

# 論文 強度の異なるコンクリートを打ち分けた機械式継手を有するハーフプレキャスト鉄筋コンクリート梁の破壊性状

小林 楓子\*1・田邊 裕介\*1・平林 聖尊\*2・飯田 正憲\*2

**要旨：**スパン内に機械式継手を有するハーフプレキャスト梁で、梁断面上部および継手部の梁全断面をスラブと同じ強度のコンクリートで同時に打設して梁断面下部と強度の異なるコンクリートを打ち分けた梁について静的載荷実験を実施し、継手部のコンクリート強度および継手位置が破壊性状へ及ぼす影響を確認した。曲げ降伏破壊した梁において、継手部のせん断変形角はその位置によらず梁端部と同程度であり、継手部における変形集中は見られなかった。また、梁全体を一樣に等価なコンクリートとして評価した応力解析値は、曲げ降伏破壊した梁の剛性、耐力の実験値とよく一致した。

**キーワード：**鉄筋コンクリート、ハーフプレキャスト、梁、異強度コンクリート、機械式継手

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物においてプレキャスト梁を採用する場合、一般的にスラブには梁よりも強度の小さいコンクリートを用いた設計を行う。中でもハーフプレキャスト梁では、梁断面上部のコンクリートは現場打設となりスラブのコンクリートとは打ち分ける必要があるため、施工効率低下の要因となっている。著者らは、梁断面上部をスラブと同じ強度のコンクリートで同時に打設し、断面が強度の異なるコンクリートで構成される梁を提案した<sup>1)</sup>。

一方で、ハーフプレキャスト梁の施工においては、スパン内に継手が設けられる場合が多い。このとき前述の提案する梁を適用しても、継手部は現場打設のコンクリートとなり、その梁断面上下部ではコンクリートの打ち分けが必要である。そこで、継手部は梁全断面でスラブと同じ強度のコンクリートとする梁の研究を行っている。スパン内で部分的に梁全断面をスラブと同じ強度、すなわち強度の小さいコンクリートとすると、特に梁のせん断耐力への影響が懸念される。

本研究では、せん断補強筋種別および継手位置を実験変数とした梁試験体の構造実験を実施し、継手部のコンクリート強度および継手位置による破壊性状への影響を確認する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体諸元

表-1 に試験体諸元を、図-1 に試験体形状および配筋詳細を示す。また、表-2 に鉄筋の材料試験結果を示す。なお、せん断補強筋およびスラブ筋の降伏強さは、0.2%耐力とした。各強度計算値は、材料試験結果を用いて算出した。

表-1 試験体諸元

試験体名		F42	F43	F44
コンクリート 圧縮強度: $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	上部・継手部	20.0	21.4	28.3
	下部	68.5	76.2	74.4
断面: B×D [mm]		250×400		
梁スパン [mm]		2200		
スラブ厚 [mm]		100		
継手位置(梁端部から)[mm]		850(=2.1D)	400(=1.0D)	
主筋		4+4-D19(SD490)		
せん断補強筋		4-D6@80 (SD295A)	4-D6@80 (SD785)	
スラブ筋		D6@80(SD295A)		
せん断余裕度*	端部	1.01	1.56	1.57
	継手部	1.11	1.42	1.67
水平打継面せん断余裕度**		0.63	1.13	1.13

\* 靱性保証型耐震設計指針<sup>2)</sup>による

\*\* 現場打ち同等プレキャスト構造設計指針<sup>3)</sup>による

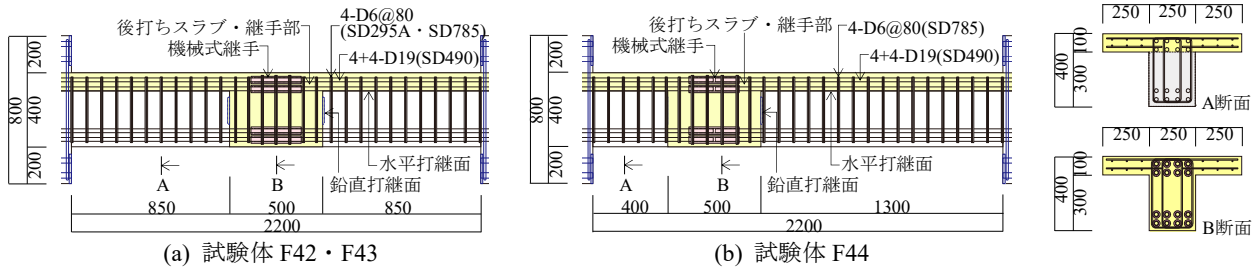
表-2 材料試験結果

使用箇所	種別	降伏強さ [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup>	降伏ひずみ [ $\mu$ ]	引張強さ [N/mm <sup>2</sup> ]
主筋	SD490	497	1.86	2680	694
	SD295A	436	2.03	2152	558
せん断補強筋	SD785	849	1.88	4519	978
	SD295A	367	1.89	1944	528

