

高強度材料を用いた内柱・梁接合部の履歴挙動

正会員 ○ 北山 和宏 #1
同 小谷 俊介 #2
同 青山 博之 #3

1. 序 鉄筋コンクリート構造によって高層建物を実現させるためには、骨組の靱性に依存した終局強度型設計法の採用とともに材料の高強度化が必要である。そこで、高強度コンクリートと高強度鉄筋とを用いた内柱・梁接合部の基本的な力学性状の把握を目的として平面接合部試験体に正負交番載荷する実験を行ない、復元力特性、梁主筋の付着性状および接合部パネルの変形性状を検討した。

2. 実験概要 試験体は実物の約 1/2 の梁降伏型平面柱・梁接合部 2 体であり、高強度材料を用いたものを試験体 I1、普通強度材料を用いたものを試験体 I3 とした。形状は同一で、柱芯から梁端支持点までが 135cm、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までがそれぞれ 73.5cm である。試験体諸元を表 1 に、部材断面を図 1 に示す。梁主筋は接合部内を通し配筋した。試験体 I1 の柱・梁のせん断補強には高強度のスパイラル筋 (U6.4) を用い、両試験体の接合部の横補強には丸鋼を約 0.4% (3-φ6、3 組) 配筋した。材料特性を表 2 に示す。高強度コンクリートにはシリカフェームを混入し、水セメント比を 28% とした。一定の柱軸力を保持し、柱頭に取り付けた水平方向のアクチュエータで繰り返し載荷し、層間部材角 1/200 を 1 サイクル、1/100 を 2 サイクル、1/75 を 1 サイクル、1/50 を 2 サイクル、1/33 を 1 サイクル、1/25 を 1 サイクルのあと 1/15 まで加力した。

3. 実験結果 試験体 I1 の加力が終了した層間部材角 1/50 までを主な検討対象とする。層間変位-層せん断力関係を図 2 に示す。高強度材料を用いた試験体 I1 は層間部材角 1/50 までにはほぼ弾性的に挙動し、履歴吸収エネルギー量は少なかった。層間部材角 1/50 での 2 回目正サイクル時の等価粘性減衰定数は 6.1% であり、このとき梁主筋のひずみは降伏ひずみの 3/4 程度で、接合部は斜めせん断ひびわれが生じているものの健全であった。また、層間変位に占める梁および接合部の変形成分の割合はそれぞれ 60%、20% であった。

試験体 I3 は層間部材角 1/100 で梁主筋が降伏し始め、層間部材角 /67 で上端筋二段目が降伏した。層間部材角 1/50 までには接合部のせん断破壊は生じなかったが、層間部材角 1/25 での繰り返し載荷により接合部のせん断破壊が生じたと判断した。両試験体の接合部横補強筋は層間部材角 1/100 から降伏が観察され、層間部材角 1/50 では大部分で降伏を生じた。

3.1 梁主筋の接合部内付着性状 接合部内梁主筋の付着力を図 3 に示す。接合部内付着力は柱両面での梁主筋応力の差として求め、危険断面位置で測定されたひずみを Ramberg-Osgood モデルによって応力に変換した。高強度材料を用いた試験体 I1 では、梁主筋は降伏しなかったが層間変位の増加とともに付着力の増大率は低下した。降伏強度が大きいために梁主筋に生じる応力が高くなるのに対して高強度コンクリートの引張り強度はたいして大きくないため、降伏発生以前に付着劣化が進行したと考えられる。普通強度材料を用いた試験体 I3 では梁主筋の降伏 (2 サイクル) とともに付着力がほぼ一定となった。接合部入力せん断力に対して梁主筋付着力の寄与する割合は、両試験体とも層間変位とともにほぼ同じように低下した。

Hysteretic Behaviour of High-Strength Concrete Interior Beam-Column Joints Reinforced by High-Strength Steel Bars

