Japan Concrete Institute

コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，2000

論文　梁貫通型柱RC梁S構造接合部の構造性能に関する実験

黒田　洋子*1・飯塚　正義*1・八木　敏行*1

要旨：筆者らはフェースベアリングプレートと接合部フープで構成される簡易な補強方法による梁貫通型柱ＲＣ梁Ｓ構造接合部を考案し，その構造性能を把握するため直交梁の有無，接合部補強方法などを変数とする十字型柱梁接合部実験を行った。その結果，接合部せん断破壊した試験体の最大耐力は日米共同構造実験研究の提案式を若干修正した式で評価できることを確認した。また，接合部耐力のコンクリート負担分を算出し，柱幅に対する有効幅率を求めた。

キーワード：柱ＲＣ梁Ｓ構造，梁貫通型柱梁接合部，接合部補強，荷重－変形関係

1．はじめに

柱をＲＣ造，梁をＳ造とする混合構造は構造的合理性，経済性から注目されている構造である。筆者らは施工性を考慮し，フェースベアリングプレート(以下 FBP)と接合部フープで構成される簡易な補強方法による梁貫通型柱ＲＣ梁Ｓ構造接合部を考案し，その構造性能を把握するため直交梁の有無，接合部補強方法などを変数とする十字型柱梁接合部実験を行った。本報では，その実験結果と日米共同構造実験研究で提案している式 [1)]を若干修正した式との比較について述べる。また，接合部耐力のコンクリート負担分を算出し，柱幅に対する有効幅率を求める。

2．実験概要

2.1 試験体

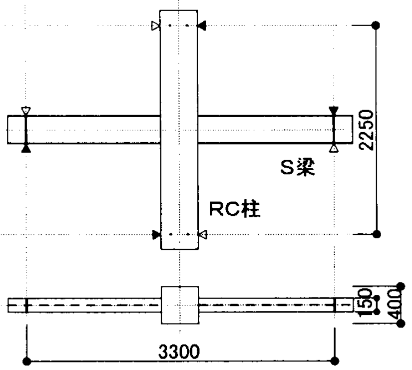
試験体は３階建ての建物の中柱を想定した十字型柱梁接合部の1/2モデルとした計４体である。試験体一覧を**表－1**に，標準試験体の形状図を**図－1**に，柱梁接合部の詳細を**図－2**に示す。実験のパラメータは鉄骨梁の鋼材種別（SS400, SM490），鉄骨梁のフランジ幅(100mm，150mm)，ウェブ補強の程度（補強なし，補強あり），直交梁の有無（直交梁なし，両側に直交梁付き），接合部フープの形状（U字，L字，角スパイラル），FBPの位置（柱主筋位置，柱フェース）である。N0，N2，S2試験体は接合部せん断破壊先行型，D2試験体は梁曲げ降伏先行型となるよう設計した。使用材料の強度を**表－2**に示す。試験体製作はまず鉄骨梁に直交梁，FBPを溶接し，N0，N2，D2試験体はFBPと接合部フープをフレアー溶接（溶接有効長さ24mm×2），S2試験体は角スパイラル筋を梁・直交梁により区画される４部分に個別に配筋する。その後柱筋を挿入し接合部フープと結束

