

[2089] 鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の耐力と変形性状

正会員 ○渡辺 一弘 (千葉工業大学)

安部 勝弘 (竹中工務店)

村川 譲二 (積水ハウス)

正会員 野口 博 (千葉大学工学部)

1. はじめに

鉄筋コンクリート造骨組の耐震設計では梁降伏型の崩壊機構が望ましく、このような崩壊型を形成するためには、梁の降伏後に地震時に予想される層間部材角 $R=1/50\text{rad}$ 程度の変形においても接合部の破壊は避けなければならない。本研究では、RC内部柱・梁接合部のせん断入力量と限界変形に着目した実験を行い、本報告では、既往の実験で報告されている接合部破壊型での高いせん断耐力と、梁曲げ降伏型での比較的低いせん断耐力の関連について接合部の限界変形により考察し、それに与える梁主筋の付着性状の影響についても検討することに重点を置いた。

2. 実験計画と試験体設計

文献3)によれば、柱・梁接合部のパネル部分に入力するせん断力は、コンクリートの圧縮強度の30%以上の応力度になるとパネルのせん断破壊が激しく生じることがわかっている。一般に、せん断入力量が梁の曲げ降伏によって低く抑えられる場合には、パネルのせん断破壊よりも梁の曲げ破壊が大きく、逆に、梁のせん断入力量が上記のように大きくなると、パネルの破壊の方が大きくなると考えられるので、前者ではせん断入力量が小さい割には耐力時の変形量が大きくなり、後者ではその逆が成り立つと考えられる。そこで本研究では、柱・梁接合部の全体変形に対するせん断入力量の最大値、すなわち耐力との関係を図-1に示すよう

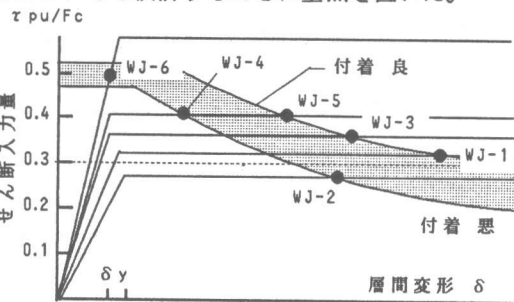


図-1 接合部の仮想破壊曲線

表-1 試験体の諸元

Specimen	WJ-1	WJ-2	WJ-3	WJ-4	WJ-5	WJ-6
Beam	200 mm × 300 mm					
Top & Bottom Bars	12-D10 (SD24)	5-D13 (SD35)	12-D10 (SD30)	7-D13 (SD35)	14-D10 (SD35)	10-D13 (SD30)
Pt(%)	1.68	1.17	1.68	1.70	1.96	2.48
Column	300 mm × 300 mm					
Total Bars	18-D13 (SD30)	18-D13 (SD30)	12-D16 (SD30)	16-D16 (SD30)	16-D16 (SD30)	18-D16 (SD30)
Pg(%)	2.53	2.53	2.65	3.53	3.53	3.97
Joint Hoop	2-D10 3set	2-D10 3set	2-D10 3set	2-D10 3set	2-D10 3set	2-D10 3set
Pv(%)	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64
$\tau_{pu}/F_c(\text{cal})$	0.312	0.288	0.344	0.404	0.424	0.509
Bond Index	52	86	59	86	61	77

表-2 材料特性

Concrete	F_c (kgf/cm^2)	ϵ_c (%)	f_t (kgf/cm^2)	$E_c(\times 10^5)$ (kgf/cm^2)
	296	0.2157	21.8	2.510
Steel	σ_y (kgf/cm^2)	ϵ_s (%)	σ_{max} (kgf/cm^2)	$E_s(\times 10^6)$ (kgf/cm^2)
SD24 D-10	3319	0.1776	4258	1.870
SD30 D-10	3710	0.2037	5321	1.825
SD35 D-10	3863	0.2170	5554	1.781
SD30 D-13	3648	0.1957	5034	1.865
SD35 D-13	4068	0.2174	5648	1.890
SD30 D-16	3799	0.2077	5405	1.832

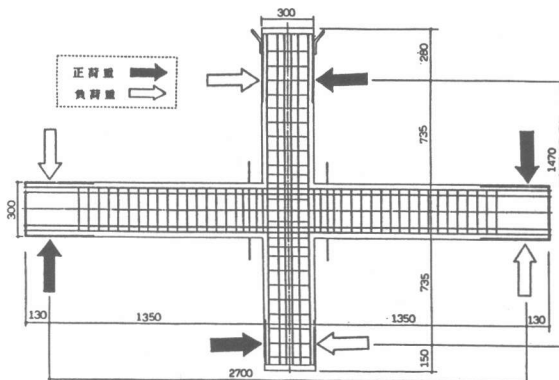


図-2 配筋概要

に想定して、実験によって確認することにした。なお、パネル区間の梁主筋の定着条件が不良の場合、パネルの圧壊などの現象によって、変形能力が減退することについても検討することにした。

