

# 論文 梁主筋をあき重ね継手とした U 字形ハーフプレキャスト型枠によるプレキャスト鉄筋コンクリート梁の構造性能

金本 清臣\*1・澤口 香織\*2・山野辺 宏治\*3・中島 英己\*4

**要旨:** 海外工事において、現地の建設業従事者の労働力と技能不足の問題から、品質確保や工期短縮のためプレキャスト（以下、PCa と略記）工法が採用されつつある。鉄筋コンクリート（以下、RC と略記）工事の施工合理化を図るために、RC 柱梁接合部に接続する側の RC 梁端部を U 字形ハーフプレキャスト（以下、U-PCa と略記）化し、現場にて U-PCa 梁底面に配筋される梁主筋と U-PCa 梁底断面内の主筋とをあき重ね継手として接合する PCaRC 梁工法を開発した。本論では、本工法の概要と、あき重ね継手長さ、シアスパン比、横補強筋量をパラメータとして行った構造性能確認実験の概要と結果について述べる。

**キーワード:** 海外工事, 施工合理化, プレキャスト工法, 梁, あき重ね継手, アメリカコンクリート学会

## 1. はじめに

東南アジア圏の、特にインド、インドネシアの経済は 2000 年代に入り堅調な成長を遂げており、それに伴い、建設事業への投資も急速に増加している<sup>1)</sup>が、現地の建設業従事者の労働力と技能不足の問題から、品質確保や工期短縮のために RC 部材の PCa 化が図られつつある。PCa コンクリート部材同士の接合に際しては、一般的に同部材中にあらかじめ配筋された鉄筋同士をモルタル充填式鉄筋継手によって接合する必要があるが、本継手を採用した場合にはコスト高となって利益を圧迫することになりかねない上、当該国においては建設労務の不足により、技能の低い出稼ぎ労働者に頼らざるを得ないことから、いかに施工法を合理化するかが喫緊の課題となっている。

このような背景のもと、筆者らは当該国における RC 工事の施工合理化を図るために、RC 柱梁接合部に接続する側の RC 梁端部を U-PCa 化し、現場にて U-PCa 梁底面に配筋される梁主筋と U-PCa 梁底断面内の主筋とをあき重ね継手として接合する PCaRC 梁工法を開発した。

本論では、本工法の概要、本工法の当該国での採用を念頭に American Concrete Institute の規準（以下、ACI 規準と略記）に準拠することとし、ACI318 規準<sup>2)</sup>の必要継手長さ算定式に基づいて定めたあき重ね継手長さ、シアスパン比、横補強筋量をパラメータとして行った構造性能確認実験の概要と結果について述べる。

## 2. 工法の概要

本工法の概要を構造実験に用いた試験体の製作方法

と併せて以下に述べる。U 字形に加工した横補強筋をあらかじめ埋め込んで製作した U-PCa 梁を型枠代わりとして、当該端部を在来 RC 柱もしくは PCa 柱（以下、単に柱と略記、試験体ではスタブに相当）に数ミリ（試験体では 20mm）掛かるように架設した後、U-PCa 梁内側底面のシアコッター直上に梁下端筋を敷き並べ、U 字形溝部分に後打ちコンクリートを打設することによって 1 台の梁を構築するもので、U-PCa 梁底断面内にあらかじめ配筋する梁下端筋と当該梁内側底面シアコッター直上に現場にて配筋する梁下端筋とはあき重ね継手となる。

あき重ね継手区間の U-PCa 梁内側 4 面（両側面と底面、PCa コンクリート部との小口面）および柱に接する断面の小口には縞鋼板（試験体に用いた縞鋼板：板厚 4.5mm、縞高さ 1mm）により、あき重ね継手区間以外の PCaRC 梁と後打ちコンクリート部との水平打継面には刷毛引き処理による高さ約 6mm の目荒らしにより、柱に接する後打ちコンクリート部の小口には梱包材（試験体には #80、粒径 32mm、粒高 13mm のエアキャップを使用）（写真-1）によりシアコッターを形成し、後打ちコンクリート部と一体化を図っている。シアコッターは型枠内側に縞鋼板およびエアキャップをあらかじめ取り付けおいた状態でコンクリートを打設し、コンクリートが硬化した後、型枠を脱型することで形成し（写真-2、写真-3）、目荒しは打設コンクリートの表面が硬化する前に表面を刷毛引き処理することによって形成する。

## 3. 実験の概要

### 3.1 試験体

試験体一覧を表-1 に、試験体の形状寸法と配筋図を

\*1 清水建設（株） 技術研究所建設基盤技術センター主任研究員（修）工（正会員）  
 \*2 清水建設（株） 技術研究所建設基盤技術センター（修）工（正会員）  
 \*3 清水建設（株） 技術研究所建設基盤技術センターグループ長（博）工  
 \*4 清水建設（株） 国際支店構造設計部設計長（修）工

