

論文 直交梁と直交スラブの付いた RC 柱梁接合部立体架構の破壊実験

工藤 祐也^{*1}・佐藤 学^{*2}・近藤 龍哉^{*3}・広沢 雅也^{*4}

要旨: 柱に梁が偏心接合した実建物における振りの発生を確認することを主目的に 2 つの偏心接合部構面を床スラブでつないだ立体架構試験体について, 曲げせん断加力実験を行った。実験の結果, 接合部及び柱に上下階の床スラブを振り拘束点として, 梁下端を振りモーメント作用点とした振りが発生し, 最大強度後の接合部および柱の損傷は振り応力の影響を受けたせん断破壊の様相を示している。また, 設計上, スラブを無視した梁曲げ耐力に対して接合部強度は下回っていたにもかかわらず梁下端主筋の曲げ降伏が先行し最大強度に至った。実験値は偏心を考慮した計算値を大きく上回る結果となりスラブ取り付けによる効果を再検討する余地があると思われる。

キーワード: 柱梁偏心接合部, 振りモーメント, 床スラブ, 立体架構

1. はじめに

現在までに, 柱と梁が偏心して接合している架構の実験は極めて少なく十分な資料が蓄積されているとはいえない。しかし, 少ないながらもいくつかの研究では偏心接合した場合, 振り応力の影響で実験値が既往の強度評価式による計算値と比べ低下すると報告されている。しかし, これらの実験報告は実建物を想定し, 十字形接合部部分を取り出した試験体(以降「切り出し試験体」とする)が大半を占めている。接合部に生じる二次応力が境界条件によることから「切り出し試験体」では実建物の周辺状況を把握するには不十分であると思われる。本来, 実建物には床スラブや直交梁といった直交部材が存在するため振り応力の伝達メカニズムは文献¹⁾のようになると考えられ, 直交部材の拘束効果による境界条件を試験体に考慮し, 応力伝達を確認する必要がある。

本報告は接合部周辺の境界条件を実際の建物になるべく近づけた 1/2 スケールの立体架構 2 層試験体を作成した。この試験体に対し定軸力下における正負交番載荷実験を行い, 直交部材の取り付けによる偏心接合部及び柱における応力伝達メカニズムを解明し, また諸荷重による架構の耐力お

よび破壊性状を検討する。

2. 実験計画

2.1 試験体計画

試験体詳細図を図-1 に, 試験体パラメータを表-1 に示す。中高層 RC 造建物を想定し, 床スラブおよび直交梁が取り付けいた十字形柱梁接合部およびその周辺の架構部分を取り出し, 実際の 1/2

表-1 試験体パラメータ

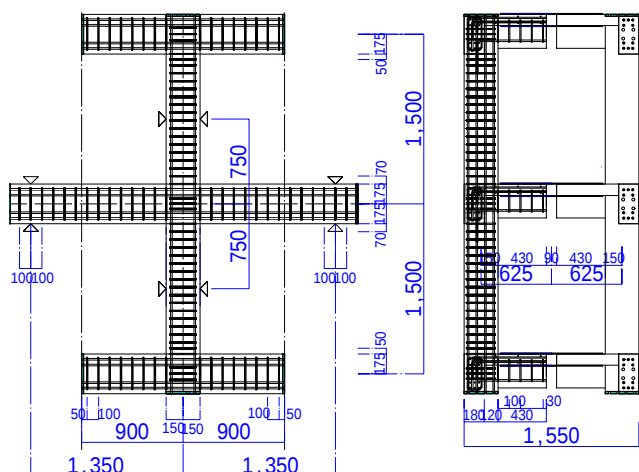
試験体名			02-e60
形状	スパン	L(2階部) (mm)	2700
		L(1階・3階部)	1800
	階高	H (mm)	1500
	内法	h_0 (mm)	1150
柱	断面	$b \times D$ (mm $\times$ mm)	300 $\times$ 300
	有効せい	dc (mm)	249
	引張主筋量	$n - \phi$ (cPt)	4-D13 (0.56%)
	帯筋量	$n - \phi - @$ (cPw)	2-D10@70 (0.73%)
梁	大梁	断面	$b \times D$ (mm $\times$ mm)
		有効せい	dc (mm)
		引張主筋量	$n - \phi$ (cPt)
	直交梁	断面	$b \times D$ (mm $\times$ mm)
		有効性	dc (mm)
		引張主筋量	$n - \phi$ (cPt)
接合部	補強筋	$\phi \times n$ 本 (jPt)	D10 $\times$ 3本 (0.51%)
	偏心距離	e (mm)	60
	偏心率	e_1	0.2
	厚さ	t (mm)	100
スラブ	横筋	$\phi - @$	2-D10@200
	縦筋	$\phi - @$	2-D10@200

