

スターラップのない超高強度コンクリート はり部材のせん断耐力に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON SHEAR CAPACITY OF ULTRA HIGH STRENGTH CONCRETE BEAMS WITHOUT STIRRUPS

鈴木基行* 今福健一郎** 大橋 岳*** 前田直己**** 尾坂芳夫*****
By Motoyuki SUZUKI, Ken-ichirou IMAFUKU, Gaku OHASHI, Naomi MAEDA and Yoshio OZAKA

The purpose of this study is to investigate experimentally the shear capacity of ultra high strength concrete beams without stirrups under flexural-shear loading. The main results are as followed; (1) Shear stress(τ_{sc}) at the occurrence of shear crack slightly increases as a/d decreases. Shear strength(τ_u) increases as a/d decreases, and its rate of increase increases as concrete strength increases. (2) Failure mode of RC beams without stirrups depends on $\rho_t f_y$. (3) Shear strength(τ_u) decreases as effective depth(d) increases. (4) Shear strength of RC beams with ultra high strength concrete beam without stirrups can be estimated by Ohno-Arakawa's equation or Leonhardt's equation.

Key Words: ultra high strength concrete beam, diagonal crack, shear capacity, scale effect

1. まえがき

コンクリート強度の超高強度化によって、橋梁等のスパンの長大化あるいは多層ラーメン構造物のはりや柱部材の断面積の縮小化や軽量化がはかられ、その結果資源の節約や利用空間の拡大などが可能になることから、近年コンクリートの超高強度化に関する研究が盛んに行われてきている。その結果、シリカヒュームなどの混和材の使用により圧縮強度が1000kgf/cm²を超える超高強度コンクリートの製造が比較的容易になり、その材料学的特性について多数の研究が公表されてきている。

現行コンクリート標準示方書あるいは設計規定は、圧縮強度600kgf/cm²程度までのコンクリートを対象としており、この種の設計規定を超高強度コンクリートを用いた部材や構造物に適用できるかどうかは疑問である。

著者らは、超高強度コンクリートはり部材の曲げ特性に関する実験を行い、曲げ耐力、部材靱性および最

* 工博 東北大学助教授 工学部土木工学科 (〒980 仙台市青葉区荒巻字青葉)
 ** 工修 新日本製鐵
 *** 東北大学大学院 工学研究科 院生
 **** 前田製管株式会社社長
 ***** 工博 東北大学教授 情報科学研究科

小引張鉄筋比に関する評価式を提案してきた¹⁾。しかし、このような超高強度コンクリート部材の曲げせん断、せん断、ねじりなどの力学的特性については未だ十分に解明されていないのが現状である。

このような観点から、本研究は超高強度コンクリートを用いた部材の合理的な設計方法を確立するための基礎的資料を得るため、圧縮強度が1000kgf/cm²を越える超高強度コンクリートおよび超高強度鉄筋（SD590，SD785）を用い、せん断補強筋のないRCばりのせん断実験を行い、この種の部材のせん断特性、特にせん断耐力を実験的に評価することを目的としている。

実験の因子は、せん断スパン比、有効高さ、引張鉄筋比、鉄筋降伏強度およびコンクリートの圧縮強度とした。なお、超高強度コンクリートと超高強度鉄筋とを併用すれば、部材強度の増加や鉄筋量の節約による施工の合理化、部材の軽量化などさまざまな利点が生じるものと思われるので、本研究では超高強度異形鉄筋を試作・開発し使用した。なお、試作した超高強度異形鉄筋は成分調整・熱処理により超高強度化をめざしたもので、フシの形状、寸法等は市販され使用されている異形鉄筋と全く同一である。本実験に用いた鉄筋は全て横フシ異形鉄筋である。

2. 実験概要

2. 1 使用材料

(1) コンクリート

本実験で使用したコンクリート（圧縮強度に応じて、L、M、Hの3シリーズ）の示方配合表を表-1に、

表-1 コンクリート示方配合表

シリーズ	圧縮強度 f'。 (kgf/cm ²)	水セ メント比 W/C (%)	細骨 材率 s/a (%)	単位量(kgf/m ³)					混和材料	
				水 W	セメ ント C	細骨材 S	粗骨材G 5~20 mm			
L	389	44	48	155	352	884	977	My150 1.41	AE03 0.14	
M	721	28	40	154	500	712	1089	My150 5.50	Σ1000 50	
H	1174 1199, 1114	22	45	123	450	822	1012	My150 20.3	Si 90	

* My150:マイティ150，Σ1000:デンカΣ1000
Si:シリカフューム，AE03:減水剤

表-2 コンクリートの圧縮試験結果

	圧縮強度 f'c (kgf/cm ²)	終局ひずみ ε _{co} (μ)	初期弾性係数 Ec (kgf/cm ²)
L	389	2254	3.33×10 ⁵
M	721	2700	3.77×10 ⁵
H1	1174	2957	4.98×10 ⁵
H2	1199	3399	4.48×10 ⁵
H3	1114	3002	4.53×10 ⁵

表-3 鉄筋引張試験結果

鉄筋種類		降伏強度 f_y (kgf/cm ²)	降伏ひずみ $\varepsilon_y(\mu)$	ヤング係数 E_s (kgf/cm ²)	ひずみ硬化 開始ひずみ $\varepsilon_{sh}(\mu)$	引張強度 f_u (kgf/cm ²)	伸び (%)
SD590	D13	7148	4200	1.92	14991	8484	10.26
	D16	7075	4483	1.85	17069	8346	11.36
	D19	6397	3544	1.93	14349	7617	12.81
	D25	7188	5053	1.94	15711	8394	11.30
SD345	D19	4276	2862	1.83	15860	6123	21.95
SD785	D19	7421	5017	1.85	9264	8586	12.72

