

論文 梁端部に機械式継手を設けた PCa 梁の耐震性能

掛 悟史^{*1}・石川 裕次^{*2}・土井 尚^{*3}・前川 元伸^{*4}

要旨：本研究は梁幅に対して梁せいが大きい PCa 梁について、梁端部に機械式継手を設けた場合の曲げおよびせん断性能の把握を目的として曲げせん断実験を行った。実験変数は破壊モード（曲げ破壊およびせん断破壊）とし、曲げ破壊型試験体の最大耐力は RC 規準式により精度良く評価することが可能であり、せん断破壊型試験体の最大耐力は荒川 mean 式により評価可能であることを確認した。また最終破壊まで梁端部継手の引張降伏および破断は確認されなかった。

キーワード：梁端部継手、スライディングシア破壊、ダウエル効果、危険断面

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート(RC)造建物では高品質、施工の効率化による生産性の向上、さらに昨今の建築関係労務者の不足などの点から、プレキャスト(PCa)部材を用いた構工法が増加している。一般的に PCa 梁の接合は、応力の小さいスパン中央部に継手を設ける場合が多い例¹⁾。しかしながら、意匠や施工上の制約から継手位置を梁端部に設ける架構が求められる場合がある。そこで筆者らは、梁端部にスライドが可能な機械式継手を設けた PCa 梁の開発を行った。スライドが可能な継手を使用することにより、梁部材を横刺しすることなく梁端部で

の継手が可能となる。

本研究では継手を梁端部に設けた PCa 梁の曲げ性能およびせん断性能を把握することを目的として、静的載荷実験を実施した。

2. 実験概要

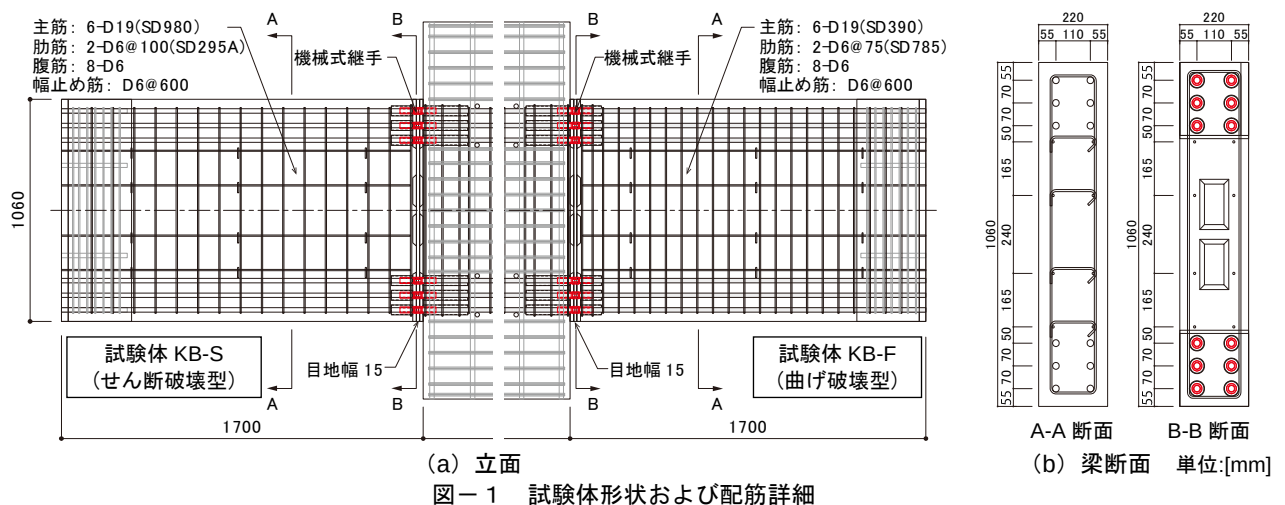
2.1 試験体概要

表-1 に試験体諸元を示し、図-1 に試験体形状および配筋詳細を示す。試験体は実大の約 2/3 スケールの片持ち梁である。主筋の継手位置は梁端部に設けており、実験変数は破壊モード(曲げ破壊型およびせん断破壊型)

表-1 試験体諸元

試験体名	想定破壊モード	せん断余裕度 Q_{su}^{*1}/Q_{mu}^{*2}	断面 $B \times D$	部材長さ L	主筋	せん断補強筋
KB-S	せん断破壊	0.61	220×1060mm	1950mm ($M/Qd=2.08$)	6-D19 SD980 ($p_t=0.84\%$)	2-D6@100 SD295A ($p_w=0.29\%$)
KB-F	曲げ破壊	2.02			6-D19 SD390 ($p_t=0.84\%$)	2-D6@75 SD785 ($p_w=0.38\%$)