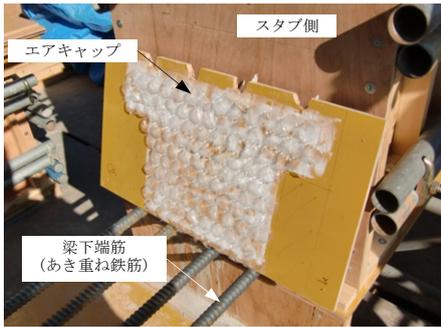


写真-1

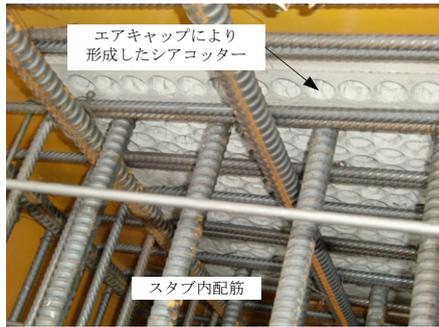


写真-2

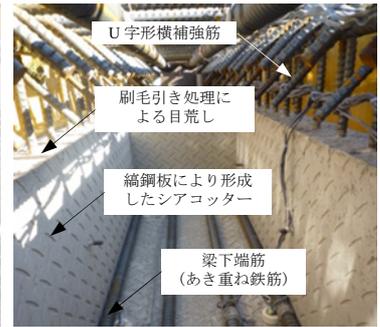
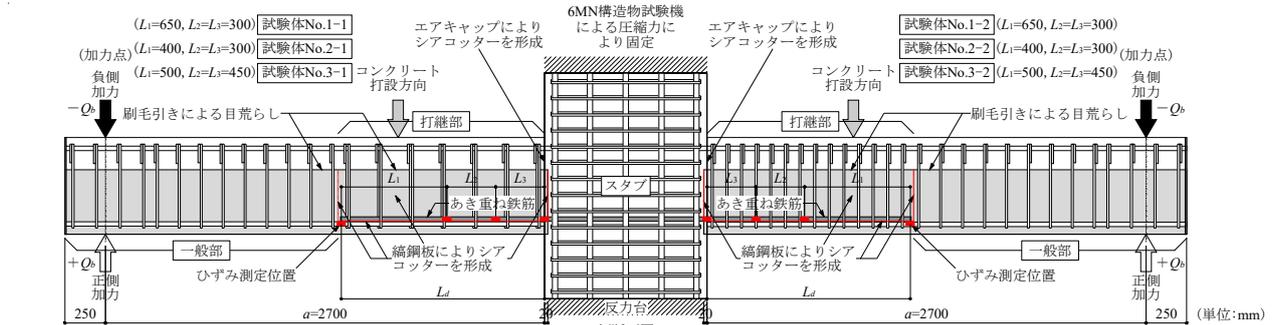


写真-3

表-1 試験体一覧

試験体 No.	梁幅 $b$ × 梁せい $D$ (mm) [7/8スパン比 $a/D$ ]	梁主筋 (SD390) [ $\sigma_y^{*1} = 458\text{N/mm}^2$ ]	横補強筋 (SD390) [ $\sigma_y^{*1} = 464\text{N/mm}^2$ ]		あき重ね継手長さ $L_d$ (mm)	打継界面への作用せん断力に対する余裕度 $\alpha^{*3}$	コンクリートの実圧縮強度 <sup>*4</sup> ( $\text{N/mm}^2$ )	想定破壊モード	備考
			打継部	一般部					
1-1	500 × 600 [4.5]	上下端共4-D25 (引張鉄筋比 $p_t = 0.77\%$ )	7組4丁掛けD13@195 横補強筋比 $p_w = 0.52\%$	2丁掛けD10@135 同 $p_w = 0.38\%$	$1.3l_d^{*2}$ (1250 [50d <sub>b</sub> ])	1.4	24.7 (PCa部) 22.6 (後打ち部)	梁曲げ降伏	基準試験体 試験体No.1-1に対し、 打継部の中子筋を減らした
1-2			14組2丁掛けD13@90 同 $p_w = 0.56\%$	同					
2-1			14組2丁掛けD13@70 同 $p_w = 0.73\%$	2丁掛けD10@160 同 $p_w = 0.32\%$	$1.3l_d^{*2}$ (1000 [40d <sub>b</sub> ])	0.7	試験体No.1-1に対し、 $D$ を増大 ( $a/D$ を小さくした) 試験体No.3-1に対し、 打継部の中子筋を減らした		
2-2			7組2丁掛けD13@160 同 $p_w = 0.32\%$	同				27.0 (PCa部) 25.8 (後打ち部)	1.4
3-1	500 × 900 [3.0]	上下端共4-D25 (同 $p_t = 0.49\%$ )	7組4丁掛けD13@200 同 $p_w = 0.51\%$	2丁掛けD10@130 同 $p_w = 0.39\%$	$1.3l_d^{*2} + 0.5D$ (1400 [56d <sub>b</sub> ])	1.4	27.0 (PCa部) 25.8 (後打ち部)		
3-2			14組2丁掛けD13@100 同 $p_w = 0.51\%$	同				試験体No.3-1に対し、 打継部の中子筋を減らした	