試験体は、スパン内に機械式継手を有し、梁断面上部および継手部の梁全断面をスラブと同じ強度のコンクリートで同時に打設するハーフプレキャスト梁である。梁上部の両側にスラブが取り付けいた T 形梁とした。実大の約 1/2 スケールとし、実験変数はせん断補強筋種別および継手位置である。コンクリートの圧縮強度は、梁断面上部および継手部の梁全断面のコンクリートが 20.0~28.3 N/mm<sup>2</sup>、梁断面下部のコンクリートが 68.5~76.2 N/mm<sup>2</sup>であった。梁断面上部の低強度側コンクリート面

\*1 (株) 竹中工務店 技術研究所 構造部 修士 (工学) (正会員)

\*2 (株) 竹中工務店 名古屋支店 設計部 修士 (工学)



図一 試験体形状

積が梁全断面積の25%を占める。主筋にはSD490を使用し、引張鉄筋比1.72%、せん断補強筋にはSD295AまたはSD785を使用し、せん断補強筋比0.64%である。コンクリートは梁上面側から打設し、水平打継面は粗面仕上げとした。継手部の鉛直打継面にはコッターを設けた。

いずれの試験体も、せん断余裕度は1.0を上回る。せん断余裕度は、靱性保証型耐震設計指針<sup>2)</sup>に従い塑性回転角 $R_p$ に応じて耐力低下を考慮したせん断終局強度を、曲げ終局時のせん断力で除したものである。端部のせん断終局強度は、等価なコンクリートとする強度を用いて塑性回転角 $R_p=20 \times 10^{-3}$  radとして算出した。等価なコンクリートの強度は、梁断面上下部それぞれのコンクリートのヤング係数と面積から算出した梁全断面で等価とするヤング係数より、鉄筋コンクリート構造計算規準<sup>4)</sup>に従い算出する。継手部のせん断終局強度は低強度側コンクリートの強度を用い、また継手部は梁端部から梁せい長さ以上離れた位置に設置していることから塑性回転角 $R_p=0$ として算出した。水平打継面せん断余裕度は、現場打ち同等プレキャスト構造設計指針<sup>3)</sup>に従いせん断摩擦による応力伝達を仮定した水平打継面せん断強度を、曲げ終局時の水平打継面せん断力で除したものとする。

### (1) 試験体 F42

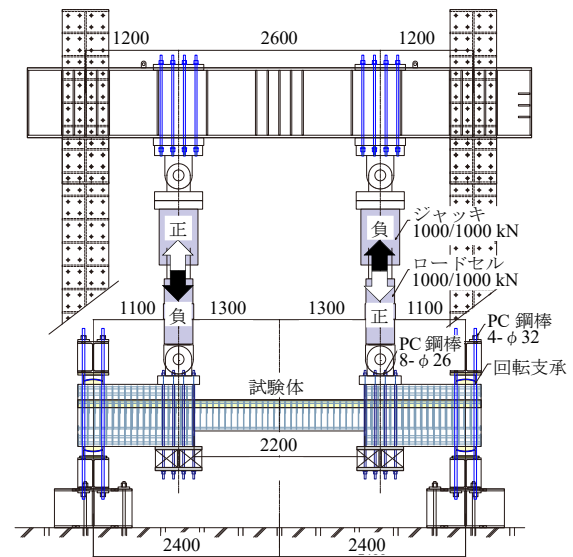
試験体 F42 は、せん断補強筋に SD295A を使用し、継手を梁スパン中央に設置した試験体である。端部のせん断余裕度は 1.01、継手部のせん断余裕度は 1.11、また水平打継面せん断余裕度は 0.63 である。想定する破壊形式は水平打継面せん断破壊である。

