

論文 実大実験結果に基づく接合部の損傷評価と寸法効果に関する考察

嶋 晃平\*1)・石田 健吾\*2)・佐藤 裕一\*3)・藤井 栄\*4)

**要旨:** 十字型柱・梁接合部実大実験結果に基づき接合部の損傷進行過程と接合部せん断抵抗性能、寸法依存性について検討した。接合部せん断変形角( $\gamma$ )-ひび割れ幅関係は全ての試験体において線形性を有し、損傷を表わす良い指標となる。同一 $\gamma$ に対して、偏心のない接合部は偏心接合部に比してひび割れ幅が大きい。また、模型試験体と比較した場合、同一 $\gamma$ に対して実大試験体のひび割れ幅のほうが大きく、その比率は試験体寸法より大きくなることがわかった。

**キーワード:** 接合部、損傷、ひび割れ、寸法効果、実大

1 まえがき

現在、建物の性能を明確にした設計法への移行がなされつつあり、これを実現するために各部材の損傷と性能(耐力、変形特性)との関係を明示することが必須の要件となっている。鉄筋コンクリート骨組架構の柱・梁接合部については過去20数年の間に飛躍的に実験資料が蓄積され、主にせん断耐力に関する研究成果が終局強度型耐震設計指針<sup>1)</sup>や靱性保証型耐震設計指針<sup>2)</sup>に反映され、1999年には日本建築学会RC規準にも組み入れられた。しかしながら接合部の損傷過程と保有性能の関係についてはこれまで十分に検討されておらず、実験資料も不足している。唯一、寺岡ら<sup>3)</sup>が系統的な実験資料をもとに定量化を試みているが、

代表的な損傷指標となるひび割れ幅等は試験体のサイズによって異なることも予想される。本研究は、兵庫県南部地震で柱・梁接合部に顕著な損傷を受けた建物をプロトタイプとした実大実験に基づき、寺岡らの研究成果を検証するとともに接合部の損傷過程と保有性能の関係を明らかにすることを主な目的としている。また、既往の研究成果と比較することで、寸法に依存する特性の有無について考察する。

2 実大実験の概要

図-1に実大試験体の接合部配筋詳細、表-1に試験体の特徴および実験結果の概要を示す。梁偏心とりつきの有無(C: 偏心なし/E: 偏心あり)、スラ

表 - 1 試験体の特徴および実験結果概要

試験体名	偏心	スラブ 直交梁	計算値			接合部せん断力		実験値 破壊モード
			梁曲げ降伏時せん断入力 $V_{mu}$ (kN)	接合部強度 $V_u$ (kN)	せん断余裕度 $V_{iu}/V_{mu}$	斜めひび割れ(kN)	最大耐力 (kN)	
CN	なし	なし	2812	3286	1.17	1782	3101	梁降伏後 接合部せん断破壊
CS	なし	あり	3269		1.00	1782	3262	
EN	あり	なし	2812		1.17	987	2792	
ES	あり	あり	3269		1.00	1211	3041	
ES-J	あり	あり	2427		1.35	1110	2449	

注)  $V_{iu} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$  (靱性保証型耐震設計指針式)、 $V_{mu}$ は  $M_u = 0.9 \cdot a_u \cdot \sigma_y \cdot d$  (日本建築学会曲げ終局強度略算式)

- \*1 京都大学大学院修士課程 工学研究科 環境地球工学専攻 (正会員)
- \*2 (株)新井組技術本部技術研究所 工修(正会員)
- \*3 京都大学大学院助手 工学研究科 環境地球工学専攻 工博(正会員)
- \*4 京都大学大学院助教授 工学研究科 環境地球工学専攻 工博(正会員)

