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研究

月成　真隆[*1]・丸田　誠[*2]・渡邊　一弘[*3]・長沼　一洋[*4]

要旨：プレストレストコンクリート（以下，PC）梁にも設備用開口が必要となり，現在，PC 造梁では PC 規準 [1] 等に則り矩形開口として設計施工されている。また，円形開口を有する PC 造梁の既製金物や斜め筋を用いた実験例は少なく，また解析的検討はほとんど行われていない。本研究では 2 体の円形開口を有する PC 造梁のせん断破壊実験を行い，非線形有限要素解析を行った。解析は実験を良好に再現できたことから，開孔部を無補強とした解析も実施し，せん断強度の検討を行った。その結果，既往の提案式 [2] にプレストレス分の軸力項を加えた式で十分安全に評価できることが分かった。

キーワード：開孔補強筋，有限要素法，非線形解析，せん断ひび割れ

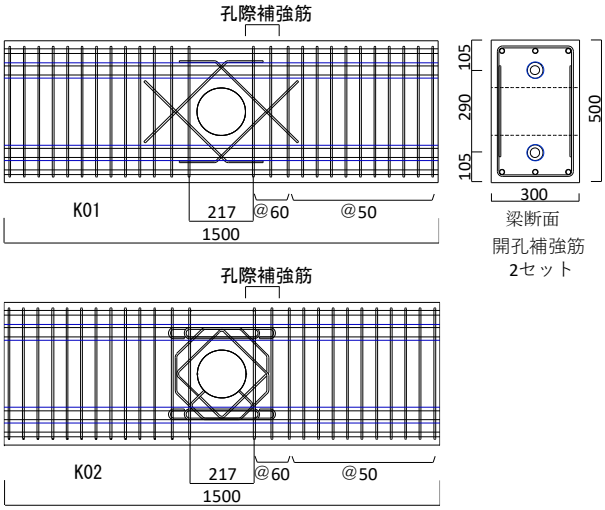
1. はじめに

鉄筋コンクリート（RC）造梁では数多くの有孔梁の実験が行われ，開孔際のあばら筋（以下，孔際補強筋），開孔周辺の斜め筋および既製のユニット型開孔補強金物（以下，開孔補強筋）が開孔部のせん断強度に有効であることが分かっている。一方，PC 造梁では矩形開口を有する梁の実験が行われ，PC 規準 [1] では、主に矩形開口梁を対象とした設計式が提示されており，そこでは円形開口を矩形開口とみなして，開口上下の弦材の応力検討等が行われている。一方，円形開口を対象とした斜め筋や既製の開孔補強筋を使用した実験は少なく [3] [4]。本研究では，孔際補強筋，斜め補強筋，既製の開孔補強金物を用いた PC 有孔梁の実験と有限要素法（FEM）による非線形解析を行い，せん断強度に関する検討を行うこととした。

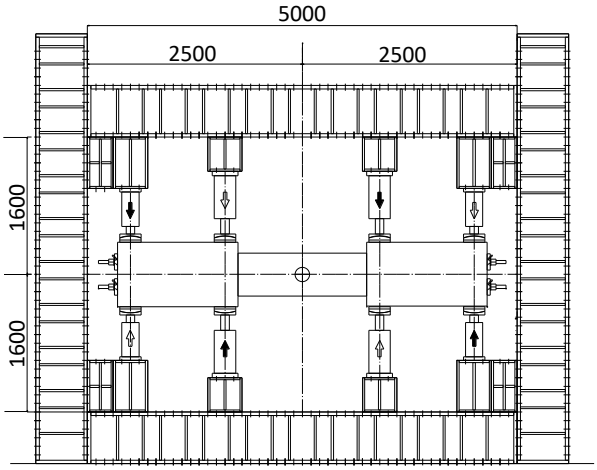
2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は，**図－1** に示す実物の約 1/2 縮尺断面を有する K01，K02 の合計 2 体とした。両試験体ともコンクリートの設計基準強度 Fc を共通で 27(N/mm^2)とした（**表－1** 参照）。試験体 K01，K02 は中央部に開孔径 D/3(D：梁せい)167mm 径の単開孔を有する試験体とし，孔際補強筋は補強量，強度ともに共通とした。試験体 K01 は既往のアンボンド PC 有孔梁の実験で用いられた [4] 斜め補強筋による補強を行い，K02 は既製金物に見かけの定着長さを大きくするために楕円形の金物を追加した開孔補強筋による補強を行った。スタブのコンクリート強度は Fc=60(N/mm^2)とした。PC 鋼棒の緊張荷重は 205(kN/本)とし，一般部の軸力比 η ＝0.1 となるよう計画した。また，PC 鋼棒の緊張後にシース内にグラウトを充填した。グラウトの圧縮強度は 86.9(N/mm^2)である。鋼材の材料試験結果を**表－2** に示す。



