で示したように本試験体では付着応力度が頭打ちになっている現象がみられることから、梁主筋の付着劣化を考慮しなければいけない。

Paulay[4-10]による釣合モデルを以下に再掲する。

剪断力と曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の抵抗機構で、引張主筋は初等曲げ理論から求められる引張力だけではなく斜め亀裂が生じた後に剪断力の伝達のために斜め圧縮ストラットの形成に伴ってその分力として余分の引張力が発生する。これについては、梁などの一般部材の例を用いた説明を付録に掲載した。図4-7に示す柱梁接合部の力の釣合を考える。曲げモーメント分布図から接合部の中央断面では反曲点であるから曲げによる軸方向の応力は働かないことになるが、実際には斜め亀裂の発生によってその断面对角コンクリート圧縮力が作用し、その力を維持する成分、すなわち反力として断面を横切る鉄筋に引張力が生じると考えられる。また、この方向の剪断補強筋に作用する引張力は同じくこの断面に作用する斜め圧縮力の当該方向成分として考えられる。この合力を水平・鉛直方向で適用して接合部に作用する対角コンクリート圧縮力の大きさが計算できる。

$$D = Q_{jh} / \cos \alpha^* \quad (4-1)$$

$$\Sigma T_c' + P = Q_{jh} \cdot \tan \alpha^* = Q_{jv} + N \quad (4-2)$$

$$\Sigma T_b' = (Q_{jv} + N) \cdot \cot \alpha^* = Q_{jh} \quad (4-3)$$

ここで、 D ：接合部対角コンクリート圧縮力

Q_{jh} ：接合部水平剪断力

Q_{jv} ：接合部鉛直剪断力

N ：柱軸力

$\Sigma T_b'$ ：接合部中央断面での水平方向鉄筋力の和

$\Sigma T_c'$ ：接合部中央断面での鉛直方向鉄筋力の和

α^* ：接合部対角コンクリート圧縮力の水平線とのなす角度

この説では接合部内全域に均一な剪断亀裂が発生し、応力の再配分が完全に行われている状態想定しているため、その状態にない場合には計算された力は必ずしも接合部の内力の全てを表さない。

本項ではPaulayの論文を参考にして実験結果を用いて検討を行い、柱梁接合部の応力伝達モデルを仮定して破壊機構および破壊条件の解明を行う。

4-3-2 鉄筋力実験値による検討

曲げ応力が作用しない接合部中央位置（柱成の中央を通る鉛直断面・及び梁成の中央を通る水平断面）での鉄筋（柱主筋、梁主筋、接合部補強筋）の歪度計測値から鉄筋力を算定し、鉛直・水平断面毎の全鉄筋の合力を算出した。鉄筋の応力の計算モデルは第3章に示した。C3シリーズの各方向の鉄筋力と柱軸力を用いて式4-1～3に代入して対角コンクリート圧縮力（ D ）と水平線とのなす角度（ α^* ）を求め図4-8に示す。同様にしてBシリーズについて求めた結果を同図に示した。

対角コンクリート圧縮力は接合部で剪断破壊したC3シリーズ試験体で接合部補強筋量の違いにも関わらず概ね一致しているが、縦横の接合部補強筋のある試験体が若干大きく、横補強筋がなく柱筋の直交方向の補強をしていないOHでは他よりも小さくなった。対角圧縮力は試験体の接合部剪断力が最大になった時点で最大となるが、その後剪断力が減少しても対角圧縮力の低下は少ない。対角圧縮力の角度（ α^* ）は初期の頃は軸力の影響で鉛直方向を示す90°に近い値であるが、水平剪断力の増大に伴い角度が緩やかになって接合部の対角線の角度に漸近する。終局時は接合部ストラットコンクリートが圧壊に至って耐力が決定すると考えられるが、対角コンクリートに作用する圧縮力（ D ）は接合部鉛直補強筋のあるものが若干大きくなるとともにストラット角度も大きくなるので水平成分ではそれ程変わらない値が得られたと考えられる。従って、最終的に水平剪断力で表示する耐力値ではそれほど変わらない結果となる。

梁降伏先行型試験体のうちB8シリーズでは梁降伏時の接合部剪断入力量が小さいので接合部コンクリートの剪断亀裂の発生が少なく、従ってコンクリートの斜め方向引張力によっても剪断応力の伝達が有効に行われていると考えられるため、他のシリーズのストラット力(D)およびストラット角度(α^*)とは性状が異なっている。すなわち、B14シリーズシリーズでは梁降伏後のDと α^* の変化が小さいのに対し、B8シリーズでは梁降伏後もDは漸増し、 α^* は漸減している。

4-3-3 接合部内に作用する水平力

上述した対角コンクリート圧縮力の水平成分である水平鉄筋力について実験シリーズ毎に考察を行う。

図4-9は全シリーズの各試験体接合部中央断面での水平筋(梁主筋、接合部水平補強筋)力の推移を示している。図中○で示しているものが梁主筋力と補強筋力の合計値であり、この値と梁主筋力の差が接合部水平補強筋力である。曲げ力が0である接合部中央位置での梁主筋力が増大するのは、4-3-1で述べた剪断亀裂の発生に伴い斜め圧縮ストラット力が生じるための付加力が作用することの他に、梁主筋の付着劣化による原因がある。この付着劣化による主筋力の増大は結果として反対側の梁端圧縮力から接合部コンクリートに伝達される圧縮力を発生させると考えられる。

C3シリーズでは、柱主筋の補強形式が他の試験体と違うOHを除くと全試験体とも水平鉄筋の合力はほぼ同じ値で推移している。その結果、接合部水平補強筋が殆ど無いLOでは梁主筋力で全水平鉄筋力を負担するため他の試験体と比べて大きな鉄筋力が働き、その他の試験体でも接合部水平補強筋量に応じて梁主筋力の値が増減しているが、その割合は水平補強筋量に比例していない。水平補強筋量と同じ場合に接合部鉛直補強筋量の違いによる水平筋力の大きさへの影響は少ない。

B14シリーズ試験体では正加力時と負加力時で接合部入力量が違うので挙動に差が現れた。入力量の小さい正加力時では水平筋力の合計値は2つの試験体で差がなく、そのため接合部水平補強筋量の多いPHでは梁主筋力がPLに比べて小さい値で推移する。接合部入力量の大きい負加力時では梁降伏時以降は両試験体共に接合部水平補強筋力が全降伏力近くまで増加し、両試験体とも梁主筋力が正加力時のPLの値に達しているため、結果として補強筋力の差だけ水平剪断力で評価する耐力値に差が出たと思われる。

B8シリーズ試験体では梁降伏前後で剪断亀裂の発生に伴い接合部水平補強筋力が急増すると梁主筋力の増大が一時停止する。接合部水平補強筋量の多いHLで梁主筋の降伏力に対する比率が小さい。このことは梁主筋の接合部内への降伏域の伸展が接合部補強筋量が多いもの程小さいことに対応する。

以下に接合部の剪断破壊が見られた試験体についての考察を行う。

○水平方向鉄筋合力($\Sigma T_b'$)の推移

接合部内の対角コンクリート圧縮力の水平成分(水平方向反力)である $\Sigma T_b'$ は接合部コアコンクリートの状態によって変化すると考えられる。C3シリーズ試験体のように接合部コンクリートが破壊して耐力が決定する場合には $\Sigma T_b'$ を構成する梁主筋力、接合部水平補強筋力が定常状態(鉄筋の降伏現象等のそれ以上力が増大しない状態)に至る前にコンクリートが破壊してしまうために各鉄筋力は増大する余裕を有していると思われ、反対にB14シリーズ試験体のように取り付いている梁の降伏で耐力が決定する場合には対角コンクリート耐力に余裕があるので梁主筋力、接合部水平補強筋力が応力の再配分に従ってストラット力を構成できるように必要に応じて増大すると考えられる。この場合、鉄筋が定常状態に達すると対角圧縮力が頭打ちになると考えられる。各鉄筋が梁降伏時に定常状態に至っていない時には梁の降伏によって耐力が頭打ちになっても繰り返し加力による接合部コアコンクリートの劣化に伴って $\Sigma T_b'$ の大きさは変化する。従って、実験結果で梁降伏後も水平筋力が漸増するのは応力の再配分が行われている。言い替えれば残存するコンクリート引張力の解放が行われているからであると思われる。

○水平方向鉄筋合力($\Sigma T_b'$)の構成割合

$\Sigma T_b'$ に占める梁主筋力と接合部水平補強筋力の割合をC3シリーズ、B14シリーズ試験体全てについて図4-10に示す。また、図4-11に各作用鉄筋力が各々の降伏鉄筋力に対する割合の推移も示した。

C3シリーズ試験体では中補強試験体のMO、MMでは全水平鉄筋断面積に対する補強筋断面積の割合は18.1%であるが、全水平力に対する作用補強筋力は両試験体ともに正加力時25%、負加力時30%の割合で推移している。高補強試験体のHO、HHでは同じく断面積の割合が30.6%に対して作用補強筋力は35~40%程度で推移している。

中補強試験体では梁筋力の降伏力に対する割合は約50%、接合部補強筋では80%であった。接合部補強筋の効き方が大きい。高補強試験体では梁主筋力の降伏力に対する割合は約40%であり、接合部補強筋では約55%であった。これに対し接合部補強筋の無いLOでは梁主筋の降伏力に対する割合が約60%と大きく、接合部補強筋の分を梁主筋が代わりに負担していることが伺える。同じく接合部水平補強筋の無いOHでも接合部補強筋のある試験体に比べて梁主筋力の降伏力に対する割合は若干大きい値で推移するが、最大耐力の5サイクル以降は低下する。

B14シリーズ試験体では水平力の負担割合は補強筋力の差がそのまま負担割合の差になっている。各鉄筋力の降伏力に対する比は正加力時は若干違うが負加力時には全く同じ挙動をしている。接合部入力レベルの小さい正加力時では補強筋量の多い(約2.5倍)試験体

が同じ全水平力を得るのに接合部補強筋力が大きいので梁主筋力には余裕があったが、入力レベルの大きい負加力時には接合部補強筋力が降伏力に至るまで増大するため梁主筋力の降伏力に対する割合は2試験体とも同じになった。これは、C3シリーズ試験体で補強筋量が少ない試験体ほど梁主筋力の増大が見られた結果とは違う結果である。梁降伏前はわずかではあるがC3シリーズ試験体の中補強と高補強試験体の関係に近い挙動を示していることから、梁が降伏することあるいは補強筋が降伏することの影響と考えられる。

4-3-4 梁端に発生する圧縮力による接合部の拘束

鉄筋コンクリート造の梁や柱などの部材と内部柱梁接合部における剪断抵抗機構の違いは、前者では剪断亀裂の発生によって亀裂により分割される自由体がずれる破壊の進行に対して剪断補強筋のみが部材の直交方向の拘束機構として直接機能するのに対し、後者では剪断亀裂が発生して破壊が進行すると、接合部水平補強筋が効くと共に梁が取り付いていることによって、たとえ接合部内で梁主筋の付着劣化が起きても両側の梁内での定着が保証されている場合には梁のコンクリート圧縮力が接合部を締め付けるようにアーチ作用として接合部を拘束するように機能すると考えられる。C3シリーズでは接合部補強筋量の違いにも拘らず最大耐力に差がなかったのは、このような梁による拘束が支配的に関係していると予想される。そこで、この梁の拘束力を評価するために図4-12に示すように梁端部の鉄筋力からコンクリート力(C_1 、 C_2)を求めその平均値 C の推移を図4-13に示した。梁の断面性能及び梁筋の付着性状は全試験体共にほぼ同じであることから同じ外力(柱剪断力)に対してこの値が大きいほど拘束力としての成分が大きいと考えられる。計算値は図外の仮定に基づいて柱剪断力と梁端部のコンクリート力の関係を求めたものである。コンクリート力は接合部内での梁主筋の付着劣化によっても増大するので一概に比較できないが、剪断亀裂の発生以降梁端コンクリート力が急増している。最大耐力に至るまでは接合部水平補強筋の無いOHやLOの値が他の試験体よりも若干上回って推移している。OHは最大耐力が他の試験体よりも低いものにも拘らず、耐力付近でのコンクリート力の増大が顕著であるが、この試験体だけ柱主筋の補強形式が違うため接合部コアコンクリートの膨張が特に大きくなったためと思われる。接合部水平補強筋のある試験体と比較すると補強筋量が多ければコンクリート力が小さくなるが、鉛直補強筋が存在すると逆にコンクリート力が大きくなる傾向を示す。

4-3-5 接合部内に作用する鉛直力

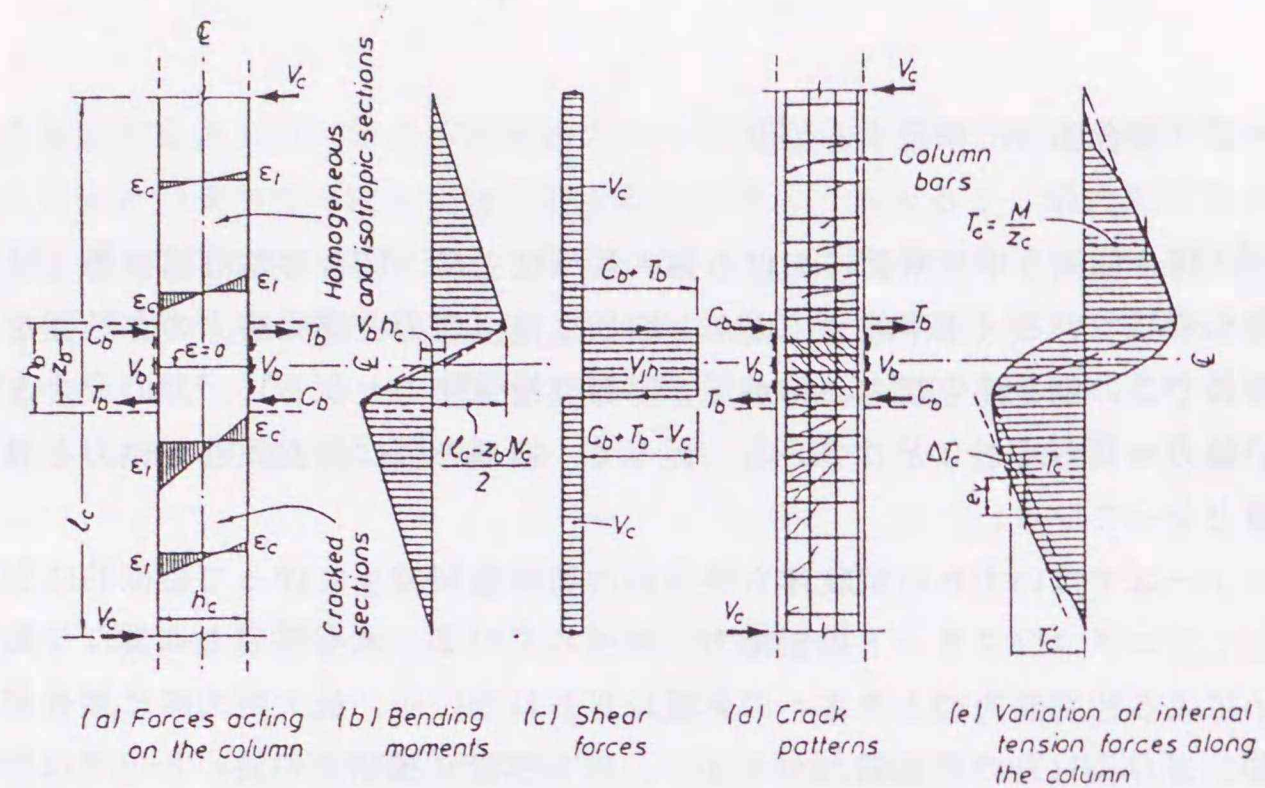
図4-14に接合部高さ中央断面における鉛直筋(柱主筋、接合部鉛直補強筋〔柱中段筋〕)力の推移を示している(水平筋力の場合と同様に柱主筋力と補強筋力の合計値を○印で示しているのでこの値と柱主筋力の差が接合部鉛直補強筋力となる)。力の大きさは実験開始直前の軸力=0の時を0としている。従って、初期の頃は鉛直鉄筋が軸力を負担するので負の値となっている。

C3シリーズではいずれの試験体も接合部の剪断亀裂発生に伴って鉛直筋に引張力(その反力としてコアコンクリートに圧縮力)が生じている。水平筋力とは異なり鉛直補強筋量の大小による柱主筋力の大きさへの影響は見られないが、最大耐力時に接合部水平補強筋量の多いHO、HHの柱主筋力が小さい。接合部鉛直補強筋の無いLOでは中補強と高補強の中間の値を示した。OHでは最大耐力時でも軸力負担分を相殺する程度の引張力しか作用していないので接合部コアコンクリートの破壊が早期に生じて軸力負担が再び生じていることが予想されるが、これは柱主筋の補強形式の影響によるものと思われる。

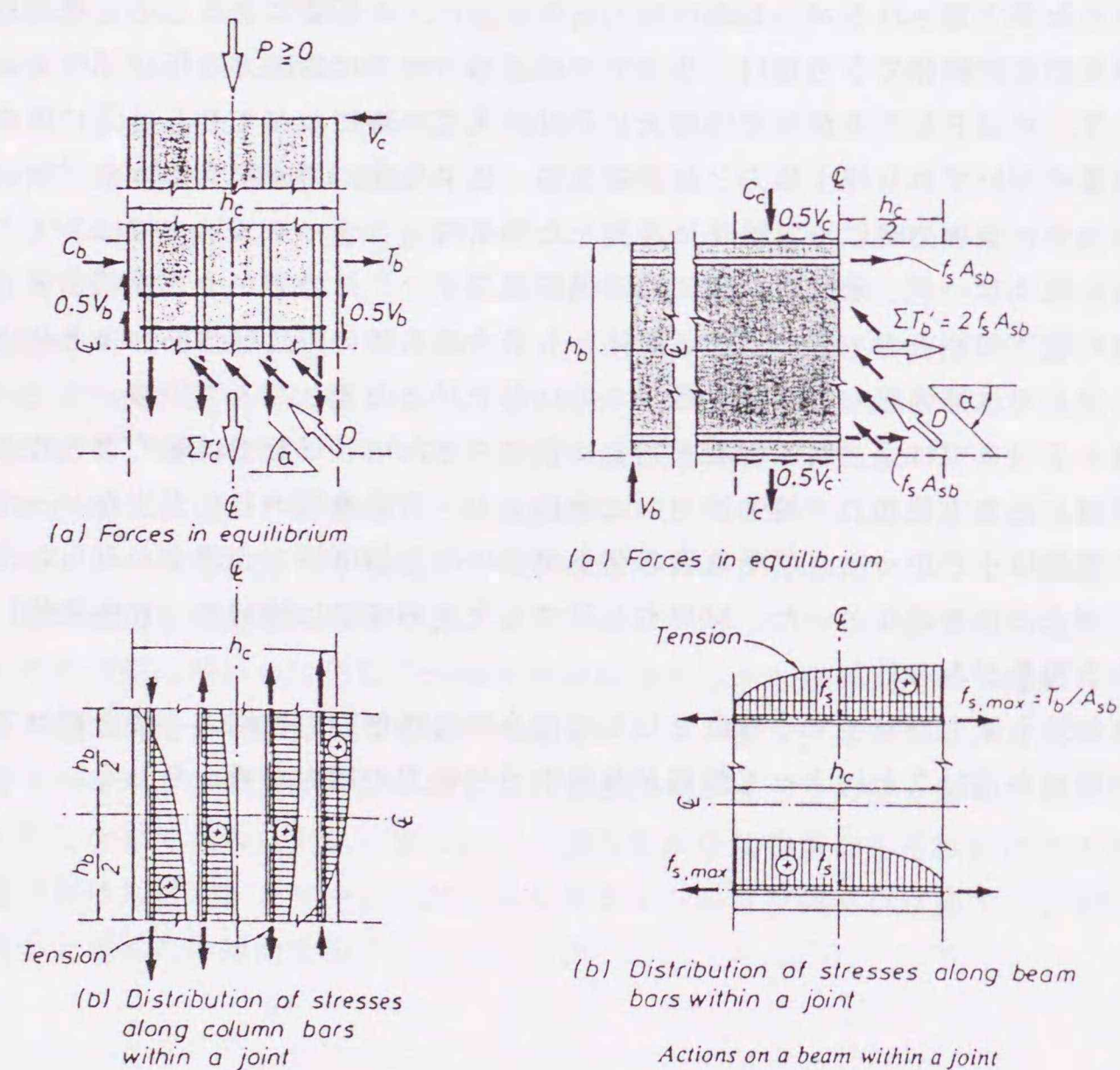
梁降伏型の試験体のうちB14シリーズでは正加力時では鉛直方向接合部中央断面鉄筋合力(ΣT_v)はPLの方が早くに増大しPHは大変形時になってPLと同じ程度の値になっているが、いずれも柱主筋力と鉛直補強筋(柱中段筋)力の割合には差が無い。剪断入力量の大きい負加力時には実験時に定義した降伏時(3サイクル)までは ΣT_v の推移は試験体に差はないが、最大耐力時に横補強筋量の多いPHの方が大きな値を示し、また、その後の低下の割合が小さい。両試験体とも最大耐力時の鉛直補強筋力はそれほど大差ないが、PLでは補強筋力の減少が著しくこれがPHとの差となっている。

B8シリーズでは梁主筋の付着を完全に喪失させたMHUBでは軸力導入時の鉄筋負担力を保持したまま柱筋力・補強筋力共に推移して、剪断亀裂の発生が少なかったHLも鉛直力の変動は小さかった。剪断亀裂の発生が多いほど鉛直筋力の増大がみられたが、補強筋力の割合には差がなかった。MHやLHでも大変形時には補強筋(柱中段筋)が軸力を負担する現象がみられた。

鉛直鉄筋引張力が減少する理由としては接合部剪断亀裂の拡幅による接合部コアコンクリートの破壊が進むことによって鉄筋が負担する柱軸力の増大が考えられる。



Features of column behavior



Actions on a column within a joint

図4-7 Paulayによる接合部内での応力の釣合

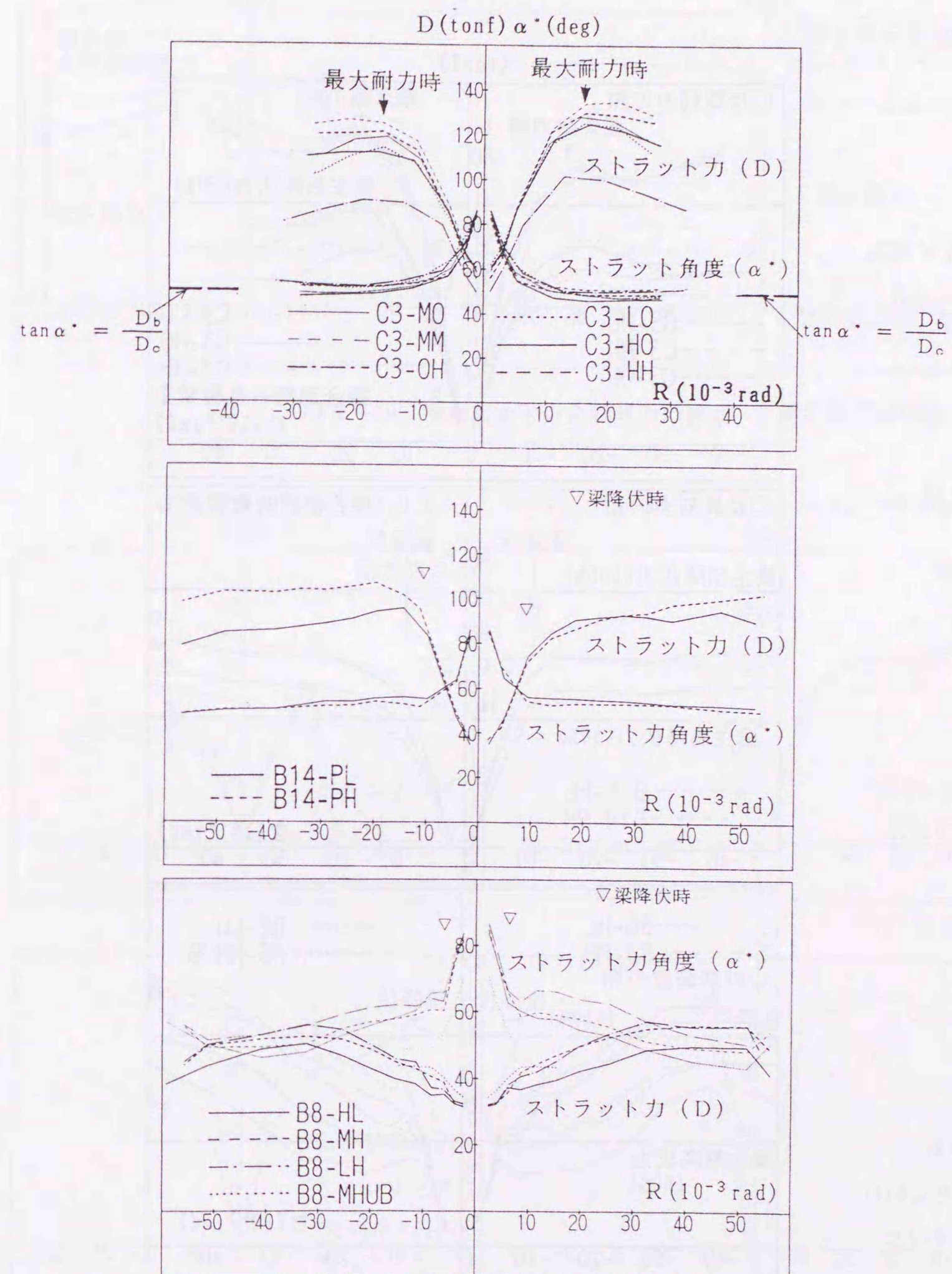


図4-8 鉄筋力から求めた接合部対角圧縮力（ストラット力）の推移

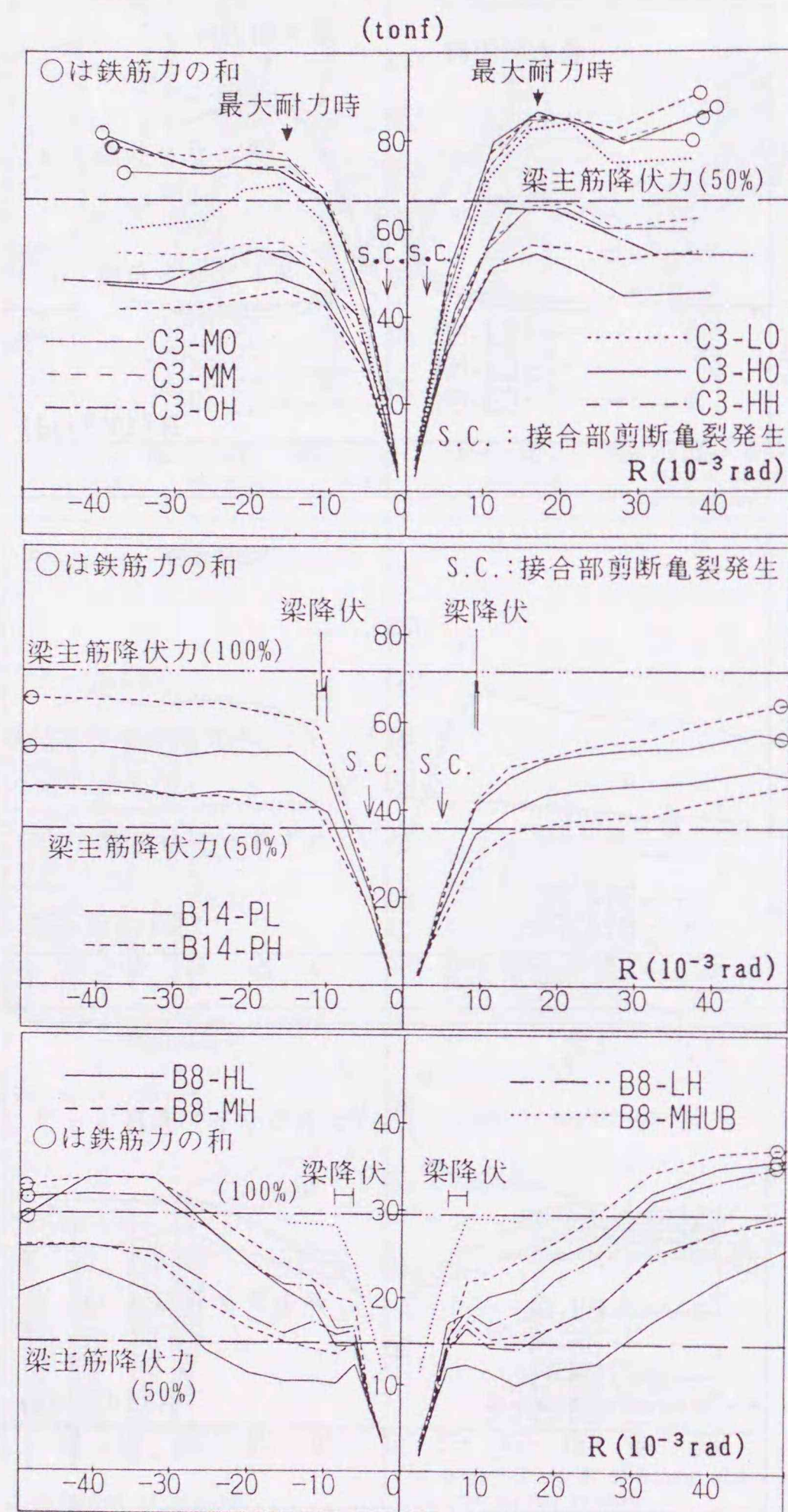


図4-9 接合部水平方向鉄筋力（ストラット力水平方向成分）の推移

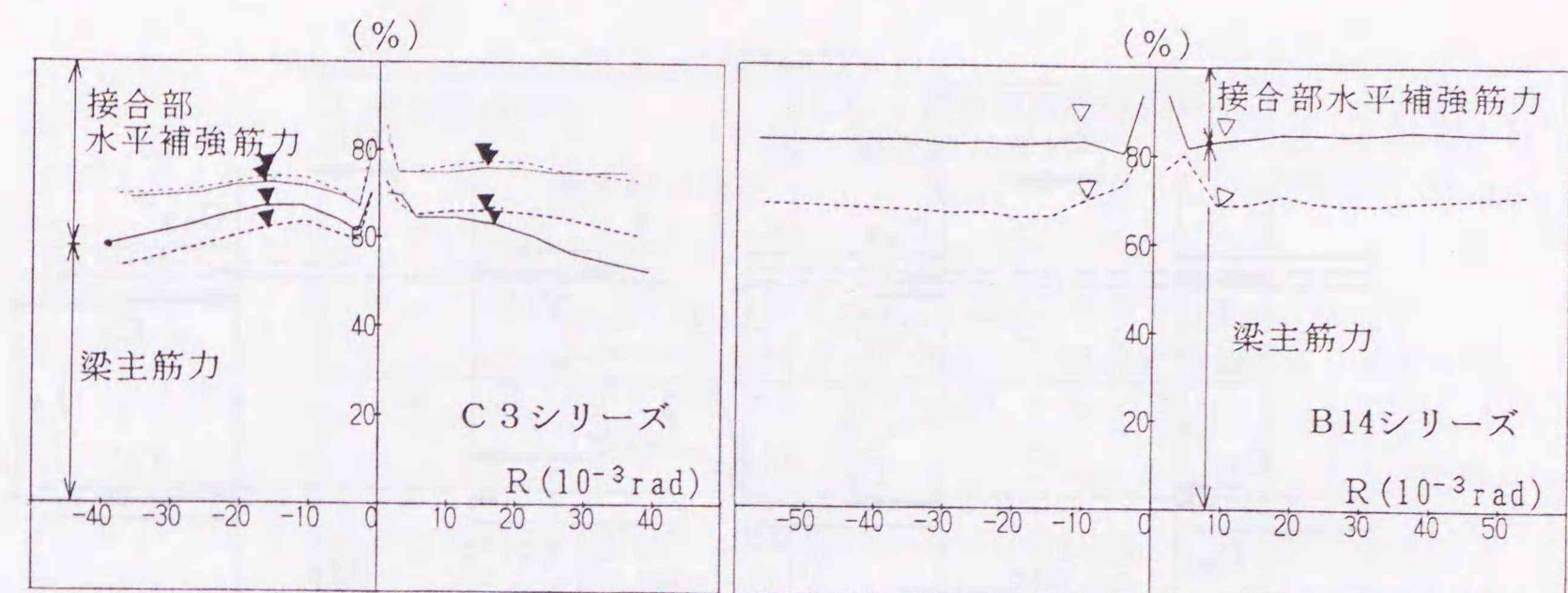


図4-10 接合部水平方向鉄筋力の構成（接合部中央断面）

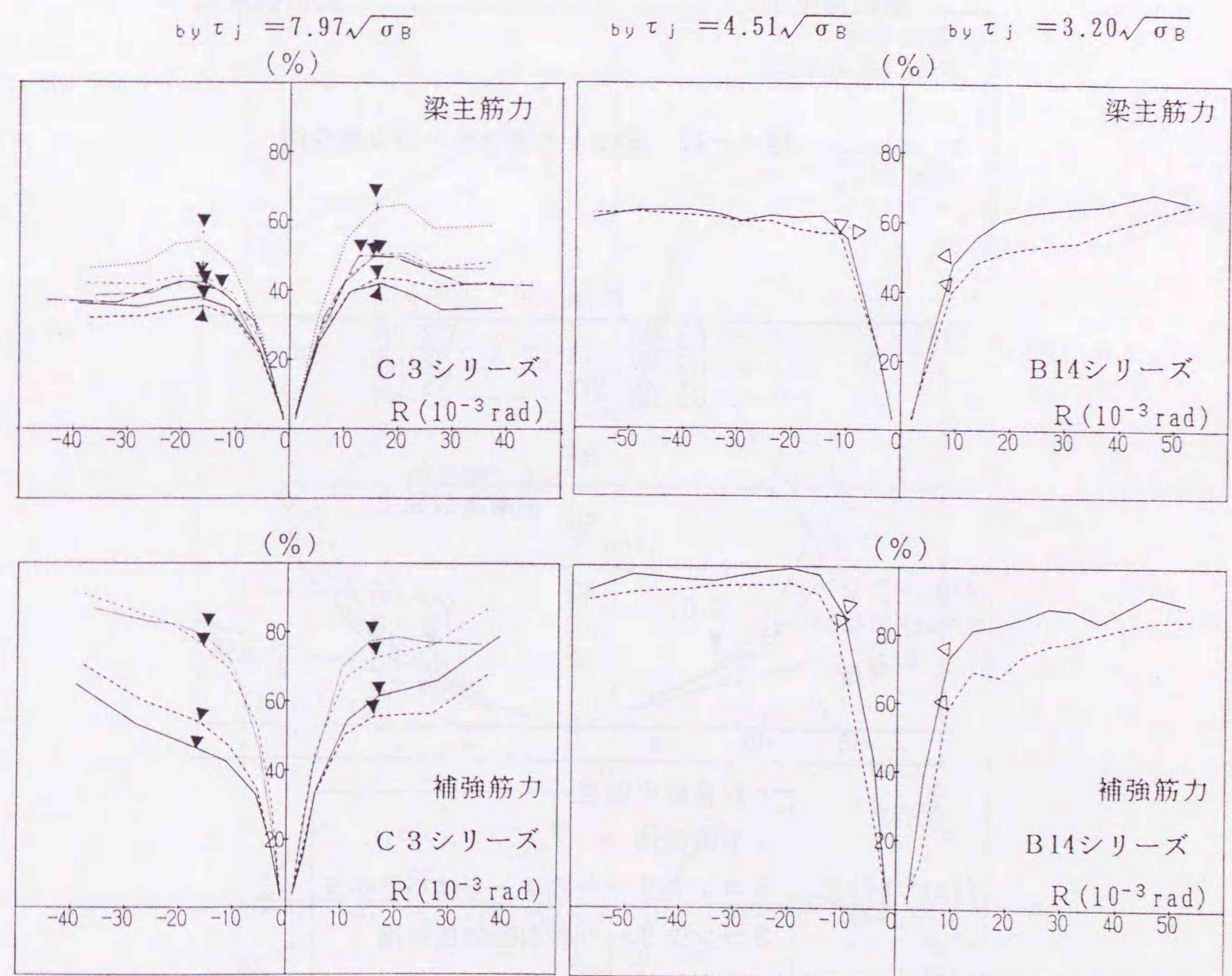


図4-11 接合部水平方向鉄筋力の降伏力に対する割合（接合部中央断面）

— C3-MO C3-L0 — B14-PL
 - - - C3-MM — C3-H0 - - - B14-PH
 - - - C3-OH - - - C3-HH ▼ 最大耐力時 ▽ 梁降伏時

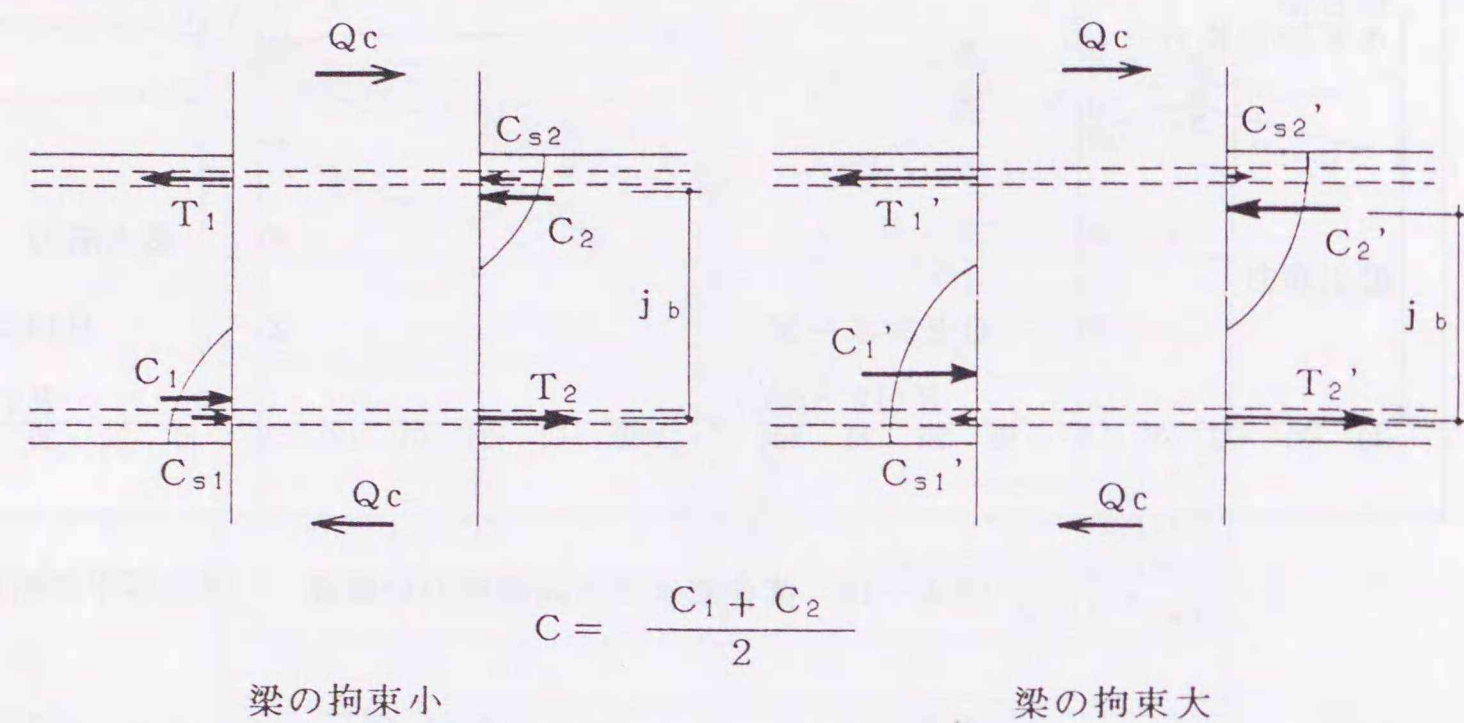
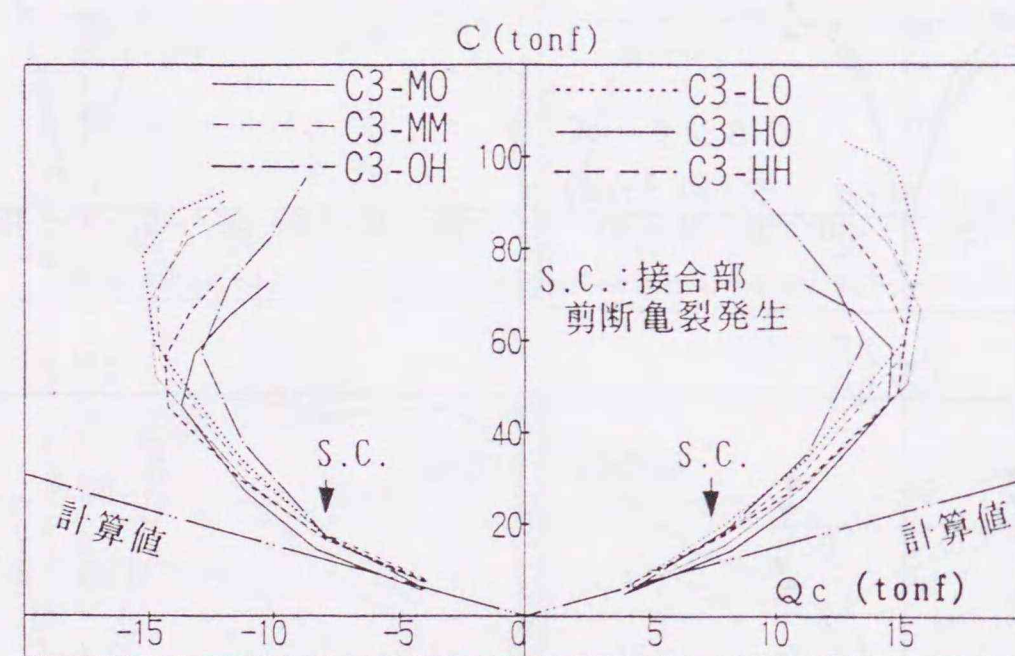


図4-12 梁による接合部の拘束概念図



- ・ 計算値の仮定
- 1 平面保持
 - 2 コンクリートの $\sigma - \epsilon$ はパラボラ
 - 3 コンクリートの引張強度無視
 - 4 完全付着

図4-13 梁端部コンクリート力の推移

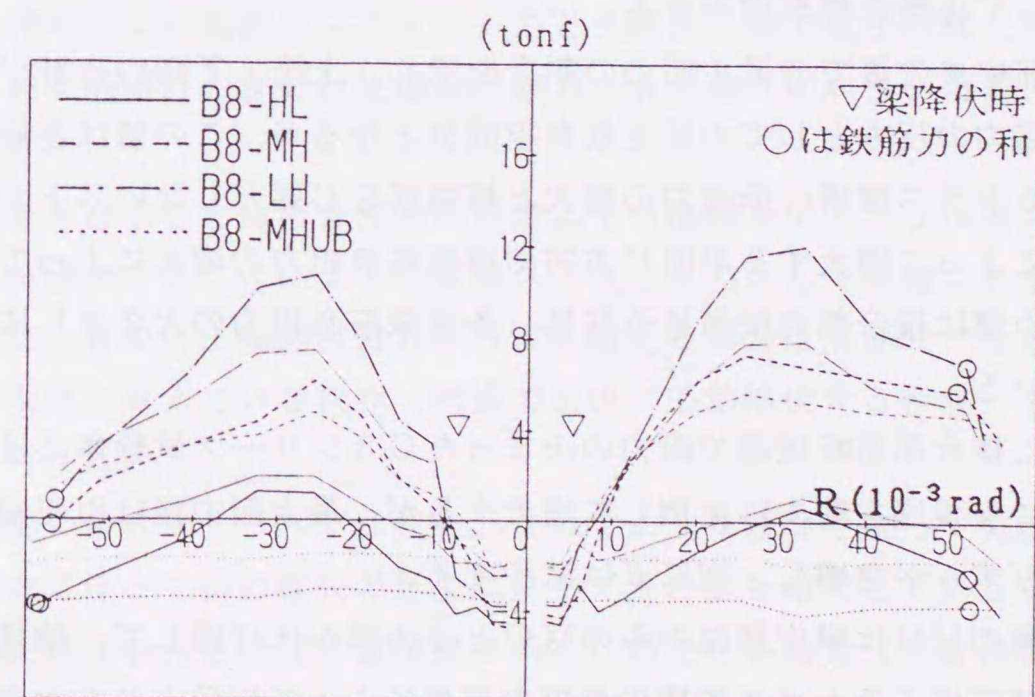
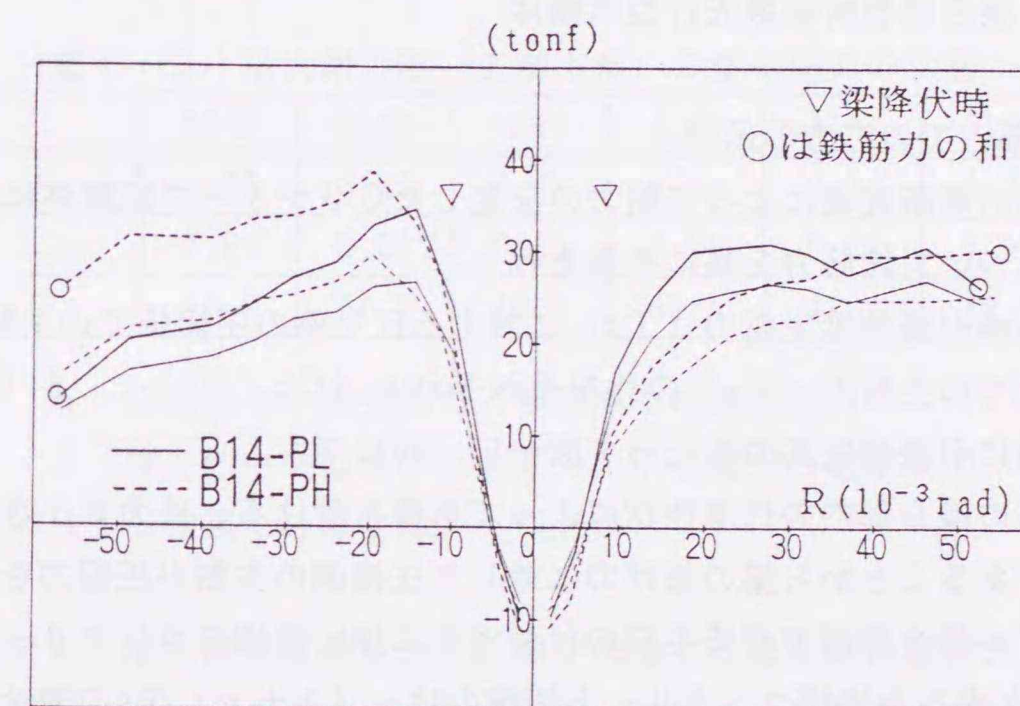
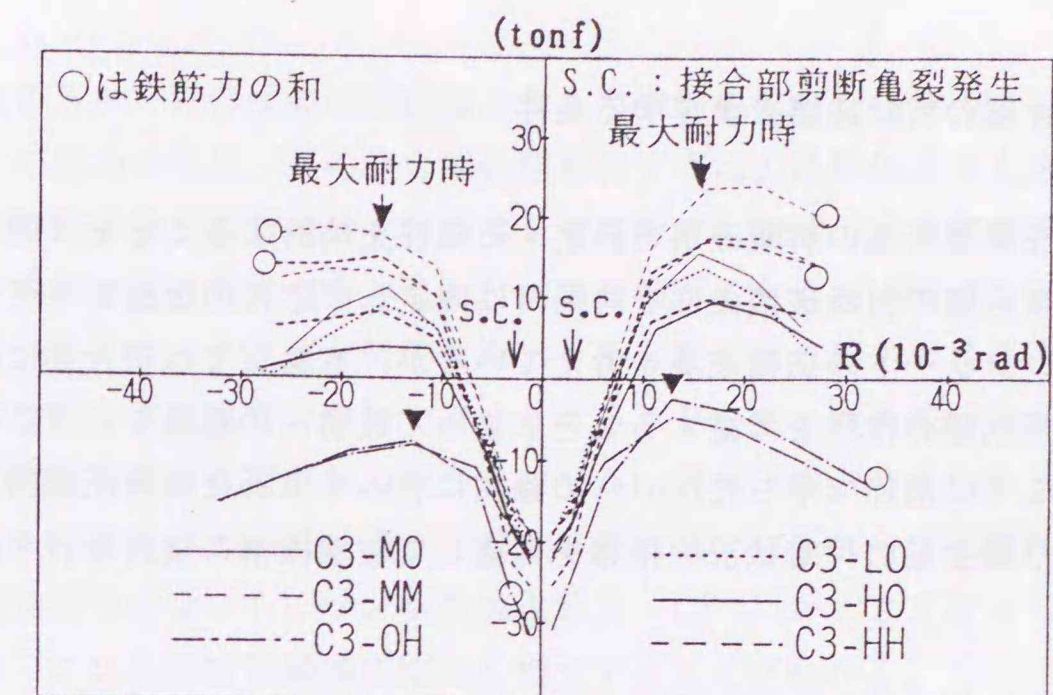


図4-14 接合部鉛直方向鉄筋力（ストラット力鉛直方向成分）の推移

第4節 接合部の剪断破壊を決定する条件

本節では柱梁接合部の剪断破壊を決定する条件を検討することを目的としている。既往の研究では接合部の剪断破壊条件を終局時に限定して応力の伝達をモデル化し破壊条件として対角コンクリートの圧縮破壊を考えているが、本論文では接合部に作用する力の大きさとその作用状態の推移を考慮することによって破壊への過程を示すことを考えている。従って、ここでは前節で示したPaulayの論文に従って求めた対角圧縮力の大きさとその成分の割合及び梁主筋の付着状況の推移を考慮して破壊機構の検討を行う。

4-4-1 接合部剪断破壊先行型試験体

(1) 柱梁接合部内での応力の伝達

柱梁接合部の剪断破壊によって耐力の決定したC3シリーズ試験体について接合部内の応力の伝達について鉄筋力を基に考察を行う。

まず、接合部端引張側梁主筋力(Ts)に対する反対側の圧縮端での主筋力(Cs)と接合部中央位置での主筋力(T₀)の比をそれぞれ α (Cs/Ts)、 β (T_0/Ts)としその推移を横軸に引張端主筋力をとって図4-15、16に示す。

α は梁主筋の接合部内の付着性状によって影響を受ける。外力が小さい初期の段階では付着が完全であることから梁の曲げ力に対して圧縮側の主筋が圧縮力を負担するので α は負の値となるが接合部内での梁主筋の付着劣化に伴い梁端のコンクリート圧縮力〔引張端主筋力をTsとすると梁端コンクリート圧縮力は $-(1+\alpha)Ts$ で表せられる〕が増大することによって係数の値が増大する。

β は接合部中央位置での梁主筋力の割合を示し、上端・下端の合計がPaulayの論文で考える対角圧縮力の反力としての梁主筋負担成分となるが、この値は主筋に直交方向の補強筋が関与するトラス機構の伝達力の増大と補強筋を必要としないストラット機構による伝達力の増大によって増大するが同じ方向の補強筋負担力の増大によって減少する値である。従って、 β の値は接合部の縦横補強筋量(各補強筋負担力の大きさ)によってその値の推移が違っている。