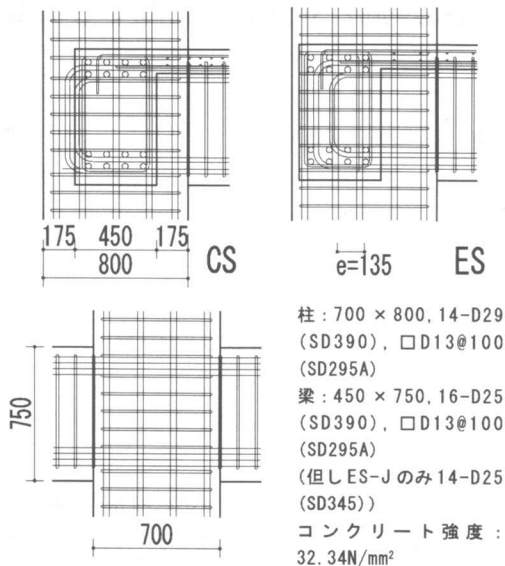


図 - 1 接合部配筋詳細

と直交梁の有無 (N:スラブ、直交梁なし/S:スラブ、直交梁あり)、接合部せん断入力レベルを実験変数とした計5体からなる。柱軸圧縮力は1770kN (約0.1 $\sigma_b$ ) を一定保持し、層間変形角1/400, 1/200 で各1回、1/100, 1/67, 1/50, 1/33 で各2回の正負交番繰り返し載荷を行った。接合部に生じたひび割れ幅は、最も大きいひび割れ幅を選択してクラックスケールで随時計測した。試験体はすべて、梁降伏が先行したが、与えられた変位履歴内で接合部損傷が進行し、接合部せん断破壊となった。

### 3 接合部の損傷過程とせん断応力-せん断変形角 ( $\tau - \gamma$ ) 曲線の関係

#### 3.1 接合部のひび割れ性状

図-2に試験体CNのひび割れ図、図-3に各試験体の層間変形角とひび割れ本数との関係を示す。偏心試験体では偏心側接合部面について示す。なお、ひび割れ本数は、最外縁柱主筋と梁2段筋で囲まれる領域内(図-2参照)で、それを貫通するひび割れを1本とし、貫通しないひび割れは、貫通した場合の長さに対する比で本数を定めた。全ての試験体において、ひび割れ本数は1/400から1/100のステップで急激に増加し、1/67 (最大耐力、ES-J以外)以

