

論文 SRC 造内柱梁接合部のせん断耐力算定に関する実験的検討

北野 敦則^{*1}・後藤 康明^{*2}・城 攻^{*3}・原藤 清佳^{*4}

要旨：鉄骨鉄筋コンクリート造柱梁接合部の耐震性能に関して、既に当研究室が提案した終局せん断耐力修正式について未検討であった柱鉄骨断面形状及びコンクリート強度を変数とする平面十字形柱梁接合部のせん断実験によって以下の知見を得た。柱鉄骨に H 型断面を使用した場合、H 型鋼を直交に組み合わせた十字型断面と比較して最大耐力の低下が見られた。また、高強度コンクリートを用いた場合、修正式において過大評価となるため、修正式における RC 負担項を再検討し、新たな終局せん断耐力算定式を提案した。

キーワード：鉄骨鉄筋コンクリート造，柱梁接合部，終局せん断耐力，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)造柱梁接合部のせん断破壊に関する実被害としては、1995年の兵庫県南部地震において初めて報告され¹⁾、あらためてSRC造柱梁接合部の性能評価の重要性が示された。著者らはこれまでにSRC造柱梁接合部の実験を行い、日本建築学会SRC規準式²⁾と実験値の不適合性を指摘し、既報の実験データを用いた統計解析から接合部せん断耐力は、コンクリート、接合部ウェブ、直交フランジ及び棒効果の4つのせん断抵抗要素で評価できるとして修正式を提案してきた³⁾。

本研究では検討が不充分であったコンクリート強度、および未検討であった H 型鋼を柱鉄骨に使用した場合の修正式の妥当性を実験的に検討し、精度の高い SRC 造内柱梁接合部のせん断耐力算定法を提案することを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体

図 - 1 に試験体概要、表 - 1 にコンクリートの力学的特性、表 - 2 に鉄筋の力学的特性、表 - 3 に鋼材の力学的特性、表 - 4 に試験体諸元

を示す。

試験体は、多層多スパン SRC 矩形ラーメン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実大の約 1/2 縮尺スケール平面十字形の試験体である。基準試験体(柱鉄骨断面十字型、コンクリート設計強度(F_c) = 30N/mm²)に対する実験変数を柱鉄骨断面H型、 $F_c=60\text{N/mm}^2, 100\text{N/mm}^2$ 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

表 - 1 コンクリートの力学的特性

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	歪度 (μ)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (10 ³ N/mm ²)
SRC-1-WH10	94.0	3630	4.13	33.5
SRC-7S	32.8	2740	5.32	25.2
SRC-7S-H6	64.5	2730	3.83	31.5
SRC-7S-H10	93.5	3420	5.19	35.1

表 - 2 鉄筋の力学的特性

	降伏強度 (N/mm ²)	降伏歪度 (μ)	ヤング係数 (10 ³ N/mm ²)	伸び率 (%)
6	353	1710	207	18.3
D10 SD685	752	3690	204	12.2
D13 KSS785	957	7130	168	8.90
D22 SD685	697	5750	155	10.6

表 - 3 鋼板の力学的特性

	降伏強度 (N/mm ²)	降伏歪度 (μ)	ヤング係数 (10 ³ N/mm ²)	伸び率 (%)
PL-4.5	283	1480	194	21.9
PL-9	287	1530	187	22.8
PL-16	347	1730	200	20.1

*1 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 助手 工修 (正会員)

*2 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 助教授 工博(正会員)

*3 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 教授 工博(正会員)

*4 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 大学院生 (非会員)

表 - 4 試験体諸元

試験体	柱				梁				接合部		
	b×D (mm)	P _w (%)	鉄筋		b×D (mm)	P _w (%)	鉄筋		P _w (%)	鉄骨	
			加力	直交			加力	直交			
SRC-I-W ⁴⁾	300×300	0.37	A		200×300	0.25	A		0.19		
SRC-I-WH10	300×300	0.37	A		200×300	0.25	B		0.19		
SRC-7S	300×300	0.37	A		200×300	0.25	A		0.19		-
SRC-7S-H6	300×300	0.22	A		200×300	0.25	A		0.11		-
SRC-7S-H10	300×300	0.22	A		200×300	0.25	B		0.11		-

