

[2056] 短スパン梁の強度と靱性に関する実験的研究

石川 裕次\*1・木村 秀樹\*2・長嶋 俊雄\*3・菅野 俊介\*4

§ 1. 目的

高層鉄筋コンクリート造建物において、平面計画により自由度を持たせるためにダブルチューブ構造とすることが考えられている。しかしながら、40階程度のRCダブルチューブ構造を構成する短スパン梁(シアスパン比:  $M/QD \leq 1.5$ )を設計する上で靱性部材としての付着設計およびせん断設計において不明瞭な点として、①部材としての付着強度②2筋の付着強度③塑性回転角④補強筋の有効強度が挙げられる。本稿では、靱性部材として設計する短スパン梁について、平行配筋および特殊配筋した場合の構造性能の把握および既往のせん断強度式および付着設計式[2]の適用を検討するために、4体の試験体 ( $M/QD=1.25$ )の曲げせん断実験を行った。

表-1 試験体諸元および材料特性

試験体	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
梁断面 $b \times D = 30 \times 50$ [cm] ( $L = 125$ [cm])				
主筋 1段筋 2段筋	6-D16 4-D16	6-D16 4-D16	2-D16+2-D19*1 2-D16+2-D19*1	2-D16+2-D19*2 2-D16+2-D19*2
d[cm]	45.4	45.2	45.0	
Pt[%]	1.46		1.44	
補強筋 pw[%]	4-6φ@100 (0.422)	4-8φ@60 (1.10)	2-6φ@100 (0.211)	4-6φ@80 (0.528)
$\sigma_b$ [kgf/cm <sup>2</sup> ] ( $\sigma_t$ )	586 (32.5)	573 (35.4)	590 (41.7)	595 (41.5)
$0.8 \tau_{bu} / \tau f^{*3}$	0.90	1.23	1.74	1.24 *4
$Vu_{s3} / Vbu$ *5	1.12	1.53	1.19	1.05
表記	*1 : X型主筋, *2 : L型主筋, *3 : 指針式による付着設計 *4 : L型主筋は90°フック部で2/3 $\sigma_y$ の応力負担を仮定した。 *5 : 指針式によるせん断設計( $v_c = 3.68 \sigma_b^{0.667} / \sigma_b$ を適用) $\tau_{bu}$ : 付着強度, $\tau f$ : 設計用付着応力度( $= d_b \cdot \Delta \sigma_y / (4(L-d))$ ) $\Delta \sigma_y$ : ( $= 2\sigma_y$ ), $\sigma_y$ : 主筋強度, L: 内法スパン長さ, d: 有効成 $Vu_{s3}$ : 塑性回転角: $R_p = 1/33$ [rad]時のせん断耐力, $Q_{my}$ : 曲げ強度 Pt: 引張鉄筋比, $\sigma_b$ : 圧縮強度, $\sigma_t$ : 割裂引張強度 pw: 補強筋比, $\sigma_{wy}$ : 補強筋強度			
材料特性	主筋 : D16, 19 / $\sigma_y = 3761, 5265$ [kgf/cm <sup>2</sup> ] / $E_s = 1.88 \times 10^6, 1.95 \times 10^6$ [kgf/cm <sup>2</sup> ] 補強筋: 6φ, 8φ / $\sigma_{wy} = 9664, 10235$ [kgf/cm <sup>2</sup> ] / $E_s = 2.17 \times 10^6, 2.16 \times 10^6$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]			

§ 2. 試験体および実験方法

試験体は、40階程度のRCダブルチューブ構造建物の地上2階大梁を想定し、実大の1/2スケールとした試験体(No.1~4)の4体である。試験体は、内法スパン長さ125[cm]( $M/QD=1.25$ 、梁成:  $D=50$ [cm])とし、断面は30x50[cm]である。試験体の形状寸法を図-1に、試験体諸元および材料特性を表-1に示す。試験体は以下のように設計されている。即ち、No.1試験体(平行配筋)はせん断設計を、No.2試験体(平行配筋)、No.3試験体(X型配筋)、No.4試験体(L型配筋)はせん断設計および付着設計を行った(No.4試験体は主筋の一部をスパン中央で90°フック定着した試験体)。但し、せん断設計は文献[2]のコンクリート有効強度係数を文献[3]に従い、せん断強度が塑性部材角:  $R_p = 1/33$ [rad]時に曲げ