降ほとんど変化していない。また、偏心試験体では層間変形レベルの小さい段階からひび割れ本数が非偏心試験体より多く、最終ひび割れ本数は偏心のないもの

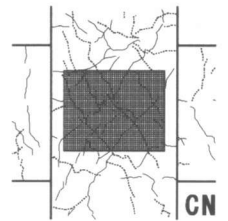


図 - 2 CN ひび割れ図

の3~4本程度に対して4~6本と多くなっている。

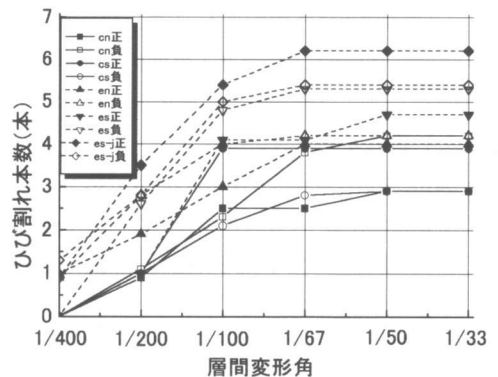


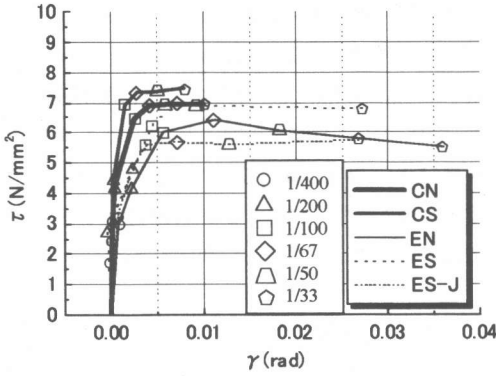
図 - 3 層間変形角とひび割れ本数の関係

#### 3.2 $\tau - \gamma$ 曲線とひび割れ幅の関係

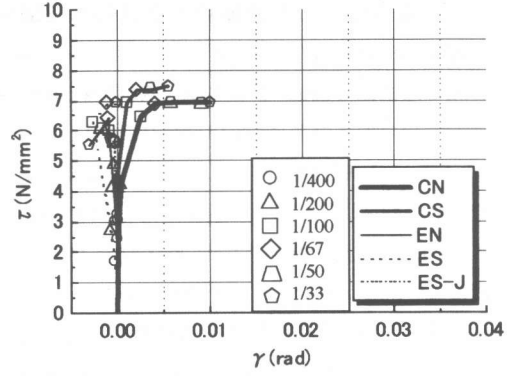
##### (1) $\tau - \gamma$ 曲線

図-4に各試験体の(a)前面(偏心側)、(b)後面及び(c)梁心位置での $\tau - \gamma$ 包絡線を示す。 $(\tau$ は接合部せん断力を終局強度型耐震設計指針<sup>1)</sup>中の有効断面積で除したものである。) 偏心試験体EN, ES, ES-Jでは $\gamma$ が1.0%を超えて変形が急激に進むが、偏心のない試験体CN, CSは最終ステップ(1/33)で1.0%程度になり、最終的に接合部でせん断破壊しているが、それまでは梁の変形が卓越する。

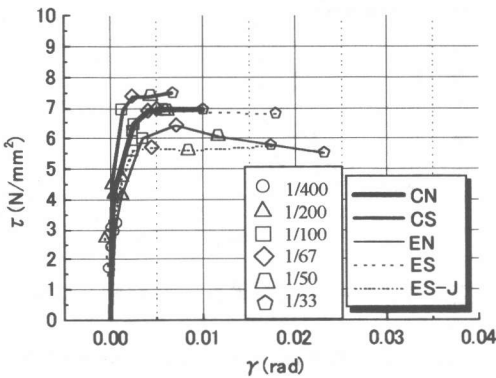
スラブ、直交梁のある試験体CS, ESは平面試験体のCN, ENに比べてせん断剛性が大きくなり、スラブ、直交梁の拘束効果が明瞭である。偏心試験体ENの後面では $\gamma$ の正負が逆転しているが、これは梁偏心とりつきによるねじれの影響である。梁偏心側から接合部内に入るにしたがってせん断力が小さくなってゆく内力分布が推定できる。同図(d)には梁芯位置での $\tau - \gamma$ 曲線包絡線を横軸を拡大して示す。図には、靱性保証型耐震設計指針および、寺岡らの $\tau - \gamma$ モデルを併記する。梁偏心のないスラブ



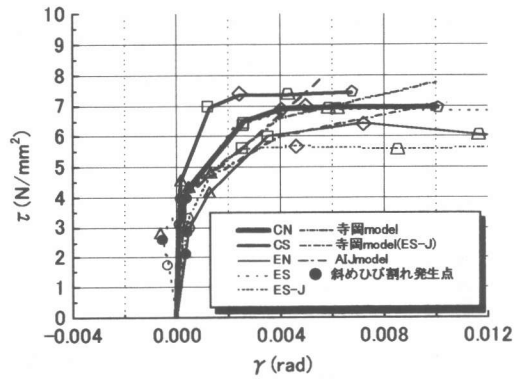
(a) 前面 (偏心側)



(b) 後面



(c) 梁心位置



(d) 梁心位置 (拡大)

図-4 τ-γ曲線包絡線

付き試験体のCSを除いて、ほぼ類似した性状となっている。指針式、寺岡式ともひび割れ発生後の剛性までは実験曲線とほぼ合致するが、寺岡らによる三つ折れ線表示の方が、より実状に近いといえる。本実験では寺岡らによる0.4%よりやや小さい $\gamma$ で第3勾配へと剛性が低下している。最大耐力時の $\gamma$ は、偏心のないCN、CSで約0.4%、0.25%であり偏心接合部のEN、ESでは約0.7%、0.5%とかなりばらつく。

