高強度鉄筋用グラウト充填式鉄筋継手を持つ PCa 柱部材の挙動と 耐力評価に関する研究

RESEARCH ON THE MECHANICAL BEHAVIOR AND FLEXURAL STRENGTH OF PRECAST CONCRETE COLUMNS USING HIGH STRENGTH GROUT-FILLED COUPLING SLEEVES

新藤 健太*, 榎谷 栄次**, 小曾根 茂雄***, 磯 健一****
*Kenta SHINDO, Eiji MAKITANI, Shigeo OZONE
and Ken-ichi ISO*

In the present study, we conducted out the flexural test of column corresponding to the first story in tigh rise frame consisted of precast concrete syructure, in order to investigate the mechanical behaviors under seismic load.

This paper aims at evaluating the ultimate flexural capacity of a precast concrete column connected by grout-filled coupling sleeves for the steel bar with high strength. By using the theory of compressive struts constituted in precast concrete column, the model on tie action and arch action is conducted and its conformity to experimental results is verified.

Keywords : *High strength materials, Grout-filled coupling sleeves, Precast concrete column, Ultimate flexural strength, Compressive strut*

高強度材料, グラウト充填式鉄筋継手, プレキャストコンクリート柱, 曲げ終局強度, 圧縮ストラット

1. はじめに

近年, 工期の短縮や, 作業環境の改善, 地球環境への配慮等の社会的背景から, 鉄筋コンクリート構造物のプレキャスト(以下PCaと略す)化が進んでいる。また高強度鉄筋およびコンクリートを用いた高層RC造建築物は, SRC造に比して建設コストの削減が期待できるため, 需要が急速に高まっている。PCa鉄筋コンクリート構造では, 鉄筋の継手が重要な要素であり, 高層RC造で用いられる高強度鉄筋を継ぐための継手の開発が急務となっている。このうちグラウト充填式鉄筋継手は溶接や重ね継手と異なり, 接合部の後打コンクリートが不要で, 鉄筋位置などの施工誤差をある程度吸収できるだけのクリアランスを持っており, 太径鉄筋にも対応できることから, 近年急速に普及している⁽¹⁾。

グラウト充填式鉄筋継手を持つPCa部材の力学的挙動についてはこれまでも数多く報告されている。しかしながら, 高強度鉄筋, 高強度コンクリートを用いた, グラウト充填式鉄筋継手を持つPCa部材の研究について報告された例は非常に少ない。既往の研究成果では, PCa部材に高強度コンクリートを用いた場合の強度増分が, 実際の曲げ挙動にどのような影響を与えるか, 十分に検討されたとは言えないのが現状である。また高強度材料を使用した, 柱部材の曲げ終局強度の評価についても, New RC の報告はあるものの, 下限

値で評価しているため, 高強度部材の耐力を適切に評価できるとは言い難い。また従来のいわゆるFiber Model についても, 特にコンクリート強度が高強度の場合, 圧縮領域におけるコンクリート圧縮強度の寄与について不明確な点が多い。

本研究は, SD490鉄筋の接合に用いられるグラウト充填式鉄筋継手を脚部に持ち, $F_c=60(\text{MPa})$ クラスの高強度コンクリートを使用したPCa柱部材の力学的特性を調べるため, 継手の有無や軸力比等を変動要因として, 曲げ破壊実験を行った。これより, 高強度材料の適用性に関し, 柱脚に剛性の大きい継手が配された場合の曲げ強度に与える影響や, 高軸力の影響等について実験結果より検証した。

また柱部材のコンクリート強度を高強度にした場合, 曲げ終局耐力は上昇することが報告されている。これは高強度コンクリートを使用した場合, 柱脚の圧縮領域に余裕度が生じ, 曲げ耐力に寄与しているものと考えられる。本研究では, 従来の普通強度を対象としたモデルでは対応しきれなかった, 高強度材料を用いたPCa柱部材の曲げ終局強度を評価するため, 圧縮ストラット・タイモデルおよびアーチモデルによって曲げ終局強度を導き, その適合性に関して, 実験結果ならびにこれまで報告された事例との検証を試みた。以下にその成果を報告する。

* ベターリビング筑波建築試験センター,
関東学院大学工学部建築学科 大学院生・工修

** 関東学院大学工学部建築学科 教授・工博

*** 東京鉄鋼技術開発センター

**** 日本国土開発技術開発研究所 工修

Tsukuba Building Test Laboratory, The Center for Better Living,
Graduate School, Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Kanto Gakuin Univ.,
M. Eng.
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Kanto Gakuin Univ., Dr. Eng.
Technical Department Section, Tokyo Tekko Co., Ltd.
Technical Research Institute, JDC Corporation, M. Eng.