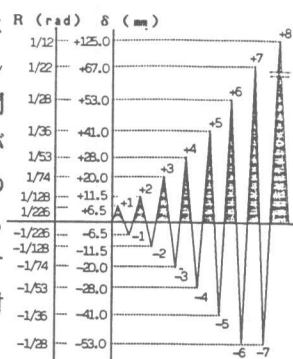


図-3 荷重履歴

本実験の試験体とし、梁降伏型5体(WJ-1~WJ-5)、接合部破壊型1体(WJ-6)を作成した。梁降伏型ではせん断入力量を $\tau_{pu}=0.3\sim0.4 F_c$ の間で変化させ、接合部破壊型では $\tau_{pu}=0.5 F_c$ となるように設計した。設計の際のせん断入力量は、学会RC構造計算規準の梁の終局曲げ耐力略算式¹⁾より計算した接合部平均せん断応力度である。接合部のせん断補強筋比は、実験結果の評価を出来る限り少数の影響因子に限定するために、6体とも同一の $P_w=0.64\%$ とした。付着の良し悪しは北山ら²⁾の提案する付着指標を参考に、実際の配筋で可能な範囲で決定した。

試験体は、約1/2スケールの平面十字型接合部とし、断面寸法等は東京大学及び千葉大学の既往の実験シリーズ²⁾³⁾に出来る限り合わせた。図-2に試験体の配筋概要、表-1、表-2に試験体の諸元、材料特性をそれぞれ示す。

3. 荷重履歴及び測定方法

加力は、試験体の柱頭・柱脚をピン支持とし、定軸力18tf($\sigma_o=20\text{kgf/cm}^2$)を載荷した後、梁に地震力を模擬した正負交番繰り返し載荷で行った。荷重履歴は図-3に示す通りで、包絡線を把握するために、既往の実験²⁾³⁾より細かい変位で繰り返し加力を行い、最終サイクル時には層間部材角 $R=1/12\text{rad}$ まで載荷した。測定は梁、柱、接合部せん断補強筋に歪ゲージを貼付して各鉄筋の歪値を測定し、各部材および層間変形の算定は、試験体に直接取り付けた十字形フレームに設置した6つの変位計より計算した(図-4)。コンクリートストラットの歪度を測定するために、正荷重時の圧縮主歪方向に近い接合部対角線 45° 方向にモールドゲージを埋め込んだ。