## (2) せん断変形の構成成分とひび割れ幅の関係

図-5に接合部せん断変形 $\gamma$ の考えられる変形構成要素の模式図を示す。ひび割れ幅の $\Sigma w$ を対角方向の伸びと仮定し、せん断ずれを $\delta_s$ 、対角方向のコンクリートの圧縮変形を $\delta_c$ とすると、その重ね合わせにより(1)式を得る。すなわち、ひび割れ

幅は、同一の $\gamma$ に対し、せん断ずれが小さいほど、圧縮変形が小さいほど大きくなる。

$$\Sigma w = \sqrt{2} \cdot a \cdot \gamma - \delta_s - \delta_c \quad (1)$$

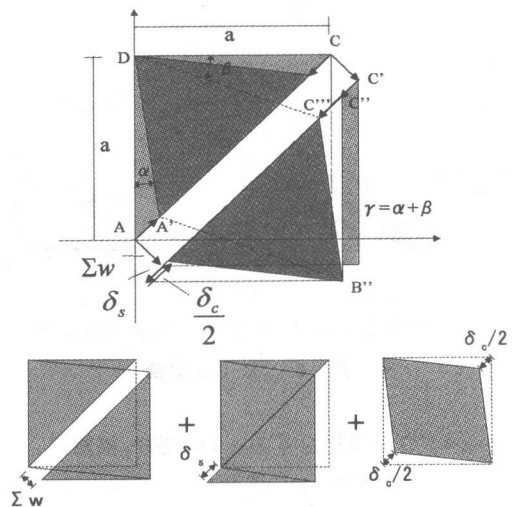
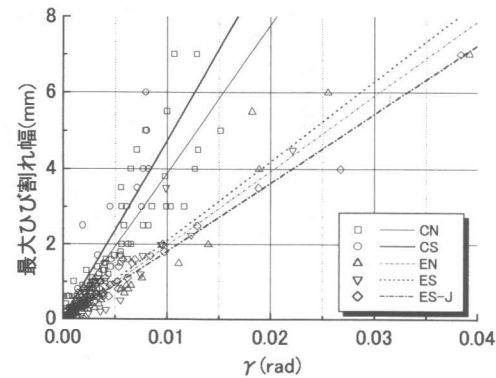


図-5  $\gamma$ の変形構成要素模式図

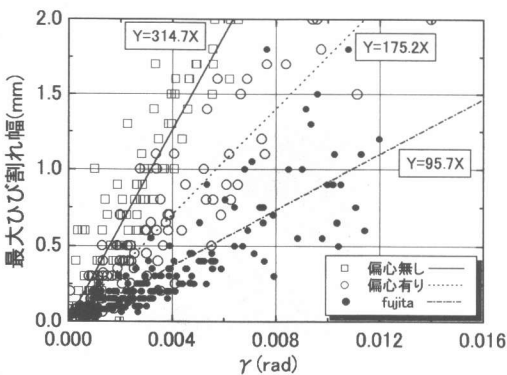
(3) 接合部せん断変形角-ひび割れ幅関係

図-6(a)に接合部せん断変形角 $\gamma$ (ひび割れ幅を計測した梁偏心側面)と最大ひび割れ幅 $w$ の関係を示す。全ての試験体において線形性を有しているが、同じひび割れ幅に対して、梁偏心試験体は偏心のない試験体に比して $\gamma$ の値がかなり大きくなる。式(1)より偏心試験体ではせん断ずれが大きく、圧縮変形がより大きいことが考えられる。

同図(b)に模型試験体<sup>3)</sup>と実大試験体を比較して示す。同じ $\gamma$ に対して実大試験体のひび割れ幅のほうが大きく、その比率は平均して約2.5倍であり試験体のサイズの比率よりさらに実大の方がひび割れ幅が大きくなる。