表-4 供試体諸元

供試体		因子のレベル							
シリーズ	No	コンクリートの圧縮強度 f'_c (kgf/cm ²)	せん断スパン a (cm)	有効高さ d (cm)	せん断スパン比 a/d	引張鉄筋			
						降伏強度 f_y (kgf/cm ²)	ρ_t (%)	ρ_b (%)	
L	1	389	70	35	2	6397	1.23	65.6	
	2		87.5		2.5				
	3		105		3				
	4		140		4				
M	5	721	70		2			30.3	
	6		87.5		2.5				
	7		105		3				
	8		140		4				
H1	9	1174	70		2			19.7	
	10		87.5		2.5				
	11		105		3				
	12		140		4				
H2	13	1199	87.5	15	2.5	4276	9.3		
	14				7421	30.2			
H3	15	1114	37.5		2.5	7148	1.27	20.3	
	16		45		3				
	17		137.5		2.5	7188	1.38	22.1	
	18		165		3				
H2	19	1199	87.5		35	2.5	7148	0.54	8.7
	20					7075	0.85	13.6	

ρ_t : 引張鉄筋比 ρ_b : 鈎合鉄筋比

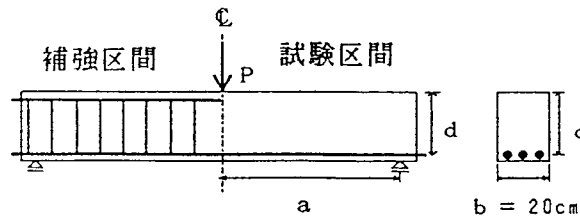


図-1 載荷模式図

また、コンクリートの圧縮試験結果を表-2に示す。Hシリーズには混和材としてシリカヒューム (SiO_2 含有率約 90%、比表面積 $20\text{m}^2/\text{g}$ 、比重約 2.20、平均直径 $0.1\mu\text{m}$ 程度) を使用した。なお、表-1において、水セメント比 W/C の計算において、セメント重量 C は M シリーズでは $C = C + \Sigma 1000$ 、H シリーズでは $C = C + \text{Si}$ とした。

(2) 鉄筋

本実験で使用した引張鉄筋 (SD345, SD590, SD785) の引張試験結果を表-3に示す。

2. 2 実験方法

(1) 供試体諸元

表-4に供試体の諸元の一覧表を示す。はり供試体の断面の幅 b は 20cm で一定とし、有効高さ d は 15, 35, 55 cm の 3 通り、そしてせん断スパン比 a/d は 2, 2.5, 3, 4 の 4 通りに変化させた。なお、はり供試体は供試体の片側のスパン (試験区間) で破壊が生じるように、他方の区間 (補強区間) をスターラップで十分補強した。また、引張鉄筋中心からコンクリート表面までは 50mm 、支点からはり端部までの張り出し長さは 20cm とした。

(2) 荷重方法

図-1に配筋の一例および荷重の模式図を示す。荷重は、部材降伏までは荷重制御、部材降伏以降は変位制御による静的な一方単調荷重を行った。

3. 実験結果および考察

3. 1 実験結果一覧

実験結果の一覧表を表-5に示す。表中の P および δ はそれぞれはりに載荷された荷重およびはり中央点のたわみである。また添字 mc 、 mc^* 、 sc 、 y 、および u は、それぞれ初期 (曲げ) ひびわれ発生時、クリティカルな斜めひびわれに発達した曲げひびわれ発生時、クリティカルな斜めひびわれ発生時、部材の降伏時 (引張鉄筋が降伏した時を部材降伏とした。) および終局時を意味する。

3. 2 各因子の斜めひびわれ発生時平均せん断応力 τ_{sc} およびせん断強度 τ_u におよぼす影響

(1) せん断スパン比 a/d およびコンクリート圧縮強度 f'_c の影響

図-2に斜めひびわれ発生時の平均せん断応力 τ_{sc} およびせん断強度 τ_u とせん断スパン比 a/d との関係を示す。なお、本論文でいうせん断応力とは公称せん断応力 $\tau = V/bd$ (V : せん断力、 b : 断面幅、 d : 有効高さ) であり、図中の記号 Y は曲げ降伏 (スパン中央断面での引張鉄筋の降伏) がせん断破壊に先行して生じた供試体である。この図からわかるように τ_{sc} は a/d が減少するにしたがってわずかに増加している。また、同図から $a/d=4$ の時の τ_{sc} と τ_u の差はほとんど無い、すなわち斜めひびわれ発生後直ちにせん断破壊したのに対し、 a/d が減少するにしたがって、斜めひびわれ発生後せん断破壊するまでの強度の増加が著しいことがわかる。この増加の割合はコンクリート圧縮強度が大きくなるほど大きい。このことは $a/d=4$ では斜めひびわれが発生してから残存アーチ耐力がほとんど無いが、 a/d が減少するにしたがい、またコンクリート圧縮強度が大きくなるほど残存アーチ耐力が上昇するためと考えられる。

図-3はせん断スパン比 a/d に対する斜めひびわれ発生時および終局時の曲げモーメント (それぞれ M_{sc} 、 M_u とした。) との関係を示したものである。ただし、縦軸は Hognestad 理論によって計算された終局曲げモーメント計算値 M_{f1} に対する斜めひびわれ発生時曲げモーメント M_{sc} および終局時曲げモーメント M_u との比 M_{sc}/M_{f1} および M_u/M_{f1} をとり、横軸に a/d をとっている。一般にスターラップのないはり部材のせん断耐力について、普通強度コンクリートにおいては、 $a/d=2.5$ 付近でいわゆる "Kani の谷" ²⁾ を形成することが知られている。本実験ではこの現象は L シリーズ ($f'_c=389\text{kgf}/\text{cm}^2$) では $a/d=3$ で、M シリーズ ($f'_c=721\text{kgf}/\text{cm}^2$) では $a/d=2.5$ で認められるものの、H 1 シリーズ ($f'_c=1174\text{kgf}/\text{cm}^2$) では Kani の谷は認められな

