

# 論文 断面幅方向に分割した組合せ梁に関する実験的研究

土居 晃基<sup>\*1</sup>・高津 比呂人<sup>\*2</sup>・井戸裕 勇樹<sup>\*3</sup>

**要旨**：2050年のカーボンニュートラル社会を実現するため、コンクリート部材にCO<sub>2</sub>を固定する技術の実用化開発に着手している。この技術を用いてPCa部材に効率的にCO<sub>2</sub>を固定するためには部材の薄肉化、比表面積の増加が有効であり、PCa梁を断面幅方向へ分割し組合せることで実現できる。この断面幅方向に分割した梁の構造性能を確認するために正負繰り返し載荷実験を実施した。断面幅方向に分割した試験体は分割していないと仮定して計算した曲げ終局耐力計算値を上回ることを確認した。また、断面幅方向に分割した試験体と分割していない試験体の初期剛性および曲げひび割れ発生後の剛性は同等であることを確認した。

**キーワード**：カーボンニュートラル、組合せ梁、プレキャスト、曲げ耐力、変形成分

## 1. はじめに

2050年のカーボンニュートラル社会の実現に向けて、コンクリートのCO<sub>2</sub>排出量の削減は喫緊の課題である。筆者らは、高炉スラグなどの産業副産物を活用し、CO<sub>2</sub>排出量を削減した高炉スラグ高含有セメント<sup>1)</sup>や、コンクリート再生材にCO<sub>2</sub>を固定した新しい細骨材等の材料<sup>2)</sup>、コンクリート部材にCO<sub>2</sub>吸収型混和剤を用いて炭酸化養生(CO<sub>2</sub>固定)することでCO<sub>2</sub>を吸収する技術<sup>3)</sup>などの開発を行っている。そして、これらのセメント、細骨材等の材料、混和剤を使用したコンクリートの実用化開発に着手している。このコンクリートの社会実装を進めるにあたっては、プレキャストコンクリート(以下、PCa)工場 で部材を製造し、その部材を工場において高濃度CO<sub>2</sub>環境下で炭酸化養生(CO<sub>2</sub>固定)した後、建設現場に運搬して取り付けるという方法が考えられる。

PCa部材へ効率的にCO<sub>2</sub>を固定する方法として部材の形状に着目すると、部材を薄くすること、比表面積を大きくすることが考えられる。PCa梁の場合、断面を幅方向に分割することで部材の薄肉化、比表面積の増加を実現でき、分割しない場合と比較してCO<sub>2</sub>を効率的に吸収できる可能性が高い(図-1)。一方で梁を断面幅方向に分割した場合、各梁が個別に変形し、分割する前と同様の平面保持が仮定できなくなる可能性がある。すなわち従来の曲げ耐力評価式で曲げ耐力が推定出来ず、分

割する前と曲げ耐力、曲げ剛性等が異なるおそれがある。

そこで本研究では、断面幅方向に2分割および3分割して組合せたPCa梁部材の構造性能を確認するため、正負繰り返し載荷実験を行った。なお、本研究では上記のCO<sub>2</sub>を固定できるコンクリートではなく、普通ポルトランドセメントを使用したコンクリートを用いて実験を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体の一覧を表-1に示す。試験体は、PCa梁を断面幅方向に分割していないF00を基準試験体とし、断面幅方向に2分割したF02、3分割したF03、3分割であるが両端の梁をPCaで製作し、中央に現場でコンクリートを打設する仕様を想定したF03Tの計4体である。

図-2にF03Tの立面図・側面図・梁断面図、およびその他の試験体の梁断面図を示す。試験体は片持ち梁形

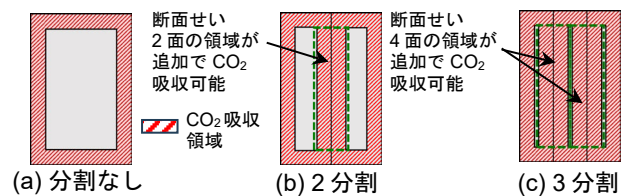


図-1 PCa梁分割によるCO<sub>2</sub>吸収の進行イメージ

表-1 試験体一覧

試験体	組合せ断面	分割数	各PCa梁断面		
			断面	主筋	せん断補強筋
F00	幅 300mm × せい 600mm	0	幅 300mm×せい 600mm	上下とも 6-D16	4-D6@200
F02		2	幅 150mm×せい 600mm	上下とも 3-D16	2-D6@200
F03		3	幅 100mm×せい 600mm	上下とも 2-D16	2-D6@300
F03T		3	F03と同様、ただし両端の梁の上部 100mm は中央の 100mm の梁と同時に後打ち		

