

論文

[2087] プレキャスト鉄筋コンクリート柱部材の設計式の検討

正会員 ○美原 義徳 (東京大学大学院)

正会員 小谷 俊介 (東京大学建築学科)

正会員 青山 博之 (東京大学建築学科)

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の現場施工の省力化および施工性の向上等の理由から、現在プレキャスト (以下 PCaとする) 工法化への要求が非常に高まっている。このため様々な研究機関で、各種 PCa接合法の提案とその構造性能に関する研究が盛んに行なわれている。しかしながら、PCa接合法を含む鉄筋コンクリート部材の特性は、接合法近傍の性状が部材全体に及ぼす影響など不明な点も多い。そのような状況においては、PCa構造独自の設計法を確立することは極めて困難であるため、まず一体打ち鉄筋コンクリート (以下 RCとする) 構造と同等とみなす設計が可能か否かを検討することが急務であろう。

そこで本研究では、特に PCa部材の中でも水平接合法を持つ柱部材を対象に過去に行なわれた PCa柱部材の実験結果を基にして、現在一体打ち RC柱部材に用いられている各種設計式の適応性とその適応限界、及び PCa接合法の有無が耐力及び変形能に与える影響に関して検討した。

2. 対象範囲となる実験の概要

本研究で対象とした柱試験体は、文献[1]～[18]の中で曲げ破壊及びせん断破壊したもので、PCa柱部材63体 (曲げ破壊50体、曲げ降伏後せん断破壊13体)、比較のための一体打ち RC柱部材24体 (曲げ破壊19体、曲げ降伏後せん断破壊5体) の計87体である。付着割裂破壊、継手からの主筋抜け出しによる破壊をした試験体もあるが、数が少ないため除外した。PCa接合法は、いずれも図1に示すように主筋をスリーブなどでグラウト

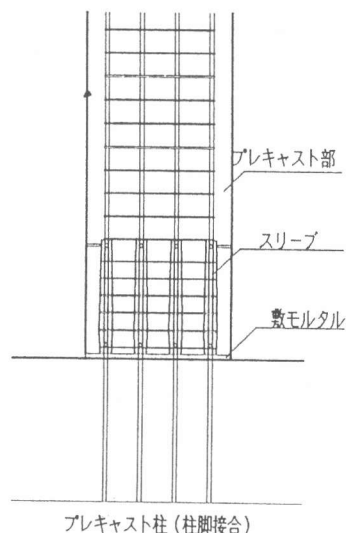


図1. 水平接面を持つ PCa柱部材

表 1. 検討に用いた試験体の概要

	PCa	RC	全体
成 (D), cm	n=63 m=43.7 v=0.17	n=24 m=44.7 v=0.27	n=87 m=43.9 v=0.21
スパン比 M/(QD)	n=63 m=1.94 v=0.22	n=24 m=1.91 v=0.26	n=87 m=1.93 v=0.23
引張鉄筋比 pt, %	n=63 m=1.0 v=0.29	n=24 m=1.97 v=0.28	n=87 m=0.99 v=0.29
PCaコンクリート 圧縮強度 pc σ_b , kg/cm ²	n=63 m=342 v=0.2	n=24 m=340 v=0.26	n=87 m=342 v=0.22
軸力比 η	n=63 m=0.15 v=0.74	n=24 m=0.15 v=0.93	n=87 m=0.15 v=0.80
$\sigma_m/pc \sigma_b$	n=44 m=2.06 v=0.39		
D/t	n=31 m=34.6 v=0.36		

n: データ数, m: 平均値, v: 変動係数

ちコンクリートを介して水平面で接合するものであり、接合法と継手の位置により①接合法、継手とも部材端部 42体、②接合法、継手とも部材中央部 11体、③接合法は部材端部、継手は部材外スタブ内 8体、④接合法、継手とも部材端から成の長さほど離れているもの 2体に分類できる。加力方式の分布は①大野式逆対称加力 43体、②片持ち式加力 22体、③単純梁式加力 11体④建研式加力 11体で、ほとんどが正負交番繰返し加力を受けるが、数体ほど正側だけの繰返しを行なったものもある。本研究の対象試験体の基本的因子の分布状況を表1に示す。ここで、軸力比 η は軸方向応力度を PCa部コンクリート圧縮強度で除した値、敷モルタルを介した PCa部材で、敷モルタル圧縮強度の PCa部圧縮強度に対する比は σ_m/σ_b 、部材成の敷モルタル厚に対する比は D/t である。

