

プレストレストコンクリート円形開口梁の研究

丸田 誠*

プレストレストコンクリート（PC）建築物の梁には、設備用の円形開口を設置することが多い。現状の日本建築学会のPCの規準類では、円形開口は矩形開口に見なして、開孔上下を梁として軸筋を設置し、その部分に横補強筋を設置したフィーレンディール梁とみなしてせん断設計する方法が示されている。一方、鉄筋コンクリート（RC）梁では、円形開口の場合、斜め筋と孔際補強のみでの補強方法が示されている。PC有孔梁でも、RC有孔梁に準じた配筋方法や評価方法の確立を望む声が多い。そこで、アンボンドPCとボンドPCの有孔梁を対象とした計27体の試験体について構造実験を行い、主にせん断性状確認を中心とした検討を行った。開孔周りのせん断ひび割れ発生荷重はプレストレス力の効果によりRC有孔梁より大きく、せん断強度も大きい傾向にあった。設計で用いる長期のせん断強度や終局強度について検討を行った。せん断ひび割れ強度やせん断強度はプレストレス力の効果をPC規準に倣い、軸方向力の1割を強度に加算した評価式で、実験結果を良好に評価できた。この傾向はアンボンドPCでもボンドPCでも変わらなかった。

キーワード：有孔梁，開孔補強，せん断ひび割れ強度，せん断強度，設計法

1. はじめに

建築物には設備用の配管が不可欠である。欧米では階高を大きく取り、梁と天井間に設備配管を設置する場合も多いが、日本では建築物の高さ制限もあり、階高を抑えるために建築物の梁には配管等設備用に開口を設置するが多い。プレストレストコンクリート（以下PC）梁でも、有開口となる場合も多く、せん断強度を確保するために鉄筋による補強が行われている。日本建築学会・PC規準¹⁾などでは、開口を矩形と考え、図-1に示すように、せん断強度を圧縮弦材と引張弦材の傾斜角45度のトラス機構のせん断破壊耐力の和として評価している。この場合、開口上下を梁（フィーレンディール梁）とみなしており、軸方向筋と横補強筋を配筋する必要がある。

一方、鉄筋コンクリート（以下RC）の梁では、円形開口が一般的であり、斜め筋や既製金物も多く用いられ、有孔梁補強として用いられている。この場合には、上下の軸方向筋やそれを取り囲む横補強筋は不要となる²⁾。

PC梁に関しても、円形開口の有孔梁としての補強を望む声も強く、今回PC有孔梁の実験を行い、その評価について検討したので報告する。ここでは、開口と開孔を分け、円形開口を「孔」と呼ぶ。

PC梁の一般部せん断強度は、PC規準ではトラス・アーチに基づく方法とRC規準²⁾の短期許容応力度に平均プレストレスの効果を加算した方法で評価される¹⁾ことが多い。開孔がある場合は、アーチ機構は評価できずトラス機構だけでの評価も難しい。図-1のように矩形開口として評価する場合は、上下弦材のトラス機構によるせん断強度の和として表され、この機構の成立のため軸方向補強鉄筋量も算出される。この考え方は、浜原らによる多くの実験^{3,4)}で、その有用性が確認されている。また、長期の許容応力度算定でも、弦材の縁応力度を用いれば良く、簡便である。

一方、円形開口で上下にフィーレンディール梁としての補強を有しない場合は、図-2に示すように有孔梁構造実験で初期には、せん断力により斜め45度のひび割れが生じ、それが変形が増大するにしたがい、ひび割れ数と幅が増加するが、最終は円形の接線方向のひび割れで破壊す

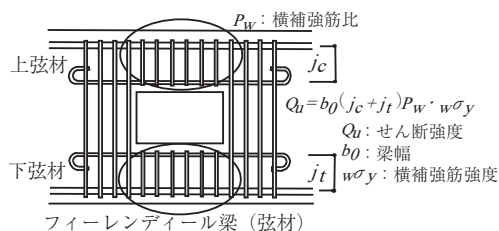


図-1 PC規準の有開口梁の設計概念¹⁾

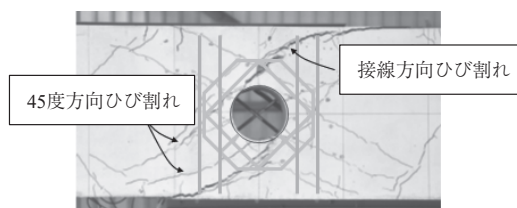


図-2 開孔周りのひび割れ（No.1）



* Makoto MARUTA

静岡理科大学
教授

る。このような性状の有孔梁の長期のせん断応力に対する設計法や終局強度に対する設計法は確立されていない。そこで本報告では、この点にも着目し考察を行う。

2007年に建築基準法・告示が変更となり、主要構造部材へのアンボンドPC鋼材の利用が可能となった⁵⁾。それも踏まえアンボンドPC（以下UBPC）と従来のボンドPC（BPC）の有孔梁の実験を行い、両者について併せて評価した。

2. アンボンドPC有孔梁実験

UBPC有孔梁実験では、開孔上下を弦材とし、フィーレンディール梁としての上下補強による試験体と上下補強が無い場合の試験体の実験を行い、その性状確認を行う⁶⁾。

2.1 試験体

試験体は、図-3に示す試験体OPC01～OPC08のUBPC梁部材8体と比較用BPC梁部材OPC09、1体の合計9体である。コンクリートの設計基準強度 F_c は共通で30(N/mm²)とした。表-1にコンクリート強度も含め、試験体諸元をまとめ示す。表-2に鋼材の機械式性質を示す。