\*1 降伏強度 (材料試験結果), \*2 必要継手長さで式(1)による, \*3 式(2)による, \*4 実験前後に実施した材料試験結果の平均値



(ここでは、試験体No.1-1 (左側)、試験体No.1-2 (右側) の側面図を図示)

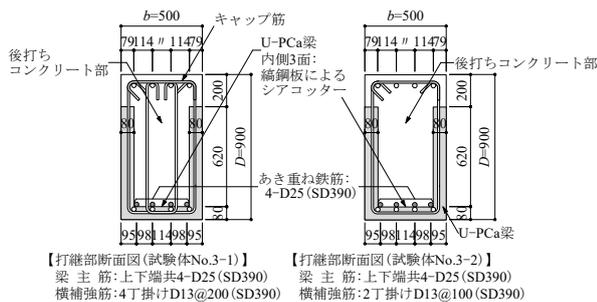
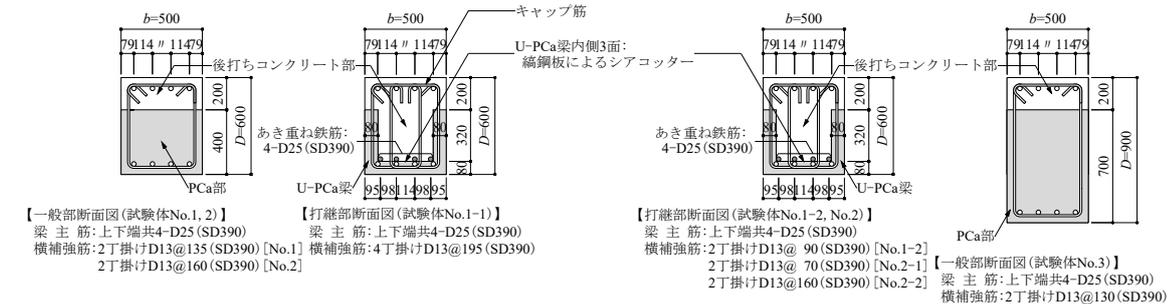


図-1 試験体配筋図

図-1 に示す。各試験体に用いた各材料の試験結果については表-1 中に併記する。

試験体は実大スケールの3体で、ACI 規準 318<sup>2)</sup>の必要継手長さ算定式に基づいて定めたあき重ね継手長さ、横補強筋量、シアスパン比 (全試験体ともシアスパンが2700mm と共通のため結果的には梁せい) をパラメータとした。試験部コンクリートの設計基準強度 ( $F_c$ :24)、梁上下端筋とあき重ね鉄筋 (4-D25 (SD390))、横補強筋

(D13(SD390)), シアスパン (2700mm) は全試験体共通とした。想定した破壊モードを実現するために、各試験体に表-1 中に示す打継界面への作用せん断力に対する余裕度を設定した。

必要継手長さ  $l_d$ (mm) は、式(1)で与えられる。

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\phi\phi_s}{(C_b + K_{tr})/d_b} \right) d_b \quad (1)$$

ここに、 $f_y$ : 鉄筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>) (実験計画段階につき、ここでは梁主筋の規格降伏強度 390N/mm<sup>2</sup>)、 $f'_c$ : コンクリートのシリンダー圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>) (同様に、ここでは設計基準強度 24 N/mm<sup>2</sup>)、 $d_b$ : 鉄筋の呼び径 (ここでは、梁主筋の呼び径 25 mm)、 $\lambda$ : コンクリートの種類による係数 (普通コンクリートにつき 1.0 とする)、 $\phi$ 、 $\phi_s$ : 安全係数 ( $\phi=1.0$ : 水平上端筋ではない場合、 $\phi=1.0$ : 被覆鉄筋でない場合、 $\phi=1.0$ : D22 以上の場合)、 $C_b$ : かぶり厚さに関する項目で  $C_b = \min\{C_{b1}, C_{b2}, C_{b3}/2\}$  ( $C_{b1}$ : 鉄筋芯から梁底面までのかぶり厚さ (mm)、 $C_{b2}$ : 鉄筋芯から梁側面までのかぶり厚さ (mm)、 $C_{b3}$ : 鉄筋の平均間隔 (mm) より、 $C_b = \min\{94, 95, (500 - 80 \times 2 - 25)/3\} = 52.5$ mm)、 $K_{tr}$ : 横補強筋に関する係数で  $K_{tr} = 40A_w/(ns)$  ( $A_w$ : 横補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)、 $n$ : 主筋本数、 $s$ : 横補強筋の間隔 (mm))、 $(C_b + K_{tr})/d_b > 2.5$  の時、 $(C_b + K_{tr})/d_b = 2.5$  より全試験体とも  $(C_b + K_{tr})/d_b = 2.5$  とする) である。以上より、 $l_d = 29d_b = 724$ mm となる。

