

論文 接合部破壊が先行する RC 柱はり接合部の接合部せん断力と接合部破壊の因果関係

楠原 文雄*¹、塩原 等*²

要旨： 既往の実験により得られた計9体の鉄筋コンクリート十字形柱梁接合部の接合部せん断力のデータの再検討を行い、現在の設計法における、接合部せん断力に対して設計を行い接合部破壊を防止するという考え方の妥当性を再検討した。接合部破壊が生じる試験体では、正負繰り返し載荷により層せん断力が低下する。しかし、ほとんどの試験体では接合部せん断力の値は低下せず、増加している場合もあった。層せん断力の低下は、接合部通し梁主筋の付着劣化が原因であり、梁端部の危険断面において引張り力と圧縮力の応力中心間距離が減少し、梁端モーメントが減少した。

キーワード： 鉄筋コンクリート、柱梁接合部、接合部破壊、せん断力、付着劣化

1. はじめに

鉄筋コンクリート骨組構造の柱梁接合部の耐震設計においては、1969年にHansonら[1]が、現在用いられている地震力作用時に接合部に作用するせん断力と接合部破壊についての考え方を初めて示し、1976年には、ACI-ASCE 352委員会が接合部破壊を防ぐためにせん断力の制限と主筋の定着確保を定めた柱梁接合部の設計法を提案した[2]。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」[3]でも同様に接合部の設計はせん断力に対して行うものとし、主たる応力伝達機構をコンクリートの対角線圧縮ストラットによるものとして、接合部コンクリートの平均せん断応力度に上限を設けることによって接合部の破壊を防ぐ方法を採用している。しかし、接合部せん断力が接合部の強度に達して破壊が生じ、層せん断力が低下するというのは、Hansonらの提案に始まる1つの仮説であり、接合部パネルのコンクリート強度や寸法などの諸元が同じであっても、階高により接合部破壊によって最大層せん断力に達するするときの接合部の最大せん断力が異なるという非線形FEM解析結果の例[4,5]もある。つまり、接合部において応力伝達機構が破壊され、それに伴って接合部の変形が増大する接合部破壊は、せん断力の伝達機構の破壊により生じているとは限らない。そこで、本研究では、既往の実験で得られたデータを再検討し、接合部破壊と接合部せん断力の関係を明らかにし、現在の設計法[2,3]が採用している接合部破壊に関する考え方について、その合理性の再検討を行うことを目的とする。

2. 検討方法

2.1 検討対象試験体

検討対象は、文献[6]で報告された十字形平面柱梁接合部試験体11体のうち、直交梁やスラブのない9体とする(表1)。形状はすべて共通で、(1)主筋量、(2)主筋の降伏点強度、(3)コンクリート圧縮強度を主な変数としている。各試験体の柱軸力は、柱断面の平均圧縮応力度でコンクリート圧縮強度の0.15倍の一定軸力である。いずれの試験体も梁の曲げ降伏前、あるいは梁の曲げ降伏後に接合部破壊に至っている。図1には、各試験体の正方向加力時の層間変形と層せん断力の包絡線を

*1 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 修士課程 (正会員)

*2 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 助教授 (正会員)

重ねて示してあり、すべての試験体で層間変位の増大につれて層せん断力の低下が見られる。

2.2 接合部せん断力

柱梁接合部のせん断力は、接合部パネル高さ中央の水平面で切断したフリーボディに作用するせん断力で[2]、梁引張り鉄筋の鉄筋力より次式のように表わされる。

$$V_j = \sum a_t \sigma_s + \sum a_t' \sigma_s' - V_c \tag{1}$$

ここに、 a_t 、 a_t' ：両側の梁の引張り鉄筋断面積、 σ_s 、 σ_s' ：梁引張り鉄筋応力度、 V_c ：上柱せん断力。梁危険断面の曲げ応力の応力中心間距離を j_b とすれば、梁端モーメント M_b は、引張り鉄筋の引張り力 T と j_b の積であり、式(1)は式(2)となる。

