

論文

[2088] SRC造およびRC造柱・梁接合部に関する実験的研究

正会員○角 彰 (竹中工務店設計部)

正会員 益尾 潔 (日本建築総合試験所)

瀬川 輝夫 (竹中工務店設計部)

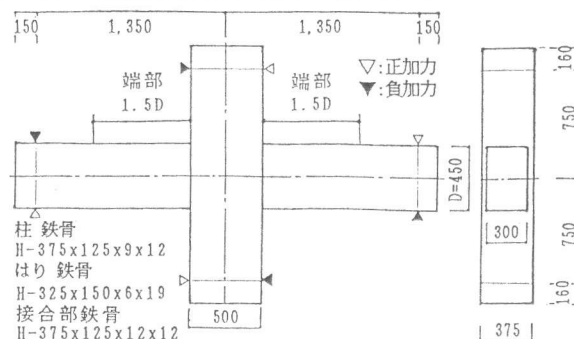
久徳 敏治 (竹中工務店設計部)

1. はじめに

筆者らは高強度せん断補強筋(80kg/mm²)を使用したRC造柱・梁部材の変形能力に関する実験を続けてきたが、本論文では柱・梁接合部に高強度せん断補強筋を使用した実験について報告する。接合部のせん断設計には補強筋の効果を評価する考え方[1]とコンクリートのみに期待する考え方[2]に大きく分かれる。本論文では高層RC建物の内柱・梁接合部をモデル化した十字型試験体においてパネルのせん断力を同一にし、「終局強度型耐震設計指針」[2]に基づいて普通鉄筋でせん断補強したものと、せん断補強筋の効果を評価する上村式[1]に基づいて高強度鉄筋にて補強したRC造試験体各一体、およびRC造とSRC造の特性の違いを比較することを意図して、同一の梁曲げ耐力を有するSRC造試験体一体の強度、変形特性を検討した。

2. 試験体

試験体は縮小率が1/2の直交梁を有さない平面十字型骨組よりなるSRC試験体(N0.1)、RC試験体(N0.2、N0.3)の3体である。各試験体の形状、寸法を図-1に示す。各試験体共に梁降伏先行型に設計されており、かつ梁の曲げ耐力はSRC、RC試験体共ほぼ同じ値とし接合部に作用するせん断力を同一とした。RC試験体の柱、梁のせん断設計は「終局強度型耐震設計指針」[2]のA法($R_p=0.02$)とし、SRC試験体は「SRC構造計算規準」[3]に従い設計した。N0.2、N0.3のRC試験体は同じ形状、配筋であるが接合部のせん断補強が異なる。N0.2は $P_w=0.40\%$ $\sigma_{wy}=30\text{kg/mm}^2$ 級、N0.3は $P_w=0.65\%$ $\sigma_{wy}=80\text{kg/mm}^2$ 級である。これはN0.2が指針式[2]によりN0.3は上村式[1]によりそれぞれの接合部耐力が評価されているためである。柱軸力はN0.1では $N/N_u=0.21$ 、N0.2 N0.3では $N/N_u=0.24$ とした。表-1に終局耐力を示す。算定は各文献に示す方法による。また使用したコンクリート及び鋼材の材料試験の結果を表-2に示す。



	No. 1	No. 2	No. 3
柱			
主筋	10-D19	14-D19	14-D19
帯筋	D10-@37.5	5φ-@50	5φ-@50
はり			
主筋	4-D19 中央部	10-D19	10-D19
肋筋	5.5φ-@35(@72.5)	4-5φ-@50	5φ-@50
接合部			
主筋	10-D19	14-D19	14-D19
帯筋	D13-@68	5.5φ-@32	4-5φ-@32