図－1　試験体詳細



図－2　加力装置

*1 日本大学　理工学部建築学科　(学生会員)
*2 静岡理工科大学　理工学部建築学科教授　博士 (工学)　(正会員)
*3 (株)ピーエス三菱　技術本部技術部部長　工学修士　(正会員)
*4 日本大学　理工学部建築学科教授　博士 (工学)　(正会員)

表－1　試験体一覧

試験体名	断面 (mm)	スパン (mm)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	主筋	PC鋼棒	一般部肋筋	開孔補強筋		孔際補強筋	
								鋼種	p_d	鋼種	p_s
K01	300×500	1500	26.8	28.0	3-D16 SD345	1-φ32 B種1号	2-S6 SD785級	2-S6 SD785級	0.14%	2-D6 SD295 4組	0.20%
K02									0.28%		

2.2 加力方法

図－2 に示すロ型の鉄骨フレームの中に試験体を設置し，ジャッキにより逆対称曲げモーメントを与え，正負繰り返し載荷を行った。制御は変位制御とし，部材角 R=1.25×10^{-3}[rad.]で 1 サイクル, 部材角 R=2.5, 5.0, 10.0, 20.0×10^{-3}[rad.]で各 2 サイクルずつ加力を行う計画とした。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加力して終了とした。変形の測定は，部材角測定のため両側スタブの相対変形，開孔部はX形に変位計を設置しせん断変形角の測定を行った。

3. 実験結果

3.1 破壊性状，せん断力 Q－部材変形角 R 関係

図－3 に両試験体の Q-R 関係を示す。

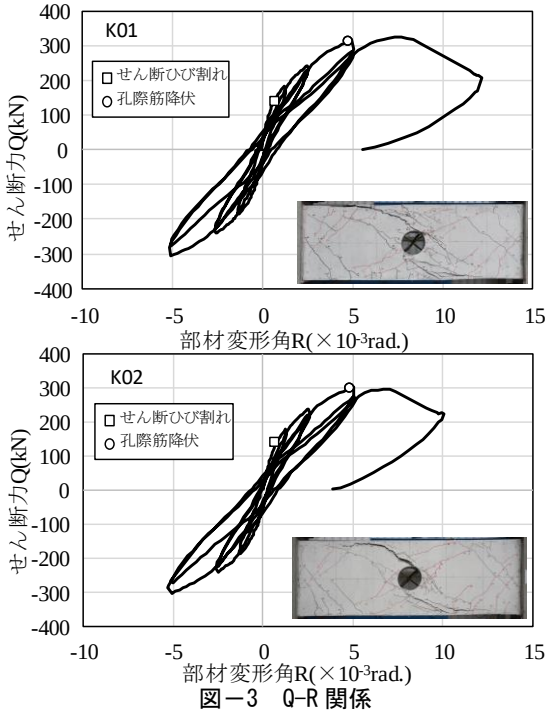
K01 は，R=1.25×10^{-3}[rad.]のサイクルにおいて梁端部に曲げひび割れ(Q=154.9kN，-154.0kN)および開孔中心から斜め 45 度方向のせん断ひび割れ(Q=138.0kN, -154.0kN)が生じた。R=2.5×10^{-3}[rad.]のサイクルでは，せん断ひび割れが進展し，R=5.0×10^{-3}[rad.]のサイクルにおいて開孔の接線方向にひび割れが生じ，ひび割れが梁の上下端に達した。また，このサイクルの最大荷重付近において孔際補強筋の降伏が確認された。R=10.0×10^{-3}[rad.]の正のサイクルにおいて開孔の接線方向から梁上下端にのびたひび割れが徐々に広がっていき，R=7.75×10^{-3}[rad.]付近で，開孔部せん断破壊が生じて荷重が急激に低下した。