表－1　試験体一覧

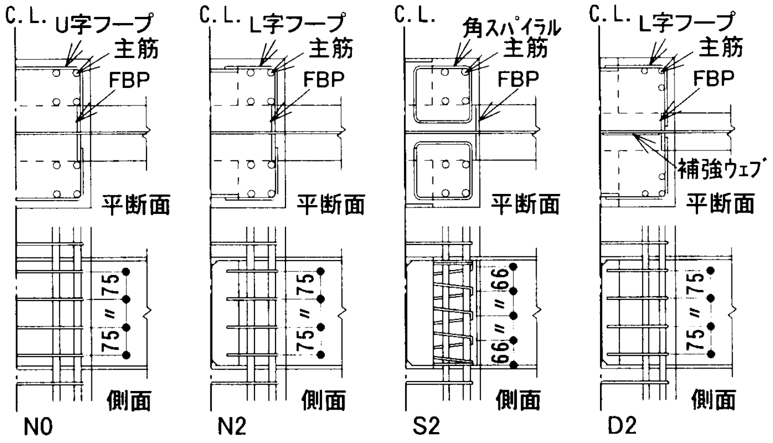
試験体名称		N0	N2(標準試験体)	S2	D2
梁の種別		SM490			SS400
梁断面		H-300×150×6.5×9			H-300×100×6.5×9
柱断面		400mm×400mm			
柱主筋		16-D19(SD345) Pg=2.87%			12-D16(SD345) Pg=1.49%
柱せん断補強筋	柱頭柱脚	目-D6@50(SD295A)			ロ-D6@50(SD295A)
	一般部	ロ-D6@50(SD295A) Pw=0.32%			
直交梁		なし	両側付き		
接合部補強ウェブ		なし			片面(厚4.5mm)SS400
接合部フープ		U字D6(SD295A) Pw=0.21%	L字D6(SD295A) Pw=0.21%	角ｽﾊﾟｲﾗﾙD6(SD295A)	L字D6(SD295A) Pw=0.21%
FBP		PL-9(柱主筋位置)SM490		PL-9(柱フェース)SM490	PL-9(柱主筋位置)SS400
スラブ		なし			
想定する崩壊形		接合部せん断破壊先行型			梁曲げ降伏先行型

*1 不動建設㈱建築技術本部　（正会員）

NII-Electronic Library Service



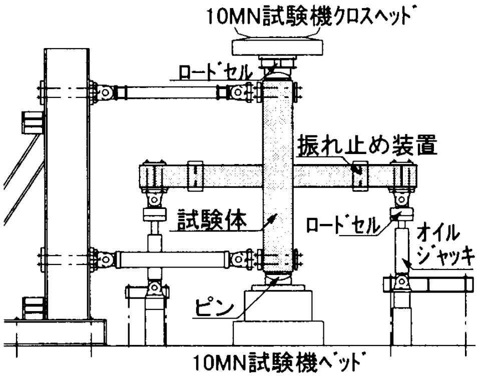
図－１　試験体形状図(N2)



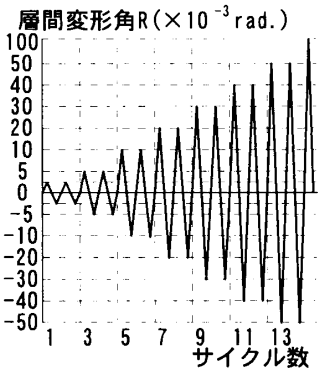
図－２　柱梁接合部詳細図

表－２　材料強度(MPa)

			降伏点	引張強度
鋼板	SS400	ウェブ	322	475
		フランジ	282	458
		FBP	252	391
		補強ウェブ	350	415
	SM490	ウェブ	408	558
		フランジ	400	550
		FBP	365	527
鉄筋	D19	主筋	387	590
	D16	主筋	384	599
	D6	その他	320	539
コンクリート		圧縮強度	28.9	



図－３　加力装置



図－４　載荷履歴

し，型枠を配して上下の柱と柱梁接合部のコンクリートを一度に打設した。

2.2 加力および変位測定方法

加力装置を**図－３**に示す。10MN構造物試験機により柱に一定軸力(163kN)を与え，柱の先端部をピン支持した状態で梁先端部を変位制御により加力した。加力は**図－４**に示すように層間変形角が±(2.5，5，10，20，30，40，50)×10^{-3}rad.となるように正負繰返し載荷を二回ずつ行った後，正方向に100×10^{-3}rad.まで単調載荷を行った。

変位計により，層間変形角，柱・梁部材角，柱の軸方向変形量，接合部パネルのせん断変形角の変位量を測定し，ひずみゲージにより鉄筋，ウェブ，フランジ，FBP 等のひずみを測定した。