表-5 実験結果一覧表

供試体		曲げひびわれ発生			せん断ひびわれ			降伏	終局		
シリーズ	No.	初期ひびわれ V_c (tf)	中央変位 δ_c (mm)	クリティカルなひびわれ V_{c^*} (tf)	V_{sc} (tf)	中央変位 δ_{sc} (mm)	ひびわれのタイプ	V_y (tf)	V_u (tf)	中央変位 δ_u (mm)	破壊モード
L	1	7.3	1.0	10.9	10.9	2.0	F.S.C.	—	17.2	4.6	S.T.F.
	2	4.7	0.8	7.7	7.7	1.8	F.S.C.	—	14.4	7.5	S.T.F.
	3	4.1	0.8	9.2	9.2	3.5	F.S.C.	—	9.5	3.6	S.T.F.
	4	3.3	1.6	8.2	9.3	8.1	F.S.C.	—	10.1	9.6	S.T.F.*1
M	5	7.6	0.8	10.3	12.7	2.0	F.S.C.	27.7	30.7	22.3	S.T.F.Y.
	6	5.7	1.3	11.5	11.5	3.2	F.S.C.	—	12.9	4.0	S.T.F.*1
	7	5.7	1.0	8.5	9.0	2.6	F.S.C.	—	13.6	7.7	S.T.F.
	8	3.6	1.3	8.1	9.0	6.7	F.S.C.	—	10.2	8.2	S.T.F.*1
H1	9	7.8	0.7	10.9	13.1	1.8	F.S.C.	28.1	32.4	31.8	S.T.F.Y.
	10	5.3	0.7	9.8	11.5	2.8	F.S.C.	22.7	23.7	23.9	S.T.F.Y.
	11	6.0	1.2	8.2	9.9	3.2	F.S.C.	18.8	21.1	45.5	S.T.F.Y.
	12	4.2	1.1	8.7	8.7	6.1	F.S.C.	—	9.4	6.8	S.T.F.*1
H2	13	7.7	1.6	—	11.7	4.9	D.T.C.	—	15.3	9.2	S.T.F.
	14	5.5	0.7	7.0	9.7	1.8	F.S.C.	28.3	30.7	29.3	S.T.F.Y.
H3	15	5.2	0.8	8.8	9.8	3.0	F.S.C.	12.0	13.0	10.0	S.T.F.Y.
	16	4.6	0.4	7.8	7.8	2.3	F.S.C.	10.5	11.4	16.9	S.T.F.Y.
	17	10.3	1.2	15.7	15.7	3.5	F.S.C.	42.4	44.7	19.5	S.T.F.Y.
H2	18	8.3	1.3	14.2	14.2	4.6	F.S.C.	—	27.2	14.9	S.T.F.
	19	5.6	1.3	10.0	10.0	3.9	F.S.C.	—	10.0	3.9	D.T.F.
	20	6.1	0.8	8.1	11.2	3.1	F.S.C.	17.4	20.9	74.8	S.T.F.Y.

V_c : 初期ひびわれ発生時のせん断力、 V_{c^*} : クリティカルなせん断ひびわれに発達した曲げひびわれ発生時のせん断力、F.S.C. : 曲げせん断ひびわれ、D.T.C. : 斜め引張ひびわれ、S.T.F. : せん断引張破壊、S.T.F.Y. : 曲げ降伏後のせん断引張破壊、D.T.F. : 斜め引張破壊、*1 : 定着部の破壊を伴った破壊 (斜めひびわれが引張鉄筋に沿い支点まで進展して定着破壊を生じる破壊)

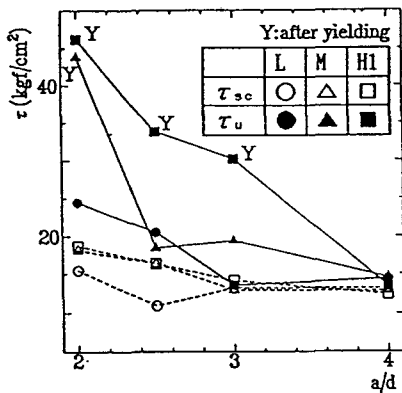


図-2 τ_{sc} および τ_u と a/d の関係

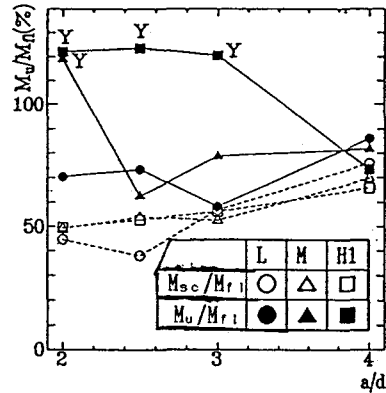


図-3 M_{sc} および M_u と a/d の関係

った。これは、実験で採用された a/d の値の取り方が関係していることも考えられるので、今後 $a/d = 3 \sim 5$ で詳細にせん断耐力を検討する必要があるものと思われる。

また、斜めひびわれ発生時曲げモーメント M_{sc} は a/d の増加によりわずかに増加傾向を示しているが、コンクリート圧縮強度に関係なく M_{sc} は M_{f1} の40~70%程度であった。なお、終局時曲げモーメント M_u と M_{f1} との

