外殻 PCa 柱を用いたアウトフレーム柱梁接合部の構造特性に関する研究

A STUDY ON STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF OUTER FRAME BEAM-COLUMN JOINT USING PRECAST CONCRETE SHELL R/C COLUMN

細矢 博 —*1 岡 靖弘 —*2

Hiroshi HOSOYA —*1 Yasuhiro OKA —*2

キーワード：
鉄筋コンクリート、アウトフレーム、逆梁、柱梁接合部、外殻 PCa、構造特性

Keywords：
Reinforced concrete, Outer frame, Reverse beam, Beam-column joint, Precast concrete shell, Structural characteristic

When a reverse beam and regular beam are adopted as a beam in an outer frame construction, the stress exerted during an earthquake in the beam-column joint is complex. The performance of the beam-column joint can change when a PCa concrete shell is used as the column and the PCa concrete shell is extended to the panel zone of the beam-column joint. Therefore, loading tests of three-dimensional beam-column joints were carried out and structural characteristics were examined. The results confirmed that the Q-R curves show excellent energy absorption and ductility properties. The ACI equation evaluates the maximum strengths with good accuracy. If each reverse beam and regular beam's direction is examined separately, even under bi-directional loading, it is possible to design for shear stress in any direction on the safety side.

1. はじめに

近年、高層集合住宅などでは、アウトフレーム架構形式を採用するケースが増加している。この架構形式では、図-1に示すように、桁行方向は逆梁、直交する方向は順梁とすることが多いが、柱に取り付く逆梁と順梁の位置は高低差があるため、地震時には、柱梁接合部は複雑な応力状態になる。一方、高層建物の建設に際しては、プレキャスト（以下PCaと記す）化がなされ、柱や梁がPCaで構築される場合が多いが、このうち、柱に外殻PCaを用いるときには、接合部まで下柱の外殻PCaが延長されパネルゾーンを覆うケースがあり、柱梁接合部の挙動に影響を与える可能性がある。

この条件下で、柱逆梁・順梁接合部がどのような構造特性を有しているのか実験的に検討された例は極めて少ない。そこで、本報告では、外柱逆梁・順梁接合部と隅柱逆梁・順梁接合部の立体部分架構試験体に対して加力実験を行い、構造特性を検討した。

図-1 アウトフレーム架構

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に、形状、寸法を図-2に、配筋を図-3に示す。また、外殻PCaのシアコッター断面を図-4に示す。試験体は2体で、超高層建物の中層階の外部に面した部分架構を想定しており、1体は逆梁と片側の直交順梁を有する十字形柱梁接合部試験体、他の1体は片側の逆梁と片側の直交順梁を有するト字形柱梁

表-1 試験体諸元

試験体名		No.1	No.2
試験体形状		十字形	ト字形
(桁行方向)	コンクリート強度	F_c (N/mm ²)	
	梁幅×梁成	$B_b \times D_b$ (mm)	
	スパン	L (mm)	
	内法スパン	L_{bo} (mm)	
	主筋	上端筋, 種別	
		下端筋, 種別	
	せん断補強筋	本数, 径, 種別, ピッチ (mm)	
		P_w (%)	
(桁行直交方向)	コンクリート強度	F_c (N/mm ²)	
	梁幅×梁成	$B_b \times D_b$ (mm)	
	スパン	L (mm)	
	内法スパン	L_{bo} (mm)	
	主筋	上端筋, 種別	
		下端筋, 種別	
	せん断補強筋	本数, 径, 種別, ピッチ (mm)	
		P_w (%)	
柱	コンクリート強度	F_c (N/mm ²)	
	柱幅×柱成	$B_c \times D_c$ (mm)	
	階高さ	h_c (mm)	
	内法高さ	h_{co} (mm)	
	主筋	本数, 径, 種別	
	せん断補強筋	本数, 径, 種別, ピッチ (mm)	
		P_w (%)	
接合部	せん断補強筋	本数, 径, 種別, ピッチ (mm)	4-D6 (SD685) @50
		P_w (%)	0.34
	桁行方向梁主筋	上端筋	接合部中央に機械式継手
	継手又は定着部	下端筋	機械式定着板
	桁行直交方向梁	上端筋	機械式定着板
	主筋定着部	下端筋	機械式定着板
	軸力比	η	0.2
	軸力(= $\eta F_c B_c D_c$)	N (kN)	1944

*1 ㈱奥村組技術研究所 博士(工学)
(〒300-2612 つくば市大砂387)

*2 ㈱奥村組東京支社

*1 Technical Research Institute, Okumura Corporation, Dr. Eng.

