

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

1992年9月

上村智彦

①

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

1992年9月

上 村 智 彦

## 論文要旨

終局強度設計法の採用、高層建物での高強度コンクリートと太径鉄筋の使用は、梁・柱接合部への入力せん断力と接合部域主筋の付着応力を増大させ、建物の耐震性能評価上の問題が接合部で生じる可能性がある。このような接合部の設計では、接合部に隣接する部材の曲げ降伏前と、降伏後の繰返し荷重下においても、接合部のせん断破壊や過度の定着劣化を生じさせずに、部材端ヒンジのエネルギー吸収能力を保障することが大切である。従って、接合部の破壊形式とせん断強度を精度良く推定できることが一つの重要な問題となる。そこで本研究では、平面内部梁・柱接合部の終局強度時のせん断抵抗機構の検討に基づく、破壊モード分類法と接合部終局強度の推定法について検討した。

本論文は8章及び付録より構成され、接合部の終局強度に関する実験と統計分析、接合部終局強度時の抵抗機構の考察、その結果を用いての接合部の破壊モード分類法と終局強度の推定法、これら一連の研究をとりまとめたものである。

1章「序論」では、研究の目的と意義、既往の研究及び本研究の概要を述べている。

2章では、接合部の終局強度時の力学的挙動に及ぼす影響因子を実験的に考察した。接合部域梁及び柱主筋の付着性状、梁主筋量、接合部補強筋、繰返し数を各々実験変数として、接合部破壊が顕著となる試験体を作成し、比較実験を行った。

接合部域主筋の付着性状の不良な場合と良好な場合の試験体の実験では、いずれも接合部破壊し、最大耐力は、付着が不良な場合低くなるが、その時の接合部ストラット圧縮合力の値は、互いに同じ値を示す。このことは、接合部破壊は、ストラットの圧潰により生じ、接合部域主筋の付着劣化により接合部端コンクリートの圧縮合力が大きくなり、ストラット機構が主たる抵抗機構となることを示す。また、繰返し数と柱中間筋は、接合部終局耐力（最大耐力）時点までの挙動には、影響しない。

その他、接合部破壊した試験体において、例えば、次のような特徴が認められた。①梁接合部端断面の引張側歪は、曲げ理論値に一致するが、圧縮側歪は、引張側へ移行する傾向を示す。②接合部域とその近傍の柱主筋の圧縮側と引張側歪は、共に、荷重の増加とともに引張側シフトする。③接合部域の主筋の平均付着応力度は、接合部端引張側主筋歪との関係の実験式で表現でき、最大荷重（接合部破壊）以前までは対応する。

3章では、既往資料を用いての接合部の終局強度に関する統計分析を行った。

既往試験体の最大耐力と梁理論曲げ終局強度との関係を調べてみると、最大耐力は、接合部破壊型では、理論曲げ耐力以下、梁曲げ破壊型では、歪硬化を生じ理論曲げ耐力以上となるが、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型では、理論曲げ耐力以上となることはない。

わが国の既往提案式は、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の終局強度を評価するものではなく、また、同式では、破壊モード分類も不可能である。同様のことが、ACI-ASCE committee352 規準の接合部せん断強度式にも言える。ニュージーランドコンクリート構造設計基準NZS 3101については、既往資料の接合部終局強度では、同基準のように接合部補強筋によって、終局強度が負担されていないことを指摘した。

影響因子の関係では、コンクリート強度が高くなると、また、梁幅と柱幅が同じになるにつれて接合部終局強度が大きくなるが、柱軸応力度と接合部補強筋量は、殆ど影響しないこと等を示した。

4章では、既往の各接合部抵抗機構について述べ、前章の実験及び統計分析より得た接合部終局強度時の特徴を用いて、各抵抗機構の問題点を指摘し、既往せん断抵抗機構を用いての接合部終局強度の算定は、現状では不可能であることを示した。

5章では、前章の実験、統計分析より得られた接合部の挙動に関する特徴を用いて、接合部終局強度時抵抗機構、接合部補強筋（フープ筋と柱中間筋）の挙動、梁曲げ降伏後に接合部破壊するせん断抵抗機構について検討した。

接合部終局強度時には、ストラット圧縮合力が主たるコンクリート圧縮ストラット機構の圧縮強度になることを実験結果を用いて示した。ストラット合力は、接合部域の主筋の付着劣化にともない、接合部端コンクリート圧縮力が増大し、増加する。一方、接合部に生じる応力の中で、主たるストラット機構で消費されない主たるストラット域外の付着力は、接合部補強筋の各サイクルの歪増分の応力との間に、釣合機構を形成することを実験結果を用いて示した。梁曲げ降伏後に接合部破壊する場合の原因は、梁曲げ降伏後の層間変位の増加にともなう、主たる接合部圧縮ストラット応力度を大きくする接合部域の主筋の付着劣化による梁及び柱接合部端コンクリートの圧縮合力と圧縮応力度の増大にあることを、既往実験結果を用いて示した。

6章では、5章での検討結果に基づくせん断抵抗機構による接合部終局せん断強度の推定法を提案する。

主たるストラット機構は、梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力の応力プロッ



クを、矩形応力ブロックと考え、この矩形応力ブロックで囲まれた接合部対角線方向圧縮束とした。ストラット機構におけるストラット圧縮応力度の算定には、接合部域の付着性状など、2章の実験結果の特徴を用いた。

既往試験体の最大荷重時について、接合部圧縮ストラット応力度を算定してみると、破壊モード分類が可能であるとともに梁曲げ降伏後に接合部破壊する型と接合部破壊型の値は、平板などのせん断実験より得られたひび割れたコンクリートの有効圧縮強度の値の傾向に対応した。

7章では、破壊モード分類法と、接合部終局強度の値について検討し、その結果に基づき接合部終局強度の簡便な推定法を提案し接合部せん断設計について考察する。

接合部終局強度がストラットの圧潰で決定するので、その抵抗機構から、主たる因子は、①接合部せん断応力度、②コンクリート圧縮強度 ( $F_c$ )、③接合部域の付着性状となる。これらの因子を考慮し、破壊モード分類の指標値を、 $\tau_{ps}/F_c$  ( $\tau_{ps}$ : 梁理論曲げ降伏時の接合部せん断応力度) とした。 $\tau_{ps}/F_c$  の値を用いることにより、普通コンクリートから高強度コンクリートを用いた接合部の破壊モード分類が可能であることを示した。

接合部破壊時には、接合部域付着性状は劣化する傾向のあることと、接合部端断面のコンクリート圧縮応力度は、6章の結果から一軸圧縮有効強度に近い値となることを考慮し、接合部せん断強度の値をストラット機構のストラット圧縮応力度がコンクリート有効圧縮強度に達した時にせん断破壊をするとし理論的に求めた。終局せん断強度は、接合部域の付着性状により異なり、その値は、既往の接合部終局強度に対応する。

接合部終局強度が、前述のように推定できることと、破壊モード分類が、 $\tau_{ps}/F_c$  で可能であることから、接合部破壊モード分類と接合部終局強度の推定が行える接合部終局強度の推定式を提案した。

接合部せん断設計の考察では、接合部せん断破壊防止のための接合部設計用せん断強度式を推定式の結果を用いて提案した。

接合部補強筋の役割については理解できたものの、補強筋量が決定できない理由は、ひび割れたコンクリートの拘束効果の評価に問題があることを示した。 通し配筋の接合部域付着性状については、既往資料からみた、接合部せん断強度との関連等、問題点を指摘し、また、接合部域付着設計式が各国で異なるのは、直接、付着性能を評価せず単位梁の実験から得られた骨組全体の復元力特性から間接的に評価しているところに

原因があることを述べた。

8章では、本研究の研究成果を総括し、本論文で示した接合部終局強度時抵抗機構、接合部終局強度の推定法等で更に検討を要する研究課題を示した。

付録では、既往の実験資料を用いて、層間変位曲線のスケルトン・カーブを概観し、破壊モード別の層間変位曲線のスケルトン・カーブの概略の推測が可能であることを示した。

Study on Ultimate Shear Strength of  
Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints

by

Tomohiko Kamimura

The adoption of an ultimate strength design procedure, the use of high-strength materials and large sized deformed bars make it possible to construct new types of reinforced concrete structures with smaller beam and column sections. But beam-column joints in such structures are considered to be critical, because the shear stress in a beam-column joint and the bond stress along the beam longitudinal reinforcement within a joint are kept high under a strong earthquake. Therefore, the shear failure of a joint panel and significant slippage of beam bars through a joint should be prevented in the design because the reinforced concrete frames should be essentially designed to develop a ductile beam-sidesway mechanism. Then the correct estimation of the failure mode of beam-column joints and the joint shear strength may become necessary for the earthquake-resistant design of beam-column joints. The objects of this study are to give consideration to the shear resisting mechanisms of a plane interior beam-column joint and also to develop a method for the classification of the failure modes of joints and an evaluation method for the joint shear strength.

This dissertation describes the experimental study on plane interior beam-column joint, the analysis of a previous experimental data base on the joint shear strength, consideration to the shear resisting mechanisms of a beam-column joint, a method for the classification of the failure modes, and a formula for the joint shear strength. This dissertation consists of the following eight chapters and one appendix.

Chapter 1 describes the object and summary of this study, and previous studies on reinforced concrete beam-column joints.

Chapter 2 describes experiment on reinforced concrete beam-column joints which were conducted by the author. All specimens were designed to be a joint failure type. The main parameters of the test were the bond situation of beam and column longitudinal bars within the joint, the amount of beam longitudinal reinforcement, the arrangement of joint shear reinforcement and the number of load cycles.

Both specimens with good and poor bond for beam longitudinal bars within a joint failed in joint shear. The maximum strength was lower in a poor bond specimen than in a good bond specimen. But at the ultimate load of the joint shear failure, the compressive strut resultant force in the joint was not related to the bond situation of the beam longitudinal bars within the joint. Although there was much difference in the bond strength between deformed bars and paraffin-coated bars used in the test, the strut resultant forces in the

joint were nearly the same at the ultimate load. Therefore, compressive forces transmitted from the beam and the column to strut concrete increased with the bond deterioration along the beam and column longitudinal reinforcement, and the strut mechanism carried the almost entire shear in the joint. The behavior of the joint was not influenced by the number of load cycles and intermediate column longitudinal bars in the joint until the joint shear failure occurred.

Main other findings were as follows from the experiment.

1. Flexural theory gave a good agreement with the test data on the strain in beam tensile reinforcement at beam critical section, but the experimental strain in beam compressive reinforcement was shifted to tensile strain as compared with the flexural theory.

2. The strain in column longitudinal reinforcement in the joint core was shifted to tensile side, as the tension capacity of diagonally cracked concrete in the joint was reduced gradually.

3. The average bond stress in beam and column longitudinal bars within a joint was proportional to the tensile strain in beam and column reinforcement at the edge of the joint, before the maximum strength.

In Chapter 3, a previous experimental data on the joint shear strength is analyzed. The maximum strengths of previous test specimens are compared with the calculated beam flexural ultimate strengths. As compared with the maximum strength in the test, the calculated flexural ultimate strength is high for the joint shear failure type, and it is nearly equal for the joint shear failure type after beam flexural yielding, and it is low for the beam flexural failure type.

The proposed equations of the joint shear strength in Japan had been empirically obtained from past tests of beam-column joints. These equations and the proposed equation in the ACI-ASCE 352 recommendation do not give satisfactory prediction of the joint shear strength for the joint shear failure after beam flexural yielding, and the classification of the failure modes is also difficult by those equations. It is pointed out that the contribution of joint shear reinforcement to the joint shear strength from the analysis can not be represented by the proposed equation in Standards Association of New Zealand.

According to the data base, the joint shear strength increases with concrete compressive strength and is strongly influenced by the beam width, but it is almost not influenced by the column axial stress and the amount of joint shear reinforcement.

In Chapter 4, the previous models for the shear resistance mechanisms of beam-column joints proposed by other researchers are introduced, and these models are compared with the test results in Chapter 2 and the analysis of a previous experimental data base in Chapter 3. From this comparison, various



problems associated with these models are pointed out. It is shown that the calculation of the ultimate strength of a joint using previous shear resistance mechanism is impossible.

In Chapter 5, a macro model for the shear resistance mechanisms of beam-column joints is proposed in consideration of the test results and the analysis of a previous experimental data base. Using this model, the shear resistance mechanisms in beam-column joint at the joint failure before and after beam flexural yielding, and the behavior of joint shear reinforcement: hoop reinforcement and intermediate column longitudinal reinforcement are discussed.

In this model, the contribution of concrete and joint shear reinforcement to the joint shear resistance are represented by the compressive concrete strut mechanism, and the truss mechanism, respectively.

The main concrete strut in the compressive strut mechanism is formed along the main diagonal concrete of the joint panel, and both ends of the concrete strut are defined by the compression zones from the beam and the column. The truss mechanism is formed by the horizontal and vertical reinforcement and concrete in the joint core, except in the main concrete strut. Using the test results, it is verified that this model can evaluate the joint shear transfer mechanisms. The comparison of this model with test results indicates as follows.

1. In the stage close to the ultimate strength of the joint, compressive strut resultant force is nearly equal to the strength of the concrete compressive strut.
2. The tensile force of the beam and column longitudinal reinforcement, not transferred to the joint concrete by the bond, are resisted by the concrete at the compressive face of the joint, increasing the magnitude of compressive strut resultant force.
3. The increments of tensile force in the joint shear reinforcement, from zero load in each cycle, balance with the bond force acting along the beam and column longitudinal bars within the panel region except in the main concrete strut.

The joint shear failure after beam flexural yielding is associated with the change in the shear transfer mechanisms caused by the bond deterioration of beam and column longitudinal bars within the joint. The magnitude of the compressive forces in beam and column sections at the end of a joint and in main concrete strut increases with the bond deterioration after beam flexural yielding.

In Chapter 6, a method for determining the joint shear strength is proposed, based on a macroscopic model for the shear resistance mechanisms described in the previous chapter.

The joint shear failure is defined as the crushing of concrete due to the compressive stress in the main concrete strut mechanism. The concrete compression zones in beam and column critical sections provide an end condition necessary for the formation of the main concrete strut. The stress distribution in the concrete compression zones is replaced by the rectangular stress block. Compressive stress in the main concrete strut is calculated in consideration of the characteristics of the test results including the bond of beam and column longitudinal bars in a joint.

It is possible to classify the failure modes of beam-column joints by means of the compressive stress in the main concrete strut at the maximum strength. The value of the strut stress at the joint shear failure before and after beam flexural yielding comes to be near to the concrete effective compressive strength which was obtained from the previous experimental study on the cracked concrete panels subjected to shear.

In Chapter 7, a simple method for determining the joint shear ultimate strength is proposed, and the consideration is given to the design of reinforced concrete beam-column joints, as a result of discussing the classification of the failure modes and the joint shear ultimate strength.

Principal factors of the joint shear failure are joint shear stress and concrete compressive strength ( $F_c$ ) and the bond situation of beam and column longitudinal bars within the joint, because the joint shear strength depends on the compressive strength of the main concrete strut. In mature consideration of these factors, the value of  $\tau_{jy}/F_c$  ( $\tau_{jy}$ : the joint shear stress at theoretical beam flexural yielding) is regarded as the index of the failure mode classification. The data base shows that this index makes it possible to predict the failure mode of beam-column joints using from normal to high strength concrete.

It is supposed that the joint shear failure occurs when the concrete compressive stress in the strut mechanism comes to the concrete effective compressive strength. Considering that the bond along the beam and column longitudinal reinforcement deteriorates and concrete compressive stress in the beam and column critical sections comes to the concrete effective uniaxial compressive strength at the joint failure stage, the theoretical approach for the joint shear ultimate strength is developed. The evaluated joint shear strength gives good agreements with the experimental data.

Using the index of the failure mode classification ( $\tau_{jy}/F_c$ ) and the theoretical approach for the joint shear ultimate strength, the theoretical formula of the joint shear strength for each failure mode (the joint shear failure before and after beam flexural yielding) is proposed.

In the earthquake-resistant design of reinforced concrete beam-column joints,

the design formula for joint shear strength is proposed for the prevention of beam-column joint failure. The role of the joint shear reinforcement is considered to confine the joint panel and resist shear. However, it is pointed out that behavior of the confined concrete in a joint is not understood sufficiently.

It is indicated that the bond situation of beam longitudinal bars passing through a joint relates closely to the joint shear strength. Differences in the recommendation among U.S., New Zealand and Japan, with regard to the bond stress and slip of beam longitudinal bars through a joint core, are demonstrated. A major cause for the differences is that the restoring force characteristics of plane beam-column subassemblages tested are selected to simulate the behavior caused by the bond deterioration, though restoring characteristics do not have direct connection with the bond characteristics within a joint.

In Chapter 8, concluding remarks are summarized in this study. Needs for further researches in this field are briefly described.

In an appendix, an experimental data base on the skeleton curves of the plane beam-column subassemblages is analyzed, and it is pointed out that it is possible to estimate the skeleton curve for each failure mode using an experimental data base.

## 謝 辞

本研究の発端は、昭和49年4月より2年間在籍した東京大学 建築学科 梅村・青山研究室で行った「太径鉄筋D51を用いたはり・柱接合部の実験的研究」である。本論文は、当時の研究及び、それ以降、著者が所属する芝浦工業大学 建築学科で今日まで行ってきた研究を取りまとめたものである。

本研究は、東京大学教授 青山博之先生の御指導を得ながら著者の研究室の卒業生の協力でなされた。

青山博之先生には、著者が芝浦工業大学助手となって以来、今日に至るまで常日頃より、研究面のみならず種々な面にわたってのご指導とご援助を賜り、また、ここに本論文をまとめることができたのも、青山先生の御指導、御鞭撻によるものであります。ここに深く御礼申し上げます。

東京大学名誉教授 梅村勉先生には、同研究課題を行う機会を与えていただき、また、先生が芝浦工業大学教授としての期間及び今日に至るまで、先生の学問に対する姿勢など種々な点を教授殿に本研究を遂行できたのも、このような貴重な御指導を得られたことによるものであります。

芝浦工業大学名誉教授 故 浜田大蔵先生には、著者が芝浦工業大学で行ってきた研究、実験に対して、また、公私に亘り、御指導を賜りました。

地崎工業 伊藤勝先生、千葉工業大学助教授 石橋一彦先生には、著者が梅村・青山研究室で行った「太径鉄筋D51を用いたはり・柱接合部の実験的研究」に際して、実験計画から、研究内容にいたる御指導を戴きました。このことは、当時、実験の経験のほとんどない著者にとって、本研究の基盤となる大変貴重な経験でありました。

千葉大学教授 野口博先生には、終始、暖かい御援助を得ると共に、先生が本研究を一つの研究課題としていることもあり、先生からは、種々な資料、本研究を進める上での具体的な意見を戴きました。

学位論文の審査に当たっては、東京大学建築学科教授 青山博之先生、同大学生産技術研究所教授 岡田恒男先生、同大学建築学科教授 友澤史紀先生、同大学生産技術研究所教授 半谷裕彦先生、同大学建築学科助教授 小谷俊介先生に貴重な御指導を賜りました。

上記の諸先生方には、種々な形で、御助力を受けました。ここに、深く感謝の意を表します。



また、本研究は、多くの卒業生の協力のもとになされたものであり、以下に氏名を記し、感謝の意を表します。尚、本研究の部分に拘った氏名のみを記しましたが下記以外の方々の協力も得たことを付記しておきます。

2章

吉田文之（埼玉県庁）、黒田和弘（東洋シャフト）、月居利久（渡辺設計事務所）  
清川健司（大成建設）、高場敏博（古久根建設）、藤村明雄（古久根建設）  
平賀勇二（間組）、中野智文（裾野市役所）、石川裕次（竹中工務店）  
竹腰英俊（大林組）、井澤紋規（清水建設）、矢萩大作（戸田建設）

3章

長塚典和（飛鳥建設）、石塚健司（東急サービス）、宇佐美喜久（松村組）

4章

永井覚（東京大学・大学院）

5章

木下康仁（日栄建設工業）、菊池雅子（旧姓 荒井）、石渡美千代（大成建設）

6章、7章

西尾博人（東京工業大学・大学院）、千葉隆史（東京都立大学・大学院）  
福本雄二（竹中工務店）、石久保猛（東京大学・大学院）、山西功一（鹿島建設）

付録

柏崎隆志（千葉大学・大学院）、山泉光（東急建設）

本研究の整理

市塚貴浩、佐藤博康、島田登志夫、土居和雅、小泉学（平成四年度卒論生）

本研究の実験研究では、実験実施に際して、同僚である林正司講師には、多大な助力を得ました。心より御礼申し上げます。

最後に、以上のように、多くの方々の御陰を持って、本論文をまとめることができたのでありますが、いまだに未解決な多くの問題点を含んだ状況であり、著者の研究は、初期の段階であることを痛感しております。今後は、更に精進し、研究を進めていく所存であります。

上村 智彦

(目次)

[論文要旨]	
[英論文要旨]	
[謝辞]	
第1章 序論	1-1
1. 1 研究目的	1-1
1. 2 研究の現状	1-3
1. 3 研究概要	1-7
1章 引用文献	1-12
第2章 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する実験	2-1
2. 1 目的	2-1
2. 2 接合部の力学的挙動に影響を与える因子	2-2
2. 3 接合部の力学的挙動に影響を与える各因子に関する実験	2-5
2. 3. 1 「梁主筋の付着性状」に関する実験	2-5
1) 目的と実験概要	
2) 実験結果	
3) 実験変数の「破壊性状と接合部終局耐力への影響」及び「その他の特徴」	
2. 3. 2 「接合部せん断入力量と梁及び柱主筋の付着性状」に関する実験	2-32
1) 目的と実験概要	
2) 実験結果	
3) 実験変数の「破壊性状と接合部終局耐力への影響」及び「その他の特徴」	
2. 3. 3 「繰返しと柱中間筋」に関する実験	2-69
1) 目的と実験概要	
2) 実験結果	
3) 実験変数の「破壊性状と接合部終局耐力への影響」及び「その他の特徴」	
2. 4 まとめ	2-109
2章 引用文献	2-114
第3章 既往文献資料を用いての鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する統計分析	3-1
3. 1 既往試験体の最大耐力と梁又は柱の理論曲げ終局強度との関係	3-1
3. 1. 1 目的	3-1
3. 1. 2 使用試験体の概要と梁又は柱の理論曲げ終局強度の算定方法	3-1

3. 1. 3 検討結果	3-21
3. 2 我国の既往提案実験式による接合部終局強度の評価	3-27
3. 2. 1 目的	3-27
3. 2. 2 使用試験体の概要と検討方法	3-29
3. 2. 3 検討結果	3-34
3. 3 諸外国の基準による接合部終局強度の評価	3-40
3. 3. 1 目的	3-40
3. 3. 2 既往文献資料を用いてのACI-ASCE committee352規 準に関する比較検討	3-42
3. 3. 3 既往文献資料を用いてのニュージーランド・コンクリ ート構造設計基準NZS3101に関する比較検討	3-50
3. 4 接合部終局強度の影響因子に関する検討	3-56
3. 4. 1 目的	3-56
3. 4. 2 使用試験体と接合部せん断強度の算定方法	3-56
3. 4. 3 検討結果	3-56
3. 5 まとめ	3-62
3 章 引用文献	3-64
第4章 既往の鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の抵抗機構に 関する検討	4-1
4. 1. はじめに	4-1
4. 2. 既往の提案された接合部抵抗機構	4-2
4. 2. 1 トラス機構	4-2
4. 2. 2 コンクリート圧縮ストラット機構	4-3
4. 2. 3 せん断摩擦機構	4-8
4. 2. 4 コンクリート圧縮ストラット機構とトラス機構の共存	4-10
4. 2. 5 せん断剛性劣化による機構	4-12
4. 2. 6 力の釣合条件に基づく機構	4-14
4. 3. 検討結果	4-40
4 章 引用文献	4-42
第5章 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度時抵抗機構に 関する考察	5-1

5. 1 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度時抵抗機構	5-1
5. 1. 1 はじめに	5-1
5. 1. 2 接合部終局強度時提案抵抗機構	5-1
5. 1. 3 接合部終局強度時提案抵抗機構の検証	5-13
5. 1. 4 接合部補強筋の挙動	5-35
1) 接合部補強筋(フープ筋と柱中間筋)の挙動に関する既往の研究	
2) 接合部フープ筋の挙動	
3) 柱中間筋の挙動	
4) 検討結果	
5. 2 梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部せん断抵抗機構	5-55
5. 2. 1 はじめに	5-55
5. 2. 2 梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部せん断抵抗機構に関する既往の研究	5-55
5. 2. 3 梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部せん断抵抗機構の現状での考え方	5-57
5. 2. 4 梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部せん断抵抗機構に関する考察	5-58
5. 2. 5 考察結果	5-69
5. 3 まとめ	5-70
5章 引用文献	5-73
第6章 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局せん断強度に関する検討	6-1
6. 1 はじめに	6-1
6. 2 接合部のせん断抵抗機構と終局せん断強度の推定法	6-2
6. 2. 1 目的	6-2
6. 2. 2 接合部域の取り扱い及び記号	6-2
6. 2. 3 仮定事項	6-3
6. 2. 4 接合部への作用外力と接合部周りの応力	6-4
6. 2. 5 接合部せん断抵抗機構	6-5
6. 2. 6 接合部終局せん断強度の推定法	6-9
6. 3 既往実験の実測値を用いての接合部終局せん断強度の推定法に関する検討	6-14
6. 3. 1 検討方法	6-14
6. 3. 2 検討結果	6-15



6. 4 既往実験の接合部圧縮ストラット応力度 ( $\sigma_c$ ) と コンクリート圧縮強度低減係数 ( $\nu$ )	8-19
6. 4. 1 目的	8-19
6. 4. 2 使用した試験体の文献リスト	8-19
6. 4. 3 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質	8-22
6. 4. 4 計算結果	8-28
6. 4. 5 検討結果	8-45
6. 5 結論	8-64
6 章 引用文献	8-65
第7章 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊モード分類と 終局せん断強度の簡便な推定法	7-1
7. 1 はじめに	7-1
7. 2 既往の実験資料による鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の 破壊モード分類	7-2
7. 2. 1 目的	7-2
7. 2. 2 方法	7-3
7. 2. 3 適用結果	7-8
7. 2. 4 考察	7-23
7. 2. 5 結論	7-33
7. 3 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局せん断強度の 簡便な推定法	7-34
7. 3. 1 目的	7-34
7. 3. 2 接合部終局せん断強度の推定値	7-35
7. 3. 3 接合部終局せん断強度の簡便な推定法	7-41
7. 3. 4 結論	7-55
7. 4 接合部せん断設計	7-56
7. 4. 1 目的	7-56
7. 4. 2 接合部のせん断設計	7-56
7. 4. 3 接合部補強筋	7-58
7. 4. 4 通し配筋の主筋径と柱せいの関係	7-59
7. 5 結び	7-62

7 章	引用文献	7-64
第 8 章	結論	8-1
8. 1	研究成果	8-1
8. 2	今後の研究課題	8-6
付録	鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力と変形状	
1	目的	
2	影響因子等の取り扱い方法	
3	対象とする試験体	
4	影響因子に関する検討結果	
5	結論	

発表論文



## 第1章 序論

### 1.1 研究目的

近年、社会的要請により、鉄筋コンクリート構造物の高層化や工業化が盛んとなり、高層の鉄筋コンクリート構造物などでは、高強度コンクリートと高強度太径鉄筋の使用や、計画的制約などから柱や梁の断面寸法の縮小化の傾向がある。このような状況下では、梁・柱接合部への入力せん断力及び、接合部域梁主筋の付着応力が増大し、建物の耐震性能評価上の接合部に関連した次のような問題が生じる。

- (1)接合部域における主筋の付着特性と変形との関連の問題
- (2)接合部のせん断に対する耐力-変形特性の問題
- (3)(1)と(2)が、梁・柱接合部の架構の復元力特性に及ぼす影響

本研究では、これらの内、接合部のせん断耐力を問題とする。

上述の事柄に関連する接合部の研究の現状については、小倉、関根(文献1.1)、近年では、角、浅草(文献1.2)がとりまとめたものがあり、詳細はそれらの文献に譲ることとし、ここでは、接合部のせん断耐力に関する現状を概観し、本研究の目的と意義について説明する。

接合部のせん断性能に影響を及ぼす因子には、接合部形状(十字型、ト型・・・)、コンクリート強度、接合部せん断補強筋、付着性能、柱軸力、直交梁の拘束効果などの影響因子がある。各影響因子はそれぞれ複雑に関係し、現状では、定性的、定量的な把握が充分にできる状況にはない。種々な因子に関し、各研究者間でも意見の相違があり、その典型的例として各国の接合部のせん断強度に関する設計規準(アメリカ(文献1.3)、ニュージーランド(文献1.4)、日本(文献1.5))で、異なった設計思想となっていることが挙げられる。

又、現実的な評価方法として実験結果に基づいて統計的に評価することも接合部終局強度等でなされているが各種の影響因子の影響を分離できないために分散の激しいデータを基に評価をせざるを得ない現状にある。(3章参照) 一例を挙げれば近年刊行された終局強度型耐震設計指針(案)(文献1.5)では、破壊モード分類と接合部終局強度の評価が明確にできないのもこの理由に因る。

この現状を解決するためには、実験的研究と接合部せん断抵抗機構についての検討を並行して行うことが必要である。



本研究の目的は、接合部形状として最も基本的な平面内部梁・柱接合部の梁曲げ降伏後と梁曲げ降伏前に接合部破壊する型の終局強度とその時の抵抗機構の評価にある。

接合部のせん断強度の評価方法については現状では、十分ではなく論理的な根拠のある機構モデルは、提案されていない。機構モデルの設定が困難である理由は、接合部破壊が進行するにつれて、梁と柱及び接合部の相互関係等による境界条件の変化が生じること起因する。

本研究では、境界条件の把握のために、最初に接合部の終局せん断強度に関する実験と、既往実験資料の統計分析から接合部終局強度時の抵抗機構に関する接合部域の付着性状、接合部せん断補強筋(フープ筋と柱中間筋)、コンクリート強度(接合部のひび割れたコンクリートの圧縮有効強度)、柱軸力の影響因子の役割等の評価を行う。例えば、接合部における付着性状は、接合部の応力状態、接合部に形成されるせん断抵抗機構と密接な関係をもち、結果として、接合部終局せん断強度に関連すること等。これらの考察の結果を踏まえて、それらの因子の影響を忠実に反映した接合部終局強度時せん断抵抗機構モデルを既往抵抗機構モデルの評価も行って作成し、接合部の破壊モード分類法、接合部終局強度の推定法について検討する。

以上のように本研究でとりくむ課題は、内部梁・柱接合部の終局強度時のせん断抵抗機構の検討に基づく、破壊モード分類法と接合部終局強度の推定法にある。

## 1. 2 研究の現状

梁・柱接合部の設計では、接合部でのせん断破壊や過度の定着劣化を起こさず、部材端ヒンジのエネルギー吸収能力を確保し骨組全体の靱性を確保することが大切である。このためには、接合部の破壊形式とせん断強度を精度良く推定できることが必要である。

本論文の課題である接合部のせん断強度と抵抗機構に関する研究の現状については、3章で接合部のせん断強度、4章で接合部抵抗機構について各々詳細に説明するので、ここでは簡単に紹介する。

### 接合部のせん断強度

我国で提案された接合部終局せん断強度式としては、過去に遠藤式、大和田式、是石式、著者の式があり、最近では、「鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針(案)<sup>1.5)</sup>」の提案式がある。

著者の式は、既往の接合部破壊(この提案当時では、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型と接合部破壊の破壊形式の区別はされていない)したと報告された試験体について、コンクリート強度、柱軸力、梁幅と柱幅の比、接合部補強筋比の影響因子について統計分析して次式のせん断強度式( $\tau_{pu}$ )を提案している。

$$\tau_{pu} = (0.78 - 0.0016F_c)F_c + 0.5P_u \cdot \sigma_y \quad [\text{kg/cm}^2] \quad \cdots F_c \leq 244 \text{ kg/cm}^2 \\ = 85 \quad [\text{kg/cm}^2] \quad \cdots F_c \geq 244 \text{ kg/cm}^2$$

ここで、 $F_c$ :コンクリート圧縮強度、 $P_u$ :接合部補強筋比、 $\sigma_y$ :せん断補強筋降伏応力度(せん断応力度は、梁と柱の応力中心間距離で囲まれた領域を接合部パネルと考え、算定)

著者の式は、 $F_c \geq 300 \text{ kg/cm}^2$ で適合性が悪く、又、補強筋の効果の評価に問題がある。

終局強度型耐震設計指針(案)では、最近の実験結果を用いて、接合部終局強度は、接合部せん断補強筋による強度上昇はなく、接合部の主対角方向の斜めストラットコンクリートの圧潰によると考えている。接合部終局強度は、コンクリート強度に依存するとして、既往実験資料より、実験式である次式を提案している。

$$V_{ju} = 0.30 \sigma_B \cdot b_j \cdot D$$

$$\sigma_B: \text{コンクリート圧縮強度} (210 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_B \leq 380 \text{ kg/cm}^2)$$

$$D: \text{柱せい}$$

$$\text{接合部有効幅 } b_j: b_j = b_B + b_{a1} + b_{a2}$$

$b_0$  : 梁幅

$b_{a1}, b_{a2}$  :  $b_1/2$  または  $D/4$  の小さい方

$b_1$  : 梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さ

従って、我国の場合は、従来と同じ状態の既往実験資料に基づく、実験式の域をでない。

ACI-ASCE Committee 352 規準<sup>1-3)</sup>では、D.F.Meinheit, J.O.Jirsa<sup>1-6)</sup>の柱軸応力度、直交梁、接合部補強筋量、梁幅と柱幅の比等についての比較実験、接合部の抵抗機構としてのZ.Llande, J.O.Jirsa<sup>1-7)</sup>のコンクリートストラット機構の研究を背景に、次の接合部せん断強度式を提案している。

$$V_n = \gamma \sqrt{f_c'} \cdot b_j \cdot h$$

$\gamma$  : 定数 (外部接合部:15、内部(拘束)接合部:20)

$f_c'$  : コンクリート圧縮強度

$b_j$  : 接合部の有効幅

$h$  : 柱高

上式は、コンクリートストラット機構から理論的に誘導されたものでなく、前述の比較実験等から、接合部せん断補強筋は接合部のせん断強度に寄与しないと評価し、決定したものである。従って、我国と同じ様な考え方の実験式である。

ニュージーランド・コンクリート構造設計規準NZS3101<sup>1-4)</sup>では、接合部せん断抵抗機構を、Pauley, Park, Priestly<sup>1-8)</sup>の研究に示されたトラス機構とストラット機構からなるせん断抵抗機構と考え、接合部のせん断強度は、コンクリートによる負担分とせん断補強筋による負担分の和としている。接合部域の梁主筋の付着を良好に保つことを前提に、接合部せん断力をトラス機構に主に依存させる型となっている。しかしながら、せん断破壊型の実験結果は、ニュージーランドの規準を裏付けてはいない。

以上のように、接合部せん断強度に影響諸因子を包含した接合部強度式は、現時点では提起されていない。又、破壊形式(梁曲げ破壊型、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型、接合部破壊型)を判別できる型でもない。

### 接合部抵抗機構

接合部の既往の抵抗機構については諸見解があり、基本的な機構として、トラス機構、コンクリート圧縮ストラット機構、せん断摩擦機構の3タイプに分けられ、これらの機構が単独あるいは組み合わせられて議論されている。

以下に、既往の提案された接合部抵抗機構を著者の機構を除き示す。

提案された接合部抵抗機構

番号	接合部抵抗機構	提唱者	引用文献
(1)	トラス機構	I.H.E.Nilsson	1.9)
(2)	コンクリート圧縮	R.C.Fenwick, H.M.Irvine	1.10)
	ストラット機構	Zhang, Liande, J.O.Jirsa	1.7)
(3)	せん断摩擦機構	D.F.Meinheit, J.O.Jirsa	1.11)
(4)	(1)と(2)の共存	T.Pauley, R.Park	1.8)
		園部, 石橋	1.12)
(5)	(1)~(3)の共存	R.W.G.Blakely	1.13)
(6)	せん断剛性劣化による機構	森田, 藤井	1.14)
(7)	力の釣合条件に基づく機構	T.Paulay	1.15)
		市之瀬	1.16)