3．実験結果

各試験体の実験結果を**表－３**に，接合部せん断破壊した試験体の最終破壊状況を**写真－１**に示す。接合部せん断耐力計算値は**表－３**下の*6 に示すように日米共同構造実験研究の提案式 [1]を本柱梁接合部にあわせて若干修正して求めた。N0，N2，D2 試験体は FBP が柱主筋位置にあるため，ウェブ寄与分を求める際の Dc は FBP 外面間距離とした。コンクリート寄与分を求める際の有効柱せいは最外主筋間距離(mcd)とした。破壊モードは想定通り N0，N2，S2 試験体が接合部せん断破壊，D2 試験体が梁曲げ降伏であった。

3.1 N0 試験体

接合部せん断力の最大値（pQexp）は層間変形角が-30×10^{-3}rad.時の 975kN であった。梁せん断力で比較すると梁，柱の終局耐力時の梁せん断力計算値（bQmu，cQb）に達する前に梁せん断力の実験値の最大値（bQexp）となっているため，接合部せん断破壊により最大耐力に達したことがわかる。接合部せん断耐力計算値（pQ）は 912kN で，実験値は計算値の 1.07 倍である。

柱梁接合部のせん断ひび割れは**写真－１(a)**に示すように柱梁接合部の隅から対角方向の隅に伸

NII-Electronic Library Service

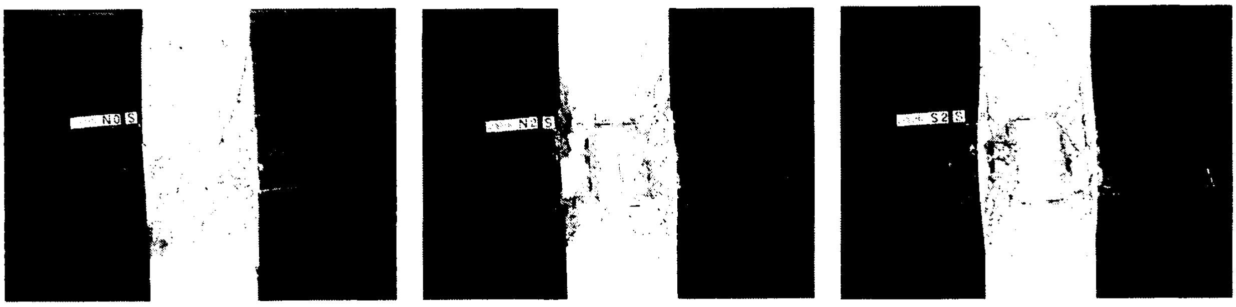
表－3　実験結果

試験体名	計算値								実験値			実験値／計算値*10
	梁		柱			接合部		想定破壊形式	梁せん断力最大値	接合部せん断力最大値*8	接合部せん断応力度最大値*9	
	梁曲げ耐力時の梁せん断力*1 bQmu(kN)	梁せん断耐力*2 bQ(kN)	柱曲げ耐力時の柱せん断力*3 cQmu(kN)	柱せん断耐力*4 cQ(kN)	柱終局耐力時の梁せん断力*5 cQb(kN)	接合部せん断耐力*6 pQ(kN)	接合部終局耐力時の梁せん断力*7 pQb(kN)		bQexp(kN)	pQexp(kN)	τ(MPa)	
N0	152	451	326	318	217	912	104	接合部せん断破壊	112	975	18.7	1.07
N2	152	451	326	318	217	958	109	接合部せん断破壊	142	1245	23.9	1.30
S2	152	451	326	318	217	1008	115	接合部せん断破壊	146	1276	24.5	1.27
D2	86	319	184	273	126	1125	129	梁曲げ降伏	100	－	－	1.17

色付きの部分は想定される破壊形式を示す
*1 鉄骨の曲げに関する材料強度×鉄骨の塑性断面係数
*2 鉄骨のせん断に関する材料強度×鉄骨ウェブの断面積
*3 (付1.7-3b)式[2]
*4 (付1.7-2a、4a)(修正荒川mean式)[2]
*5 cQmu、cQの最小値に階高と梁スパンの比を乗じた値
*7 pQにv/(1-u-v)と階高と梁スパンの比を乗じた値
　u:柱主筋間距離と梁スパン長さの比
　v:フランジ芯間距離と階高の比
*8 梁せん断力bQexpを*7で除した値
*9 τ=pQexp/A　(A=0.4×Bc×mcd)
*10 D2は梁せん断力、他は接合部せん断力で比較