*1 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 小田急建設(株) 営業本部 設計部 工修 (正会員)

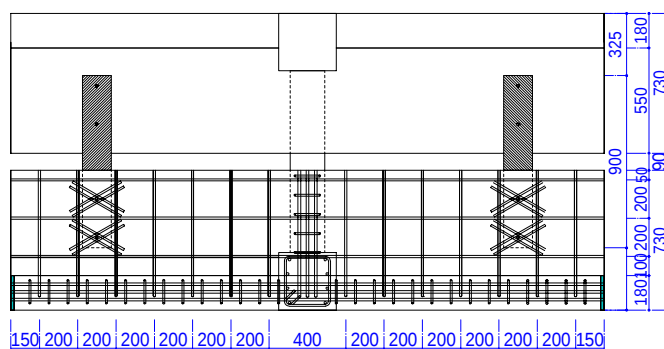
*3 工学院大学 建築学科助教授 工修 (正会員)

*4 工学院大学 建築学科教授 工博 (正会員)



(a)立断面図(正面)

(b)立断面図(側面)



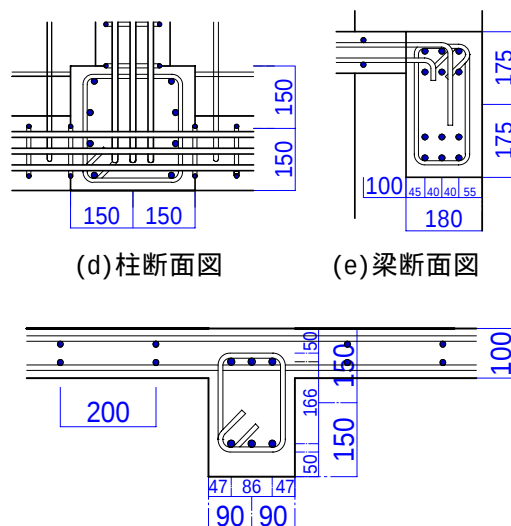
(c)標準階スラブ断面図

図-1 試験体詳細図

で設計した。本実験の試験体は規模の大きさゆえに同じ形状の片側床スラブおよび直交梁付き柱梁接合部架構を工場であらかじめ2つ作成し、試験場で2つの架構試験体の各階の床スラブ部分をPL9mmをスラブの端部付近に上下に1枚ずつ配置して高力ボルト接合し、一体化した。2つの試験体を接合した場合のスラブの剛性は高力ボルト締め付けによる摩擦抵抗に期待した。

計画した試験体は架構の外側の柱梁両側面で揃えており、これによる偏心距離 e は60mmである。梁主筋は上下共に2段配筋で接合部内は通し配筋とし、梁先端位置で、端部はプレートに溶接して定着させた。また直交梁は断面180mm×300mmで梁主筋は取り付け部を90°の折り曲げ定着、端部をプレートによる溶接定着とした。

各部材に使用された材料特性について表-2にコンクリートを、表-3に鉄筋を示す。



(d)柱断面図

(e)梁断面図

(f)スラブ・直交梁断面図

表-2 コンクリート材料特性

試験体名	引張強度 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
02-e60	2.6	28	19300

表-3 鉄筋材料特性

鋼種	呼び径	降伏強度 (N/mm^2)	最大強度 (N/mm^2)	伸び率(%)
SD295A	D10	347	453	22.2
SD345A	D13	378	531	20.7

