

論文 SRC 造柱梁接合部の終局剪断耐力に及ぼす影響要因の 実験的検討

北野敦則*1・後藤康明*2・城 攻*3

要旨：鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造柱梁接合部における応力伝達機構の解明を目的として、過去に筆者らが提案した終局剪断耐力修正式では未検討の諸要因に対する適合性を実験的に検討を行った結果、以下の知見を得た。鉄骨の直交フランジが厚くなると修正式では耐力を若干過小に評価する。修正式上で耐力が等しくなるように直交フランジ断面積を接合部ウェブに集中させた試験体から、修正式の直交フランジ低減係数の妥当性が確認できた。柱直交フランジがコンクリート梁幅より遠くに位置しても、梁幅より近くにある場合と同等のせん断力を負担している。高強度コンクリートを用いた場合には、AIJ 規準式のコンクリートせん断強度式は過小に評価し、修正式では過大に評価する傾向がある。

キーワード：鉄骨鉄筋コンクリート造、柱梁接合部、終局剪断耐力、直交フランジ、コンクリート強度

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート(以下 SRC)造は耐力および変形性能において鉄骨造や RC 造に優っており、中高層や大スパンの建築物に多く用いられてきた。しかし、1995年の兵庫県南部地震において初めて SRC 造柱梁接合部の剪断破壊が報告され、性能規定に移行しつつある現在、より詳細な柱梁接合部の性能評価が必要となってきた。また近年、鋼とコンクリートによる新しい構造形式が提案されているが、柱梁接合部において、例えば柱 RC 梁 S 構造のように柱梁接合部が鉄骨と鉄筋コンクリートで構成される合成構造の設計には、日本建築学会(以下 AIJ)の SRC 規準式¹⁾を用いることが多いのが現状である。しかし、筆者らは数年前から SRC 造柱梁接合部の実験を行い、現行の AIJ 規準式の不適合性を指摘し、修正式を提案してきた²⁾。

本研究では、修正式では未検討の影響要因(コンクリート強度、直交フランジの影響)について実験的に検証を行い、その適合性を論じたものである。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表 1 に試験体諸元および材料強度、図 1 に試験体概要図・配筋図、表 2 に鉄筋の力学的特性

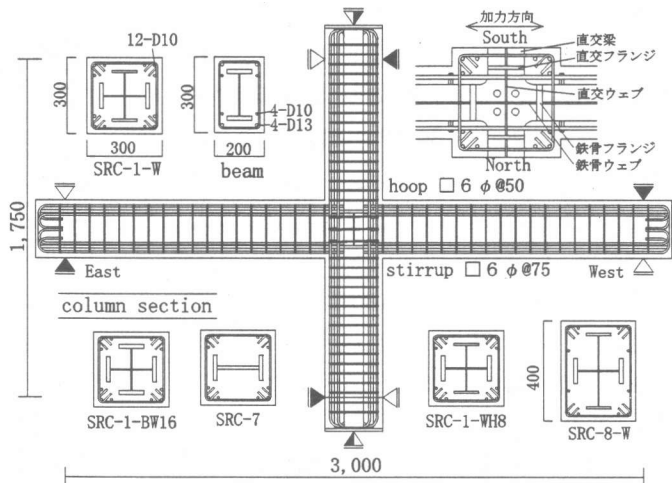


図 1 試験体概要

*1 北海道大学助手 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 工修 (正会員)
 *2 北海道大学助教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)
 *3 北海道大学教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

表1 試験体諸元

試験体	柱			梁		接合部				降伏強度	
	b×D (mm)	鉄骨形状		b×D (mm)	鉄骨 形状	P _w (%)	σ _B (MPa)	鉄骨形状		σ _y (MPa)	
		加力	直交					加力	直交		
*SRC-1-BW	300×300	①	②	200×300	①	0.19	30.3	①	②	PL-16	376
*SRC-1-W	300×300	①	②	200×300	①	0.19	34.4	①	②	PL-12	367
a) SRC-1-BW16	300×300	①	①	200×300	①	0.19	30.6	①	①	PL-9	315
b) SRC-7	300×300	①	-	200×300	①	0.19	36.2	④	-	PL-4.5	367
c) SRC-1-WH8	300×300	①	②	200×300	①	0.19	61.8	①	②		
d) SRC-8-W	300×400	①	③	200×300	①	0.14	38.7	①	③		