### (2) 試験体 F43

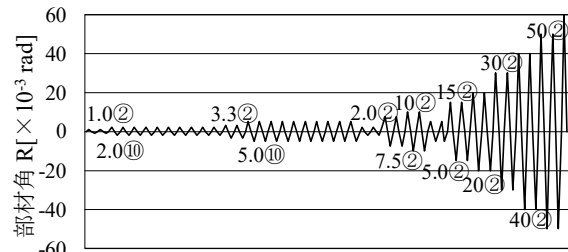
試験体 F43 は、せん断補強筋に SD785 を使用し、継手を梁スパン中央に設置した試験体である。端部のせん断余裕度 1.56、継手部のせん断余裕度は 1.42、また水平打継面せん断余裕度は 1.13 である。想定する破壊形式は曲げ降伏破壊である。

### (3) 試験体 F44

試験体 F44 は、せん断補強筋に SD785 を使用し、継手を梁端部から梁せい長さ離れた位置に設置した試験体である。端部のせん断余裕度は 1.57、継手部のせん断余裕度は 1.67、また水平打継面せん断余裕度は 1.13 である。想定する破壊形式は曲げ降伏破壊である。



図二 荷装置



図三 荷履歴

## 2.2 荷方法

図二に荷装置を示す。試験体はスタブを反力床に PC 鋼棒で固定し、反力フレームに取り付けたオイルジャッキによって、モーメント分布が逆対称になるように正負交番繰返荷を行った。

実験では左右のスタブから試験体中央にて相対鉛直変位 $\delta_1$ 、 $\delta_2$ を計測し、その平均値 $\delta = (\delta_1 + \delta_2) / 2$ を試験体内法長さ $l$ で除した部材角 $R = \delta / l$ により制御した。図三に荷履歴を示す。荷履歴は、部材角 $R = 1.0, 2.0, 3.3, 5.0, (2.0), 7.5, 10, (5.0), 15, 20, 30, 40, 50 \times 10^{-3}$  rad まで正負交番繰返荷を行い、最後に $R = +60 \times 10^{-3}$  rad まで押し切り荷を行った。 $R = 2.0, 5.0 \times 10^{-3}$  rad については各 10 サイクル、その他の部材角については 2 サイクルの荷を行った。() 内のサイクルは、履歴特性を把握するために各変形後の小サイクルを想定した。た

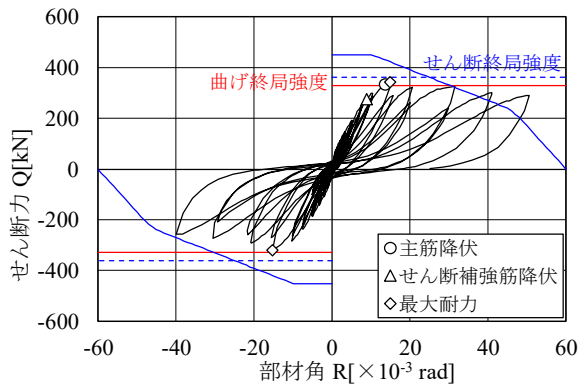


図-4 せん断力-部材角関係 (試験体 F42)

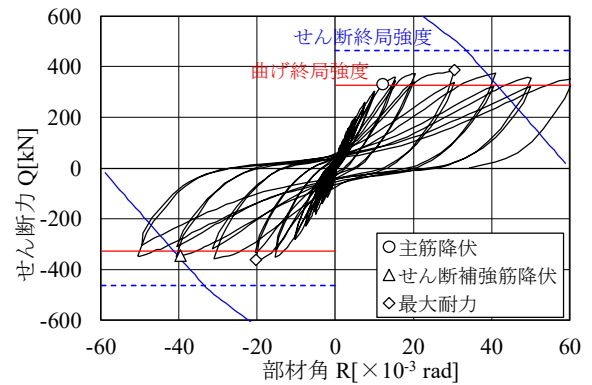
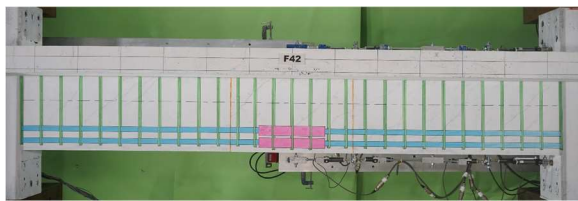
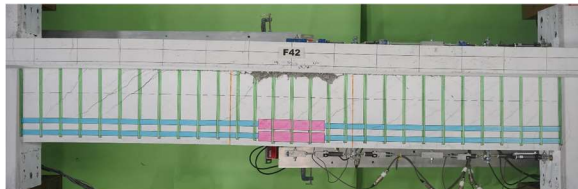