2.2 破壊モードの設定

試験体の破壊モードは柱梁接合部破壊が先行することを目的として接合部せん断余裕度（靱性保証型設計指針による接合部耐力に対する梁曲げ降伏先行接合部せん断入力値）を0.7に設定した。なお、本試験体は梁の上端にスラブが取り付けられているため梁曲げ降伏時せん断耐力の計算値にスラブ筋（スラブ内の全ての鉄筋）を考慮する。

2.3 加力計画

図-2に加力装置アイソメ図を示す。一体化した試験体を同時に加力するため1階柱と2階柱の反曲点位置をピン支点とし、2つの架構を鉄骨で緊結した。また、加力に関して加力梁の両外側端部に梁上下から鉄骨を組み、その中心にアクチュエーターで正負交番荷重を与えた。なお、本実験は接合部内の捩りの影響を検討するため、梁に捩りが生じないように梁の捩り剛性よりも曲げ剛性の

大きい鉄骨梁を用いて梁の捩りを抑制する。軸力は圧縮応力度 $\sigma_0=1.96\text{MPa}$ を油圧ジャッキで加え一定保持した。

加力サイクルは初期の段階で荷重制御による加力 ($Q_c=46\text{kN}$) を行い、以降、層間変形角 $R=1/200$, $1/100$, $1/50$ を正負各 2 回、 $1/25$ を正負各 1 回の交番繰り返し載荷を行った。

2.4 計測位置

変位計位置を図 - 3 に示す。計測方法は片側の試験体（東側）に、変位計を配置し、それぞれの○の位置からの相対変位として計測した。図中の○は変位計位置を示し、番号は方向(1:鉛直方向, 2:水平方向, 3:面外方向, 4:鉛直, 水平, 面外の 3 方向)を示す。接合部パネル内の変位計位置は上下梁の主筋による応力中心位置に設置した。

3. 実験結果

3.1 全体破壊状況

図 - 4 にひび割れ図を、図 - 5 に荷重変形曲線、を図 - 6 に危険断面位置における梁下端から 2 段目の主筋歪を示す。鋼板プレートによって接合された 2 つの試験体の内、変位計を取り付けた側は、ひび割れの観測に支障をきたすため、対称となる反対側で観測を行った。ひび割れ図に示した

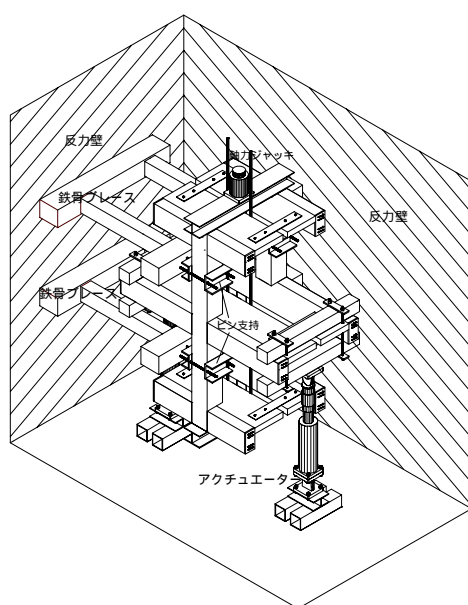


図 - 2 加力設置アイソメ図

西面が偏心面となる。

荷重制御 ($Q_c=46\text{kN}$) 時に梁の端部に曲げひび割れ、接合部パネルにせん断ひび割れが発生した。また、柱付近のスラブ面にも曲げひび割れが発生した。

層間変形角 $R=1/200$ で 1 階柱の柱頭部に曲げひび割れ及び 2 階から 1 階に向かって斜めひび割れが発生した。さらに $R=1/100$ で梁の曲げひび割れ、接合部パネルのせん断ひび割れが進展した。