各々の提案抵抗機構を接合部終局強度時抵抗機構の観点からみると、次のようになる。

- (1) 接合部終局強度は、実験結果によるとコンクリート圧縮強度に依存するが、接合部補強筋は、直接的な関係をもたない。従って、補強筋に依存する機構であるトラス機構、せん断摩擦機構は成立しないと思われる。
- (2) 「コンクリート圧縮ストラット機構とトラス機構の共存」と「力の釣合条件に基づく機構」のT.Pauley, R.Parkの機構は、接合部域の主筋の付着劣化を許さない状態で成立する機構である。しかしながら、接合部破壊を生じるような場合は、実験結果では、接合部の主筋の付着劣化を一般には生じる。従って、この機構では、接合部域の主筋の付着性状の評価に問題がある。
- (3) 「コンクリート圧縮ストラット機構」のZhang, Liande, J.O.Jirsaの機構は、接合部



域の主筋の付着性状が考慮されることなく、梁及び柱の接合部端の圧縮域を曲げ理論で求めて、斜めコンクリート圧縮ストラットの寸法が決定されている。接合部終局強度は、この斜めコンクリート圧縮ストラットに依存する訳であるから、この機構は、この接合部域の主筋の付着性状の考慮に問題がある。

- (4) 「力の釣合条件に基づく機構」の市之瀬の機構は、接合部せん断終局強度を求めることを直接の目的とはしていない。又、この方法により、接合部終局強度を求めるためには、接合部領域の取り扱い等、新たに抵抗機構の設定を考えなければならない。
- (5) 「せん断剛性劣化による機構」の森田、藤井の機構は、接合部終局強度を定義するものではない。この機構については、2章で実験により検討している。

以上のように、既往のせん断抵抗機構を用いての接合部終局強度の算定は、現状では不可能である。

### 1. 3 研究概要

本研究は、鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する実験、統計分析、接合部終局強度時の抵抗機構の考察、その結果を用いての接合部破壊モード分類方法と、接合部終局強度の推定方法までの研究をとりまとめたものである。

第2章以降の各章の研究概要について以下に述べる。

2章では、接合部の終局強度時の力学的挙動に及ぼす影響因子を実験的に考察した。影響因子は、接合部せん断抵抗機構をストラット機構とトラス機構からなるものと考え、それら機構に関連する、接合部域梁及び柱主筋の付着性状、梁主筋量、接合部補強筋、繰返し数を各々実験変数として、接合部破壊が顕著となる試験体を作成し、比較実験を行った。

接合部域梁主筋の付着性状の不良な場合と良好な場合の試験体の実験では、いずれの試験体も接合部破壊し、最大耐力時の荷重は、付着が不良な場合低くなるが、その時の接合部ストラット圧縮合力の値は、互いに同じ値を示す。このことは、接合部破壊は、接合部ストラットの圧潰により生じることを、又、接合部破壊時には、トラス機構、ストラット機構は存在するが、接合部域の主筋の付着劣化により梁と柱接合部端コンクリートの圧縮合力が大きくなり、ストラット機構が主たる抵抗機構となることを示した。

繰返し数に関する実験では、最大耐力以前の接合部せん断力(接合部終局耐力の70%程度)の繰返しは、接合部終局耐力に影響しないこと、又、柱中間筋の有無の実験では、接合部終局耐力(最大耐力)、最大耐力までの層間変位曲線、及びその時の層間変位の大きさには影響しないこと等を示した。

その他、接合部破壊した試験体の実験において、次のような共通な特徴が認められた。

- ①梁接合部端断面の引張歪は、曲げ理論値に一致するが、圧縮側歪は、引張側へ移行する傾向を示す。
- ②接合部域とその近傍の柱主筋の圧縮側、引張側歪は、共に、荷重の増加に伴い、歪は引張側へシフトする。
- ③接合部域の梁及び柱主筋の平均付着応力度は、接合部端引張側主筋歪との関係で示した実験式で表現でき、最大荷重(接合部破壊)以前までは対応する。

3章では、既往資料を用いての梁・柱接合部の終局強度に関する統計分析を行った。

既往試験体の最大耐力と梁又は柱の理論曲げ終局強度との関係を見てみると、最大耐力は、接合部破壊型では、理論曲げ耐力以下、梁曲げ破壊型では、歪硬化を生じ、理論曲げ耐力以上となるが、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型では、理論曲げ耐力以上となることはないことが理解できた。

我国の既往実験式、「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説」の提案式では、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の終局強度を評価するものではなく、破壊モード分類も不可能である。

ACI-ASCE committee352規準の接合部せん断強度式は、既往資料の終局強度の下限値を与えること、又、ニュージーランドコンクリート構造設計規準NZS3101の接合部せん断応力度の上限値は、既往資料の終局強度の下限値と中間値の間の値を表現しているが、既往資料の接合部終局強度は、同規準のように接合部補強筋によって、負担されていないことを指摘した。

接合部終局強度と影響因子の関係では、①コンクリート強度が高くなると、又、梁幅と柱幅が同じになるにつれて接合部終局強度が高くなる。②柱軸応力度と接合部補強筋量は、接合部終局強度に殆ど影響しないこと等を示した。

4章では、既往の各接合部抵抗機構について述べ、2章、3章の実験及び統計分析より得た接合部終局強度時の特徴を用いて、各抵抗機構の問題点を指摘する。

抵抗機構については諸見解があり、基本的な機構として、トラス機構、コンクリート圧縮ストラット機構、せん断摩擦機構の3タイプに分けられ、これらの機構が単独あるいは組み合わされて議論されている。

「力の釣合条件に基づく機構」である接合部におけるせん断抵抗機構を設定し、接合部補強筋量を求めようとする提案抵抗機構は、接合部せん断終局強度の算定にも利用できると思われる。しかしながら、応力の釣合機構を設定し、下界定理を用いて接合部終局強度を算定しようとする、接合部破壊の進展による境界条件の変化を考慮し、接合部終局強度時の応力の釣合機構を新たに設定しなければならない。

その他の機構についても種々な矛盾点があり、既往せん断抵抗機構を用いての接合部終局強度の算定は、現状では不可能であることを示した。

5章では、2章、3章の実験、統計分析より得られた接合部の挙動に関する特徴を用いて、接合部の終局強度時抵抗機構、接合部補強筋(フープ筋と柱中間筋)の挙動、梁曲げ降伏後に接合部破壊する接合部せん断抵抗機構について検討を行った。

接合部終局強度時には、接合部のせん断ひび割れ発生以降に形成される主たるコンクリート圧縮ストラット機構の圧縮強度に、ストラット圧縮合力がなり、接合部破壊する傾向のあることを実験結果を用いて示した。圧縮ストラット合力は、接合部域の主筋の付着劣化にともない、梁及び柱接合部端コンクリート圧縮力が増大し、増加する。従って、接合部域主筋の付着性状により接合部終局強度は影響される。

一方、接合部に生じる応力の中で、主たるストラット機構で消費されない主たるストラット域以外の付着力は、接合部補強筋の各サイクルの荷重零の時の残留歪以降の歪増分を生じさせる応力との間に釣合機構を形成することを実験結果を用いて示した。

梁曲げ降伏後に接合部破壊する場合の原因は、層間変位の増加にともなう、梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮域の減少ではない。むしろ、主たる接合部圧縮ストラット応力度を大きくする梁曲げ降伏後の接合部域での主筋の付着劣化による梁及び柱接合部端コンクリートの圧縮力、圧縮応力度の増大にあることを、既往実験を用いて示した。

6章では、5章での検討結果に基づく接合部のせん断抵抗機構による接合部終局せん断強度の推定法を提案する。

せん断抵抗機構は、5章で示した接合部せん断ひび割れ発生以降に形成される主たるストラット機構とトラス機構からなると考える。ストラット機構は、梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力が矩形応力ブロックと考え、この矩形応力ブロックで囲まれた接合部対角線方向圧縮束とした。

ストラット機構におけるストラット圧縮応力度の算定には、前章までの実験結果を用いた。例えば、梁及び柱接合部端断面の引張側主筋応力は、曲げ理論解析結果に等しいこと等。

既往試験体の最大荷重時について、圧縮ストラット応力度を算定してみると、破壊モード分類が可能であるとともに梁曲げ降伏後に接合部破壊する型、接合部破壊型の値は、平板などのせん断実験より得られたひび割れたコンクリートの有効圧縮強度の値の傾向に対応すると共に、斜め圧縮ストラット方向とストラット合力方向は、一致する。

7章では、破壊モード分類法と、接合部終局せん断強度の値について検討を行い、その結果に基づき接合部終局せん断強度の簡便な推定法を提案し接合部せん断設計について考察する。

接合部終局強度が接合部ストラットの圧潰で決定するので、その抵抗機構から、接合部破壊するかどうかの主たる原因は、①接合部せん断応力度、②コンクリート圧縮強度( $F_c$ )、③接合部域の付着性状となる。接合部には、梁曲げ耐力時以上のせん断応力度は生じないので、接合部せん断応力度として、梁理論曲げ降伏時の接合部せん断応力度( $\tau_{py}$ )を用い、破壊モード分類の指標値として、 $\tau_{py}/F_c$ (大きいと接合部破壊)とした。尚、既往資料では、接合部域の付着性状は、 $\tau_{py}/F_c$ が大きくなると悪くなるので、 $\tau_{py}/F_c$ を考へることにより、考慮されていることになる。 $\tau_{py}/F_c$ の値を用いることにより、普通コンクリートから高強度コンクリートを用いた接合部の破壊モード分類が可能であることを示した。

接合部破壊時には、接合部域付着性状は、付着劣化する傾向のあること、梁及び柱の接合部端断面のコンクリート圧縮応力度は、6章の結果からコンクリート一軸圧縮有効強度に近い値となることを考慮し、接合部せん断強度の値を、ストラット機構のストラット圧縮応力度が、有効圧縮強度 $\sigma_{pc}$ に達した時にせん断破壊をするとし理論的に求めた。接合部終局せん断強度は、接合部域の付着性状により異なり、その値は、既往の接合部せん断終局強度に対応することを示した。

接合部終局せん断強度が、前述のように推定できることと、破壊モード分類が、 $\tau_{py}/F_c$ で可能であることから、接合部破壊モード分類と接合部終局強度の推定が行える接合部終局強度の推定式を提案した。

接合部せん断設計の考察では、接合部せん断破壊防止のための接合部設計用せん断強度式を推定式の結果を用いて提案した。

通し配筋の接合部域付着性状については、指針(案)に従うと、既往資料からみると接合部損傷度の少ない梁曲げ破壊型の設計となり、接合部せん断強度の規定との関連等、矛盾点を指摘し、又、接合部域付着設計式が各国で異なるのは、単位架構の実験から得られた骨組全体の復元力特性から間接的に評価されているために、付着滑りによる変形が分離されておらず、直接、付着性能を評価して得られたものでないところに原因があることを述べた。



最後の8章では、本研究の研究成果をまとめ、今後研究を要する点を列挙する。

尚、付録では、既往の実験資料を用いて、層間変位曲線のスケルトン・カーブを概観した。梁曲げ降伏型(B型)、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型(BJ型)、接合部破壊型(J型)の試験体の層間変位曲線において、降伏現象開始点(又は、ピーク点)の層間部材角( $R_{pmax}$ )は、 $2.0 \times 10^{-2} \text{rad} \leq R_{pmax} \leq 2.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ 程度である。又、最大耐力時の層間変位の2倍の時の耐力低下は、BJ型で2割程度、J型では、5割程度の耐力低下を示すことなどの結果を得て、各破壊モード別の層間変位曲線のスケルトン・カーブの概略の推測が可能であることを示した。

# 1 章 引用文献

- 1.1) 小倉弘一郎, 関根正孝: RC柱・梁接合部に関する研究の動向, コンクリート工学, Vol.19, №9, 1981, 9
- 1.2) 角徹三, 浅草肇: 鉄筋コンクリート柱・梁接合部の研究の動向, コンクリート工学, Vol.26, №10, 1988, 10
- 1.3) ACI-ASCE committee 352: Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI Journal, Vol.82, №3, May-June, 1985, PP.286~283
- 1.4) NZS3101: Code of Practice for the Design of Concrete Structures and Commentary, Standards Association of New Zealand, 1982
- 1.5) 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案・解説, 1988.10
- 1.6) D.F.Meinheit, J.O.Jirsa: Shear Strength of R/C Beam-Column Connections, Journal of the Structural Division, ASCE, V107, ST11, 1982.11, PP.2227~2244
- 1.7) Zhang, Liande, J.O.Jirsa: A Study of Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, PMFSEL Report №82-1, February, 1982
- 1.8) T.Pauley, R.Park, M.J.N.Priestley: Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Actions, ACI Journal, Nov., 1978, PP.585~593
- 1.9) I.H.E.Nilsson: Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment, Document D7, 1973, National Swedish Building Research, Stockholm, Sweden
- 1.10) R.C.Fenwick, H.M.Irvine: Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Loading, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.10, No.3, Sept.1977

- 1.11) D.F.Meinheit, J.O.Jirsa : The Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints , CESRL Report, No.77-1, 1977.1
- 1.12) 小倉弘一郎 他 : 太径異形鉄筋D51を用いた鉄筋コンクリート建築構造物の設計指針案と関連研究について , カラム.69, 新日本製鉄, 1977
- 1.13) R.W.G.Blakely, F.D.Edmonds, L.M.Megget, M.J.N.Priestley : Performance of Large Reinforced Concrete Beam-Column Joints Units under Cyclic Loading, 8th, WCEE, Vol. III, PP.3095~3100, 1977
- 1.14) 森田司郎, 藤井栄, 野村祥一 : 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, 7, PP.175~180
- 1.15) T.Paulay : Equilibrium Criteria for Reinforced Concrete Beam-Column Joints, ACI Journal, Vol.86, No.8, November-December, 1989, PP.635~643
- 1.16) 市之瀬敏勝 : 付着強度を考慮した梁降伏型RC内部接合部のせん断抵抗機構 , 建築学会構造系論文報告集, 第400号, PP.59~69, 1989, 6



## 第2章 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する実験

### 2. 1 目的

鉄筋コンクリート構造物における、内部梁・柱接合部のせん断破壊時の耐力評価は、十数年前と同じ状態で、精度も悪く、接合部の終局強度の推定に関する統一した知見は、現在も得られていない。その理由は、抵抗機構に立脚した接合部終局強度の算定がなされていないためである。たとえ、抵抗機構が提案されていても、十分な実験的裏付けがない現状で、この点に関しては、4章で考察している。

本研究の最終目的は、接合部終局強度を推定するための抵抗機構を確立することであるが、そのために、上述のような背景を踏まえて、本章では、実験変数（パラメーター）を変えた実験研究を通して、種々なパラメーターの接合部の力学的挙動に及ぼす影響を把握し、その定性的性質を明確にすることを目的とする。



## 2. 2 接合部の力学的挙動に影響を与える因子

接合部の抵抗機構については、4章で示しているように様々な提案がなされているが、本章では、以下に示すR.Park, T.Paulay文献(2.1)の接合部抵抗機構を参考として影響因子を考え、それら因子に沿った実験研究を行っている。

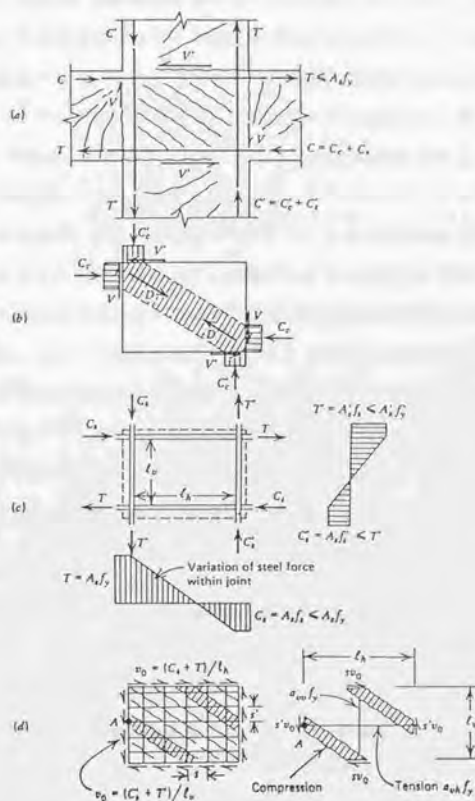


図2.1 (a)内部応力とひび割れ状態 (b)圧縮ストラット機構  
(c)主筋応力 (d)トラス機構

接合部に接している平面骨組の4つの部材から接合部に作用する力が図2.1(a)に示されている。簡略化するために、接合部の4つの面位置の曲げモーメントは同じであると仮定する。

接合部のせん断力の伝達機構は、2つの伝達機構、即ちストラット機構とトラス機構からなり、接合部強度はこれら機構の強度の累加として表現できるとしている。

ストラット機構は、図2.1(b)に示しているように、コンクリートにより伝達される全圧縮力が、接合部を横切る唯一の幅広い対角線上のストラットによって釣り合うことができる機構である。この機構において各隣接部材の全てのせん断力が、それぞれ梁・柱のコンクリート圧縮領域を通して接合部コアに伝達され、又、圧縮力 $C_c$ と $C_c'$ 、せん断力 $V$ と $V'$ は何ら鉄筋の手助け無しに、斜めの圧縮力 $D$ と釣り合う。

次にトラス機構について説明する。接合部コアのコンクリートに埋め込まれた鉄筋の端部に加わる力が、図2.1(c)に示されている。各々の鉄筋の付着力が均等な付着応力により受け持たれるとするならば、図2.1(c)の2つの図で示されているように、鉄筋応力は、一端では引張力に、他端では、圧縮力に直線的に変化する。

図2.1(d)は、もしこの機構が維持できるなら、微小長さに作用している付着力が、いかにして斜めの圧縮力と鉛直方向、もしくは、水平方向の引張力に分解されるべきかを示している。パネルゾーン全体は図2.1(d)で描いているように、それ自体釣り合った要素より構成されている。斜め圧縮力は斜めひび割れの間に生じるコンクリートストラットによって伝達される。付着応力が伝達されるところでの引張力は、メッシュ筋もしくは、しっかりと接続された水平と鉛直の鉄筋により伝達される。

上述の抵抗機構を考えると、接合部終局強度時の抵抗機構上での重要因子は、以下の通りとなる。

ストラット機構に関連する因子：

梁主筋量 -- 接合部せん断力の大きさと比例関係

コンクリート強度 -- ストラット強度に関連

繰返し数 -- ストラット強度に関係するコンクリート性状劣化

梁幅と柱幅の比 -- ストラット強度に関連

トラス機構に関連する因子：

梁主筋量 -- 接合部せん断力の大きさと比例関係、付着性状に関連

接合部補強筋（フープ筋と柱中間筋）量 — 機構維持との関連

コンクリート強度 — 付着性状に関連

繰り返し数 — 付着性状に関連

尚、接合部の終局時の機構がストラット機構、トラス機構いずれであろうと、梁主筋量に比例関係のある接合部せん断応力度（ $\tau_p$ ）<sup>(注)</sup> が大きい場合、コンクリート強度（ $F_c$ ）が低い場合は、接合部破壊する。そこで、 $\tau_p/F_c$ を接合部せん断入力量と呼び、この値が大きいと接合部破壊型となる。

本章では、上述の因子の内、主な、梁主筋量、柱中間筋、接合部域主筋の付着性状、繰り返し数について比較実験を行い、定性的性質の検討を行った結果を示す。当然のことながら、ここで述べる試験体は、接合部破壊の充分に予想される接合部せん断入力量の大きい試験体（ $\tau_p/F_c \geq 0.33$ 、 $\tau_p$ : 梁理論曲げ降伏時接合部せん断応力度）である。

本章の実験研究では、「接合部せん断破壊の定義」を、次のことを考慮し、総合的に判断すると定義する。

- ① 層間変位曲線において、最大耐力以降耐力劣化すること。
- ② 接合部変形曲線において、最大耐力以降、接合部変形が進行すること。
- ③ 接合部破壊が進行していること。

注) 接合部せん断応力度（ $\tau_p$ ）の算定方法

$$\begin{aligned} V_b &= b M / L_b = b P \\ b M' &= V_b (L - j_c) / 2 \\ V_c &= (L / H) V_b \\ V_p &= (2 b M' / j_b) - V_c \\ \tau_p &= V_p / t_p j_c \\ &= \frac{(1 - u - v)}{u v H t_p} b P \end{aligned}$$

(記号)

- $V_b, V_c$ : 梁及び柱のせん断力
- $V_p$ : パネルのせん断力
- $b P$ : 梁せん断力
- $b M$ : 梁付根位置曲げモーメント
- $b M'$ : パネルゾーン面位置曲げモーメント
- $u$ :  $j_c / L$  ( $j_c = (7/8) d_c$ )
- $v$ :  $j_b / H$  ( $j_b = (7/8) d_b$ )
- $d_c, d_b$ : 柱及び梁の有効深
- $t_p$ : (柱幅 ( $b_c$ ) + 梁幅 ( $b_b$ )) / 2
- $L_b$ : 加力点から梁付根までの距離 ( $L_b = (L - D_c) / 2$ )
- $L, H$ : 梁スパン、階高

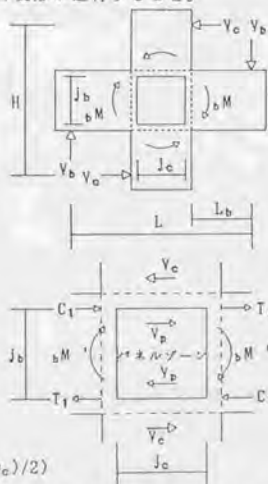


図2.2 接合部せん断応力度の算定

## 2. 3 接合部の力学的挙動に影響を与える各因子に関する実験

### 2. 3. 1 「梁主筋の付着性状」に関する実験

#### 1) 目的と実験概要

##### 1.1) 目的

本実験は、詳細な測定に基づき、接合部せん断入力量の大きい( $t\tau_{av}/F_c=0.86, t\tau_{pv}$ :梁理論曲げ降伏時接合部せん断応力度)試験体の接合部域に関連する(1)接合部域に於ける主筋の付着(定着)特性と各部材変形との関連の問題、(2)接合部のせん断に対する耐力-変形特性の問題について検討を行うもので、特に、接合部域の梁主筋の付着性状の違いが、接合部破壊性状に与える影響の検討を行い、接合部の終局耐力時の応力伝達機構を明らかにしようとするものである。

尚、本実験については、一部を文献2.2), 2.3)に報告している。

##### 1.2) 試験体と使用材料の性質

試験体と使用材料の性質を表2.1に示す。試験体の大きさは、階高1.7m、スパン2.5mの縮小モデルのフレームから梁・柱接合部を含む十字形接合部を切り出したものである。試験体は、2体(N0.1, N0.3)で、試験体間の相違(実験変数)は、接合部域の梁主筋の付着性状である。

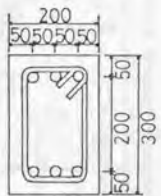
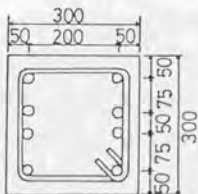
接合部域の梁主筋は、N0.1では加工しておらず、N0.3では、パラフィンを主筋リブ面より1mm~2mm程度厚く塗布してある。

表中の梁主筋付着指標は、通し配筋された梁主筋が接合部両柱面で引張降伏( $\sigma_y$ )及び圧縮降伏( $-\sigma_y$ )したときの接合部域平均付着応力度( $\tau_b$ )を、コンクリート強度の平方根 $\sqrt{\sigma_B}$ で除した値である。(d<sub>B</sub>:主筋直径、D:柱せい、 $\sigma_B$ :コンクリート圧縮強度)

##### 1.3) 加力方法

加力は、加力制御と変位制御のできる50t自動制御油圧載荷装置(荷重Pは、同装置取り付けのロードセルにより測定)を用いて、梁端部の逆対称正負交番繰返し載荷で行い、制御は、層間部材角の変位制御によった。柱の軸力は、100t手動油圧ジャッキにより36t( $\sigma_B=40\text{kg/cm}^2=F_c/5$ )を実験中、一定に保持した。(図2.3参照)

表2.1 試験体と使用材料の性質

梁	No 1・No 3	
	$b_b$ (cm)	20
	$D_b$ (cm)	30
	引張鉄筋	3-D 22
	$P_t = P_o$ (%)	2.32
	せん断補強筋 $P_w$ (%)	2- $\phi 8$ @ 100 0.64
柱	梁断面 (mm)	
	$b_c$ (cm)	30
	$D_c$ (cm)	30
	全鉄筋	8-D 22
	$P_g$ (%)	3.44
	せん断補強筋 $P_w$ (%)	2- $\phi 8$ @ 60 0.70
接合部	柱断面 (mm)	
	補強筋 $P_w$ (%)	2- $\phi 8$ @ 60 0.70
コンクリート圧縮強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )		197 普通コンクリート $E_{1/4} = 2.5 \times 10^5 \text{ kg}/\text{cm}^2$
鉄筋降伏強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	D 22	3633 ( $E_s = 1.94 \times 10^6 \text{ kg}/\text{cm}^2$ )
	$\phi 8$	3300 ( $E_s = 1.98 \times 10^6 \text{ kg}/\text{cm}^2$ )
スパン L (m)		2.5
階高 H (m)		1.7
軸力 $\sigma_H / F_c$		0.2
接合部域梁主筋付着指標 $\nu = d_b \sigma_y / (D \cdot \sqrt{\sigma_B})$		19.0

\* 詳細は、「6. 4. 5」の5)参照



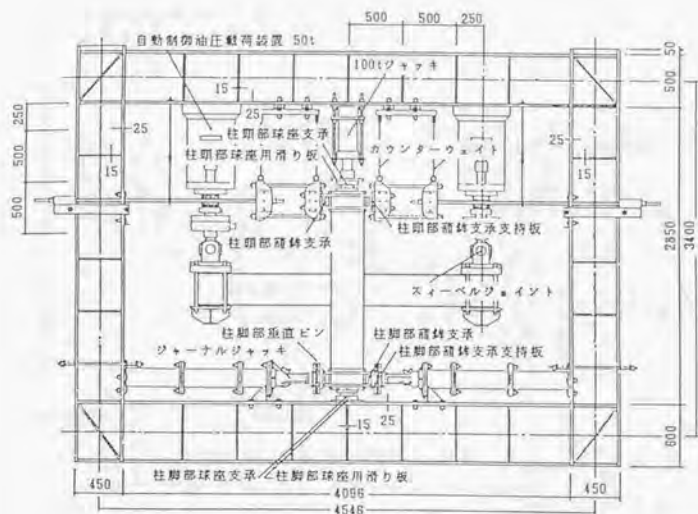


図2.3 加力装置

#### 1.4) 測定方法

##### (1) 変形測定

試験体の接合部変形、梁変形、柱変形、層間変位の測定は、次のように行った。

図2.4に示すように、接合部B、B'点の柱主筋に溶接したアンカーボルトに固定した梁方向ゲージ・ホルダー（以下G.H.と呼ぶ）と、接合部A、A'点のコンクリート中に埋め込んだアンカーボルトに固定した柱方向G.H.及び柱方向G.H.に直交させ取り付けた接合部変形測定用G.H.の3本のG.H.を用いて、変形の測定を行った。

接合部変形( $\gamma$ ):  $\gamma = (D.4 - D.5) / Q$

梁及び柱変形( $\delta_B, \delta_C$ ): 梁及び柱変形を三次曲線と仮定し、D.1, D.2, D.3

(D.6~D.8)とD.11, D.12 (D.13, D.14)より、 $\tilde{\delta}_B$ ,

$\tilde{\delta}_C$ を求め、梁と柱変形を次式のように得る。

$$\frac{\delta_B}{2} = \tilde{\delta}_B - \frac{\gamma(L - j_o)}{2} \quad (j_o: \text{柱断面の応力中心間距離})$$

(L: スパン長さ)

$$\frac{\delta_C}{2} = \tilde{\delta}_C - \frac{\gamma(H - j_b)}{2} \quad (j_b: \text{梁断面の応力中心間距離})$$

(H: 階高)

$$\text{層間変位}(\delta): \quad \delta = \delta_C + \delta_B \frac{H}{L} + (1 - \frac{j_c}{L} - \frac{j_b}{H}) \gamma H$$

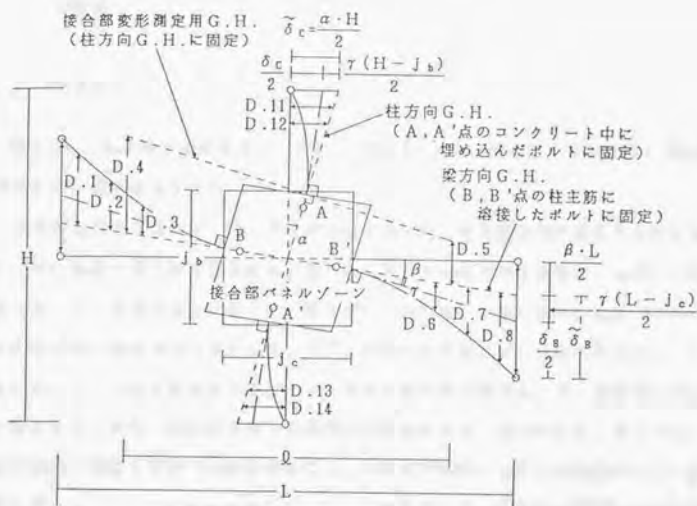


図2.4 変形測定

(2) その他の測定

測定項目： 梁と柱主筋、接合部近傍のスターラップ、接合部フープ筋の歪の測定。

接合部及び接合部端コンクリートの歪、梁主筋の接合部域からの抜け出し、梁接合部端塑性ヒンジの回転角。

## 2) 実験結果

### 2.1) 破壊状況

図2.5に、各試験体の破壊状況、表2.2～表2.3に、ひび割れ等の発生荷重と理論値の比較及び主な実験結果を示す。

接合部初期ひび割れは、N0.1では接合部中央に短く対角線方向に発生するのに対し、N0.3では急激に長く対角線方向に発生した。又、その時の発生荷重は、N0.3の方が大きい値であった。荷重の増加に従って、接合部ひび割れは、初期に発生した2、3列のひび割れのひび割れ幅が増加すると共に、そのひび割れの近傍に短い長さのひび割れが多数発生した。又、これら接合部ひび割れは、次第に接合部を飛び出して、傾斜角を鉛直方向へ転じさせながら、柱主筋に沿って進展する傾向がある。最大耐力は、N0.1では、梁主筋が梁接合部端より約7cm接合部域に入った部分で降伏したことが確認されると同時に、接合部コンクリートがはらみ出しストラットが圧潰して、最大耐力(梁せん断力:  $P=7.25$  t)となった。N0.3では、梁主筋が降伏することなく、N0.1程ではないが、接合部コンクリートがはらみながらストラット部分が圧潰し始め、又同時に、梁接合部端部分の圧潰、剥落が柱面より15cm～20cm区間で顕著になり、N0.1より低い  $P=6.0$  t で最大耐力に至った。

以上より、N0.1は、梁曲げ降伏後の接合部破壊、N0.3は、接合部破壊であると判断する。

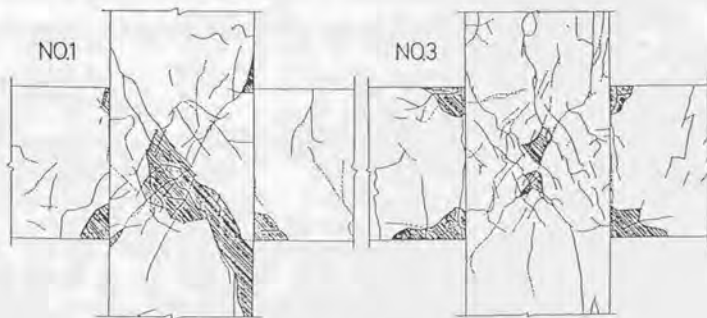


図2.5 破壊状況

各部材のひび割れ等の発生荷重と従来の理論及び実験式による耐力との比較は以下の通りである。(表2.2参照)

梁曲げ及びせん断ひび割れ発生荷重は、実験値と解析値は、ほぼ一致した。実験値のせん断ひび割れは、曲げひび割れの延長として発生したものである。

梁曲げ降伏荷重に関しては、No1では、引張側梁主筋が、梁接合部端より約7cm程度接合部域に入った位置で降伏したことが確認でき、梁主筋が梁接合部端で降伏歪になったとして求めた解析値より、No1では、15%低くなっていた。一方、No3では、主筋の降伏現象は現れず、No1よりも明確な梁曲げ圧潰現象が現れている。この圧潰現象発生荷重に相当する荷重時での曲げ理論によるコンクリート歪解析値では、コンクリート圧縮強度時の歪( $\epsilon_B=0.23\%$ )の半分以下である。

柱曲げひび割れ発生荷重は、実験値は、解析値より幾分か小さめとなる。これは、梁接合部端の梁曲げひび割れ発生により、柱部分が長くなったことによるものと思われ、柱曲げひび割れは、少し接合部に入った部分に発生した。

接合部せん断ひび割れ発生荷重は、せん断ひび割れが、No1では、接合部中央に短く対角線方向に発生し、主応力説による解析値よりも、No1は7%高くなった。一方、No3では、急激に長く対角線方向にせん断ひび割れが発生し、解析値よりも40%ほど高くなった。尚、この接合部のせん断ひび割れの発生の仕方及び荷重については、2.7)で検討する。

接合部最大せん断荷重は、No1では、最大耐力時に接合部コンクリートがはらみ出し、ストラットが圧潰し、No3もNo1ほどではないが、それらと同じ傾向を示して、最大耐力に到った。実験値は、遠藤式、是石式による解析値と較べて、No1で30%、No3で10%ほど高くなったが、表2.2の注)の(7)式による値とは、ほぼ一致した。

表2.2 諸発生荷重と理論値の比較

		NO.1			NO.3		
		実験値	解析値	実/解	実験値	解析値	実/解
梁	曲げひび割れ荷重	1.3	(1) 0.93	1.39	1.0	(1) 0.93	1.07
	せん断ひび割れ荷重	3.5	(2) 3.3	1.06	3.5	(2) 3.3	1.06
	曲げ降伏荷重	6.5	(3) 7.9	0.82	—	(3) 7.9	—
柱	曲げひび割れ荷重	3.0	(1) 3.19	0.94	3.0	(1) 3.19	0.94
	曲げ降伏荷重	—	(3) 14.3	—	—	(3) 14.3	—
接 合 部	せん断ひび割れ荷重	3.0	(4) 2.81	1.07	4.0	(4) 2.81	1.43
	最大せん断荷重	7.25	(5) 5.41	1.34	6.0	(5) 5.41	1.11
			(6) 5.24	1.39		(6) 5.24	1.15
			(7) 6.17	1.17		(7) 6.17	0.97

[単位: ton]

注) 表中の荷重は、梁端の荷重(P)を示す。梁、柱では、諸現象が梁・柱面の境界面で生じると仮定した場合の解析を示し、接合部では、梁、柱からのせん断力がパネル部分(梁と柱の応力中心間距離で囲まれた部分)で伝達されると仮定した場合の解析を示す。

$$(1) M_c = (c \sigma_t + N / A_s) Z_s \quad (c \sigma_t = 1.8 \sqrt{F_c}) \quad A_s, Z_s: \text{鉄筋考慮}$$

$$(2) \tau_c = k_c (500 + F_c) 0.085 / \{M / (Q \cdot d) + 1.7\}$$

$$(3) e \text{ 関数法による降伏荷重}$$

$$(4) \tau_c = \sqrt{c \sigma_t^2 + c \sigma_t \cdot \sigma_n}, \quad P = (vH)(uL) t_p \cdot \tau_c / (1-u \cdot v) L$$

$$\sigma_n = \text{柱軸応力度}, \quad t_p = \text{柱幅}$$

$$(5) \tau_{pu} = (0.65 - 0.0014 F_c) F_c \quad F_c \leq 232 \text{ kg/cm}^2, \quad t_p = \text{柱幅} \quad \langle \text{適摩式} \rangle$$

$$(6) \tau_{pu} = (0.5 - 0.001 F_c) F_c + 2.7 \sqrt{p_u \cdot \sigma_u \sigma_v} \quad F_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2, \quad t_p = \text{柱幅} \quad \langle \text{是石式} \rangle$$

$$(7) \tau_{pu} = (0.78 - 0.0016 F_c) F_c + 0.5 p_u \cdot \sigma_u \sigma_v \quad t_p = (\text{梁幅} + \text{柱幅}) / 2$$



