

# パネルゾーンに超高強度鋼繊維補強コンクリートを用いた PCa 柱梁接合部の構造性能

## Structural Performance of Precast Concrete Beam-Column Joint Using Ultra High Strength Steel Fiber Reinforced Concrete in the Panel Zone

細矢 博\*

### 要旨

パネルゾーンに超高強度鋼繊維補強コンクリートを用いた PCa 柱梁接合部の構造性能を検討するため、鋼繊維の体積混入率を実験変動因子とした 3 体の十字形 PCa 柱梁接合部試験体を用いて構造実験を行った。その結果、パネルゾーンの超高強度コンクリートを鋼繊維補強した場合、パネルゾーンでのひび割れの進展が抑制された。これにより、最大耐力時以降の耐力低下が抑えられ、変形性能（靱性）が向上することを確認した。また、残留ひび割れ幅も小さくなることを確認した。さらに、パネルゾーンの損傷が抑制されるため、補強しない試験体に比べて最大耐力が約 5%増大した。鋼繊維を混入すると、大地震後もひび割れ補修が容易になり、かつ耐力的にも有利になる。

キーワード：プレキャスト（PCa）、柱梁接合部、超高強度コンクリート、鋼繊維補強、構造性能

### 1. まえがき

当社は、図-1に示すように、鉄筋コンクリート造柱梁接合部における PCa 化技術の開発を行っている<sup>1)</sup>。近年では、建築物の高層化に伴い、コンクリートの設計基準強度が 100N/mm<sup>2</sup> を超える超高強度コンクリートが用いられるようになったが、その一方、コンクリート強度が高くなるにつれ、脆性的な破壊性状を示すことが知られている。同時に、柱断面寸法の縮小化に伴って柱梁接合部の設計が困難になってきている。これらの問題を解決するために、当社では、構造部材に鋼繊維を混入した超高強度コンクリートを適用する研究を進めている<sup>2)</sup>。

本報告では、PCa 工法のさらなる合理化を図ることを目標に、柱梁接合部の高強度化、高靱性化を目指し、パネルゾーンに鋼繊維を混入した超高強度コンクリートを用いた PCa 柱梁接合部の部分架構実験を行い、鋼繊維混入によるひび割れ抑制効果、および靱性性能について検

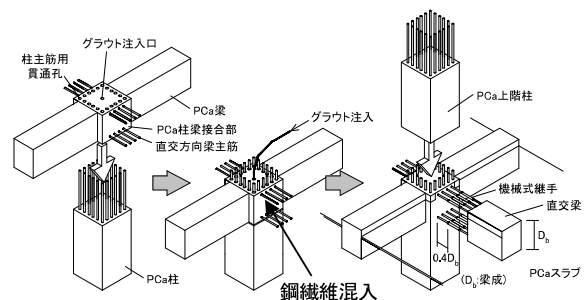


図-1 本 PCa 工法の概要

討し、柱梁接合部の構造性能の向上効果を評価した。

### 2. 実験概要

#### 2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に、試験体の形状・寸法、配筋を図-2に示す。また、使用した鋼繊維の諸元を表-2

表-1 試験体の諸元

試験体名	パネルゾーン			柱				梁				
	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	V <sub>f</sub> (vol%)	横補強筋 (pw)	軸力比	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	断面 (mm)	主筋	横補強筋 (p <sub>w</sub> )	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	断面 (mm)	主筋	横補強筋 (p <sub>w</sub> )
No.1	150	0	4-RB6.2×5 (SBPDN1275)	0.05	150	420	12-D22 (USD685)	4-RB6.2@60 (SBPDN1275)	60	360	16-D25 (SD490)	4-RB6.2@60 (SBPDN1275)
No.2		0.5				420				400		
No.3		1.0				0.35%				0.48%		

F<sub>c</sub>: コンクリート目標強度、V<sub>f</sub>: 鋼繊維混入率 断面: 柱幅(B<sub>c</sub>)×柱成(D<sub>c</sub>)