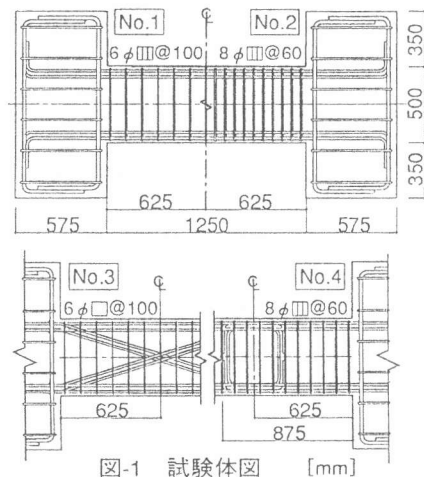


図-1 試験体図 [mm]

\*1 榎竹中工務店技術研究所 研究員、工修(正会員)  
\*2 榎竹中工務店技術研究所 研究員、工博(正会員)  
\*3 榎竹中工務店技術研究所 専門課長、工修(正会員)  
\*4 榎竹中工務店技術研究所 主席研究員、工博(正会員)

耐力以上として算定した。付着設計は、文献[2]における定着長さを $l-d$ (表-1参照)として行った。せん断設計については文献[4]についても検討を行った。

荷重方法は、建研式加力装置に試験体自重分のカウンターウェイトを設置し逆対称モーメント荷重を行った。加力は、図-2 荷重履歴図に示したように行った(部材角:  $R$ =全体変形/内法スパン長)。大変形を経験した後のエネルギー消費について検討するため小変形サイクルを行った。

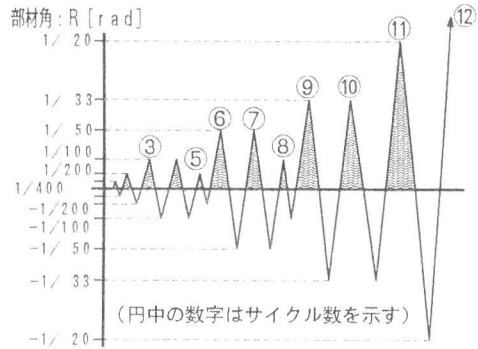


図-2 荷重履歴図

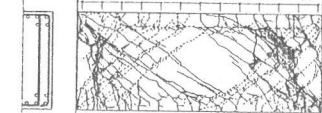
### § 3. 実験結果

#### 3.1 破壊状況

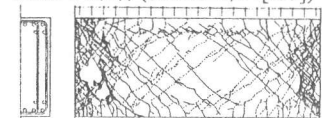
各試験体の破壊状況を図-3に示す。ひび割れの発生状況は、No.3試験体では、部材全域に斜めひび割れが発生し、変形の増大と共に各ひび割れ幅がほぼ一様に拡大した。一方、No.1, 2, 4試験体では、部材端から約 $1.0D$ ( $D$ :梁高)の領域に発生した斜めひび割れが変形の増大と共に拡大した。また、主筋降伏前に引張側の1段筋から2段筋にかけて主筋沿いのひび割れがスパン中央位置まで発生するがその後主筋沿いのひび割れ幅の拡大は見られなかった。

最大耐力以後、各試験体とも徐々に正負のひび割れに囲まれたコンクリートが、ひび割れ面でのコンクリートのかみ合いを失うと共に、No.1, No.3では補強筋が斜めひび割れ面で破断し、No.2, 4試験体では部材端圧縮側主筋付近のコンクリートが剥落すると共に局部的な変形が増大し、いずれの試験体も曲げ降伏後のせん断破壊に至った。

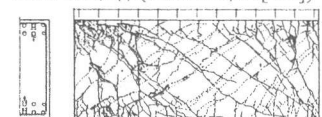
No.1 試験体( $\delta_{max}=1/25$ [rad])



