

# 論文 高鋼材係数の圧着プレストレストコンクリート梁降伏後の柱梁接合部挙動

田中 秀人\*1・岡本 晴彦\*2・太田 義弘\*3

要旨：圧縮強度  $60\text{N/mm}^2$  級の高強度コンクリートを使用し、0.37 の高い鋼材係数を有する圧着プレキャストプレストレストコンクリート(以後、圧着 PCaPC と称す)造梁の曲げ降伏後の柱梁接合部挙動を、部分架構実験により明らかにした。また、試験体の損傷状況と、柱・梁接合部中央での水平方向の力の釣合いから算出したせん断入力値及び日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型設計指針・同解説」に準拠したせん断耐力計算値を関連付けることにより、圧着 PCaPC 造の柱梁接合部の設計法を示した。

キーワード：高鋼材係数，圧着 PCaPC，柱梁接合部，高強度コンクリート

## 1. はじめに

圧着プレキャストプレストレストコンクリート(以下、PCaPC と略記)構造は、PCa 部材を PC 鋼材の緊張力を用いて圧着接合することにより剛接合架構を構築する。このような圧着 PCaPC 構造において、高強度コンクリートを使用し、従来よりも高い応力による圧着接合が可能となれば、超高層建築への適用並びに断面寸法の小さな部材設計が可能となることから、設計の自由度を大きく高めることができる。

このような、高圧着応力の PCaPC 構造の実施に向けて、筆者らは PCaPC 部材の圧着接合面を模擬した一面せん断実験を行い、そのせん断伝達耐力  $Q$  と圧着力  $N$  との関係を、コンクリート圧縮強度  $f_c$  と関連付けることにより明らかにした<sup>1),2)</sup>。ここでは、コンクリート圧縮強度が  $70\text{N/mm}^2$  以下、かつ圧着応力が  $0.5 f_c$  以下の範囲にて、そのせん断伝達耐力  $Q$  を既往のクーロン摩擦耐力式  $Q=\mu N$  により評価することが可能であることを示した。(ここで、 $f_c$ ：コンクリート圧縮強度、 $Q$ ：圧着接合面のせん断伝達耐力、 $\mu$ ：摩擦係数、 $N$ ：圧着力)

本研究では圧着応力が高い場合すなわち高い

鋼材係数を有する場合の部材端部の曲げ靱性、及び柱梁接合部のせん断耐力とせん断入力を把握するために柱・梁から成る十字形試験体による部分架構実験を実施した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

表 - 1 に試験体一覧を、図 - 1 に試験体図として試験体 H080 の場合を代表として示す。試験体は 2 体であり、パラメータは梁端の塑性ヒンジ領域として  $1D(D$ :梁せい)の範囲における横拘束補強鉄筋量とした。試験体は、高層集合住宅に対して本構造の採用を想定した試設計を行い、その基準階の柱・梁の約 1/2 縮小モデルとした。横拘束補強筋量は、PC 構造設計・施工指針の作成に関する共同研究(以後、PC 共同研究と略記)で提案された手法<sup>3),4)</sup>により決定した。上記横拘束補強筋量算定式を式(1)に示す。式(1)により梁の終局限界部材角  $R_U$  として 1/50 を保証する試験体を H025 とし、1/30 を保証する試験体を H080 とした。ただし、上記検討において、コンクリートの設計基準強度に関する係数  $F$  は 1.0 とした。試験体の圧着界面を貫通する鉄

\*1 (株)竹中工務店 大阪本店設計部 博士(工学)(正会員)

\*2 (株)竹中工務店 技術研究所建設技術開発部 主任研究員 博士(工学)(正会員)

\*3 (株)竹中工務店 技術研究所建設技術開発部 研究員 工修(正会員)



## 2.2 加力方法

図 - 2 に荷重装置図を、図 - 3 に荷重履歴を示す。荷重は左右の梁先端に逆対称の変位を加えることにより行い、層間変形角として各繰り返しの最大変形時に 0.10, 0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0% となるようにそれぞれ 3 回ずつの正負交番加力とした。また、柱軸力は、 $0.15 f_c \cdot B \cdot D$  (ここで、 $f_c$ : コンクリート圧縮強度、 $B$ : 柱幅、 $D$ : 柱せい) とし、加力中に一定保持させた。