開孔径は150mmφ:1/3D(D:梁せい)とし、各試験体で共通とした。

OPC01は無開孔、OPC02は中央部に1つの開孔、

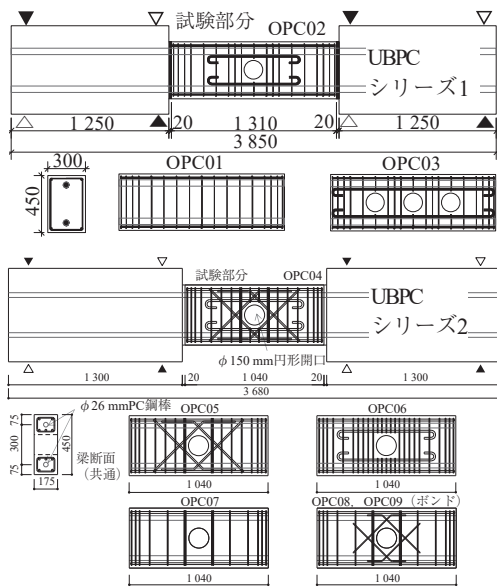


図-3 試験体概要

表-1 UBPC試験体概要

試験体名	断面 (mm)	コンクリート強度 (N/mm ²)	せん断スパン比	PC鋼棒鋼種、径	せん断補強筋	軸方向筋	斜め補強筋	開孔数		
OPC01	300	32.4	1.5	C種 2-φ40	2-D6@100 (SD295) $P_w = 0.21\%$	4-D10 (SD295)	—	なし		
OPC02	×	33.1						1		
OPC03	450	33.7						3		
OPC04	175 × 450	34.8	1.2	C種 2-φ26	2-D6@100 (SD295) $P_w = 0.22\%$	4-D13 (SD295)	D10 (SD295) 2セット	1		
OPC05		34.1								
OPC06		32.4								
OPC07		29.2								
OPC08		29.3								
OPC09		29.7							2-D6@100 (SD295) $P_w = 0.23\%$	D6 (SD295) 2セット

開孔径はすべて150φmm (1/3D D:梁せい) 目地モルタルは62.6～74.0 (N/mm²)

OPC03は3つの開孔を有する試験体とし、UBPCシリーズ1とし開孔数を因子とした。このシリーズ1の開孔補強は弦材、束材の縦横筋による補強とした。OPC04～OPC09をUBPCシリーズ2とした。シリーズ2では主に斜め筋を有した梁のせん断性状を検討する。

UBPCシリーズ1とUBPCシリーズ2では試験体のせん断スパン比や幅が異なるが、せん断性状を確認するためせん断破壊先行型として全試験体の設計を行った。

試験体はあらかじめ梁部分をプレキャスト部材とし作成し、両側のスタブと20mm、 F_c 60程度の目地モルタルで接着した後、PC鋼材をPC規準に則り緊張して一体化させた。UBPCシリーズ1試験体はPC鋼棒による緊張力を大きくし、せん断破壊先行とするためφ40mmの上下2本の鋼棒を用いた。OPC01(中実断面)でも0.45 F_c 程度の断面応力となる。一方、横補強筋量 P_w は0.21%と少なくした。

UBPCシリーズ2のOPC04～OPC09は中央部に1つの開孔を有する試験体とし、φ26のPC鋼棒を上下に配置し、0.3 F_c 以下の断面応力(一般部)とした。UBPCシリーズ1より梁幅、せん断スパン比を小さくすることでせん断破壊先行型とした。OPC04は開孔周囲に斜め筋と縦横筋で、OPC05、OPC08、OPC09(BPC試験体)は斜め筋のみで、OPC06は縦横配筋のみで、OPC07は斜め筋なしの孔際補強筋のみでそれぞれ補強した。なお、OPC09はOPC08と同じ配筋でボンドタイプ(BPC)とした。

コンクリートと目地モルタルの材料試験結果は表-1中に示す。なお、OPC09のボンド用グラウト(セメントミルク)強度は29.4(N/mm²)であった。

2.2 加力方法

口型の反力フレームの中に試験体を設置し、荷重は、逆対称曲げモーメントを与え、正負交番繰返して行った。制御は変形制御とし、部材角 $R = 1.25, 2.5, 5.0, 7.5, 10, 15, 20, 30, 40 \times 10^{-3}$ [rad.]を各2回繰返す計画とした。変形の測定は、部材角測定のため両側スタブの相対変形、曲げ変形分離のための上下8区間ごとの相対変形、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。ひずみの測定は、梁のPC鋼棒、軸方向筋および横補強筋について行った。ひび割れ幅についてもクラックスケールにより各サイクルの荷重ピーク時と除荷時について計測した。

2.3 実験結果の概要

図-4に梁せん断力 Q -部材変形角 R 関係を示す。せん断ひび割れが生じた点(○)、最大強度点(●)と後述の

表-2 UBPC鋼材の機械式性質

鋼材	鋼種	使用部位	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	UBPCシリーズ
D6	SD295	横補強筋	360	478	1
D10	SD295	軸方向筋	385	533	
D13	SD295	開孔部補強	377	539	
φ40	C種1号	PC鋼材	1166	1299	
D6	SD295	横補強筋	375	512	2
D10	SD295	斜め筋	366	502	
D13	SD295	軸方向筋	364	516	
φ26	C種1号	PC鋼材	1204	1309	

せん断、曲げ強度計算値を併記した。OPC01は、無開孔の試験体である。導入プレストレスが大きかったため、 $R = 2.5 \times 10^{-3}$ [rad.] で、梁端部のコンクリートの圧壊が目立ち始め、曲げ圧壊の様相を呈したが、それまではS字形のループを描いた。その後のサイクルで端部圧壊が顕著になり、圧縮端近傍で圧壊による水平ひび割れが生じた。変形が進み $R = -15 \times 10^{-3}$ [rad.] サイクルで水平方向にひび割れが入ると同時に横補強筋が降伏し、強度低下が顕著となった。

OPC02は $R = 1.25 \times 10^{-3}$ [rad.] で梁中央開孔両脇に水平方向にひび割れが入った。初期PC鋼棒緊張時に入ったひび割れが進展・拡大していったと思われる。加力サイクルの増加とともに、そのひび割れが斜めとなり進展していった。OPC01とは異なり、端部コンクリートの圧壊は顕著とならなかった。中央開孔上下の斜め水平ひび割れが生じたが、これは図-1に示す弦材を作る、開孔部水平補強筋(5-D13)に沿った形で生じた。最終的には $R = 7.5 \times 10^{-3}$ [rad.] に到達した瞬間、変形が伸び開孔部がせん断破壊した。破壊モードとしては曲げ圧壊とせん断破壊が混在した形式となった。