No.2 試験体( $\delta_{max}=1/14$ [rad])



No.3 試験体( $\delta_{max}=1/14$ [rad])



No.4 試験体( $\delta_{max}=1/14$ [rad])

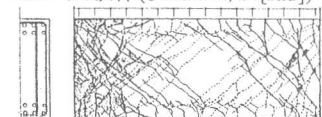


図-3 破壊状況図

#### 3.2 せん断力-全体変形関係

各試験体のせん断力-全体変形関係を図-4に示す。図中には曲げ降伏後のせん断強度を文献[2]のコンクリート有効強度係数に文献[3](以下、CEB式)を適用した結果を示している。No.1, 2, 4試験体は、部材角 $1/50$ [rad]以後、スリップ現象が見られその後のサイクルの増加と共にスリップ現象が顕著となった。No.1試験体は部材角 $1/33$ [rad]の時点で補強筋が降伏した直後に補強筋が破断し最大変形に至った。No.2, 4試験体は、それぞれ部材角 $1/20, 1/20$ [rad]のサイクルにおいて、部材端で

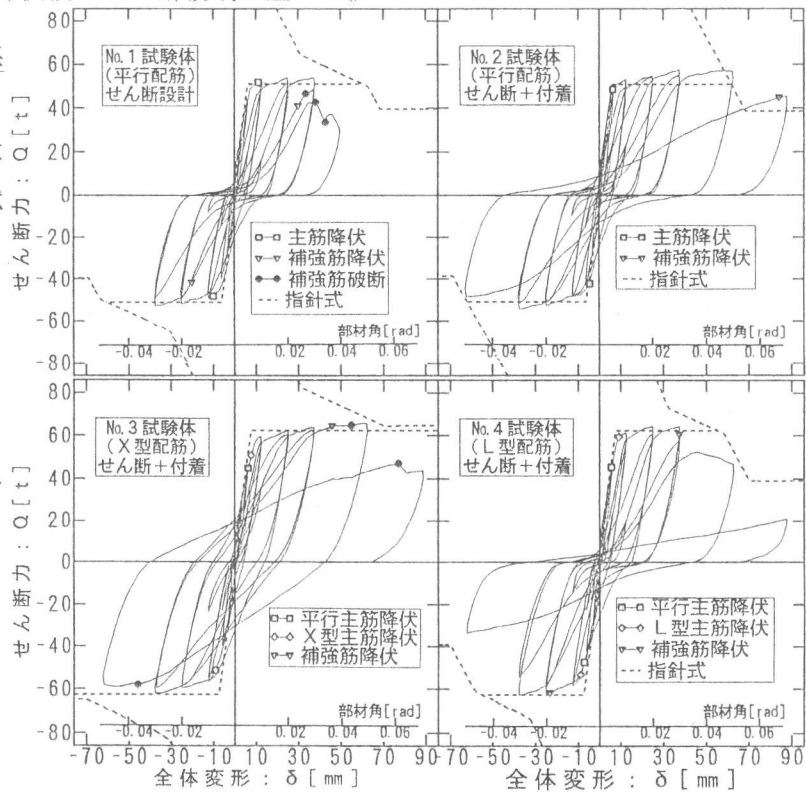


図-4 せん断力-全体変形関係

の局所変形が増大すると共に耐力が低下し最終サイクル時に補強筋が降伏した後、最大変形に至った(No.4試験体では補強筋降伏は見られなかった)。No.3試験体は、部材角 $+1/20$ [rad]までは紡錘形の履歴を示したが、部材角 $-1/20$ [rad]時に補強筋が降伏した後、補強筋が破断し最終的に部材角 $R=1/14$ [rad]時にさらに補強筋が破断した。

### 3.3 変形成分

図-5に包絡線荷重と変形成分(曲げ変形/全体変形)関係を示す。曲げ変形成分は、X型配筋のNo.3試験体が最も大きく、他の試験体では補強筋量の多い試験体ほど大きくなった。

