

論文 PCaPC 柱のせん断終局強度に及ぼすせん断補強筋降伏強度の影響

内山 元希^{*1}・坂下 雅信^{*2}・河野 進^{*3}・西山 峰広^{*4}

要旨：せん断補強筋降伏強度，せん断補強筋量，せん断スパン比，PC 鋼棒間距離がせん断終局強度に与える影響を調べるため，PCaPC 柱試験体を 5 体作成し，曲げせん断実験を行った。全ての試験体がせん断破壊し，破壊モードは，せん断引張破壊・せん断圧縮破壊・せん断斜張力破壊の 3 つとなった。また，既往の研究に示される試験体を合わせた計 33 体の PCaPC 部材に関して，PC 規準(71.2)式や NewRC せん断耐力式を用いて，破壊モードとせん断耐力を精度よく評価できることを確認した。

キーワード：PCaPC 柱，せん断耐力，高強度せん断補強筋，せん断ひび割れ強度，プレストレス

1. はじめに

PCaPC 部材のせん断耐力については，湯浅らの研究^{1),2),3),4)}，谷らの研究⁵⁾で評価法が提案されているが，実験データが少なく，設計に必要な情報が十分ではない。

現在，PC 部材のせん断終局耐力の算定式として，日本建築学会のプレストレストコンクリート設計施工規準・同解説⁶⁾（以下 PC 規準と略記）に記載されている（71.1）式，及び(71.2)式が用いられている。文献 7)では両式を PCaPC 部材に対して用いる場合の規定が記されているが，PCaPC 柱部材に関しては既往の実験資料が極端に少ないため，さらに詳細な検討が必要であると考えられる。

また，PC 規準(71.2)式はコンクリート圧縮強度が約 100MPa 以下の部材に対して検証されている為，材料の高強度化に十分に対応していない。NewRC プロジェクトで提案されたせん断耐力式⁸⁾の超高強度 RC 部材への適用性は文献 9)で調査されているが，150MPa 以上の超高強度コンクリートを用いた PCaPC 柱部材への適用可能性は未だ検証されていない。

さらに，せん断終局耐力よりもせん断ひび割れ強度が大きい部材の場合，せん断耐力はせん断ひび割れ強度に支配される。したがって，破壊形式に見合った耐力の予測にはせん断ひび割れ強度も考慮に入れる必要がある。

本論文では，高強度材料を用いた PCaPC 柱のせん断破壊性状に関する実験資料を収集し，既往のせん断耐力式

の適用性を検討する目的で行った 5 体の PCaPC 柱の曲げせん断実験について報告する。また，既往の実験結果 28 体と合わせて，計 33 体の PCaPC 部材のせん断耐力を PC 規準(71.1)式，PC 規準(71.2)式及び NewRC 式による算定結果と比較検討する。なお，5 体中 3 体は文献 10)に既発表であるが，本論文では残る 2 体を加えて，PC 鋼棒の付着に関する考察を新たに加えた。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は，文献 11)で得られた知見に基づき，各試験体の破壊モードがそれぞれせん断斜張力破壊，せん断引張破壊，せん断圧縮破壊となるよう設計した。また，4 体については，せん断補強筋降伏強度がせん断終局強度に与える影響を調べるため， $p_w \cdot w_f y$ が同一となるよう設計した。試験体諸元を表-1 に示す。試験体配筋を図-1 に，柱断面を図-2 に示す。コンクリート，目地モルタル，PC グラウトの材料特性を表-2 に，鉄筋，PC 鋼棒の材料特性を表-3 に示す。試験体の柱と上下スタブは別々にコンクリートを打設し，柱部分と上下スタブを厚さ 20mm の目地モルタルを介し，PC 鋼棒 4 本により圧着した。PC 鋼棒は C 種 1 号 SBPR 1080/1230 の丸鋼(26mm)を用い，シース管は内径 50mm（標準型 #1050）とした。

表-1 試験体一覧

試験体	予想される破壊モード※	せん断スパン比	PC 鋼棒間距離 (mm)	せん断補強筋規格降伏強度 $w_f y$ (MPa)	せん断補強筋量 p_w (%)	$p_w \cdot w_f y$ が (N/mm ²)	軸力載荷後有効プレストレス力 P_1 (kN)	軸力目標値 P_2 (kN)	軸力合計値 P_1+P_2 (kN)	軸力比
10-L21	DT	1.0	200	785	0.207	1.62	1464	2217	3681	0.33
10-L28	SC		400	785	0.279	2.19	1349	4171	5520	
10-N75	ST		400	295	0.745	2.20	1459	4068	5527	
08-L28	SC	0.8	550	785	0.279	2.19	1238	5747	6985	0.34
08-N75	ST		550	295	0.745	2.20	1346	5525	6871	0.33