図-5 せん断力-部材角関係 (試験体 F43)



(a)  $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$

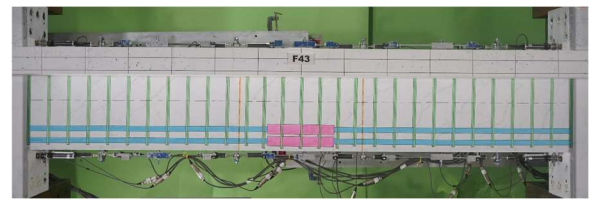


(b)  $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$

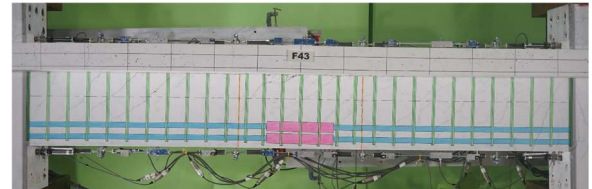


(c)  $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad}$

写真-1 損傷状況 (試験体 F42)



(a)  $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$



(b)  $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$



(c)  $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad}$

写真-2 損傷状況 (試験体 F43)

ただし、試験体 F42 は、水平打継面せん断破壊による損傷度合を考慮し、 $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad}$  の载荷を 1 サイクルとし、最後に  $R=+50 \times 10^{-3} \text{ rad}$  まで押し切り载荷を行った。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊性状

図-4, 5, 6 に各試験体のせん断力-部材角関係を、写真-1, 2, 3 に部材角  $R=10, 20, 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$  における各試験体の損傷状況を示す。図中に示す主筋の降伏は、1 段筋、2 段筋とも降伏ひずみに達したときとした。

すべての試験体において、 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$  の载荷サイクルで梁端部に曲げひび割れが発生し、 $R=3.3 \times 10^{-3} \text{ rad}$  までに梁端部、継手部にせん断ひび割れが発生、また水平打継面および継手部の鉛直打継面にひび割れが発生した。

##### (1) 試験体 F42

試験体 F42 では、その後せん断ひび割れ、また水平打継面のひび割れが進行していき、 $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$  までにせん

断補強筋、および主筋が降伏ひずみに達した。 $R=15 \times 10^{-3} \text{ rad}$  で水平打継面でのずれが大きくなり始め最大耐力に至り、2 サイクル目ですべる現象が発生し耐力が低下して水平打継面せん断破壊した。 $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$  から継手部のスラブ下端と梁の境界からコンクリートの剥落が広がっていき、繰返载荷による耐力低下が大きくなり、各载荷サイクルのピークにおける耐力も低下した。

##### (2) 試験体 F43

試験体 F43 では、その後  $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$  までに主筋が降伏ひずみに達し、そのまま曲げひび割れと斜めひび割れ、水平打継面のひび割れが進行していった。 $R=30 \times 10^{-3} \text{ rad}$  で水平打継面でのずれが大きくなり最大耐力に至り、2 サイクル目で若干耐力が低下した。継手部のスラブ下端と梁の境界からコンクリートの剥落が広がっていき、徐々に耐力が低下した。

##### (3) 試験体 F44

試験体 F44 では、試験体 F43 と同様に  $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$  ま

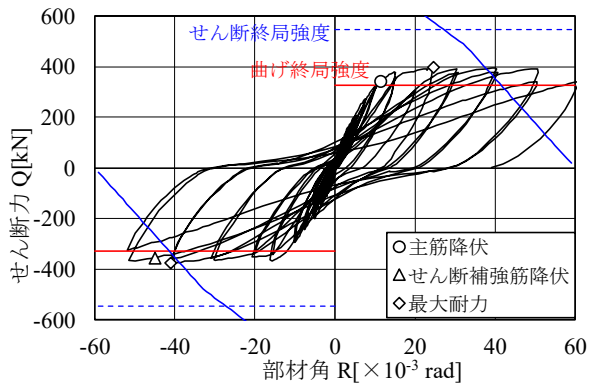
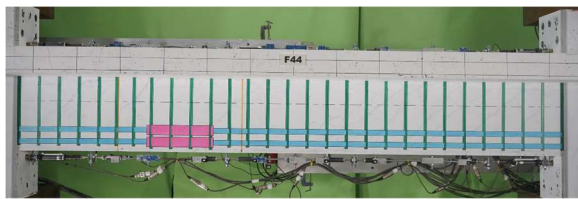
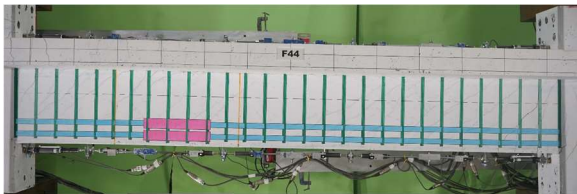