余裕度  $\alpha$  は、打継界面に作用するせん断力  $Q_s$  が危険断面位置の梁下端筋 (あき重ね鉄筋) の引張力と釣り合うものとし、式(2)により打継部のすべり強度  $Q_{usl}$  を打継界面への作用せん断力  $Q_s$  で除することで算定した。

$$\alpha = \frac{Q_{usl}}{Q_s} = \frac{\mu n_r A_r f_{yt}}{1.25 f_y A_v} \quad (2)$$

ここに、 $\mu$ : 打継界面の摩擦係数 (打継面を縞鋼板で形成したため 1.0 とする)、 $n_r$ : 打継界面を横切る横補強筋の組数 (表-1 参照)、 $A_r$ : 打継界面を横切る 1 組あたりの横補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>) (ここでは、D13 の断面積 126.7 N/mm<sup>2</sup>)、 $f_{yt}$ 、 $f_y$ : それぞれ横補強筋、梁主筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>) (ここでは、それぞれ 390N/mm<sup>2</sup>)、 $A_v$ : 梁下端引張主筋の断面積 (mm<sup>2</sup>) (ここでは、D25 の断面積 506.7 N/mm<sup>2</sup>) である。

コンクリートは材軸方向に対して縦打ちとした。試験体は中央のスタブから左右にそれぞれパラメータの異なる試験体を片持ち梁形式で突出させた形状とし、試験体 1 体で 2 つのパラメータが構造性能に与える影響を同時に確認できるようにした。そのため、パラメータとしては全部で 6 種類となる。

U-PCa 梁の肉厚は 80mm、現場配筋とする後打ちコンクリート部の梁下端筋 (あき重ね鉄筋) は、 $L_d$  よりも 5mm

長くして U-PCa 梁内側底面のシアコッター直上に配筋した。U-PCa 梁の継手区間長さ (U 字形溝部分の長さ) は、 $L_d$  よりも 20mm 長く計画した。PCaRC 部分のコンクリートに埋め込んだ横補強筋の両側には 135 度フックを、現場配筋する横補強筋のキャップ筋の一方には 90 度フック、他方には 135 度フックを設けた。フックの折曲げ内径、余長は、それぞれ  $4d_b$ 、 $6d_b$  とした。

### 3.2 加力方法

反力台上に設置した試験体のスタブに 6MN 構造物試験機により圧縮力を作用させることで試験体を固定した後、同試験機の中央ヘッド下に取り付けた加力梁の両端に 1MN 両動油圧ジャッキを設置し、同ジャッキにより左右の梁端部に梁自重を考慮した正負交番繰返し鉛直荷重を梁せん断力  $Q_b$  として作用させた (図-1 中、加力点に示す正負両側の矢印)。

加力の初期段階では部材の初期剛性を得るために荷重制御で、それ以降は梁部材角  $R_b$  (=加力点の鉛直変位  $\delta$ /シラスパン  $a \times 100$ (%)) で制御した。

加力サイクルは、ACI 規準 374.1-05<sup>3)</sup> に示されている加力履歴を参考に、以下の 4 条件を満足するように決定した (図-2)。

- (1) 第 1 振幅はひび割れ発生前とする。
- (2) 繰返し回数は 3 回とする。
- (3) 最終変形角は 3.5% 以上とする。
- (4) 次振幅は前振幅の 1.25~1.5 倍までとする。

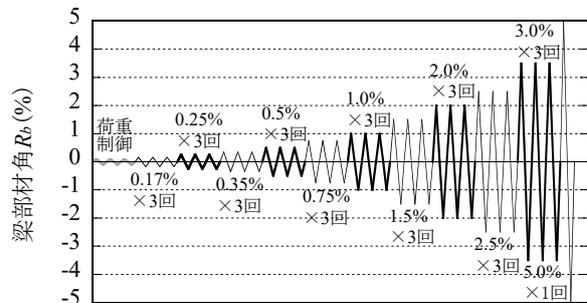


図-2 加力サイクル

### 3.3 測定方法

試験体の変位は、加力点の梁鉛直変位 (制御用)、あき重ね鉄筋のカットオフ位置近傍の梁鉛直変位、梁の曲げ変形算出用区間変形、梁の回転変形、U-PCa 梁底面におけるコンクリート打継部とのすべり変形を高感度変位計により測定した。