図-1 試験体形状、寸法

表－１ 試験体強度一覧

試験体	梁		柱			接合部		
	bQ _{mu}	bQ _{su} ($\frac{bQ_{su}}{bQ_{mu}}$)	cQ _u	cQ _{mu} ($\frac{cQ_{mu}}{cQ_u}$)	cQ _{su} ($\frac{cQ_{su}}{cQ_u}$)	pQ _{u1} ($\frac{pQ_{u1}}{pQ_u}$)	pQ _{u2} ($\frac{pQ_{u2}}{pQ_u}$)	p τ _u ($\frac{p\tau_u}{p\tau_b}$)
NO. 1	38.4	38.4 (1.0)	69.1	143.4 (2.08)	124.5 (1.80)	252.6 (1.26)	—	—
NO. 2	36.3	64.1 (1.77)	65.3	125.1 (1.92)	79.9 (1.22)	162.8 (0.89)	202.6 (1.11)	102.8 (0.86)
NO. 3						209.9 (1.05)		122.1 (1.02)

bQ_{mu}: はり曲げ耐力時せん断力t [1] cQ_{su}: 柱せん断耐力t [2] p τ _u: 接合部せん断耐力時応力
bQ_{su}: はりせん断耐力t 指針式 [2] pQ_{u1}: せん断耐力t SRC規準 [3] 上村式 [1] kgf/cm²
cQ_u: はり曲げ耐力時柱せん断力t pQ_{u2}: せん断耐力t 指針式 [2] p τ _b: はり曲げ耐力時せん断応力
cQ_{mu}: 柱曲げ耐力時柱せん断力t pQ_u: はり曲げ耐力時せん断力t 119.2kgf/cm²

コンクリートの配合は W:C:G:S=198:521:930

:634kg/m³、粗骨材の最大粒径は15mmである。

コンクリートの打設は鉛直方向から行った。

表－２ 材料試験結果

(kgf/cm²)

鉄筋呼名	5 ϕ	5.5 ϕ	D10	D13	D19*1	D19*2	D19*3
降伏強度	8260	3710	3650	3800	3720	3960	3720
引張強度	9170	4180	5080	5450	5330	5890	5990
伸び(%)	16.1	20.2	18.1	22.2	22.6	21.7	13.4
鋼材板厚	IE-6	IE-9	IE-12	IE-19	コンクリート		
降伏強度	3200	3060	2910	2830	圧縮強度	400	
引張強度	4270	4660	4600	4500	ヤング係数	3.03 $\times 10^4$	
伸び(%)	30.3	27.2	30.5	33.5	割裂強度	31.6	

*1 No.1はり主筋 *2 No.2,3はり主筋 *3 柱主筋

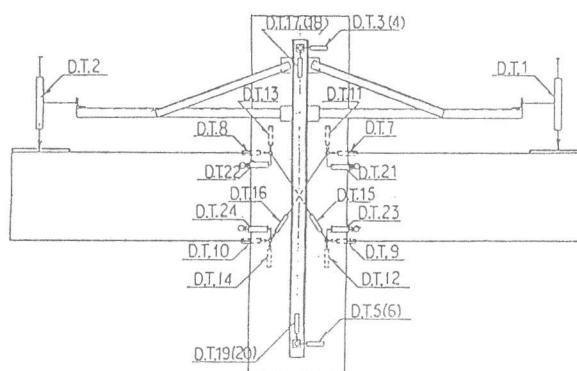
３．実験方法

３．１ 载荷方法

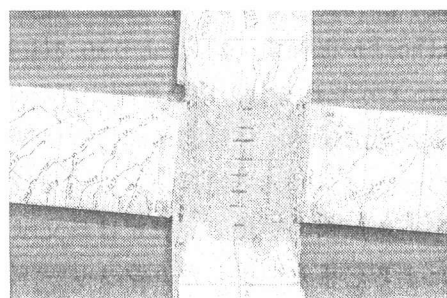
载荷は柱に一定軸力を加えたまま柱の反曲点位置を、ローラー支持した状態で押し引きジャッキにより梁のスパン中央位置を変形制御により逆対称加力を加えた。载荷履歴は層間変形角 $R = 5, 10, 20, 30, 40, 50 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の正負繰り返し载荷をそれぞれ２回行った後、正加力方向に単調载荷し終了した。但し、NO.2試験体では $40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の２回目サイクル時に軸力が保持できなくなり終了した。NO.3試験体では同じく $50 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の１回目で耐力上昇が期待できなかったため単調载荷を行い終了した。