*6 日米共同構造実験研究提案式[1]を若干修正した式
pQ=Qw+Qc+Qh+Qf
ｳｪﾌﾞ寄与分
　Qw=C1×(tw×Dc)×sσwy
ｺﾝｸﾘｰﾄ寄与分
　Qc=0.4×C2×C3×Bc×mcd×(cσb×0.1)×jδ
ﾌｰﾌﾟ寄与分
　Qh=0.25×Pw×σwy×Bc×mcd
S2試験体は接合部フープが4分割角スパイラルで一体となっていないためQh=0とする。
ふさぎ板寄与分
　Qf=0

tw:ウェブ厚
Dc:FBP外面間距離
Bc:柱幅
mcd:柱の最外主筋中心間距離
sσwy:ｳｪﾌﾞのせん断に関する材料強度
cσb:ｺﾝｸﾘｰﾄの材料強度
σwy:接合部フープの材料強度
Pw:接合部フープの横補強筋比
C1:ｳｪﾌﾞの拘束効果に関する係数(0.9)
C2:FBPの延長効果の係数(1.0)
C3:直交梁なし=0.9、直交梁あり=1.0
jδ:柱梁接合部の形状の係数(十字型:3)



(a)N0 試験体　　(b)N2 試験体　　(c)S2 試験体

写真－1　最終破壊状況

びるひび割れであった。

3.2 N2 試験体

pQexp は層間変形角が 30×10^{-3}rad. 時の 1245kN であった。N0 試験体と同様で，bQmu，cQb と bQexp を比較すると N2 試験体も接合部せん断破壊により最大耐力に達したことがわかる。pQ は 958kN で，実験値は計算値の 1.30 倍である。接合部せん断耐力は**表－3**の計算式*6 では直交梁の効果を C3 で示し，1/0.9 倍(1.11 倍)としているが，N0 試験体と比較するとおよそ 1.28 倍であった。

柱梁接合部のせん断ひび割れは初期変形時にはN0試験体と同様な柱梁接合部の隅から対角方向の隅に伸びるものが多く生じたが，変形が大きくなるにつれ柱梁接合部の隅から直交梁のウェブ端方向のひび割れが多く生じた。最終破壊は**写真－1 (b)** に示すように，直交梁が剛のまま回転し，直交梁周辺のコンクリートが圧壊した。

3.3 S2試験体

層間変形角が100×10^{-3}rad. 時に接合部せん断力の最大値が得られたが，層間変形が大きすぎるためこれを無視し，30×10^{-3}rad. 時の1276kNをpQexpとみなす。N0試験体と同様で，bQmu，cQbとbQexpを比較するとS2試験体も接合部せん断破壊により最大耐力に達したことがわかる。pQは1008kNで，実験値は計算値の1.27倍である。pQexpはN2試験体とほぼ同じ値であった。

柱梁接合部のせん断ひび割れは柱梁接合部の隅から直交梁のウェブ端方向に伸びる方向であった。最大耐力を超えたあたりから，主筋に沿った付着ひび割れも生じた。最終破壊は**写真－1 (c)** に示すように，直交梁部分が剛のまま回転し，直交梁周辺のコンクリートから破壊し始めた。

NII-Electronic Library Service

3.4 D2試験体

層間変形角が50×10^{-3}rad.時に梁せん断力の最大値（bQexp）100kNが得られ，梁曲げ耐力時の梁せん断力の計算値（bQmu）86kNの1.17倍であった。5サイクル目に梁曲げ降伏が生じた後は柱梁接合部の変形が進展せず，ひび割れも小さいままであった。**図－5**に梁せん断力－層間変形角関係を示す。繰返し載荷による荷重低下も見られず，15サイクル目の梁に亀裂が生じ耐力が低下するまで安定した紡錘型の梁せん断力－層間変形角関係が得られた。

