

# 論文 プレストレストコンクリート有孔梁のせん断強度に関する実験研究

多久和 大海\*1・岩見 遼平\*2・重松 謙佑\*3・丸田 誠\*4

**要旨:** 本研究では、既製の開孔補強金物を用いた PC 造有孔梁について載荷実験を行った。検討項目は開孔部のせん断強度、梁端部に開孔を設けた際の曲げ靱性の確認、PCaPC の適用とした。実験結果より、開孔補強筋量の増加に伴いせん断強度が高くなること、梁端部に開孔を設けた場合においても開孔部せん断余裕度を 1.3 程度確保することで十分な曲げ靱性を確保できることが確認できた。また、RC 造有孔梁で用いられているせん断ひび割れ強度式やせん断終局強度式にプレストレスの効果を考慮した評価式を用いることで、実験結果を精度良く評価することができた。

**キーワード:** 有孔梁, プレストレストコンクリート, せん断耐力, 開孔補強筋

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下、RC)造有孔梁では開孔を補強する際、開孔周囲に配筋するユニット型の補強筋(以下、開孔補強金物)と補強有効範囲 C 内に配筋するあばら筋(以下、C 内あばら筋)を組み合わせた補強工法が用いられる場合がある。

筆者らはプレストレストコンクリート(以下、PC)造有孔梁に RC 造有孔梁で用いられる開孔補強工法を適用する研究を行っており、その実験では C 内あばら筋と開孔補強金物を合せた補強筋量(以下、開孔補強量)が比較的少ない範囲の載荷実験を行い、コンクリート強度、C 内あばら筋強度、プレストレスレベルについて検討した。

本研究では、文献 1)より開孔補強量を増加させた試験体、梁端から開孔際までの距離を 1D(D: 梁せい)とした試験体、圧着接合プレキャストプレストレス(以下、PCaPC)造有孔梁試験体による載荷実験を行い、既往の実験と併せて PC 梁への適用を検討した。

## 2. 試験体概要

表-1 に試験体一覧、図-1 に試験体配筋図を示す。試験体断面は No.11~No.15 が 300mm×500mm、No.16 が 180mm×500mm であり、梁の長さは 1500mm である。また開孔径は 167mm(1/3D)とし、梁の両端には載荷用のスタブを設けた。No.11 は文献 1)の No.1 試験体に対して、開孔補強金物を 1.6 倍、C 内あばら筋を 2.3 倍配筋した試験体であり、開孔は梁の中央に設け、コンクリート強度は 27N/mm<sup>2</sup>とした。補強有効範囲 C 内にはあばら筋(2-D10)を片側 2 組ずつ配筋し、開孔補強金物(S8)を 2 枚配筋した。梁主筋は上下 4-D19、PC 鋼棒は 2-φ32 とし、PC 鋼棒の降伏強度に対するプレストレス導入量の割合

表-1 試験体一覧

試験体名	No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	No.16	
梁断面	mm					300×500	180×500
コンクリート	N/mm <sup>2</sup>		27			36	27
開孔径	mm						167(1/3D)
主筋(上下)	-			4-D19	4-D16	-	
C内あばら筋	-		2-D10×4組	2-S10×4組	4-D10×4組	4-D6×4組	2-D6×4組
開孔補強金物	-		S8×2枚	S8×3枚	S8×3枚	S6×2枚	
開孔補強筋量	%		0.91	1.59	0.68	0.81	
PC鋼棒	-		2-φ32	2-φ32	2-φ26	2-φ36	
PC有効率	-		0.343	0.343	0.500	0.536	

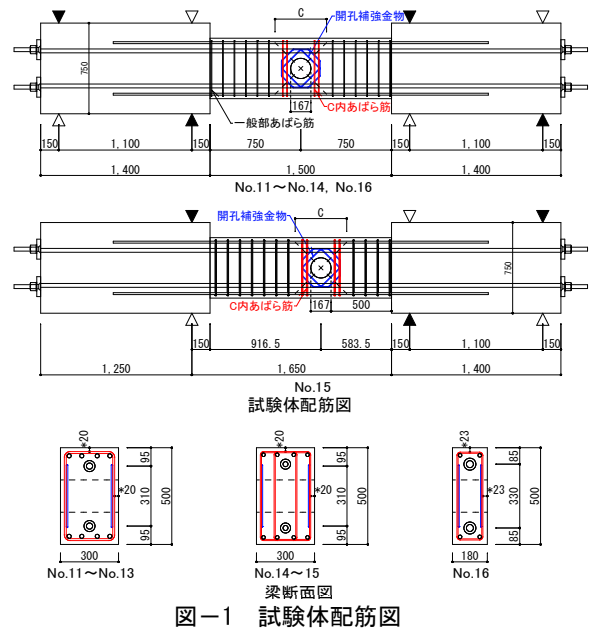


図-1 試験体配筋図

(以下、PC 有効率)を 0.343 とした。No.12 は No.11 に対してコンクリート強度を 36 N/mm<sup>2</sup>とした試験体、No.13 は No.11 に対して C 内あばら筋を高強度とした試験体、No.14 は No.11 に対して C 内あばら筋を 2 倍、開孔補強金物を 1.5 倍配筋した試験体である。各試験体の検討項目は、No.12 がコンクリート強度、No.13 が C 内あばら