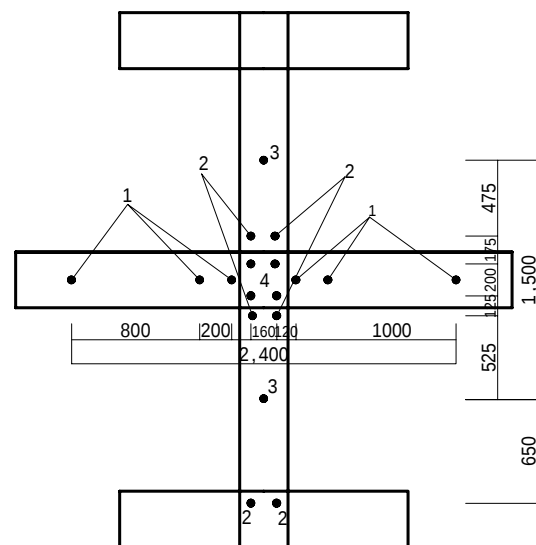
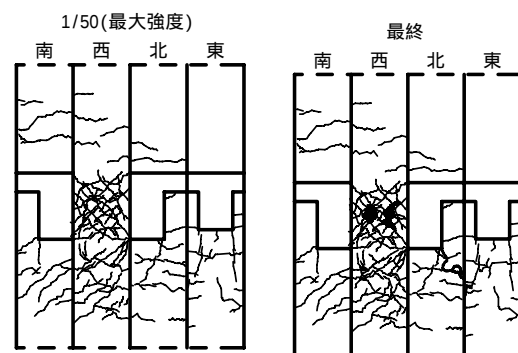
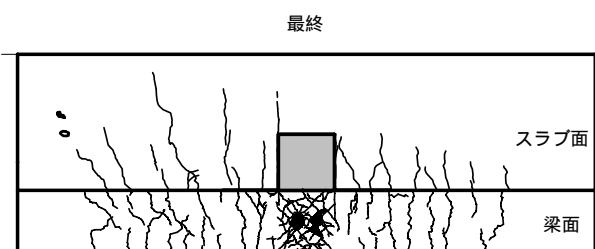


図 - 3 変位計位置図



a) 立面



b) スラブ

図 - 4 ひび割れ図

その後，層間変形角 $R=1/50$ で最大強度 $Q_c=134.10\text{kN}$ に達した（図 - 5）。図 - 6 に示した梁端危険断面位置の梁主筋の歪が、 $R=1/50$ 負荷重時で 3 本全て降伏点（ $\epsilon_s=2104\mu$ ，鉄筋引張試験による）を超え急激に増大したことから，同変形角において梁曲げ降伏に達したと考えられる。また，同時期に梁下端圧縮部のコンクリートが圧壊した。接合部パネル表面はせん断ひび割れが顕著になり，パネル表面の一部が隆起し，その後，荷重が増大するにつれパネル表面が剥落した。

$R=1/25$ で最大耐力からの低下率が 0.05% となりほぼ耐力を保持している。接合部パネルのひび割れが進展するとともに柱の斜めひび割れが進展し，ひび割れ幅の拡大，ひび割れ本数の増加から剥落した。

3.2 接合部の破壊状況

図 - 7 に接合部せん断変形角とせん断応力度の関係を示す。せん断応力度算定に用いた接合部有

効断面は文献⁴⁾より接合部有効幅に柱せいを乗じた値とし，接合部せん断変形角 R_j は接合部パネル内の水平・鉛直方向の変位計の相対変位から算定した。図 - 7 より接合部内は最大強度まで十分な剛性を保持していると考えられるが，最大強度以降，大幅な変形が見られる。

また，接合部内および柱に設置した面外方向の変位計計測された変位量を基に，水平方向に位置する 2 つの変位計の値による相対変位量を変位計間距離で除した値を捩り角とし，変位計位置（2 階梁の中心を 0 とする）による捩り角の分布状況（図 - 8）を見ると，梁下端および 1 階柱の柱頭の捩り角が徐々に増大していくことから，その位置で捩りが発生していると考えられる。