表2.3 主な実験結果

	N0.1	N0.3
破壊形式	B J	J (梁付根圧潰)
梁理論曲げ降伏時 接合部せん断応力度 $\tau_{py}$ [kg/cm <sup>2</sup> ] ( $\tau_{py}/F_c$ )	129.4 (0.66)	129.4 (0.66)
実験時梁主筋降伏時 接合部せん断応力度 $\sigma\tau_{py}$ [kg/cm <sup>2</sup> ] ( $\sigma\tau_{py}/\tau_{py}$ ) ( $\sigma\tau_{py}/F_c$ )	106.5 (0.82) (0.54)	... ... ...
最大耐力時 接合部せん断応力度 $\tau_{max}$ [kg/cm <sup>2</sup> ] ( $\tau_{max}/\tau_{py}$ ) ( $\tau_{max}/F_c$ )	118.8 (0.92) (0.60)	98.3 (0.76) (0.50)
最大耐力時 層間変位 $R_{max}$	0.02	0.02
接合部変形	0.0088	0.002
最大耐力に対する 耐力劣化程度 ( $2 \cdot R_{max}$ 時)	0.77	0.8

注) 梁理論曲げ降伏耐力は、e 関数法による。

接合部せん断応力度  $\tau_p$  ( $\tau_{py}$ ,  $\sigma\tau_{py}$ ,  $\tau_{max}$ ) の算定式は次の通りである。

$$\tau_p = \frac{(1-u-v)LP}{(vH)(uL)t_p} \quad t_p = \frac{(\text{梁幅} + \text{柱幅})}{2} \quad (\text{表2.2の注参照})$$

最大耐力に対する耐力劣化程度 ( $2 \cdot R_{max}$  時) の値は、最大耐力時層間変位の2倍の時の荷重(耐力)を、最大耐力時荷重で割った値である。

## 2.2) 変形曲線

図2.6～図2.7に№1, №3の層間変位曲線と接合部変形曲線を示す。

層間変位曲線は、NO.1では、最大荷重を経過するまでは安定したループを描くのであるが、接合部の破壊に伴う接合部変形及び接合部域梁主筋の付着喪失により、逆S型となる。

他方、NO.3では、接合部域の梁主筋にパラフィンを塗布した結果、最大荷重を経験する以前でも梁主筋の抜け出しに起因する梁変形に影響され、逆S型の様相を呈している。最大荷重時には、接合部せん断変形曲線からNO.1, NO.3の接合部のせん断降伏現象がみられた。

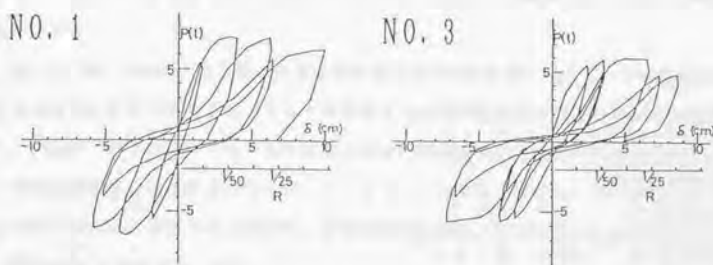


図2.6 層間変位曲線

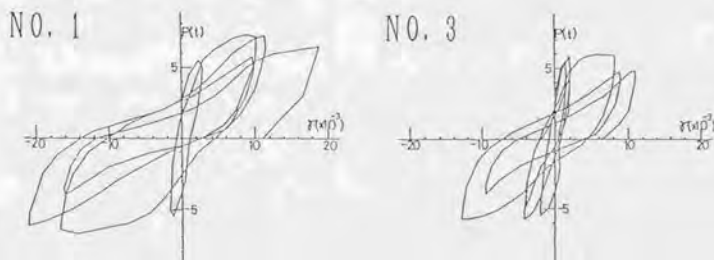


図2.7 接合部変形曲線

### 2.3) 梁主筋歪

図2.8には、梁主筋の歪分布を示す。同図は、荷重-層間変位曲線の包絡線上の正・負荷重に対する歪分布を示したものである。

梁接合部端の圧縮側主筋の歪の引張への移行は、No3では、接合部域の梁主筋の付着が無いので初期荷重段階から生じ、一方No1では、接合部せん断ひび割れが、接合部域の圧縮側梁主筋を横切ったときに生じた。

梁曲げ圧縮域において梁主筋の圧縮歪が減少し始める位置は、初期荷重から最大荷重段階にかけて、梁接合部端から梁他端へ移動し、最大荷重時には、No1では、梁接合部端よりほぼD(梁成)の位置に、No3では、2Dの位置まで進展する。梁主筋の降伏は、No1では、下端筋の梁接合部端より7cm接合部域に入った部分で発生したが、No3では起こらなかった。

図2.9、図2.10には、接合部域の歪分布を応力度分布に変換<sup>2-4)</sup>して、その回帰直線より梁主筋の付着応力度を求め、それと荷重及び引張側梁接合部端位置の歪との関係を示す。両図は、曲げ理論による平均付着応力度は、両試験体の実験値に較べ、同一の荷重及び引張側梁接合部端位置の歪に対して、大きいことを示している。又、No1では、梁接合部端引張歪と付着応力度の関係は、梁降伏型試験体について求めた $\tau_p = 27.3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ と一致する。2.5)

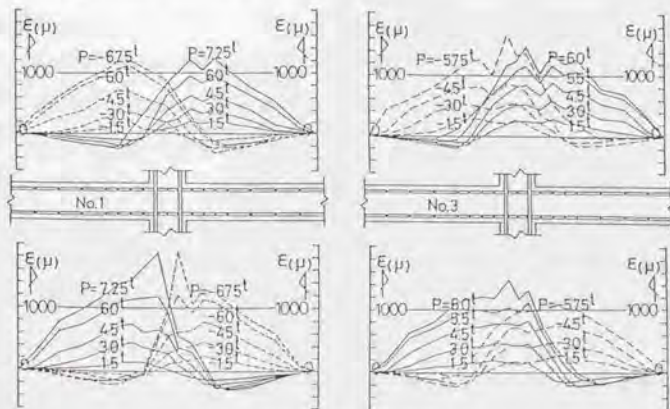


図2.8 梁主筋の歪分布

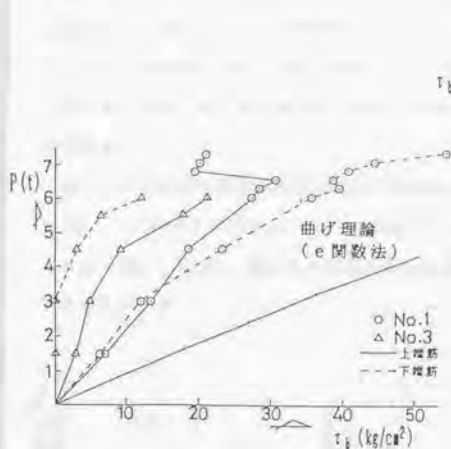


図2.9 荷重-接合部域梁主筋付着応力度

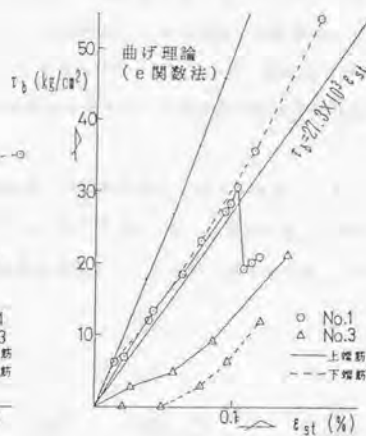


図2.10 接合部域付着応力度-梁接合部端引張鉄筋の歪

#### 2.4) 柱主筋歪

図2.11に各試験体の接合部近傍の左右の柱主筋の荷重-歪分布を示す。これらの図は、 $P=0t$ ,  $N=36t$ 時の歪を  $e=0\mu$  として作成したものである。 $N=36t$ 作用時の歪は、 $\epsilon_B=-148\mu$ である。

第1サイクルの正荷重において、両試験体とも、柱接合部端位置の圧縮側鉄筋の圧縮から引張への反転現象は、接合部せん断ひび割れの延長が、接合部圧縮域の柱主筋を横切った場合に生じることが確認できた。

柱曲げ圧縮域において、柱主筋の圧縮歪が、コンクリートとの相対滑りによって減少し始める位置は、両試験体とも、 $P=3.0t$ までは、柱接合部端位置から柱頭・柱脚へ5cmの位置であるが、接合部の破壊に伴い、 $D/2$ ( $D$ :柱径)以上の位置へと進展する。

接合部域の柱主筋の歪分布は、同一荷重レベルに対して、初期荷重段階から、No.3がNo.1より歪勾配が急になっていることが分かる。

図2.12と図2.13は、接合部区間の歪分布を応力度分布に変換して、その回帰直線より、接合部域柱主筋付着応力度( $\tau_b$ )を求め、この付着応力度と、荷重及び引張側柱接合部端位置の柱主筋歪との関係を示した。

図2.12の荷重-付着応力度の同一荷重レベルに対し、左右柱主筋の付着応力度を平均的にみると、No3は、No1より明らかに大きいことが分かる。この理由は、接合部域コンクリートの破壊が、No3でより少なかったことに因るもので、このことは、梁主筋の荷重-付着応力度が、柱主筋とは逆に、No3、No1の順に小さくなっていたことに対応するものである。

図2.13の引張側柱接合部端柱主筋歪と接合部域での平均付着応力度の関係において、No1は、 $\varepsilon_b = 27.3 \times 10^{-3} (\varepsilon_{ot} + \varepsilon_g) [kg/cm^2]$ 、 $\varepsilon_g = N / E_o A_g$  ( $N$ : 圧縮のとき、正符号) にはほぼ一致し、No3は、接合部の破壊が無い状態を前提として求めた  $\varepsilon$  関数法の値に一致する傾向がある。

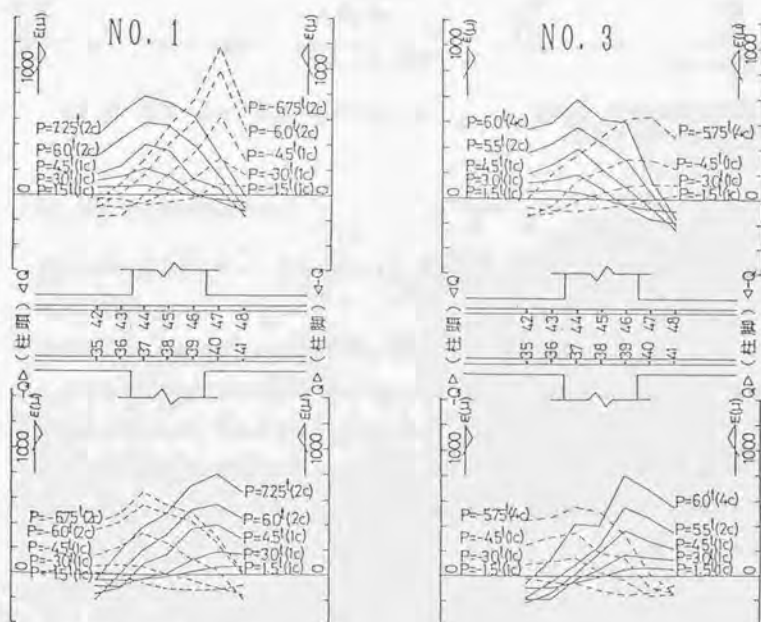


図2.11 柱主筋の歪分布



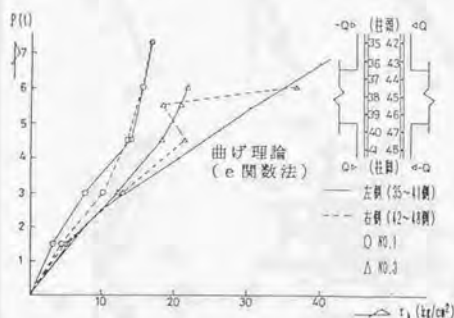


図2.12 荷重-接合部域柱主筋付着応力度

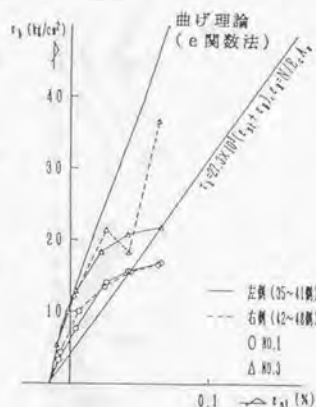


図2.13 接合部域付着応力度  
一柱接合部端引張鉄筋の歪

## 2.5) 接合部せん断補強筋の歪

図2.14は、接合部内のフープ筋の歪（フープ筋の裏、表に貼った歪ゲージより求めた）と荷重の関係である。

接合部補強筋の歪が増加し始めるのは、接合部にせん断ひび割れが発生してからであり、その時点まで歪は殆ど零である。最大荷重時の接合部補強筋の歪の大きさは、測定場所により異なるが、接合部中央位置(53ゲージ)では、少しNo1が大きくなっている。両試験体の最大荷重時の補強筋の歪の大きさは、降伏歪の約半分である。最大荷重以降、接合部ストラットの圧潰にともない、接合部中央位置の接合部補強筋の歪は、徐々に大きくなっているため、補強筋は接合部コンクリートを拘束していることが窺われ、接合部の靱性に寄与しているものと考えられる。

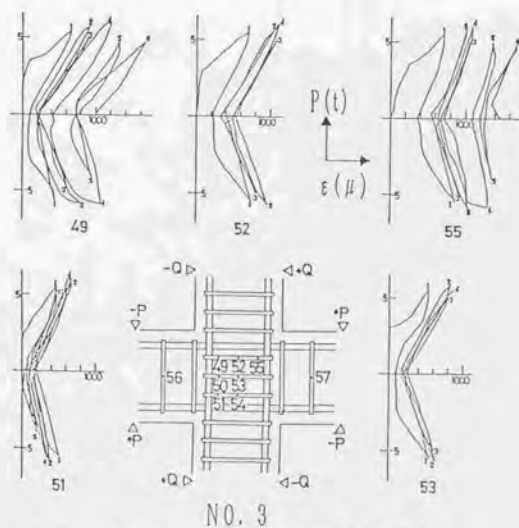
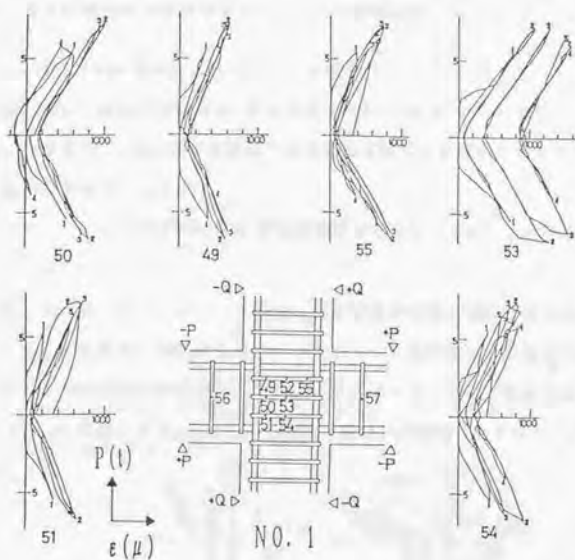


図2.14 №1, №3接合部フープ筋の荷重-歪曲線

## 2.6) 梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力

### (1) 梁接合部端断面のコンクリート圧縮合力

図2.17に、梁接合部端断面(接合部端より5cmの位置)のコンクリート圧縮歪測定値(図2.15参照)と、梁主筋歪測定値の2種類の方法により求めたコンクリート圧縮合力をe関数法理論値と共に示す。

コンクリート圧縮歪測定値と梁主筋歪測定値からのコンクリート圧縮合力の算定は、以下のように行った。

図2.15に示したコンクリート歪は、測定位置が梁接合部端と同位置から梁方向約10cmに生じた曲げひび割れ間にあり、コンクリート測定歪は、信頼性があると判断した。

梁接合部端断面で圧縮側(片側の梁)の2点のコンクリート歪測定値(図2.16のA( $\epsilon_A$ ), B( $\epsilon_B$ )),又は、I( $\epsilon_I$ ), J( $\epsilon_J$ )を直線で結び、圧縮側コンクリートの歪分布を決定する。

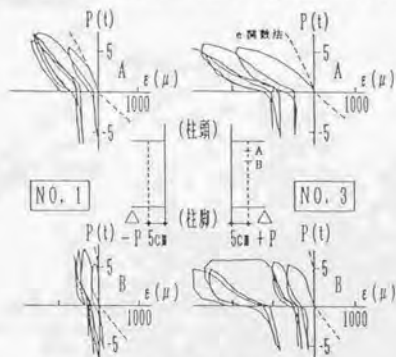


図2.15 梁接合部端のコンクリートの歪

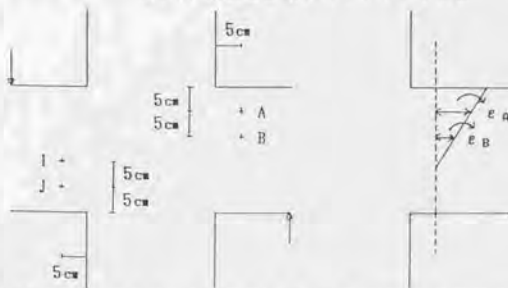


図2.16(a) コンクリート歪測定位置

図2.16(b) 圧縮側コンクリート歪分布

圧縮側コンクリート応力ブロックの歪分布が決定されたので、 $\epsilon$  関数法の応力-歪関係を用いて応力に変換し、コンクリート圧縮合力を算定する。

一方、コンクリート歪測定位置と同じ位置で測定した上端、下端の梁主筋の歪から、引張側、圧縮側の主筋応力を求め、同断面の力の釣合より、コンクリート圧縮合力を算定する。

同一梁接合部端断面のコンクリート測定歪と梁主筋測定歪より求めたコンクリート圧縮合力  $C_c$  は、同一荷重レベルに対し、同じ値を示す。これは、当然のことながら、断面の応力の釣合条件に対応するもので、断面は釣合っていることを示している。

最大荷重時の梁接合部端断面のコンクリート部分から、2.2節で示した接合部ストラット機構へ伝達される圧縮合力(ストラット合力の水平成分)は、No3がNo1より大きく、ストラット圧壊が破壊原因とすれば、このことが、最大荷重が低いNo3でも、接合部で破壊した原因と予想される。

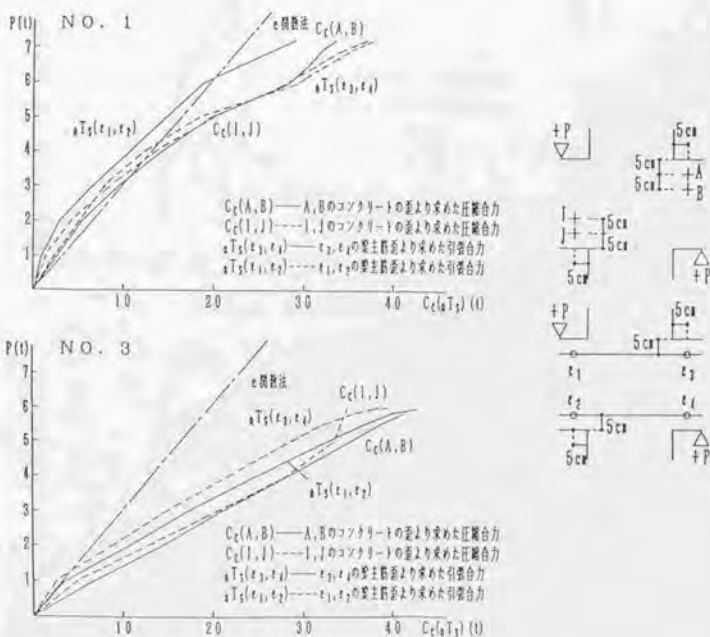


図2.17 梁接合部端断面の圧縮及び引張合力

(2) 梁接合部端断面の中立軸と圧縮コンクリートストレスブロックの合力中心

図2.18と図2.19に、梁接合部端断面(接合部端より5cm離れた位置)のコンクリート歪から求めた中立軸位置( $X_n$ )及び、コンクリート圧縮ストレスブロックの合力中心位置( $g$ )を示した。中立軸位置と合力中心位置は、前述の(1)の場合と同様、梁接合部端断面のA点とB点、I点とJ点のコンクリート測定歪(図2.18参照)を用いて断面の圧縮側コンクリート歪分布を決定し求めた。

本実験における中立軸位置は、圧縮側鉄筋の引張への移行に伴い、中立軸位置は、引張側へと進展していく。又、同一荷重レベルで、圧縮側鉄筋の引張への移行度の大きいNo3が、中立軸位置及び、コンクリート圧縮ストレスブロックの合力中心位置の圧縮線からの距離が大きくなっている。No1, No3の最大荷重時で、 $12\text{cm} < X_n < 13.5\text{cm}$ ,  $4.5\text{cm} < g < 6.5\text{cm}$  となっている。

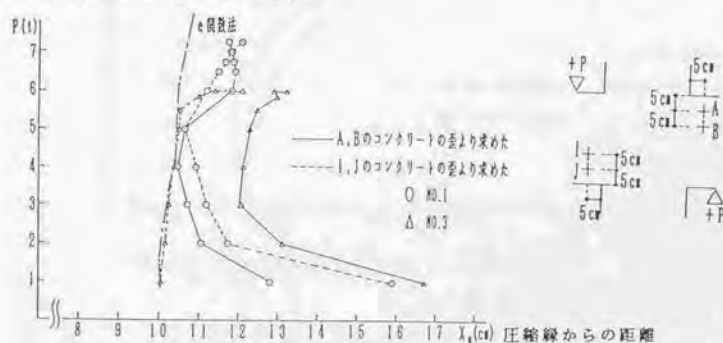


図2.18 梁接合部端断面の中立軸位置

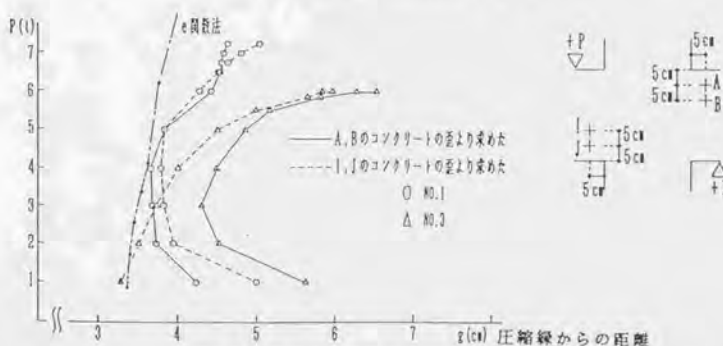


図2.19 梁接合部端断面の圧縮合力位置



### (3) 柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力

図2.20に示すように、柱接合部端断面の主筋の歪と断面の力の釣合により算定したコンクリート圧縮合力は、初期荷重段階では、 $e$  関数法の値と一致し、徐々に理論値から離れるようになる。これは、当然のことながら、圧縮側鉄筋の引張への移行（「2.4）柱主筋歪」を参照）によるものである。最大荷重時の平均圧縮合力は、50t～56tで、最大荷重は異なるが、試験体間の相違は少ないことが分かる。

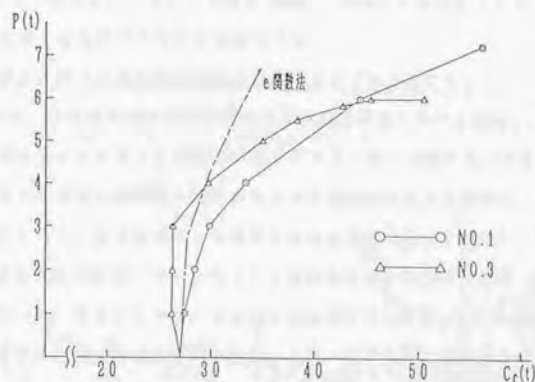


図2.20 柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力

## 2.7) 接合部破壊性状と接合部終局強度

### (1) 接合部初期性状

#### 接合部の初期せん断ひび割れについて

初期せん断ひび割れは、No1では、梁接合部端に発生する曲げひび割れ発生後に柱曲げひび割れと同時に $P=3.0t$ で発生し、No3では、梁曲げひび割れ、柱曲げひび割れ発生後 $P=4.0t$ で発生したことが観察された。又、初期せん断ひび割れ発生荷重は、図2.21に示す三方向ゲージ（ゲージ長さ 6cm）で測定した接合部コンクリートの荷重-歪曲線の急激な歪曲線の変化から確認できる。

#### 接合部せん断ひび割れ発生時の主引張応力とその方向について

表2.4は、ひび割れ発生前及び発生時の主引張応力とその方向を、(I)図2.21に示した接合部中央コンクリート(局所)の歪とポアソン比 $\nu=1/6$ を用いて求めた場合、(II)梁及び柱の応力中心間距離で囲まれたパネル部分の平均せん断力を、梁接合部端位置のコンクリート、梁主筋の歪より算定し求めた場合(注\*2 参照)、(III)接合部の平均せん断応力度の算定に用いられている従来の方法より求めた場合(注\*3 参照)について示した。同表によれば、ひび割れ発生前については、(I)と(II)の方法より求めた引張主応力度と主応力方向の値は、よく一致するが、接合部のひび割れ発生荷重の算定に用いられている従来の方法と、(I)、(II)の方法とは一致せず、その傾向は、No1が著しい。パネル中央のコンクリート歪より算定した主引張応力(局所)がNo1では、No3より低い値となっている。本来、引張ひび割れが、パネル中央に発生しているとなれば、ひび割れ発生荷重が異なっても主引張応力は同じ値であると考えられる。

従って、No1では、 $P=3.0t$ 時に、コンクリート歪測定位置以外の近傍で、接合部せん断ひび割れが発生したものと解釈できる。

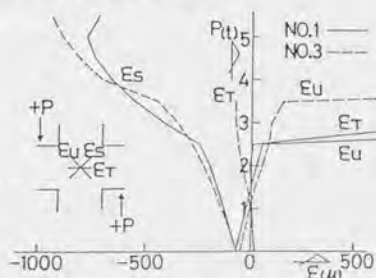


図2.21 接合部コンクリート歪

### 接合部の初期剛性について

図2.22は、接合部コンクリートの歪(図2.21)より求めたせん断変形( $\gamma$ )と、表2.4の注※3による方法で求めた平均せん断応力度( $\tau_p$ )との関係を示したもので、初期剛性は、№3の方がせん断弾性剛性 $G=E_c/2(1+\nu)$ ( $E_c$ :コンクリートヤング係数、ポアソン比 $\nu=1/6$ )に近くなっている。№3で、せん断弾性剛性が一致するのは、№3の歪測定位置の接合部応力状態としては、表2.4の注※3の従来の接合部せん断力の算定で考えている状態に近いのである。

一方、№1では、歪測定位置以外でひび割れが発生している結果、歪測定位置の実際のせん断応力度が、表2.4の注※3の従来の接合部せん断力の算定で求めたせん断応力度の値より小さくなっているためと思われる。

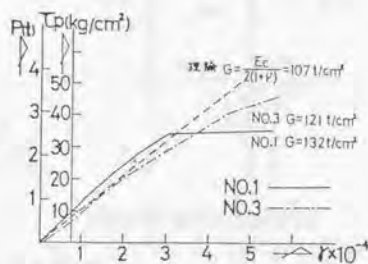


図2.22 接合部変形

### 接合部初期せん断ひび割れ発生荷重

接合部域の梁主筋の付着を除いた№3の接合部せん断ひび割れ発生荷重が、付着のある№1のせん断ひび割れ発生荷重より大きくなっている。

前述の「接合部の初期剛性について」の検討から、接合部域梁主筋に付着があると、接合部域のせん断応力度の分布が、部分的に、せん断応力度が平均せん断応力度( $\tau_p = (1-\nu-v)/((\nu H)(UL) \cdot t_p) \cdot P$ )より大きい部分があることを示している。

梁主筋に付着のある場合(№1)は、パネルへのせん断力は、梁主筋の付着力によって伝達され、応力の流れは、接合部全域に拡がる傾向を示す。

一方、梁主筋に付着のない場合(№3)は、パネルへのせん断力の伝達は、接合部の対角線方向の圧縮力によって伝達される傾向が強くなる。(図2.23参照)

従って、接合部中央近傍の引張主応力を考えると、接合部の対角線方向のより大きい圧縮応力度からなるストラットを形成する№3の場合、№1と同じ荷重時に、引張主応力は小さくなると思われる。このことが、№3の方が、№1より大きい荷重時に、接合部せん断ひび割れが発生するものと思われる。

尚、№1のせん断ひび割れ発生荷重 ( $P=3.0t$ ) は、最大主応力説により、主引張応力度  $\sigma_t=1.8\sqrt{F_c}$  ( $F_c$ : コンクリート圧縮強度) として求めたひび割れ発生荷重 ( $P=2.8t$ ) とよく一致している。

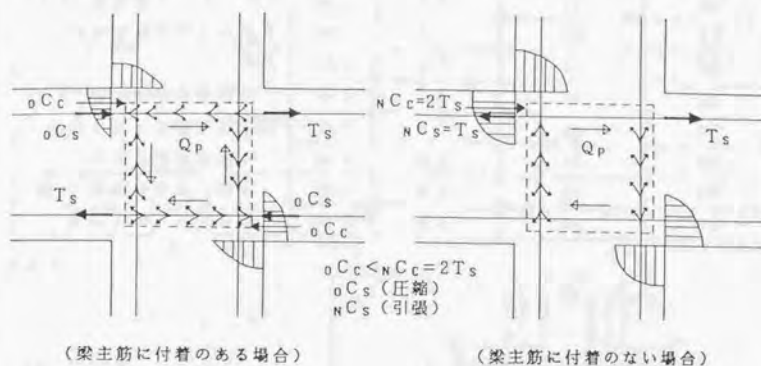
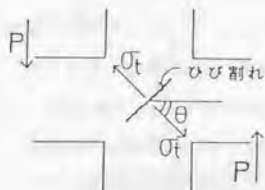


図2.23 接合部応力伝達機構

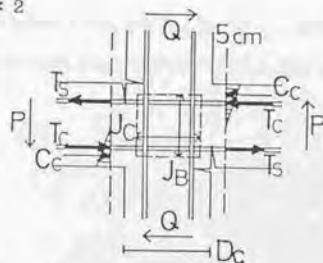
表2.4 接合部せん断ひび割れ発生時の主引張応力とその方向

	試験体名	算定時荷重 P (t)	引張主応力度 $\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	主応力方向 $\theta^{\circ}$ * 1
(I) 接合部コンクリートの測定歪を用いた場合	NO.1	2.5	11	62°
	NO.3	3.5	23	52°
(II) 梁接合部端位置のコンクリート及び梁主筋の歪を用いた場合	* 2 NO.1	2.5	11	63°
	NO.3	3.5	26	56°
	NO.1	3.0	14	62°
	NO.3	4.0	33	55°
(III) 従来の方法(最大主応力説)による場合	NO.1	3.0	28	56°
	NO.3	4.0	40	53°

注\* 1



注\* 2



$$Q_p = 2T_s' - Q$$

$$2T_s' = \frac{1/2(L - J_C)}{1/2(L - D_C) - 5} (C_c + T_s - T_c)$$

表中、№1、№3に2段あるのは、 $C_c, T_s, T_c$ の値にひび割れ発生前(上段)と発生時の(下段)の各々の値を用いて求めたものである。

$C_c, T_s, T_c$ は、梁接合部端より5cm離れた位置の応力の値であり、 $C_c$ は、同位置のコンクリート測定歪(2.6)の(1)参照)より求め、 $T_s$ と $T_c$ は、同位置の引張側、圧縮側梁主筋の歪より求めたものである。

$$\tau_p = Q_p / (J_C \cdot t_p)$$

$$\sigma_t = \sqrt{\tau_p^2 + (\sigma_B/2)^2} - \sigma_B/2$$

$$\theta = \tan^{-1}(\tau_p / \sigma_t)$$

$D_c$ : 柱径,  $t_p$ : 柱幅

$J_B, J_C$ : 梁、柱の応力中心間距離

$\sigma_B$ : 柱軸応力度(鉄筋考慮)

注\* 3

$$\tau_p = \frac{(1-u-v)L}{(vH)(uL)t_p} P$$

$$\sigma_t = \sqrt{\tau_p^2 + (\sigma_B/2)^2} - \sigma_B/2$$

$$\theta = \tan^{-1}(\tau_p / \sigma_t)$$

$$vH = J_B$$

$$uL = J_C$$

H: 柱の高さ

L: 梁の長さ

$t_p$ : 柱幅



## (2) 接合部終局強度

### 接合部の終局強度について

接合部せん断変形曲線では、最大耐力に到る過程で、№1では、徐々に耐力上昇を示しながら最大耐力となるのに対し、№3では、急激に降伏現象を示し最大耐力となっている(図2.7参照)。又、両試験体とも接合部で耐力が決まったものと考えられるが、最大荷重は、接合部域の梁主筋の付着性能の悪い№3の方が低くなっている。

### 接合部のせん断ひび割れ発生以降に形成されるストラット合力について

図2.24は、接合部ストラットの形成状態と接合部に伝達される梁、柱からの力を一方向荷重時について示したもので、接合部に伝達される力は、(1)梁、柱の接合部端のコンクリート圧縮力( $\sigma_c C_c$ ,  $\sigma_c C_c$ )、せん断力( $V_B$ ,  $V_C$ )及びストラット域の主筋の付着力( $\Delta_B T_c$ ,  $\Delta_C T_c$ )からなる力でストラットへ伝達される合力 $C$ と、(2)ストラット域外で、主筋から接合部コンクリートへ伝達される付着力( $\Delta_B T_s$ ,  $\Delta_C T_s$ )とに分けられる。

ストラット合力( $C$ )は、次式より求める。

$$V_{ch} = \sigma_c C_c + \Delta_B T_c - V_c$$

$$V_{cv} = \sigma_c C_c + \Delta_C T_c - V_B$$

$$C = \sqrt{(V_{ch})^2 + (V_{cv})^2}$$

上式中、 $\sigma_c C_c$ と $\sigma_c C_c$ は、「2.6)梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力」で示した梁及び柱接合部端から5cm離れた断面の主筋の測定歪を応力変換して、同断面の主筋応力と軸力(梁の場合は零)の釣合より求めたものである。

一方、ストラット域の付着力( $\Delta_B T_c$ ,  $\Delta_C T_c$ )は、 $\tau_b \cdot \phi \cdot l$ ( $\tau_b$ :接合部域平均付着応力度(2.3), 2.4参照)、 $\phi$ :鉄筋の全周長(梁は、上端又は下端筋の全周長、柱は、片側の柱筋の全周長)、 $l$ :梁主筋と柱主筋のストラット域の付着伝達長さ)で算定した。2.6)の(2)の図2.18に示したように梁接合部端断面の中立軸までの圧縮域の距離の大きさは、4t程度から最大荷重にかけて、11cm~13cmである。しかしながら、実際には少し短く考え、柱主筋のストラット域の付着伝達長さを、 $l=10$ cmとした。梁主筋のストラット域の付着伝達長さも、柱主筋に対する場合と同じ値と仮定した。

図2.25は、荷重-ストラット合力の関係を示したもので、両試験体の最大耐力は異なるが、最大耐力時のストラット合力( $C$ )とストラット応力度( $\sigma_s = C / (D_p \cdot t_p)$ ,  $D_p$ ,  $t_p$ :ストラット成と幅)が同じであることを示している。(№1,  $C=63.5$ t,  $\sigma_s=179$ kg/cm<sup>2</sup>=0