比が100% を越えているものがあるが、これは釣合鉄筋比 ρ_b に対する引張鉄筋比 ρ_t の割合 (ρ_t/ρ_b) が小さい場合 (特に、コンクリート圧縮強度が高いHシリーズではかなり小さな値である)、終局曲げ耐力の算定に引張鉄筋のひずみ硬化を考慮する必要があり、このためHognestad 理論による終局曲げモーメントの計算値よりもせん断耐力の値が大きくなったためと思われる。

(2) 引張鉄筋比 ρ_t および引張鉄筋の降伏強度 f_y の影響

図-4 に引張鉄筋比 ρ_t と τ_u および τ_{sc} の関係を示す ($a/d=2.5$, $f'_c=1200\text{kgf/cm}^2$ 程度, $d=35\text{cm}$, 引張鉄筋 $f_y=7075\sim7420\text{kgf/cm}^2$)。広沢³⁾は曲げせん断ひびわれ発生荷重 τ_{sc} は、曲げひびわれ発生荷重の影響を受けるために引張鉄筋比の増大に伴って増大すると報告しているが、本実験結果からはそのようなことは言えず、 τ_{sc} は引張鉄筋比 ρ_t の影響をほとんど受けていないことがわかる。しかし、 τ_u は ρ_t が大きくなる程増大することがわかる。図には次式で示されるZsuttyおよびFergusonの提案式による計算値も示してある。

Zsuttyの提案式⁴⁾

$$\tau_u = 2.24 (f'_c \rho_t d/a)^{1/3} \tag{1}$$

Fergusonの提案式⁵⁾

$$\tau_c = (0.8 + \rho_t) \sqrt{f'_c} \leq 2.0 \sqrt{f'_c} \tag{2}$$

ここで、せん断引張破壊が生じる場合の引張鉄筋比 ρ_t の影響は次の3点から説明できる。

- 1) ダウエルせん断力 V_d は ρ_t が減少すると小さくなる。
- 2) ρ_t が減少すると曲げひびわれは、はりの上面付近まで進展するために圧縮部コンクリート断面積を減少せしめ、骨材の噛み合わせ作用や圧縮域のせん断耐力の両方を減少させる。
- 3) ρ_t が減少するとタイドアーチ作用が減少する。

図-5 に引張鉄筋降伏強度 f_y に対する τ_{sc} および τ_u の関係を示す。 τ_{sc} は f_y にかかわらずほぼ一定と考えても差し支えないものと思われる。一方、 τ_u は f_y の増加にともなって直線的に増加している。

以上述べたように ρ_t および f_y が τ_{sc} に及ぼす影響は小さいが、 τ_u に及ぼす影響は大きいことがわかった。

図-6 は、超高強度コンクリートにおける $\rho_t f_y$ に対する τ_{sc} および τ_u の関係を示したものである。両者の関係は普通強度コンクリートにおいては、すでにA.H.Mattockら⁶⁾ によって明らかにされているが、超高強度コンクリートも普通強度コンクリートと同じく、 τ_{sc} は $\rho_t f_y$ の値に関わらずほぼ一定であるが、 τ_u は $\rho_t f_y$ の増加に従い、比例的に増加することがわかった。これは、①引張鉄筋量および引張鉄筋降伏強度が

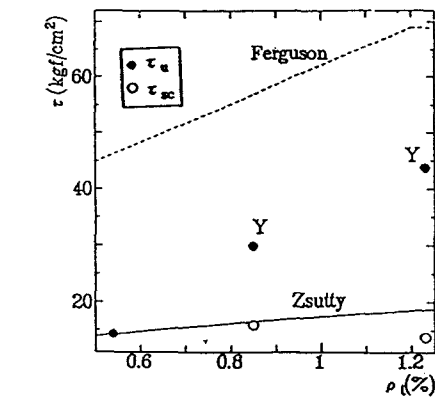


図-4 引張鉄筋比 ρ_t と τ_{sc} 、 τ_u との関係

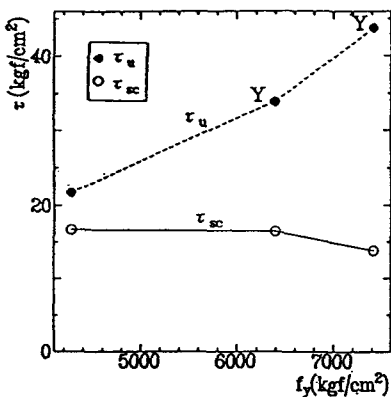


図-5 引張鉄筋降伏強度 f_y と τ_{sc} 、 τ_u との関係

増大すればアーチ作用による抵抗力が増大すること、②斜めひびわれ発生後に生ずる引張鉄筋の軸直角方向抵抗力であるダウエル作用が大きくなりせん断強度が増加すること、③骨材の噛み合わせ作用が増加すること、および④コンクリート圧縮域のせん断抵抗力を増加させるため、と考えられる。また、 τ_u と $\rho_t f_y$ の関係を直線で回帰したところ次式を得た。

$$\tau_u = -5.33 + 0.53 \rho_t f_y \quad (3)$$

ただし、この式が適用できるのは、 $\rho_t f_y$ が40～90kgf/cm²の範囲で、 $a/d = 2.5$ 、 $d = 35$ cmの時である。また、 τ_{sc} の平均値として、 $\tau_{sc} = 15.40$ kgf/cm²を得た。