\*1 (株)ピーエス三菱 技術本部技術部建築技術グループ 修(工) (正会員)

\*2 (株)建研 東京支店技術部 修(工) (正会員)

\*3 オリエンタル白石(株) 東京支店 PC 建築グループ

\*4 静岡理科大学 理工学部建築学科教授 博(工) (正会員)

筋強度, No.14 が開孔補強筋量とした。No.15 は梁端から開孔際までの距離を 1D とした場合の曲げ靱性を確認する試験体で, 曲げ強度に対し開孔部せん断強度が概ね 1.3 倍となるよう計画した。No.16 は PCaPC に対する適用を検討する試験体で, 梁とスタブの間に目地モルタルを充填し PC 鋼棒により圧着した。なお No.16 は開孔部せん断破壊を先行させるため, 梁幅を 180mm とした。

試験体計画の際に, 曲げ強度は PC 性能指針<sup>2)</sup>の曲げ終局強度算定式より, 開孔部せん断強度は後述の式(4)より算出した。表-2 に鋼材, 表-3 にコンクリートの材料特性を示す。

### 3. 加力・計測方法

図-2 に荷重装置図を示す。加力は図に示すように, スタブ外側の反力ジャッキを用いてピンおよびピン・ローラ支持とし, スタブ内側の加力ジャッキにより梁部に逆対称曲げモーメントを与えた。No.15 に関しては片側スタブのみ内外のジャッキを用いて固定し, 片持ち梁として荷重を行った。荷重は変形角制御とし, 部材角  $R = \pm 1.25 \times 10^{-3} (1/800) \text{ rad.}$  で 1 サイクル,  $\pm 2.5 \times 10^{-3} (1/400) \text{ rad.}$ ,  $\pm 5 \times 10^{-3} (1/200) \text{ rad.}$ ,  $\pm 10 \times 10^{-3} (1/100) \text{ rad.}$ ,  $\pm 20 \times 10^{-3} (1/50) \text{ rad.}$ ,  $\pm 30 \times 10^{-3} (1/33) \text{ rad.}$ ,  $\pm 50 \times 10^{-3} (1/20) \text{ rad.}$  で 2 サイクルずつの正負交番繰返し荷重とした。加力途中でせん断破壊した場合は, 次のサイクルの目標部材角まで荷重して終了とした。計測は, 梁の相対変形, 鋼材ひずみ, ひび割れ幅(クラックスケールにより測定), 曲率, 開孔部せん断変形とした。

## 4. 実験結果

### 4.1 破壊性状・梁せん断力-部材変形角関係

図-3 に各試験体の梁せん断力  $Q$ -部材変形角  $R$  関係および最終破壊性状を示す。図中には開孔部せん断ひび割れが生じた点および最大耐力を示した。

No.11 は  $R = 1.25 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  のサイクルにおいて, 開孔中心から斜め 45 度方向に進展するせん断ひび割れ(以下, 45 度ひび割れ)および開孔 45 度位置から接線方向に進展するせん断ひび割れ(以下, 接線ひび割れ)が生じた。その後  $R = 5 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  のサイクルにおいて, 接線ひび割れが梁上下端まで達し, 急激な耐力低下を生じるとともに開孔部がせん断破壊した。No.12-No.14 は,  $Q$ - $R$  関係やひび割れの進展状況については基準試験体である No.11 と同様の推移を示したが, 最大耐力は全ての試験体が No.11 を上回った。コンクリート強度を大きくした No.12 および開孔補強筋量を大きくした No.14 の最大耐力は No.11 の約 1.2 倍であったのに対し, C 内あばら筋を高強度とした No.13 の最大耐力は No.11 とほぼ同様であった。No.15 は  $R = 2.5 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  のサイクルで 45 度ひび割れが