OPC03もOPC02と同様に初期のプレストレス導入時に生じたと思われるひび割れが $R = 1.25 \times 10^{-3}$ [rad.] のサイクルで顕著に観察された。その後3つの孔の周辺に、斜め水平方向のひび割れが多数生じていった。OPC02と同様に上下の弦材を形成する軸方向筋と開孔間でひび割れが発生・進展していった。 $R = 5 \times 10^{-3}$ [rad.] 時で最大強

度に達するが、その後の強度低下は、OPC02ほど顕著では無かった。OPC02と同様に、 $R = 7.5 \times 10^{-3}$ [rad.] に向かう途中で端部の1つの開孔部で、急激なせん断破壊が生じ終局に至った。

OPC04～09の各試験体とも最初の $R = 1.25 \times 10^{-3}$ [rad.] のサイクルで開孔周辺に水平に近いひび割れが生じた。

OPC04は、 $R = 2.5 \times 10^{-3}$ [rad.] のサイクルで、曲げひび割れが端部目地モルタルと梁もしくは加力スタブ間に発生後、この1本のひび割れがその後の荷重とともに開いていった。その後 $R = 5 \times 10^{-3}$ [rad.] で、梁端部のコンクリートの圧壊が目立ち始め、曲げ圧壊の様相を呈した。その後のサイクルで端部圧壊が顕著になった。開孔部周辺の水平せん断ひび割れ数は $R = 2.5 \times 10^{-3}$ [rad.] 時に増加したが、その後ひび割れ数は増加せず、サイクルが増すごとにひび割れ幅が若干増大した程度であった。加力サイクルが増加するごとに端部の圧壊は顕著になっていった。 $R = 40 \times 10^{-3}$ [rad.] の正側加力時に端部の急激な曲げ圧壊で強度低下が生じた。その後、負側のサイクルも荷重をした後、終了した。中央開孔上下の斜め水平ひび割れが生じたが、これはOPC02と同様に図-1に示す弦材を作る開孔部水平補強筋(5-D13)に沿った形で生じた。 $Q-R$ 関係からもS字形で典型的なPC構造のループを描くが $R = 10 \times 10^{-3}$ [rad.] サイクル以降は若干の残留変形も残る曲げ型のループとなった。ただし、PC鋼材の降伏は最後までみられず、端部のコンクリートの圧壊により変形が残留したと思われる。

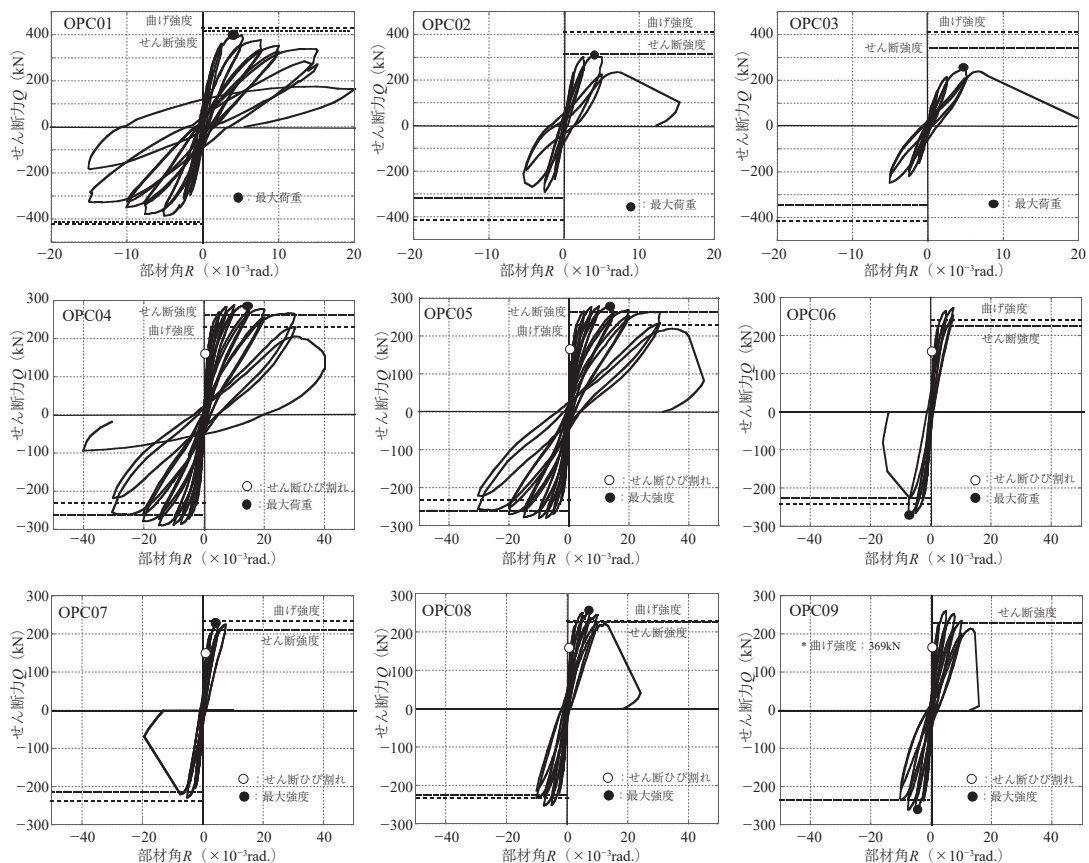


図 - 4 せん断力 - 部材角関係 (UBPC シリーズ)

OPC05の破壊経過はOPC04とほとんど同じとなった。 $Q-R$ 関係も大きな違いはみられなかった。最大強度はOPC04に比べ4%程度低かったが、コンクリート強度(表-1)の影響も若干あると考えられる。

OPC06も破壊前までOPC04, OPC05と同様な挙動をした。開孔周辺のひび割れ状態(数, 幅, 長さ)もOPC04, OPC05と同等であったが, $R=7.5 \times 10^{-3}$ [rad.] サイクル時に負側で開孔周りのせん断ひび割れが開き, 強度低下が大きくなった。その $R=7.5 \times 10^{-3}$ [rad.] の繰返し時に急激に開孔周辺でせん断破壊が生じた。