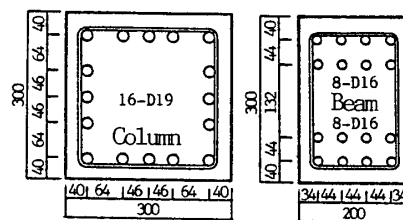
表 1 試験体諸元

Specimen	I1	I3
(a) Beam		
Top Bars	8-D16	6-D16
p_t (%)	3.34	2.44
Bottom Bars	8-D16	4-D16
p_b (%)	3.34	1.53
Stirrups	2-U6.4	2-D6
@(cm), p_w (%)	3.5, 0.86	4.0, 0.80
(b) Column		
Total Bars	16-D19	16-D16
p_c (%)	5.10	3.54
Hoops	2-U6.4	4-D6
@(cm), p_w (%)	4.0, 0.50	5.0, 0.85
Load (tonf)	32.40	9.70
(c) Connection		
Hoops	3-R6	3-R6
sets, p_{jh} (%)	3, 0.41	3, 0.37

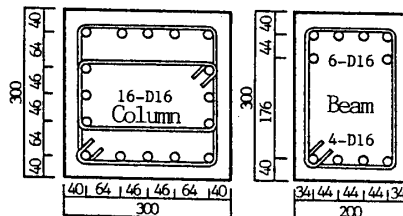
表 2 材料特性

(単位: kgf/cm²)

(a) コンクリート	I1	I3
圧縮強度	962	422
割裂引張り強度	47	32
(b) 鉄筋強度	降伏	最大
D19 (11 柱主筋)	7610	8220
D16 (11 梁主筋)	8140	8770
D16 (13 柱・梁主筋)	3680	5460
D6 (13 せん断補強)	3650	4920
φ6 (接合部横補強)	3670	4400
U6.4 (11 せん断補)	13340	14260



(a) Specimen I1



(b) Specimen I3

図 1 柱・梁断面 (in mm)

3.2 接合部パネルの変形状態 接合部パネルの190mm四方に埋め込んだボルトの水平、鉛直および斜め方向変位を測定し主ひずみとせん断変形角を求め、両試験体と試験体A1[1]について検討した。試験体A1は梁主筋降伏前に接合部がせん断圧縮破壊した試験体でありコンクリート圧縮強度は312 kgf/cm²であった。接合部入力せん断応力 v_p をコン

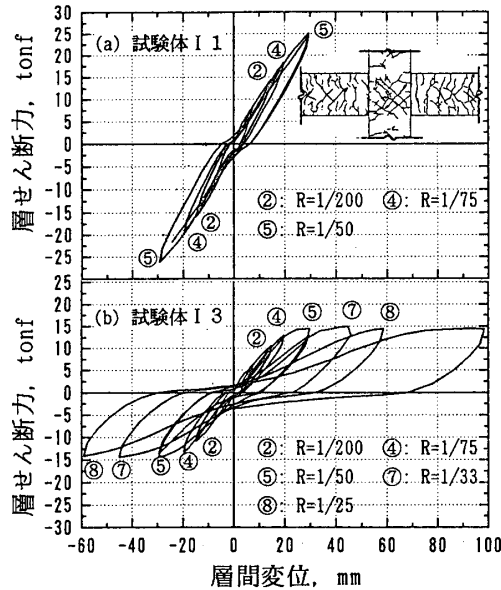


図2 層間変位-層せん断力関係

クリート圧縮強度で基準化したもの (v_p/f_c) - 圧縮主ひずみ関係を図4に示す。接合部入力せん断応力度は入力せん断力を柱せいおよび柱幅と梁幅との平均値で除して求めた。試験体I3において層間部材角 1/75 (④) から圧縮主ひずみが一定になりさらに減少していることを除くと、3体ともほぼ同一の性状を示した。

$v_p/\sqrt{f_c}$ (f_c の単位: kgf/cm²) - 引張り主ひずみ関係を図5に示す。試験体I1、I3では層間部材角 1/100 (②) までほぼ同じであるが、それ以降試験体I3の引張り主ひずみが増大した。梁主筋の接合部内での付着劣化は両試験体とも同程度に生じたので、引張り主ひずみの差は梁主筋の付着劣化によって生じたとは考えられない。試験体A1の引張り主ひずみの進展具合は他の2体とは若干異なるが、試験体I3と同様に途中から剛性が徐々に低下した。試験体I3、A1ともに接合部がせん断圧縮破壊したことから、梁主筋の降伏の有無にかかわらず接合部のせん断圧縮破壊を生じる場合には、はじめに引張り主ひずみが増加すると考えられる。