3. 各種設計式との適合性

図中に記される記号は n:データ数、m:平均値、v:変動係数である。

3.1 弾性剛性：せん断剛性も考慮した弾性剛性理論値[19]と、曲げひび割れ点までの割線剛性として求めた時の弾性剛性実験値との比較を図2に示す。鉄筋とコンクリートのヤング係数 E_s , E_c は式(1)、(2)で、コンクリートのせん断弾性係数 G_c は式(3)で決定し、せん断剛性の形状係数 κ は 1.2 とした。単位は kgf/cm^2 である。

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \quad (1)$$

$$E_c = 2.1 \times 10^5 \times \sqrt{F_c/200} \quad (2)$$

$$G_c = E_c / 2(1 + \nu) \quad (3)$$

F_c : コンクリート強度、 ν : ポアソン比(1/6)

文献[19]によるとシアスパン比が小さいほど実験値が小さくなる傾向がある。そのため PCa 部材の方が RC 部材よりも弾性剛性は 20-30% 小さい値となっているのは、PCa 部材にせん断スパン比の小さなデータが多かったためと思われる。計算値が実験値の 50% 以上低いものは、引張軸力もしくは軸力比 0 の場合で、せん断スパン比は 1.2 程度のものである。それ以外のものは、文献[19]と同じような傾向を示し、接合面や継手の有無による違いは見られなかった。

3.2 曲げひび割れ耐力：計算値は、菅野式[20](式(4))を用いて算定した。実験値と計算値の比較を図 3 に示す。なお、図中の M_c は bD^2 (b : 幅、 D : 成) で基準化してある。

$$M_c = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_e + ND/6 \quad (4)$$

F_c : コンクリート圧縮強度、 Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数、 N : 軸力、 D : 成

式(4)で大略把握できる。実験値が極端に大きいものは引張軸力を受ける場合であり、式(4)の第 2 項の係数が適切でないと思われる。また、PCa 部材に実験値が計算値より小さくなっているものが多いが、これは、接合面が存在するために式(4)で想定した曲げひび割れ発生メカニズムとは異なるひび割れが発生している、もしくは、継手が存在するために曲げひび割れ発生位置が危険断面位置と異なっていることなどが考えられる。

3.3 せん断ひび割れ耐力：せん断ひび割れ耐力計算値は、大野・荒川式[21](式(5))を用いて、実験値との比較を行なった。その結果を図 4 に示す。なお、図中の Q_c は bD で基準化してある。