*2 Tokyo Branch, Okumura Corporation

図-2 試験体形状・寸法

図-3(1) 試験体配筋(試験体 No.1)

図-4 外殻 PCa シアコッター

図-3(2) 試験体配筋(試験体 No.1)

接合部試験体である。試験体の梁断面は、逆梁では $B_b \times D_b = 33\text{cm} \times 45\text{cm}$ 、順梁では $B_b \times D_b = 32\text{cm} \times 42\text{cm}$ 、柱断面は $B_c \times D_c = 45\text{cm} \times 45\text{cm}$ である。逆梁の内法シアスパン比(M/QD)は2.89、順梁の内法シアスパン比は3.33、柱の内法シアスパン比は1.22である。2体の試験体はともに梁曲げ降伏先行型に計画している。

十字形試験体No.1の逆梁の主筋は、上端筋、下端筋とも柱梁接合部中央位置で機械式継手を用いて継いでいる。順梁主筋は、機械式定着板を用いて接合部内に定着している。また、ト字形試験体No.2の逆梁および順梁の主筋も、機械式定着板を用いて定着している。

部分架構を構成する上柱、下柱には外殻PCaを用いている。外部側に面する接合部パネルゾーンのかぶりコンクリート部分には、この下柱の外殻PCaを延長している。これら外殻PCaは流し込み成形により製作され、内側表面には図-4に示す矩形および円形のシアコッターが設けられている。

逆梁、順梁、接合部ならびに柱に用いた外殻PCaの中空部には、通常の流し込み打設によりコンクリートを打ち込み一体化した。

2.2 使用材料

(1) コンクリート

コンクリート材料試験結果を表-2に示す。逆梁、順梁、接合部、ならびに柱外殻PCaの中空部に打設した後打ちコンクリートの設計基準強度 F_c は 48N/mm^2 である。一方、柱外殻PCaのコンクリート

の設計基準強度 F_c は 63N/mm^2 である。

柱外殻PCa、梁、接合部および柱中空部に打設したコンクリートの粗骨材には最大粒径が13mmの砕石を用いた。

(2) 鉄筋

鉄筋の材料試験結果を表-3に示す。柱主筋および梁主筋にはD19(SD490)を用いた。横補強筋には、柱、梁および接合部ともD6(SD685)を用いた。また、柱梁接合部パネルゾーンのかぶりコンクリート部分(外殻PCaの延長部分)の補強筋にはD6(SD295)を用いた。

2.3 加力方法

加力装置を図-5に、加力経路を図-6に、加力スケジュールを図-7に示す。柱の反曲点位置をピン・ローラで支持し、梁の反曲点位置に油圧ジャッキを取り付け、図-6、7の加力経路および加力スケジュールに従い、梁の全体変形を制御しながら、2方向の正負交番漸増繰返し加力を行った。その加力サイクルとしては、各方向とも、層間変形角で $R = \pm(5, 10, 20, 30, 40) \times 10^{-3}\text{rad}$ を各2回ずつ繰り返した。このとき、図-7の加力スケジュールに示すように、逆梁と順梁とは、各層間変形角ごとに、正方向または負方向の変位のピークが必ず同時期に経験するようにしている。その後、11サイクルとして、 $R = +100 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで片押しした。