^{*1} 靱性保証型設計指針式⁵⁾, ^{*2} RC 規準式⁴⁾



*1 (株) 竹中工務店 技術研究所 構造部 RC 構造グループ 研究員 修士 (工学) (正会員)
 *2 (株) 竹中工務店 技術研究所 構造部 RC 構造グループ グループ長 博士 (工学) (正会員)
 *3 (株) 竹中工務店 広島支店 設計部 主任 修士 (工学)
 *4 (株) 竹中工務店 大阪本店 設計部 課長 修士 (工学)

とし、主筋およびせん断補強筋の鋼材種、ピッチで調整した。試験体の断面は $B \times D = 220 \times 1060 \text{ mm}$ ($D/B = 4.82$) であり、部材長さは 1950 mm ($M/Qd = 2.08$) である。なお、梁主筋の拔出しを防止するために、スタブ内の主筋端部には定着プレートを取り付けた。

試験体の製作は図-2に示す手順で行った。すなわち、PCa 梁およびスタブのそれぞれの配筋およびコンクリート打設が終了した後に、PCa 梁の位置決めを行い、梁の主筋は機械式継手をスライドさせることにより接続させた。その後、継手内にグラウトを注入し、グラウト硬化後に目地部およびシース管内部をグラウトで充填した。

2.2 材料特性

表-2にコンクリートおよびグラウトの材料特性を、表-3に鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。コンクリートの圧縮強度は $f'_c = 55.5 \text{ N/mm}^2$ であり、試験体 KB-F の主筋は SD390、せん断補強筋には SD785 を使用し、試験体 KB-S の主筋は SD980、せん断補強筋には SD295A を使用した。また継手グラウトには圧縮強度が規格値 80 N/mm^2 以上のものを使用し、目地グラウトには PCa 梁に使用するコンクリートと同程度の強度を有するものを使用した。機械式継手は規格降伏点が 900 N/mm^2 以上のダクタイル鉄筋製ネジ式継手を使用した。

2.3 荷重方法

図-3に荷重装置を示す。試験体はスタブを反力床に PC 鋼棒で固定し、せん断力の正負交番繰り返し荷重は反力フレームに取りつけたオイルジャッキ (1000 kN) によって試験体毎に荷重を行った。実験では試験体端部の鉛直変位 (δ) を試験体長さ (l) で除した部材角 $R = \delta/l$ で下側方向を正として制御した。図-4に加力サイクルを示す。荷重履歴は、部材変形角 $R = 1.0, 2.0, 3.3, 5.0, (2.0), 7.5, 10, (5.0), 15, 20, (5.0), 30, 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ まで正負漸増繰り返し荷重を行い、最後に $+50 \times 10^{-3} \text{ rad}$ まで押し切り荷重を行った。 $R = 2.0, 5.0, 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ については、各 10 サイクル行い、その他の変形角については 2 サイクルの荷重を行った。 $()$ 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。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

写真-1に各試験体の実験終了時の破壊状況を示す。全ての試験体について $R = 1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルにおいてシース管周辺に曲げひび割れが発生し、 $R = 2.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ までにせん断ひび割れおよび $0.4D \sim 1.0D$ (D : 梁せい) の範囲において曲げひび割れが発生した。曲げ破壊型である試験体 KB-F では、 $R = 5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ までせん断ひび割れが伸展したが、 $R = 7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルにおいて、継手端部で主筋の引張降伏が確認され、

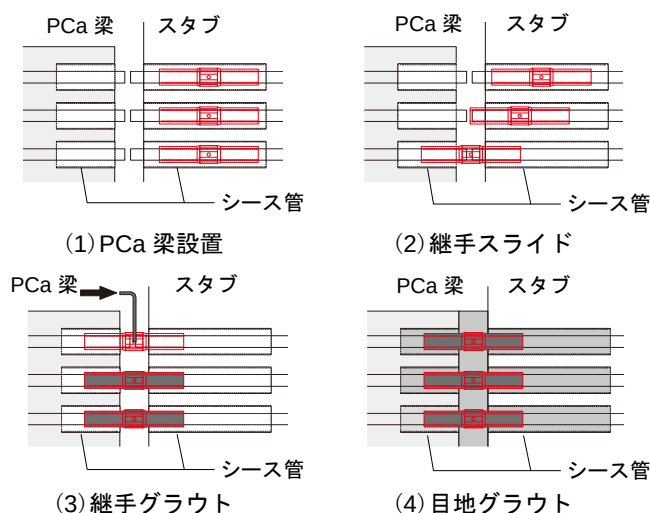


図-2 試験体製作手順

表-2 コンクリートおよびグラウトの材料特性

種別	f'_c [N/mm ²]	ϵ_B [$\times 10^{-6}$]	E_c [N/mm ²]	σ_{sp} [N/mm ²]
コンクリート	55.5	2652	3.07×10^4	3.34
継手グラウト	113.4	4448	3.19×10^4	3.51
目地グラウト	60.9	5750	2.28×10^4	2.71