また 1 階スラブと 2 階スラブの取り付け位置（破線位置）の捩り角は小さく，変形角の増加に関係なくほぼ変わらないことから，捩りは拘束されていると思われる。

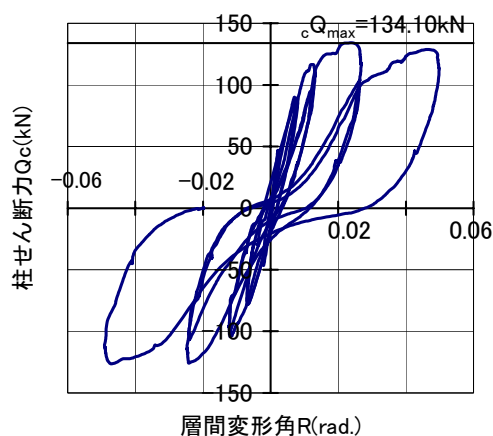


図 - 5 Q_c - R 曲線

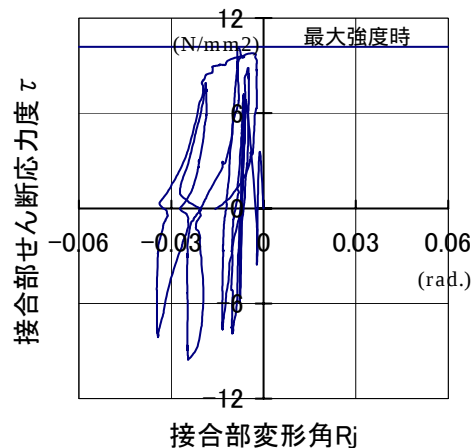


図 - 7 τ - R_j 曲線

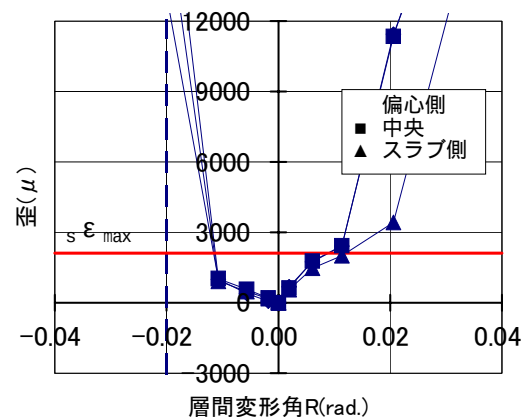


図 - 6 危険断面位置における梁主筋歪

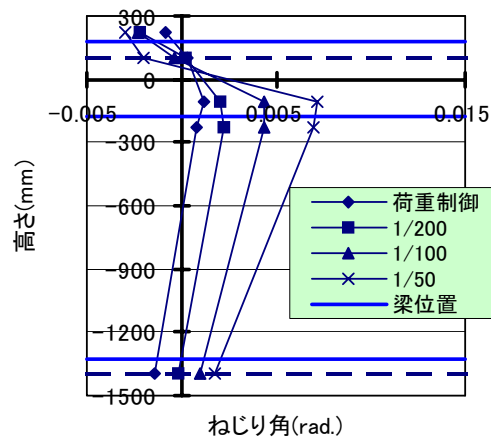


図 - 8 変位計位置による捩り角の推移

3.3 振りによる接合部および柱への影響

接合部パネルの梁下端位置に相当する振り角を接合部および1階柱の高さで除したものを振り率とした時の層間変形角による推移(図-9)を見ると、最大強度時(R=1/50)に接合部と柱の振り率はそれぞれ約 0.044×10^{-3} 、 0.0046×10^{-3} と大幅な差が生じている。以降、振り率は接合部がさらに増大し、柱も多少ではあるが増大している。また、柱のせん断力(Qc)に接合部の偏心量(e)を乗じた略算値(Mt=Qc×e)を振りモーメントとして振り率との関係(図-10)をみると振りモーメントの増大とともに接合部の振り率が増大し、柱も最大強度以降に多少の増加が見られる。よって、接合部および柱に振りモーメントが生じていると考えられる。