OPC07は試験体の上側に主筋に沿った若干の初期ひび割れが入っており, $R=1.25 \times 10^{-3}$ [rad.] のサイクルで開孔周辺に水平に近いひび割れが生じた。 $R=2.5 \times 10^{-3}$ [rad.] のサイクルで開孔部左右の比較的水平的なひび割れが大きくなり伸びた。斜め筋が無い影響と考えられる。 $R=5.0 \times 10^{-3}$ [rad.] で最大強度に達し, 開孔部のひび割れ幅も大きく広がり, $R=7.5 \times 10^{-3}$ [rad.] にて開孔部左右の横補強筋が降伏し $R=-7.5 \times 10^{-3}$ [rad.] のピークを迎えると同時に開孔せん断破壊に至った。

OPC08は $R=2.5 \times 10^{-3}$ [rad.] サイクルでPC鋼棒に沿った水平なひび割れが発生し, $R=-5.0 \times 10^{-3}$ [rad.] サイクルで引張側端部に水平方向にひび割れが生じた。開孔補強筋である斜め筋が $R=7.5 \times 10^{-3}$ [rad.] サイクルで降伏し始め, $R=-7.5 \times 10^{-3}$ [rad.] で最大強度となったがその後も, 安定した履歴性状を示し, $R=15 \times 10^{-3}$ [rad.] に向かう途中で開孔部せん断破壊に至った。OPC08は斜め補強筋のないOPC07に比べ, せん断強度が10%上がり, じん性能(変形性能)は32%向上したことが分かった。端部圧壊はOPC05ほど顕著ではない。

OPC09はBPCであるが, 破壊性状や $Q-R$ 関係はOPC08と類似した。 $R=-5 \times 10^{-3}$ [rad.] で最大強度に達し, OPC08より比較的大きなループを描いているのが分かる。OPC09はOPC08よりせん断強度が3%高く, 強度上昇が確認できた。しかし, 一般的にBCP部材はUBPC部材に対して, 2割程度曲げ強度が高いといわれているが, 本実験では, 変形が進んでもOPC08に比べ曲げ強度の上昇があまり見られなかった。最終的には $R=15 \times 10^{-3}$ [rad.] のピークを迎えると同時に開孔部せん断破壊に至った。

2.4 鉄筋ひずみ

曲げ破壊を含むすべての試験体でPC鋼材は未降伏であった。鉄筋ひずみは, 斜め筋が無い試験体では, 孔際補強筋の降伏後開孔のせん断破壊が生じている。斜め筋がある場合は, そのひずみが大きく孔際補強筋も含めて, その相乗効果で高いせん断強度となっている。なお, 弦材に梁補強をした試験体では, その部分の横補強筋の降伏は確認されなかった。詳細は文献6)を参照されたい。

3. ボンドPC有孔梁実験

BPC有孔梁実験は, 主に既製金物を用い, 普通鋼材も併用するPC試験体が主である。一部PCaPCの梁や, 曲げ降伏型の梁も含む。

3.1 試験体

試験体は, 図-5に示す形状の試験体No.1~No.18のBPC梁部材18体である。表-3に試験体一覧, 表-4に鋼材の機械式性質を示す。表-3内に示すように, コンクリート強度 F_c は27~60 ($\sigma_B=24.8 \sim 61$ (N/mm²))と変化させた。

BPC試験体は, 主に既製金物を用いた試験体を中心に行った。またPCaPCのNo.8, 16以外, 主筋には普通鉄筋も併用し曲げ強度を上げ, せん断破壊するように計画した試験体断面は, No.16以外が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167mmφ(1/3D)とし, 梁の両端には載荷用のスタブを設けた。No.1~No.10まではBPC1シリーズとして, 入力されるせん断力が比較的小さいシリーズとし, BPC2シリーズでは比較的大きいせん断力を入力する計画とした。BPC1シリーズの試験体はNo.1を標準として, No.2はNo.1に対して開孔補強金物の無い試験体, No.3はNo.1に対して補強有効範囲C内のあばら筋(以下, 孔際補強筋)を高強度にした試験体, No.4はNo.1に対してプレストレスレベルを2倍にした試験体, No.5, 6はNo.1に対してそれぞれ F_c を36(N/mm²), 60(N/mm²)とした試験体, No.7はNo.1に対して開口数を3つ(間隔は梁せいと同じ)にした試験体, No.8はPCaPC梁を想定して梁とスタブの間に目地を設けてPC鋼棒で圧着した試験体とした。No.9は, 既製金物でなく, 斜め補強筋で補強した試験体である。補強筋種はNo.1と同じとした。No.10は, 既製金物の定着向上のため, No.1には無い水平方向に補強筋を追加している。BPC2シリーズのNo.11はNo.1試験体に対して, 開孔補強金物を1.6倍, 孔際補強筋を2.3倍配筋した試験体である。No.12はNo.11に対して F_c を36(N/mm²)とした試験体, No.13はNo.11に対して孔際補強筋を高強度とした試験体, No.14はNo.11に対して孔際補強筋を2倍, 開孔補強金物を1.5倍配筋した試験体である。No.15は梁端から開孔際までの距離を1Dとした場合の曲げじん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おおむね1.3倍となるよう計画した。No.16はPCaPCとした試験体で, 梁とスタブの間に目地

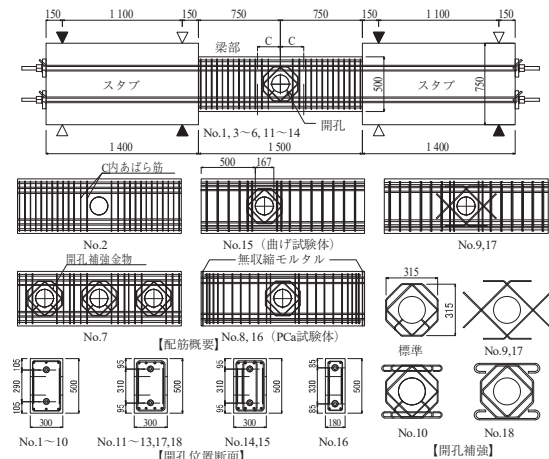


図-5 BPC試験体概要

モルタルを充填し PC 鋼棒により圧着した。No.17 は No.9 と同様に斜め補強筋を用いた試験体とした。他の因子は No.11 と同じとした。No.18 は既製金物に水平補強筋を溶接した金物を用いた。他の因子は $F_c/36$ の No.12 と同じである。なお、グラウト強度は 86 ~ 92 (N/mm²) となった。