また、各試験体とも、正負の繰り返しによるコンクリートの損傷から、サイクルが進むにつれ曲げ変形成分の絶対量は減少するが、耐力を維持しているサイクルまでは、各サイクル中の曲げ変形成分が荷重の増加と共に各サイクルピークまで増加する。その増加率は、サイクル数の増加と共に減少し、最終的にせん断圧縮破壊するサイクルの前サイクル時には、全試験体とも曲げ変形成分の増加が見られず、次サイクルにおいてせん断圧縮破壊に至った。このことから、サイクルの増加と共に部材端のコンクリートが損傷し部材端でのせん断伝達が増加する時点でほぼせん断圧縮破壊に至っていると考えられる。

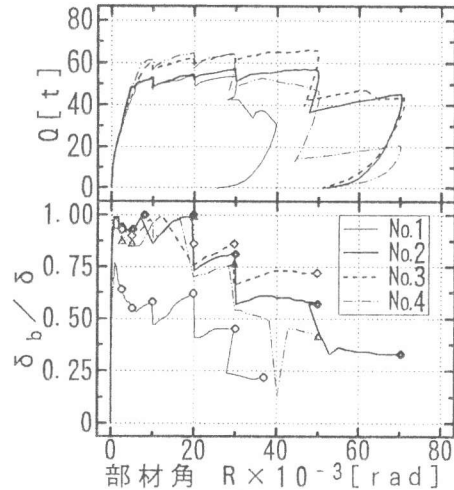


図-5 包絡線荷重-変形成分関係

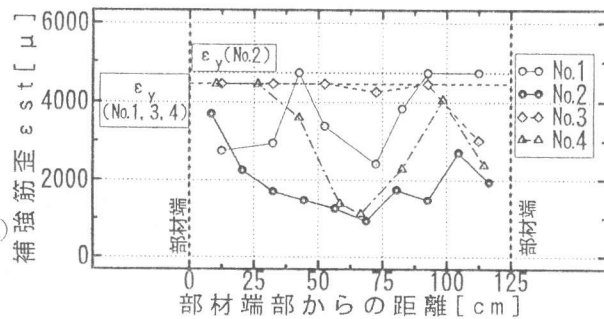


図-6 補強筋歪分布

### 3.4 せん断補強筋歪分布

図-6に、各試験体が最終的に破壊した前サイクルピーク時の補強筋歪分布図を示す。No.3試験体は、部材全体にわたり降伏歪に達している。他の試験体は、部材端および部材端から $D/2 \sim 1.0D$ の位置の補強筋歪が局所的に大きい形状を示し、補強筋量の多い試験体ほど斜めひび割れの角度が大きく、部材端に近い位置で

補強筋歪が大きい歪分布の形状を示した。

## § 4 実験結果の検討

### 4.1 諸荷重の比較

諸荷重の実験値と計算値の一覧を表-2に示す。計算値は試験体のコンクリート強度が $600$ [kgf/cm<sup>2</sup>]前後であることから、文献[4]に

表-2 諸発生荷重(括弧内は、実験値/計算値を示す。)

諸荷重		No.1(平行配筋)	No.2(平行配筋)	No.3(X型配筋)	No.4(L型配筋)
曲げひび割れ強度: $Q_{bc}$ [t]	実験値	8.8	7.6	9.1	7.9
	計算値*1	8.81(1.00)	8.84(0.86)	8.82(1.03)	8.86(0.86)
せん断ひび割れ強度: $Q_{sc}$ [t]	実験値	20.1	21.0	18.3	22.0
	計算値*2	25.42(0.79)	24.91(0.84)	25.52(0.72)	25.63(0.86)
曲げ降伏強度: $Q_y$ [t]	実験値	49.1	48.5	50.9	59.5
	計算値*4	47.65(1.03)	47.09(1.03)	58.06(0.88)	58.03(1.03)
曲げ耐力: $Q_u$ [t]	実験値*5	54.0	54.6	62.5	64.7
	計算値*6	51.04(1.05)	50.82(1.07)	62.63(1.00)	62.63(1.03)
降伏点変位 $R_y \times 10^{-3}$ [rad]	実験値*7	5.99(1.21)	5.15(1.06)	6.13(1.01)	7.23(1.20)
	実験値*8	6.08(1.23)	5.12(1.05)	7.58(1.25)	7.05(1.17)
	計算値*6	4.94	4.87	6.07	6.04