３．２ 測定方法

変形の測定項目は、層間変形角、柱及び梁の部材角、接合部パネルのせん断変形、柱軸方向変形および、梁主筋の抜け出し量とした。接合部パネルのせん断変形は接合部の対角線の変形量から求めた。図－２に変位の測定位置を示す。歪度の測定は、主筋およびせん断補強筋とし、SRC試験体ではさらにフランジ（一軸）ウェブおよび接合部（三軸）の計測を行った。



図－２ 変位測定位置



写真－１ 試験体NO.3 最終状態

4. 実験結果および考察

4. 1 ひびわれおよび破壊性状

図-3に梁せん断力 Q_b -層間変形角 R 関係を示す。図中にはひびわれ発生時および鋼材の降伏時を記入する。また、各試験体のひびわれ荷重、最大荷重、限界変形角および破壊モードを表-3に示す。

試験体NO.1では接合部パネルコンクリートの斜めひびわれ発生後、梁主筋および鉄骨フランジ降伏ならびに接合部パネル鉄骨ウェブがせん断降伏し、その後、接合部パネルにおけるコンクリートの圧壊ならびにせん断補強筋の降伏、梁鉄骨ウェブのせん断降伏が生じ、層間変形角 $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ にて最大荷重に達した。その後の繰り返し荷重により耐力が低下すると共に接合部のコンクリートに損傷が集中し $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ において接合部内の柱主筋が座屈した。ただ、 $R=95 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ においても最大荷重の80%の耐力を維持していた。破壊性状は梁曲げ降伏後の接合部せん断降伏といえる。

RC試験体NO.2、NO.3は接合部コンクリートの斜めひびわれ発生後、梁主筋の降伏と梁端部コンクリートの圧壊が生じ、その後、接合部のせん断補強筋の歪度が 2×10^{-3} に達し、さらに接合部のコンクリートの圧壊が生じると共に最大荷重に達した。その後の繰り返し荷重により耐力低下が著しくなると共に、接合部のコンクリートに損傷が集中し $R=30 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ において接合部の主筋の座屈が生じ、接合部の損傷が

