

圧着接合されたプレストレスト・コンクリート柱・梁接合部の力学性状に関する研究

(その3 セン断性状の検討)

正会員 ○北山 和宏*1
同 森山 健作*2
同 岸田 慎司*3
同 丸田 誠 *4
同 木村 暁子*5

プレストレスト・コンクリート 柱・梁接合部
圧着接合 接合部入力せん断力

本稿では(その1), (その2)に続き, 破壊形式の異なる接合部パネルの挙動について検討した.

1. 接合部のせん断力

図-2 に各試験体の接合部入力せん断力と接合部せん断変形角関係の包絡線を示す. 文献[1]を準用して求めたせん断強度を合わせて示す. ここで接合部入力せん断力 V_{jh} は図-1 に示す定義に従い, PC 鋼棒の応力を用いて下式で求めた. なお(その2)で述べたように圧縮縁から中立軸までの距離(圧縮域深さ)が 1) 梁せいの 1/2 未満の場合と 2) 梁せいの 1/2 以上の場合を考える必要がある. 2) の場合, 左右の危険断面でのコンクリート圧縮域が断面中央付近で重なるため, 接合部せん断力の最大値は接合部の中心軸で切断した断面に生じる. そこで, 中心軸における接合部せん断力を計算した.

1) 圧縮域深さが梁せいの 1/2 未満の場合

$$V_{jh} = P_{t1} + P_{b2} - V_c \quad (1)$$

2) 圧縮域深さが梁せいの 1/2 以上の場合

$$V_{jh} = \alpha_1 \cdot C_{c2} - P_{t2} + P_{t1} - \alpha_2 \cdot C_{c1} - V_c \quad (2)$$

$$C_{c1} = P_{t1} + P_{b1} \quad (3)$$

$$C_{c2} = P_{t2} + P_{b2} \quad (4)$$

$$\alpha_1 = 1 - \alpha_2 \quad (5)$$

$$\alpha_2 = (a - D/2)^2 / a^2 \quad (6)$$

ここで, P_{t1} , P_{t2} は上端の PC 鋼棒の引張力, P_{b1} , P_{b2} は下端の PC 鋼棒の引張力, C_{c1} , C_{c2} はコンクリート圧縮合力, V_c は柱のせん断力である. 接合部破壊した試験体 BHH2 の接合部最大せん断力は RC 柱・梁接合部のせん断強度評価式を準用して求めたせん断強度と一致した.

梁端部の曲げ圧縮破壊した試験体 BNU は, 層間変形角(R)2%で層せん断力が最大

となりその後ほぼ一定となったが, 接合部せん断力 (τ_{jh}) は接合部せん断変形角 (γ) 0.64% (R=3%) まで増加した. 試験体 BHH1 の τ_{jh} は γ が 2.6% まで増加した. 試験体 BHH2 の τ_{jh} は γ が 1.5% で最大となり, その後低下した.

2. 接合部周りの応力状態

さらに接合部周りの応力状態を把握する目的で, 測定された梁せん断力より求まる梁危険断面の曲げモーメントと上下の PC 鋼棒の応力を用いて, コンクリート圧縮合力位置を計算した. 図-4 に圧縮合力位置, 引張合力位置及び応力中心間距離の推移を示し, 図-5 に全試験体の層間変形角 2% 時(最大層せん断力付近)の具体的な値を示す. どの試験体も圧縮縁から PC 鋼棒位置までの 70mm の間に圧縮合力が位置した. さらに応力中心間距離は試験体 BHH2 では 0.40d から 0.22d (d: 330mm) へ変化した. 試験体 BNU において梁端部の圧縮破壊が顕著になったのは, 梁危険断面の目地の開きが大きいことによる局所的な破壊を起こしたためである. 最初から応力中心間距離が小さいのは, プレストレスが導入された上下の PC 鋼棒における引張力の重心位置が梁断面のほぼ中央付近に位置したためである. 接合部せん断力を梁危険断面でのモ