\*1:  $M_{bc} = \sigma_c \cdot Z_e$ ,  $Q_{bc} = M_{bc} / (L/2)$ . \*2:  $Q_{sc} = \{ (0.085K_c(500 + \sigma_n)) / (M/Qd + 1.7) \} b_j$   
 \*3:  $1.0\sqrt{\sigma_n} \cdot b \cdot j$ , \*4:  $M_y = (+0.5\eta_o(1 - \eta_o)) \sigma_n \cdot b \cdot D^2$ , \*5: 最大耐力( $R < 0.02$ [rad]時)  
 \*6: 文献[4]参照, \*7: 曲げひび割れ時と主筋降伏時から算定, \*8: 文献[4]参照

示された各計算式の妥当性を検討した。曲げひび割れ強度、曲げ降伏強度、曲げ耐力および降伏点変位については、計算値は実験値にほぼ一致した。また、降伏点を主筋のひずみ測定値から判定した場合と文献[4]の方法によって求めた値はほぼ一致した。文献[4]の方法は、本試験体のように主筋が普通強度(SD345程度)の場合では、大きな違いはないと考えられる。

#### 4.2 等価粘性減衰定数 ( $h_{eq}$ )

部材角  $1/100, 1/50, 1/33$  [rad] 時における2回目の正サイクルと負サイクルにおける等価粘性減衰定数(以下、 $h_{eq}$ )関係を図-7に示す。No.1, 2, 4は、スリップ現象が増大する部材角  $1/50$  [rad] 以後、 $h_{eq}$ は減少する。それに対し紡錘形の履歴を示したNo.3試験体は増加傾向を示した。部材角  $1/100$  [rad] 時にNo.3, 4試験体の  $h_{eq}$ がNo.1, 2試験体に比べ小さいのは、X, L形筋が平行筋に比べ高強度鉄筋を使用しているため、ひび割れ発生後の剛性がNo.1, 2試験体に比し、小さかったためと考えられる。

大変形後の小変形サイクル時のエネルギー吸収能について、部材角  $1/100, 1/50$  [rad] を経験した後の部材角  $1/200, 1/100$  [rad] の正サイクルと初期サイクルの  $h_{eq}$ との比( $h_{eq2}/h_{eq1}$ )を、図-8に示す。部材角  $1/100$  [rad] 経験後の  $1/200$  [rad] においては、いずれの試験体でもスリップ現象が見られず( $h_{eq2}/h_{eq1}$ )は、No.3試験体を除き1.0に近い値となっている(No.3はX形配筋によって弾性剛性が他の試験体に比し小さく、高強度鉄筋を使用しているため、部材角  $1/200$  [rad] 時にはほぼ弾性的な挙動を示し、 $h_{eq2}/h_{eq1}$ が最小になったと考えられる。)。それに対し、部材角  $1/50$  [rad] 経験後の  $1/100$  [rad] においては、No.1, 2, 4試験体はスリップ現象が著しく( $h_{eq2}/h_{eq1}$ )の値が減少しているが、No.3試験体では、塑性変形によるエネルギー吸収能が保たれ( $h_{eq2}/h_{eq1}$ )は1.04となった。これは、初期サイクル(部材角  $1/100$  [rad])と部材角  $1/50$  [rad] を経験した後の部材角  $1/100$  [rad] のサイクルが同様な履歴ループを示したためと考えられる。

#### 4.3 付着強度

1段筋および2段筋の付着強度の検討のため、文献[1], [5]~[15]の試験体( $M/QD=1.33\sim 2.00$ )

