

[204] 高強度コンクリートを用いた柱及びはり部材のせん断耐力

正会員 松崎 育弘 (東京理科大学工学部)
 正会員 別所佐登志 (鹿島建設技術研究所)
 正会員 ○福島 稔 (鹿島建設技術研究所)
 島本 齊 (鹿島建設技術研究所)

1. まえがき

最近RC造による30階建程度の超高層集合住宅の建設計画が幾つか具体化されつつある。これらの建物の下層部では、地震時に生ずる大きな軸圧縮力に対処するため高強度コンクリートが用いられている。また高応力作用下でも部材に十分な靱性をもたせるために、内部のコンクリート及び主筋の拘束性に優れたせん断補強形式が採用されている。

しかしながら、高強度コンクリートと拘束性の良い配筋形式とを組み合わせた部材或いは大きな軸方向力の作用する部材のせん断性状に着目した研究例は乏しく、これらの部材に関して実験を含めたせん断性状の解明が強く望まれている。

そこでこのような部材の一例として、表-1に示すような筆者らが既に実用化している柱及びはり構造に関して、主にせん断耐力を把握する目的で21体の約1/4縮尺模型のせん断実験を行ったので以下に報告する。なお本文ではせん断耐力に及ぼすコンクリート強度、せん断補強筋及び軸力の影響について述べる。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は表-1に示すように、コンクリート強度 F_c 、せん断補強筋比 P_w 及び軸力比 $\sigma_N / c\sigma_B$ ($c\sigma_B$: 試験時コンクリートシリンダー強度)を実験要因とする柱15体とはり6体である。柱の帯筋形式は角フープとスパイラルフープを併用したものであり、はりの筋形式は一段筋4本を全て拘束する形となっている。また断面の大きさは、柱が 20×20 cm、はりが 15×20 cmであり、実物の約1/4縮尺模型である。またシアスパン比 M/QD は1.0とし、このため試験部分の長さは40cmとなっている。なお配筋のディテールは実物の部材と同一とし、かつせん断破壊を先行し曲げ破壊させないため、主筋D13はSD30材を焼き入れて降伏点強度を2倍強に高めた。

コンクリートの粗骨材には最大寸法10mmの豆砂利を用い、打込みは横打ちとした。また打設後一週間で脱型し、その後の3週間は食品包装用のラップフィルムで試験体の四周を包みこんで封緘養生した。

表-1 試験体一覧(設計値)

試験体名称	コンクリート強度 F_c (kgf/cm ²)	断面形状及び 帯筋補強形式	せん断補強筋 比 P_w 及び 帯筋間隔(mm)	軸力比 (導入軸力 If)	
				$\sigma_N / c\sigma_B$	
24-K12-6	240		1.2% @ 47	0.6 (69.1)	
24-K12-4				0.4 (46.1)	
24-K12-2				0.2 (23.0)	
24-K12-0				0 (0)	
36-K12-6				0.6 (82.8)	
36-K12-4				0.4 (55.2)	
36-K12-2	360		0	0.2 (27.6)	
36-K00-0				0 (0)	
36-K06-0				0 (0)	
36-K12-0				0 (0)	
36-K18-0				0 (0)	
48-K12-6				480	
48-K12-4	0.4 (71.4)				
48-K12-2	0.2 (35.7)				
48-K12-0	0 (0)				
24-12-B	240		1.2% @ 63	0 (0)	
36-00-B					0
36-06-B					0.6% @ 126
36-12-B					1.2% @ 63
36-18-B					1.8% @ 42
48-12-B					1.2% @ 63

記号：
 ↑ 柱の場合軸力比を示す。BはBeamの略。
 Kは角フープとスパイラルフープ(円形)の組み合わせを示す。
 数字はせん断補強筋比 P_w を表わす。
 — コンクリートの設計基準強度 F_c を表わす。