注) 実験変数は試験体記号とその凡例で判読可能, *: 過年度試験体で基準試験体

備考) 使用鉄骨断面
 ①: BH-200×100×4.5×16
 ②: BH-200×100×4.5×9
 ③: BH-300×100×4.5×16
 ④: BH-200×100×12×16

試験体記号
 第1項 SRC: 鉄骨鉄筋コンクリート
 第2項 B: 直交梁付, W: 直交ウェブあり, H: 高強度コンクリート

記号) b: 幅 D: せい
 p_w: せん断補強筋比
 σ_B: コンクリート強度

を示す。

試験体は、多層多スパン SRC 矩形断面の中間階内柱梁接合部を想定し、柱梁の中央反曲点位置で切り出した平面十字型の試験体で、実寸の約 1/2 縮尺模型である。実験変数は、a) 直交フランジ厚、b) 柱鉄骨等価 H 断面化、c) コンクリート強度、d) 柱幅とし、計 4 体製作した。全試験体とも接合部せん断破壊を想定し、接合部せん断耐力が、柱・梁部材の曲げ降伏耐力よりも下回るように設計した。設計耐力は全て AIJ 規準式を用いた。コンクリートは、SRC-1-WH8 の試験体で設計基準強度を 80MPa に設定したが、約 60MPa しか発現しなかった。それ以外の試験体は、コンクリートの設計基準強度を 30MPa にした。鉄筋は、柱主筋に 12-D10(SD685)を、梁主筋には 4-D13(SD685)と 4-D10(SD685)を、剪断補強筋には □-6φ (SR345 相当)を使用した。鉄骨は表 1 に示す溶接組立断面材を用いた。

2.2 加力方法

図 2 に加力装置図を示す。加力は地震時における内柱梁接合部の応力状態を再現するために、上下柱の反曲点位置をピン支持とし、球座を介して一定軸力(1/6・b・D・σ_B)を導入した後、柱頭部に強制水平変位を与える正負漸増繰返し加力

表2 鉄筋の力学的特性

鉄筋種	使用位置	σ _y (MPa)	ε _y (μ)	伸び率 (%)	ヤング係数 (Gpa)
D13(SD685)	梁主筋	729	4060	13.3	180
D10(SD685)	梁・柱主筋	720	4600	13.0	158
6φ (SRC345相当)	剪断補強筋	415	2130	16.4	195

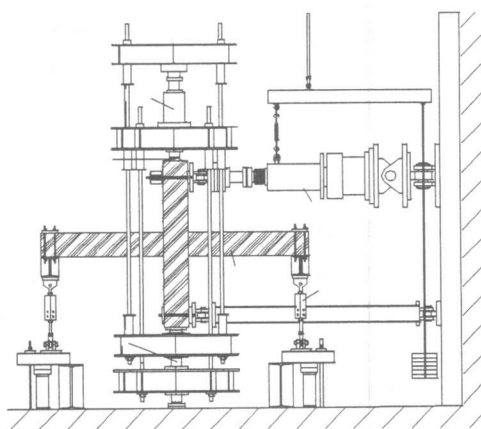


図2 加力装置図

を行なった。柱頭との接合はエネルギージョイントを使用して端モーメントの発生を防いでせん断力のみを伝え、梁端は水平方向にピンローラーとなるように反力ロッドで支持した。加力制御は、±3 サイクルピーク時に接合部終局剪断耐力計算値 (AIJ 規準式) の 80% に至るように設定し、それまでの加力を 1/3 ずつ増分する荷重制御とし、+3 サイクルピーク時