\*1 竹中工務店 技術研究所 (正会員)

\*2 竹中工務店 技術本部 (正会員)

\*3 竹中工務店 技術研究所 博士(工学) (正会員)

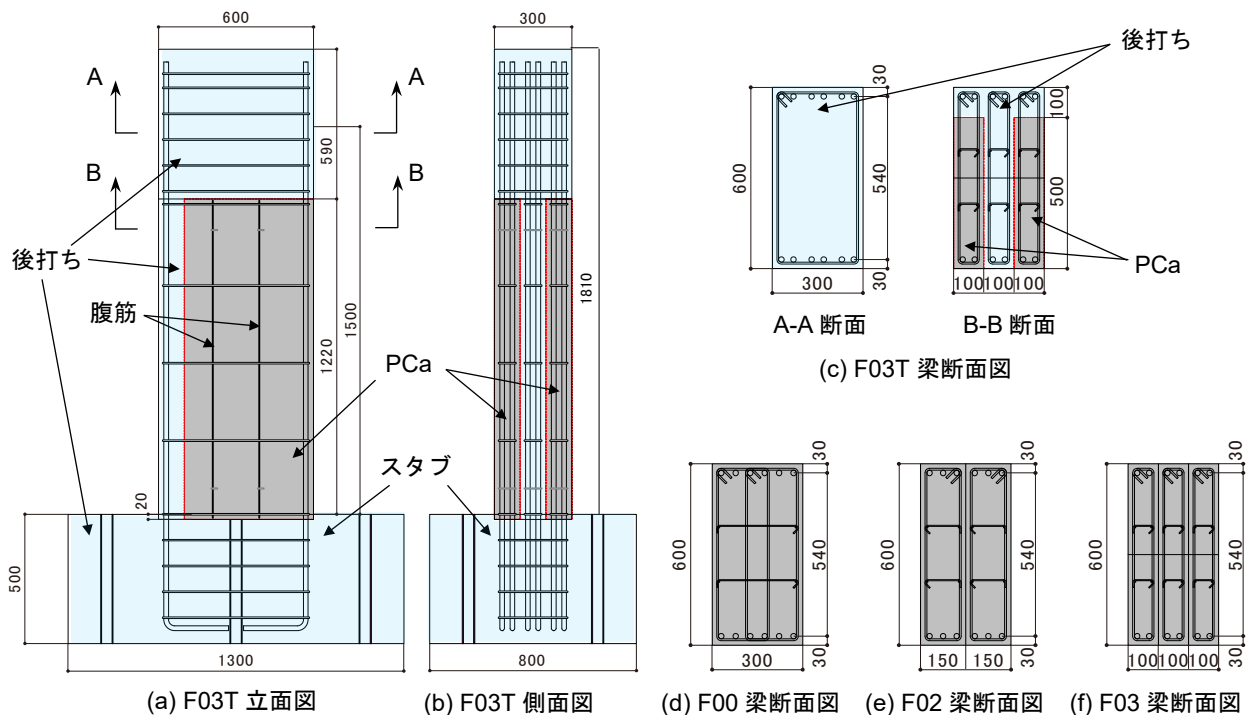


図-2 試験体図

式とした。F02, F03, F03Tでは、F00の梁幅を2分割, 3分割にした各PCa梁を製作後、スタブと加力用ジャッキを取り付ける位置(図-2の水色部分)に後打ちコンクリートを打設することにより一体化した。F03Tは中央の梁と各梁の上部100mmも一体化した。PCa梁同士の接触面は型枠面であり、接触面に特に処理は行っておらず、F03Tの後打ちコンクリートに接するPCa梁の接触面についても同様に処理は行っていない。いずれの試験体も主筋はPCa梁から後打ち部まで通し筋とし、PCa梁のスタブ上面から加力位置までの高さは1500mm(せん断スパン比2.5)、Pca梁全体の長さは1810mmで共通であり、曲げ降伏先行型として設計した。試験体によりせん断補強筋ピッチが異なるが、組合わせた後の試験体のせん断補強筋比は全て0.21%である。

## 2.2 使用材料

試験時のコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果をそれぞれ表-2, 表-3に示す。コンクリートは普通ポル

トランドセメントを使用し、粗骨材の最大粒径は13mm、試験時目標圧縮強度が27N/mm<sup>2</sup>となるように計画した。せん断補強筋では明確な降伏棚が確認できなかったため、降伏応力は0.2%オフセット法により求めた。