4．考察

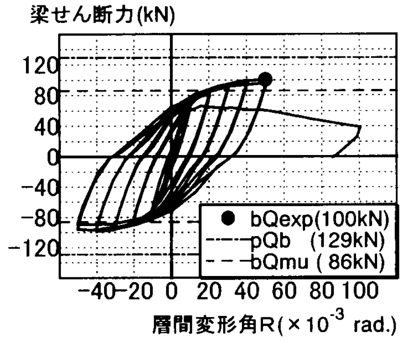
接合部せん断破壊したN0，N2，S2 試験体の実験結果について考察を行う。

4.1 せん断力－層間変形角関係

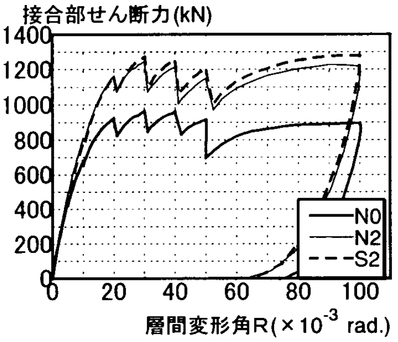
接合部せん断破壊した試験体の接合部せん断力－層間変形角関係を**図－6**に，正加力時の包絡線を**図－7**に，等価粘性減衰係数の推移を**図－8**に示す。**図－6**は破線で計算値（pQ），●で実験値の最大値（pQexp）を示している。いずれの試験体も接合部せん断力－層間変形角関係は逆Ｓ字型で，すべりを生じている。最大耐力後は繰返し載荷により１割程度の荷重低下が生じたが，100×10^{-3}rad.時まで靭性のある梁せん断力－層間変形角関係が得られた。**図－7**によると接合部にせん断ひび割れが生じた5×10^{-3}rad.時までは直交梁の有無による差は小さいが，その後N0試験体は３割弱接合部せん断力が小さくなった。**図－8**の等価粘性減衰定数も４サイクル（層間変形角5×10^{-3} rad.）までは差が小さいが，その後若干N0試験体の値が大きくなった。つまり，接合部せん断ひび割れ発生後，直交梁の効果があらわれる。N2試験体とS2試験体の差異は認められなかった。

4.2 変形成分の割合

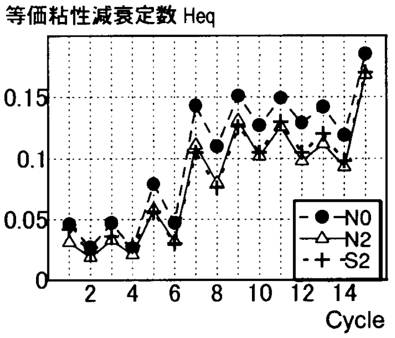
正加力時の各サイクルの最大荷重時における変形成分の割合を**図－9**に示す。N0試験体は全体的に接合部パネルの変形割合が少ない。直交梁のあるN2試験体とS2試験体はほぼ同じ割合で，最大耐力以降，接合部パネルの変形割合が増す。これ