梁降伏前に接合部剪断破壊で耐力が決まったC3シリーズ試験体では最大耐力近くまでは α 、 β 共に引張端主筋力に比例して増大するが、最大耐力後は引張端主筋力が頭打ちになるのに拘らず α が急増し、逆に β は減少する。

縦横高補強のHHは横中補強のみのMOと β の値がほぼ同じで、縦横中補強のMMでは縦補強筋の存在によるトラス機構の負担力発生によってMOよりも大きな値となっている。いずれの試験体も α の値は最初0.2~0.4の範囲にあって最大耐力時までには引張端主筋力

に比例して増大するが、HOは他の試験体よりも引張端主筋力が一番小さい値で最大耐力を迎えそこで α の増大が生じ、 β の値も補強筋を有する他の試験体よりも大きな値で推移している。全試験体で最大耐力時の β の値は正加力時で0.6~0.7、負加力時で0.5~0.6の範囲にあり、 α の値は正・負加力時共に0.2~0.4の範囲にある。表4-2に正加力最大耐力時の各試験体について α 、 β 及び引張側主筋力を示した。接合部の対角圧縮力の水平成分は梁主筋力と接合部水平補強筋力の和で表せられることから、対角圧縮力が同じ場合には補強筋のない試験体の場合は梁主筋力が大きくなる。対角圧縮力のうち梁主筋力負担分は $2\beta Ts$ で表せられるが、 β の差は接合部補強筋量の違いに関わらず試験体相互にそれほど差がないが補強筋の少ないものほど引張端主筋力(Ts)が大きくなって梁主筋負担分が大きくなるが、これと同時に梁端圧縮力も増大することがわかる。

表4-2 最大耐力時(正加力時)の梁主筋力の状態

	MO	MM	OH	LO	HO	HH
α	0.27	0.40	0.45	0.34	0.34	0.29
β	0.61	0.63	0.65	0.69	0.62	0.58
Ts	52.8	51.8	49.6	59.9	43.7	48.8

α : 圧縮端での梁主筋力/引張端での梁主筋力

β : 接合部中央位置の梁主筋力/引張端での梁主筋力

Ts : 引張端での梁主筋力 (tonf)

β から α を減ずると接合部圧縮側半分の間で伝達する梁主筋付着力の引張端主筋力との比になる。表4-3は縦に α の値、横に β の値をとりその交わる欄に圧縮側付着力の比を記したもので、枠の外には梁端コンクリート力と引張側付着力を引張端主筋力で規準化した値を示した。表の網掛けの部分は圧縮側付着力が負の値(逆向きの付着力)になる部分である。

表中の α が大きくなることは接合部内の付着劣化の進展を示し、 β が増大することは再配分される応力が増大することによって対角ストラット力として伝達される力が多くなることを示す。また、表中の圧縮側付着力が1.0を越える場合は局部的ではあるが接合部内の梁主筋の付着指標で考えている状態(両端で引張/圧縮降伏する状態)よりも厳しい状態であると考えられる。

接合部剪断破壊のC3シリーズでは図4-17に示すような経緯を辿って破壊に至っている。即ち、加力の増大に伴って斜め亀裂の発生によって β の値も増大しているがこの試験体では梁成に比べて鉄筋径が大きい(付着指標が悪い)ので α が増大(付着性状が悪くなる)する。最大耐力後は β の値が頭打ちになって α の値のみ急増すると共に β がその後減少し

表 4-3 梁主筋力の状態による圧縮側付着力

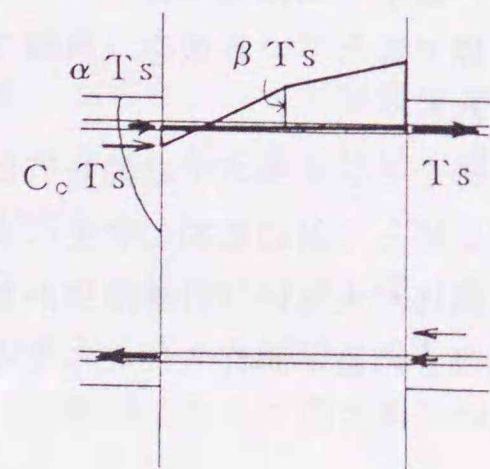
Cc	α	Rs	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0
		β	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
-0.0	-1.0		1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
-0.1	-0.9		0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9
-0.2	-0.8		0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
-0.3	-0.7		0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.4	1.6	1.7
-0.4	-0.6		0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.3	1.5	1.6
-0.5	-0.5		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.2	1.4	1.5
-0.6	-0.4		0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.1	1.3	1.4
-0.7	-0.3		0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3
-0.8	-0.2		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
-0.9	-0.1		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
-1.0	0		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
-1.1	0.1		-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
-1.2	0.2		-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
-1.3	0.3		-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
-1.4	0.4		-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
-1.5	0.5		-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
-1.6	0.6		-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4
-1.7	0.7		-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3
-1.8	0.8		-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2
-1.9	0.9		-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1
-2.0	1.0		-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0

α : 圧縮側梁主筋力 / 引張側梁主筋力

β : 接合部中央位置梁主筋力 / 引張側梁主筋力

Cc : 梁端コンクリート圧縮力 / 引張側梁主筋力 Rs : 引張側梁主筋付着力 / 引張側梁主筋力

網掛けは圧縮側付着力が負になる場合を示す



て耐力を失う。

以上から、上端・下端の主筋量が同じである場合には（違う量の場合には上端筋・下端筋について変数を変えて同じように扱える）

$$\text{圧縮側付着力} \quad \Delta_b T_c = (\beta - \alpha) T_s \quad (4-4)$$

$$\text{引張側付着力} \quad \Delta_b T_t = (1 - \beta) T_s \quad (4-5)$$

$$\text{梁端コンクリート力} \quad {}_b C = -(1 + \alpha) T_s \quad (4-6)$$

の関係がある。ここでは引張力を正、圧縮力を負で表す。

これら全てを加えると

$$\Delta_b T_c + \Delta_b T_t - {}_b C = 2 T_s \quad (4-7)$$

接合部水平剪断力は

$$Q_{jh} = 2 T_s - Q_c \quad (4-8)$$

と表せられるから

$$\Delta_b T_c + \Delta_b T_t - {}_b C = Q_{jh} + Q_c \quad (4-9)$$

$$\Delta_b T_c - {}_b C - Q_c + \Delta_b T_t = Q_{jh} \quad (4-10)$$

圧縮側から入力される成分から引張側の入力成分を引くと

$$\Delta_b T_c - {}_b C - \Delta_b T_t = 2 \beta T_s \quad (4-11)$$

また、Paulayの論文から

$$Q_{jh} = 2 \beta T_s + W_h \quad (4-12)$$

ここで、 W_h : 接合部中央鉛直断面を横切る接合部水平補強筋力の和

(4-12)式を変形して、

$$\begin{aligned} W_h &= Q_{jh} - 2 \beta T_s \\ &= 2 (1 - \beta) T_s - Q_c \end{aligned} \quad (4-13)$$

ここで、実験結果を代入して検討を行う。

接合部補強筋の無いLOでは最大耐力時のそれぞれの値はおおよそ $\alpha = 0.34$ 、 $\beta = 0.69$ である。以後引張端主筋力で規準化する。

$$\angle_b T_c = (\beta - \alpha) T_s = 0.35 T_s$$

$$\angle_b T_t = (1 - \beta) T_s = 0.31 T_s$$

$${}_b C = -(1 + \alpha) T_s = -1.34 T_s$$

梁の応力中心距離を $7d/8$ とすれば 弾性解析で $Q_c = 0.356 T_s$

以上から、計算すると式(4-13)から $W_h = (0.62 - 0.36) T_s = 0.26 T_s$ となり接合部補強筋力が必要となる。しかし、もう一度対角圧縮力の成分を圧縮側の入力と考えると

$$D_h = -{}_b C + \angle_b T_c = (1.34 + 0.35) T_s = 1.69 T_s$$

ここで、 D_h ：対角圧縮力の水平成分

となって、 W_h に相当する入力と考えられるがこれは Paulayの論文による横補強筋の無い場合の対角圧縮力の水平成分 $2\beta T_s$ ($1.38 T_s$) に一致しない。そこで、この不足分がどの様に伝達されているか (Paulayの考え方に不足している分) を考察する。この試験体に限らず、梁の応力中心距離を $7d/8$ として求めるとPaulayの論文で示す $D_h = Q_{jh}$ の關係が最大耐力時にも成り立たない。初期には $D_h < Q_{jh}$ となるが、これは剪断力がコンクリートの引張力の伝達が有効なために対角圧縮力を必要としない伝達機構で伝達されることが考えられるが、最大耐力近くでは逆に $D_h > Q_{jh}$ となる。

図4-18は横軸に梁端圧縮コンクリート力を取り縦軸に引張端主筋力と中央での梁主筋力の上端下端の合計 ($2\beta T_s$)、対角圧縮力水平成分 ($2\beta T_s + W_h$) の推移を示した図である。補強筋のほとんど無いL Oが最大耐力時の柱剪断力はほぼ同程度なのに対し他の試験体に比べ (OHを除く) 梁端圧縮力が大きく、引張端梁主筋力も大きいことに気付く。これは、横補強筋分胆力 W_h の分が圧縮側から追加されその分梁主筋力が増大しさらに柱梁を含む骨組全体の力の釣合から梁の応力中心距離が小さくなったと考えられる。これについて梁端位置での梁主筋力の釣合からコンクリート圧縮合力とその作用位置を計算した結果 (図4-19に示す) から応力中心距離は最大耐力時で約20cm ($3d/5$) であった。これによる柱剪断力は $Q_c = 0.27 T_s$ となって見かけ上減少したことがわかる。

柱剪断力 Q_c は梁の曲げ亀裂の発生による引張側断面の喪失を考えると圧縮域の付着力 $\angle_b T_c$ によって負担され、付着が全く無い場合にはCによって負担されることが考えられる。このことは、接合部内での梁主筋付着の無いB 8-MHUBでは梁端でのコンクリート圧縮破壊が顕著であったことに対応する。引張側付着力 $\angle_b T_t$ は接合部隅角部各部のコンクリートによって伝達される機構を形成するが横補強筋が無い場合にはこの力は対角圧縮力に伝達される手段が無いのでストラット耐力には関係しない。横補強筋がある場合にはトラス機構によって反対側の柱筋位置に伝達されることが考えられ、これによって引張側付着力が対角圧縮力に加算されることになる。図4-20は引張側付着力と横補強筋力の推移を示したものであるがその推移が概ね対応している。ただ、高補強のものは引張側付着力を大

きく上回ることから圧縮側付着力の一部を負担していると考えられる。また、横補強筋の無い場合の引張域の付着力は図4-21に示すようにコンクリートの引張強度に依存する隅角部での伝達に使用されることが考える。

以上から、梁端圧縮力と圧縮域の付着力から柱剪断力を引いて

$$1.69 T_s - 0.356 T_s = 1.33 T_s$$

応力中心距離の減少を考慮して

$$1.69 T_s - 0.27 T_s = 1.42 T_s$$

となって中央断面での梁主筋力におおよそ対応する。

以上から、補強筋の無い場合には梁端コンクリート及び圧縮域の梁筋付着力によるストラット力の追加によって応力の伝達が行われ、それに伴って梁引張端主筋力の増大が行われたことが示された。

鉛直方向の柱主筋力・接合部鉛直補強筋力については負担力の成分等の考察については前項で行ったが詳細な検討は後述する。

(2) 接合部対角圧縮力による破壊条件

前項では接合部内を伝達する応力について考察を行ったが、ここではそれを負担する断面に対して破壊を決定する条件を検討する。

既往の研究で行われているように、破壊の条件を接合部中央断面での対角圧縮力がそれを負担する有効断面のコンクリート有効強度を越える場合に生じると考え、最大耐力時の対角圧縮力による作用応力度を計算しこの結果を用いて接合部に適用できるコンクリートの圧縮強度低減係数の検討を以下に行う。

まず、接合部の鉛直・水平断面に作用する応力度からモールの応力円を用いて接合部中央部に作用する主応力を算定する。ここでは、主圧縮力に直交する方向のコンクリートの引張力は無いものとする。応力度算定のための有効断面は最大耐力時を想定し接合部有効幅を柱幅と梁幅の平均値、成方向は柱成および梁成とする水平および鉛直断面と考える。有効断面の採り方については議論のあるところで、例えば水平断面について柱軸力に対する負担断面として柱コア断面が考えられることからこれを有効断面として考えたり、鉛直断面では成方向は梁主筋間距離が有効とする考えもあるが、ここでは簡単に接合部内の応力度算定のために接合部剪断応力度算定用の断面を元に有効断面を仮定した。

$$\sigma_h = D_h / (b_j \cdot D_b) = \Sigma T_b' / (b_j \cdot D_b)$$

$$\sigma_v = D_v / (b_j \cdot D_c) = \Sigma T_c' / (b_j \cdot D_c)$$

$$\sigma_t = 0 \quad (\text{コンクリートの引張応力を無視})$$

ここで、 b_j : 接合部有効幅 (柱幅と梁幅の平均)

図4-22に示すモールの円から、

$$\sigma_2 = \sigma_h + \sigma_v \quad (4-14)$$

最大耐力時のコンクリートは剪断亀裂の発生によって損傷を受けているのでコンクリートの有効強度を定義して破壊条件を与える必要がある。コンクリート圧縮強度低減係数についての研究は平板の実験等によって盛んに行われている。

Collins[4-3, 4, 5]らは図4-23に示す鉄筋コンクリート平板の剪断実験によってコンクリートの圧縮強度が対角方向の引張歪の存在によって低減されることに着目しコンクリート強度の低減係数の算定式として次式を提案した。尚、試験体のコンクリート強度は11~35 MPa(108~340kgf/cm²)であった。

$$\lambda_c = \frac{1}{0.80 + 0.34 \cdot (\epsilon_{1u} / \epsilon_0)} \quad (\leq 1) \quad (4-15)$$

ϵ_{1u} : 圧縮破壊時平均引張歪度 (直交方向)

ϵ_0 : シリンダー圧縮強度時軸歪度

野口[4-12]はCollinsらの式を図4-24に示すような2軸載荷型の実験による結果に適用した場合、引張歪が小さい ($\epsilon_{1u} / \epsilon_0 = 2.5$) 段階では適合するがそれより大きい場合には過小評価になることを実験結果によって示し、2軸載荷の場合の提案式として上式の修正式を示した。試験体のコンクリート強度は250kgf/cm²であった。

$$\lambda_N = \frac{1}{0.27 + 0.96 \cdot (\epsilon_{1u} / \epsilon_0)^{0.167}} \quad (\leq 1) \quad (4-16)$$

両者の実験を比較した場合試験体に対する加力方法が異なっていることから、圧縮力の作用方向と補強筋の角度、コンクリートに入力される力の時刻歴等が違っている。その違いを図4-25に示す。Collinsの実験における標準的な応力導入方法は平板の外周のシアキーから外周縁に沿って剪断力が漸増入力され対角圧縮力は直交する方向の力の合力として作用するが同時に引張力も作用する。従って、圧縮力の導入には必ず引張力の増大が伴い、鉄筋が降伏した場合には引張歪度の急増が生じる。これに対し、野口の実験では最初に引

張力は鉄筋の付着力によって所定の引張歪度が得られるまで入力し、この時の引張力を維持した状態で圧縮力を直交方向の端面から最大耐力まで入力している。言い替えれば圧縮力と引張力の比率は刻々変化していることになり、また、最大耐力時の引張歪度は初期引張力導入時と大きく変わらない結果となっている。どちらの式も平板の単調載荷実験から得られたものである。接合部の対角コンクリートの有効強度を評価する際に両式の適合性に関する議論は後述するとして、ここでは両方の式を用いて実験結果との比較を行う。

表4-4に(4-14)式によってC3シリーズ試験体の最大耐力時の対角圧縮応力度 σ_2 を求め、シリンダー試験のコンクリート圧縮強度 σ_B との比を λ (実)として求めた。この時の接合部対角引張歪度実験値を用いて(4-15)、(4-16)式から求めたコンクリートの強度低減係数計算値 λ_c と λ_N の比較を示す。

表4-4 最大耐力時の対角圧縮力とコンクリート強度低減係数

試験体	σ_x	σ_y	σ_2	λ (実)	ϵ_{1u}	λ_c (計)	λ_N (計)
MO 333	97 86	129 123	226 209	0.68 0.63	8803 9635	0.50 0.47	0.69 0.68
MM 330	96 88	140 132	236 220	0.72 0.67	10446 13078	0.45 0.39	0.67 0.65
OH 321	74 59	105 98	179 158	0.56 0.49	7212 8260	0.56 0.52	0.71 0.69
LO 323	94 80	126 120	221 201	0.68 0.62	8802 10743	0.50 0.44	0.69 0.67
HO 320	99 84	121 113	220 197	0.69 0.62	11764 13272	0.42 0.38	0.66 0.65
HH 334	98 85	131 128	228 213	0.68 0.64	10396 13174	0.45 0.39	0.67 0.65

上段：正加力時 下段：負加力時

試験体名の下数字はコンクリート圧縮強度 σ_B (kgf/cm²)

σ_x, σ_y : 鉛直、水平方向応力度 (kgf/cm²) σ_2 : 主圧縮応力度 (kgf/cm²)

ϵ_{1u} : 接合部対角引張歪度 (μ)

λ : コンクリート圧縮強度低減係数 (実験 : σ_2 / σ_B , C : Collins, N : 野口)

低減係数の実験値と計算値を比較するとOHではCollinsによる低減係数の対応がよいがその他の試験体については野口の提案式による係数の対応がよい。ここで正加力時と負加力時の比較では負加力時の値が正加力時の値に比べ必ず小さいが、これは繰り返し加力の各サイクルピーク時変位を漸増加力しているため負加力時ではその直前の正加力時に必ず新しい損傷が生じているためであると考えられる。有効強度の加力方向による影響を検討するために、表4-5に正負加力時の比較を示す。

表4-5 主圧縮応力度の比較（正・負加力時）

試験体	正加力	負加力	負／正	λ_c 負／正	λ_N 負／正
C3-MO	226	209	0.925	0.940	0.985
C3-MM	236	220	0.932	0.867	0.970
C3-OH	179	158	0.883	0.929	0.972
C3-LO	221	201	0.910	0.880	0.971
C3-HO	220	197	0.896	0.905	0.985
C3-HH	228	213	0.934	0.867	0.970

主圧縮応力度 (kgf/cm²)

正負加力時の差の要因には負加力時の方が一般に接合部対角引張歪が大きくなることが含まれることからその要因を除くために表中に対角引張歪の違いによる低減係数の正負での比較を示す。表から実験結果は負加力時の値が正加力時に比べて0.89~0.93程度の値を示すが、2000 μ 程度になる接合部対角引張歪度の違いによる影響により野口式では0.97程度（OH以外）、Collins式では0.93程度（OH）低くなっていることから、加力の影響そのものでは0.95程度低減していることになる。この原因については正加力時に発生する新しい亀裂が必ず先行するので正加力時に比べ新しい圧縮方向の対角コンクリートの損傷、すなわち圧縮力が伝達する場を横切る剪断亀裂があるので有効強度がさらに減少していることが考えられる。しかし、このような変位漸増両振り繰り返し加力に伴う有効強度の劣化に関するの研究は行われていないのでさらに検討する問題であると考え。

接合部の有効圧縮強度の評価法を検討するために図4-26に横軸に対角引張歪度、縦軸に主圧縮応力度をとった図を示す。また、併せて(4-15)(4-16)式で定義される強度低減係数をC3シリーズ試験体の平均コンクリート圧縮強度 $\sigma_B = 330 \text{ kgf/cm}^2$ に乗じた値の推移と、負加力時の影響を考慮してさらに0.95を乗じた値の推移を示した。

全ての試験体はCollins式で定義される有効強度を越えると曲線の勾配が急変している。特に、OHでは前述したようにこの有効強度で最大耐力が決定している。また、他の試験体ではその後野口式で定義される有効強度で最大耐力が決定している。実験結果によれば明らかに主圧縮力の増大変化点が存在することと、前述したようにコンクリート有効強度を定義する両式では導いた実験の加力方式が違ふことから接合部における力の入力経路の変化について考察を行う。

接合部対角圧縮力として作用する応力は接合する梁と柱の曲げによる圧縮断面力（＝部材端コンクリート合力＋圧縮筋力）及び接合部圧縮域内主筋付着力として入力される。接

合部引張域内の付着力は斜め引張力をコンクリートに導入する。すなわち付着力によって伝達される割合が大きい場合には剪断入力型に近く、付着力が失われた場合にはこの付着力が梁端圧縮力として直接接合部に導入される割合が増大するために引張力のコンクリートへの導入は減少し、2軸入力型の入力形式に近づくと予測できる。

ここで、接合部に入力される力の水平・鉛直方向での経路を考察する。

図4-27(a)、(b)に示すように接合部の中央位置で断面に生じている圧縮力は

$$\begin{aligned} \text{水平方向} \quad \Sigma T_b' &= b_c C + \angle_b T_c - \angle_b T_t + W_h \\ &= \{ (1 + \alpha) + (\beta - \alpha) - (1 - \beta) \} T_s + W_h \\ &= 2\beta T_s + W_h \end{aligned} \quad (4-17)$$

$$\text{鉛直方向} \quad \Sigma T_o' = N + o_c C + \angle_o T_c - \angle_o T_t + W_v \quad (4-18)$$

$\Sigma T_b'$: 接合部中央鉛直断面に作用する圧縮力

$b_c C$: 梁端コンクリート圧縮力 $\angle_b T_c$: 接合部圧縮域での梁主筋付着力

$\angle_b T_t$: 接合部引張域での梁主筋付着力 W_h : 接合部補強筋力

α : T_c / T_s T_c : 接合部圧縮域での梁主筋力 T_s : 接合部引張端での梁主筋力

β : T_o / T_s T_o : 接合部中央での梁主筋力

$\Sigma T_o'$: 接合部中央水平断面に作用する圧縮力

N : 柱軸力 $o_c C$: 柱端コンクリート圧縮力

$\angle_o T_c$: 接合部圧縮域での柱主筋付着力 $\angle_o T_t$: 接合部引張域での柱主筋付着力

W_v : 接合部鉛直補強筋力

i) 水平方向に作用する力の推移

図4-28にC3シリーズ試験体の梁から接合部に入力される圧縮力の成分と接合部水平補強筋の作用力の推移を示す。図示している力のうち梁端コンクリート圧縮力 ($b_c C$)、補強筋力 (W_h) は接合部コアコンクリートに1軸応力として作用（直圧縮力）するが、梁主筋付着力 ($\angle_b T_c$ 、 $\angle_b T_t$) は必ず引張力を伴い、これによってコンクリートに対角方向の亀裂を生じる。各力の推移を比較すると最初付着力による入力割合が大きい最大耐力直前から頭打ちになって値が減少するが梁端圧縮力は増大を続ける。梁主筋付着力は最大耐力時までは引張側・圧縮側とも増大しているが耐力後は圧縮側で付着劣化が生じて減少している。接合部水平補強筋力は剪断亀裂発生時に増大するが、接合部コンクリートが損傷を受け外側に膨張するのを拘束する締め付け力（反力）として作用すると考えられるので漸増を続ける。しかし、最終的に接合部水平補強筋は全降伏力に達していない。

ii) 鉛直方向に作用する力の推移

図4-29にC3シリーズ試験体について梁の場合と同様に接合部に入力される圧縮力の成分と接合部鉛直補強筋の作用力の推移を示す。梁の場合と違って柱には一定の軸

圧縮力が作用していることから、これを考慮した。OH以外の試験体は導入した軸力以上の圧縮力が接合部中央断面（ΣT。）に作用する。その大きさはおよそ柱端に発生するコンクリート圧縮力に等しいが接合部鉛直補強筋のあるものはその負担力の分だけ大きくなっている。接合部鉛直補強筋は作用力は縦方向におおよそ一定であり接合部を上下から拘束するように作用していると考えられる。最大耐力まで柱筋付着力は漸増するがその後接合部中央断面に作用する力の約半分の値に頭打ちになる。付着力は圧縮側・引張側付着力ともほぼ同じ値で推移することから付着は健全であると判断できる。

iii) 接合部に作用する圧縮力の性質

前述したように梁・柱から接合部に入力される力のうち、主筋周りの付着力として作用する力是对角圧縮力の成分として作用すると共にそれと直交する引張力としても作用する。最大耐力時に付着力が頭打ちになるのは、接合部コアコンクリートが対角引張歪によって有効圧縮強度が劣化することでそれ以上の付着力による入力が制限されることと考えられる。最大耐力以降は耐力が低下していくのにも拘らず梁端コンクリート圧縮力が増加しているのは、前述した梁の応力中心距離が減少することと付着力が直接圧縮力に置換されていくことによる。従って、接合部は最初付着力による入力が多いことから対角圧縮コンクリートの有効強度を求めるにはCollins らの実験の応力状態が近いと考えられるし、その後付着力が減少していくと直接圧縮力として入力される力の増大に伴って野口の実験の応力状態に近づくと考えられる。実験結果で荷重変形の大きな剛性低下点がCollins の式による有効強度で決定し、最大耐力が野口の有効強度式で決定した背景はこのようであると考える。接合部の設計では梁主筋の付着を健全に保つことが規定されていることから接合部の剪断耐力を評価するコンクリートの有効強度はCollins 式によるべきであると考ええる。その場合の接合部対角引張歪度の評価方法が問題として残る。

4-4-2 梁降伏先行型試験体

B14シリーズの試験体の最大耐力は梁降伏耐力で制限されたが、その後の繰り返し加力で入力の大きい負加力時に接合部の剪断破壊が原因と思われる耐力低下が認められた。そこで接合部対角圧縮力と有効コンクリート強度の検討を行って、梁降伏後の接合部剪断破壊への移行する条件について考察する。

小林、溜、小谷、青山[4-13] は接合部水平補強筋量、梁主筋量、柱軸力、柱中段筋量を変化させた6体の内部柱梁接合部試験体の加力実験を行い、梁が曲げ破壊したの値の接合部内応力伝達機構の変化に伴う接合部剪断破壊の移行の原因とその防止について実験的に検討を行った。その結果、次のことを明らかにした。

1) 梁の曲げ降伏が先行する接合部でも接合部剪断破壊が生じる。それは、梁曲げ降伏す

る時の接合部剪断応力度が接合部ひび割れ耐力の1.5倍程度、またはコンクリートの圧縮強度の1/3倍程度より大きい場合である。

2) 剪断破壊を防止するには接合部補強筋を増加するより接合部剪断入力量を低く抑えることが有効である。

3) 高軸力は接合部ひび割れ耐力の増大に有効であるが最大耐力後の低下を早める。

第1章に述べた既往の研究においても上記の1)の結果にみられるように、梁降伏後の接合部剪断破壊への以降は梁降伏時の接合部剪断応力度の大きさを条件としているものが殆どであるが、応力伝達機構の変化などの内的な条件を検討したものはない。

ここでは、梁の降伏後に接合部の剪断劣化の生じたB14シリーズ試験体についてC3シリーズと同じ方法によって検討を進める。B14シリーズの試験体は梁主筋が2段配筋されていて加力方向毎に入力量が変化するように特殊な配筋をしているため、通し配筋になっている外側筋についてC3シリーズ試験体と同様の考察を行う。負加力時にのみ内側筋についても同様の検討ができるので参考に示した。図4-30は横軸に引張端主筋力を取り外側筋の α の推移を示した図である。図4-31は同じく外側筋、内側筋について β の推移を示している。剪断亀裂発生時まではC3シリーズと同じように α 、 β 共に増大するが、梁降伏後の繰り返し加力時に梁圧縮筋の圧縮力負担に伴い α が減少し（圧縮域の付着力増大） β は0.6（PLの正加力時のみ0.7）程度のほぼ同じ値に留まっている。ただ、PLの正加力時は梁主筋のうち負加力時に降伏したものの割合が低かったために梁主筋の歪硬化に起因する曲げ亀裂の閉合の遅れによる主筋の圧縮力負担が行われずに α の値が一時正の値になっている。 β については内側筋、外側筋共に試験体毎の差はないが内側筋の β の増大が急である。従って、梁主筋の付着力は引張側では2試験体ともほぼ同じであるが圧縮側ではPHの方が若干大きいことが予想される。図4-32は外側筋について横軸に α 、縦軸に β をとったものである。表4-2と対応すると梁降伏後の圧縮域の付着力がかなり増大して接合部内部への応力伝達が主にこの付着力によって行われていることがわかる。正加力時には上述したようにPLの α の値が一時正の値になっていること、負加力時でもPHに比べPLの α の値の増加が大きかった。

柱梁接合部対角コンクリートの有効強度の推移を検討する前に、接合部の対角引張歪の推移をC3シリーズ試験体と併せて図4-33(a)、(b)に示す。図(a)は横軸に部材角をとった図であるが対角引張歪はC3シリーズに比べて入力量の小さいB14シリーズが小さい値で推移していることがわかる。また、C3シリーズでは横補強筋量の少ないLOが横補強筋量の大きな試験体に比べ引張歪が小さくB14シリーズでは逆に横補強筋量の大きな試験体が引張歪が小さくなっている。図(b)は横軸に接合部水平剪断力をとった図であるが、C3シリーズでは最大耐力時からB14シリーズでは梁降伏時から引張歪度が増大している。

従って、B14シリーズでは剪断入力量はC3シリーズに比べ小さいが梁降伏後の繰り返し加力による剪断亀裂の発生・伸展によって接合部対角引張歪が増大することで対角コンクリートの有効強度が減少し、最終的に剪断破壊へ移行したことが予想できる。

図4-34は縦軸に接合部対角引張歪度を、横軸にC3シリーズ試験体と同様に求めた接合部主圧縮応力度をとった図であり、図中に両試験体の平均コンクリート強度に対して計算したコンクリートの有効圧縮強度（Collins、野口両式による）を極太線で示した。また、実験結果の太線は接合部表面で細線は接合部の厚さ方向の中心で計測した対角引張歪度を示している。正加力時には梁降伏後に主圧縮力の増大割合が急減してPL、PH共に大変形時には応力の再配分が行われおおよそ対角ストラット耐力近くまで主圧縮応力度が増大している。負加力時には両試験体共にCollins式による耐力値で制限を受けているがその達する経緯には差があり接合部水平補強筋量の少ないPLが対角引張歪度の増加が大きくPHよりも小さな耐力しか得られていない。これはPLでは梁降伏後に接合部水平補強筋の降伏が早期に広範囲に渡って生じたためであると考えられる。この現象をCollinsの実験結果で対比すれば、純剪断加力したCollinsの試験体のうち引張歪度を影響要因とするために補強筋量を変化させた場合に、補強筋量が少ない時には補強筋が降伏して平均引張歪度が大きくなって有効強度が低下する結果に対応すると考えられる。

図4-35、36に接合部の水平・鉛直方向に作用する力の各成分の推移を示したものである。

i) 水平方向に作用する力の推移

正加力時はPLでは梁降伏後も各成分の推移は変わらないが、PHでは $R=25 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度で圧縮側付着力の増大で梁端コンクリート力の割合が減少する。負加力時は梁降伏前までは梁端コンクリート力も増大するが、第4章第2節で述べたように正加力側で降伏した後に主筋が塑性化すると梁付根部での圧縮筋の圧縮力負担増大に伴い、梁端コンクリート力が減って梁主筋付着力が増大している。

ii) 鉛直方向に作用する力の推移

柱中央断面に軸力以上の力が作用しているが、これは圧縮側の付着力が引張側の付着力を大きく上回っていることによる。これは、梁の曲げ亀裂の伸展・拡幅によって接合部引張側の柱主筋に対する拘束力が低下することが原因と考えられる。C3シリーズ試験体では引張側・圧縮側付着力の大きさには差がなかった。また、剪断入力の大きい負加力時にPLの鉛直力が小さくなるのは接合部圧縮域の柱主筋付着力の影響と鉛直補強筋力の差による。

iii) 接合部に作用する圧縮力の性質

水平方向では梁主筋の降伏による接合部圧縮域での梁主筋付着力の増大と逆に梁端コンクリート力の減少が生じ、鉛直方向では接合部引張側の柱主筋付着力が低下するが逆に圧縮側付着力の増大するので、総合的にみると付着力による接合部への圧縮力導入の割合が増大する。従って、B14シリーズ試験体では接合部内に入力される応力が付着力によって

入力される割合が高くなったためにCollinsの実験の応力状態に近くなり、耐力がCollinsの式で評価される有効強度で決まったものと思われる。Collins式による耐力後も主筋の付着劣化が生じなければ、付着力によって入力される割合が大きいまま推移するので、接合部内で2軸応力状態にならないと考えられる。

これらをまとめると、接合部剪断破壊型のC3シリーズ試験体と比較して梁降伏先行型のB14シリーズ試験体が梁降伏後に接合部の入力制限されたにも拘らず接合部破壊を起こした理由は以下の通りであると考えられる。

- 1) 梁主筋の降伏後の塑性歪の蓄積による梁端での曲げ亀裂の閉合の遅れによって、圧縮筋の圧縮力負担増加による梁主筋付着力の増大
- 2) 接合部水平補強筋の降伏によって接合部コアコンクリートの拘束低下が生じ接合部対角引張歪度が急増することに伴う対角コンクリート有効強度の低下

接合部剪断亀裂の発生以降は接合部に入力される剪断応力は、梁主筋の付着が健全な場合は接合部補強筋力に相応の応力が伝達されるが、補強筋量が不足の場合は補強筋が降伏するためにコンクリートに対する拘束の低下によって最終的な耐力劣化が起き、梁主筋の付着劣化が生じる場合は梁端コンクリート圧縮力として伝達される成分が増大し、それまでに蓄積された引張歪によって2軸応力状態になって接合部コンクリートの圧縮破壊が生じていると考えられる。いずれの場合でも最終的にはコンクリートの破壊で決定するために、第2章で既往の実験結果から柱梁接合部剪断耐力がコンクリート強度によって決定する結果を得たものと思われる。

4-4-3 接合部対角圧縮ストラット有効面積

前項までは接合部の破壊条件を接合部コンクリートに作用する主圧縮応力度がコンクリートの有効強度を越えた時として扱ってきたが、この方法は実験結果の耐力評価をする際には便利であるが、作用する力に対して応力度を水平・鉛直方向で算定して主応力度の計算をしていることから接合部の剪断耐力の予測は出来ない。そこで接合部の有効ストラット断面を定義することで接合部の剪断耐力を予測する方法について検討する。

前項での検討により、接合部対角ストラット力は入力大きさによって大きさも角度も刻々変化していることが示された。C3シリーズ試験体では加力初期には軸力成分が効いてストラット角度が鉛直方向であったが、水平力の増大によって最大耐力時にはほぼ潜在破壊面方向に収束した。また、梁降伏したB14シリーズ試験体でも最終的に同じ様な角度に収束した。そこで、ここでは最大耐力時における対角ストラットを図4-37に示す用に接合部圧縮域で囲まれる六角形と仮定して最大耐力の評価法を検討する。

対角ストラットに輸入される圧縮力は前項で検討したように、接合部の圧縮域（接合部の半分の領域）における主筋付着力と梁・柱端のコンクリート圧縮力、接合部補強筋力、軸力である。接合部引張側に作用する主筋付着力は補強筋力によって仮定するストラットに伝達される（トラス機構）。このストラットに対し前節で求めた対角圧縮応力度が有効強度に達する時をストラット耐力とすると破壊条件は次の通りである。

$$\text{破壊条件} \quad D \geq \sigma_2 \cdot b_j \cdot d_j \quad (4-19)$$

ここで D : 対角圧縮力
 σ_2 : コンクリート有効圧縮強度
 b_j : 接合部有効幅（柱幅と梁幅の平均）
 d_j : 接合部コンクリートストラット有効成
 $d_j = \sqrt{(D_c^2 + D_b^2)} / 2 \sin(2\alpha^*)$
 α^* : 対角圧縮力の水平線とのなす角 $\tan \alpha^* = D_c / D_b$
 D_c : 柱成
 D_b : 梁成

図4-38にC3シリーズ、B14シリーズ試験体について横軸に対角圧縮力、縦軸に対角引張歪度を取り、Collinsと野口による低減係数を用いた破壊条件を併せて示す。結果は主圧縮応力度を算定したものと同一になりこの評価方法で可能であることが示された。

しかし、接合部剪断終局耐力の評価を対角ストラットコンクリートの有効強度から判断することを仮定したが、その有効強度はコンクリート強度の関数になっていないために結果として剪断耐力はコンクリート強度の1次式になっている。第2章において実験データから接合部剪断終局耐力の下限値がコンクリート強度の広範囲にわたって $5.0\sqrt{\sigma_B}$ で表せられることを示したが、本論で用いたCollinsや野口の式は元々コンクリート強度が11~35 MPa(108~340 kgf/cm²)のものから得られていることから自ずと適用範囲が限られる。接合部剪断亀裂耐力の考察でも示されたようにコンクリートの引張強度がコンクリート圧縮強度に対し比例的に増大しないことから高強度の場合には早期に剪断亀裂が発生し引張歪の増大が起こるので有効強度の低下が予測されることなどから、接合部耐力を評価するための有効強度算定式にはコンクリート強度の影響を考慮できるものを用いるべきであると思われる。この点については今後の重要な研究課題であると考えられる。なお、本章で検討した試験体のコンクリート強度の範囲においては $0.3\sigma_B$ と $5\sqrt{\sigma_B}$ の値は一致する。

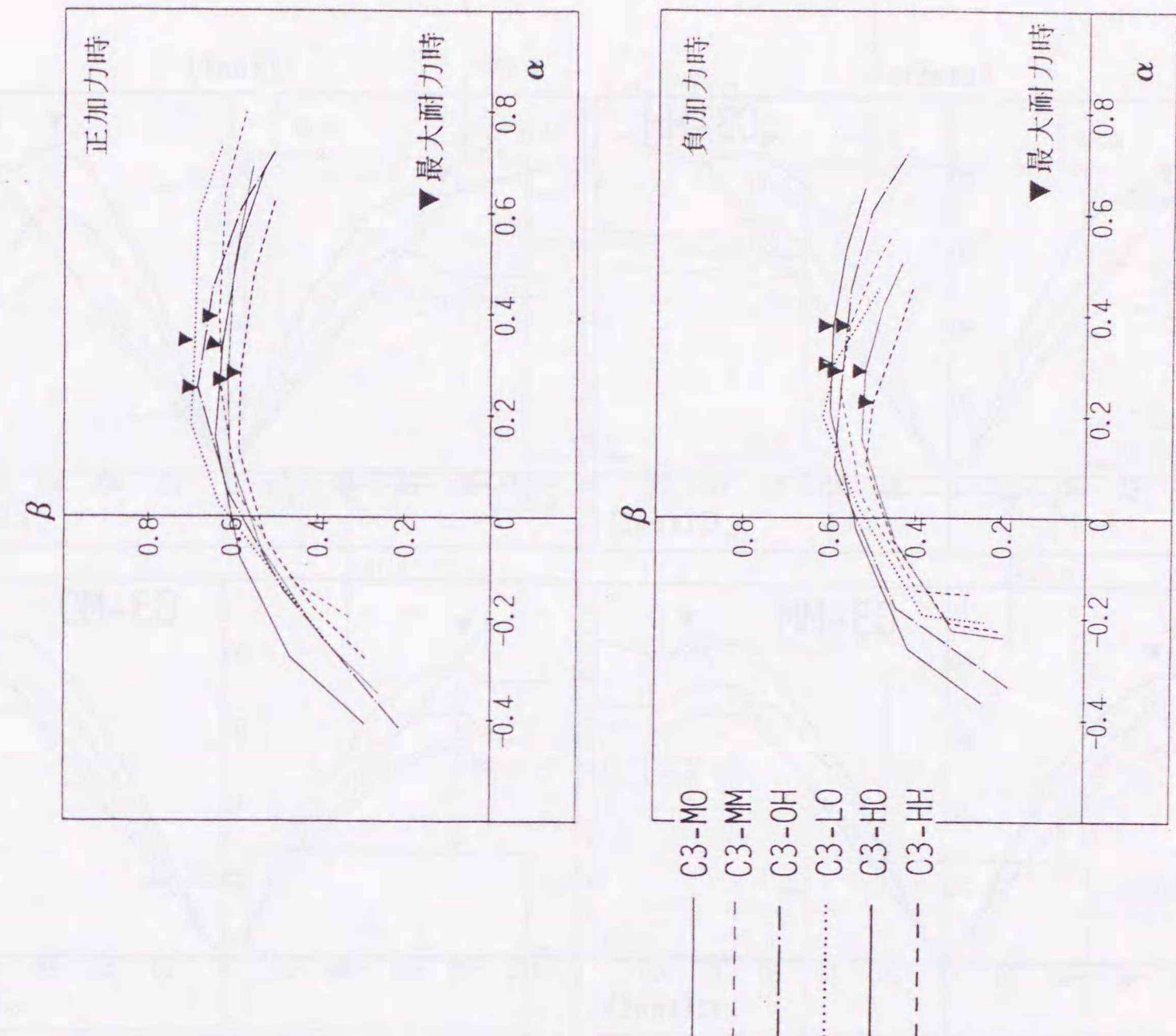


図4-17 α 、 β の推移 (C3シリーズ)

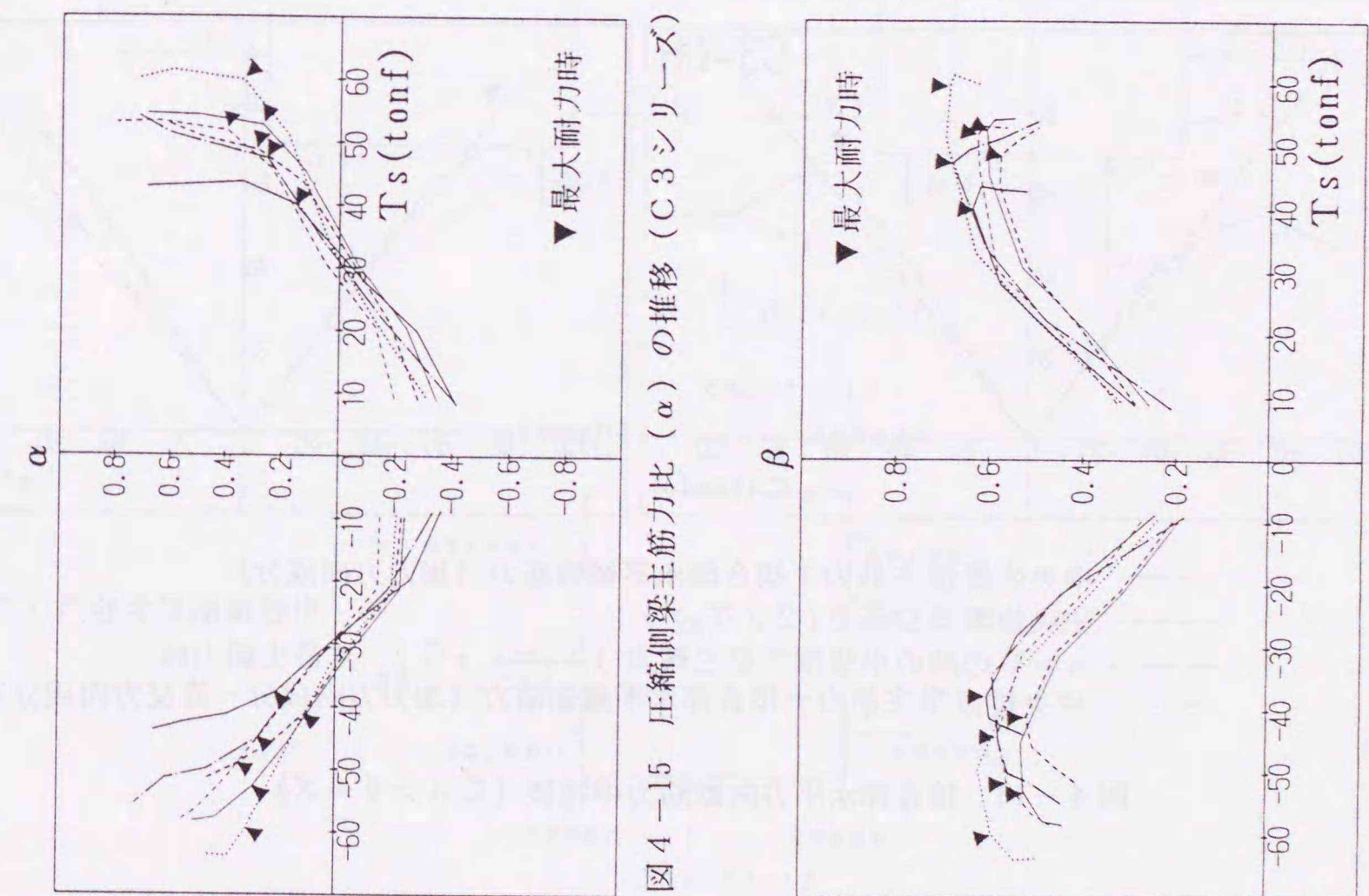
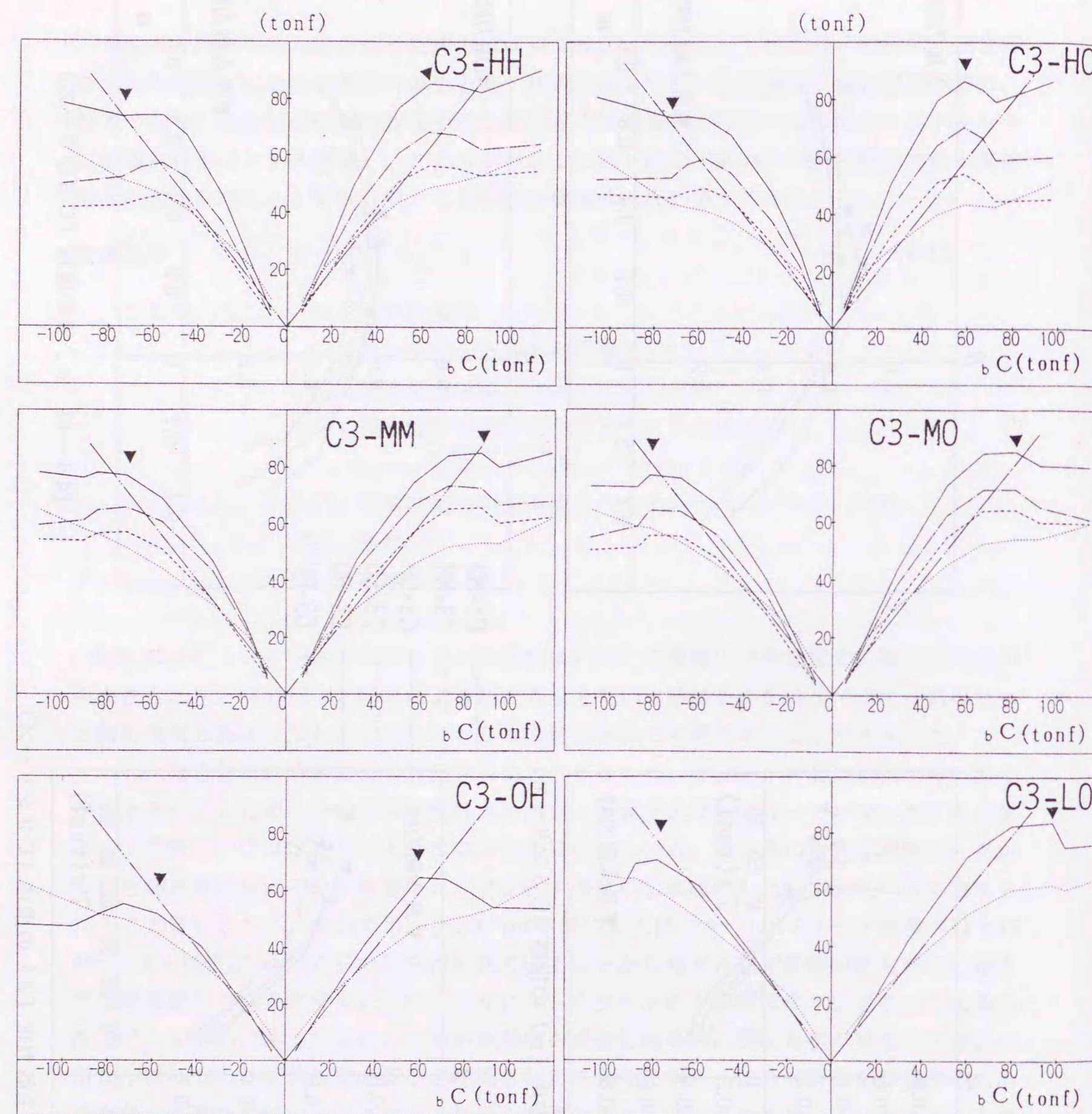


図4-15 圧縮側梁主筋力比 (α) の推移 (C3シリーズ)

図4-16 接合部中央位置梁主筋力比 (β) の推移 (C3シリーズ)



——— 中央位置梁主筋力+接合部水平補強筋力 (加力方向成分)
 - - - - 中央位置梁主筋力 ($2\beta T_s$) 引張端部梁主筋力 (T_s)
 - - - - $\alpha = 0$ の時の引張端部梁主筋力 ($T_s = -bC$) ▼ 最大耐力時
 ——— 中央位置梁主筋力+接合部水平補強筋力 (加力方向成分一直交方向成分)

図4-18 接合部水平方向鉄筋力の推移 (C3シリーズ)