2. 実験概要

2.1 試験体

本研究に用いた試験体の諸元を表1に示す。試験体はPCa試験体5体、従来型一体打試験体(以下RC試験体と略す)1体の計6体とした。試験体断面は幅 (b)×成 (D)=45×45(cm), 加力点高さ $H_s=120$ (cm)で、片持加力方式である。コンクリート圧縮強度の設定目標は $F_c=60$ (MPa), シアスパン比 $H_s/D=2.67$, 引張鉄筋比 $P_t=0.57$ (%)とした。変動要因としては、継手の有無, 軸方向応力度係数(以下軸力比と略す), 継手部せん断補強筋位置, かぶり厚とした。PCa試験体の配筋を図1に示す。

鉄筋継手は, SD490用の両端グラウト充填式スリーブ継手を使用した。打設は柱部, 基礎スタブ部とも横打にて行い, 金属型枠面同士を特に目荒らし等の処理は行わずに接合した。接合モルタル厚は10mmで, 従来の数モルタルは使用せず, 継手内のグラウトを継手下端より流入させ, 一体化する全充填一括グラウト方式とした。

2.2 加力方法・測定方法

加力は片持形式とし, 図2に示すように, オイルジャッキによって水平力と軸方向力を同時に加えた。オイルジャッキの試験体への取付に際しては, 加力位置に設置したシース管にPC鋼棒を挿入して加力治具と緊結し, 大変形時においても加力点が移動しないようにした。オイルジャッキの自重については高軸力下では無視できるため, カウンターウェイト等は設けていない。

加力サイクルは図3に示すように, 変位制御による正負交番繰返し載荷とした。引張側鉛直筋が, 材料試験による降伏ひずみに達した時の加力点での変位を δ_y とし, それぞれ 2, 4, 6, 8 倍の変位を順次載荷した。軸方向力は表1に示すように, コンクリート圧縮強度の設定目標 $F_c=60$ (MPa)に基く軸力比による一定軸力を載荷した。

測定方法は, 高感度変位計を設置し, 試験体各部の相対変位を測定した。鉛直接合筋のひずみは塑性域ワイヤーストレインゲージによって測定した。ひび割れ発生状況は, 目視により観測した。

3. 実験結果および考察

3.1 材料性状

試験体に用いた鉄筋の機械的性質を表2に, コンクリート材料性状を表3にそれぞれ示す。鉛直接合筋(主筋)にはSD490を, 帯筋にはSD785を使用した。実験時のコンクリート圧縮強度 σ_b は, それぞれ71.4~76.8(MPa)となり, 設定目標をやや上回った。

また本試験体に用いたグラウト充填式鉄筋継手の断面形状を写真1に示す。写真右が柱脚側, 左が柱頭側である。写真は, 実験終了後に柱部材内の引張側鉛直接合筋に配された継手を取り出し, 長手方向に切断したものである。部材角1/17radの大変形後の継手であるが, 抜け出し等は認められず, 緊結状態は良好であった。

3.2 破壊性状

試験体の最終破壊性状を写真2に示す。軸力比0.2のPCa試験体では, おおむね400kN近傍で試験体脚部に曲げ初ひび割れが認められ, 順次柱脚から離れた位置(上部)に曲げひび割れが発生した。発生した曲げひび割れは, 引張側主筋の位置付近から圧縮側柱脚に向かう

表1 試験体構造諸元

試験体名	継手の有無	接合モルタル厚 (mm)	軸力比 *1	せん断補強筋配筋 *2	継手部かぶり厚 (mm)	備考	
RCN-01H	—	—	0.2	一般	—	一体打	
PC-02H	○	10	0	一般	15	PCa	
PCN-03H	○		0.2		端部集中	30	PCa
PCN-04H	○					15	PCa
PCN-05H	○		0.4	一般	15	PCa	
PCN-06H	○					PCa	

幅×成: (b)×(D)=450×450(mm) 引張鉄筋比: $P_t=0.57$ (%)
 加力点高さ: $H=1200$ (mm) せん断補強筋比
 シアスパン比: $H/D=2.67$ (一般部): $P_w=1.41$ (%)
 コンクリート強度: $F_c=600$ (kgf/cm²) (継手部): $P_wj=2.26$ (%)
 *1 軸力比 $N/(bD-F_c)$ *2 継手部のせん断補強筋位置, 配筋図参照

図1 試験体配筋

図2 加力装置

図3 加力サイクル

てせん断ひび割れに移行する様子が観測された。

軸力のない試験体PC-02Hを除き、脚部の圧壊が進行した。特に軸力比の高い試験体PCN-06H、継手のないRC試験体RCN-01Hで、柱脚が大きく圧壊した。これは柱脚に剛性の高い継手を配したPCa試験体に比べ、RCN-01H試験体の場合脚部に継手のような大きな抵抗要素がなく、ほとんどの圧縮力をコンクリートのみで負担しているため、大きく圧壊したものと考えられる。また圧縮側において、主筋に沿った鉛直方向のひび割れの進展が認められた。

載荷終了後の最終破壊性状において、継手頂部付近のかぶりコンクリートが最も外側に押し出されている傾向が観察された。特に継手部かぶり厚を30mm確保した試験体PCN-04Hや、軸力比の高い試験体PCN-06Hに顕著に現れた。これは接合界面から柱成(約1D)だけ上部の引張領域に向かって、圧縮側柱底面より約45°の角度で押し上げる力が働いたものと推測される⁽²⁾。また実験後に、PCa接合面近傍を調べたところ、PCN-05H試験体の引張側鉛直接合筋1本が、継手直下で破断していることが確認された。

3.3 諸強度および荷重-変形履歴曲線

実験から得られた諸強度の一覧を表4に示す。軸力のない試験体では約80kNで、軸力比0.2の試験体では400~500kNで、軸力比0.4の試験体では約700kNでそれぞれ曲げ初ひび割れが発生した。引張側主筋の降伏荷重に大きな差は見られなかったものの、RC試験体に比してPCa試験体の方が、若干大きく発現した。これは剛性の大きい継手が柱脚に配されたためであると考えられる。