表-2 鋼材材料特性

使用鋼材					
径	使用部位	鋼種	降伏点 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 kN/mm <sup>2</sup>	引張強さ N/mm <sup>2</sup>
D16	主筋	SD345	424	180	604
D19	主筋	SD345	390	176	601
D6	C内あばら筋 一般部あばら筋	SD295	399*	181	567
S6	開孔補強金物	KSS785	864*	185	1058
S8	開孔補強金物	KSS785	997*	196	
	一般部あばら筋			1157	
D10	C内あばら筋	SD295	369	192	527
S10	C内あばら筋	KSS785	933*	188	1111
φ26	PC鋼棒	B種1号	990*	197	1110
φ32	PC鋼棒	C種1号	1182*	198	1289
φ36	PC鋼棒	C種1号	1157*	202	1276

\*0.2%オフセット耐力

表-3 コンクリート材料特性

使用コンクリート		
試験体	使用部位	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>
No.11,13,14,15	梁	29.4
No.12	梁	40.3
No.16	梁	61.0
全試験体	PCグラウト	85.8
No.16	目地モルタル	71.7

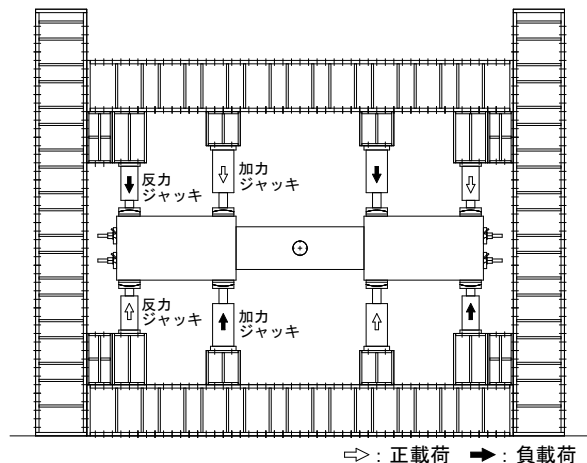


図-2 荷重装置図

生じたが, 開孔部周辺のせん断ひび割れ幅は変形が進んでもほとんど拡幅しなかった。 $R = 20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  のサイクルでは曲げひび割れの進展に伴い, 梁端部にかぶりコンクリートの剥落が見られた。その後の変形では剛性低下に伴い梁せん断力の上昇はほとんど見られず概ね横ばいに推移し, 最終サイクルである  $R = 50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  にて最大耐力となった。No.16 は開孔部せん断破壊が先行するよう計画した試験体であるが, 実験時には梁圧着目地が大きく開いて梁端部コンクリートの圧壊が先行し, 開孔部せん断破壊は生じなかった。ひび割れ状況は,  $R = 1.25 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  のサイクルで 45 度ひび割れが生じ,  $R = 2.5 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  のサイクルで接線ひび割れが生じた。 $R = 5 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  のサイクルでは梁端部にコンクリートの圧壊が生じ, その後の変形をかぶりコンクリートの損傷および目地部の目開きが進むが, 一方で開孔部周囲のひび割れの進展および拡幅も同時に見られた。