K02 は，R=1.25×10^{-3}[rad.]のサイクルにおいて梁端部に曲げひび割れ(Q=159.6kN，-137.3kN)および開孔中心から斜め 45 度方向のせん断ひび割れ(Q=137.6kN, -137.3kN)が生じた。R=2.5×10^{-3}[rad.]のサイクルにおいてせん断ひび割れが進展し，開孔下部の接線方向にひび割れが生じた。R=5.0×10^{-3}[rad.]のサイクルにおいて開孔上部の接線方向にひび割れが生じ, ひび割れが梁の上下端に達した。また，このサイクルの最大耐力付近において孔際補強筋の降伏が確認された。R=10.0×10^{-3}[rad.]の正のサイクルにおいて開孔の接線方向から梁上下端に進展したひび割れが徐々に広がっていき，R=7.14×10^{-3}[rad.]付近で開孔部せん断破壊が生じて荷重が急激に低下した。

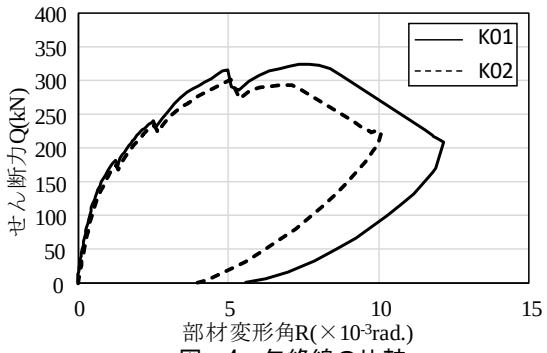
図－4 に，K01 と K02 の Q-R 関係の第一象限の包絡線を示す。K01 と K02 の包絡線の比較から，既製金物を用いた K02 より斜め補強筋を用いた K01 の方が若干せん断強度と変形性能が大きいことが分かった。

表－2　鋼材の力学特性

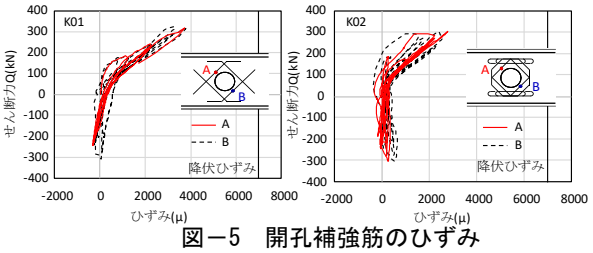
径	使用部位	鋼種	降伏点 N/mm^2	ヤング係数 kN/mm^2	引張強さ N/mm^2
D16	主筋	SD345	380	197	570
S6	一般部あばら筋 斜め補強筋 既成金物	SD785級	910	186	1120
D6	孔際補強筋	SD295A	399	185	542
φ32	PC鋼棒	B種1号	1001	201	1127



図－3　Q-R 関係



図－4　包絡線の比較



図－5　開孔補強筋のひずみ

3.2 開孔周囲補強筋のひずみ性状

開孔周囲の補強筋のひずみ性状を検討する。ここで開孔周囲補強筋とは，開孔補強筋と孔際補強筋とする。

K01，K02 の開孔補強筋のせん断力－ひずみ関係を**図－5** に示し，孔際補強筋のせん断力－ひずみ関係を**図－6** に示す。K01，K02 の開孔補強筋は，高強度（SD785 級）であるため，A 点，B 点ともに降伏ひずみに達しなかったが，両者ともにひずみは線形範囲を超える 4000 μ 近くまで達していて，有効に作用していることが分かる。

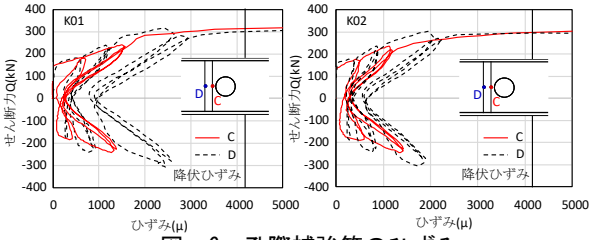
一方，孔際補強筋は開孔補強筋よりも降伏点が低い（SD295）ため，K01，K02 ともに C 点，D 点の 2 か所とも降伏しており，開孔に近い C 点の方が D 点よりも早期に降伏していることが確認された。このことから，開孔補強筋同様に孔際補強筋も有効に作用していることが分かった。

