

# 鉄筋コンクリート骨組内の接合部破壊と 主筋付着性状との関係

(その2) 実験結果の検討

正会員 ○ 田島祐之\*1

同 北山和宏\*2

同 岸田慎司\*3

(その1) に続いて、柱・梁接合部の挙動に注目して検討を行った。

## 1. 梁主筋応力度の推移

図-1に梁危険断面に近い接合部内での梁主筋応力度-層せん断力関係を試験体PB-1で代表して示す。いずれの試験体でも最大層せん断力到達 (⑥サイクル) 以後も繰り返し荷重の進展にともない引張り鉄筋の応力は増加した。ただし主筋は弾性域に留まったにもかかわらず、層せん断力0時には残留応力を生じ、次のピーク時の応力から残留応力を除けば、上昇した応力差分は減少の傾向にあった。ひずみゲージの出力を直接用いて接合部せん断力を求める際には、接合部損傷による残留応力を考慮する必要がある。

## 2. 柱・梁主筋の付着性状

図-2、3に各試験体の接合部内柱・梁主筋の付着応力度-層間変形角関係を示す。梁主筋付着応力度は東西の梁危険断面に近い接合部内での梁鉄筋力の差より計算した。試験体PB-1では層間変形角2%以降に梁主筋付着応力度は減少した。しかし梁主筋の引張り力は最後まで増大したため、梁主筋付着応力度の減少は梁主筋の付着劣化が原因である。試験体PBU-4の梁主筋

付着応力度は層間変形角3%まで増大し、4%以後に減少した。すなわち付着劣化が原因で層せん断力が低下したのではない。

試験体PB-1, PNB-2, PBU-4の柱主筋付着応力度は同様の履歴を示し、層間変形角2%以降に減少した。柱主筋の引張り力は最後まで増大したため、柱主筋付着応力度の減少は付着劣化が原因である。

## 3. 接合部パネル変形性状

図-4に接合部パネルの平均的な横方向ひずみを、図-5に平均的な縦方向ひずみ

をそれぞれ示す。各ひずみはパネル内の4点のボルト間(図-6)の移動量(各2箇所)の平均)を検長で除したものである。定着鋼板を設置した試験体3体では、最大層せん断力に達した層間変形角2%で横方向ひずみが急増しその後も増加した。一方、梁主筋量を2倍にした試験体PBU-4の横方向ひずみは小さかった。パネルの縦方向ひずみは試験体PBU-4を除いて層間変形角2%以降に伸びから縮みへと転化した。

図-7に引張り主ひずみと圧縮主ひずみの関係を示す。主ひずみはせん断変形角と上記の縦・横平均ひずみとを用いて求めた。各試験体とも層間変形角2%のときに引張り主ひずみが急増した。ただし試験体PBU-4では接合部内梁主筋を2倍配したため横方向の膨張が抑止され、引張り主ひずみは他の試験体の半分以下であった。圧縮主ひずみは試験体PNB-3とPBU-4では層間変形角1/50時に、残りの試験体では3%時にコンクリート圧縮強度時のひずみ $\epsilon_0$  (0.16%)を超え、その後も増大した。これより接合部コア・コンクリートの圧壊が生じたと考える。