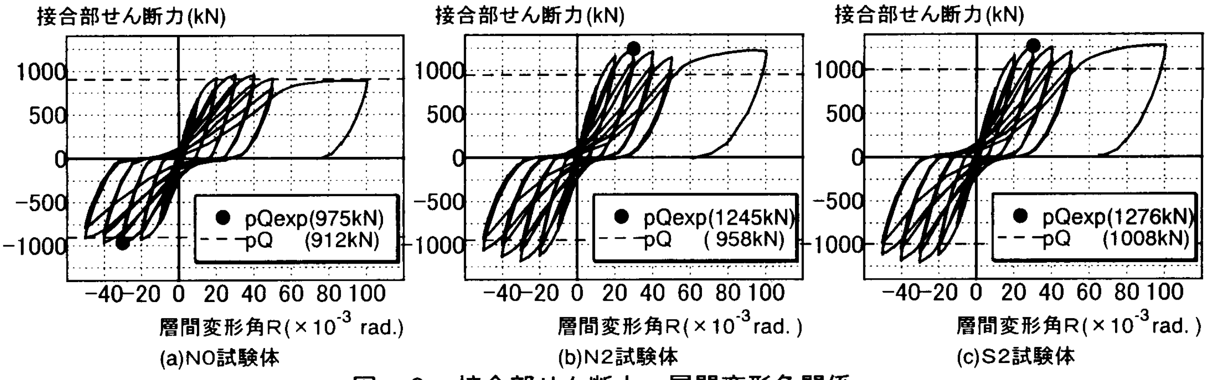
図－5　梁せん断力－層間変形角関係



図－7　包絡線の比較

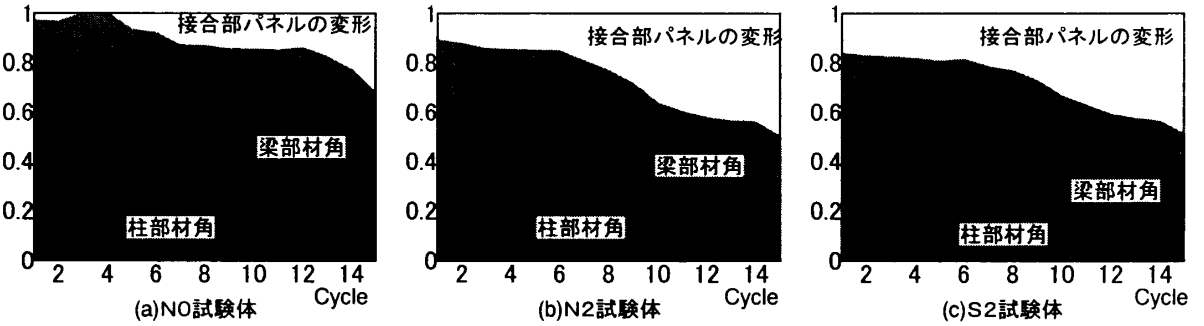


図－8　等価粘性減衰定数

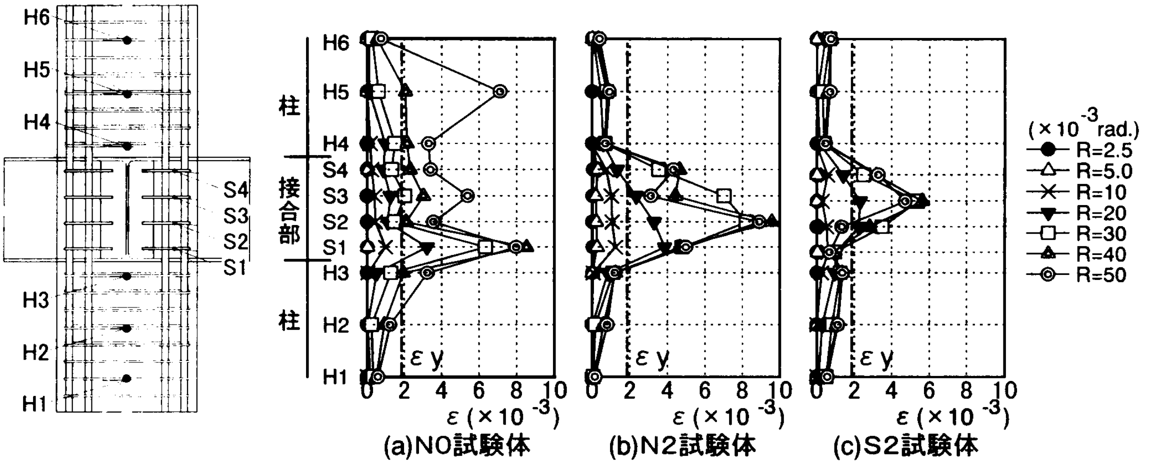


図－6　接合部せん断力－層間変形角関係

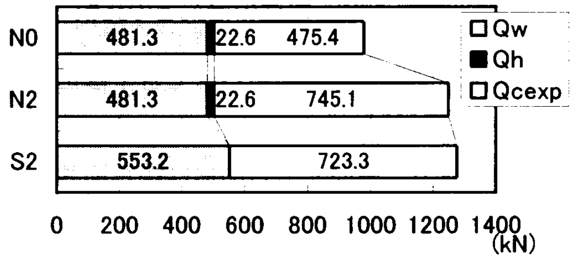
NII-Electronic Library Service



図－9　変形成分の割合



図－10　接合部フープ柱せん断補強筋のひずみ



図－11　接合部せん断力の負担割合

表－4　柱梁接合部コンクリートの有効幅

	C2	C3	Bc cm	mcd cm	cσb MPa	jδ	Qcexp kN	cK*11
N0	1	0.9	40	32.6	28.9	3	475	0.47
N2	1	1	40	32.6	28.9	3	745	0.66
S2	1	1	40	32.6	28.9	3	723	0.64

*11 Qcexp=cK×C2×C3×Bc×mcd×(cσb×0.1)×jδ
∴cK=Qcexp/(C2×C3×Bc×mcd×(cσb×0.1)×jδ)
C2,C3,Bc,mcd,cσb, jδは表－3の*6を参照

