

[2082] 正負繰返し荷重を受ける高強度 RC はりのせん断抵抗性状

松野 一成*1・角 徹三*2

1. はじめに

RC部材のせん断強度については、建築学会の終局強度型設計指針[1]においてリミット・アナリシスに基づく設計式が1988年に提案され、そこで規定されたコンクリート強度有効係数も、その後のNew RCプロジェクト等で $\sigma_B = 1,200 \text{ kgf/cm}^2$ レベルまでにも適応可能な式が提案されている[2]。しかし、これらを裏付けるための高強度コンクリートを用いたRC部材のせん断破壊試験は必ずしも十分とはいえない。さらに、せん断破壊と同様、脆性破壊を呈する付着割裂破壊との関連性も明らかにすべき課題である。本研究では、せん断補強筋量のみを実験変数とした $\sigma_B = 1,200 \text{ kgf/cm}^2$ レベルのRC部材のせん断抵抗性状を明らかにして指針式を検証するとともに、付着割裂破壊とせん断破壊との境界域についても考察を加えた。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1、図-2に試験体の概要を示す。中央の試験区間は内法長さ(L)=180 cm,部材幅(b)=30 cm,部材成(D)=40 cm,(L/D=4.5)とした。試験区間の両側にはこれと同一幅で2D=80 cmの成のスタブを設け試験域主筋の定着を確保するとともに、正負の載荷点およびその支持点はすべてこのスタブにあり、

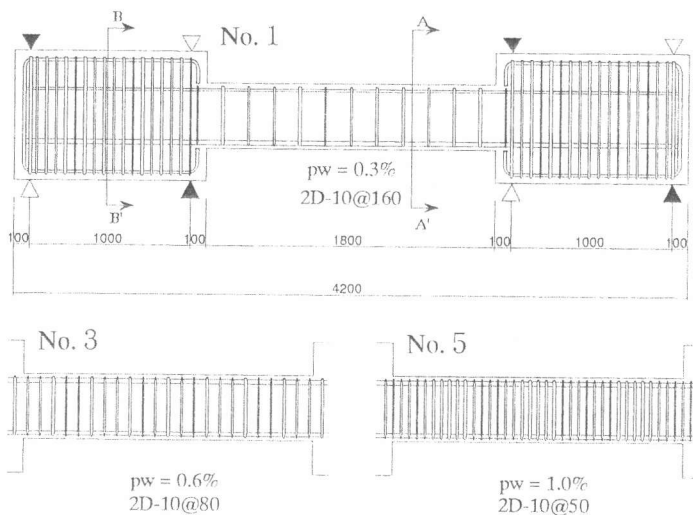


図-1 試験体図

破壊がこの部分で生じないように十分な補強を行った。試験区間は高強度筋($\sigma_y = 10,200 \text{ kgf/cm}^2$)4-D25を上下主筋として配し($p_t = p_c = 1.89\%$)、曲げ破壊の先行を防いだ。せん断補強筋には普通強度($\sigma_{wy} = 3,600 \text{ kgf/cm}^2$)のD10を用い主筋の外側だけを囲む溶接閉鎖型とした。実験変数は表-1に示されているようにせん断補強筋の材軸方向間隔(したがってせん断補強筋比)のみとし、 $p_w = 0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0\%$ の5体について実験を行なった。使用した鉄筋の機械的性質を表-2に示す。鉄筋の引張試験には鉄筋表面をサンドペーパーで研磨し、Foil Strain Gauge (以

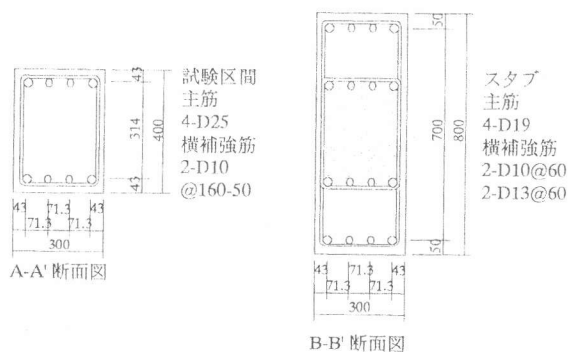


図-2 試験体断面図

* 1 豊橋技術科学大学大学院 修士課程 工学研究科建設工学専攻 (正会員)