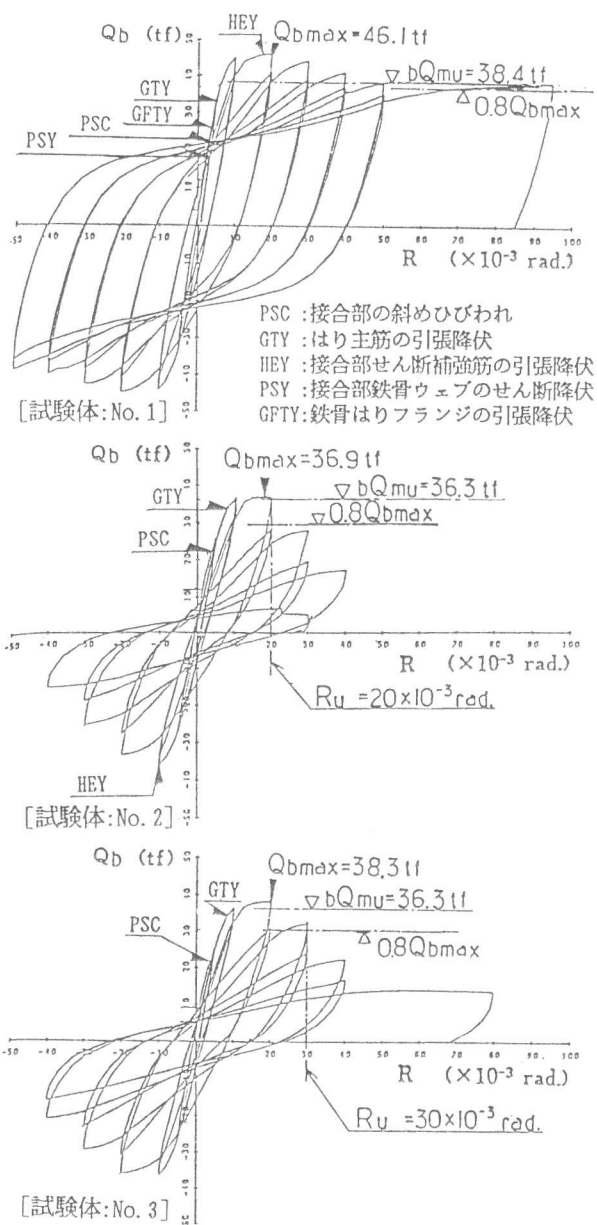


図-3 梁せん断力-層間変形角関係

表-3 実験結果一覧

試験体	梁の曲げ ひびわれ耐力 t	梁のせん断 ひびわれ耐力 t	柱の曲げ ひびわれ耐力 t	最大荷重 $Q_{bmax}(t)$	最大荷重時 $R \times 10^{-3} \text{ rad.}$	限界変形 $R_u \times 10^{-3} \text{ rad.}$	破壊 モード
NO. 1	4.0	11.9	43.0	46.1	20.0	95以上	FG→PY
NO. 2	6.0	12.0	46.4	36.9	18.3	20	FG→PC
NO. 3	5.0	9.0	43.0	38.3	20.3	30	FG→PC

FG: はり曲げ降伏 PY: 接合部のせん断降伏 PC: 接合部のせん断破壊

進展した。NO.2 NO.3の破壊性状は梁曲げ降伏後接合部せん断破壊といえる。

4. 2 耐力および変形状

SRC試験体NO.1は変形能力に富む紡錘形の履歴性状を示した。RC試験体NO.2、NO.3は最大荷重後、耐力低下が著しく、変形能力の乏しい性状を示した。接合部内のせん断補強筋量の少ない試験体NO.2に比べ、多い試験体NO.3は最大荷重が若干大きく、最大荷重以後の耐力低下も小さくなっているが、それほど顕著な違いがあるとはいえない。限界変形の定義を1回目、2回目に拘らず最大荷重の80%以下に耐力が低下した時とするとNO.2は $R_v = 20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 、NO.3は $R_v = 30 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ となる。

4. 3 接合部パネルのせん断変形状

図-4に梁せん断力 Q_b -接合部せん断変形 γ_p 関係を示す。表-4に主要な段階での接合部のせん断変形及び歪み度を示す。SRC造試験体NO.1は最大荷重後の接合部のせん断変形の進展が大きく、限界変形時では層間変形角に対する接合部のせん断変形の比は0.7~0.85にもなっている。また、接合部鉄骨ウェブのせん断歪 γ_{ps} が接合部せん断変形 γ_p に比べかなり大きな値を示している。このことは接合部内に於いて鉄骨とコンクリートの一体性が損なわれていることを示しているとも考えられる。

RC試験体NO.2、NO.3は最大荷重後では同一変形の繰り返しによっても接合部のせん断変形が増大している。これは接合部のコンクリートがせん断変形の増大にともない耐力を喪失しているものと考えられる。

4. 4 接合部のせん断補強筋の歪性状

接合部パネル内のせん断補強筋歪分布を図-5に示す。SRC試験体NO.1では最大荷重時にせん断補強筋の最大歪がほぼ降伏歪に達しているがその後大きな進展はない。

RC試験体では層間変形角 $R = 20 \times 10^{-3}$ 以降に於いて両者におおきな差がみられた。高強度せん断補強筋を用いた試験体NO.3では歪度の進展はそれほど大きくなく弾性範囲内で分布しているが、普通強度せん断補強筋を用いた試験体NO.2では $R = 20 \times 10^{-3}$ 以降、接合部の中央部に於いて塑性歪が著しく進展した。