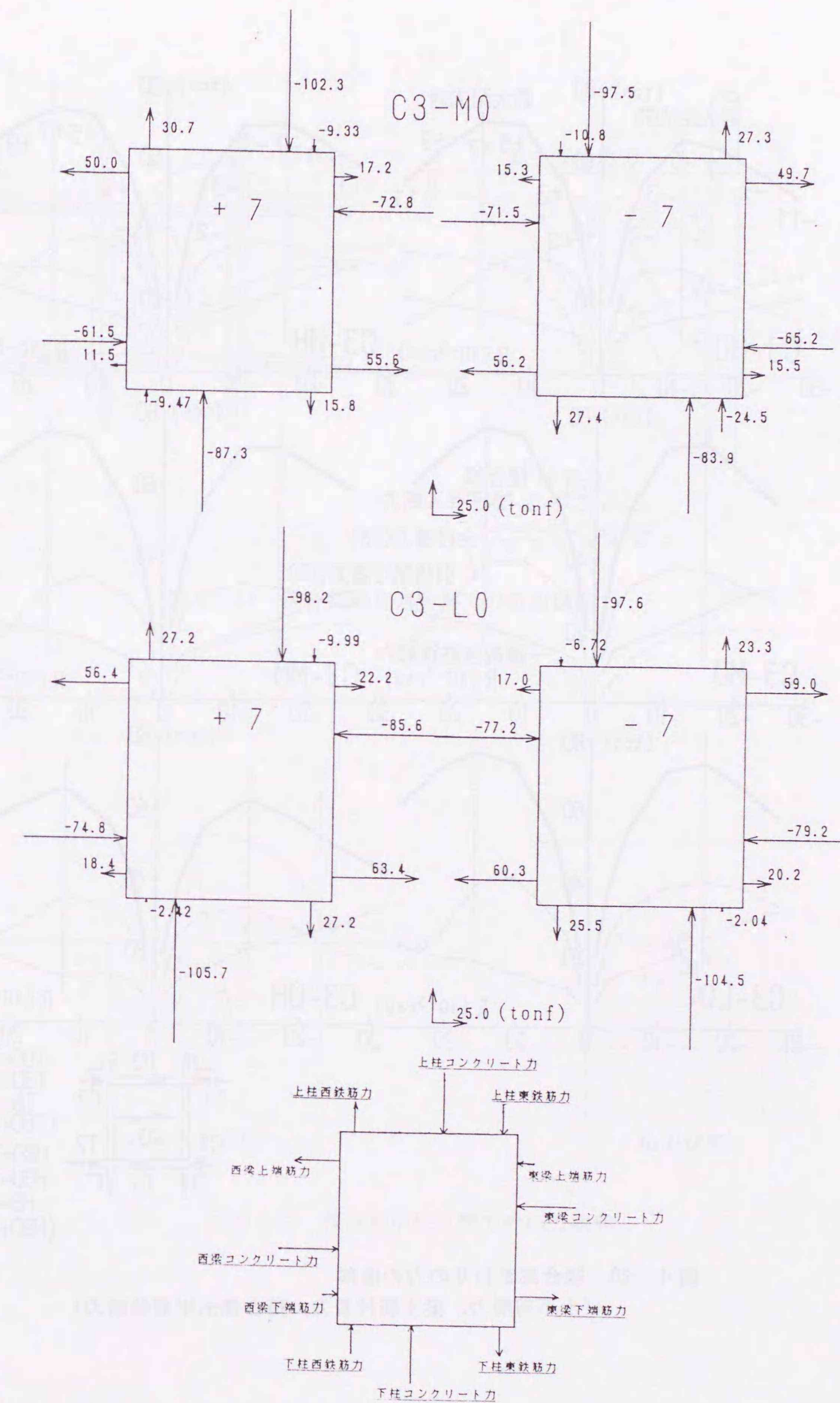


図4-19 接合部端部での鉄筋力、コンクリート力の大きさと作用位置

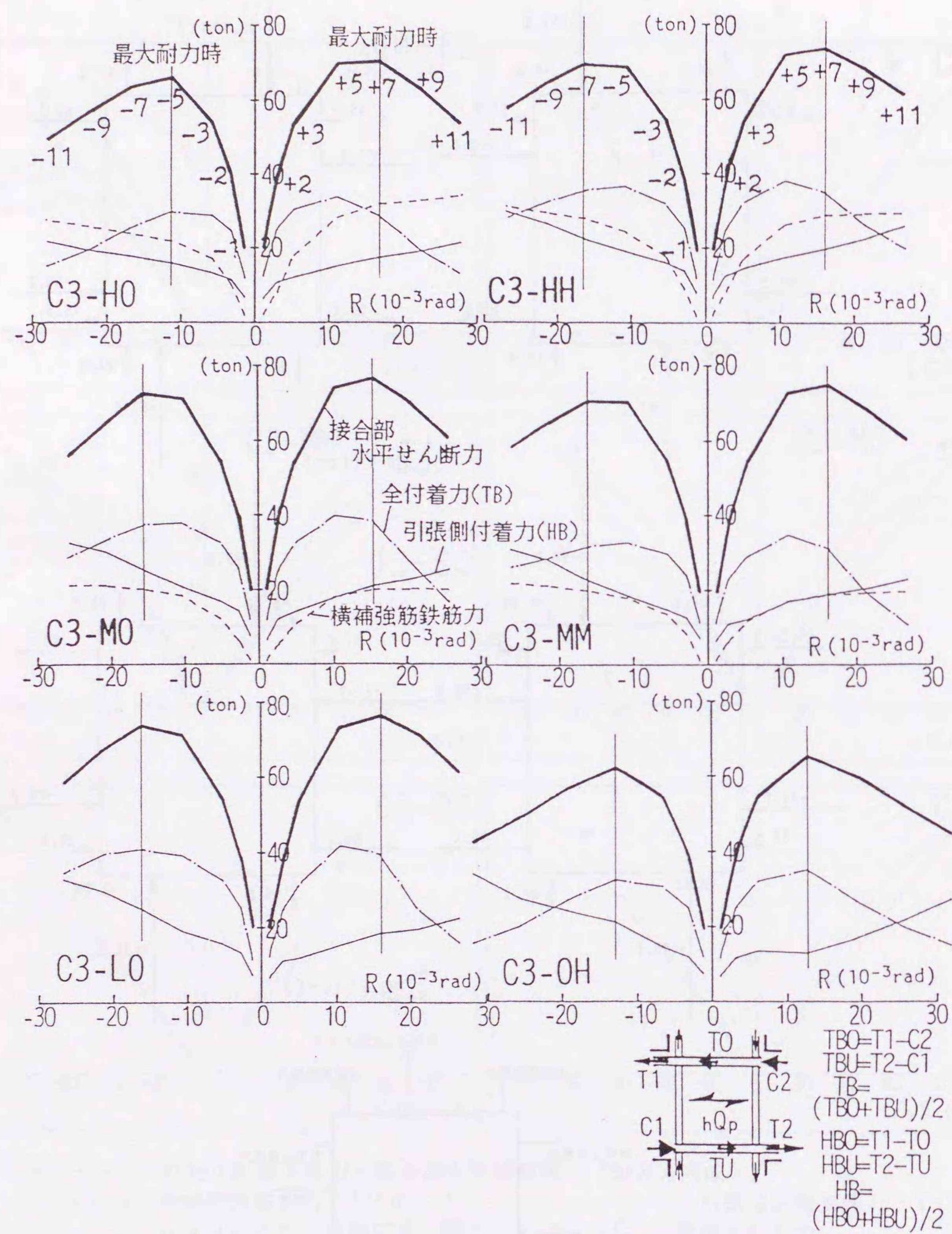


図4-20 接合部まわりの力の推移
(水平剪断力、梁主筋付着力、接合部水平補強筋力)

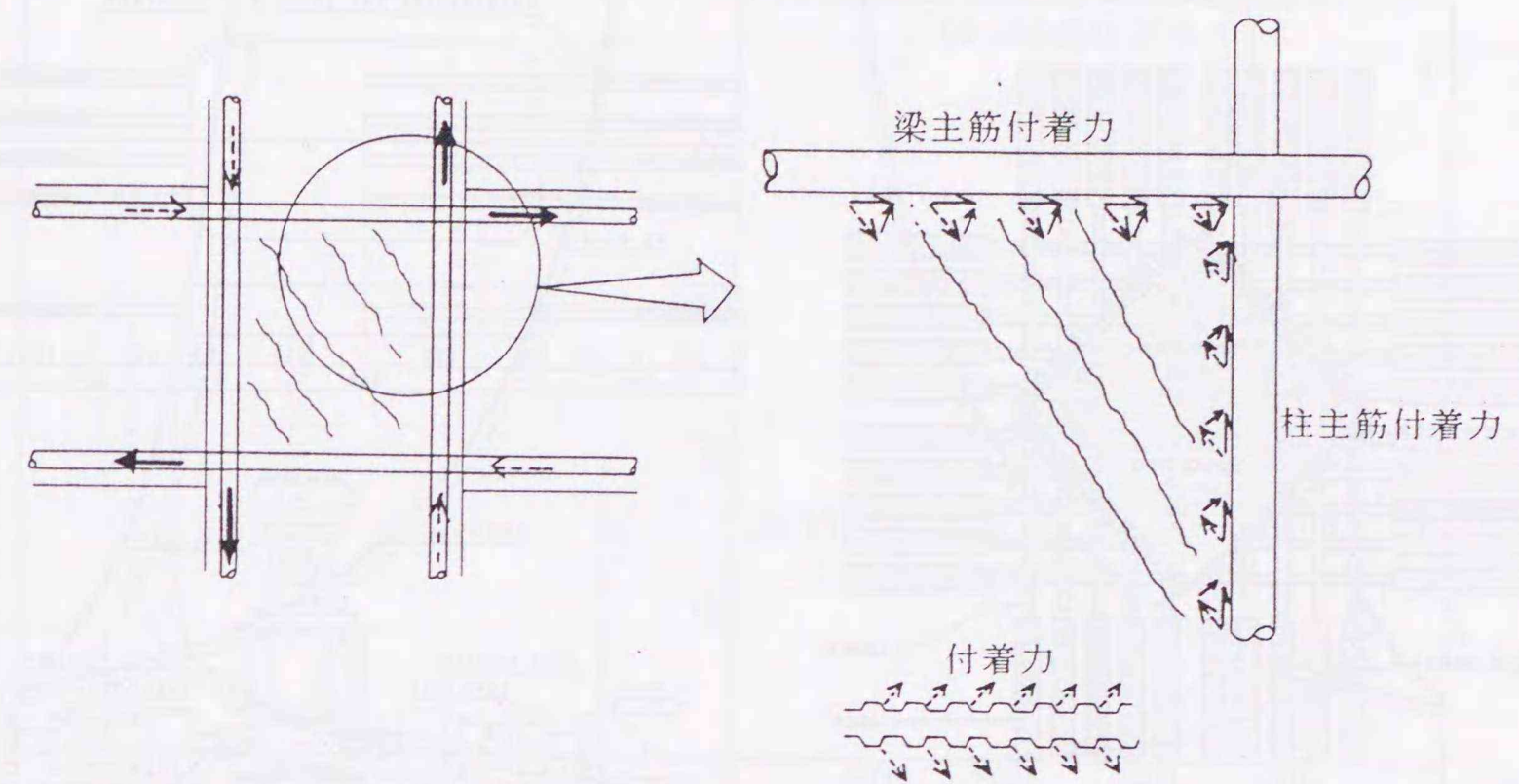


図4-21 接合部隅角部各部での応力伝達

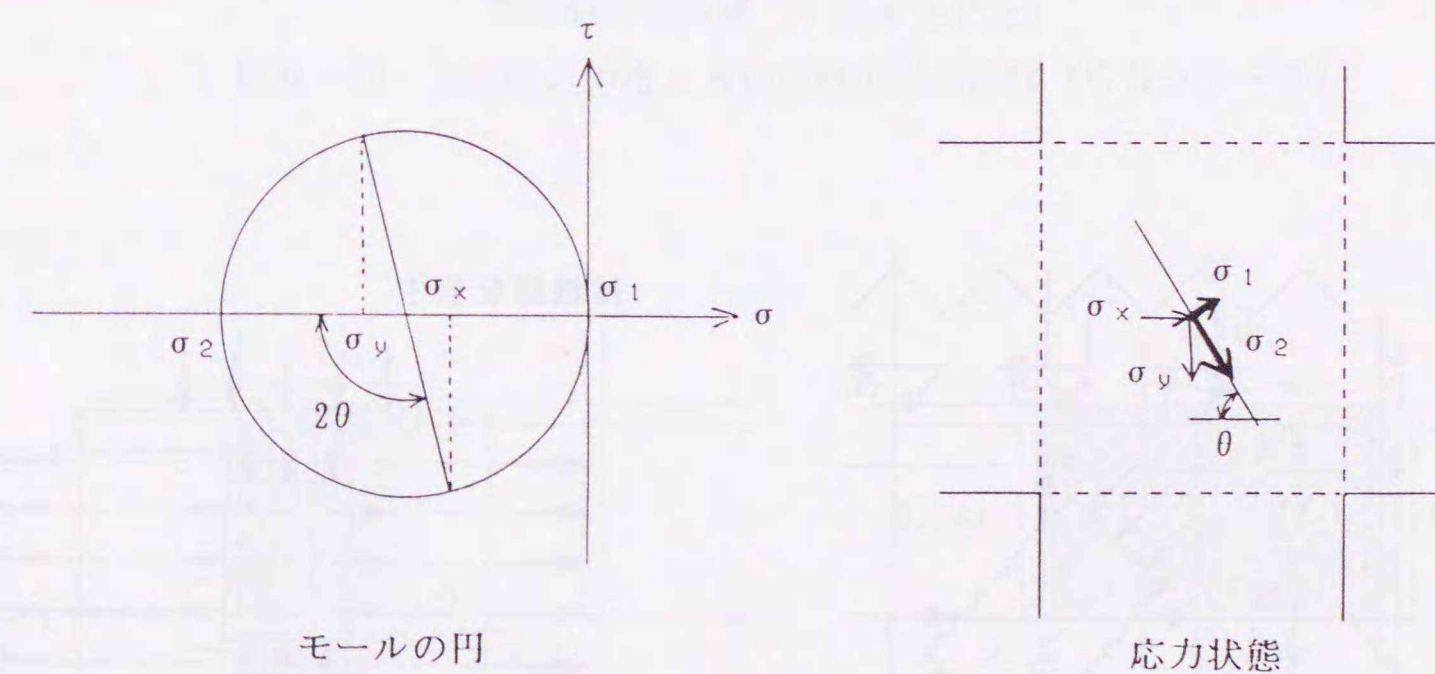
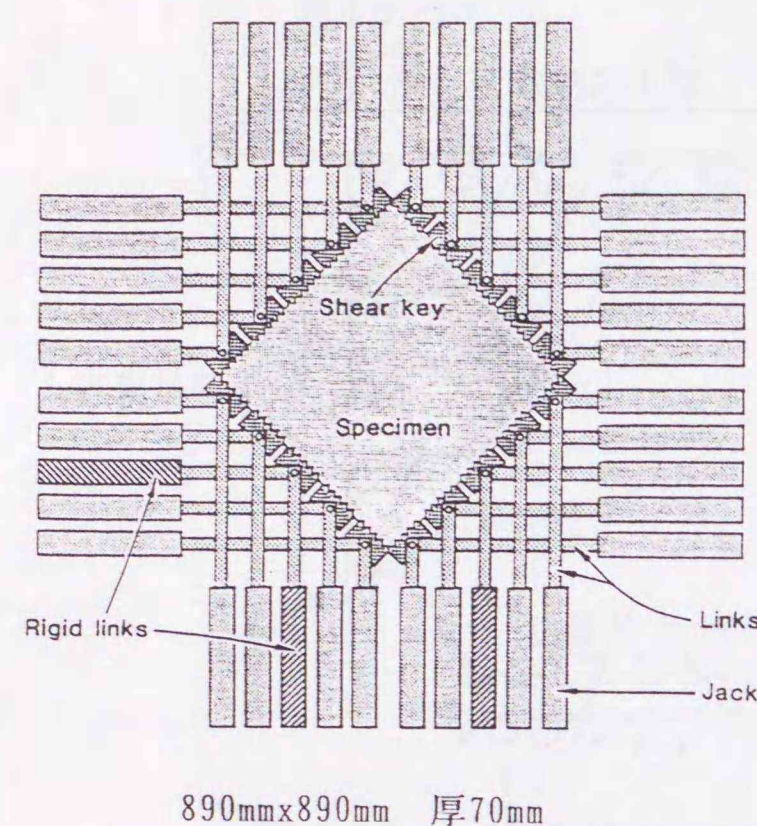
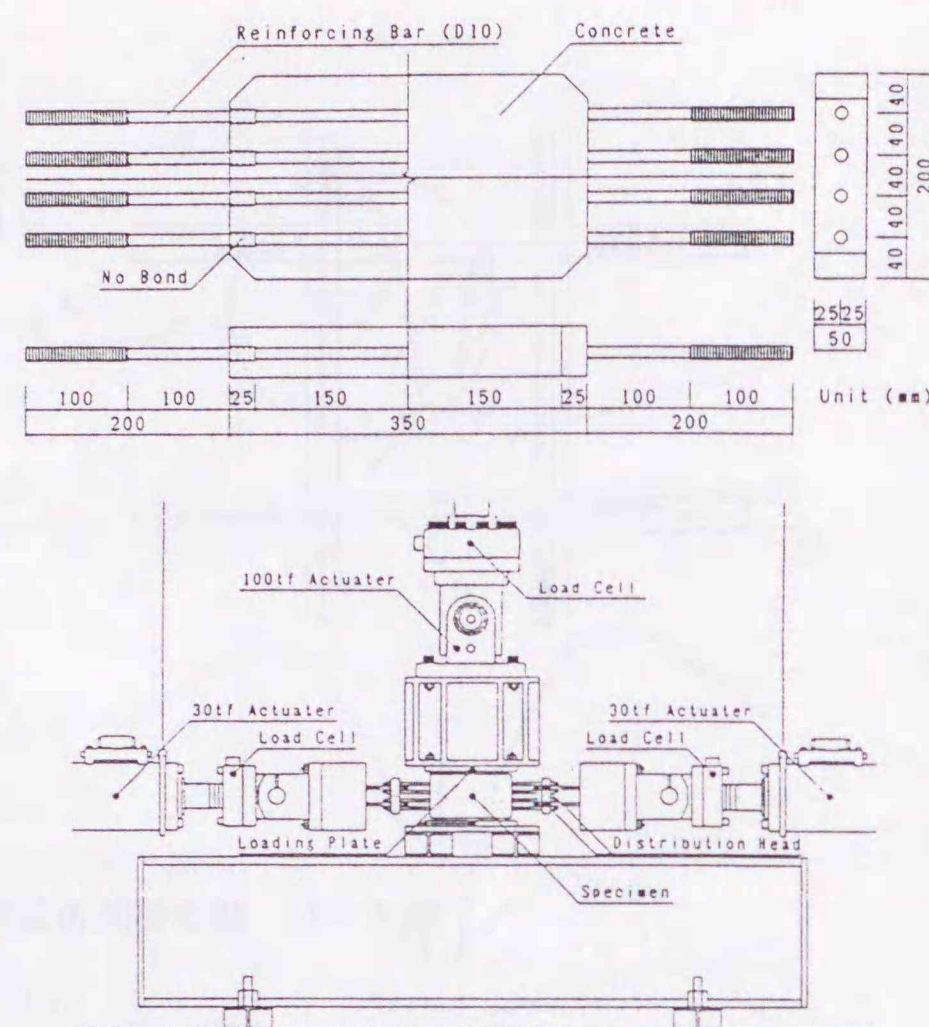


図 4-22 接合部中央位置での応力状態



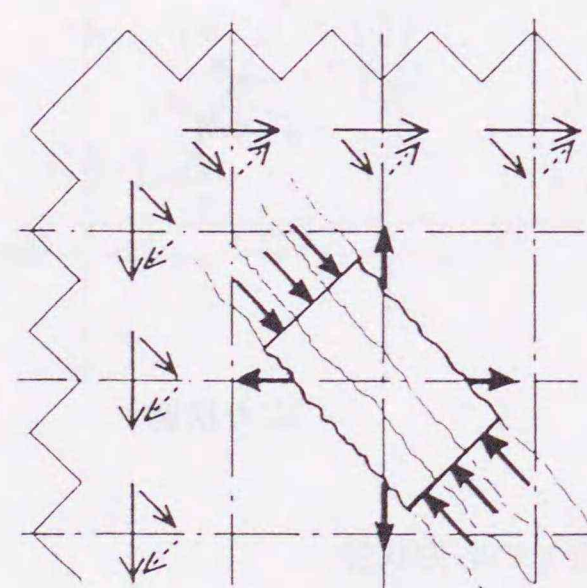
Collins試験体

図4-23 Collinsらの平板実験（剪断加力）



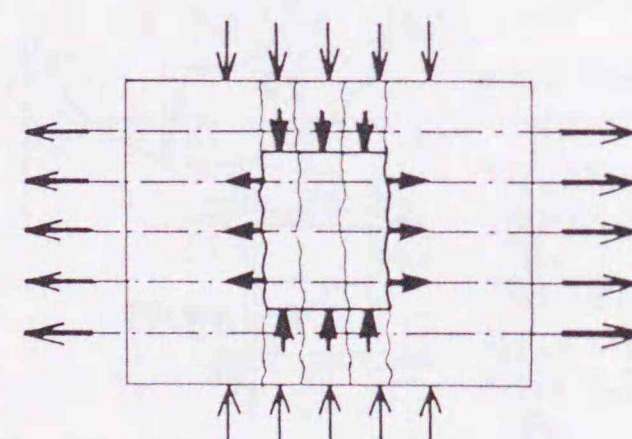
野口試験体

図4-24 野口らの平板実験（二軸加力）



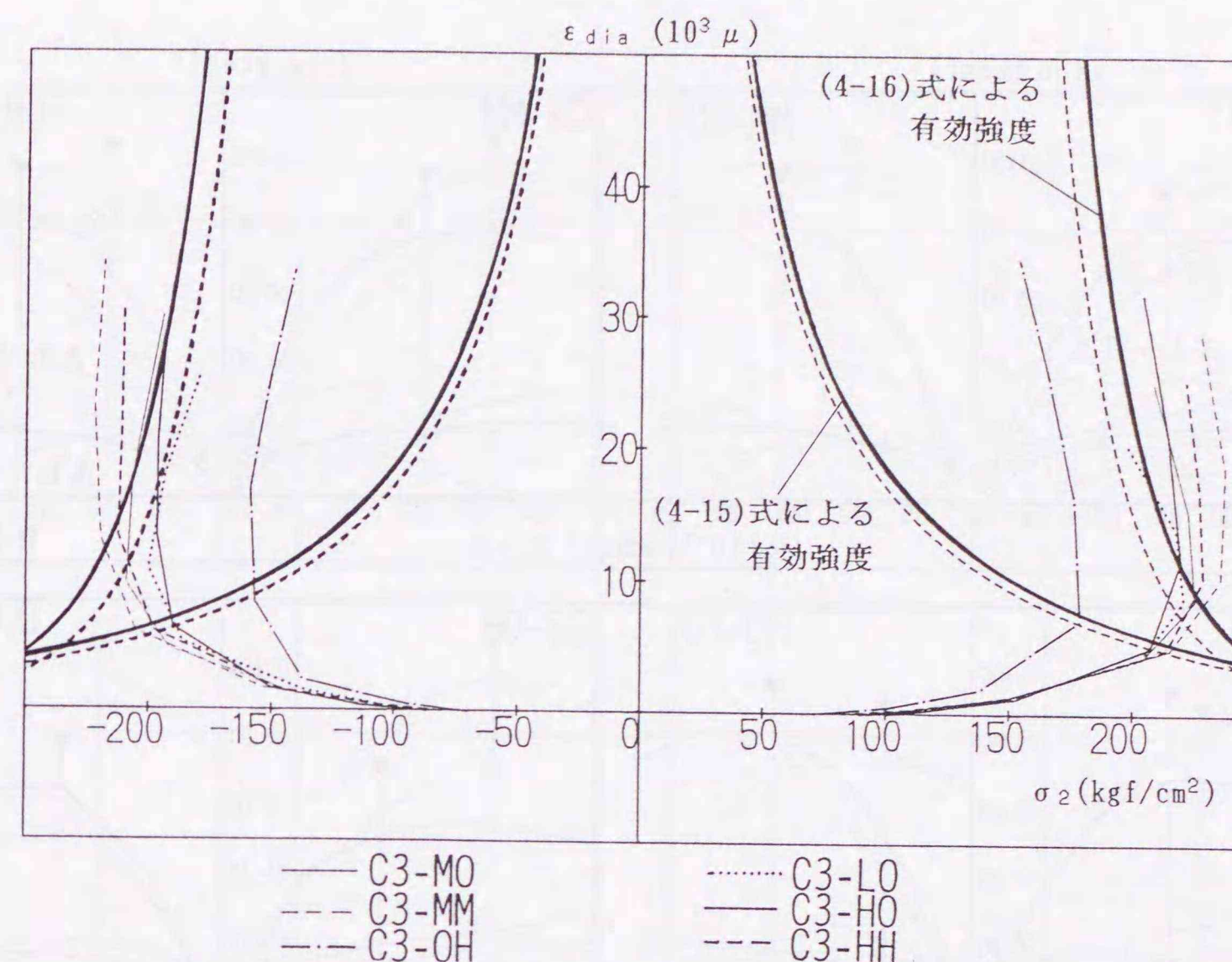
Collins試験体

..... は鉄筋を表す



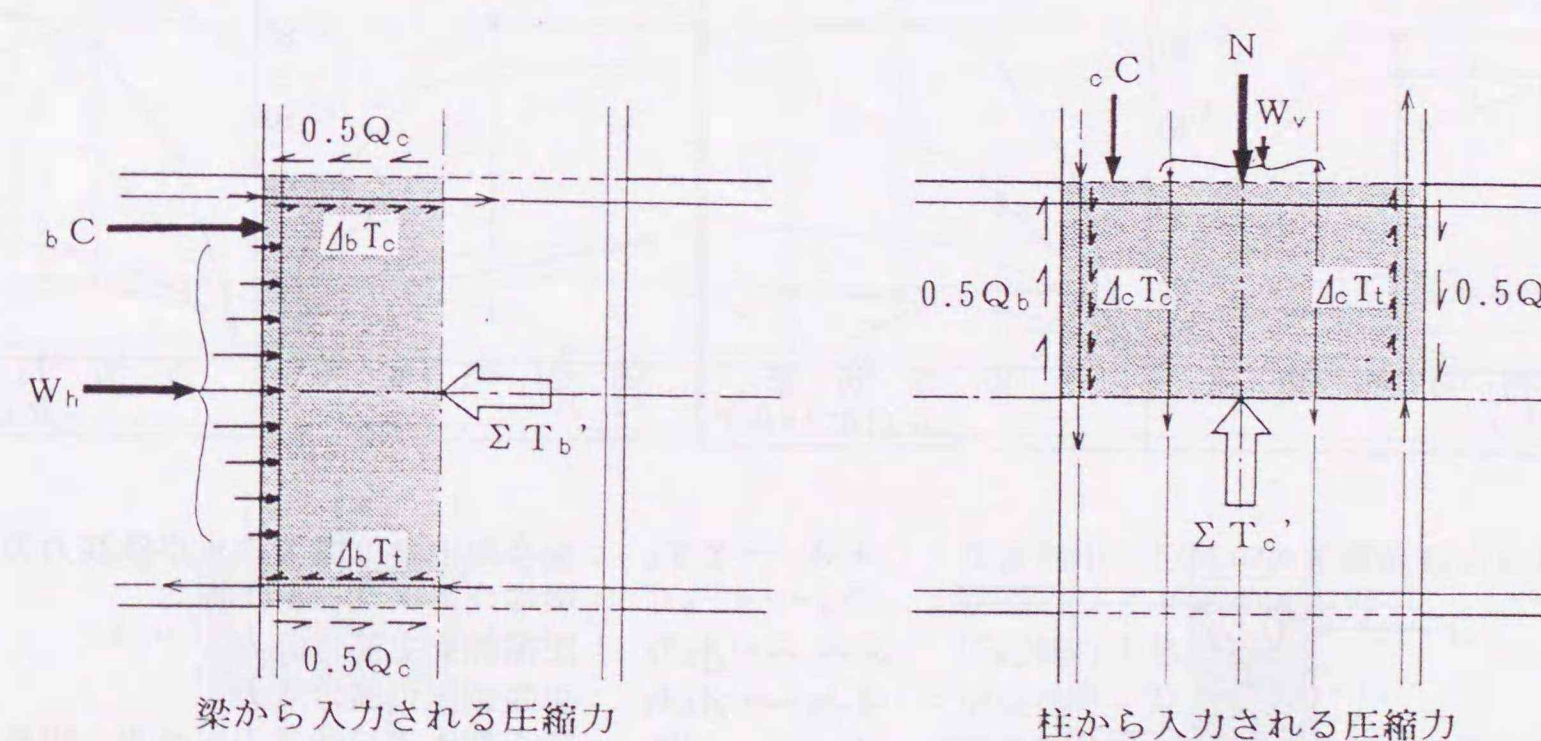
野口試験体

図4-25 各平板実験の応力状態



計算値のうち点線は加力の影響による
強度低減を考慮（0.95を乗じた）

図4-26 主圧縮応力度と対角引張歪度の推移（C3シリーズ）



梁から入力される圧縮力

柱から入力される圧縮力

図4-27 接合部に作用する圧縮力

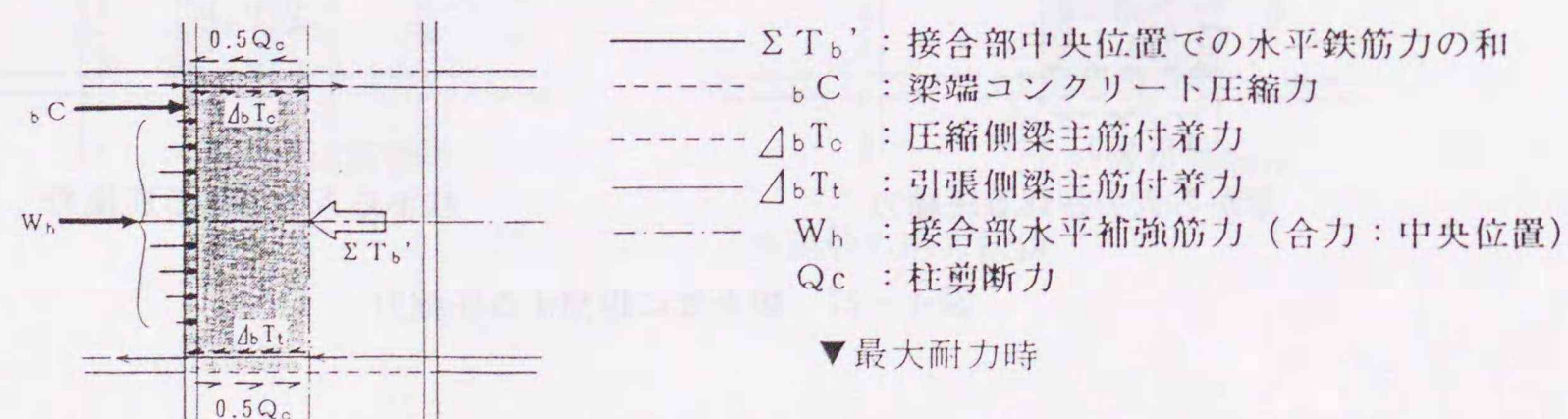
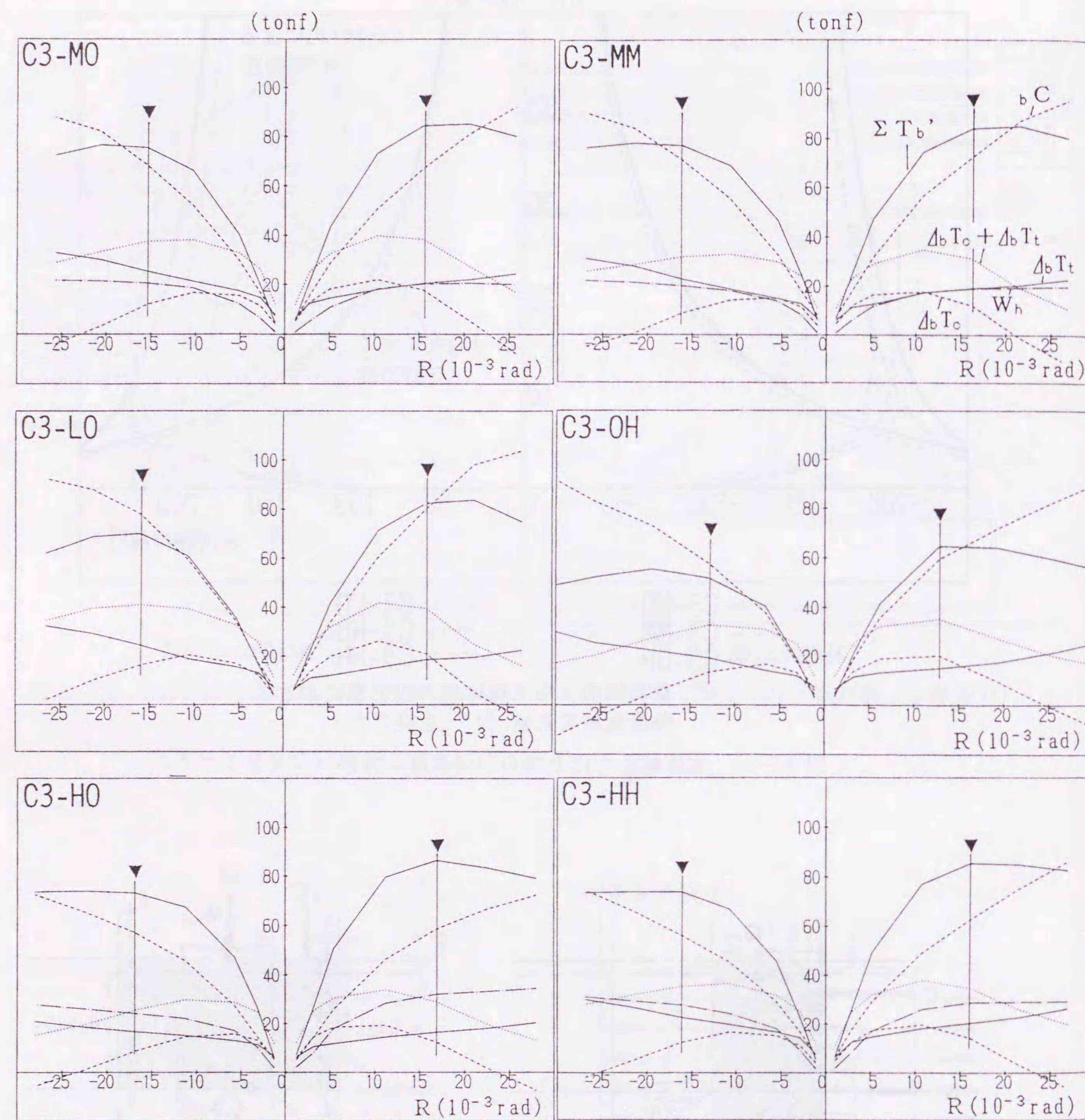


図4-28 梁から入力される圧縮力の推移 (C3シリーズ)

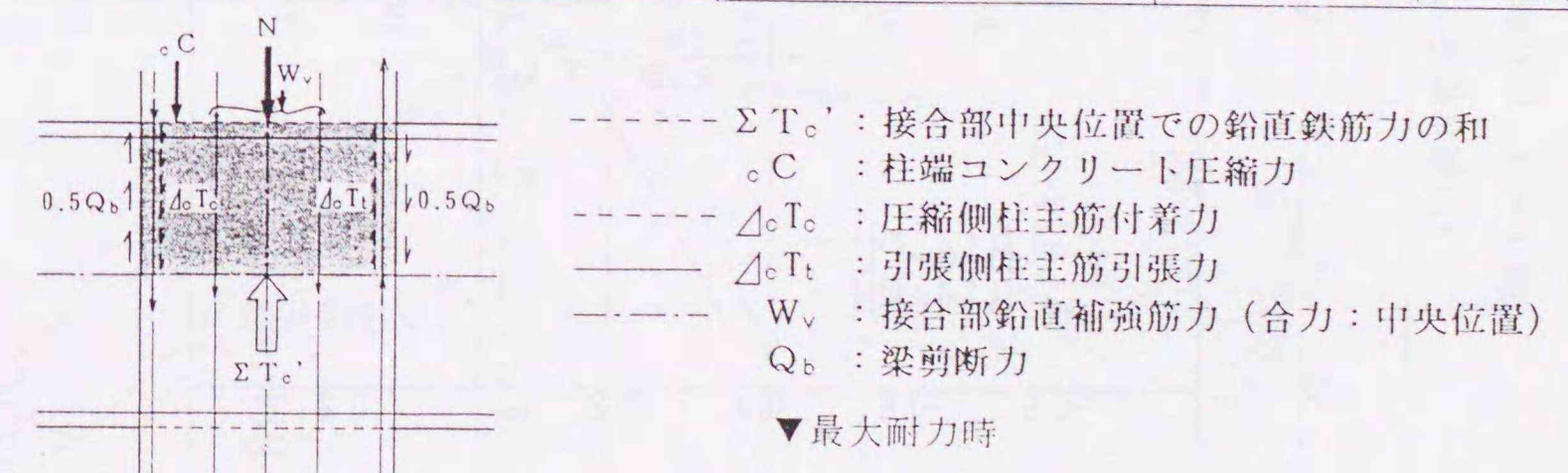
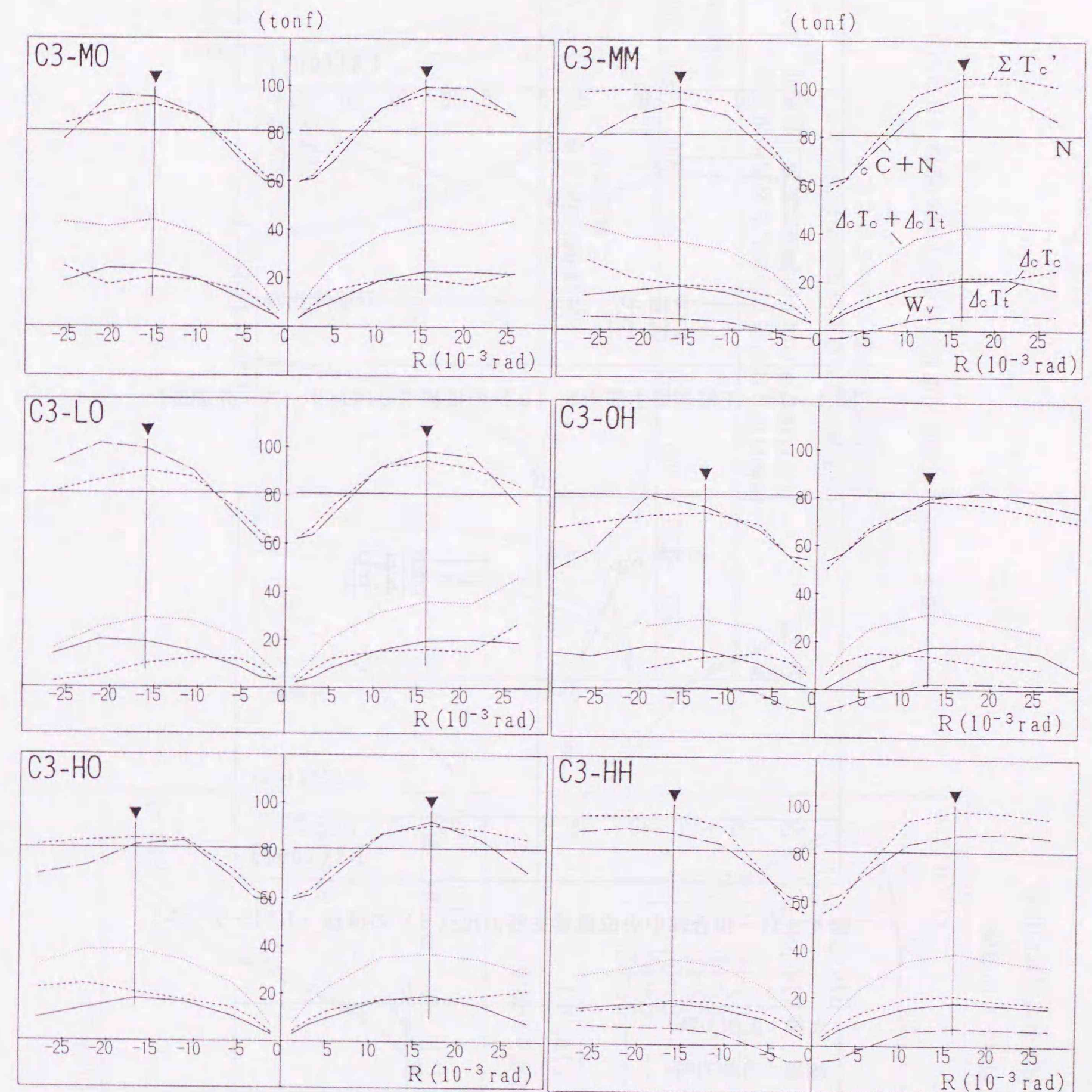


図4-29 柱から入力される圧縮力の推移 (C3シリーズ)

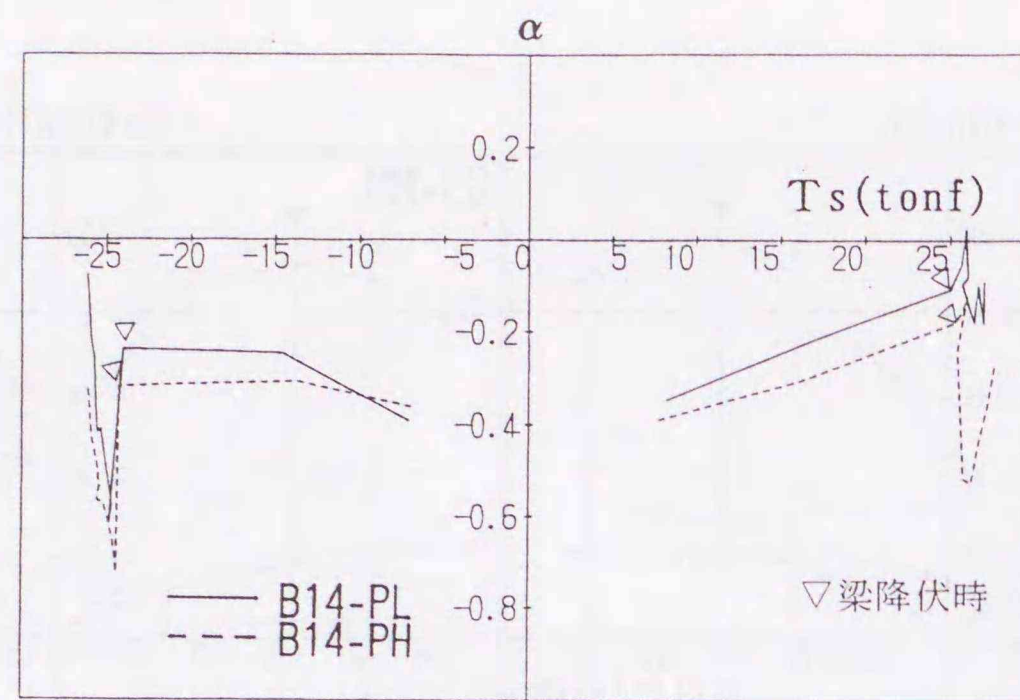


図4-30 圧縮側梁主筋力比 (α) の推移 (B14シリーズ: 外側筋)

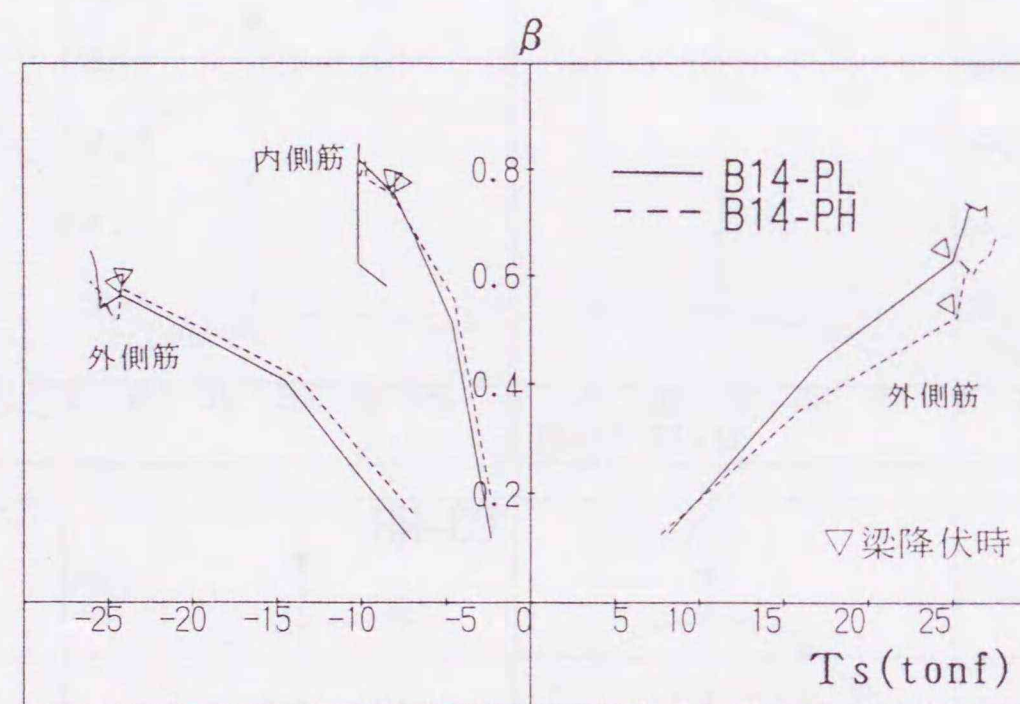


図4-31 接合部中央位置梁主筋力比 (β) の推移 (B14シリーズ)

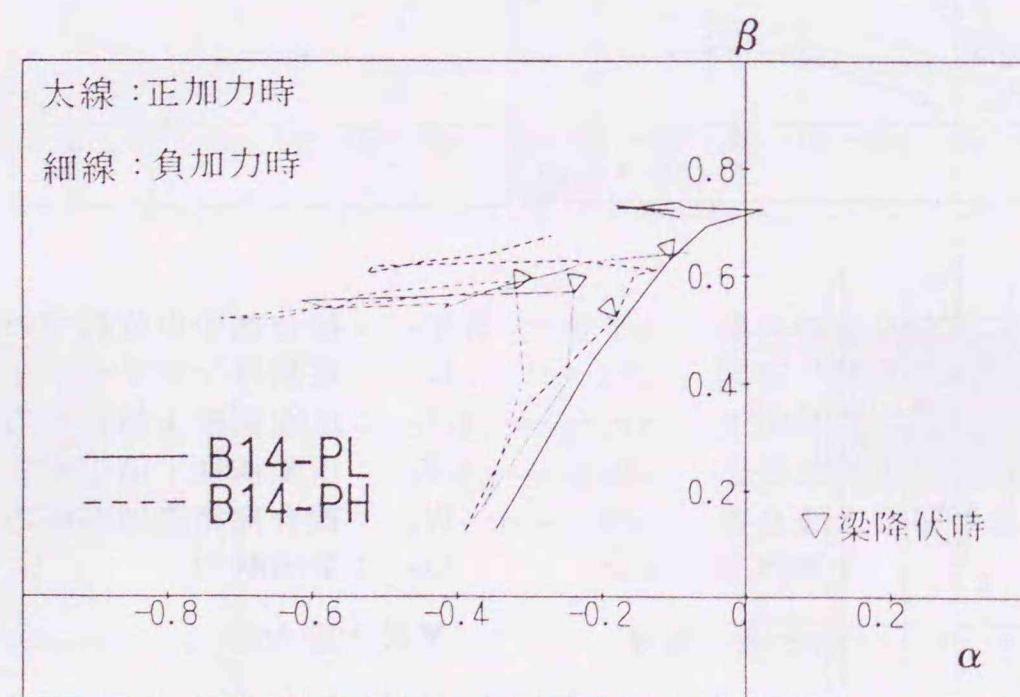


図4-32 α 、 β の推移 (B14シリーズ: 外側筋)

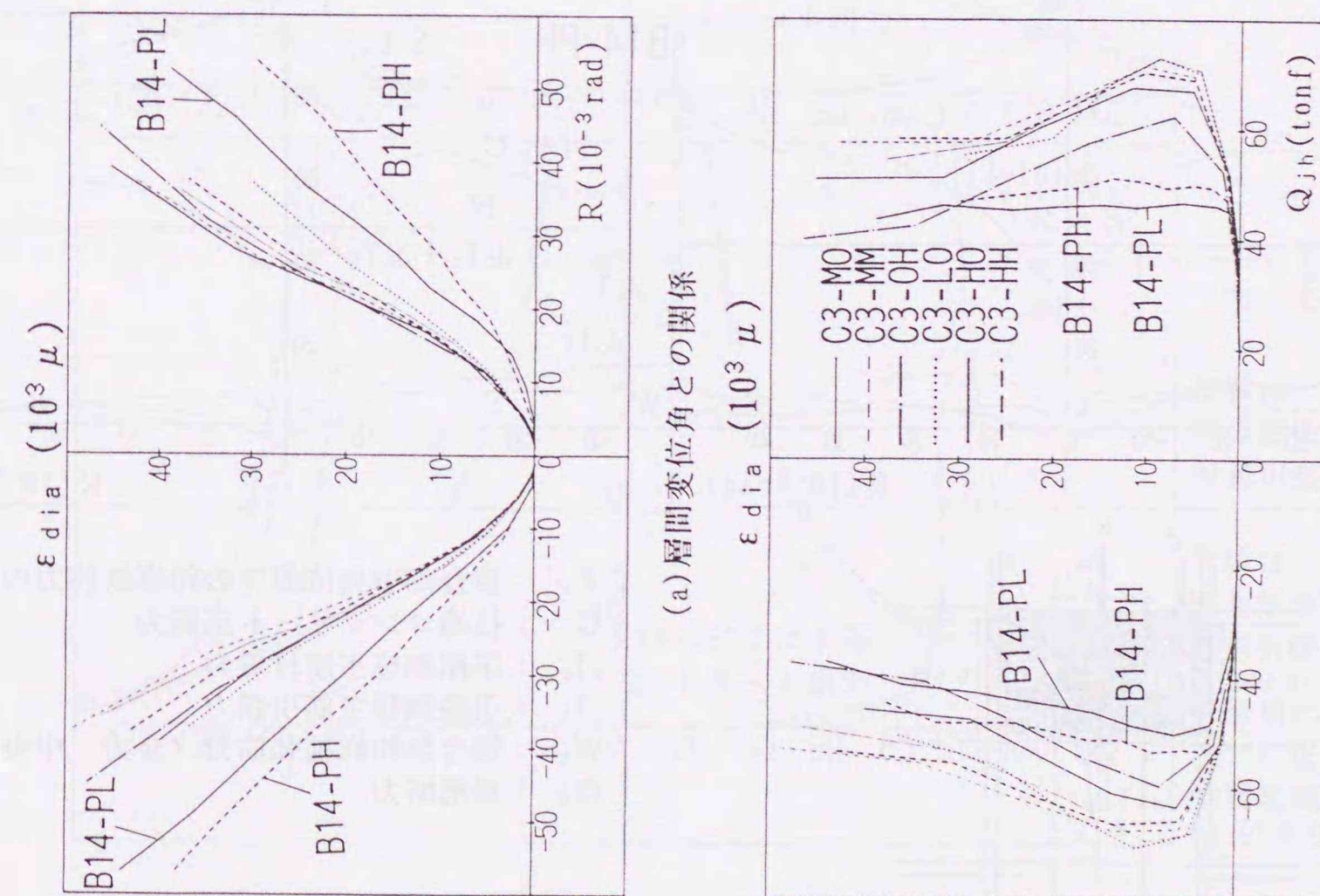


図4-33 接合部中央位置梁主筋力比 (β) の推移 (B14シリーズ)