f'_c : 圧縮強度, ϵ_B : 圧縮強度時歪み
 E_c : ヤング係数, σ_{sp} : 割裂引張強度

表-3 鉄筋の材料特性

種別	σ_y [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	使用箇所
SD980 (D19)	1149*	1.95×10^5	1229	主筋
SD390 (D19)	452	1.94×10^5	625	
SD785 (D6)	898*	1.89×10^5	1048	せん断補強筋
SD295A (D6)	379*	1.83×10^5	513	

σ_y : 降伏点, E_s : ヤング係数, σ_u : 引張強度
 *0.2%オフセット耐力

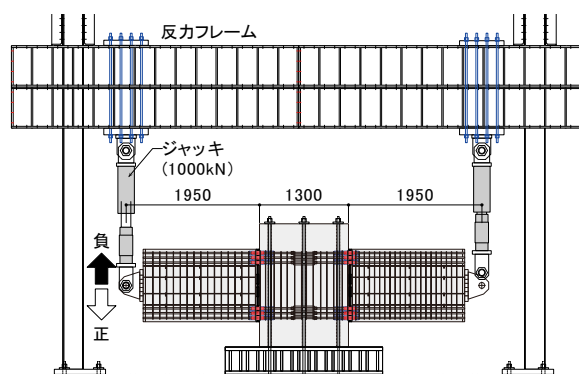


図-3 荷重装置

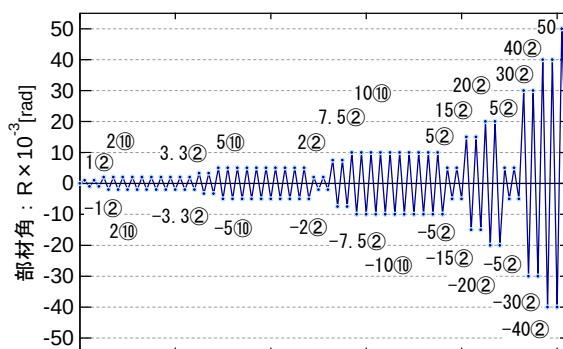


図-4 加力サイクル

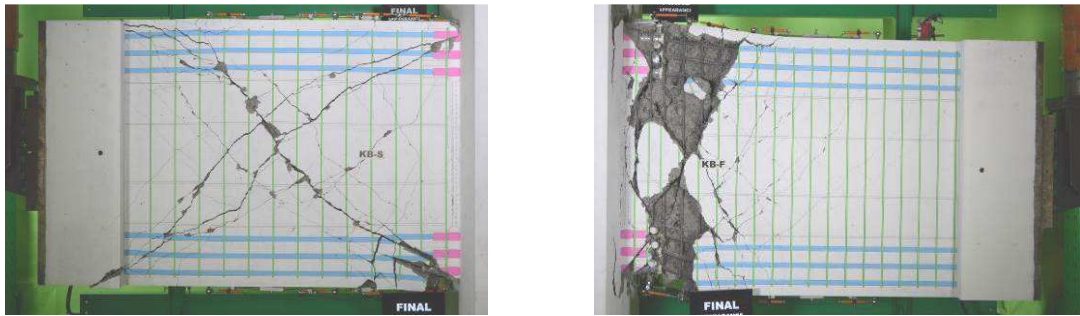


写真-1 実験終了時破壊状況 (左: 試験体 KB-S, 右: 試験体 KB-F)