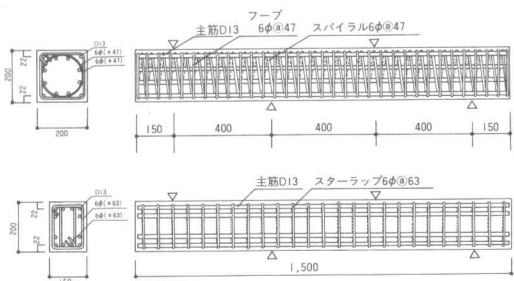


図-1 試験体の配筋図の一例 (P_w 1.2%)

表-2 材料試験結果一覧表

鉄筋種類	降伏点 σ_{fy} (kgf/cm ²)	引張強度 σ_{Tu} (kgf/cm ²)	伸び (%)	コンクリート 設計強度 (kgf/cm ²)	圧縮強度 $c\sigma_B$ (kgf/cm ²)	引張強度 $c\sigma_1$ (kgf/cm ²)	ヤング係数 $cE_{1/3}$ (10^5 kgf/cm ²)
D13*	74.2	80.1	14.3	240	288	23.5	2.58
6φ*	31.7	49.8	27.2	360	345	29.3	3.00
				480	446	33.0	3.54

* JIS 2号試験片による3本の試験片の平均値。
 10φ×20cm。材令30-64日の試験期間中の平均値。

図-1に試験体の配筋図の一例を、また表-1に材料強度試験結果を一覧表にして示した。

2.2 加力方法

図-2に加力模式図を、また図-3に載荷手順をそれぞれ示した。

加力方式は、自重をおもりによって相殺させた剛な加力ビームを試験体の上に設置し、このビームを100トンオイルジャッキで押すことにより、図-2に示すような逆対称な応力状態を試験体に生じさせた。また軸力は、試験体の両側に軸力導入用の鋼製フレームを据え、この間をPC鋼棒で結んで自己反力を取り得る方式とし、200トンオイルジャッキを用いて軸力を導入した。

載荷手順は、まず負方向に載荷し、せん断ひび割れの発生が確認されたら除荷し、載荷点及び支持点を逆の応力状態となるよう移動し正方向で破壊させた。なお平均せん断応力度 $\tau (=Q/bD)$ が 30kgf/cm^2 になってもせん断ひび割れが発生しない場合はその時点で負方向の載荷を止め、除荷した後正方向で荷重を増大させて破壊させた。

2.3 測定方法

せん断力及び軸力の測定はそれぞれ100トン及び200トンのひずみゲージ式荷重変換器を用いて行った。試験区間の相対変形 δ は、試験体両端部に埋込んだ測定用鋼棒(図-2参照)にリップみぞ形鋼をピン・ローラー支で架け渡し、この治具と試験部分の両側に設けた測定点との相対的な鉛直方向変位量で表わし、変位計はひずみゲージ式変位変換器(測長20mm, 精度1/100mm)を用いた。

また試験部分両端の最外縁主筋及び試験部分中央のせん断補筋などの主要な位置の鉄筋には、検長3mmのワイヤーストレインゲージを貼付し、この測定値により降伏の判定を行った。

3. 実験結果

表-3に実験諸耐力を、表-4にせん断終局耐力の実験値と計算値とをそれぞれ示した。また図-4に代表的な試験体の最終破壊状況を、図-5にそれらの試験体の荷重・変形曲線をそれぞれ示した。

実験結果を総括すると以下のとおりである。

3.1 破壊性状

(a) せん断ひび割れ：負載荷においてせん断応力度 30kgf/cm^2 ($Q=9\text{tf}$)までせん断ひび割れの発生が認められなかった試験体は、コンクリート強度が最も高いシリーズ($c\sigma_B = 446\text{kgf/cm}^2$)の試験体及び軸力を加えた試験体の計10体である。