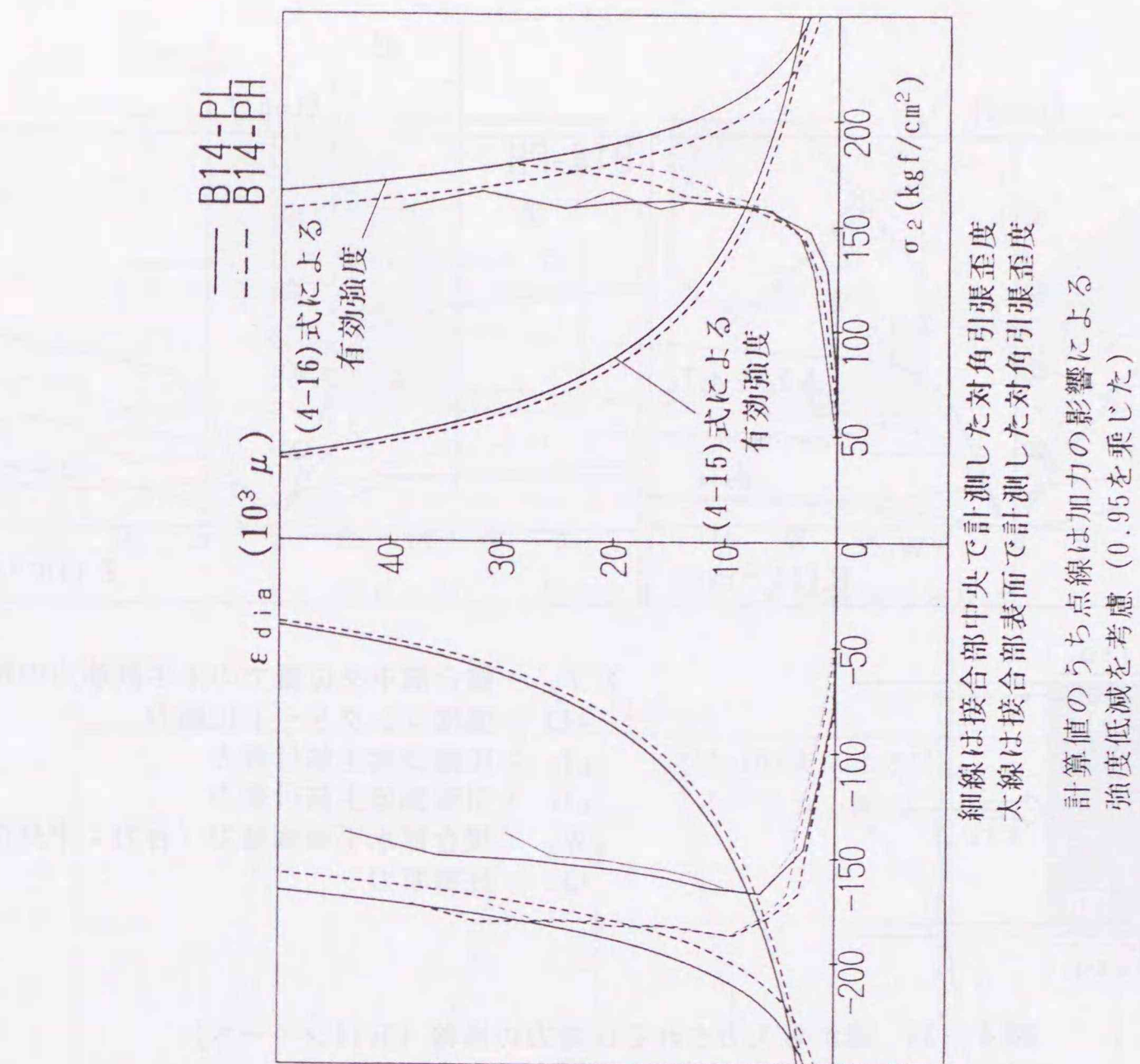


図4-34 主圧縮応力度と対角引張歪度の推移 (B14シリーズ)

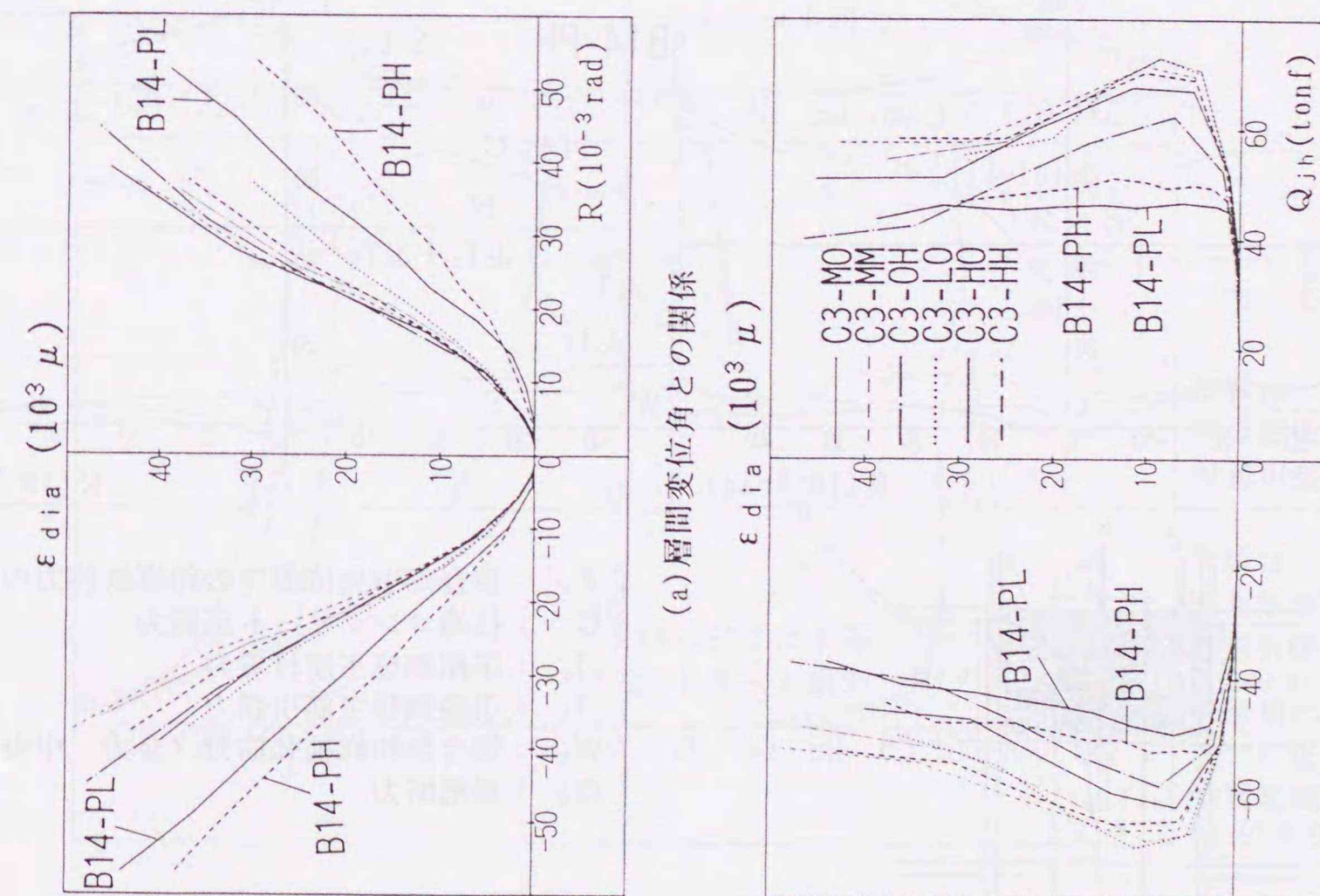
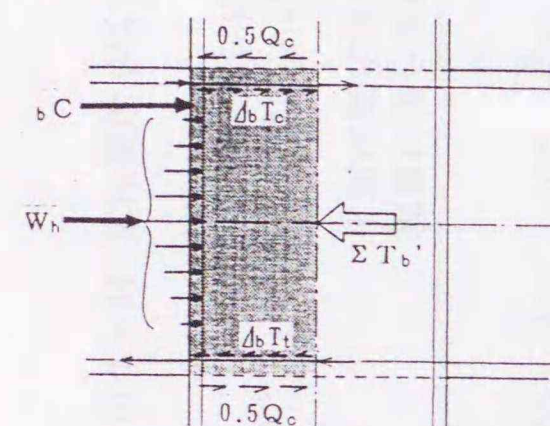
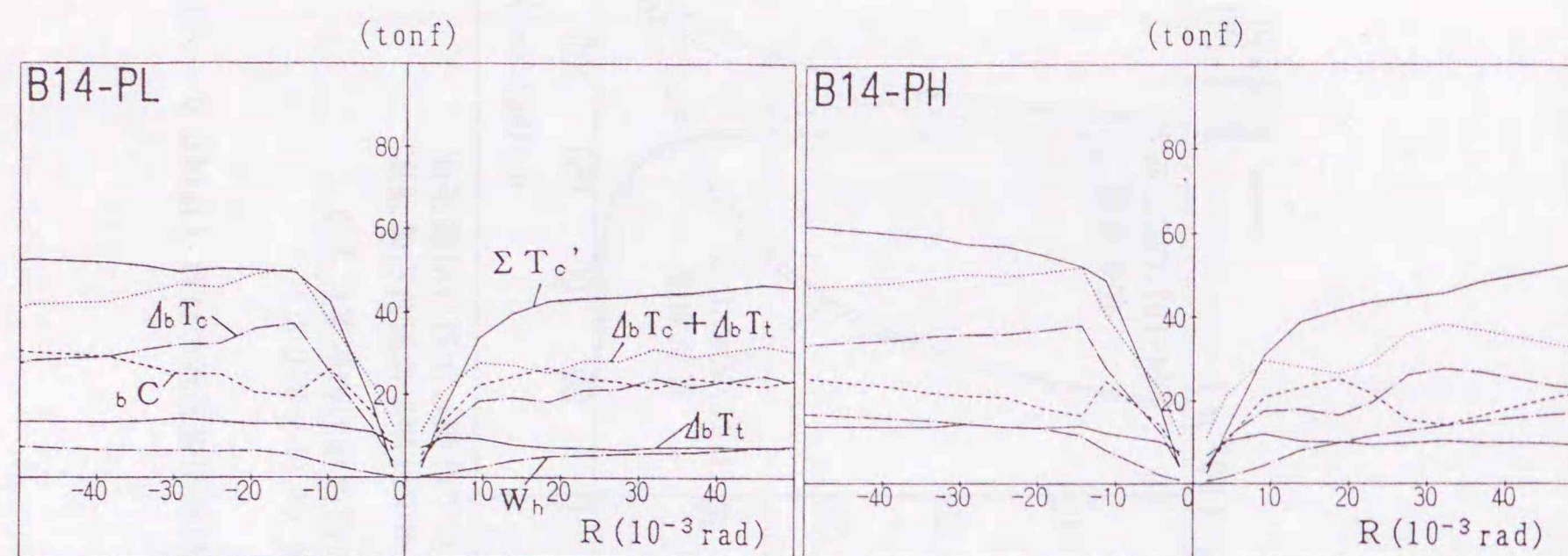


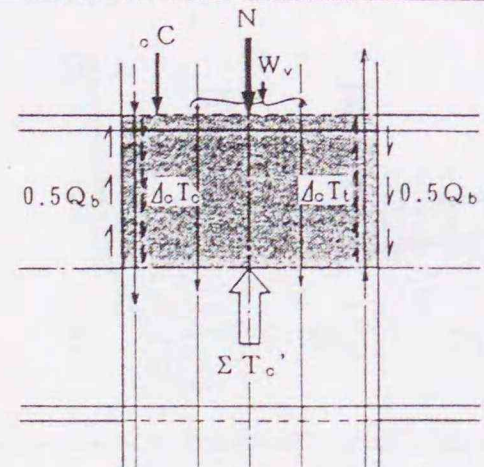
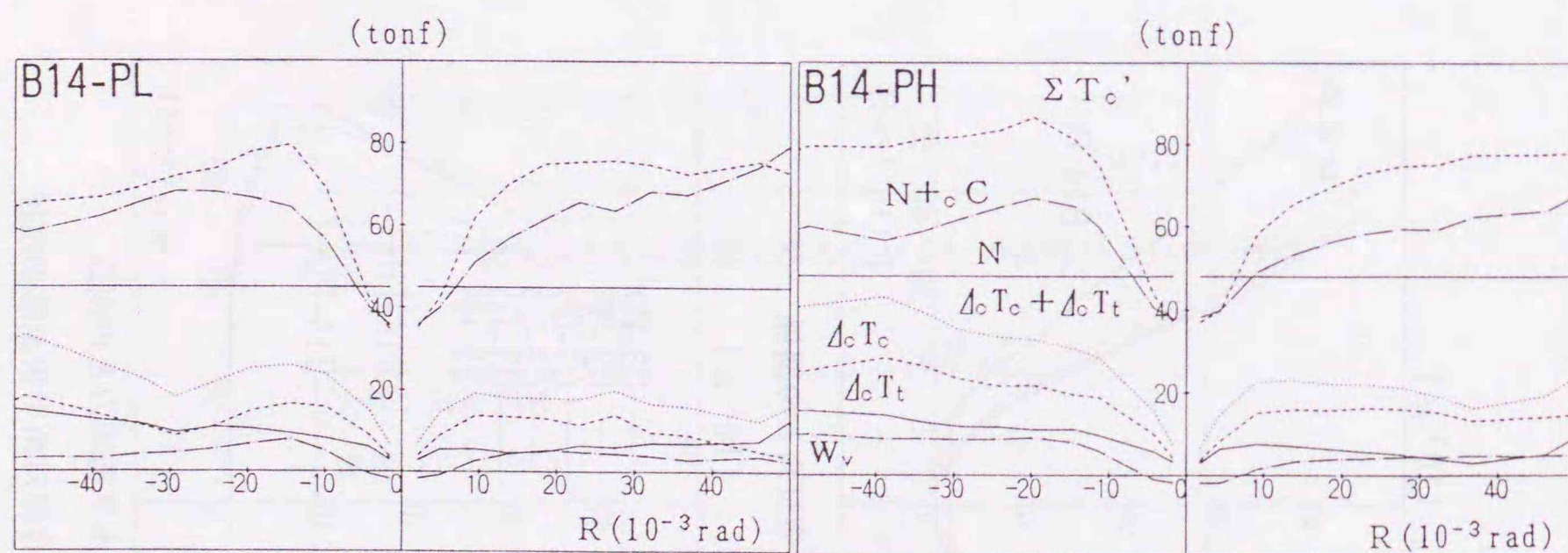
図4-35 接合部水平剪断力との関係

図4-33 接合部対角引張歪度の推移



$\Sigma T_{c'}$: 接合部中央位置での水平鉄筋力の和
 bC : 梁端コンクリート圧縮力
 bT_c : 圧縮側梁主筋付着力
 bT_t : 引張側梁主筋付着力
 W_h : 接合部水平補強筋力 (合力: 中央位置)
 Q_c : 柱剪断力

図4-35 梁から入力される圧縮力の推移 (B14シリーズ)



$\Sigma T_{c'}$: 接合部中央位置での鉛直鉄筋力の和
 cC : 柱端コンクリート圧縮力
 cT_c : 圧縮側柱主筋付着力
 cT_t : 引張側柱主筋引張力
 W_v : 接合部鉛直補強筋力 (合力: 中央位置)
 Q_b : 梁剪断力

図4-36 柱から入力される圧縮力の推移 (B14シリーズ)

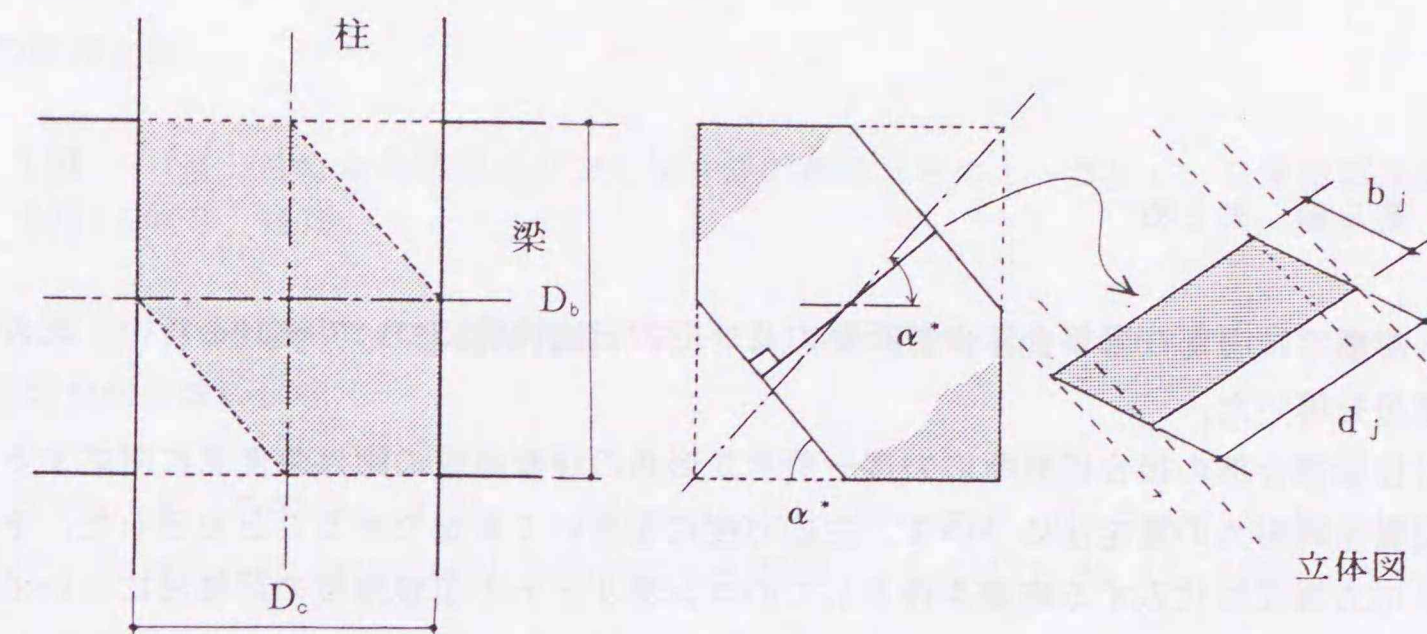


図4-37 対角ストラット有効断面のとり方

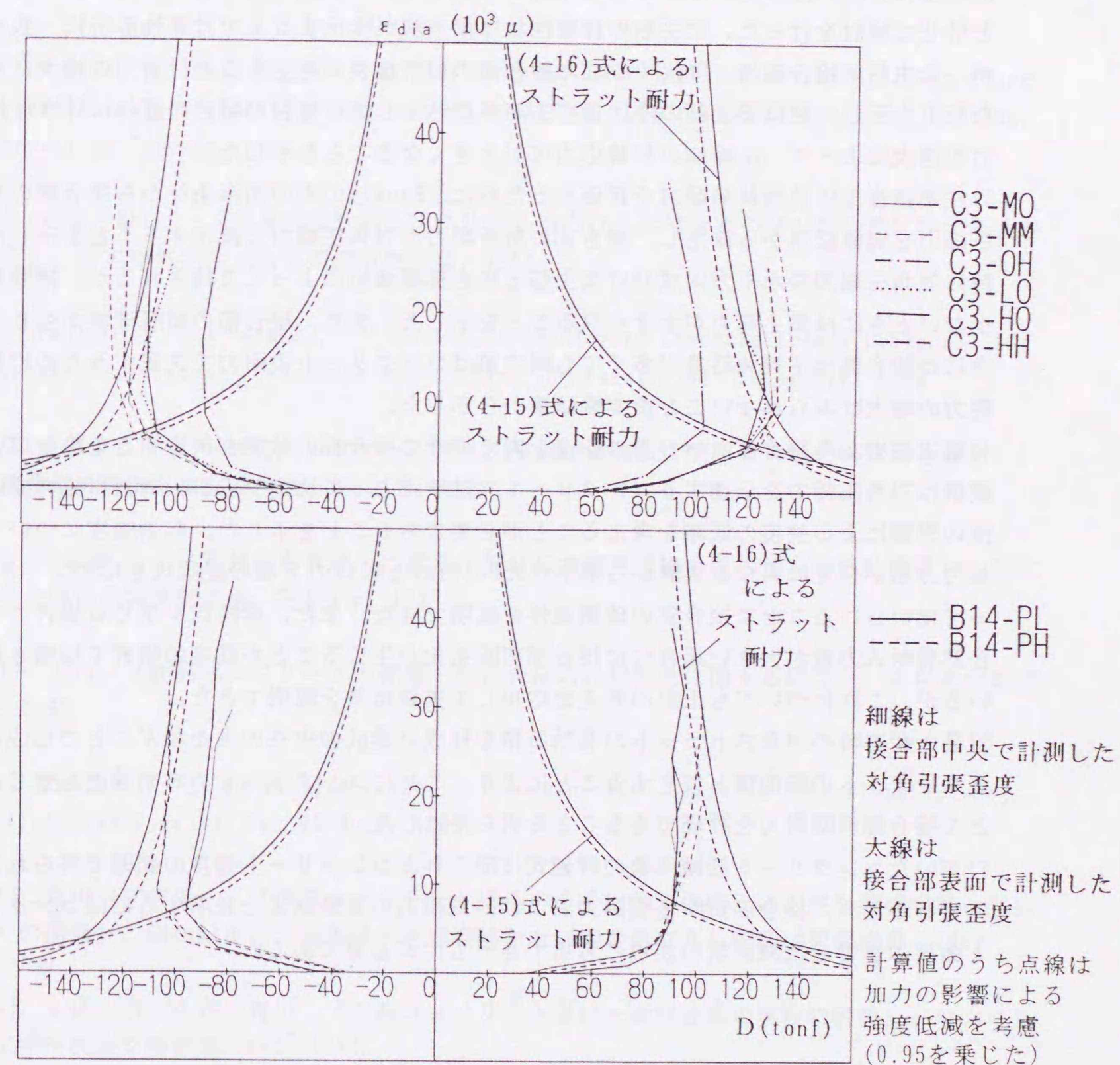


図4-38 接合部対角圧縮力と対角引張歪度の推移

第5節 まとめ

本章では内部柱梁接合部の剪断耐力及び応力伝達機構について検討を行い、次のような結果を導いた。

- 1) 柱梁接合部の接合部剪断応力度—剪断変形角の履歴曲線の剛性急変点に対応する剪断亀裂発生時耐力の算定法について、主応力度式を用いて算定できることを示した。その際、主応力度式に代入する破壊条件としてのコンクリートの引張強度の評価法について検討を行い、引張強度を $1.2\sqrt{\sigma_B}$ で評価できることを明らかにした。但し、剪断応力度を計算する際の接合部有効断面として、幅を梁幅・柱幅の平均値、成は柱成を用いる。
- 2) 柱梁接合部の性状に大きな影響を与える梁主筋の付着性状について、接合部の破壊性状と併せて検討を行った。梁主筋の付着性状は梁主筋が降伏するまでは弾性解析に一致するが、梁主筋が接合部端で降伏する前に接合部の剪断亀裂が発生すると付着力の増大に大きな低下を示し、逆に梁主筋の降伏後に主筋が塑性化し曲げ亀裂の閉合の遅れに伴う圧縮筋力の増大によって、圧縮側の付着応力度が大きくなることを示した。
- 3) 柱梁接合部の剪断終局耐力を評価するために、Paulayの力の釣合条件から接合部の対角圧縮力を実験結果から算定し、接合部の剪断耐力が対角圧縮力で決定することを示した。特に対角圧縮力の水平方向成分は梁主筋と接合部補強筋によって支持されるが、補強筋が少ないときには梁主筋力が大きくなることを示した。また、接合部の剪断破壊が生じる場合には接合部水平補強筋量が多くても耐力値はコンクリートの耐力で決定するために剪断耐力の増大はみられないことを実験結果から示した。
- 4) 梁主筋力から接合部内への力の伝達を考え併せて接合部の破壊を決定する条件を導いた。破壊は対角圧縮力を伝達するコンクリートの破壊によって決定するが、対角引張方向の歪度の影響による強度の低減を考えることが必要であることを示した。有効強度については加力方法が相互に異なる実験から導かれたCollinsと野口の2種の提案式を応力レベルによって使い分けることで接合部の破壊条件を説明できた。また、梁降伏が生じる場合でも接合部剪断入力量が大きい場合には接合部剪断劣化が生じることが既往の研究で指摘されているが、これについても上記の考えを応用して実験結果を説明できた。
- 5) 最大耐力時の対角ストラットの有効面積を柱成と梁成の中央の点を結ぶことで形成されるストラットの断面積と仮定することにより、これにコンクリートの有効強度を乗じることで接合部剪断耐力を評価できることを明らかにした。
- 6) 用いたコンクリート低減係数の評価式は限られたコンクリート強度の範囲で得られたものであるため、接合部剪断亀裂耐力および終局耐力の実験結果を説明するにはコンクリート強度の影響を低減係数の表現に考慮できるものが必要である。

第4章の参考文献

- [4-1] 大越, 「変分法による平面応力での接合部の解析(その1~3)」, 日本建築学会論文報告集, 202~204号, 1973
- [4-2] 小澤他, 「十字型RC柱梁接合部のディテールと破壊性状との関係」, 日本建築学会北海道支部研究報告集, 1983
- [4-3] Vecchio, F., Collins, M.P., 「Compression Response of Cracked Reinforced Concrete」, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.119, No.12, 1993
- [4-4] Vecchio, F., Collins, M.P., 「The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear」, ACI Structural Journal, Vol.83, No.2, 1986
- [4-5] Vecchio, F., Collins, M.P., 「The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses」, Publication No.82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1982
- [4-6] 柏崎、野口, 「超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断性能に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991
- [4-7] Paulay, T. and Park R., 「Joints in Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance」, Research Report 84-9, University of Canterbury, 1984
- [4-8] 武田、多田, 「鉄筋コンクリート柱はり接合部補強法に関する実験的研究(その2)」, 日本建築学会構造系論文報告集, 第363号, 1986
- [4-9] 市之瀬, 「付着強度を考慮した梁降伏型RC内部柱梁接合部のせん断抵抗機構」, 日本建築学会構造系論文報告集, 第400号, 1989
- [4-10] 上村, 「鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する研究」, 東京大学学位論文, 1992
- [4-11] Paulay, T., 「Equilibrium Criteria for Reinforced Concrete Beam-column Joints」, ACI Structural Journal, Vol.86 No.6, 1989
- [4-12] 森田(代表者), 「鉄筋コンクリート構造のFEM解析の向上に必要な基礎実験と解析モデルの開発」, 昭和63年度文部省科学研究費補助金(総合研究A)研究成果報告書, 1989
- [4-13] 小林、溜、小谷、青山, 「鉄筋コンクリート造柱—梁接合部の実験的研究」, コンクリート工学年次論文報告集, 6-2, 1984

図 5-1-1 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-2 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-3 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-4 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-5 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-6 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-7 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-8 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-9 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-10 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-11 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-12 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-13 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-14 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-15 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-1-16 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-1 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-2 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-3 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-4 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-5 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-6 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-7 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-8 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-9 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-10 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-11 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-12 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-13 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-14 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-15 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

図 5-2-16 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のモデル化

第 5 章

鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の

応力-変形関係のモデル化

第5章 鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の応力-変形関係のモデル化

第1節 概説

骨組の地震時の挙動を解析等で検討する際に、柱や梁などの構造部材の復元力特性だけでなく柱梁接合部の復元力特性を把握することが必要である。接合部はその形状から曲げ剛性がかなり大きいことから曲げ力に対しては剛と見なして良いと考えられるが、相対的に大きな剪断力が作用するのでこれに対する挙動特性を把握する必要がある。

R C柱梁接合部の剪断力に対する復元力特性についての既往の研究については第1章で概説したが、寺岡[5-1, 2]や北山[5-3]による研究は接合部剪断応力度-剪断変形角関係(τ - γ 関係)の包絡線を求めることを目的としており内部柱梁接合部の繰り返し加力時に対する評価法については検討されていない。

本章では接合部の復元力特性をモデル化する試みのうち、接合部補強筋等が剪断剛性や剛性低下に与える影響について検討を行う。また、内部柱梁接合部の復元力特性のモデル化の提案を行い、特に梁の降伏が接合部の復元力特性に与える主要因について考察する。

接合部の τ - γ 関係の最大耐力までのスケルトンカーブは一般に図5-1に示すように接合部剪断亀裂発生点を第1の折点としてその後は最大耐力までを別の勾配の線で表すことが多いが、寺岡らは第2勾配における軟化(曲線化)を表現するためパネル圧潰開始点なるものを定義している。

スケルトンカーブのモデル化に必要なものとして

- ①初期剛性の評価 (第1勾配を示すもの)
- ②第1折点の位置 (剪断亀裂発生耐力 または 変形)
- ③第2剛性の評価 (第2勾配を示すもの)
- ④最大耐力点
- ⑤最大耐力後の扱い(勾配)

が考えられるが、②と④については前章及び第2章で検討を行いその評価について提案を行ったので、残りの①と③の剛性の評価については本章の第2節、第3節で検討を行う。最大耐力後の扱いについては評価法が確立されていないのが現状であり影響を与える要因も様々であると考えられるので、本論では後述する理由により最大耐力後は耐力を維持して変形が増大する完全塑性として制限を設ける。

履歴曲線のモデル化については、北山や寺岡のようにスケルトンカーブカーブを定義して履歴は既往の剪断部材に使われるモデルを適用する方法、藤井[5-4]によるスケルトンカーブ上の最大強度を定義できなくても剛性低下を何等かの要因によって評価して履歴を表す方法が考えられる。本論では、藤井の考えに倣い最大耐力後の挙動を仮定せずに第4節で剛性劣化を示すモデルを考える。

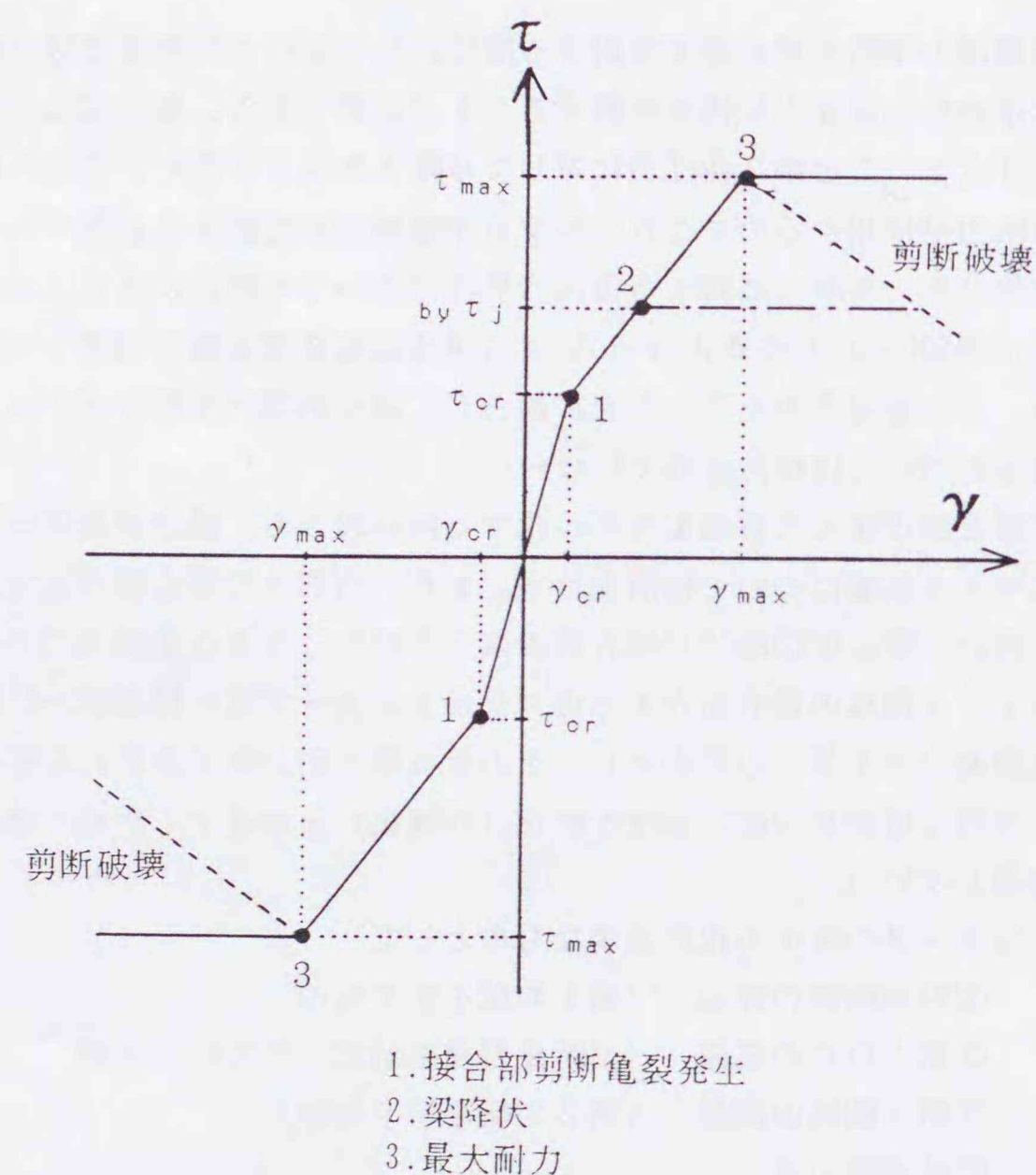


図5-1 スケルトンカーブの概念図

第2節 接合部剪断初期剛性

実験において接合部剪断剛性は接合部剪断応力度と剪断変形角の履歴曲線の勾配で評価するのが一般的であるが、接合部剪断応力度及び剪断変形角の計算法（計測法）は研究者によって差があって統一された評価法が確立されていないのが現状である。剪断応力度の計算法は柱剪断力（あるいは梁剪断力）を用いて力の釣合から第1章で定義した式を用いて接合部剪断力を算出し、接合部有効断面積で除して平均剪断応力度として求める。しかし、この有効断面の考え方に差があり、例えば接合部の応力伝達経路を考える時、本論で扱うように梁からの応力の伝達が梁端面で行われると考え接合部成を柱全成としたり、梁の曲げ亀裂の影響によって応力の伝達が柱コアコンクリートのみで行われると考えることで接合部成を柱の応力中心距離を用いたりしている。また、接合部の挙動を考えた時、初期の段階ではコンクリートが健全であるので確かに柱全断面が有効に働いていると思われるが、作用応力の増大と共に亀裂の発生等によってコンクリートの劣化が進み有効断面が縮小されると考えられるので、接合部有効幅として柱全幅あるいは柱幅と梁幅の平均値を用いたりするものがある。従って、実際の挙動を忠実に再現するには有効断面を変化させることを考えなければならないが、これは非実用的である。

接合部剪断変形角の計測も各研究者によって様々な方法によって行われているが、平面接合部試験体の場合には一般的に接合部表面に埋め込まれた標点の相対変位から例えば対角方向の伸縮あるいは基準線からの傾斜角等によって求めている。

本論では、まず各応力段階での有効断面を定義して剛性の評価を行い、最後に全応力レベルに渡って適応できる評価法を検討する。

図5-2 に全試験体の接合部平均応力度をコンクリート圧縮強度で除した規準化剪断応力度－剪断変形角関係の最大耐力時まで（C3シリーズについては5サイクルまで）のスケルトンカーブを示す。ただし、接合部剪断応力度を算定する際に接合部の有効幅として柱幅・梁幅の平均値を用いている。試験体のうちB8シリーズのLHとB14シリーズのPLについては剪断変形角の計測に不備があったため除いた。また、B8シリーズのMHUBについては接合部コンクリートが試験終了時まで弾性内に留まっていたので図中の初期勾配の中にある。

初期剛性を評価する時点では接合部コンクリートが健全であることと、その場合には剪断応力の分布が全断面にわたって均等であることが解析で示されていることから、接合部有効断面として柱全断面（即ち柱全幅、柱全成で囲まれる部分）として接合部平均剪断応力度を評価できるので表5-1 に示す剛性値には上述の接合部有効幅に柱幅または平均幅を用いる2通りの数値を示した。また、接合部剪断変形角の計測は第3章で述べた方法で求めた（B14、C3シリーズでは接合部対角方向の伸縮量の計測値から計算、B8シリーズでは接合部パネルの1辺に対する隣の辺の傾斜角から直接求めた）。

表5-1 柱梁接合部剪断初期剛性（全シリーズ）・第2剛性（C3シリーズ）

試験体		B8-HL	B8-MH	B8MHUB	B14-PH
	G_0	1.135	1.254	1.058	0.992
正加力時	τ_1	23.2	23.0	16.0	31.0
	γ_1	0.192	0.185	0.171	0.262
	G_{1full}	1.010	1.038	1.026	0.987
	G_{1mean}	1.212	1.245	1.231	1.184
	G_{1f}/G_0	0.89	0.83	0.97	0.99
負加力時	τ_1	20.3	21.2	15.3	31.0
	γ_1	0.200	0.221	0.096	0.256
	G_{1full}	0.845	0.802	0.931	1.008
	G_{1mean}	1.014	0.962	1.117	1.209
	G_{1f}/G_0	0.74	0.64	0.88	1.02

試験体		C3-HH	C3-H0	C3-MM	C3-M0	C3-0H	C3-L0	C5-L0
	G_0	1.003	0.999	0.986	0.986	0.960	0.960	0.990
正加力時	τ_1	25.8	27.7	26.1	26.6	25.4	27.4	---
	γ_1	0.173	0.197	0.166	0.183	0.197	0.236	0.233
	G_{1full}	0.989	0.878	0.981	0.913	0.893	0.875	0.995
	G_{1mean}	1.187	1.053	1.158	1.096	1.071	1.050	1.377
	G_{1f}/G_0	0.99	0.88	0.98	0.93	0.93	0.91	1.00
接線	G_2/G_1	0.175 0.148	0.157 0.149	0.151 0.131	0.174 0.159	0.094 0.093	0.141 0.135	0.044 0.032
	割線 G_2/G_1	0.374 0.315	0.350 0.332	0.363 0.313	0.330 0.301	0.235 0.219	0.342 0.326	0.219 0.047
負加力時	τ_1	25.6	26.8	25.9	26.4	26.2	26.7	23.9
	γ_1	0.218	0.263	0.186	0.243	0.224	0.217	0.191
	G_{1full}	0.928	0.786	0.981	0.863	0.838	0.944	0.845
	G_{1mean}	1.113	0.943	1.178	1.035	1.006	1.132	1.170
	G_{1f}/G_0	0.93	0.79	0.99	0.88	0.87	0.98	0.85
接線	G_2/G_1	0.170 0.153	0.156 0.166	0.136 0.115	0.162 0.157	0.094 0.093	0.139 0.123	0.083 0.071
	割線 G_2/G_1	0.330 0.296	0.295 0.313	0.341 0.289	0.301 0.291	0.226 0.225	0.301 0.266	0.249 0.213

G_0 : コンクリート剪断弾性係数 (10^5 kgf/cm^2) $G_0 = E_c / 2(1 + \nu)$ $\nu = 1/6$

G_1 : 剪断初期剛性 (10^5 kgf/cm^2)

G_2 : 第2剛性 (10^5 kgf/cm^2)

τ_1 : 初期剛性決定の折れ点の剪断応力度 (kgf/cm^2)

γ_1 : 初期剛性決定の折れ点の剪断変形角 ($\times 10^{-3} \text{ rad}$)

G_{1full} : 剪断初期剛性実験値 (有効断面を柱全断面とした) (10^5 kgf/cm^2)

G_{1mean} : 剪断初期剛性実験値 (有効断面を柱・梁の平均幅×柱全成) (10^5 kgf/cm^2)

各試験体とも接合部剪断応力度-剪断変形角（以下、 $\tau-\gamma$ ）曲線上で接合部対角線上の剪断亀裂の発生によって明確な剛性低下が認められ、それ以前の曲線の初期勾配を接合部剪断初期剛性実験値として採用した。勾配を計算した時点の接合部平均剪断応力度は平均で 23 kgf/cm^2 （C3シリーズのC5-L0を除く）程度であった。各試験体の剪断初期剛性実験値（正・負加力時）とコンクリートの材料試験で得られた圧縮強度の1/3応力度時のヤング係数からコンクリートのポアソン比（ ν ）を1/6として(5-1)式で求めたコンクリートの剪断弾性係数の計算値を表中に示す。実験値と計算値の比は0.64~1.02（平均0.90標準偏差0.09）でかなり良い対応を示す。従って、初期剛性は接合部補強筋量の差に拘らず柱全断面を有効としてコンクリートの材料試験から求められる剪断弾性係数を用いて(5-1)式で評価できる。また、柱幅が柱成の2.25倍程度ある偏平な接合部（柱幅/梁幅=2.25、柱幅/柱成=2.25）であるC5-L0の対応も良いことから、偏平断面の場合でも正方形断面（柱幅/梁幅=1.5、柱幅=梁幅）と同じように算定できる。

実験値を比較しても試験体毎に差がないため各パラメータの初期剛性に与える影響はないと考えられる。検討に用いたパラメータの範囲を次に示す。

1. 柱軸力（応力度比 σ_0/σ_B : 1/6、0.3）
2. 接合部補強筋比（水平 p_{jh} : 0~1.6% 鉛直 p_{jv} : 0~1.56%）
3. 柱断面形状（柱幅/柱成 b_c/D_c : 1.0、2.25）

以上、剪断亀裂発生以前の接合部の有効断面として柱全断面を考えて良いことを示したが、前述したように亀裂発生後は断面の幅を柱と梁の平均幅とするように作用剪断応力の大きさで変更すること是不合理であることから、復元力特性を考える時の接合部有効断面としては一貫して平均幅を使った断面で評価するために、初期剛性値は有効断面を柱全断面として評価できる(5-1)式による値に係数（全断面積/平均幅とした有効断面積）を乗じた値を用いることにする。

$$G_0 = E_0 / 2(1 - \nu) \quad (5-1)$$

G_0 : 剪断弾性係数（初期剛性）

E_0 : コンクリートの弾性係数（ $\sigma_B/3$ 応力度時）

ν : コンクリートのポアソン比（=1/6）

第3節 第2剛性（接合部剪断亀裂発生後の剪断剛性）

接合部に剪断亀裂が発生すると剪断応力度-剪断変形角（ $\tau-\gamma$ ）曲線上に大きな剛性低下を生じるが、接合部の亀裂発生後の性状を把握することは骨組の履歴性状を考える上で非常に重要なことである。本節では、接合部の剪断初亀裂発生によって大きな剛性低下を生じた後の接線剛性値（第2勾配）を $\tau-\gamma$ 関係の第2剛性として定義し、第2剛性に与える諸要因の影響を考察する。本論では、 $\tau-\gamma$ 曲線上のスケルトンカーブの剛性を評価する際に梁降伏現象が生じると $\tau-\gamma$ 関係が曲線となり第2剛性が分かりにくくなると考えられるので、ここでは梁降伏の生じていない剪断破壊先行形試験体（C3シリーズ）の結果を用いて考察を行う。第2剛性の実験値は剪断初亀裂発生点と剪断強度予想値の8割（ $\tau_j = 4\sqrt{\sigma_B}$ ）の応力時（第3サイクルピーク時〔第3章参照〕）の点を結ぶ線の勾配とした。実験において試験体には低応力レベルから正負の繰り返し加力が与えられ、ここで用いた梁の降伏が生じない試験体の場合でも剪断亀裂発生後から第2剛性を定義する点までに応力レベルの増大によるコンクリート剛性の低下や繰り返し加力によると思われる剛性低下が認められるため、第2剛性を示す直線より履歴曲線がはみ出す結果となり第2剛性が直線で表せれない。さらに、後述するように剪断亀裂の発生・伸展の影響が剛性低下として履歴曲線に現れるため一度剪断亀裂が発生した後の $\tau-\gamma$ 曲線上でも徐々に剛性低下が認められるが、上述の第3サイクルは亀裂発生後の処女曲線上であることと、その履歴曲線の非線形性も僅かであることから上述の定義により第2剛性を考えた。

第2剛性値の実験値を表5-1に併せて示した。第2剛性は接合部剪断亀裂発生点と最大耐力点を結ぶ線の勾配であるから、剪断亀裂発生によるコンクリートの劣化が原因で生じる剛性低下の割合を示す指標と考えられるが、第2章での結果から接合部耐力が柱軸力によらずコンクリート強度でのみ決定されることと、剪断亀裂発生強度は柱軸力の増大によって大きくなることから柱軸力の増大は結果として第2剛性の低下を招くことになる。また、接合部の剪断亀裂の拡幅による剪断変形の増大はコンクリートが負担していた引張力の再分担をする接合部補強筋の存在によって防ぐことが出来ると考えられるので、接合部補強筋量の多いもの程第2剛性が大きいと考えられるが、実験結果を比較すると接合部補強筋量の差に関わらず剪断亀裂発生後の曲線はどの試験体もほぼ同じ挙動を示す。ただ、接合部水平補強筋の全く無いC3-0Hは他の試験体に比べ大きな剛性低下を示したが、これは前述したように柱主筋を横方向に拘束していないための影響と考えられる。

接合部剪断亀裂発生前後の接合部補強筋の挙動を検討するため図5-3に各試験体の接合部水平補強筋歪度分布を示す。また、コンクリート表面に埋め込んだ標点間の動きから求めた接合部各部における水平方向のコンクリート歪度の分布を図5-4に併せて示した。接合部水平補強筋は柱軸力導入時によって僅かな引張歪が全体に均等に生ずる。剪断亀裂の発生によって補強筋に引張力が導入され接合部中央部を中心に歪度が増大するが、その値

は最大値で高補強試験体で250 μ 程度、中補強試験体400 μ 程度である。これに対して微補強試験体（L0）では補強筋として3 ϕ が2段だけ配されているにも関わらず補強筋歪度は1000 μ 程度に留まっている。また、コンクリート歪度は接合部中央部で最大になる分布を示すが、接合部中央部の値で高補強試験体が250 μ 程度、中補強試験体で250~400 μ 程度、微補強試験体で500 μ 、無補強試験体（0H）で500~600 μ である。剪断亀裂発生直後はコンクリート表面でも補強筋量が少なくてもそれほど大きな歪が生じていないことからコンクリートの劣化が少ないことが判る。第2剛性の終点（3サイクル）の応力度レベルで比較すると、補強筋歪度がそれぞれ900 μ （高補強）、1200~1400 μ （中補強）、1500 μ （微補強）であり、コンクリート歪度は高補強、中補強、微補強はいずれも2000 μ 程度で無補強で3000~4000 μ であった。接合部補強筋歪度からは補強筋量が多い場合に若干の歪低減があるが比例的でないこと、補強筋がほとんど無い微補強でも補強筋の応力分担は大きくなく歪度が弾性域に留まっていることが判る。従って、剪断亀裂の発生によって接合部補強筋の歪度の増大は接合部コンクリート平均歪度の増大と同じ程度であって、接合部補強筋が剪断剛性を高める効果は少ないと考えられる。この場合、隣接梁の拘束効果の影響も大いに考えられる。

北山の研究による第2剛性の評価式は梁降伏後の剪断破壊型試験体の実験結果から求めたものであるが、基準の第2剛性値に1)コンクリート強度の影響、2)接合部水平補強筋の影響、3)柱中段筋の影響、4)柱軸力の影響、5)直交梁の被覆率の影響を表す各係数を乗じるものである。但し、5)の影響は有意でないとして係数を1.0としている。

$$G_2 = k_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot G_{2i} \quad (5-2)$$

ここで、

G_{2i} : 基準第2剛性 16260kgf/cm²

k_0 : コンクリート強度による係数	0.143 $\sigma_B^{0.327}$	($\sigma_B < 962 \text{ kgf/cm}^2$)
	1.35	($\sigma_B \geq 962 \text{ kgf/cm}^2$)
k_1 : 接合部水平補強筋による係数	1.0	($p_{jh} < 0.27\%$)
	$1.184 p_{jh}^2 - 0.411 p_{jh} + 1.025$	($0.27\% < p_{jh} < 1.27\%$)
k_2 : 柱中段筋による係数	2.41	($p_{jh} \geq 1.27\%$)
	$0.261 p_{ci} + 0.778$	($p_{ci} < 0.85\%$)
k_3 : 柱軸力による係数	1.00	($p_{ci} \geq 0.85\%$)
	$-2.83 \times 10^{-3} \sigma_a + 1.057$	($\sigma_a < 80 \text{ kgf/cm}^2$)
k_4 : 直交梁被覆率による係数	0.83	($\sigma_a \geq 80 \text{ kgf/cm}^2$)
	1.0	

C3シリーズ試験体について(5-2)式で求めた値と実験値の比較を示す。

表5-2 北山による第2剛性の評価値との比較 (10^4kgf/cm^2)

	C3-HH	C3-HO	C3-MM	C3-MO	C3-LO
5-2式計算値	3.10	3.10	1.82	1.45	1.29
実験値(正)	1.75	1.57	1.51	1.74	1.41
計算/実験	1.77	1.97	1.21	0.83	0.91

計算値と実験値の対応は悪いが、この理由は北山が評価式の係数を決定するのに用いた実験値は試験体の梁降伏耐力の3/4の応力レベルで決定したものであるが、本試験体では梁は降伏しないことと実験値を決定した剪断応力度レベルが大きく違うことである。

国正ら[5-5]は軽量コンクリートを用いた梁降伏先行型の十字形平面接合部の加力実験で、軸力の有無 ($\sigma_0 = 0.40 \text{kgf/cm}^2$ $\sigma_0 = 211 \sim 222 \text{kgf/cm}^2$) にかかわらず梁降伏時まで ($\tau_j = 60 \text{kgf/cm}^2$) の第2剛性は弾性剛性の2/10程度である結果を得ている。この評価は実験で得られた $\tau - \gamma$ 関係を概観しているものである。

本論のC3シリーズ試験体の第2剛性の平均値はおおよそ初期剛性の0.15倍であるが、剛性値そのものが評価する点の採り方で大きく変化すること、最大耐力時の変形の評価が確立できないこと、次節のモデルがスケルトンカーブカーブを評価するものではないことを考えて、第2剛性の値として初期剛性の0.15倍を提案する。第2剛性を一定値とすることは、前述の柱軸力の影響を考慮できなくなることになるが、内柱で考えられる軸力の範囲では図5-5に示す試算の結果から履歴曲線のモデル化の上で問題ないと判断できる。

B14シリーズ試験体は剪断亀裂の発生後も梁の降伏まで若干の応力増大があったため、この試験体を用いて梁降伏先行型の場合の第2剛性の比較を行う。前述したように試験体PLでは接合部剪断変形角の計測に不備があったため除いていたが、接合部の厚さ方向の中央でも対角変形を計測していたのでこれを用いた剪断変形角で比較が出来る。図5-6は接合部横補強筋量の違うPLとPHの $\tau - \gamma$ 関係を合わせて示したものである。剪断亀裂発生後も履歴曲線に違いがみられないために梁の降伏によって接合部剪断入力量が剪断亀裂発生耐力の1.5倍程度に抑えられる場合でも剪断剛性に与える接合部補強筋量の効果が認められない。