4. 解析概要

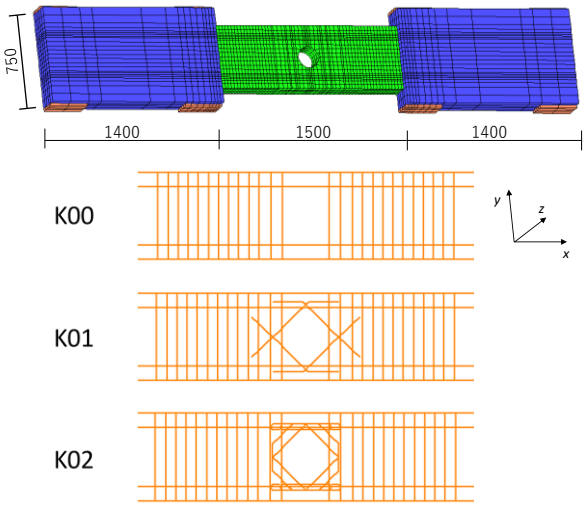
解析対象は，今回実験を行った 2 体の試験体 K01，K02 と，開孔補強筋のせん断強度への影響を確認するために，K01，K02 の試験体に対して開孔補強筋なしとした仮想解析試験体 K00 を加えた合計 3 体とし，それぞれ解析を行う。この K00 の材料定数は，K01，K02 と同様とした。

図－7 に各試験体の解析モデルを示す。要素分割は**図－7** に示すように，試験体の対称性を考慮して，梁幅方向を半分にした 1/2 モデルとしている。そのため境界面においては z 方向の水平変位，x，y 方向の回転を拘束している。梁部分とスタブ，載荷板を六面体要素で，鉄筋を線材要素でモデル化している。主筋および PC 鋼棒-コンクリート間の付着滑りは，接合要素を挿入することにより考慮している。PC 鋼棒のプレストレスは，PC 鋼棒を表現する線材要素の定着位置の節点をスタブと結合し，その後 PC 鋼棒に初期応力として緊張力に対応する引張応力を与えることで導入している。PC 鋼棒の最大付着強度は文献 5）に基づいて求めた。また，PC 鋼棒に緊張力を加えた後，PC 鋼棒とコンクリート間の付着を考慮した。試験体製作には，PC 鋼棒の緊張後にグラウトを充填しており，それを模擬した。その他の開孔補強筋，孔際補強筋，あばら筋については，線材要素の節点をコンクリートの節点と共有させ完全付着とした。

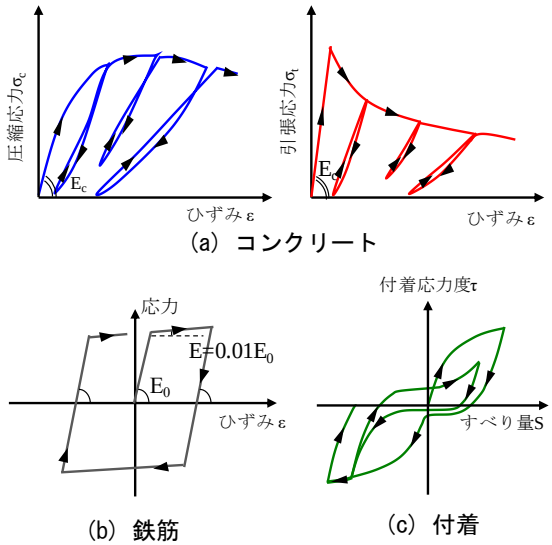
図－8 に解析に用いた材料構成則を示す。(a) にコンクリートの応力－ひずみ関係を示す。コンクリートの圧縮側は修正 Ahmad モデル [6]，引張側は，上昇域は引張強度までを線形弾性と仮定し，下降域は長沼・山口のモデル [7] を採用した。ひび割れ方向のせん断伝達特性には長沼の提案モデル [8] を採用した。(b) に鉄筋の応力－ひずみ関係を示す。bi-linear 型のモデルとして，降伏後の剛性は，初期剛性の 1/100 とした。繰返し応力下における履