$$V_j = M_b / j_b + M_b' / j_b' - V_c \tag{2}$$

ここに、 M_b 、 M_b' ：梁端モーメント、 j_b 、 j_b' ：梁応力中心間距離。既往の研究では、接合部せん断力の実験値を求める際に、 j_b を有効せいの 7/8 倍などと仮定し、(2)式を用いているものがほとんどである。しかし、梁では抵抗モーメントが大きくなるとコンクリート圧縮域の拡大に伴いコンクリート圧縮力中心位置が断面中心へ移動し、また、接合部内では梁通し主筋の付着劣化が生じて圧縮主筋の引張り化が生じる。その結果、 j_b は減少すると考えられる。そこで、本研究では実験中に測定された梁危険断面での鉄筋の歪度から、後述のモデルで鉄筋の応力を推定して得た鉄筋の

表 1 検討対象試験体の諸元と実験結果

			J-1	J-2	J-4	J-5	J-6	J-7	J-8	J-10	J-11
梁	p_t (%)	上端	1.92	1.66	2.16	1.92	1.89	1.43	4.27	1.89	4.27
		下端	1.44	1.66	2.16	1.44	1.43	0.98	3.24	1.43	3.24
	σ_y (MPa)		626	1428	506	824	663	663	364	687	365
σ_B (MPa)			81.2		72.8		79.2			39.2	
μ			9.6	21.9	8.2	13.4	10.3	10.3	8.3	15.1	11.8
τ_{pu}^* (MPa)			14.7	15.8	15.0	16.9	15.1	12.0	17.1	11.1	12.9
R_u ($\times 10^3$ rad)			27.3	28.5	30.5	30.2	29.0	29.7	18.1	19.6	20.2
破壊モード			BJ	J	BJ	BJ	BJ	BJ	BJ	J	J
特記事項				梁主筋に丸鋼棒			接合部横補強筋少		主筋径大		主筋径大

p_t ：引張り主筋比、 σ_y ：鉄筋降伏点強度、 σ_B ：コンクリート圧縮強度、 $\mu = \sigma_y d_b / \sqrt{\sigma_B} D_c$ ：付着指標[3]、 d_b ：鉄筋径、 D_c ：柱せい、 τ_{ps}^* ：梁端モーメントから求めた最大層せん断力時接合部せん断応力度(式(2)による $V_j / (D_c b_j)$)、 b_j ：接合部有効幅[3]、 R_u ：最大層せん断力時層間変形角、BJ：梁降伏後接合部破壊、J：梁降伏前接合部破壊