4. 実験結果

4-1. せん断入力-層間変形関係

図-5に、せん断入力量-層間変形関係の一例を示す。

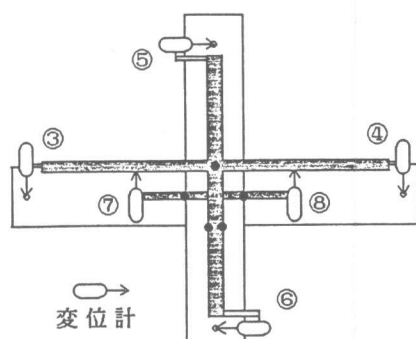


図-4 変位計設置位置図

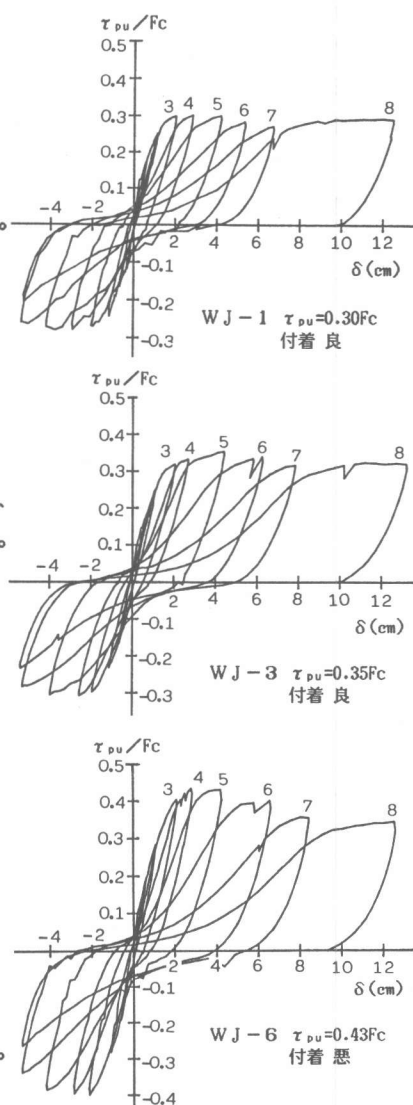


図-5 せん断入力量-層間変形関係

図-5によれば、せん断入力量の増大と共に最大耐力以降の耐力劣化が著しくなる傾向にある。また付着のよい試験体は、第5サイクル ($R=1/36\text{rad}$) までは太った履歴ループを描くが、第6サイクル ($R=1/28\text{rad}$) 以降、ループの逆S字化が生じ、最大耐力以降の耐力劣化が早い傾向にある。せん断入力量の大きいWJ-6の最大耐力時の変形は、他の試験体より早く、第4サイクル ($R=1/53\text{rad}$) であり、梁主筋の降伏以前に接合部に圧壊の兆候がみられ、梁主筋は降伏したものの、その最大耐力はRC規準による梁の終局曲げ耐力の計算値には達していなかった。

4-2. 接合部のせん断変形

図-6にWJ-1 (せん断入力量 小)、WJ-3 (せん断入力量 中)、WJ-6 (せん断入力量大) のせん断入力量-接合部せん断変形関係を示す。WJ-1では、第5サイクル ($R=1/36\text{rad}$) よりせん断変形が増大し始め、第6サイクルまで正負ともほぼ同様に变形が進んでいる。WJ-3では、第4サイクル ($R=1/53\text{rad}$) 負荷重よりせん断変形が増大し始め、以降正荷重時より負荷重時で変形が蓄積されていく。この傾向は、WJ-4, WJ-5でも同様であった。せん断入力量の大きいWJ-6では、第4サイクルの $\tau_{pu} = 0.35 \cdot F_c$ 付近より剛性が低下し、ピーク時 ($R=1/53\text{rad}$) で早くもせん断変形が

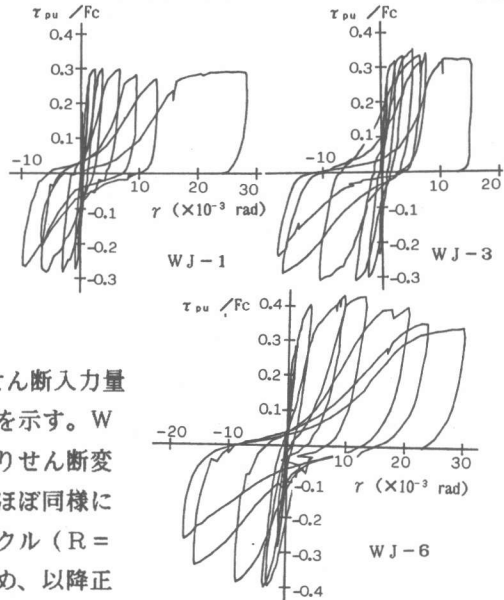


図-6 せん断入力量-接合部せん断変形関係

4-3. 変形成分の分解

全体変形に占める各部材変形の割合を各サイクルピークについて図-7に示す。WJ-3~WJ-5で接合部の変形が正負でかなり違っているため、図には各サイクルの平均値を示した。

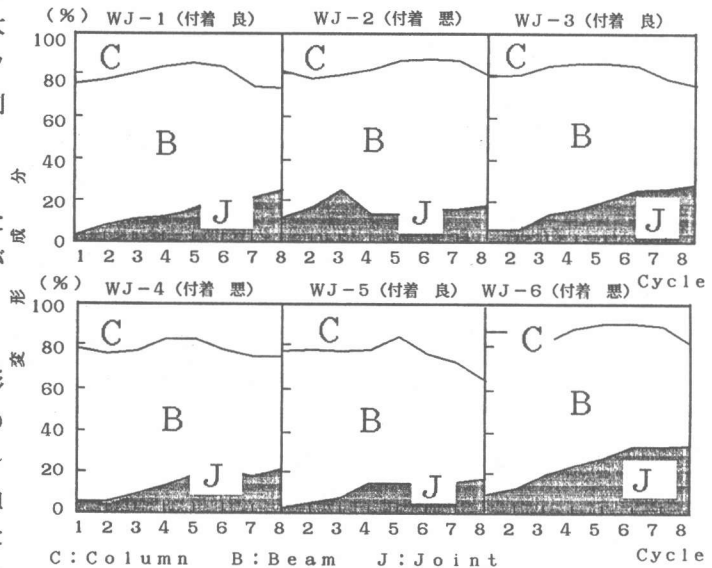


図-7 各部材変形の全体変形に占める割合

梁主筋の付着劣化が著しかったWJ-2では、付着劣化が生じたと思われる第4サイクル以降、ほとんど接合部の変形割合は増加しておらず、梁主筋の付着が良好な試験体の方が、接合部の変形割合が大きく測定された。