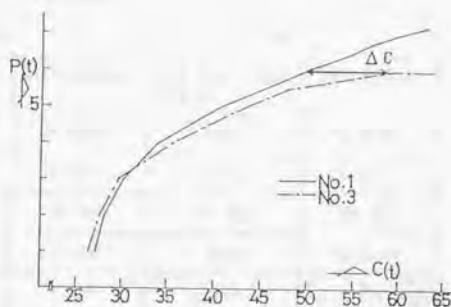


図2.25 ストラット合力

尚、上述の検討に際し、ストラット寸法の採り方が、ストラット合力( $C$ )とストラットの応力度( $\sigma_s$ )に影響し、問題として残る。そこで、No1、No3の最大荷重時の梁及び柱接合部端面の圧縮域( $a_b, a_c$ )を検討し、ストラットの大きさ、ストラット合力等について以下に考察を加えることとする。

2-28

コンクリート歪を、柱接合部端断面圧縮域( $a_c$ )は、同断面位置の柱主筋歪を各々用いて求めたものである。

最大耐力時のストラット合力( $C$ )とストラット応力度( $\sigma_s$ )について最大荷重時接合部端断面の圧縮域の大きさをを用いて、算定してみると、№1、 $C=64.4t$ 、 $\sigma_s=0.84F_c$ 、№3、 $C=65.5t$ 、 $\sigma_s=0.80F_c$ となり、ストラット合力、ストラット応力度はほぼ同じ値を呈する。ストラット応力度の値としては、十分に圧縮破壊を呈する程度の値である。

表2.5 ストラット寸法とストラット合力成分

		№1		№3	
		ストラット合力 算定時	最大荷重時	ストラット合力 算定時	最大荷重時
V <sub>ch</sub> 水平 成分	$l=a_c$	10cm	11.9cm <sup>2)</sup>	10cm	11.7cm <sup>2)</sup>
	$\Delta_B T_c$	7.93t	9.44t	3.47t	4.06t
	V <sub>ch</sub>	34.37t	35.88t	35.96t	36.55t
V <sub>cv</sub> 垂直 成分	$l=a_b$	10cm	10.0cm <sup>1)</sup>	10cm	12.0cm <sup>1)</sup>
	$\Delta_c T_c$	4.68t	4.68t	8.16t	9.79t
	V <sub>cv</sub>	53.43t	53.43t	52.71t	54.34t

注) 1) 梁接合部端コンクリート歪分布より算定

2) 柱接合部端断面の柱主筋応力より、コンクリート圧縮応力度ブロックを矩形と仮定し、算定。

### 3) 実験変数の「破壊性状と接合部終局耐力への影響」及び「その他の特徴」

以下に、本実験より得られた知見を示す。

#### 3.1) 実験変数に関する特徴

##### 破壊性状の特徴

##### ① 接合部の初期荷重段階での挙動

- ・接合部初期ひび割れは、接合部域の梁主筋に付着のある場合、中央に短く対角線方向に発生するのに対し、付着のない場合は、急激に長く対角線方向に発生する。
- ・接合部中央コンクリート重測定値より求めた接合部せん断ひび割れ発生時の主応力方向と初期剛性の測定値が、従来の最大主応力説と一致するのは、接合部域の梁主筋に付着のない場合である。

##### ② 終局耐力時の特徴

- ・接合部域梁主筋の付着の有無の影響に関して、付着があると、梁主筋は接合部内で降伏し、接合部破壊するのに対し、付着がないと、梁主筋は降伏することなく、付着がある場合と比較して、低い荷重で接合部破壊し、梁接合部端が圧潰する。
- ・接合部域の梁主筋の付着の有無に拘らず、最大耐力（接合部終局耐力）は異なるが、その時のストラット合力の値（2.7参照）は同じである。最大耐力時にあって、梁が接合部に及ぼす圧縮合力の値は、接合部域の梁主筋の付着のない試験体の方が大きい。以上の結果から、2.2節で示したトラス機構とストラット機構の内、接合部終局耐力は、ストラット機構に依存すると予想される。
- ・接合部域の梁主筋に付着のない場合、接合部せん断変形曲線において、最大荷重時に急激に降伏現象を示した。
- ・梁曲げ降伏後に接合部破壊した試験体において、梁主筋は、接合部内で降伏し、その時の耐力は、梁理論曲げ耐力より15%低い値であった。

##### 梁及び柱主筋の接合部域の付着性状の特徴

- ① 接合部梁主筋に細工をしていない試験体では、接合部域の付着応力度( $\tau_b$ )は、梁主筋では  $\tau_b = 27.3 \times 10^3 \varepsilon_{st} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ 、柱主筋では  $\tau_b = 27.3 \times 10^3 (\varepsilon_{st} + \varepsilon_u) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ 、 $\varepsilon_u = N / E_c A_c$  ( $N$ : 圧縮のとき、正符号) に一致する。
- ② 柱主筋の接合部域付着性状は、接合部の破壊程度に関連する。即ち、接合部域の梁主筋に付着がない場合の方が、接合部域柱主筋の付着性状が良好であった。

### 接合部補強筋の歪の特徴

接合部補強筋の歪は、接合部域の場所によって異なるが、最大耐力時の両試験体の接合部中央位置の歪は、降伏歪の約半分である。



## 2. 3. 2 「接合部せん断入力量と梁及び柱主筋の付着性状」に関する実験

### 1) 目的と実験概要

#### 1.1) 目的

接合部せん断力の大きい場合の接合部破壊性状の明確化であり、接合部がどの荷重点でどの様な応力伝達機構で最終状態に至ったかを検討することが目的である。

本実験では、「接合部せん断入力量」「接合部域の梁及び柱主筋付着の有無」を実験変数とし、特に、以下の事項を重点に検討した。

- (1) 接合部破壊が顕著となる試験体を作成し、これらの試験体の接合部せん断応力度( $\tau$ )—接合部せん断変形( $\gamma$ )曲線より最大耐力の存在を確認し、提案されているせん断剛性劣化機構(注)であるか否かの判断をする。
- (2) 接合部破壊と思われる梁主筋量の多い場合と少ない場合の試験体を作成し、最大耐力時に、いずれの場合も接合部ストラット合力が同じであるか否かを検討する。即ち、接合部終局強度が、接合部ストラット機構に依存するか否かの検討を行うことである。
- (3) 接合部域の柱及び梁主筋の付着の有無の試験体を作成することにより、接合部破壊性状への影響、特に、2.2節で示したトラス機構とストラット機構について検討することである。

尚、本実験については、一部を文献(2.6), (2.7)に報告したものである。

---

(注) 文献(2.8)で提案された機構

#### せん断剛性劣化機構

接合部のせん断応力度( $\tau$ )—せん断変形( $\gamma$ )の履歴を追跡することが、以下に示す2つの仮定の基に、可能であることを外部接合部について示している。

- ①  $\tau$ — $\gamma$ の包絡線を最大耐力を決定することなく、バイリニアールで表し、繰り返しルールを図2.26に示すようにする。
- ② 繰り返しによるせん断剛性劣化を累積せん断応力度で評価し、図2.27に示すように累積せん断応力度の増加に伴い剛性が直線的に低下するとする。

この様なモデル化では、図2.28に示すように $\tau$ - $\gamma$ 曲線の剛性劣化による耐力低下が、荷重-層間変位曲線の耐力低下として現れることになる。

この機構は、接合部の耐力は定義できるものではなく、接合部は、接合部せん断ひび割れ発生以降の繰返しで、接合部のせん断剛性劣化を起こし、せん断変形が進行し破壊に至るとする機構である。

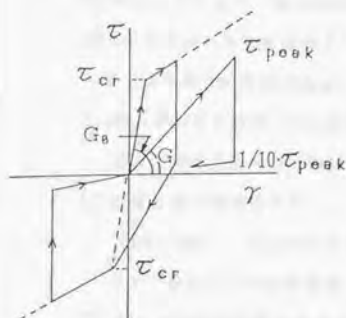


図2.26  $\tau$ - $\gamma$ 曲線のモデル化

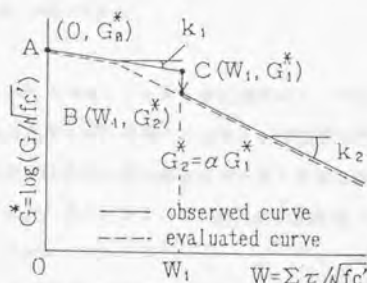


図2.27 接合部剛性劣化のモデル化

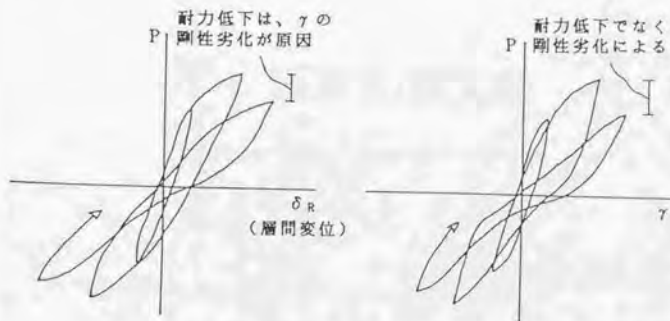


図2.28 接合部変形と層間変位の関係

## 1.2) 試験体と使用材料の性質

試験体と使用材料の性質を表2.6に示す。試験体は、3体(J1, JB1, JB2)で、試験体間の相違(実験変数)は、J1は、JB1より梁主筋量が多く、JB2は、JB1の接合部域梁及び柱主筋にパラフィンを主筋リブ面に1mm~2mm程度塗布してある。

J1は、梁理論曲げ降伏時の接合部せん断応力度( $\tau_{py}$ )は、 $\tau_{py}/F_c=0.47$ であり、既往資料(図2.29, 既往試験体の接合部せん断強度( $\tau_{pu}$ )と破壊形式との関連図)から判断すると、接合部破壊型(J型)である。JB1, JB2は、 $\tau_{py}/F_c=0.33$ で、梁曲げ降伏後に接合部破壊する試験体(JB型)である。

各々の試験体の作成理由は、

- (1) 接合部破壊が顕著となる試験体J1, JB1を作成し、これらの試験体の $\tau-\gamma$ 曲線より最大耐力の存在を確認し、前述の剛性劣化機構であるか否かの判断を行う。
- (2) J1より梁主筋量を少なくし、梁主筋の降伏後に接合部破壊が顕著となる試験体JB1を作成し、J1とJB1を比較した場合、最大耐力と、最大耐力時の接合部ストラット合力がどの様な関係にあるか検討する。
- (3) JB1の接合部域主筋の付着を無くした試験体JB2を作成することにより、トラス機構とストラット機構の形成について検討する。

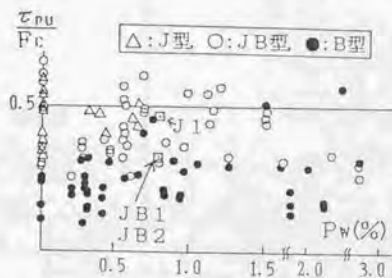
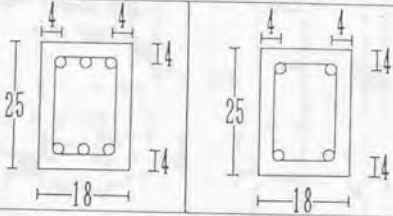
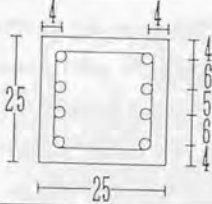


図2.29 接合部せん断強度(既往資料)

表2.6 試験体と使用材料の性質

		J 1	J B 1	J B 2
梁	$b_b$ (cm)	18		
	$D_b$ (cm)	25		
	引張鉄筋	3-D 19	2-D 19	
	$P_t = P_c$ (%)	2.28	1.52	
	せん断補強筋	2- $\phi$ 9 @ 10		
	$P_w$ (%)	0.71		
	梁断面 (cm)			
柱	$b_c$ (cm)	25		
	$D_c$ (cm)	25		
	全鉄筋	8-D 16		
	$P_g$ (%)	2.25		
	せん断補強筋	2- $\phi$ 9 @ 5		
	$P_w$ (%)	1.02		
	柱断面 (cm)			
接合部	補強筋 $P_w$ (%)	2- $\phi$ 9 @ 5 0.83		
コンクリート圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )		275	267	266
鉄筋降伏強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	D 19	3519 ( $E_s=1.86 \times 10^6$ kg/cm <sup>2</sup> )		
	D 16	3686 ( $E_s=1.99 \times 10^6$ kg/cm <sup>2</sup> )		
	$\phi$ 9	3281 ( $E_s=2.02 \times 10^6$ kg/cm <sup>2</sup> )		
スパン L (m)		2.0		
階高 H (m)		1.4		
軸力 $\sigma_g / F_c$		0.17		
接合部域梁主筋付着指標* $\nu = d_b \sigma_y / (D \cdot \sqrt{\sigma_g})$		16.1	16.3	16.3

\*詳細は、「B. 4. 5」の5)参照



### 1.3) 加力方法

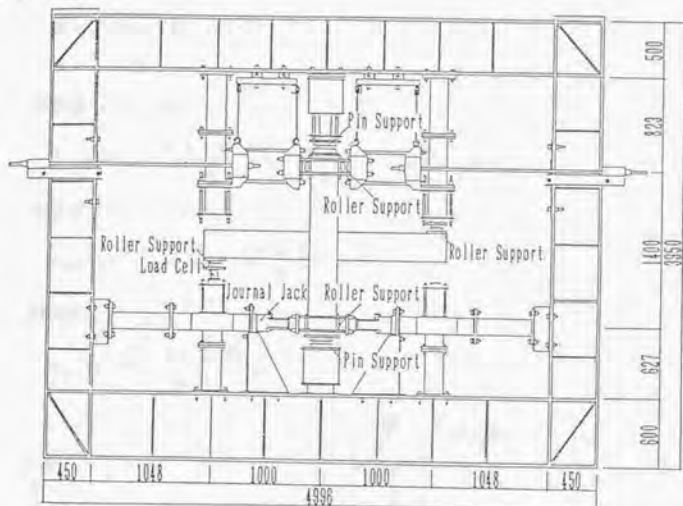


図2.30 加力装置

柱に 27t (軸方向応力度  $\sigma_p = 43.2 \text{ kg/cm}^2 \approx F_o / B$ ) の軸力を加え一定保持した状態で、梁両端 (反曲点位置) の油圧ジャッキ (75t) により逆対称正負繰り返し加力を行った。荷重の大きさは、ジャッキの先端のロードセルにより測定した。(荷重  $P$  は、梁せん断力で表現)

### 1.4) 測定方法

#### (1) 変形測定

層間変位 ( $\delta_R$ )、梁変形 ( $\delta_B$ )、柱変形 ( $\delta_C$ )、接合部せん断変形 ( $\gamma$ ) は、独立な十字型基準ゲージホルダー (以下  $G.H$  とする)、柱方向  $G.H$ 、梁方向  $G.H$  の 3 組の  $G.H$  を用いて、図 2.31 に示すような変形との関係から測定した。柱方向と梁方向の金物を剛接合した十字型基準  $G.H$  は、柱頭、柱脚でピン、ローラー支持されている。柱方向  $G.H$  は、上下の柱接合部端近傍の接合部に埋め込んだ 2 本のボルトに、又、梁方向  $G.H$  も左右の梁接合部端近傍の接合部に埋め込んだ 2 本のボルトによって支持されている。



接合部変形 ( $\gamma$ ) :

$$\alpha = (D.5 + D.8) / h$$

$$\beta = (D.3 + D.4) / l$$

$$\gamma = \alpha - \beta$$

梁変形 ( $\delta_B / 2$ ) :

$$\delta_B / 2 = \frac{(D.1 + D.2)}{2} - \frac{\beta L}{2} - \frac{\gamma (L - j_c)}{2}$$

柱変形 ( $\delta_C / 2$ ) :

$$\delta_C / 2 = \frac{\alpha H}{2} - \frac{\gamma (H - j_b)}{2}$$

層間変位 ( $\delta_R$ ) :

$$\delta_R = \frac{(D.1 + D.2)}{L} H$$

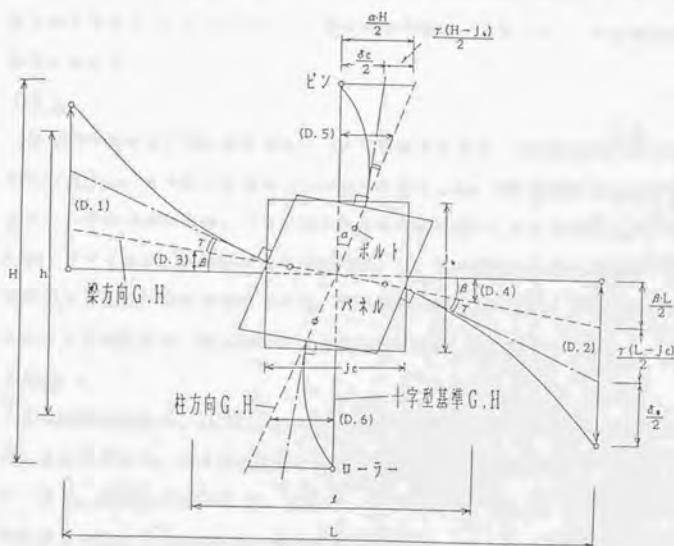


図2.31 変形測定

## (2) その他の測定

測定項目： 接合部近傍の梁と柱主筋の歪、接合部フープ筋の歪、梁主筋の  
接合部域からの抜け出しの測定

## 2) 実験結果

### 2.1) 破壊状況

図2.32に、各試験体の破壊状況、表2.7～表2.8に、ひび割れ等の発生荷重と理論値の比較及び、主な実験結果を示す。

#### J 1

接合部には、斜めひび割れが最初に中央付近に生じ、以後、分散して発生する。最大耐力時 $P=5.15t$ （2サイクル、層間部材角 $R=2.2/100$ ）には、接合部の被りコンクリートの剥落がみられ、最終的には、ひび割れは次第に接合部を飛び出して、傾斜角を転じさせながら柱主筋に沿って進展した。梁主筋は、最大耐力時近傍で接合部内で降伏したことが確認できたが、梁接合部端圧潰現象は、繰り返し後も殆どなかった。以上のように、梁の破壊現象は、大きくなく、接合部破壊が顕著に現れていた。

#### J B 1

接合部の斜めひび割れの状況は、J1とは様相が異なり、対角線方向に長いひび割れが発生し、その周りに細かいひび割れが発生した。最終破壊時の接合部コンクリートの剥落の仕方は、J1より接合部中央付近に集中した。最大耐力は、 $P=4.6t$ （2サイクル、層間部材角 $R=2.0/100$ ）で、その近傍で、梁接合部端の接合部内外で梁主筋の降伏が確認できた。梁接合部端の圧潰現象は、J1の場合より激しく、この試験体は、梁主筋降伏後に接合部が破壊したと考えられる。

#### J B 2

接合部ひび割れは、J1, JB1より大きい荷重で対角線方向に急激に発生したものの、最終状態でも、ひび割れは殆ど発生しなかった。最大耐力は、 $P=3.4t$ （2サイクル、層間部材角 $R=1.97/100$ ）で、その近傍で、引張側、圧縮側の梁接合部端部分の梁主筋が降伏した。接合部域の梁主筋にパラフィンを塗布したことによる滑りにより、その結果として、梁接合部端部分が圧潰した。この試験体は、梁の曲げ圧潰で耐力が決定したと考えられる。

尚、接合部破壊型であるJ1では、梁接合部端圧縮合力が大きいと思われるにもかかわらず、最大荷重時に梁接合部端のコンクリートの圧潰が梁主筋量の少ないJB1, JB2と比較して顕著でなく、また、JB2では、JB1と異なり、梁接合部端のコンクリートの圧潰で最大荷重が決定し、JB1のように接合部破壊現象に至ることがなかった。この理由については、後述の2.7)の(1)「梁接合部端コンクリート圧縮合力」で、説明する。

表2.8 主な実験結果

	J 1	J B 1	J B 2
破壊形式	B J	B J	B (梁付根圧潰)
梁理論曲げ降伏時 接合部せん断応力度 $t\tau_{pv}$ [kg/cm <sup>2</sup> ] ( $t\tau_{pv}/F_c$ )	130.8 (0.48)	88.6 (0.33)	88.6 (0.33)
実験時梁主筋降伏時 接合部せん断応力度 $o\tau_{pv}$ [kg/cm <sup>2</sup> ] ( $o\tau_{pv}/t\tau_{pv}$ ) ( $o\tau_{pv}/F_c$ )	110.2 (0.84) (0.40)	96.3 (1.09) (0.36)	72.8 (0.82) (0.27)
最大耐力時 接合部せん断応力度 $\tau_{max}$ [kg/cm <sup>2</sup> ] ( $\tau_{max}/t\tau_{pv}$ ) ( $\tau_{max}/F_c$ )	110.2 (0.84) (0.40)	98.4 (1.11) (0.37)	72.8 (0.82) (0.27)
最大耐力時 層間変位 $R_{max}$	0.022	0.02	0.0187
接合部変形	0.0142	0.0093	微小
最大耐力に対する 耐力劣化程度 ( $2 \cdot R_{max}$ 時)	0.89	0.90	0.70

注) 梁理論曲げ降伏時は、梁主筋が接合部端で降伏したときとし、e 関数法により求めた。

接合部せん断応力度  $\tau_p$  ( $t\tau_{pv}$ ,  $o\tau_{pv}$ ,  $\tau_{max}$ ) の算定式は次の通りである。

$$\tau_p = \frac{(1-u-v)LP}{2} \quad t_p = \frac{(\text{梁幅} + \text{柱幅})}{2}$$

算定式等の詳細は、「2.3.1の2.1)」表2.3の注)参照

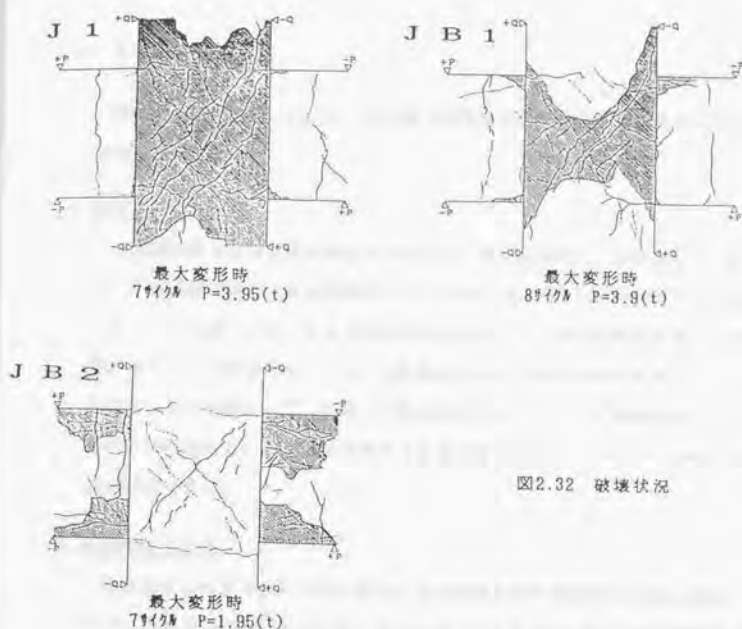


図2.32 破壊状況

表2.7 諸現象発生荷重と理論値の比較

		J 1			J B 1			J B 2		
		実験値	解析値	実/解	実験値	解析値	実/解	実験値	解析値	実/解
梁	曲げひび割れ荷重	0.75	(1) 0.83	0.90	0.75	(1) 0.77	0.97	0.50	(1) 0.74	0.68
	曲げ降伏荷重	5.15	(2) 6.11	0.84	4.50	(2) 4.14	1.09	3.40	(2) 4.13	0.82
柱	曲げひび割れ荷重	2.25	(1) 2.51	0.90	2.25	(1) 2.53	0.89	2.25	(1) 2.48	0.91
	曲げ降伏荷重	.....	(2) 9.02	.....	.....	(2) 9.00	.....	.....	(2) 9.02	.....
接合部	せん断ひび割れ荷重	2.00	(3) 2.43	0.82	2.25	(3) 2.40	0.94	2.50	(3) 2.42	1.03
	最大せん断荷重	5.15	(4) 5.08	1.01	4.50	(4) 5.08	0.91	.....	(4) 5.08	.....

梁せん断力 P (t)

(1)  $M_0 = \sigma_1 \cdot Z_0 + N \cdot D / 6$  ( $\sigma_1 = 1.8 \sqrt{F_0}$ )

(2) e 関数法 (梁主筋の梁接合部端での降伏)

(3)  $\tau_0 = \sqrt{e \sigma_1^2 + e \sigma_1 \cdot \sigma_n}$ ,  $P = (vH)(uL) t_0 \cdot \tau_0 / (1-v \cdot v) L$   $\sigma_n$  = 柱軸応力度,  $t_0$  = 柱幅

(4)  $\tau_{00} = (0.78 - 0.0016 F_0) F_0 + p_{0.5} \sigma_v / 2$   $t_p = (\text{梁幅} + \text{柱幅}) / 2$

\* 算定式等の詳細は、「2.3.1の2.1」表2.2の注)を参照。



## 2.2) 変形曲線

図2.33と図2.34に、J1, JB1, JB2の層間変位曲線、接合部変形曲線及び梁変形曲線を各々示す。

### 層間変位曲線

どの試験体も破壊性状は異なるけれども、最大耐力時に、部材角Rが1/50となり、その近傍で耐力上昇の割合が小さくなる。J1, JB1は、最大耐力までは安定したループを形成するが、それ以降は接合部破壊、及び接合部域梁主筋の付着喪失によりスリップ型を示す。一方、JB2においては、接合部域の主筋にパラフィン塗布したことによって、初期より抜け出しによるスリップ型が現れている。いずれの試験体も、最大耐力以降耐力劣化の傾向にあり、JB2では、特に、耐力劣化が顕著である。

### 接合部変形曲線

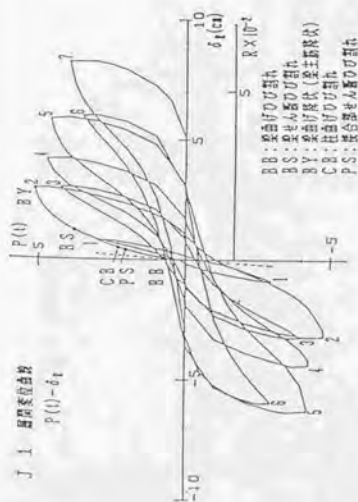
接合部せん断ひび割れ発生荷重は、接合部域主筋の付着性状の悪いJB2が、最も大きい荷重を示した。この理由については、「2.3.1の2.7)」で既に説明している。

正、負荷重の最大荷重時の荷重増分の様相から、最大荷重時において、J1, JB1は、せん断降伏現象が現れており、各々の接合部には固有の耐力が存在すると思われる。又、最大荷重は、梁主筋量が多いJ1の方が高くなっている。JB2においては、接合部の変形は殆どみられない。

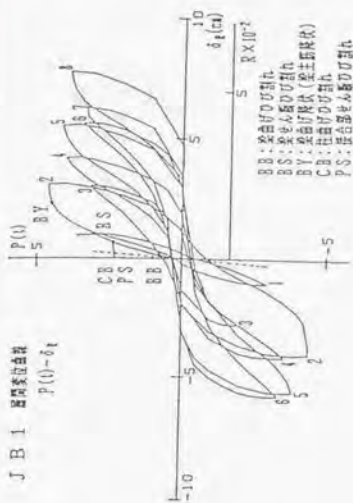
尚、J1, JB1の最大荷重以降の変形曲線で変形は進行しているが、乱れを生じている。その理由の一つは、接合部の破壊が著しくなると、破壊の進行と共に接合部内に埋め込んだG, H 支持用ボルトがひび割れの影響を受け、正確な変形を測定することが難しくなるためである。



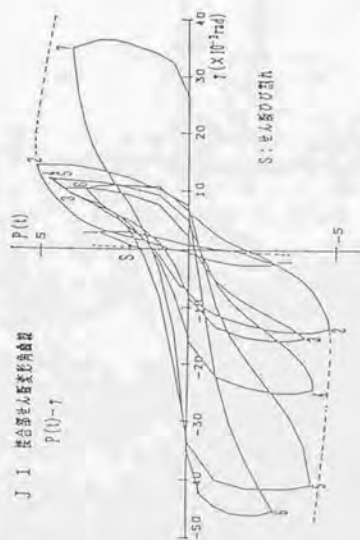
J 1 層間変位曲線  
 $P(t) - \delta_t$



J B 1 層間変位曲線  
 $P(t) - \delta_t$



J 1 梁端部変位曲線  
 $P(t) - \tau$



J B 1 梁端部変位曲線  
 $P(t) - \tau$

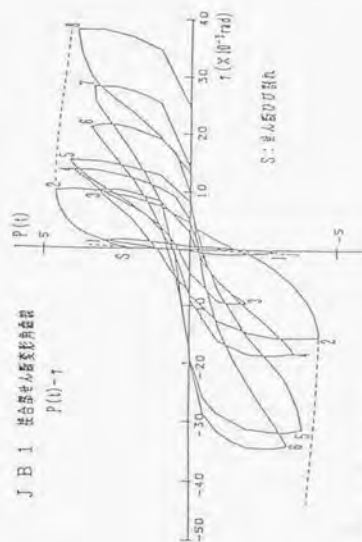
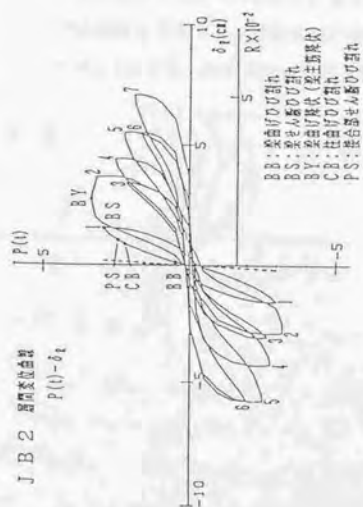


図2.33 層間変位曲線と梁端部変位曲線 (つづく)

J B 2 層間変位曲線

$P(t) - \delta_t$



J B 2 接合部せん断変位曲線

$P(t) - \tau$

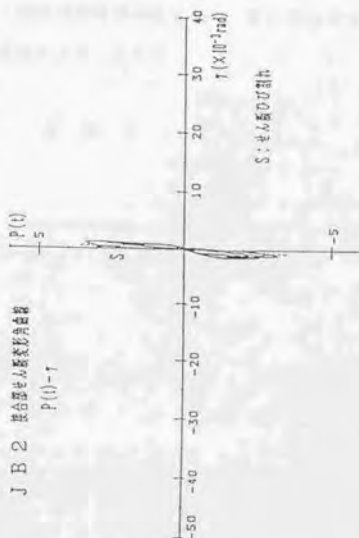


図 2.33 層間変位曲線と接合部変位曲線

### 梁変形曲線

図2.34に、梁変形曲線を示す。梁変形の測定値は接合部変形の影響を取り除いて求める型となっているため、J1, JB1の梁変形曲線で、最大荷重以降の接合部破壊の進行するサイクルで乱れた変形曲線を示した。J1, JB1の最大荷重時の剛性から判断して、梁破壊がJB1でJ1より進行しており、また、最大荷重時以降、JB1, J1ともにあまり変形が大きくなっていないと思われる。JB2では、スリップ型のループを呈するとともに、梁接合部端のコンクリート圧潰による降伏現象がみられる。

最大荷重時にJB2においては、梁接合部端の圧縮側と引張側で梁主筋が降伏したとと、梁主筋に付着がないことから、主筋の拔出しによる梁変形が他の2つの試験体より大きい。JB2の梁接合部端のコンクリート圧潰による降伏現象がみられるのは、付着性状が悪いJB2の圧縮側梁主筋は、引張に移行し、梁接合部端コンクリートの圧縮力が大きくなったことによる。

全試験体とも最大荷重時に、梁主筋が降伏したが、その時の荷重と理論曲げ耐力を比較してみると、付着性状の悪いJB2が最大荷重が最も低く、次いでJ1である。一方、JB1では、最大荷重が理論曲げ耐力を上回っていた。

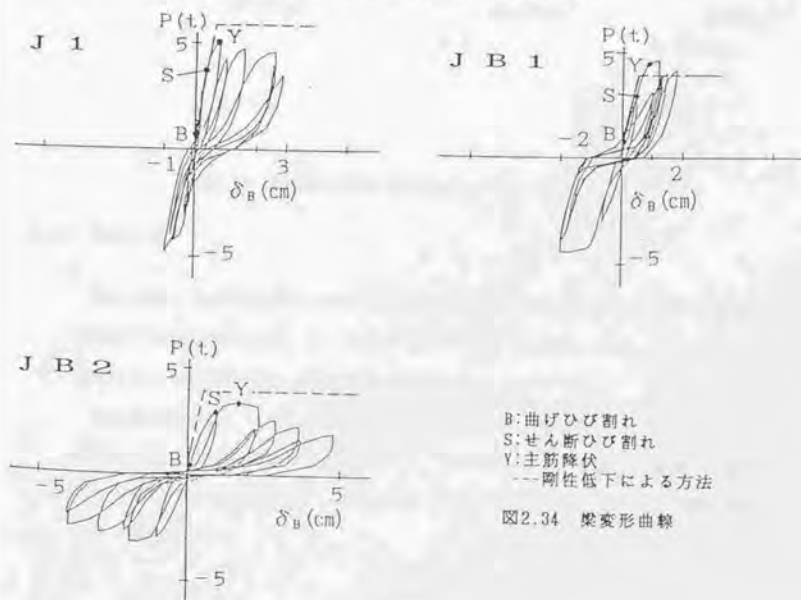


図2.34 梁変形曲線

## 2.3) 各部材変形が層間変位に占める割合

図2.35に最大荷重までの包絡線上の荷重段階における層間変位に占める各部材変形の割合を示す。最大荷重までとしたのは、接合部変形の測定結果が、この荷重段階までしか、信頼できないからである。(「2.2」の接合部変形曲線)を参照)

J1, JB1では、荷重が増加するに従って接合部変形が増加し、梁変形が減少している。しかしながら、J1とJB1では、その割合が異なり、JB1の方が梁の破壊が進行している。一方、JB2では、梁変形が常に8割以上である。



図2.35 各部材変形が層間変位に占める割合

## 2.4) 梁主筋歪

図2.36に、包絡線荷重に対する梁主筋接合部域平均付着応力度—梁接合部端引張鉄筋の歪の関係を示す。又、図2.37~2.39には、梁主筋の荷重—歪曲線を示す。図中には、曲げ理論値を、接合部部分を除いて記入してある。

梁主筋の降伏は、J1では引張側梁接合部端より接合部域に入った位置で、JB1では引張側梁接合部端近傍の接合部内外で、JB2では梁接合部端の圧縮側と引張側で共に生じている。JB2では、接合部域で歪の大きさが同じであり、付着の無い状態となっている。



J1で梁主筋降伏位置が、接合部域に入る原因は、梁主筋量が多いことから柱の曲げひび割れにともなう引張側梁主筋の付着が悪くなり、梁部分が、接合部域内で延長したような形式になったのではないかと考えられる。

梁部分の荷重-歪曲線において、実験値と曲げ理論値の比較を行うと、引張側歪については、どの試験体も一致する傾向にある。圧縮側歪については、荷重サイクルが増すにつれて接合部内の付着性状が悪くなり、圧縮側歪が引張に移行して理論値とは一致しない。付着が悪いJB2については、当然のことながら、特に引張への移行が顕著である。

梁主筋接合部域平均付着応力度-梁接合部端引張鉄筋の歪関係図で、J1, JB1では、 $\tau_b = 27.3 \times 10^3 \varepsilon_{st}$  [kg/cm<sup>2</sup>]の既往の実験式<sup>2.5)</sup>に対応しており、荷重が増すにつれて付着劣化を生じる。JB1では、最大荷重時付近において頭打ちとなり、J1の付着応力度と比較して、10kg/cm<sup>2</sup>の低下を示す。

