

RC造プレキャストコア壁における コッター数の影響に関する実験的研究*

仲地 唯治^{*1}

Experimental Study on Effect of Quantity of Cotters on Precast Reinforced Concrete Core Walls

Tadaharu NAKACHI^{*1}

^{*1} Department of Architecture and Environmental Engineering

Precast core walls are considered effective for construction because they can be built more quickly than cast-in-place core walls. In this study, lateral loading tests were conducted on wall columns simulating the corner and the area near the corner of an L-shaped core wall with horizontal tied rebars. The specimen consisted of four square-section precast columns. The vertical joints between the precast columns were grouted with high-strength mortar. Each precast column had cotters at the vertical joint, and horizontal tied rebars were concentrated at the second and third floor levels, and the mid height level of the first story. Based on the results of lateral loading tests, the effect of quantity of cotters was clarified.

Key Words : Reinforced Concrete, Core Wall, Precast, Horizontal Tied Rebar, Cotter

1. はじめに

コア部分をRC造連層耐震壁とした超高層建物において、建設時の工期短縮、省力化のために連層耐震壁のプレキャスト化が必要であると考えられる。超高層建物のRC造連層耐震壁をプレキャスト化した例に関しては、古宮ら⁽¹⁾が断面両端部をプレキャスト化した壁柱について曲げせん断実験を実施し、構造性能を検討している。また、中澤ら⁽²⁾が両側端部にプレキャスト柱型を有するRCコアウォールについて性能確認実験を実施している。これらに対し、著者らはこれまでにRC造コア壁をフルプレキャスト化した場合について構造性能を検討するため、コア壁の圧縮端部近傍を模擬したプレキャスト壁柱による水平加力実験を行った⁽³⁾⁽⁴⁾。この実験における壁柱のプレキャスト化は、壁柱を柱形に分割し、柱部材間の接合面には接合筋を配筋せず、コッターを設けグラウトを充填する方法とした。柱部材間の接合を目的とした配筋としては、水平つなぎ筋を2階、3階床レベル及び1階中央高さに集中配筋した。また、水平つなぎ筋量が少ない場合及びコッター数が少ない場合について水平加力実験を行い、構造性能について検討した^{(5)~(7)}。本研究は、これら既発表済の研究に追記して纏めたもので、各試験体について構造性能を比較検討し、コッター数の影響について考察したものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

Fig.1に試験体の形状、配筋を示す。また、Table 1, Table 2にコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を示す。試験体は25階程度の超高層建物の最下層を想定した実大の約1/8のモデル2体で、コア壁の壁板を模擬した長方形断面のプレキャスト壁柱試験体PC2^{(3),(4)}、PC4⁽⁷⁾である。壁断面はいずれも $b \times D = 90\text{mm} \times 405\text{mm}$ である。コンクリート調合強度を 60N/mm^2 、軸力比 $\sigma_0/\sigma_B = 0.2$ ($\sigma_0 = N/A$, N :軸力, A :断面積, σ_B :コンクリート圧縮強度)とし