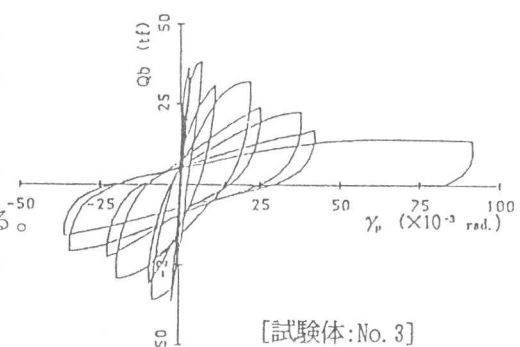
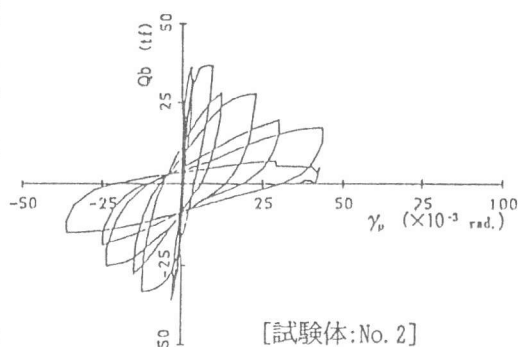
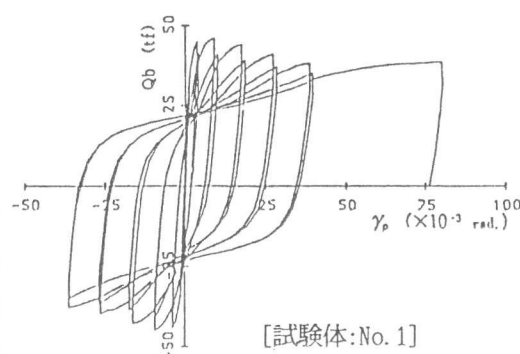


図-4 梁せん断力-接合部せん断変形関係

表-4 接合部せん断変形一覧

		梁せん断力	層間変形角	パネルのせん断変形	鉄骨ウェブせん断変形
		$Q_b \text{ t}$	$R \times 10^{-3} \text{ rad.}$	$\gamma_p \times 10^{-3} \text{ rad.}$	$\gamma_{ps} \times 10^{-3} \text{ rad.}$
斜めびわれ時	NO.1	21.9	2.89	0.60	3.10
	NO.2	22.0	3.80	0.68	—
	NO.3	21.9	3.87	0.68	—
最大耐力時	NO.1	46.1	20.0	9.14	18.0
	NO.2	36.9	18.3	8.26	—
	NO.3	38.3	20.3	6.82	—
限界変形時	NO.1	38.5	95.0	80.3	断線
	NO.2	36.7	20.3	9.52	—
	NO.3	32.4	30.2	21.9	—

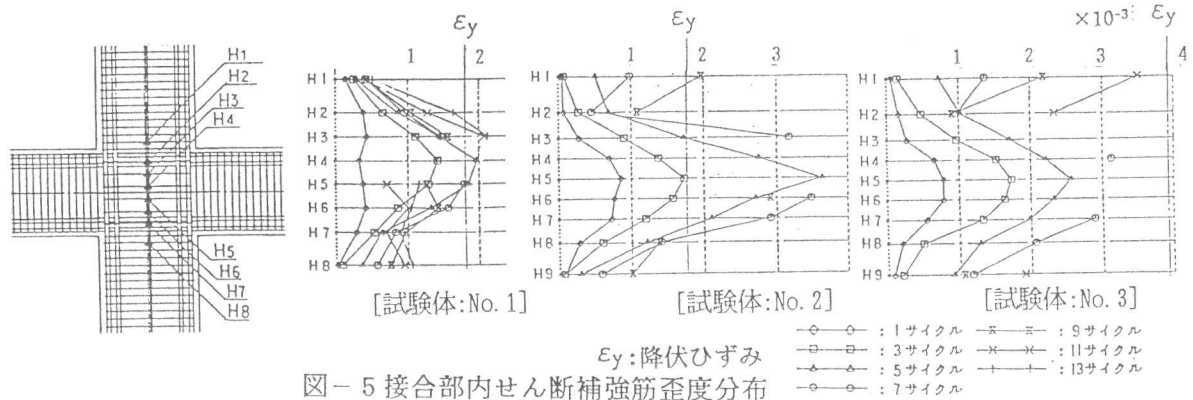


表-5 接合部各要素の負担せん断力

(単位 ton)	接合部斜めひびわれ時			最大耐力時			限界変形時			接合部耐力計算値*		
	NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 1	NO. 2	NO. 3
全せん断力Q _p	114.5	111.2	110.7	241.0	186.5	193.4	201.0	185.5	163.5	252.6	162.8	209.9
コンクリート負担せん断力pQ _c	40.7	104.7	101.3	133.1	164.4	148.4	90.7	163.0	89.8	125.0	141.4	141.4
せん断補強筋負担せん断力pQ _w	5.2	6.6	9.4	39.4	22.2	45.0	41.8	22.5	73.7	48.7	21.4	78.5
鉄骨ウェブ負担せん断力pQ _s	68.6	—	—	68.6	—	—	68.6	—	—	78.9	—	—