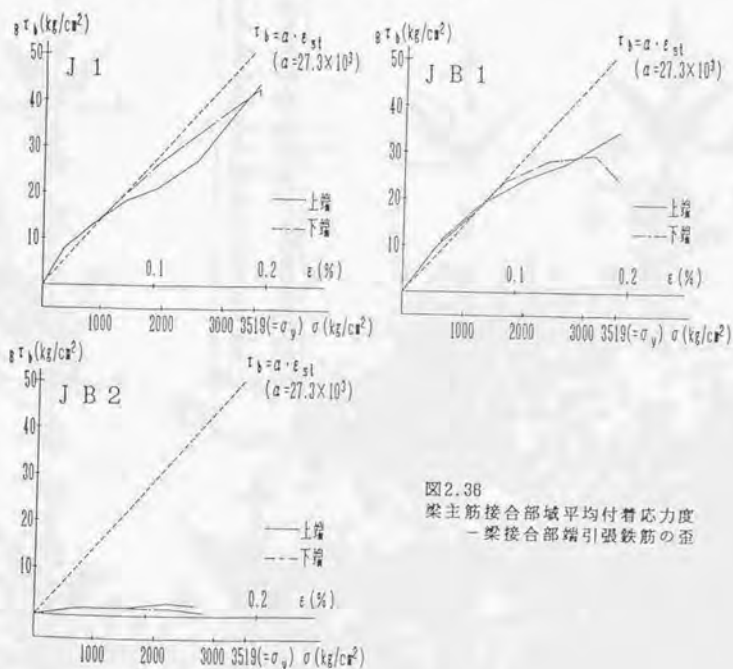


図2.36  
梁主筋接合部域平均付着応力度  
- 梁接合部端引張鉄筋の歪



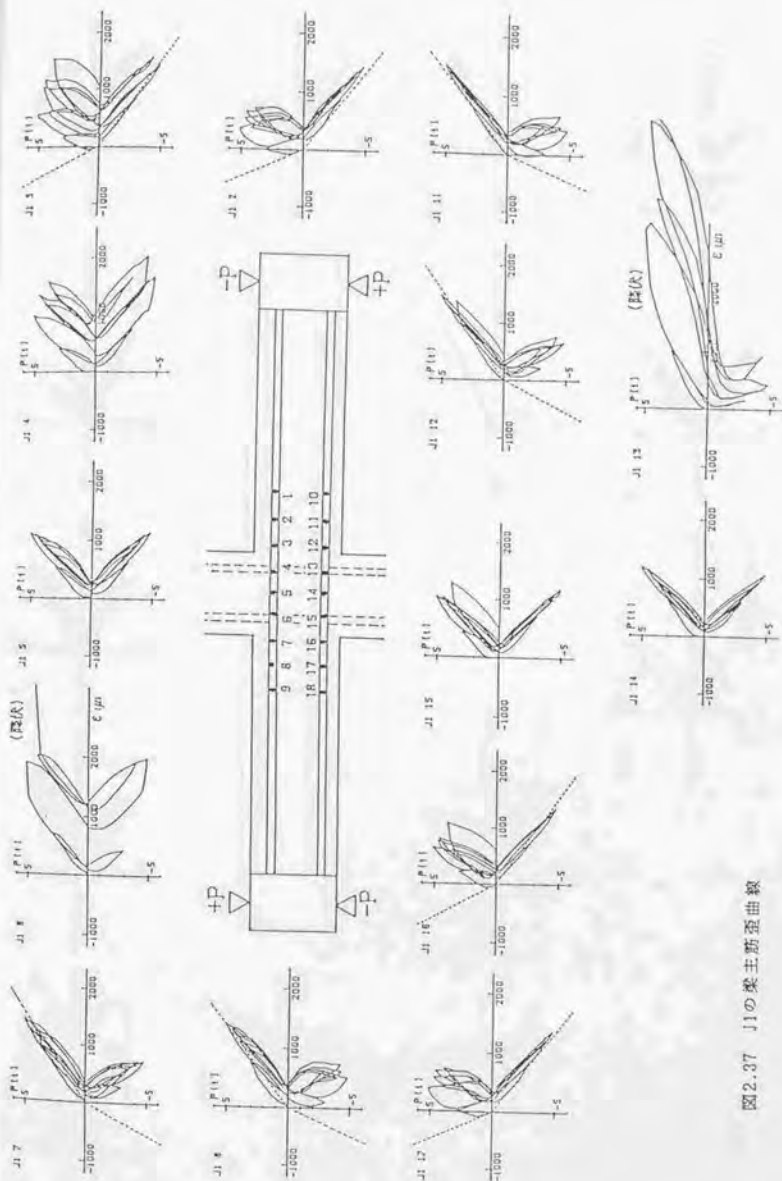


図2.37 J1の幾何要素曲線

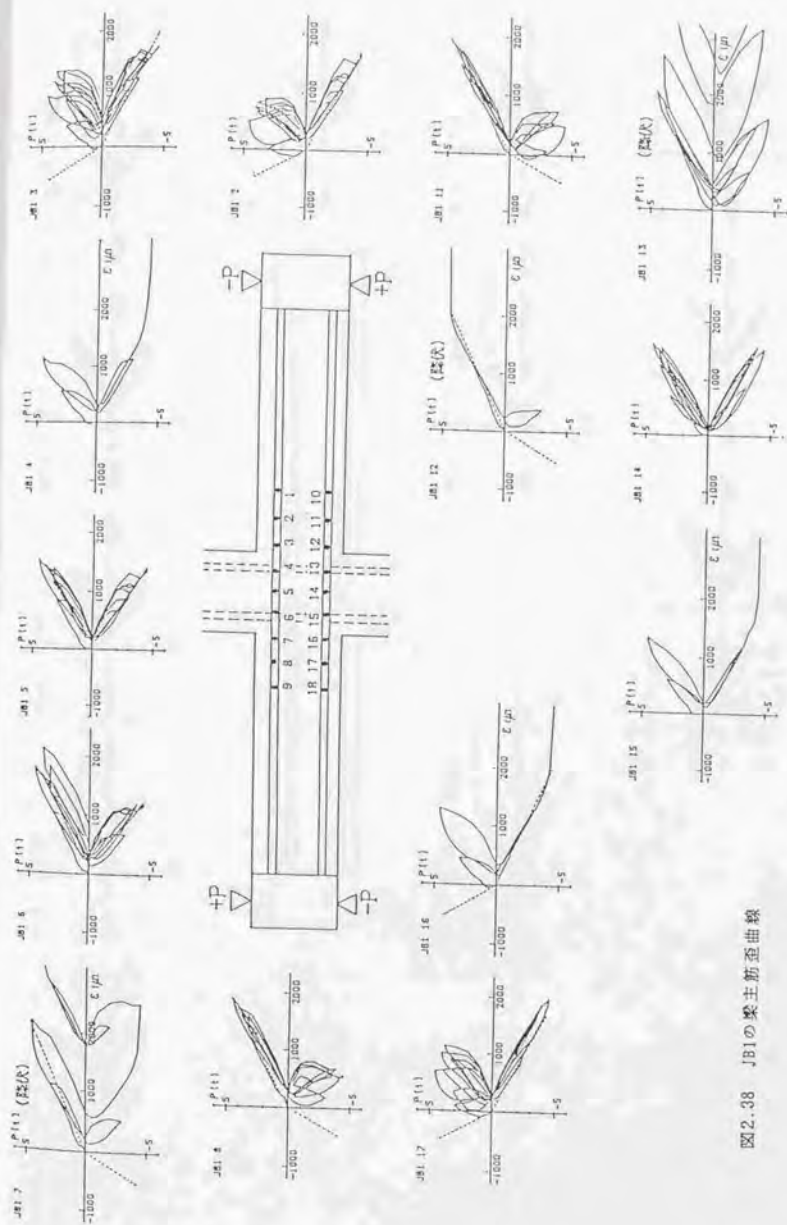


図2.38 JB1の梁主筋曲線

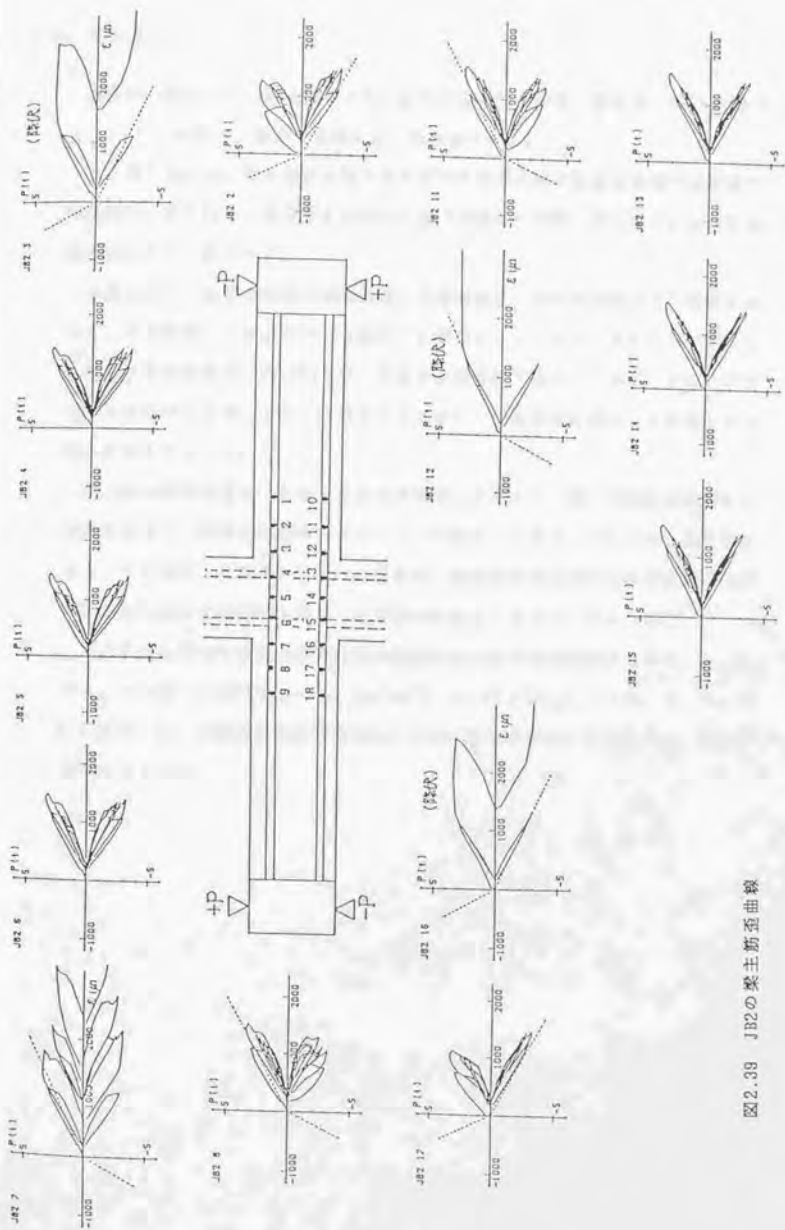


図2.38 JR2の梁主筋歪曲線

## 2.5) 柱主筋歪

図2.41～図2.43に、接合部域とその近傍の柱主筋の荷重－歪曲線 ( $P=0t, N=0t$  のとき,  $\varepsilon=0$ ) を示す。図中の破線は曲げ理論値である。

又、図2.40には、接合部域の柱主筋の平均付着応力度と柱接合部端引張鉄筋の歪関係を、図2.44は、接合部近傍の柱主筋（片側）の荷重－歪（応力）分布を包絡線荷重に対し各々示す。

歪曲線より、柱接合部端の引張側歪、圧縮側歪は、共に理論値より引張側に大きく、接合部域とその近傍の柱主筋は、引張側にシフトしていることがわかる。

最大引張歪位置は、J1, JB1では、柱接合部端位置で生じているが、主筋にバラフィンを塗布したJB2では、当然のことながら、接合部域の歪は、どの部分でも同じ大きさであった。

J1, JB1の圧縮側歪も、引張への反転が初期よりみられ、柱主筋の接合部域の付着性状が悪く、柱接合部端のコンクリート圧縮合力が増大していることを予測させる。この様に、圧縮側の引張への反転が、引張側柱接合部端歪が降伏歪の半分であるにも拘らず進行したのは、接合部の破壊によるものと思われる。

接合部域の平均付着応力度と柱接合部端引張鉄筋の歪の関係において、J1, JB1では、 $\tau_b = 27.3 \times 10^3 (\varepsilon_{st} + \varepsilon_g) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ 、 $\varepsilon_g = N / E_s A_g$ （「2.3.1」の2.4)参照）に、初期荷重段階では対応するが、接合部破壊する段階では、付着劣化が大きくなる。

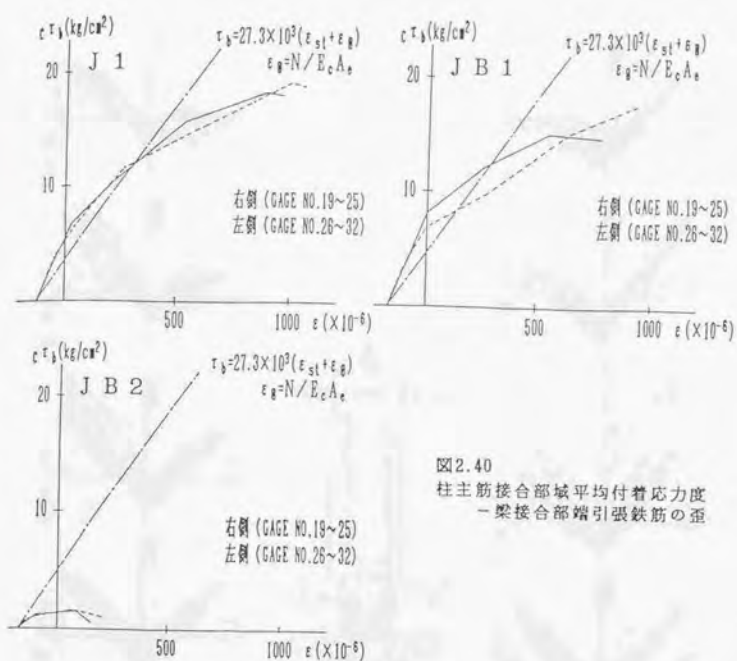


図2.40  
柱主筋接合部域平均付着応力度  
—梁接合部増引張鉄筋の歪



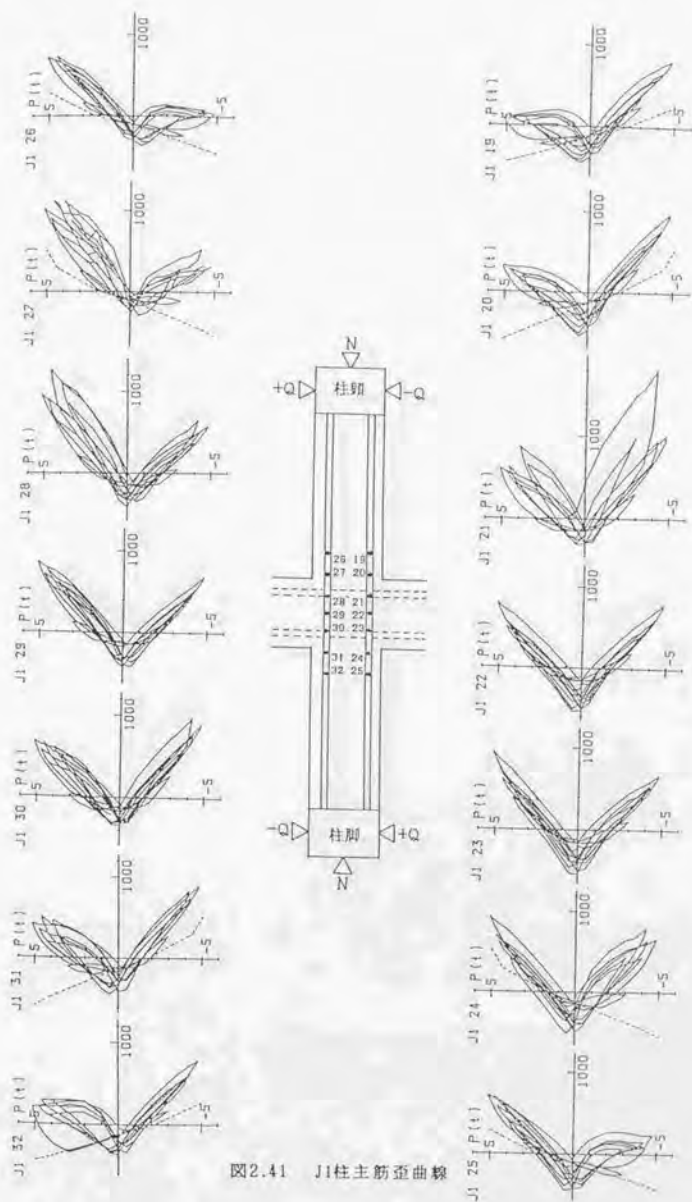


图2.41 J1柱主筋弯矩图

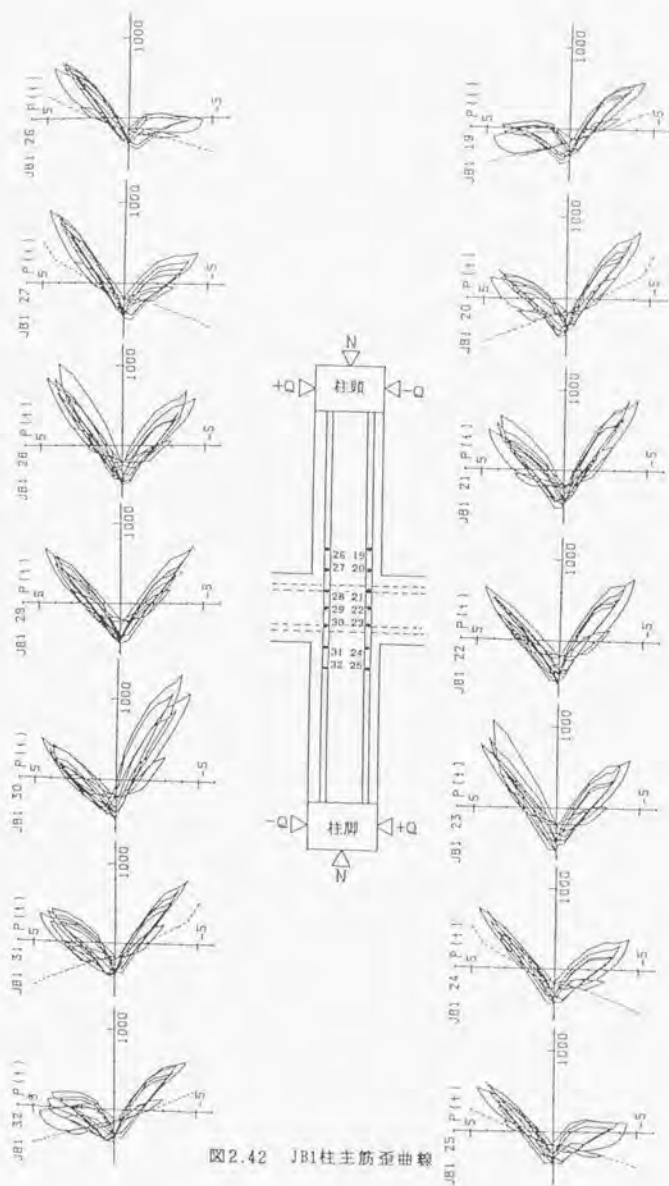


图2.42 JB1柱主应力曲线

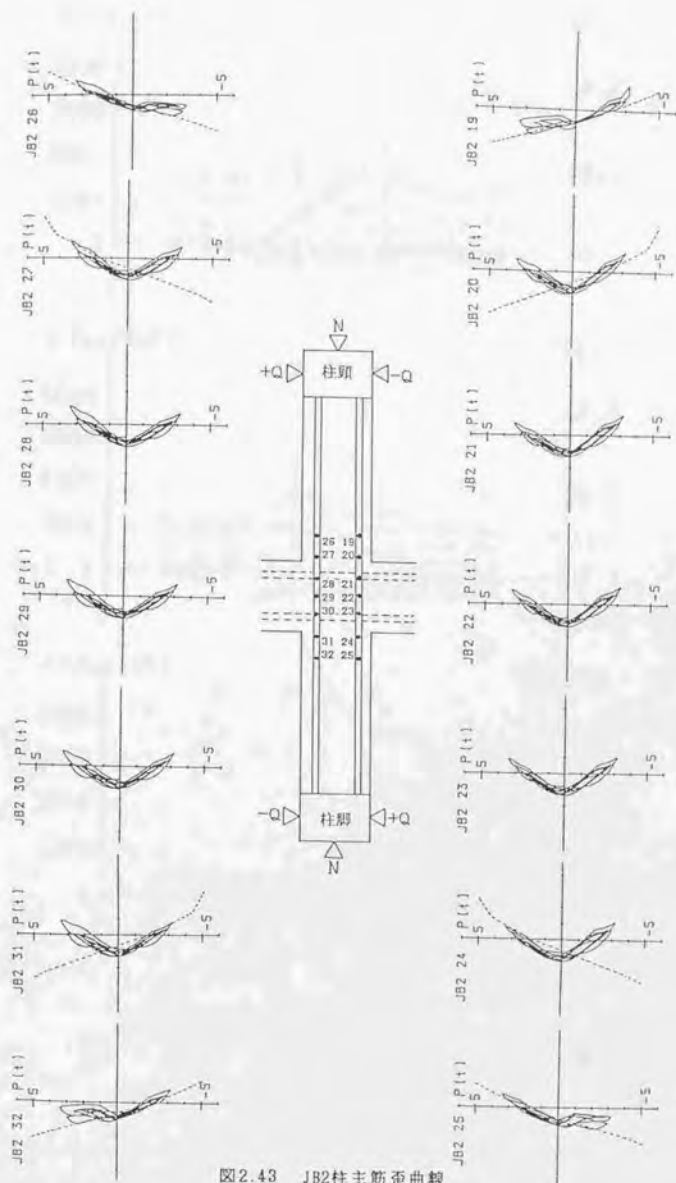


图2.43 JB2柱主筋弯矩图

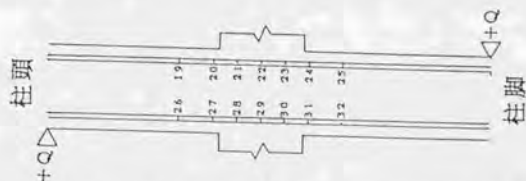
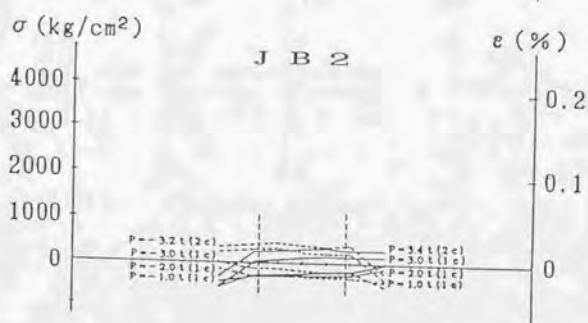
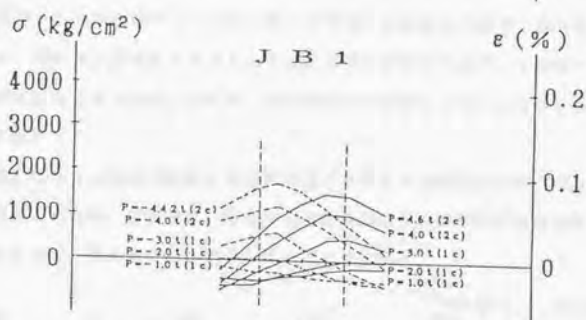
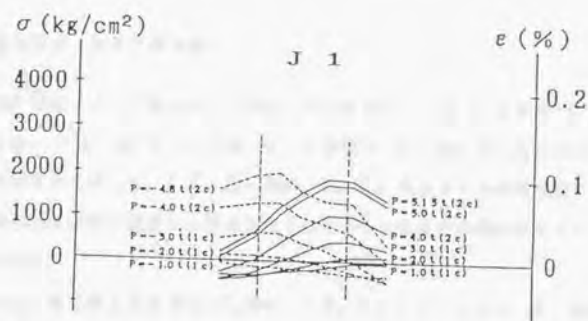


図2.44 柱主筋歪(応力)分布 (γ-2' №19~25)

## 2.6) 接合部せん断補強筋の歪

図2.45に、フープ筋に貼った歪ゲージより測定した歪( $\epsilon$ )と荷重( $P$ )の関係を示した。(JB1, JB2 については、 $P-\epsilon$  曲線は、同じ様な形であるので、一ヶ所についてのみ示した。)又、図2.46は、J1, JB1の各サイクルの荷重最大点における接合部各位置で測定した補強筋歪と接合部せん断変形の関係をプロットしたものである。

J1は、柱芯線上にある34, 37, 39ゲージは、4, 5 サイクルまで、又、他の接合部四隅のゲージは最終サイクルまで同一の荷重-歪曲線上を動き、各々歪は進行しない。JB1は、どのゲージをとってみても接合部変形の進行した最終サイクルでも歪は大きくならない。JB2は、接合部破壊が進行していないこともあり、歪は小さい。

図2.46から、接合部変形と補強筋の歪との間には法則性がない。従って、関係があるとすれば、補強筋は、接合部の応力伝達機構の何等かの役割を行い、その結果として、接合部変形に関連していると思われる。

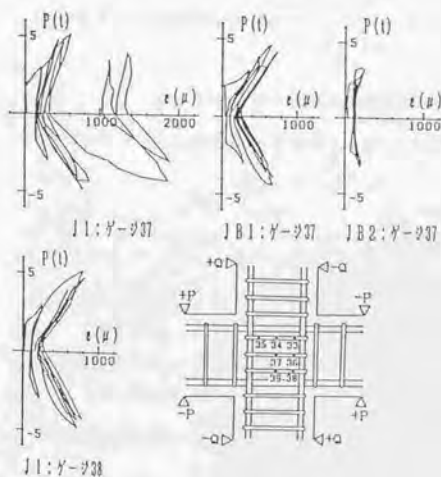


図2.45 接合部せん断補強筋の歪曲線

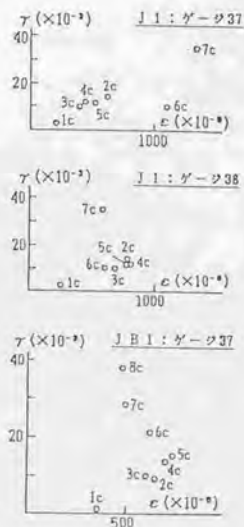


図2.46 接合部変形と補強筋歪の関係



## 2.7) 接合部ストラット機構と接合部破壊性状

ここでは、接合部耐力を、接合部圧縮ストラットの圧潰によると考える。圧縮ストラットの大きさを以下のように仮定し、各試験体間について、梁及び柱接合部断面のコンクリート圧縮合力を算出し、接合部圧縮ストラット合力からストラット応力度を求め、比較検討する。尚、後述では、本来、接合部圧縮ストラットは、梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮域で囲まれた部分と考えられるので、各試験体の最大荷重時について、梁及び柱接合部端の圧縮域を算定し、前述のストラット合力等を再度検討することとする。

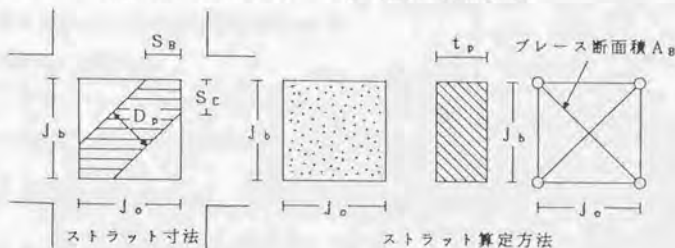
### ストラット寸法の決定

接合部はせん断変形するものとし、作用せん断応力度の大部分は、ストラットで負担されると考える。接合部を下図のように耐震壁における作用せん断力に対するブレース置換と同様に考えて、梁及び柱の応力中心間距離で囲まれたパネルの対角線方向のストラットに置換するものとする。詳細は、以下の注)に述べる。

$$\text{ストラット断面積 } A_B = \frac{(J_b^2 + J_c^2)^{3/2}}{2 \cdot J_b \cdot J_c} \cdot \frac{G}{E_c} \cdot t_p = D_p \cdot t_p$$

G: コンクリートせん断弾性係数

$D_p$ : ストラットの成  $t_p$ : (柱幅+梁幅)/2



本実験の場合:  $S_B = S_C = 7.99 \text{ cm}$

$D_p = 11.3 \text{ cm}$ ,  $t_p = 21.5 \text{ cm}$

$A_B = 243 \text{ cm}^2$

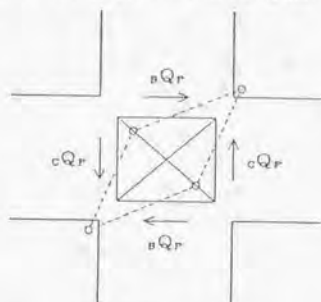
注) 接合部にせん断ひび割れが発生するまでは、接合部をブレース置換した場合、ブレース置換の圧縮ブレース、引張ブレース共に有効に働くと考えられ、その後に、ひび割れの発生に伴い、引張ブレースが無効となり、圧縮ブレースのみが有効となる。

図(b)に示すように、ひび割れの発生の後に、水平せん断力は、一部はストラット域外に、又、一部はストラット部分へと、各々の部分に流れる。

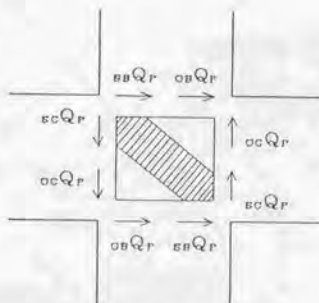
従って、破壊時の最終的な圧縮ZONEからの圧縮力を伝達するストラットとしては、弾性時にブレース置換した場合の圧縮ブレースになると考える。

即ち、接合部の最終破壊状況を考えて、接合部の破壊に伴う、主筋の付着劣化によって、大部分の力は、図(b)のようにストラットで伝達されると考えるが、そのストラットの大きさは、接合部せん断ひび割れ発生時に有効であった圧縮ストラットと近似的に同じ程度のものであると仮定する。

以下に、このように仮定した場合の、その形状・寸法の算定方法を示す。



(図a) 弾性状態

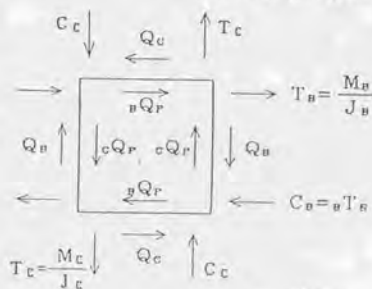


(図b) ひび割れ発生後の水平せん断力の流れ

(a) せん断パネルの応力状態

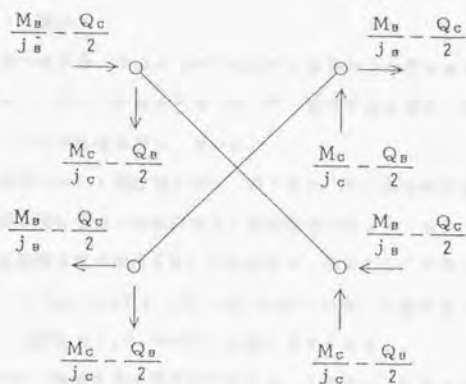
$$BQR = \frac{2M_B}{J_B} - Q_C$$

$$CQR = \frac{2M_C}{J_C} - Q_B$$



(図c)

図(d)は、パネルせん断力 $Q_B$ ,  $Q_C$ をブレース置換とした場合に、分解した作用応力を示す。



(図 d)

(b) ブレース材の寸法

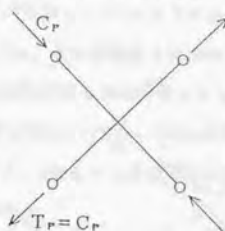
$$T_P = C_P = \frac{B Q_P}{2} \cdot \frac{\sqrt{J_B^2 + J_C^2}}{J_C}$$

斜めブレース材の変形量  $\Delta l$

$$\text{斜め材の長さ } l = \sqrt{J_B^2 + J_C^2}$$

$$\Delta l = \frac{T_P}{A_B \cdot E_C} \cdot \sqrt{J_B^2 + J_C^2}$$

(b) ブレース材の寸法



部材断面積  $A_B$   
ヤング係数  $E_C$

(図 e)

この場合のせん断変形量 ( $\gamma$ ) は、

$$\gamma = \frac{\sqrt{J_B^2 + J_C^2}}{J_B \cdot J_C} \cdot \Delta l = \frac{J_B^2 + J_C^2}{J_C \cdot J_B \cdot A_B \cdot E_C} \cdot \frac{\sqrt{J_B^2 + J_C^2}}{2 J_C} \cdot B Q_P$$

一方、通常のせん断パネルのような取り扱いをした場合

$$\tau = \frac{B Q_P}{t_P \cdot J_C} = G \cdot \gamma \quad \therefore \gamma = \frac{1}{G \cdot t_P \cdot J_C} \cdot B Q_P$$

従って、斜めブレース材の断面積 ( $A_B$ ) は、

$$\therefore A_B = \frac{G \cdot t_P \cdot (J_B^2 + J_C^2)^{\frac{3}{2}}}{2 \cdot E_C \cdot J_C \cdot J_B} \quad \left[ \begin{array}{l} J_B = \frac{7}{8} d_B, \quad J_C = \frac{7}{8} d_C \\ t_P: \text{パネルの有効幅} \end{array} \right]$$

#### (1) 梁接合部端コンクリート圧縮合力

図2.47に梁接合部端位置の測定歪より求めた梁主筋応力と断面の力の釣合を用いて算定した梁接合部端コンクリート圧縮合力を示す。又、図中に曲げ解析〔M- $\phi$ 解析〔文献2.4)〕による理論値も示しておいた。

J1, JB1では、初期荷重段階において理論値とほぼ一致するが、それ以降は梁主筋の付着劣化による圧縮側鉄筋の引張への移行により理論値よりも大きくなる。

一方、JB2では、接合部域梁主筋の付着を除いているため、初期からこの傾向が現れ、最大荷重時には、J1 (B C C 40t), JB1 (B C C 32t) に比べ荷重が低いにも拘らず、コンクリート圧縮合力 (B C C 40t) が最も大きくなる。

接合部破壊型であるJ1では、梁接合部端圧縮合力が大きいと思われるにもかかわらず、最大荷重時に(梁主筋降伏)梁接合部端のコンクリートの圧潰が梁主筋量の少ないJB1, JB2と比較して顕著でなく、また、JB2では、JB1と異なり、梁接合部端のコンクリートの圧潰で最大荷重が決定し、JB1のように接合部破壊現象に至ることがなかった。この理由は、JB2では、接合部域梁主筋の付着がないために梁主筋の抜け出しが大きく、そのため梁接合部端の回転角が大きくなったため、圧壊し易かったと思われる。抜け出し量の少ないJ1では、JB2と同じ梁接合部端コンクリート圧縮合力であるにもかかわらず、JB2よりも圧縮域が大きかったため、JB2程の圧潰現象が生じなかったと思われる。

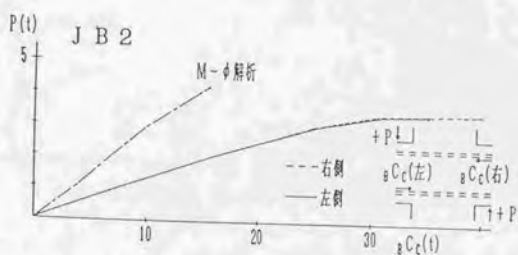
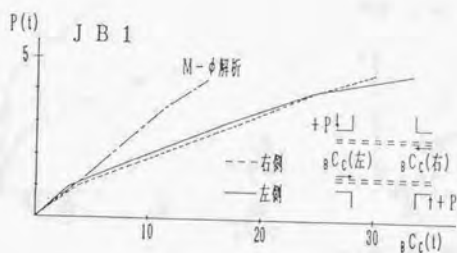
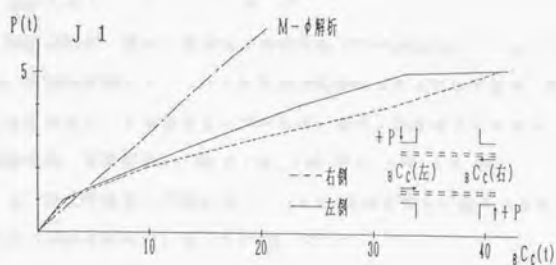