過年度試験体 使用柱主筋 記号 試験体記号
 使用鉄骨断面 A:12-D10(SD685) b:部材幅 第1項:鉄骨鉄筋コンクリート
 BH-200×100×4.5×16 使用梁主筋 D:部材せい 第2項:柱鉄骨断面形状種別
 BH-200×100×4.5×9 A:4-D13(KSS785),4-D10(SD68) P_w:せん断補強筋比 第3項:W:直交ウェブ有り
 B:8-D22(SD785) H:高強度コンクリート

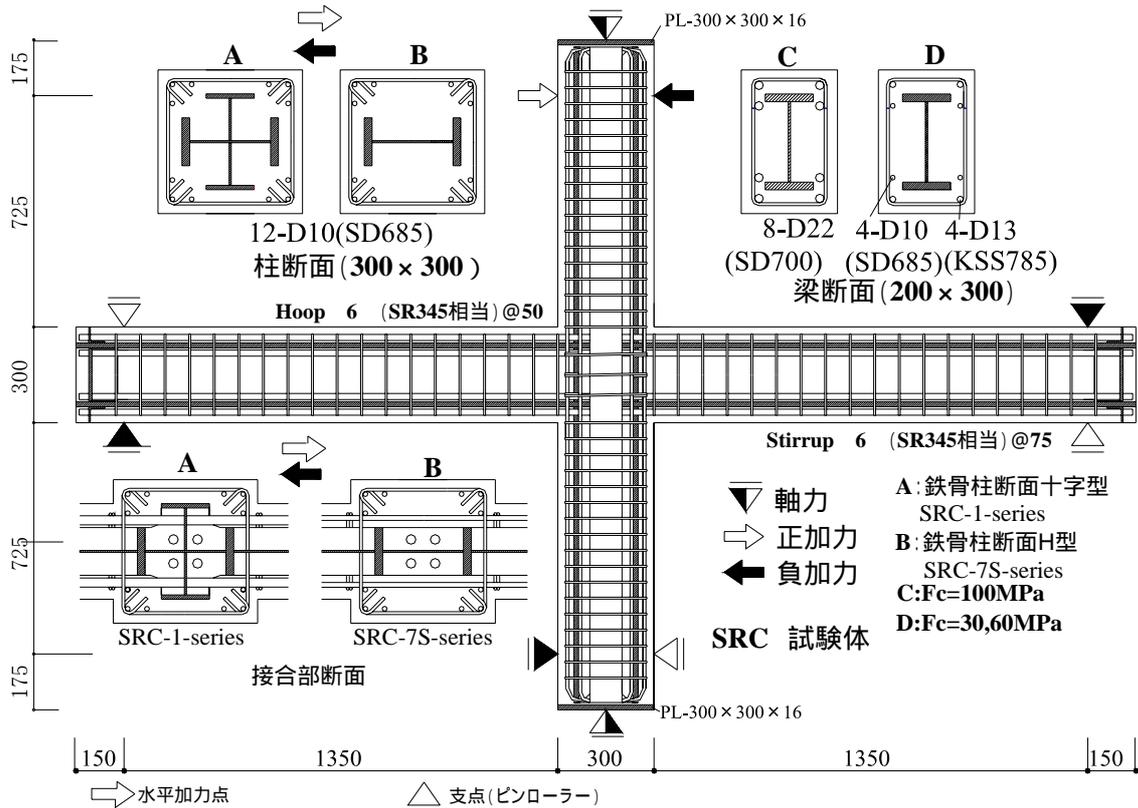


図 - 1 試験体概要

部せん断耐力が柱と梁の曲げ耐力よりも下回るように設計した。SRC に内包した鉄骨の負担分を明確にするために柱鉄骨 H 型の鉄骨試験体についても加力実験を行った。

鉄筋は、柱主筋に 12-D10(SD685)を使用した。コンクリート設計強度が 30N/mm², 60N/mm²の試験体は梁主筋に 1 段目に 4-D13(KSS785), 2 段目に 4-D10(SD685)を、コンクリート設計強度 100N/mm²の試験体には 8-D22(SD685)を使用した。せん断補強筋は全て -6 (SR345 相当)を使用した。

鉄骨は全試験体とも、柱梁フランジに板厚 16mm の SN490 材を、柱梁ウェブ及び柱直交フランジにはそれぞれ板厚 4.5mm と 9mm の SS400 材を使用し、柱は組立十字型鋼または H 型鋼の強軸方向、梁は組立 H 型鋼とし、接合部は梁貫通型としている。