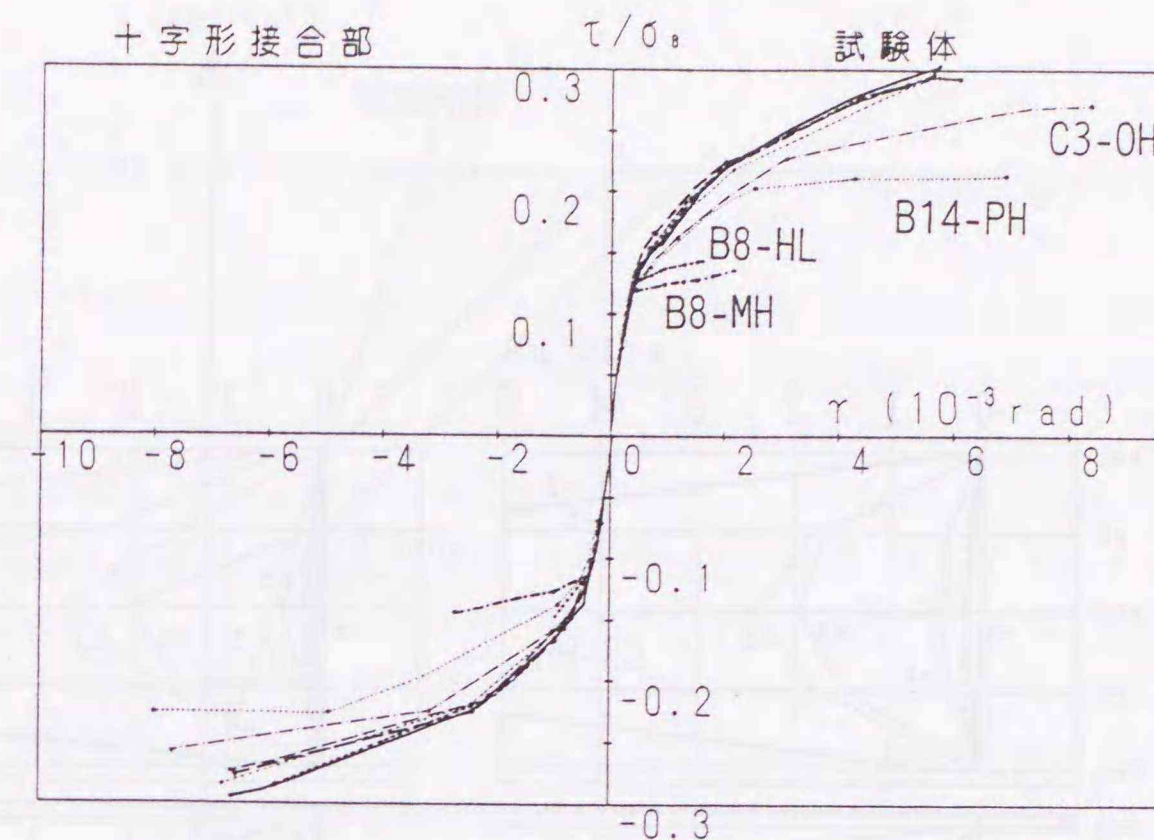


図5-2 規準化剪断応力度-剪断変形角スケルトンカーブの比較

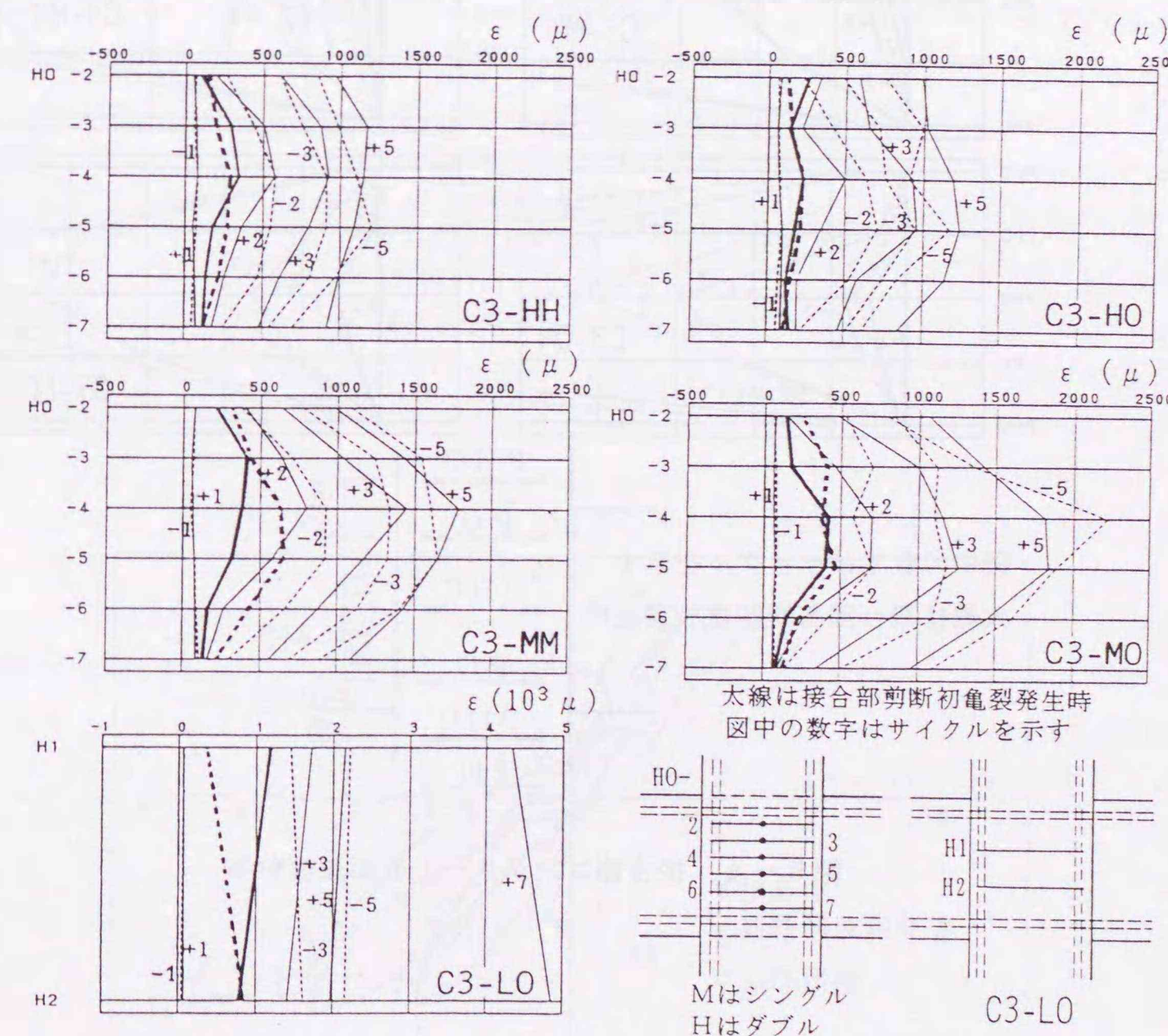
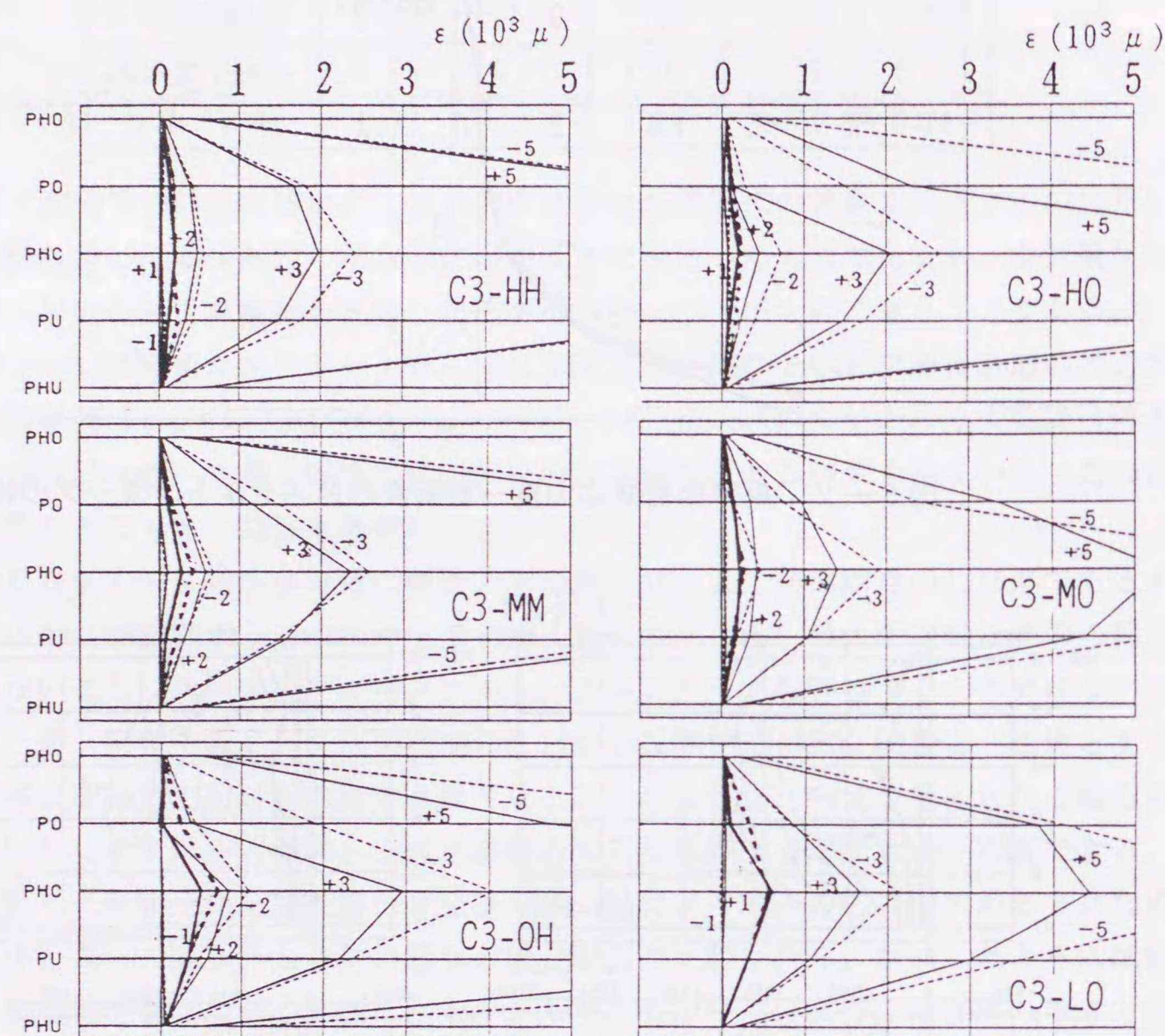


図5-3 接合部水平補強筋歪度分布



図中の数字はサイクルを示す
太線は接合部剪断初亀裂発生時

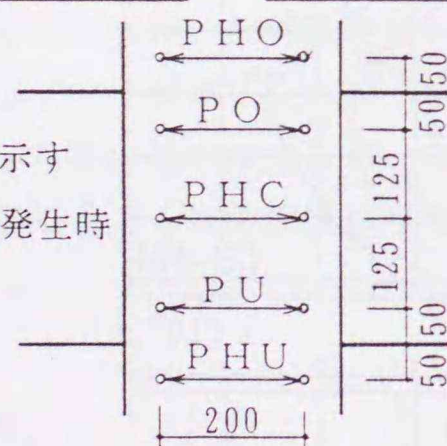
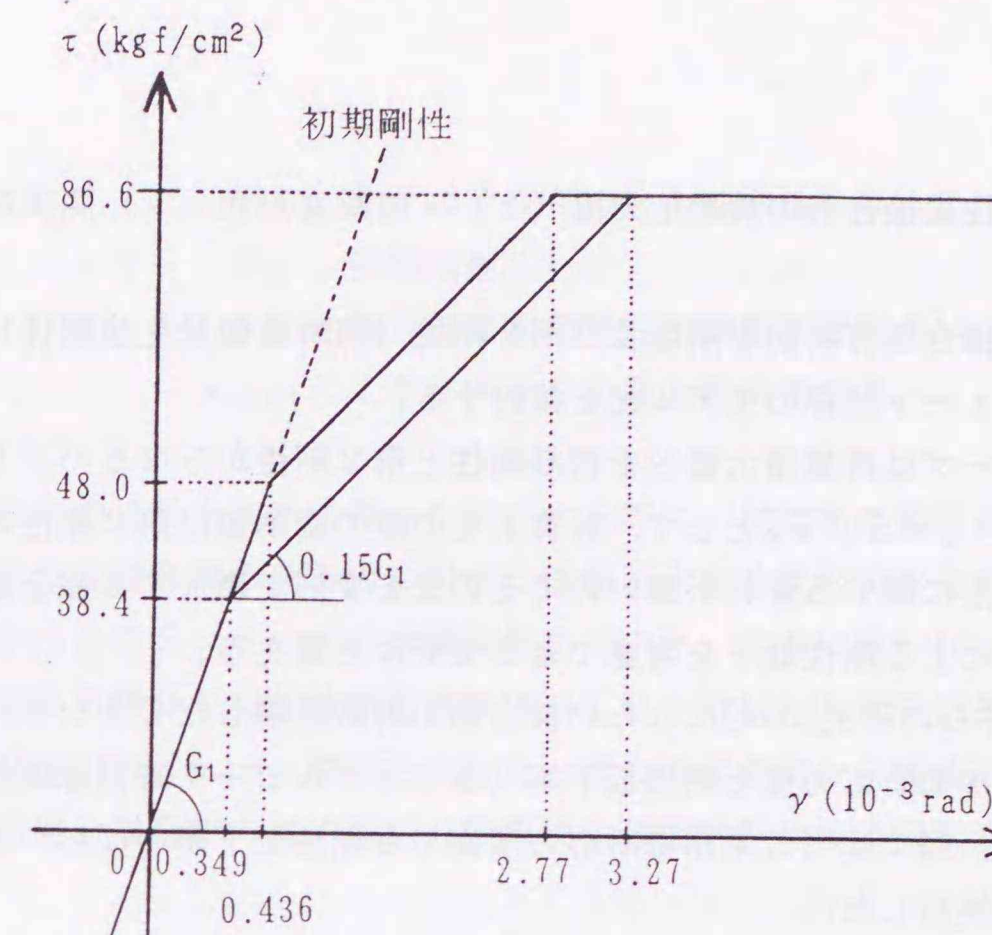


図5-4 接合部コンクリート表面歪度分布



条件 $\sigma_B = 300 \text{ kgf/cm}^2$
柱軸力 (応力度) $\sigma_\theta = \sigma_B/6, 0.3\sigma_B$

$$E_{1/3} = 2.1 \times 10^5 \sqrt{\sigma_B/200} = 2.57 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$G = E/2(1+\nu) = 1.10 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = 5\sqrt{\sigma_B} = 86.6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_{cr} = \sigma_t \sqrt{(1+\sigma_\theta/\sigma_t)} \quad \sigma_t = 1.2\sqrt{\sigma_B}$$

$$\tau_{cr} = 38.4 \text{ kgf/cm}^2 (\sigma_\theta = \sigma_B/6)$$

$$48.0 \text{ kgf/cm}^2 (\sigma_\theta = 0.3\sigma_B)$$

図5-5 スケルトンカーブの検討

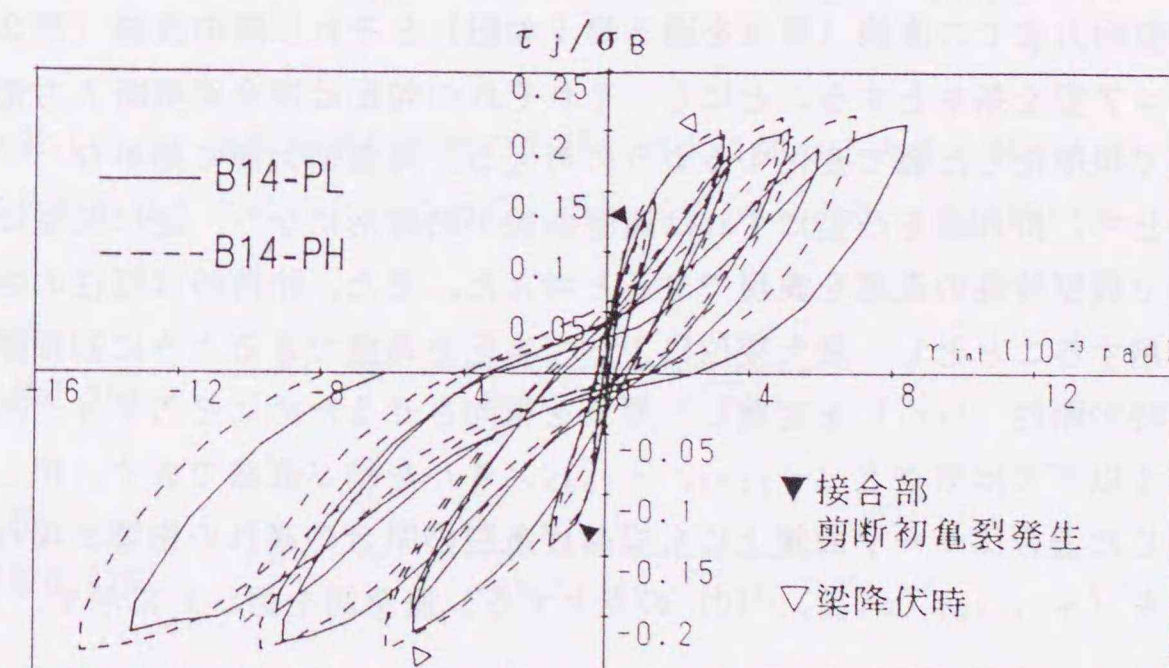


図5-6 $\tau - \gamma$ 曲線の比較 (B14試験体内部計測値)

第4節 内部柱梁接合部の剪断応力度 (τ) - 剪断変形角 (γ) 関係のモデル化

前節で求めた接合部剪断初期剛性及び第2剛性(剪断亀裂発生後剛性)を使い繰り返し加力時における τ - γ 関係のモデル化を検討する。

スケルトンカーブは荷重増大部分を初期剛性と第2剛性からなるバイリニア型、最大耐力は前述の通り $\tau_u = 5\sqrt{\sigma_B}$ として、計算上その時の変形値は第2剛性の値で決定するが最大耐力時の変形に関する資料が無いのでそのまま変形を増大する完全塑性型を仮定し、加力の繰り返しによる剛性低下を考慮できるモデルを考える。

前述した藤井らの研究[5-4]にならい接合部が剪断破壊したC3シリーズについて接合部に作用する累加剪断応力度と剛性低下率(各サイクルピーク時割線剛性)の関係を求め図5-7に示した。図では同じ累積剪断応力度値でも剛性低下率のばらつきが大きいことのようなことを検討した。

1. 累加応力度で評価すると例えば接合部の剛性低下が生じないような低応力での繰り返しが行われた場合にも剛性低下を起こすことになること。
2. 接合部の剪断剛性低下を起こす原因としては接合部剪断亀裂の発生、亀裂の発生による梁付着性状の悪化、剪断亀裂面でのコンクリート劣化による摩擦力の低下、梁の降伏による梁拘束力の制限が考えられる。

剪断剛性の低下は実験結果から剪断亀裂の発生に起因するものであること、剪断初亀裂発生後の繰り返し加力時にも剪断亀裂発生耐力以上の剪断入力があることで新たな亀裂の発生伸展が生じていることが観察されていることから、剪断剛性の低下には剪断亀裂耐力以上の入力が大きく関与しているものと考え、図5-7の横軸の値を剪断亀裂発生応力度実験値で除したものを図5-8に示したが剪断初亀裂耐力実験値の差が各試験体で無いためデータの分布はそれほど変化しない。そこで、 τ - γ 曲線のモデル化の方針として各履歴曲線も剪断亀裂耐力までの直線(原点を通る第1勾配)とそれ以降の直線(第2勾配)からなるバイリニア型を基本とすることにし、それぞれの勾配は接合部剪断入力量を剪断亀裂発生応力度で規準化した値で変化するように考える。荷重増大部に簡単なバイリニア型を使用することで、折れ線を凸型にすれば履歴曲線が紡錘形になり、逆に凹型にすれば逆S形になるので履歴特性の良悪を表現できると考えた。また、除荷時は既往の曲げ部材形のモデルを準用することとし、最大変位によって劣化を考慮できるように初期剛性に対して次式で除荷時の剛性(G_{fi})を定義し、原点を指向させるためにそのサイクルの最大剪断応力度の1/4以下では原点と($\gamma_{i1/4}$, $\tau_{imax}/4$)を結ぶ直線で表す。但し、後述する梁降伏が生じた場合は τ - γ 曲線上にも梁曲げ亀裂の閉合の遅れの影響が現れるため、折れ点の基準を($\gamma_{i1/10}$, $\tau_{imax}/10$)の点とする。概念図を図5-9に示す。

$$G_{fi} = G_0 * (\gamma_{cr} / \gamma_{imax})^{0.4} \leq G_0 \quad (5-3)$$

G_{fi} : i サイクル目の除荷時剛性

G_0 : 初期剛性

γ_{cr} : 接合部剪断亀裂発生時剪断変形角 (τ_{cr} / G_0)

γ_{imax} : i サイクル目の最大剪断変形角

モデル化のための係数を実験結果から検討する際に、接合部の剪断破壊よりも先に梁降伏が生じてしまうと接合部の剪断力に対する挙動が大きく変化すると考えられるので、梁降伏が生じなかったC3シリーズの実験結果を用いた。参考に図5-10に接合部水平補強筋量がほぼ同じである接合部剪断破壊型試験体(C3-MM)と梁降伏先行型試験体(B14-PH)の初期における τ - γ 関係を示した。梁の降伏直前から梁曲げ亀裂の拡幅による拘束低下が生じ同じ剪断応力度に対して梁降伏先行型試験体では剪断変形角が大きくなっている。

実験において各サイクル加力時と剪断亀裂発生耐力の交点と原点を結ぶ線の勾配(割線剛性)の初期剛性に対する比を第1勾配の剛性低下率(β_1)とし、式(5-4)で与えられるピーク時剪断応力度の亀裂耐力の超過分を亀裂発生耐力で除した値を前サイクルまでについて累計した値(剪断劣化指標: S_i)との関係を図5-11に示した。これは、亀裂発生耐力に満たない入力によっては剪断剛性の低下はないという考えによるものである。亀裂の発生が剪断剛性低下に与える影響は加力方向毎にほぼ独立していることが実験結果から確認されているので、図では正・負加力時毎に剪断劣化指標を計算している。ここでは前述したように柱主筋の補強法が違うために接合部の劣化が極めて激しかったC3-OHを除いている。

$$S_i = \sum_{n=1}^{i-1} (\tau_{nmax} - \tau_{cr}) / \tau_{cr} \quad \text{但し, } \tau_{nmax} > \tau_{cr} \quad (5-4)$$

剛性低下率(β_1)は剪断劣化指標の累計の増大に従って大きく減少しているが、横軸との回帰式を求めると次式のようなになる。但し、 $S_i = 0$ のデータは除いた。

$$\begin{array}{l} \text{正加力時} \\ \text{相関係数 } 0.963 \end{array} \quad \beta_1 = \frac{1.0}{\exp(1.32\sqrt{S_i})} \quad (5-5)$$

$$\begin{array}{l} \text{負加力時} \\ \text{相関係数 } 0.975 \end{array} \quad \beta_1 = \frac{1.0}{\exp(1.46\sqrt{S_i})} \quad (5-6)$$

とする。両式による曲線を図5-11の中に示した。

同様に第2勾配の初期剛性に対する剛性低下率と剪断劣化指標の関係を図5-12に示す。
第1勾配と同様に剪断劣化指標による回帰式を求めると次式のようになる。

$$\begin{array}{lcl} \text{正加力時} & & \\ \text{相関係数0.911} & i\beta_2 = & \frac{0.36}{\exp(0.92\sqrt{Si})} \end{array} \quad (5-7)$$

$$\begin{array}{lcl} \text{負加力時} & & \\ \text{相関係数0.896} & i\beta_2 = & \frac{0.36}{\exp(0.95\sqrt{Si})} \end{array} \quad (5-8)$$

図5-11と5-12を見るとSiが1.0程度(4サイクル)で β_1 を過小評価するが、 β_2 を過大評価するので相殺すると考えられる。また、 β の値が剪断劣化指標の小さい領域で急変することから接合部の亀裂発生による劣化の程度が小さい時の剪断入力の影響と接合部全域に生じた後の剪断入力の影響が大きく違うことを示唆している。

接合部水平補強筋量が剛性に与える影響を見るために補強筋量の違う試験体毎に回帰式を求めると表5-3のようになる。また、特定のSiの値に対する β の値を併せて示した。

表5-3 剪断亀裂発生後の剛性低下に対する接合部水平補強筋量の影響

水平 補強筋	A ₁	B ₁	β_1			A ₂	B ₂	β_2		
			Si=0.5	1.0	2.0			0.5	1.0	2.0
高補強H	1.078	1.476	.515	.246	.056	0.382	1.022	.229	.137	.049
中補強M	0.995	1.323	.513	.265	.071	0.324	0.822	.215	.142	.063
微補強L	0.792	1.302	.413	.215	.059	0.283	0.882	.182	.117	.048

但し、正負加力時の平均

$$\beta_k = \frac{A_k}{\exp(B_k \sqrt{Si})} \quad (k=1, 2) \quad (5-9)$$

これによると各勾配に対する補強筋量による影響は剪断劣化指標が小さい時には横補強筋量の多いもの程僅かに剛性劣化を抑える程度で、その後は中補強の試験体の劣化が小さいことから明確な違いがみられず前項の第2剛性についての結果を定量的に示している。

以上で求めた剛性低下率についての関係(簡略式)を用いて実験結果との比較を図5-14に示す。尚、図5-13に履歴曲線を求める計算のフローを示した。

全試験体共通に正負加力時で第5サイクル目の剪断変形角が過小評価(剛性を過大評価)していることから、剪断亀裂発生による損傷が少ない時の剪断劣化指標の効き方を大きくするような評価式の確立が必要であると考え。ただ全体的には剪断劣化の状況を把握できていると考える。柱梁接合部の剪断破壊が接合部剪断入力量の蓄積に起因するコアコン

クリートの劣化によることが予測される。

そこで、このモデルを用いて梁降伏先行型試験体の破壊過程の考察を行う。

図5-15はモデルの係数をそのままにしてB14-PHに適用したものであるが、剪断変形角が実験結果よりもかなり小さくなっている。この理由として前章で言及した隣接梁による接合部の拘束効果が曲げ亀裂の拡幅(特に梁降伏後)によって低下することをモデルでは考慮していないことが考えられる。また、C3シリーズと同様にB14-PH試験体の剪断入力量に対する剛性低下率の変化を求め図5-16に示す。併せてC3シリーズで求めた関係式を示したが大きく下回っていることが判る。さらに、正加力時に比べ負加力時の値が小さいことは正加力時の曲げ亀裂の拡幅が負加力時の加力時に残留することで梁の拘束がより小さくなる影響と考えられる。梁の降伏による拘束効果の減少(剪断変形角の増大)を量的に論じるには資料が乏しいので、接合部入力量が梁降伏時接合部平均応力度を一度でも越えたなら(いずれかの加力時に梁が降伏したら)剪断剛性をさらに低下するように考えられるようにモデルを変更した。梁の降伏は接合部に対する外部からの拘束を低減することから梁の降伏が生じることによって剪断劣化を増長するような与え方をすべきであると考え。そこで、先の図5-16の横軸の値を梁の降伏後は梁降伏時の剪断応力度と接合部剪断亀裂耐力の比($\eta_v = b_v \tau_j / \tau_{or}$)の関数とすることにして図5-17に書き直した。正加力時に梁降伏した場合にその直後の負加力時の剛性低下に影響がみられるので、本モデルでは剪断劣化指標を加力の向き毎に計算するためこれを評価できない。そこで、梁の拘束の低減の影響として梁降伏直後の逆向きの加力時に $\eta_v/4$ をSiに加えることとした。梁降伏の柱梁接合部の履歴に対する影響の評価をこのようにすれば、上述のモデルが使用可能であると思われる。

従って、梁降伏が生じた場合の剛性低下率は次のように評価できる。

$$\begin{array}{lcl} \text{正加力時} & & \\ i\beta_1 = & \frac{1.0}{\exp(1.32 \sqrt{Si \cdot f(\eta_v)})} & (5-10) \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} \text{負加力時} & & \\ i\beta_1 = & \frac{1.0}{\exp(1.46 \sqrt{Si \cdot f(\eta_v)})} & (5-11) \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} \text{正加力時} & & \\ i\beta_2 = & \frac{0.36}{\exp(0.92 \sqrt{Si \cdot f(\eta_v)})} & (5-12) \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} \text{負加力時} & & \\ i\beta_2 = & \frac{0.36}{\exp(0.95 \sqrt{Si \cdot f(\eta_v)})} & (5-13) \end{array}$$

$$\text{ここで、} \quad f(\eta_v) = \eta_v^{0.667}$$

また、一方で降伏した場合にはその直後の反対加力時の剛性を評価する剪断劣化指標 S_i に $\eta_y/4$ を加える。

このモデルを B 8、B 14 シリーズの梁降伏先行型試験体に適応した結果を図 5-18、5-19 に示す。計算結果はほぼ実験結果と良い対応を示した。B 8 シリーズは接合部剪断入力量が剪断亀裂耐力と差が無いため剪断変形が大きくなならないこと、それに対して B 14 シリーズ試験体は入力量が大きく剪断変形も増大した現象をよく表していると考ええる。梁降伏した後には接合部の剪断破壊へ移行する条件として剪断亀裂耐力以上の入力量が大きく関与していることが前章で明らかになったがこの方法でそのことを示すことができた。

しかし、梁降伏による影響は本論で定義したような単純なものではなく、梁降伏耐力時の入力レベルと剪断亀裂耐力の比の扱いについてはさらに検討を要する問題であると考ええる。また、全試験体を通じて同じ変位レベルの繰り返し時に剛性低下を過大評価（変形が大きくなる）している傾向があり、特に梁降伏先行型試験体で顕著であることから、経験応力度の大きさの影響も考えられるように検討を要する。しかし、ここではそれを考察できる資料が乏しいことから今後の課題としたい。

図 5-20 は第 2 章で用いた既往実験結果に本論文で行った実験結果を加えて横軸に最大耐力を梁降伏耐力で規準化した値を、縦軸に剪断亀裂発生耐力を梁降伏耐力で規準化した値を採ったものである。これによれば、梁降伏した試験体のうち（横軸が 1.0 以上のもの）梁降伏耐力時の入力量が剪断亀裂耐力の約 1.5 倍以上になると梁降伏後の接合部剪断破壊型の試験体が分布する。これは加力条件がすべて同じであるとは言えないがこれは剪断亀裂耐力以上の接合部剪断入力の累加値が大きいことに対応している。

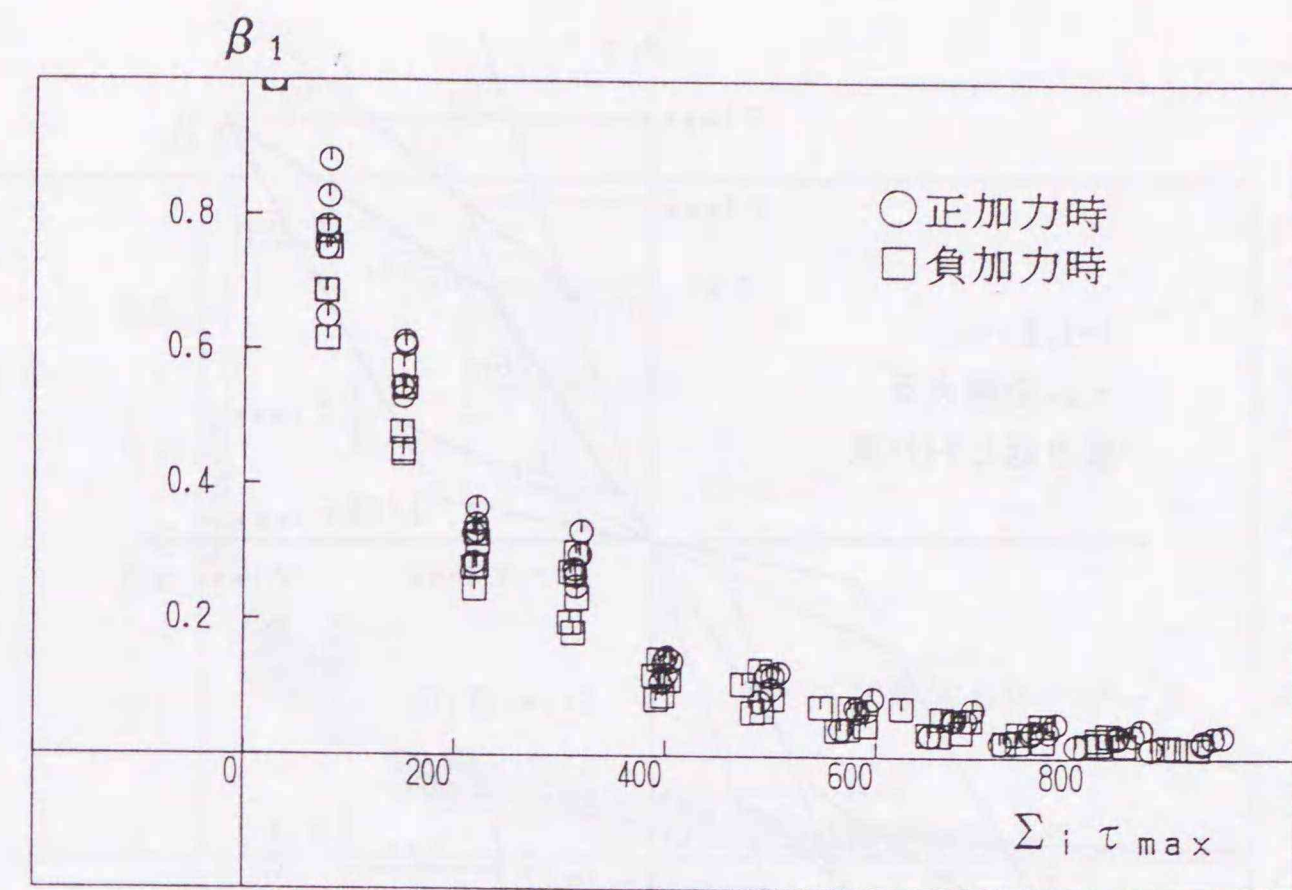


図 5-7 剪断剛性低下率と接合部剪断入力累加量の関係

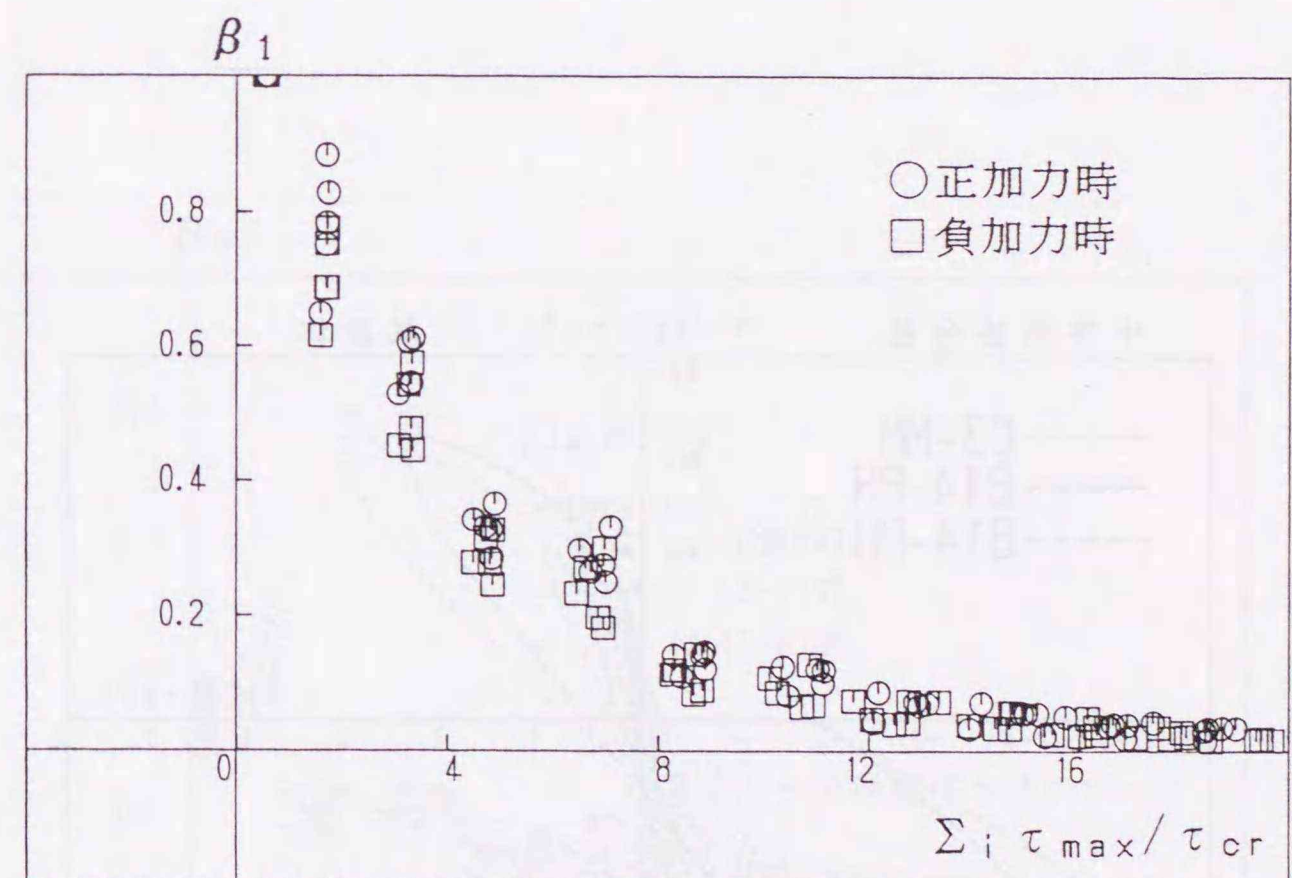


図 5-8 剪断剛性低下率と規準化接合部剪断入力量の関係

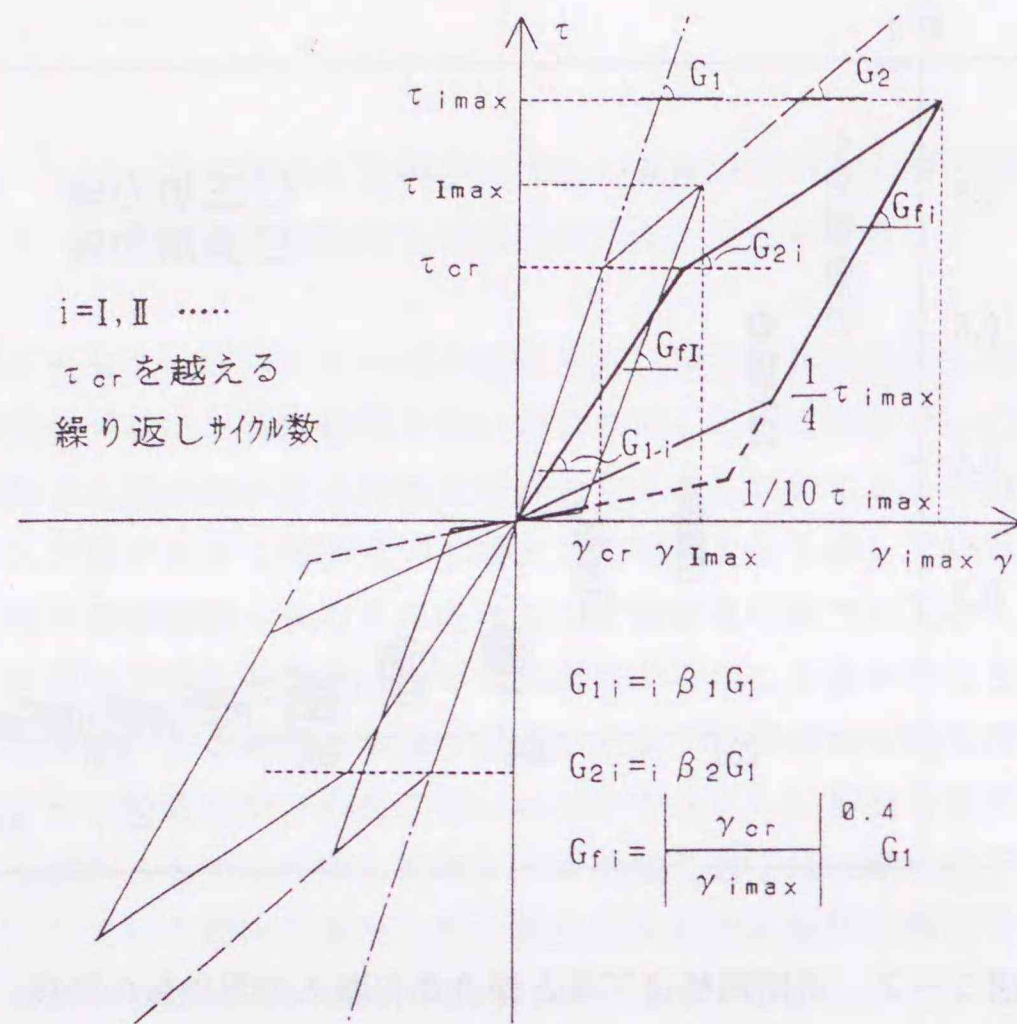


図5-9 $\tau - \gamma$ 曲線のモデル化概念図

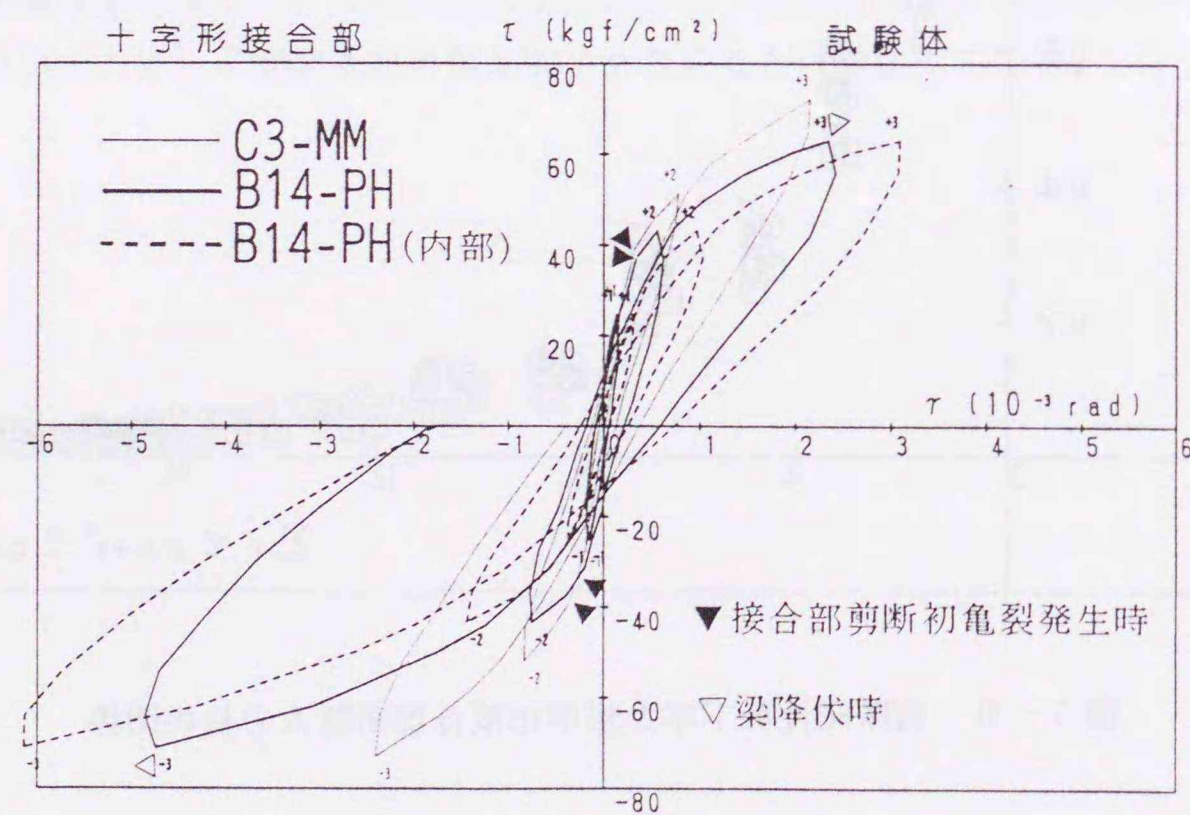


図5-10 $\tau - \gamma$ 曲線の比較
 (接合部剪断破壊型、梁降伏先行型)

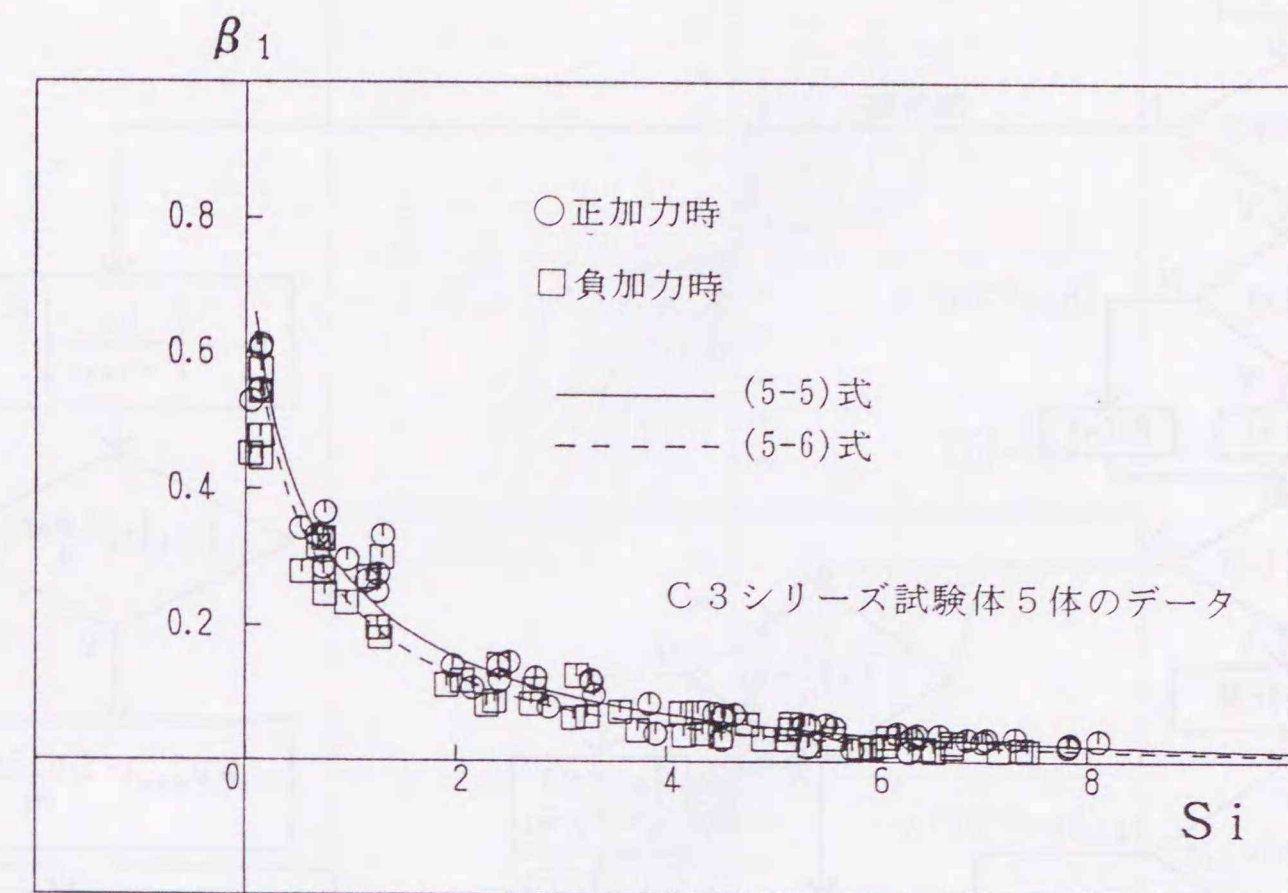


図5-11 接合部剪断剛性低下率と剪断劣化指標の関係

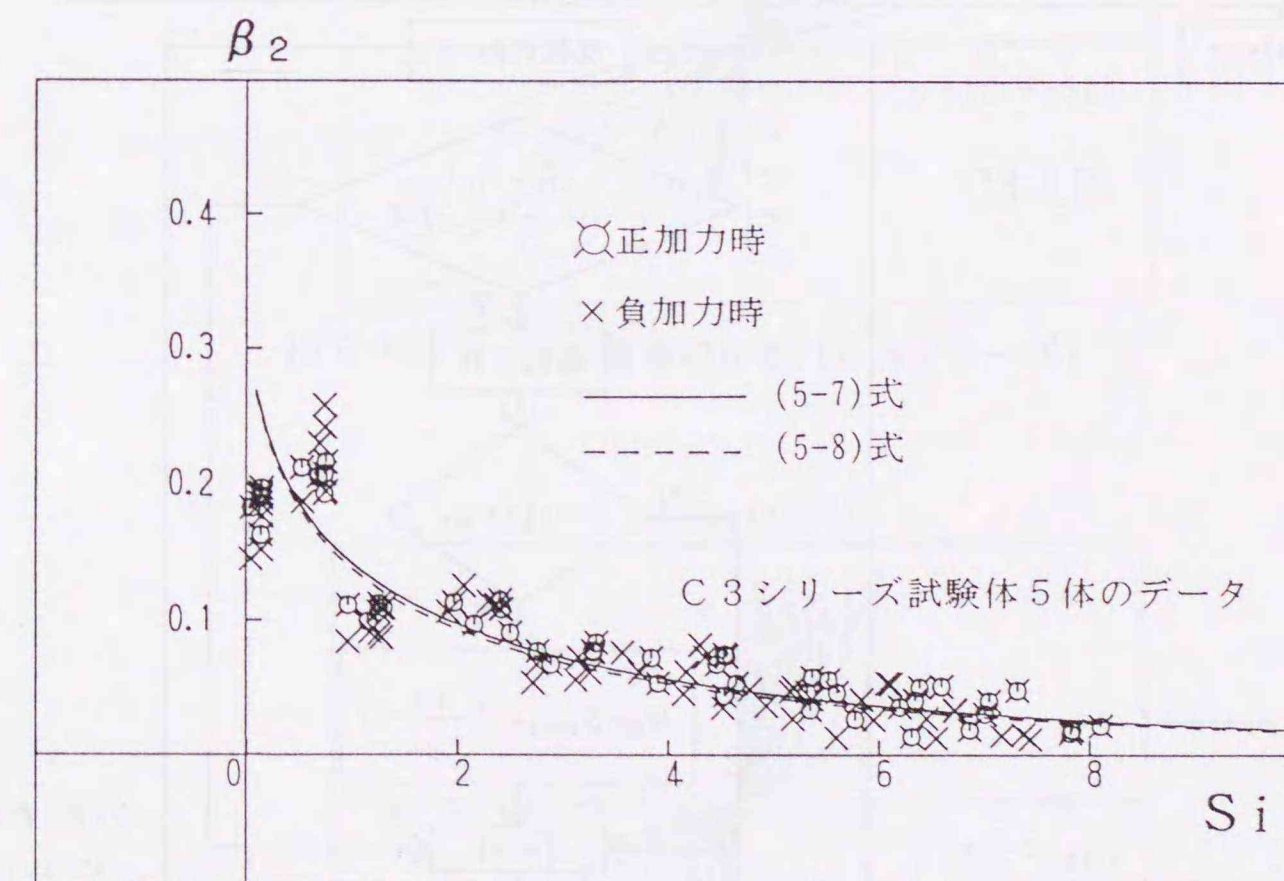


図5-12 第2勾配低下率と剪断劣化指標の関係

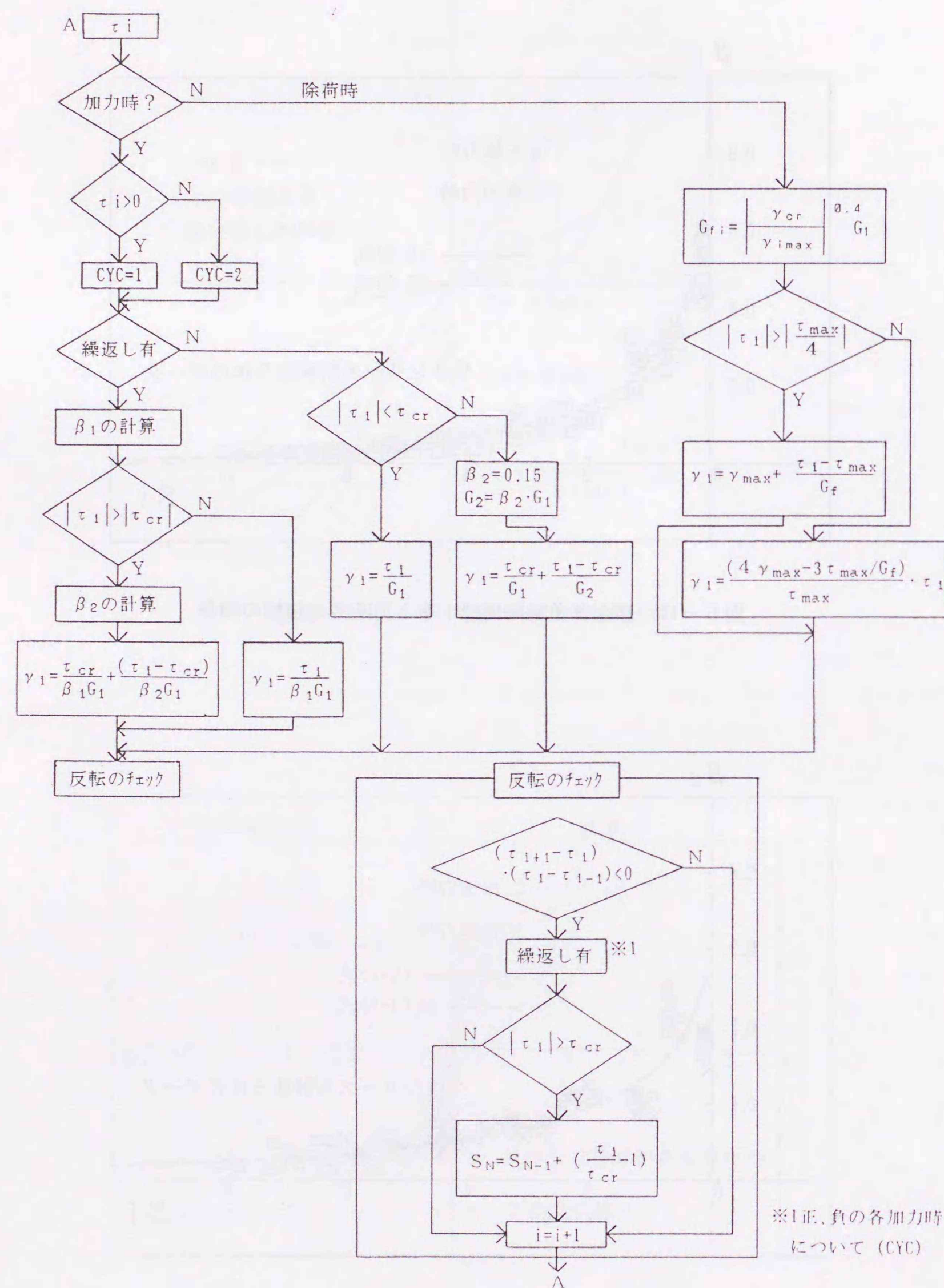


図5-13 τ - γ 関係算出のフローチャート

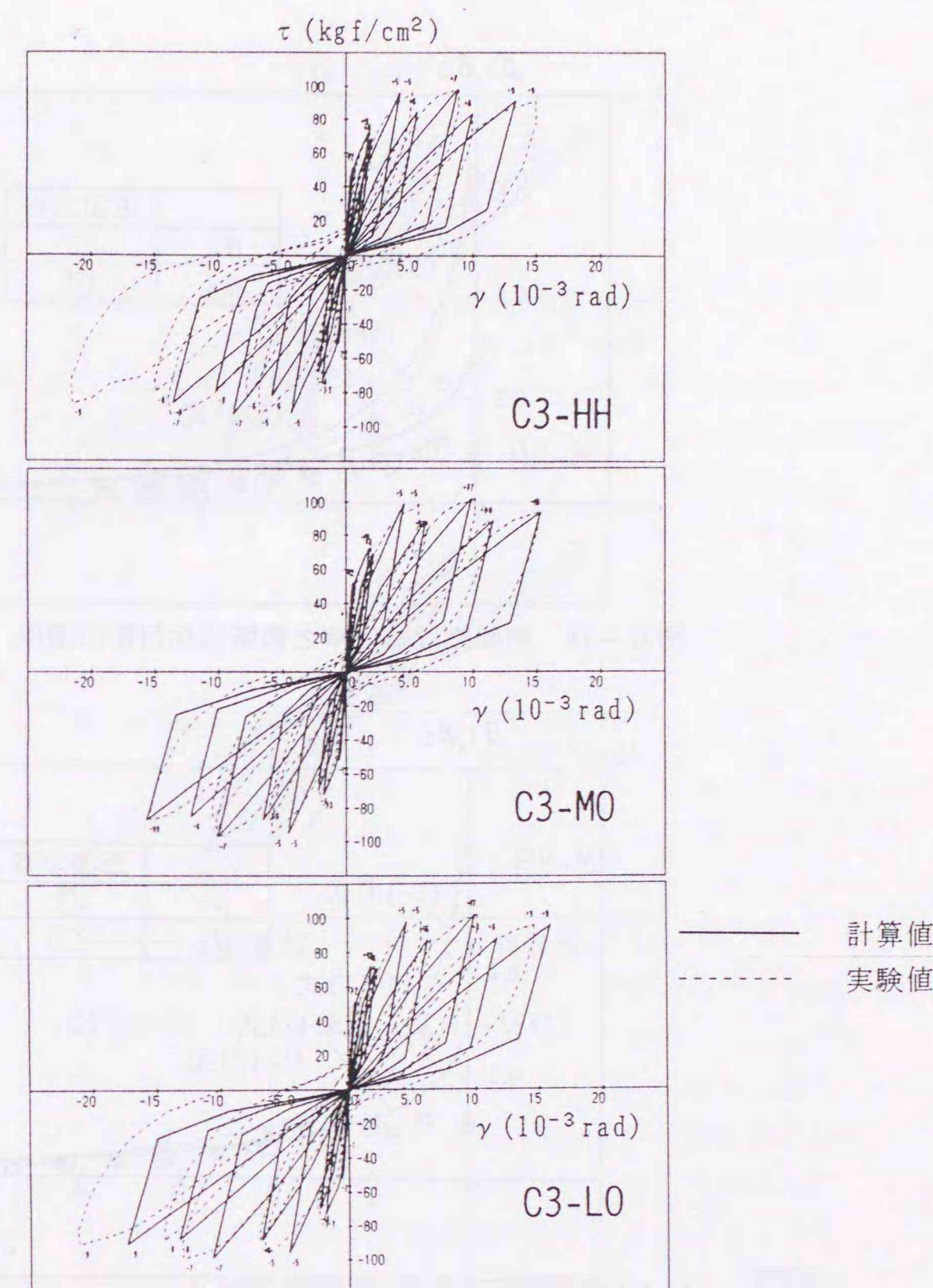


図5-14 τ - γ 曲線の比較 (C3シリーズ)