最大耐力については、RC試験体に比してPCa標準型試験体PCN-03Hで約7%の上昇が認められた(正側)。また軸力比の上昇に伴って、最大耐力も上昇することが確認された。PCN-03H試験体に比して、継手部かぶり厚を30mm確保した試験体PCN-04H、継手端部に帯筋を集中させた試験体PCN-05Hとも同等の強度性能を有していることが認められた。

最大荷重の85%まで耐力低下した時点の部材角を比較すると、RC試験体に比してPCa標準型試験体PCN-03Hは約25%の伸びが見られ、他のPCa試験体のいずれもRC試験体より靱性が向上していることが認められた。これはPCa試験体に比してRC試験体の脚部領域では継手のような大きな抵抗要素を持たないため、最大荷重以降の早い段階から圧壊が始まったことによる影響である

表2 鉄筋の機械的性質

径	位置	種類	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)	伸び率 (%)
D19	主筋	SD490	516.0	675.7	192	9.2
D13	帯筋	SD785	849.3	1045	203	12.9

表3 コンクリート材料性状

試験体名	コンクリート			グラウト		
	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)
RCN-01H	75.4	4.78	30.2	—	—	—
PC-02H	74.4	4.75	29.7	63.4	3.87	38.0
PCN-03H	76.8	4.38	31.0	78.3	4.46	43.2
PCN-04H	74.2	6.28	30.7	68.0	3.56	29.0
PCN-05H	71.4	3.07	26.6	79.0	4.01	36.0
PCN-06H	73.2	4.57	30.7	63.4	6.21	38.0

写真1 実験終了後の継手断面

写真2 最終破壊性状

と思われる。またRC試験体はPCa試験体のような接合界面を持たないため、すべりによるエネルギー吸収が少ないことも一因であると考えられる。

なお、軸力のない試験体PC-02Hを除き、正側負側の耐力に差が生じている。これは高強度コンクリートの場合引張強度が無視できず、またひび割れ形成が正負で異なるため、荷重に差が生じたものと考えられる。特に圧縮側コンクリートに圧壊が生じてからはその差が顕著になるものと思われる。軸力のない試験体では正負の差がほとんど見られなかったのに対し、軸力比の高い試験体ほど正負の耐力の差が大きくなることが認められた。

また実験によって得られた荷重-部材角履歴曲線を図4に示す。図中のX軸に対する斜線はP- δ 効果を表す。軸力のない試験体PC-02Hは、終局時に至るまで耐力の低下は見られなかった。軸力比の違いについて比較すると、軸力比が高くなるほど曲げ耐力は上昇するが、最大強度到達後の耐力低下は、P- δ 効果を考慮しても大きかった。これは軸力比が大きくなるほど、最大荷重発現以降の柱脚の圧壊が進行した影響であると考えられる。また配筋の違いについて比較すると、継手部かぶり厚を30mm確保した試験体PCN-04H、継手部帯筋を端部に集中させた試験体PCN-05Hとも、標準型試験体PCN-03Hと同等の強度および靱性を有していることが認められた。

3.4 試験体の変形量

図5に軸力比の違いによる部材角とすべり変形量比の関係を示す。ここですべり変形量比とは、高感度変位計によって測定された柱脚と基礎スタブ間の相対すべり変形量を、加力点での全体変形量で除したものである。軸力のない試験体PC-02Hは、最終サイクルまですべり変形量比は増加する傾向が見られた。これに対し、軸力比0.2の試験体PCN-03H、05Hは、 10×10^{-3} rad付近まで徐々にすべり変形量比が増大し、それ以降は最終サイクルまでほぼ5%と一定の値を示した。また軸力比0.4の試験体PCN-06Hでは、 10×10^{-3} rad付近まですべり変形量比が増加した後、 15×10^{-3} rad付近をピークとして、最終サイクルまですべり変形量比は逆に減少した。これは、高強度コンクリートを用いた柱の場合、普通強度に比して高軸力となることから、接合モルタル界面の摩擦が非常に大きくなり、それによって柱脚のすべり変形が抑制されるためであると考えられる。総じて軸力比が高くなるほど、すべり変形量比は低くなる傾向が認められた。

またRCN-01H、PCN-03H試験体の、正側における、全体変形に占める各変形要素の割合を図6に示す。このうち回転による変形は、引張側主筋の抜け出しによる目開き量と圧縮側コンクリートの圧壊による縮み量の和にアーム長さを除して検出し、すべり変形は