4. 振りモーメントの応力伝達メカニズム

前章より、接合部および柱に振りが作用している可能性が考えられることから柱梁偏心接合部を有する立体架構応力伝達メカニズムを示す。本実験では柱梁偏心接合部のスラブ取り付け位置において振りを抑制している。また、図-11より梁下端で発生したと思われる振りモーメントに対してR=1/200で振りによる弾性挙動を示し、R=1/50(最大強度時)ではやや剛性が低下、最大強度以降、急激な剛性低下が見られ振り角が増大している。前章、図-9より柱について、振り率は最大強度まで極端な増加を示していないことから柱は剛性を保持していると考えられる。また接合部は早期に振り率が増加していることから、振りによる損傷を受けていると考えられる。最大強度以降における柱の振り率の増加は、接合部が損傷し振りに対する抵抗が低下したため柱に振りが集中したことが原因と思われる。以上から接合部と柱に振りモーメントが加わっていることが考えられ、文献¹⁾で示されている応力伝達メカニズム(図-12参照)となることを確認できた。

5. 諸限界荷重と計算値の比較・検討

表-4に既往の強度評価式と実験値による比較

を示す。諸強度は全て柱せん断力に換算した値を用いる。また、強度評価式において本試験体は梁曲げ降伏先行接合部破壊型(Bj型)となったため、接合部せん断耐力計算値との対比については注意が必要である。

5.1 接合部せん断ひび割れ強度の評価

ひび割れ強度評価は文献(2)より、(1)式を用いた。

$$V_{jc} = \frac{c\tau_{jc}}{\kappa_t + \kappa_s} = \frac{\sqrt{\sigma_c F_t + c F_t^2} \cdot b_c \cdot D_c}{\kappa_t + 1.5} \quad \kappa_t = \frac{8e_1}{1 + (D_c/b_c)} \quad (1)$$

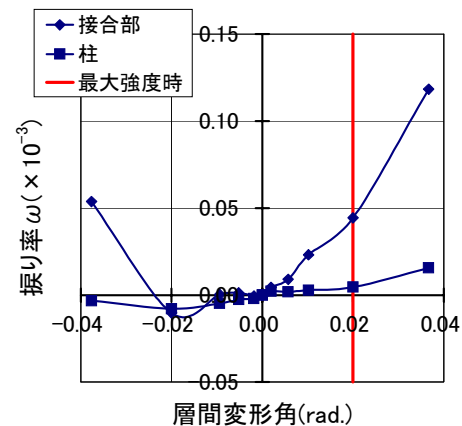


図-9 層間変形角と振り率の関係

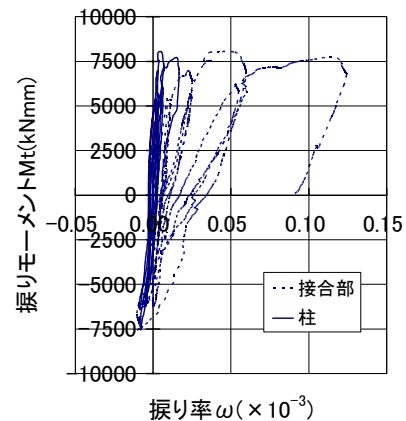


図-10 振り率と振りモーメントの関係

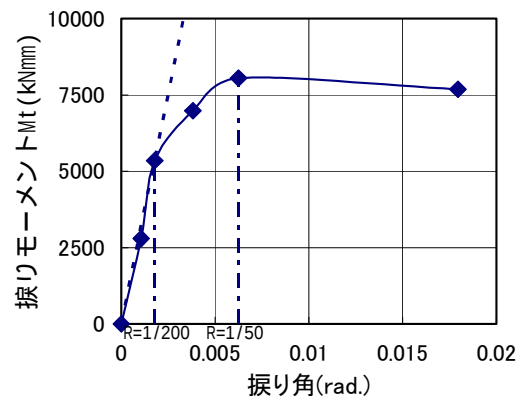


図-11 振り角と振りモーメントの包曲線

f_t : コンクリート引張強度

ひび割れ強度を見ると計算値に対する実験値の比率が(1)式で 1.95 となり実験結果が大幅に計算値を上回る結果となった。

5.2 最大強度の評価

最大強度の検討では、スラブ筋を無視した梁曲げ降伏時入力せん断力計算値およびスラブ筋を考慮した梁曲げ降伏時入力せん断力計算値、終局強度型設計指針³⁾による(2)式、靱性保証型耐震設計指針⁴⁾による(3)式、捩りモーメントによる耐力低下率を(4)式より求め(3)式に乗じた(5)式を用いた。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \sigma_B \cdot b_j \cdot D_j \quad (2)$$