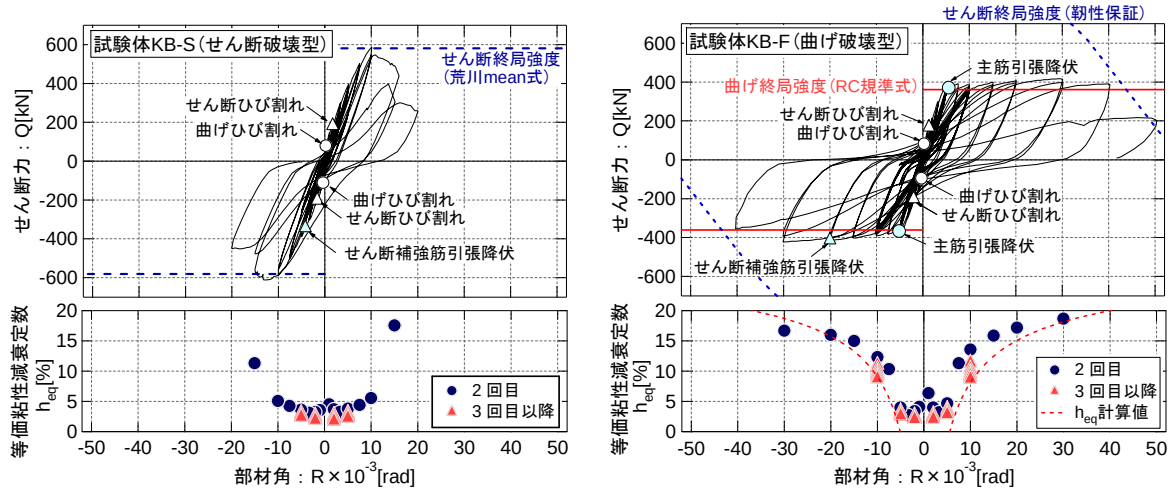


図-5 せん断力および等価粘性減衰定数一部材角関係 (左: 試験体 KB-S, 右: 試験体 KB-F)

シース管周辺から 0.6D 付近までの曲げひび割れが大きく伸展した。その後、梁端部において正負の荷重によって発生した曲げひび割れが繋がり、端部で梁部材が滑るように挙動するスライディングシア破壊²⁾が発生し、破壊に至った。コンクリートの損傷状況から推定されるヒンジ領域は 0.6D 程度であり、大久保らが行ったウォールガーダーの実験結果³⁾より 0.1D 程度大きい値を示した。

せん断破壊型である試験体 KB-S では、曲げひび割れは大きく伸展せずせん断ひび割れが伸展し、 $R=15 \times 10^{-3}$ rad の荷重サイクルにおいて、せん断ひび割れが両端の圧縮部を結ぶ対角線上に生じる斜張力破壊が発生し、このひび割れ発生と同時に耐力が急激に低下したため、荷重を終了した。

3.2 履歴特性

図-5に各試験体のせん断力および等価粘性減衰定数一部材角関係を示す。同図では、各ひび割れ点、主筋およびせん断補強筋の引張降伏点を示し、各終局強度計算式 (RC 規準式⁴⁾、靱性保証型指針式⁵⁾、荒川 mean 式⁴⁾)により算出した計算値を併せて示す。また等価粘性減衰定数 h_{eq} は (3.1 式) より求めた計算値を併せて示す。

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (3.1)$$

μ : 1 段筋降伏時を基準とした塑性率

曲げ破壊型である試験体 KB-F では、 $R=5.5 \times 10^{-3}$ rad において 1 段筋の引張降伏が確認され、 $R=6.8 \times 10^{-3}$ rad において 3 段筋の引張降伏が確認された。その後、

-20×10^{-3} rad において 0.45D 付近のせん断補強筋において引張降伏が確認され、正負共に $R=30 \times 10^{-3}$ rad において最大耐力に達し、梁端部のスライディングシア破壊に伴う耐力低下が確認された。せん断破壊型である試験体 KB-S では、 $R=5.0 \times 10^{-3}$ rad の荷重サイクルにおいて梁中央部のせん断補強筋の引張降伏が確認された。その後、正負共に $R=15 \times 10^{-3}$ rad の荷重サイクルにおいて、斜張力破壊による急激な耐力低下が確認された。

また等価粘性減衰定数 h_{eq} について、試験体 KB-F では部材降伏前は 4% 程度であり、多数回の繰り返し荷重をする部材角では耐力低下と共に h_{eq} も低下する傾向が見られた。曲げ降伏以降は 10~17.5% まで増大し、梁端部に継手を設けた場合でも h_{eq} が增大することが確認された。また計算値との比較では実験値は計算値に比べて 5% 程度大きい値を示した。試験体 KB-S も同様に斜張力破壊以前は 4~5% 程度であり、斜張力破壊後は 10~17.5% の値を示した。

3.3 機械式継手の引張応力度分布

図-6に最外縁継手の引張応力度の推移を示す。継手部の応力度は機械式継手に貼付した歪みゲージより得られた歪みに弾性係数 (規格値) を乗じて求めた。全ての試験体について、実験終了時まで継手の引張降伏および破壊は確認されなかった。また曲げ破壊型である試験体 KB-F について、主筋が引張降伏した $R=7.5 \times 10^{-3}$ rad 以降は継手の応力度の増加が緩やかになっていることが確認された。せん断破壊型である試験体 KB-S は、梁の変形

が進むにつれて、継手の応力度も増加する傾向が確認されたが、斜張力破壊が発生した $R=15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以降は継手の応力度は減少した。