(b) 破壊状況：全ての試験体がせん断破壊したが、その破壊モードはせん断ひび割れに添って圧壊が発

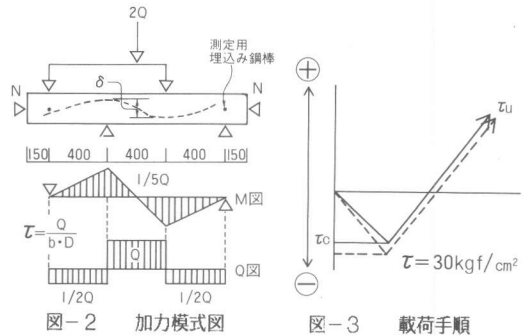


表-3 試験体の諸耐力及び破壊モード

試験体名	曲げ初ひび割れ M _{QC} (tf)	せん断初ひび割れ sQ _C (tf)	最大耐力 Q _{max} (tf)	破壊モード
24-K12-6	18.0(-)	15.5(-)	26.0	せん断圧縮破壊
24-K12-4	13.0(-)	13.0(-)	26.8	//
24-K12-2	4.0(3.6)	14.0(-)	25.8	//
24-K12-0	0.8(2.5)	7.1(6.5)	24.5	//
36-K12-6	20.0(-)	15.0(-)	28.6	//
36-K12-4	17.0(-)	17.5(-)	30.0	//
36-K12-2	4.0(4.1)	14.5(-)	29.0	せん断圧縮破壊
36-K00-0	2.3(1.0)	-(-)	8.5	せん断斜張力破壊
36-K06-0	1.0(1.8)	7.0(-)	20.9	せん断斜張力破壊
36-K12-0	1.0(0.5)	6.6(5.0)	25.8	せん断圧縮破壊
36-K18-0	0.5(1.0)	9.0(7.0)	32.3	//
48-K12-6	23.1(-)	23.1(-)	34.0	//
48-K12-4	17.0(-)	19.5(-)	33.2	//
48-K12-2	10.5(-)	15.0(-)	31.4	//
48-K12-0	2.5(2.3)	6.5(-)	29.3	// *
24-12-B	2.0(3.3)	6.0(5.5)	18.6	せん断圧縮破壊
36-00-B	1.0(2.8)	5.0(5.5)	9.1	せん断斜張力破壊
36-06-B	1.5(1.8)	5.6(5.5)	18.1	せん断斜張力破壊
36-12-B	1.0(2.0)	5.9(5.0)	23.0	//
36-18-B	1.3(1.3)	5.5(5.0)	26.0	// *
48-12-B	1.8(2.0)	6.5(5.5)	24.5	せん断圧縮破壊

注) (-)内は負載荷時。せん断圧縮破壊 せん断斜張力破壊
*印は主筋も引張降伏した。

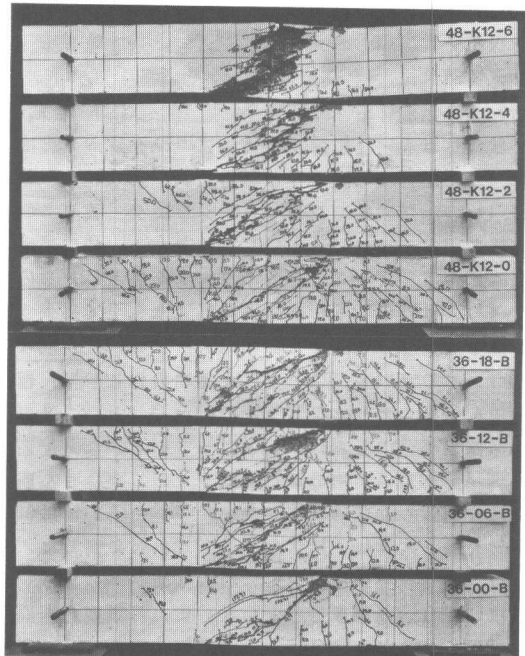


図-4 代表的な試験体の最終破壊状況

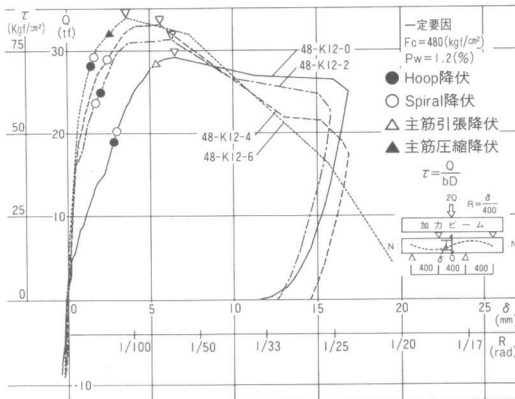


図-5 柱試験体のQ-δ曲線(要因:軸力比)