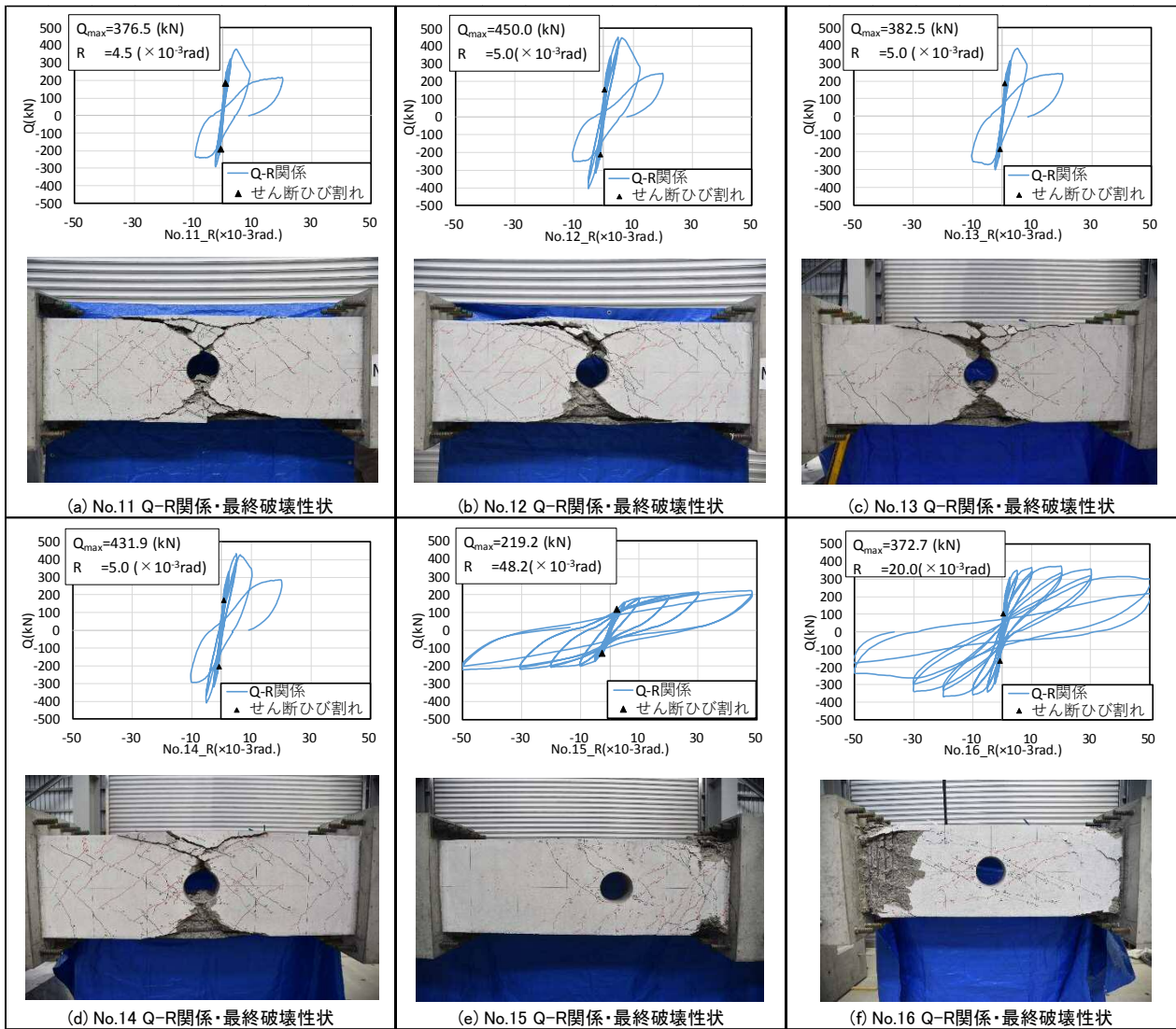


図-3 Q-R関係・破壊性状

#### 4.2 開孔補強筋に生じる引張力

開孔補強筋量の違いについて、文献 1)の基準試験体 No.1 および本実験の No.11, No.14 の開孔補強筋に生じる引張力の合計を比較する。各試験体で補強筋断面積やヤング係数が異なるため、C内あばら筋および開孔補強金物のひずみ測定値と材料試験結果の  $\sigma$ - $\epsilon$  関係より各試験体の応力を算出し、断面積と本数を乗じた値を開孔補強筋に生じる引張力とした。開孔補強筋量は No.1 が C内あばら筋 2-D6 $\times$ 4 組と開孔補強金物 4-S6 $\times$ 2 枚で 0.48%, No.11 が C内あばら筋 2-D10 $\times$ 4 組と開孔補強金物 4-S8 $\times$ 2 枚で 0.91%, No.14 が C内あばら筋 4-D10 $\times$ 4 組と開孔補強金物 4-S8 $\times$ 3 枚で 1.59%である。図-4 に C内あばら筋および開孔補強金物の引張力-部材角関係を示す。C内あばら筋は、No.1, No.11 では  $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$  で降伏し、No.14 では  $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$  で降伏したが、最大荷重時の  $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$  で比較すると補強量が増えるに従い生じる引張力も大きくなっていることが確認できた。