これより斜めひびわれ発生後、強度が増加せずに破壊する限界の $\rho_t f_y$ は39.1kgf/cm²となった。つまり、 $\rho_t f_y$ の値が39.1kgf/cm²を下回ると斜めひびわれ発生と同時に部材はせん断破壊することになる。そして $\rho_t f_y > 39.1$ kgf/cm²の場合には、斜めひびわれ発生後も部材内部の応力の再分配によって部材強度が増加した後、終局を迎え、 $\rho_t f_y$ がある程度の大きさを越えると部材は曲げ降伏した後にせん断破壊することになる。このように $\rho_t f_y$ によって部材の破壊形態が変化することがわかった。しかし、普通強度コンクリートでは、 $\rho_t f_y$ がある値に達すると破壊形態の変化により、 τ_u がほとんど増加しなくなる（例えば：コンクリート圧縮強度 $f'_c = 280$ kgf/cm²で $\rho_t f_y$ が63kgf/cm²以上になると τ_u はほとんど増加しなくなる）⁶⁾が知られているが、本実験においては、そのような現象の変化はみられなかった。これは本実験では $\rho_t f_y$ の値が40～90kgf/cm²の範囲内であつたためであることも考えられるので、今後は $\rho_t f_y$ の値が90kgf/cm²以上においても詳細に検討する必要がある。

(3) 破壊形式と a/d および f'_c との関係

図-7は、横軸に a/d 、縦軸に f'_c をとり、破壊形式を分類したものである。この図において、No.13の供試体以外は超高強度鉄筋を用いた。 $\rho_t f_y$ の値は、No.13では52.6kgf/cm²、No.19では38.6kgf/cm²と低いが、No.13、No.19以外の供試体では $\rho_t f_y$ が78～100kgf/cm²とかなり高い範囲にある。図-7より、 $a/d = 4$ の供試体では、コンクリート圧縮強度に関わらず、引張主鉄筋に沿ったひびわれの発生を伴うせん断引張破壊により終局を迎えた。 a/d が3以下で普通強度コンクリートの供試体では、曲げひびわれが斜めひびわれへと進展し、せん断引張破壊が生じた。 a/d が3以下で超高強度コンクリートの供試体では、ほとんどの場合、軸方向鉄筋が曲げ降伏してからせん断引張破壊が生じた。また、 $a/d = 2.5$ で超高強度コンクリートの供試体の中で、 $\rho_t f_y$ の値がかなり低いNo.13、No.19の供試体は、軸方向鉄筋が曲げ降伏せずにせん断引張破壊が生じた。一般に部材における $\rho_t f_y$ が低いほうが、軸方向鉄筋の曲げ降伏が起こりやすいように思える。しかし、図

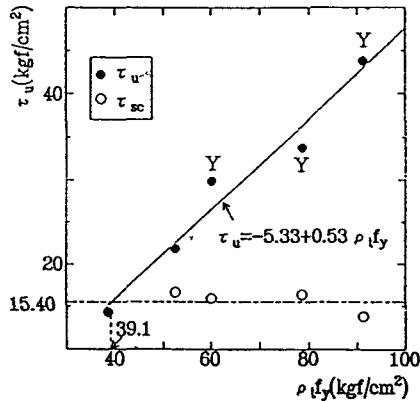


図-6 $\rho_t f_y$ と τ_{sc} 、 τ_u との関係

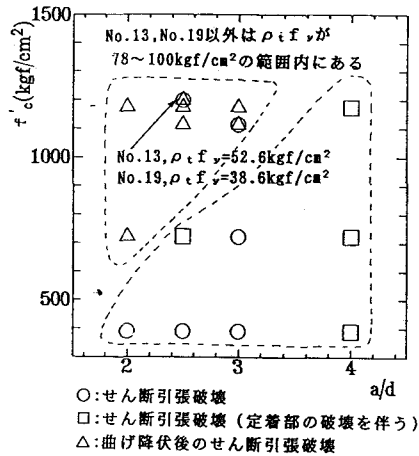


図-7 破壊形式と a/d および f'_c との関係

－6より超高強度コンクリートはり部材では、 $\rho_t f_y$ が小さくなると、部材は斜めひびわれ発生後、すぐに破壊することがわかる。よってNo.13, No.19の供試体は $\rho_t f_y$ がかなり低いために、斜めひびわれ発生と同時にせん断引張破壊が生じたものと思われる。また、図－7より、部材のせん断破壊モードとして、引張鉄筋の降伏が生じないでせん断破壊する場合と、引張鉄筋の降伏が生じてからせん断破壊する場合とがあることがわかる。 $\rho_t f_y$ がかなり大きい場合($\rho_t f_y > 80 \text{ kgf/cm}^2$)には、本実験の範囲において、次の①②の場合には、まず引張鉄筋が曲げ降伏し、次にせん断破壊が生じた。

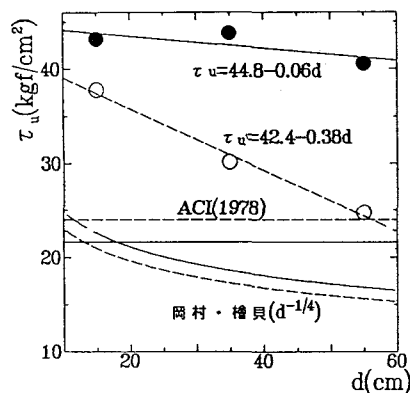
① $a/d=2$ $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ (高強度コンクリート)

② $a/d=3$ $f'_c > 1100 \text{ kgf/cm}^2$ (超高強度コンクリート)

(4) 有効高さdの影響

せん断補強していない鉄筋コンクリートはりの終局せん断強度 τ_u は有効高さdが大きくなるとしだいに減少することがKani⁷⁾、Taylor⁸⁾、Kennedy⁹⁾等の研究によって実験的に明らかにされている。これは一般に寸法効果と呼ばれており、CEB/FIP「コンクリート構造物設計施工国際指針」¹⁰⁾、土木学会「コンクリート構造物の限界状態設計法指針」¹¹⁾等の基準でも一部取り入れられている。また、井畔・塩屋らの研究¹²⁾($a/d=3$ 、等分布荷重、 $d=10 \sim 300 \text{ cm}$ 、 $f'_c=19.7 \sim 28.5 \text{ Mpa}$ ($f'_{ck}=23.5 \text{ Mpa}$)、 $b=15.8 \sim 150 \text{ cm}$ 、 $\rho_t=0.4, 0.8\%$)によって、 $d > 100 \text{ cm}$ のはりにおいても寸法効果があることが確認されている。