2.2 加力方法

図 - 2 に加力装置を示す。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上下柱に一定軸力($1/6 \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B$)を導入した後、柱頭部反曲点に強制水平変位を与える一方向正

負漸増繰り返し加力を行った。骨組の柱反曲点位置をピン支持，梁の反曲点位置をピン・ローラー支持とした。

加力制御は，±3 サイクルピーク時を接合部終局せん断耐力計算値(SRC 規準式)の 80%に至るように設定し，±1，2 サイクルの加力はその 1/3 ずつ増分する荷重制御とし，±4 サイクルは±3 サイクルにおけるピーク変位の繰り返し加力とした。それ以降のサイクルは，+3 サイクルピーク時の柱頭変位を基準変位として，ピーク変位が $n \times$ ($n=2, 3, 4, 6$)となるように $n=2, 3, 4$ は各 2 回， $n=6, 8, 10$ は各 1 回とする変位制御による繰り返し加力を行った。鉄骨のみの試験体は，SRC 試験体実験時に計測した内部鉄骨の接合部せん断変形角で制御した。計測方法は各ステップ毎に，荷重と反力および柱，梁，接合部パネルの相対変位，主要位置での鉄筋および鉄骨の歪などの計測を行い記録した。

3. 実験結果及び考察

3.1 破壊性状

図 - 3，4 に最終破壊状況の例を示す。すべての試験体で接合部せん断破壊を生じた。柱鉄骨H型の基準試験体(SRC-7S)は層間変形角(R_c) = $0 \sim 10 \times 10^{-3}$ rad付近で梁曲げ亀裂が発生したが，その後梁の亀裂発生，伸展はなく，接合部せん断亀裂の発生が顕著となり最大耐力に達した。最大耐力後は，接合部パネルで剥落が生じたが耐力低下はわずかであった。 $F_c=60\text{N/mm}^2, 100\text{N/mm}^2$ とした試験体(SRC-1-WH10，SRC-7S-H6，SRC-7S-H10)も同様の亀裂状況を示したが，SRC-1-WH10 は $R_c=50 \times 10^{-3}$ rad以降に梁付け根の圧壊が見られた。また 3 体共に接合部パネルと柱梁付け根での剥落が生じたが，SRC-7S-H10 では下柱コーナーの剥落が顕著であった。

3.2 柱せん断力 - 層間変形角関係

図 - 5 に柱鉄骨断面 H 型試験体の柱せん断

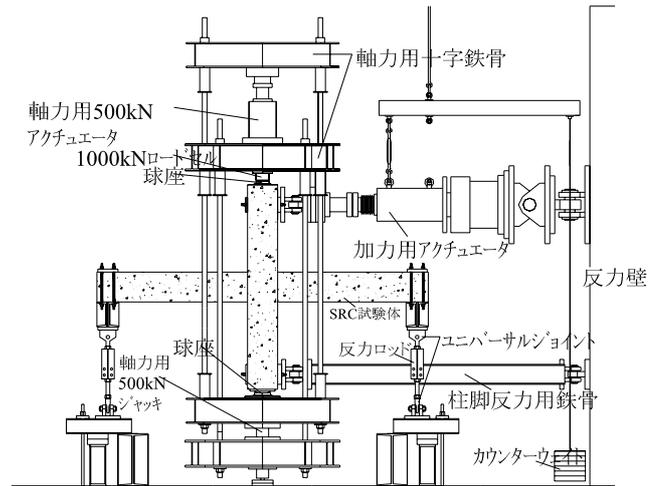


図 - 2 加力装置図

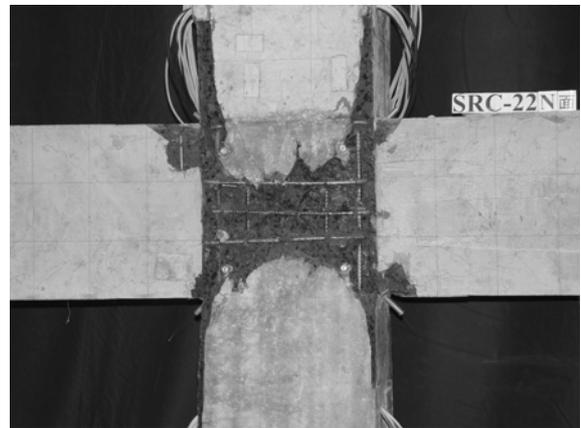


図 - 3 最終破壊状況 (SRC-1-WH10)