* 原稿受付 2016年2月29日

^{*1} 工学部 建築土木工学科
E-mail: nakachi@fukui-ut.ac.jp

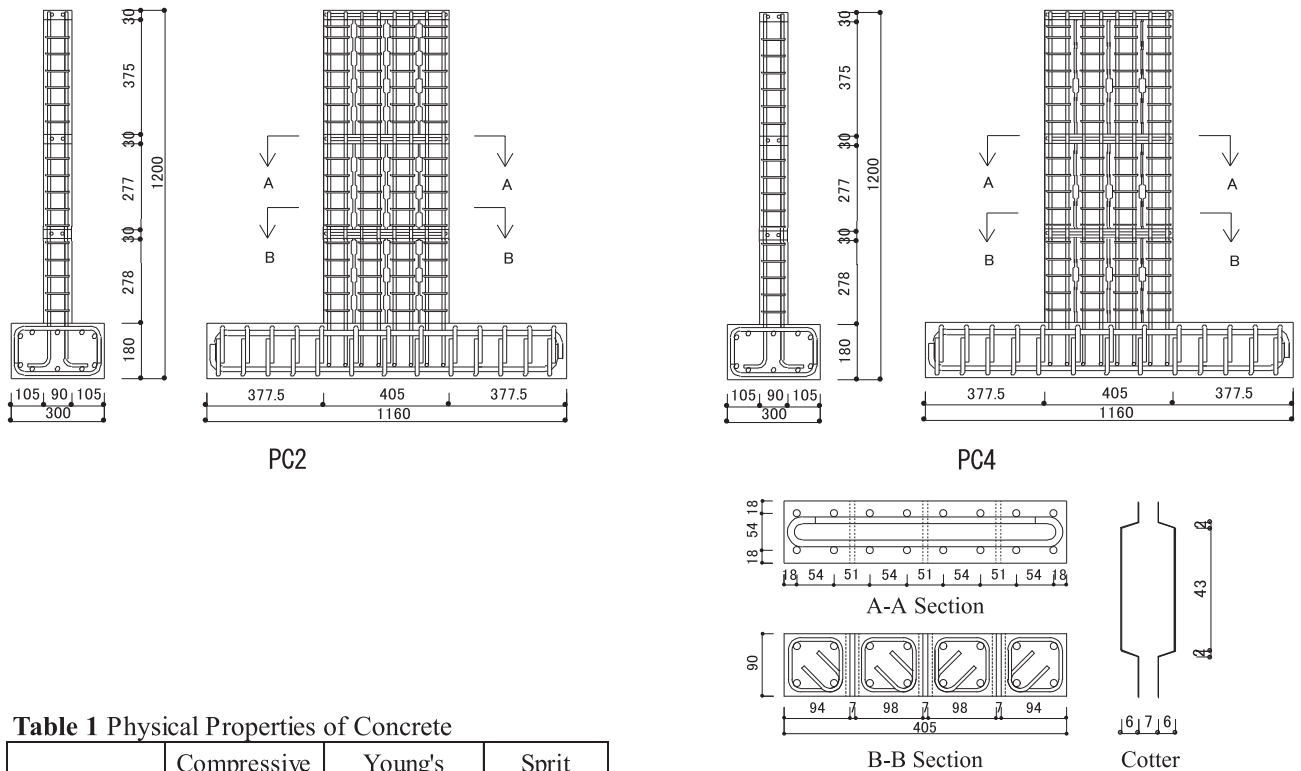


Fig. 1 Test Specimen

Table 1 Physical Properties of Concrete

Specimen		Compressive Strength (N/mm ²)	Young's Modulus (×10 ⁴ N/mm ²)	Split Strength (N/mm ²)
PC2	Precast	60.6	2.63	2.75
	Latter	58.7	2.65	2.13
	Grout	91.7	3.24	4.85
PC4	Precast	62.7	2.96	2.47
	Latter	68.1	2.94	2.38
	Grout	100.1	3.29	5.71

Table 2 Physical Properties of Steel

Bar Size	Yield Strength (N/mm ²)	Maximum Strength (N/mm ²)	Young's Modulus (×10 ⁵ N/mm ²)	Elongation (%)
D10	393	568	2.04	25.8
U5.1	1368	1491	2.11	9.3

た. また, グラウトの調合強度を 80N/mm^2 とした. 試験体は正方形断面のプレキャスト柱を 4 本並べ, 柱間は 7mm とし, 深さ 6mm のコッターを設け, グラウトを充填した. 試験体のかぶり厚さは 6mm である.

2 階, 3 階の床部分はコンクリート後打ちとし, 水平つなぎ筋を配筋した. さらに 1 階柱を 1 階中央高さ付近で 2 分割し, 分割した上下柱間の部分を, 2 階, 3 階の床部分と同様にコンクリート後打ちとし, 水平つなぎ筋を配筋した. 柱主筋及び水平つなぎ筋には D10 (SD345) を用いた. 帯筋には高強度鉄筋 U5.1 (1300N/mm^2 級) を用い, ピッチを 55mm とした. プレキャスト柱間, すなわち一鉛直接合部あたりのコッター数は, PC2 では, 1 階下半分, 1 階上半分, 2 階部分でそれぞれ 3 個, 3 個, 4 個の計 10 個である. これに対し PC4 ではそれぞれ 1 個で計 3 個とし, PC2 に対し 0.3 倍の個数とした.

2.2 実験方法

Fig.2 に加力装置を示す. 加力は一定軸力下における正負交番繰り返し加力とした. 試験体の下端を加力フレームに固定し, キャンチレバー型で水平力を作用させた. 図中, 試験体左側より水平ジャッキで押す場合を負加力とした. 正加力は, 試験体右側に設置したピン支承及び PC 鋼棒を介して, 水平ジャッキで引くことにより载荷した. すなわち, 試験体にとっては右側を押すこととなる. ただし, 柱部材どうしを PC 鋼棒で締め付けることがないようにして载荷した. セン断スパン比は 2.4 である. 軸力は試験体上方の油圧ジャッキにより载荷し, 軸力比 0.2 の定軸力 (PC2 : 441kN, PC4 : 457kN) とした. 試験体上面には, 各柱部材の上部にピン支承を設け, 鋼板を介して油圧ジャッキにより軸力を加えた. 加力は 2 階床レベル高さ (615mm) での変位制御とし, 部材角 $1/1000$ (rad.) (1 回), $2/1000$, 5, 7.5, 10, 15, 20, (各 2 回), $30/1000$ (1 回) における正負交番繰り返し加力