* 2 豊橋技術科学大学教授 建設工学系、工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体名	断面形状 (cm)	主筋 本数・径	横補強筋		目標コン クリート 強度 (kgf/cm ²)
			本数・径・ ピッチ	P _w (%)	
No.1	30*40	4-D25 pt=pc =1.89%	2-D10@160mm	0.3	1000
No.2			2-D10@120mm	0.4	
No.3			2-D10@80mm	0.6	
No.4			2-D10@60mm	0.8	
No.5			2-D10@50mm	1.0	

表-2 鉄筋の機械的性質

			降伏応力度 (kgf/cm ²)	最大強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (×10 ⁶ kgf/cm ²)
試験 区間	主筋	D25	10200	11500	1.97
	横補強筋	D10	3600	5240	1.82
スタ ブ	主筋	D19	3200	5010	1.96
	横補強筋	D10	10800	11700	2.01
		D13	3500	5360	1.88

表-3 コンクリート調査表

W/C (%)	S/A (%)	水 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	シリカ・フューム (kg/m ³)	高性能 AE 減水剤 (kg/m ³)
30.0	42.0	165	525	699	988	25	11.0

下F.S.G.)を貼付した試験片を用いた。また、表中の試験区間主筋D25とスタブのせん断補強筋D10は高強度であり降伏点が明瞭でないため、0.2%オフセット法を用いて降伏点を算定した。コンクリート打設後は屋内空中養生とし、材令1ヵ月間毎日散水を行なった。使用したコンクリートの調査を表-3に示す。

2. 2 載荷方法および測定事項

載荷装置の概要を図-3に示す。1基100tonf容量のアクチュエーターを同一加力点位置に試験体幅方向に2基並べ200tonf容量とし、これを試験区間両側のスタブにそれぞれ配し、一方が引張の時は他方を圧縮として正負交番荷重を加えた。加力点位置の試験体の鉛直方向変位による変位制御方式によって各アクチュエーターをコントロールした。載荷履歴のルールは加力点位置の試験体の鉛直方向変位がそれぞれ2,4,6,8,12,20mmになるところで正負2回の繰返しを原則としたが、実際は、正載荷でのそれぞれのピーク時の試験区間の相対変位を図-4に示すような計測フレームに配した変位計により測定し、負載荷ではその変位に達したときに除荷を開始するという制御を行った。また、耐力・変形性能の乏しい試験体では途中の段階で試験を終了したものもある。上記の鉛直方向変位、試験区間の相対変位とは別に、せん断補強筋すべての応力および図-7に示されている位置の主筋の応