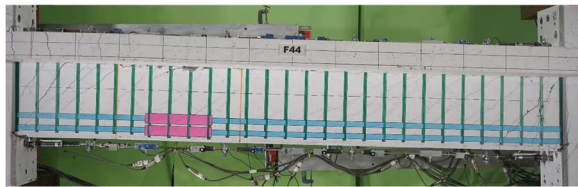
図-6 せん断力-部材角関係 (試験体 F44)



(a)  $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$



(b)  $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$



(c)  $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$

写真-3 損傷状況 (試験体 F44)

表-3 実験値と計算値の比較

試験体名	F42	F43	F44
継手位置 [mm]	850(=2.1D)		400(=1.0D)
せん断補強筋種別	SD295A	SD785	
計算値 [kN]	328	328	328
実験値(正/負) [kN]	341 / 319	385 / 364	396 / 377
実験値/計算値(正/負)	1.04 / 0.97	1.17 / 1.11	1.21 / 1.15
破壊形式	曲げ降伏後の水平打継面のせん断破壊	曲げ降伏破壊	曲げ降伏破壊

で主筋が降伏ひずみに達し、そのまま曲げひび割れと斜めひび割れ、水平打継面のひび割れが進行していった。 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  で梁端部に圧壊によるひび割れが見られ、最大耐力に至り曲げ降伏破壊した。継手部のスラブ下端と梁の境界から若干のコンクリートの剥落があり、 $R=50 \times 10^{-3} \text{rad}$  までにせん断補強筋も降伏ひずみに到達、さらに  $R=50 \times 10^{-3} \text{rad}$  以上で梁端部のコンクリートが圧壊し、耐力が低下した。

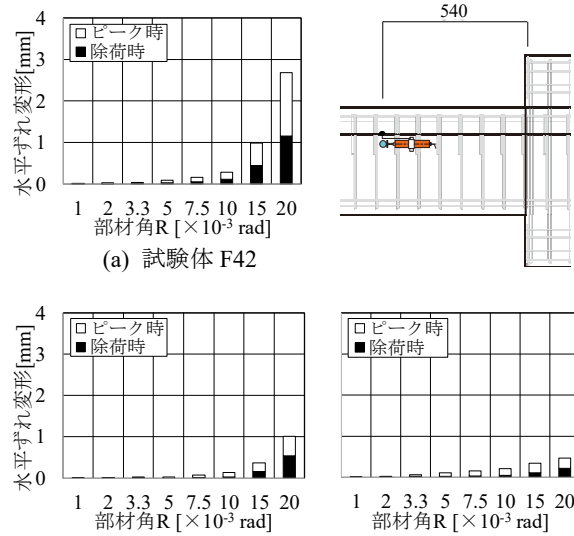


図-7 実験値と計算値の比較

### 3.2 最大耐力

図-4, 5, 6 に、曲げ終局強度およびせん断終局強度計算値も合わせて示す。曲げ終局強度は、構造関係技術基準<sup>5)</sup>により算出し、スラブを考慮した上端引張時と下端引張時の強度の平均値とした。せん断終局強度は塑性回転角  $R_p$  に応じた耐力低下を考慮し、端部を実線、継手部を破線で示す。なお、降伏点変形角は  $R_y=10 \times 10^{-3} \text{rad}$  とし、部材角  $R=R_y+R_p$  とした。継手部は  $R_p=0$  で一定としている。また、表-3 に、最大耐力(実験値)と曲げ終局強度(計算値)の比較を示す。実験値は、正負荷荷時それぞれを示す。