* 学会「SRC規準」[3]

5. 実験結果の検討

5.1 接合部各要素の負担せん断力

接合部の各要素の負担せん断力を求めその結果を表-5 図-6 に示す。

$$\text{ここに } Q_p = pQ_s + pQ_w + pQ_c$$

Q_p : 接合部のせん断力

pQ_s : 鉄骨部分の負担せん断力

pQ_w : せん断補強筋の負担せん断力

pQ_c : コンクリート部分の負担せん断力

鉄骨部分及び鉄筋部分の負担せん断力は各歪から算定し、コンクリートの負担せん断力はその残余分とした。表-5 中にはSRC規準に基づいて算定した接合部のせん断耐力を示す。各試験体とも、最大耐力実験値はSRC規準による計算値と概ね一致しており、各要素のせん断力負担率もほぼ一致している。但し高強度せん断補強筋を用いたNO.3はせん断補強筋の負担せん断力の計算値が実験値を上回った。これは高強度せん断補強筋の歪が最大荷重時でも降伏歪に達していないためと考えられる。

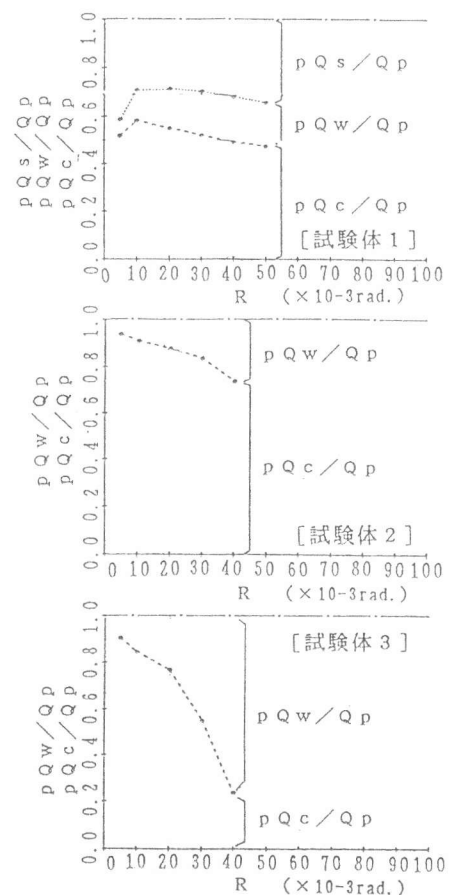


図-6 接合部各要素の負担せん断力

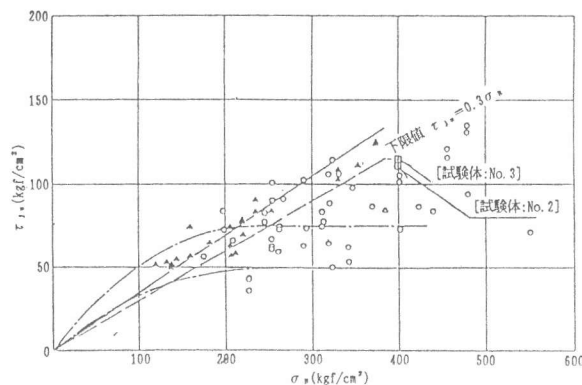
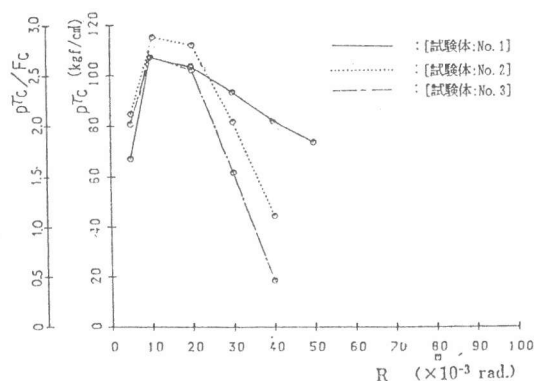