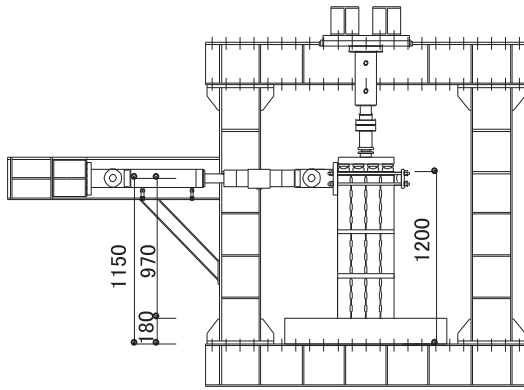


Fig. 2 Loading System

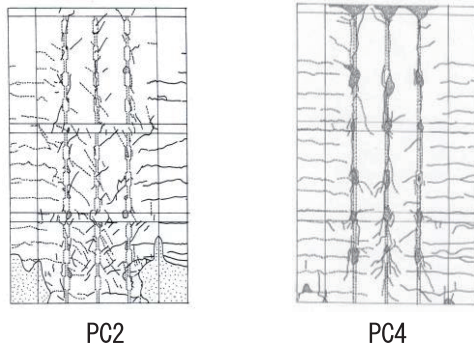


Fig. 3 Crack Patterns (Final Stage)

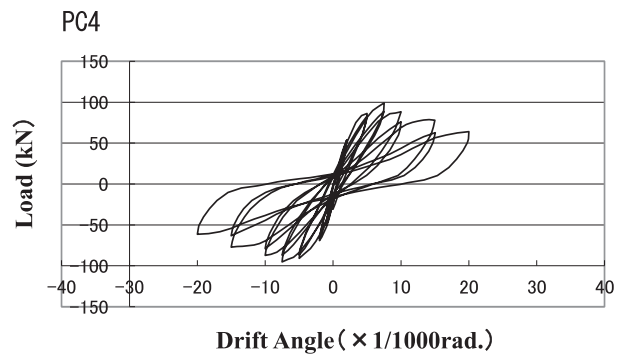
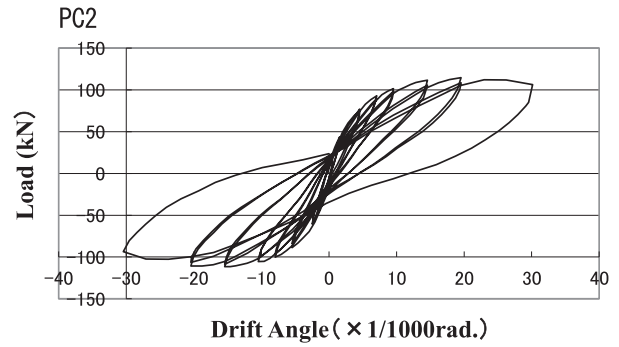


Fig. 4 Load - Deflection Curve

とした。変位計で各区間の伸縮量，柱部材間の目開き及びずれを，また，ワイヤーストレインゲージで帯筋，水平つなぎ筋，及び主筋のひずみを計測した。帯筋のゲージ貼付位置は帯筋各辺の中央とした。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

Fig.3 にひび割れ状況を示す。ひび割れは，PC2，PC4 のいずれも，正負加力時において，2/1000 までに曲げひび割れが試験体下部に発生した。その後，曲げひび割れは上方及び中央寄りに進展した。また，5/1000 までに曲げせん断ひび割れ及びコッター部におけるせん断ひび割れが発生し，進展した。5/1000 におけるコッター部のせん断ひび割れは，PC2 に比べて，PC4 の方が多かった。正負加力時とも，PC2 では 5/1000 までに，PC4 では 7.5/1000 までに，それぞれ圧縮側脚部においてコンクリートの圧壊（縦ひび割れ）が発生した。

鉄筋の降伏については，正加力時に，PC2 では 7.5/1000 までに，PC4 では 15/1000 までに，それぞれ最外縁圧縮主筋が圧縮降伏（降伏ひずみ 2146μ ）した。

7.5/1000 以降，PC2 においては，コッター部のせん断ひび割れの進展は大きくなく，曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れの進展，ならびに脚部のコンクリート圧壊が生じ，30/1000 のサイクルで耐力がやや低下した。但し，30/1000 の耐力が低下するあたりでは，わずかではあるが，コッター部のグラウトとコンクリートの間の目開きが観察された。PC4 では，コッター部のせん断破壊，すなわち，コッター部せん断ひび割れの進展，ひび割れ幅の拡大，さらには，コッターのグラウトおよび周辺コンクリートの剥落が生じた。2 体とも加力終了に至るまで軸力を保持していた。

2 体を比較すると，PC2 では脚部の圧壊が目立つのに対し，PC4 では縦ひび割れは発生，進展したが，かぶりコンクリートの剥落はほとんど生じず，圧壊は PC2 に比べ少なかった。一方，コッター部のせん断破壊は，PC4