※ST:せん断引張破壊 SC:せん断圧縮破壊 DT:せん断斜張力破壊

*1 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 修士課程（正会員）

*2 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教 博士（工学）（正会員）

*3 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 准教授 Ph. D.（正会員）

*4 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 博士（工学）（正会員）

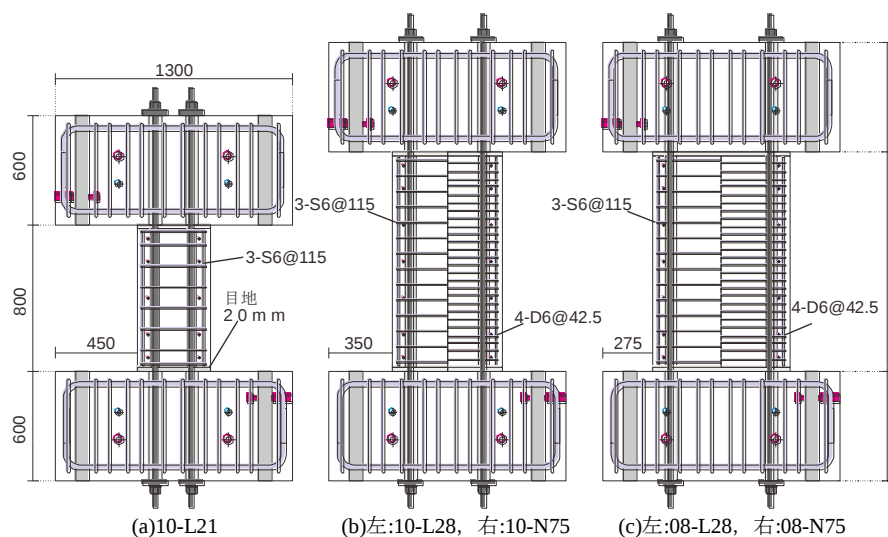


図-1 試験体立面図

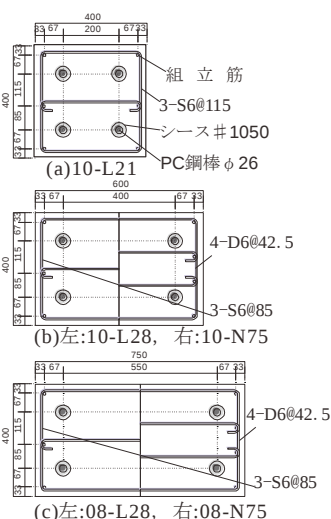


図-2 試験体断面図

表-2 コンクリート等の材料特性

材料	圧縮強度 (MPa)		割裂引張強度 (MPa)		ヤング係数 (GPa)	
	A	B	A	B	A	B
コンクリート	69.7	68.5	5.46	3.72	32.0	29.9
目地モルタル	70.8	80.6	3.52	5.05	27.2	28.8
PC グラウト	48.5	48.4	2.55	1.97	16.1	11.3

※A…10-L21, 10-L28, 10-N75 ※B…08-L28, 08-N75

表-3 鉄筋の材料特性

材料	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
D10 (SD295A)	383	529	184
D6 (SD295A)	444	526	181
S6 (KSS785)	1090*	1195	204
φ26mm C 種 1 号	1220*	1295	200

※降伏強度は 0.2%オフセット値である。

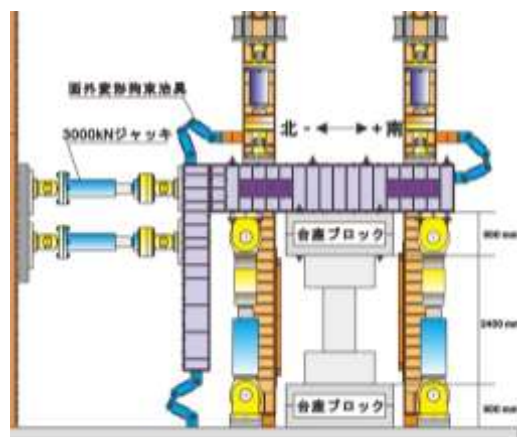


図-3 荷重装置(08-L28, 08-N75)