各試験体の実験値の計算値に対する比は、試験体 F42 が正荷荷時 1.04、負荷荷時 0.97、試験体 F43 が正荷荷時 1.17、負荷荷時 1.11、試験体 F44 が正荷荷時 1.21、負荷荷時 1.12 だった。いずれの試験体も主筋が降伏ひずみに達して曲げ降伏した。せん断補強筋強度の小さい試験体 F42 では、正荷荷時に最大耐力が計算値に達したものの、その後水平打継面でのずれが大きくなりすべる現象が発生し、負荷荷時には最大耐力が計算値に達しなかった。せん断補強筋強度の大きい試験体 F43, F44 では、試験体 F43 は  $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$  以上の大変形時に若干すべる現象が見られたが、最大耐力は正負荷荷時とも計算値を上回った。

### 3.3 水平ずれ変形

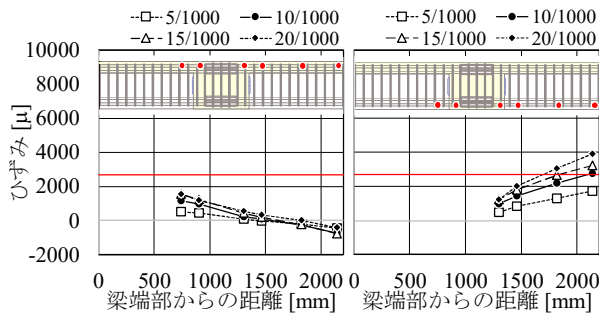
図-7 に、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  までの水平ずれ変形の推移を示す。水平ずれ変形は、スラブ下端に取り付けた変位計により計測した、スラブと梁の相対水平変位である。

試験体 F42 では  $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$  以上でずれが大きくなり始めすべる現象が発生し、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  では水平ずれ変形量が 3 mm 程度となった。試験体 F43, F44 は、試験体 F43 では  $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  以上でずれが大きくなり始め

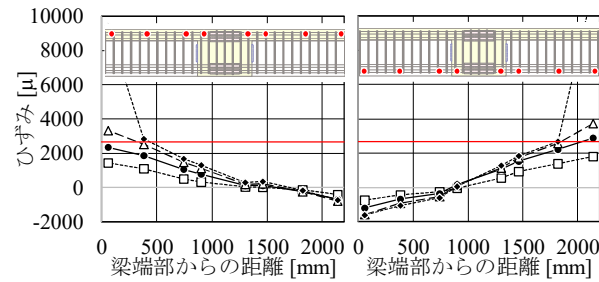
たが水平ずれ変形量は 1 mm 程度にとどまっております、試験体 F44 も水平ずれ変形量は 0.5 mm 程度と小さく、 $R=20 \times 10^{-3}$  rad 以下ではすべる現象は発生しなかった。

### 3.4 梁主筋ひずみ

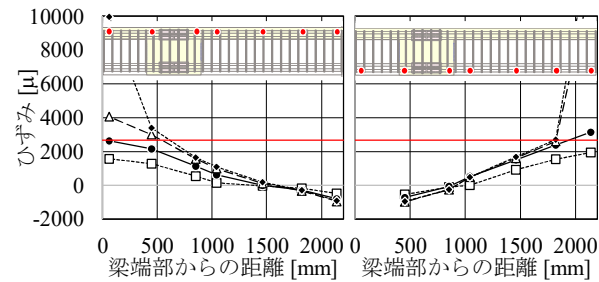
図-8 に、 $R=5, 10, 15, 20 \times 10^{-3}$  rad における正載荷時の各試験体の主筋 1 段筋のひずみ分布を示す。ひずみデータは、鉄筋の上下に貼付したひずみゲージの平均値を