鉄筋のひずみについては、梁上下端筋とあき重ね鉄筋の梁材軸方向のひずみ、一部の横補強筋のひずみをワイヤーストレインゲージにて測定した。なお、4.1 節の考察に用いる各試験体のあき重ね鉄筋のひずみ測定位置 ( $L_1$

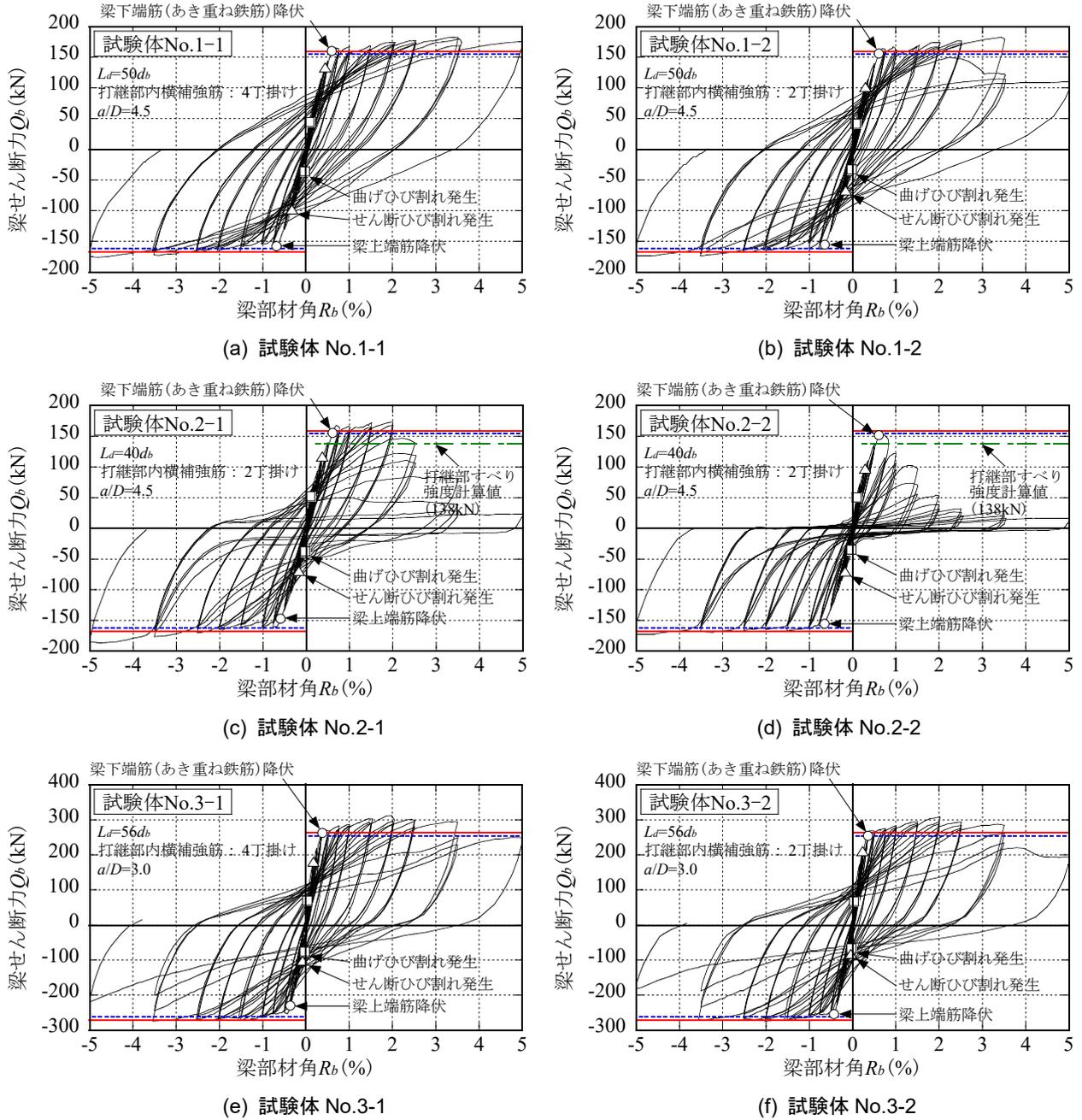


図-3 梁せん断力-梁部材角関係

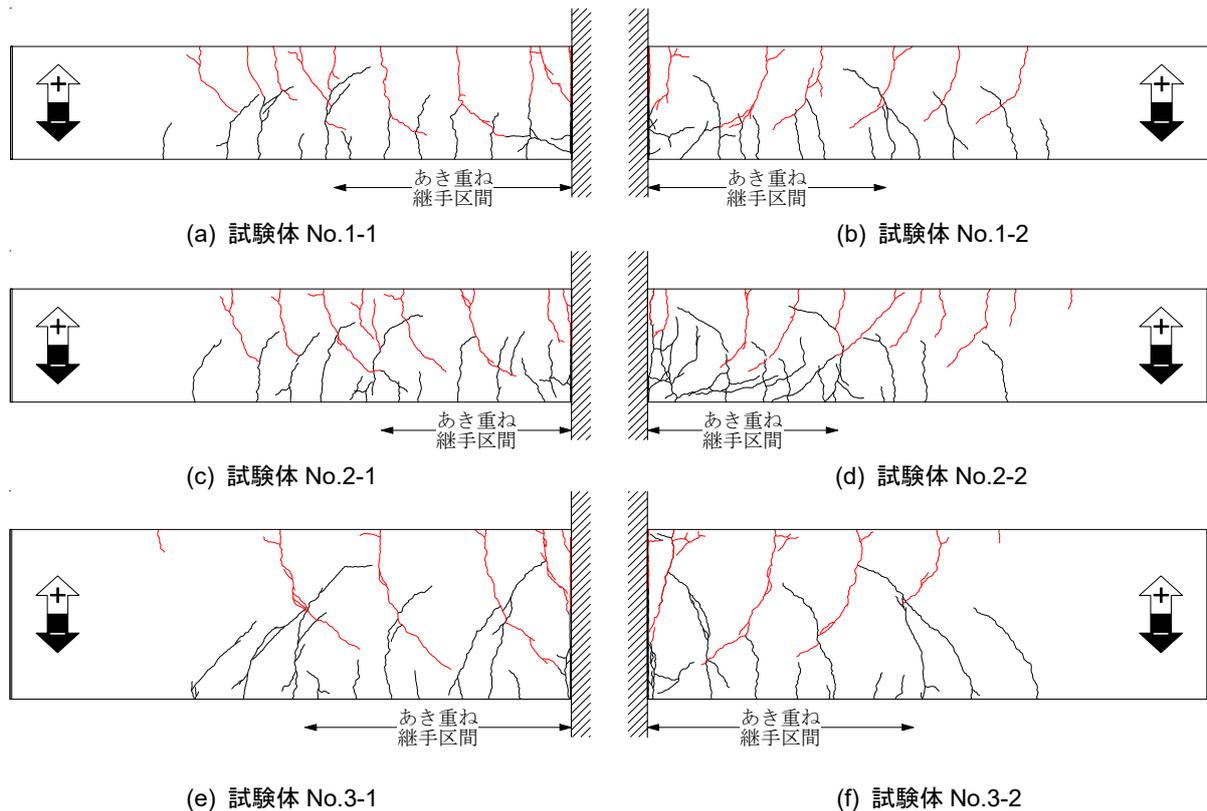
～ $L_3$ ) を図-1 中に併記して示す。

### 3.4 実験結果

全試験体の梁せん断力-梁部材角関係を図-3(a)～(f)に、各試験体の  $R_b=1.0\%$  時の破壊状況を図-4 に示す。各試験体とも荷重制御による加力においては、ひび割れの発生は認められなかったが、変形制御による加力では曲げひび割れが発生した後、せん断ひび割れが発生した。