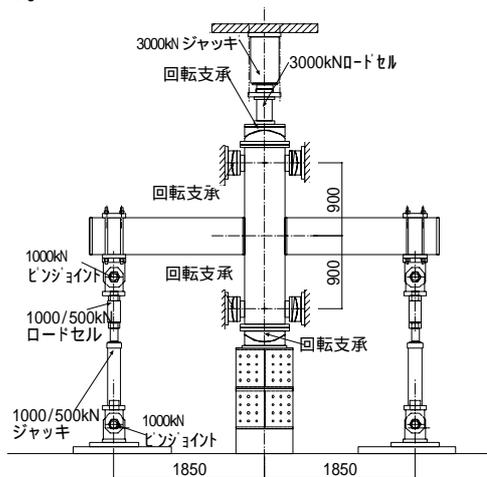


図 - 2 加力装置図

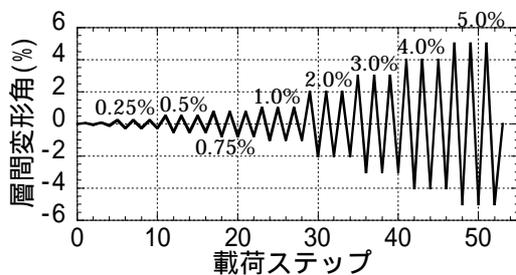


図 - 3 荷重履歴

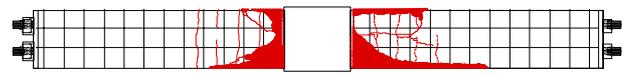
## 3. 実験結果

### 3.1 復元力特性及び破壊過程

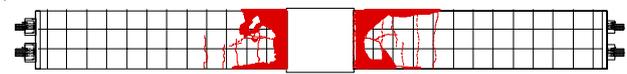
表 - 6 実験結果一覧

	加力方向	H025		H080	
		Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)
圧着界面 離間	正	444.5	0.24	428.3	0.23
	負	-434.4	-0.23	-441.2	-0.23
梁端曲げ ひび割れ	正	535.8	0.31	524.3	0.31
	負	-517.2	-0.31	-528.5	-0.31
柱梁接合部 初ひび割れ	正	603.1	0.42	566.8	0.36
	負	-589.2	-0.41	-568.6	-0.35
梁端曲げ 破壊	正	643.4	0.51	717.7	0.75
	負	-622.0	-0.50	-720.9	-0.76
PC 鋼材 降伏	正	779.3	1.37	801.0	1.51
	負	-737.5	-1.95	-798.7	-1.62
最大 せん断力	正	787.7	1.62	820.1	2.01
	負	-760.0	-1.42	-817.6	-2.00

表 - 6 に実験結果一覧を示す。図 - 4 に各試験体の最終ひび割れ状況を、図 - 5 に柱せん断力  $Q$  と層間変形角  $R$  との関係を示す。



(a) 試験体 H025



(b) 試験体 H080

図 - 4 最終ひび割れ状況

(1) 横拘束補強筋比 0.25% 試験体 (試験体 H025)

層間変形角  $R=0.25\%$  時に柱梁圧着接合面の界面の離間が生じた。 $R=0.50\%$  時に梁端部と柱端部に曲げひび割れが発生した。その後、柱梁接合部にせん断ひび割れが発生し、梁端の曲げ圧縮部のコンクリートの圧壊が生じた。 $R=1.0\%$  時に梁端曲げ圧縮部の圧壊と柱梁接合部のせん断ひび割れはさらに拡大し、 $R=2.0\%$  時には梁端曲げ圧縮部においてカバーコンクリートの剥離が生じた。この時、横拘束補強筋の歪は危険断面位置にて降伏歪  $w_y (=1,945 \times 10^{-6})$  に達していた。また、PC 鋼材の歪は危険断面位置にて降伏歪  $p_y (=8,555 \times 10^{-6})$  に達していた。 $R=3.0\%$  時には梁端曲げ圧縮部のカバーコンクリートの剥離は