図－8は、Hシリーズの供試体について、ACI基準¹³⁾および岡村・檜貝¹⁴⁾によるせん断強度の計算値と本実験値を示したものである。また今回行った超高強度コンクリートを用いたRCはり部材($15 \leq d \leq 55 \text{ cm}$ の範囲)に対する実験結果から $a/d=2.5$ 、 $a/d=3$ の供試体とも寸法効果がみられるがその傾向は普通強度コンクリートに対して行われた既往の多くの実験結果とは異なり、① $d^{-1/4}$ に比例して減少するのではなく、dの増加に対して直線的に減少する傾向がみられること、②寸法効果は a/d の影響を受け、 a/d の増加にともない τ_u の減少率は異なることがわかった。ただし、本実験で行った供試体の有効高さは $d=15 \sim 55 \text{ cm}$ とその変動幅が狭く、また供試体の本数も少ないので今後さらに有効高さを変化させて検討する必要があると思われる。



図－8 有効高さdと τ_{sc} 、 τ_u との関係

3. 3 各種評価式およびせん断規定によるせん断強度計算値と実験値との比較

表－6(1)に既往の研究におけるせん断強度評価式および各種せん断規定によるせん断強度 τ_u の計算値と実験値を示す。さらに、表－6(2)にそれら計算値と実験値との比および比の平均値、変動係数(c.o.v.)を示す。図－9(1)～(2)にそれぞれ τ_{sc} 、 τ_u の大野・荒川式による計算値と実験値との比較を示す。また、図－10(1)～(3)に終局せん断強度と既往の研究との関係を示す。

図－9(1)から、LおよびMシリーズの実験値は大野・荒川の式の上下限内に納まっているが、圧縮強度の高いHシリーズではこの下限値をわずかに下回る結果となった。これは大野・荒川の式が普通強度コンクリートを用いたはり部材に対して得られた実験式であることから当然の結果と言える。

図－9(2)から、コンクリート圧縮強度の高いMおよびHシリーズの実験値の中には大野・荒川の平均値を下回るものもあった。また、本研究の実験値と既往の研究による各種せん断強度評価式による計算値との比較を行うと、Lシリーズ、MシリーズおよびHシリーズのいずれのはり部材に対してもLeonhardtの式、あるいは大野・荒川式が比較的適合性がよかった。ただし、両式ともに ρ_t/ρ_b がかなり低い供試体(No.1

3、No.19) に対してはかなり危険側の評価をしている。

同一引張鉄筋比であっても、超高強度コンクリートを用いた部材では普通強度コンクリートを用いた部材よりも、鈎合鉄筋比に対する引張鉄筋比の比 (ρ_t/ρ_b) は極端に小さくなる。著者らはこのように ρ_t/ρ_b が極端に小さい部材においてはひびわれ発生荷重より降伏荷重や最大荷重が小さくなることもあり脆性破壊の恐れがあることを示し、その最小引張鉄筋量について検討をしてきた¹⁾。特に、No.13、No.19供試体はその最小引張鉄筋比に近いもので通常は用いられないものと考えられる。

表-6 (1) 既往の研究および各種せん断規定による τ_u の計算値と実験値との比較

No.	実験値	ACI (1978)	CEB (1978)	土木 (1990)	建築 (1980)	建築 (1990)	大野 荒川	Zsutty	Kennedy	檜貝	Leonhardt	Laupa
1	24.50	14.27	9.36	9.14	11.85	29.91	19.19	13.91	15.31	14.04	29.75	20.88
2	20.50	15.36			10.16	24.41	15.53	12.91	14.59	12.68	19.00	16.71
3	13.50	16.43			8.89	20.70	13.04	12.15	14.02	11.78	13.90	13.92
4	14.43	18.34			8.89	15.74	10.44	11.04	13.15	10.65	11.00	10.44
5	43.79	17.86	14.73	11.24	16.28	37.26	30.39	17.08	20.36	17.24	40.50	12.48
6	18.43	18.94			13.95	30.40	24.59	15.86	19.41	15.58	25.87	9.99
7	19.38	20.03			12.21	25.77	20.65	14.92	18.65	14.47	18.93	8.32
8	14.57	22.19			12.21	19.61	16.53	13.56	17.48	13.08	14.98	6.24
9	46.21	21.60	20.19	13.22	22.32	20.16	45.67	20.1	25.50	20.28	51.68	—
10	33.79	22.69			19.13	16.45	36.96	18.66	24.31	18.33	33.01	—
11	30.14	23.76			16.74	13.95	31.03	17.56	23.36	17.02	24.15	—
12	13.43	25.93			16.74	10.61	24.84	15.95	21.9	15.39	19.11	—
13	21.79	22.86	20.44	13.31	45.68	15.02	37.64	18.79	24.55	18.45	33.36	—
14	43.79	22.86			45.68	15.02	37.64	18.79	24.55	18.45	33.36	—
15	43.17	22.40	19.83	15.13	42.43	26.43	48.51	18.53	30.34	22.16	52.77	—
16	37.83	23.53			37.13	22.50	40.73	17.44	29.15	20.58	36.78	—
17	40.59	22.89	20.50	12.06	42.43	18.25	35.82	19.05	21.41	17.07	27.82	—
18	24.73	24.11			37.13	15.29	30.08	17.93	20.58	15.86	20.62	—
19	14.29	19.83	16.07	10.14	45.68	15.02	31.50	14.28	20.39	13.55	25.35	—
20	29.86	21.19	18.03	11.78	45.68	15.02	34.26	16.61	22.62	16.00	29.49	—