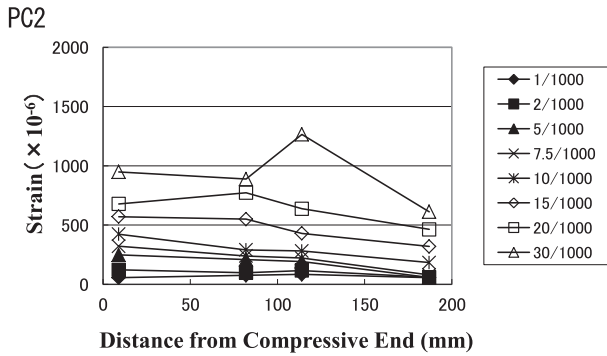


Fig. 5 Horizontal Strain Distribution of Hoop
(Height of 152.5 mm)

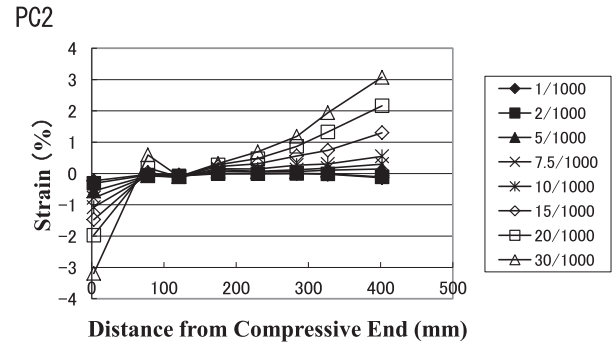


Fig. 6 Horizontal Distribution of
Vertical Strain at Bottom

で目立ち、PC2 では少なかった。コッター数少ない PC4 では PC2 に比べて鉛直接合部の耐力が低く、脚部よりも鉛直接合部に破壊が集中したと考えられる。

3.2 荷重－変形関係

Fig.4 に荷重－変形関係を示す。PC2 では、最大荷重は正加力時において 20/1000 で 114.8kN、負加力時において 15/1000 で 111.5kN であった。正側、負側とも、最終の 30/1000 のサイクルにおいて、荷重がやや低下した。PC4 では、最大荷重は正加力時において 7.5/1000 で 99.3kN、負加力時において 7.5/1000 で 95.3kN であった。正負加力時とも 10/1000 から耐力が低下し始めた。20/1000 では最大耐力の 80%以下の荷重となり、加力を終了した。

2 体を比較すると、PC2 では最終付近まで耐力低下は少なく靱性が高かったのに対し、PC4 では 10/1000 から顕著に耐力低下が生じ、脆性的な性状を示した。PC4 の脆性的な性状はコッター部のせん断破壊によるものと考えられ、PC2 では、コッター部の損傷が少なかったため耐力低下も少なかったと考えられる。

3.3 帯筋（壁厚さ方向測定点）の水平方向ひずみ分布

Fig.5 に高さ 152.5mm における帯筋の水平方向ひずみ分布を示す。ここで、帯筋におけるひずみゲージ貼付位置は、壁厚さ方向中央である。帯筋の壁厚さ方向は、加力直交方向であるため、壁厚さ方向測定点の値は、水平力に対するせん断補強効果よりも、軸応力に対するコンクリート拘束効果を表すと考えられる。グラフは、正加力時の各部材角における圧縮端部からの距離と帯筋ひずみの関係を示している。

PC2 では最終に至るまで部材角の増大とともに帯筋ひずみは増えている。圧縮端部から中央寄りに向かって、ひずみが徐々に減少しており、圧縮端部の柱と 2 番目の柱が一体となった圧縮応力状態であると考えられる。ただし、最終の 30/1000 においては、若干、独立した圧縮応力状態の傾向が見られる。PC4 では、各測定点のひずみは 10/1000 までは部材角の増加とともに増大しているが、10/1000 を超えると、15/1000 で若干減少し、最終の 20/1000 では大きく低下している。ひずみ分布としては、近接する、圧縮端部から 82mm と 114mm の両測定点間のひずみの差が大きい。82mm の測定点が圧縮端部のプレキャスト柱内であるのに対し、114mm の測定点は圧縮端部から 2 番目のプレキャスト柱内であることから、両プレキャスト柱が独立した動きしていると考えられる。

2体を比較すると、PC4で5/1000からプレキャスト柱の独立した動きが見られるのに対し、PC2では、最終の30/1000において若干みられる程度である。これは、PC4では5/1000から鉛直接合部におけるせん断ひび割れが目立ち、その後、ひび割れの進展、グラウトおよび周辺コンクリートの剥落へと進んでいったのに対し、PC2では最終近くまで鉛直接合部の破壊が少なく、一体性が保たれたためと考えられる。