2.2 荷重方法

荷重では、表-1 に示すように軸力荷重後における PC 鋼棒の有効プレストレス力と、鉛直ジャッキによる軸力の和が、コンクリートの材料試験値を用いて求めた軸力比 0.33 に相当する値となるよう制御した。鉛直ジャッキは、10-L21, 10-L28, 10-N75 では 8000kN ジャッキ 2 台を用い、08-L28, 08-N75 はさらに荷重梁上部に 4000kN ジャッキを 2 台設置した。荷重中に柱頭側スタブと柱脚側スタブが常に平行に保たれるように軸力用ジャッキを調整した。08-L28, 08-N75 に用いた荷重装置を図-3 に示す。変位制御に用いた層間変形角（以下 R ）は、上下スタブの相対水平変位を試験区間長で除した値である。南方向への荷重を正方向とし、 $R=\pm 0.1\%$ 、 $\pm 0.25\%$ 、 $\pm 0.5\%$ 、 $\pm 0.75\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 1.5\%$ で各 2 回の正負繰り返し荷重を行った。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

試験体の最大耐力到達サイクル終了時のひび割れ状況、及び水平荷重－層間変形角関係を図-4 に示す。水

平荷重には $P-\delta$ 効果による付加曲げモーメントを含めた値を用いた。また、表-4 に各試験体の最大耐力、及び最大耐力時の層間変形角を示す。

5 体の試験体は全て設計どおりせん断破壊した。10-L21 試験体は、 $R=+0.36\%$ で対角方向に試験区間全長に渡るせん断ひび割れが発生し、その後耐力が低下した。負側の最大荷重は $R=-0.25\%$ で得られたが、この時試験区間に損傷が確認されなかったため部材の耐力ではないと判断した。その後、せん断ひび割れと曲げ圧壊が進展しながら耐力が低下し、 $R=-1.5\%$ の 2 回目のサイクルの途中で軸力を保持できなくなり荷重を終了した。

残る 4 体ではせん断ひび割れの発生時が最大耐力とはならなかった。10-L28, 及び 10-N75 は $R=0.5\%$ サイクル途中、08-L28, 及び 08-N75 は $R=0.25\%$ サイクル途中でせん断ひび割れが発生した。その後、いずれの試験体も徐々に耐力が増加し、10-L28, 08-L28 は $R=0.5\%$ 、10-N75, 08-N75 は $R=0.75\%$ で最大耐力を迎えた。

せん断補強筋の規格降伏強度が 295MPa である 10-N75, 08-N75 は、早期にせん断補強筋が降伏し、せん断ひび割れ幅を抑制できなくなったため、破壊性状は脆性的であ

った。一方、高強度せん断補強筋が弾性範囲であった10-L28, 08-L28は、骨材のかみ合い作用が喪失するほどひび割れが開くことがなく、最大耐力到達後、試験区間端部のコンクリートの圧壊に伴い耐力が大きく低下した後最終破壊に至った。せん断破壊としては比較的靱性のある破壊性状となった。

せん断スパン比と $p_w \cdot w_{fy}$ の値が同じ試験体を比較すると、降伏強度が 785MPa のせん断補強筋を用いた試験体は耐力時にせん断補強筋が降伏に至らず、 $p_w \cdot w_{fy}$ 相当のせん断耐力が発揮されないため、せん断耐力は p_w の大きい試験体程大きくなる傾向が認められた。

3.2 せん断補強筋のひずみ推移

図-5 に各試験体の正側最大耐力時に最も大きなひずみが計測されたせん断補強筋ひずみの推移を示す。図-5 の▲で示すように、いずれの試験体もせん断ひび割れの発生によりひずみ-層間変形角関係の傾きが明確に急変する点があり、本論文では傾きが初めて 1.0(%)以上となる直前の点をせん断ひび割れ発生点としている。

せん断補強筋の規格降伏強度が 295MPa である 10-N75, 08-N75 では、せん断ひび割れ発生後、急激にせん断補強筋のひずみが増大し、最大耐力時にはせん断補強筋の一部が降伏に至った。せん断補強筋の規格降伏強度が 785MPa である 10-L21, 10-L28, 08-L28 では最大耐力時ひずみは降伏ひずみを下回っている。

3.3 破壊モードの分類

3.1 節, 3.2 節の実験結果に基づいて、各試験体の破壊モードの分類を行った。分類結果を表-4 の実験最大耐力値の下に括弧内に記号で示した。3.1 節で示したように、いずれの試験体もせん断破壊したが、最大耐力時のせん断補強筋の状態に着目してせん断破壊モードをさらに 3 種類に分類した。

10-L21 の正側はせん断ひび割れ発生が最大耐力となり、このときせん断補強筋ひずみがほぼ 0 であることから、せん断斜張力破壊(DT)であると判断した。負側は、最大荷重が部材の耐力ではないと考えられるので、破壊モード該当なし(NA)とした。