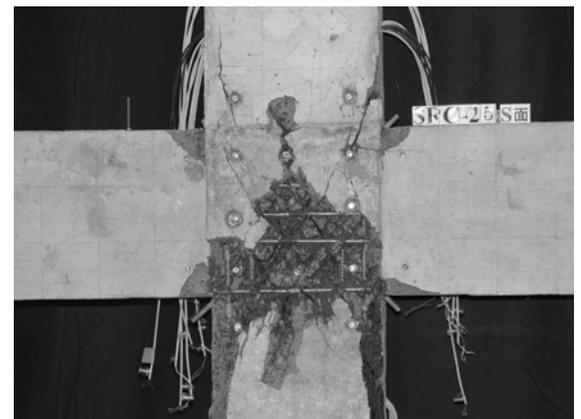


図 - 4 最終破壊状況 (SRC-7S-H10)

力 (Q_c) - 層間変形角(R_c)関係のスケルトンカーブの比較を示す。初期の剛性低下は接合部せん断初亀裂の発生が原因であり，その後鉄筋降伏(せん断補強筋)，接合部内の鉄骨ウェブ及び直

交フランジの降伏，接合部せん断亀裂の拡幅，接合部パネルコンクリートの剥落などにより徐々に剛性低下している。また，最大耐力と初期剛性はコンクリート強度が高いほど大きい。最大耐力時の層間変形角は小さくなる傾向がある。普通強度($F_c = 30\text{N/mm}^2$)のコンクリートを用いたSRC-7Sは最大耐力後の耐力低下割合は小さい。それに対し高強度($F_c = 60\text{N/mm}^2$ 及び 100N/mm^2)のコンクリートを用いたSRC-7S-H6及びSRC-7S-H10は最大耐力後の耐力低下割合が大きい。

3.3 耐力

表 - 5，表 - 6 に接合部せん断初亀裂耐力及び終局せん断耐力一覧，表 - 7 に各耐力算定式の説明，図 - 6 に実験値と計算値の比較を示す。

(1) 接合部せん断初亀裂発生耐力

表 - 5 より，実験値と計算値²⁾の対応は概ね良い対応を示している。

しかし，柱鉄骨形状にかかわらず，コンクリート強度が増加するに従い，計算値が実験値を過大に評価する傾向がある。SRC規準式ではコンクリートの引張強度を $1/10F_c$ としており，日本コンクリート工学協会編コンクリート便覧⁵⁾

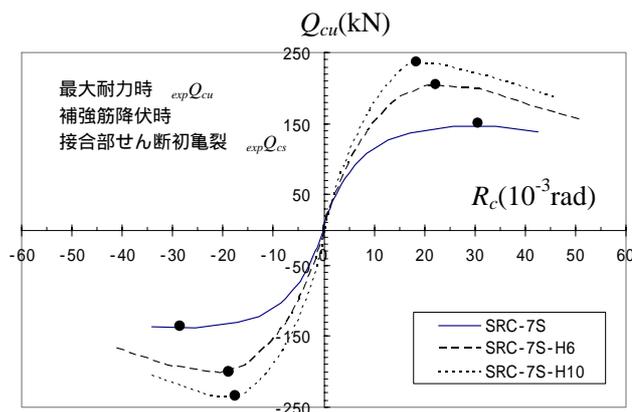


図 - 5 柱せん断力 - 層間変形角

ではコンクリートの引張強度は，圧縮強度が 40N/mm^2 ぐらいまでは，その $1/10 \sim 1/13$ となり，この比率は，圧縮強度が高いほど小さくなると説明している。更に，友澤らの研究⁶⁾では，圧縮強度が $100 \sim 120\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートになると，その比率は $1/20$ に近づくという。これらのことから高強度コンクリートを用いた場合の引張強度を過大に評価しているため，実験値が計算値よりも小さくなったと思われる。

(2) 接合部終局せん断耐力

ここでは柱鉄骨十字形の基準試験体 SRC-1-W⁴⁾を加えて検討を行う。実験値は正負加

表 - 5 せん断初亀裂発生耐力一覧

試験体名	B (N/mm^2)	$exp Q_{cs}$ (kN)		$cal Q_{cs}$ (kN)	$exp Q_{cs} / cal Q_{cs}$	
		+	-		+	-
SRC-1-WH10	94.0	90.0	93.0	116.8	0.77	0.80
SRC-7S	32.8	72.8	20.0	57.3	1.27	0.35
SRC-7S-H6	64.5	95.5	95.8	95.4	1.00	1.00
SRC-7S-H10	93.5	110.0	110.0	115.3	0.95	0.95
AVERAGE					1.00	0.78