表4 諸強度一覧

試験体		曲げ初 ひび割れ 荷重 (部材角) kN ($\times 10^{-3}$ rad)	曲げせん断 ひび割れ 荷重 (部材角) kN ($\times 10^{-3}$ rad)	鉛直筋 降伏強度 荷重 (部材角) kN ($\times 10^{-3}$ rad)	最大強度 荷重 (部材角) kN ($\times 10^{-3}$ rad)	85%耐力 低下時 荷重 (部材角) kN ($\times 10^{-3}$ rad)
RCN-01H	正	477 (2.2)	558 (3.1)	552 (5.9)	616 (10.4)	519 (15.8)
	負	296 (-1.1)	441 (-2.9)	—	532 (-11.4)	432 (-16.1)
PC-02H	正	80.4 (1.0)	194 (5.9)	143 (3.0)	280 (51.9)	—
	負	70.6 (-0.94)	200 (-5.0)	—	292 (-52.0)	—
PCN-03H	正	416 (1.4)	549 (4.4)	573 (4.9)	658 (8.87)	557 (19.6)
	負	245 (-0.95)	431 (-4.4)	—	515 (-9.31)	433 (-19.6)
PCN-04H	正	394 (1.7)	530 (3.6)	611 (6.5)	651 (8.78)	551 (17.2)
	負	294 (-2.0)	468 (-4.8)	—	549 (-11.5)	456 (-18.5)
PCN-05H	正	424 (2.3)	559 (5.5)	579 (7.1)	620 (11.2)	520 (21.3)
	負	319 (-2.5)	441 (-5.8)	—	511 (-11.2)	426 (-23.0)
PCN-06H	正	692 (2.8)	951 (15.1)	936 (7.5)	951 (9.72)	857 (15.3)
	負	438 (-3.6)	647 (-15.1)	—	648 (-8.72)	551 (-13.9)

図4 荷重-部材角履歴曲線

図5 部材角とすべり変形量比の関係

柱脚部と基礎スタブ間の相対すべり量より検出した。その結果、PCa試験体PCN-03Hは、変形の進行に伴ってせん断変形の比が減少し、逆に脚部の目開きによる回転変形の比が増大する傾向が認められた。一方、RC試験体RCN-01Hでは、微小変形時を除き、変形の大半は曲げ変形比で占められ、徐々に増加する傾向が見られた。それに伴い、せん断変形の比、回転変形の比ともわずかに減少する

傾向が認められた。これは、PCa試験体においては、脚部に剛性の高い継手が配されているために、終局時まで圧壊が進むことなく柱部分が回転をしたためであると考えられる。一方RC試験体では、変形の進行に伴って脚部の圧壊が進展し、また接合界面がないため柱底面以上部の曲げひび割れが進行したことから、終局時においては全体変形の大部分が曲げによる変形で占められたものと考えられる。すべりによる変形比は微少であった。

3.5 等価粘性減衰定数

試験体の復元力特性を調べるため、等価粘性減衰定数 h_e を算出した。部材角との関係を図7に示す。PCa標準型試験体PCN-03Hは、RC試験体RCN-01Hに比して h_e の値が大きく発現した。これは柱脚に継手を配したことにより、脚部の剛性が上昇し、圧壊が抑制されたためであると考えられる。また配筋の違いによる影響はほとんど見られなかったが、PCN-05Hの初期(15×10^{-3} rad)に h_e の値がやや大きかった。これは継手端部にせん断補強筋を集約させたことにより、継手部近傍の帯筋比も若干上昇しているため、エネルギー吸収が向上したことによるものと推測される。

4. 曲げ・せん断抵抗機構

4.1 曲げ・せん断抵抗モデル

PCa柱に圧縮軸力と曲げモーメントが作用するとき、部材内には曲げ・せん断抵抗機構が形成される。この部材内に生じる抵抗機構についてモデル化を行うため、光弾性手法によって部材内に働く応力状態を検証した。試験体形状は、3mm厚の2枚のエポキシ樹脂板合わせ面にそれぞれ半円形の溝を掘り、直径1mmの銅線による接合筋を引張側に、柱頭柱脚側各1本ずつ挿入した後、透明なエポキシ系接着剤にて貼り合わせた。PCa部材であることから、上下スタブと柱間は銅線のみによって緊結され、いずれも縁は切れている。加力の本論における曲げせん断抵抗モデルが片持加力方式に限定している訳ではないこと、また主応力状態を求めやすいことから、逆対称モーメントが生じるよう加力した。逆対称加力に際し、上下スタブが平行に移動するよう、プレートによってスタブ間を拘束した。1/4波長板を取り外した透過型の平行光束光弾性装置を用い、5~10°ごとに偏光板を回転させて生じた等傾線縞を撮影し、重ね合わせた等傾線図を図8(a)に示す。線に付せられた数値は偏光板の角度を示す。さらに等傾線図より主応力方向を導き、連続する線として処理をし、求められた主応力線図は図8(b)のように表わされる⁽³⁾。

その結果、柱脚部の領域で発生した曲げひび割れは主応力線に沿って進展し、ひび割れ間に圧縮ストラットが形成され、曲げモーメントに抵抗している様子が観測された。最終破壊性状において、継手部かぶり厚30mmのPCN-04Hや軸力比の大きいPCN-06H試験体で、継手頂部付近が外側に押し出されていることから、圧縮ストラットが生じていることが推察される⁽²⁾。また上下の圧縮領域を結ぶように、アーチに対応する圧縮ストラットが形成され、軸方向力に対応している様子も観測された。いずれの圧縮ストラットも両端の圧縮領域にて面積が小さく(狭く)なっているが、これは主応力線図に対応しているためで、圧縮領域での内部応力の上昇を意味する。

図6 各変形要素の比

図7 部材角と等価粘性減衰定数の関係

図8 光弾性実験による圧縮ストラットの形成に関する検証

このように、PCa柱部材に圧縮軸力と曲げモーメントが作用するとき、引張主筋と中間筋の降伏合力と釣り合った、圧縮ストラットによる抵抗機構が形成されるものと考えられる。ここでは、図9(a)に示される圧縮ストラットモデルを用いて、以下に解析を行う。