3.4 壁脚部における鉛直ひずみの水平方向分布

Fig.6に、壁脚部からの検長を65mmとした場合の変位計による鉛直ひずみの水平方向分布を示す。グラフは、正加力時の各部材角における圧縮端部からの距離と、変位計によるひずみの関係を示している。PC2においては30/1000に至るまで、全体的に圧縮端部から引張端部にかけて、直線的に圧縮ひずみから引張ひずみへ変化している。ただし、20/1000以降において、圧縮端部より78mmの点において引張ひずみの増大が見られ、圧縮端部の柱と2番目の柱の独立した挙動を示したものと考えられる。PC4では、5/1000及び7.5/1000では、圧縮側、引張側でそれぞれほぼ直線的に変化しているが、その後、10/1000から直線性がくずれ始め、最終の20/1000においては、隣り合う測定点で圧縮と引張を交互に繰り返す分布となっている。

2体を比較すると、圧縮端部から引張端部にかけて全体的にPC4と比べて明らかにPC2の値が大きく、特に引張側でその傾向が顕著である。また、圧縮端部から引張端部にかけての変化の仕方がPC2はより直線的で、平面保持の傾向が大きい。これは、プレキャスト柱間の一体性がより強いことを表していると考えられる。一方、PC4ではコッター数が少ないことにより10/1000付近から鉛直接合部のせん断破壊が進み、それによって独立した動きが強まっていったと考えられる。

3.5 水平つなぎ筋のひずみ分布

Fig.7に、正加力時の各部材角における水平つなぎ筋のひずみ分布を示す。ひずみ分布は各試験体において最大値が最も大きい高さでの分布を示しており、PC2、PC4のいずれも1階中央高さレベルでのひずみ分布である。

PC2では、30/1000に達すると圧縮端部より93mmの点でひずみが降伏ひずみを超え、急激に増大している。PC2では30/1000のサイクルにおいて耐力がやや低下し、また、壁脚部における鉛直ひずみの水平方向分布等より、圧縮端部の柱と2番目の柱の独立した挙動を示している。したがって、30/1000のサイクルにおいて、この境界部分における水平つなぎ筋の降伏により両柱の一体性が弱まり、独立した挙動となり、耐力がやや低下したと考えられる。PC4では、中央付近において降伏ひずみ近くまで達しているものの、降伏には至っていない。

2体のひずみ分布を比較すると、降伏の有無が大きな差であるといえる。PC2では最終の30/1000に至るまで各測定点におけるひずみは増大し続け、降伏によってプレキャスト柱間の一体性が弱まり、若干の耐力低下につながったと考えられる。一方、PC4では、15/1000まではひずみが増大を続けるものの、最終の20/1000では若干低下している。これは、破壊状況や壁脚部における鉛直ひずみの水平方向分布等より、鉛直接合部のせん断破壊によってプレキャスト柱間の一体性が弱まり、それにより水平つなぎ筋による応力伝達が低下したためと考えられる。

3.6 圧縮側端部の鉛直方向ひずみ分布

Fig.8に圧縮側端部における変位計による鉛直方向ひずみ分布をそれぞれ示す。グラフは正加力時の各部材角における壁脚部からの高さで鉛直方向ひずみの関係を示している。全体的に脚部に近いほど、ひずみが大きくなっており、部材角の増大とともにひずみは増大している。

PC2においては、30/1000では、65mmまで3%を超える特に大きなひずみとなっており、275mmまでにおいても0.45%を超えるひずみとなっている。これらひずみの特に大きい領域は高さ275mmまでに集中しており、ひび割れ状況における圧壊領域と対応している。PC4では20/1000において脚部から170mmまで約0.4%のひずみとなっている。PC4においては、PC2のようなかぶりコンクリートが剥落する顕著な圧壊はあまり見られなかったが、脚部の圧縮領域において7.5/1000までに縦ひび割れが発生し、その後、進展した。したがって、20/1000で脚部から170mmまで約0.4%のひずみとなった領域は縦ひび割れが進展した領域に対応していると考えられる。

2体を比較すると、PC2のひずみの方が各高さにおいて大きく、ひび割れ状況において、PC4よりもPC2の方が顕著な圧壊領域がみられたことと対応している。これは、PC2の方が一体性が高く、圧縮端部への応力集中が