3.2 加力方法

加力方法、計測方法は 2.2 節の UBPC 実験と同じとした。

3.3 実験結果の概要

図 - 6 に梁せん断力 Q - 部材変形角 R 関係を示す。図中にはせん断ひび割れが生じた点 (○)、最大強度点 (●) と後述のせん断、曲げ強度計算値を併記した。図 - 2 に試験体 No.1 のせん断破壊時 (10×10^{-3} [rad.]) のピーク時のひび割れを示す。ひび割れは曲げひび割れ、開孔中心

から斜め 45 度方向のせん断ひび割れ (以下、斜め 45 度ひび割れ)、開孔 45 度位置からの接線方向ひび割れ (以下、接線方向ひび割れ) の順番で発生した。最終時には接線方向ひび割れが梁の上下端に達し、ひび割れ幅が増大し、荷重の急落とともに開孔部がせん断破壊した。No.8, No.15, No.16 を除いた試験体は、 Q - R 関係やひび割れの進展状況については No.1 と同様の推移を示した。No.1 の詳細な経過を以下に示す。部材角 $R = -1.25 \times 10^{-3}$ [rad.] に曲げひび割れおよび開孔部から 45 度方向のせん断ひび割れが生じ、 $R = 2.5 \sim 5 \times 10^{-3}$ [rad.] 時に開孔の接線方向のひび割れが生じる。 $R = 5 \sim 10 \times 10^{-3}$ [rad.] あたりから開孔の接線方向のひび割れが生じ、徐々にひび割れが拡大してゆき、孔際補強筋降伏後に孔のせん断破壊とともに荷重が急落する。その後、負荷荷と正側 $R = 20 \times 10^{-3}$ [rad.] まで載荷を行った。No.1 ~ No.7 では No.1 を、No.11 ~ No.14 では No.11 を基準とした。No.1 と No.2 を比較すると、 Q - R 関係における剛性・最大強度に有為な差は見られなかった。No.3 は No.1 と剛性は変わらないが、孔際補強筋に高強度鉄筋を用いているため No.1 よりせん断耐力が高い。No.4 は No.1 に比べてひび割れ発生後の剛性が高く、最大強度が高い。No.1 と No.4 の孔際補強筋および開孔補強筋は同配筋であり、プレストレスレベルが大きいほどせん断耐力が上昇することが分かった。No.1 と No.5, No.6 を比較すると、コンクリート強度が高いほど剛性およびせん断強度が高く、とくに No.6 は No.1, No.5 の最大強度を大幅に上回り、せん断破壊時の部材角も約 3 倍であった。No.7 は No.1 に比べて剛性低下が大きく、最大強度もわずかに低くなっている。これは、No.7 では 3 つの開孔すべてにおいてせん断ひび割れが生じているため剛性低下が早期に生じ、破壊箇所が曲げモーメントの影響を受ける梁端の開孔であったためであると考えられる。No.9 は、斜め補強筋を用いた試験体であり、No.1 に比べ 5 % ほど最大強度が上昇した。No.10 は No.1 と同様の性状を示し、水平補強筋の効果は認められなかった。No.12 は No.11 よりコンクリート強度が大きく剛性、最大強度ともに高くなっている。比較的補強筋量が多い範囲でさらに孔際補強筋を高強度とした No.13 の最大強度は、No.11 とほぼ同様であった。開孔補強筋量を多くした No.14 の最大強度は、No.11 の約 1.2 倍であった。No.17 は、No.11 と比べ 8.5 % 最大強度が高い。No.18 は No.12 と比べ 9.8 % 最大耐力が高く、水平補強効果が表れた。No.8, 16 は開孔部のせん断破壊を計画した試験体であったが、梁端の圧縮側コンクリートの圧壊が先行し開孔部のせん断破壊に至らなかった。No.16 は曲げ降伏をし、 $R = -30 \times 10^{-3}$ [rad.] から曲げ圧壊が顕著となったが、最終の $R = 50 \times 10^{-3}$ [rad.] まで開孔部にせん断ひび割れは生じなかった。No.16 を除き、いずれの試験体も後述する終局せん断強度の計算値程度の最大強度を有していることが確認できた。曲げ破壊型の No.15 は $R = 10 \times 10^{-3}$ [rad.] で主筋が、 $R = 50 \times 10^{-3}$ [rad.] で PC 鋼棒の降伏が確認された。 $R = 20 \times 10^{-3}$ [rad.] からコンクリートの圧壊が目立ってきていた。

表 - 3 BPC 試験体概要

試験体名	断面 (mm)	コンクリート強度 (N/mm ²)	せん断スパン比	PC 鋼棒 鋼種、径	C 内せん断補強筋	主筋	斜め補強筋	開孔数
No.1	300 × 500	24.8	1.5	B 種 1-φ 32	2-D6 (SD295)	3-D16 (SD345) 0.43 %	2- S6 (SD785) 2セット	1
No.2		24.8			—			
No.3		24.8			2- S6 (SD785) 2セット			
No.4		24.8						
No.5		37.2						
No.6		61.7			2-D6 (SD295)		3	
No.7		24.8						
No.8*		26.9		B 種 1-φ 36	2-D6 (SD785)	—	S6 (SD785) 2セット	
No.9		26.9		B 種 1-φ 32	2-D6 (SD785)	3-D16 (SD345) 0.43 %		
No.10		26.9			2- S6 (SD785) 2セット			
No.11		29.4		C 種 1-φ 32	2-D10 (SD295)	4-D19 (SD345) 0.84 %	2- S8 (SD785) 2セット	1
No.12		40.3			2-S10 (SD785)			
No.13		29.4			4-D10 (SD295)			
No.14		29.4		3.3	B 種 1-φ 26	4-D6 (SD295)	4-D16 (SD345) 0.57 %	2- S6 (SD785) 2セット
No.15	29.4							
No.16*	180 × 500	61.0	1.5	C 種 1-φ 36	2-D6 (SD295)	—	S8 (SD785) 2セット	
No.17	300 × 500	29.4		B 種 1-φ 32	2-D10 (SD295)	4-D19 (SD345) 0.84 %		
No.18	40.3	C 種 1-φ 32		2- S8 (SD785) 2セット				