## 2.3 加力・計測

図-3に載荷装置図を示す。試験体はスタブを反力床にPC鋼棒で固定し、反力床から2000mmの位置に設置した水平ジャッキにより正負繰り返し載荷を行った。加力点とスタブ上端との相対変位を加力点高さ1500mmで除した梁の部材角Rに基づく変位制御とし、 $R = \pm 1, 2.5, 5, 7.5, 10, 15, 20, 30/1000 \text{ rad}$ で正負各2回ずつ繰り返し載荷を行った後、 $R = +50/1000 \text{ rad}$ まで載荷を行った。

主筋およびせん断補強筋のひずみをひずみゲージにより計測した。加力点変位、各PCa梁の曲率、組合わせたPCa梁同士の開き変形を変位計により計測した。変位計測定位置図は後述の図-7に示す。

表-2 コンクリート材料試験結果

試験体部位	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [N/mm <sup>2</sup> ]	割引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
PCa部共通	34.0	$2.87 \times 10^4$	3.20
F03T後打ち部	30.7	$2.75 \times 10^4$	2.80

表-3 鉄筋材料試験結果

鉄筋種	降伏応力 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強さ [N/mm <sup>2</sup> ]
D16 (SD390)	442.0	$1.81 \times 10^5$	665.0
D6 (SD295)	384.8	$1.87 \times 10^5$	549.3

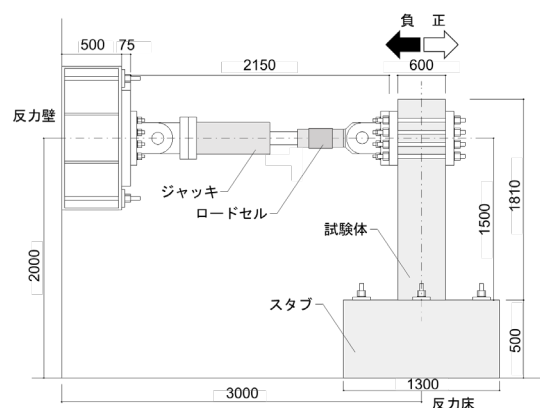


図-3 載荷装置図

### 3. せん断力-部材角関係

実験で得られたせん断力-部材角関係を図-4に示す。図中には、曲げひび割れ時、主筋降伏時、せん断補強筋降伏時（ひずみゲージの計測値が初めて降伏ひずみに達した点）、および最大耐力時の点および文献<sup>4)</sup>による曲げ終局耐力計算値時のせん断力を青線で示す。曲げ終局耐力は平面保持が成立すると仮定し、分割している梁も一体である（分割していない）として算定した。また、算定の際に使用する主筋の降伏強度は表-3の材料試験結果の値を用いた。

いずれの試験体も紡錘形の履歴であり、部材角  $R=1.0/1000\text{rad}$  付近で端部に曲げひび割れが発生した後、F00, F02, F03では  $R=5.0/1000\text{rad}$ , F03Tでは  $R=7.5/1000\text{rad}$  付近で主筋が降伏し、その後も曲げ耐力を保持したまま変形が進行した。 $R=15/1000\text{rad}$ の加力サイクルではスタブ界面での曲げ圧壊が見られ、 $R=20\sim 30/1000\text{rad}$  付近では圧縮側主筋の座屈も確認された。F00, F02, F03は  $R=30/1000\text{rad}$ の加力サイクルで、スタブから最も近い位置（F00, F02:スタブから200mm, F03:スタブから300mm）のせん断補強筋が主筋の座屈の進行により破断したが、F03Tでは加力終了までせん断補強筋が破断は確認されなかった。F00, F02では、その後の  $R=50/1000\text{rad}$ 加力時に圧縮側主筋の座屈が進行し耐力が低下したため、F03Tでは載荷装置の限界に達したため加力を終了した。なお、F03は  $R=50/1000\text{rad}$

に向かう加力の際、試験体が面外方向に傾き加力点変位を計測する変位計と干渉したため途中で加力を終了した。

いずれの試験体も最大耐力は曲げ終局耐力計算値時のせん断力を正負側ともに2割程度上回っており、十分な耐力を発揮した。いずれの試験体も荷重反転時に変形が大きく進行するスリップ性状であったが、スリップ性状がみられたのは変形が大きくなり、梁端のせん断ひび割れが拡大し始めた  $R=20/1000\text{rad}$ 以降であった。