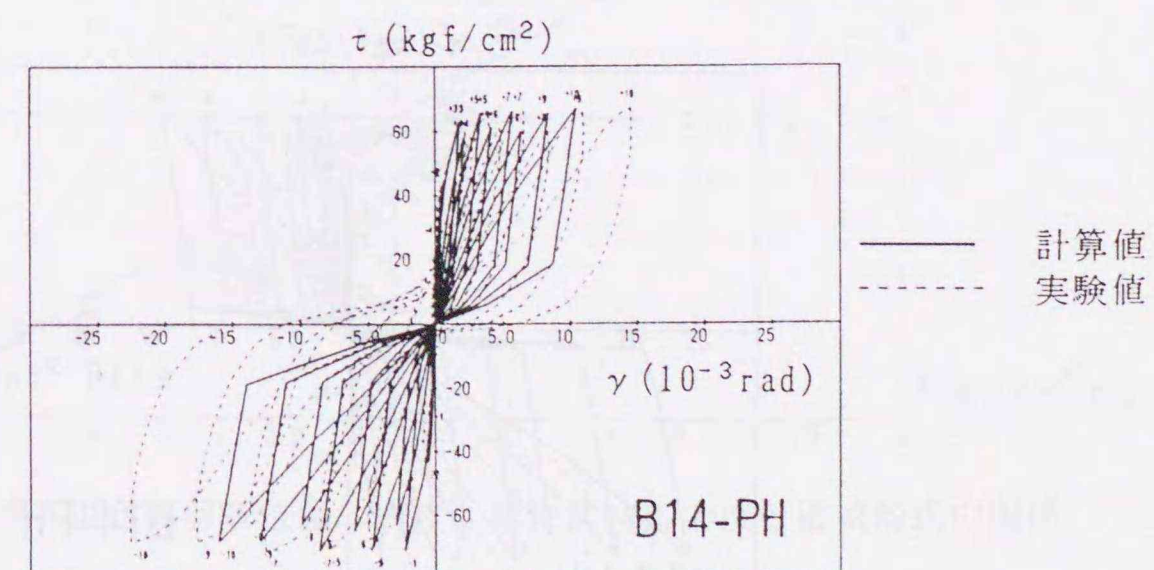


図5-15 梁降伏先行型試験体への適用

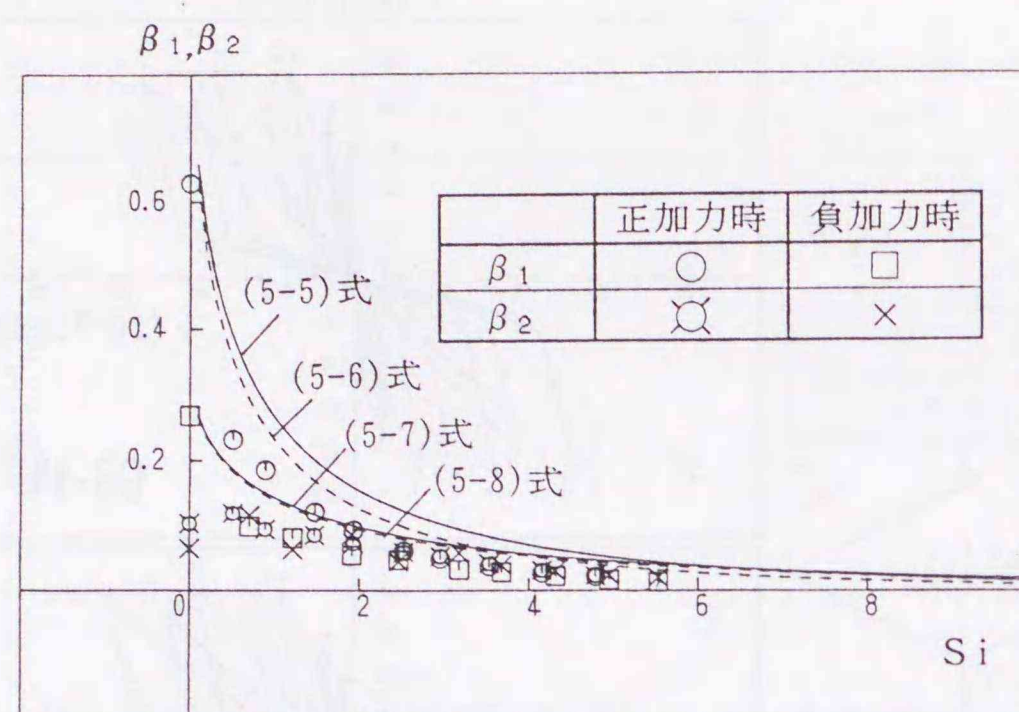


図5-16 剪断剛性低下率と剪断劣化指標の関係 (B14-PH)

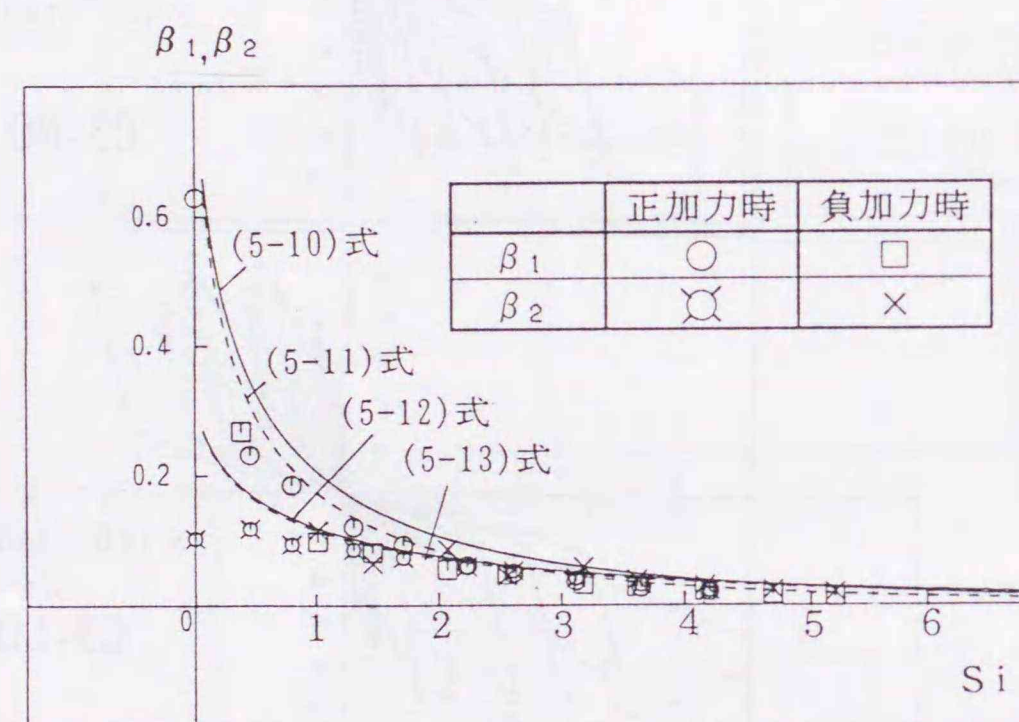


図5-17 剪断剛性低下率と剪断劣化指標の関係 (B14-PH)

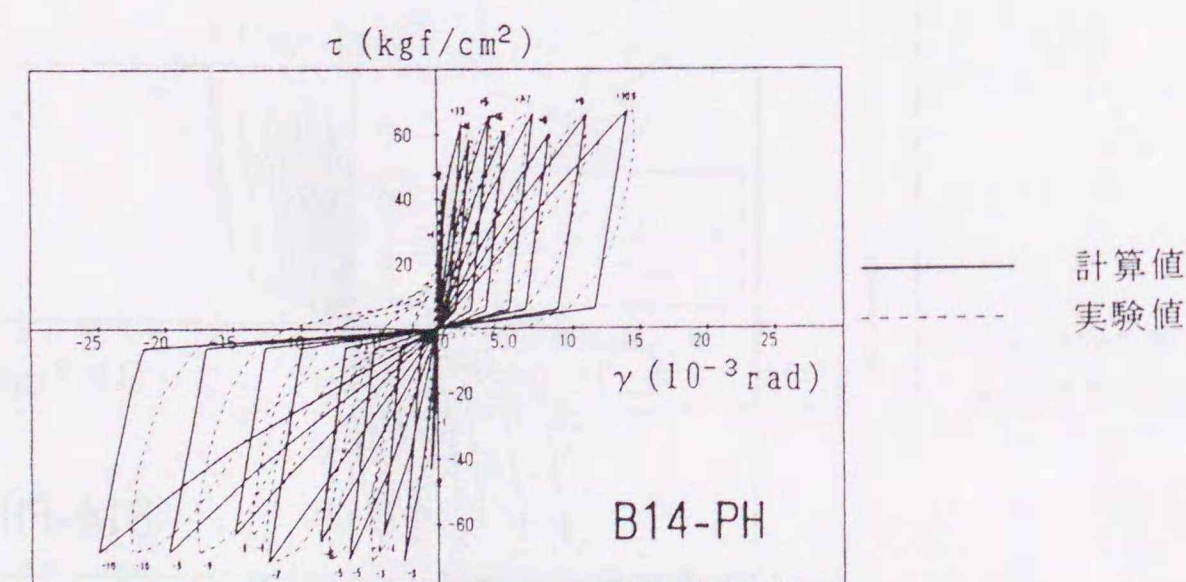


図5-18 $\tau - \gamma$ 曲線 (B14-PH: 梁降伏を考慮)

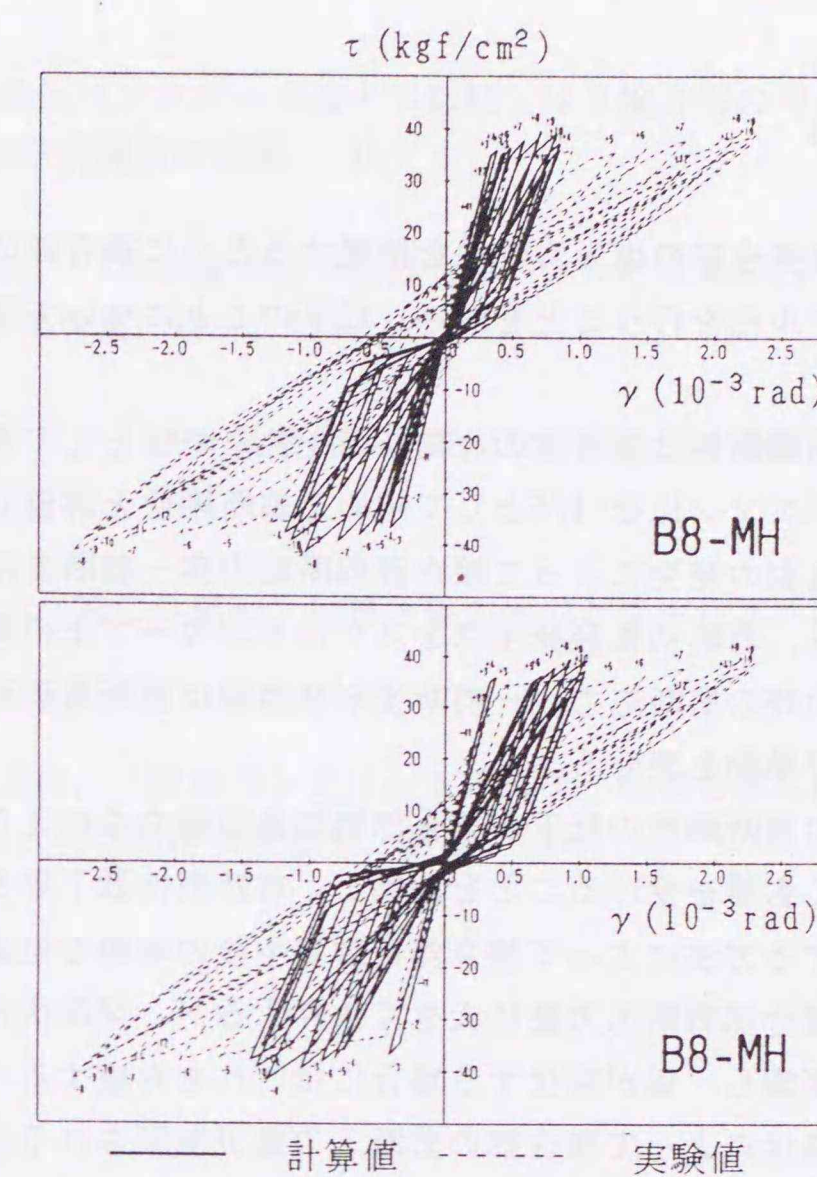


図5-19 $\tau - \gamma$ 曲線 (B8-MH)

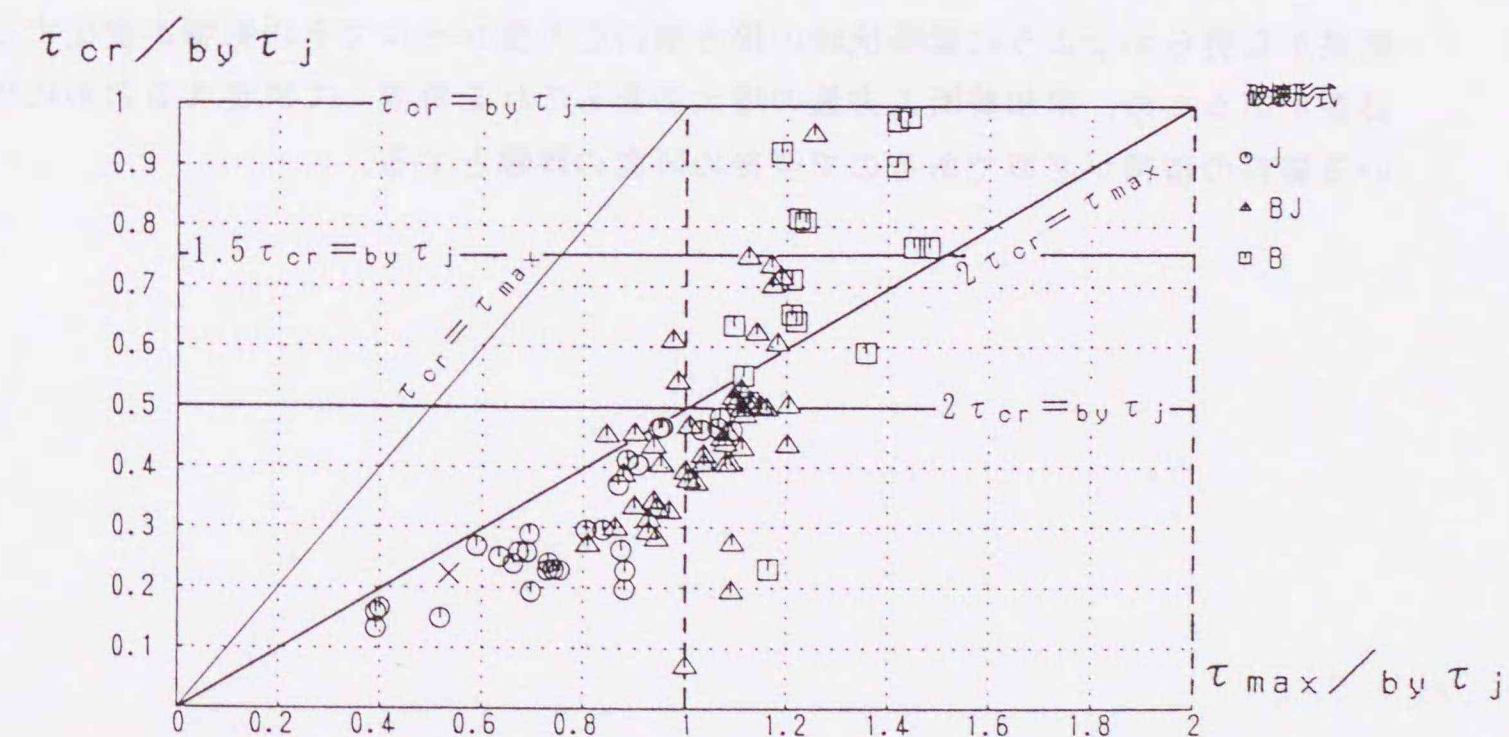


図5-20 接合部剪断亀裂応力度、梁降伏時応力度と破壊形式の関係

第5節 まとめ

本章では、内部接合部の復元力特性を把握するために接合部の剪断応力度－剪断変形角関係についてモデル化を行うことを試み、以下のことについて明らかにした。

- 1) 接合部剪断初期剛性は接合部の有効断面を柱全断面として考え、接合部コンクリートの弾性係数からポアソン比を $1/6$ として求めた剪断剛性と評価してよい。
- 2) 接合部剪断亀裂の発生によって接合部剪断応力度－剪断変形角曲線上に大きな剛性低下を示すことから、剪断初亀裂発生点をスケルトンカーブ上の第1折点として定義できる。
- 3) 繰り返し加力時の剪断応力度－剪断変形角曲線は剪断亀裂耐力を挟む2つの直線でモデル化することで挙動を表せる。
- 4) 亀裂発生後の剪断剛性の低下が接合部剪断亀裂耐力を越える接合部への累加剪断入力量に対して大きく影響を受けることを指摘し、剪断剛性低下率と累加剪断入力量の関係を数式でモデル化する方法によって接合部亀裂発生後の挙動を定義した。
- 5) 剪断剛性は接合部剪断入力量に大きく依存するが、梁降伏が先行する場合には梁の降伏現象が大きく影響し、梁が降伏する場合にはこれを考慮するべきであることを指摘した。
- 6) 本来、梁の降伏によって接合部の剪断入力量が制限されることを考えると接合部剪断変形はそれ以上増大しないことになるが、梁降伏時の剪断応力度レベルによっては剪断亀裂の発生・進展によって接合部の剪断劣化が生じて剪断変形角が増大する。
- 7) 梁降伏後に剪断変形角が増大する接合部剪断劣化の状況について、梁降伏が生じた場合に累加剪断入力量に増大係数を乗じることで評価できる。
- 8) 梁降伏によって生じる接合部剪断剛性劣化の割合は本論の梁降伏先行型試験体の実験結果から明らかなように梁降伏時の接合部の応力度レベルでその影響が変化すると考える必要があるため、累加剪断入力量の増大係数もこれを考慮して決定するためには評価に用いる資料の蓄積が必要であるので今後の研究の課題とする。

第5章の参考文献

- [5-1] 狩野、寺岡他、「鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学性状に関する研究 その5」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987
- [5-2] 佐々木、寺岡、狩野、「RC造内柱・梁接合部パネルのせん断カーせん断変形角関係」、コンクリート工学年次論文報告集、15-2、1993
- [5-3] 北山、「鉄筋コンクリート柱・梁接合部の復元力特性に関する研究」、コンクリート工学年次論文報告集、14-2、1992
- [5-4] 森田、藤井、野村、「RC外部柱・梁接合部の耐力と変形性状」、コンクリート工学年次論文報告集、9-2、1987
- [5-5] 国正、福原、林、長縄、「鉄筋コンクリート構造梁・柱接合部に関する実験研究（その1、その2）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、1974

第6章

鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の

設計に対する提言

第6章 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の設計に対する提言

第1節 概 説

鉄筋コンクリート部材が剪断破壊・圧縮破壊等のコンクリート部分で破壊する場合には、靱性に富む挙動を期待することができないことから、エネルギー吸収による耐震性能の向上を期待するためには、梁端に形成される降伏ヒンジ内の主筋による塑性変形が増大することが望ましい。この理由により、鉄筋コンクリート造骨組の設計では梁の降伏が先行する全体崩壊型を想定することになり、柱梁接合部の設計応力レベルとしては梁が降伏する時の接合部入力が基準となる。さらに、梁端部に降伏ヒンジが確実に形成された後の保証すべき変形の大きさは、一般的に塑性率として4程度を見込むことが多い。従って、この程度の変形までは接合部が剪断破壊することなく、また、梁主筋周りのコンクリートの付着割裂が起きないように良好な履歴性状を維持することが必要である。

本章では、接合部を含む架構の作用応力の大きさと変形性状について考察を行い、想定する骨組の崩壊型を確実に形成するための接合部の設計について提案を行うことを目的とする。

既往の柱梁接合部の実験的研究では架構の変形に占める柱梁接合部剪断変形角の割合を用いて接合部の挙動が全体架構に対する影響を検討している例が多くみられる。その中で、接合部の剪断入力レベルと変形性状に着目した例をここに示す。

渡辺ら[6-1]は既往の実験結果が示す接合部破壊型での高い剪断耐力と、梁曲げ降伏型の比較的低い剪断耐力の関連について図6-1に示す接合部の破壊曲線を想定して、内部接合部の剪断入力量と限界変形に着目した実験を行い、接合部の限界変形に与える梁主筋の付着性状についての検討を行った。破壊曲線の意味するものは、接合部の剪断耐力が剪断変形量の増大に伴って耐力の低下が生ずるために、この劣化曲線と梁曲げ耐力で決まる直線が交わるところで剪断破壊が決定することである。実験では梁降伏時の接合部剪断入力量を主要因として、入力量（接合部剪断応力度） $0.193 \sim 0.344 \sigma_B$ （ $3.32 \sim 5.92 \sqrt{\sigma_B}$ ： $\sigma_B = 296 \text{ kgf/cm}^2$ ）の範囲の試験体を製作し、同時に梁主筋の付着性状の違いも考慮している。その結果、剪断入力量の大きい試験体ほど耐力後の耐力低下が大きいこと、また耐力時の剪断変形角が大きいこと、梁主筋付着が良好なものほど接合部剪断変形成分が大きいことを示した。

北山ら[6-2]は梁主筋の付着性状を良くした梁降伏型の接合部試験体（梁降伏時の接合部剪断入力量 $\tau_j = 0.175 \sigma_B = 2.83 \sqrt{\sigma_B}$ 、 $\sigma_B = 261 \text{ kgf/cm}^2$ ）を用い、接合部補強筋量をパラメータとして骨組の破壊形式、復元力特性に与える影響を検討した。その結果、梁の

主筋の付着が良い場合（柱成／主筋径＝31.5）には梁端に塑性ヒンジが形成されて良好な履歴性状が得られること、接合部補強筋量の違いの影響は層間部材角が1/46程度ではみられないが、大変形時には接合部剪断変形角の拘束に機能すること、全補強で必要とされる量の半分程度を配すれば大変形時にも接合部を健全に維持できることを示した。

これらの研究から、接合部の剪断余裕度の大きさによって接合部の変形が架構の変形に与える影響が変化し、また、これに梁主筋の付着性状が関係していることが示された。

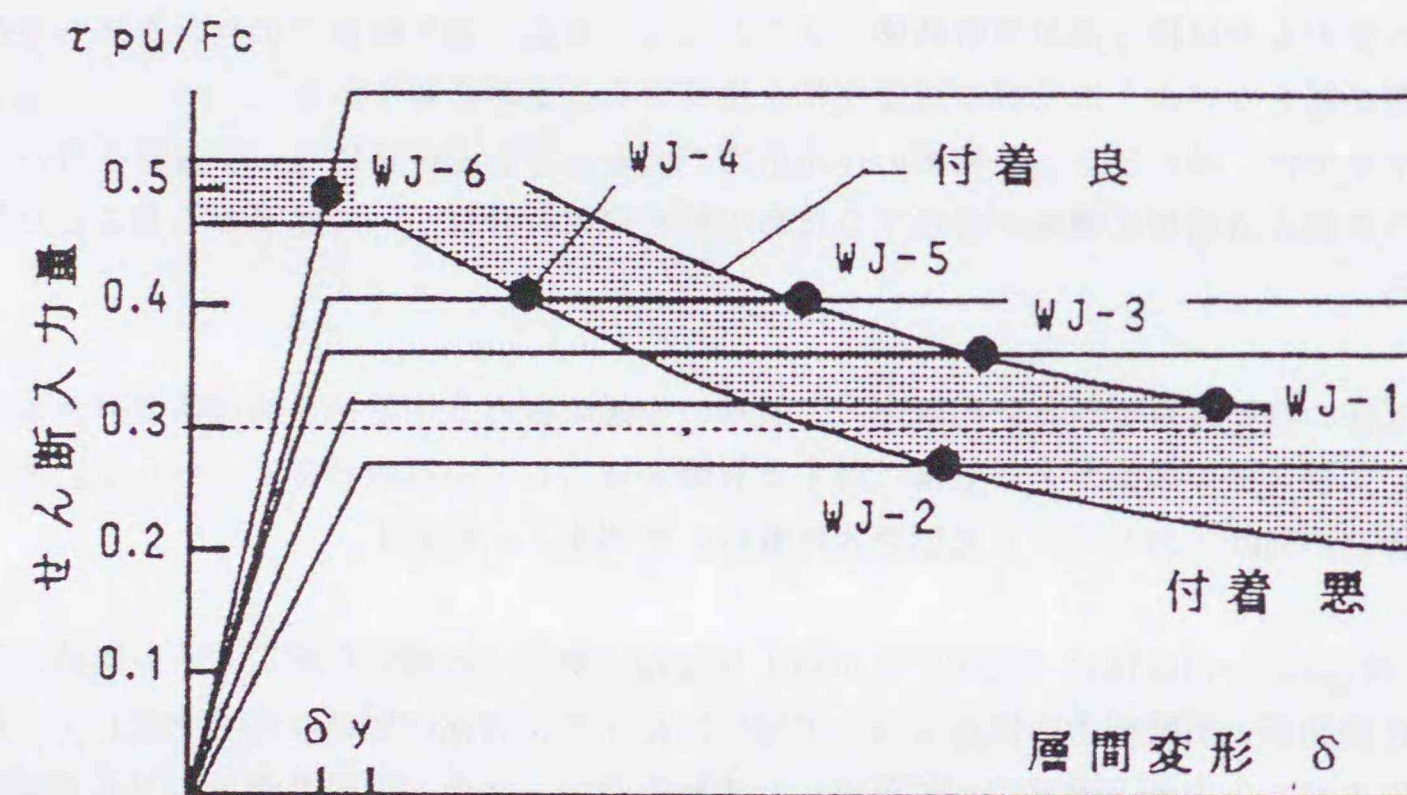


図 6-1 渡辺らが想定する柱梁接合部の破壊曲線

第 2 節 柱梁接合部の変形を含む架構の変形

6-2-1 変形成分

骨組の変形に占める接合部の剪断変形、梁端部の剛体回転変形の各変形による割合を求めることによって骨組全体の挙動を予測できる。骨組の履歴性状は、その骨組の変形に占める割合の大きい部分の履歴性状が支配的になると考えられる。鉄筋コンクリート部材では剪断破壊型の履歴性状や鉄筋の滑りによる履歴性状はエネルギー吸収能の乏しい履歴特性を示すので、極力これを避けるべきである。

水平力を受けるラーメン骨組の変形は図6-2 に示すように柱や梁の部材の変形、柱梁接合部の変形、それに部材と部材を接合する部分の変形に分解できる。このうち接合部変形に関する接合部剪断応力度－剪断変形角関係は前章でモデル化した。

図6-3 に C 3 シリーズ、B 8・14 シリーズの試験体について骨組の層間変形角と柱剪断力の関係を柱梁接合部の剪断変形による成分（ R_y ）、梁付根回転による成分（ R_θ ）に分けて最大耐力時まで（梁降伏型の B シリーズでは剪断破壊型の C 3 シリーズと同程度の変形まで）を示した。また、図6-4 には層間変形角に対する各変形の成分比の推移を示した。

接合部剪断破壊先行型の C 3 シリーズ試験体は接合部入力量が大きいため接合部コアコンクリートの劣化が大きく進み、最大耐力近くで剪断変形による成分が急増する。最大耐力時（ $R \approx 15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ ）の接合部剪断変形の成分比は、C 3-L 0 を除く 5 体の試験体はいずれも同様の推移を示し、最大耐力時には正負加力時の平均でおよそ 45% に達したのに対して、梁付根回転成分比は 20% 程度であった。C 3-L 0 は、これらの接合部中心寄りに補強筋量を多く補強したものよりやや接合部剪断変形成分が大きく、最大耐力時で全変形の 50% を示した。

曲げ降伏先行型の試験体では梁が曲げ降伏する応力レベルの大きさを挙動が大きく異なっている。梁降伏時接合部剪断入力量の小さい B 8 シリーズでは梁が曲げ降伏すると梁の危険断面に変形が集中して、その他の変形である接合部剪断変形成分および梁・柱の部材変形成分の割合が減少する。剪断入力量の大きい B 14 シリーズでは剪断変形成分の割合が梁降伏後も大きいまま推移する。梁の曲げ降伏以降の接合部剪断入力量は、梁の曲げ耐力によって規制されるので増大しないことから接合部の本来有している潜在剪断耐力に至ることはないが、繰り返し加力による接合部剪断亀裂の発生と梁主筋の付着劣化による剪断抵抗機構の変化が変形成分の推移に大きく関係している。

6-2-2 梁端部での梁の剛体回転変形

梁端部に曲げ亀裂が発生した後の加力でこの亀裂の拡幅が集中すると、梁の剛体回転が生じて骨組の変形に大きな影響を及ぼす。梁端部での曲げ亀裂発生後の梁主筋の塑性伸びによる亀裂の拡幅は靱性に富む挙動となり、骨組の履歴曲線は良好な紡錘型を示す。しかし、付着劣化に伴う梁主筋の拔出しによるすべりが生じると梁付根部での回転変形が増大して、その履歴曲線はエネルギー吸収の乏しい逆S字型のループとなるため骨組全体の履歴性状に悪い影響を与える。

図6-5にB8シリーズ各試験体の梁付根部の接合部パネルに対する回転角（両側の梁の平均値） θ と層間変形角の各サイクルピーク値の推移を示す。 θ の値は梁付根部の曲げ回転角であるが、そのほとんどは梁付根部の亀裂の拡幅、即ち梁主筋の抜け出しに起因する回転角と考えられる。B8-HL、MH、LHの3体は殆ど同じ推移を示し、最大耐力までは部材角の50%に相当する値であるが、最大耐力以後はその比率の増大が顕著となり、最終的には部材角に近い値に近づく。B8-MHUBは初期の頃から θ の値が大きく、部材角に近い値で推移する。

1) 梁主筋の降伏に伴う拔出しによる回転変形

梁主筋の接合部からの拔出しは、柱梁接合部内における梁主筋周りのコンクリートの付着劣化が生じることで主筋が滑動することや、付着劣化に伴って梁主筋降伏域が接合部内へ伸展し主筋が伸びることによって生じる。付着劣化の原因としては、第4章で述べたように異形鉄筋の場合には鉄筋のふし間コンクリートのシアキー破壊やふし部コンクリートの支圧破壊が考えられるが、梁主筋に太径・高強度の鉄筋を利用することでさらに付着応力度が増大し付着破壊を生じることが考えられる。

B8シリーズの試験体では梁降伏時の剪断入力量が小さく接合部の剪断亀裂の発生も僅かで接合部変形が少ないことから、剪断入力量の大きな他のシリーズに比べて梁の曲げ変形成分の割合が大きくなるため、梁端部における梁筋歪が大きくなり梁主筋のすべりが生じる可能性がある。

このため、実験時には梁端部と接合部中央部で梁主筋のすべり量（拔出し量）を計測した。図6-6に各試験体の梁上端及び下端コーナー筋の梁端部における接合部からの拔出し量の推移を示す。拔出し量は、鉄筋の柱面から40mm梁側によった位置に溶接した標点の変位を柱成の中心から計測し、柱面からの40mm区間の鉄筋の伸びをこの値から差し引いた値である。径3.2φの鋼線を標点として梁主筋に溶接したことによる鉄筋への影響は破断時の伸びが約1/2に変化しただけで、降伏強度、歪度、引張強度は変化していない。B8-MHUBは拔出し量が初期の頃から大きく、他の3体ではややばらつきがあるがB8-LH、MH、HLの順に大きな値を示し、接合部補強筋による梁主筋の拔出し防止効果が見られる。ど

の試験体でも梁主筋の降伏時から最大耐力に至る間に拔出し量の増大が激しくなる傾向を示し、破壊が梁主筋の拔出しによるものであることを示唆している。

梁端部回転角に含まれる梁主筋すべりによる成分を検討するためにすべり変形計測値から次に示す仮定を用いてすべりによる回転角を計算した。

梁主筋の接合部からの拔出し方向の変位はそのまま用いるが、めり込み方向の変位については梁主筋が接合部内にめり込んでも梁端部のコンクリートはそのままめり込まないため、梁主筋のめり込み変位をそのまま用いると回転変形を過大評価することになる。ただ、最大耐力後の大変形時にはコンクリートの圧潰が進み端部で若干のめり込みが生じていると予想される。過大評価を避けるために梁主筋のめり込みが始まった時点でめり込み点の変位を0として梁端部での回転角の計算を行う。この場合には梁主筋位置が回転中心となるが、参考に平面保持を仮定した断面の弾性曲げ計算では中立軸位置は圧縮端から7cm（梁外縁から主筋位置の2倍内側）になる。

鉄筋のすべり変位を計測しているB8シリーズの梁端回転角、梁主筋の拔出しによる回転角及び梁端回転角と拔出しによる回転角の差それぞれを層間変形角に変換した計算結果を図6-7,8に示す。梁端回転角は梁主筋が端部で降伏する±3サイクル時から増大し、その後の繰り返し加力の影響で変位の増大に伴って逆S字の履歴性状が現れる。回転角からすべりによる回転角を引くと、その履歴曲線は付着を完全とした場合の梁の曲げ履歴性状によるきれいな紡錘型に近い形状になることから、梁端回転角の履歴性状にみられたこの逆S字化の原因は梁主筋の接合部内での付着劣化によるすべりによるものであると考えられる。

2) 梁主筋滑りに対する接合部水平補強筋の機能

第4章で行った接合部内における剪断抵抗機能の考察で、接合部水平補強筋は、対角圧縮力の水平反力成分を負担することによって梁主筋に作用する鉄筋力を軽減する機能を有することを明らかにした。このことは結果として梁主筋の接合部内への降伏域の伸展を抑えることになり、変形の面では梁主筋の接合部からの拔出しを防止することになる。

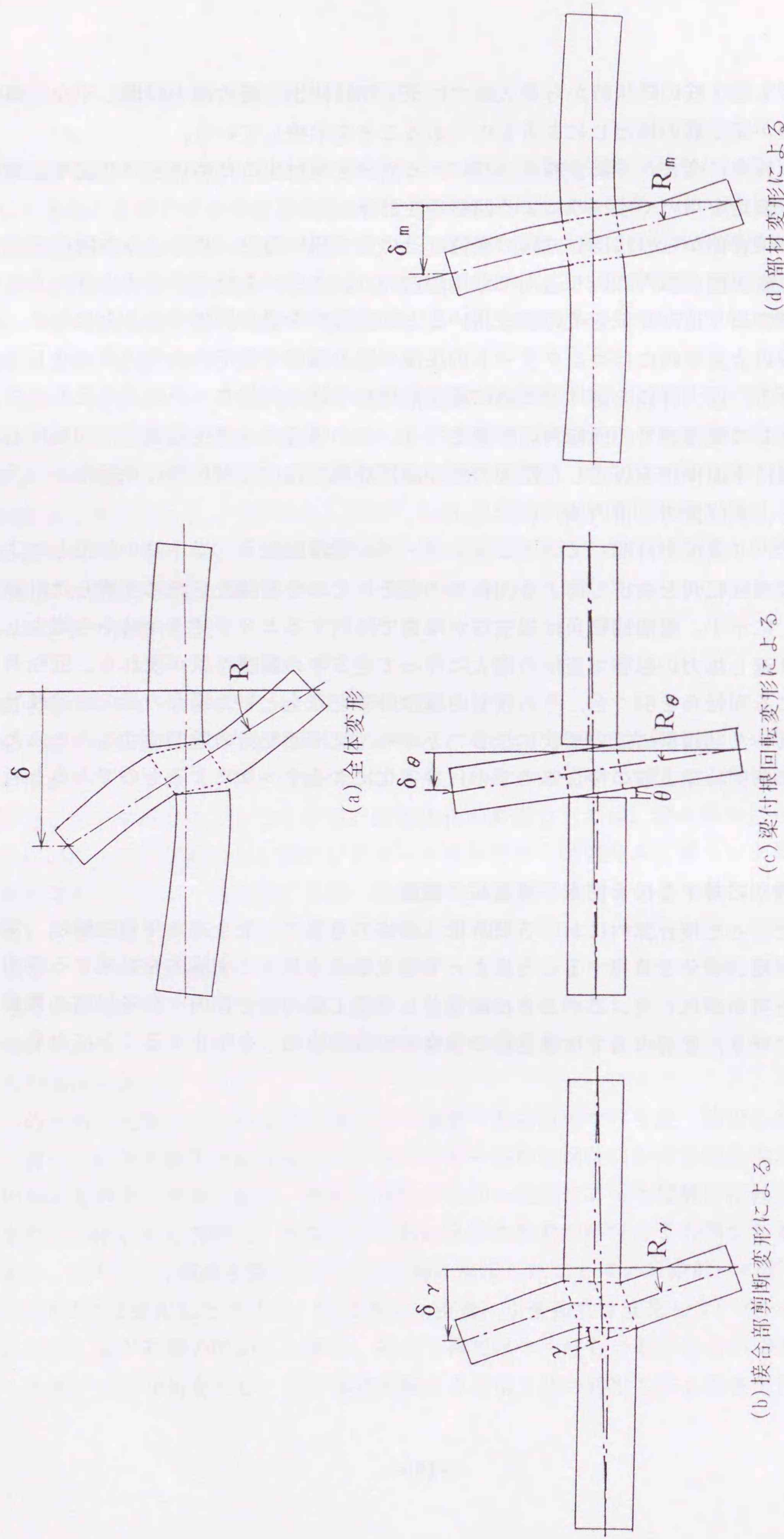
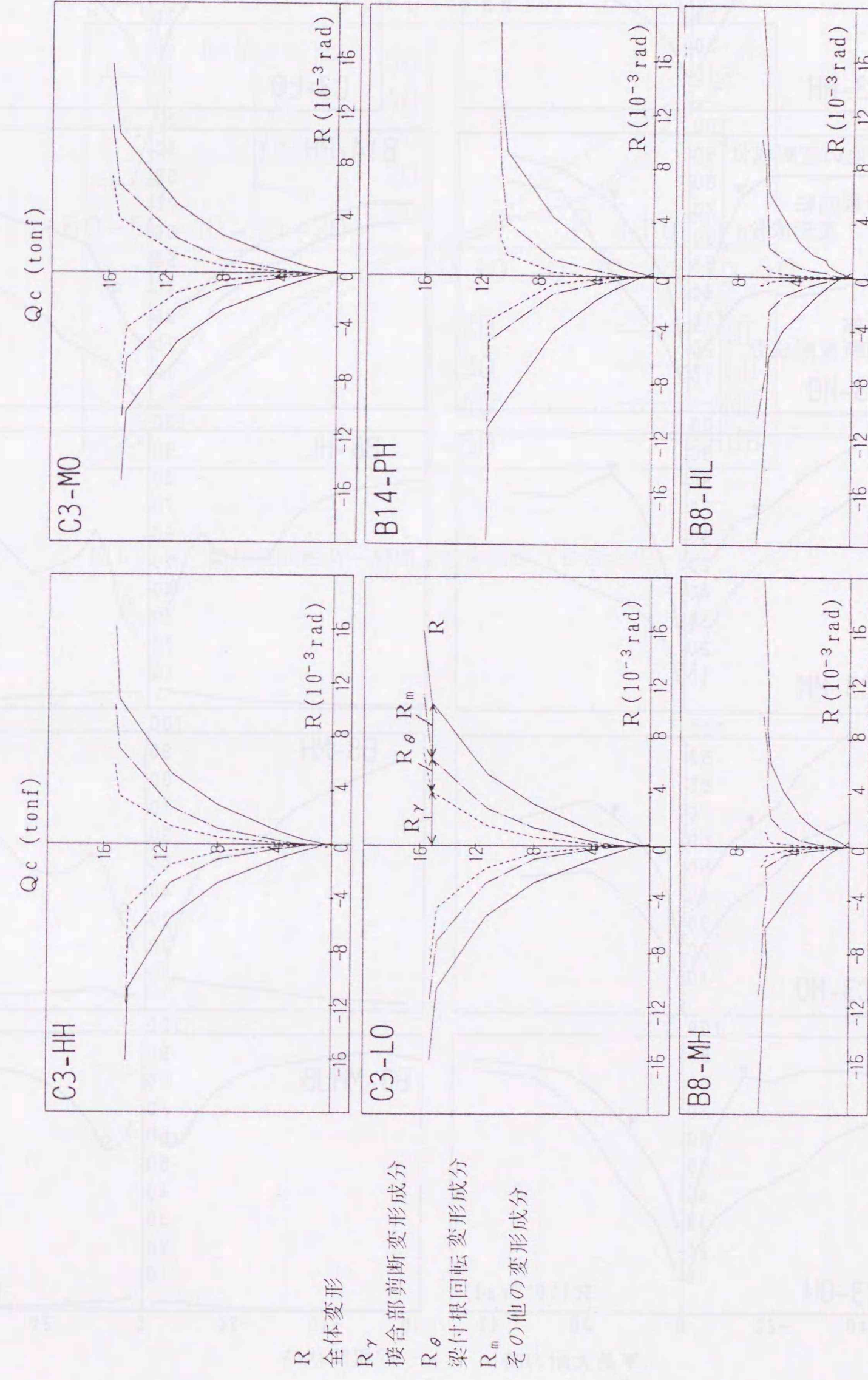