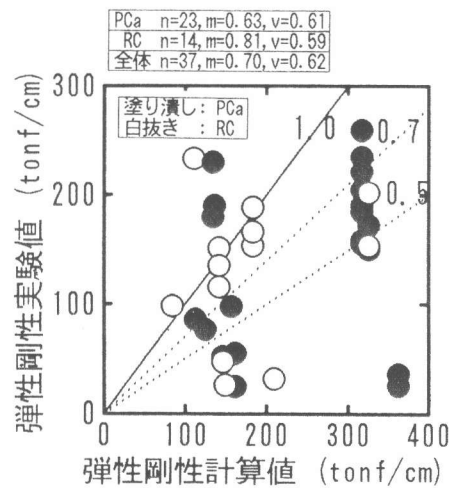


図2. 弾性剛性の比較

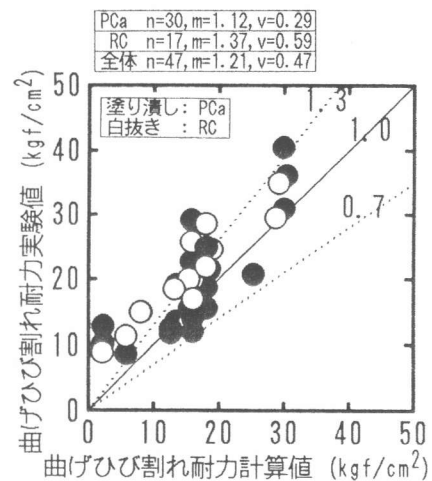


図3. 曲げひび割れ耐力の比較

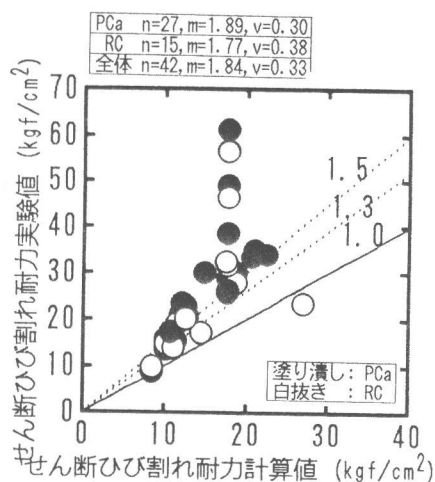


図4. せん断ひび割れ耐力の比較

$$Q_c = (1 + \sigma_o / 150) \{ k c 0.085 (F_c + 500) / [M / (Q_d) + 1.70] \} b j \quad (5)$$

σ_o : 軸応力度、 $k c$: 断面寸法による補正係数、 F_c : コンクリート圧縮強度、 M / Q_d : せん断スパン比、 b : 幅、 $j = 7d / 8$ 、 d : 有効せい

変動係数が 0.3 程度ではばらつきは大きく、実験値が極端に大きくなるものもあるが、式(5)による不合格率は小さく、PCa部材も RC部材も同じ傾向を示している。文献[1]によると PCa部材はクリアスパン内にスリーブ継手があると高剛性のためせん断スパンが短くなったような曲げせん断性状を呈すると報告しているが、せん断ひび割れ耐力に関しては、そのような傾向は見られなかった。

3.4 降伏点剛性: 降伏点剛性計算値は、せん断スパン比が 2.0 より大きい時は菅野式[20](式(6))を用い、せん断スパン比が 2.0 以下の時は[22](式(7))を用いた。対象試験体においては鉄筋降伏時を部材としての降伏点とした。降伏点剛性の計算値と実験値の比較を図 5、図 6 に示す。

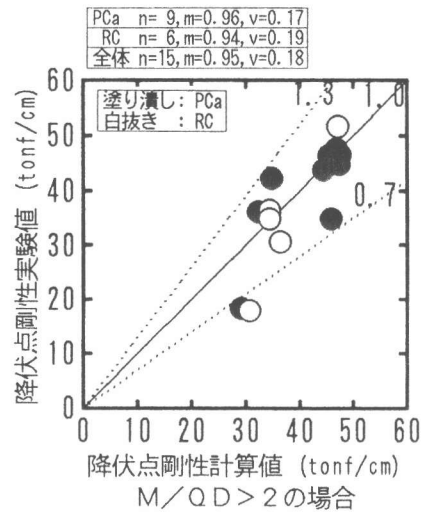


図5. 降伏点剛性(式(6))の比較

$$k_y = k_c \cdot \alpha_y$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.65n \cdot pt + 0.043M / (QD) + 0.33\eta) (d/D)^2 \cdots \cdots M / (QD) > 2 \quad (6)$$

$$\alpha_y = (-0.03362 - 0.19358n \cdot pt + 0.12709M / (QD) + 0.10757\eta) (d/D)^2 \cdots \cdots M / (QD) \leq 2 \quad (7)$$

k_c : コンクリートのみの断面曲げ剛性、 n : ヤング係数比、 pt : 引張鉄筋比、 η : 軸力比

式(6)を用いた場合、変動係数 0.18、平均値 1.0 程度と適合性がよい。しかし、せん断スパン比が 2.0 以下で式(7)を用いた場合は、ばらつきが大きい。特に、実験値が極端に大きいものは、軸力比が 0.4 以上の場合であった。式(6)、式(7)とも RC 部材の方が若干、剛性が低くなっているが、PCa 部材と RC 部材にほとんど違いは見られない。