3.4 変形割合

図-7 に変位計取付位置を示し、図-8 に各試験体の各部材角の正載荷ピーク時における曲げ変形成分、せん断変形成分およびずれ変形成分の割合を示す。試験体の曲げ変形は図-7 に示す長さ方向に6分割して測定した梁の軸方向変位量から算出し、ずれ変形はシーす管際の断面上に設置した変位計により求め、せん断変形は全体の変形から曲げおよびずれ変形を差し引いたものである。

曲げ破壊型である試験体 KB-F では、 $R=5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ まではせん断ひび割れに伴うせん断成分の増加が確認された。その後、主筋の引張降伏が確認された $R=7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以降は曲げおよびずれ成分が増加し、せん断補強筋が引張降伏した $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以降はずれおよびせん断成分の増加が顕著となり、スライディングシア破壊による破壊モードに移行したことが確認された。

せん断破壊型である試験体 KB-S では、せん断ひび割れの伸展に伴うせん断成分の増加が顕著であり、ずれ変形は一定のまま変形が進んでいった。

4. 考察

4.1 ダウエル効果によるすべり耐力の評価

図-9 に梁主筋の歪みゲージおよびずれ変形測定位置を示し、図-10 に各部材角の負載荷ピーク時における試験体 KB-F の圧縮側最外縁鉄筋の歪みと PCa 梁のずれ変形量の関係を示す。なお、図-10 では降伏歪を超えた場合は降伏歪で頭打ちをして示し、圧縮側鉄筋の歪みは図-9 に示す歪みゲージから得られた計測値を用いた。図-10 より曲げ破壊型である試験体 KB-F では、 $R=7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の正載荷において鉄筋歪が降伏歪に達した点以降、ずれ変形量が顕著に増加していることが確認された。そこで、せん断面における鉄筋のダウエル耐力を算定し、梁に作用するせん断力と比較することですべり耐力の評価を行う。ダウエル耐力について、鈴木・尾坂らは文献 6) において単調引張荷重を受けた鉄筋(SD345 使用)のダウエル耐力の算定式 (4.1 式) を提案している。

$$D_u = D_{uo} \cdot e^{-0.0002\varepsilon} \quad (4.1)$$

ここで、 D_u : 引張力を受けた鉄筋のダウエル耐力、 D_{uo} : 引張力を受けない鉄筋のダウエル耐力、 ε : せん断面の鉄筋に発生する歪み[単位: μ]である。なお、本実験のせん断面の鉄筋には圧縮力が作用するが、(4.1 式)に適用させるため、 ε はせん断面の鉄筋が経験した引張側の歪みを累積したものとした。また、文献 6) では鉄筋に発生する歪みを降伏歪までしか作用させていないため、降伏歪を超えた領域のダウエル耐力の低下度合については検討