の柱頭変位 δ を規準変位として ± 4 サイクル目のピーク変位とした。それ以降のサイクルはピーク変位が $n \times \delta$ ($n=2,3,4,6,8$) となるように $n=2,3,4$ は各 2 回, $n=6,8$ は各 1 回とする変位制御による繰り返し加力を行った。ただし, 加力装置の関係上 $n=8$ は+サイクルのみの加力とした。

3. 実験結果及び考察

3.1 破壊状況

図 3 に最終破壊状況を示す。すべての試験体において ± 1 サイクルで, 梁に曲げ初亀裂が発生した。変位の増大とともに, 梁では曲げ亀裂が 45 度斜め方向に向きを変え, 曲げせん断亀裂に伸展するものが多かった。最初に亀裂の幅が顕著に現れたのは梁付根部分で, 圧壊兆しは ± 7 サイクルあたりから確認できた。一方, 接合部では $\pm 2 \sim \pm 3$ サイクルで曲げ初亀裂とせん断初亀裂が発生し, ± 5 サイクル以降全ての試験体でせん断亀裂発生が顕著となり, 接合部せん断破壊した。SRC-1-BW16 の接合部ではせん断亀裂のほとんどは仰角約 60 度で発生し, 鉄骨直交梁の周りでコンクリートの剥落が顕著であった。柱鉄骨が H 型の SRC-7 は柱に亀裂が少なく, 接合部の中心部に密集するようにせん断亀裂が発生した。また, コンクリートの剥落は他の試験体と比べ少なく, 接合部には正加力と負加力で, 接合部対角線上に約 45 度の方向でせん断亀裂が発生した。高強度コンクリートの SRC-1-WH8 では, 接合部で発生した約 55

度のせん断亀裂が柱に伸展し, その亀裂が柱では鉛直方向に伸展したのが特徴的である。広幅柱の SRC-8-W は, 接合部の縁中央に至るまで曲げ亀裂が多く発生した。なお, SRC-1-WH8 を除く試験体では ± 11 サイクルで剪断破壊に至ったが, SRC-1-WH8 では ± 7 サイクルで剪断破壊に至った。破壊モードは, 全試験体とも接合部剪断亀裂が顕著であることから接合部剪断破壊であると判断した。

3.2 耐力

本研究の基準試験体で過年度に実験を行った SRC-1-BW16 と SRC-1-W の二体を加えた計六体で考察を行う。用いた耐力計算式および検討結果を表 3 に示した。

(1) 接合部せん断初亀裂発生耐力

SRC-7 の負加力時と SRC-1-WH8 の正加力時を除き実験値と計算値の対応は良いといえる。SRC-7 と SRC-1-WH8 でせん断初亀裂発生耐力が小さかった原因としては, 正負両加力時の値のうち, 一方の値は良い対応を示しており, 値の小さい亀裂は 2 サイクル目の前サイクル経験荷重値で発見されていることから, 亀裂の発見が遅れたためと考えられる。

(2) 接合部終局せん断耐力

基準試験体 2 体を含めた全試験体の実験値/計算値の平均値は, AIJ 式では 1.25 と大きく, 修正式では 1.05 に留まった。図 4 に両式による計算値と実験値の比較を表す。同図には過去に