試験体 No.1-1 は  $R_b=0.75\%$  時に梁危険断面のあき重ね鉄筋が降伏した後、最終加力サイクルまで耐力を保持した紡錘型の履歴性状を示した。試験体 No.1-2 も  $R_b=0.75\%$  時に梁危険断面位置のあき重ね鉄筋が降伏した後、紡錘型の履歴性状を示したが、 $R_b=3.5\%$  の正側加力において

梁端付近のせん断ひび割れが卓越し梁がせん断破壊に至り、荷重が低下した。両試験体とも終局時には、梁端付近に発生したせん断ひび割れ幅が他の箇所が発生したひび割れ幅よりも拡幅した。試験体 No.2-1 は  $R_b=0.75\%$  時に梁危険断面位置のあき重ね鉄筋が降伏した後、 $R_b=2.5\%$  の正側加力で荷重が低下し、U-PCa 型枠面と内部打設コンクリート面 (以下、打継部と称す) との相対変形 (すべり変形) が増大した。負側加力では最終加力サイクルまで荷重が増大したが、 $R_b=2.5\%$  以降、スリップ型の履歴性状を示した。梁下端筋に沿った付着割裂ひび割れが観察されたものの、加力サイクルに伴う同ひび割れの進展は認められず、せん断ひび割れ発生箇所