より顕著なものとなり，梁危険断面位置にて主筋の座屈が生じた。R=4.0%時には梁端曲げ圧縮部の圧壊は横拘束補強筋内部に進展した。さらに，柱梁接合部において，左右の梁の圧縮域をつなぐ斜めストラット部に圧壊が生じた。

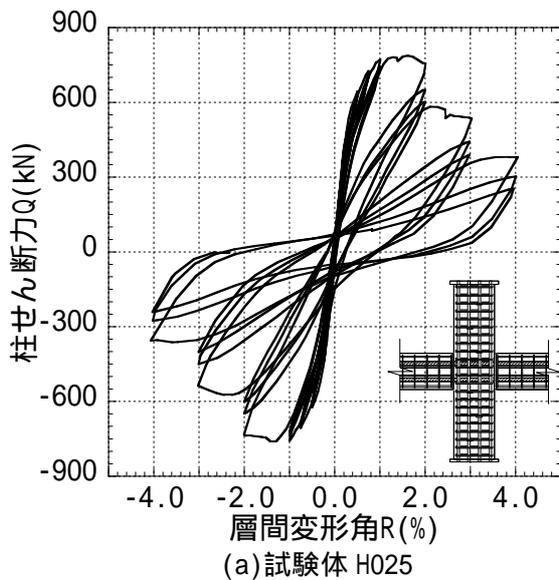
柱せん断力と層間変形角との関係は，R=2.0%加力の第二サイクル時に横拘束補強筋の降伏により大きな耐力低下を示した。

(2) 横拘束補強筋比 0.80%試験体 (試験体 H080)

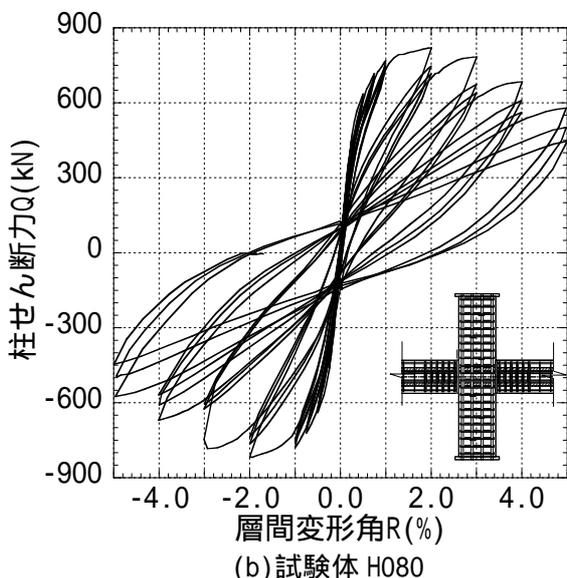
試験体 H025 と同様に，層間変形角 R=0.25%時に柱梁圧着接合面の界面の離間が，R=0.50%時に梁端部と柱端部に曲げひび割れが生じた。その後，柱梁接合部にせん断ひび割れが発生し，R=0.75%時に梁端曲げ圧縮部のコンクリートの

圧壊が生じた。R=2.0%時には曲げ圧縮部においてカバーコンクリートの剥離が生じた。また，PC 鋼材の歪は危険断面位置にて降伏歪  $p_y (=8,555 \times 10^{-6})$  に達していた。R=3.0%時には上記剥離はより顕著なものとなり，横拘束補強筋の歪は危険断面位置にて降伏歪  $w_y (=1,945 \times 10^{-6})$  に達していた。R=4.0%時には梁の曲げ圧縮部の圧壊はさらに進展し，柱梁接合部には左右の梁の圧縮域をつなぐ斜めストラット部の圧壊が生じた。R=5.0%時には，柱梁接合部の斜めストラット部の圧壊は柱材軸方向にも進展した。