軸力としては、軸力比($\eta = N/(F_c B_c D_c)$)にして0.2に相当する一定軸力を試験体頂部から油圧ジャッキにより加力した。

表-2 コンクリート材料試験値

部位	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ度 ϵ_{co} ($\times 10^{-6}$)	ヤング 係数 E_c (kN/mm^2)	引張強度 σ_t (N/mm^2)
十字形 試験体	下柱, 接合部, 梁	51.7	2310	34.9
	上柱	53.2	2400	35.5
	外殻PCa	58.0	2510	34.7
ト字形 試験体	下柱, 接合部, 梁	49.9	2390	30.9
	上柱	47.7	2270	30.0
	外殻PCa	69.0	2960	33.5

表-3 鉄筋材料試験値

部位	呼び名	記号の 種類	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	降伏 ひずみ度 ($\times 10^{-6}$)
十字形 試験体	柱主筋, 梁主筋	D19	SD490	540	680
	横補強筋	D6	SD685	655	876
	接合部補強筋	D6	SD295	337	496
ト字形 試験体	柱主筋, 梁主筋	D19	SD490	513	671
	横補強筋	D6	SD685	693	948
	接合部補強筋	D6	SD295	368	523

図-5 加力装置

図-6 各層間変形角ごと(2サイクルごと)の加力経路

図-7 加力スケジュール

3. 実験結果

3.1 ひび割れ状況および破壊形式

最終サイクル後のひび割れ状況を図-8に示す。また、外部側の接合部パネルの剥離状況を写真-1に示す。十字形試験体 No.1 では、逆梁、順梁とも、 $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$ までに曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れが発生し、進展・拡大した。 $R=20 \times 10^{-3} \sim 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ で逆梁端部の曲げひび割れが急激に拡大し、降伏ヒンジが形成された。一方、逆梁外部側の接合部パネル（外殻 PCa の延長部）では、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ までに微細なせん断ひび割れが発生したものの、その後さほど拡大しなかった。これは、接合部パネルの外殻 PCa の内側表面に設けられたシアコッターの面積比は 0.15 であったものの、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降は、直交する順梁のねじれの影響により後打ちコンクリートとの剥離が進行し、その結果として接合部パネルのせん断変形が増大しなかったためと考えられる。この剥離による打継ぎ界面の開きは、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で 2mm、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ で 6mm であったが、 $R=100 \times 10^{-3} \text{rad}$ の層間変形角に至るまで接合部パネルの外殻 PCa は剥落しなかった。他方、逆梁内部側の接合部パネル部分には、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降、せん断ひび割れが進展・拡大し、逆梁 $R=-40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、順梁 $R=-40 \times 10^{-3} \text{rad}$ に至って、接合部パネルのかぶりコンクリートが剥離し、横補強筋および柱主筋が露出した。順梁側の接合部パネルでは、接合部に直交する逆梁が存在するため、その拘束効果でせん断ひび割れはさほど生じなかった。 $R=20 \times 10^{-3} \sim 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ で順梁端部の曲げひび割れが拡大し降伏ヒンジが形成された。

図-8(1) 十字形試験体 No.1 ひび割れ状況

図-8(2) ト字形試験体 No.2 ひび割れ状況

最終破壊形式は、逆梁側は梁曲げ破壊と接合部せん断破壊が融合した破壊、順梁側は梁曲げ破壊であった。

ト字形試験体 No.2 では、逆梁、順梁とも、 $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$ までに、曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れが発生し、進展・拡大した。 $R=20 \times 10^{-3} \sim 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ で梁端部の曲げひび割れが急激に拡大し、降伏ヒンジが形成された。逆梁外部側、順梁外部側の接合部パネルでは $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ で微細なせん断ひび割れが発生したもの、その後さほど拡大しなかった。接合部パネルでの外殻 PCa と後打ちコンクリートとの打ち継ぎ界面の剥離はほとんど進行せず、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ では、逆梁側の外殻 PCa と後打ちコンクリートとの打ち継ぎ界面の開きは 0.55mm 程度、順梁側の開きは 0.45mm 程度であった。ト字形柱梁接合部の場合、接合部パネルへの入力せん断力が小さいため、2方向同時加力を受け、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度の層間変形角を経験しても、逆梁側、順梁側とも接合部パネルの損傷の程度は極めて軽微であることを確認できた。最終破壊形式は、逆梁側、順梁側ともに梁曲げ破壊であった。