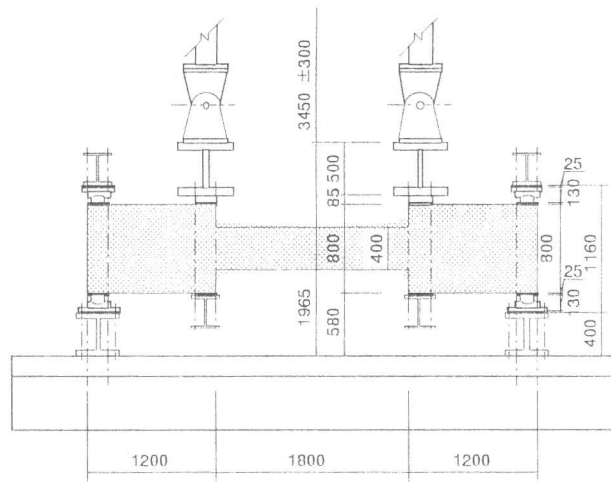


図-3 載荷装置

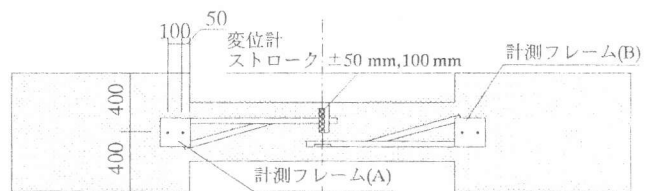


図-4 計測フレーム

表-4 実験結果の概要

横補強筋 比 (%)	横補強筋 降伏応力度 (kgf/cm ²)	コンク リート 実強度 (kgf/cm ²)	実験値				計算値		破壊 モード
			正載荷		負載荷		△法体正 式による せん断力 Qs(tonf)	角・張式 から算定 される せん断力 Qn(tonf)	
			最大 せん断 力 (tonf)	部材 変形角 (*10 ² rad)	最大 せん断 力 (tonf)	部材 変形角 (*10 ² rad)			
No.1	0.3	1220	33.90	0.735	-27.23	-0.604	41.00	47.51	せん断
No.2	0.4		35.90	0.872	-37.70	-0.889	46.56	50.65	せん断
No.3	0.6		51.31	1.638	-41.12	-0.847	57.69	56.72	せん断
No.4	0.8	1170	49.64	1.434	-59.71	-1.435	68.80	62.59	付着
No.5	1.0		62.88	1.534	-60.06	-1.540	79.90	68.35	付着

力をF.S.G.によって測定した。

3. 実験結果および考察

3. 1 実験結果の概要と荷重-変形関係

表-4に実験結果の概要を示す。No.1, No.2, No.3では、試験体材令が85~103日を経過し、No.4, No.5では59~67日を経過したためコンクリート実強度は目標強度を大幅に上回った。表中の計算値・破壊モードについては後に詳しく述べる。正載荷ではNo.3($p_w = 0.6\%$)の最大せん断力がNo.4($p_w = 0.8\%$)のそれを上回り、負載荷ではNo.4($p_w = 0.8\%$)とNo.5($p_w = 1.0\%$)の最大せん断力がほとんど等しいことを除けば、せん断補強筋量(p_w)の増大とともに最大せん断力も増大する。最大せん断力時の部材変形角についても同様のことがいえる。

図-5は荷重-部材変形角(復元力特性)を示したものである。せん断補強筋量(p_w)の増大とともに耐力は増大しているが、ループの形状改善(ピンチ化の防止)に関してはそれほど効果は見られていない。本試験体の曲げ耐力の計算値 O_m は67tonfであり、主筋に貼付したF.S.G.の値からも主筋の未降伏は確認されている。圧縮ストラットの圧壊によるせん断破壊か主筋の付着破壊かは後述するとして、いずれの試験体も曲げ破壊とは程遠い脆性的な破壊により耐力が決まったのは確かなようである。