3.5 曲げ終局耐力: 曲げ終局耐力は、平面保持の仮定と文献[23]のコンクリートモデルを用い圧縮縁歪度を 0.003 とした断面解析から求めた値(精算解)と文献[24]に示された略算式(8)による値(略算解)、それぞれと実験値との比較を行なった。それを、図 7 と図 8 に示す。なお、図中の M_u は bD^2 で基準化してある。

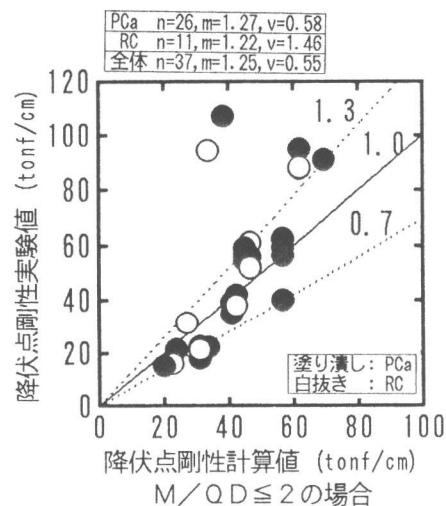


図6. 降伏点剛性(式(7))の比較

$$M_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5ND(1 - N / (bDF_c)) \cdots N \leq 0.4bDF_c$$

$$M_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12bD^2F_c \cdots \cdots N > 0.4bDF_c \quad (8)$$

at : 引張鉄筋断面積、 N : 軸力

精算解は、変動係数 0.15 程度とばらつきが小さく、不合格率も小さい。一方、略算解は、変動係数 0.25 以上とばらつきも大きく、不合格率も大きい。実験値と精算解の比と軸力比との関係を図 9 に示す。軸力比の増加にともない実験値が小さくなってきている。軸力比が 0.2 以上になると

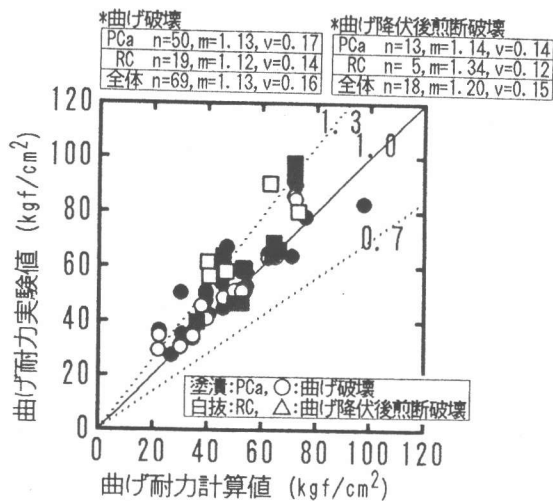


図7. 曲げ終局耐力(精算解)の比較

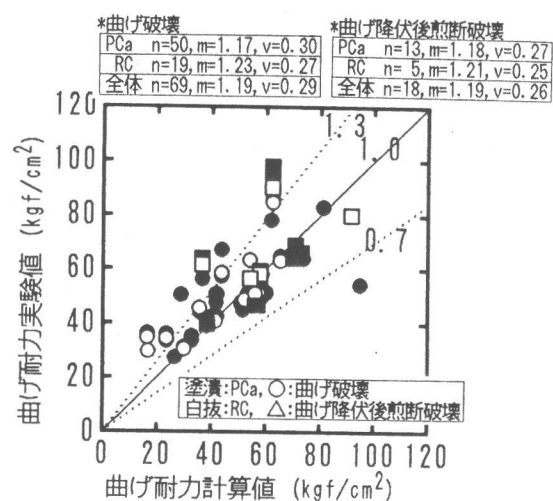


図8. 曲げ終局耐力(略算解)の比較

曲げ耐力実験値が計算値より小さくなっている傾向が見られる。RC部材のデータが少ないため一概に比較できないが、軸力比 0.2 以上になると PCa 部材の曲げ耐力は RC 部材よりも小さくなる傾向がある。これは、接合面の存在が PCa 部材の曲げ耐力に影響を及ぼしている可能性があることを示唆するものである。つまり、曲げ圧壊が生じている危険断面での圧縮縁歪度 0.003 もしくは平面保持の仮定が、軸力比 0.2 以上になると適切ではないとも言える。