※黒線：正側加力，赤線：負側加力で生じたひび割れを示す

図-4 破壊状況 ( $R_b=1.0\%$ 時)

損傷が集中した。試験体 No.2-2 は  $R_b=0.75\%$ 時に梁危険断面位置のあき重ね鉄筋が降伏した直後に荷重が大きく低下し、打継部のすべり変形が急増して打継部が破壊した。せん断ひび割れとともに梁下端筋に沿って生じた付着割裂によるひび割れ幅が拡幅した。試験体 No.3-1 および試験体 No.3-2 は  $R_b=0.5\%$ 時に梁危険断面のあき重ね鉄筋が降伏した後、梁端付近に発生した曲げひび割れに損傷が集中し、 $R_b=3.5\%$ の正負両側加力において梁上端筋が座屈し、横補強筋のキャップ筋の90度フックが開いてヒンジ領域のコアコンクリートが圧壊した。

断面解析(コンクリート: Kent & Park モデル<sup>4)</sup>、鉄筋: バイリニアモデル)による曲げ降伏強度時梁せん断力計算値の耐力線(図中、青破線)と ACI318 規準<sup>2)</sup>に示されているコンクリートストレスブロック法による終局曲げ強度(式(3))時梁せん断力計算値の耐力線(図中、赤実線)を図-3中に示す。

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - 0.5h) \quad (3)$$

ここに、 $\phi$ : 低減係数 (0.9 とする)、 $A_s$ : 引張鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )、 $f_y$ : 鉄筋の降伏強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) (表-1 中の実強度を採用)、 $d$ : 梁の有効せい ( $\text{mm}$ )、 $h$ : コンクリートのストレスブロック長さ ( $\text{mm}$ ) ( $h=A_s f_y / 0.85 f_c' b$ 、 $f_c'$ : コンクリートのシリンダー圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) で表-1 中の実強度とする) である。

いずれの試験体も、断面解析による曲げ降伏強度、ACI

規準<sup>2)</sup>の終局曲げ強度算定式により、実験結果を安全側に評価できていることが分かる。

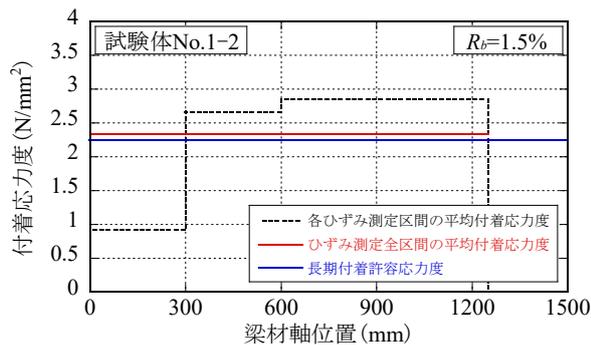
## 4. 考察

### 4.1 あき重ね鉄筋の付着応力度分布

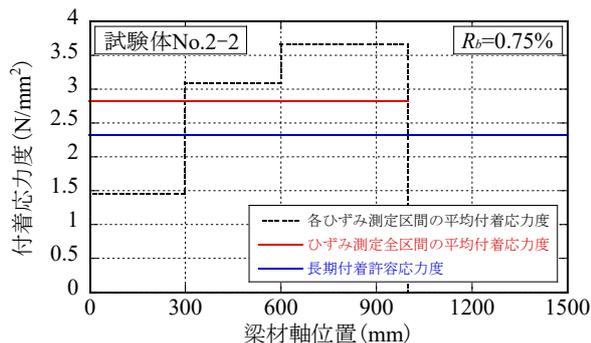
鉄筋の応力度-ひずみ関係がバイリニア則に従うものとし、使用材料の強度には材料試験結果を用いて、実験から得られたあき重ね鉄筋のひずみを応力度に換算し、隣り合うあき重ね鉄筋のひずみ測定位置における応力度の差分をとってあき重ね鉄筋のひずみ測定区間の付着応力度を算定した。試験体 No.1-2、No.2-2、No.3-2 を代表に中央あき重ね鉄筋の付着応力度分布を図-5に示す。同図中には文献<sup>5)</sup>による長期許容付着応力度  $L\tau_{fa}$  計算値、ACI 規準 318<sup>2)</sup>に示されている  $l_d$  を逆算して 1/1.3 倍した式(4)による付着強度  $\tau_{bu}$  ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) 計算値も併せて示す。

$$\tau_{bu} = \frac{1}{4} \cdot \frac{f_y d_b}{1.3 l_d} = \frac{1}{4} \cdot \frac{1.1 \sqrt{f_c'} (C_b + K_{tr} / d_b)}{1.3 \phi_s \phi_s \lambda} \quad (4)$$