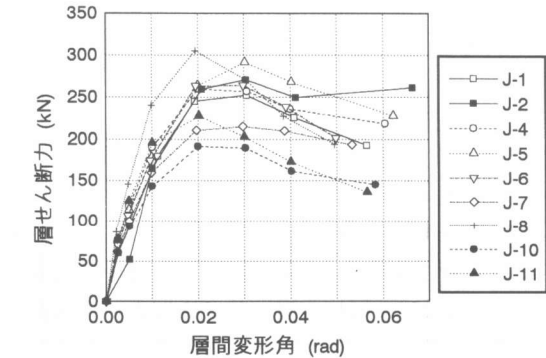


図 1 層せん断力－層間変形角関係

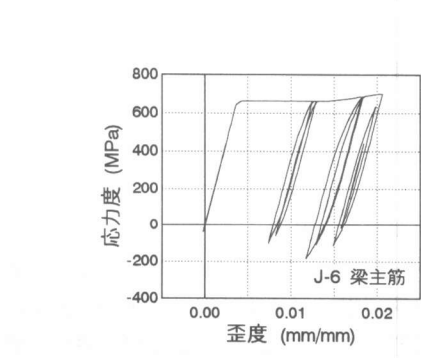


図 2 鉄筋の応力度－歪度関係

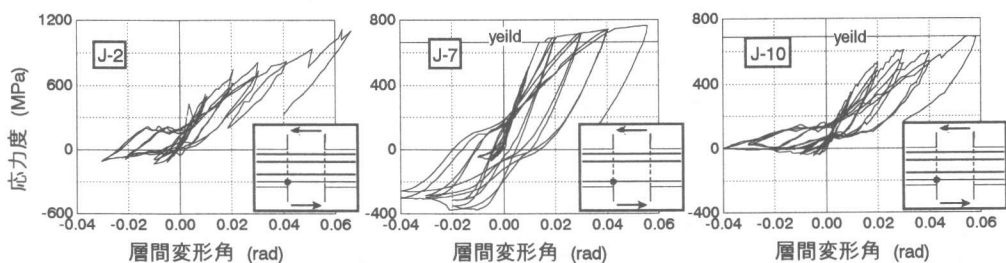


図3 梁端鉄筋応力度－層間変形角関係

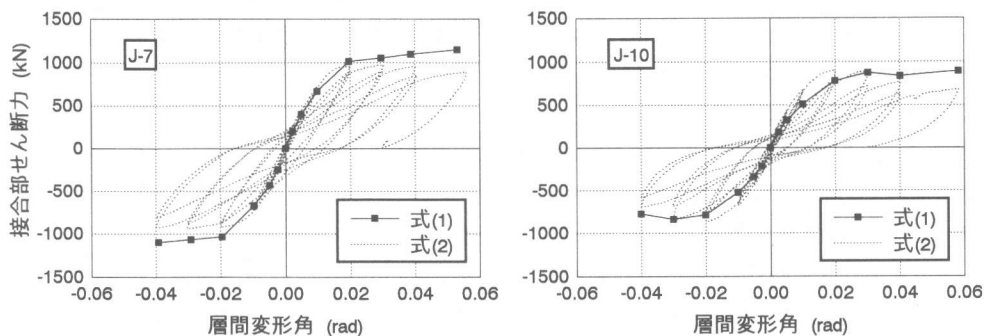


図4 接合部せん断力－層間変形角関係

引張り力から、接合部のせん断力を検討する。

2.3 鉄筋の応力度の推定方法

鉄筋の応力度は、梁通し主筋の梁危険断面を横切る位置に貼付した塑性歪ゲージで検出された歪度履歴から、歪硬化開始点まではバイリニア型とし、歪硬化域と繰り返し部分は Ramberg-Osgood モデルとした応力度－歪度モデルにより変換した(図2)。モデルの各定数は鉄筋の引張り試験結果及び文献[7]により決めた。

3. 接合部せん断力

3.1 梁主筋の危険断面での応力度

試験体 J-2、J-7とJ-10の1段目梁主筋の、梁端危険断面での応力度と層せん断力の関係の例を、図3に示す。試験体 J-7 は、接合部破壊前に梁が曲げ降伏した試験体で、各サイクルピーク時の引張り鉄筋の応力は一定の値を保っている。試験体 J-2 と J-10 は、最大耐力時にも梁が曲げ降伏しない試験体で、繰り返し载荷により次第に層せん断力が低下している(図1)にも関わらず、引張り鉄筋の応力は増加している。このような現象は接合部破壊した試験体を報告した文献[8]の図にも見られる。

3.2 接合部せん断力と層間変形角の関係

試験体 J-7 と J-10 を例とし、応力中心間距離 j_b を一定値(梁有効せいの7/8倍)として梁端モーメントから式(2)で求めた接合部せん断力と、引張り鉄筋の引張り力から式(1)で求めた接合部せん断力を重ねて図4に示

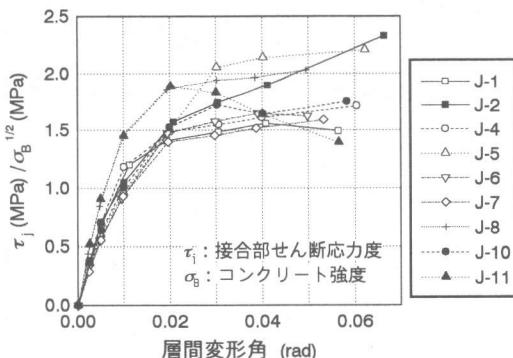


図5 規準化接合部せん断応力度－層間変形角関係

す。鉄筋の引張り力から求めた接合部せん断力は低下しておらず、特にJ-7では増大が認められる。図5では、全9体の試験体の加力サイクルピーク時の式(1)によるせん断力を、柱せいと接合部有効幅[3]で除してせん断応力度とし、コンクリート強度の平方根で除して比較している。試験体 J-11 を除き接合部せん断応力度の低下は認められない。つまり、試験体 J-11 を除き層せん断力の低下は接合部せん断力の低下によるものではない。