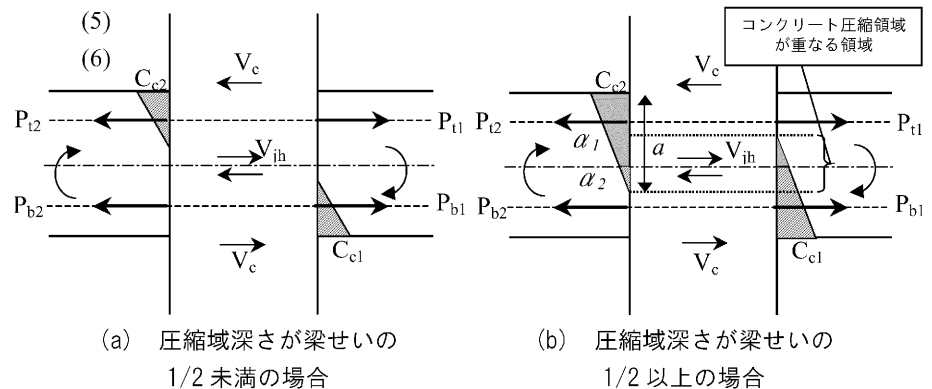


図-1 接合部周りの応力状態

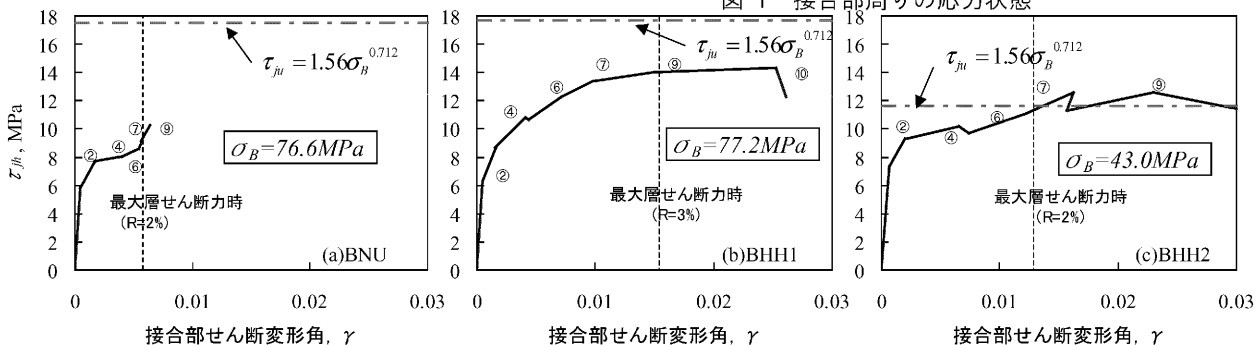


図-2 接合部入力せん断力-接合部せん断変形角の関係

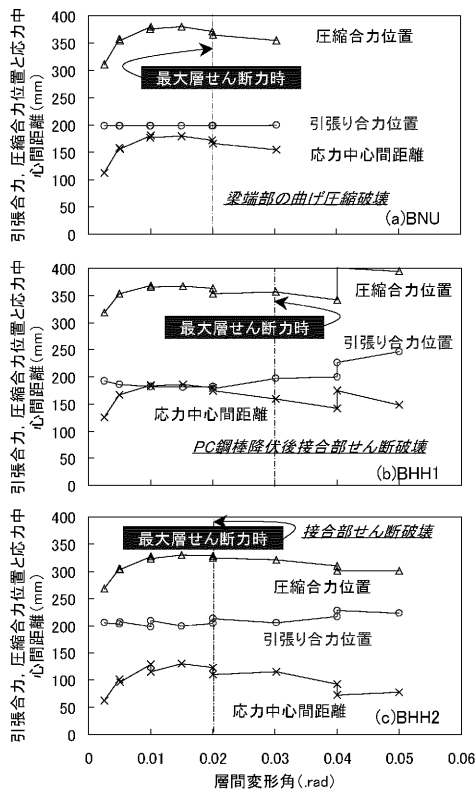


図-4 各合力位置の推移

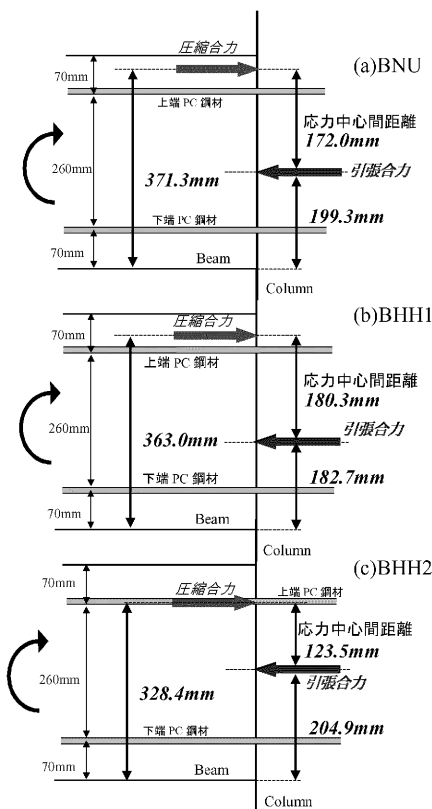


図-5 層間変形角2%時の各合力位置の推移

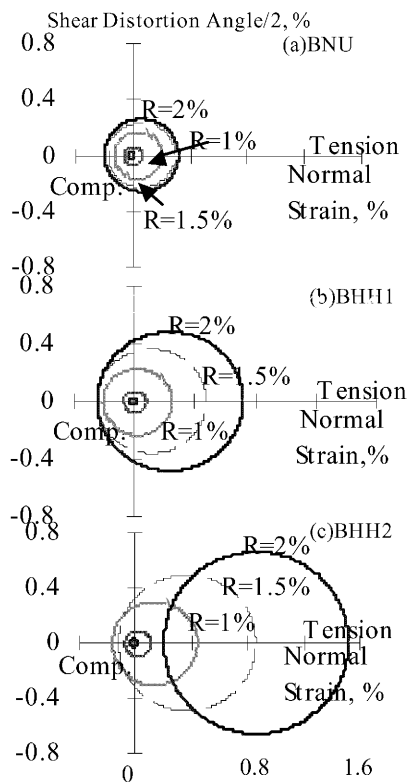


図-8 モールのひずみ円

メントから計算する際に、応力中心間距離を仮定し算出することは誤差が大きくなる原因となる。層せん断力が最大層せん断力以降に低下するのは PC 鋼棒が降伏すると引張り合力が一定となり、応力中心間距離は図より徐々に減少することから説明できる。接合部破壊した試験体 BHH2 では、柱のコンクリートの圧縮強度が梁のそれの約半分しかないので梁端部の圧壊が生じなかった。さらに、圧縮域の応力分布が三角形を保持しており、接合部内に入力されるストラット域が広範囲に存在した。

3. 接合部パネルの変形状

図-6 に接合部パネルの平均的な横ひずみを、図-7 に平均的な縦ひずみをそれぞれ示す。各ひずみはパネル内のボルト間の移動量を検長で除したものである。試験体 BHH1 および BHH2 では最大層せん断力に達した後で横、縦両方向の伸びひずみが増大し続けた。接合部せん断破壊しなかった試験体 BNU では両方向のひずみが小さかった。

接合部パネルの平均的なコンクリートひずみ状況を把握するために図-8 に層間変形角 2%までの加力ピーク時のモールのひずみ円を示す。ひずみ円が大きいくほど接合部の損傷が激しいことを表す。接合部せん断破壊した試験体

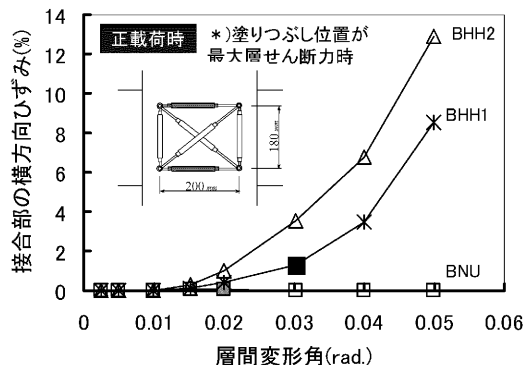