(a) 試験体 F42



(b) 試験体 F43



(c) 試験体 F44

図-8 主筋ひずみ分布

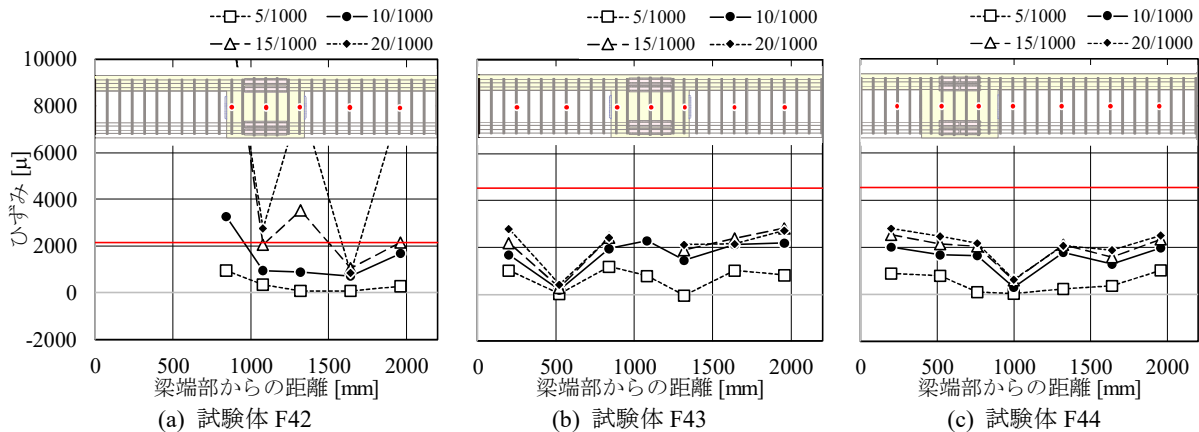


図-9 せん断補強筋ひずみ分布

用い、計測された値のみ示している。図中には降伏ひずみを赤線で示した。

いずれの試験体も  $R=10 \times 10^{-3}$  rad で主筋が降伏ひずみに達している。曲げ降伏後に水平打継面せん断破壊した試験体 F42 は、ひずみの急激な増加は見られない。曲げ降伏破壊した試験体 F43, F44 では降伏ひずみに達した後、端部のひずみは急激に増加しており、端部に曲げ変形が集中していることがわかる。また、主筋のひずみは端部から中央に向かって進展しているが、降伏ひずみに達したのは梁端部から梁せい長さ程度の範囲内であった。いずれの試験体も継手は梁端部から梁せい長さ以上離れた位置に設けているため、継手部の塑性回転角  $R_p$  はほぼ 0 であり、せん断性能も保つことができていたと考えられる。

### 3.5 せん断補強筋ひずみ

図-9 に、 $R=5, 10, 15, 20 \times 10^{-3}$  rad における各試験体のせん断補強筋のひずみ分布を示す。図中には降伏ひずみを赤線で示した。

水平打継面せん断破壊した試験体 F42 では、 $R=10 \times 10^{-3}$  rad からせん断補強筋が降伏ひずみに達し始め、梁全体にわたってひずみが大きくなり、 $R=15 \times 10^{-3}$  rad ではすべる現象が見られている。一方、試験体 F43, F44 では、試験体 F43 では  $R=15 \times 10^{-3}$  rad 以上でひずみが計測されなかった位置もあったものの、計測された値は降伏ひずみより小さかった。

### 3.6 継手部のせん断変形

図-10 に、各载荷サイクルのピークにおける梁端部および継手部のせん断変形角の推移を示す。せん断変形角は、図中に示す位置に設置した変位計より算出した。なお、試験体 F42 の梁端部のせん断変形の計測位置は、一端のみである。

試験体 F42 は、 $R=10 \times 10^{-3}$  rad まで正負載荷時とも梁端部と継手部のせん断変形角は同程度であり、部材角の 40% 程度であった。その後、正載荷時の梁端部のせん断

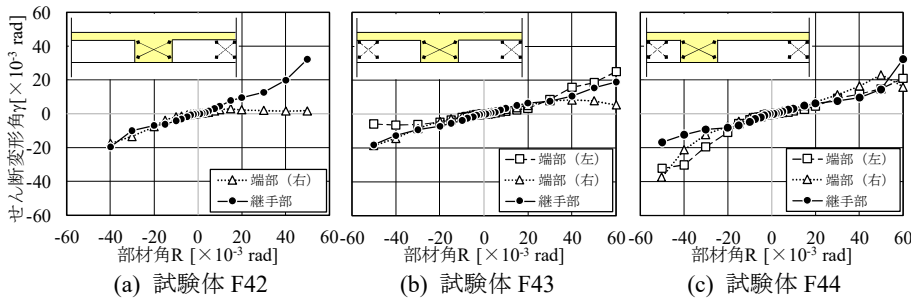


図-10 せん断変形角の推移

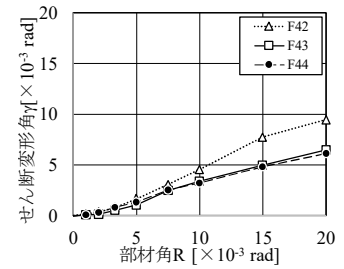


図-11 継手部せん断変形角の比較

変形角は増加せず $\gamma=2.0 \times 10^{-3}$  rad程度にとどまった。一方で、負荷荷時の梁端部と継手部のせん断変形角は、 $R=10 \times 10^{-3}$  rad以降においても同程度であった。試験体F43, F44は正負荷時とも梁端部と継手部のせん断変形角は同程度、もしくは継手部の方が小さく、部材角の30%程度であった。