残る 4 体は正側、負側共にせん断ひび割れ発生後徐々に耐力が増加して最大耐力に到達した。この時、10-L28, 08-L28 はせん断補強筋が弾性範囲にあったためせん断圧縮破壊(SC), 10-N75, 08-N75 はせん断補強筋が降伏していたため、せん断引張破壊(ST)であると判断した。

これらの試験体は最大耐力到達時においてせん断補強筋に 0.2%以上のひずみが発生しており、トラス機構が形成されていたものと考えられる。

3.4 PC 鋼棒の付着応力

本実験では、各試験体の南北 PC 鋼棒各一本ずつの計 9 箇所にひずみゲージを貼付し、PC 鋼棒のひずみを計測し

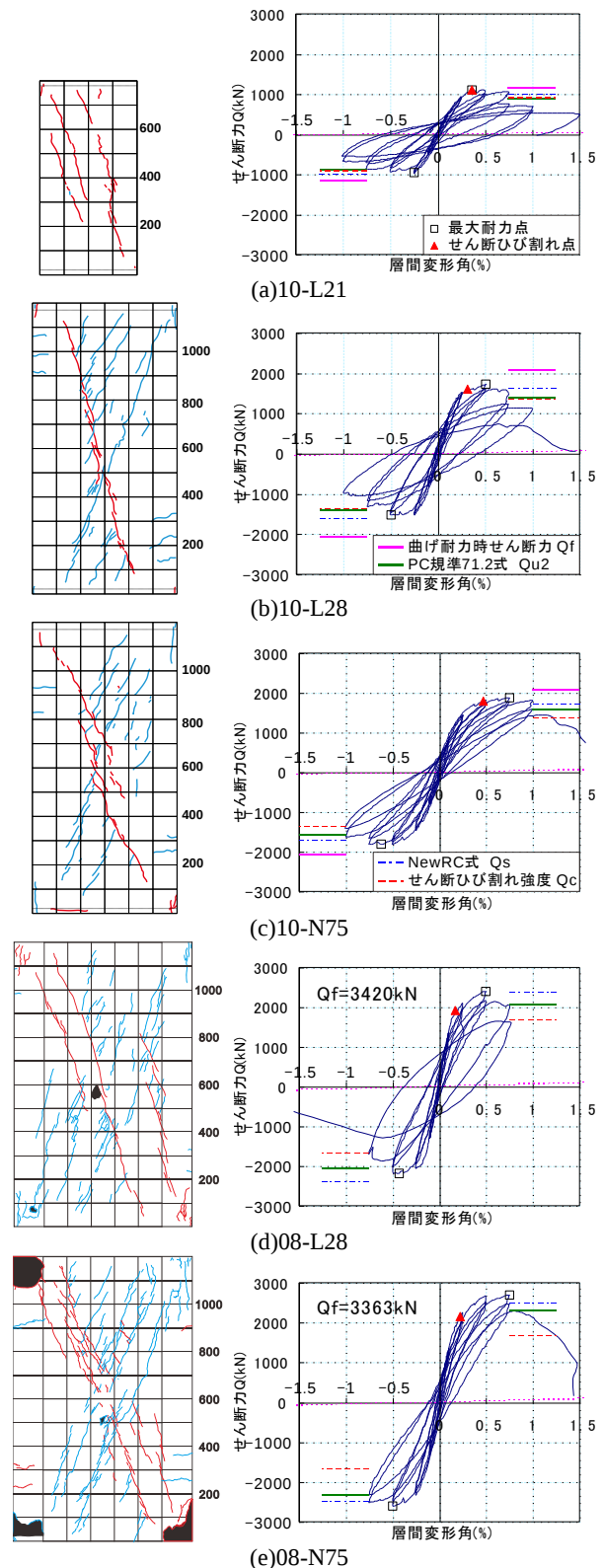


図-4 せん断ひび割れ図、水平荷重層間変形角関係

た。貼付した全てのひずみゲージが正常な値を示した 08-L28 の北側 PC 鋼棒の正負最大耐力時の引張応力と付着応力の分布を図-6 に示す。図中には、軸力載荷時の PC 鋼棒の引張応力も併せて示す。引張応力は PC 鋼棒の中央から試験区間で 300mm おきに、スタブ内で 200mm おきに南北方向に向かい合わせに貼付した 2 枚のひずみ

ゲージの計測値を平均して算出した。付着応力は、上端側のひずみゲージ貼付位置の引張応力値から、直下の引張応力値を引き、その区間の表面積で除して算出した。図-6 の縦軸は試験体中央からの材軸方向の距離であり柱頭側が正となる。