接合部パネル・コンクリートのひずみ状況をさらに検討

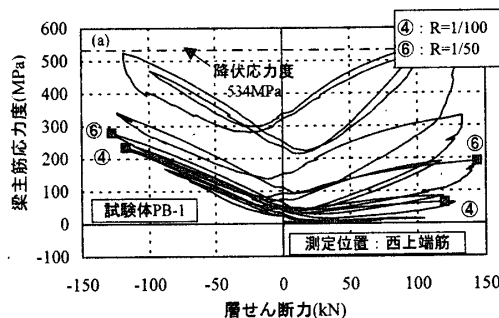


図-1 梁主筋応力度-層せん断力関係

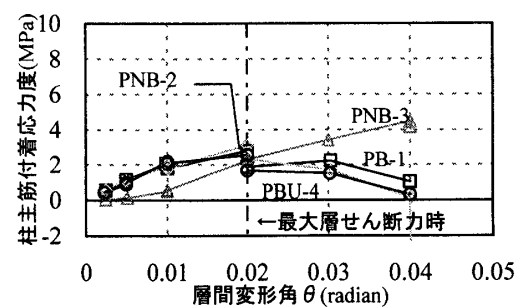


図-3 柱主筋付着応力度-層間変形角関係

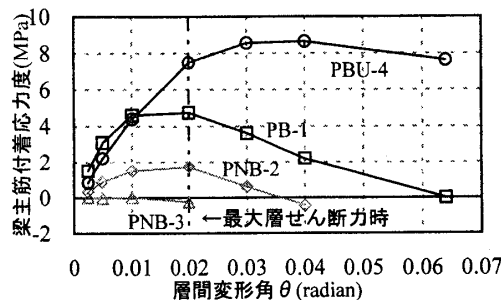


図-2 梁主筋付着応力度-層間変形角関係

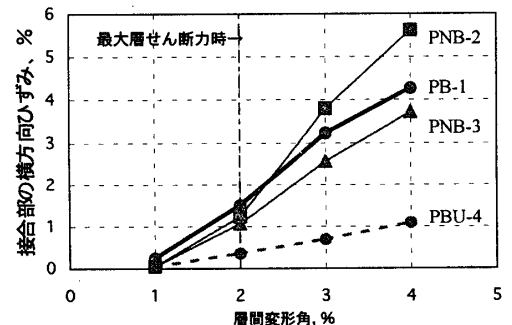


図-4 接合部パネルの横方向ひずみ

Influences of Bond along Beam and Column Bars on Beam-Column Joint Failure in Reinforced Concrete Frame

Part 2 : Discussion of Test Results

TAJIMA Yuji, KITAYAMA Kazuhiro and KISHIDA Shinji

するため、図-8にモールのひずみ円を層間変形角2%、3%および4%のピーク時について示す。図中の半径と横軸とのなす角度の半分は圧縮主ひずみと柱軸とのなす角度である。ひずみ円が大きいかほど接合部の損傷が激しい

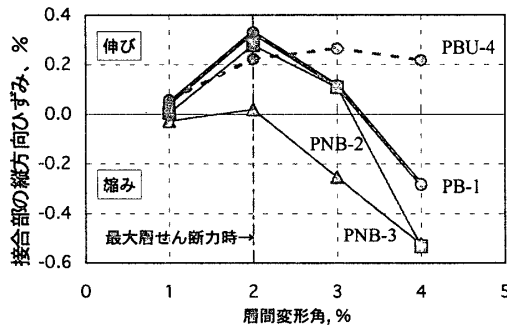


図-5 接合部パネルの縦方向ひずみ

ことを表わす。試験体PBU-4のひずみ円が全体的に小さいことから、接合部内の梁主筋量を増やすことは接合部のせん断損傷の抑制に寄与したと言える。しかし、同試験体の梁主筋量を増やすことによって同時に付着性状も改善されたにもかかわらず、最大層せん断力は試験体PB-1と同等であった。これは試験体PBU-4において、最大層せん断力に対応する層間変形角2%での接合部せん断変形角は他の試験体とほぼ同じであったが、接合部パネルの全体的な膨張が抑制された(ひずみ円の中心が原点に近いこと)ために圧縮主ひずみが $\epsilon_0$ を超えて、パネル・コンクリートの圧壊が広範囲に発生したためと考える。このことはパネルの斜めせん断ひびわれが分散して発生したこと、主ひずみの角度が他の試験体ではかなり立っていたのに対して45度に近く、梁主筋付着力が接合部のせん断入力に寄与したこと、から判断した。

梁主筋に定着鋼板を設けても梁主筋および柱主筋の付着を絶縁する(試験体PNB-3)と、パネル内の主対角近傍に圧縮力が集中してコンクリートの局所的な圧壊が生じたため、最大層せん断力は小さくなった。