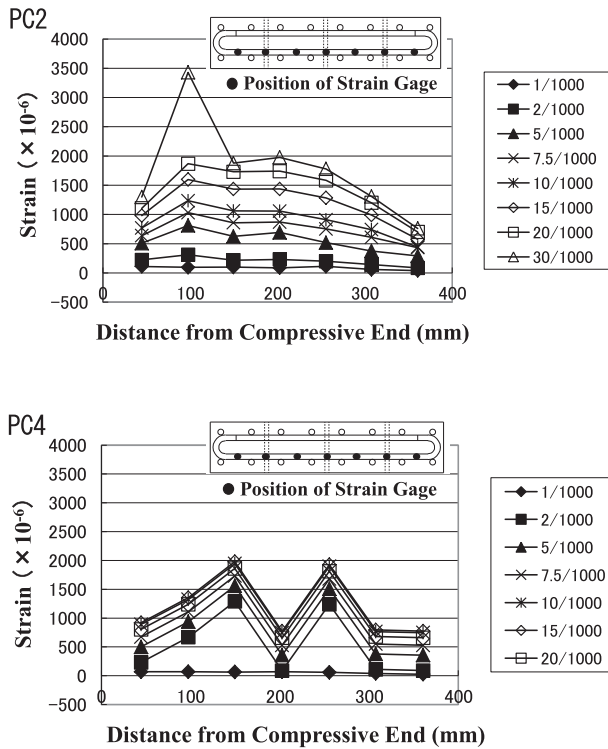


Fig. 7 Strain Distribution of Horizontal Tied Rebars

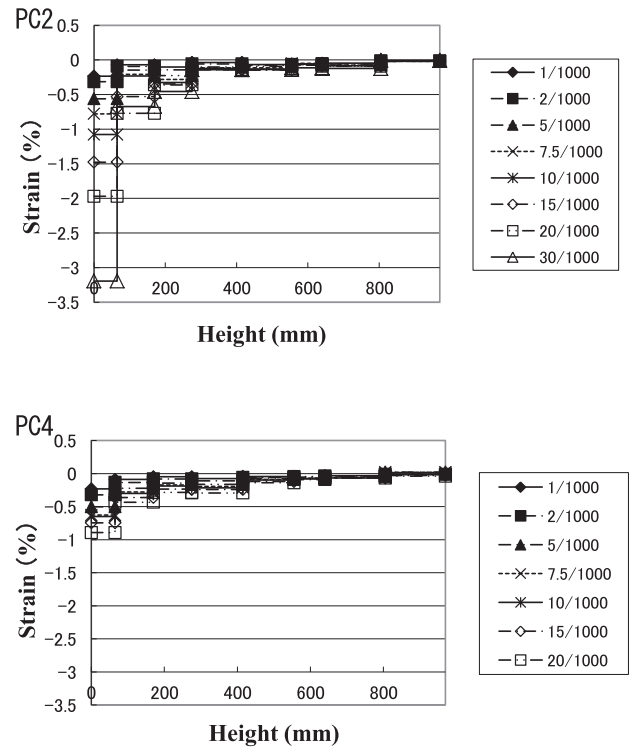


Fig. 8 Vertical Distribution of Strain at Compressive End

高まったためと考えられる。一方、PC4 は鉛直接合部によるせん断破壊により一体性が低下し、圧縮端部への応力集中が PC2 に比べ小さかったと考えられる。

3.7 鉛直接合部の挙動

3.7.1 目開きの水平方向分布

Fig.9 に、正加力時のプレキャスト柱部材間の鉛直接合部における目開きの水平方向分布を示す。目開きの測定位置は、1 段目は 1 階柱下部（高さ 170mm）、2 段目は 1 階柱上部（高さ 415mm）、3 段目は 2 階柱中央部（高さ 805mm）である。ここでは、最も値の大きかった 2 段目の測定結果を示す。目開きは、柱部材間の水平方向相対変位を変位計で測定した。いずれの段においても、部材角の増大とともに目開きは増えている。

PC2 では、水平方向の分布は、圧縮端部側と引張端部側で目開きが大きく、中央部では小さい。目開きの増加は、耐力低下の見られた 30/1000 でやや大きい。最大値は 30/1000 において、引張端部側で 1.1mm となった。最大値は、1 段目では圧縮端部側で 1.1mm、3 段目では圧縮端部側で 0.7mm であった。

PC4 では、5/1000 以降、圧縮端部側が最も大きく、引張端部側に近づくにつれひずみが減少している。最大値は 20/1000 において、圧縮端部側で 0.9mm となった。最大値は、1 段目では圧縮端部側で 0.6mm、3 段目では圧縮端部側で 0.7mm であった。

2 体を比較すると、最大値は PC2 の 1.1mm に対し、PC4 では 0.9mm とほぼ同程度であり、大きな差はみられない。他の段においても同様である。これは、破壊状況において、PC2 が脚部圧縮、PC4 が鉛直接合部のせん断破壊と異なるものの、水平つなぎ筋が同じ位置に同量配筋されており、それによって目開き増大がほぼ同等に抑えられているためと考えられる。

3.7.2 ずれの水平方向分布

Fig.10 に、正加力時のプレキャスト柱部材間の鉛直接合部におけるずれの水平方向分布を示す。ここで、ずれの測定位置は、前述の目開きの測定位置と同じである。ずれは、柱部材間の鉛直方向相対変位を変位計で測定し