### 4. 包絡線、靱性の考察

各試験体の正側包絡線を図-5に示す。図-5(a)には加力開始から終了時までの全体の包絡線を、図-5(b)には初期の  $R=10/1000\text{rad}$  までの部分を拡大した包絡線を示している。

図-5(a)より、最大耐力発揮後の  $R=20/1000\text{rad}$ 程度まではいずれの試験体もほぼ同等のせん断力を発揮しているが、 $R=20/1000\text{rad}$ を超えると分割していないF00のせん断力が大きく、2分割のF02のせん断力が最も低くなった。 $R=30/1000\text{rad}$ 以降は、中央部に後打ちコンクリートを打ち込んで一体化したF03Tのみ耐力の低下が緩やかであり、それ以外の試験体では耐力が大きく低下した。図-5(b)より、いずれの試験体も初期の部分では同様の挙動を示しており、梁を分割した場合でも分割していない梁と初期剛性やひび割れ発生後の剛性はほぼ同じであった。

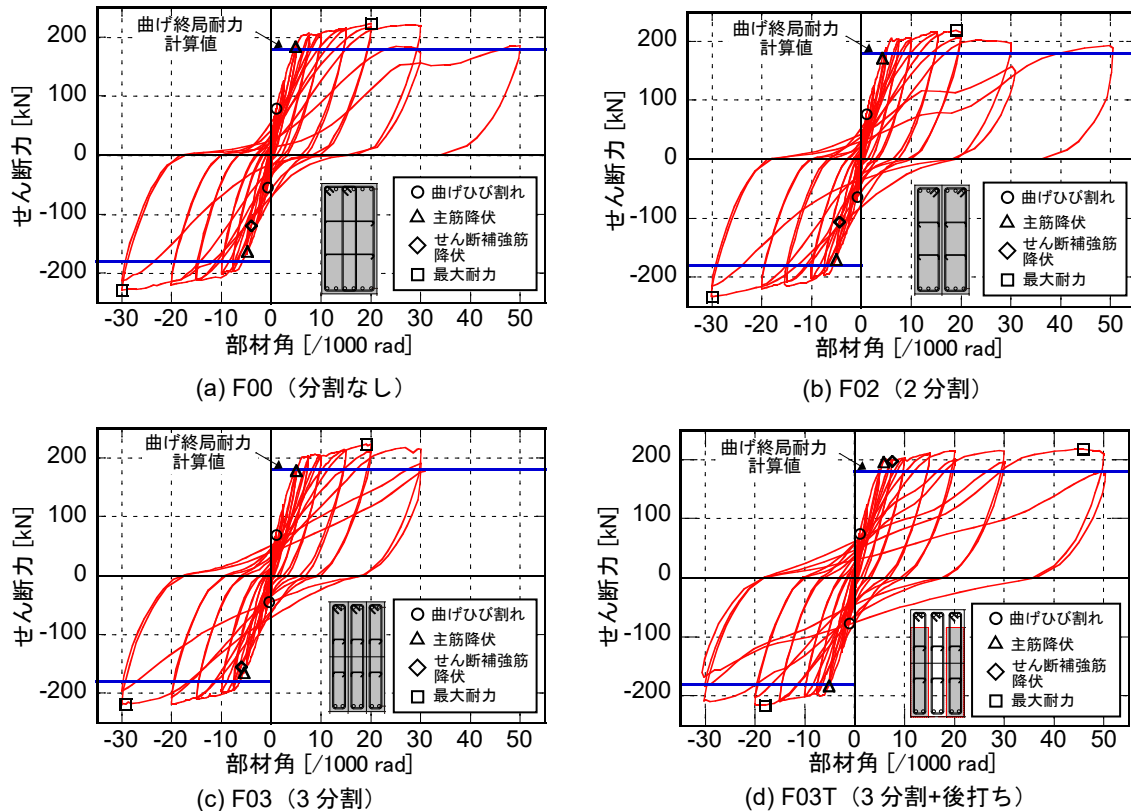


図-4 せん断力-部材角関係

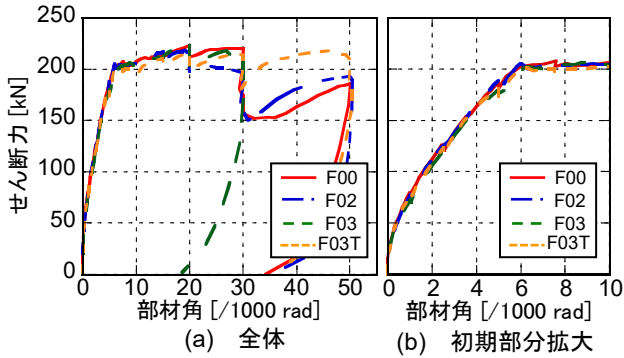


図-5 包絡線の比較

$R = 30/1000\text{rad}$ 以降、F03Tのみ耐力の低下が緩やかであった原因として、各試験体のせん断補強筋の配筋方法の違いが考えられる。黒正らが検討したせん断補強筋と主筋の座屈性状の関係<sup>5)</sup>によると、せん断補強筋の効果はせん断補強や靱性確保のほかに、主筋の座屈防止、主筋の座屈後の座屈進行防止の効果がある。この効果はせん断補強筋比が同じ場合でも配筋方法によって異なり、以下のバネ定数の式として表すことができる。

$$K = 24EI/l^3 \quad (1)$$

$K$  : せん断補強筋のバネ定数 (座屈防止効果) (N/mm)

$E$  : せん断補強筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$I$  : せん断補強筋の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$l$  : 主筋間隔 (mm)

ただし、式中の主筋間隔  $l$  は図-6のように、検討する主筋の補強筋が隣の主筋の位置で直角に曲がり、引っかかる場合を考える。

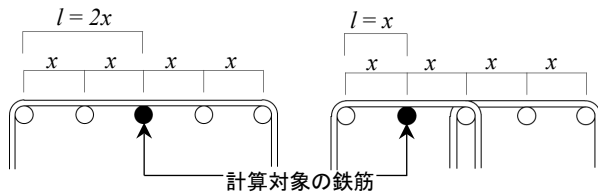


図-6 主筋間隔  $l$  の定義

また、主筋を圧縮材として考える場合のバネ定数は以下の式で表すことができる。

$$K_0 = 2\pi^2 E_0 I_0 / L^3 \quad (2)$$

$K_0$  : 主筋の圧縮材としてのバネ定数 (N/mm)