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (3)$$

$$\beta_{jt} = \left\{ 1 + \left(\frac{e_1 \cdot K_{ju}}{K_T} \right)^2 \right\}^{-0.5} \quad (4)$$

$$V_{jut} = V_{ju} \cdot \beta_{jt} \quad (5)$$

* 記号は参考文献による

実験値と梁曲げ耐力計算値に対する比較はスラブを考慮しない値の比率は 1.24, 考慮した値の比率は 0.80 と実験値に対しては大幅な差は生じていないものの前者は安全側の評価、後者は危険側となり、スラブ筋の有無による計算値は実験値に対して十分に評価しているとはいえない。

既往の接合部せん断強度評価式との比較では(2)式は 1.21 と安全側の評価であると言えるが、(3)式および(5)式に関しては 1.45, 1.71 となり過小評価となった。

本試験体は梁曲げ降伏時せん断力に関してスラブを考慮せずに、また接合部においては偏心を考慮し、架構の破壊モードを接合部先行になる余裕で設計したにも関わらず梁曲げ降伏が先行したことから、接合部の強度評価式に関してのスラブを考慮した有効幅について再検討する余地があると考えられる。

6. まとめ

本実験では以下のようなことがわかった。

- (1) 立体架構における柱梁偏心接合部は梁下端主筋位置水平面に捩りモーメントが発生し、接

合部および下柱に捩りによる損傷が生じた。

- (2) 接合部にスラブが取り付くことで、計算上、接合部破壊先行で設計したにも関わらず梁曲げ降伏が先行した。
- (3) 接合部せん断耐力の評価式に関してスラブの影響を考慮した評価式の確めが必要である。

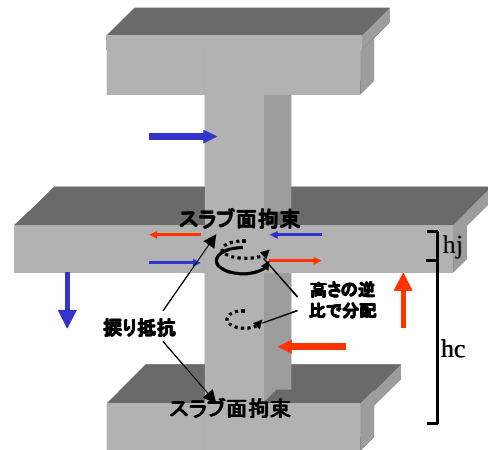


図 - 12 捩り応力伝達メカニズム

表-4 実験値と諸計算値との比較

実験値 (kN)	接合部ひび割れ強度	02-e60	
		46.6	
計算値 (kN) (実/計)	最大強度	134.1	125.8
		正	負
	接合部ひび割れ式(1)	23.8	
		[1.95]	
	梁曲げ降伏時せん断力 (スラブ考慮せず)	107.9	
		[1.24]	[1.16]
	梁曲げ降伏時せん断力 (スラブ考慮)	168.3	
		[0.80]	[0.75]
	終局強度型指針式(2)	110.8	
		[1.21]	[1.13]
	靱性保証型指針式(3)	92.4	
		[1.45]	[1.36]
	β_{jt} を用いた式(5) (偏心考慮)	78.5	
		[1.71]	[1.60]

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計，1998.10
- 2) 黒澤亮太郎：RC 造柱梁接合部の耐震性能に関する研究，2001 年度工学院大学大学院工学院研究科建築学専攻修士論文集，2002,3
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針・同解説，1990.11
- 4) 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，1997.7