生して耐力低下するせん断圧縮破壊が大部分であった。一方、せん断ひび割れが急激に伸展し、圧壊を伴うことなく耐力低下するせん断張力破壊は、せん断補強筋量の少ないもの(Pw=0.6%以下)に見られた(破壊モードは表-3の脚注参照)。

3.2 耐力

(a) せん断ひび割れ耐力: 軸力を加えない柱の試験体及びはり試験体においては、コンクリート強度の増加に伴うせん断ひび割れ耐力の上昇は認められなかった。しかし、軸力を加えた試験体においてはコンクリート強度の増加に伴い、せん断ひび割れ耐力は上昇する傾向が見られた。

(b) せん断終局耐力: 最大せん断応力度 $\tau_u (=Q/bD)$ とコンクリート強度 $c\sigma_B$ の関係を図-7に示す。これによればコンクリート強度の上昇に応じてせん断耐力も上昇することが分かる。また軸力の無い試験体の最大せん断応力度を基準とした最大せん断応力度の上昇分 $\Delta\tau_u$ を縦軸にとり、軸力比 $\sigma_N / c\sigma_B$ を横軸にとった $\Delta\tau_u - \sigma_N / c\sigma_B$ 関係を図-8に示す。ここで軸力比が0.0.2.0.4までは軸力が増すにつれてせん断耐力も上昇する。しかし、軸力比0.6ではコンクリート強度が447kgf/cm²の場合は更に耐力上昇が見られたが、コンクリート強度が288kgf/cm²及び345kgf/cm²では軸力比0.4の時のせん断耐力を下回っており、コンクリート強度がある値を下回ると、軸力比に応じたせん断終局耐力に上限値が存在することが示唆される。さらに最大せん断応力度 τ_u とせん断補強筋比Pwの関係を図-9に示す。これによれば最大せん断応力度は、せん断補強筋比の増加に伴って上昇している。即ち日本建築学会規準式¹⁾で上限とされている1.2%を越えるせん断補強筋比に対しても、高強度コンクリートと拘束性の優れたせん断補強形式を用いることより、せん断耐力を期待できる見通しが得られた。ま

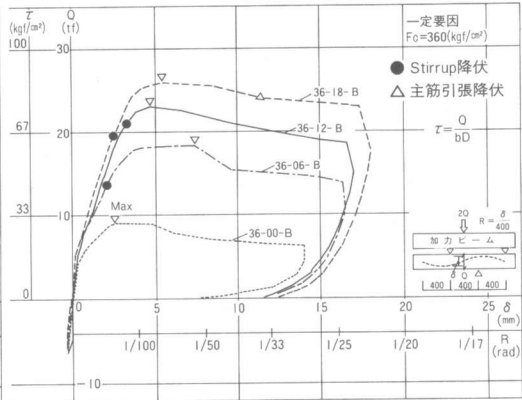


図-6 はり試験体のQ-δ曲線(要因:Pw)