4.2 圧縮ストラット-タイ作用

部材の端部に配筋された主筋および中間筋の引張力 T_t , T_m がそれぞれ降伏に達すると、部材内では概ね材端から部材成Dだけ離れた引張領域から、材端部の圧縮領域にかけて、主筋および中間筋の引張力と釣り合いを保つ圧縮ストラットが形成されるものと考えられる(図9(b))。通常、いわゆるせん断破壊メカニズムにおけるトラス作用の場合、トラス筋(引張側主筋)は未降伏の状態であるためその影響が小さく評価の対象とはならないが、本論では曲げせん断破壊メカニズムにおいて主筋および中間筋(タイ)の降伏後を前提としている点で、終局強度型耐震設計指針に表されるせん断設計式と大きく異なる。このため本論では、タイと圧縮ストラットの釣り合いに関し、圧縮ストラット-タイ作用と呼ぶ。

この圧縮ストラットにおいて、部材端の圧縮領域に接合し、材軸との傾斜角 ϕ をもつ帯状ストラット部では、圧縮応力度 σ_t とせん断応力 τ_t が作用しているが、ここでは σ_t が卓越している。一方、部材端の圧縮領域では、垂直応力 σ_x 、 σ_y およびせん断応力 τ_{xy} の直交系の平面応力場を構成する。この両者は、次式によって関係づけられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_t \sin^2 \phi - 2 \tau_t \sin \phi \cos \phi \\ \sigma_y &= \sigma_t \cos^2 \phi + 2 \tau_t \sin \phi \cos \phi \\ \tau_{xy} &= \sigma_t \sin \phi \cos \phi - \tau_t (\cos^2 \phi - \sin^2 \phi) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

上式の第1式および第2式において、 $\sigma_x = 0$ 、 $\sigma_y = \beta_t \sigma_B$ とおくと、圧縮ストラットに生じる垂直応力度 σ_t は次式で与えられる。

$$\sigma_t = \sigma_y = \beta_t \sigma_B \quad (2)$$

またせん断伝達能力を Q_t とおき、 $\tau_{xy} = Q_t / kbD$ で表す。ここで k は柱成Dに対する圧縮領域係数を示す。また $\tau_t = 0$ と仮定し、 $\sin \phi = \frac{\tan \phi}{\sqrt{1 + \tan^2 \phi}}$ 、 $\cos \phi = \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2 \phi}}$ の関係を用い、さらにタイ作用による圧縮ストラットの傾き ϕ は余り大きくないと考えられるので $\tan^2 \phi \approx 0$ と仮定すれば、(1)式の第3式は次式のように表される。

$$\tau_{xy} = \frac{Q_t}{kbD} = \sigma_t \tan \phi \quad (3)$$

(2)式を(3)式に代入すると、せん断伝達能力 Q_t は、次式のように導かれる。

$$Q_t = \beta_t k b D \cdot \sigma_B \cdot \tan \phi \quad (4)$$

いま、部材端部における主筋および中間筋の降伏引張力 T_t , T_m と、コンクリートの圧縮合力 C_t のつり合い式: $C_t = T_t + \sum T_m$ から、次式が得られる。

$$\beta_t k b D \cdot \sigma_B = a_t \sigma_y + \gamma \sum a_m \cdot \sigma_y \quad (5)$$

ここで、 a_t , a_m は、それぞれ主筋および中間筋の断面積で、中間筋は主筋間に配筋された全ての鉄筋を対象とする。ここでは高強度コンクリートを対象としているために圧縮域における鉄筋コンクリートの圧縮合力が大きくなり、それに比して鉄筋の圧縮合力は小さいことから圧縮鉄筋の応力は無視した。 σ_y は鉄筋の降伏点強度を、 γ は有効係数をそれぞれ示す。

(5)式を(4)式に代入し、図9(b)から、 $\tan \phi = \xi \cdot \frac{D}{H_s}$ を用いると、せん断伝達能力 Q_t は、次式で与えられる。

$$Q_t = \xi (a_t \sigma_y + \gamma \sum a_m \cdot \sigma_y) \frac{D}{H_s} \quad (6)$$

図9 圧縮ストラットによる曲げ・せん断抵抗機構

ここで H_s は柱全長 H の $1/2$ に相当するシアスパン長で、 H_s/D はシアスパン比をそれぞれ示す。または見掛け上の摩擦係数を意味する。

4.3 アーチ作用

軸方向力 N とせん断力 Q_{an} を受けた部材には、図9(c)に示すように、部材端の圧縮領域に向かって、材軸と θ の傾斜角をもつ帯状の圧縮ストラットが形成される。この圧縮ストラットには、垂直応力度 σ_{an} とせん断応力度 τ_{an} が作用する。また圧縮ストラットが接合する部材端の圧縮領域では、垂直応力度 σ_x 、 σ_y およびせん断応力度 τ_{xy} の応力場を構成している。この両者の間には、タイ作用の場合と同じ関係が成り立つので、(1)式を用い、 $\sigma_x=0$ 、 $\sigma_y=\frac{N}{kbD}$ の関係から次式が成り立つ。

$$\frac{N}{kbD} = \sigma_{an} \quad (7)$$

また(1)式より、圧縮ストラットによるせん断伝達能力を Q_{an} とおき、 $\tau_{xy}=Q_{an}/kbD$ 、および $\tau_{an}=0$ とおくと、次のように導かれる。