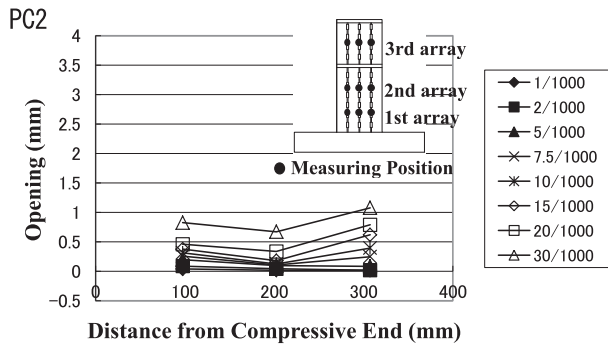
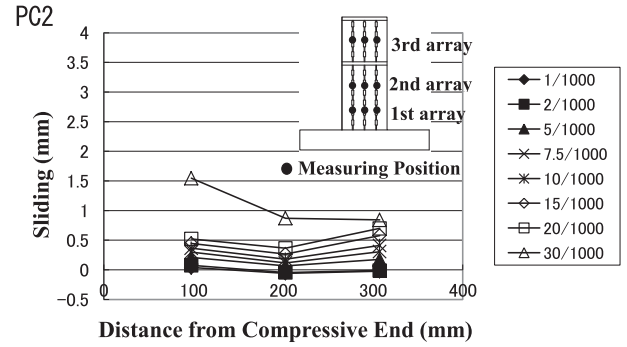
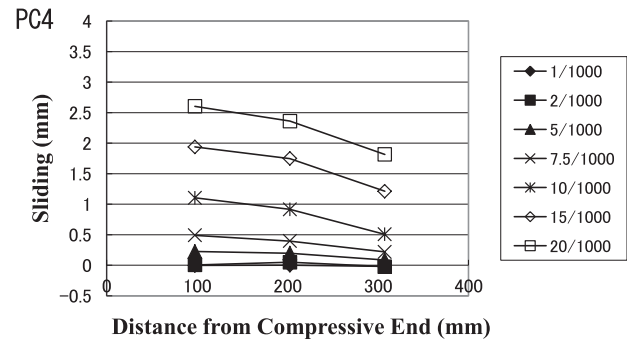
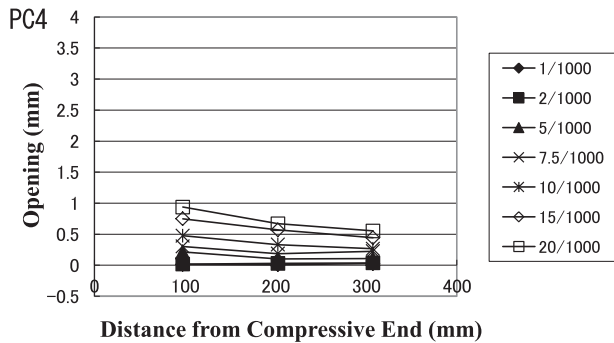
Fig. 9 Horizontal Distribution of Opening
(Second Array)Fig. 10 Horizontal Distribution of Sliding
(Second Array)

Table 3 Maximum Strength unit(kN)

Specimen	Horizontal Strength		
	Exp. Load	Cal. Load	Exp./Cal.
PC2	114.8(111.5)	115.7	0.99(0.96)
PC4	99.3(95.3)	118.3	0.84(0.81)

Cal. Load of Horizontal Strength P_{NU} : REFERENCES ⁽⁸⁾ $P_{NU}=M_u/H$, H : Height of Loading $M_u=0.5a_g\sigma_y g_1 D+0.5ND(1-N/(bDF_c))$

た．正加力時に鉛直接合部の圧縮端部側が，引張端部側よりも相対的に上方にずれる場合を正とした．いずれにおいても，部材角の増大とともにずれは増えている．

PC2 では圧縮端部側，引張端部側と比べ，中央部で小さい．20/1000 までの最大値は 0.7mm で，30/1000 で圧縮端部側のひずみが急増し，最大値は 1.5mm となった．他の段の最大値は，1 段目では圧縮端部側において 30/1000 で値が 0.8mm から急増し 1.9mm，3 段目では圧縮端部側で 1.0mm である．

PC4 では圧縮端部に近いほどずれは大きい傾向にある．圧縮端部側では，最終的に 20/1000 で 2.6mm となった．最大値は，1 段目では圧縮端部側で 1.2mm，3 段目では圧縮端部側で 3.2mm であった．

2 体を比較すると，最大値は PC2 の 1.5mm に対して PC4 では 2.6mm で，PC4 が明らかに大きい結果となった．また，同じ部材角 20/1000 における最大値で比較すると PC2 の 0.5mm に対して PC4 では 2.6mm で 5 倍程度の顕著な差となった．これはコッター数の少ない PC4 の鉛直接合部にせん断破壊が生じ，すべりが抑えられなくなったためと考えられる．また，この破壊によって 10/1000 以降，荷重が低下したと考えられる．前述の目開きでは PC2 と PC4 で大差がなかったのに対し，ずれに関しては，鉛直接合部の破壊により顕著な差が生じた．