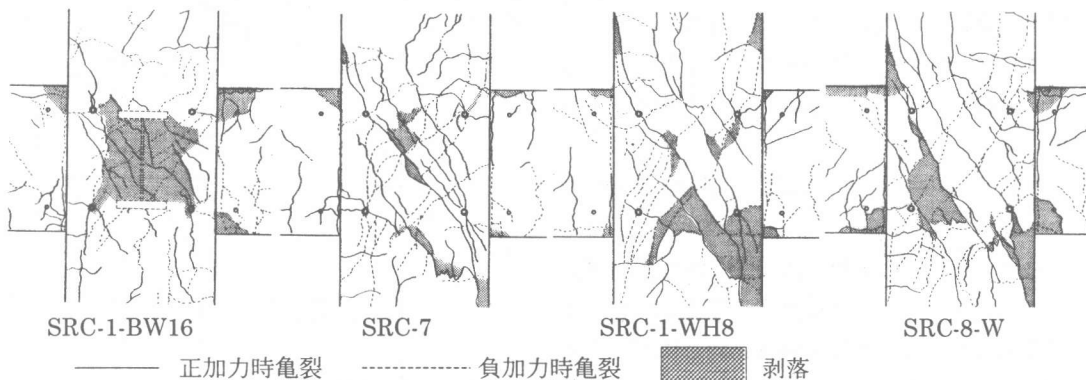


図 3 最終破壊状況

表 3 柱梁接合部剪断耐力結果

	接合部剪断初亀裂耐力 Q_{jc}				接合部終局剪断耐力 Q_j					σ_B (MPa)	
	exp(kN)		cal(kN)	exp/cal		exp(kN)	AIJ規準式		修正式		
	+	-		+	-		cal(kN)	exp/cal	cal(kN)		exp/cal
SRC-1-BW	471	308	318	1.48	0.97	1160	1050	1.10	1160	1.00	30.3
SRC-1-W	523	332	347	1.51	0.96	1280	1050	1.22	1200	1.07	34.4
SRC-1-BW16	410	458	317	1.29	1.44	1510	1350	1.12	1370	1.10	30.6
SRC-7	359	113	353	1.02	0.32	1340	990	1.35	1210	1.11	36.2
SRC-1-WH8	113	387	514	0.22	0.75	1630	1200	1.36	1770	0.92	61.8
SRC-8-W	464	464	443	1.05	1.05	1580	1170	1.35	1450	1.09	38.7
平均				1.09	0.92			1.25		1.05	

接合部剪断初亀裂発生耐力

$$Q_{jc} = \tau_c \cdot c \cdot D \cdot t_p \quad \tau_c = \sqrt{F_t^2 + F_t \cdot \sigma_0} \quad F_t = \beta \sqrt{\sigma_B}$$

接合部終局剪断耐力

AIJ 規準式

$$Q_j = \left\{ cV_e \left(\sum F_s \cdot j \delta + wP_w \sigma_y \right) + \frac{1.2S^V \cdot S \sigma_y}{\sqrt{3}} \right\} / mBd$$

$$cV_e = \frac{c^b + b^b}{2} mBd_m c d, \quad S^V = j t_w \cdot sB d \cdot sC d, \quad j F_s = \min \left(0.12F_c \cdot 18 + \frac{3.6F_c}{100} \right)$$

筆者らによる修正式

$$Q_j = r_c Q_j + w Q_j + 0.9 f_r Q_j + 0.5 f_r r Q_j$$

$$r_c Q_j = cA \cdot 0.39 \cdot \sigma_B, \quad w Q_j = \frac{S_w \sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot A_w,$$

$$f_r Q_j = \frac{f_r \sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot A_f, \quad f_r Q_j = \left(\alpha \cdot b_{fr} \cdot t_{fr}^2 \cdot f_r \sigma_y / 4 \right) / mBd$$

記号)

σ_B : コンクリート強度 (kgf/cm²) $\beta=1.4$

σ_0 : 軸方向応力度 (kgf/cm²)

cQ_j : RC 部負担剪断力 (kgf)

wQ_j : 鉄骨ウェブ負担剪断力 (kgf)

rQ_j : 直交フランジ負担剪断力 (kgf)

$f_r Q_j$: 鉄骨枠効果負担剪断力 (kgf)

cA : コンクリート有効断面積 (cm²)

A_w : 鉄骨ウェブ断面積 (cm²)

$S_w \sigma_y$: 接合部鉄骨ウェブ降伏応力度 (kgf/cm²)

A_r : 直交フランジ断面積 (cm²)

$r \sigma_y$: 直交フランジ降伏応力度 (kgf/cm²)

b_{fr} : 柱・梁鉄骨フランジ幅 (cm)

t_{fr} : 柱・梁鉄骨フランジ厚 (cm)