図2.47  
梁接合部端コンクリート圧縮合力



## (2) 柱接合部端コンクリート圧縮合力

図2.48に梁の場合と同様な方法で求めた柱接合部端コンクリート圧縮合力を示す。柱接合部端コンクリート圧縮合力も梁の場合と同様であり、初期荷重段階では曲げ解析による理論値と一致するが、徐々に理論値よりも大きくなり、最大荷重時には、理論値のJ1, JB1で2倍、JB2で1.5倍となる。

又、最大荷重時の圧縮合力は、J1とJB1でほぼ等しい値になるのに対して、JB2ではJ1, JB1の約半分となっていた。

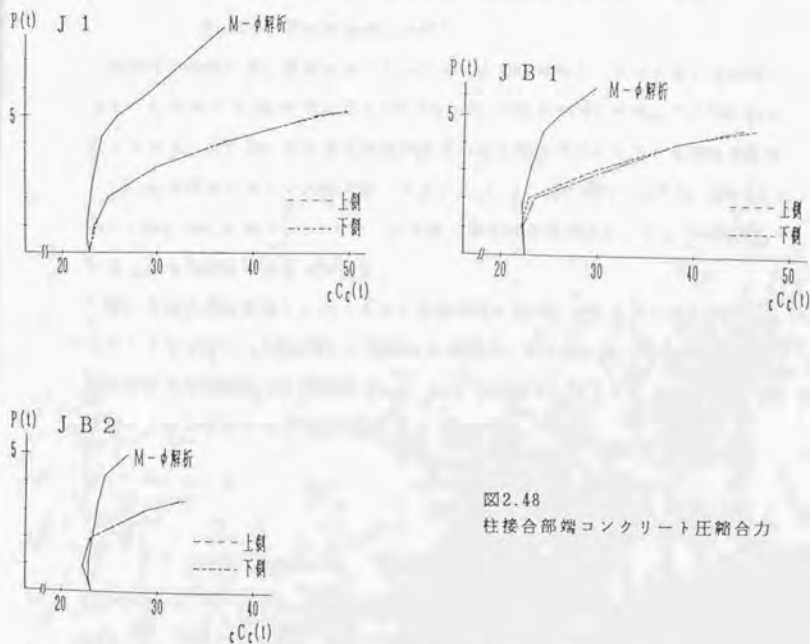


図2.48  
柱接合部端コンクリート圧縮合力

### (3) 荷重—ストラット合力

図2.49に、以下に述べるように算定したストラット合力(C)と荷重(P)との関係を示す。(算定方法の詳細は、2.3.1の2.7)参照)

$$C = \sqrt{V_{ch}^2 + V_{cv}^2}$$

$$V_{ch} = B C_c + \Delta_B T_c - V_c$$

$$V_{cv} = C C_c + \Delta_C T_c - V_B$$

$B C_c, C C_c$ : 梁、柱の接合部端コンクリート圧縮合力

$\Delta_B T_c, \Delta_C T_c$ : ストラット域の梁及び柱主筋の付着力(前述の2.4), 2.5)の梁及び柱の接合部域平均付着力を用いて算定)

$V_B, V_C$ : 梁及び柱のせん断力

接合部が破壊したと思われるJ1とJB1の最大荷重時のストラット合力を比較すると、J1では $P=5.15t$ に対して $C=58.7t$ 、JB1では $P=4.8t$ に対して $C=52.3t$ となっており、J1とJB1では最大荷重が異なるにも拘らずストラット合力はほぼ等しい。この時のストラット応力度( $=C/A_B$ )は、J1:  $237kg/cm^2$  ( $0.86F_c$ )、JB1:  $218kg/cm^2$  ( $0.82F_c$ )である。これは、接合部の耐力がストラットに依存していることを予想させるものである。

尚、上述の検討に際し、ストラット寸法の採り方が、ストラット合力(C)とストラット応力度( $\sigma_B$ )に影響し、問題として残る。そこで、J1, JB1の最大荷重時の梁及び柱接合部端断面の圧縮域( $a_b, a_c$ )を検討し、ストラットの大きさ、ストラット合力等について考察を加えることとする。

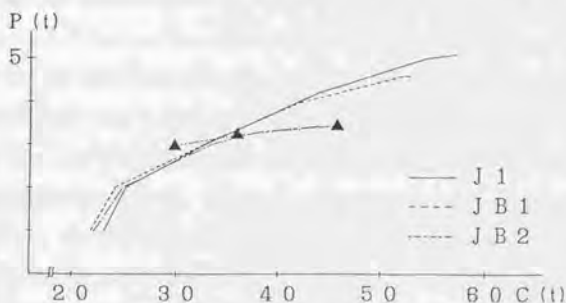


図2.49 荷重—ストラット合力

次表は、梁及び柱接合部端断面の圧縮域 ( $a_b$ ,  $a_c$ )、ストラット域の主筋の付着力 ( $\Delta_B T_c$ ,  $\Delta_C T_c$ )、ストラット合力の水平、垂直成分 ( $V_{ch}$ ,  $V_{cv}$ ) の値を、図2.49のストラット合力の算定時に用いた値 (パネルをブレース置換) 及び、最大荷重時について求めた値について、各々示したものである。最大荷重時の梁及び柱接合部端断面の圧縮域 ( $a_b$ ,  $a_c$ ) は、同断面位置の主筋歪を用い、コンクリート圧縮応力度ブロックを矩形と仮定して算定したものである。

最大荷重時接合部端断面の圧縮域を用いても、ストラット合力 ( $C$ ) の大きさに変化はなく、又、ストラット応力度も、コンクリート有効圧縮強度の観点から考えると、ストラットの圧縮破壊を呈する程度の値である。

ストラット寸法とストラット合力成分

		J 1		J B 1	
		ストラット 合力算定時	最大荷重時	ストラット 合力算定時	最大荷重時
$V_{ch}$ (水平 成分)	$a_c$	7.99cm	11.0cm	7.99cm	11.0cm
	$\Delta_B T_c$	6.44t	8.87t	2.78t	3.80t
	$V_{ch}$	30.5t	32.93t	28.88t	29.93t
$V_{cv}$ (垂直 成分)	$a_b$	7.99cm	7.3cm	7.99cm	7.76cm
	$\Delta_C T_c$	2.99t	2.74t	2.60t	2.52t
	$V_{cv}$	47.8t	47.59t	43.6t	43.5t
$C$		56.7t	57.9t	52.3t	52.8t
$\sigma_s$		0.86F <sub>c</sub>	0.74F <sub>c</sub>	0.82F <sub>c</sub>	0.68F <sub>c</sub>

一方、JB2 では、接合部域の主筋の付着がないために、接合部に入力される応力がすべてストラットによって伝達されるストラット機構となる。図中に示した▲印 (ストラットの大きさを梁及び柱接合部端の圧縮域より決定、圧縮域は、同断面位置の主筋歪を用い、コンクリート圧縮応力度ブロックを矩形と仮定し求めた。) は、接合部のせん断変形角よりストラット方向の歪を求めてコンクリートの応力-歪関係より算定したストラット合力で、この値が梁及び柱接合部端の圧縮合力等より求めたストラット合力と一致することが分かる。

尚、前述のように考えた理由は、詳述すると以下の通りである。JB2は、接合部域の梁及び柱主筋にはパラフィンを塗布してあり、実験データからは、梁及び柱主筋の接合部域平均付着応力度は、殆ど零に近いことが理解できる。従って、接合部域の応力伝達機構としては、図2.50のようにストラット機構のみになると考えられ、ストラットの圧縮歪から圧縮ストラット合力を算定したものと、梁及び柱接合部端より伝達されるストラット合力とは等しくなると考えられたからである。

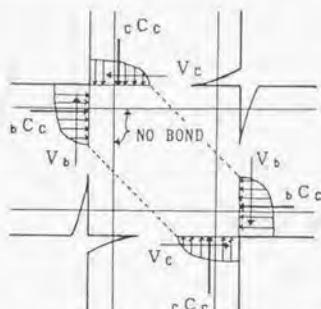
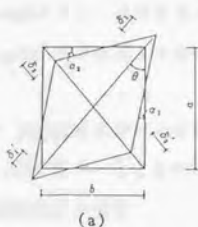


図2.50 JB2試験体の応力伝達機構

ストラット圧縮歪については、以下のように考える。

通常、接合部パネルのせん断変形の測定は、パネルの対角線方向歪を測定し、図2.51(a)に示す略算式で求める。接合部パネルに斜めひび割れが発生すると、接合部パネルのせん断変形に占める斜めひび割れによる引張歪が、より大きくなり、斜めひび割れ発生前と比較して、対角線方向の引張歪と圧縮歪には、大きな違いとなって現れる。

本実験の場合では、接合部パネルのせん断変形を図2.51(b)のように基線L1とL2の変位角を測定して求めたもので、対角線方向の歪を直接求めたものではないが、JB2の場合、斜めひび割れが少なく接合部パネル全体が弾性状態に近いと考えられるので、接合部パネルのせん断変形角より、逆に対角線方向の引張歪と圧縮歪を等しいとして、圧縮歪を求めた。尚、J1, JB1については、斜めひび割れが多数発生し、せん断変形角が大きかったため、適用できなかった。



$$\sin \theta = \frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad \cos \theta = \frac{a}{\sqrt{a^2 + b^2}}$$

$$\alpha_1 = \frac{\bar{x} \sin \theta}{a} \quad \alpha_2 = \frac{\bar{x} \cos \theta}{b} \quad \bar{x} = \left( \frac{\delta_1 + \delta_1' + \delta_2 + \delta_2'}{2} \right)$$

$$\gamma = \alpha_1 + \alpha_2 = \frac{\bar{x} \sin \theta}{a} + \frac{\bar{x} \cos \theta}{b}$$

$$= \frac{\bar{x}}{ab} \left( \frac{b}{a} + \frac{a}{b} \right) = \frac{\bar{x}}{\sqrt{a^2 + b^2}} \cdot \frac{a^2 + b^2}{ab}$$

$$= \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{ab} \bar{x}$$

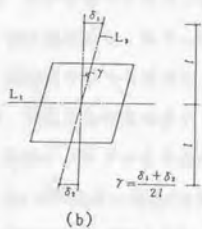


図2.51 接合部変形の測定



### 3) 実験変数の「破壊性状と接合部終局耐力への影響」及び「その他の特徴」

以下に本実験より得られた知見を示す。

#### 3.1) 実験変数に関する特徴

##### (1) 梁主筋量（接合部せん断入力量）の相違（J1とJB1の比較）

###### 破壊性状の特徴

- ① 接合部破壊の顕著であるJ1, JB1の接合部せん断変形曲線は、最大荷重時に降伏現象を示し、各々の接合部耐力には上限値が存在する。従って、提案された接合部の耐力を定義しないせん断剛性劣化機構ではない。
- ② 梁主筋量の異なるJ1とJB1試験体間において、最大耐力（接合部破壊）時の荷重は異なるにも拘らず、ストラット合力はほぼ等しい。梁主筋量の少ない場合（JB1）は多い場合（J1）と比較して、最大荷重前より、付着性状がより劣化し、梁主筋量が少なくても、ストラット合力が、より増加する傾向となっていた。
- ③ 梁主筋量の多いJ1の場合では、接合部内で梁主筋が降伏し梁接合部端の圧潰現象は、繰り返し後も殆どなかった。一方、梁主筋量の少ないJB1では、接合部内外で梁主筋が降伏し、梁接合部端の圧潰現象は、梁主筋量の多いJ1の場合より顕著であった。
- ④ J1, JB1の柱接合部端コンクリート圧縮合力は、徐々に理論値より大きくなり、最大荷重時では、曲げ理論値の2倍にもなる。

###### 梁及び柱主筋の接合部域の付着性状の特徴

- ① 接合部域の梁及び柱主筋の平均付着応力度（ $\tau_b$ ）は $\tau_b = 27.3 \times 10^3 \varepsilon_{st}$ ,  $\tau_b = 27.3 \times 10^3 (\varepsilon_{st} + \varepsilon_{st})$  [kg/cm<sup>2</sup>],  $\varepsilon_{st} = N / E_s A_s$  (N: 圧縮のとき、正符号) に、最大荷重以前までは対応する。
- ② 接合部破壊の進展により、柱接合部端圧縮側柱主筋の引張への反転が、引張側柱接合部端歪が降伏歪の半分であるにも拘らず進行した。又、接合部域とその近傍の柱主筋歪は、引張側にシフトしている。

###### 接合部補強筋（フープ筋）の歪の特徴

接合部破壊の激しいJ1, JB1において、接合部変形と補強筋歪との直接的な関係はみられず、むしろ、接合部の応力伝達機構の何等かの役割をし、歪を生じているのではないと思われる。

(2) 接合部域の梁及び柱主筋の付着の有無による相違 (JB1とJB2の比較)

破壊性状の特徴

- ① JB2の接合部のひび割れは、J1, JB1より大きい荷重で対角線方向に急激に発生した。
- ② 接合部破壊したJB1の接合部域にパラフィンを塗布したJB2では、引張側、圧縮側の梁接合部端の梁主筋が引張降伏し、梁接合部端が圧潰し、耐力となった。その場合、接合部変形は微小であった。
- ③ 最大荷重時には、JB2は、J1, JB1と比べ最大荷重が低いにも拘らず、梁接合部端コンクリート圧縮合力が大きくなる。一方、柱接合部端コンクリート圧縮合力は、逆に、JB2が最も小さくJ1, JB1の半分程となる。従って、JB2の接合部ストラット合力は、大きくなることはなかった。
- ④ 梁接合部端の圧潰現象は、JB2が最も激しく、次いでJB1, J1の順であった。(最大耐力時の梁接合部端コンクリートの圧縮合力は、J1とJB2が同程度の大ききで、JB1より大きかった。)

JB2では、接合部域梁主筋の付着がないために梁主筋の抜け出しが大きく、そのため梁接合部端の回転角が大きくなり、圧縮側最外縁の歪が大きくなったため、最も圧潰し易かったと思われる。J1では、梁主筋の抜け出しが少なく、JB2よりも圧縮域が大きく、同じコンクリート圧縮合力であるにもかかわらず、JB2程の圧潰現象が生じなかったものと思われる。

- ⑤ 接合部域の主筋にパラフィンを塗布したJB2において、接合部のせん断変形角よりストラット方向の歪を求めてコンクリートの応力-歪関係より算定したストラット合力(ストラットの大きさを、梁及び柱接合部端の圧縮域より決定、圧縮域は、同断面位置の主筋歪を用い、コンクリート圧縮応力度ブロックを矩形を仮定し求めた。)と、この値が梁及び柱接合部端の圧縮合力などより求めたストラット合力と一致することが認められた。

3.2) その他の特徴

(1) 接合部変形について

接合部破壊するような場合は、最大荷重以降、接合部変形は従来の測定方法では把握できない。

### 2. 3. 3 「繰り返しと柱中間筋」に関する実験

#### 1) 目的と実験概要

##### 1.1) 目的

接合部終局耐力時の応力伝達機構上、不明瞭な因子に、(1)繰り返しの接合部コンクリートの強度劣化等への影響、(2)柱中間筋(フープ筋との関連)の役割がある。(1)は、正負交替荷重で応力伝達機構の変化と共に、接合部コンクリートの強度劣化が生じ接合部耐力が低下すると予想される。特に梁曲げ降伏後に接合部破壊する場合の主たる原因が、この繰り返しによる応力伝達機構の変化によるものか、コンクリートの強度劣化によるものか。(2)は、柱中間筋のトラス機構の形成及び接合部域の主筋の付着性状との関連である。

本研究の目的は、前述の2点について、実験によって定性的検討をしようとするものである。

尚、本実験については、一部を文献(2.9),(2.10)に報告したものである。

## 1.2) 試験体と使用材料の性質

試験体と使用材料の性質を表2.9に示す。試験体は3体（NO.1, NO.2, NO.3）である。NO.1とNO.2は同じ形状寸法（図2.52参照）で、NO.3はNO.1に柱中間筋（柱接合部端から柱上下端方向へ40dの長さで定着）を配したものである。

NO.1を基本とし、NO.2は繰り返し数の影響をみるために、最大耐力前に最大耐力の7割程度の大きさの荷重で5回、最大耐力後は、包絡線を確認した各時点の耐力の8割の荷重で各々4回繰り返した。NO.3は柱中間筋の影響を調べるためである。

尚、いずれの試験体も、通常、接合部破壊が顕著となる試験体（No.1～No.3は  $t\tau_{py}/F_c=0.39$ 、 $t\tau_{py}$ ：梁理論曲げ降伏時接合部せん断応力度）である。

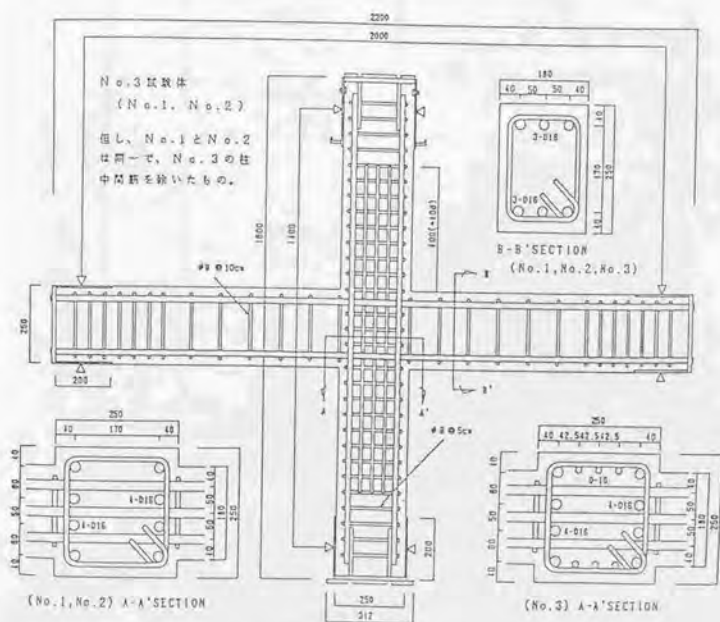
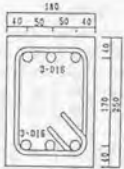


図2.52 試験体の形状寸法



表2.9 試験体と使用材料の性質

梁	NO.1・NO.2・NO.3	
	$b_b$ (cm)	18
	$D_b$ (cm)	25
	引張鉄筋	3-D16
	$P_t = P_o$ (%)	1.58
	せん断補強筋 $P_w$ (%)	2- $\phi 8$ @100 0.71
梁断面 (mm)		
柱	$b_o$ (cm)	25
	$D_o$ (cm)	25
	全鉄筋	8-D16
	$P_o$ (%)	2.54 (NO.1, NO.2) 3.23 (NO.3 柱中間筋含む)
	せん断補強筋 $P_w$ (%)	2- $\phi 8$ @50 1.02
	柱断面 (mm)	 NO.1, NO.2は中間筋(6-D10)なし
接合部	補強筋 $P_w$ (%)	2- $\phi 8$ @50 1.02
コンクリート圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )		238 ( $E_{1/4} = 2.13 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ )
鉄筋降伏強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	D16	3806 ( $E_s = 1.87 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ )
	D10	3775 ( $E_s = 1.83 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ )
	$\phi 8$	3307 ( $E_s = 1.97 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ )
スパン L (m)		2.0
階高 H (m)		1.4
軸力 $\sigma_g / F_c$		0.18
接合部域梁主筋付着指標* $\nu = d_b \sigma_g / (D \cdot \sqrt{\sigma_g})$		15.7

\*詳細は、「6.4.5」の5)参照



### 1.3) 加力方法

加力装置は、前述の「2.3.2」と同一の装置で行ったので、省略する。柱の軸力は27t（軸方向応力度 $\sigma_a = 43.2 \text{ kg/cm}^2 = 0.18 F_c$ ）で、実験中一定に保持した。

加力制御は、荷重と層間変位により以下の表の通り行った。

表2.10 加力制御

NO.1・NO.3		NO.2	
1 サイクル	最大耐力の7割まで	1 サイクル	最大耐力の7割まで
2 サイクル	最大耐力まで	2～5 サイクル	1 サイクルと同じ荷重
3 サイクル	2サイクルと同じ変位	6 サイクル	最大耐力まで
4 サイクル	層間変位曲線において降伏を確認	7 サイクル	6サイクルと同じ変位
5 サイクル	4サイクルと同じ変位	8～10 サイクル	7サイクルと同じ荷重
6 サイクル	層間変位曲線において降伏を確認	11 サイクル	層間変位曲線において降伏を確認
7 サイクル	6サイクルと同じ変位	12 サイクル	11サイクルと同じ変位
8 サイクル	層間部材角 $R=1/20$ 以上	13～15 サイクル	12サイクルと同じ荷重
		16 サイクル	層間変位曲線において降伏を確認
		17 サイクル	18サイクルと同じ変位
		18 サイクル	層間部材角 $R=1/20$ 以上

### 1.4) 測定方法

#### (1) 変形測定

試験体の接合部変形、梁変形、柱変形、層間変位の測定は、前述の「2.3.2」と同様であるので省略する。

#### (2) その他の測定

測定項目：・接合部近傍の梁主筋、柱主筋、柱中間筋及び接合部フープ筋の歪

- ・梁主筋の接合部域からの抜け出し
- ・梁及び柱接合部端のコンクリート歪

## 2) 実験結果

### 2.1) 破壊状況

図2.53に、各試験体の破壊状況、表2.11～表2.12に、ひび割れ等の発生荷重と理論値の比較及び主な実験結果を示す。

#### NO. 1

最大耐力時  $P=4.95t$  (2サイクル、層間部材角  $R=2.2/100$ ) には、2～3本の主たる対角線方向のひび割れが、ひび割れ幅を増大し、その部分が圧潰の様相を呈した。最終的には、接合部のひび割れは、接合部を飛び出して、鉛直方向へ転じさせながら柱主筋に沿って進展し、柱接合部端の柱のコーナー部分の被りコンクリートが剥落した。

梁主筋は、最大耐力以前  $P=4.25t$  に梁接合部端及び接合部内で降伏したが、梁接合部端コンクリートの圧潰現象は、繰り返し後もあまり顕著ではなかった。

従って、この試験体は、梁主筋降伏後に接合部破壊したものと考えられる。

#### NO. 2

最大耐力時  $P=5.15t$  (6サイクルのピーク時、層間部材角  $R=2.0/100$ ) 以前の最大耐力の7割程度の5回の荷重繰り返し時には、そのひび割れ幅は、1～2mm程度で増大することはなかった。

最大耐力を示す6サイクル時には、正・負荷重に2本の主たる対角線方向のひび割れが接合部に生じ、そのひび割れ幅はかなり大きいものとなる。以後、NO.1と同様の破壊性状を示す。

最大耐力後の最大耐力の8割の荷重での4回の繰り返しに対して、接合部ひび割れ幅は、増大する傾向を呈した。最大変形後には、接合部内のコアコンクリートが、NO.1と異なり、極端に粉状に細かく砕かれた状態であった。

梁主筋は、最大耐力以前 ( $P=4.25t$ ) に梁接合部端及び接合部内で降伏したが、梁接合部端コンクリートの圧潰現象は、繰り返し後も顕著ではなかった。NO.1と比較して、最大耐力以降の耐力劣化が大きい。

従って、この試験体は、梁主筋降伏後に接合部破壊したものと考えられる。

### NO. 3

最大耐力時  $P=5.20t$  (2サイクルのピーク時、層間部材角  $R=2.1/100$ ) に、接合部ひび割れ幅が増大し、若干の圧潰現象がみられた。NO.3の場合、NO.1とは異なり、主たる斜めひび割れの近傍に細かいひび割れが多数発生した。以後の破壊性状は、NO.1と同様である。最大耐力以降の耐力劣化はNO.1より小さい。

梁主筋は、最大耐力以前  $P=4.25t$  に梁接合部端及び接合部内で降伏し、梁接合部端コンクリートの圧潰現象は、NO.1、NO.2と同様、顕著ではなかった。

#### 諸発生荷重と従来の理論及び実験式による耐力との比較

表2.11に、梁、柱、接合部の耐力に関する実験値と解析値の比較を示す。

梁及び柱の曲げひび割れは、実験値と理論値は、NO.1、NO.2の梁曲げひび割れの場合を除き、一応の対応は見られる。尚、NO.1、NO.2、NO.3の柱の曲げひび割れは、柱接合部端でなく、接合部内に入った位置に生じたもので、柱部分が長くなった結果、NO.2、NO.3で、実験値が理論値より低い荷重となったのではないかと思われる。

接合部のせん断ひび割れに関しては、実験値とコンクリートの引張強度を  $\sigma_t = 1.8\sqrt{f_c}$  とした主応力説によって求めた値と、一致した。

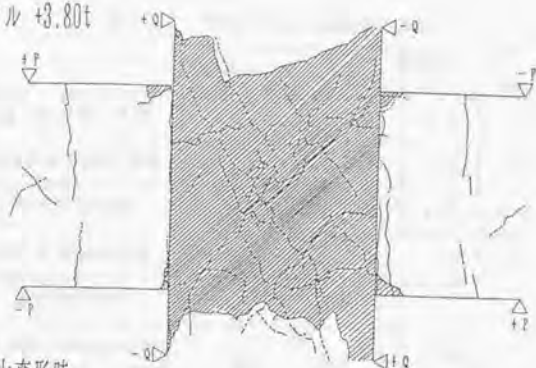
梁の曲げ降伏耐力は、実験値が理論値より若干小さくなっている。この理由は、①実験値として主筋の降伏位置を、接合部内に入った部分で生じている時点の荷重を採用していること、②実際には、降伏とした荷重と次の荷重ステップの間の荷重で降伏していることによる。

接合部の終局耐力は、実験式である注(5)の式に良く対応した。

以上、本実験では、ひび割れ発生荷重、降伏耐力等について、一応、従来より使用されている理論及び実験式により、予測可能であることが分かった。

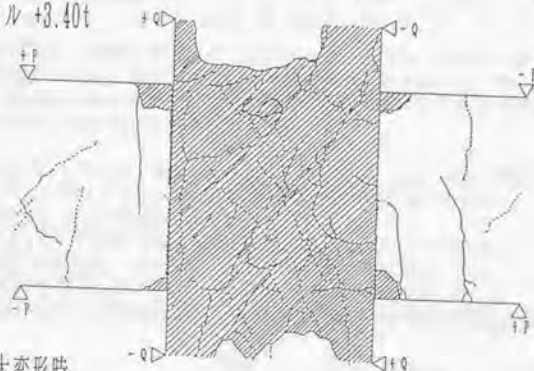
NO.1 最大変形時

8サイクル +3.80t



NO.2 最大変形時

18サイクル +3.40t



NO.3 最大変形時

8サイクル +4.30t

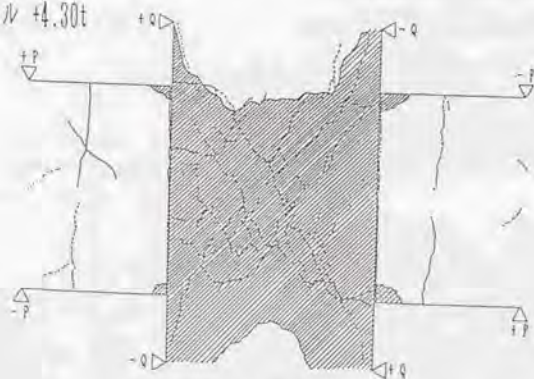


図2.53 破壊状況



表2.11 諸発生荷重と理論値の比較

		解析値 (t)	実験値 (t)		
			N0.1	N0.2	N0.3
梁	曲げひび割れ荷重	(1) 0.77	1.25	1.25	0.75
	せん断ひび割れ荷重	(2) 3.75	3.75	3.25	3.25
	曲げ降伏荷重	(3) 4.39	4.25	4.25	4.25
柱	曲げひび割れ荷重	(1) 2.49	2.50	2.25	2.25
	曲げ降伏荷重	(3) 9.62	—	—	—
接合部	せん断ひび割れ荷重	(4) 2.41	2.25	2.25	2.25
	最大せん断荷重	(5) 5.08	4.95	5.15	5.20

注) 表中の荷重は、梁端の荷重 (P) を示す。梁、柱では、諸現象が梁・柱面の境界面で生じると仮定した場合の解析を示し、接合部では、梁、柱からのせん断力がパネル部分 (梁と柱の応力中心間距離で囲まれた部分) で伝達されると仮定した場合の解析を示す。

- (1)  $M_c = (\sigma_t \sigma_c + N/A_g) Z_g$  ( $\sigma_t = 1.8\sqrt{F_c}$ )  $A_g, Z_g$ : 鉄筋考慮  
 (2)  $\tau_c = Q_c / (b \cdot j) = k_c (500 + F_c) 0.085 / (M / (Q \cdot d) + 1.7)$   
 (3)  $M_y = (g_1 \cdot q + 0.5 \eta_g (1 - \eta_g)) F_c \cdot b \cdot D^2$   
 (4)  $\tau_c = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_c \sigma_t \cdot \sigma_n}$ ,  $P = (vH)(uL) t_p \cdot \tau_c / (1 - u - v) L$   
 $\sigma_n$ : 柱軸応力度,  $t_p$ : 柱幅,  $v = j_b / H$ ,  $j_b = (7/8) d_b$   
 $u = j_c / L$ ,  $j_c = (7/8) d_c$ ,  $d_b, d_c$ : 梁、柱の有効成  
 (5)  $\tau_{pu} = (0.78 - 0.0018 F_c) F_c + 0.5 p_w \cdot \sigma_p$   $t_p = (\text{梁幅} + \text{柱幅}) / 2$



表2.12 主な実験結果

	NO.1	NO.2	NO.3
破壊形式	B J	B J	B J
梁理論曲げ降伏時 接合部せん断応力度 $t_{py}$ [kg/cm <sup>2</sup> ] ( $t_{py}/F_o$ )	93.9 (0.39)	93.9 (0.39)	93.9 (0.39)
実験時梁主筋降伏時 接合部せん断応力度 $o_{py}$ [kg/cm <sup>2</sup> ] ( $o_{py}/t_{py}$ ) ( $o_{py}/F_o$ )	90.95 (0.87) (0.38)	90.95 (0.87) (0.38)	90.95 (0.87) (0.38)
最大耐力時 接合部せん断応力度 $\tau_{max}$ [kg/cm <sup>2</sup> ] ( $\tau_{max}/t_{py}$ ) ( $\tau_{max}/F_o$ )	105.9 (1.13) (0.44)	110.2 (1.17) (0.46)	111.3 (1.19) (0.47)
最大耐力時 層間変位 $R_{max}$	0.022	0.020	0.021
接合部変形	0.0058	0.0077	0.009
最大耐力に対する 耐力劣化程度 ( $2 \cdot R_{max}$ 時)	0.90	0.87	0.94

注) 梁理論曲げ降伏耐力は、 $M_y = (g_1 \cdot q + 0.5 \eta_R (1 - \eta_R)) F_o \cdot b \cdot D^2$  による。

接合部せん断応力度  $\tau_p$  ( $t_{py}$ ,  $o_{py}$ ,  $\tau_{max}$ ) の算定式は次の通りである。

$$\tau_p = \frac{(1-u-v)L P}{(vH)(uL) t_p} \quad t_p = \frac{(\text{梁幅} + \text{柱幅})}{2}$$

算定式等の詳細は、「2.3.1の2.1」表2.3の注)を参照。

## 2.2) 変形曲線

図2.54～図2.55に、NO.1～NO.3の層間変位曲線と接合部変形曲線を示す。

層間変位曲線の包絡線は、最大荷重まで、各試験体ともほぼ一致し、繰り返し数や柱中間筋の影響はみられない。一方、最大荷重の大きさは、NO.1, NO.2に比べてNO.3は、やや大きくなったが、これは明確に柱中間筋による影響と思われる程のものではなく、又、繰り返し数を増すことにより最大耐力が減少することもなかった。各試験体とも、部材角 $R=1/50$ 付近で最大耐力に達し、降伏現象がみられ、繰り返し数の増加による最大耐力時の変形量の増大はなかった。

最大耐力以降は、いずれの試験体も接合部破壊に伴う接合部変形及び接合部域梁主筋の付着劣化によるスリップ型を示しているが、耐力劣化の度合については、NO.3→NO.1→NO.2の順で大きくなっている。これは、NO.3では柱中間筋により耐力低下を抑え、又、NO.2では繰り返し数が増えたことにより耐力低下の進行が速まったものと考えられる。

接合部変形曲線は、最大荷重時の荷重増分から類推するに、各試験体とも最大荷重時において、接合部のせん断降伏現象が現れている。最大荷重時の接合部せん断変形角はいずれも $\gamma \approx 9 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 前後で、柱中間筋を配したNO.3で変形角が小さくなったり、繰り返し数の多いNO.2で変形角が大きくなるといった現象はみられなかった。

一方、最大耐力以降については、NO.3に関して、一応全サイクルに渡り変形角が測定できたといえようが、NO.1, NO.2に関しては、信頼性が悪いので、断定はできないが、特に、NO.2について言えば、最大耐力以前の繰り返しでは変形角の増加はみられないが、最大耐力以降の多数回の繰り返しでは変形角が徐々に進行していることが予想できる。



図2.54 層間変位曲線

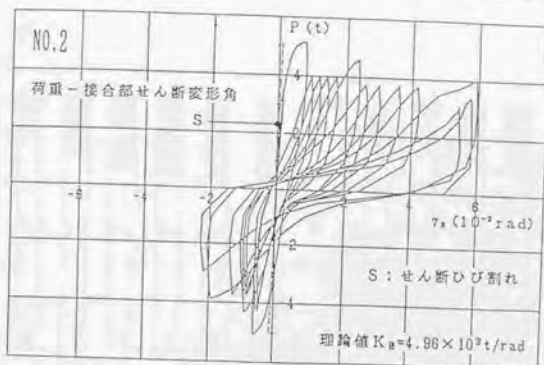
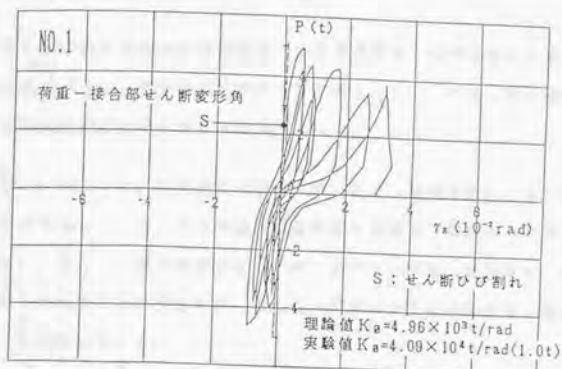


図2.55 接合部変形曲線



### 2.3) 各部位変形が層間変位に占める割合

図2.56に各試験体の最大荷重までの各荷重段階の層間変位に占める各部位変形の割合を示す。(最大荷重以降について示していないのは、接合部せん断変形の測定結果に問題があるからである。)

N0.1~N0.3では、最大荷重に近づくにつれて、層間変位に占める接合部変形の割合が増加している。この割合の試験体間の相違は、似かよった値で極端な違いはない。従って、最大荷重に近づくにつれて、いずれの試験体も、接合部破壊が進行していることが予想され、これらの試験体が梁曲げ降伏後に接合部破壊したことを裏付けている。