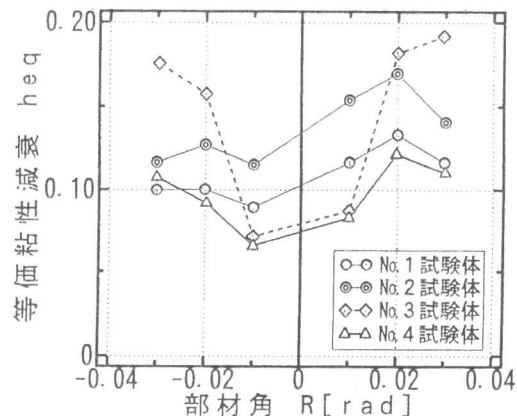


図-7 部材角-等価粘性減衰関係

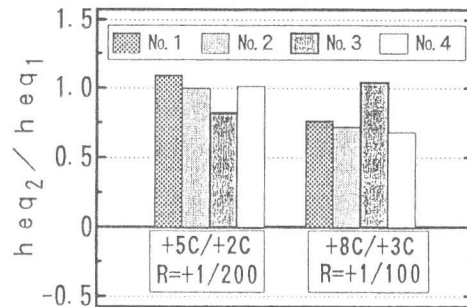


図-8 大変形後の等価粘性減衰定数

表-3 表記一覧(図-9)

• $\tau_f$ : 設計用付着応力度	• $\tau_{2co}$ : 2段筋付着強度
• $\tau_{bu}$ : 1段筋付着強度	• B2F : 2段筋付着割裂破壊
• B1F : 1段筋付着破壊	• MY-B1F : 曲げ降伏後の1段筋付着破壊
• MY-SC : 曲げ降伏後のせん断圧縮破壊	• SC : せん断圧縮破壊

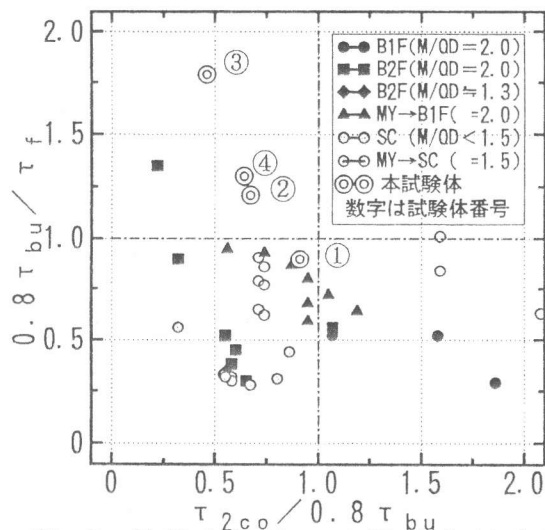


図-9 付着余裕度-2段筋余裕度関係

について、1段筋の付着強度を文献[2]により、2段筋の付着応力度を文献[5]に基づいて算定した。設計用付着応力度は、定着長さを $l-d$ (表-1参照)として算定した結果を図-9 付着余裕度(1段筋)-2段筋余裕度関係として示す。また、図-9の表記を表 3に示す。

付着余裕度(1段筋)が1.0以下のものでは、1段筋で付着破壊した試験体が多く報告されている。付着余裕度が1.0以上の試験体が付着破壊に至った例はほとんど見られないことから1段筋に対しては、付着設計を行うことによって付着破壊を防止できると考えられる。

2段筋位置で付着破壊した試験体は、2段筋余裕度が1.0以下であるが、1段筋付着余裕度も0.5程度に集中し、1段筋に対して付着設計を行っていない場合と考えられる。

本試験体は、文献[5]の方法では、全試験体とも2段筋余裕度は、0.46~0.91と1.00を下回り2段筋での破壊が想定されるが、1段筋の付着余裕度はNo.1 試験体は0.90と1.00を若干下回っているがNo.2, 3, 4試験体は、それぞれ1.23, 1.74, 1.24と付着強度を確保している。しかし、全試験体とも付着破壊に至らなかったことから、1段筋の付着強度を確保することによって通常の配筋(1断筋本数 $\geq$ 2断筋本数)では付着設計が可能であると考えられる。図-9には、 $0.8\tau_{vu}/\tau_c \geq 1.0$ において付着破壊した試験体が示されているが、この試験体は2断筋の方が1断筋より多く配筋された試験体である。