3.2 梁せん断力-層間変形角曲線

梁せん断力(Q)-層間変形角(R)曲線を図-9に示す。十字形試験体 No.1、ト字形試験体 No.2 とも、逆梁、順梁の両方向で安定した履歴を示し、最大耐力以降も急激な耐力の低下はみられず、極めて靱性能に優れていた。また、順梁側では、Q-R 曲線は概ね紡錘形でありエネルギー吸収性に富んでいた。ここで、Q-R 曲線の包絡線上で、耐力が最大耐力の95%に低下したときの層間変形角を限界変形角($95R_u$)と定義すると、No.1 の逆梁では正負平均で $95R_u=34.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、順梁では $95R_u=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以上であった。No.2 では逆梁、順梁とも $95R_u=100 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以上であった。このとき、接合部パネルのせん断余裕度は後述する表-4の通り No.1 では1.67、No.2 では1.63~1.8であった。

3.3 梁主筋のひずみ度分布

十字形試験体 No.1 の $R=5 \times 10^{-3} \sim 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ の逆梁正方向、順梁正方向ピーク時に

おける梁主筋のひずみ度の分布を図-10に示す。逆梁主筋、順梁主筋とも、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルで、梁端危険断面位置で降伏に至っている。逆梁の主筋は、接合部内でひずみが引張から圧縮に変化

(1) 十字形試験体 No.1 (2) ト字形試験体 No.2

写真-1 接合部パネルにおける外殻 PCa と後打ちコンクリートとの打ち継ぎ界面の剥離状況 ($R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時)

図-9 梁せん断力-層間変形角曲線

図-10 十字形試験体 No.1 の梁主筋のひずみ度の分布(逆梁:正方向加力時、順梁:正方向加力時)

している。本試験体は接合部中央位置で主筋を機械式継手で継いでいるため、この部分の付着性状は主筋のそれより若干劣っているが、継手端部の支圧抵抗効果があり、全体としての定着性状は良好である。一方、順梁の主筋では、機械式定着板近傍および接合部中央のひずみ度は、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ に至っても降伏ひずみ度に達していず、また、梁端危険断面位置から定着板に近づくにつれひずみ度が減少する性状を示している。2 方向同時加力を受けた場合でも、逆梁主筋、順梁主筋とも、定着は良好であることがわかる。

3.4 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰定数(h_{eq})と層間変形角(R)との関係を図-11に示す。図中の計算値は式(1)から求めた値である。十字形試験体 No.1、ト字形試験体 No.2 ともに、第1サイクルの減衰定数 h_{eq} は、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは0.1~0.15程度であるが、梁主筋が降伏し梁端のひび割れが進展・拡大する $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降では0.15~0.26に急増する。一方、第2サイクルの h_{eq} はこれより0.01~0.09程度小さな値を示すが、式(1)の計算値は、これを安全側に評価することがわかる。

3.5 接合部のせん断変形角

最終的に梁曲げ破壊と接合部せん断破壊が融合した破壊形式であった十字形試験体 No.1 の接合部のせん断応力度(τ_j)とせん断変形角(γ)との関係を図-12に、せん断変形角と層間変形角との関係を図-13に示す。層間変形角が $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で、逆梁内部側接合部パネル、順梁側接合部パネルのせん断変形角は、せん断破壊の目安である $R=4 \times 10^{-3} \text{rad}$ を越えている。また、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第1サイクル以降、接合部パネルのせん断変形角は急激に変動している。接合部パネルのせん断余裕度は1.67であったが、本架形式の場合、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ を経験すると接合部の損傷が拡大し、破壊モードがパネルせん断破壊型に移行した。