$f_r \sigma_y$: 柱・梁鉄骨フランジ降伏応力度 (kgf/cm²)

α : 枠効果形状係数 (=8)

その他の記号は SRC 規準と同じ

※計算式はすべて重力単位系で計算後、SI 単位系に換算する。

筆者らが行った全試験体（実験変数：梁柱成比、水平断面形状、コンクリート強度を含む計 13 体³⁾）について示してある。直交フランジを 16mm とした SRC-1-BW16 の実験値は、基準試験体の SRC-1-BW より大きくなり、直交フランジ厚の増大により剪断耐力の上昇効果があることが分かるが、実験値/修正式計算値において 1 割ほど差が生じている。

柱鉄骨が H 型の SRC-7 は、実験値/計算値において基準試験体 SRC-1-W と比較すると、修正式の方が良い対応を示した。この試験体は接合部に直交フランジが存在せず、修正式において接合部剪断耐力が基準試験体と同じになるようにウェブ厚を設定したので、実験値/計算値においての基準試験体との値に差異がないのは、修

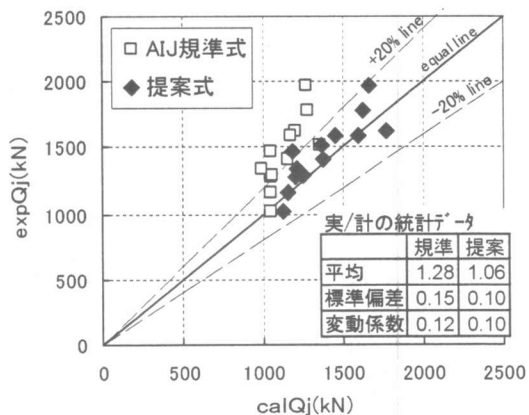


図 4 実験値と計算値の比較

正式における直交フランジの剪断耐力低減係数 0.9 が妥当であることが分かる。

コンクリート強度の高い SRC-1-WH8 では AIJ 規準式においては実験値と計算値に大きな差異があったが、修正式では比較的良い対応を示している。このことから AIJ 規準式よりも修正式のコンクリートせん断強度の評価の方が妥当であることが分かるが、修正式の計算値が実験値を多少上回ったことから、過大に評価している可能性もある。修正式ではコンクリートせん断強度負担分を σ_B の線形で与えているが、例えば AIJ-RC 規準⁴⁾ではコンクリートせん断強度を $\sigma_B^{0.7}$ の線形で与えており、コンクリートが高強度になると単純に σ_B の線形では評価できないと思われる、今後、さらに検討しなければならない。

柱幅の広い SRC-8-W においても規準式よりも修正式のほうが良い対応を示した。この試験体は直交フランジが梁幅よりも外側に跳ね出しているためにせん断変形が梁幅中心位置より小さくなり、梁幅内に存在するときよりも負担せん断力が小さくなることが予想された。しかし、この程度の位置（柱せいの 1/6 の跳ね出し）にあれば、直交フランジが梁幅より外側に存在しても、梁幅内にある場合と同等のせん断力を負担していることが分かる。

3.3 柱せん断力(Qc)-層間変形角(R)関係

図5に SRC-1-BW16 の柱せん断力(Qc)-層間変形角(R)関係のグラフを示す。Qc-R 曲線のループ形状は ± 5 サイクル ($R_c \approx \pm 1/100 \text{ rad}$) からやや逆 S 字形となったが、RC 造のせん断破壊に示される急激な耐力や、エネルギー吸収能力の低下は見られず、比較的紡錘形に近かった。また、図6に Qc-R 曲線の包絡線として得られるスケルトンカーブを試験体相互に比較した図を示す。これによると、いずれの試験体もまずが初せん断初亀裂の発生時に剛性低下が見られ、 ± 5 サイクル ($R_c \approx \pm 1/100 \text{ rad}$) では \pm 初せん断亀裂が多く発生し剛性低下した。SRC-1-WH8 は ± 7 サイクル ($R_c \approx \pm 1/50 \text{ rad}$) で最大耐力に至り、他の試験体に比べ耐力は最も高かったが、耐力低下はやや急である。他の試験体は ± 7 サイクル ($R_c \approx \pm 1/50 \text{ rad}$) および 9 サイクル ($R_c \approx \pm 1/33 \text{ rad}$) で新たな \pm 初せん断亀裂の発生は見