3.6 曲げ降伏後のせん断変形能：文献[25]では、コンクリートの有効強度係数 ν を塑性回転角 R_p の関数で表すことで曲げ降伏後のせん断変形能を評価している(式(9))。そこで、曲げ降伏後にせん断破壊した試験体を対象に、式(9)のコンクリート強度有効係数の評価法(指針 A 法)が PCa 部材にも適合できるか検証した(図10)。図中の ν_m は、曲げ強度時せん断力のせん断強度に必要なコンクリート強度有効係数であり、 $\cot \phi$ は式(10)、 β の $\cot \phi$ は式(11)を用いた。 R_p の値は、最大耐力の80%までの変形として求め、そこまで達していない場合は最大の変形として求めた。図より、RC 部材で軸力比が高い一体を除けば、式(9)のコンクリート強度有効係数の評価法は PCa 部材にも適応できると言える。

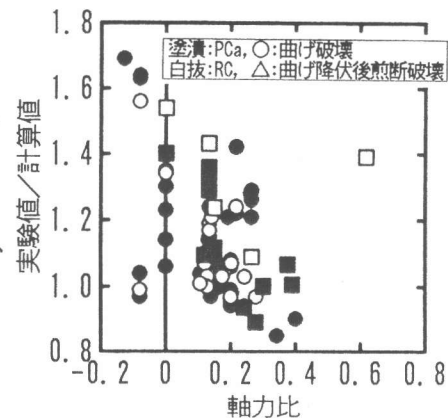


図9 軸力比との関係(精算解)

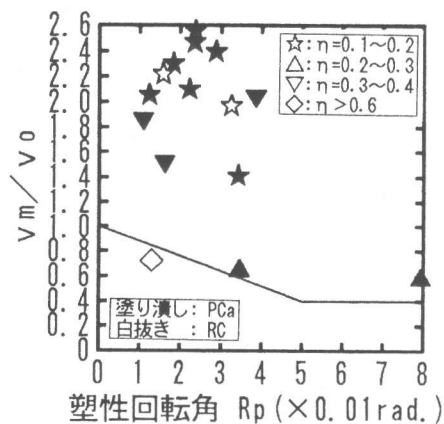


図10 コンクリート強度有効係数(指針 A 法)の比較

ν : コンクリート圧縮強度の有効係数
 $= (1.0 - 15R_p) \nu_0$ ($0 < R_p \leq 0.05$)

$= 0.25 \nu_0$ ($0.05 < R_p$) ここで、 $\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 2000$ (9)

$\cot \phi = \min[\lambda, j_t / (D \tan \theta)]$, $\lambda = 2 - 50R_p$ ($0 < R_p \leq 0.02$), $\lambda = 1$ ($0.02 < R_p$)

ただし、 $\nu_m \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_{wy}) - 1.0 < \cot^2 \phi$ のときは $\cot^2 \phi = \nu_m \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_{wy}) - 1.0$ (10)

β の $\cot \phi = \min[2.0, j_t / (D \tan \theta)]$

ただし、 $\nu_m \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_{wy}) - 1.0 < \cot^2 \phi$ のときは $\cot^2 \phi = \nu_m \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_{wy}) - 1.0$ (11)

3.7 水平接合部せん断耐力：PCa部材の水平接合部に
対し、通常使用されているせん断耐力式[26](式(7))と
実験値との比較を図11に示す。ただし、引張軸力を受け
るものは省いている。