開孔径はすべて 150φmm (1/3D: 梁せい) * : 地モルタル強度は各 72, 71.7 (N/mm²)

表 - 4 BPC 鋼材の機械的性質

径	鋼種	使用部位	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
D16	SD345	主筋	380 【424】	570 【604】
D19	SD346	主筋	390	601
S6	SD785	横補強筋	910 【864】	1120 【1058】
		孔際補強筋		
		斜め筋		
D6	SD295	横補強筋	399 【399】	542 【567】
		孔際補強筋		
		斜め筋		
S8	SD785	横補強筋	997	1058
		斜め筋		1157
S10	SD785	孔際補強筋	933	1111
D10	SD295	孔際補強筋	369	527
φ 26	B 種 1 号	PC 鋼材	990	1110
φ 32	B 種 1 号		1001	1127
	C 種 1 号		1182	1289
φ 36	C 種 1 号		1157	1276

斜め筋: 既成金物 【】 内は BPC シリーズ 2 で用いた鋼材

3.4 鉄筋ひずみ

PC 鋼材の降伏は、曲げ破壊型の No.15 で生じたが、他の試験体では降伏しなかった。孔際補強筋は 14 体で降伏が確認されたが、斜め筋類の降伏は見られなかった。高強度の斜め補強筋を用いた影響と考える。詳細は文献 7)~8) を参照されたい。

4. 考 察

アンボンド試験体とボンド試験体を併せて、各種強度の計算値との比較を中心に検討、考察する。

ここでの考察は、開孔周囲の 1) せん断ひび割れ強度, 2) せん断強度をどのような式で評価できるか把握することが

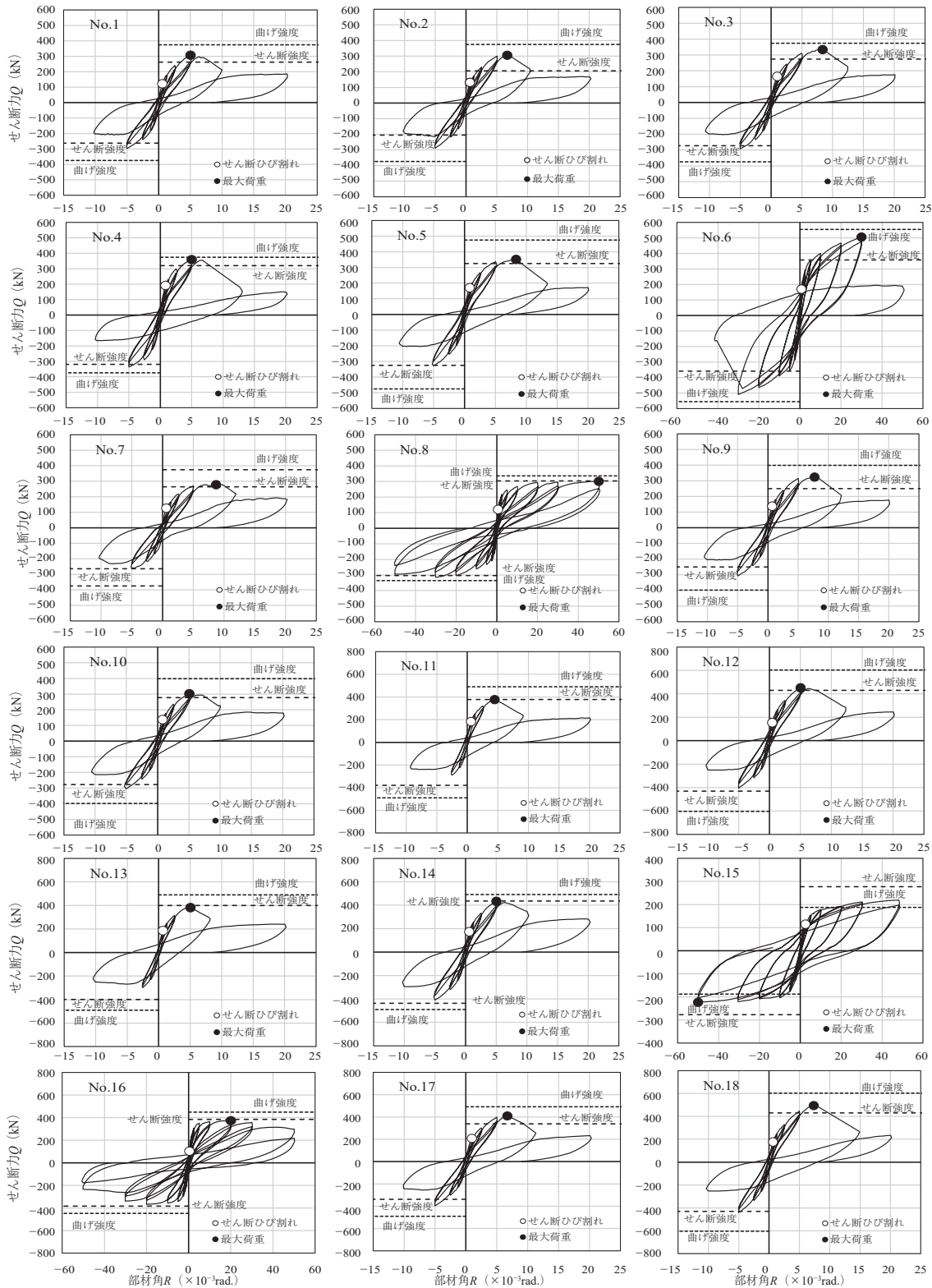


図 - 6 BPC 試験体 せん断力-変形角関係

主となる。併せて、長期許容せん断応力度の検討も行う。

表 - 5 に実験値および計算結果一覧を示す。表中には目視により観測した開孔部せん断ひび割れ強度と、最大強度を示す。この中の曲げ強度は、PC 規準¹⁾の曲げ終局強度式とし、UBPC 試験体の緊張材の応力は竹本式⁹⁾により求めた。なお、せん断ひび割れが明確に確認されなかった OPC01 ~ OPC03 は「-」とした。