られないが伸展・拡幅が顕著であるため剛性低下が急である。また最大耐力は ± 11 サイクル ($R_c \approx \pm 1/20 \text{ rad}$) でそれ以降の耐力低下は SRC-8-W の正加力時を除きそれほどみられない。

3.4 接合部せん断応力度(τ)-接合部せん断変形角(γ)関係

図7に τ - γ 曲線の包絡線として得られるスケルトンカーブを試験体相互に比較した図を示す。

接合部せん断応力度 τ は柱頭荷重より、接合部せん断変形角 γ は内部鉄骨接合部 4 隅に取り付けた標点を用いて接合部対角線長さの変化量より算出した。

初期剛性は柱幅の広い SRC-8-W が低く、そ

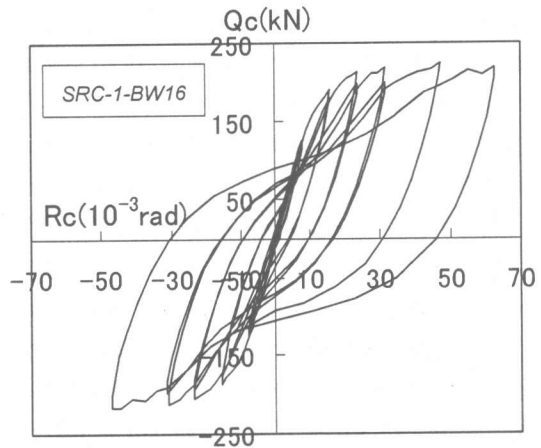


図5 柱せん断力(Qc)-層間変形角(Rc)関係

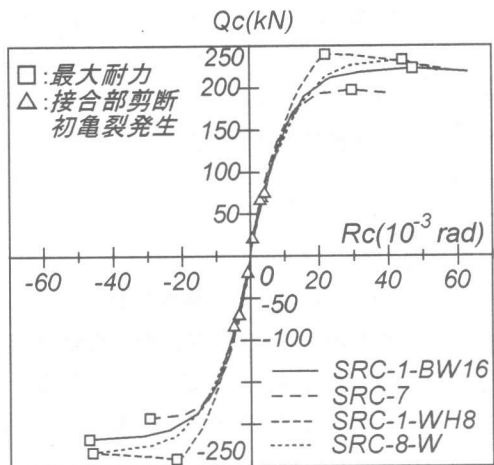


図6 柱せん断力(Qc)-層間変形角(Rc)関係の比較

他の試験体はほぼ同じ剛性である。全試験体ともに接合部に剪断亀裂の発生する±2,3 サイクル ($R_c \approx \pm 1/200\text{rad}$) に剛性低下を生じ、その後接合部剪断亀裂の発生が顕著となる±5 サイクル ($R_c \approx \pm 1/100\text{rad}$) 頃から剛性低下率が大きくなり、加力サイクルの増大とともに剪断変形角が増大した。

すべての試験体とも最終的に剪断変形角が約 $40 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで変形しているのので、破壊モードは接合部剪断破壊であると確認できる。