#### 4.4 曲げ降伏後のせん断強度

実験から得られた各試験体のせん断力-全体変形関係の包絡線と曲げ降伏後のせん断耐力を①指針式、②CEB式、③NewRC式によって算定した結果の比較を図-10に示す。また、①②③の方法から算定した塑性部材角 $R_p$ と実験値(耐力が最大耐力の約8割以下に低下したサイクルの前サイクルの部材角と、主筋が降伏歪に達した時の部材角の差から算出した)の比較を表-4に示す。

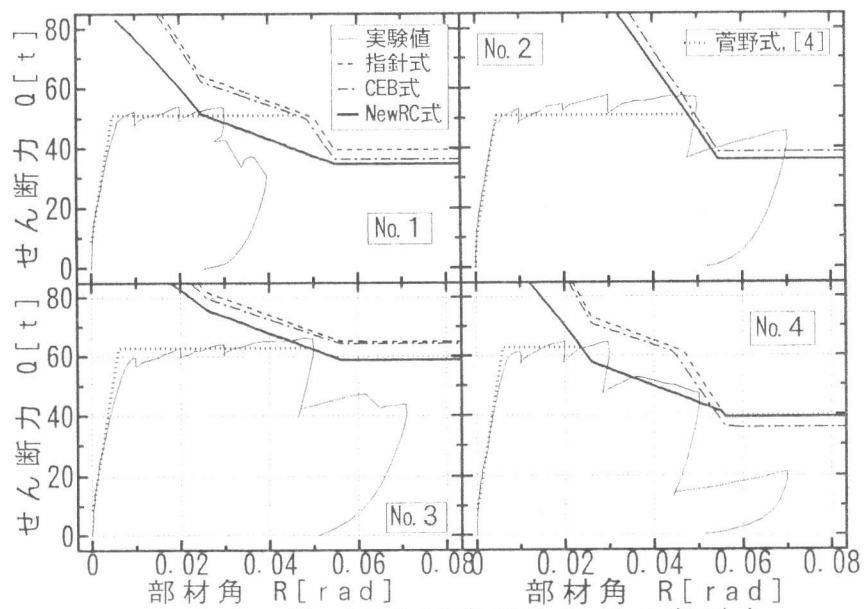


図-10 曲げ降伏後のせん断耐力

①指針式と②CEB式は、コンクリートの有効圧縮強度係数( $\nu_0$ )をそれぞれ、 $\nu_0=0.7-\sigma_B/2000$ 、 $\nu_0=3.68\sigma_B^{0.667}/\sigma_B$ としている点異なるが、本試験体( $\sigma_B=600[\text{kgf}/\text{cm}^2]$ )では、コンクリート有効圧縮強度係数が( $\nu_0/\nu_0=1.08$ )とほぼ一致しているため、計算値①と②の包絡線はほぼ一致している。③NewRC式では、①②に対し、補強筋強度( $\sigma_{wy}$ )の上限が(①②:  $\sigma_{wy}=25\sigma_B[\text{kgf}/\text{cm}^2]$ 、③:  $\sigma_{wy}=399\sqrt{\nu_0\sigma_B}[\text{kgf}/\text{cm}^2]$ )と異なり、高強度

表-4 塑性部材角( $R_p$ )の実験結果一覧

試験体	実験値 $R_p[\text{rad}]$	計算値[rad](実験値/計算値)		
		指針式*1	指針式*2	NewRC式*3
No. 1	0.024	0.044 (0.55)	0.043 (0.56)	0.020 (1.20)
No. 2	0.045	0.045 (1.00)	0.044 (0.98)	0.044 (1.03)
No. 3	0.044	0.096 (0.46)	-----*4	0.042 (1.05)
No. 4	0.023	0.038 (1.65)	0.038 (1.65)	0.017 (1.35)

\*1: 文献[2]のせん断強度式を適用  
\*2: 文献[2]に $\nu_0=3.68\sigma_B^{0.667}/\sigma_B$ を適用  
\*3: 文献[3]に従う \*4: せん断耐力 $\geq$ 曲げ耐力の場合