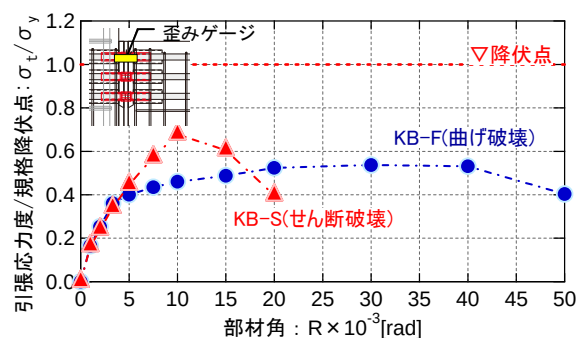


図-6 最外縁継手の引張応力度の推移

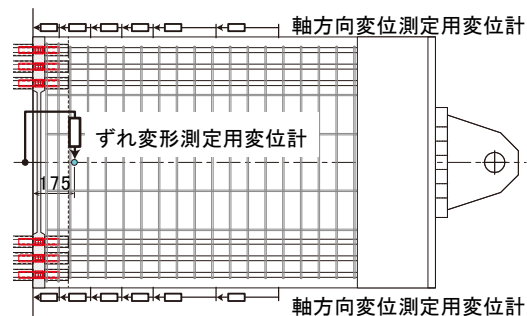


図-7 変位計取付位置

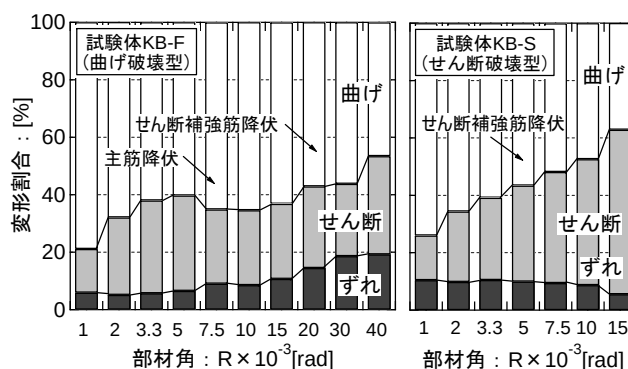


図-8 曲げ、せん断およびずれ変形負担割合

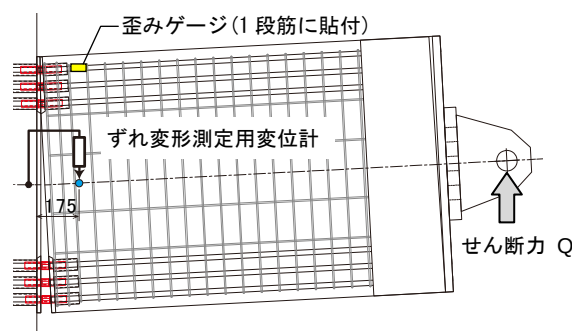


図-9 歪みゲージ貼付位置およびずれ変形測定位置

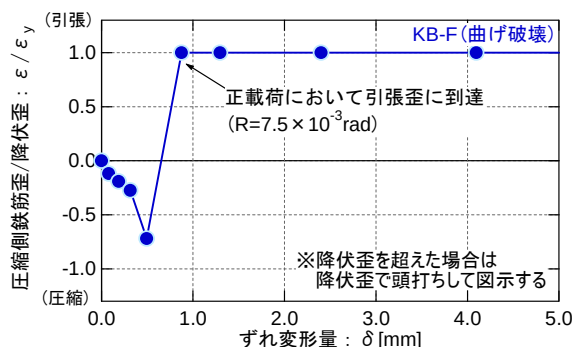
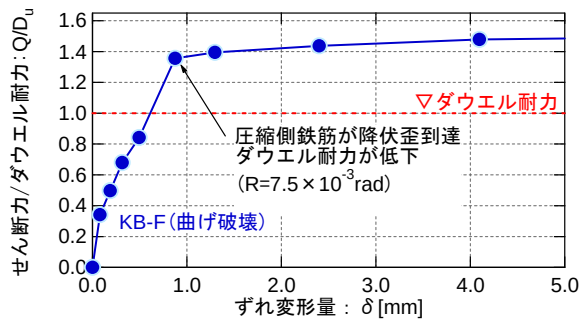


図-10 圧縮側鉄筋歪-ずれ変形量関係



図－１１ せん断力-ずれ変形量関係

されていない。そのため、本論では鉄筋歪 ε が降伏歪 ε_y を超えた領域では $\varepsilon = \varepsilon_y$ とし、算定を行った。

引張力を受けない鉄筋のダウエル耐力 D_{uo} は文献 7) より (4.2 式) を用いて算定した (各記号は文献 7) を参照)。

$$D_{uo} = n \cdot 1.3 d_b^2 \sqrt{\sigma_B \sigma_y} \quad (4.2)$$

ここで、せん断力を負担しダウエル耐力を発揮する鉄筋を圧縮側の鉄筋のみと仮定し、鉄筋本数 n は圧縮側鉄筋本数とした。図－１１に (4.1 式) により算定したダウエル耐力に対するせん断力とずれ変形量の関係を示す。試験体 KB-F では、圧縮側鉄筋の歪みが降伏歪に達する前は、鉄筋に圧縮歪が作用しダウエル耐力の低減を考慮していないが、鉄筋歪が降伏歪を超えた以降はせん断力がダウエル耐力を上回り、その点以降ずれ変形量が顕著に増加していることが確認された。

4.2 最大耐力の評価

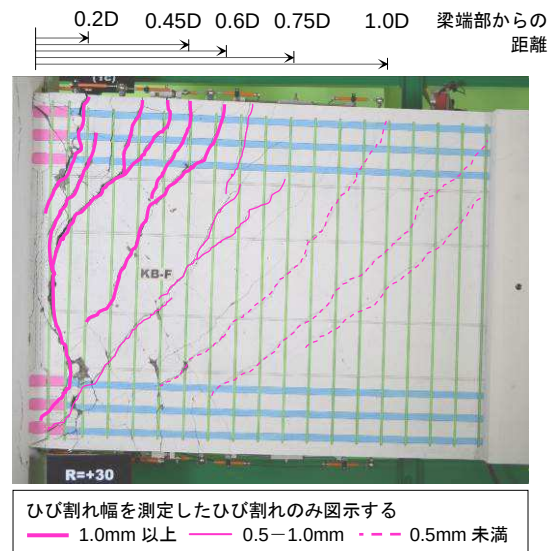
写真－２に試験体 KB-F の最大耐力時の損傷状況を示し、図－１２に各試験体の最大耐力時における主筋およびせん断補強筋の応力度分布を示す。曲げ破壊型の試験体 KB-F では最大耐力時において、0.6D までの曲げひび割れが大きく伸展し、主筋の１段筋および３段筋はシースマン管際から 0.75D の範囲まで引張降伏が確認され、せん断補強筋は 0.45D で引張降伏が確認された。せん断破壊型の試験体 KB-S では、主筋は降伏しておらず、梁中央部のせん断補強筋が引張降伏した。以上の各鉄筋の応力状態および損傷状況から各試験体の耐力評価を行う。