3.5 復元力特性

図8に Qc-R 曲線の各サイクル毎のループ面積から求めた等価粘性減衰定数 (heq) と層間変形角関係を示す。一般的に RC 造では、履歴ループでスリップ性状が顕著になるとループ面積は小さくなるが、本試験体ではいずれも顕著なスリップ性状は見られなかった。全試験体とも $R_c \approx 1/200\text{rad}$ 以降は heq の上昇が顕著であり、SRC-7 が他と比べ上昇率が高い。この試験体は接合部鉄骨ウェブが厚くなっているため、コンクリート部分の破壊が進行してもエネルギー吸収能力が低下しにくかったためと思われる。また、SRC 造において柱梁接合部が剪断破壊しても減衰性能の低下は見られず、大変形時まで靱性が失われていないことが分かる。高強度コンクリートを用いた SRC-1-WH8 と柱幅の大きい SRC-8-W は初期の heq が大きく、 $R_c \approx 1/200\text{rad}$ までは heq が減少する傾向にあり、その後値は上昇するが、大変形時における値は他の2体に比べ小さい。SRC 造の場合エネルギー吸収の負担は、小変形時にはコンクリート部が主に負担し、大変形になるとコンクリート部の破壊とともに、鉄骨のエネルギー吸収負担割合が増えるものと思われる。

5. 結語

SRC 造内部柱梁接合部の鉄骨形状及びコンクリート強度を実験変数とした試験体の加力実験によって、以下の知見を得た。i) 鉄骨の直交フランジを厚くすると修正式では若干過小評価である。ii) 鉄骨の接合部ウェブを厚くし、直交フランジがある場合と等価断面にすると、修正式と実験値の対応

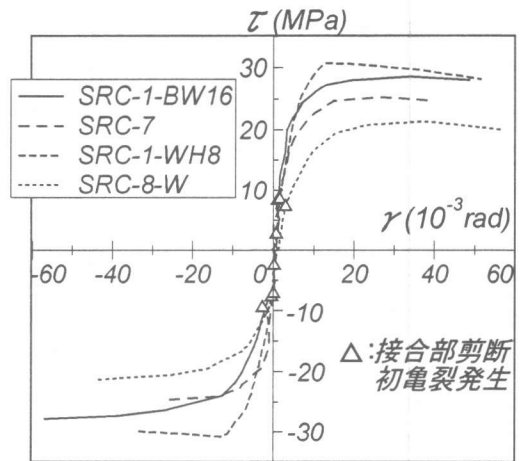


図7 接合部剪断応力度(τ)
-接合部剪断変形角(γ)の比較

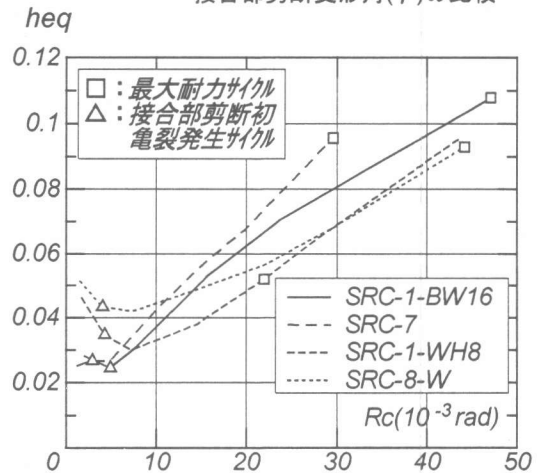


図8 等価粘性減衰定数 (heq) の比較

が良く、修正式の直交フランジ低減係数の妥当性が確認できた。iii) 直交フランジが梁幅より外側に存在しても、梁幅内にある場合と同等のせん断力を負担していることが確認できた。iv) 高強度コンクリートを用いた場合、AIJ 規準式のコンクリートせん断強度式は過小評価で、修正式では過大である可能性がある。

【参考文献】1) 日本建築学会、「SRC 造計算規準・同解説」、1987、2) 北野他、「SRC 造内部柱梁接合部構成要素の剪断応力分担に関する考察(その3)」、AIJ 大会梗概集(中国)、1999、3) 北野他、「SRC 造内部柱梁接合部の剪断抵抗性状に及ぼす接合部形状等の影響」、AIJ 大会梗概集(東北)、1991 及び北野他「SRC 造内部柱梁接合部の剪断抵抗性状に及ぼす接合部水平断面形状の影響」、AIJ 大会梗概集(関東)、1993、4) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、1999