図-6 接合部パネルの横方向ひずみ

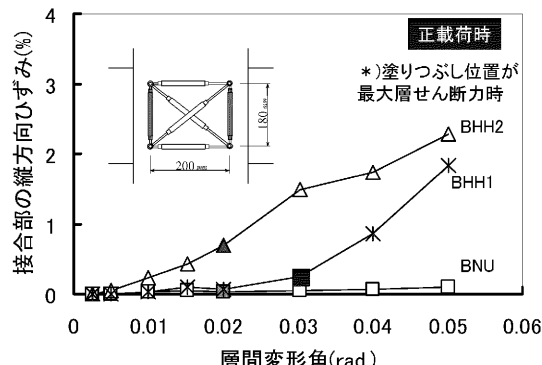


図-7 接合部パネルの縦方向ひずみ

BHH2 はひずみ円が大きく、円の中心が引張側に大きくシフトした。これは、パネル全体が引張ひずみを生じたことを表し、パネルコンクリートの膨張による接合部破壊と考えられる。接合部せん断破壊しなかった試験体 BNU ではひずみ円が小さく、円の中心が原点付近に位置しており、同心円状にひずみ円が大きくなった。

4. まとめ

PC 鋼棒の測定引張り力を用い、さらに上述のコンクリート圧縮域の重複を考慮して接合部入力せん断力を求めた結果、a) 接合部せん断力は接合部破壊以降に層せん断力とともに低下した。b) 接合部最大せん断力は従来の RC 柱・梁接合部のせん断強度評価法を準用して算定したせん断強度と一致した。c) 接合部破壊はパネル全体が膨張したことによって引き起こされた。

*1 東京都立大学大学院工学研究科助教授 工博
 *2 東京都立大学大学院工学研究科
 *3 東京都立大学大学院工学研究科助手 博士(工学)
 *4 鹿島建設技術研究所建築技術研究部 博士(工学)
 *5 鹿島建設技術研究所建築技術研究部 修士(工学)

*1 Associate Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.
 *2 Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University
 *3 Research Associate, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.
 *4 Kajima Technical Research Institute, Dr.Eng.
 *5 Kajima Technical Research Institute, Ms.Eng.