表-6 (2) 既往の研究および各種せん断規定による τ_u の計算値と実験値との比

No.	実験値 ACI (1978)	実験値 CEB (1978)	実験値 土木 (1990)	実験値 建築 (1980)	実験値 建築 (1990)	実験 大野・ 荒川	実験値 Zsutty	実験値 Kennedy	実験値 檜貝	実験値 Leonhardt
1	1.72	2.62	2.68	2.07	0.82	1.28	1.76	1.60	1.75	0.82
2	1.33	2.19	2.24	2.02	0.84	1.32	1.59	1.40	1.62	1.08
3	0.82	1.44	1.48	1.52	0.65	1.04	1.11	0.96	1.15	0.97
4	0.79	1.54	1.58	1.62	0.92	1.38	1.31	1.10	1.36	1.31
5	2.45	2.97	3.90	2.69	1.18	1.44	2.56	2.15	2.54	1.08
6	0.97	1.25	1.64	1.32	0.61	0.75	1.16	0.95	1.18	0.71
7	0.97	1.32	1.72	1.59	0.75	0.94	1.3	1.04	1.34	1.02
8	0.66	0.99	1.30	1.19	0.74	0.88	1.08	0.83	1.11	0.97
9	2.14	2.29	3.50	2.07	2.29	1.01	2.3	1.81	2.28	0.89
10	1.49	1.67	2.56	1.77	2.05	0.91	1.81	1.39	1.84	1.02
11	1.27	1.49	2.28	1.80	2.16	0.97	1.72	1.29	1.77	1.25
12	0.52	0.67	1.02	0.8	1.27	0.54	0.84	0.61	0.87	0.70
13	0.95	1.07	1.64	0.48	1.45	0.58	1.16	0.89	1.18	0.65
14	1.92	2.14	3.29	0.96	2.91	1.16	2.33	1.78	2.37	1.31
15	1.93	2.18	2.85	1.01	1.62	0.89	2.33	1.42	1.95	0.82
16	1.61	1.91	2.50	1.02	1.68	0.93	2.17	1.30	1.84	1.03
17	1.77	1.98	3.37	0.96	2.22	1.13	2.13	1.90	2.34	1.46
18	1.03	1.21	2.05	0.67	1.62	0.82	1.38	1.20	1.56	1.20
19	0.72	0.89	1.41	0.31	0.95	0.45	1.00	0.70	1.06	0.56
20	1.41	1.66	2.53	0.65	1.99	0.87	1.8	1.32	1.87	1.01
平均値	1.32	1.67	2.28	1.33	1.44	0.96	1.64	1.28	1.65	0.99
C.o.v.	41.0%	36.1%	35.7%	47.2%	46.5%	28.0%	32.0%	32.4%	29.7%	24.1%