断面: 梁幅(B<sub>b</sub>)×梁成(D<sub>b</sub>)

\* 技術研究所建築研究グループ

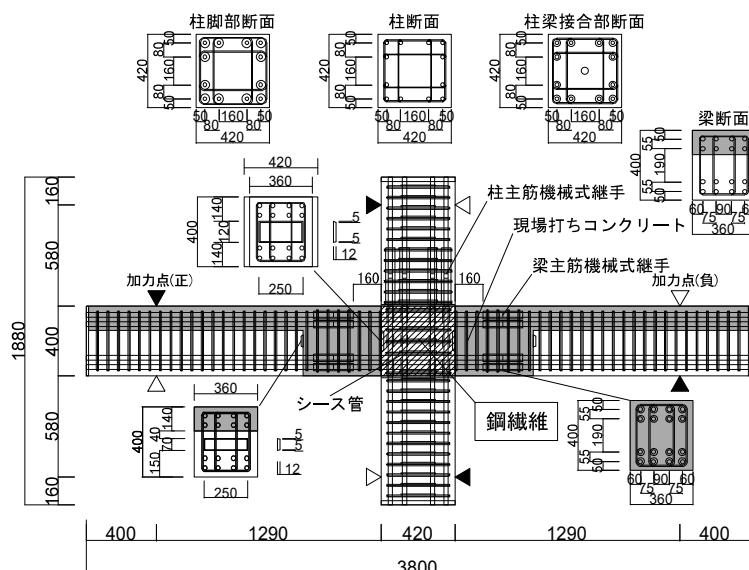


図-2 試験体の形状・寸法、配筋

表-2 鋼繊維の諸元

繊維長 (mm)	繊維径 (mm)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
13	0.16	2830	210

に、コンクリートと鉄筋の材料試験結果を表-3および表-4に示す。試験体は、梁曲げ降伏先行型に計画した実物の約 1/2.5 に縮小した平面十字形試験体で、3 体製作した。実験変動因子は、パネルゾーンに混入させる鋼繊維の体積混入率とした。試験体 No.1 は、パネルゾ

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体名	目標 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング 係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	備考
No.1~3	150	159	45.1	柱
No.1		159	45.1	パネルゾーン (0.0vol%)
No.2		167	44.6	パネルゾーン (0.5vol%)
No.3	172	44.7	パネルゾーン (1.0vol%)	
No.1~ No.3	60	65.0	31.8	梁PCa部
		68.1	34.3	梁現場打ち部

表-4 鉄筋の材料試験結果

種類	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング 係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	降伏 ひずみ (%)	備考
D22 (USD685)	710	893	193	0.369	柱主筋
D25 (SD490)	519	683	189	0.275	梁主筋
RB6.2 (SBPDN 1275)	1408*	1450	196	0.718	横補強筋

\*0.2%オフセット値

ンに鋼繊維を混入していない基準試験体である。試験体 No.2 および No.3 は、パネルゾーンに鋼繊維を混入させ、体積混入率をそれぞれ 0.5vol%、1.0vol%とした試験体である。

## 2.2 実験方法

試験体の加力については、柱の反曲点位置を油圧ジャッキで支持し、梁の反曲点位置に取り付けたアクチュエータで層間変形角を制御して加力を行った。加力サイクルは、層間変形角で R=± 1/400、± 1/200、± 1/100、± 1/67、± 1/50、± 1/33、± 1/25、± 1/20rad を各 2 回ずつ行う正負交番漸増繰り返し載荷であった。

## 3. 実験結果

### 3.1 梁せん断力-層間変形角関係、および破壊性状

各試験体の梁せん断力-層間変形角 (Q-R) 関係、および最終破壊性状を図-3に示す。なお、柱部材、梁部材に発生したひび割れのみを黒色と赤色のペンでトレースした。(黒：正加力時、赤：負加力時)