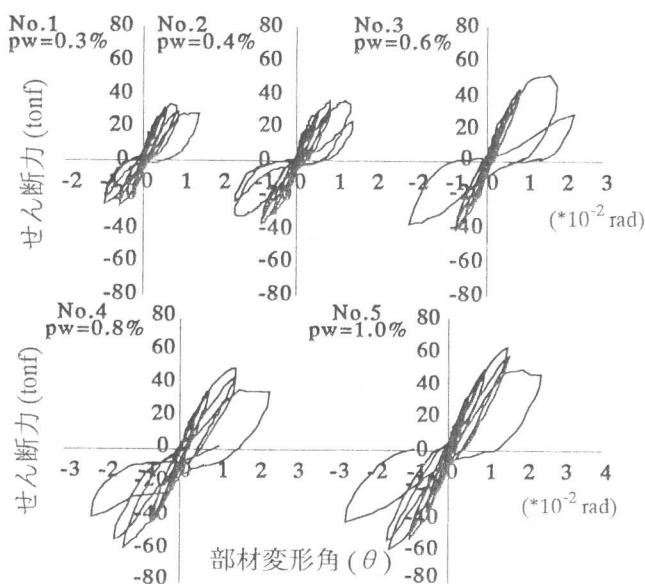


図-5 せん断力-部材変形角関係

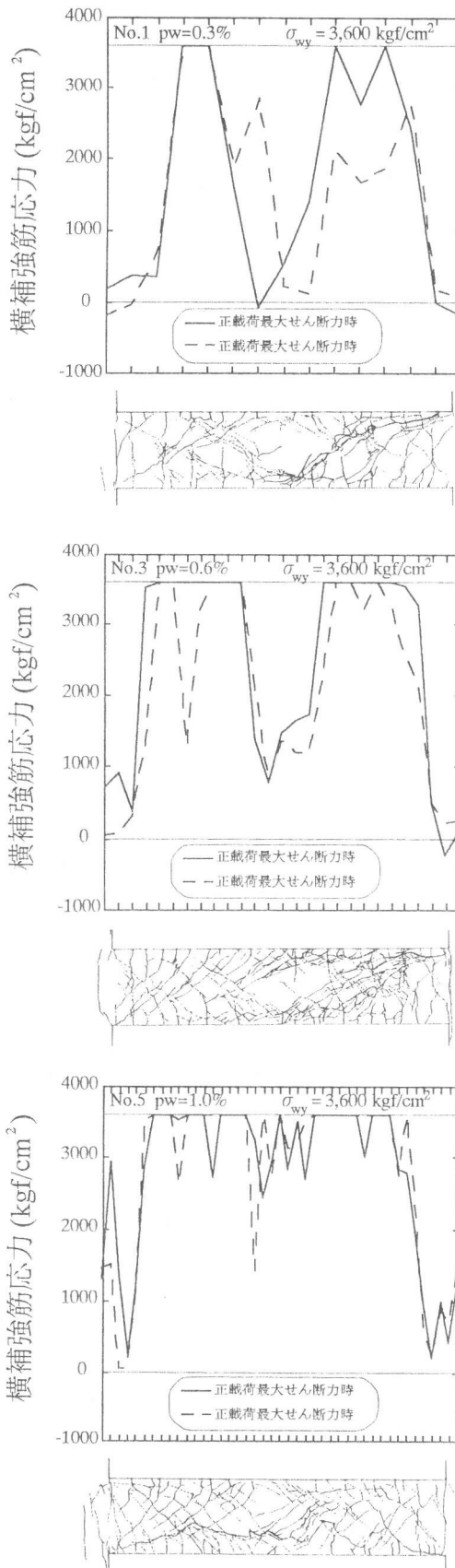


図-6 せん断補強筋応力分布

3. 2 ひびわれ状況とせん断補強筋の応力分布

図-6はせん断補強筋量が最も少ないNo.1($p_w=0.3\%$)、中間のNo.3($p_w=0.6\%$)および最も多いNo.5($p_w=1.0\%$)の3体について最大せん断力時のひびわれ状況とせん断補強筋の応力分布を示したものである。いずれもせん断特有の斜めひびわれが試験域側面に発生するが、せん断補強筋が少ない試験体では中央部分に斜めひびわれが最後まで生じない領域が残る。この領域の面積はせん断補強筋の増加とともに減少する。このことはせん断補強筋の応力分布に密接に関連し、せん断補強筋が少ない試験体では中央部に応力の小さい凹みが形成される。斜めひびわれが試験区間全域に一樣に生じているNo.5($p_w=1.0\%$)ではせん断補強筋応力分布も一樣となりほとんどが降伏応力度に達している。

さらに、最大荷重およびそれ以降のひびわれの進展状況を観察するとNo.1~3では試験域両側の斜めひびわれの開きが進行したのに対して、No.4, No.5ではむしろ試験域中央部下端筋付近の付着ひびわれが進行しこの部分のかぶりが剥落する付着割裂破壊の様相を呈した。このことから表-4の破壊モードの欄でNo.1~No.3をせん断破壊、No.4, No.5を付着破壊と判定した。

3. 3 最大せん断力時の主筋の付着応力度

図-7はせん断補強筋が相対的に少ないNo.2($p_w=0.4\%$)とその2倍を持つNo.4($p_w=0.8\%$)について主筋の応力分布を示したものである。測定位置は同図上段に示されている。せん断補強筋の90°折曲げ部に接触している主筋(隅角筋)の応力分布と辺上に接触し