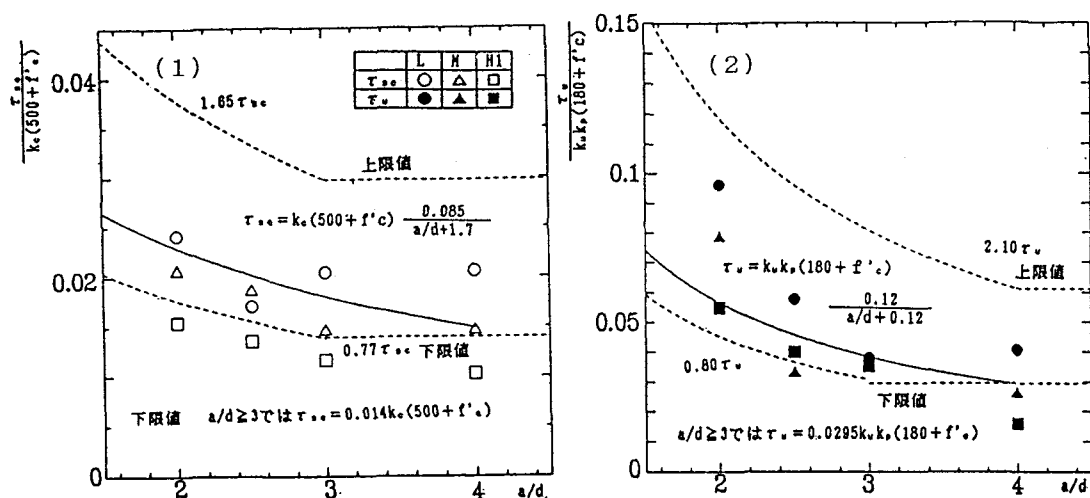


図-9 (1) ~ (2) τ_{sc} , τ_u の大野・荒川式による計算値と実験値との比較

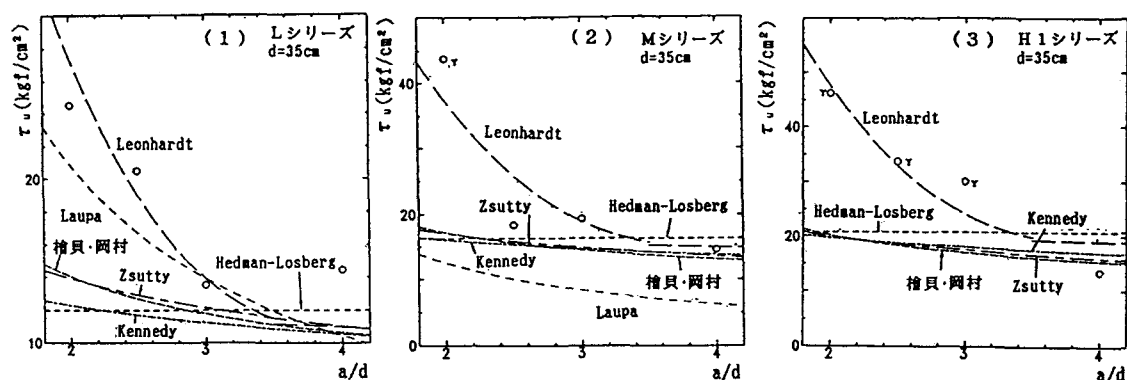


図-10 (1) ~ (3) 終局せん断強度と既往の研究との関係

本実験では供試体の数も少なく因子の変動幅も小さいことから、せん断ひびわれ発生時のせん断応力 τ_{sc} およびせん断強度 τ_u に対する定量的評価は困難であったが、これらに影響を及ぼすコンクリート圧縮強度、せん断スパン比のみならず、他の因子、例えば有効高さ、鉄筋降伏強度、引張鉄筋比等の影響をより詳細に検討することが必要であると考えられる。

4. 結 論

本研究は、曲げせん断を受けるせん断補強筋のないRCはり部材を対象に、その斜めひびわれ発生荷重およびせん断強度などに及ぼすコンクリート圧縮強度、鉄筋降伏強度およびせん断スパン比などの因子の影響を実験的に検討したものである。コンクリート圧縮強度については380~1200kgf/cm²、鉄筋降伏強度についてはおよそ7500kgf/cm²程度までのものを対象とした。得られた主な結論は次のとおりである。

(1) τ_{sc} は a/d が小さくなるにつれて増加するがコンクリート圧縮強度、鉄筋の降伏強度および引張鉄筋比の影響はほとんどない。 τ_u は a/d が小さくなるほど大きくなるがその増加の割合はコンクリート圧縮強度

が大きいほど大きい。

(2) ρ_{tfy} によって破壊モードが変化することを示した。しかしながら、破壊モードに及ぼす他の因子の影響は本実験の範囲からはつかめなかった。

(3) 超高強度コンクリートはり部材の実験結果から、 τ_u にはスケール効果が認められた。 τ_u は既往の研究結果とは異なり、その減少率はほぼ一定であること、スケール効果に対する a/d の影響があることが認められた。ただし、本実験で行った有効高さの変動範囲は $d=15\sim55\text{cm}$ と小さく、また供試体の本数も少ないので今後さらに検討が必要であろう。

(4) 一般に、せん断破壊を生じるRCはりの終局モーメント M_u については、 $a/d=2.5$ 付近でいわゆる“Kaniの谷”を形成することが知られているが、本実験ではこの現象は普通強度コンクリートはり部材では $a/d=3$ で、高強度コンクリートはり部材では $a/d=2.5$ で認められたものの、超高強度コンクリートはり部材では実験において検討された a/d の値が不十分であったため、Kaniの谷は認められなかった。今後、 a/d が3～5の範囲について詳細に検討する必要がある。また、せん断ひびわれ発生モーメント M_{se} は a/d の増加によりわずかに増加傾向を示しているが、コンクリート圧縮強度の影響はあまりないことが分かった。

(5) 終局せん断強度について、実験値と既往の各種提案式による計算値とを比較した結果、超高強度コンクリートはり部材に至るまでLeonhardtの式あるいは大野・荒川の式が比較的实验値との対応がよかった。ただし、両式とも ρ_t/ρ_b がかなり低い供試体に対しては危険側の評価をしている。

(6) $d=35\text{cm}$ の供試体では、斜めひびわれ発生強度については、LおよびMシリーズは大野・荒川式の上下限内に納まっているが、Hシリーズではこの下限値を下回った結果となった。

参 考 文 献

- 1) 鈴木基行、堀内 信、前田直己、尾坂芳夫：純曲げを受ける超高強度コンクリートはり部材の力学的特性、コンクリート工学論文集、第4巻、第1号、pp.39-52、1993年1月
- 2) Kani, G.N.J.: A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement, Journal of ACI, Vol.66, No.3, pp.185-197, Mar., 1969
- 3) 広沢雅也：建築研究報告 No.76：建設省建築研究所：March 1977
- 4) Zsutty, T.: Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beams Tests, ACI Journal, Vol.68, pp.138-143, Feb. 1971
- 5) Ferguson, P.M., and Matloob, F.M.: Effect of Bar Cutoff on Bond and Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. ACI Journal, Vol.56, pp.5-24, July 1959
- 6) J.A.Hofbeck, I.O.Ibrahim & A.H.Mattock: Shear transfer in reinforced concrete, Journal of ACI, Vol.66, No.13, pp.119-128, Feb., 1969
- 7) Kani, G.N.J.: How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams?, ACI Journal, Vol.64, No.12, pp.128-141, March 1967
- 8) Taylor, H.P.J.: Shear Strength of Large Beams, Proc. of ASCE, Journal of Structural Division, November, 1972
- 9) Kennedy, R.P.: A Statistical Analysis of The Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Thesis presented to the Stanford University, at Stanford, Calif, 1967
- 10) CEB/FIP: Model Code for Concrete Structures, 1978
- 11) 土木学会：コンクリートの構造の限界状態設計法指針（案），コンクリートライブラリー第52号，昭和58年11月
- 12) 井畔瑞人、塩屋俊幸、野尻陽一、秋山暉：等分布荷重における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に

関する実験的研究、土木学会論文集 第348号、pp.175-184、1984年8月

13)ACI Standard, Building Code Requirements For Reinforced Concrete,318-77,p.41,1980

14)H.Okamura and T.Higai: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proc. of JSCE, NO.300. pp.131-141, 1980

(1993年 9月16日受付)