図-6 より最大で 2.78MPa の付着応力が試験区間内に生じていることが分かる。その他の PC 鋼棒でも、不調のゲージを除外して同様の算出を行った結果、図-6 とほぼ同様の傾向を示し、最大付着応力度は 1~3MPa 程度となった。文献 7) には、PC 鋼棒に丸鋼を用いる場合、トラス機構によるせん断力の負担分を無視するとの記述があるが、せん断補強筋のひずみをあわせて考えると、ある程度のトラス機構が形成されていたといえる。ただし、3.5 節、及び 4 章で用いる NewRC 式で仮定されているトラス機構の力の釣合いから、トラス機構形成に必要な PC 鋼棒の付着応力度を算出すると 5.9MPa となり、計測された付着応力度では不十分である。市之瀬ら¹²⁾が提案したように、カバーコンクリートやコアコンクリートの圧縮応力負担分がトラス機構の釣合いの形成に寄与している可能性があるが、機構の詳細は未解明であり今後の課題となる。

3.5 水平耐力

曲げ耐力は、コンクリートの圧縮応力を ACI ストレスブロックにより置換し、平面保持仮定に基づき、計算した。曲げ耐力時の圧縮縁ひずみは 0.3%、曲げ耐力時の PC 鋼棒の張力は、軸力載荷時の有効プレストレス力とした。せん断耐力は PC 規準(71.1)式、及びトラス・アーチ両機構に基づいた(71.2)式と文献 8) に示されるせん断強度式(以下、NewRC 式)を用いて計算した。各計算式を、式(1)~(3)に示す。また、式(4)に靱性指針¹³⁾に示される主応力度に基づいたせん断ひび割れ強度式を示す。

PC 規準⁶⁾ (71.1)式

$$Q_{u1} = \{ \alpha(f_s + 0.1\sigma'_g) + 0.5f_y(p_w - 0.002) \} b_0 j \quad (1)$$

PC 規準⁶⁾ (71.2)式

$$Q_{u2} = b_0 j_0 p_w f_y + \frac{b_0 D}{2} (v F_c - 2 p_w f_y) \tan \theta \quad (2)$$

NewRC 式⁸⁾

$$Q_{u3} = b j_i p_w f_{wy} \cot \phi + \alpha(1 - \beta) b D v_0 f'_c \quad (3)$$

靱性指針主応力度式¹³⁾

$$Q_c = \phi \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o} \right) \cdot b \cdot D / 1.5 \quad (4)$$

式(2)の j_0 、及び式(3)の j_i は PC 鋼棒間距離とした。また、式(2)における w_f には文献 7) の記述に基づき 390MPa の上限値を設けた。コンクリート圧縮強度有効係数 v については、PC 規準では下限値 0.65 が設定されているが、NewRC 式においては下限値が設定されていない。図-4 及び表-4 に各計算値を示す。