3.3 応力中心間距離の変化

層間変形角 1% 以降の繰り返しの正方向荷重ピーク時の、梁端部の応力中心間距離 j_b の推移を図6に示す。 j_b は梁端モーメントを引張り鉄筋の鉄筋力で除して求め、梁有効せい d を引張り鉄筋断面重心から圧縮縁までの距離として、 j_b を d に対する比で示している。歪ゲージを貼付した鉄筋は梁幅中央付近の鉄筋であり、隅角部主筋に比較して応力度が小さく[9]、 j_b を過大に推定する傾向があるが、各試験体とも層間変形の増大とともに応力中心間距離が減少している。3.1節で示したように引張り主筋の鉄筋力は低下しておらず、梁モーメントの低下とそれに伴う層せん断力の低下は、応力中心間距離の減少が原因と考えられる。

3.4 圧縮主筋の引張り転化と応力中心間距離の減少

応力中心間距離が減少する現象は、コンクリートの圧縮力の増大により圧縮域が拡大し圧縮力中心位置が梁中心に向かって移動すること、および、圧縮主筋の応力が引張りに転化することによって生じる(図7)。圧縮主筋の応力が圧縮から引張りに転化すると、圧縮主筋が負担している圧縮力をコンクリートが代わりに負担しなければならず、コ