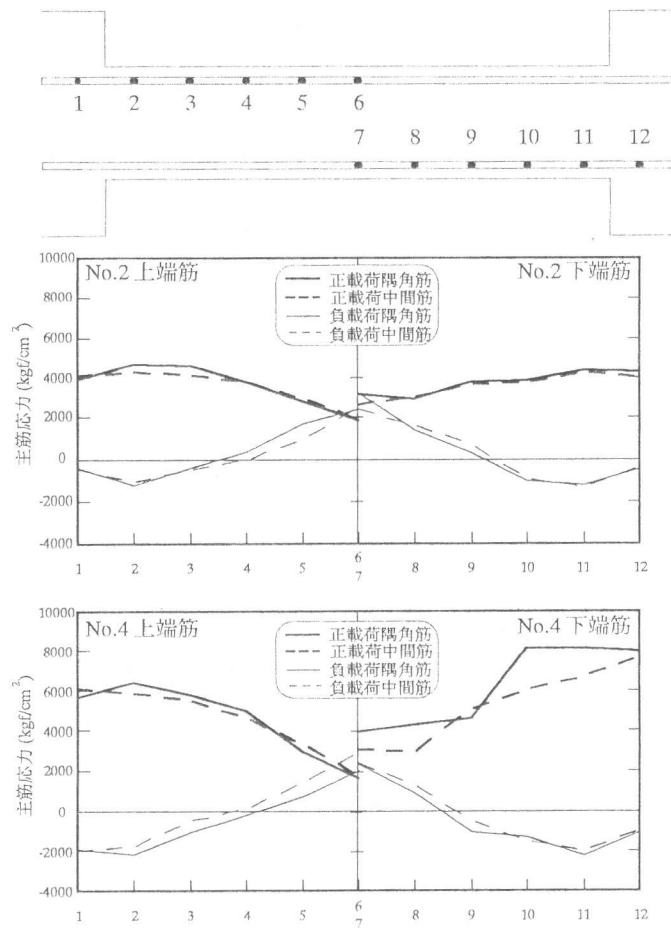


図-7 主筋の応力分布

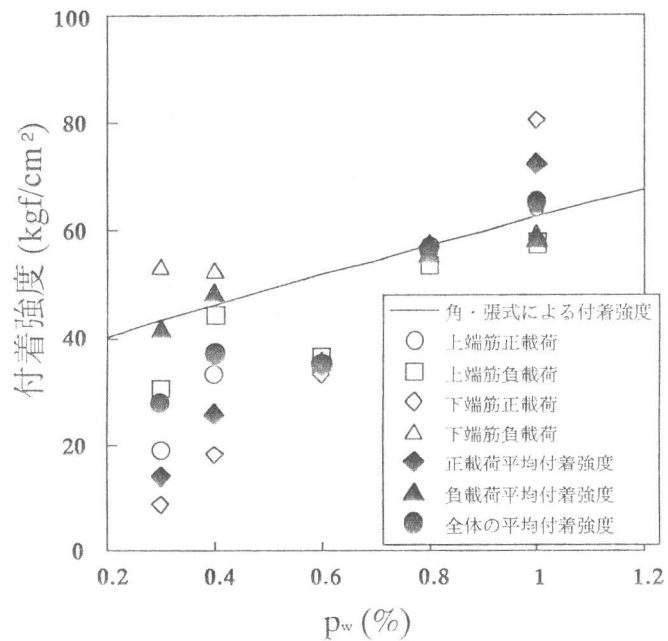


図-8 付着強度—せん断補強筋比関係

ている主筋（中間筋）のそれとでは有意な差は見受けられない。曲げ圧縮を受ける時（負荷荷時）の応力勾配のほうが曲げ引張を受ける時（正載荷時）のそれより大きいのが特徴である。図-7中のスタップ内に貼付されたひずみ値を除いた5個のデータの回帰直線から付着応力度を求めて試験体ごとに（ p_w の大きさを横軸にして）図示したものが図-8である。図中の実線は著者等が提案した以下に示す付着強度式によって付着強度を算出したものである[3]。

$$\tau_{bm} = [0.55 + 0.18b_i + k_n(q \cdot b_i + 18.2 \cdot p_w \cdot b / (N \cdot d_b))] \sqrt{\sigma_B} \quad (1)$$