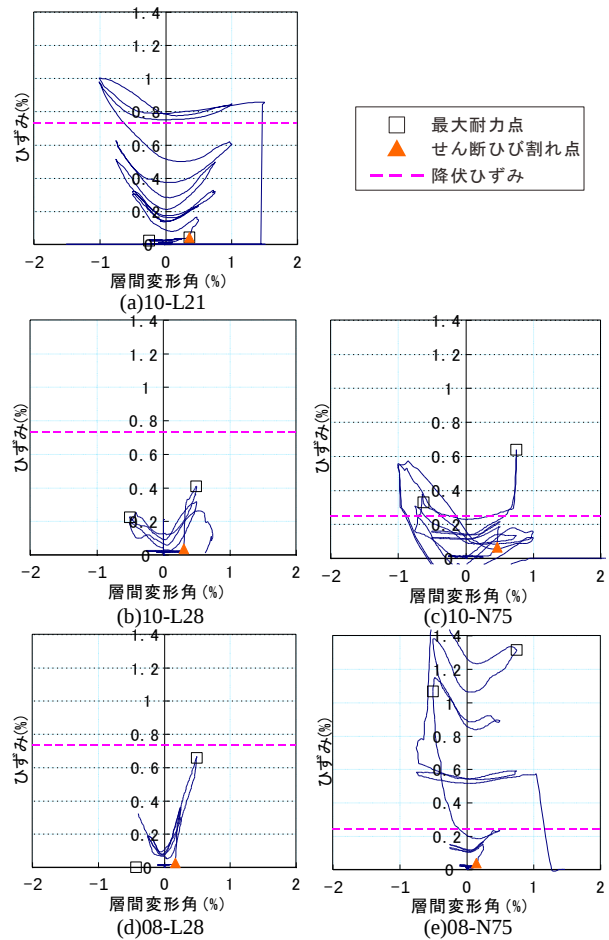


図-5 せん断補強筋ひずみー層間変形角関係

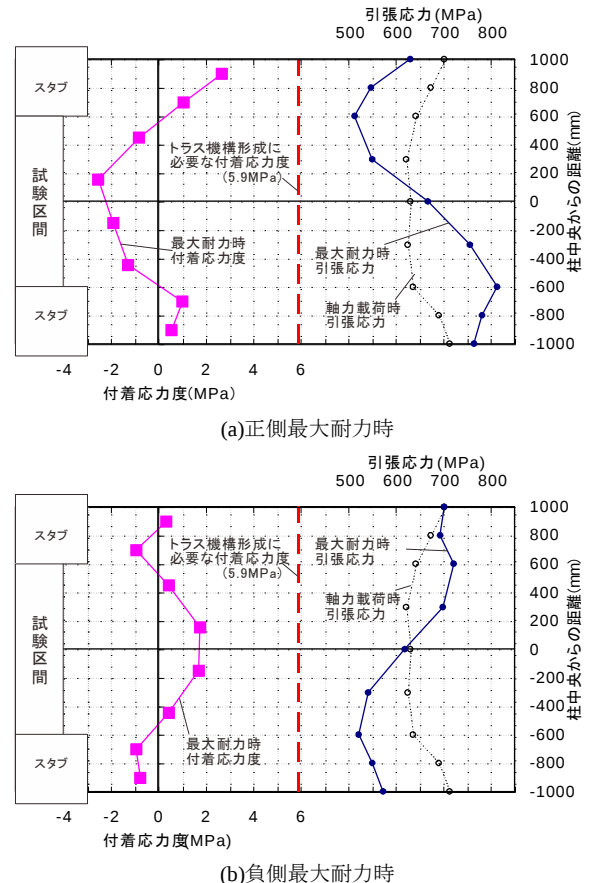


図-6 08-L28 北側 PC 鋼棒の引張応力と付着応力

表-4 実験結果と計算値の比較

試験体名	実験結果(破壊モード)*				計算結果[実験最大耐力/計算値]				
	正側		負側		PC 規準 71.1 式	PC 規準 71.2 式	NewRC 式	せん断ひび割れ	曲げ耐力時せん断力
	最大耐力(kN)	変形角(%)	最大耐力(kN)	変形角(%)	Q_{u1} (kN)	Q_{u2} (kN)	Q_{u3} (kN)	Q_c (kN)	Q_f (kN)
10	1102		-973		563	890	979	899	1163
-L21	(DT)	+0.36	(NA)	-0.25	[1.96]	[1.24]	[1.13]	[1.23]	[0.95]
10	1721		-1530		1148	1396	1609	1348	2067
-L28	(SC)	+0.50	(SC)	-0.50	[1.50]	[1.23]	[1.07]	[1.28]	[0.83]
10	1876		-1821		1294	1584	1699	1349	2071
-N75	(ST)	+0.75	(ST)	-0.62	[1.45]	[1.18]	[1.10]	[1.39]	[0.90]
08	2406		-2186		1770	2061	2367	1673	3420
-L28	(SC)	+0.49	(SC)	-0.42	[1.36]	[1.17]	[1.02]	[1.14]	[0.70]
08	2697		-2603		1946	2305	2477	1657	3363
-N75	(ST)	+0.75	(ST)	-0.50	[1.39]	[1.17]	[1.09]	[1.36]	[0.80]

※ST:せん断引張破壊 SC:せん断圧縮破壊 DT:せん断斜引張力破壊 NA:部材の耐力に達していない。

せん断終局強度計算値よりも、式(4)に示すせん断ひび割れ強度の算出値の方が大きい場合は、部材の耐力はせん断ひび割れ強度式によって決定される。この場合の破壊モードはせん断斜張力破壊に対応する。したがって、部材の耐力は表-4の記号を使うと、 $Q_{max} = \min[\max(Q_u, Q_c), Q_f]$ となる。なお、今回はPCaPC部材を扱うため、付着については考慮する必要が無いことを断しておく。

PC規準(71.1)式では、すべての試験体で36%以上安全側の評価となり、実験値を過小評価している。

10-L21については、トラス・アーチ抵抗機構を仮定するPC規準(71.2)式によるせん断耐力算定値をせん断ひび割れ強度算定値が上回り、実際の破壊モードが、せん断ひび割れにより耐力が決定するせん断斜張力破壊であることと適合する。その他の4体に関しては、予測精度は誤差23%以下であり、精度良くせん断耐力を評価できる。