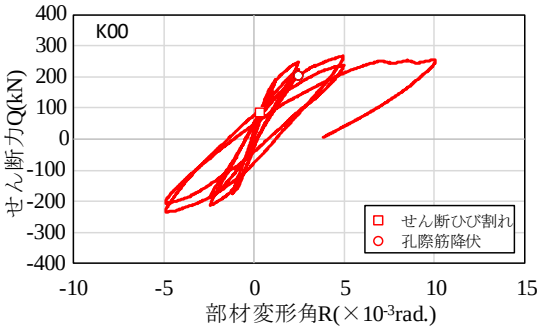
図－6　孔際補強筋のひずみ



図－7　解析モデル概要



図－8　材料構成則



図－9　Q-R 関係

歴特性は直線型とした。(c)に付着応力ーすべり関係を示す。付着応力ーすべり関係の最大付着応力度および下降域は CEB モデル[9] を採用した。

5. 解析結果

5.1 せん断力 Q－部材変形角 R 関係

図－9 に K00 の解析結果の Q-R 関係を示し，また**図－10** に K01，K02 の実験と解析の Q-R 関係の比較を示す。K01，K02 の両者の解析結果は，R=5.0×10^{-3}[rad.]のサイクルまで実験結果と良好に対応している。実験でせん断破壊した R=10.0×10^{-3}[rad.]のサイクルでは，解析では実験のように急激な耐力低下は見られず，徐々に剛性を落とし前のサイクルの最大耐力付近で横ばいとなる結果となった。両者ともに解析で実験の傾向および最大耐力を良好に模擬できている。

図－11 に 3 試験体の解析の Q-R 関係の第一象限の包絡線を示す。3 体の試験体の解析結果の包絡線を比較すると，K01，K02 は K00 に比べて最大耐力が大きいことが分かる。この結果から，開孔補強筋によるせん断強度の上昇が解析上確認できた。K01 の最大耐力が 304.9kN，K02 の最大耐力が 295.5kN だったのに対して，K00 の最大耐力は 263.8kN となり，開孔補強筋によるせん断強度の上昇率は，K01 は約 16%，K02 は約 12%であった。

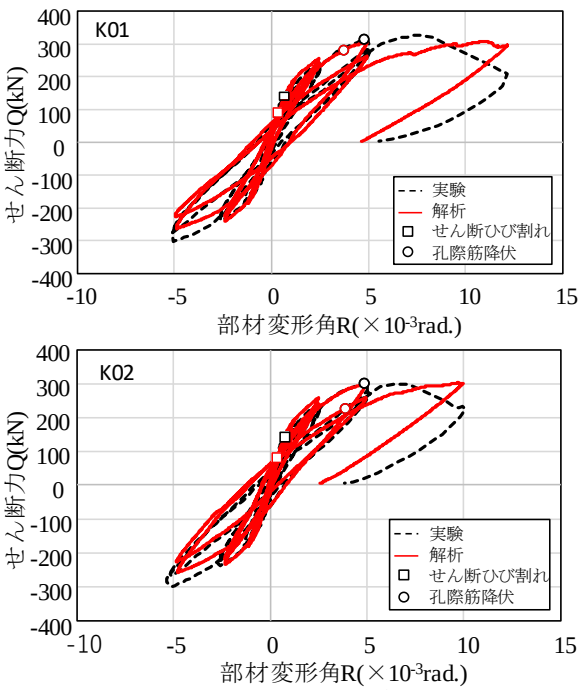
5.2 開孔部のせん断変形角 γ

実験で開孔部に取り付けた X 形変位計から算出した開孔部のせん断変形角 γ と解析結果の比較を行う。**図－12** に Q-γ 関係を示す。実験では，K01，K02 ともにせん断破壊する R=10.0×10^{-3}[rad.]のサイクルで γ が急激に大きくなっている。一方解析は，R=10.0×10^{-3}[rad.]のサイクルで実験のような γ の急激な増加はみられなかったが，R=5.0×10^{-3}[rad.]のサイクルまでは実験結果と良好に対応しており，解析は実験結果を概ね模擬できた。