(a) 試験体別での比較



(b) 模型試験体と実大試験体の比較

図-6  $\gamma - w$ 関係

(4) フープ筋ひずみ-ひび割れ幅関係

図-7に接合部中央位置のフープ筋ひずみとひび割れ幅の関係を示す。最大ひび割れ幅の位置は5体

全てほぼパネル中央位置であった。本実験ではフープ筋降伏時のひび割れ幅はいずれも1.0mm程度で、降伏までは両者にほぼ線形の関係相関がみられるが、降伏以降は明確な相関はみられない。梁偏心の有無による相違は顕著ではないが、弾性範囲ではフープ筋のひずみに対するひび割れ幅の大きさが偏心のないものよりも小さい傾向がある。

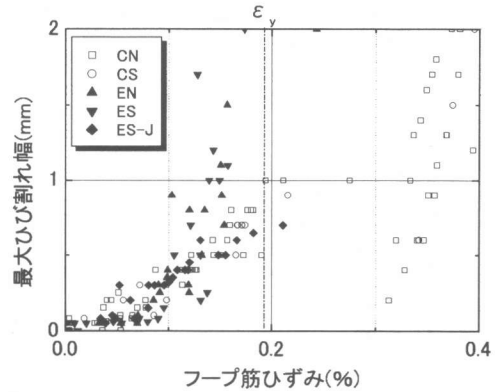


図-7 フープ筋ひずみ-ひび割れ幅関係

3. 3 接合部パネルゾーンの変形状

(1) 主ひずみ解析

計測データより、モールのひずみ円を用いて、接合部パネルゾーン(偏心試験体では偏心側パネル面)の主ひずみ解析を行った。図-8に $\epsilon_1$ とせん断変形角 $\gamma$ の関係を示す。偏心のないCN、CSは、 $\gamma = 0.4\%$ 程度以降 $\epsilon_1$ が急増するが、偏心接合部では同一 $\gamma$ に対する $\epsilon_1$ が小さい。すなわち梁偏心のないものはあるものに比べてひび割れの開口がより大きくなることと符合する。

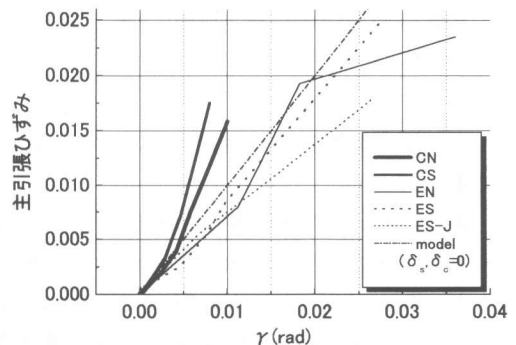


図-8  $\epsilon_1 - \gamma$ 関係

## (2) 主ひずみとひび割れ幅の関係

図-9に主引張ひずみ $\varepsilon_1$ と最大ひび割れ幅 $w$ の関係を示す。主引張ひずみが1.0% (層間変形角1/50に相当)では、かぶりの浮き上がりなどの影響ではらつきが大きくなるが、図-6の $\gamma-w$ 関係と異なり、試験体による違いがほとんどみられず、 $w$ は $\varepsilon_1$ に比例する関係を有している。これは、主引張りひずみが最大ひび割れ幅と直接的な関係にあることを意味している。図-10には最大ひび割れ幅と平均ひび割れ幅 $w_a$  (主引張ひずみにパネルゾーンの対角の長さを通じ、ひび割れ図から定めたひび割れ本数で除した値)との関係を示す。これより、最大ひび割れ幅は平均ひび割れ幅の約1.4倍となっている。

## (3) パネルゾーンコンクリートの圧縮ひずみと圧壊性状

図-11に最大耐力までの接合部せん断応力度 $\tau$ と主圧縮ひずみ $\varepsilon_2$ の関係を示す。偏心試験体は全て、最大耐力時に偏心側接合部面で主圧縮ひずみが0.2%を越えており、層間変形角1/50以降パネルゾーンでのコンクリートの剥落が始まったが、偏心のない試験体CN、CSでは最大耐力で0.1%未満であり、以降もコンクリートの剥落は無く、繰り返しが進むにつれ、 $\varepsilon_2$ が引張り側に移行し、破壊形式と対応する。