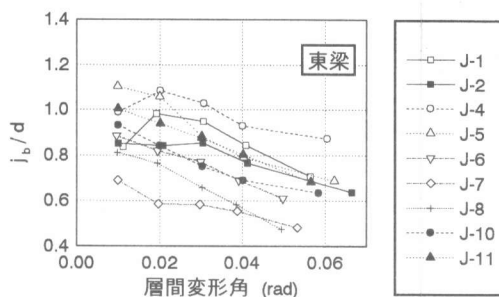


図6 応力中心間距離—層間変形角関係

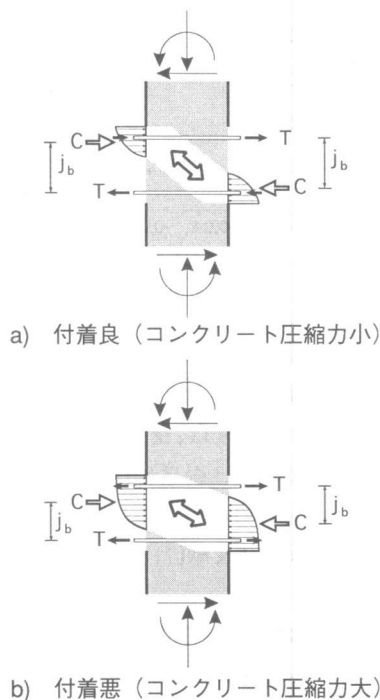


図7 付着劣化による柱はり接合部への入力状態の変化

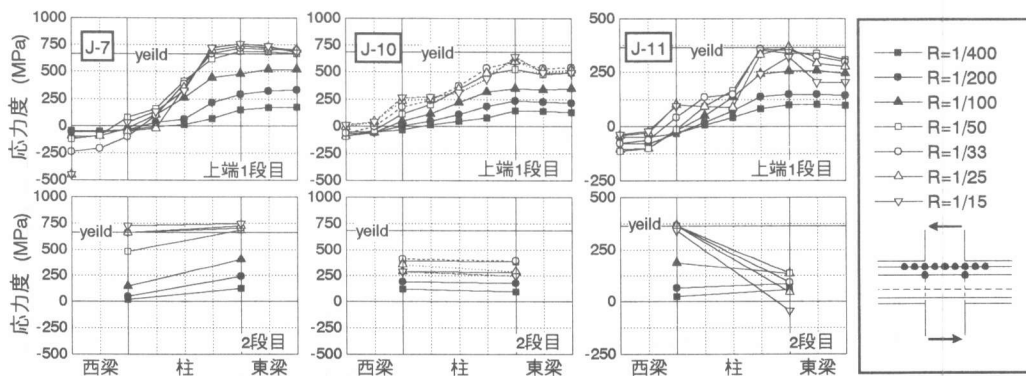
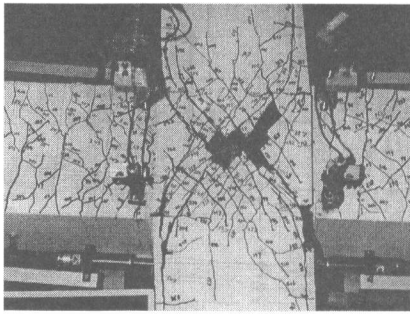
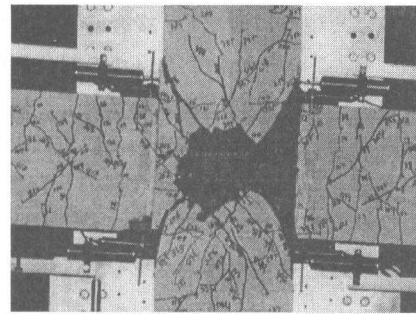


図8 梁主筋応力度分布

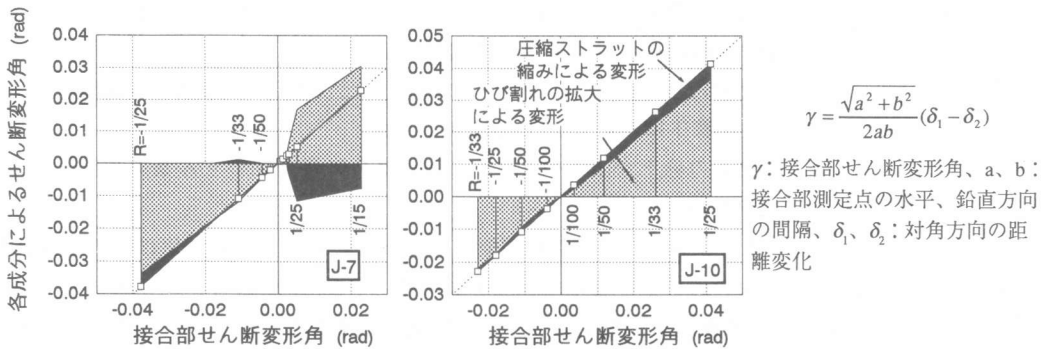


a) J-7



b) J-10

写真1 最終破壊状況



ンクリートの圧縮力が増大する。試験体J-7、J-10およびJ-11の梁主筋応力度分布の実験値を図8に示す。圧縮主筋の応力が引張りとなっており、特に、2段目の圧縮主筋の引張り力が大きい。このような現象は通し配筋とした梁主筋の付着劣化により生じ、梁主筋の付着劣化が、コンクリート圧縮域の拡大と圧縮主筋の引張り転化による応力中心間距離の減少の原因となっている。

従来の設計法では、接合部せん断力の制限により接合部破壊による層せん断力の低下をある程度抑止できている。これは、せん断力に関する規定により、間接的に梁通し主筋の付着応力度が低く押さえられ、応力中心間距離の減少に伴う層せん断力の低下を抑止していると考えられる。

4. 接合部破壊の検討

4. 1 破壊性状

写真1は、試験体J-7とJ-10の最終破壊状況である。3.2節で示したように接合部せん断力の低下は生じていないが、損傷は接合部に集中し、接合部に生じた斜めひび割れが拡大し、接合部のせん断変形角が増大している。図11に、接合部パネル表面に設置された対角線方向の伸縮量から求めたせん断変形角の、対角方向の圧縮（縮み）に伴う変形と引張り（伸び）に伴う変形の比率を示す。せん断変形のほとんどが引張りによるもので、最大耐力後、対角圧縮による成分は約15%以下に留まっており、圧縮変形の顕著な増加は認められない。