$$\frac{Q_{an}}{kbD} = \sigma_{an} \tan \theta \quad (8)$$

上式に、図9(c)から求めた $\tan \theta = D(1-k)/H$ と(7)式を代入し、パラメーター k に対して σ_{an} がコンクリート圧縮強度 σ_B に達したときの上限值を適用すると、せん断伝達能力 Q_{an} は次式で与えられる。

$$Q_{an} = \frac{D}{H} (1-\eta) N \quad (9)$$

ここで、 $\eta = N/(bD\sigma_B)$ で、 $(1-\eta)/2$ は見掛け上の摩擦係数を示す。

次に高強度コンクリートの場合、圧縮強度に対して圧縮余裕度が生じるため、部材内には図9(d)に示すように、このコンクリート圧縮力による等価軸方向力 $\beta_c \cdot N$ に相当する付加的な圧縮ストラットが形成される。この圧縮ストラットには、垂直応力度 σ_{ac} とせん断応力度 τ_{ac} が作用するが、これらの応力度と部材端部の圧縮領域における応力場 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} との間の関係は、(1)式と同じ形で書き表される。ここで $\sigma_x=0$ 、 $\sigma_y=\sigma_{ac}=\beta_c\sigma_B$ 、 $\tau_{xy}=Q_{ac}/kbD$ とおき、 $\eta=N/(bD\sigma_B)$ の前述の結果を用いると、せん断伝達能力 Q_{ac} は次式のように導かれる。

$$Q_{ac} = \frac{D}{H} \beta_c (1-\eta) N \quad (10)$$

これより、アーチ作用によるせん断伝達能力 Q_a は、(9)および(10)式の累加式として、次のように与えられる。

$$Q_a = \frac{D}{H} (1+\beta_c) (1-\eta) N \quad (11)$$

(11)式は、(9)式に対して、 β_c による見掛け上の摩擦力が増加したことを示している。

図10 短柱の軸圧縮抵抗要素

表5 算定結果一覧

試験体名	実験値 最大強度 eQ_u (kN)	算定値				実験値/ 算定値
		タイ作用 主筋 (kN)	アーチ作用 中間筋 (kN)	アーチ作用 c Q_{ua} (kN)	計 c Q_u (kN)	
RCN-01H	616	166.4	41.6	413.9	622	0.99
PC-02H	292	166.4	41.6	0	208	1.40
PCN-03H	658	166.4	41.6	415.6	624	1.05
PCN-04H	651	166.4	41.6	413.1	621	1.05
PCN-05H	620	166.4	41.6	410.0	618	1.00
PCN-06H	951	166.4	41.6	661.6	870	1.09

図11 算定値一覧

図12 実験値と算定値の比較

図13 コンクリート圧縮強度の分布

(a) 本論提案式 算定値 cQ_u (kN)

(b) 多段配筋式 算定値 cQ_u (kN)

図14 実験値と算定値の比較

4.4 諸係数の仮定

圧縮ストラットによる、タイ作用およびアーチ作用から導かれたせん断伝達能力評価式に含まれるパラメーター ξ 、 γ および β_c は、以下のように仮定される。パラメーター ξ は、接合界面におけるせん断摩擦係数に相当すると考えると、 $\xi = \tan \phi$ で与えられる。ここで、内部摩擦角 ϕ は、コンクリートの打継ぎ部に対するJohansenの実験⁽⁴⁾から、 37° の値を採用する。これより、 $\xi = 0.75$ が得られる。

パラメーター γ は、主筋の引張力に対する中間鉄筋の引張力の比、いわゆる中間鉄筋の効果係数を意味する。この効果係数は、中間鉄筋が全て降伏点に達し⁽⁵⁾、圧縮合力から鉄筋までの距離に比例すると仮定すると、主筋までの距離に対する中間鉄筋までの距離の比を計算すると、その比の平均値はおおむね0.5に等しくなる。

パラメーター β_c は、圧縮ストラット-タイ作用において、コンクリートの引張抵抗を無視しているために、アーチ作用によってコンクリートの有効部分が増加したと考えれば、コンクリートの圧縮強度のおよそ1/10に相当するとの仮定が得られる。既往の研究から高強度コンクリートを用いた部材実験の引張強度は、圧縮強度の約7%程度となっている⁽⁷⁾⁻⁽¹⁰⁾ことから、本論文では $\beta_c = 0.07$ とした。

圧縮断面域における圧縮応力ブロック β は、 β_t 、 β_n および β_c の総和で与えられるが、これらの係数の総和はおおむね2.0に等しくなる。これは、せん断伝達能力における圧縮強度が、コンクリートシリンダーの一軸圧縮強度の2倍にも達することを示す。グラウト充填式スリーブ継手を有する短柱の圧縮試験によると、図10に示すように横補強筋の拘束効果によって、コアコンクリートの圧縮強度は、コンクリートシリンダーの一軸圧縮強度の2倍以上になることが確認された⁽⁶⁾。これより、圧縮応力に対して仮定した値は、実状に即しているものと考えられる。