Q-R 関係の図に点線で示した梁曲げ耐力の計算値は、材料試験結果を用いて ACI ストレスブロック法によって求めた値である。No.1 の負側を除くと、3 体ともに計算値は実験値を小さめに評価していることが分かる。

試験体 No.1 では、層間変形角 R=1/400rad 時に梁の曲げひび割れ、パネルのせん断ひび割れが、層間変形角 R=1/200rad 時に柱の曲げひび割れが順次発生した。その後、全試験体ともに、主筋に貼付したひずみゲージで計測すると、層間変形角 R=1/50rad 時に一段目主筋が梁端部で曲げ降伏し、層間変形角 R=1/33rad 時に二段目主筋が梁端部で曲げ降伏して最大耐力に達した。最大耐力

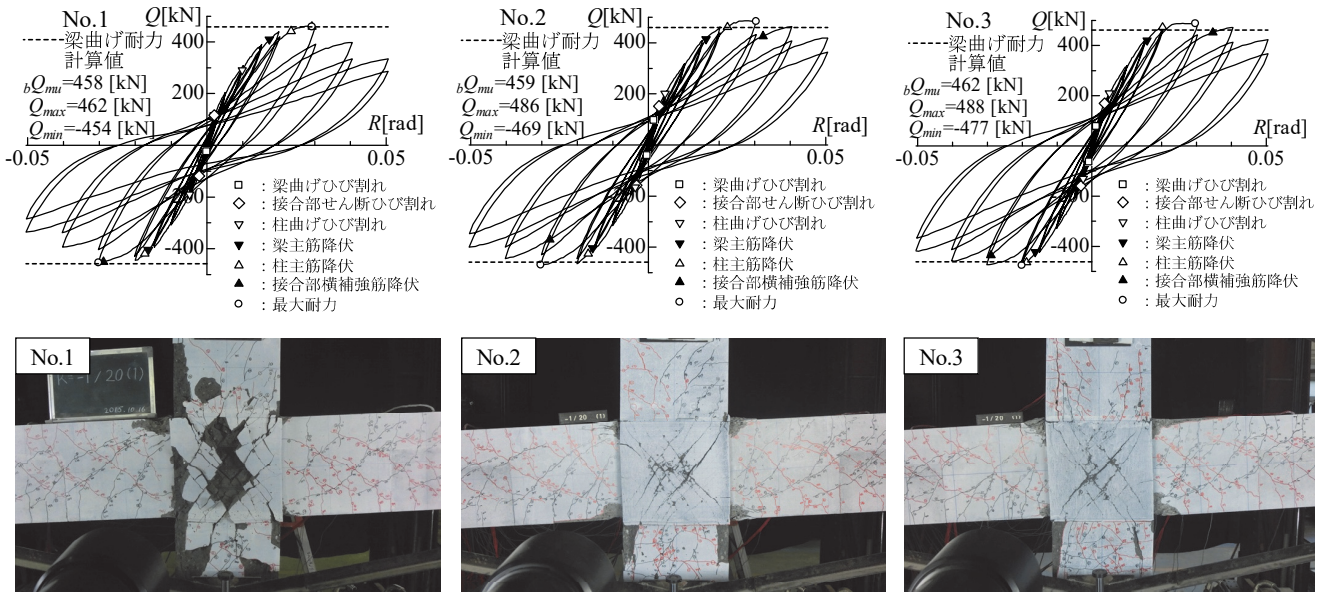


図-3 Q-R関係、および破壊性状

以降において、全試験体でパネルのせん断ひび割れが拡大し、荷重が低下したが、鋼繊維補強した試験体 No.2 および No.3 は、鋼繊維補強していない試験体 No.1 と比較すると、パネルゾーンのひび割れ幅の拡大は軽微であり、荷重の低下もわずかであった。これらの破壊性状により、パネルゾーンに鋼繊維を用いることでパネルゾーンの損傷が抑制され、最大耐力時以降の耐力低下を抑えられることが確認された。また、層間変形角  $R=1/20rad$  時において、試験体 No.2 と試験体 No.3 を比較すると、ひび割れ幅の大きいパネルゾーンでは、両試験体ともにせん断ひび割れが数本確認されたが、試験体 No.2 のパネルゾーンには、ひび割れ幅の小さいせん断ひび割れも多数みられ、ひび割れの分散が確認された。一方、試験体 No.3 では試験体 No.2 に比べ分散がわずかに劣っていた。最終的な破壊モードは、各試験体ともに梁曲げ降伏後のパネルせん断破壊 (BJ) と判断した。