せん断補強筋の有効強度がコンクリートの有効強度との関係から示されている。

実験から得られた塑性部材角に対し、①指針式および②CEB式は、実験結果と最も適合性があった③NewRC式に比し、せん断補強筋の有効強度が過大に評価され、塑性部材角の計算値が実験値に比べ大きく算定されたと考えられる。特に①②③式の違いがせん断補強筋強度の上限にあることから高強度補強筋を使用する場合にはNewRC式が適していると考えられる。

## § 5. 結論

コンクリート強度が $600[\text{kgf}/\text{cm}^2]$ 程度の短スパン梁( $M/QD=1.25$ )の曲げせん断実験を行い、以下のような知見を得た。

- I. 高強度せん断補強筋に対する制限の設けられた文献[4]の方法によって曲げ降伏後の塑性回転角をほぼ推定できる。
- II. 主筋の定着長さを( $L-d$ )とした設計用付着応力度に対し、文献[2]の方法により、1段筋に対して付着設計を行えば付着割裂破壊を防止できる。
- III. X型配筋(X形筋比:0.42[%])は、最大耐力以後もスリップ現象がほとんど見られず、最終的に破壊に至る以前までは(本試験体では、部材角 $1/33[\text{rad}]$ )エネルギー吸収能を維持する。
- IV. 曲げ降伏後にせん断圧縮破壊する梁部材は、各サイクル中の曲げ変形成分の増加率がサイクルの増加と共に徐々に低下し、増加率がなくなった時点で破壊に至る。
- V. L形配筋を用いることによって、平行配筋梁と同等の復元力特性が得られた。

## 【参考文献】

- [1] 木村秀樹他、高強度コンクリート及び高強度横補強筋を用いたRC部材の実験的研究(その3)短スパン梁の曲げせん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 657~658、1987
- [2] 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、日本建築学会、1991
- [3] 榎本 浩之、慶 他、高強度コンクリートを用いた梁のせん断強度に関する研究(その2. せん断強度の評価)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 271~272、1991. 9
- [4] 鉄筋コンクリート造建物の超軽量・超高層化技術の開発 平成4年度構造性能分科会報告書、(財)国土開発技術研究センター、pp. III 1~31、1993
- [5] 大屋戸理明 他、2段配筋を有する鉄筋コンクリート梁の付着性状、コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 15, No.2, pp. 187~192、1993
- [6] 中沢 淳他、繰り返し曲げせん断を受ける13000キロ級の高強度せん断補強筋を用いたRC梁のせん断および付着割裂破壊性状、コンクリート工学年次論文報告集Vol. 12-2, pp. 221~226、1990
- [7] 大屋戸理明 他、高強度電炉鉄筋の開発に関する研究(その6:梁の靱性能に関する研究)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 505~506、1992. 8
- [8] 金久保利之他、高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた構造部材の耐震性能に関する研究 -その1-多段配筋を有するT形ばりの靱性  
日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 405~406、1989. 10
- [9] 折原 信吾 他、高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた構造部材の耐震性能に関する研究 -その2-多段配筋を有するT形ばりの靱性  
日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 407~408、1989. 10
- [10] 渡辺史夫、はりのせん断性能に関する研究、構造性能分科会、pp. 4-8-1~4-8-9、1988
- [11] 芳村 学、 $13,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 級のせん断補強筋を用いた梁のせん断性能に関する研究、構造性能分科会、pp. 4-16-1~4-16-12、1991
- [12] 古川 淳 他、高強度鉄筋コンクリート梁の付着割裂破壊、コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 14, No.2, pp. 547~552、1992
- [13] 松原 洋志 他、二段配筋されたRC梁の付着割裂破壊、コンクリート工学年次論文報告集13-2, pp. 151~156、1991
- [14] 雨宮 篤 他、超高強度RC梁のせん断挙動に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 273~274、1991. 9
- [15] 熊谷 仁志 他、高強度RC梁の構造性能に関する実験研究-部材断面の偏平化についての検討-、日本建築学会関東支部研究報告集、pp. 69~72、1990、