柱せん断力と層間変形角との関係において，R=3.0%加力サイクル以降に，梁の曲げ圧縮破壊とその後の柱梁接合部破壊による耐力低下が見られた。しかし，この耐力低下は試験体 H025 のものと比べて緩やかであった。



(a) 試験体 H025



(b) 試験体 H080

図 - 5 柱せん断力 - 層間変形角関係

3.2 梁の終局限界変形角  $R_U$  と PC 鋼材の鋼材係数  $q_{sp}$  との関係

図 - 6 に本実験により得られた梁の終局限界変形角  $R_U$  と PC 鋼材の鋼材係数  $q_{sp}$  との関係を示す。図には，圧縮強度  $40\text{N/mm}^2$  以下のコンクリートを使用した本岡らによる PC 梁の実験結果<sup>5)</sup>もともに示した。ここで，梁の終局限界変形角  $R_U$  は，耐力が最大値の 90%に低下した時の部材角とした。また，図中の直線及び一点鎖線は PC 共研による横拘束補強筋算定式を用いた終局限界変形角の計算値であり，コンクリー

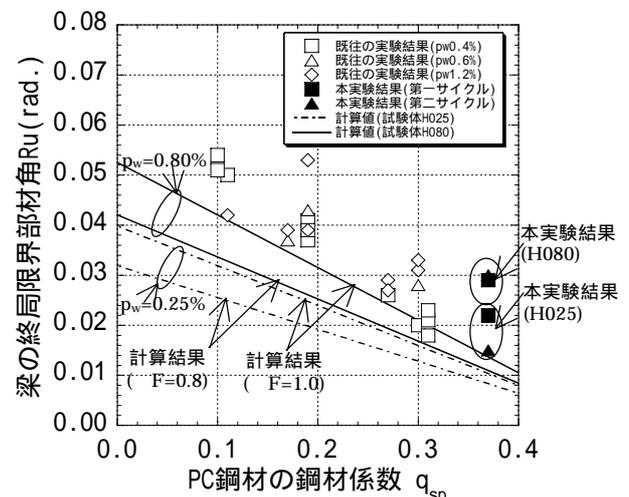


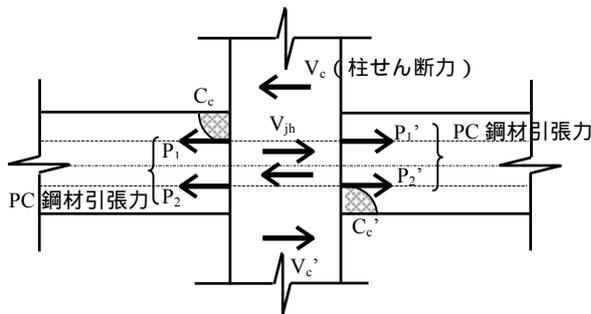
図 - 6 梁の終局限界変形 - PC 鋼材の鋼材係数関係

トの設計基準強度に関する係数  $F=1.0$  とした場合もともに示した。

図 - 6 より、本実験結果はコンクリートの設計基準強度に関する係数  $F=1.0$  とした計算結果を上回っており、 $F=1.0$  とした計算により安全側の評価となった。

### 3.3 柱梁接合部挙動

図 - 8 に各繰り返しの第一サイクル時の柱梁接合部せん断応力度  $\sigma_j$  と柱梁接合部せん断変形角  $\theta_j$  との関係、図 - 9 に柱せん断力  $Q$  と柱梁接合部せん断変形角  $\theta_j$  との関係を示す。表 - 7 に最大せん断応力度と日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型設計指針・同解説」<sup>6)</sup>による耐力計算値を示す。ここで、柱梁接合部のせん断応力度は、歪ゲージにより測定した PC 鋼材引張力を用いて、図 - 7 に示す接合部鉛直方向中央位置における水平方向力の釣合い式(2)により算出した。また、接合部耐力計算値には、直交梁があると仮定した場合の結果も示した。