$E_0$  : 主筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$I_0$  : 主筋の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$L$  : 座屈長さ (せん断補強筋ピッチ) (mm)

式 (1), (2) を用いて F00, F02, F03T のせん断補強筋のバネ定数  $K$  (座屈防止効果) および主筋の圧縮材としてのバネ定数  $K_0$  を計算した結果を表-4に示す。バネ定数が最も小さくなる主筋に関して算出しており、F00の主筋間隔  $l$  は左右で長さが違うため、それぞれの主筋間隔  $l$  で  $K$  を算出し平均をとっている。F00とF02は  $R=30/1000\text{rad}$  付近に圧縮側主筋の座屈が確認された一方、

F03Tは  $R=20/1000\text{rad}$  付近に主筋の座屈が確認されていた。これはF00とF02主筋のバネ定数  $K_0$  が、F03Tの3倍程度大きくなっていたためであると推察される。その後  $R=30/1000\text{rad}$  の加力サイクル時に、F00とF02ではせん断補強筋の破断が確認されていた一方、F03Tでは加力終了までせん断補強筋が破断することはなかった。これはF03Tのせん断補強筋のバネ定数  $K$  がF00の3倍程度、F02の2倍程度大きくなっていたためであると推察される。

F00とF02よりF03Tの主筋座屈の発生は早かったが、せん断補強筋の主筋への座屈進行防止効果はF03Tの方が大きく、主筋の座屈進行を抑えられたため、加力終了までせん断補強筋が破断することはなかった。一方で、F00とF02はせん断補強筋が主筋の座屈進行を抑えきれず  $R = 30/1000\text{rad}$  で破断し、その後は主筋の座屈長さ  $L$  が2倍の400mmになることで、 $R = 30/1000\text{rad}$  以降はF03Tより主筋座屈が進行したものと推察され、これらより  $R=30/1000\text{rad}$  以降、F03Tのみ耐力の低下が緩やかであったと推察される。

表-4 各試験体の  $K$  および  $K_0$

試験体	$L$ [mm]	$K_0$ [N/mm]	$l$ [mm]	$K$ [N/mm]
F00	200	$1.40 \times 10^3$	48, 96	$1.82 \times 10^3$
F02	200	$1.40 \times 10^3$	45	$3.93 \times 10^3$
F03T	300	$0.45 \times 10^3$	40	$5.60 \times 10^3$