図-7 接合部コンクリートせん断応力度の変化 図-8 接合部せん断能力- F_c 関係 [2]

図-7にはコンクリートの負担せん断力からせん断応力度を算定し繰返し1回目の値を層間変形角とともに示したものである。最大耐力時は各試験体ともほぼ等しいが以後はSRC試験体に比べRC試験体のコンクリートのせん断応力度の低下は著しい。図-8に終局強度指針[2]に示される $\tau_{ju}-\sigma_c$ 関係を示し試験体NO.2、NO.3をプロットした。接合部のせん断耐力は $\tau_{ju}=0.3\sigma_c$ でほぼ評価できるが変形能力に余力は無いように思われる。

5. 2 接合部内梁主筋付着応力度

図-9に梁上端1段筋の応力度分布を示す。表-6に接合部内梁主筋付着応力度の最大値および平均値を示す。

付着応力度はSRC試験体がRC試験体に比べ大きな値となっている。これはRC試験体の方が梁主筋間隔が狭いことから付着強度が小さくなったと考えられる。

6. まとめ

RC試験体の最大強度はせん断補強筋を無視した終局強度指針[2]には近い値を示した。高強度鉄筋を使用したNO.3は変形性能において普通鉄筋試験体NO.2に比べ若干優れていた。鉄骨及びせん断補強筋のせん断力の分担はSRC規準式により概ね評価できる。但しNO.3は鉄筋が降伏しなかったため鉄筋の負担は小さかった。SRC試験体は接合部の降伏が生じたが優れた変形性能を示した。

ご指導頂いた京都大学六車教授に、深く感謝申し上げます。

- 1) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990) pp. 404 1990. 10
- 2) 日本建築学会: 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 pp. 106, 156 1991. 11
- 3) 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 pp. 26 1987. 6

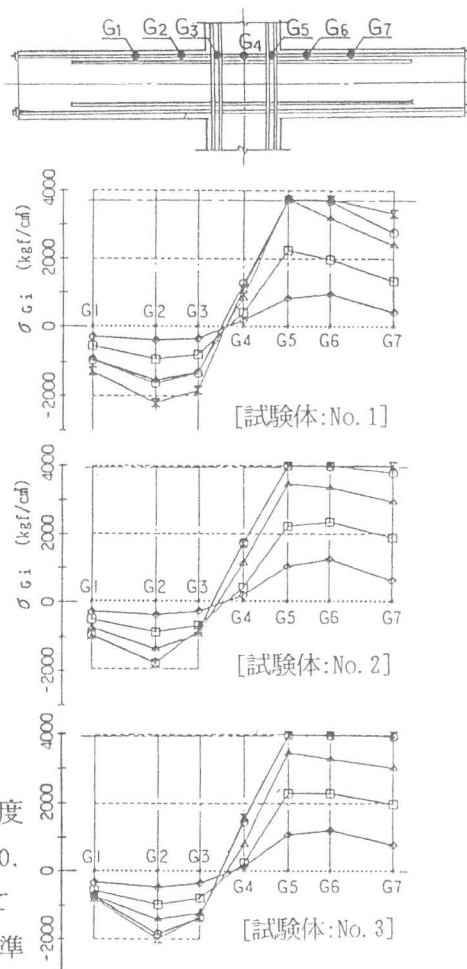


図-9 梁主筋応力度分布

表-6 接合部内付着応力度 kgf/cm^2

変形角	位 値	局所最大値			平均値		
		NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 1	NO. 2	NO. 3
5 $\times 10^{-3}$ rad.	上端筋	66	53	61	57	57	53
	下端筋	63	57	50	56	49	46
10 $\times 10^{-3}$ rad.	上端筋	67	57	67	63	55	61
	下端筋	74	61	63	70	55	51