### 3.2 梁主筋、および柱・パネルゾーン横補強筋のひずみ分布

1 サイクル目の正側最大荷重時における、試験体 No.1 と試験体 No.2 の梁上端一段目主筋のひずみ分布、および柱・パネルゾーンの横補強筋のひずみ分布を図-4に示す。梁主筋のひずみは、両試験体ともに、一段目梁主筋が梁端部において曲げ降伏した後に最大耐力に達しているため、梁主筋の降伏が最大耐力を決定する要因であることが確認できた。一方、鋼繊維補強した試験体 No.2 では、鋼繊維補強していない試験体 No.1 よりも、最大耐力以降における梁端部でのひずみが増大した。こ

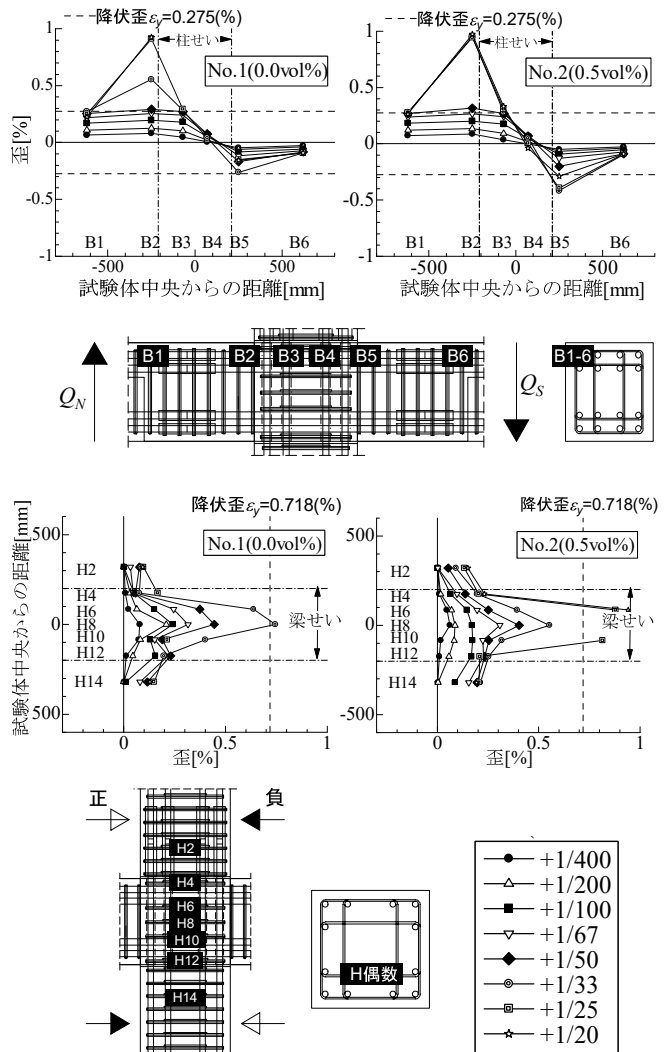


図-4 梁主筋、および柱・パネルゾーン横補強筋のひずみ分布

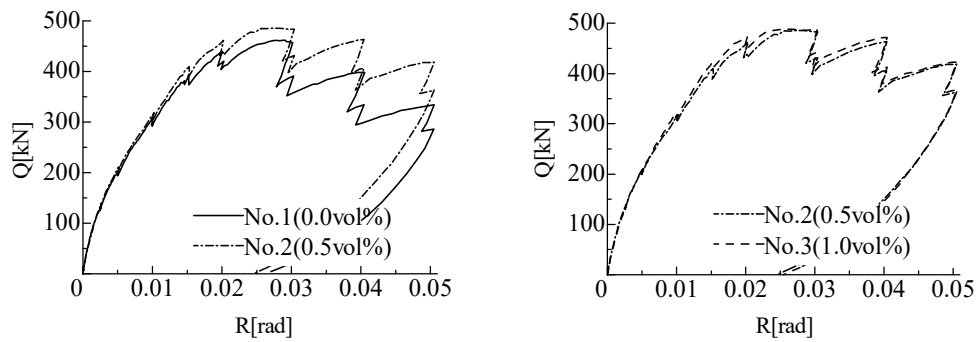


図-5 包絡線の比較(左図:鋼繊維補強の有無による比較, 右図:鋼繊維混入量の違いによる比較)

表-5 限界変形角の比率

試験体名	限界部材角* (rad)	比率
No.1	0.046	1.00
No.2	0.05以上	1.08以上
No.3	0.05以上	1.08以上

\* 正方向・負方向加力時の平均値

表-6 最大耐力の比率

試験体名	最大耐力 (kN)	比率
No.1	462	1.00
No.2	486	1.05
No.3	488	1.06

れは、鋼繊維補強によりパネルゾーンのひび割れ損傷が抑制され、梁端部での曲げ損傷が進展したため、最大耐力以降において違いがみられたと考えられる。柱・パネルゾーンのみずみは、試験体 No.1 ではパネルゾーンの横補強筋が降伏した後に最大耐力に達しているが、試験体 No.2 では最大耐力に達した後にパネルゾーンの横補強筋が降伏した。これは、鋼繊維補強によってパネルゾーンの損傷が大変形時まで抑制されたため、降伏時の層間変形角に違いが生じたと考えられる。また、鋼繊維の混入量の異なる試験体 No.2 と試験体 No.3 では、みずみ分布の明確な違いはみられなかった。

