

## 引張軸力を受けるPCa柱接合部のすべり抵抗に関する実験的研究 (その1 実験の概要)

○正会員 高橋 裕幸\*1 同 西川 孝夫\*1  
同 北山 和宏\*1 同 吉田 格英\*1  
同 伊藤 一男\*2 同 吉崎 征二\*2

### 1. はじめに

引張軸力下でのすべり抵抗機構は曲げによる圧縮力と引張軸力の関係によって異なり、曲げによる圧縮力が強い場合には軸力のないときと同様の性状を示すであろう。一方、引張軸力が支配的な場合には、鉄筋のたば作用と接合面のかみ合い効果によってせん断力が伝達される。そこで、高層RC建築物に多く用いられるPCa柱が、曲げ・せん断力と同時に引張軸力を受けた場合の、柱接合部のすべり抵抗に関する構造性能を把握することを目的とし、シアスパン比、せん断力レベル、接合面の状態、を考慮した引張軸力・曲げ・せん断力実験を行った。以下にその結果を報告する。

### 2. 試験体および使用材料

試験体の形状寸法および配筋図を図-1に、各試験体名および加力条件を表-1に示す。試験体数は実物の約1/3のスケールをもつ柱部材10体で、せん断力レベル、シアスパン比(M/QD)、接合面の状態と位置(図-2)をパラメータとした。シアスパン比が0.8の試験体は試験区間480mmとし、実験対象部分となる接合面を柱端部および柱中央部に設けた。シアスパン比が1.6の試験体は試験区間960mm、接合面は端部のみと、打ち継ぎ面なし(一体打ち)とし、試験体は横打ちにより製作、接合面に関しては柱端部あるいは柱中央部にアクリル板製型枠(平滑面)または縞鋼板型枠による接合面を分離打ちにより形成した。またコンクリートの目標圧縮強度は480kg/cm<sup>2</sup>、配筋はすべて主筋12-D16(SD345)、せん断補強筋U6.4sp.-罫@65(ウルボン)としている。表-2に鉄筋の性能を示す。

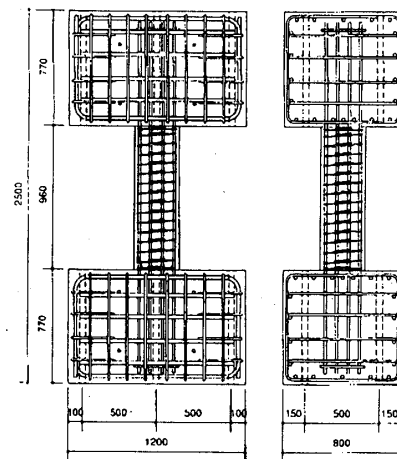


図-1 試験体の配筋図

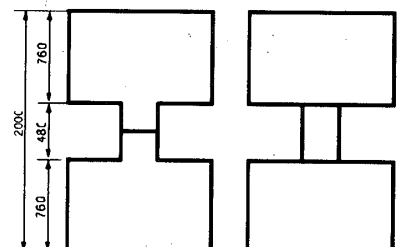


図-2 接合面の位置

### 3. 実験概要

#### 3.1 測定方法

すべり変位の測定は、試験体の引張側と圧縮側に接合面の上部と下部の相対的な水平変位および鉛直変位を計測をした。

#### 3.2 加力方法

これまで一般に行われている軸力を一定にした加力方法ではせん断力の増加とともに曲げによる圧縮力も増加し、軸力とせん断力が共に変動する。そこですべりの条件を明白にし、その機構を解明するため逆対称曲げせん断加力、

鉄筋	降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強さ (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> ) [x10 <sup>6</sup> ]
D16	3900	5900	1.92
U6.4 sp.	13800	15200	2.03

表-2 鉄筋の性能

試験体	M/QD	接合位置	せん断力レベル	接合面仕上げ	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	割裂強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> ) [x10 <sup>6</sup> ]	
B-1	0.8	柱端部	0.04 bDFc	アクリル板製型枠	576	39	2.45	
しま鋼板製型枠				586	39	2.45		
B-3		柱中央		アクリル板製型枠	607	33	2.9	
B-4				しま鋼板製型枠	607	39	2.9	
B-5	1.6	柱端部	0.02 bDFc	アクリル板製型枠	612	42	4.62	
B-6				600	42	4.62		
B-7		なし		しま鋼板製型枠	574	37	4.86	
B-8				一体打	574	42	4.62	
B-9		柱端部		0.04 bDFc	アクリル板製型枠	597	37	4.86
B-10					しま鋼板製型枠	596	37	4.86

表-1 各試験体の加力条件とコンクリート性能

一方向単調加力とし、水平方向のアクチュエーターにてせん断力を加え、せん断力を保持した後、鉛直方向のアクチュエーターにて軸方向に加力装置の最大値に達するまで引張軸力を暫増する加力方法とした。図-3に载荷ルールと加力装置を示す。せん断力レベルは0.0 2 bDFc (9.5 tonf)、0.0 3 bDFc (14.2 tonf)、0.0 4 bDFc (19.0 tonf)、引張軸力は加力装置の性能の最大値まで加え、鉄筋の応力度で0.56  $\sigma_y$  から0.60  $\sigma_y$ の間となった。