4. 2 変形機構のモデル化

接合部では、主として対角方向のひび割れ拡大によってせん断変形が増大している。同時に、接合部せん断力は一定値を保つか増加している。このような一見相矛盾しているかに見える事実を説明する変形機構を考慮した応力伝達機構として、図12の機構を提案する。この機構では、弾性応力によって生じたX型の接合部の斜めひび割れにより分割される4つの部分が、剛体としてお互

いの接触点を中心に回転し、接合部パネルのせん断変形が生じる。このモデルでは、4つの部分の接触点を介して斜めストラットが圧縮力を伝達し、接合部のせん断変形が増加しても接合部のせん断力は保持、または増加する。この機構では、接合部のせん断変形、つまり斜めひび割れの拡大を抑止しているのは、接合部内のせん断補強筋と柱の縦筋と考えられる。

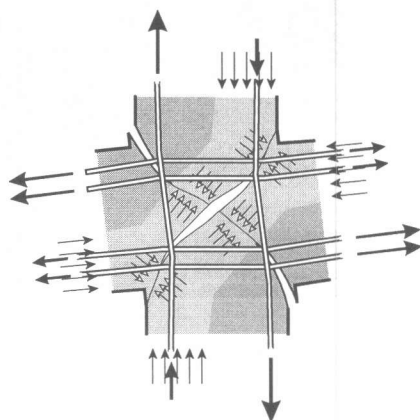


図 12 接合部の変形機構

5. 結論

計 9 体の十字形柱梁接合部試験体について、接合部せん断力について再検討し、接合部破壊と接合部せん断力の関係について次の結論を得た。

1. 接合部破壊が生じた試験体において、正負繰返し载荷によって層せん断力の低下がしても、ほとんどの場合に接合部のせん断力の値は低下しておらず、増加している場合もあった。
2. 層せん断力の低下は通し主筋の付着劣化が原因であった。つまり、付着劣化により梁端部の危険断面において圧縮鉄筋の応力が圧縮から引張りに転化し、また、圧縮力をコンクリートの圧縮域が代わって負担するため圧縮域が拡大し、圧縮合力位置が梁中心に向かって移動し、引張り力と圧縮力の応力中心間距離が減少して、梁端モーメントが減少していた。
3. 接合部破壊は、梁降伏前に接合部破壊する場合にあっても、接合部パネルのせん断変形は主に斜めひび割れの拡大によるものであり、接合部せん断力と直接の関係は認められなかった。

6. 今後の研究

従来、多くの接合部破壊型の柱梁接合部の実験が行われているにも関わらず、主筋の応力度から求めた接合部せん断力の値の推移や、接合部パネルの変形機構は、ほとんど報告されていない。これら点につき、今後詳しく検討がされる必要がある。また、従来の接合部設計における 2 つの設計、即ち、接合部せん断力の制限および主筋の定着の確保は、その役割を見直す必要がある。

7. 引用文献

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990. 10、340 pp.
- [2] Norman W. Hanson and Harold W. Connor : Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joint, Journal of the Structural Division, Vol. 93, ST5, pp. 533-560, Oct.1967
- [3] ACI-ASCE Committee352 : Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI Journal, Vol. 73, No.7, pp. 375-393, July 1976, (Revised) Vol.82, No.3, May-June 1976, pp.266-283
- [4] 柏崎隆志、永井智之、野口博：有限要素法を用いた RC 内柱・梁接合部のせん断耐力に関するパラメータ解析、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18、No.2、pp.941-946、1996.6、pp.599-600、1991.9
- [5] 岡功治、塩原等：鉄筋コンクリートはり柱接合部の架構において通し配筋の付着強度が最大層せん断力に及ぼす影響（その 1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C2、pp.131-134、1995.8
- [6] 塩原等他：高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造はり柱接合部の耐震設計法（その 1～7）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.1261-1262、1973.10
- [8] 後藤康明：鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断抵抗機構に関する研究、北海道大学学位論文、1995.3
- [9] 小前健太郎：鉄筋コンクリート梁部材のせん断強度に及ぼす主筋及びせん断補強筋の配筋詳細の影響、東京大学学位論文、1996.3