3.6 実験値と計算値との関係

最大耐力の実験値、梁の曲げ耐力、せん断耐力、接合部パネルのせん断耐力の計算値を表-4に示す。梁の曲げ耐力は、ACI ストレスブロック法 (以下、ACI 式)¹⁾により、せん断耐力は、靱性保証型耐震設計指針式¹⁾より求めた。また、接合部パネルのせん断耐力は、靱性保証型耐震設計指針式より求めた。破壊形式は、No.1 では、逆梁側は梁曲げ破壊と接合部せん断破壊の融合型、順梁側は梁曲げ破壊であり、No.2 では、逆梁側、順梁側とも梁曲げ破壊であったので、試験体の最大耐力は2体とも梁曲げ耐力で決定されている。このため、最大耐力は、実験値と梁の曲げ耐力の計算値とを比較する。実験値とACI式の計算値とを比較すると、No.1では、逆梁、順梁とも、実験値の計算値に対する比は正負側平均で1.05

図-11 等価粘性減衰定数

図-12 せん断応力度とせん断変形角との関係

図-13 せん断変形角と層間変形角との関係

表-4 実験値と計算値との関係

項目			試験体名	
逆梁側	実験値	最大耐力	$\max Q_{xb}$ (kN)	No.1: 257, -245 No.2: 264, -236
		梁	$\max Q_{xbmu}$ (kN)	No.1: 240 No.2: 229
	計算値	せん断耐力	$id Q_{xbu}$ (kN)	No.1: 513 No.2: 448
		せん断耐力	$id \tau_{xj}$ (N/mm ²)	No.1: 10.72 No.2: 7.32
		梁の曲げ耐力時にパネルに作用するせん断力(正負平均)	$m Q_{xj}$ (kN)	No.1: 1125 No.2: 537
		上記せん断力によるパネルのせん断応力度	$m \tau_{xj}$ (N/mm ²)	No.1: 6.41 No.2: 4.08
		せん断余裕度	$id \tau_{xj} / m \tau_{xj}$	No.1: 1.67 No.2: 1.80
		梁最大耐力実験値/梁曲げ耐力計算値(正負平均)	$\max Q_{xb} / ACI Q_{xbmu}$	No.1: 1.05 No.2: 1.09
	順梁側	最大耐力	$\max Q_{yb}$ (kN)	No.1: 210, -217 No.2: 238, -207
		曲げ耐力	$ACI Q_{ybm}$ (kN)	No.1: 203 No.2: 195
		せん断耐力	$id Q_{ybu}$ (kN)	No.1: 445 No.2: 448
		せん断耐力	$id \tau_{yj}$ (N/mm ²)	No.1: 7.51 No.2: 7.32
		梁の曲げ耐力時にパネルに作用するせん断力(正負平均)	$m Q_{yj}$ (kN)	No.1: 587 No.2: 582
		上記せん断力によるパネルのせん断応力度	$m \tau_{yj}$ (N/mm ²)	No.1: 4.51 No.2: 4.48
		せん断余裕度	$id \tau_{yj} / m \tau_{yj}$	No.1: 1.66 No.2: 1.63
		梁最大耐力実験値/梁曲げ耐力計算値(正負平均)	$\max Q_{yb} / ACI Q_{ybm}$	No.1: 1.05 No.2: 1.14

であり、No.2では1.09～1.14であった。最大耐力を安全側に評価し、精度は極めて良好であった。2方向同時加力を受ける場合であっても、1方向ずつ最大耐力を評価できることが確かめられた。

3.7 セン断応力度の2軸相関関係

最終的に梁の曲げ破壊と接合部のせん断破壊が融合した十字形試験体 No.1 に関し、各加力サイクルのピークでの逆梁側の接合部のせん断応力度の実験値 $\exp \tau_{xj}$ (◆印)、ならびに最大耐力時の逆梁側の接合部のせん断応力度の実験値 $\exp \tau_{xj}$ (■印)、同順梁側の接合部のせん断応力度の実験値 $\exp \tau_{yj}$ (●印)を、接合部のそれぞれの方向のせん断応力度の計算値 $\text{cal } \tau_{xj}$ 、 $\text{cal } \tau_{yj}$ で規準化したものを図-14に示す。ここで、せん断応力度の計算値は、ACI 式により得られた梁曲げ耐力時の接合部パネルのせん断応力度 ($m \tau_{xj}$ 、 $m \tau_{yj}$) である。逆梁ならびに順梁の2方向同時加力によって得られた最大耐力時の接合部せん断応力度の実験値 (■印、●印)に着目すると、2軸相関を考慮した下に示す式(2)の曲線より外側に位置し、かつ、ほぼ矩形相関曲線上に位置していることがわかる。よって、柱逆梁接合部、柱順梁接合部でも、梁の曲げ降伏が先行する場合には、逆梁ならびに順梁による2方向の応力に対してそれぞれ個別に検討すれば、任意方向のせん断応力に対しても安全側の評価となると考えられる。