ここで、 b_i : 主筋間コンクリートの効果係数 $= (b - N \cdot d_b) / (N \cdot d_b)$ (2)

k_n : 副帯筋の効果係数 $= 1.0 + 0.84 \cdot n / N$ (3)

q : 付着長さの影響係数 $= (2.5 + 875 \cdot p_w) / (l_b / d_b + 7000 \cdot p_w)$ (4)

式(1)による付着強度からせん断耐力を逆算するための式として次式を用いた。

$$Q = 2 \cdot M / L \quad (5)$$

ここで、 M : 試験区間の曲げモーメント $= T \cdot j$ (6)

T : 主筋の引張力 $= N \cdot \phi \cdot l_b \cdot \tau_{bm}$ (7)

但し、 τ_{bm} : 付着割裂強度 (kgf/cm²)、 σ_B : コンクリート実強度 (kgf/cm²)、 b : 部材幅、 N : 主筋本数、 d_b : 主筋径、 n : 一組の横補強筋の足数、 $p_w = A_{st} / (b \cdot s)$: 横補強筋比、 A_{st} : 一組の横補強筋の断面積、 s : 横補強筋間隔、 l_b : 付着長さ、 j : 応力中心間距離、 ϕ : 鉄筋周長

この式を用いる場合、付着長さ l_b をどう決めるかが重要となる。ここでは曲げ耐力に比べて十分小さい任意の等しい曲げモーメントを試験区間両端に与え、材料を弾性として圧縮主筋力(C)・引張主筋力(T)を求め、試験区間の主筋分布が図-9のようになるものとして図中の長さ L_b を付着長さ l_b と定義した。以下式(1)を角・張式と呼ぶことにする。

図-8を見ると、上端、下端あるいは荷重の正負によってバラツキの大きい試験体もあるが ($p_w = 0.3, 0.4\%$)、平均付着応力度でみると p_w の増大とともに付着応力度も増大し、

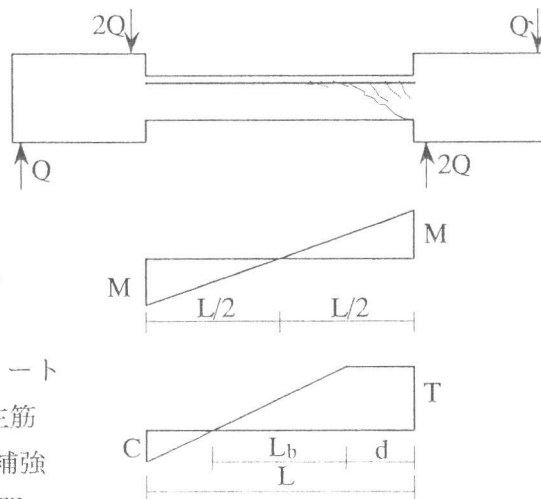


図-9 付着長さ算定法

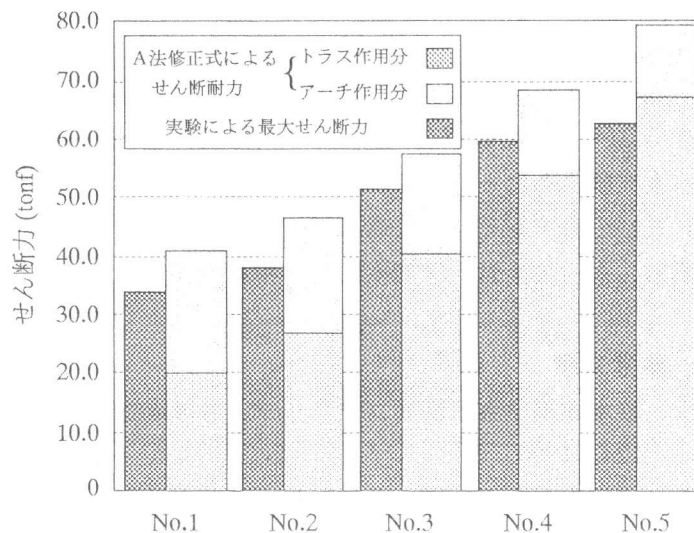


図-10 最大せん断力の実験値と計算値の比較

$p_w=0.8, 1.0\%$ では付着強度式の線上にのる。このことはこれらのせん断補強筋量の試験体が試験域中央部で付着割裂破壊したことに対応していて興味深い。