### 3.3 梁せん断力-層間変形角関係の包絡線の比較

各試験体の梁せん断力-層間変形角関係の包絡線の鋼繊維補強の有無による比較、および鋼繊維混入量の違いによる比較を図-5に示す。鋼繊維補強していない試験体 No.1 と鋼繊維補強した試験体 No.2 による比較では、最大耐力に達した層間変形角  $R=1/33rad$  以降において、試験体 No.2 は試験体 No.1 よりも耐力低下が小さくなった。これは、鋼繊維の混入によりパネルゾーンのひび割れの進展が抑制されたことで、最大耐力以降の耐力低下が抑えられ、変形性能が向上したことを表している。ここで、 $Q-R$  関係の包絡線において、最大耐力から荷重が 80%に低下したときの層間変形角を限界変形角と定義し、表-5に示す。試験体 No.1 に対し、試験体 No.2、No.3 では限界変形角が大きいことが分かる。一方、最大耐力について、表-6から、鋼繊維を混入していない試験体 No.1 と鋼繊維を混入した試験体 No.2、No.3 を比較すると、試験体 No.2、No.3 は試験体 No.1 に比べて最大耐力が約 5%高くなっている。これは、試験体 No.2、No.3 では、試験体 No.1 に比べてパネルゾーンの損傷が軽微であったため耐力差が生じたものと考えられる。他

方、パネルゾーンに鋼繊維を 0.5vol%混入した試験体 No.2 と 1.0vol%混入した試験体 No.3 による鋼繊維混入量の違いによる比較では、最大耐力後の耐力低下がほぼ同じになっており、混入量の増大による変形性能の向上がみられなかった。これは、鋼繊維の混入量を倍増させたため、コンクリートの流動性やコンクリート中の鋼繊維の分散性が低下し、鋼繊維による架橋効果が十分発揮されなかったと推定される。