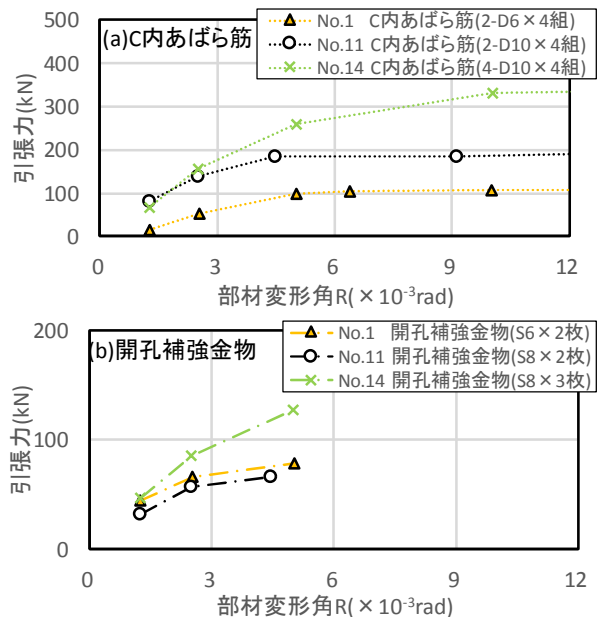


図-4 開孔補強筋に生じる引張力

表-4 実験値および計算結果一覧

試験体名	破壊形式	せん断ひび割れ強度					せん断終局強度				
		実験値	(1)式 (津村式)	(2)式 (軸力考慮)	$Q_{cr}/Q_{sc1}$	$Q_{cr}/Q_{sc2}$	実験値	(3)式 (修正広沢式)	(4)式 (軸力考慮)	$Q_{max}/Q_{su1}$	$Q_{max}/Q_{su2}$
		$Q_{cr}$ (kN)	$Q_{sc1}$ (kN)	$Q_{sc2}$ (kN)			$Q_{max}$ (kN)	$Q_{su1}$ (kN)	$Q_{su2}$ (kN)		
No.1	S	121.3	75.4	107.4	1.61	1.13	306.8	213.7	245.7	1.44	1.25
No.2	S	131.8	75.4	109.9	1.75	1.20	305.9	152.7	187.1	2.00	1.63
No.3	S	165.1	75.4	110.1	2.19	1.50	334.1	220.3	255.0	1.52	1.31
No.4	S	192.1	75.4	144.8	2.55	1.33	359.3	213.7	283.1	1.68	1.27
No.5	S	171.2	87.9	125.3	1.95	1.37	351.6	267.6	305.1	1.31	1.15
No.6	S	170.6	112.6	149.6	1.51	1.14	509.5	302.2	339.1	1.69	1.50
No.7	S	126.1	75.4	108.4	1.67	1.16	278.8	213.7	246.7	1.30	1.13
No.8 <sup>※1</sup>	M	120.9	77.4	120.4	1.56	1.00	(315.4) <sup>※2</sup>	238.2	281.1	(1.32)	(1.12)
No.11	S	182.8	78.8	134.3	2.32	1.36	376.5	294.5	350.0	1.28	1.08
No.12	S	153.5	89.6	143.9	1.71	1.07	450.0	348.2	402.5	1.29	1.12
No.13	S	186.9	78.8	129.8	2.37	1.44	382.5	321.9	372.9	1.19	1.03
No.14	S	173.0	78.8	129.5	2.20	1.34	431.9	359.5	410.2	1.20	1.05
No.15	M	115.2	50.6	97.5	2.28	1.18	(223.0) <sup>※2</sup>	230.3	277.2		
No.16	M	103.4	66.6	168.8	1.55	0.61	(372.7) <sup>※2</sup>	228.4	330.6	(1.63)	(1.13)

※1 No.8は文献3)参照 ※2 ( )は曲げ破壊時の最大荷重

開孔補強金物に関しては No.1 と No.11 に大きな差はないが、No.14 では引張力が大きくなっている。なお、開孔補強金物に関しては試験体が最大耐力となる  $R=5 \times 10^{-3}$  rad. でひずみゲージが剥離したため、剥離以前のデータのみを示した。

5. 実験値と計算値の比較

表-4 に実験値および計算結果一覧を示す。表中には本研究および文献 1), 文献 3) の試験体における開孔部せん断ひび割れ強度と開孔部せん断終局強度を示した。せん断ひび割れ強度の実験値は目視により観測した値を示した。

5.1 開孔部せん断ひび割れ強度と計算値の比較

開孔部せん断ひび割れ強度について実験値と計算値の比較を行う。計算値には津村ら<sup>9)</sup>によって提案された RC 造有孔梁のせん断ひび割れ強度式(以下に示す式(1))を用いた。図-5 に開孔部せん断ひび割れ強度の実験値と(1)式による計算値の比較を示す。実験値/計算値の平均値は 1.94 であり、全試験体の実験値が計算値を上回る安全側の評価となった。

$$Q_{sc1} = \frac{0.085 \cdot k_c (50 + \sigma_B)}{(M/Q \cdot d) + 1.7} \cdot \left(1 - 1.65 \cdot \frac{H}{D}\right) \cdot b \cdot j \quad (1)$$

$k_c=0.72$  ( $D \geq 400$ より)

$\sigma_B$ : コンクリート強度 [N/mm<sup>2</sup>]  $M/Qd$ : シアスパン比

$H$ : 開孔径 [mm]  $D$ : 梁せい [mm]

$b$ : 梁幅 [mm]  $j$ : 鉄筋応力中心間距離 [mm]

一方でプレストレス導入量のみを実験変数とした No.1(PC 有効率 0.25)と No.4(PC 有効率 0.5)の実験値を比較すると、プレストレス力の増加に伴い実験時のひび割れ荷重が大きくなっている。この結果から、開孔部せん断ひび割れ強度にはプレストレス力が寄与していると考え、プレストレスの効果として軸力によるせん断ひび割れ強度の上昇を考える。無開孔の RC 部材では主応力度仮説に基づいて軸応力度を考慮したせん断ひび割れ強度