3. 4 せん断強度の考察

図-10は実験による最大せん断力とせん断強度の計算値を比較したものである。せん断強度の計算値は文献[1]のA法により、コンクリート有効強度 ν_c は文献[2]に提案されている超高強度コンクリートにも適用可能な次式を用いた。

$$\nu_c \cdot \sigma_B = 3.6 \cdot \sigma_B^{0.667} \quad (8)$$

(ここで σ_B の単位は kgf/cm^2)

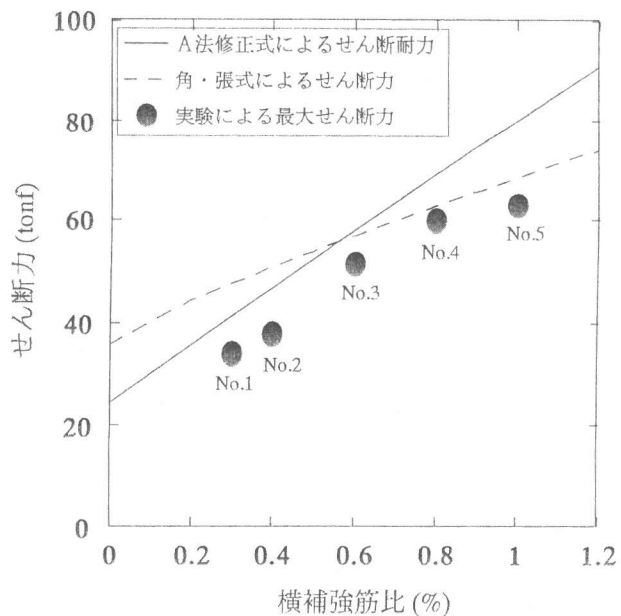


図-11 最大せん断力-せん断補強筋比関係

計算値をみると、当然のことながら p_w の増大とともにトラス作用による負担分が増えアーチ作用による負担分が減り、両者の和としてのせん断強度は増大する。実験結果はいずれも計算値を下回るがNo.5($p_w=1.0\%$)での差が最も大きい。

図-11は横軸に p_w 、縦軸にせん断力を取り実験結果の最大せん断力をプロットしたものである。図中にはA法修正式によるせん断耐力を実線で、式(5)によるせん断力を破線で示している。実験値はすべて計算値をやや下回っているものの、実線と破線との大小関係の逆転の過程と破壊型がせん断型から付着割裂型へ移行する様相とが対応しているとみて良さそうである。

4. まとめ

せん断補強筋量のみを実験変数としたRC部材のせん断実験より得られた知見をまとめると以下の通りである。(1)せん断補強筋が少ない試験体では中央に斜めひびわれが生じない領域が残り、その面積はせん断補強筋の増加とともに減少する。このことはせん断補強筋の応力分布に密接に関連している。(2)No.1~No.3($p_w=0.3\sim0.6\%$)はせん断破壊、No.4,5($p_w=0.8, 1.0\%$)は付着割裂破壊を呈した。(3)付着割裂破壊をしたNo.4,5($p_w=0.8, 1.0\%$)の付着強度は角・張式から推定できる。(4)せん断破壊をしたNo.1~No.3($p_w=0.3\sim0.6\%$)のせん断強度はA法修正式で推定できる。

本実験にあたっては熊谷組豊川技術部の加力装置を使用した。コンクリート打設には竹本油脂KK、小野田レミコン豊橋工場のご協力をいただいた。実験遂行にあたっては本学修士生服部覚志君、吉村美治君、学部生松井洋和君の献身的な協力を得た。ここに心からの謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説、pp.112-124、1990
- 2) 建設省 New RC プロジェクト：平成4年度構造性能分科会報告書、pp.V1-V9、1993
- 3) 角徹三・服部覚志・松野一成：サイドスプリット型付着割裂破壊をするRC部材の付着強度式、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)C構造II、pp.225-226、1993