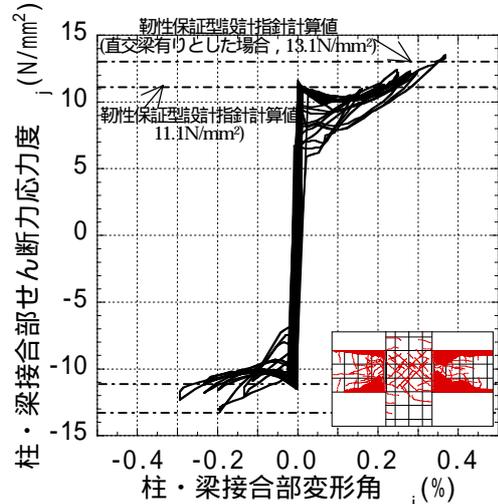


$$V_{jh} = P_1 + P_2 - V_c \quad (2)$$

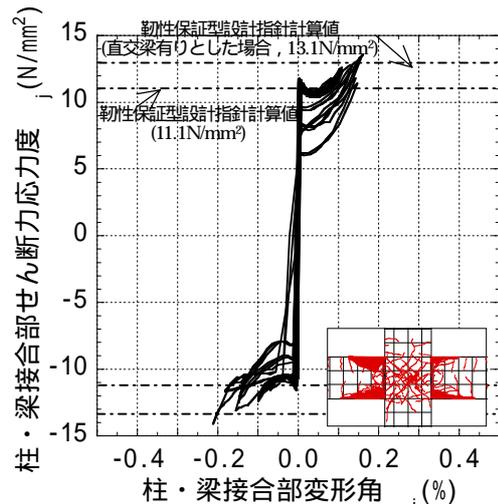
図 - 7 柱梁接合部せん断入力算出法

試験体 H025 の場合、層間変形角  $R=2.0\%$  時に柱梁接合部せん断応力度が最大値  $(13.5\text{N/mm}^2)$  を示し、その後のせん断応力度は低下した。試験体 H080 では、 $R=3.0\%$  時に最大せん断応力度  $(14.1\text{N/mm}^2)$  を示し、その後  $R=4.0 \sim 5.0\%$  加力サイクル時にそのせん断変形は大きく進行した。これは、試験体 H080 では梁の横拘束補強筋の拘束効果により最大耐力  $R=3.0\%$  以降もせん断入力の低下が抑えられたことによるものと考えられる。

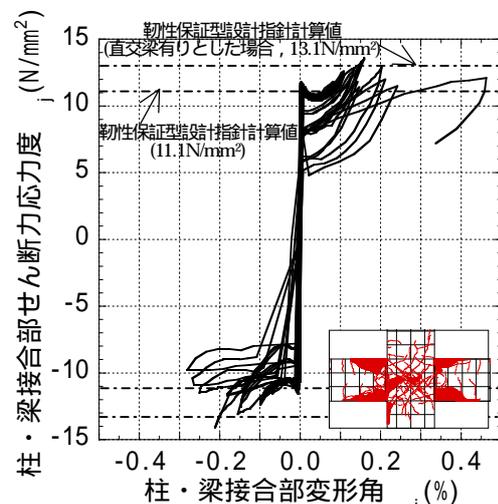
また、実験により得られた最大せん断応力度は、靱性保証型設計指針による計算値の 1.21 ~ 1.27 倍であった。



(a) 試験体 H025



(b) 試験体 H080 (層間変形角  $R=0 \sim 3\%$ )



(c) 試験体 H080 (層間変形角  $R=0 \sim 5\%$ )

図 - 8 柱梁接合部せん断応力度 - せん断変形角関係

以上の結果より高鋼材係数の圧着 PCaPC 造においても、柱梁接合部中央の水平力の釣合いにより算出したせん断入力に対して靱性保証型設計指針による計算値はよく対応することが示された。