表 - 6 せん断耐力一覧

試験体名	実験値 $exp Q_{cu}$ (kN)	AIJ式 ²⁾		修正式 ³⁾		今回提案式	
		$cal1 Q_{cu}$ (kN)	$exp Q_{cu} / cal1 Q_{cu}$	$cal2 Q_{cu}$ (kN)	$exp Q_{cu} / cal2 Q_{cu}$	$cal3 Q_{cu}$ (kN)	$exp Q_{cu} / cal3 Q_{cu}$
SRC-1-W ⁴⁾	188	151	1.25	178	1.06	169	1.11
SRC-1-WH10	249	178	1.40	311	0.80	287	0.87
AVERAGE			1.32		0.93		0.99
SRC-7S	146	96	1.52	126	1.16	124	1.18
SRC-7S-H6	203	123	1.65	223	0.91	177	1.15
SRC-7S-H10	237	147	1.61	275	0.86	218	1.09
過年度試験体	AVERAGE		1.59		0.98		1.14

表 - 7 数式一覧

<p>柱せん断力と接合部せん断力との関係</p> ${}_{cal}Q_c = \left\{ \frac{1}{(l_{-mc}d / {}_{mB}d)} \cdot h/l - 1 \right\} Q_j$ <p>接合部せん断初亀裂発生耐力²⁾</p> $Q_j = 0.1 \cdot \sigma_B \cdot c \cdot b_{mc} \cdot d \cdot (1 + \beta)$ $\beta = (15_j t_w \cdot s_c d) / (c \cdot b_{mc} d)$ <p>接合部終局せん断耐力</p> <p>SRC規準式²⁾ (cal1)</p> $Q_j = \left\{ c V_e ({}_j F_s \cdot j \delta + {}_w p \cdot {}_w \sigma_y) + 1.2 {}_s V_s \sigma_y / \sqrt{3} \right\} / {}_{mB}d$ $V_e = c b + {}_B b / 2 {}_{mB}d \cdot {}_{mc} d$ $V_s = j t_w \cdot s_B d \cdot s_c d + 2 t_f \cdot b_f \cdot s_B d$ ${}_j F_s = \min(0.12 F_c, 18 + 3.6 F_c / 100)$ <p>修正式³⁾ (cal2)</p> $Q_j = {}_{rc} Q_j + {}_w Q_j + 0.9 {}_f Q_j + 0.5 {}_{fr} Q_j$ ${}_{rc} Q_j = c A_e \cdot 0.39 \cdot \sigma_B$ ${}_w Q_j = {}_{sw} \sigma_y / \sqrt{3} \cdot A_w$ ${}_f Q_j = {}_f \sigma_y / \sqrt{3} \cdot A_f$ ${}_{fr} Q_j = (\alpha \cdot b_{fr} \cdot t_{fr}^2 \cdot \sigma_y / 4) / {}_{mB}b$	<p>今回の提案式 (cal3)</p> $Q_j = {}_{rc} Q_{j2} + {}_w Q_j + 0.9 {}_f Q_j + 0.5 {}_{fr} Q_j$ ${}_{rc} Q_{j2} = 0.86 \sigma_B^{0.77} c A \quad (\text{柱鉄骨が H 形の場合})$ ${}_{rc} Q_{j2} = 0.84 \sigma_B^{0.81} c A \quad (\text{柱鉄骨が十字形の場合})$ <p>記号</p> <p>σ_B: コンクリート強度 (N/mm²)</p> <p>${}_{rc} Q_j$: RC部負担剪断力 (kN)</p> <p>${}_w Q_j$: 接合部鉄骨ウェブの剪断力 (kN)</p> <p>${}_f Q_j$: 接合部鉄骨直交フランジの剪断力 (kN)</p> <p>${}_{fr} Q_j$: 鉄骨枠効果せん断力 (kN)</p> <p>$c A$: 柱梁接合部のコンクリート有効断面積 (mm²)</p> <p>A_w: 接合部鉄骨ウェブの断面積 (mm²)</p> <p>${}_{sw} \sigma_y$: 接合部鉄骨ウェブの降伏応力度 (N/mm²)</p> <p>${}_f \sigma_y$: 接合部鉄骨直交フランジの降伏応力度 (N/mm²)</p> <p>b_{fr}: 柱梁鉄骨フランジ幅 (mm)</p> <p>t_{fr}: 柱梁鉄骨フランジ幅 (mm)</p> <p>${}_{fr} \sigma_y$: 柱梁鉄骨フランジ降伏応力度 (N/mm²)</p> <p>α: 枠効果形状係数 (ここでは $\alpha = 8$)</p> <p>その他の記号は SRC 規準と同じ</p>
---	---