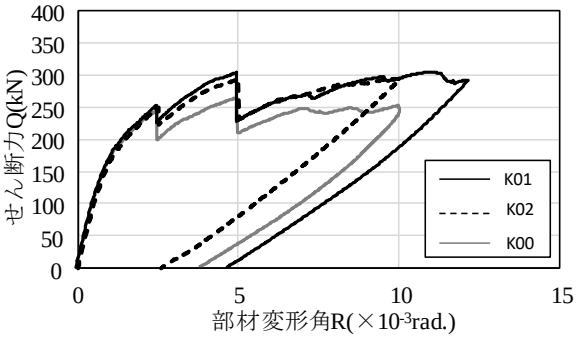
5.3 開孔周囲補強筋のひずみ性状

実験と同様に解析でも開孔補強筋と孔際補強筋のひずみ性状を検討する。**図－13** に K01，K02 の開孔補強筋，孔際補強筋のせん断力ーひずみ関係を示す。

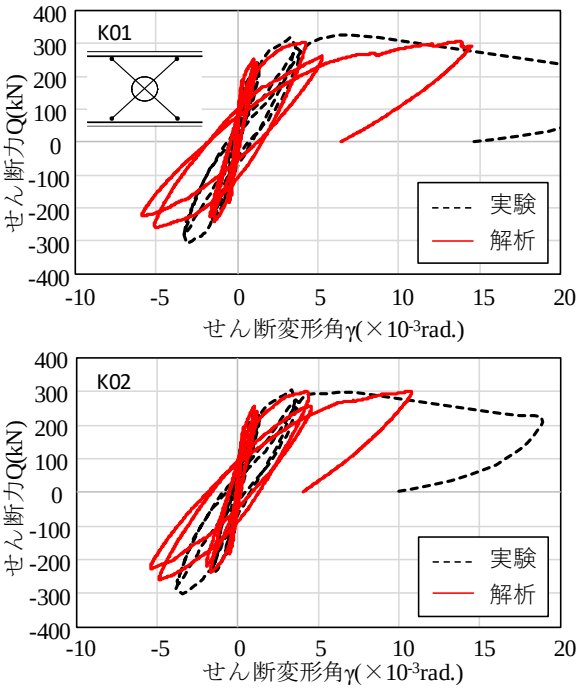
開孔補強筋は，K01 の解析では R=5.0×10^{-3}[rad.]のサイクルまでは弾性範囲内にとどまっていたが，実験でせん断破壊した R=10.0×10^{-3}[rad.]のサイクルで降伏ひずみに達した。K02 の解析では実験と同様に降伏ひずみに達しておらず，弾性範囲内にとどまっていた。孔際補強筋は，K01 の解析では実験同様，C 点，D 点ともに降伏ひずみに達していた。K02 の解析では C 点降伏ひずみに達しているが，D 点は降伏ひずみに達していない。ただし，降伏ひずみ近くまで達しており，大きな残留ひずみを残す結果となった。鉄筋ひずみの詳細な値も，解析では実験の傾向を概ね捉えることができた。