は，柱梁接合部のせん断力負担割合が増すため，接合部パネルの変形も大きくなると考えられる。

4.3 接合部フープのひずみ分布

図－10に正加力時で所定の層間変形角時点の柱梁接合部内の接合部フープと柱のせん断補強筋のひずみ分布を示す。図中のεyは接合部フープ，柱せん断補強筋の降伏ひずみを示している。柱梁接合部内の接合部フープは各試験体とも層間変形角が20×10^{-3}rad.時までに降伏している。柱梁接合部内の接合部フープ同士が直接接合されていないN2試験体でもFBPを介してせん断力を分担していることがわかる。スパイラル筋が梁ウェブに接合されていないS2試験体はN2試験体に比べ接合部フープのせん断力負担が小さいことがわかる。

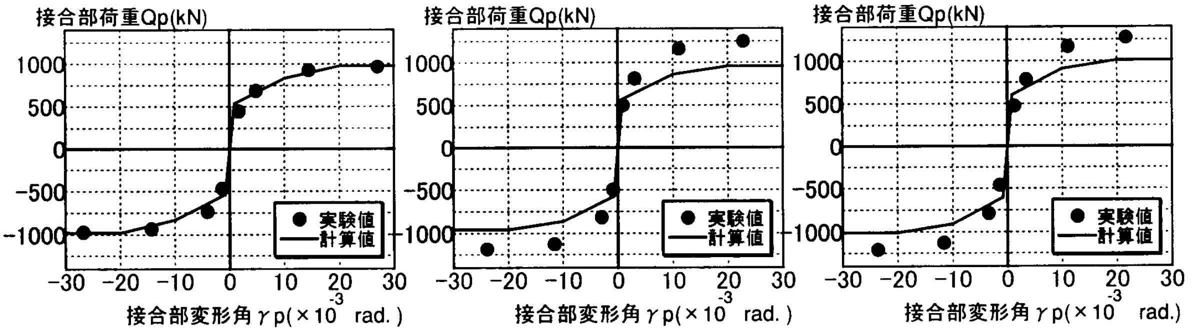
4.4 接合部耐力の負担割合

接合部せん断力実験値の負担割合を**図－11**に示す。ウェブ，フープの負担分（Qw, Qh）は最大耐力時に降伏していたため，**表－3**の*6に示した式で求められると仮定した。コンクリートの負担分の実験値（Qcexp）は接合部せん断力実験値（pQexp）からQw, Qhを差し引いた値である。N2試験体とS2試験体のQcexpを比較するとほぼ等しかった。前節で示したとおりスパイラル筋の効果は小さいことも踏まえ，接合部せん断耐力を求める際，スパイラル筋の効果を考慮しないのが妥当であると考えられる。