4.5 全せん断伝達能力

以上、得られたタイ作用およびアーチ作用によるせん断伝達能力を累加した値が、曲げせん断部材降伏時の全せん断伝達能力となる。したがって、(6)式と(11)式から、次式が与えられる。

$$Q_{UB} = \frac{D}{H_s} \left\{ \xi (2t \sigma_y + \gamma \sum a_m \sigma_y) + \frac{1}{2} (1 + \beta_c) (1 - \eta) N \right\} \quad (12)$$

また、上式は次のように無次元化した形でも表現することができる。

$$\tau_{UB} = \frac{D}{H_s} \left\{ \xi (q_t + \gamma \sum q_m) + \frac{1}{2} (1 + \beta_c) \eta (1 - \eta) \right\} \quad (13)$$

ここで、 $\tau_{UB} = Q_{UB} / bD \sigma_B$ 、 $\eta = N / bD \sigma_B$ 、 $q_t = 2t \sigma_y / bD \sigma_B$ 、 $q_m = a_m \sigma_y / bD \sigma_B$ である。

(14)式において、 τ_{UB} は $\eta = 0.5$ のとき最大値をとり、次式で与えられる。

$$\tau_{UB}^* = \frac{D}{H_s} \left\{ \xi (q_t + \gamma \sum q_m) + 0.125 (1 + \beta_c) \right\} \quad (14)$$

軸力比の最大値は、次式で与えられる。

$$\eta_{max} = 1 + (2q_t + \sum q_m) \quad (15)$$

したがって、 $0.5 < \eta \leq \eta_{max}$ に対しては、 τ_{UB} を1次式で与えると、次のように書き表される。

$$\tau_{UB}^* = \frac{\eta_{max} - \eta}{\eta_{max} - 0.5} \times \tau_{UB}^* \quad (16)$$

軸方向力が引張力の場合、 η の最小値は次式で与えられる。

$$\eta_{min} = 2q_t + \sum q_m \quad (17)$$

これより、 $0 < \eta \leq \eta_{min}$ における τ_{UB} は次のように得られる。

$$\tau_{UB}^* = \frac{D}{H_s} (q_t + \gamma \sum q_m) \left(1 - \frac{\eta}{\eta_{min}} \right) \quad (18)$$

4.6 評価式の実験結果に対する適応性の検証

(12)式によって得られた算定結果の内訳を表-5ならびに図11に示す。本評価式はコンクリート強度が高強度の場合圧縮力に余裕度が生じ、曲げ耐力に寄与するとの観点から、この軸力に相当するコンクリート強度の増分が、アーチ効果による評価に付加される点で、既往の耐力評価式とは異なるのが特徴である。算定値は、圧縮ストラット-タイ作用負担分とアーチ作用負担分の累加によって示され、タイ作用負担分は、さらに引張側主筋と中間鉄筋負担分に分離できる。その結果、軸力比0.2の試験体の圧縮ストラット-タイ作用負担分は約35%で、アーチ作用負担分は約65%だった。軸力比0.4の試験体ではタイ作用負担分は約25%で、アーチ作用負担分は約75%だった。軸力比の増大に伴って、アーチ作用負担分が上昇する結果になっている。圧縮ストラット-タイ作用負担分のうち、中間鉄筋の負担分は約20%であった。

また本実験における算定値と実験値の比較を図-12に示す。実験値に対する算定値の比は、軸力のある試験体では0.99~1.09に分布しており、適切に評価されていることがわかる。軸力のない試験体は過小評価の傾向が見られた。相関係数は0.99であった。

図15 実験値/算定値と σ_B の関係

同様に、継手を持つ高強度PCa柱に関する既往の実験結果についても検証した⁽²⁾⁽⁷⁾⁻⁽¹³⁾。ここでは実験時のコンクリート強度が30(MPa)以上を高強度コンクリートと定義し、検討の対象とした。サンプリングした供試体のコンクリート圧縮強度の分布を図-13に示す。これらの強度は30~90(MPa)に分布し、圧縮強度の平均は57.0(MPa)であった。(12)式による算定値と実験値の関係を図14(a)に、比較のため曲げ終局強度の多段配筋式(New RC式)⁽¹⁴⁾による算定値と実験値の関係を図14(b)にそれぞれ示す。図中、白抜き印の記号はPCa試験体を、黒塗りの記号はRC試験体を示す。曲げ耐力の算定式としては、このほかに日本建築学会の曲げ終局強度算定式⁽¹⁵⁾があるが、中間筋を考慮せず過小評価となるためここでは比較の対象外とした。

その結果、両式ともほとんどの試験体が±20%以内に存在しており、実験値を良好に評価できることが認められた。両式とも、実験値に対する算定値の比が0.8を下回った供試体は、RC試験体(■★印)か、破壊モードがやや異なる曲げせん断破壊型の試験体(☆印)であった。相関係数については、New RC(多段配筋)式が0.926であるのに対し、本提案式は0.951と若干高くなった。また本提案式は、曲げ耐力が低く発現した供試体から高い供試体まで比較的均等に分布したのに対し、New RC式では曲げ耐力が低く発現した供試体はやや過小に評価され、高く発現した供試体はやや過大に評価される傾向が認められた。