4.1 せん断ひび割れ強度

有孔梁のせん断ひび割れ強度は、RC 規準²⁾では特段示されていない。ただし、長期せん断の許容応力を定める際には、ひび割れ強度以下もしくは長期せん断許容応力度以下とする必要がある。まず、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¹⁰⁾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))にプレストレス (PS) 力によるせん断ひび割れ強度の上昇分を $0.1 \cdot a \cdot \sigma_g \cdot b_j$ (σ_g : 平均プレストレス応力) で考慮した式(2)を用いた。これは、PC 規準でせん断許容応力度算出の際に用いられている式と同様に軸方向力による効果を考慮した。

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

$$Q_{sc2} = \left\{ \frac{0.085 \cdot k_c \cdot (50 + \sigma_B)}{(M/Q \cdot d) + 1.7} \cdot \left(1 - 1.65 \cdot \frac{H}{D}\right) + 0.1 \cdot a \cdot \sigma_g \right\} \cdot b \cdot j$$

$$\sigma_g = \frac{P}{b \cdot D} \quad a = \frac{4}{(M/Q \cdot d) + 1}$$

$$1 \leq a \leq 2 \quad f_s = \min\left(\frac{\sigma_B}{30}, 0.49 + \frac{\sigma_B}{100}\right) \quad (2)$$

$k_c = 0.72$ ($D \geq 400$ より)

σ_B : コンクリート強度 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (Nmm)

Q : 最大せん断力 (N) 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) P : プレストレス力 (N)

σ_g : 矩形断面で計算した平均プレストレス応力 (N/mm²)

また RC 規準では、有孔梁の長期許容せん断応力度は式(3)で与えられている。(2 項目記号以降は RC 規準参照)

$$Q_{d0} = \left\{ a \cdot f_s \cdot \left(1 - \frac{H}{D}\right) + 0.5 \cdot \omega_f \cdot (p_e - 0.002) \right\} \cdot b \cdot j \quad (3)$$

第 2 項の横補強筋の効果を反映するのは長期でひび割れ許容をすることとなること、アンボンド梁や PCaPC 梁では横補強筋効果が RC と同じとなるか疑問なことなどを鑑み今回は無視した式(4)を、また式(2)と同様に $0.1 \cdot a \cdot \sigma_g \cdot b_j$ を考慮した式(5)を用いて、せん断ひび割れ強度と比較した。

$$Q_{sc3} = \left\{ a \cdot f_s \cdot \left(1 - \frac{H}{D}\right) \right\} \cdot b \cdot j \quad (4)$$

$$Q_{sc4} = \left\{ a \cdot f_s \cdot \left(1 - \frac{H}{D}\right) + 0.1 \cdot a \cdot \sigma_g \right\} \cdot b \cdot j \quad (5)$$

図 - 7 に縦軸に実験値、横軸に計算値をとり、比較した。曲げ破壊した試験体も含めている。図 - 7 (a) から、軸力項がない津村式の場合、評価式の値は実験より小さい。一

方、津村式に軸力項を付加した図 - 7 (b) では平均値 1.03、標準偏差 0.16 と相関がよくなる。せん断ひび割れ強度と長期せん断許容応力度は直接関係ないが、図 - 7 (c) ではひび割れより小さい値だが、図 - 7 (d) からは実験と計算がおおむね一致していることが分かる。ただし PS 力の大きい No.16 の場合、軸力加算は過大評価となる。せん断ひび割れに関する検討では、UBPC と BPC 試験体では差異がない。

4.2 せん断強度

有孔梁のせん断終局強度については、RC 規準²⁾に示されている修正広沢式(以下に示す式(6))とひび割れ強度でも用いた軸力項 0.1 を加算した式(7)を用いて¹¹⁾検討を行う。

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (\sigma_B + 18)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} \cdot \left(1 - \frac{1.61 \cdot H}{D}\right) + 0.85 \sqrt{\sum p_s \cdot \sigma_{sy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (6)$$

$$Q_{su2} = Q_{su1} + 0.1 \cdot a \cdot \sigma_g \cdot b \cdot j \quad (7)$$

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/mm²) 他の記号は前述

図 - 7 (e) に、実験の最大強度(開孔部せん断)と式(6)による計算値の比較を示す。曲げ型の No.16 の実験値は除いた。RC 対象の修正広沢式では、実験値に比べ値は小さく、実験値 / 計算値の平均値は 1.67、変動係数は 0.38 となった。図 - 7 (f) に実験値と式(7)による計算値の比較を示す。実験値 / 計算値の平均値は 1.11、変動係数は 0.15 で平均的に安全側の評価となり、実験値に対する計算値のばらつきが少なく、軸力を考慮した方が実験値を精度良く評価できた。ただし PS 力の大きい OPC03 は計算値が過大評価となった。

表 - 5 せん断各強度 (実験値, 計算値)

試験体	破壊形式	せん断ひび割れ強度					最大強度			
		実験値	(1) 式	(2) 式	(4) 式	(5) 式	実験値	(6) 式	(7) 式	曲げ強度式
		Q_{cr} (kN)	Q_{sc1} (kN)	Q_{sc2} (kN)	Q_{sc3} (kN)	Q_{sc4} (kN)	Q_{max} (kN)	Q_{su1} (kN)	Q_{su2} (kN)	Q_{m} (kN)
OPC01	孔せん断	—	—	—	—	—	401	—	—	423
OPC02	孔せん断	—	—	—	—	414	305	108	314	408
OPC03	孔せん断	—	—	—	—	415	251	133	338	404
OPC04	曲げ	167	20	164	96	186	290	160	265	237
OPC05	曲げ	171	20	163	95	185	279	159	264	236
OPC06	孔せん断	167	20	167	93	188	273	124	233	243
OPC07	孔せん断	158	27	173	89	183	229	106	212	235
OPC08	孔せん断	161	27	173	90	183	253	126	232	235
OPC09	孔せん断	174	27	171	90	181	262	125	230	369
No.1	孔せん断	121	75	124	91	140	307	214	263	374
No.2	孔せん断	132	75	128	91	144	306	153	205	374
No.3	孔せん断	165	75	128	91	144	334	220	273	374
No.4	孔せん断	192	75	181	91	197	359	214	320	374
No.5	孔せん断	171	88	145	107	164	352	268	325	475
No.6	孔せん断	171	113	169	137	193	510	302	359	555
No.7	孔せん断	126	75	126	91	142	279	214	264	374
No.8	曲げ	121	77	143	94	159	315	238	304	336
No.9	孔せん断	138	77	135	94	151	324	192	250	398
No.10	孔せん断	138	77	134	94	150	305	221	277	398
No.11	孔せん断	183	79	163	95	180	377	294	379	491
No.12	孔せん断	154	90	172	108	191	450	348	431	604
No.13	孔せん断	187	79	156	95	173	383	322	399	491
No.14	孔せん断	173	79	156	95	172	432	359	436	491
No.15	曲げ	115	51	97	64	110	219	230	277	188
No.16	曲げ	103	67	222	81	236	373	228	384	448
No.17	孔せん断	207	79	160	95	177	408	257	338	491
No.18	孔せん断	176	90	172	108	191	494	348	431	604