NewRC式を用いた場合、10-L21においてせん断耐力算定値がせん断ひび割れ強度算定値を80kN上回っており、実際の破壊モードと適合しない。しかし、その他の4体に対するせん断耐力の予測精度自体は誤差10%以下となり、PC規準(71.2)式よりも良い精度となった。

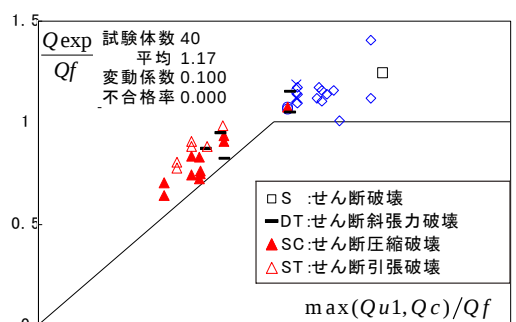
せん断スパン比と $p_w \cdot w_{fy}$ の値が同じ試験体4体を比較すると、いずれの設計式も w_{fy} に上限値が設けられているため、 p_w の大きい試験体程せん断耐力計算値が大きくなり、実験結果と同様の傾向が得られた。

4. 既往の試験体を用いた設計式の適合性の検討

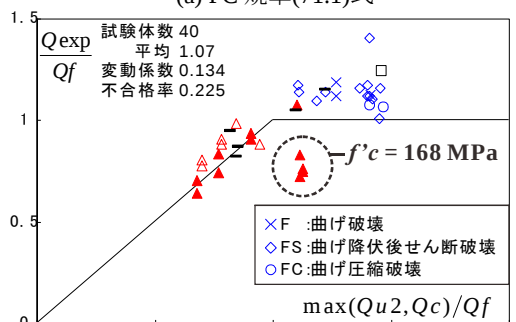
3章で検討した5体の試験体に、文献1)~5)、11)、14)~18)に示されているせん断破壊したPCaPC圧着柱梁試験体28体を加え、33体の試験体について4章と同様の耐力算定を行った。正側負側を含める試験体が一部あるため計40ケースの評価となる。ただし、45度方向や、変動軸力で載荷された試験体は除外した。結果をまとめたのが図-7である。縦軸に最大耐力実験値の曲げ終局強度計算値に対する比(Q_{exp}/Q_f)をとり、横軸には、せん断斜張力破壊する試験体においては、 Q_{u1} 、 Q_{u2} 、 Q_{u3} よりも Q_c に破壊モードが支配されることを考慮し、せん断終局強度とせん断ひび割れ強度の値の大きい方と曲げ

終局強度計算値に対する比($\max[Q_u, Q_c]/Q_f$)をとった。文献14)の試験体のうちで1体のみせん断破壊と報告された試験体(記号□)については、部材端部の圧縮側コンクリートが、曲げとせん断の影響で圧壊する曲げせん断混在モードであると考え以下は除外する。

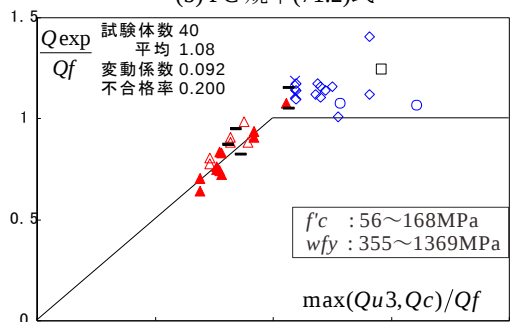
図-7(a)は、せん断、曲げ判定の適合性は良好であるが、ST、SC破壊した試験体の多くが、計算上は $\max[Q_u, Q_c] = Q_c$ となる。すなわち、計算上DT破壊判定となっており、せん断破壊モードとの適合性は低い。



(a) PC 規準(71.1)式



(b) PC 規準(71.2)式



(c) NewRC 式

図-7 各耐力式を用いたせん断余裕度

図-7 (b), (c)では、曲げ、せん断の破壊モード判定の適合性は概ね良好である。また、ST, SC 破壊した試験体は全て計算上 $\max[Q_u, Q_c] = Q_u$ となり、せん断破壊モード判定も適切に行うことができる。

図-7 (b)では、文献 17)に示されるコンクリート強度が 168MPa の試験体について大きく危険側の評価となっている。これは、PC 規準(71.2)式において、コンクリート有効係数 ν に下限値が設けられており、コンクリート強度増加による破壊領域の有効圧縮強度の低下が反映されていないことが原因である。その他のせん断破壊した試験体については、耐力の予測精度は良好である。