4. 実験結果

4.1 破壊経過

まずせん断方向加力時に初期曲げひび割れが柱の引張域に発生し、次にせん断ひび割れが柱端部から中央部に発生した。この時柱中央部に接合面を持つ試験体3、4については初期のせん断ひび割れが接合面を横断しなかった。その後主筋の降伏が柱の引張域において計測された。軸方向加力の大きな試験体9、10については最大せん断加力付近でせん断ひび割れが発生。最大軸方向加力時には柱頭、柱脚部の圧縮域において圧壊が認められた。図-4に試験体2と3の最終軸方向加力時の性状を示す。

4.2 荷重—変形曲線

引張り軸力—層間相対水平変位の関係についてシアスパン比0.8の試験体4体を図-5、シアスパン比1.6の試験体6体を図-6に示す。これらの図は所定のせん断力に達した後、引張り軸力の载荷を開始した時点からの関係を示したものである。同じせん断力レベルでシアスパン比0.8の試験体1～4の傾向には顕著な差は見られなかった。これは引張り軸力と共に接合面が開き、接合面の違いによる影響が少なくなるためと考えられる。図-6で試験体5は試験体6～8に比べせん断力が2/3と低いため、引張り軸力の初期の段階で層間相対水平変位が約1/2と小さく、以後引張り軸力を加えても剛性は大きいままの状態を保ち、層間相対水平変位も小さい。試験体8は一体打ちのため剛性の低下、層間相対水平変位も比較的小さい。せん断力の一番大きい試験体9、10は引張り軸力が初期の段階で試験体6～8に比較して層間相対水平変位が約20%大きく、剛性も引張り軸力が2.5 tonfを超えると約30%低下し、最も剛性の低い結果が得られた。

5. まとめ

接合面の状態とせん断力レベルを変化させ、引張り方向軸力を加える実験を行った。せん断力レベルが大きくなることにより引張り軸力方向の剛性が低くなる傾向であること、引張り軸力が支配的であると接合面の影響が少なくなる様子が見られた。

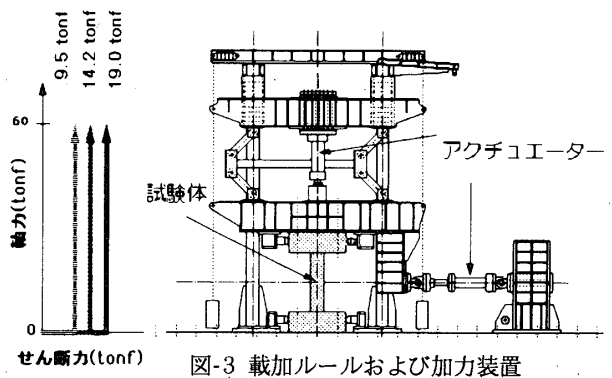


図-3 載加ルールおよび加力装置

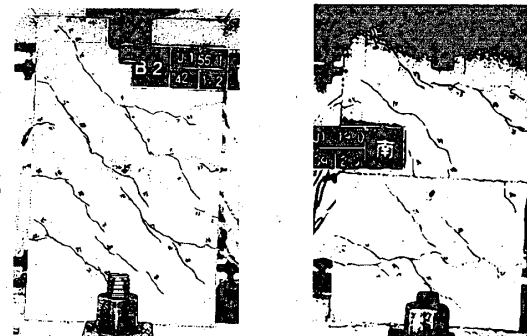


図-4 試験体2ひび割れ 試験体3ひび割れ

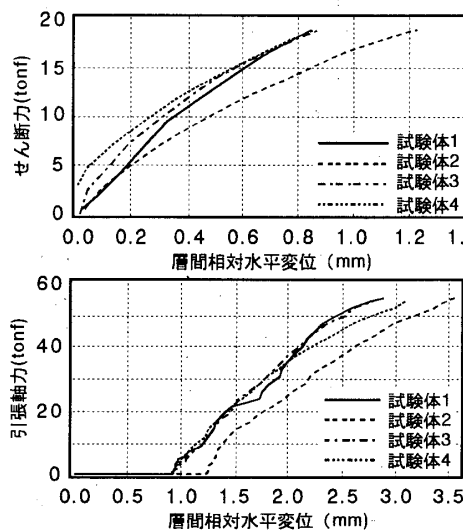


図-5 荷重—変形曲線：試験体1～4

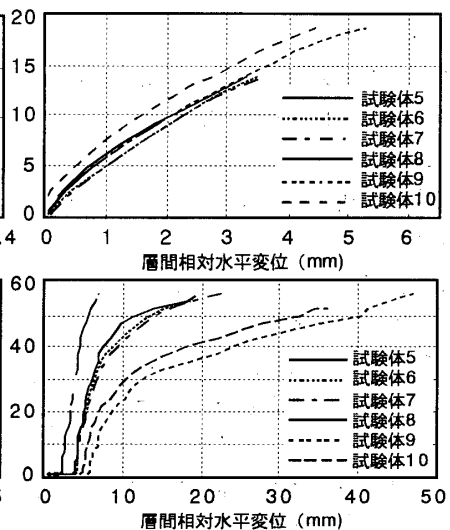


図-6 荷重—変形曲線：試験体5～10

\*1 東京都立大学  
\*2 大成建設