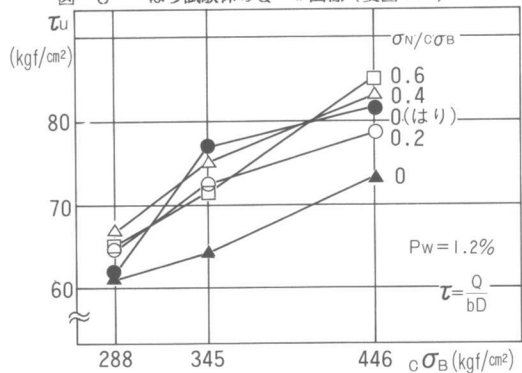


図-7 $\tau_u - c\sigma_B$ の関係

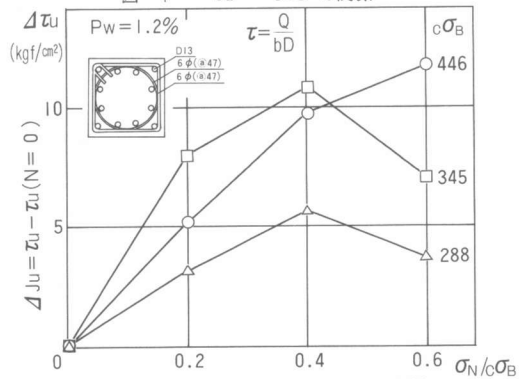


図-8 $\Delta\tau_u - \sigma_N / c\sigma_B$ の関係

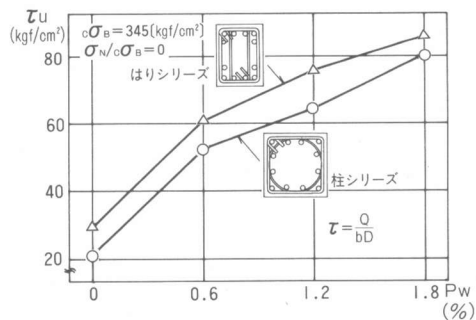


図-9 $\tau_u - Pw$ の関係

たこの図からわかるように、同一のせん断補強筋比でもはりシリーズの方が柱シリーズよりも高い耐力を示している。

4. せん断終局耐力式の検討

表-4 にせん断終局耐力の実験値と計算値とを比較して示した。ここで扱う計算式は、いずれも大野・荒川平均式を基本式¹⁾としており、(1)式はこれに軸力の効果を加算するものであり、(2)式はこれに軸力の効果を乗ずるものである。一方(3)式は(2)式に補正係数 α を乗じてせん断耐力を求める式であり、 α は筆者らの既往の実験的研究に基づいて定めたもので、軸力の大小に応じて1.0~1.2の値となる²⁾。これは特に拘束性に優れたせん断補強形式を有する部材に限定して設定した補正係数である。

この結果によると、せん断補強筋比が0%の場合(現実には存在しない)を除き、それぞれの式の特徴が表われている。即ち実験値を(1)式による計算値で除した耐力の余裕度を表わす値は、1.26~1.68であり(2)式および(3)式に比べてかなり安全側の評価となっている。一方(2)式によれば、軸力の値が大きいかつ $c\sigma_B$ が大きくなると(3)式に比べて耐力をやや大きめに算定する傾向が見られる。これに対して(3)式ではいずれもせん断耐力をより合理的にかつ安全に評価しているのが分かる。これらの式の計算値と実験値との関係を図-10に示す。

また図-11に $PW=0\%$ の τ_u を基準とした応力度の増分 $\Delta\tau_u$ を縦軸に $PW \cdot rw\sigma_y$ を横軸にとって、基本式のせん断補強筋の項の耐力式に寄与する傾向を検討してみると、実験結果は基本式の3倍程度の耐力を負担していることとなった。

5. まとめ

以上の結果をまとめると、コンクリート及び主筋を有効に拘束する配筋形式を採用した柱及びはり部材のせん断耐力は、筆者らの提案する(3)式で合理的かつ安全に評価できることが確認された。また高強度コンクリートと拘束性の良い配筋形式を用いれば、現行計算規準で上限とされている1.2%を越えるせん断補強筋比に対しても、せん断耐力が期待できる見通しが得られた。

(謝辞)本実験を実施するに当り御協力頂いた東京理科大学の院生 小林淳彦君、卒研 井出 聡君、加藤俊明君及び高橋 亘君に深く感謝いたします。(参考文献)1)日本建築学会;鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1982年 2)別所 他;高層鉄筋コンクリート造建物の柱及び柱はり接合部に関する実験的研究、鹿島建設技術研究所年報第27号、昭和54年6月