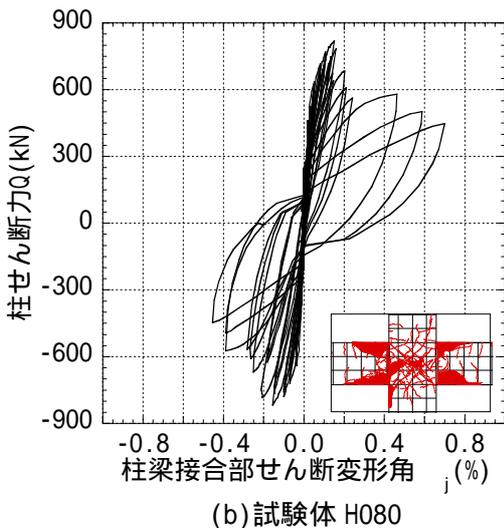
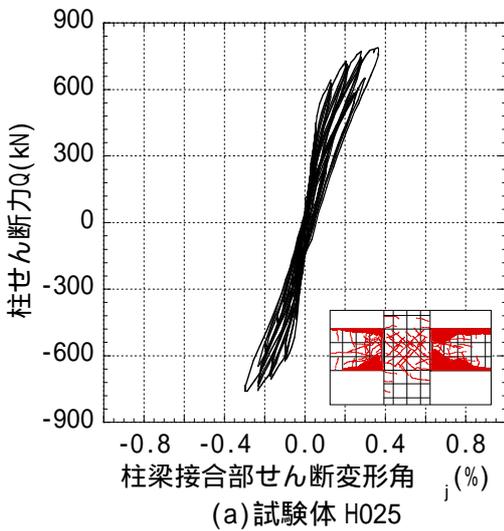


図 - 9 柱せん断力 - 柱梁接合部せん断変形角関係

表 - 7 最大せん断応力度実験値と計算値

試験体	最大せん断応力度 実験値 $v_{ju,max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断耐力計算値 $v_{ju}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$v_{ju,max} / v_{ju}$
H025	13.5	11.1(13.1)	1.21(1.03)
H080	14.1	11.1(13.1)	1.27(1.08)

( )内数値は、直交梁有りとして算出した値

## 5. まとめ

圧縮強度 60N/mm<sup>2</sup> 級のコンクリートを使用し、鋼材係数  $q_{sp}$  が 0.37 の高鋼材係数を有する圧着プレキャストプレストレストコンクリート

(PCaPC)造の梁とプレキャスト鉄筋コンクリート造柱から成る十字形試験体を用いた部分架構実験を行い、PCaPC 造梁降伏後の柱梁接合部挙動を明らかにした。実験パラメータは梁端部の塑性ヒンジ領域における横拘束補強鉄筋量とした。得られた知見を以下に述べる。

- (1) 両試験体とも梁の曲げ降伏後に、柱梁接合部のせん断破壊が生じた。この柱梁接合部破壊は、梁端部の横拘束筋比を高くした場合に顕著に見られた。
- (2) 接合部鉛直方向中央位置の水平力の釣合いにより算出したせん断入力実験値と、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型設計指針・同解説」による柱梁接合部耐力計算値はよく対応した。

## 参考文献

- 1) 岡本晴彦, 田中秀人, 太田義弘: 高強度コンクリート使用による高応力圧着接合部のせん断力伝達 その 1. 一面せん断実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.1009-1010, 2002.8
- 2) 田中秀人, 岡本晴彦, 太田義弘: 高強度コンクリート使用による高応力圧着接合部のせん断力伝達 その 2. RBSM による破壊性状評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.1011-1012, 2002.8
- 3) 建設省建築研究所他: 共同研究 PC 構造設計・施工指針の作成 最終年度(平成 10 年度)研究報告書, pp. -2-150-155, 1999.3
- 4) 深井悟: 建築構造物の耐震設計, プレストレストコンクリート, Vo.44, pp.80-89, 2002.11
- 5) 本岡順二郎, 末次宏光, 浜原正行: プレストレストコンクリート梁の弾塑性変形性状に関する実験的研究, プレストレストコンクリート, Vol.25, pp.33-47, 1983.1
- 6) 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, pp.241-255, 1997.7

## 謝辞

既往の研究成果として、日本大学助教授 浜原正行博士から貴重な引用文献 5)に関するデータを頂いたことに厚く感謝致します。