そこで両式の実験値/算定値の比とコンクリート強度との関係を表したものが図15である。(a)は本提案式、(b)はNew RC式となっている。その結果、本提案式は実験値/算定値の比がほぼ0.8~1.2の間に分散しているの比べ、New RC式はほとんどの試験体が1.0以上に分布し、下限式であるとの傾向が確認された。しかしNew RC式は供試体ごとのばらつきが大きくなり、コンクリート強度の低い試験体では過小に、コンクリート強度の高い試験体では過大にそれぞれ評価される傾向が認められ、図中においてやや左上から右下に分布している様子が見られた。よって、本論文における曲げ強度評価式は、高強度鉄筋および高強度コンクリートを用いたPCa柱の曲げ終局耐力を評価する上で有効であるとの見識を得た。

5. まとめ

高強度鉄筋用グラウト充填式鉄筋継手を脚部に持つPCa柱の曲げ破壊実験を行い、曲げ終局耐力について比較検討した結果、以下の知見を得た。

- (1) PCa標準型の試験体PCN-03Hは、RC試験体RCN-01Hに比して約7%の耐力の上昇が認められ、RC試験体と同等以上の構造性能を有することが認められた。
- (2) 軸力比の上昇に伴い最大耐力は上昇するが、最大荷重到達以降の耐力低下も大きかった。
- (3) 継手部かぶり厚を30mm確保した試験体PCN-04H、継手端部に帯筋を集中させた試験体PCN-05Hとも、PCa標準型試験体PCN-03Hと同等の構造性能を有することが認められた。
- (4) コンクリート強度が高強度の場合、コンクリート強度上昇分が曲げ終局強度に寄与するとの観点から、圧縮ストラットによるモ

デル化を行い、実験結果と比較した。その結果、いずれの試験体も適切に評価できることが認められた。軸力比0.2の試験体では圧縮ストラットタイ作用負担分が約1/3を占め、そのうち中間筋負担分は約20%程度であった。また軸力比が上昇すると算定値のアーチ作用負担分は増大し、実験結果と良く適合した。

(5) 本論文における提案式の汎用性について、高強度材料を用いた同様の実験結果からその適合性について検証し、既往の曲げ強度式と適応性について比較した。その結果、本提案式は継手を持つ高強度PCa柱についての同様の実験結果に対し、曲げ終局耐力を良好に評価できることが認められた。また既往の多段配筋式(New RC式)とその適応性について比較した結果、New RC式はコンクリート強度が比較的低いまたは高い試験体でやや評価にばらつきが認められたのに対し、本提案式は少なくともコンクリート強度30~90(MPa)の範囲においては実験結果に良く対応し、高強度PCa柱の曲げ終局耐力評価に有効であることが認められた。

【参考文献】

- (1) 林芳尚, 鈴木計夫ほか: グラウト充填式鉄筋継手に関する研究の動向, コンクリート工学, Vol.34, No.4, pp.15-23, 1996.4
- (2) 横谷栄次, 王功ほか: 高強度鉄筋用機械式継手を有するPCa部材の力学的挙動に関する研究, 日本建築学会構造工學論文集, Vol.40B, pp.303-313, 1994.3
- (3) 高橋實, 澤芳昭ほか共著: フォトメカニクス-光学的手法による応力ひずみならびに変形の解析, 山海堂, 1996.8
- (4) W. F. Chen, (色部誠, 何角誠, 安達洋監理), コンクリート構造物の塑性解析, 丸善, 1985
- (5) 張瑜中, 横谷栄次ほか: 多段配筋を持つRC部材の曲げ挙動に関する基礎的研究(その1.曲げ破壊実験の結果)(その2.多段配筋の曲げ抵抗機構), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-2, 構造IV, pp. 299-302, 1997.9
- (6) 新藤健太, 横谷栄次ほか: グラウト充填式鉄筋継手を持つRC短柱の圧縮抵抗に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp. 307-308, 1998.9
- (7) 塩川真, 笠松照親ほか: 超高層RCプレキャスト工法の開発(その3.柱部材実験の概要)(その4.実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2, 構造IV, pp.5-8, 1996.9
- (8) 筏井文隆, 小林克巳ほか: 高強度鉄筋に用いるモルタル充填式継手の実用化に関する研究(その2.PCa柱部材の変形性能に関する研究), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-2, 構造IV, pp.143-144, 1997.9
- (9) 金川基, 笠松照親ほか: 中高層RCプレキャスト工法の開発(柱部材実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-2, 構造IV, pp.145-146, 1997.9
- (10) 内田健一朗ほか: 高強度プレキャストコンクリート柱に関する実験的研究(その1.実験概要および破壊性状)(その2.耐力および変形性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2, 構造IV, pp. 9-12, 1996.9
- (11) 小澤健一, 横谷栄次ほか: モルタル充填式スリーブ継手を用いたPCa部材の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.301-306, 1994.6
- (12) 新藤健太, 横谷栄次ほか: 多段配筋を有するPCa柱部材の曲げ終局強度に関する研究(その1.曲げ-せん断抵抗機構)(その2.実験結果との検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-2, 構造IV, pp. 131-134, 1997.9
- (13) 藤田将輝, 松崎育弘ほか: 高軸力を受けるモルタル充填式鉄筋継手を有したプレキャスト柱材の構造特性に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.2, pp.601-606, 1998.7
- (14) 建築物の構造規定-建築基準法施行令第3章の解説と運用, 日本建築センター, 1997.12
- (15) 鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説, 日本建築学会, 1995

(本報告の一部は、日本建築学会1997年度大会(関東)にて発表した)

(1998年3月16日原稿受理, 1998年9月29日採用決定)