### 3.4 変形割合の推移

試験体 No.1 と試験体 No.2 の全体変形に対する梁、柱、およびパネルゾーンの変形割合を図-6に示す。最大耐力に達する層間変形角  $R=1/50rad$  までは両試験体ともに梁の変形割合が支配的であり、同様の傾向を示していたが、それ以降においては、パネルゾーンの変形割合に違いがみられた。鋼繊維補強していない試験体 No.1 では、最大耐力以降におけるパネルゾーンの損傷拡大に伴い、パネルゾーンの変形割合が急激に増加し、層間変形角  $R=1/20rad$  時には 60%程度になった。鋼繊維補強した試験体 No.2 では、最大耐力以降において、パネルゾーンの変形割合が増加したが、試験体 No.1 と比較すると小さくなり、層間変形角  $R=1/20rad$  時には 50%程度であ

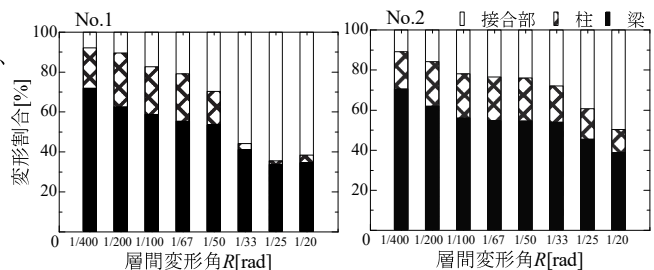


図-6 各部材の変形割合

り、柱の変形割合が増加した。また、鋼繊維の混入量の異なる試験体 No.2 と試験体 No.3 では、変形割合の明確な違いはみられなかった。

### 3.5 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰定数と層間変形角の関係を図-7に示す。各試験体における等価粘性減衰定数には大きな違いがみられなかった。また、図中に示した破線は、武田モデルを利用した、等価線形化法に基づく下式の減衰評価式による計算値である。図に示されているように、全ての試験体において、層間変形角  $R=1/20\text{rad}$  まで実験値が計算値を上回った。従来の設計法を用いると、安全側に評価できることが確認された。

### 3.6 パネルゾーンのひび割れ性状

各試験体のパネルゾーンにおけるひび割れ幅と層間変

$$c h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad \text{ここで、} \mu: \text{塑性率}$$

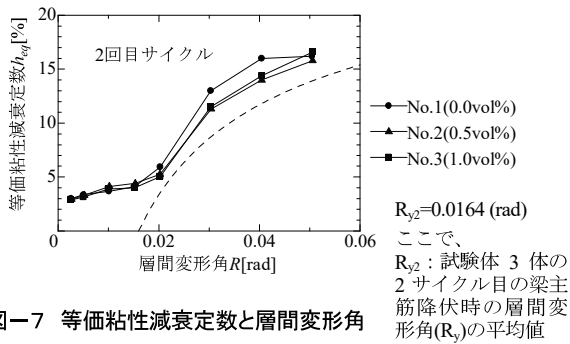


図-7 等価粘性減衰定数と層間変形角

形角関係を図-8に示す。ひび割れ幅は、パネルゾーンの写真画像において、拡大が顕著であったひび割れを正加力時と負加力時でそれぞれ3か所ずつ選定し、画像計測より算出した値である。鋼繊維補強していない試験体 No.1 と、鋼繊維補強した試験体 No.2 および No.3 を比較すると、試験体 No.2 および No.3 では、パネルゾーン内の鋼繊維によるひび割れの架橋で、ひび割れ幅の拡大を抑えることが分かった。また、試験体 No.1 では、大変形時において残留ひび割れ幅の拡幅が顕著であったが、試験体 No.2 および No.3 では、レベル2程度の地震動に相当する層間変形角  $R=1/50\text{rad}$  時まで  $0.5\text{mm}$  以下に抑制されていることが確認された。これにより、パネルゾーンのコンクリートに鋼繊維を混入した場合は、レベル2程度の地震動を経験しても残留ひび割れ幅は微細であり、容易に補修が可能であると考えられる。