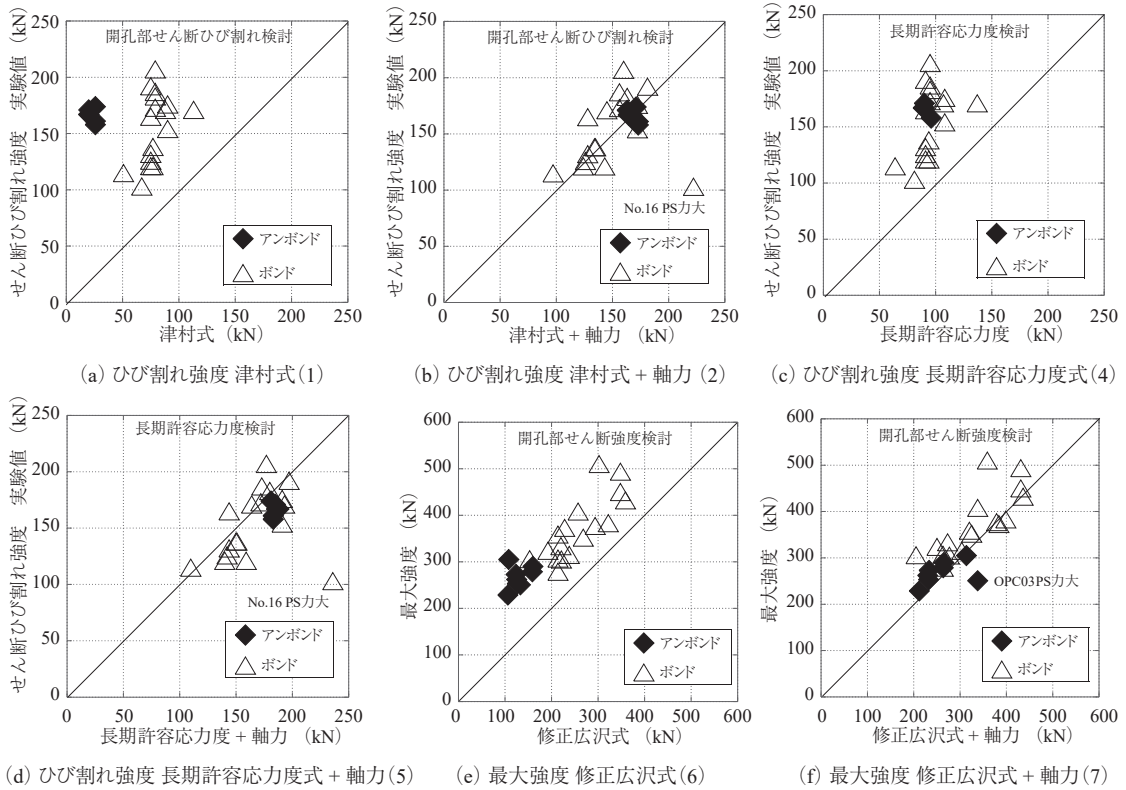


図 - 7 ひび割れ, 最大強度と評価式

5. おわりに

円形開口を有する有孔梁のアンボンドおよびボンド梁の主にせん断性状確認実験を行い、以下のことが分かった。

- 1) 斜め補強筋や孔際に配筋する補強筋は、試験体間で差異はあるが、おおむね有効であり、せん断抵抗していることが分かった。
- 2) せん断ひび割れ強度は、RC有孔梁で提案された津村式に、PS力による軸方向力を10%考慮した式で、アンボンド試験体、ボンド試験体とも精度良く実験値を評価できた。
- 3) せん断ひび割れ強度と長期せん断許容応力度式は、2)と同様に軸力を式に付加した方が対応が良好となるがPS力が大きい場合、計算値は過大評価となった。
- 4) せん断強度は、RC規準で用いられている、修正広沢式に2), 3)と同様にPS力による軸力を考慮した式でアンボンド試験体、ボンド試験体とも精度良く実験値を評価できた。
- 5) せん断の各強度評価においてアンボンド、ボンドの差異は、おおむね無かった。

【謝辞】本実験は、アンボンド実験に関しては新都市ハウジング協会および(株)竹中工務店・高津氏の協力を得ました。ボンド実験に関しては、PC有孔梁研究会(株)ピーエス三菱、オリエンタル白石(株)、(株)建研、コーリョー建販(株)と日大理工学部・長沼研究室の協力を得ました。また、実験の一部は科学研究費助成事業(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基準・同解説, 日本建築学会, 1989
- 2) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 3) 浜原正行ほか:プレストレストコンクリート有孔梁の終局強度設計法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第422号, pp.133-139, 1992.12
- 4) 浜原正行ほか:プレストレストコンクリート有孔梁の終局強度設計法の提案, プレストレストコンクリート, Vol.54, No.5, pp.44-50, 2012.9-10
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修:2009年版プレストレストコンクリート造技術基準解説および設計・計算例, H21.9
- 6) 丸田誠ほか: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
- 7) 月成真隆ほか:開口補強金物を用いたプレストレストコンクリート有孔梁のせん断性状, 第28回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.203-208, 2019.10
- 8) 岩見遼平ほか:開口補強金物を用いたPC有孔梁のせん断性状確認実験, 第29回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2020.10
- 9) 竹本靖:アンボンドPRC部材の曲げ終局時 tendon 応力について, 大林組技術研究所報, No.28, Feb., 1984
- 10) 津村浩三ほか: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
- 11) 高津比呂人ほか:有開口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, 2010.7-8

【2021年4月27日受付】