3.8 最大耐力

Table 3 に最大耐力を示す。最大耐力の計算は、既往の壁、壁柱の式が中間の全縦筋引張降伏を仮定し、本実験結果と異なる為、Table 3 に示す既往の柱の曲げ耐力式を用いた。実験値は計算値に対し、一体性がほぼ保たれた PC2 では 1 に近い値となった。PC4 は実験値の方が 16～19%低い。これは鉛直接合部耐力が鉛直接合部の作用せん断力を下回り、鉛直接合部破壊が曲げ破壊に先行したためと考えられる。PC2 はコッター部のせん断破壊が PC4 ほど顕著ではなく、鉛直接合部耐力が鉛直接合部の作用せん断力を上回ったと考えられる。そのため最終の 30/1000 付近まで一体性が保たれ、荷重がほとんど低下しなかったと考えられる。設計時には靱性確保の観点から、脆性的な鉛直接合部破壊を避ける必要がある。そのためには鉛直接合部耐力が鉛直接合部の作用せん断力を上回るように設計し、鉛直接合部破壊が曲げ破壊に先行しないようにする必要がある。

4. まとめ

コッター数が異なるフルプレキャスト壁柱試験体による水平加力実験を行い、その構造性能について比較検討した。試験体は一鉛直接合部あたりのコッター数が 10 個の PC2 と同 3 個の PC4 である。検討の結果、コッター数の影響について以下のことが明らかとなった。

- (1) コッター数の少ない PC4 では、コッター部におけるせん断破壊が顕著で、それによって 10/1000 から耐力が低下し、20/1000 では最大耐力の 80%以下となった。
- (2) コッター数の多い PC2 では、コッター部におけるせん断破壊は少なく、脚部の圧縮端部における圧壊が目立ったが、大きな耐力低下にはつながらなかった。
- (3) 帯筋の水平方向ひずみ分布及び壁脚部における鉛直ひずみの水平方向分布より、PC4 において、プレキャスト柱間の顕著な独立した挙動が見られた。PC2 においても、最終の 30/1000 付近で同様な傾向が見られた。
- (4) 水平つなぎ筋のひずみ分布において、PC2 では 30/1000 で、圧縮端部の柱と 2 番目の柱の境界部において降伏している。これらの境界部分における水平つなぎ筋の降伏によりこれらプレキャスト柱の一体性が弱まり、上述の独立した挙動となって耐力が若干低下したと考えられる。
- (5) 鉛直接合部における目開きについては、コッター数の違いによる大きな差はみられなかった。これは、水平つなぎ筋が同じ位置に同量配筋されており、それによって目開き増大がほぼ同等に抑えられているためと考えられる。
- (6) 鉛直接合部におけるずれについては、PC2 に対しコッター数の少ない PC4 では同じ部材角で 5 倍程度の値となり、顕著な差が認められた。これは、コッター数の少ない PC4 の鉛直接合部にせん断破壊が生じ、すべりが抑えられなくなったためと考えられる。
- (7) 最大耐力に関して、PC2 では実験値と既往の柱の曲げ耐力式による計算値がほぼ同じ値となった。一方、コッター数の少ない PC4 では実験値が計算結果を下回った。これは鉛直接合部耐力が鉛直接合部の作用せん断力を下回り、鉛直接合部破壊が曲げ破壊に先行したためと考えられる。

文 献

- (1) 古宮嘉之，山本憲一郎，向出静司，益尾潔，“鉛直接合部を介してプレキャスト部と現場打ち部を一体化した RC 造壁柱の曲げせん断実験（その 1，その 2）”，日本建築学会大会学術講演梗概集，（2003），pp.255-258
- (2) 中澤春生，大久保香織，刑部章，淵本正樹，“プレキャスト柱型を内蔵する RC コアウォールの耐力及び変形性能評価に関する実験”，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，（2009），pp.463-468
- (3) 仲地唯治，“RC 造プレキャストコア壁における水平つなぎ筋の効果”，日本建築学会大会学術講演梗概集，（2013），pp.105-106
- (4) Tadaharu Nakachi，“Effect of Horizontal Tied Rebars on Precast Reinforced Concrete Core Walls”，福井工業大学研究紀要，（2013），第 43 号，pp.191-201
- (5) 仲地唯治，“水平つなぎ筋量の少ない RC 造プレキャストコア壁の構造性能に関する実験的研究”，福井工業大学研究紀要，（2015），第 45 号，pp.100-108

- (6) 仲地唯治, “RC 造プレキャストコア壁における水平つなぎ筋量の影響に関する実験的研究”, 福井工業大学研究紀要, (2015), 第 45 号, pp.109-118
- (7) 仲地唯治, “コッター数の少ない RC 造プレキャストコア壁の構造性能に関する実験的研究”, 福井工業大学研究紀要, (2016), 第 46 号, 投稿中
- (8) 日本建築学会編, 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), pp.396-397, 日本建築学会

(平成 28 年 3 月 31 日受理)