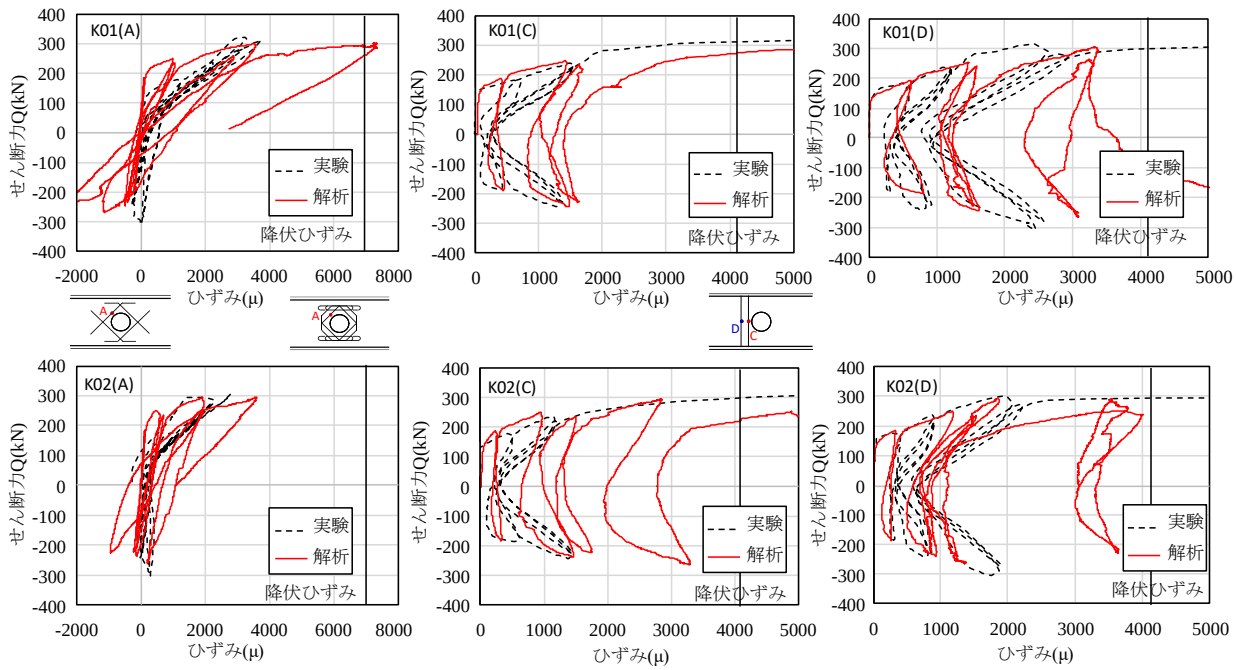
図－10　Q-R 関係



図－11　包絡線の比較（解析）



図－12　Q-γ 関係



図－13　開孔周囲筋のひずみ

6. 実験値、計算値、解析値の比較

実験と解析の最終破壊状況の比較を行う。また，せん断ひび割れ発生荷重とせん断耐力について実験値，計算値，解析値の比較を行う。

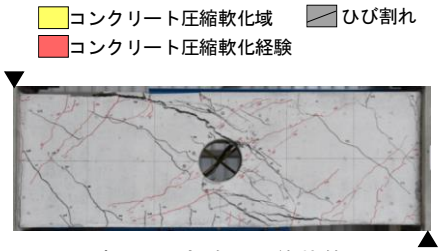
6.1 最終破壊状況の比較

実験と解析の最終状況の比較を，ひび割れ性状を中心に K01 について行う。実験の最終状態を**写真－1** に示す。実験で開孔接線方向のひび割れが生じた R=5.0×10^{-3}[rad.]のサイクルのピーク時のひび割れ図を**図－14** に，実験でせん断破壊が生じた R=10.0×10^{-3}[rad.]のサイクルのピークの時のひび割れ図を**図－15** に示す。

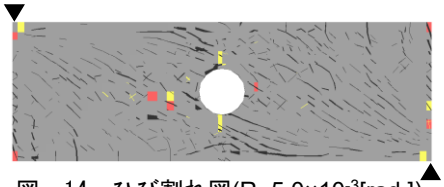
実験では，せん断破壊する際に開孔接線方向のひび割れが大きく開くのが特徴的であったが，解析でも，R=5.0×10^{-3}[rad.]のサイクルで接線方向のひび割れが生じ，R=10.0×10^{-3}[rad.]のサイクルで接線方向のひび割れや圧壊が進展する様子が確認でき，接線方向の破壊状況が FEM 解析でも再現できた。

6.2 せん断破壊ひび割れ荷重の比較

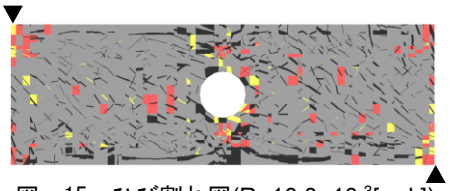
表－3 にせん断ひび割れ発生荷重の実験値，解析値，計算値を示す。**表－3** よりせん断ひび割れ荷重の解析値に対する実験値の値は平均 1.69 となり，解析値が実験値を大きく下回っている。本実験に対して解析は概ね対応していることがこれまでの検討で確認できたが，せん断ひび割れは実験に対して，早期に発生していた。または，プレストレスの影響で実験のひび割れの発見が遅れていた可能性も考えられる。計算値には，以下に示す津村らによって提案された有孔梁のせん断ひび割れ強度式 [10] に実験値の不合格率を 5%とする係数 0.77 を乗じた（1）式を用いた。



写真－1　実験の最終状態



図－14　ひび割れ図(R=5.0×10^{-3}[rad.])



図－15　ひび割れ図(R=10.0×10^{-3}[rad.])

$$Q_{SC0} = \frac{0.085 \cdot k_c \cdot (50+\sigma_B)}{(M/Q \cdot d)+0.17} \cdot \left(1 - 1.65 \cdot \frac{H}{D}\right) \cdot b \cdot j \times 0.77 \qquad (1)$$

$k_c = 0.72$　($D \geq 400$より)

σ_B:コンクリート強度[N/mm^2]

M:最大曲げモーメント[kNm]

Q:最大せん断力[kN]　d:引張鉄筋有効せい[mm]

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]