(１) 曲げ破壊型

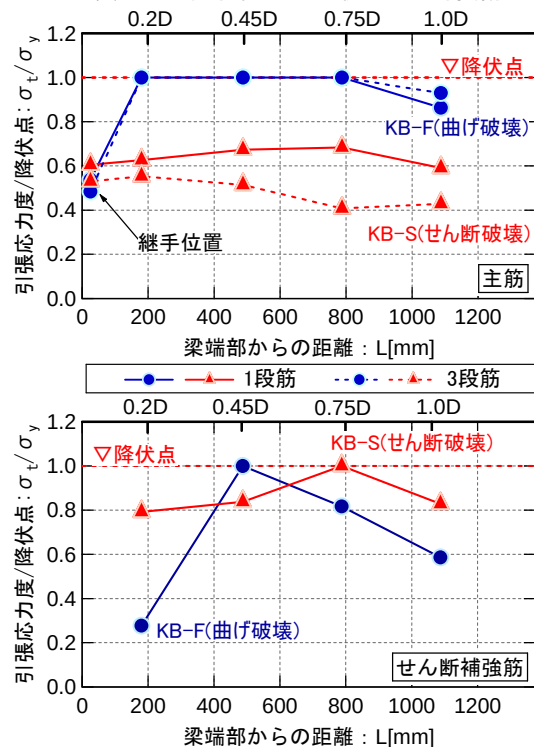
試験体 KB-F の最大耐力に関して、通常設計で用いられる RC 規準式⁴⁾ (4.3 式) により曲げ終局強度を算定した (各記号は文献 4) を参照)。

$$\begin{aligned} Q_{mu1} &= M_u / L \\ M_u &= 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d \end{aligned} \quad (4.3)$$

引張鉄筋量 a_t に関して RC 規準では基本的に２段配筋としているが、図－１２より３段筋の引張降伏が確認されていることから、３段筋まで含んだ鉄筋量とした。 d は引張鉄筋の重心位置より求めた有効せいである。また幅に対してせいの大きな梁部材の曲げ終局強度について、Paulay らは図－１３に示すようなせん断ひび割れを考慮した曲げモーメント算定式²⁾ (4.4 式) を提案しており、

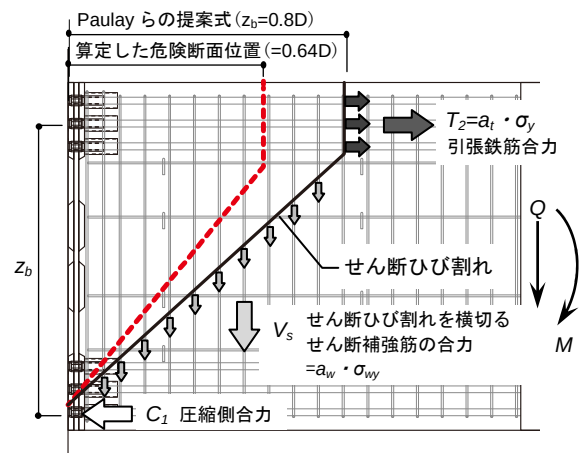


写真－２ 試験体 KB-F 最大耐力時損傷状況



(上：主筋、下：せん断補強筋)

図－１２ 最大耐力時における応力度分布



図－１３ 試験体 KB-F 破壊メカニズム

(4.4 式)による曲げ終局強度についても算定を行った。

$$M_1 = z_b T_2 + 0.5 z_b V_s \quad (4.4)$$

T_2 : 梁端部から z_b 離れた断面における引張鉄筋の合力 ($=a_t \cdot \sigma_y$), z_b : 応力中心間距離($=0.9d=0.8D$), V_s : セン断ひび割れを横切るせん断補強筋の合力($=a_w \cdot \sigma_{wy}$)である。