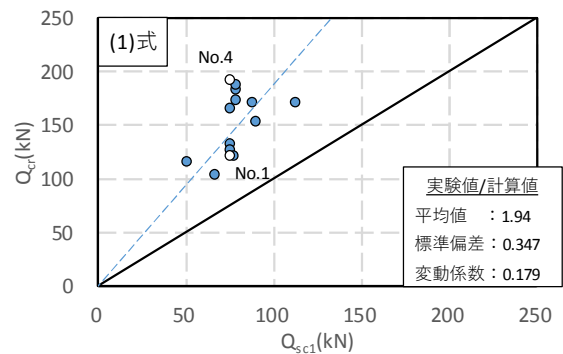


図-5 Qcr-Qsc1 関係

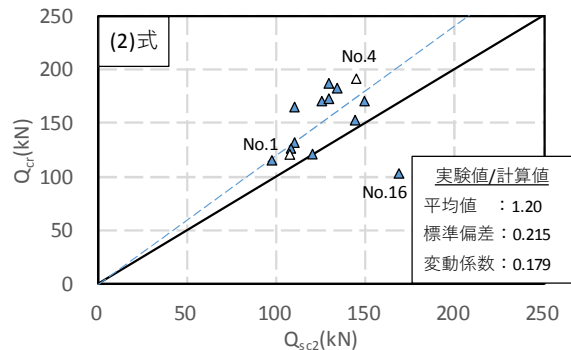


図-6 Qcr-Qsc2 関係

式が示されているが<sup>9)</sup>、ここでは式(1)にプレストレスによるせん断ひび割れ強度の上昇分を  $0.1 \cdot \sigma_g \cdot b \cdot j$  ( $\sigma_g$ : プレストレスによる軸応力度)で考慮した式(2)を用いて PC 有孔梁の開孔部せん断ひび割れ強度を検討した。

$$Q_{sc2} = Q_{sc1} + 0.1 \cdot \sigma_g \cdot b \cdot j \quad (2)$$

$\sigma_g$ : プレストレスによる軸応力度 [N/mm<sup>2</sup>]

図-6 はひび割れ強度の実験値と(2)式による計算値の比較を示しており、図-5 に比べてばらつきが小さく実験値と計算値の適合がよい。ただし、比較的プレストレスの大きい No.16 の実験値が計算値を下回っている。

## 5.2 開孔部せん断終局強度と計算値の比較

開孔部せん断終局強度について実験値と計算値の比較を行う。計算値には RC 規準<sup>6)</sup>に示されている修正広沢式(以下に示す式(3))を用いた。図-7 に開孔部せん断終局強度の実験値と式(3)による計算値の比較を示す。実験値/計算値の平均値は 1.45, 変動係数は 0.167 であり, 全試験体が安全側の評価となった。

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (\sigma_B + 18)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} \left( 1 - \frac{1.61 \cdot H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{\sum p_s \cdot \sigma_{sy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (3)$$

$p_t$ : 引張鉄筋比 [%]     $\sigma_B$ : コンクリート強度 [N/mm<sup>2</sup>]

$M/Qd$ : シアスパン比     $H$ : 開孔径 [mm]

$D$ : 梁せい [mm]     $p_s$ : 孔周囲の鉄筋比

$\sigma_{sy}$ : 孔周囲鉄筋の降伏応力度 [N/mm<sup>2</sup>]

$$\sigma_B \geq 36 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{sy} = \min(25 \sigma_B, \sigma_y)$$

$$\sigma_B \leq 27 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{sy} = \min(20 \sigma_B, \sigma_y)$$

$$27 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_B \leq 36 \text{ N/mm}^2 \quad \text{直線補完}$$

$b$ : 梁幅 [mm]     $j$ : 鉄筋応力中心間距離 [mm]

ここで前節と同様に, 式(3)に軸力項  $0.1 \cdot \sigma_g \cdot b \cdot j$  を加算した式(4)について検討を行う。図-8 に開孔部せん断終局強度の実験値と式(4)による計算値の比較を示す。実験値/計算値の平均値は 1.23, 変動係数は 0.15 で全試験体が安全側の評価となり, 図-7 に比べ実験値に対する計算値のばらつきが少なく, 実験値を精度良く評価することができた。

$$Q_{su2} = Q_{su1} + 0.1 \cdot \sigma_g \cdot b \cdot j \quad (4)$$

$\sigma_g$ : プレストレスによる軸応力度 [N/mm<sup>2</sup>]