## 3. 4 残留ひび割れ幅と接合部の残存性能

図-12に各ピーク時における、最大ひび割れ幅 $w$ と除荷時の残留ひび割れ幅 $w_r$ との関係を示す。図には寺岡らの約1/2スケールの模型実験による結果もプロットしてある。実大試験体ではフープ筋降伏時に相当する $w \approx 0.8 \sim 1\text{mm}$  (模型試験体では $w \approx 0.4\text{mm}$ )を境に、 $w-w_r$ 関係は異なっている。実験からの回帰式を図中に示す。実大試験体では縮小試験体に比べて $w_r$ に対するピーク時のひび割れ幅が大きい、第二勾配には顕著な差はない。図には示さないが $w-w_r$ 関係は $w_r$ が4mmにもなる大きな範囲まで良い相関がみられる。寺岡らが示すように $\tau$

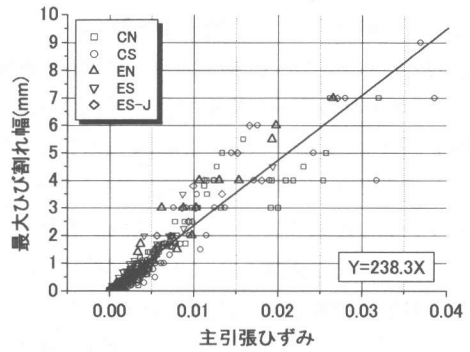


図-9  $\varepsilon_1 - w$  関係

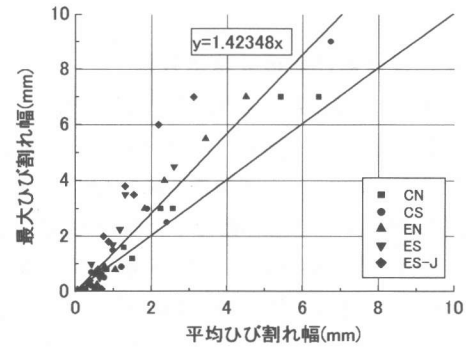


図-10  $w - w_a$  関係

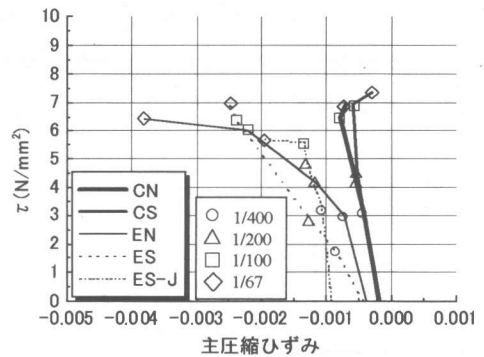


図-11  $\tau - \varepsilon_2$  関係

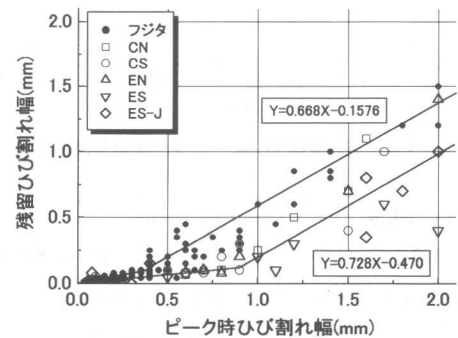


図-12  $w - w_r$  関係

— $\gamma$ 関係(図-4)、 $\gamma$ — $w$ 関係(図-6)、 $w$ — $w_r$ 関係(図-12)を用いることで、観察された損傷から経験したせん断応力レベルを推測でき、同時にひび割れ損傷を制御する設計が可能となる。すなわち残留ひび割れ幅を0.2mm程度にするためには $w$ を1.0mm程度以下、 $\gamma$ を0.3%程度以下、 $\tau$ を6N/mm<sup>2</sup>程度以下(本実験では)とすればよい。これらの関係には、繰り返し履歴や梁偏心の影響、接合部のフープ筋、柱主筋、柱軸力レベルの影響を受けると考えられるため、今後さらに検討が必要である。