表-4 に試験体 KB-F の曲げ終局強度計算値および実験値一覧を示す。RC 規準式により算定した計算値に対する実験値の比率は 1.15~1.17 となり、3 段筋を考慮した RC 規準式により精度良く評価できていることが確認された。また Paulay らの提案式(4.4 式)より算定した計算値に対する実験値の比率は 0.89~0.90 となり、危険側に評価する傾向を示した。これは(4.4 式)では、引張側の危険断面位置(主要な破壊面)を梁端部から z_b ($=0.8D$)離れた断面を仮定していることや、せん断補強筋の有効強度を考慮していないため、計算値が過大に評価されたと考えられる。

写真-2 より塑性ヒンジが 0.6D 付近までしか形成されていないことから、Paulay らの提案式による曲げ終局強度に試験体の最大耐力を入力し、引張側の危険断面位置を算定した。表-5 に試験体 KB-F の最大耐力時の引張側の危険断面位置計算値を示す。引張側の危険断面は梁端部から正側載荷で 0.62D, 負側載荷で 0.66D となり、正負平均で 0.64D となり、損傷状況での 0.6D の曲げひび割れ付近に危険断面があることが確認された。これは梁端部から 0.1D の位置まで機械式継手を取りついており、そこから 0.5D 離れた位置まで塑性ヒンジが形成されたため³⁾, 0.6D 付近に危険断面が発生したと考えられる。

(2) セン断破壊型

図-12 より、最大耐力時のせん断補強筋の応力は梁中央部のみににおいて降伏点に到達しており、また破壊状況から斜張力破壊と推定される。そこで荒川 mean 式⁴⁾

$$Q_{su} = \left(\frac{0.068 k_u k_p (18 + \sigma_B)}{M/Qd + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_y} \right) b j \quad (4.5)$$

表-6 に試験体 KB-S のせん断終局強度および実験値一覧を示す。せん断破壊型である試験体 KB-S の最大耐力の評価について、荒川 mean 式によるせん断終局強度計算値に対する実験値の比率は 1.04~1.09 となり、精度良く且つ安全側に評価する結果となった。

5. まとめ

本研究では、梁端部に機械継手を設けた PCa 梁について、継手および断面形状が各破壊モードに与える影響について検討するため、梁部材の曲げせん断実験を行った。その結果、以下の知見を得た。

1) 最終破壊まで梁端部継手の引張降伏および破断は確

表-4 曲げ終局強度および実験値一覧

算定式	計算値 Q_{cal} [kN]	実験値 Q_{exp} [kN]	実験値/計算値 Q_{exp}/Q_{cal}
RC 規準式 (4.3 式)	360.9	416.8 (-422.7)	1.15 (1.17)
Paulay 式 (4.4 式)	470.3		0.89 (0.90)

※()内の数値は負側載荷での検討

表-5 試験体 KB-F 引張側の危険断面位置計算値

載荷方向	正載荷	負載荷	平均
梁端部からの 危険断面位置	657mm (0.62D)	700mm (0.66D)	679mm (0.64D)

表-6 セン断終局強度および実験値一覧

算定式	計算値 Q_{cal} [kN]	実験値 Q_{exp} [kN]	実験値/計算値 Q_{exp}/Q_{cal}
荒川 mean 式 (4.5 式)	562.4	586.5 (-612.0)	1.04 (1.09)

※()内の数値は負側載荷での検討

認されず、曲げ破壊型試験体の主筋は継手際で引張降伏を生じた。

- 2) PCa 梁端部のずれ変形について、梁に作用するせん断力が主筋のダウエル耐力を上回ると、ずれ変形が増加する傾向が確認された。
- 3) 曲げ降伏型試験体の引張側危険断面は 0.6D 程度に位置しており、傾斜した危険断面を考慮した曲げ終局強度式により精度良く評価できた。
- 4) セン断破壊型試験体の破壊モードは斜張力破壊であり、その最大耐力は荒川 mean 式により精度良く評価できた。

参考文献

- 1) 石川裕次, 木村秀樹, 宮内靖昌, 角彰, 上田博之: 鉄筋コブ重ね継手を用いた RC 梁部材の力学性状, コンクリート工学論文集, 第 15 巻第 2 号, pp.1-11, 2004.5
- 2) T.Paulay, M.J.N.Priestley: SEISMIC DESIGN of REINFORCED CONCRETE and MASONRY BUILDINGS, 1992
- 3) 大久保全陸, 塩屋晋一, 阿納哲郎: 鉄筋コンクリート造ウォールガーダーの強度変形性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vo.11, No.2, pp.63-68, 1989
- 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) 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
- 6) 鈴木基行, 中村泰介, 堀内信, 尾坂芳夫: 軸方向鉄筋のダウエル作用に及ぼす引張力の影響に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 426 号 V-14, pp.159-166, 1991.2
- 7) 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・同解説, 2002