## 5. PCa 梁の一体性に関する考察

### 5.1 PCa 梁同士の間隔方向の開き変形

図-7に変位計測定位置を示す。図-7(a)に示す梁側面の横方向に取り付けた変位計により、PCa 梁同士の間隔方向の開き変形を計測した。図-8にスタブから600mmの位置のPCa 梁同士の間隔方向の開き変形と部材角の関係の一例を示す。

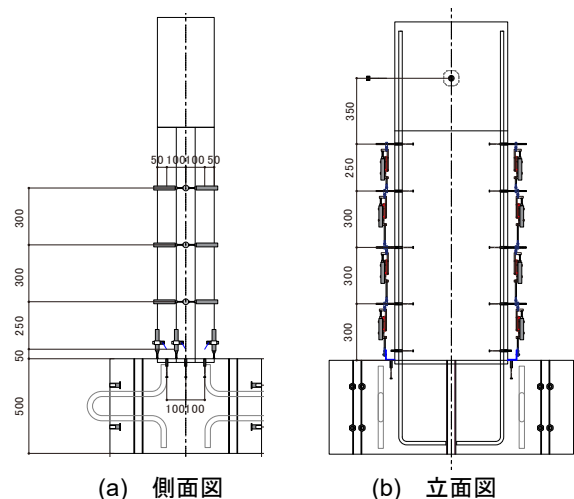


図-7 変位計測定位置

いずれの試験体でも部材角の増加に従い、開き変形が徐々に増加する傾向が見られた。最大耐力付近の  $R = \pm 20/1000 \text{ rad}$  のサイクルから開き変形が増加し始めたが、開き変形が大きく増加するのは  $R = \pm 30/1000 \text{ rad}$  のサイクルであった。これは、変形角  $R = \pm 30/1000 \text{ rad}$  サイクル時にスタブとの界面付近で主筋が座屈し始め、コンクリートの損傷が大きくなったことでPCa梁同士の開き変形が大きくなったと推察される。その時の開き変形の最大値はF03では1mm程度、F03Tでは0.5mm程度であり、最も大きいF02でも  $R=50/1000\text{rad}$  時に2.5mm程度であった。

### 5.2 各PCa梁の曲率分布

図-7 (b) に示す梁側面の縦方向に取り付けた変位計の計測値により、各PCa梁の挙動が一致しているか確認するため各区間の各PCa梁の曲率を算出した。変位はスタブから300mmの区間ごとに計測しており、図-9に梁を分割した試験体の曲率分布を示す。縦軸がスタブからの距離、横軸が曲率を示しており、加力開始時の  $R=1.0/1000\text{rad}$  と主筋降伏時の  $R=7.5/1000\text{rad}$ 、最大耐力付近である  $R=20/1000\text{rad}$  の曲率分布を示している。

$R=1.0, 7.5/1000\text{rad}$  時、梁を分割した試験体であるF02, F03, F03Tの各PCa梁（前面、背面、中央）の曲率分布に大きな違いは見られなかったことから、各梁が個別に変形することなく、同様の挙動であったと推察される。

最大耐力付近の  $R=20/1000\text{rad}$  時は、F03は各梁の曲率分布に大きな違いは見られなかったが、F02とF03Tは各梁の挙動がわずかに異なっており、F02はスタブから900mm~1200mm区間、F03Tでは300mm~600mm区間での曲率のずれが最も大きくなっていった。これは  $R=20/1000\text{rad}$  のサイクルから、F02はスタブから900mm位置のPCa梁同士の開きの変位が大きくなり始めたこと、F03Tではスタブとの界面で主筋の座屈が発生し、かぶりの剥落がしたことが影響していると推察される。

いずれの分割した試験体も加力開始時から主筋降伏時まで各PCa梁の曲率分布に大きな差はなく挙動は一致し

ていたと推察されるが、F02とF03Tでは試験体の損傷が大きくなり始める  $R=20/1000\text{rad}$  のサイクルから、わずかに挙動が異なる傾向がみられた。