$v_p/\sqrt{f_c}$ - せん断変形角関係を図6に示す。各試験体とも接合部斜めせん断ひびわれ発生以前に剛性が低下し始めた。試験体I1では第2剛性を保持したが、試験体I3、A1では上述した引張り主ひずみの増加によりせん断変形角が増大し、剛性が徐々に低下した。なお試験体I3、A1では層間部材角 1/50 での繰り返し载荷によりせん断変形角は増加したが、試験体I1では約 0.5% にとどまった。

4. 結論 高強度材料を用いた内柱・梁接合部単位架構は層間部材角 1/50 の範囲でほぼ弾性的に挙動し、消費エネルギー量は少なかった。接合部パネルのせん断変形角は低強度のコンクリートを用いた方が、梁降伏の有無に関係なく同一のせん断力レベル ($v_p/\sqrt{f_c}$) に対して大きくなった。これは引張り主ひずみの増大に起因した。

5. 謝辞 本研究は白木宏 (大成建設)、高橋智康 (清水建設) 両君が宇都宮大学卒業研究として担当した。

6. 参考文献 [1]北山、小嶋、他：高せん断力を受ける鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の挙動、第11回コンクリート工学年次論文報告集、1989、pp. 531-536。 *1宇都宮大学助手 *2東京大学助教授 *3同 教授

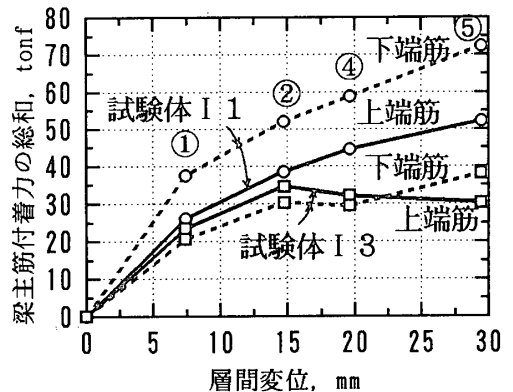


図3 接合部内梁主筋の付着力

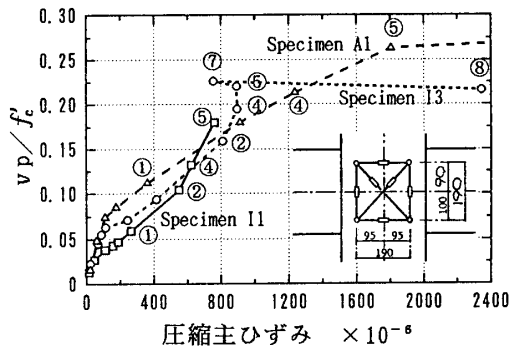


図4 v_p/f_c - 圧縮主ひずみ関係

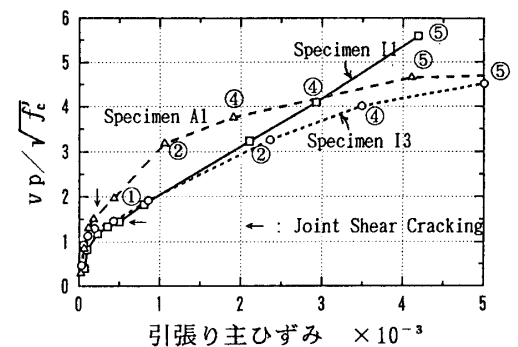


図5 $v_p/\sqrt{f_c}$ - 引張り主ひずみ関係

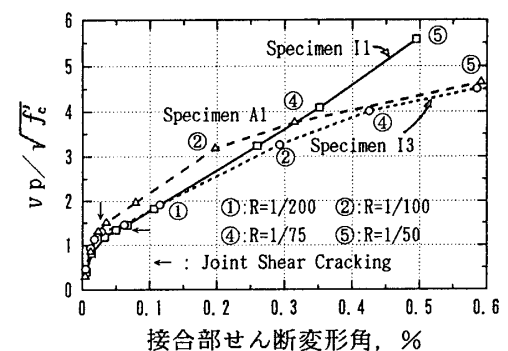


図6 $v_p/\sqrt{f_c}$ - せん断変形角関係