図 6-2 変形分離概念図



R
全体変形
R_γ
接合部剪断変形成分
R_θ
梁付根回転変形成分
R_m
その他の変形成分

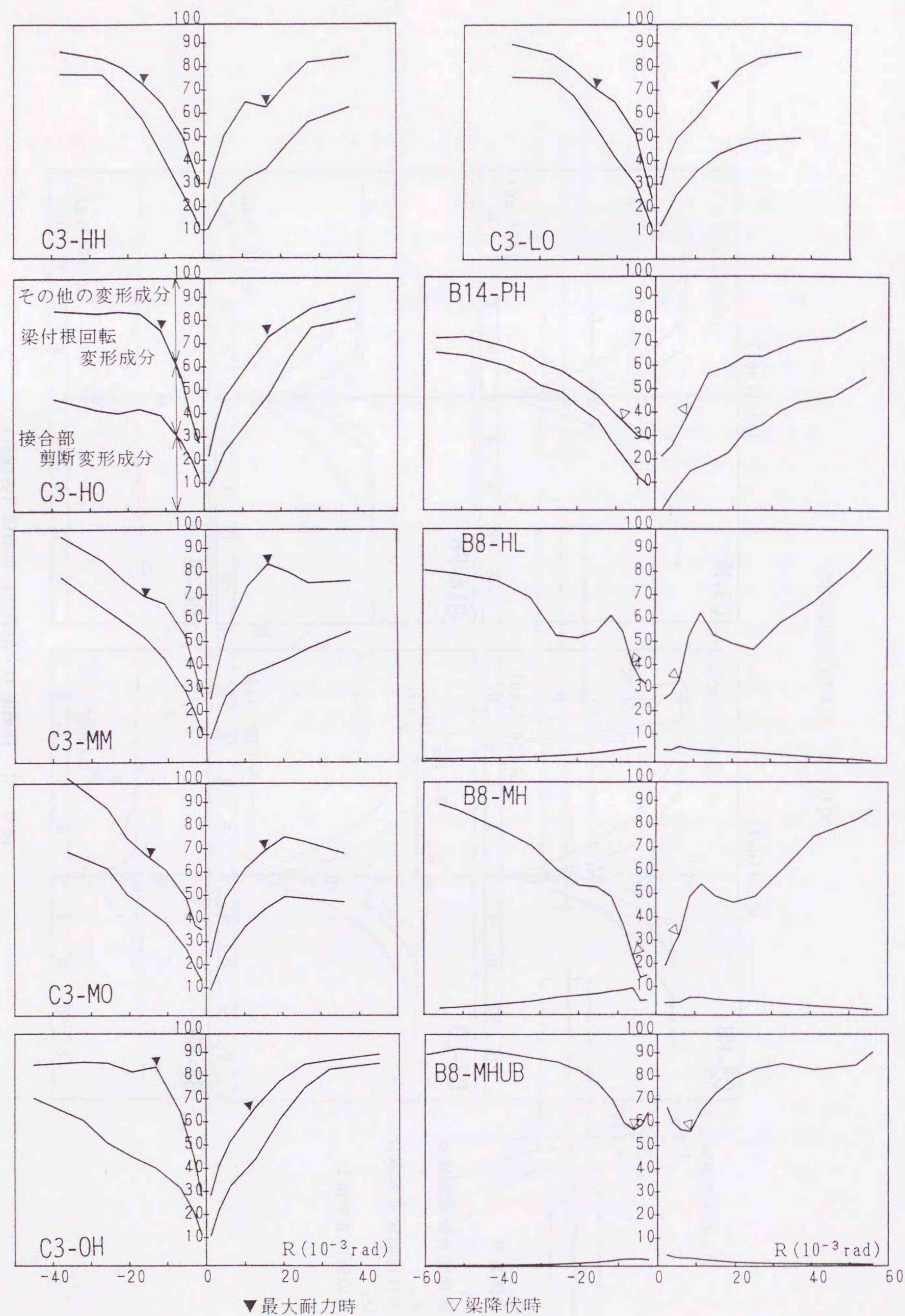


図 6-4 変形成分比の推移

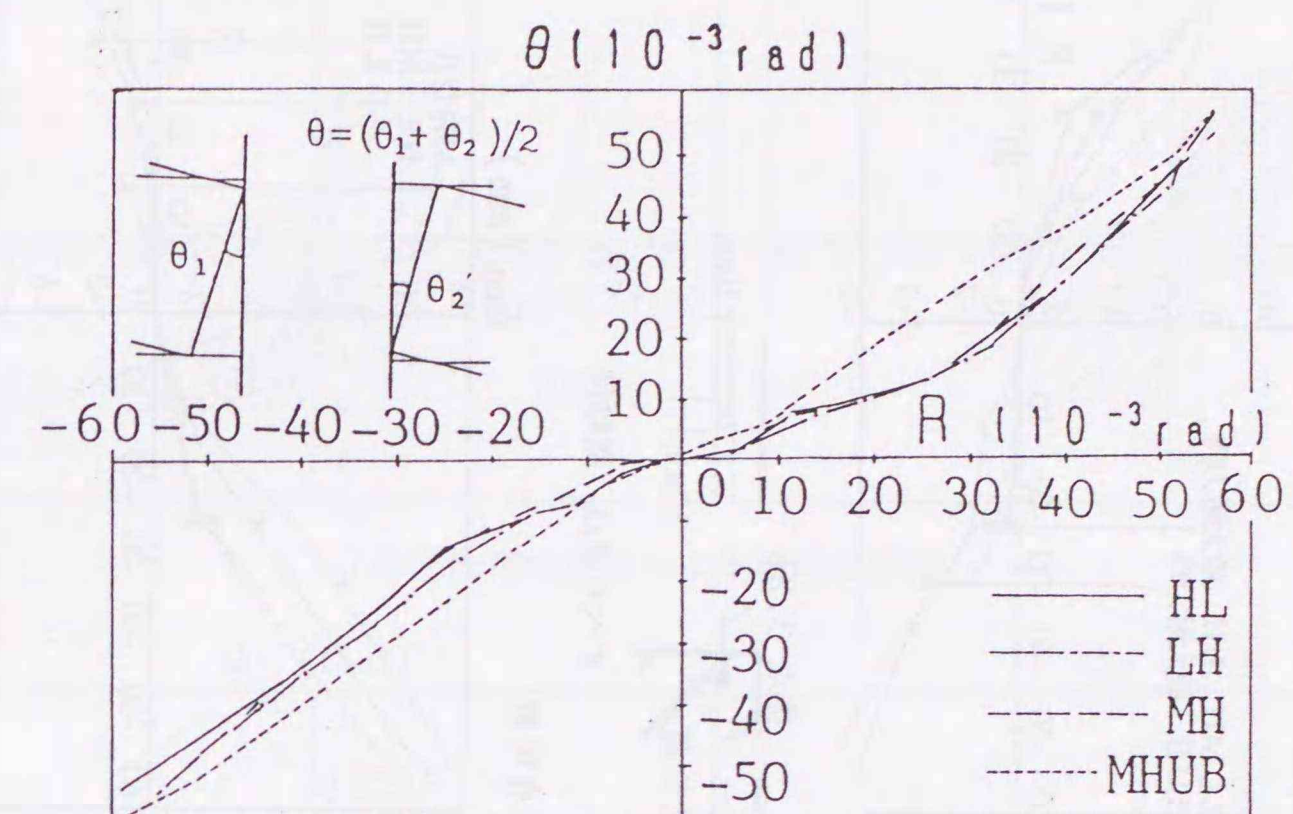


図 6-5 梁付根回転角-層間変形角関係 (B8シリーズ)

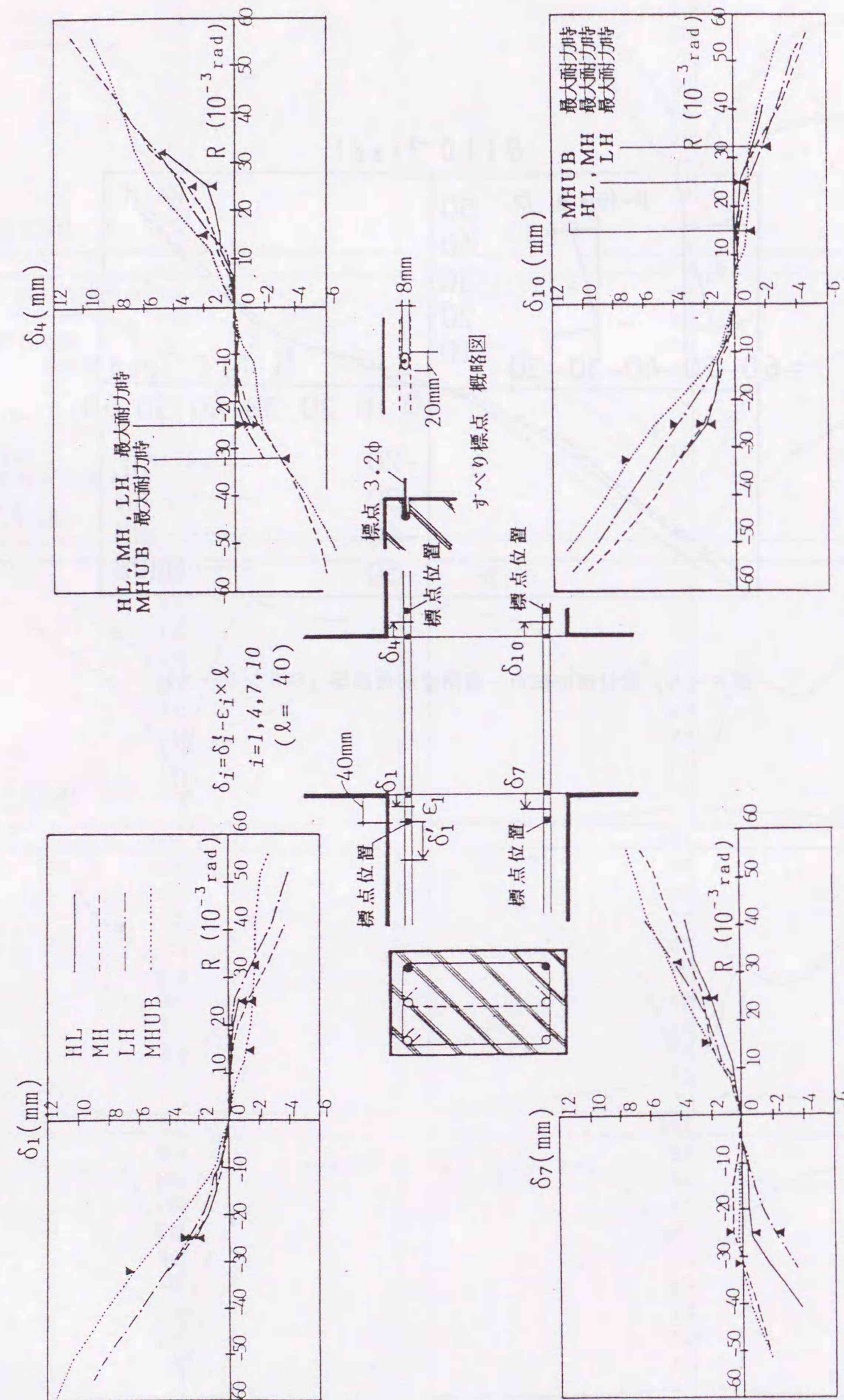


図 6-6 梁主筋の接合部からの拔出量 (B8シリーズ)

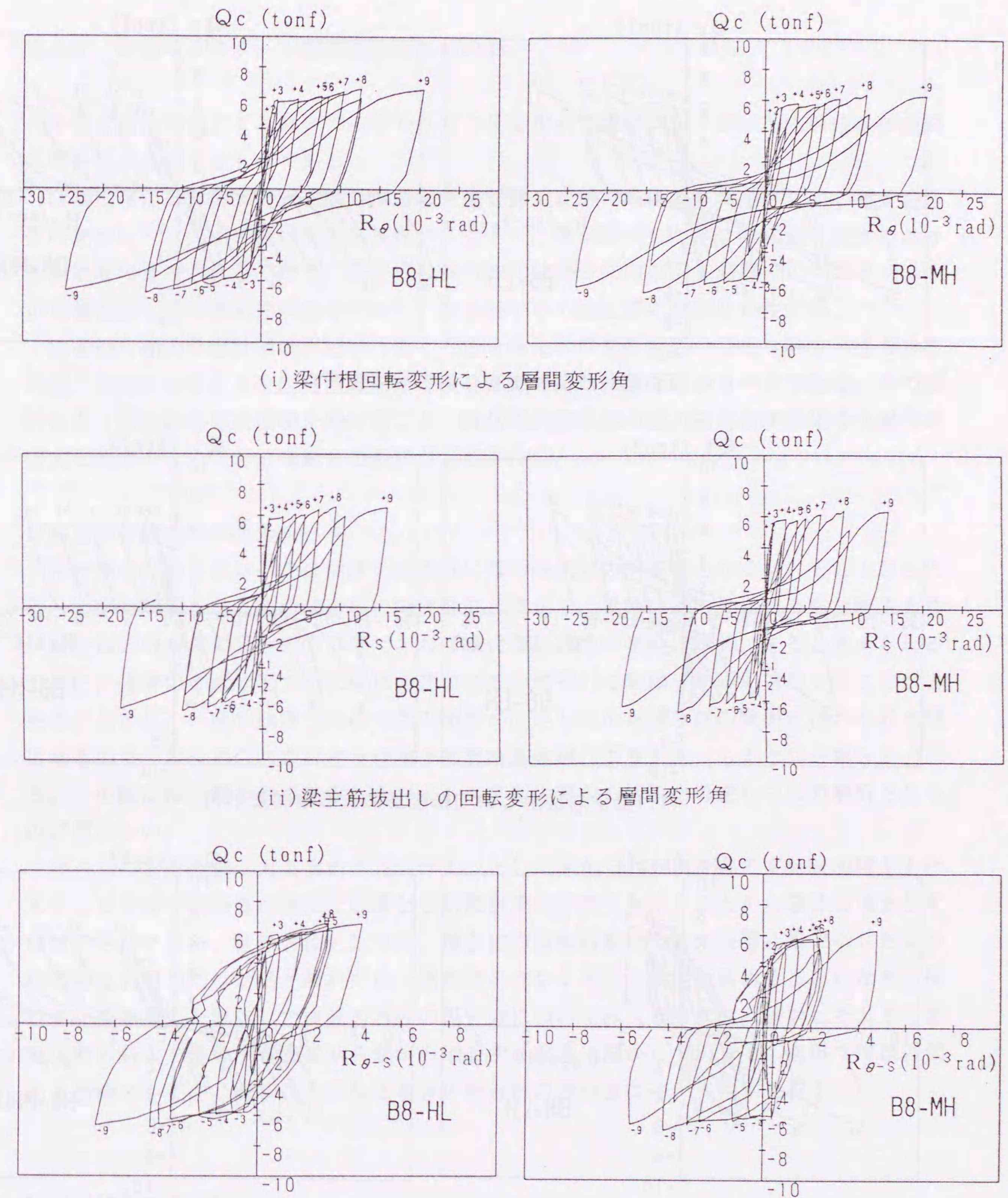
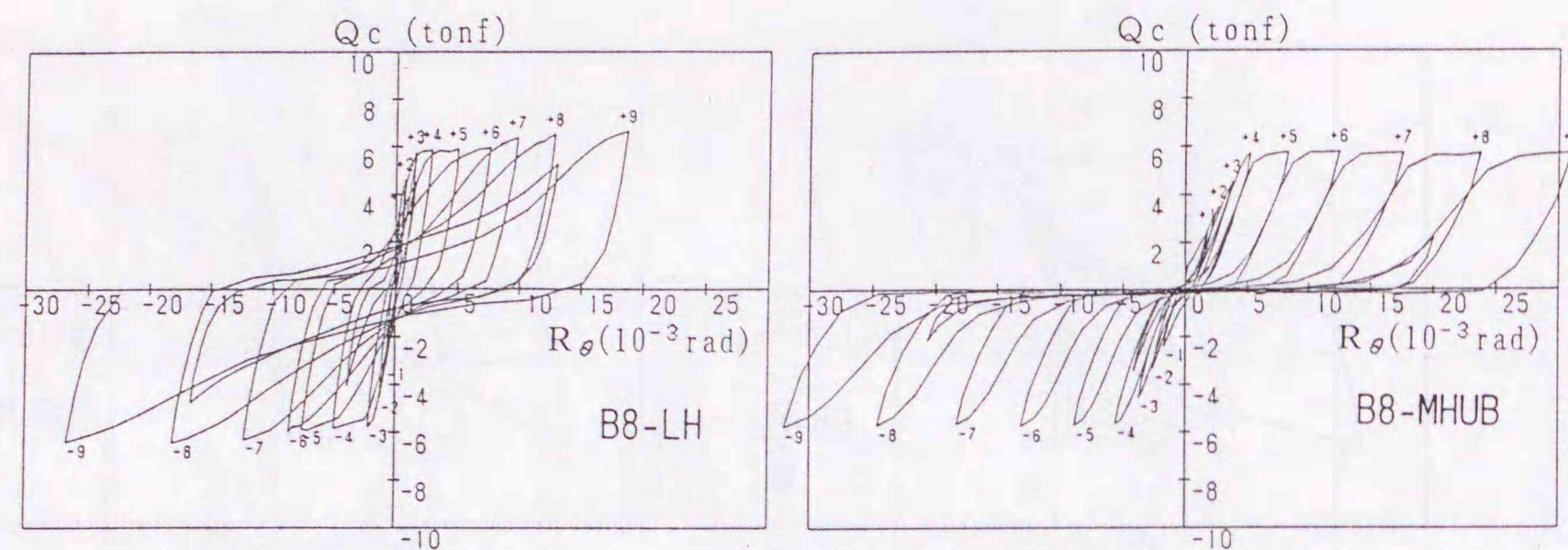
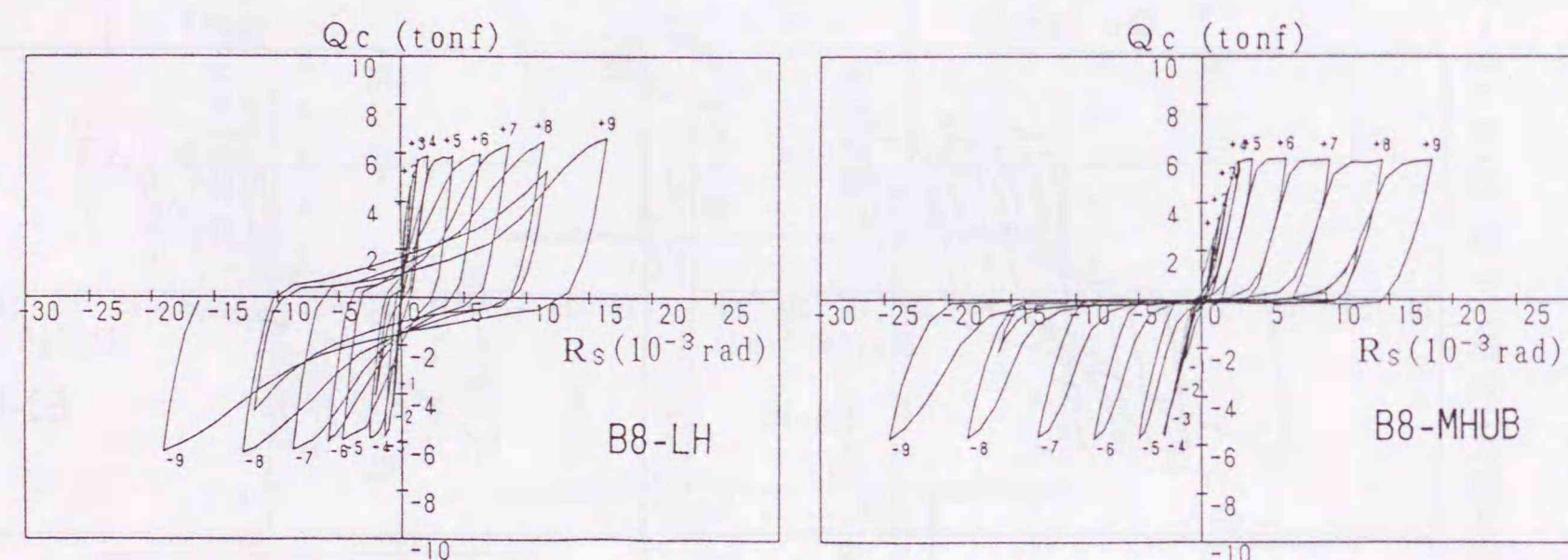


図 6-7 梁付根回転変形による層間変形角の分離

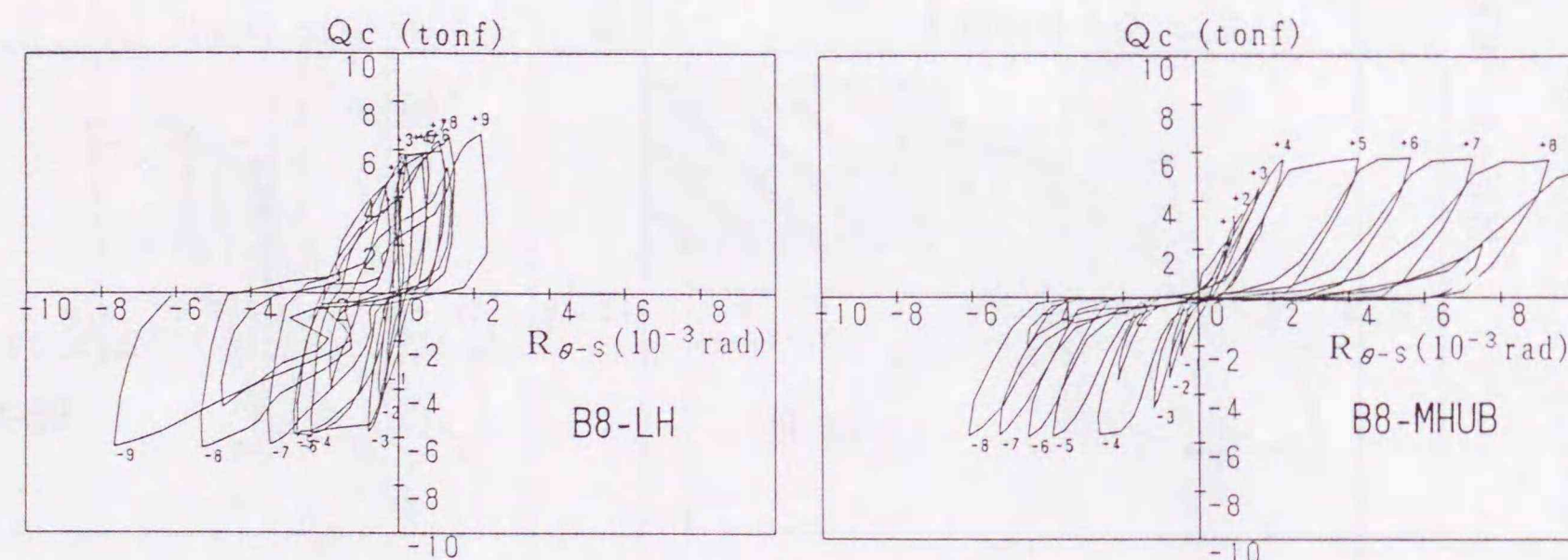
図中の数字はサイクル数を示す



(i) 梁付根回転変形による層間変形角



(ii) 梁主筋抜出しの回転変形による層間変形角



(iii) (i)と(ii)の差

図中の数字はサイクル数を示す

図6-8 梁付根回転変形による層間変形角の分離

第3節 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の設計

本節では、本論文でこれまでに得られた知見を用いて鉄筋コンクリート内部柱梁接合部の設計法を提案するものである。

柱梁接合部の剪断入力量を接合部の剪断亀裂発生を避ける程度まで小さくすると骨組全体の変形に対して梁の曲げ変形が支配的になるが、梁が降伏した後は梁の危険断面における梁主筋の歪度が大きくなり、繰り返し加力時には接合部内の梁主筋周りのコンクリートが局部破壊して付着劣化が生ずるために、接合部からの梁主筋の拔出が生ずる。

柱梁接合部の損傷は補修が困難であることを考えれば剪断亀裂の発生も許すべきではないが、経済的な設計を目的とするならば接合部に軽微な損傷を認めるべきである。その場合にも、接合部の剪断破壊を避けること、降伏後の接合部の耐力劣化を防ぎ梁降伏耐力が確実に維持できることを考慮した設計が必要となる。

1) 柱梁接合部の設計応力レベル

接合部の設計応力レベルは前述したように梁の降伏耐力が基準となるが、その大きさによって応力解析を行う際の接合部の剛性評価が異なる。梁降伏時の柱梁接合部剪断入力量が接合部の剪断亀裂発生耐力以下であれば接合部が弾性的挙動に維持できると考えられるために、通常の骨組寸法であれば接合部の変形を無視して剛体（剛域）と見なすことが出来る。しかし、一般の設計では柱や梁の断面が決定してから接合部の検討が行われる手順になるので、接合部の応力レベルは接合部剪断亀裂耐力より大きいものとなる場合が生じる。この際には、第5章で提案したバイリニア型の復元力特性を考慮して応力解析を行うのが望ましい。

接合部の剪断亀裂耐力を高める方法の1つとして考えられる接合部の有効断面積を大きくすることは、柱断面の変更を必要とし構造計算の手戻りを伴うことから設計方法としては歓迎されにくい。他の方法としては、接合部の補強筋量については第4章で示したように剪断亀裂耐力には効果が無いため、接合部のコンクリート強度を高めることになる。接合部の亀裂発生を考慮した復元力特性の扱い方については、第5章でも検討したように梁降伏時剪断入力量の接合部剪断亀裂耐力に対する割合に関係して決まる。次項では接合部の亀裂耐力を上回る剪断入力がある場合の接合部の設計法について提案を行う。

2) 柱梁接合部の設計

以下に第4章で示した接合部の剪断抵抗機構を基に、接合部内の梁主筋の付着性状と接合部の剪断亀裂発生後の応力の伝達を考慮した接合部の設計法について検討する。

接合部の応力の伝達は、剪断亀裂が発生した場合には亀裂間のコンクリートストラット

が伝達する対角圧縮力によって行われることを示した。最終的に接合部の剪断耐力は対角圧縮力を伝達するコンクリートの耐力で決定されるが、この耐力に相当する反力として鉛直方向及び水平方向で柱・梁主筋と接合部補強筋に引張力が作用することが力の釣合から導かれた。梁の降伏前に接合部が剪断破壊する場合にはコンクリートストラット耐力が上限となるため、軸力の作用しない水平方向においては接合部水平補強筋量が多いほど柱成の中央位置（以下では接合部中央位置と称する）での梁の主筋力が低減されることが実験において示された。従って、この場合接合部補強筋量は接合部中央位置における梁主筋力の応力レベルを調整する目的で設計できると考える。また、接合部剪断耐力が対角ストラット耐力で決定することから、接合部補強筋量は接合部の剪断終局耐力に関係して決定されるものではない。

また、別の観点から考察すると接合部補強筋量は梁主筋力に代わって対角ストラット力の入力経路となる性質をも有している。すなわち第4章で述べたように、梁降伏先行型試験体の結果から接合部に入力される圧縮力の成分として、梁主筋の付着力の割合が維持される場合には接合部水平補強筋による力の割合によって接合部内の応力状態が変化して対角ストラット耐力が変化したことから、接合部補強筋量は梁の降伏現象が予想される場合には接合部の剪断耐力を増大させることが可能である。この性状を梁降伏に限るのは、梁が降伏する前に接合部剪断破壊する場合には梁の曲げ亀裂の拡幅が無いために梁による接合部の拘束、すなわち梁端コンクリート圧縮力による入力期待できるためである。これに対して、梁に曲げ降伏が生じると梁からの接合部の拘束が弱まるために、水平補強筋力によりコンクリートが立体的に拘束されることでコンクリートが多軸応力状態になりコンクリート強度が増大し、補強筋量の差が剪断耐力の差になって現れる。

まず、接合部中央位置での梁主筋力 (T_0) の接合部引張端位置での梁主筋力 (T_s) に対する割合 $\beta = (T_0 / T_s)$ の性質とその設計目標値について検討を行う。 β は梁主筋の付着劣化によって増大し、また接合部亀裂発生後に対角圧縮力の増大に伴って増大する。図6-9 に接合部内での梁主筋力分布を考慮するために α (C_s / T_s : 圧縮端梁主筋力の引張端力に対する比) と β の推移を示す。また、本論の実験結果を接合部剪断破壊型試験体では最大耐力時、梁降伏先行型試験体では降伏時について図中に示した。図中の直線は主筋力が直線分布していると考えられる状態を表している。すなわち接合部の全域にわたって梁主筋の付着力が同じであることを示すが、直線の右上に行くほど付着劣化が大きいことを示す。接合部引張側で梁主筋が完全に付着劣化している場合に β は 1.0 と表され、接合部の必要補強筋量は 0 になる。この時、対角圧縮力もすべて梁端コンクリート圧縮力及び圧縮側付着力から導入されることになる。また、接合部全域で付着劣化を許さない場合は β は 0 と表され、この場合に梁端コンクリート圧縮力が 0 の場合には対角圧縮力はすべて梁主筋付着力によって導入されることになるが、剪断亀裂が生じない場合はこれを対角

の圧縮力と直交するコンクリートの引張力で負担する機構が必要となる。亀裂が生じる場合はコンクリート引張力の喪失により接合部剪断力を全て補強筋で負担することになるが、接合部剪断亀裂が生じると対角圧縮力の発生によって β は 0 ではなくなるので、亀裂耐力を超える入力がある場合には β は 0 より大きな値になる。ここで β を算出する根拠として、梁降伏を条件とする場合にどの程度の対角圧縮力が作用するかを B14 シリーズ試験体の結果から考察する。

図6-10、11 は横軸に梁端での梁主筋引張力 (T_s) を降伏力 (T_y) で規準化した値を、図6-10の縦軸には梁主筋力の柱梁接合部中央位置での値 (T_0) を 梁主筋引張力で規準化した値 ($\beta = T_0 / T_s$)、接合部水平補強筋合力 (W_h) を規準化した値 ($\zeta = W_h / T_s$)、図6-11の縦軸は柱梁接合部ストラット力の水平成分 ($\Sigma T_b'$) を同様に規準化した値 ($\Sigma T_b' / T_s$) をそれぞれ表した図である。B14 シリーズ試験体は正・負加力時の梁主筋量が異なるため、正加力時は 5-D13 (SD35) の降伏力約 25tonf で規準化し、負加力時は 7-D13 の降伏力約 35tonf で規準化している。但し、いずれも実降伏強度を用いている。図中の曲線は縦軸と横軸の積、即ち T_0 、 W_h 、 $\Sigma T_b'$ を梁降伏力 T_y で規準化した値の目盛りである。

図6-10で接合部中央位置での梁主筋力の接合部端位置の力に対する比 β の値は、剪断入力量が $3.2\sqrt{\sigma_B}$ の正加力時には梁の降伏時 (図中●印) で以降も同じ大きさの対角圧縮力水平成分 (図6-11の $\Sigma T_b' / T_s = 2\beta + \zeta$) を負担する時に PH と PL で接合部補強筋力の大きさの差が β の差となって現れているが、入力量が $4.51\sqrt{\sigma_B}$ である負加力時は最大耐力時 (図中▼) でも補強筋力の大きさに差があるのにも拘らず β の値には差が生じていない。なお、接合部補強筋は図中●印では未降伏で▼印では半数以上が降伏している。正加力時と負加力時で β の値の推移が異なるのは、正加力時ではストラット耐力に至っていないこと、負加力時の挙動は正加力時に梁が降伏し、さらに負加力時に梁が一部降伏し梁による拘束が低下した後にストラットの拘束要素であった接合部補強筋が降伏してしまい対角ストラット耐力が低下した時期が補強筋量の違いによって異なったこと、その時の梁主筋の負担する力がそれ以上増大しないことからこの値が梁降伏先行型の場合に接合部補強筋が降伏してストラット耐力に至る時の β の値を示していることが考えられる。接合部補強筋の機能は接合部ストラットを拘束して耐力の低下を防ぐこと、接合部中央位置での梁主筋力の大きさを制限して降伏域の伸展を抑えることが挙げられる。従って、実験結果から接合部補強筋量が不足していてストラット耐力が低下したため梁主筋が全て降伏するに至らなかったと考えることができ、梁が完全降伏することを保証するには接合部補強筋が梁主筋の接合部中央位置での β の値を 0.5 以下に抑える量が必要であると考えられる。ただ、この値は接合部剪断入力量によって増大できると考えられ、例えば正加力時では β が 0.7 近くになっても梁降伏耐力を保証している。

また、図6-11では接合部ストラット力は正加力時の梁降伏時には梁主筋降伏力の 約1.5 倍になっているが、その 4 倍の変形 (図中○印) では約1.8~1.9倍に達している。

図6-12に示す一般的な架構における寸法記号を用いて設計法について検討を行う。図の架構は、実験で用いた試験体と同様に骨組の中央の中間階を、水平荷重時のモーメントの反曲点で取り出したものである。階高をH、梁スパンをL、柱成を D_c 、梁成を D_b の各記号で表す。両側の梁は上下対称配筋されていて同断面であると仮定する。柱成、梁成を階高、梁スパンで規準化して次のように表す。

$$D_c = x \cdot L, \quad D_b = y \cdot H \quad (6-1)$$

一般的な断面では梁の応力中心距離 j_b は次式で表せられる。

$$j_b = 7d_b/8 = 7 \cdot (0.9D_b)/8 \approx 0.8D_b = 0.8y \cdot H \quad (6-2)$$

力の釣合から、接合部端での梁主筋引張力(T_s)で接合部水平剪断力を表す。

柱剪断力 Q_c は

$$Q_c = \frac{2T_s \cdot j_b}{L - D_c} \cdot \frac{L}{H} = \frac{1.6y}{1-x} \cdot T_s \quad (6-3)$$

従って、接合部水平剪断力 Q_{jh} は両側に上下に対称配筋された同じ梁が取り付く時に

$$\begin{aligned} Q_{jh} &= T_s + C - Q_c = 2T_s - Q_c \\ &= \frac{2(1-x) - 1.6y}{1-x} \cdot T_s \end{aligned} \quad (6-4)$$

梁降伏時の T_s として、規格降伏強度(T_y)に対するばらつきや歪効果の影響を考慮して増大係数 λ^0 を考慮すると、対角圧縮力の水平成分(D_h)は、

$$\begin{aligned} D_h &= Q_{jh} \\ &= \frac{2(1-x) - 1.6y}{1-x} \cdot \lambda^0 \cdot T_y \end{aligned} \quad (6-5)$$

β を0.5に維持するために必要な接合部水平補強筋の負担力(W_h)は

$$\begin{aligned} W_h &= D_h - 2\beta T_s \\ &= \frac{1-x - 1.6y}{1-x} \cdot \lambda^0 \cdot T_y \end{aligned} \quad (6-6)$$

次に、鉛直方向の必要接合部補強筋量について検討する。接合部対角ストラット角度が接合部対角線方向であるとすれば、軸力(N)を考慮して対角圧縮力の鉛直成分(D_v)は

$$D_v = D_h \cdot \tan \alpha^* - N_c \quad (6-7)$$

ここで、 N_c : 軸力のコンクリート負担分

接合部中央位置での柱主筋力の値をどの程度に設定するかは軸力の存在があるので梁主筋の場合よりも難しい。軸力によって柱主筋に圧縮力が存在するのでこの分をキャンセルする力を柱主筋に負担させても問題無いと考えられる。柱軸筋比を p_g 、ヤング係数比を n とすると軸力によって柱主筋に作用する圧縮力(N_s)は、

$$N_s = N \cdot n \cdot p_g / (1 + (n-1)p_g) \quad (6-8)$$

$$N = N_c + N_s \quad (6-9)$$

従って、接合部中央位置の全鉄筋引張合力は次式のようにになる。

$$\Sigma T_o' = D_v = D_h \cdot \tan \alpha^* - N \quad (6-10)$$

柱引張筋力(T_{og})は

$$T_{og} = (\Sigma T_o' - W_v) / 2$$

ここで、 W_v : 接合部鉛直補強筋力

柱主筋は弾性を維持することを目標とするが、ここでは対角圧縮力の鉛直成分を均等に柱主筋と補強筋で負担するとして、その際に作用する引張力が降伏引張力の半分以下であることを確認する。

次に対角ストラット耐力の検討を行う必要がある。対角ストラットコンクリートの有効強度はCollins式によるが、この式は対角ストラットに直交する対角引張歪度の大きさを評価するものであるから、最大耐力時の対角引張歪度について仮定を行う必要がある。対角ストラットの角度は最大耐力時には潜在破壊線(接合部の対角線)に等しいと考えられるので、ストラット角度を α^* とする。

$$\alpha^* = D_b / D_c \quad (6-7)$$

作用対角ストラット力 (D_{req}) は

$$D_{req} = D_h / \cos \alpha^* \quad (6-8)$$

ここで、ストラットコンクリートの強度低減係数を λ とすれば、対角ストラットが破壊しない条件は

$$D_{req} \leq D_{prov} = \lambda \cdot \sigma_B \cdot b_j \cdot d_j \quad (6-9)$$

ここで、
 D_{prov} : 保有ストラット耐力
 σ_B : コンクリート強度
 b_j : 接合部有効幅 = 柱幅と梁幅の平均
 d_j : 接合部対角ストラット成 (4-17)式参照

また、接合部の剪断余裕度の検討を行い破壊型の検討を行う。

接合部の設計の手順は上記の手順の逆となる。すなわち、

- ① 梁主筋の超過強度に対して梁が降伏する時の接合部剪断応力度を求め、梁の曲げ破壊型を保証する剪断余裕度を0.8とした下限値を下回ることを確認する。

$$\tau_{jh} \leq 4.0\sqrt{\sigma_B} \quad (6-10)$$

上式を満足しない場合は断面の変更をするか、接合部の剪断劣化を②に従って考慮する。この場合でも接合部剪断耐力の下限値 $5.0\sqrt{\sigma_B}$ を越えてはならない。

- ② $\tau_{jh} \geq \tau_{or}$ (剪断亀裂発生耐力) であれば、接合部の剪断亀裂発生による剪断劣化を考慮して必要接合部水平補強筋量を求める。すなわち接合部中央位置での梁主筋力比 (β) が0.5を維持できることを目標として、

$$W_h = Q_{jh} - 2\beta T_s \quad (\beta = 0.5) \quad (6-11)$$

から接合部水平補強筋負担力 W_h を計算して補強筋量を決定する。この補強筋は上下の梁主筋の内側に配置しなければならない。

- ③ 接合部鉛直補強筋については、柱が2方向の水平力に対して設計されるので柱中段筋が必ず存在していることが多いので、配されている中段筋量 (すなわち、接合部鉛直補強筋量) が十分であることを確認する。また、内柱では水平加力時においても鉛直方向には柱軸圧縮力が必ず存在するためにコンクリートの圧縮力が確保されているので柱主筋の応力レベルが大きくなる。従って、梁主筋に倣って柱主筋全引張筋力 (接合部鉛直補強筋を含む) を降伏力の1/2に維持するための確認を行う。

$$Q_{jv} - N \leq 0.5 \cdot (2 \cdot a_t \cdot \sigma_y + a_v \cdot \sigma_{vy}) \quad (6-12)$$

- ④ 建物の地震応答計算に用いる接合部の剪断応力度-剪断変形角の履歴モデルとしては第5章で提案したモデルを使用する。

以下に、架構・部材の寸法を本論の実験で使用した試験体のうち、梁降伏後に接合部剪断破壊型 B14 試験体と梁曲げ破壊型 B8 試験体に適用して、設計の検討例を示す。

【B14試験体】

$L=300\text{cm}$ $H=175\text{cm}$ $D_c=30\text{cm}$ $D_b=35\text{cm}$ $x=30/300=0.1$ $y=35/175=0.2$

対角線角度 $\alpha^* = \tan^{-1}(35/30) = 49.4^\circ$

ストラット成 $d_j = \sqrt{(30^2 + 35^2)} / (2x \sin(2 \times 49.4)) = 23.3\text{cm}$

梁主筋量 7-D13 (SD35 $f_y=3500\text{kgf/cm}^2$) $T_y=7 \times 1.27 \times 3.5 = 31.1\text{tonf}$

コンクリート強度 $\sigma_B=300\text{kgf/cm}^2$

梁主筋の強度増大率 λ を1.2とする。 $T_s=1.2T_y$

柱剪断力 $Q_c = 1.6y \cdot T_s / (1-x) = 0.355T_s$

接合部水平剪断力 $Q_{jh} = (2(1-x) - 1.6y) T_s / (1-x) = 1.644T_s = 1.974T_y$

対角圧縮力水平成分 $D_h = Q_{jh} = 1.974T_y = 61.4\text{tonf}$

接合部水平補強筋力 $W_h = D_h - 2\beta T_s = 0.644T_s = 0.773T_y = 24.0\text{tonf}$ ($\beta=0.5$)

接合部補強筋にSD30を用いると

水平補強筋量 $a_h = W_h / f_{hy} = 24.0(\text{tonf}) / 3.0(\text{tonf/cm}^2) = 8.01\text{cm}^2$

B14-PHでは 24-6 ϕ $a_h = 24(\text{本}) \times 0.28(\text{cm}^2) = 6.72\text{cm}^2$ で不足となる。

必要配筋は 6 ϕ を用いると $8.01(\text{cm}^2) / 0.28(\text{cm}^2) = 29\text{本}$ となる。

対角圧縮力鉛直成分 $\Sigma T_c' = D_h \cdot \tan \alpha^* - N$ $\alpha^* = 49.4^\circ$ $N = 45\text{tonf}$ ($\sigma_B/6$)

$$= 61.4 \cdot \tan(49.4) - 45$$

$$= 26.6\text{tonf}$$

柱軸筋降伏力 $T_{cy} = 8 \times 2.87(\text{cm}^2) \times 5.0(\text{tonf/cm}^2) + 4 \times 1.27(\text{cm}^2) \times 3.5(\text{tonf/cm}^2)$

$$8\text{-D19} + 4\text{-D13} = 132.6\text{tonf} > 2 \Sigma T_c'$$

接合部ストラット力の検討

対角圧縮力 $D_{req} = D_h / \cos \alpha^* = 61.4 / \cos 49.4^\circ = 95.6\text{tonf}$

接合部剪断破壊型の試験体で対角圧縮力の劣化が生じた点、すなわち主圧縮応力度の値がCollinsの有効圧縮強度となった引張歪度が $2.5\varepsilon_B$ (ε_B : コンクリート強度時の圧縮歪度) 程度であったことから、この時のCollinsによる低減係数を用いる。 $2.5\varepsilon_B$ は野口式とCollins式の評価値が一致しなくなる点である。

$$\lambda = 1 / (0.8 + 0.34 \times 2.5) = 0.606$$

保有ストラット耐力 $D_{prov} = 0.606 \cdot 300(\text{kg/cm}^2) \cdot 25(\text{cm}) \cdot 23.3(\text{cm})$

$$= 105.9\text{tonf} > D_{req}$$

B14-PHの実験結果では柱梁接合部水平補強筋の降伏によって対角ストラットの劣化が生じているが、本検討では水平補強筋が必要量配筋されているので、補強筋の降伏は生じな

いと考える。

また、梁降伏時の接合部水平剪断応力度を算定すると、次のようになる。

$$\begin{aligned}\tau_{jh} &= D_h / (b_j \cdot D_o) \\ &= 62200(\text{kg}) / (25(\text{cm}) \cdot 30(\text{cm})) = 83.0 \text{ kgf/cm}^2 \\ &= 4.79 \sqrt{\sigma_B} \leq 5 \sqrt{\sigma_B}\end{aligned}$$

τ_{jh} が $4\sqrt{\sigma_B}$ と $5\sqrt{\sigma_B}$ の中央にあるため梁降伏前の接合部剪断破壊は起こらないが、梁降伏後の接合部剪断破壊が生じる可能性があることが予想される。第3章で示したように結果は梁降伏後の接合部剪断破壊形式（B J 破壊）となり、予測に対応している。

前述の設計手順に沿った例をB8シリーズ試験体を用いて示す。

【B8試験体】

梁主筋はSD35・3-D13であるから $T_y = 3 \times 1.27(\text{cm}^2) \times 3.5(\text{tonf/cm}^2) = 13.3$ $T_s = 1.2 T_y$

$$Q_{jh} = 1.974 T_y = 26.3 \text{ tonf}$$

$$\tau_{jh} = Q_{jh} / (b_j \cdot D_o) = 26.3 \cdot 1000 / (25 \cdot 30) = 35.1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_B = 270 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{とすると} \quad \tau_{jh} = 2.14 \sqrt{\sigma_B} \leq 4 \sqrt{\sigma_B} \quad \text{OK!}$$

$$\tau_{cr} = \sigma_t \cdot \sqrt{1 + \sigma_B / \sigma_t} = 35.7 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\sigma_t = 1.2 \sqrt{\sigma_B}, \sigma_B = \sigma_B / 6)$$

$$\tau_{jh} \leq \tau_{cr} \text{ であるが } \beta = 0.5 \text{ として接合部補強筋力は}$$

$$W_h = Q_{jh} - 2 \beta T_s = 26.3 - 2 \cdot 0.5 \cdot 3 \cdot 1.27 \cdot 3.5 \cdot 1.2 = 10.3 \text{ tonf}$$

補強筋に $\sigma_{hy} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$ の鉄筋を用いると

$$a_h = 10.3 / 3 = 3.43 \text{ cm}^2 \quad 12\text{-}6 \phi \quad (p_{jh} = 0.41\% : \text{MHの配筋})$$

$$\begin{aligned}\text{対角圧縮力鉛直成分} \quad D_v &= D_h \cdot \tan(49.4) - N \quad N = 36 \text{ tonf} \\ &= -5.31 \text{ tonf}\end{aligned}$$

となるから、梁降伏時には柱筋に引張力は生じないことになる。これは、第4章で検討した結果と一致している。ここで、ストラット耐力の検討を行っていないのは、B8試験体では接合部対角引張歪度の計測を行っていないためである。しかし、前述の検討と同じようにコンクリート低減係数を同じと考えると、

$$D_{req} = D_h / \cos \alpha = 26.3 / \cos(49.4) = 40.4 \text{ tonf}$$

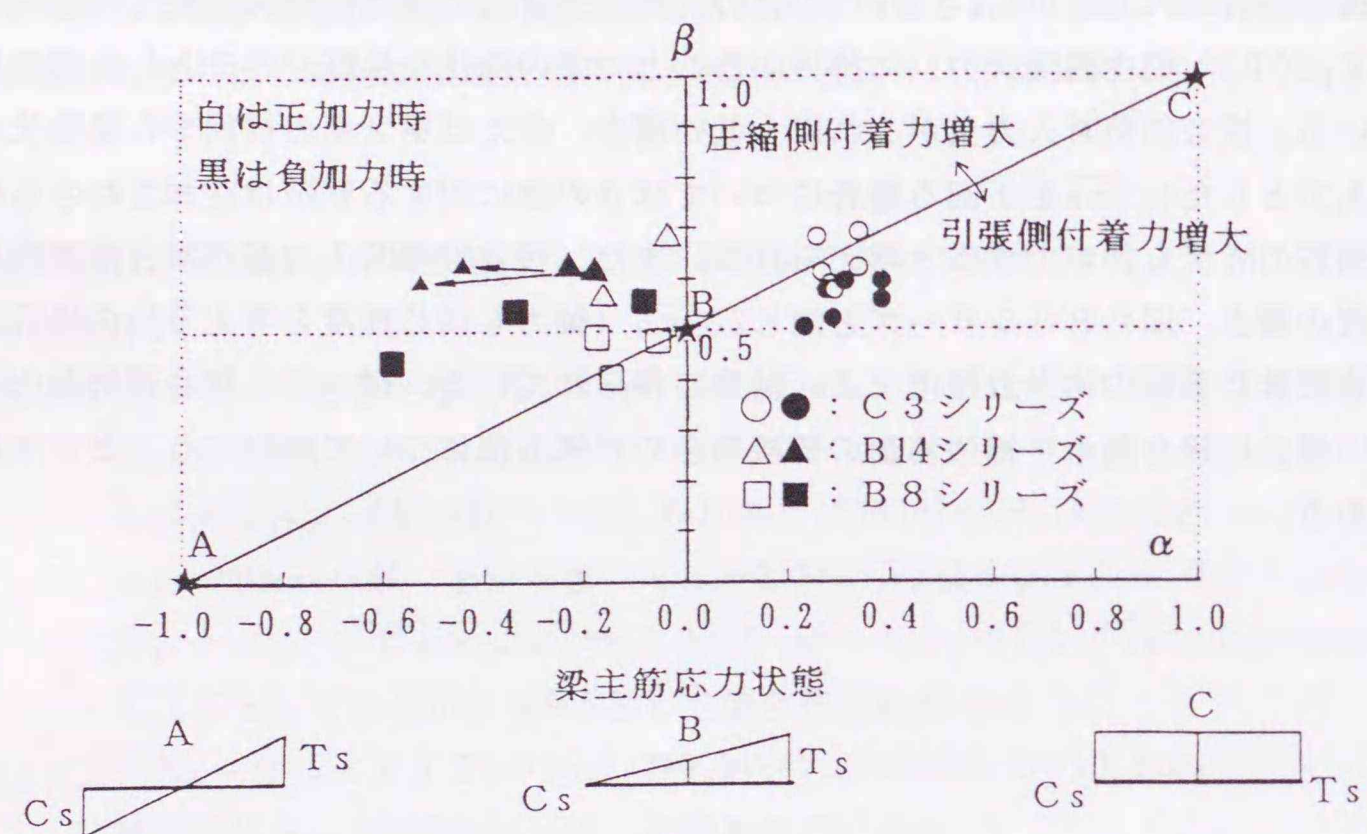
$$D_{prov} = \lambda \cdot \sigma_B \cdot b_j \cdot d_j = 0.606 \cdot 270 \cdot 25 \cdot 23.3 = 95.3 \text{ tonf} > D_{req}$$

となり十分な耐力を有する。実際には接合部の亀裂の発生も少ないことから低減係数はもう少し大きい値であると推測される。

B8-LHの接合部水平補強筋量は上記の半分（0.21%）であったが、実験結果はMHに比べて接合部剪断亀裂の拡幅が大きかった他は荷重変形曲線等は遜色無い挙動を示した。これは、梁降伏時の剪断入力量が亀裂耐力とそれほど変わらない程度であったので亀裂発生が僅かであったため、接合部コンクリートの引張応力の伝達が有効であったので接合部

補強筋力の不足分を補ったと考えられる。従って、梁降伏時の接合部入力剪断力が接合部剪断亀裂耐力程度の接合部水平補強筋量として0.2%程度を配すれば良いと考える。補強筋量については上記の検討では補強筋の必要力として算出されているが、ここでは補強筋に主筋と同程度の強度を用いた場合の必要量を考えた。

以上の接合部の設計法の検討では接合部水平補強筋量の算定の際の基準としている β の値は接合部剪断入力量が $4.5\sqrt{\sigma_B}$ の場合の実験結果を元に接合部中央位置での梁主筋力を $0.5 T_y$ (T_y : 梁主筋降伏力) に維持することで梁の降伏を保証できるとした考察に基づいている。接合部剪断入力量がこれ以上低い場合、例えば第2章の検討から梁降伏を保証する入力とした $4\sqrt{\sigma_B}$ を下回る場合については β の値に対する制限は緩和されさらに接合部補強筋の降伏も許容できると考えられる。また、接合部剪断入力量が接合部剪断亀裂発生程度の場合、即ちB8シリーズと同じ $2\sqrt{\sigma_B}$ (軸力も同じ程度と考える) の場合には必要補強筋量計算値の約半分程度でよい結果が得られている。従って、接合部剪断入力量が小さい場合に接合部水平補強筋量の低減割合の評価方法について検討することが今後の課題である。



C3シリーズは最大耐力時
Bシリーズは梁降伏時
(但し、B14シリーズの負加力時のみ梁主筋が一部降伏に留まったので次サイクルの値も表示した)

図6-9 梁主筋の応力状態を表す係数の相関図

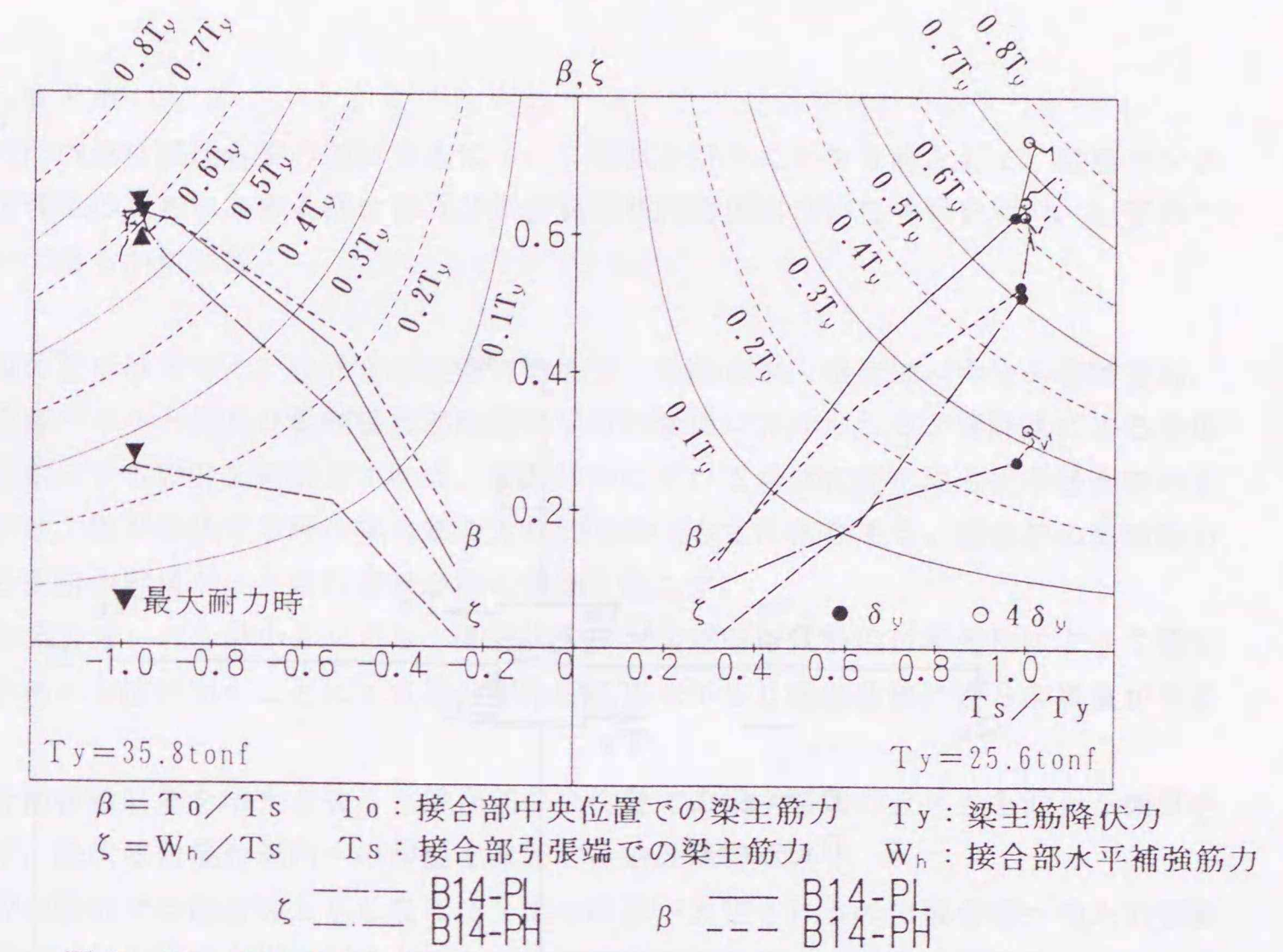


図6-10 梁主筋力、柱梁接合部補強筋力の推移 (B14シリーズ)