## 6. 曲げ靱性の確認

図-9 に正載荷時における No.15 の梁せん断力  $Q$ -部材変形角  $R$  関係を示す。図中には PC 性能指針より算出した曲げ終局強度  $Q_u$  および骨格線の計算値, 式(4)より算出した開孔部せん断終局強度  $Q_{su2}$  を併せて示した。 $Q_u$  は 211.7kN,  $Q_{su2}$  は 277.2kN,  $Q_{su2}/Q_u$  は 1.31 である。実験の  $Q$ - $R$  関係と計算値を比較すると, 実験では曲げ降伏付近の剛性低下が始まる点(計算値では図中の  $Q_y$ )が計算値より小さくなっているが, 初期剛性, 最大耐力は概ね計算値と対応している。図-10 に梁主筋および PC 鋼棒のひずみ分布を示す。危険断面位置で梁主筋は  $R=5 \times 10^{-3} \text{ rad.}(1/200)$ , PC 鋼棒は  $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad.}(1/20)$  で概ね降伏ひずみに達している。PC 鋼棒ひずみ測定点 P2~P3 では  $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}(1/50)$  までひずみ勾配は小さく, PC 鋼棒の付着が劣化したと考えられ, 主筋降伏以降で実験の剛性が計算値より低下した要因の一つと思われる。図-11 には No.15 に設けた C 内あばら筋および開孔補強金物のひ

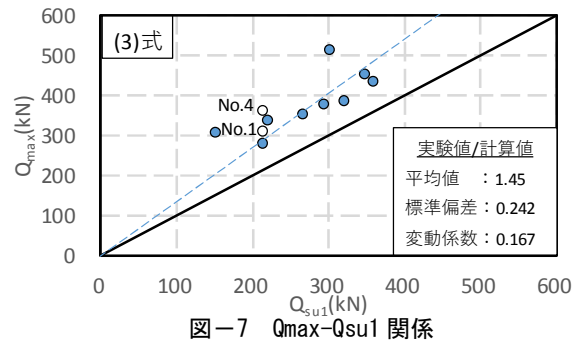


図-7 Qmax-Qsu1 関係

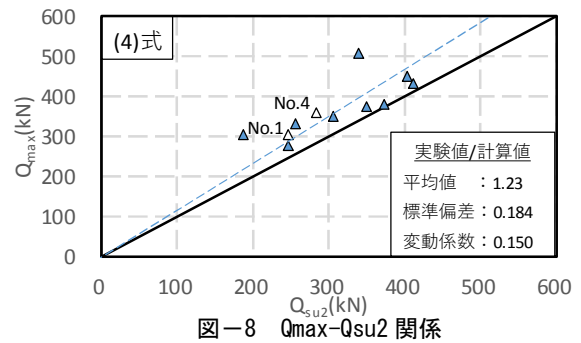


図-8 Qmax-Qsu2 関係

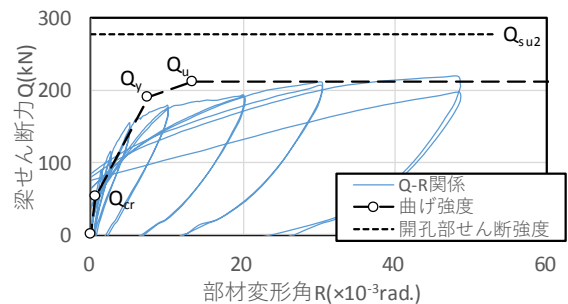


図-9 No.15 Q-R 関係

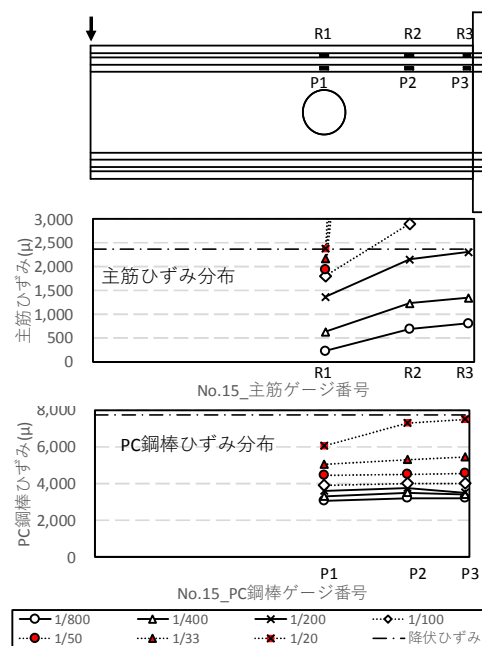


図-10 梁主筋・PC鋼棒ひずみ分布

ずみ分布を示す。降伏ひずみは0.2%オフセット耐力時のひずみの値とした。図より、最終変形時においてもC内あばら筋および開孔補強金物は降伏していないことがわかる。また図-12に各測定区間における平均曲率分布を示す。平均曲率は各測定区間の上下に設けた変位計より算出した。図を見ると、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad.}(1/50)$ までは測定区間6~7のみ曲率が增大している。 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad.}(1/33)$ 以降は測定区間5の曲率が若干増加するものの、区間4の曲率は小さい範囲に留まっていることから、固定端側の梁端部に曲げ変形が集中したことがわかる。