力を通しての最大値を扱う。図 - 6 より実験値とSRC規準式による計算値とを比較すると、柱鉄骨に十字型を用いた場合、実験値/計算値の平均が 1.32、柱鉄骨に強軸方向H型钢を用いた場合、1.59 となり、どちらの場合も過小評価となっている。修正式においては柱の鉄骨形状にかかわらず普通強度 ($F_c=30\text{N/mm}^2$) の場合、安全側に評価され、実験値との対応も良い。しかし、コンクリート強度が高くなるにつれて危険側の評価となる傾向がある。 $F_c=100\text{N/mm}^2$ の試験体の場合、実験値と計算値の比は 0.80 と 0.86 となり、コンクリートのせん断強度が適切に評価できていないことが分かる。

そこで、SRC試験体の実験値と純鉄骨試験体の実験値の差をRC負担分とし、それを接合部の有効断面積で除し、接合部におけるコンクリートのせん断強度を求めた。図 - 7, 8 にコンクリート強度と接合部コンクリートせん断強度の関係を示す。なお、柱鉄骨が十字型の試験体には過年度試験体⁷⁾を含めて考察した。横軸にコンクリート強度、縦軸にコンクリートせん断強度をとり回帰分析を行った結果、 σ_B で評価され回帰式が最も相関性が高いため、修正式のコンクリートと負担項を下記のように修正した。

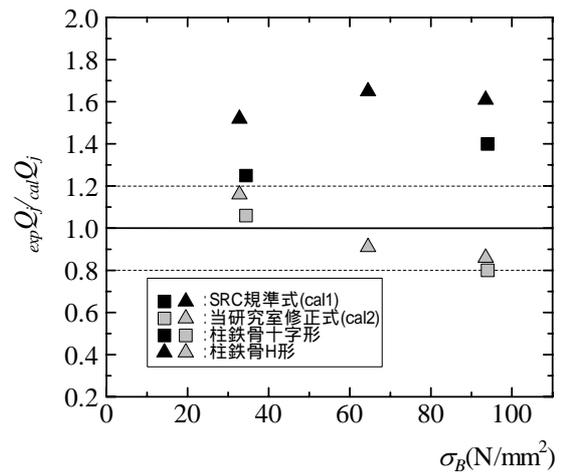


図 - 6 実験値/計算値の比較(1)

柱鉄骨が H 型の場合

$${}_{rc} Q_j = 0.86 \sigma_B^{0.77} \cdot c A \quad (1)$$

柱鉄骨が十字型の場合

$${}_{rc} Q_j = 0.84 \sigma_B^{0.81} \cdot c A \quad (2)$$

日本建築学会のRC造靱性保証型設計指針⁷⁾において柱梁接合部のコンクリートせん断強度が $\sigma_B^{0.7}$ で与えられており、SRC造の場合鉄骨によるコンクリートの拘束効果が含まれることを考えると、この式は妥当であると考えられる。

表 - 6 および図 - 9 に今回提案した設計式による計算値と実験値の比較を合わせて示す。柱

鉄骨が十字型の場合，コンクリートに高強度 ($\sigma_B > 60 \text{ N/mm}^2$) を用いた試験体の実験値にバラツキがあるため，実験値と計算値の対応はそれほど改善されていないが，柱鉄骨にH型を用いた試験体は実験値と計算値の対応が改善された。

4. 結語

SRC 造柱梁接合部終局せん断耐力修正式において未検討であった高強度コンクリート及び柱鉄骨断面を変数として試験体を製作し，その適応性の検討を目的とした加力実験によって以下の知見を得た。