4. まとめ

- (1) 接合部内の梁主筋量を増やすことは接合部コンクリートの横方向の膨張を抑制するため、損傷の進展の遅延に役立った。しかし同時に接合部コンクリートの圧壊を引き起こしたため、層せん断力を増大させることはなかった。
- (2) 定着鋼板の設置によって梁主筋に良好な定着性能を与えた場合(試験体PB-1)と主筋量を2倍にして良好な付着性能を与えた場合(試験体PBU-4)とで同等の最大層せん断力を示した。両者とも接合部コンクリートの圧壊を生じたが、接合部パネルの変形性状はかなり異なった。

謝辞 本研究は文部省科研費(基盤研究C、研究代表者:北山和宏)によって実施した。また東京鉄鋼(株)より鉄筋の提供を受けた。本研究の一部は奥田誠氏(鹿島建設)が1999年度東京都立大学特別研究として担当した。記して御礼申し上げる。

参考文献 [1]日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説、1997。

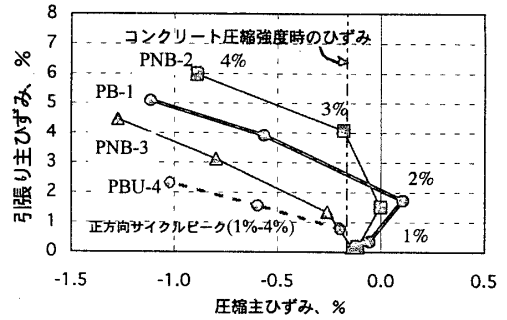
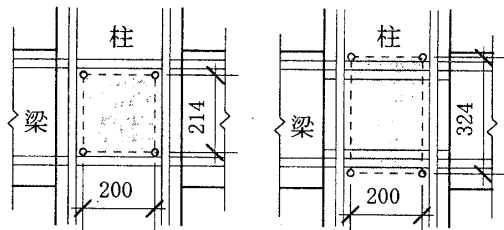


図-7 引張り主ひずみと圧縮主ひずみ



(a) 試験体PB-1, PNB-2 およびPNB-3 (b) 試験体PBU-4

図-6 接合部パネル変形の測定領域

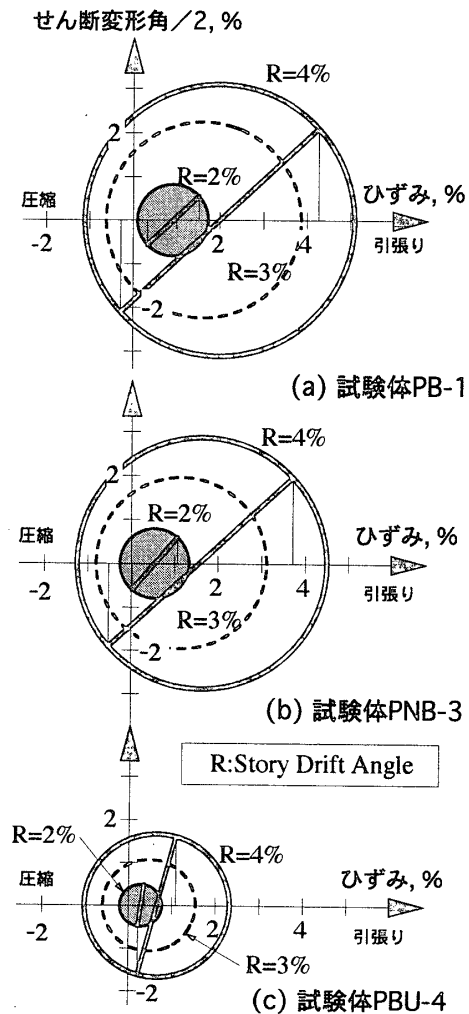


図-8 モールのひずみ円

\*1 鴻池組・修士(工学)  
 \*2 東京都立大学大学院工学研究科助教授・工学博士  
 \*3 東京都立大学大学院工学研究科助手・博士(工学)

\*1 Konoike Corporation, Ms.Eng.  
 \*2 Associate Professor, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.  
 \*3 Research Associate, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.