## 4. まとめ

実験変動因子をパネルゾーンのコンクリートに混入させる鋼繊維の体積混入率とし、3体の試験体を用いて構造実験を行った。その結果、

- i. 全試験体ともに、破壊モードは、梁曲げ降伏後のパネルせん断破壊 (BJ) となった
- ii. パネルゾーンを鋼繊維補強することで、パネルゾーンのひび割れの進展が抑制された。その結果として、最大耐力時以降の耐力低下が抑えられ、変形性能が向上することが確認された
- iii. 鋼繊維補強すると、パネルゾーンのせん断ひび割れ幅の拡大が抑えられ、損傷が低減し、残留ひ

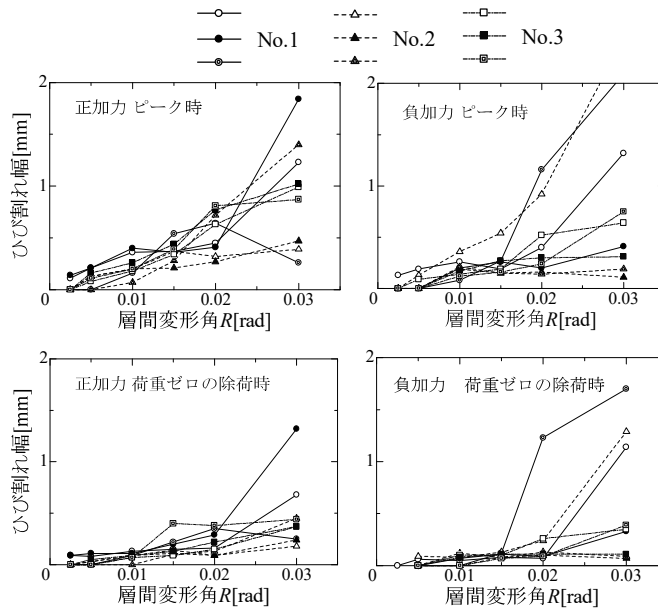


図-8 パネルゾーンにおけるひび割れ幅と層間変形角

び割れ幅も小さくなることが確認された

- iv. パネルゾーンを鋼繊維補強した試験体では、パネルゾーンの損傷が抑制されるため、補強しない試験体に比べて最大耐力が約5%増大した
- v. パネルゾーンのコンクリートに鋼繊維を 0.5vol% 混入すると、残留ひび割れ幅はレベル2程度の地震動を経験しても 0.5mm 以下に抑制され、地震後のひび割れ補修が容易であり、かつ最大耐力が向上することから設計上でも有利である
- vi. 今回の実験では、試験体 No.2 と試験体 No.3 を比較すると、鋼繊維混入量の増大による耐力、変形性能の向上はみられなかった

## 5. あとがき

柱梁接合部のパネルゾーンの超高強度コンクリートに鋼繊維を混入すると、構造性能が向上して最大耐力が増大し、変形性能も改善した。また、パネルゾーンの残留ひび割れ幅も縮小したので、超高強度 PCa コンクリートの柱梁接合部に適用するには有効であることが確認された。今後は、超高層建築物の部分架構に積極的に適用していきたい。

## 謝辞

本研究は、筑波大学の金久保利之教授、八十島章准教授に懇切丁寧なご指導、ご協力を頂いた。また、筑波大生の山田大氏、橋本京介氏には実験準備から論文作成に至るまで多くのご協力を頂いた。

また、本研究の試験体を製作するにあたり、東京鉄鋼(株)、および日本スプライススリーブ(株)より材料提供の支援を受けた。

関係各位に心より感謝申し上げます。

### 【参考文献】

- 1) 細矢 博、木村太一、金久保利之、八十島 章、  
「PCa 柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究 (その5, その6)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.761-764、2013.8
- 2) 細矢 博、河野政典、舟山勇司、益尾 潔、  
「Fc150N/mm<sup>2</sup> 級コンクリートを用いた柱部材の構造性能に関する実験的研究 (その2)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.303-304、2014.9