1) 柱梁接合部終局せん断耐力の計算値は柱鉄骨がH型や十字型で普通強度コンクリートを用いると，当研究室既往の修正式で適切に評価できるが，高強度コンクリートを用いた場合は耐力を過大に評価し危険側になる為，修正式のRC負担項の係数を検討し，新たな式を提案した。

2) 高強度コンクリートを用いた場合，普通コンクリートに比べて初期剛性や最大耐力は上昇するが，最大耐力に達する層間変形角は小さく，その後の耐力低下が顕著である。

謝辞

高強度コンクリートの製造にあたり，札幌ティーシー生コン(株)および山宗化学(株)に多大なご協力を頂いた。

参考文献

- 1) 日本建築学会：「阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計」，1998
- 2) 日本建築学会：「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」，2001
- 3) A.Kitano, O.Joh and Y.Goto, "Investigation on Stress-Transfer Mechanism of SRC Interior Beam-Column Joints", 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 2000, Paper ID:1835
- 4) 横山 隆明, 北野 敦則ほか：SRC造内部柱梁接合部のせん断抵抗性能に及ぼす水平断面形状の影響(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C構造2, pp377~380, 1993.9
- 5) 日本コンクリート工学協会編：コンクリート便覧, 1996
- 6) 野口 貴文, 友澤 史紀：高強度コンクリート

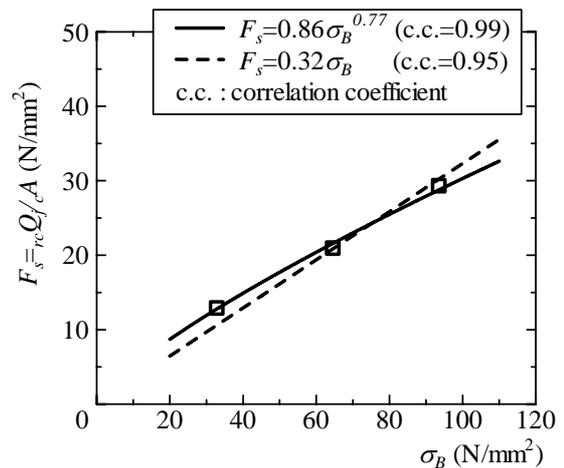


図 - 7 接合部コンクリートせん断力 (H型)

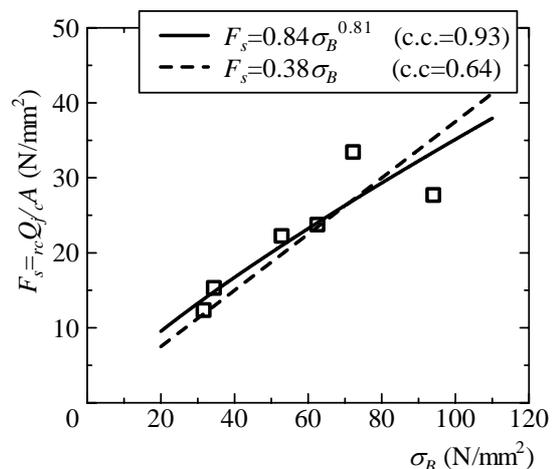


図 - 8 接合部コンクリートせん断力 (十字型)

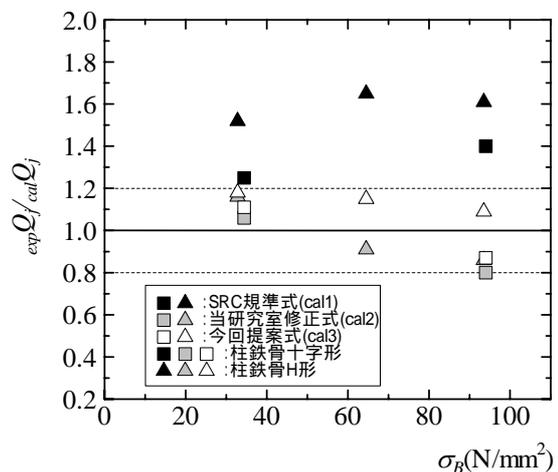


図 - 9 実験値/計算値の比較(2)

- の圧縮強度と各種力学特性との関係，日本建築学会構造系論文集，No.472, pp.11~16, 1995.6
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
 - 8) 北野 敦則, 城 攻：SRC造柱梁接合部のせん断応力伝達に及ぼす影響要因に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.24, No.2, pp1333~1338, 2002