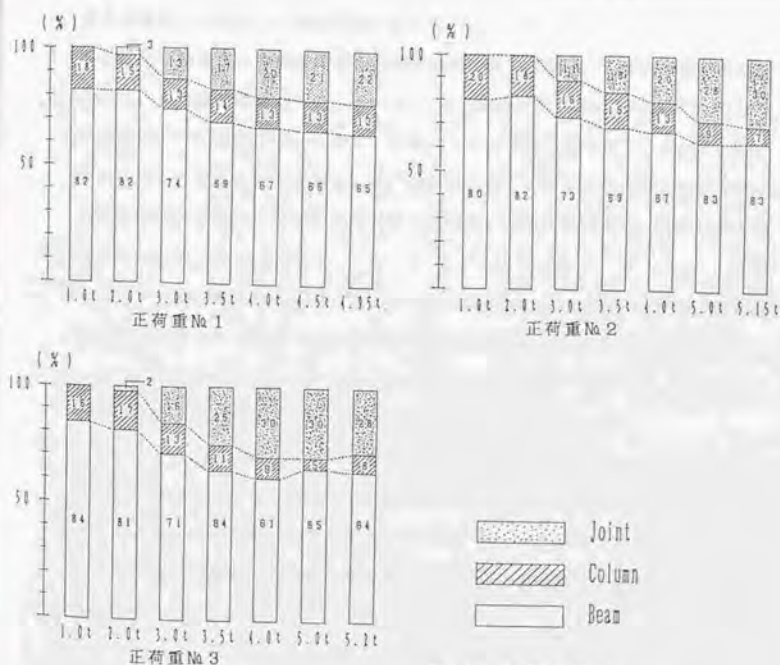


図2.56 各部位変形が層間変位に占める割合



#### 2.4) 梁主筋歪

図2.57～2.59に、梁主筋の荷重－歪曲線を示す。図中には、曲げ理論値<sup>2.4)</sup>を接合部分を除いて記入してある。又、最大荷重までの上端筋の歪分布図と、荷重－梁主筋接合部域平均付着応力度の関係及び、梁主筋接合部域平均付着応力度－梁接合部端引張鉄筋の歪の関係を各々図2.60～図2.62に示す。

梁主筋の降伏は、いずれの試験体も、接合部内の位置で降伏したこと（NO.1,  $P=4.25t$ , NO.2,  $P=4.25t$ , NO.3,  $P=4.25t$ ）が確認できた。降伏域は、接合部内から接合部外へと進行し、降伏域の範囲は、接合部内の梁接合部端より 5.5cm の位置から、接合部外の  $0.34D \sim 0.60D$ （ $D$ ：梁高）の位置に及ぶ。

梁部分の梁主筋の歪曲線と曲げ理論値との比較を行うと、引張側についてはどの試験体も一致する傾向にある。一方、圧縮側については、実験値の歪は圧縮歪から引張歪へと移行し、理論値に一致しない。

平均付着応力度－梁接合部端引張鉄筋の歪の図2.62では、いずれの試験体においても、包絡線荷重に対して、 $\tau_b = \alpha \cdot \epsilon_{st}$  [ $kg/cm^2$ ]（ $\alpha = 27.3 \times 10^3$ ）の既往の実験式<sup>2.5)</sup>に対応する。しかし、荷重サイクルが増すにつれて、 $\tau_b = \alpha \cdot \epsilon_{st}$ との関係から離れる傾向がある。尚、図2.62に示しているように最大荷重以降、梁接合部端引張鉄筋の歪が降伏歪を越えた場合、歪を応力変換し、同図横軸を歪ではなく応力とした。

荷重－平均付着応力度の図では、いずれの試験体においても、最大荷重時に曲げ理論値の約  $2/3$  程度の低い平均付着応力度を示した。荷重サイクルが増すにつれて、平均付着応力度の劣化を示すのであるが、NO.1, NO.3では、曲げ理論値の半分程度、NO.2では、 $1/4$  程度まで劣化する。

以上より、NO.1とNO.2を比較（繰り返しの影響）してみると、最大荷重時と最大荷重以降の繰り返しに対してNO.2の平均付着応力度が低くなっている。NO.1とNO.3の比較（柱中間筋の影響）をしてみると、最大荷重時までの相違は無いのであるが、最大荷重時以降の繰り返し時に、NO.3の上端筋がNO.1より大きな平均付着応力度を呈した。

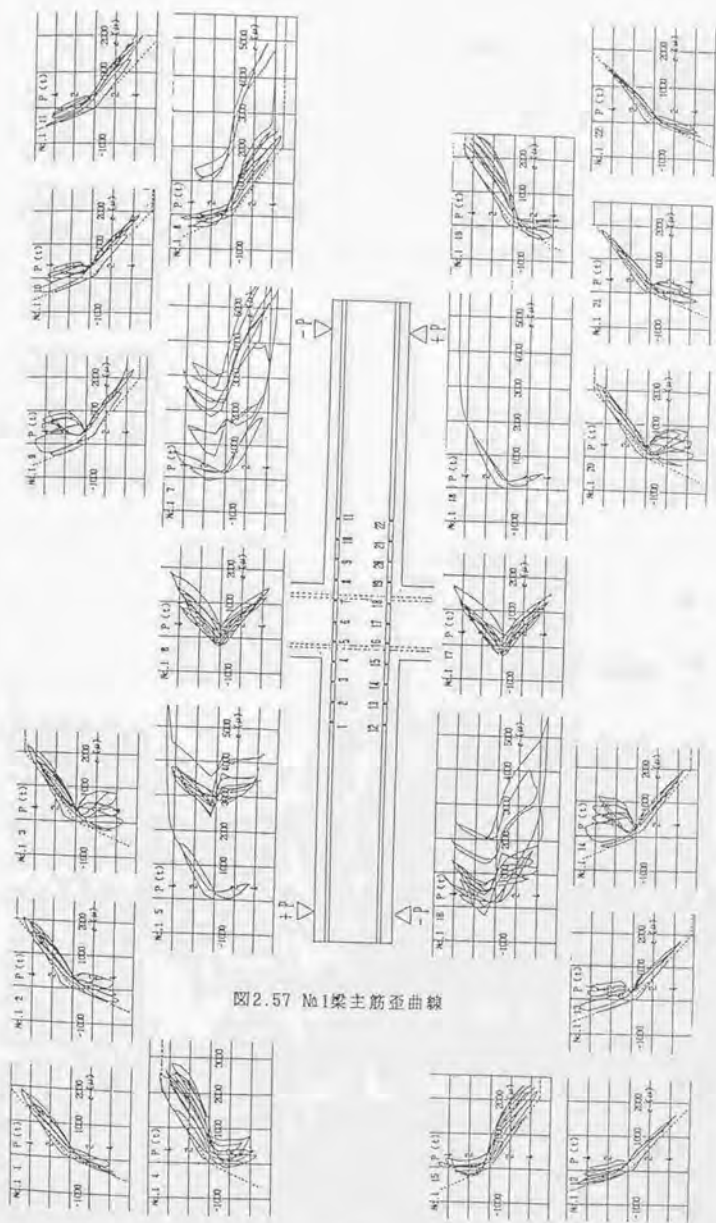


图2.57 No.1梁主筋应力曲线

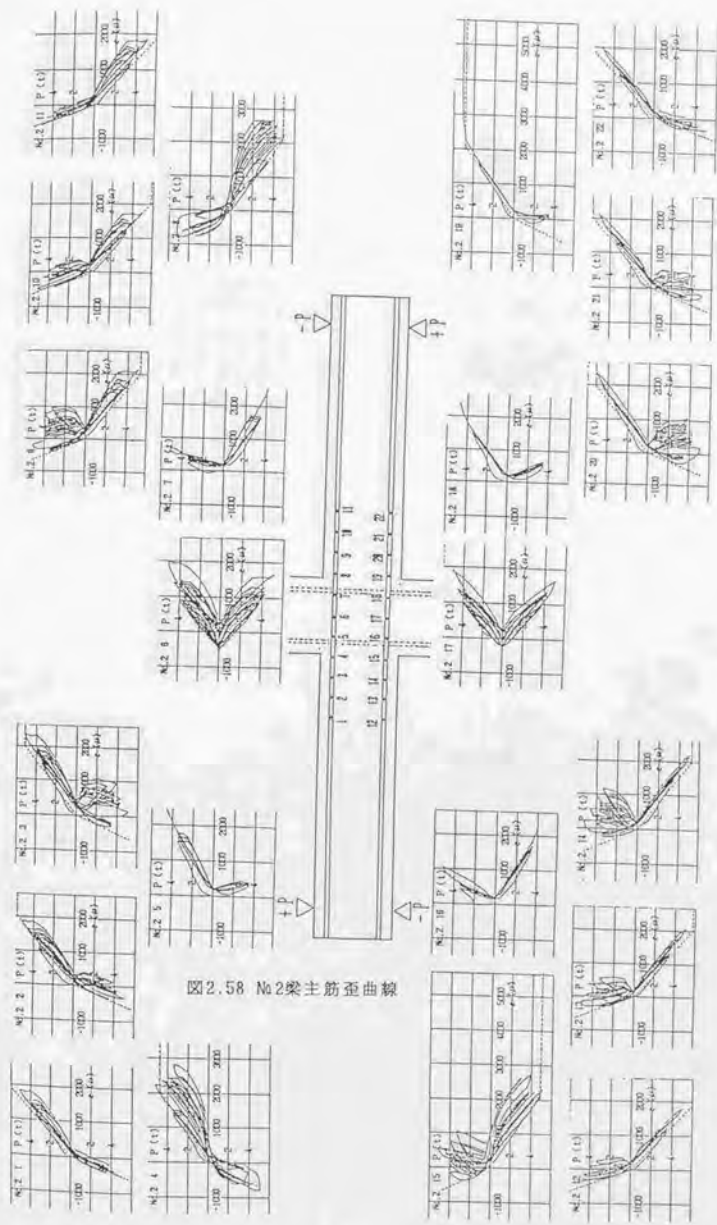


图 2.5.80 №2 横中綫剖面曲线

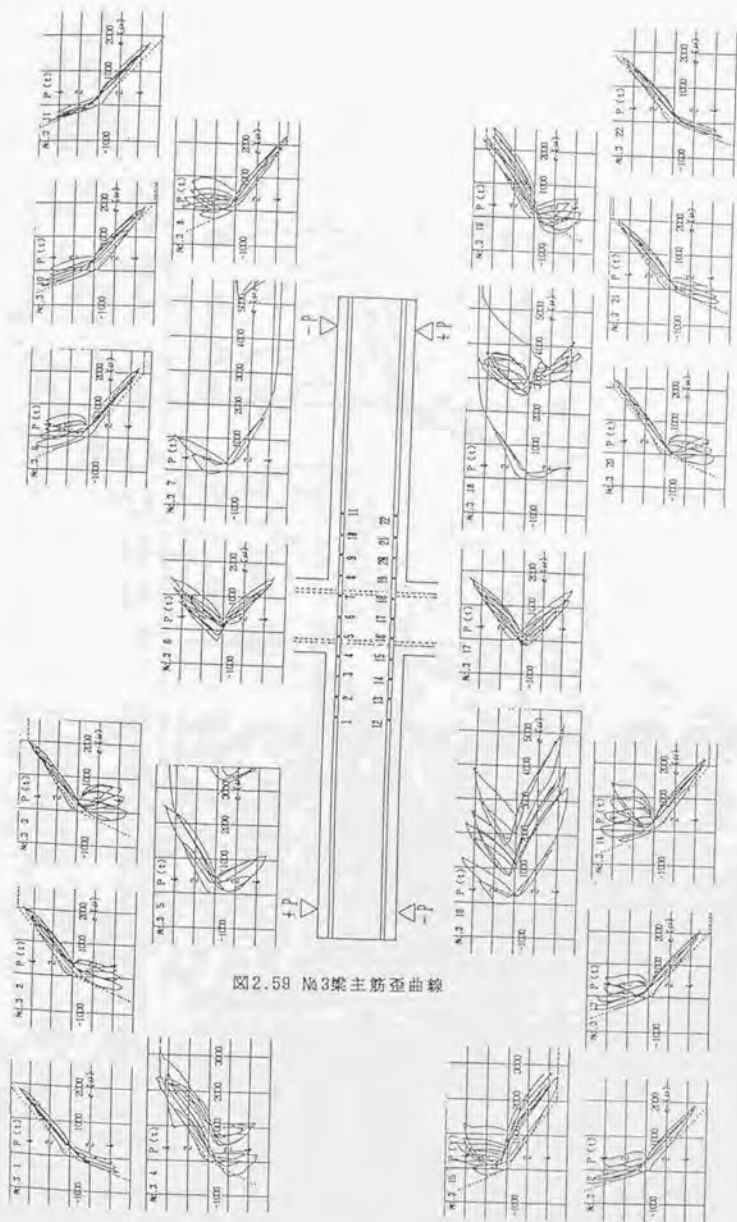


图 2.59 №3 数用曲线图



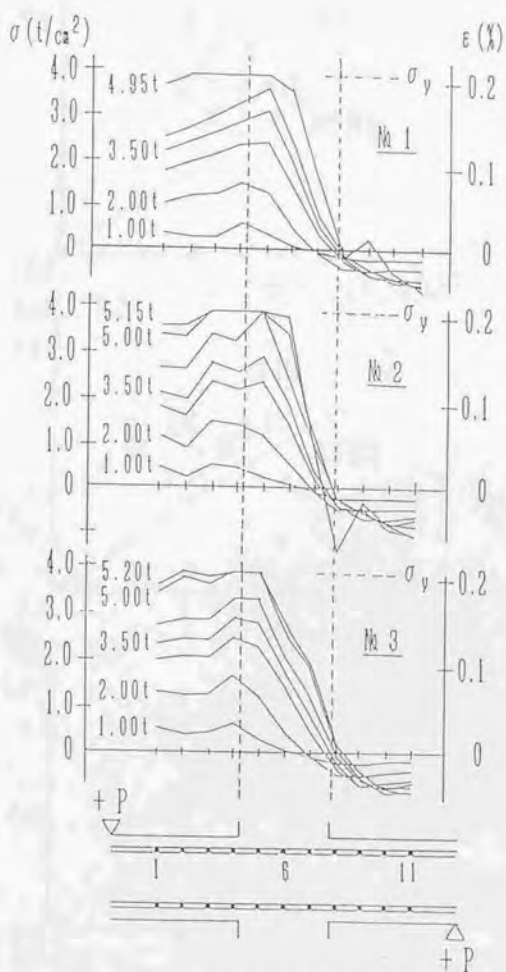


图2.60 梁主筋歪分布 (上端筋)



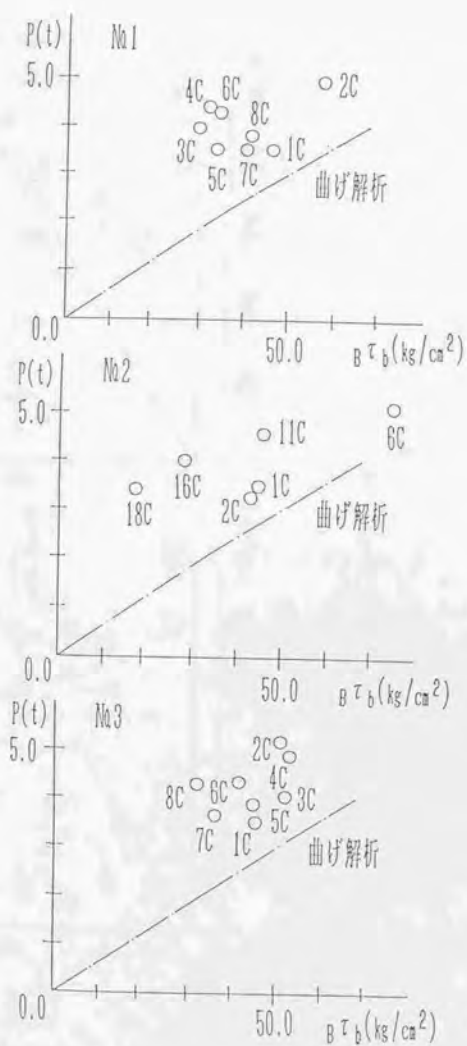


図2.61 荷重-梁主筋接合部域  
平均付着応力度

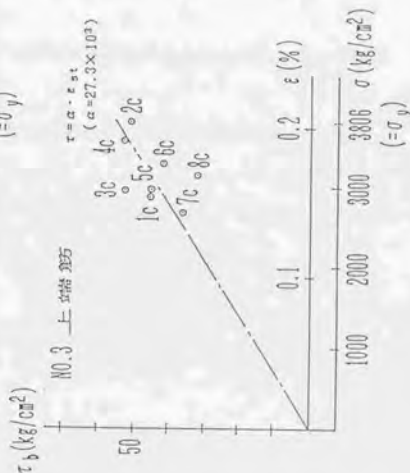
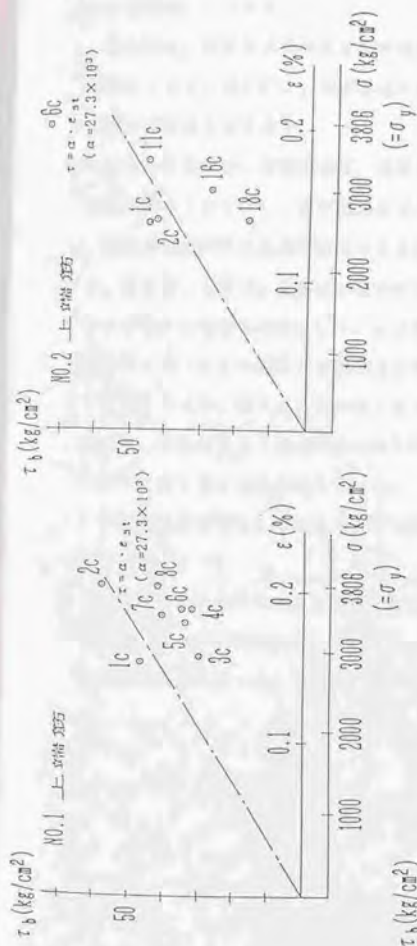


図2.62 梁主筋接合部端平均付着応力度  
— 梁接合部端引張鉄筋の延

## 2.5) 柱主筋歪

図2.63～図2.65に、接合部近傍の柱主筋の荷重－歪曲線を示す。図中の破線は、曲げ理論値<sup>2.4)</sup>である。

図2.66に、接合部近傍の柱主筋の包絡線荷重に対する荷重－歪（応力）分布を片側について、図2.67に、接合部域の柱主筋の平均付着応力度と柱接合部端引張鉄筋の歪関係を各々示す。

柱部分の圧縮側、引張側共に、荷重の増加、繰り返し数の増加に伴い、歪は引張側に大きくシフトし、曲げ理論値を上回る結果となる。

柱接合部端部分の圧縮側柱筋の歪曲線は、最大耐力以降は最大耐力以前と異なり、繰り返しと共に、圧縮側に歪が徐々に大きくなる。この理由は、接合部の斜めひび割れの延長の結果として、この部分の柱筋に沿ってひび割れが生じ、断面圧縮側となったこの鉄筋が圧縮応力を負担せざるを得なくなったからである。

最大耐力以降、繰り返し数が増すにつれて、接合部中央の歪の $P=0t$ のときの圧縮歪は、平均的にみて柱中間筋のあるN0.3が最も小さく、多数回繰り返し載荷したN0.2で最も大きい圧縮歪となった。

最大引張歪位置は、全試験体とも引張側柱接合部端より接合部内に入った位置であった。

包絡線荷重時の平均付着応力度－柱接合部端引張鉄筋歪の関係は、N0.1では、実験式  $\tau_b = 27.3 \times 10^3 (e_{st} + e_g) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ （「2.3.1」の2.4)参照）より求めた関係とほぼ一致していた。N0.2, N0.3では、実験式 $\tau_b$ の値より多少大きい。

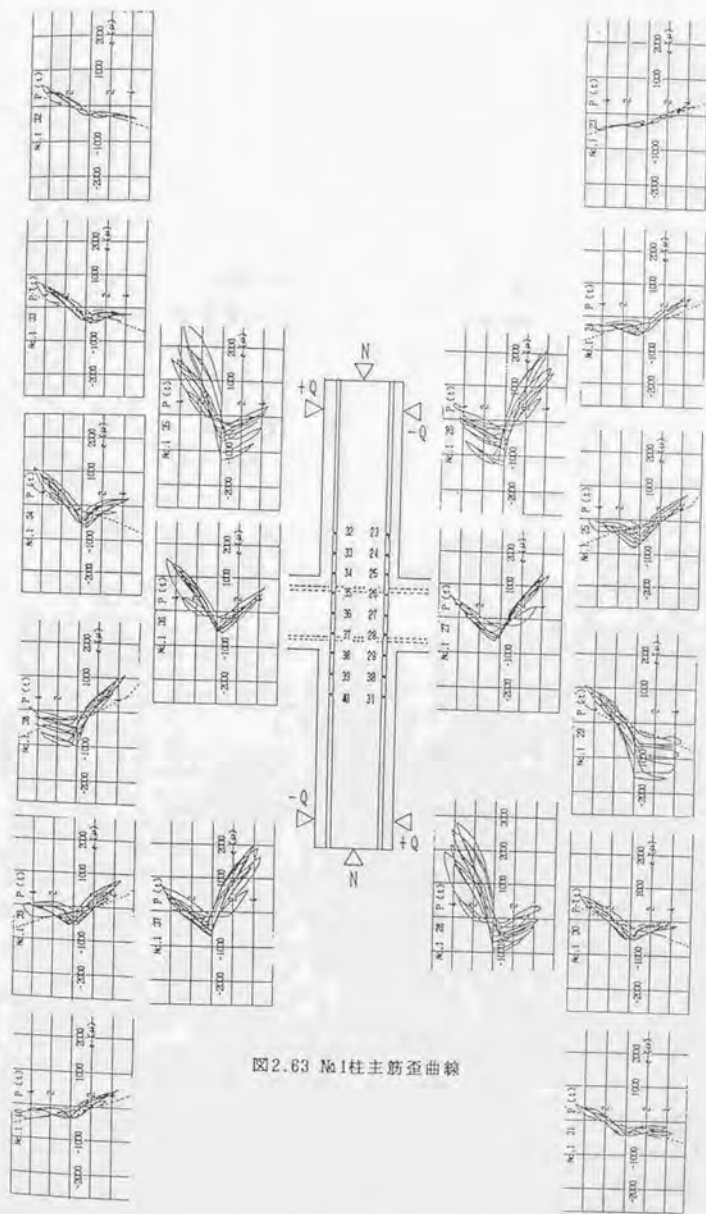


图2.63 No.1柱主筋蛋曲线

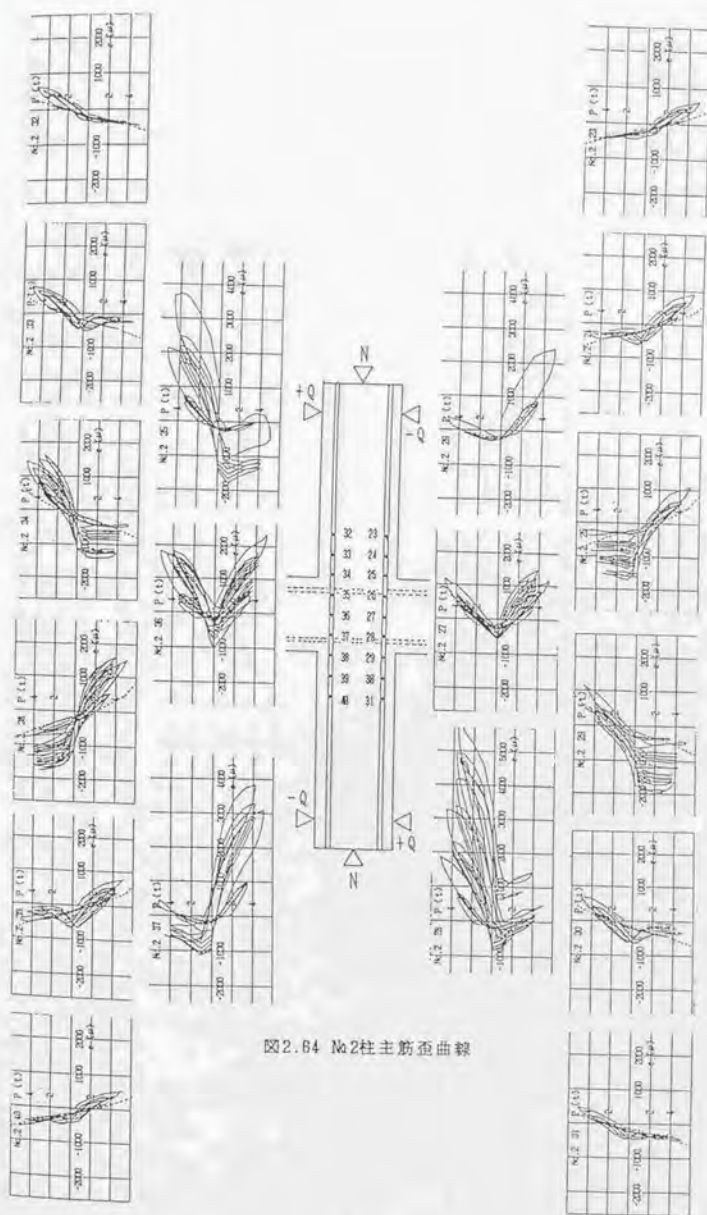


图2.64 №2柱主筋变曲线



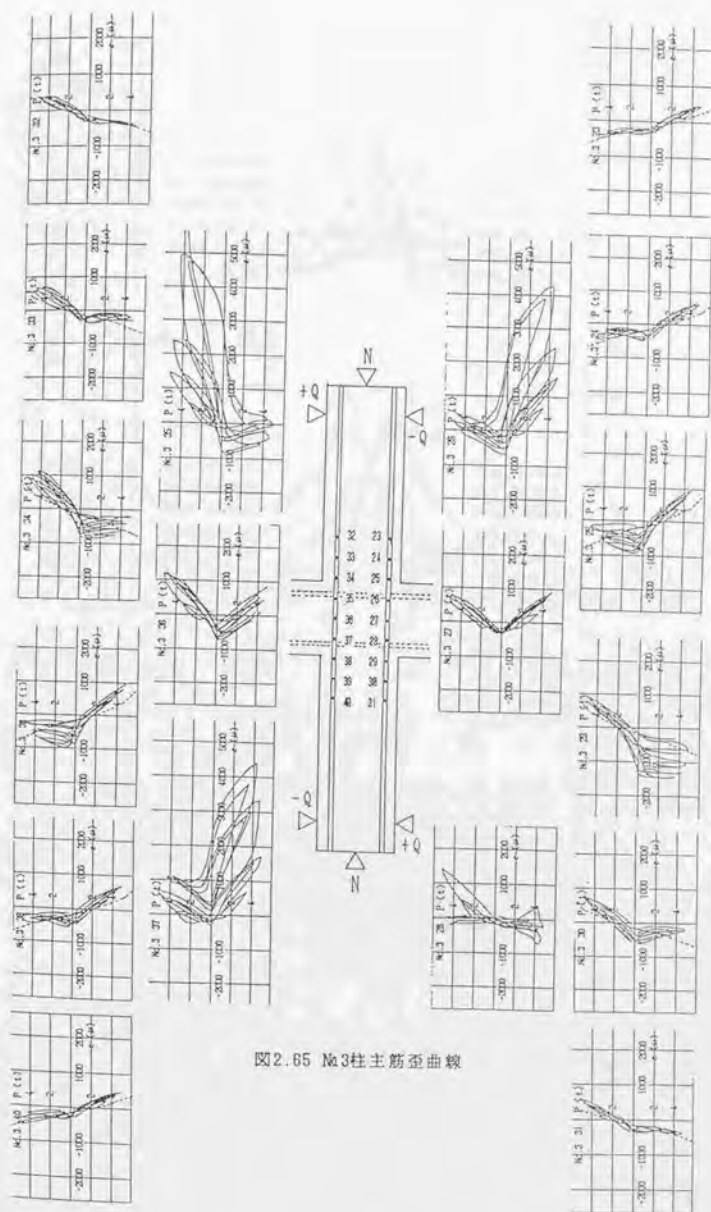


图 2.65 №3柱主筋亚曲线

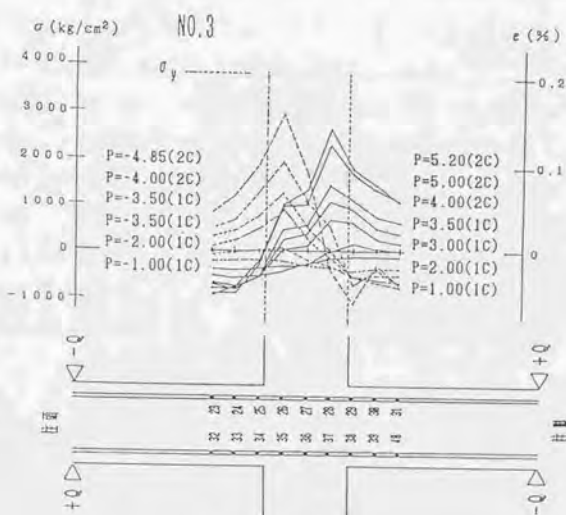
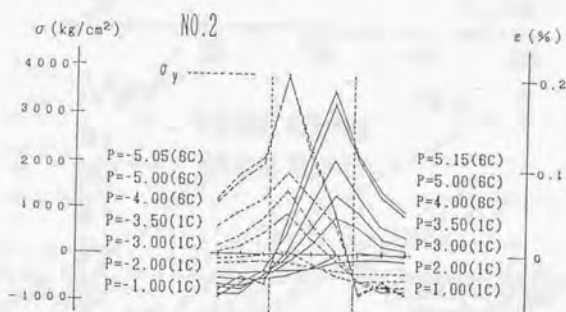
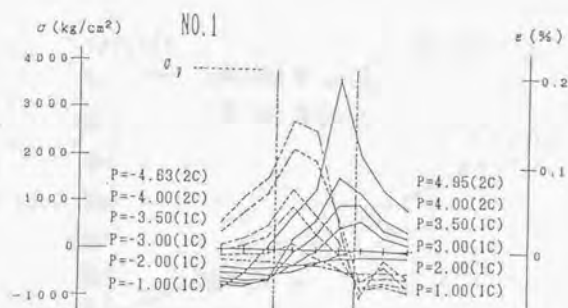


图2.66 柱主筋歪分布

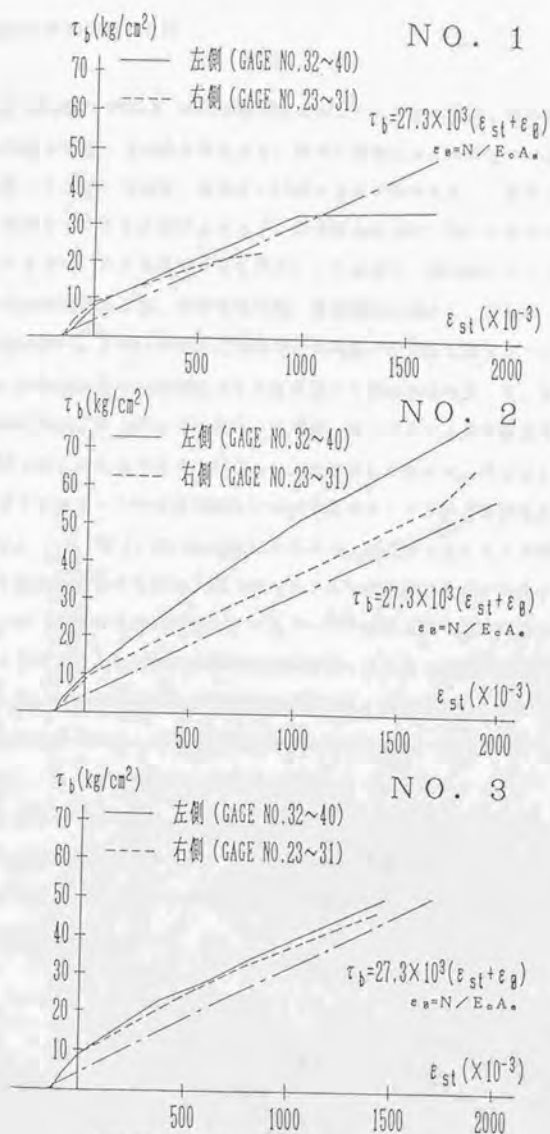


图2.67 柱主筋接合部域平均付着応力度  
—柱接合部端引張鉄筋の型

## 2.6) 接合部域柱中間筋の歪

図2.69にNO.3 (NO.1, NO.2は柱中間筋無し) の柱接合部端と接合部中央位置の柱中間筋の荷重-歪曲線の例を示す。図中の破線は曲げ理論値である。柱接合部端位置 (a, d) の歪は、荷重  $P=0$  t のときは引張歪を呈し、通常なら圧縮側となる荷重を受けても圧縮歪とならず、接合部の斜めひび割れの延長が測定位置を通過するため、大きな引張歪を生じる。これに対し、接合部中央位置 (e, b) の3本の中間筋の歪が、最大荷重以降、圧縮側歪に移行し、接合部コンクリートの破壊に伴い、 $P=0$  t のとき、柱軸力が中間筋と柱主筋で維持されるようになる。

図2.68は接合部中央断面における柱主筋と中間筋の歪を用いて、各サイクル  $P=0$  t のときの、軸力27tの柱主筋、中間筋、コンクリートの負担分を算定し、その変化を示したものである。NO.1とNO.2を比較してみると、繰返し数が多く、接合部コンクリートの破壊の激しいNO.2の方のコンクリート負担分が小さくなっている。一方、NO.1とNO.3を比較してみると、NO.3のコンクリート負担分と柱中間筋負担分を加えたものが、NO.1のコンクリート負担分にほぼ対応する。このことは、NO.3では接合部中央部のコンクリートの破壊に伴う軸力負担を、NO.1の場合のコンクリートに代わり柱中間筋が受け持っていると解釈できる。

図2.70に最大荷重までの柱中間筋応力度 (歪) 分布を示す。初期荷重段階では、通常の柱主筋の場合と同様、引張側は圧縮側より大きい引張歪を呈するが、以降は逆転し、歪分布は最大荷重に近づくにつれて平坦となる。

柱接合部端での中間筋の曲げによる値は、本来、理論的には小さいから、最大荷重時の中間筋の歪の多くは、主に、せん断の影響によるものと考えられる。(最大耐力以降、中間筋の中央で圧縮の歪を受けているので、拘束効果の影響が大きいとは考えにくい。)



図2.68 軸力負担割合



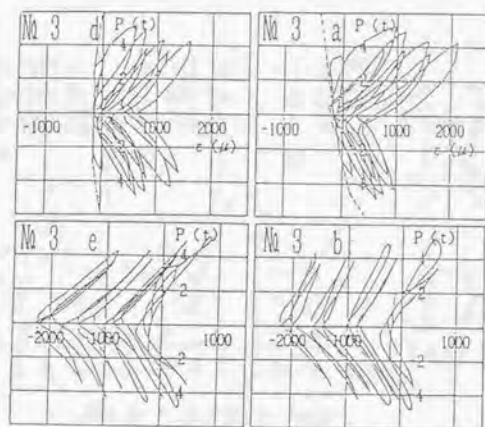


図2.69 接合部域柱中間筋歪

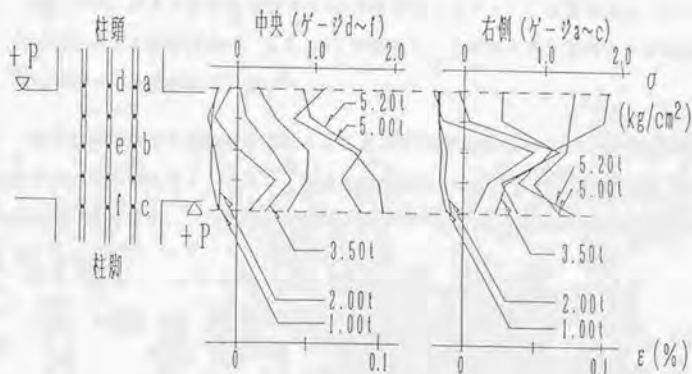


図2.70 柱中間筋応力度(歪)分布

## 2.7) 接合部せん断補強筋の歪

図2.71に、接合部中央のフープ筋の歪の変化を、第1サイクル、最大耐力時、最大耐力時以降について示す。

最大耐力時の各試験体の歪は、降伏歪の半分程度である。又、接合部幅面(D)の歪が、第1サイクル時では、他の位置A, B, Cより小さいが、2サイクル以降では、同じ様な値を示した。最大耐力以降、どの試験体も歪は余り増加しない。