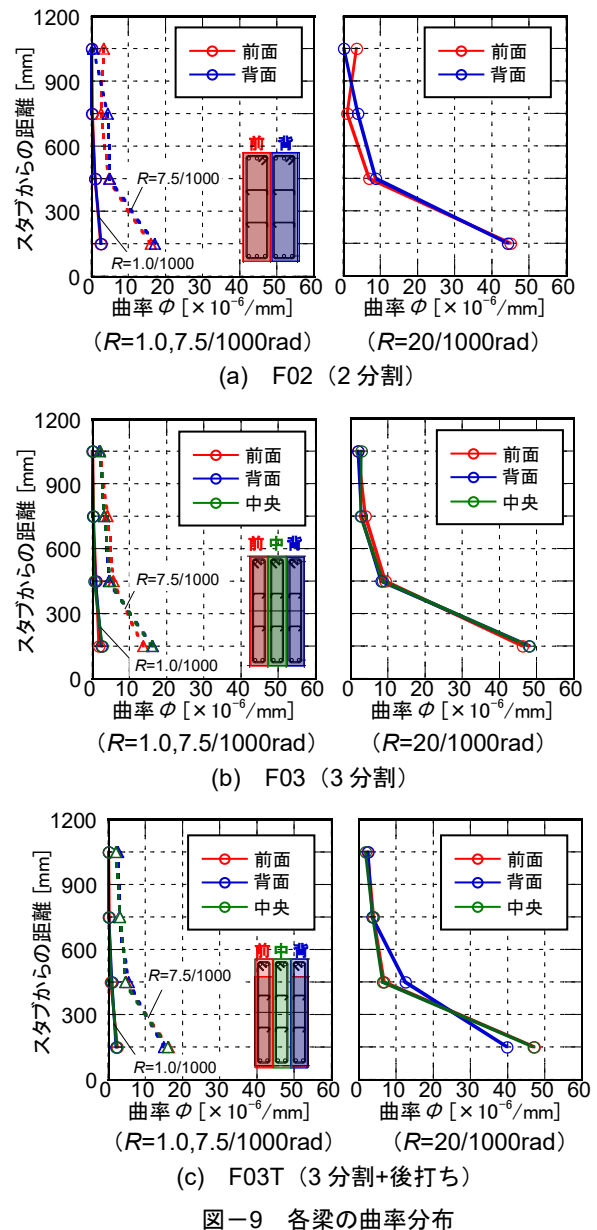


図-9 各梁の曲率分布

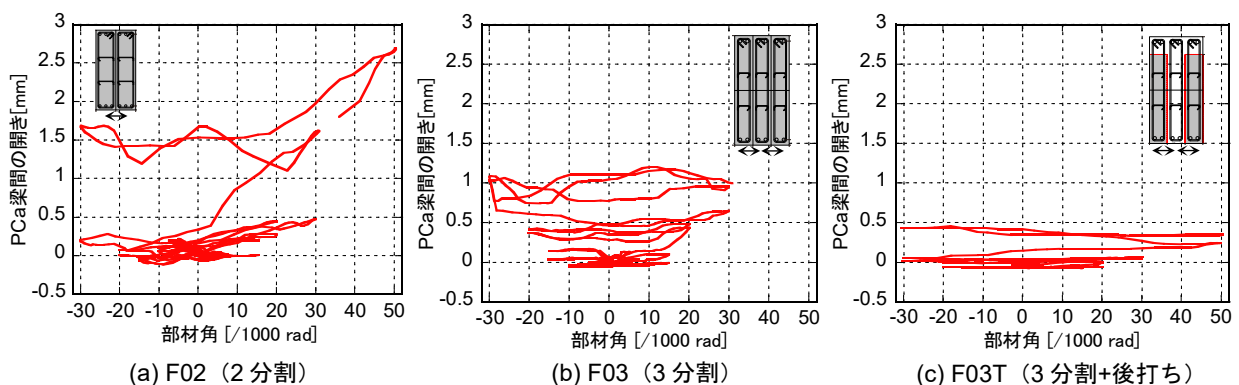


図-8 幅方向の開き変形の推移

## 6. スケルトンカーブおよび履歴性

図-10 に実験で得られた梁端曲げモーメント-部材角関係の正側包絡線の初期部分 (0~10/1000rad) と、設計で用いるスケルトンカーブとの比較を示す。スケルトンカーブの各特性点や剛性などは、鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準<sup>9)</sup>の式 (3) ~ (8) で求め、せん断変形は剛性低下を考慮せず弾性として計算した。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{F_c}Z_e \quad (3)$$

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (4)$$

$$K_e = 3E_c I_e / L \quad (5)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043 a/D)(d/D)^2 \quad (6)$$

$$K_y = \alpha_y K_e \quad (7)$$

$$K_s = G_c A / \kappa \quad (8)$$

主な記号は文献 6)を参照のこと。 $F_c$  (コンクリート強度) と  $E_c$  (コンクリートのヤング係数) には表-2 の PCa 部共通の値を、 $\sigma_y$  (引張鉄筋の降伏強度) は表-3 の材料試験結果の値を、 $n$  (ヤング係数比) は表-2 の PCa 部共通の値と表-3 の材料試験結果の値を用いて算出した。コンクリートのポアソン比は 0.2 とした。