$$(\exp \tau_{xj} / \text{cal } \tau_{xj})^2 + (\exp \tau_{yj} / \text{cal } \tau_{yj})^2 = 1 \quad (2)$$

$\exp \tau_{xj}$ 、 $\exp \tau_{yj}$: 逆梁方向、順梁方向のせん断応力度の実験値

$\text{cal } \tau_{xj}$ 、 $\text{cal } \tau_{yj}$: 逆梁方向、順梁方向のせん断応力度の計算値

3.8 Q-R 曲線の計算値 (武田モデル) と実験値との比較

地震応答解析では復元力特性として武田モデルを用いることが多い。その妥当性を加力実験で得られた十字形試験体 No.1 の逆梁側の復元力特性と比較し検討する。Q-R 曲線の計算値と実験値との比較を図-15に示す。モデル化にあたっては以下の計算式を用いた。

1) 初期剛性: K_c

$$K_c = 1 / (1/K_f + 1/K_s)$$

$K_f = 3E_c I_c / a^3$: 曲げ剛性、 $K_s = GA / (\kappa a)$: セン断剛性

2) 曲げひび割れ強度: M_c

$$M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B Z_c} + ND/6$$

3) 降伏時剛性低下率: α_y

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D + 0.169 \eta_0)(d/D)^2 \quad (a/D \leq 2)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D + 0.33 \eta_0)(d/D)^2 \quad (2 < a/D)$$

4) 曲げ強度: M_y

M_y : 柱、梁とも ACI 式による

5) 武田モデル 除荷時剛性: K_r

$$K_r = (Q_c + Q_y) / (\delta_c + \delta_y) \mid \delta_{\max} / \delta_y \mid^{-\gamma}$$

除荷時剛性低下指数: $\gamma = 0.4$

図-14 接合部せん断応力度の2軸相関

図-15 梁せん断力-層間変形角曲線の計算値 (武田モデル)と実験値との比較 [No.1 逆梁側]

ているが、全体的には、柱逆梁・順梁接合部でかつ2方向同時加力を受ける場合でも、計算値と実験値は概ね良い対応を示すといえる。

4. まとめ

- 1) 十字形試験体 No.1 では、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降に、逆梁外部側接合部パネルの外殻 PCa と後打ちコンクリートとの界面で剥離が進行したが、 $R=100 \times 10^{-3} \text{rad}$ に至るまで剥落することはなかった。ト字形試験体 No.2 では、界面での剥離はほとんど生じなかった。
- 2) 両試験体の Q-R 曲線は、逆梁側、順梁側とも安定した履歴を示し、限界変形角 (θ_{SR}) は、No.1 では $35 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以上、No.2 では $100 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以上であり、靱性能に優れていた。
- 3) 逆梁、順梁の最大耐力の実験値と ACI 式の計算値とを比較すると、計算値は実験値を 5～15% 安全側に評価し、精度は高かった。
- 4) 2方向加力によって得られた最大耐力時の接合部せん断応力度の実験値は、2軸相関を考慮した式(2)の曲線より外側で、かつ、ほぼ矩形相関曲線上にあった。2方向の応力に対してそれぞれ検討すれば、任意方向のせん断応力に対しても安全側に評価できる。
- 5) 外殻 PCa 柱逆梁・順梁接合部に対しても、その復元力特性は、武田モデルにより設定できる。

5. 参考文献

- 1) 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 年

[2006年10月3日原稿受理 2007年2月19日採用決定]