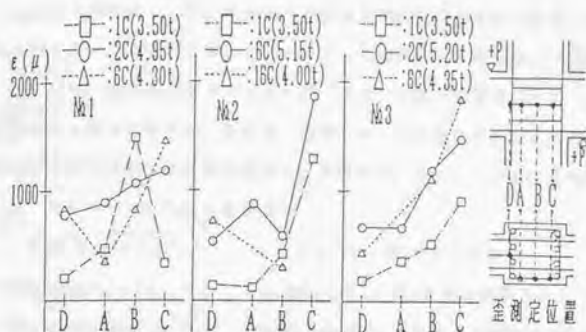


図2.71 接合部アーチ筋歪

## 2.8) 梁及び柱接合部端断面の中立軸位置

図2.72に、梁及び柱接合部端より5cmの位置のコンクリート歪測定値より算定した（測定方法及算定方法は、2.3.1の2.6)参照）、圧縮線から中立軸までの距離の変化の例（片側接合部端）を示す。

梁接合部端断面の圧縮域の大きさは、最大荷重時にNo.1～No.3は、9cm前後で、この値は曲げ解析値より大きい。柱接合部端断面の場合は、測定値が乱れるが、最大荷重時の値は、11cm程度と思われ、曲げ解析値より、梁の場合とは反対に小さい値となる。

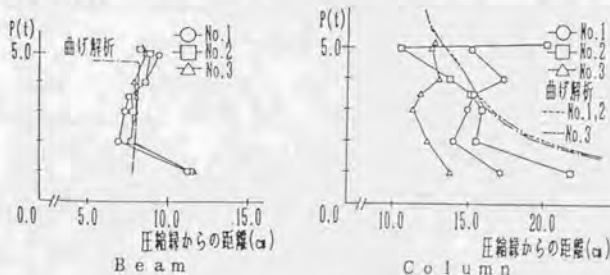


図2.72 中立軸位置

## 2.9) 接合部ストラット機構と接合部破壊性状

ここでは、終局耐力の評価を、「2.3.2の2.7)」の方法で行ってみた。接合部終局耐力時の機構は、せん断ひび割れ発生以降に形成される主たるコンクリート圧縮

ストラットに依存し、梁、柱からの圧縮合力等から構成される合力(C)が、主たるストラットの強度に達したことによって破壊すると考える。(図2.73参照)

尚、本来、接合部圧縮ストラットは、梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮域で囲まれた部分と考える。そこで、後述では、各試験体の最大荷重時について、梁及び柱接合部端の圧縮域を算定し、前述のストラット合力等に再検討を加える。

① ストラットに作用する合力C

$$C = \sqrt{V_{ch}^2 + V_{cv}^2}$$

$V_B, V_C$ : 梁、柱のせん断力

$$V_{ch} = B C_c + \Delta_B T_c - V_c$$

$B C_c, C C_c$ : 梁、柱接合部端コンクリート圧縮力

$$V_{cv} = C C_c + \Delta_c T_c - V_B$$

$\Delta_B T_c, \Delta_c T_c$ : ストラット域の梁、柱主筋の付着力

② ストラットの大きさ

梁及び柱の応力中心間距離( $J_b, J_c$ )で囲まれたパネルをブレース(ストラット)置換し、ブレース材の大きさをパネルの作用せん断力に対するせん断剛性に等しくなるように決定する。

$$\text{ストラット断面積 } A_B = \frac{(J_b^2 + J_c^2)^{3/2}}{2 \cdot J_b \cdot J_c} \cdot \frac{G}{E_c} \cdot t_p = D_p \cdot t_p$$

G: コンクリートせん断弾性係数 ( $G/E_c: 1/2.3$ )

$D_p$ : ストラットの成,  $t_p$ : (柱幅+梁幅)/2

本実験の場合:  $S_B = S_c = 7.99 \text{ cm}$  (梁、柱接合部端の圧縮ゾーンの大きさに対応)

$$D_p = 11.3 \text{ cm}, t_p = 21.5 \text{ cm}$$

$$A_B = 243 \text{ cm}^2$$

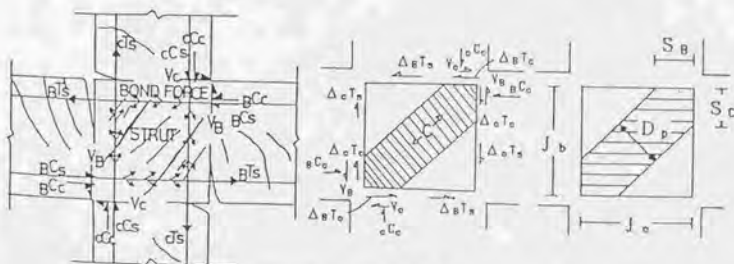


図2.73 接合部抵抗機構

(1) 梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力

図2.74～図2.75に、梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力を示す。接合部端断面のコンクリート圧縮合力を求める方法としては、①接合部端断面のコンクリート歪分布より求める方法（検長6cm歪ゲージより求めた）と、②接合部端位置の鉄筋応力を用い、断面の力の釣合より求める方法の2種類を用いた。詳細は、「2.3.1の2.6」を参照

梁接合部端断面のコンクリート圧縮合力

いずれの試験体も、初期荷重段階（3 t程度）において曲げ理論値<sup>2.4)</sup>とはほぼ一致するが、それ以降は梁主筋の付着劣化による圧縮側鉄筋の引張側への移行により理論値よりも大きくなる。最大荷重時には、理論値の2倍近くになる。

最大荷重時のコンクリート圧縮合力は、N0.1とN0.3で23 t～28 t、N0.2で28 t～32 tで、N0.2の合力が他より若干大きかった。これは、N0.2では、最大荷重前の繰返し数が多いため、接合部域の付着が悪く、接合部端位置の圧縮鉄筋の引張への移行が原因であると推測される。

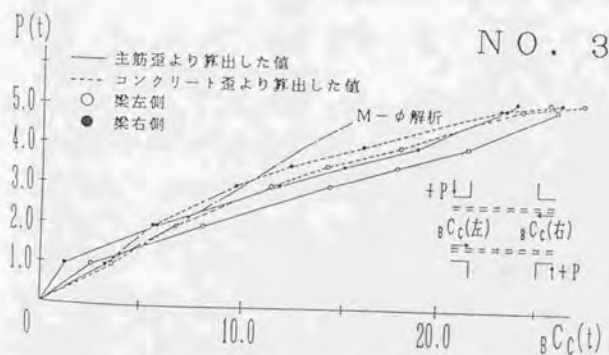
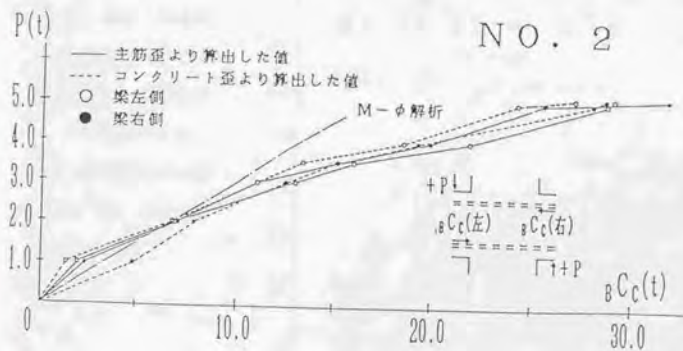
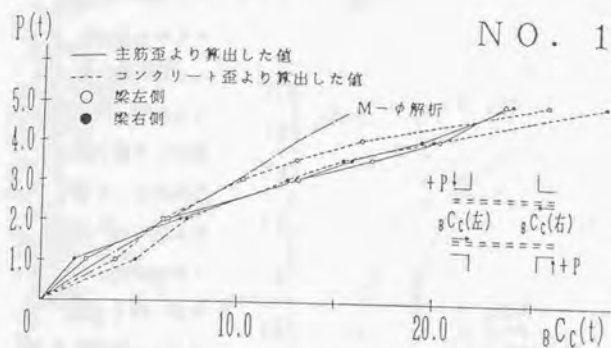


図2.74 梁接合部端断面のコンクリート圧縮合力



# 柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力

柱主筋より求め

た柱接合部端コン  
クリート圧縮合力  
も梁の場合と同様  
であり、初期荷重  
段階では、曲げ解  
析による理論値と  
一致するが、徐々  
に理論値よりも大  
きくなり、最大荷  
重時に、いずれの  
試験体も理論値の  
2倍程度となる。  
その圧縮合力の値  
は、45t 前後であ  
る。

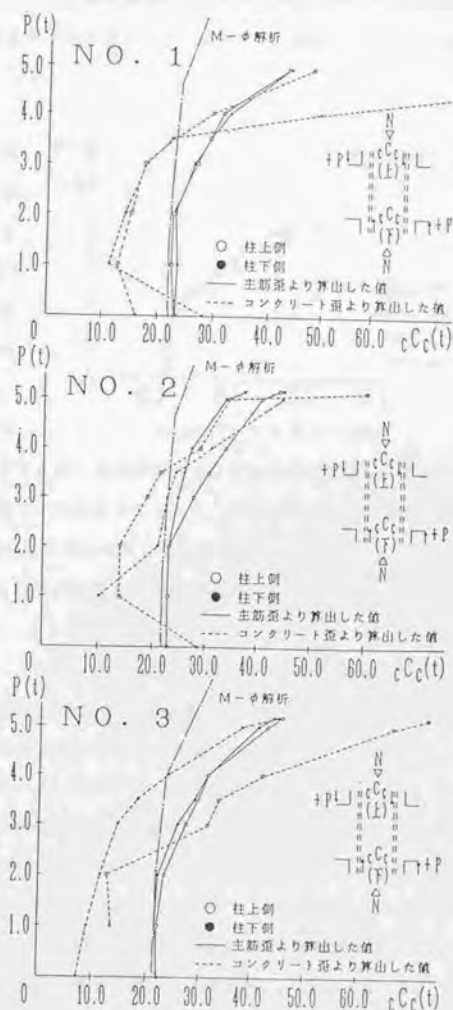


図2.75 柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力



## (2) ストラット合力

図2.76に、梁接合部端及び柱接合部端の主筋歪より求めたストラット合力を示し、図中に上述の方法より求めたストラットの大きさに基づくストラット耐力 ( $C = A_B \cdot F_c$ ) を記入した。

各試験体の最大荷重時の  
ストラット合力の値は、  
No.1で  $C=49.7t$ 、No.2  
で  $C=60.1t$ 、No.3で  $C=$   
52.8tであった。以上の  
ストラット合力と機構の  
ストラット耐力の比は、  
No.1: 0.86、No.2: 1.04、  
No.3: 0.92でよく一致する。

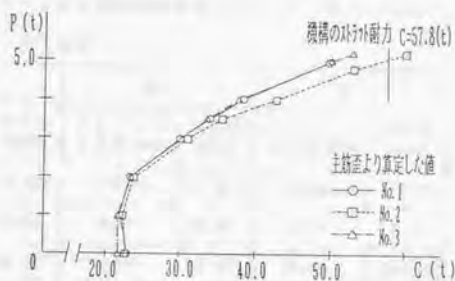


図2.78 ストラット合力

尚、接合部域の主筋からの付着伝達が、荷重が増加するにつれ、又、繰返しが増加するにつれて、主たるストラット域で行われるようになり、ここで取り扱った接合部域の平均付着応力より求めた  $\Delta_B T_c$ 、 $\Delta_C T_c$  より実際には大きい値となる。そこで、実験値のストラット合力は若干上昇することが予想される。

以前に述べたように、上述の検討に際し、ストラット寸法の採り方が、ストラット合力( $C$ )とストラットの応力度( $\sigma_B$ )に影響し、問題として残る。そこで、No. 1、No. 2、No. 3の最大荷重時の梁及び柱接合部端断面の圧縮域( $a_B, a_C$ )を検討し、ストラットの大きさ、ストラット合力等について考察を加えることとする。

次表は、梁及び柱接合部端断面の圧縮域( $a_B, a_C$ )、ストラット域の主筋の付着力( $\Delta_B T_c, \Delta_C T_c$ )、ストラット合力の水平、垂直成分( $V_{ch}, V_{cv}$ )の値を、図2.76のストラット合力の算定時に用いた値(パネルをブレース置換)及び、最大荷重時について求めた値について、各々示したものである。最大荷重時の梁及び柱接合部端断面の圧縮域( $a_B, a_C$ )は、同断面位置の主筋歪を用い、コンクリート圧縮応力度ブロックを矩形と仮定して算定したものである。

図2.72のコンクリート歪測定値より求めた梁及び柱接合部端断面の中立軸位置

は、梁断面では、No1～No3において、9cm前後、柱断面では、11cm～15cmである。

従って柱断面については、最大荷重時について求めた接合部端断面のコンクリート圧縮応力ブロックを矩形とした場合の方が大きい値である。このことを念頭に検討すると、最大荷重時接合部端断面の圧縮域を用いても、ストラット合力(C)の大きさの変化は少なく、又、ストラット応力度も、コンクリート有効圧縮強度の観点から考えると、ストラットの圧縮破壊を呈する程度の値と考えられる。

ストラット寸法とストラット合力成分

		No1		No2		No3	
		ストラット 合力算定時	最大荷 重時	ストラット 合力算定時	最大荷 重時	ストラット 合力算定時	最大荷 重時
V <sub>ch</sub> 〔水平 成分〕	a <sub>0</sub>	7.99cm	13.9cm	7.99cm	14.6cm	7.99cm	15.2cm
	$\Delta_B T_C$	6.9t	12.0t	9.0t	16.4t	6.2t	11.4t
	V <sub>ch</sub>	23.4t	28.5t	30.6t	38.0t	24.3t	29.5t
V <sub>cv</sub> 〔垂直 成分〕	a <sub>b</sub>	7.99cm	6.7cm	7.99cm	7.3cm	7.99cm	7.3cm
	$\Delta_C T_C$	5.4t	4.5t	13.7t	12.5t	8.0t	7.0t
	V <sub>cv</sub>	44.0t	43.1t	52.6t	51.4t	48.2t	47.2t
C		49.7t	51.7t	60.1t	63.9t	52.9t	56.0t
$\sigma_s$		0.88F <sub>c</sub>	0.65F <sub>c</sub>	1.04F <sub>c</sub>	0.77F <sub>c</sub>	0.92F <sub>c</sub>	0.65F <sub>c</sub>

## 2.10) 接合部変形状態

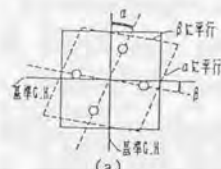
以下に、接合部変形状態に関連する測定より得られた結果を示す。

- (1) 接合部端の梁及び、柱中央位置に埋め込んだボルト(図2.77(a)○印、接合部変形( $\gamma = \alpha - \beta$ )の測定で使用)の基準G・Hに対する変位量より求めた接合部変形状態の例(No.1,接合部変形曲線 図2.55参照)を図2.78に示す。いずれの試験体でも、角度 $\alpha$ 及び $\beta$ が同一荷重レベルの正荷重時と負荷重時で大きさが異なり、接合部せん断変形曲線の非対称形状に対応することが確認できた。最大荷重以降は、接合部内のひび割れの非対称な発生等により、試験体の中心と基準G・Hの中心がずれる傾向がある。

- (2) 図2.78のN0.2の接合部変形状態の例は、接合部四隅のボルト（図2.77(b)●印）の基準G、Hに対する垂直方向、水平方向の移動量から求めた変形状態である。又、同図中には、柱芯と梁芯線位置に前述の $\alpha$ 、 $\beta$ を求めたボルト間を結んだ直線を合わせて示した。

3体とも、接合部対角線方向の圧縮方向歪は、最大荷重以前では圧縮歪を呈するが、最大荷重以降は引張歪となる。最大荷重以降、大ききの大小はあるが、接合部は水平方向に広がり、最終サイクルに近づくにつれて、垂直方向に縮む傾向にある。最大荷重以降、角度 $\alpha$ 、 $\beta$ の測定用ボルトの挙動は異なる。

- (3) 接合部四隅のボルトの水平方向の変位により求めた歪( $\epsilon_1$ ,  $\epsilon_2$ )と、フープ筋の歪( $\epsilon_3 \sim \epsilon_6$ : 図2.80)を比較してみると、最大荷重時以降は、両者は全く異なり、ボルト間の広がりより柱主筋間のフープ筋の広がりより大きいことを示していた。この理由は、最大荷重以降、図2.81に示すように接合部の体積膨張等による点線で示すようなボルトの広がりによるものと予想できる。



(a)

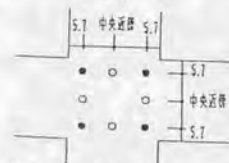


図2.77 (b)  
接合部変形測定方法

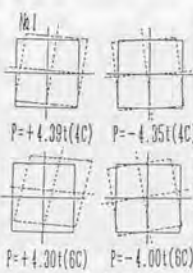


図2.78 接合部変形  
(中央ボルト)

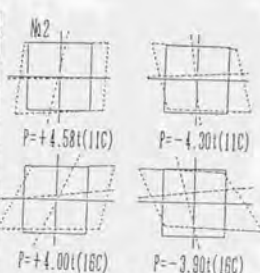


図2.79 接合部変形  
(四隅ボルト)

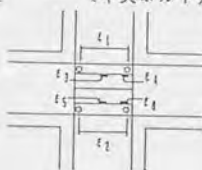


図2.80 歪測定位置

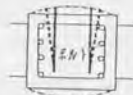


図2.81 ボルト挙動



### 3) 実験変数の「破壊性状と接合部終局耐力への影響」及び「その他の特徴」

以下に、梁主筋降伏後に接合部破壊したN0.1～N0.3試験体の実験結果より得られた知見を示す。

#### 3.1) 実験変数に関する特徴

##### (1) 繰返し数の影響 (N0.1とN0.2の比較)

###### 破壊性状の特徴

- ① 最大耐力までの接合部斜めひび割れ及び、ひび割れ幅には違いは生じないが、最大耐力以降の繰返し時に、繰返し数が多いと接合部ひび割れ幅の拡大を生じ、接合部コンクリートが極端に粉状に細くなる。
- ② 最大耐力とそのときの層間変位 ( $R=1/50$ ) は同じであるが、繰返しが多いと、最大耐力以降の耐力劣化が激しい。
- ③ 最大耐力以前の大きいせん断入力量の繰返しにも拘らず、最大耐力 (接合部破壊時) に影響が無いことから、梁曲げ降伏後に接合部破壊した試験体は、梁曲げ降伏後の単なる繰返しによる接合部コンクリートの劣化により、潜在的接合部耐力が低下したと考えるべきでない。
- ④ 梁主筋の降伏は、両試験体とも最大荷重以前に接合部内でみられ、荷重の増大、繰返し数の増加に伴い降伏域が接合部域へ徐々に進展する。

###### 梁及び柱主筋の接合部域の付着性状の特徴

- ① 最大荷重時近傍、最大荷重以降の繰返し時に、繰返しが多いと、接合部域梁主筋の平均付着応力度が小さく、劣化する。
- ② 接合部域平均付着応力度 ( $\tau_b$ ) - 接合部端引張歪 ( $\varepsilon_{st}$ ) の図で、包絡線荷重に対して、 $\tau_b = \alpha \cdot \varepsilon_{st}$  [ $\text{kg}/\text{cm}^2$ ] ( $\alpha=27.3 \times 10^3$ ) の既往の実験式に対応する。しかし、荷重サイクルが増すにつれて、 $\tau_b = \alpha \cdot \varepsilon_{st}$  の関係から離れる傾向がある。
- ③ 包絡線荷重時の接合部域柱主筋平均付着応力度 - 柱接合部端引張鉄筋歪の関係は、実験式  $\tau_b = 27.3 \times 10^3 (\varepsilon_{st} + \varepsilon_g)$  [ $\text{kg}/\text{cm}^2$ ] より求めた関係とほぼ一致した。

###### 接合部補強筋 (フープ筋) の歪の特徴

フープ筋の歪値への影響は殆ど無かった。最大荷重時の歪は降伏歪の半分で、

最大荷重以降の繰返しで増加することはない。

## (2) 柱中間筋の影響 (N0.1とN0.3の比較)

### 破壊性状の特徴

- ① 接合部のひび割れ発生状況において、柱中間筋を配筋すると、接合部の主たる斜めひび割れの近傍に細かいひび割れが多数発生した。
- ② 最大耐力までの層間変位曲線と最大耐力及びその時の層間変位の大きさには、相違はみられないが、最大耐力以降の層間変位曲線に、柱中間筋を配筋すると、耐力劣化が少なくなる様子がみられた。
- ③ 柱中間筋を配筋した場合、最大耐力時及びそれ以降で、フープ筋の歪が若干大きくなる。最大荷重時の歪は、降伏歪の半分程度である。
- ④ 柱中間筋の歪は、最大耐力以降の各サイクルの最大荷重で圧縮歪となり、徐々に歪が圧縮側に大きくなる。
- ⑤ 梁主筋の降伏は、最初に接合部内で生じ、後に接合部内外（接合部外 $0.34D \sim 0.60D$ ）に及ぶ。

### 梁及び柱主筋の接合部域の付着性状の特徴

- ① 最大荷重以降において、柱中間筋を配筋すると、若干、付着性状が良い。尚、応力度レベルの低い柱主筋の付着性状は、接合部破壊に伴って、梁の場合と同様悪くなる。
- ② 接合部域梁主筋平均付着応力度( $\tau_b$ )—接合部端引張歪( $\varepsilon_{st}$ )の図で、包絡線荷重に対して、 $\tau_b = \alpha \cdot \varepsilon_{st}$  ( $\alpha = 27.3 \times 10^3$ ) の既往の実験式に対応する。しかし、荷重サイクルが増すにつれて、 $\tau_b = \alpha \cdot \varepsilon_{st}$ との関係から離れる傾向がある。
- ③ 包絡線荷重時の接合部域柱主筋平均付着応力度—柱接合部端引張鉄筋歪の関係は、実験式  $\tau_b = 27.3 \times 10^3 (\varepsilon_{st} + \varepsilon_g)$  [ $\text{kg/cm}^2$ ] より求めた関係とはほぼ一致した。

### 柱中間筋の歪の特徴

接合部中央位置の3本の中間筋の歪が、最大荷重時には、 $1000(\mu)$ 程度で、最大荷重以降、接合部破壊に伴い、圧縮側歪に移行する。最大荷重以降の荷重  $P=0$  で、軸力のみ作用している時点は、軸力は、柱主筋と柱中間筋で負担していることが確認できた。



### 3.2) その他の特徴

#### 接合部最大耐力時の特徴

- ① 接合部終局耐力は、2.9)で示した機構により算定したものとよく一致する。  
この機構では、接合部圧縮ストラット域の付着性状により、見かけ上の接合部終局時の荷重（梁又は柱のせん断力）が変動する。従って、このことが、同一の試験体でも接合部終局耐力が一義的に決定しない要因であることと、既往の試験体の接合部終局耐力のばらつきの大きいことの一因となっているものと思われる。
- ② 最大耐力時の梁及び柱接合部端コンクリート圧縮合力は、曲げ理論値の2倍程度である。N0.2の梁接合部端コンクリート圧縮合力が、繰り返しによる接合部域付着劣化の影響で、他の梁接合部端コンクリート圧縮合力より若干大きかった。
- ③ 最大荷重時における梁接合部端断面の圧縮域の大きさは、曲げ解析より大きく、一方、柱接合部端断面の場合は、反対に曲げ解析より小さい値となる。

#### 接合部変形状態の特徴

- ① 最大荷重時までの接合部変形は、純せん断変形として定義した方法で測定できるように思われるが、最大荷重以降は、接合部内のひび割れの非対称な発生等により、定義のような変形をしていないことが確認された。

最大荷重以降、接合部は水平方向に広がり、最終サイクルに近づくにつれて、垂直方向に縮む傾向がある。

- ② 接合部変形の測定より得られた接合部水平方向歪の量とフープ筋歪の量は、相関性がない。

#### 梁及び柱主筋歪の特徴

- ① 梁部分の梁主筋の歪曲線と曲げ理論値との比較を行うと、梁断面引張側歪については、どの試験体も一致する傾向にある。
- ② 柱部分の柱断面の圧縮側、引張側歪共に、荷重の増加、繰り返し数の増加に伴い、歪は引張側に大きくシフトし、曲げ理論値を上回る値となる。
- ③ 包絡線荷重時の接合部域柱主筋平均付着応力度－柱接合部端引張鉄筋歪の関係は、実験式  $\tau_b = 27.3 \times 10^3 (\varepsilon_{st} + \varepsilon_g)$  [kg/cm<sup>2</sup>] より求めた関係とはほぼ一致した。

本試験体の場合、通常の考え方をすれば、柱の耐力と変形状態は、弾性状態に近いものと考えられるが、実際には、柱主筋の接合部域での付着劣化により、耐力と変形にかなりの影響を及ぼした。

## 2. 4 まとめ

梁曲げ降伏後に接合部破壊する型(BJ型)と接合部破壊型(J型)の試験体について、接合部域梁主筋の付着の有無(付着性状)、梁主筋量、接合部域の梁と柱主筋の付着の有無(付着性状)、繰返し、柱中間筋の有無を実験変数とし、接合部破壊性状、接合部終局耐力に関する影響及び特徴について検討した。以下には、これら検討より得られた結果を示す。

後述の章での接合部終局耐力を推定する場合の機構には、ここで示す検討結果の定性的性質が十分反映されたものでなければならない。

### (1) 各実験変数の接合部破壊性状等への影響

#### 接合部域の梁主筋の付着の有無(付着性状)

破壊性状の特徴：

- ① 接合部コンクリート歪測定値より求めた接合部せん断ひび割れ発生時の主応力方向と初期剛性が、従来の最大主応力説と一致するのは、接合部域の梁主筋に付着のない場合である。
- ② 終局耐力時の特徴
  - ・接合部域梁主筋に付着があると、梁主筋は接合部内で降伏し、接合部破壊するのに対し、付着がないと、梁主筋は降伏することなく、付着がある場合と比較して、低い荷重で接合部破壊し、梁接合部端が圧潰する。
  - ・接合部域の梁主筋の付着の有無によって、接合部終局耐力時は異なるが、その時のストラット合力の値は同じである。接合部ストラット圧縮合力の成分である梁接合部端コンクリート圧縮合力の値は、接合部域の梁主筋の付着がないと大きくなる。
  - ・接合部域の梁主筋に付着のない場合、接合部せん断変形曲線において、最大荷重時に急激に降伏現象を示した。

梁及び柱主筋の接合部域の付着性状の特徴：

柱主筋の接合部域付着性状は、接合部の破壊程度に関連する。即ち、接合部域梁主筋に付着がない場合の方が、接合部域柱主筋の付着性状が良好であった。

接合部補強筋の歪の特徴：

接合部補強筋の歪は、接合部域の場所によって異なるが、最大耐力時の接合部域梁主筋の付着の有無の試験体の接合部中央位置の歪は、降伏歪の約半分である。

#### 接合部域の梁と柱主筋の付着の有無（付着性状）

破壊性状の特徴：

- ① 接合部域梁と柱主筋に付着のある試験体では、接合部破壊するのであるが、接合部域梁と柱主筋にパラフィンを塗布し、付着をなくした試験体では、引張側、圧縮側の梁接合部端の梁主筋が引張降伏し、梁接合部端が圧潰し、最大耐力となった。又、その試験体の接合部変形は微小であった。
- ② 最大耐力時には、接合部域主筋の付着の無い試験体は、付着のある試験体と比べ、最大荷重が低いにも拘らず、梁接合部端コンクリート圧縮合力がより大きくなる。一方、柱接合部端コンクリート圧縮合力は逆に、付着のある試験体の半分程度で、小さくなる。このことは、接合部ストラット合力としては、付着のある試験体の方が大きくなっていることを意味する。
- ③ 接合部域の主筋の付着をなくした試験体では、接合部域梁主筋の付着がないために梁主筋の拔出しが大きく、そのため梁接合部端の回転角が大きくなり、圧潰した。付着のない試験体より梁主筋量が多く、接合部域主筋に加工を施していない試験体では、付着をなくした試験体より梁主筋の拔出しが少なく、圧縮域が大きく、最大耐力時に同じ梁接合部端コンクリート圧縮合力であるにも拘らず、圧潰現象が生じなかった。
- ④ 接合部域主筋の付着のない試験体において、接合部のせん断変形角よりストラット方向の歪を求めて、コンクリートの応力-歪曲線より算定したストラット合力と、梁及び柱接合部端の圧縮合力等より求めたストラット合力と一致することが認められた。

#### 梁主筋量（接合部せん断入力量）

破壊性状の特徴：

- ① 接合部破壊し梁主筋量の異なる試験体間において、最大耐力（接合部破壊）時の荷重は異なるにも拘らず、ストラット合力はほぼ等しい。梁主筋量の少ない場



合は多い場合と比較して、最大耐力時に付着性状が悪くなり、同一荷重レベルに対して、ストラット合力が、梁主筋量が少ない方がより大きくなっていた。

- ② 接合部破壊し、梁主筋量の多い試験体では、接合部内で梁主筋が降伏し梁接合部端の圧潰現象は、繰り返し後も殆どなかった。一方、接合部破壊し梁主筋量の少ない試験体では、接合部内外で梁主筋が降伏し、梁接合部端の圧潰現象は、梁主筋量の多い試験体より顕著であった。
- ③ 接合部破壊する試験体の柱接合部端コンクリート圧縮合力は、徐々に理論値より大きくなり、最大荷重時では、曲げ理論値の2倍にもなる。

#### 繰り返し

破壊性状の特徴：

- ① 接合部終局耐力までの接合部斜めひび割れ及び、ひび割れ幅には繰り返し数による違いは生じないが、接合部終局耐力以降の繰り返し時に、繰り返し数が多いと接合部ひび割れ幅の拡大を生じ、接合部コンクリートが極端に粉状に細くなる。
- ② 接合部終局耐力時の層間変位( $R=1/50$ )は同じであるが、繰り返しが多いと、耐力時以降の劣化が激しい。
- ③ 最大耐力以前の大きいせん断入力量の繰り返しにも拘らず、最大耐力（接合部終局耐力）に影響が無いことから、梁曲げ降伏後に接合部破壊した試験体は、梁曲げ降伏後の繰り返しによる単なる接合部コンクリートの劣化により、接合部耐力が低下したと考えるべきでない。

梁及び柱主筋の接合部域の付着性状の特徴：

最大荷重時（梁曲げ降伏後に接合部破壊する試験体の接合部終局強度時）近傍、最大荷重以降の繰り返し時に、繰り返しが多いと、接合部域梁主筋の平均付着応力度が小さく、劣化する。

接合部補強筋（フープ筋）の歪の特徴：

繰り返し数の接合部フープ筋の歪値への影響は殆ど無かった。最大荷重時（接合部終局強度時）の歪は降伏歪の半分で、最大荷重以降の繰り返しで増加することはない。



### 柱中間筋の有無

破壊性状の特徴：

- ① 接合部のひび割れ発生状況において、柱中間筋を配筋すると、接合部の主たる斜めひび割れの近傍に細かいひび割れが多数発生した。
- ② 最大耐力（接合部終局耐力）までの層間変位曲線と最大耐力及びその時の層間変位の大きさには、柱中間筋の有無による相違はみられないが、最大耐力以降の層間変位曲線に、柱中間筋を配筋すると、耐力劣化が少なくなる様子がみられた。尚、柱中間筋は、最大荷重に至る荷重段階での接合部せん断変形を抑制する効果があることが、文献2.11で述べられているが、その効果はわずかである。
- ③ 柱中間筋を配筋した場合、そうでない場合と比較し、最大耐力時（接合部終局強度時）及びそれ以降で、接合部フープ筋の歪が若干大きくなる。最大荷重時の歪は、降伏歪の半分程度である。

梁及び柱主筋の接合部域の付着性状の特徴：

最大荷重（接合部終局耐力）以降において、柱中間筋を配すると、付着性状が良い。尚、柱主筋は、応力度レベルは低いが付着性状は、接合部破壊に伴って、梁の場合と同様悪くなる。

柱中間筋の歪の特徴：

接合部中央位置の3本の中間筋の歪が、最大荷重時（接合部終局耐力）に1000( $\mu$ )程度で、最大荷重以降接合部破壊に伴い圧縮側歪に移行する。最大荷重以降の荷重 $P=0$ で軸力のみ作用している時点で、軸力は、柱主筋と柱中間筋で負担していることが確認できた。

### (2)その他の特徴

接合部最大荷重時の特徴：

- ① 接合部終局耐力は、「2.3.2の2.7」で示したストラット機構により算定したものとよく一致する。この機構では、接合部圧縮ストラット域の付着性状により、見かけ上の接合部終局時の荷重（梁または柱のせん断力）が変動する。従って、このことが、同一の試験体でも接合部終局耐力が一義的に決定しない要因であることと、既往の試験体の接合部終局耐力のばらつきの大きいことの要因となっているものと思われる。

- ② 最大荷重時における梁接合部端断面の圧縮域の大きさは、曲げ解析より大きく、一方、柱接合部端断面の場合は、反対に曲げ解析より小さい値となる。

梁及び柱主筋歪の特徴：

- ① 梁部分の梁主筋の歪曲線と曲げ理論値との比較を行うと、梁断面引張側歪についてはどの試験体も一致する傾向にある。
- ② 柱部分の柱断面の圧縮側、引張側歪共に、荷重の増加、繰返し数の増加に伴い、歪は引張側に大きくシフトし、曲げ理論値を上回る値となる。本実験の各試験体の場合、通常の考え方をすれば、柱の耐力と変形性状は、弾性状態に近いものと考えられるが、実際には、柱主筋の接合部域での付着劣化により、耐力と変形性状にかなりの影響を及ぼした。
- ③ 接合部域の梁及び柱主筋の平均付着応力度 ( $\tau_b$ ) は  $\tau_b = 27.3 \times 10^3 \varepsilon_{st}, \tau_b = 27.3 \times 10^3 (\varepsilon_{st} + \varepsilon_g) [\text{kg/cm}^2]$ ,  $\varepsilon_g = N/E_c A_c$  に、最大荷重以前までは対応する。

接合部変形：

最大荷重時（接合部終局強度時）までの接合部変形は、純せん断変形として定義した方法で測定できるように思われるが、最大荷重以降は、接合部内のひび割れの非対称な発生等により、定義のような変形をしていないことが確認された。

最大荷重以降、接合部は水平方向に広がり、最終サイクルに近づくにつれて、垂直方向に縮む傾向がある。

## 2章 引用文献

- 2.1) R. Park, T. Paulay : REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, A WILEY-INTERSCIENCE PUBLICATION, 1975, PP.738~746
- 2.2) 浜田大蔵、上村智彦、林正司：鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部に関する実験的研究（その1、実験方法と主な実験結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1978.9, PP.1673~1674
- 2.3) 浜田大蔵、上村智彦、吉田文之：鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部に関する実験的研究（その2、接合部の破壊性状について、その3、梁の変形性状について）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1978.9, PP.1303~1306
- 2.4) 藤井俊二、青山博之、梅村魁：材料特性より求めた鉄筋コンクリート断面のモーメント-曲率関係、日本建築学会大会学術講演梗概集、1973, PP.1261~1262
- 2.5) 森田司郎、角徹三：鉄筋コンクリート柱・はり接合部における梁軸筋の接合部からの拔出しについて、日本建築学会大会学術講演梗概集、1972, PP.1099~1100
- 2.6) 上村智彦、長塚典和：鉄筋コンクリート内部梁・柱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, 1988.6, PP.519~524
- 2.7) 上村智彦、長塚典和：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊性状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、1988.10, PP.419~422
- 2.8) 森田司郎、藤井榮、野村祥一：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, 1987.7, PP.175~180
- 2.9) 石川裕次、上村智彦：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, 1990.6, PP.668~674
- 2.10) 上村智彦、石川裕次：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（その1、その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10, PP.375~378
- 2.11) 石橋一彦、上村智彦：太径鉄筋D51を用いた梁・柱接合部の実験的研究（その5、その6）、日本建築学会関東支部研究報告集、1976, PP.217~224