5. 耐力と変形状に関する考察

図-8は、各試験体の最大耐力、接合部の圧壊、及び接合部対角線方向に埋め込んだモールド

ゲージによるコンクリートの圧縮歪が、材料試験で得られたコンクリートの圧縮強度時の歪（ $\epsilon_c = -2160 \mu$ ）に達した時期を、それぞれせん断入力量－層間変形関係上に示したものである。圧壊に関しては一般的な定義はないが、圧壊の目安として図中には接合部コンクリートの剥落を圧壊として示した。最大耐力に関しては、予想したせん断入力量と変形の関係（図－１）に近い傾向を示しているが、付着性状に関する違いは顕著には現れていない。接合部コンクリートが圧壊し始める時期に関してもほぼ同様な傾向にあるが、せん断入力量の小さいWJ－２では、繰り返し加力による接合部のせん断劣化のため、圧壊とほぼ同時に最大耐力に達している。それに対し、せん断入力量が大きいWJ－６では、 $R=1/74$ rad 時に接合部に圧壊が見られたが、最大耐力となったのは $R=1/53$ rad 時であった。コンクリートストラットの歪が最大歪に達する点については、梁主筋の付着の良し悪しで傾向が異なり、付着の良いWJ－３、WJ－５に比べ、付着の悪いWJ－２、WJ－４では、コンクリートストラットが最大歪に達する時の変形は小さい。これは付着が良い方が、入力せん断力を接合部内の広い範囲に伝えるためにストラット幅が大きくなり、局部的な応力集中が避けられるためであると思われる。せん断入力量が大きいWJ－６では、他の５体より

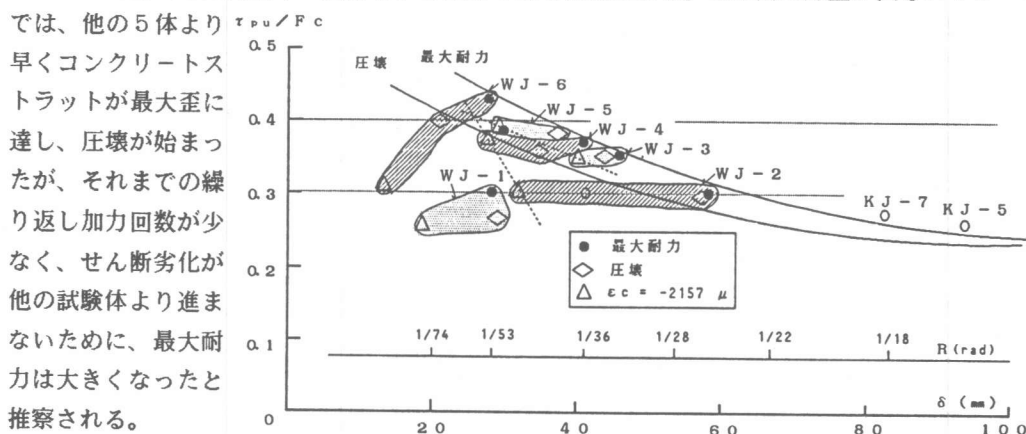


図-8 接合部の耐力と限界変形

6. まとめ

本実験の範囲内で得られた知見を以下に示す。

- 1) 接合部を含む骨組の最大耐力と部材角の関係はせん断入力量が増大するに伴い変形は小さく、その値は $\tau_{pu}=0.3Fc$ で $R=1/25rad$ 、 $\tau_{pu}=0.4Fc$ で $R=1/50rad$ 程度である。
- 2) 接合部の圧壊は最大耐力以前に現れ、最大耐力時の変形量の差は、せん断入力量が増大するに伴い、大きくなる。
- 3) コンクリートストラットが圧縮強度時の歪に達する変形については、 $\tau_{pu}=0.4Fc$ 付近では梁主筋の付着性状による差はみられず $R=1/50rad$ 程度となるが、 $\tau_{pu}=0.35Fc$ 付近では付着の悪い試験体で $R=1/45rad$ 、付着の良い試験体で $R=1/36rad$ であり、比較的低入力の場合には、梁主筋の良好な付着により、応力及び歪が分散され変形能力が増すことが認められた。

【謝辞】 本研究は、科学研究費補助金(一般研究(C)、課題番号62550410、研究代表者:野口 博)を受けて行い、実験は、千葉大学工学部建築工学科実験棟で行った。

【参考文献】 1)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2)北山、栗栖、小谷、青山：“梁主筋の付着をよくした柱梁接合部の耐震性能”、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、1985、pp 605-608 3)野口、栗栖：“鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐震性に関する実験的研究”、日本建築学会大会梗概集、1987年、pp 627-628