$$\tau u = \mu (p t \cdot \sigma_y + \sigma_o) \quad (12)$$

μ : みかけの摩擦係数 (=0.7)、 $\tau u = Q/(b \cdot D)$

接合面で滑り破壊した試験体は 1体もなかったので式
(7)は、ほとんどが過大評価を与えているが、ばらつき
は大きく、過小評価となるものも数体ある。

次に、試験体のうち PCa部材接合面の滑りを計測した
ものについて(すべて曲げ破壊)、最大滑り量(その時の
全体変形で基準化)と軸力比との関係を図12に示す。こ
れをみると、部材中央付近に接合面を持つ場合は軸力
比に関わらず、ほとんど滑りを生じていない。これは、
破壊が部材端部に及び滑りが抑制されたためと思われる。
一方、部材端部に接合面を持つ PCa部材及び RC部材(柱
脚面での滑り量)は、軸力比が減少するにつれ滑り量は
大きくなっているが、概して PCa部材の方が RC部材よ
り大きな滑りが生じている。そこで、接合面端部の試験
体に対し、塑性回転角 R_p (最大耐力の80%までの変形角
として求め、そこまで達していない場合は最大の変形角
とした値と降伏変形角の差)と式(12)の摩擦係数 μ の関係を図13に示した。これも、引張軸力を受け
るものは省いている。図中黒塗りの試験体は文献[18]に示されるように、敷モルタルと PCa部分
の界面の摩擦が減少し、全体変形の 25%程度の大きな滑り(図12)を生じたものである。この試験体
は 耐力、変形能とも RC部材と遜色ないが、柱脚の滑りにおいてRC部材とかなり性状が異なり、過
度の滑りを生じた試験体として他の試験体と区別する。前述したように接合面滑り量は軸力の影響
を受けるが、図13を見ても分るように同一軸力比下にお
いても、塑性回転角の増加に伴い、摩擦係数 μ は減少し
ている。これは、変形の増大とともに端部 PCa部コンク
リートの圧壊が拡大し、その影響で敷モルタルと PCa部
との摩擦が減少しているためと思われる。よって黒塗り
試験体以外を包落する式(13)を接合面端部の部材に対
して滑りが過度に生じない条件とした。

$$\begin{aligned} \mu &= -8.3 \cdot R_p + 0.8 \quad (0.00 \leq R_p \leq 0.06) \\ \mu &= 0.3 \quad (0.06 < R_p) \end{aligned} \quad (13)$$

ただし、 $\tau u / \sigma_u < 0.14$ 、 $0.0 \leq \eta < 0.35$ 、
 $15 < p t \cdot \sigma_y (\text{kgf/cm}^2) < 55$