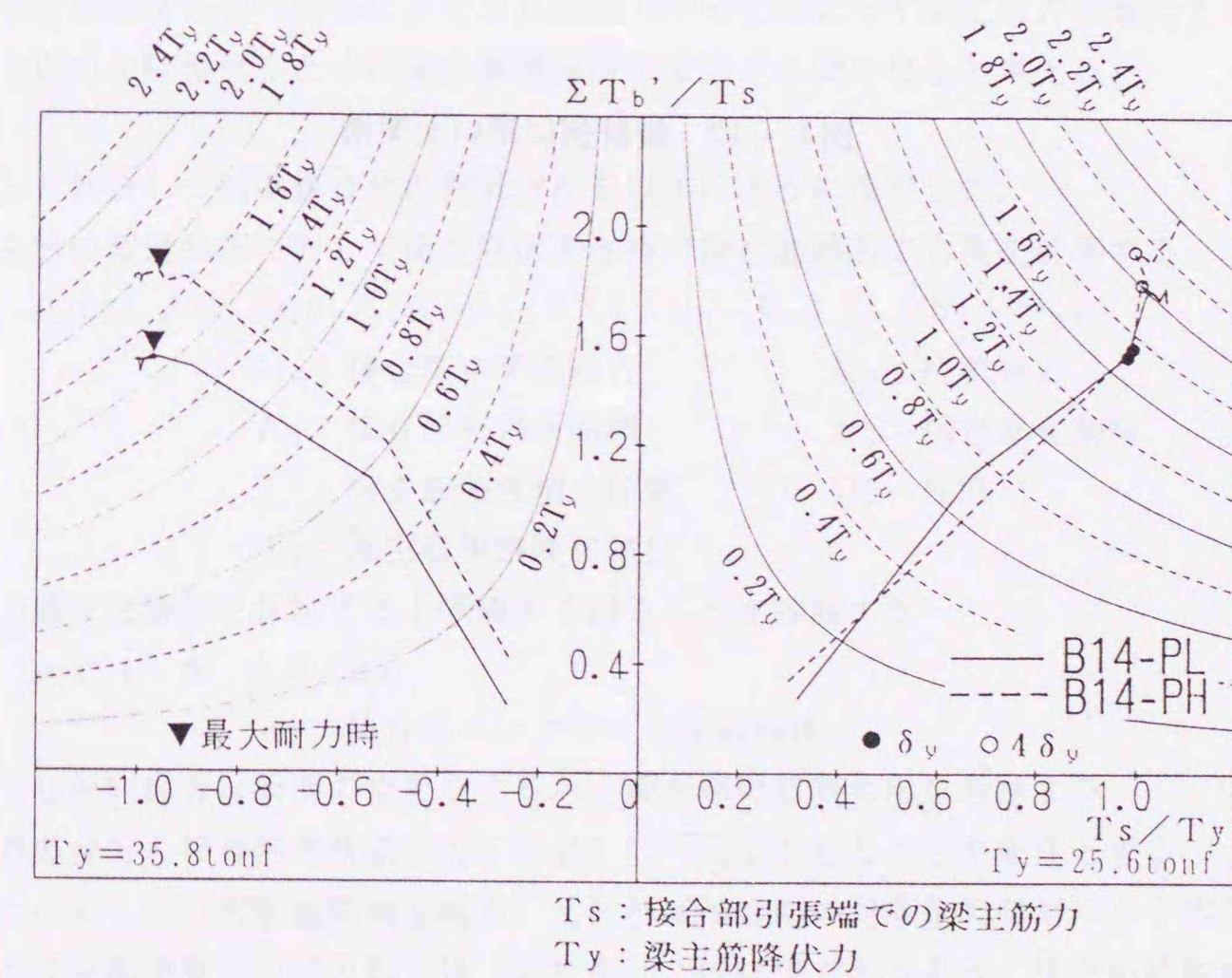


図6-11 柱梁接合部対角圧縮力水平成分の推移 (B14シリーズ)

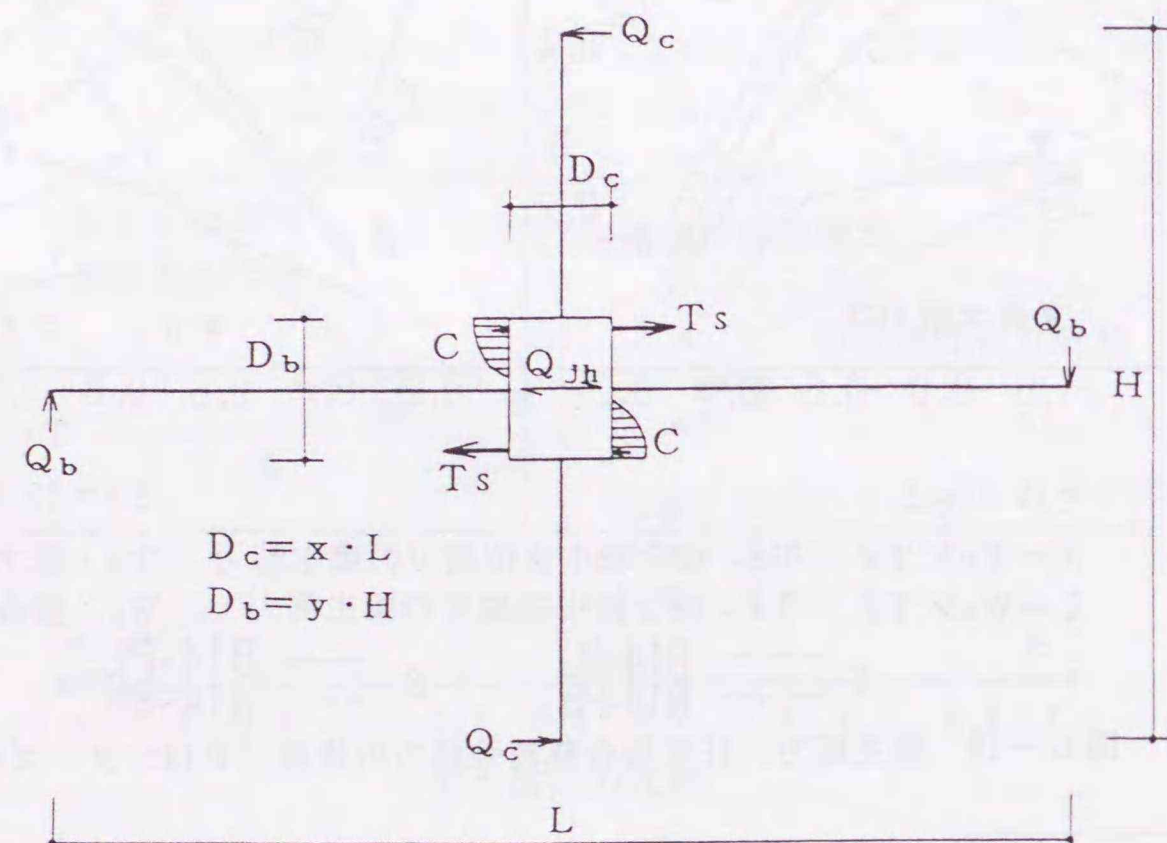


図 6-12 設計例に用いた架構

第 4 節 まとめ

本章では内部柱梁接合部の設計方法について提案を行うことを目的として、鉄筋コンクリート造骨組の変形に占める接合部及び接合部周りの変形について考察を行い、以下のことについて明らかにした。

1) 骨組の変形は大きく、柱および梁部材の曲げ・剪断変形、接合部パネルの剪断変形、柱梁接合部パネルと柱及び梁端接合部位置の局所的変形に分けられる。梁降伏による全体崩壊型を指向する設計を前提とすれば、梁降伏時における全体の変形に占める接合部の変形の割合は、梁が降伏する時の接合部入力剪断力の大きさに依存する。接合部の剪断耐力に対する剪断余裕度が小さければ接合部の損傷を起こす。

2) 接合部入力レベルが小さくても、梁降伏後の大変形時に主筋の付着劣化によって梁主筋が接合部から抜け出すことによる梁の剛体回転変形が生じ履歴曲線に逆 S 字現象が生じる。

3) 接合部補強筋量を増大させると接合部中央位置での梁主筋力の大きさを抑える効果があるので、降伏域の接合部内への伸展を抑制する効果がある。

4) 一般の設計では接合部よりも先に柱・梁の断面が決定されるので接合部への入力剪断力及び断面寸法も決定されている。そのため接合部の設計では、梁降伏時の応力レベルでも接合部の剪断破壊が生じないことを確認し、さらに、剪断亀裂耐力を超える入力のある場合に接合部剪断亀裂の発生による対角圧縮力の発生によって梁主筋力が増大するため、梁主筋の応力を調整するために接合部補強筋の設計が必要になると考える。

これらを総合して柱梁接合部の設計方法を以下のように提案した。

① 梁主筋の超過強度に対して梁が降伏する時の接合部剪断応力度を計算する

$$b_y \tau_{jh} = Q_{jh} / A_j = (2 \lambda^\circ T_y - Q_c) / (b_j \cdot D_c)$$

Q_{jh} : 接合部水平剪断力 Q_c : 柱剪断力

A_j : 接合部有効断面積 b_j : 接合部有効幅

λ° : 梁主筋強度増大係数 D_c : 柱成

T_y : 梁主筋規格降伏強度

梁の曲げ破壊型を保証する上限値を下回ることを確認する

$$b_y \tau_{jh} \leq 4.0 \sqrt{\sigma_B}$$

σ_B : 接合部コンクリート圧縮強度

満足しない場合は断面の変更をするか、接合部の剪断劣化を考慮する

この場合でも接合部剪断耐力の下限值 $5.0 \sqrt{\sigma_B}$ を下回ることを条件とする

② $b_y \tau_{jh} \geq \tau_{or}$ (剪断亀裂発生耐力) であれば接合部の剪断亀裂発生による劣化を考慮して接合部中央での梁主筋力比 (β) を 0.5 に維持できるように、接合部補強筋負担力

を計算して接合部水平補強筋量 (a_h) を決定する

$$W_h = Q_{jh} - 2\beta Ts$$

W_h : 接合部水平補強筋力 ($= a_h \cdot f_{wy}$)

f_{wy} : 接合部水平補強筋の規格降伏強度

β : 接合部中央での梁主筋力の引張端での主筋力 (T_s) との比

by $\tau_{jh} < \tau_{cr}$ の場合は最小必要補強筋量 ($p_{jh}=0.2\%$) を配する。

③接合部鉛直補強筋は、柱の設計で柱主筋の配筋が決定されていることから、梁主筋に倣って柱引張筋力を降伏力の 1/2 に維持するための確認を行う。不足の場合は、曲げ耐力に影響のないように必要量を柱中央に配筋する。

$$\Sigma T_o' = Q_{jh} \cdot D_b / D_o - N \leq 0.5 a_g \cdot f_y$$

$\Sigma T_o'$: 柱梁接合部中央位置での柱軸筋力

D_b : 梁成

N : 柱軸力

a_g : 柱軸筋断面積

f_y : 柱軸筋規格降伏強度

接合部水平補強筋量については接合部剪断入力量が梁降伏保証上限値を下回る場合にはその大きさによって低減が可能であると考えられるが、その評価方法については今後の課題とする。

第6章の参考文献

[6-1] 渡辺、安部、村川、野口, 「鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の耐力と変形性状」, 第10回コンクリート工学年次論文報告集, 10-3, 1988

[6-2] 北山、栗栖、小谷、青山, 「梁主筋の付着をよくした柱梁接合部の耐震性能」, 第7回コンクリート工学年次講演会論文集, 7-2, 1985

[6-3] Philip K. C. Wong, M. J. N. Priestley, R. Park, 「Seismic Resistance of Frames with Vertically Distributed Longitudinal Reinforcement in Beams」, ACI Structural Journal, Vol.87, No.4, 1990

第7章

結 論

第7章 結 論

本論文は、鉄筋コンクリート造骨組の内部柱と梁の接合部を対象にして、その設計法の確立を目的とし実験的研究と既往の実験データを用いた統計的研究により、応力伝達機構の解明と剪断耐力の評価法について検討した。

以下、各章において得られた成果を総括的にまとめる。

第1章は序論であり、鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関わる既往の研究を整理して応力伝達機構、剪断耐力評価方法、変形性状等に関する未解明の事項を明らかにして本研究の目的を以下のように定めた。

1. 柱梁接合部の剪断入力レベルの変化に対する剪断抵抗機構の推移の解明
2. 柱梁接合部の剪断耐力の評価法の確立
3. 柱梁接合部の変形特性、及び骨組の変形特性に対する影響の解明

これから得られた知見を用いて、鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の設計法の提案を行うことを最終的な目的とする。

第2章では、鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の耐力に関する実験資料を整理し、内部柱梁接合部の諸性状とこれに及ぼす影響要因との関係を統計的に明らかにした。その結果、以下の点が明らかになった。

統計的検討に用いたデータの概要は次の通りである。

鉄筋コンクリート平面内部接合部試験体

試験体数 96体

接合部剪断破壊型 23体 梁降伏後接合部剪断破壊型 52体

梁曲げ破壊型 19体 その他 2体

コンクリート強度圧縮強度 $\sigma_B = 197 \sim 1091 \text{ kgf/cm}^2$

鉄筋降伏強度 梁主筋 $\sigma_y = 3170 \sim 14560 \text{ kgf/cm}^2$

柱主筋 $\sigma_y = 3540 \sim 14560 \text{ kgf/cm}^2$

接合部補強筋 $\sigma_y = 2970 \sim 15180 \text{ kgf/cm}^2$

1. 接合部剪断終局耐力に対する影響

1) コンクリート圧縮強度：柱梁接合部剪断終局耐力はコンクリート強度に強い相関を示した。耐力を柱梁接合部剪断応力度で表すと耐力はコンクリート圧縮強度に対し低強度域では直線的に増大するが高強度域ではその増大割合は大きく減少する。これは接合部に発生する剪断亀裂の影響によって圧縮ストラットコンクリートの有効強度が減少することが考

えられ剪断耐力の下限値はコンクリート強度全域にわたって $\tau_u = 5\sqrt{\sigma_B}$ で表せられる。

2) 接合部補強筋：特に接合部水平補強筋の影響について考察した。接合部破壊型（J型）試験体耐力には明確な影響は見られなかった。梁降伏後接合部が剪断破壊〔劣化〕した試験体（BJ型）では若干その効果が見られたが、耐力値が梁降伏耐力で規制されていることから接合部剪断終局耐力に対する接合部水平補強筋の影響は認められないと考える。

3) 梁主筋付着性状：梁主筋の接合部内での付着性状を示す指標として付着指標を用いて耐力に与える影響を検討したところ、剪断入力量が同じ程度の場合に付着指標が大きい程耐力が若干小さくなる傾向があった。

4) 剪断余裕度（梁主筋量）：梁降伏耐力に対する接合部剪断耐力の比を剪断余裕度（接合部の剪断破壊に対する耐力の余裕度）と定義して、接合部剪断破壊の生じる応力レベルを検討したところ、剪断余裕度が1.2以上であれば梁の降伏が保証されることがわかった。

5) 柱軸力の影響：柱軸力比（柱軸応力度／コンクリート圧縮強度）が0.06～0.33のデータで検討した限りでは接合部剪断耐力に対する影響はなかった。

6) 接合部形状：柱成に対する梁成の比（接合部の縦横比）の影響を検討したところ、耐力に与える影響は見られなかった。

2. 接合部剪断初亀裂耐力に対する影響

接合部剪断初亀裂耐力はコンクリート圧縮強度が大きい程、また、作用軸力が大きい程増大する傾向を示したが、一般に剪断初亀裂耐力を評価するのに用いられる主応力度式に亀裂発生条件として代入されるコンクリートの引張強度の評価法については、実験データのばらつきが大きいことから剪断初亀裂の定義を含め再検討が必要であることを指摘した。

第3章では、第2章で検討できなかった接合部内の応力伝達機構および破壊機構に関する詳細なデータを得る目的で、破壊形式が異なるよう実験変数を設定した鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部模型実験を行った。特に、剪断破壊機構に及ぼす接合部補強筋等の影響の把握を目的として、隣接梁の降伏時に接合部に入力される剪断力のレベルを変化させた3つの実験シリーズを行った。それにより以下のような結果を得た。

1. 梁降伏する前に柱梁接合部が剪断破壊する時の耐力は接合部補強筋量の違いに拘らずコンクリート強度によって決まる。

2. 梁降伏時の接合部剪断応力度に比べて接合部剪断耐力があまり大きくなければ梁降伏後の繰り返し加力によって接合部剪断破壊が進行する。この場合には、最大耐力に接合部水平補強筋量の違いが影響を及ぼす。

3. 梁の降伏が先行する際に接合部の剪断破壊が起きない場合であっても梁主筋の接合部からの拔出しによって履歴性状が劣化する可能性がある。

また、接合部の入力剪断力レベルによって接合部の応力伝達機構が異なっていると考え

られるので、接合部内の抵抗要素の状態を考慮した考察が必要であることを指摘した。

第4章では、第3章で行った実験結果および既往の研究の知見を用いて、鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断破壊機構の解明を目的として詳細な検討を行い、以下に示す結果を得た。

1. 柱梁接合部の接合部剪断応力度－剪断変形角の履歴曲線の剛性急変点に対応する剪断亀裂発生時耐力の算定法について、主応力度式を用いて算定できることを示した。主応力度式に代入する破壊条件としてのコンクリートの引張強度の評価法について検討を行い、引張強度を $1.2\sqrt{\sigma_B}$ で評価できることを明らかにした。この際、剪断応力度を計算する際の接合部有効断面として、幅を梁幅・柱幅の平均値、成は柱成を用いる。

2. 柱梁接合部の性状に大きな影響を与える梁主筋の付着性状について、接合部の破壊性状と併せて検討を行った。梁主筋の付着性状は梁主筋が降伏するまでは弾性解析に一致するが、梁主筋が接合部端で降伏する前に接合部の剪断亀裂が発生すると付着力の増大に大きな低下を示し、逆に梁主筋の降伏後に主筋が塑性化し曲げ亀裂の閉合の遅れに伴う圧縮筋力の増大によって、圧縮側の付着応力度が大きくなることを示した。

3. 柱梁接合部の剪断終局耐力を評価するために、Paulayが提案した力の釣合条件から接合部の対角圧縮力を実験結果から算定し、接合部の剪断耐力が対角圧縮力で決定することを示した。また、従来指摘されている接合部の剪断破壊が生じる場合には接合部水平補強筋量が多くても剪断耐力の増大がみられない理由として、対角圧縮力の水平方向成分は梁主筋と接合部補強筋によって支持されるので、補強筋が少ない時には梁主筋力が大きくなってコンクリートの耐力まで支持できたためであることを示した。

4. 梁主筋力から接合部内への力の伝達を考え併せて接合部の破壊を決定する条件を導いた。破壊は対角圧縮力を伝達するコンクリートの破壊によって決定するが、対角引張方向の歪度の影響による強度の低減を考えることが必要であることを示した。有効強度については加力方法が相互に異なる実験から導かれたCollinsと野口の2種の提案式を応力レベルによって使い分けることで接合部の破壊条件を説明できた。また、梁降伏が生じる場合でも接合部剪断入力量が大きい場合には接合部剪断劣化が生じることが既往の研究で指摘されているが、これについても上記の考えを応用して実験結果を説明できた。

5. 最大耐力時の対角ストラットの有効面積を柱成と梁成の中央の点を結ぶことで形成されるストラットの断面積と仮定することにより、これにコンクリートの有効強度を乗じることで接合部剪断耐力を評価できることを明らかにした。

第5章では、鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の変形性状を把握して、繰り返し加力を

受ける接合部の剪断応力度と剪断変形角関係についてのモデルを提案するために、モデルに必要な要因・指標について検討を行い、以下に示す結果を得た。

1. 接合部剪断初期剛性は接合部の有効断面を柱全断面として考え、接合部コンクリートの弾性係数からポアソン比を 1/6 として求めた剪断剛性と評価してよい。
2. 接合部剪断亀裂の発生によって接合部剪断応力度-剪断変形角曲線上に大きな剛性低下を示すことから、剪断初亀裂発生点をスケルトンカーブ上の第1折点として定義できる。
3. 繰り返し加力時の剪断応力度-剪断変形角曲線は剪断亀裂耐力を挟む2つの直線でモデル化することで履歴挙動を表せる。
4. 亀裂発生後の剪断剛性の低下が接合部剪断亀裂耐力を越える接合部への累加剪断入力量に対して大きく影響を受けることを指摘し、剪断剛性低下率を累加剪断入力量で計算できる数式を提案し接合部亀裂発生後の履歴挙動を定義した。
5. 接合部剪断剛性は接合部剪断入力量に大きく依存するが、梁降伏が先行する場合には梁の降伏現象によって大きく影響をうけ、モデル化する上でも梁が降伏する場合にはこれを考慮すべきであることを指摘した。
6. 本来、梁の降伏によって接合部の剪断入力量が制限されることを考えると接合部剪断変形はそれ以上増大しないことになるが、梁降伏時の剪断応力度レベルによっては剪断亀裂の発生・進展によって接合部の剪断劣化が生じて剪断変形角が増大する現象が起こるのでモデルでは、梁降伏後に剪断変形角が増大する接合部剪断劣化の状況を、梁降伏が生じた場合に累加剪断入力量に増大係数を乗じることで評価できるようにした。
7. 梁降伏によって生じる接合部剪断剛性劣化の割合は、本論の梁降伏先行型試験体の実験結果から明らかなように梁降伏時の接合部の応力度レベルでその影響が変化すると考える必要があるため、累加剪断入力量の増大係数もこれを考慮して決定した。

第6章では、鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の設計方法の提案を行うことを目的として、骨組の変形性状、接合部の設計応力レベル、接合部補強筋の機能等について検討を行い、以下のことについて明らかにした。

1. 骨組の変形は大きく、柱および梁部材の曲げ・剪断変形、接合部パネルの剪断変形、柱梁接合部パネルと柱及び梁端接合部位置の局所的変形に分けられる。梁降伏による全体崩壊型を指向する設計を前提とすれば、梁降伏時における全体の変形に占める接合部の変形の割合は、梁が降伏する時の接合部入力剪断力の大きさに依存する。接合部の剪断耐力に対する剪断余裕度が小さければ接合部の損傷を起こす。
2. 接合部の剪断入力レベルが小さくても、梁降伏後の大変形時に主筋の付着劣化によって梁主筋が接合部から抜け出すことによる梁の剛体回転変形が生じ、骨組の履歴曲線に逆S字現象が生じる。

3. 接合部補強筋量を増大させると接合部中央位置での梁主筋力の大きさを抑える効果があるので、降伏域の接合部内への伸展を抑制する効果がある。

4. 一般の設計では接合部よりも先に柱・梁の断面が決定されるので接合部への入力剪断力及び断面寸法も決定されている。そのため接合部の設計では、梁降伏時の応力レベルでも接合部の剪断破壊が生じないことを確認し、さらに、剪断亀裂耐力を超える入力のある場合に接合部剪断亀裂の発生による対角圧縮力の発生によって梁主筋力が増大するため、梁主筋の応力を調整するために接合部補強筋の設計が必要になると考える。

これらを総合して柱梁接合部の設計方法を以下のように提案した。

①梁主筋の超過強度に対して梁が降伏する時の接合部剪断応力度を計算する

$$b_y \tau_{jh} = Q_{jh} / A_j = (2 \lambda^\circ T_y - Q_c) / (b_j \cdot D_c)$$

Q_{jh} : 接合部水平剪断力

Q_c : 柱剪断力

A_j : 接合部有効断面積

b_j : 接合部有効幅

λ° : 梁主筋強度増大係数

D_c : 柱成

T_y : 梁主筋規格降伏強度

梁の曲げ破壊型を保証する下限値を下回ることを確認する

$$b_y \tau_{jh} \leq 4.0 \sqrt{\sigma_B}$$

σ_B : 接合部コンクリート圧縮強度

満足しない場合は断面の変更をするか、接合部の剪断劣化を考慮する

この場合でも接合部剪断耐力の下限値 $5.0 \sqrt{\sigma_B}$ を下回ることを条件とする

② $b_y \tau_{jh} \geq \tau_{cr}$ (剪断亀裂発生耐力) であれば接合部の剪断亀裂発生による劣化を考慮して接合部中央での梁主筋力比 (β) を 0.5 に維持できるよう、接合部補強筋負担力を計算して接合部水平補強筋量 (a_h) を決定する

$$W_h = Q_{jh} - 2 \beta T_s$$

W_h : 接合部水平補強筋力 ($= a_h \cdot f_{wy}$)

f_{wy} : 接合部水平補強筋の規格降伏強度

β : 接合部中央での梁主筋力の引張端での主筋力 (T_s) との比

$b_y \tau_{jh} < \tau_{cr}$ の場合は最小必要補強筋量 ($p_{jh}=0.2\%$) を配する。

③接合部鉛直補強筋は、柱の設計で柱主筋の配筋が決定されていることから、梁主筋に倣って柱引張筋力を降伏力の 1/2 に維持するための確認を行う。不足の場合は、曲げ耐力に影響のないように必要量を柱中央に配筋する。

$$\Sigma T_c' = Q_{jh} \cdot D_b / D_c - N \leq 0.5 a_g \cdot f_y$$

$\Sigma T_c'$: 柱梁接合部中央位置での柱軸筋力

D_b : 梁成

N : 柱軸力

a_g : 柱軸筋断面積

f_y : 柱軸筋規格降伏強度

以上、本論で得られた成果を示したがその検討について不足していると考えられるものを次に示すが、これらについては今後の課題としたい。

第1章で指摘したように、実際の立体骨組における接合部の形状は多岐にわたり、各々の接合部における剪断抵抗機構はそのディテールによって異なっていると考えられることから、本論で得られた知見を応用するには接合部の応力状態を適格に把握することが必要である。また、本論文で検討を行っていない直交梁の影響については、実際には直交梁が取り付くことが一般的であることから早急に解明すべき重要な課題であると考ええる。

第4章で接合部の剪断耐力の評価に用いたコンクリート低減係数の評価式は限られたコンクリート強度の範囲で得られたものであるため、広範なコンクリート強度についての接合部剪断終局耐力の評価を行うにはコンクリート強度の影響を低減係数の中に考慮できるものが必要である。また、ここで用いた接合部内の力の釣合については変形の適合条件を考慮していないことから、これについてはさらに検討を行うことで得られた知見の裏付けが出来ると考えられる。

第5章で行った接合部の剪断応力度-剪断変形角関係のモデル化では、用いたデータが限られているためさらに影響要因を広げて検討すべきであると考ええる。また、スケルトンカーブの定義では最大耐力後の扱いが不明であることから、その評価法の確立が必要である。梁降伏が先行した場合の剪断剛性低下の評価に用いた資料が非常に少ないため、さらに応力レベルの異なるデータの蓄積が必要である。

接合部の設計法については、全体骨組の挙動に対する接合部の挙動の影響を考慮して確立する必要があり、例えば、骨組のエネルギー吸収量を考える場合には各部位の損傷評価をエネルギー論等を用いた手法でどの部位に破壊を起こさせる事によって良好な挙動が得られるのかなどという指標を確立する必要があると考えられ、また、骨組全体の変形についても基準となる降伏時変形量や崩壊型形成時変形量とこれに対する接合部の変形量の割合等の検討が必要であると考ええる。

付 録

付-1. 各国の設計規準

現在、鉄筋コンクリート柱梁接合部について設計規準が確立している米国とニュージーランドの設計規準について比較する。

◎ニュージーランドの設計規準 (NZS3101-82)

基本的な考え方は、骨組の非弾性変形を起こす場合のエネルギーの消費を接合部コアではなく隣接する部材の潜在塑性ヒンジで起こるように接合部を設計する。そのために、取り付く部材が超過強度を発揮するときの荷重に対して抵抗するように設計する。

また、梁端部に塑性ヒンジが発生した場合には繰り返し加力時に圧縮側となる部分の曲げ亀裂が閉合する際に梁主筋が全圧縮力を負担することが考えられることと、更に柱軸力が小さい場合には接合部の対角ストラットが形成されないため接合部内での応力の伝達が殆どトラス機構によって行われるため剪断力はすべて接合部補強筋が負担する(全補強設計)としている。

・超過強度

275級(2800kgf/cm²)の鉄筋に対して 規定降伏強度の1.25倍

380級(3880kgf/cm²)の鉄筋に対して 規定降伏強度の1.40倍

の値を用いる。

・抵抗メカニズム

コンクリートの対角圧縮ストラット

トラス機構(コンクリート対角圧縮場と剪断補強筋)

・見かけの剪断応力度の規定

$$\tau_{jh} = \frac{Q_{jh}}{b_j D_c} < 1.5 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad 4.79 \sqrt{f'_c} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

ここで

$$b_c > b_w \text{ の時 } b_j = \text{Min} (b_c, b_w + 0.5 D_c)$$

$$b_c < b_w \text{ の時 } b_j = \text{Min} (b_w, b_c + 0.5 D_c)$$

・接合部水平剪断力 Q_{jh}

$$Q_{jh} = Q_{ch} \text{ (コンクリート負担)} + Q_{sh} \text{ (補強筋負担)}$$

水平補強筋量(コンクリート負担分を越えた分を鉄筋が負担)

$$A_{sh} = Q_{sh} / f_{yh}$$

コンクリート負担分

a) $N/A_g > 0.1 f_c' / C_j$ の場合

$$Q_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_j N}{A_g} - \frac{f_c'}{10}} (b_j \cdot D_c)$$

b) 塑性ヒンジが柱面から離れて発生する、または、骨組外端で梁筋が梁スタブに定着されている場合

$$Q_{ch} = 0.5 \frac{A_{s'}}{A_s} Q_{jh} \left(1 + \frac{C_j N}{0.4 A_g f_c'} \right)$$

c) 外端接合部で梁スタブが無い場合

$$\frac{3 D_c (A_{jv} \text{ provided})}{4 D_b (A_{jv} \text{ required})} < 1.0 \quad \text{を b) の式に乗ずる}$$

・接合部コアの拘束

接合部コアの水平補強筋は隣接する柱の潜在塑性ヒンジ領域で必要とされる量を下回らないようにする

$$A_{sh} = 0.3 s_h h'' \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yh}} \left(0.5 + \frac{N}{\phi f_c' A_g} \right)$$

下限値

$$A_{sh} = 0.12 s_h h'' \frac{f_c'}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{N}{\phi f_c' A_g} \right)$$

・梁主筋の定着（内部接合部） 主筋径の制限

塑性ヒンジが柱面に隣接して生じる場合

275級の鉄筋 $d_b \leq D_c / 25$

380級の鉄筋 $d_b \leq D_c / 35$

塑性ヒンジが柱面から梁成または 500mm のどちらか小さい値以上離れた所に生じる場合

275級の鉄筋 $d_b \leq D_c / 20$

380級の鉄筋 $d_b \leq D_c / 25$

・柱主筋の定着 主筋径の制限

柱に塑性ヒンジが生じるように意図されている場合

275級の鉄筋 $d_b \leq D_b / 20$

380級の鉄筋 $d_b \leq D_b / 25$

柱に塑性ヒンジが生じないように意図されている場合

275級の鉄筋 $d_b \leq D_b / 15$

380級の鉄筋 $d_b \leq D_b / 20$

◎アメリカの規準 (ASCE-ACI Committee 352)

接合部コアのコンクリートが適切に拘束されている場合には接合部がかなりの最大剪断力を伝達できるという仮定に基づいている。

・接合部コアに取り付いている梁主筋の力は鉄筋の種類に関わらず降伏規定強度の 25% 増となる。

・設計水平剪断力 Q_u

$$Q_u \leq \phi \gamma \sqrt{f_c'} b_j D_c$$

ϕ : 強度低減係数 (0.85)

b_j : 接合部幅 = $(b_b + b_c) / 2 \leq b_b + D_c / 2$

γ : 接合部の形状係数 内部接合部 1.66 (4面に梁*が取り付く)

外端接合部 1.25 (相対する2面に梁*)

その他 1.00 *梁幅は $3 b_c / 4$ 以上

・接合部コアの拘束

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h h'' f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

下限値

$$A_{sh} = 0.09 s_h h'' \frac{f_c'}{f_{yh}}$$

付-2. 鉄筋コンクリート部材の剪断抵抗機構

接合部における剪断抵抗機構を検討する前に梁（または柱）の剪断抵抗機構について述べる。

○剪断補強筋の無い場合の剪断抵抗機構

付図-1に示すように梁には外力によって曲げ亀裂とそれから剪断応力による斜め亀裂が伸展している。1つの亀裂面について力の釣合を考える。剪断力 Q と釣り合うための内力として、梁圧縮域での剪断力 Q_c 、亀裂界面での骨材の噛み合わせによる抵抗力 Q_a （この力は亀裂面に沿う力 G と梁軸方向の摩擦力による）と主筋のだぼ作用 Q_d が考えられる。

$$Q = Q_c + Q_a + Q_d$$

断面1における曲げモーメントを求めると

$$M = Q x = j (T + Q_d \cot \alpha)$$

曲げモーメントに対するだぼ作用はほとんど無視できるから

$$M = T j$$

剪断力はモーメントを微分して

$$Q = \frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx} (T j) = j \frac{dT}{dx} + T \frac{dj}{dx}$$

第1項は応力中心距離が一定で鉄筋引張力がモーメントに応じて変化する”梁作用 (beam action)”によるものである。 dT/dx は鉄筋の付着力 q に置換でき完全な梁作用による式は

$$Q = j \frac{dT}{dx} = q j$$

となる。このような作用は剪断流または付着力が鉄筋とその周りのコンクリートに効果的に伝達されていなければならない。剪断スパンにおける主筋とコンクリートの付着が破壊される

と引張力 T は変化しないので $dT/dx = 0$ となる。このような時には剪断力は斜め圧縮力で伝達される。これを”アーチ作用 (arch action)”と呼んでいる。

$$Q = T \frac{dj}{dx} = C \frac{dj}{dx}$$

この式のように一定力 C に対して外力と釣り合うように j が変化して剪断力が伝達される。一般の梁ではすべて「梁作用」で伝達されるような完全な付着状態を保つのは難しいことから、上述の2つの作用が組み合わさって抵抗されると考えられる。両者に関する変形の適合性が大きく異なるので両方の最大耐力が組み合わせられることはない。

○剪断補強筋がある場合の剪断抵抗機構

Morschによって提案された古典的なトラス機構では剪断補強筋が引張材として機能し、コンクリートストラットは 45° になるとされている。このトラス機構ではトラスの構成材はピン接合されていると考えられ、力の釣合のみを考えて力の大きさが決定される。トラスの挙動は前出の完全な梁作用と同じように考えられ、主筋に沿うピン接合点に作用する不連続の付着力 $\angle T'$ によって支持され、一定の応力中心距離のもとで変化する外部モーメントに抵抗できる。剪断補強筋が存在しても前述の抵抗機構は基本的には同じように機能しているため、主筋周りには梁作用による付着力 $\angle T$ に加えてトラス作用による $\angle T'$ の付着力が作用する。梁作用、アーチ作用及びトラス作用に対する変形は適合しない。この不適合は無視されているがそれは限界（耐力）近くになるほど問題ではなくなる。付図-2に梁のモデルを示した。剪断力 Q_s が作用しそれがトラス機構によって抵抗される。対角圧縮力 C_d は材軸に対して α の角度を有している。X点における力の釣合から、

$$Q_s = C_d \sin \alpha = T_s$$

ここで T_s は亀裂を横切る全剪断補強筋力である。単位長さ当たりの剪断補強筋力 T_s/s はトラスの形から

$$s = j \cot \alpha$$

$$\frac{T_s}{s} = \frac{Q_s}{j \cot \alpha}$$

となる。

○剪断力による軸筋への影響

上述した剪断抵抗機構の内、梁機構〔以後梁作用と同意味〕とトラス機構〔以後トラス作用と同意味〕によって軸筋には曲げモーメントによる応力に加えて付着力の増大に伴う引張力が生じる。

トラス機構による軸筋力の増大

トラス機構だけを考慮した付図-2に示すように位置1での曲げモーメントを求めると

$$M_1' = Q_s \cdot x = M_2' + Q_s \cdot j \cdot \cot \alpha$$

$$= T' \cdot j + \frac{s}{2} T_s$$

$$T' = \frac{M_2'}{j} + Q_s (\cot \alpha - \frac{s}{2j})$$

$$= \frac{M_2'}{j} + \frac{Q_s}{2} \cot \alpha$$

梁機構による軸筋力の増大

梁機構だけを考慮した付図-3において位置1の曲げモーメントを求めると

$$M_1'' = T'' \cdot j = M_2'' + Q_o \cdot j \cdot \cot \alpha$$

$$T'' = \frac{M_2''}{j} + Q_o \cot \alpha$$

トラス機構と梁機構の組合せ

外力の条件 $Q_u = Q_o + Q_s$ 、 $M_u = M_2' + M_2''$ 、 $T_u = T' + T''$ から

$$T_u = \frac{M_u}{j} + Q_o \cot \alpha + \frac{Q_s}{2} \cot \alpha$$

ここで、トラス機構の負担率として $\eta = Q_s / Q_u$ を定義すると

$$T_u = \frac{M_u}{j} + \frac{e_n}{d} Q_u$$

$$\text{ここで } \frac{e_n}{d} = \cot \alpha \left(1 - \frac{\eta}{2} \right)$$

を 引張ずれ (Tension shift) と言う。

○主筋の付着性状の影響

前述の剪断抵抗機構のうち梁作用とトラス機構は主筋の付着力と必要としている。

部材に作用する剪断力が大きくなりモーメント勾配が増大すると主筋付着力が大きくなるので剪断抵抗機構に主筋の付着性状は大きな影響を及ぼす。前述したように耐力付近では軸筋が完全付着の状態にあることが難しく、ある程度の付着劣化を生じているので剪断抵抗機構のそれぞれが混在する状態にあると思われる。ここで、極端な例として軸筋の付着がシアスパン内で完全に失われた場合を考える(付図-4)。

軸筋の付着が無いので引張力Tは一定である。剪断補強筋には上下の自由体をつなぎ止めるために引張力が働くが付着力が無いので斜め圧縮力が生じないため、この力は直接軸筋のだぼ力となる。コンクリートの斜め圧縮力はもはや亀裂方向に作用できなくなるために圧縮反力点に向かうようになり、剪断抵抗機構としてはアーチ作用のみが有効になる。この場合の引張力Tは

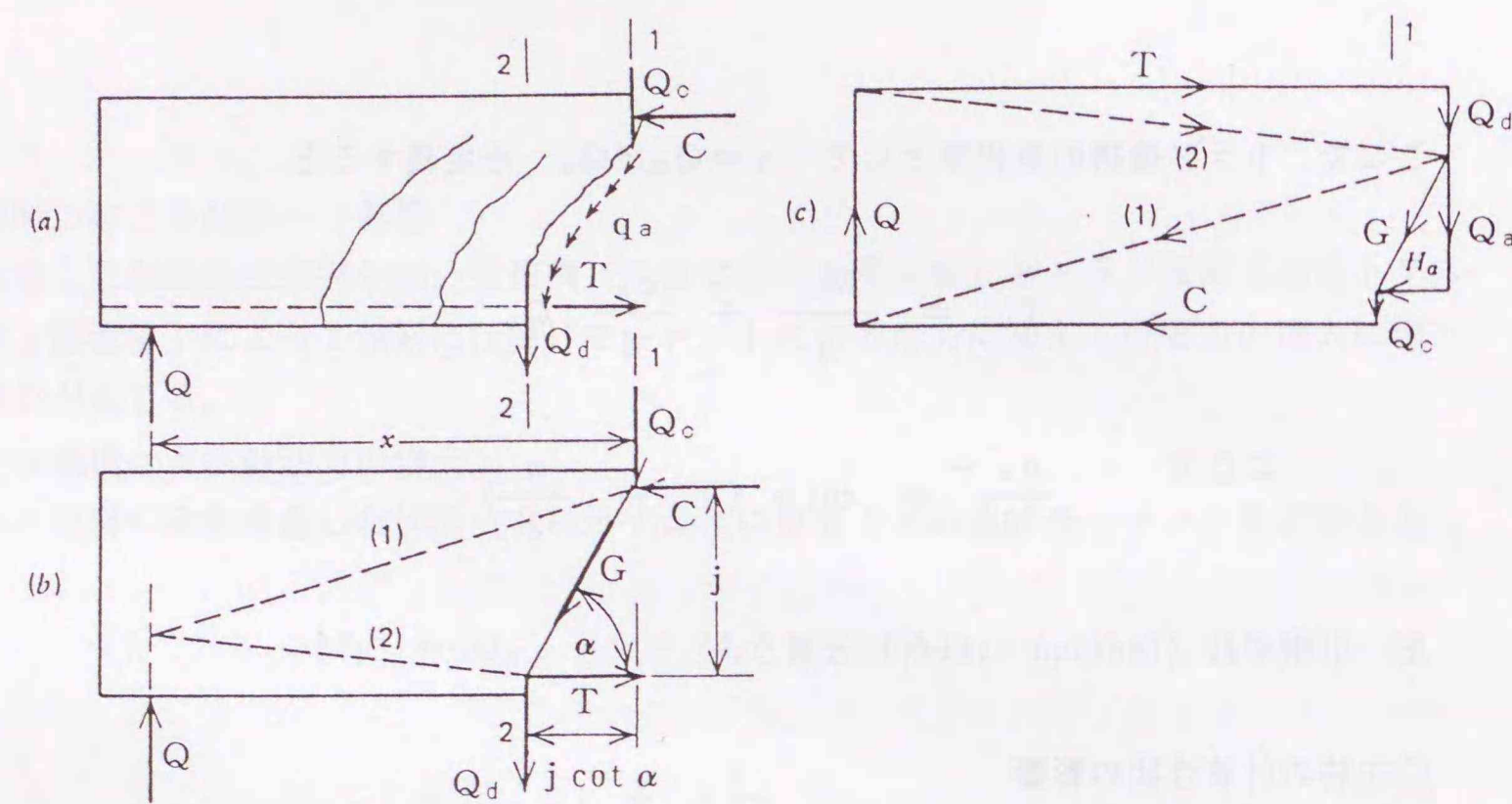
$$T = Q_u \cot \alpha \quad (\alpha \text{ は圧縮点を結ぶ線の軸方向のなす角})$$

となる。角度が浅い(つまりシア・スパンが長い)時にはだぼ力が大きくなってその部分で破壊が生じる。

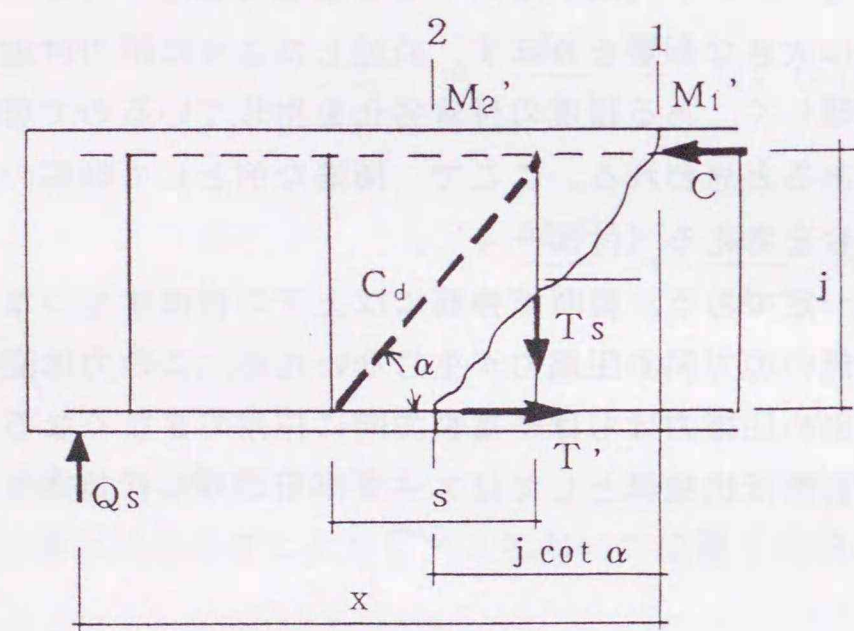
逆対称加力されている部材を考えるとスパン中央では曲げモーメントが0であるのでこれを満足するにはその位置で上下の主筋に同じ大きさの引張力が働いている必要があり、その大きさは断面力の釣合から

$$\Sigma T = C_d \cos \alpha \quad (C_d \text{ はコンクリート斜め圧縮力})$$

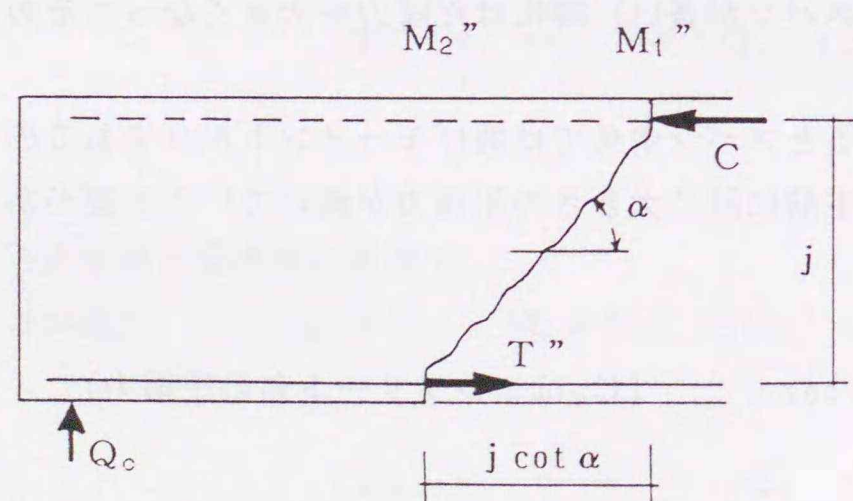
となる。



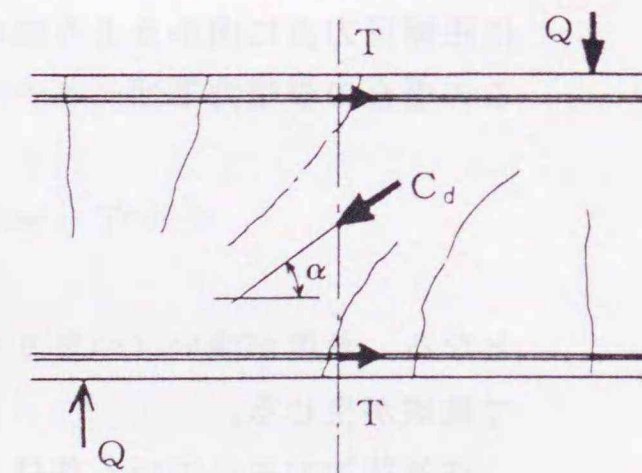
付図-1 剪断補強筋の無い梁の剪断抵抗機構



付図-2 剪断補強筋のある梁の剪断抵抗機構



付図-3 梁機構による剪断抵抗機構



付図-4
梁の付着の無い場合の剪断抵抗機構

参考文献

[付-1] Standards Association of New Zealand, 「New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures」, NZS 3101, 1982

[付-2] ACI-ASCE Committee 352, 「Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures」, ACI Journal, 82-3, 1985

[付-3] R. Park, T. Paulay, 「Reinforced Concrete Structures」, A WILEY-INTERSCIENCE PUBLICATION, JOHN WILEY & SONS, 1975

謝 辞

本論文は、著者が昭和59年4月に北海道大学工学部建築構造学第2講座に助手として赴任して以来、研究室のスタッフとして携わってきた研究のうち当該課題に関する研究課題を取りまとめたものであります。従って、この研究は著者一人によってなされたものではなく、柴田先生、城先生を初めとする多くの方々の御協力を賜り達成されました。

柴田拓二先生には、著者が本研究室の卒論生として配属されて以来、卒業論文の作成、修士論文の作成から今日に至るまで研究の面に限らず、北海道大学の助手として研究を続ける機会を与えて頂くなど多方面にわたる御指導、ご鞭撻を頂きました。研究者としての先生の姿勢、物事に対する鋭い洞察力は、常に近くで拝し大きな感銘を受けました。研究者として未熟な著者がこのように論文をまとめるまでに至りましたのも先生のおかげと感謝致しております。また、先生との約束の期日から大幅に遅延し、先生の在職中に論文の完成に至らなかったことを深く悔やんでおります。

城 攻先生には、著者がどんなに言葉を尽くそうが、どんなに名文を残そうが、感謝の意を表すことが出来ないほどお世話になりました。著者が卒論作成以来、研究論文作成の際にはいつも城先生に目を通していただき、それがどんなに先生が忙しい時でもそれを隔々まで行っていただきました。従って、この論文の作成にあたっても超多忙な先生の貴重な時間を割いてしまい、先生の寿命をかなりすり減らしてしまったものと責を感じる次第であります。また、研究に対する妥協を許さない先生の姿勢から、論文に対しての先生の的確なご助言を賜り幾度も助けられましたことを深く感謝しております。

この論文の取りまとめにあたり、最近はこの論文作成に集中できるような環境を整えていただきまして研究室の皆さんにもご迷惑をかけてしまいました。特に、同僚の北野敦則君には作業負担の軽減に気を使っていたいただきました。研究室の元事務補佐員の奈良洋子さんにも論文中の表の作成等手伝っていただきました。

この論文に示した研究の一部は次の方々の卒業論文、修士論文として一緒に研究をしていただきました。ここに記して謝意を表したいと思います。

実験 B 8 シリーズ 卒論生 金谷憲司君（久米設計）、黒岩秀介君（大成建設）
丸岡広幸君（鹿島建設）

実験 C 3 シリーズ 卒論生 古矢 肇君（大成建設）、土屋 豪君（H A U 計画設計）
修論生 黒岩秀介君（前出）

解析 C 3 シリーズ 卒論生 宮武孝夫君（東海興業）

実験 B 14 シリーズ 卒論生 西香奈枝君（大林組）

また、元研究生小林俊夫君（清水建設）には2年間にわたり実験の際に骨身を惜しまない協力をいただきました。試験体の製作、実験の遂行にはこの他にも多くの方々の御協力をいただきました。

このように多くの御指導、御協力をいただきましてこの論文をまとめることが出来ましたが、振り返って読み返しますと未だに解決すべき問題が多々残されている状況であり、本論文が研究としては初期の段階であることを痛感する次第であります。これもすべて著者の非才の為すところであると反省し、今後はさらに研究の本質を追求し努力していく所存であります。

最後に私事ではありますが、この論文の取りまとめにあたり家族には研究の遂行を陰で支え援を惜しみなくもらったことに対しこの場を借りまして謝意を記したいと思います。

平成6年11月

後藤 康明