表-4 せん断終局耐力の計算値との比較

試験体名称	実験値 $e\tau_u$	計算値(1)		計算値(2)		計算値(3)	
		$c\tau_{u1}$	$e\tau_u/c\tau_{u1}$	$c\tau_{u2}$	$e\tau_u/c\tau_{u2}$	$c\tau_{u3}$	$e\tau_u/c\tau_{u3}$
24-K12-6	84.4	66.4	1.27	70.8	1.19	73.6	1.15
24-K12-4	87.0	66.4	1.31	70.8	1.23	73.6	1.18
24-K12-2	83.8	60.7	1.38	62.0	1.35	69.5	1.21
24-K12-0	79.5	54.9	1.45	49.4	1.61	65.9	1.21
36-K12-6	92.9	72.4	1.28	85.1	1.09	83.1	1.12
36-K12-4	97.4	72.4	1.35	85.1	1.14	83.1	1.17
36-K12-2	94.2	65.5	1.44	68.9	1.37	76.8	1.23
柱 36-K00-0	27.6	41.9	0.66	37.7	0.73	50.3	0.55
36-K06-0	67.9	53.7	1.26	48.3	1.41	64.5	1.05
36-K12-0	83.8	58.6	1.43	52.7	1.59	70.3	1.19
36-K18-0	104.9	62.4	1.68	56.2	1.87	75.0	1.40
48-K12-6	110.4	85.7	1.29	109.4	1.01	105.2	1.05
48-K12-4	107.8	85.7	1.26	109.4	0.99	105.2	1.02
48-K12-2	101.9	76.7	1.33	85.2	1.20	94.3	1.08
48-K12-0	95.1	67.8	1.40	61.0	1.56	81.4	1.17
はり 24-12-B	79.6	58.4	1.36				
36-00-B	39.0	46.8	0.83				
36-06-B	77.5	58.6	1.32				
36-12-B	98.4	63.5	1.55				
36-18-B	111.3	67.3	1.65				
48-12-B	104.9	72.5	1.45				

注) $e\tau_u=Q/bj$ 、 $c\tau_u$ 及び $c\tau_{u3}$ の単位は kgf/cm^2 。

$$(1) c\tau_{u1} = \frac{0.12 \cdot k_u \cdot k_p (180 + F_c)}{M/O \cdot d + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot r_w \sigma_y} + 0.1 \sigma_N^*$$

$$l \leq M/O \cdot d \leq 3$$

k_u : データでインプット $k_p=0.82P_t^{0.23}$, P_t の単位は%

σ_N : 平均軸方向応力度(=N/bd)

$$(2) c\tau_{u2} = (0.9 + \frac{\sigma_N}{250}) \left\{ \frac{0.12 k_u \cdot k_p (180 + F_c)}{M/O \cdot d + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot r_w \sigma_y} \right\}$$

$$(3) c\tau_{u3} = \alpha \cdot c\tau_{u2}; \alpha: \text{既往の実験的研究結果に基づく補正係数}$$

*適用範囲は0.4 F_c 以下となっているので、これを越える場合は

$\sigma_N=0.4c\sigma_B$ として耐力を算出した。

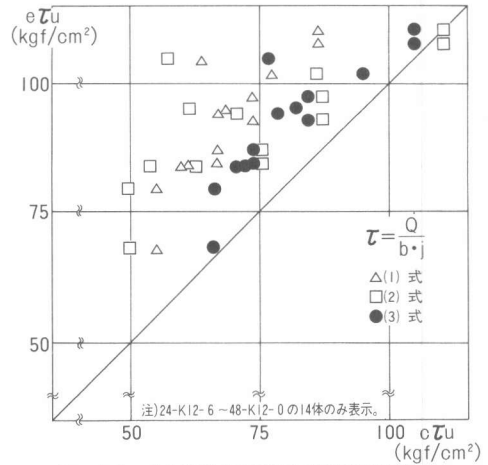


図-10 せん断耐力実験値と計算値の比較

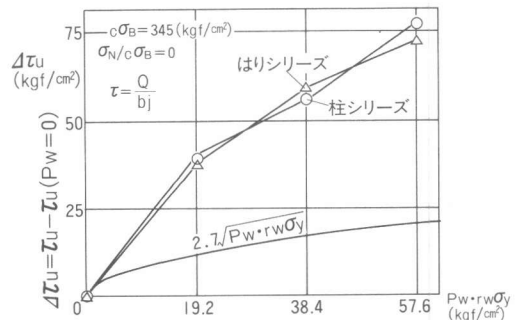


図-11 $\Delta\tau_u - PW \cdot rw\sigma_y$ の関係