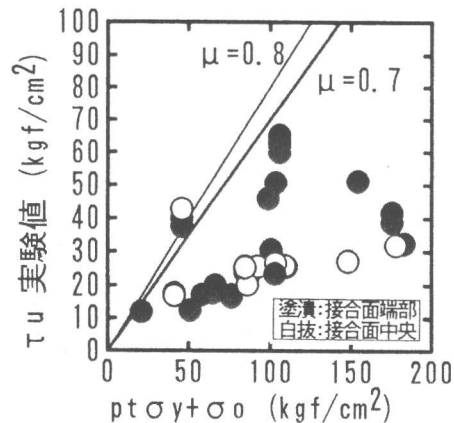


図11 水平接合部せん断耐力(式(12))の比較

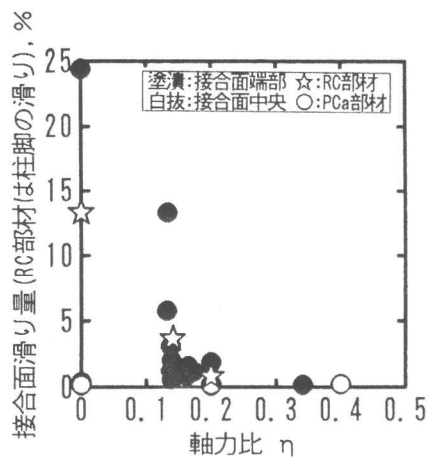


図12 接合面滑り量と軸力比の関係

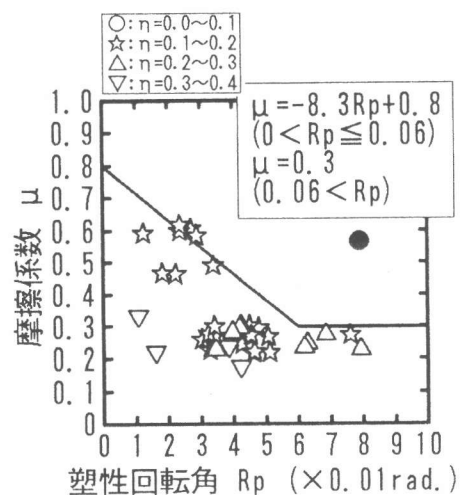


図13 式(12)の μ と塑性回転角の関係

本条件式は、明確に滑り破壊したものは一体も見られなかったため過小評価を与えるものである

が、この範囲内で設計すれば接合面で過度に滑りが生じることなく、RC部材と同等の強度、変形能とも確保できるものである。今後、接合面滑り量の制限と摩擦係数の関係をより正確に把握するためのデータの蓄積が必要となろう。

4. 結論

水平接合部を持つ PCa柱部材に関して以下のことが分った。

- ①弾性剛性に関して PCa部材と RC部材の相違はなかった。
- ②曲げひび割れ耐力は式(4)で大略把握できるが、PCa部材の方が RC部材より耐力は小さかった。
- ③せん断ひび割れ耐力は、式(5)で下界を評価できる。
- ④降伏点剛性は、式(6)では適応性がよいが、式(7)ではばらつきが大きい。
- ⑤曲げ終局耐力は、略算解では評価できる。軸力比が大きいと、PCa部材の曲げ耐力は RC部材よりも小さくなる傾向が見られた。
- ⑥曲げ降伏後のせん断変形能は、式(9)の方法で評価できる。
- ⑦ PCa部材の水平接合部の耐力は、式(12)ではばらつきが大きい、これは塑性回転角の増大とともに摩擦係数が減少しているためである。これを考慮して接合面端部に対して滑りが過度に生じない条件式(13)を呈示した。

謝辞

本研究は、建設省建築研究所日米共同研究の一環として行なわれた。

参考文献

- 1) 梅村魁支郎他:RPC柱部材の継手に関する曲げせん断実験(その1)(その2)、日本建築学会研究報告集、1972、pp.45-52
- 2) 梅村魁支郎他:RPC柱部材の継手に関する曲げせん断実験(その3)引張定軸力を受ける場合、日本建築学会大会学術講演梗概集、1974.10、pp1403-1404
- 3) 梅村魁支郎他:FRP型スリットを用いた柱部材の引張定軸力下における曲げせん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、1974.10、pp1415-1416
- 4) 村本倉吉他:FRP型スリットを用いたRC柱の継手実験(その1)、日本建築学会研究報告集、1973、pp69-72
- 5) 堀口東支郎他:FRP型スリットを用いたRC柱の挙動に関する実験研究(その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1974.10、pp1421-1424
- 6) 望月仁他:柱脚に継手(NMBスリット)を持つ鉄筋コンクリート柱の実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、1975.10、pp1285-1286
- 7) 杉田孝一他:有鉄筋継手を用いた鉄筋コンクリート柱の多数回繰返し試験(その1)継手位置柱、日本建築学会大会学術講演梗概集、1974.10、pp1395-1396
- 8) 窪田孝一他:有鉄筋継手を用いた鉄筋コンクリート柱の多数回繰返し試験(その2)継手位置柱、日本建築学会大会学術講演梗概集、1975.10、pp1281-1282
- 9) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1983.9、pp1825-1826
- 10) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1985.10、pp635-636
- 11) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1985.10、pp563-565
- 12) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10、pp205-206
- 13) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10、pp851-852
- 14) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10、pp521-522
- 15) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10、pp441-442
- 16) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1987(9-2)、pp593-596
- 17) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1985.10、pp563-565
- 18) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1991.9、pp739-740
- 19) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1974.10、pp1323-1324
- 20) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1973.2、pp1-9
- 21) 荒川卓他:鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究(実験結果の総合)、日本建築学会論文報告集、1960、pp437-440
- 22) 山口育雄他:鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合的研究(その48)初ひび割れ時及降伏時の剛性、日本建築学会大会学術講演梗概集、1977.10、pp1507-1508
- 23) Robert Park, M: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, ASCE, Vol. 108, No. ST4, April, 1982
- 24) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、付20
- 25) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針、1988
- 26) 日本建築学会:壁式FRP鉄筋コンクリート造設計基準・同解説、1982