各試験体の継手部のせん断変形角の比較を図-11に示す。いずれの試験体も、 $R=10 \times 10^{-3}$  radまで同程度のせん断変形角を示した。せん断補強筋強度の小さい試験体F42は、せん断補強筋が降伏ひずみに達した $R=10 \times 10^{-3}$  rad程度から他の試験体よりせん断変形角が大きくなった。試験体F43と試験体F44は、継手位置が異なるものの、せん断変形角は最終サイクルまで同程度であった。

### 3.7 応力解析との比較

図-12に、各試験体の包絡線と応力解析の比較を示す。応力解析では、継手部が梁全断面で低強度側コンクリートであることを無視し、梁全体を一様に梁断面上下部で強度の異なるコンクリートが打ち分けられているものとして線材に置換した。コンクリート強度にはそれに等価なコンクリートとする強度を用い、鉄筋コンクリート構造計算規準<sup>4)</sup>に従って耐力および剛性を算出した。曲げ特性はTri-Linear型モデル、せん断特性は弾性モデルとした。

いずれも主筋が降伏ひずみに達して曲げ降伏した試験体であり、 $R=10 \times 10^{-3}$  radまでほぼ同じ挙動である。試験体F42はその後大きくすべる現象が発生して繰返載荷時の耐力が大きく低下した。試験体F43も繰返載荷時には若干の耐力低下が見られたが、試験体F43, F44ともに安定した挙動を示している。また、継手部を無視し一様に等価なコンクリートとして評価した解析結果と比較しても、初期剛性、降伏剛性、耐力ともに実験結果とよく一致していることが確認できた。

### 4. まとめ

スパン内に機械式継手を有するハーフプレキャスト梁で、梁断面上部および継手部の梁全断面をスラブと同じ強度のコンクリートで同時に打設し、梁断面下部と強度の異なるコンクリートを打ち分けた梁について、静的載

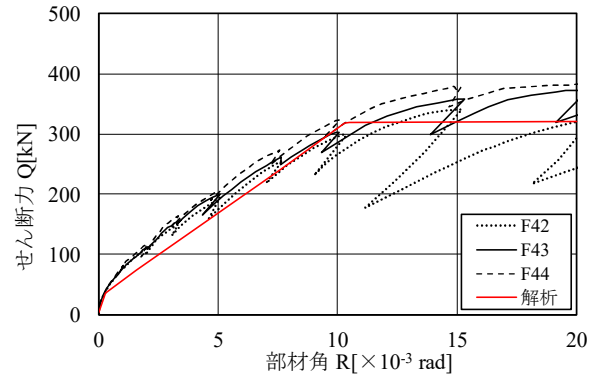


図-12 包絡線と応力解析の比較

荷実験を実施した。継手部のコンクリート強度および継手位置が破壊性状へ及ぼす影響を確認した。得られた知見を以下に示す。

- 曲げ降伏した梁において、主筋が降伏ひずみに達したのは梁端部から梁せい長さ程度の範囲内であった。梁端部から梁せい長さ以上離れた位置に設置された継手部では塑性回転角はほぼ0であり、せん断性能も保つことができたと考えられる。
- 曲げ降伏破壊した梁において、継手部のせん断変形角は、その位置によらず梁端部と同程度であり、継手部における変形集中は見られなかった。
- 継手部を無視し、梁全体を一様に等価なコンクリートとして評価した応力解析結果は、曲げ降伏破壊した梁の剛性、耐力ともに実験結果とよく一致した。

### 参考文献

- 1) 飯田正憲ほか：強度の異なるコンクリートを打ち分けたRC梁の構造性能，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），構造IV，pp.91-96，2016.8
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 3) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針，2002
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 5) 国土交通省ほか：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015