#### 4. 接合部性能の寸法依存性

図-13は、靱性保証型指針解説中にある接合部せん断余裕度(せん断強度： $\tau_p = 1.56 \sigma_B^{0.712}$  / 曲げ耐力時せん断応力 $\tau_u$  : 実験最大値を使用)と限界塑性率(包絡線上で95%の耐力となる時の変形角と降伏変形の比)の関係を表す図に本実験結果を書き加えたものである。(本実験の载荷履歴中で95%まで減退していないものは外挿して求めた。)本実験のEN試験体は、変形能が低い。余裕度の小さい範囲で柱せいの大きい試験体がやや下方にプロットされているが余裕度の大きい領域では本実験も含めて寸法による相違は定かではない。

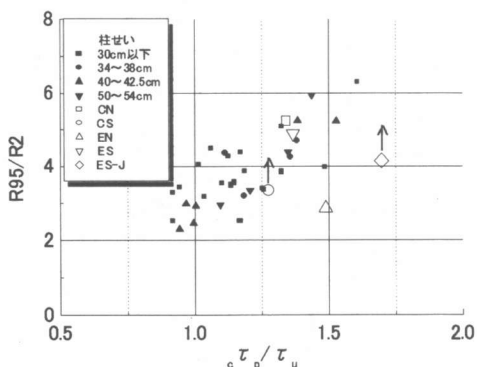


図-13 限界塑性率 - せん断余裕度関係

#### 5 結論

- (1) 梁偏心接合部では変形レベルの小さい段階からひび割れ本数が偏心のない接合部より多い。
- (2)  $\tau$ — $\gamma$ 曲線包絡線は $\gamma = 0.3 \sim 0.4\%$ で勾配が変わる3ツ折れ線で表現でき、最大耐力時の $\gamma$ は偏

心のない接合部で約0.4%、0.25%、偏心接合部で約0.7%、0.5%程度とばらついた。

- (3)  $\gamma$ —ひび割れ幅関係は線形性を有し、かなり大きなひび割れ幅まで良い相関があることから、接合部の損傷をあらわす指標として利用できる。同じ $\gamma$ の値に対して、偏心のない接合部は偏心接合部に比してひび割れ幅がかなり大きい。
- (4) 模型試験体と実大試験体を比較した場合、同じ $\gamma$ に対して実大試験体のひび割れ幅のほうが大きく、その比率は試験体寸法比よりやや大きい。
- (5) ひび割れ幅が1.0mmより小さい場合、フープ筋はほぼ弾性範囲内にある。
- (6) 梁偏心接合部では、ひび割れ幅は小さくなるが、コンクリート圧壊が顕著となり、偏心のない接合部ではひび割れ開口が卓越し、損傷経過が異なる。
- (7) ひび割れ幅は接合部引張主ひずみと直接関係し、梁偏心の有無によらず主引張ひずみとひび割れ幅の関係は同一の線形関係がある。
- (8) 残留ひび割れ幅とピーク時最大ひび割れ幅にはよい相関があり、実大では縮小試験体に比べて残留ひび割れ幅に対するピーク時のひび割れ幅が大きい。
- (9) 接合部のせん断余裕度と限界変形角の関係には顕著な寸法効果はみられない。

(付記) 本研究は、大阪工業大学西村泰志研究室との共同研究であり、多大なる協力のもと行うことができました。また、本論文をまとめるにあたり、寺岡 勝氏 ((株)フジタ技術研究所)より資料の提供と貴重なご意見をいただきました。関係各位に謝意を表します。本研究の一部は平成11,12年度文部省科学研究費(特定領域研究(B)(2)代表:井上一朗)によった。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会, “鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説”, 1990
- 2) 日本建築学会, “鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説”, 1999
- 3) 寺岡勝、林和也、佐々木聡、高森直樹: 鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断挙動と損傷の評価(その1、その2、その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.805—810、2000年9月。
- 4) 村上秀夫、藤井 栄、森田司郎: 鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部単位架構の変形性能に関する検討(接合部データベース解析 その2)、日本建築学会構造系論文集、第523号、1999年9月、pp.103-110