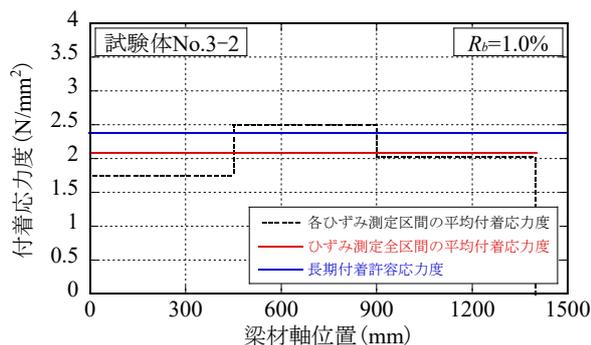
同図中の平均付着応力度  $\tau_{ave}$  は、打継部のあき重ね鉄筋の各ひずみ測定区間の平均付着応力度に各ひずみ測定区間長さを乗じた総和をあき重ね継手長さで除して算定した。 $L\tau_{fa}$  は  $2.3 \text{N}/\text{mm}^2$  程度、 $\tau_{ave}$  は  $2.0 \sim 3.0 \text{N}/\text{mm}^2$  程度、 $\tau_{bu}$  は  $2.5 \sim 2.7 \text{N}/\text{mm}^2$  程度であり、あき重ね鉄筋の付着応力度は式(4)で概ね評価できることが分かった。



(a) 試験体 No.1-2



(b) 試験体 No.2-2



(c) 試験体 No.3-2

図-5 中央あき重ね鉄筋の付着応力分布

#### 4.2 打継部のすべり変形と強度

スタブフェースから 600mm の位置における打継部のすべり変形と梁部材角の関係を図-6 に示す。試験体 No.2-1 では  $R_b=2.5\%$ 、試験体 No.2-2 では  $R_b=0.75\%$  ですべり変形が急激に増大していることから、当該梁部材角で打継部にすべりが生じたものと推察できる。これは、試験体 No.1-1, No.1-2 よりもあき重ね継手長さが短かったためであると考えられる。実験の結果、すべり変形の発生を防ぐには、 $Q_s$  に対する余裕度  $\alpha$  として 1.3 以上確保すればよいことを確認した。本結果を踏まえて算定した打継部のすべり強度計算値の耐力線を図-3(c), (d)中に併記する。

#### 5. まとめ

RC 柱梁接合部に接続する側の RC 梁端部を U-PCa 化

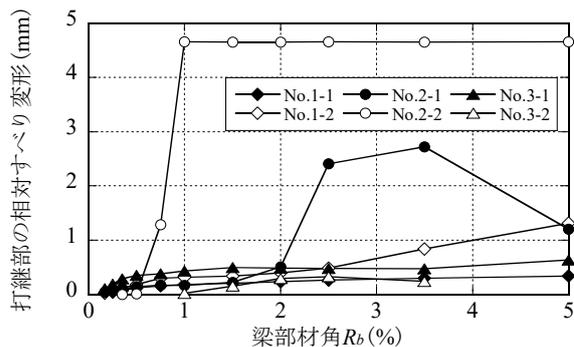


図-6 打継部のすべり変形と梁部材角の関係

し、現場にて U-PCa 梁底面に配筋される梁主筋と U-PCa 梁底断面内の主筋とをあき重ね継手として接合する PCaRC 梁工法を開発し、あき重ね継手長さ、シアスパン比、横補強筋量をパラメータとして本梁の構造性能確認実験を行った。実験から得られた知見を以下に列記する。

- (1) ACI 規準の必要継手長さに梁せいの 1/2 を加えた長さをあき重ね継手長さとして設計すれば、打継部にすべり破壊や付着割裂破壊が生じることなく、終局曲げ耐力を ACI 規準<sup>2)</sup>による終局曲げ強度式により評価できる。
- (2) 打継部の横補強筋量が同一の場合、打継面を横切る横補強筋の本数が多い方が少ない場合よりも靱性能に優れている。
- (3) シアスパン比が小さい場合は、 $R_b=3.5\%$ 以降に梁上端筋が座屈し、横補強筋のキャップ筋の 90 度フックが開き、コアコンクリートが圧壊した。
- (4) あき重ね鉄筋の付着応力は ACI 規準の必要継手長さを逆算して求めた付着応力で概ね評価できる。
- (5) 打継界面への作用せん断力に対する余裕度として 1.3 倍以上確保すれば、打継部のすべり破壊を防止することができる。

#### 参考文献

- 1) 一般社団法人建設経済研究所：建設経済レポート 62 号，pp.263-277，2014.4
- 2) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318M-08) and Commentary, 2008
- 3) American Concrete Institute: Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary, 2005
- 4) Kent, D. C and Park, R.: Flexural Member with Confined Concrete, Journal of the Structural, Division, ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, Jul.1971
- 5) 一般社団法人日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010