以上の結果から、開孔を梁端から1Dの位置に設けた場合でも、開孔部せん断余裕度(開孔部せん断強度/曲げ強度)を1.31以上確保することで十分な曲げ靱性を確保することができると考えられる。

### 7. PCaPCの適用

図-13にNo.16のQ-R関係および破壊性状を示す。図中には前述の式(3)、式(4)を用いて算出した開孔部せん断終局強度の計算値を示した。No.16は開孔部せん断破壊が先行するよう計画した試験体であるが、梁端部コンクリートの圧壊が先行したため、開孔部せん断破壊が生じなかった。そのため、実験から開孔部せん断強度を計測することはできなかったが、実験時の最大耐力は式(3)、式(4)を用いて算出した計算値を上回った。

### 8. まとめ

本研究により得られた知見を以下に示す。

- (1) 開孔補強筋量の増加に伴い、開孔部せん断強度が高くなることが確認できた。
- (2) せん断ひび割れ強度は津村式に軸力を考慮した式(2)を用いることで、式(1)に比べ実験値との適合がよくなった。しかし、比較的プレストレス量の大きい試験体No.16の実験値が計算値を下回った。
- (3) せん断終局強度は修正広沢式に軸力を考慮した式(4)を用いることで精度良く評価することができた。
- (4) 梁端から1Dの位置に開孔を設けた場合でも、開孔部せん断余裕度を1.31以上確保することで十分な曲げ靱性を確保できることが確認できた。
- (5) PCaPCはせん断破壊しなかったが、開孔部せん断強度は式(4)を用いた計算値以上であることが確認できた。

謝辞

本研究における試験体の開孔補強筋および各せん断補強筋はコーリョー建販株式会社様よりご提供いただきました。また、実験実施に際して日本大学長沼研究室にご協力いただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

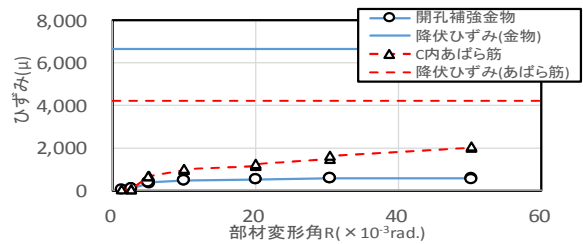


図-11 No. 15 開孔補強筋ひずみ分布

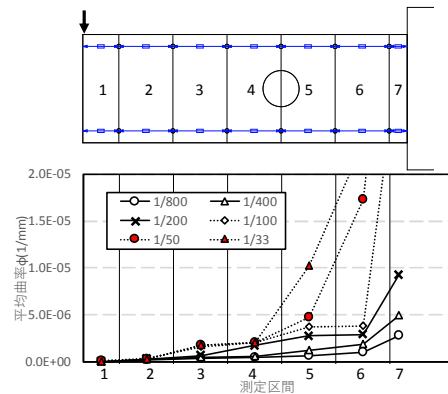


図-12 No. 15 平均曲率分布

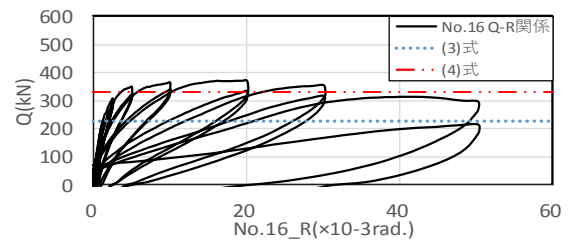


図-13 Q-R関係・破壊性状 (No. 16)

- 1) 岩見 遼平, 重松 謙佑, 新石 雅文, 丸田 誠: 開口補強金物を用いたプレレストコンクリート有孔梁のせん断性状確認実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.487~492, 2019
- 2) 日本建築学会: プレレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説, 2015
- 3) 渡邊 一弘, 染谷 俊章, 立花 弘, 岩倉 知行, 寒川 勝彦, 丸田 誠: 既製開口補強金物を用いたプレレストコンクリート有孔梁のせん断耐力に関する実験的研究 (その1) 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.777~778, 2019.9
- 4) 津村 浩三, 遠藤 利根穂, 清水 泰, 能瀬 泰延: 斜めワイヤメッシュで補強した鉄筋コンクリート造有孔梁の多数回くり返し水平加力実験 (その7) 孔部せん断ひびわれ強度の推定, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.501~502, 1985.10
- 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) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018