図-7 (c)では、NewRC 式においてコンクリート有効係数 ν が高強度コンクリートにも対応しているため、PC 規準 71.2 式を用いると危険側の評価となった 2 体 4 ケースについても精度よく評価できている。

5. 結論

1. 試験体の破壊モードは、せん断ひび割れ強度、せん断補強筋降伏強度の影響を受け、せん断引張破壊、せん断圧縮破壊、せん断斜張力破壊の 3 つとなった。
2. せん断スパン比と $p_w \cdot w_{fy}$ の値が同じ試験体 4 体を比較すると、 w_{fy} が 785MPa の試験体は耐力時にせん断補強筋が降伏に至らず、 $p_w \cdot w_{fy}$ 相当のせん断耐力が発揮されないため、 p_w が大きい試験体ほど、せん断耐力が大きくなる傾向が得られた。本論文で用いたせん断終局強度式においても、 w_{fy} に上限値が設けられているため、同様の傾向が得られた。
3. 主応力度に基づいたひび割れ強度式と、PC 規準(71.2)式を用いて、せん断破壊モードとせん断耐力を予測できる。ただし、 $F_c=168\text{Mpa}$ の高強度コンクリートを用いた試験体は、大きく危険側の評価となった。
4. 主応力度に基づいたひび割れ強度式と、NewRC 式を用いれば、現状では $F_c=168\text{Mpa}$ の試験体を含めて、破壊モードとせん断耐力を高い精度で予測できる。

謝辞

本研究は、文部科学省科学研究費基盤研究(A)(代表者：田中仁史，2007-2011)、基盤研究(B)(代表者：河野進，2007-2010)を用いて行われました。

参考文献

(※以下、日本建築学会学術講演梗概集を AIJ-A と省略)

- 1) 小川哲郎：プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究(その 1～その 3), AIJ-A, C-2, pp. 1077-1082, 1999
- 2) 湯浅哲廣ら：プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究(その 1～その 3), AIJ-A, C-2, pp. 965-970, 2000
- 3) 湯浅哲廣ら：プレキャストプレストレストコンクリ

ート部材のせん断性状に関する実験的研究(その 1～その 3), AIJ-A, C-2, pp. 955-960, 2001

- 4) 湯浅哲廣ら：プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究(その 4～その 5), AIJ-A, C-2, pp. 991-994, 2002
- 5) 谷昌典ら：PC 鋼材の付着を考慮したプレストレストコンクリート部材のせん断終局強度，日本建築学会構造系論文集, vol. 73, No. 627, pp. 835-842, 2008
- 6) 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，1998
- 7) 2009 年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例編集委員会：2009 年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例，全国官報販売共同組合，pp. 120-128, 2009
- 8) 倉本洋ら：柱部材に対する NewRC せん断強度式の耐力予測精度，AIJ-A, C-2, pp. 705-706, 1993.
- 9) 黒沢俊也ら：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱および梁部材の実験結果データベースによる各種強度算定式の適合性の検討，コンクリート工学 Vol. 44, No.2, pp.14-22, 2006.
- 10) 内山元希ら：せん断破壊する PCaPC 柱の破壊モードとせん断耐力評価，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, Vol.20, pp.85-90
- 11) 内山元希ら：785MPa 級のせん断補強筋を用いた PCaPC 柱のせん断性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 32, No. 2, pp. 487-492, 2010.
- 12) 市之瀬敏勝：RC 部材の危険断面近傍でのトラス機構，日本建築学会構造系論文集 (475), 129-135, 1995-09-30
- 13) 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
- 14) 谷昌典ら：プレキャストプレストレストコンクリート圧着柱の曲げせん断性状と変形性能，日本建築学会構造系論文集, vol. 73, No. 623 pp. 103-110, 2008
- 15) 岡村拓弥ほか：高性能材料を用いた PCaPC 柱の曲げせん断性状に関する研究(その 1, その 2), AIJ-A, C-2, pp. 843-846, 2009.
- 16) 李在満ら：高強度せん断補強筋を有するプレキャストプレストレストコンクリート梁のせん断斜張力破壊に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集, JCI, Vol. 32, No.2, pp. 493-498, 2010.
- 17) 浜田公也ら：100N/mm² 級の高強度コンクリートを用いた PCaPC 柱の実験的研究(その 1, その 2), AIJ-A, C-2, pp.1025-1028, 2003.
- 18) 八田有輝ら：高性能材料を用いた PCaPC 柱のせん断耐力評価(その 1, その 2), AIJ-A, C-2, pp.843-846, 2011