4.5 柱梁接合部コンクリートの有効幅率(cK)

図－11のQcexpから求めた柱梁接合部コンク

NII-Electronic Library Service



(a)N0試験体　(b)N2試験体　(c)S2試験体

図－１２　日米共同研究との比較

リートの有効幅率(cK)を表－４に示す。表－３の*6では柱梁接合部コンクリートの有効幅率を0.4としているが，実験結果によるcKはN0試験体で0.47，直交梁のあるN2，S2試験体では0.66，0.64とかなり大きな値となった。

5．既往の研究と実験値の比較

5.1 柱梁接合部の荷重－変形角関係

日米共同構造実験研究で提案している接合部荷重－接合部変形角関係[1)]（実線）と本実験結果(●)の比較を図－１２に示す。実験値は層間変形角が±(1/200，1/100，1/50，最大耐力点)の時点の値である。N0試験体は提案式と実験値が良い対応を示したが，N2，S2試験体は最大耐力の実験値が計算値の1.27倍，1.30倍であるため，接合部荷重－接合部変形角関係にもその差が生じている。

5.2 接合部せん断耐力

表－３*6で示した柱梁接合部のせん断耐力式と，既往の研究の中で柱梁接合部の補強方法が本実験と比較的似ている実験結果[3)4)5)]の比較を図－１３に示す。すべて柱梁接合部でせん断破壊した試験体で，カバープレートがなく，FBP，直交梁があり，特殊な補強を行っていないものである。図中には本実験３体の結果も示している。実験値が計算値の1.01～1.30倍で平均は1.15倍，標準偏差が0.11でありよい対応を示した。

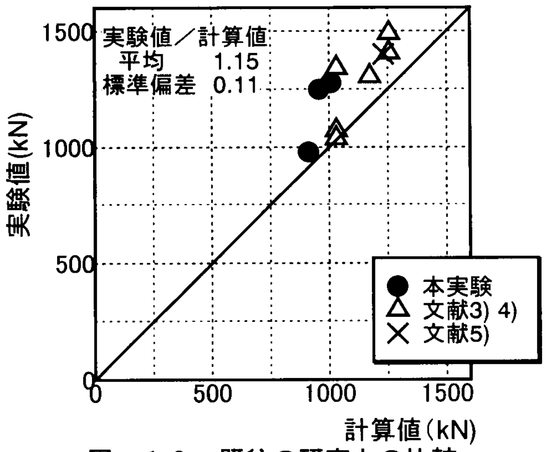
6．まとめ

本実験より，以下のことが明らかとなった。

① 接合部せん断耐力式は日米共同研究提案式を本接合部補強方法にあわせて若干修正した式で評価できる。

② せん断力－層間変形角関係は接合部せん断ひび割れ発生後，直交梁の効果があらわれる。接合部フープの形状の違いによる差異は認められなかった。

③ 柱梁接合部コンクリートの有効幅率はN0試験体で0.47，直交梁のあるN2，S2試験体では0.66，0.64とかなり大きな値となった。



図－１３　既往の研究との比較

［謝辞］本実験の際には（財）日本建築総合試験所・益尾潔部長のご協力をいただきました。ここに深謝いたします。

［参考文献］
1) （社）建築業協会：柱ＲＣ梁Ｓ構造データベース検討結果最終報告書，1998年9月．
2) (財)日本建築センター：「建築物の構造規定 1997年版」，1997年12月，pp.334-335．
3) 毛井崇博他：柱ＲＣ梁Ｓ接合部の力学性状（その１）（その２），日本建築学会大会（中国），pp.1183-1186，1990年10月．
4) 毛井崇博他：柱ＲＣ梁Ｓ接合部の力学性状（その３）（その４），日本建築学会大会（東北），pp.1623-1626，1991年9月．
5) 村田義行他：柱RC梁Sからなる混合構造物の架構実験（その１）（その２），日本建築学会大会（東海），pp.1669-1672，1994年9月．

NII-Electronic Library Service