計算値に対する実験値の比率は平均 1.25 となり，（1）式は実験結果を安全側に良好に評価できた。

表－3　強度一覧

試験体名		せん断ひび割れ荷重				せん断耐力					
		ひび割れ荷重	津村式	Qcr/Qsc0	Q（実験）/Q（解析）	最大強度	修正広沢式	修正広沢式 軸力付加	Qmax/Qsu0	Qmax/Qsu1	Q（実験）/Q（解析）
		Qcr (kN)	Qsc0 (kN)			Qmax (kN)	Qsu0 (kN)	Qsu1 (kN)			
K01	実験	138	110.3	1.25	1.63	323.5	192	250	1.68	1.29	1.06
	解析	84.9	110.3	0.77		304.9	192	250	1.59	1.22	
K02	実験	137.6	110.3	1.25	1.74	304.6	221	277	1.38	1.10	1.03
	解析	79.3	110.3	0.72		295.5	221	277	1.34	1.07	
K00	解析	79.2	107.7	0.74	—	263.8	153	205	1.72	1.29	—

6.3 最大強度

実験値，解析値，計算値の最大強度を一覧にして**表－3** に示す。**表－3** より最大耐力の解析値に対する実験値の比率は，平均 1.05 となり解析値は実験値に良好に対応していた。せん断耐力の計算値には，RC 規準[2] に示されている修正広沢式を用いた。

$$Q_{su0} = \left\{ \frac{0.053 \cdot pt^{0.23} \cdot (\sigma_B + 18)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} \cdot \left(1 - \frac{1.61 \cdot H}{D}\right) + 0.85\sqrt{\Sigma p_s \cdot \sigma_{sy}} \right\} \cdot b \cdot j_r \quad (2)$$

p_t:引張鉄筋比

p_s:孔周囲の鉄筋比

σ_{sy}:孔周囲鉄筋の降伏応力度[N/mm^2]

計算値に対する実験値の比率は平均 1.54 となり，(2) 式は実験結果を大きく安全側に評価できた。しかし，本実験では，梁にプレストレスによる軸力を付加した PC 梁を対象としているため，(2) に軸力分を付加した (3) 式による評価を試みる。

$$Q_{su} = Q_{su0} + \alpha \cdot 0.1 \cdot \sigma_g \cdot b \cdot j_r \quad (3)$$

$$\alpha = \frac{4}{M/Qd + 1} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$$

σ_g:矩形断面で計算した平均プレストレス力　[N/mm^2]

計算値に対する実験値の比率は平均 1.20 となり，修正広沢式に軸力分を付加した式で良好に評価できた。K00 の解析値に対する計算値の比率は 1.29 となっていて，これも修正広沢式に軸力分を付加した式で安全側に良好に評価できた。

7. まとめ

本研究により以下の結論を得た。

1）2 体の試験体の実験，解析と開孔補強筋のない試験体 1 体の解析から，斜め筋，孔際補強筋がせん断強度の上昇に有効に作用することが分かった。ただし，K02 の楕円形補強金物の評価は今後の課題としたい。

2）解析では開孔補強筋，孔際補強筋のひずみも含めて実験結果を良好にシミュレートできた。終局時の接線方向のひび割れや圧壊も再現できたが，開孔部斜め 45 度方向のせん断ひび割れは今後の検討が必要である。

3）本実験の試験体のせん断強度は，RC 規準の修正広沢式に軸力を付加した式により安全側で良好に評価できることが分かった。

謝辞

本研究は科学研究費基盤研究（C）（課題番号：18K04445 研究代表者：丸田誠）の助成を受けました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

1) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，日本建築学会，1998

2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010

3) 高津 比呂人，木村 秀樹，丹野 吉雄，渡邉 史夫：有開口 PC 梁の開口部せん断耐力に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol.52，No.4，pp.78-86，2010

4) 丸田 誠，高津 比呂人，Trinh Van Hoa：アンボンド PC 有孔梁の耐震性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.403-408，2015

5) 飯干 福馬，溝口 茂，中塚 佶：PC 鋼棒-グラウト-シース系の付着特性に関する実験的検討，学術講演梗概集 2008，911-912，2008-07-20

6) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp.163-170，1995.8

7) 長沼一洋，山口恒雄：面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，pp.649-650，1990.10

8) 長沼一洋:鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その 1)，日本建築学会構造系論文報告集，第 421 号，pp.39-48，1991.3

9) CEB: CEB-FIP Model Code 1990 Design code，Thomas Telford Service Ltd，1993

10) 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