いずれの試験体も実験で得られた包絡線とスケルトンカーブの初期剛性は一致しており、最大耐力は実験値が計算値を 21%~24%程度上回っていた。これより既往の評価式でも過大評価することなく設計が可能であることが分かった。

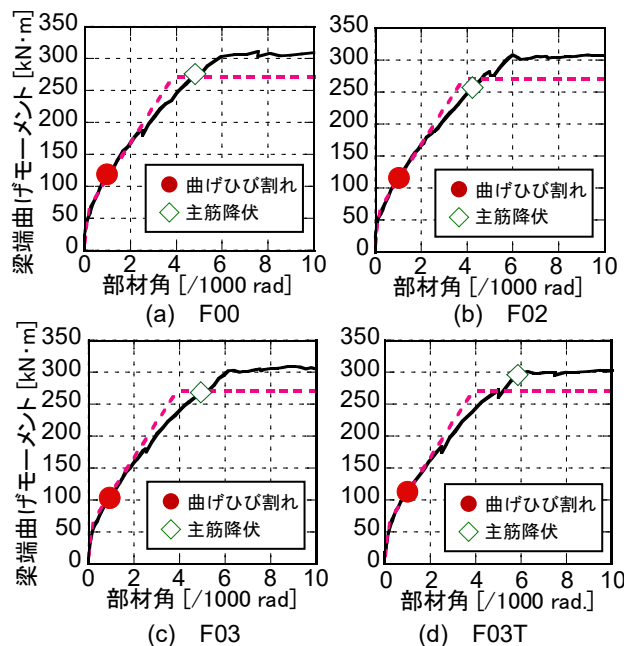


図-10 設計に用いるスケルトンカーブとの比較

## 7. まとめ

本研究では、断面幅方向に 2 分割および 3 分割して組合わせた梁部材の構造性能を確認するため、曲げせん断実験を実施した。その結果、以下の知見を得た。

1) 断面幅方向に分割し、組合わせて一体化した PCa 梁は、いずれも一体であると仮定して計算した曲げ終

局耐力計算値を上回った。

- 2) 断面幅方向に分割し、組合わせて一体化した梁と分割していない梁の初期剛性および曲げひび割れ発生後の剛性は同等であった。
- 3) 後打ちコンクリートによって一体化した F03T では、せん断補強筋の配筋方法の違いにより、曲げ耐力発揮後の耐力低下が抑えられる傾向がみられた。
- 4) 各 PCa 梁同士の幅方向の開き変形は、試験体の損傷に伴って大きくなる傾向があったが、最大のもでも 2.5 mm 程度であった。
- 5) 各 PCa 梁の曲率分布より、いずれの試験体も各 PCa 梁は個別に変形せず、挙動は一致していた。
- 6) 断面幅方向に分割した梁の履歴性状は、分割していない梁とほぼ同様であり、分割した梁でも既往の評価式で設計できることを確認した。

## 謝辞

本研究は、国立研究開発法人新エネルギー・産業技術総合開発機構 (NEDO) の委託業務 (JPNP21014) を受け、革新的カーボンネガティブコンクリートの材料・施工技術及び評価技術の開発プロジェクトで得られた成果である。また、実験実施およびデータ整理にあたって、大阪工業大学学生の皆様のご協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 高津比呂人, 宮内靖昌, 和地正浩ほか: エネルギー・CO2 ミニマム (ECM) セメント・コンクリートを用いた躯体構造の開発, 日本建築学会技術報告集 第 17 巻 第 37 号, p.891-896, 2011.10
- 2) 小島正朗, 池尾勇作, 西岡由紀子, 竹内優斗ほか: セメント系廃材への CO2 固定プロセス及び副産物の有効利用の研究その 1~その 5, 日本建築学会学術講演梗概集 (北海道) p.1197-1206, 2022.07
- 3) 西岡由紀子, 江口康平, 辻大二郎, 小島正朗: 革新的カーボンネガティブコンクリート CUCO の実現に向けた研究開発その 1~その 2, 日本建築学会学術講演梗概集 (近畿) p.609-612, 2023.09
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所監修: 2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2020
- 5) 黒正清治, 和田章, 久保田英之: 鉄筋コンクリート部材のかぶりコンクリートはく離後の主筋座屈性状の解析, 日本建築学会第 7 回電子計算機利用シンポジウム, p.175-180, 1985.03
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説, 2021