# 論文 超高強度コンクリートを使用した RC 部材のせん断伝達メカニズム に関する研究

川野翔平\*1·齊藤弘幸\*2·香取慶一\*3·林静雄\*4

要旨:強度 120N/mm² クラスの超高強度コンクリートを使用した鉄筋コンクリート部材では、外乱を受けると、荷重一変形関係において正・負で骨格曲線の対称性が崩れ、現状の復元力特性モデルが適用できなくなることが指摘されている。その主要因はひび割れ発生時に、コンクリート中の骨材とモルタルが一体となって割れ、ひび割れ面が平滑になることにあると考えられる。本研究では、こうした問題を解決するために、ひび割れ面が平滑になった場合のせん断伝達メカニズムを明らかにするとともに、超高強度鉄筋コンクリート部材の骨格曲線の対称性を維持するために必要な補強方法を提案する。

キーワード:高強度コンクリート, せん断伝達, 骨材のかみ合い, 骨格曲線

### 1. はじめに

既往の研究により、超高強度コンクリートを 鉄筋コンクリート部材に使用した場合、せん断 ひび割れ(以降ひび割れとする)面におけるせ ん断伝達機構が普通強度鉄筋コンクリートのそ れとは大きく異なることが現状でわかってきて いる。これはひび割れ面が平滑になることより、 骨材のかみ合い作用によるせん断伝達能力が減 少するためであると考えられる。これにより、 荷重一変形関係において正・負で骨格曲線の対 称性が崩れ、同一部材角における正荷重と負荷 重が異なるといった問題が発生する。

本研究では、こうした問題を解決するために、 せん断補強筋比、コンクリート強度、コンクリート中の骨材を主な変動要因とした実験を行い、 ひび割れ発生から最大耐力に至るまでのひび割れ挙動などからせん断伝達メカニズムを明らか にし、超高強度鉄筋コンクリート部材の骨格曲 線の対称性を維持するために必要な補強方法を 提案することとする。

# 2. 実験概要

# 2.1 試験体

図-1に試験体及び断面形状を,表-1に試験体諸元一覧を示す。また使用した材料の力学的性質を表-2に示す。試験体数は全 8 体とした。共通要因としては,断面: $b \times D = 200 \times 250$ mm,シアスパン比 1.5,主筋は,NO.1 $\sim$ NO.6 については D13 を焼入れし高強度化したものを,NO.7 $\sim$ NO.8 については SD390 をそれぞれ配筋した。せん断補強筋には,降伏比が 0.9 程度の高強度鉄筋を用いた。さらにはせん断性状を純粋に見る

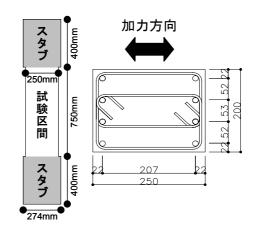


図-1 試験体及び断面形状(共通)

- \*1 東京工業大学大学院 総合理工学研究科 環境理工学創造専攻 (正会員)
- \*2 (株) 大林組
- \*3 東京工業大学助手 建築物理研究センター 博士(工学) (正会員)
- \*4 東京工業大学教授 建築物理研究センター 工博 (正会員)

表-1 試験体諸元一覧

No.	幅	せい	M/QD	主筋		せん断補強筋			骨材	$\sigma_{\!\scriptscriptstyle B}$	軸力
INO.	mm		טאַ יועו	配筋	$\sigma_{\rm v}({\rm N/mm}^2)$	配筋	p <sub>w</sub> (%)	$_{\rm w}\sigma_{\rm y}({\rm N/mm}^2)$	月初	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN)
1						φ3.5@120	0.19	1767			
2						φ3.5@60	0.37	1767			
3					939	φ5.0@120	0.57	1740		125	
4	200	250	1.5	8-D13		φ3.5@30	0.74	1767	普通	123	0
5	200	230	1.5	0-013		φ5.0@60	0.74	1740			
6						φ5.0@30	1.48	1740			
7					403	φ5.0@120	0.37	1740		25	
8					403	φ5.0@120	0.57	1740	軽量	25	

 $^{\circ}$  ※M/QD:シアスパン比  $\sigma_y$ : 主筋降伏強度 pw: せん断補強筋比  $_{\rm w}\sigma_y$ : せん断補筋降伏強度  $\sigma_{\rm B}$ : コンクリート圧縮強度 表 -2 材料の力学的性質 表 -3 コンクリートの調合

鉄筋	$\sigma_{y,w}\sigma_{y}$	$\sigma_{\text{max}}$	$E_s$	
业人力力	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>	
φ3.5	1767	1964	1.90	
φ5.0	1740	1933	1.97	
D13(SD390)	403	562	1.87	
D13(焼入れ)	939	956	1.94	
コンクリ	_ <b>L</b>	$\sigma_{\text{B}}$	E <sub>c</sub>	
	ı	N/mm <sup>2</sup>	×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	
NO.1~N	10.6	125	4.5	
NO.7~N	8.OI	25	1.7	

ため、軸力は 0(kN)とした。変動要因は、せん断補強筋径、せん断補強筋間隔、コンクリート強度、粗骨材の種類とした。

# 2.2 加力方法

加力装置図を図-2に示す。試験体には、コンクリートスタブ部分に鉄骨のスタブを取り付けた。加力は変位制御による逆対称正負交番繰返し載荷で行った。加力スケジュールは、部材角 $\pm 1/600$  で正負交番載荷 1 回、その後は、 $\pm 1/300$ 、 $\pm 1/150$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/150$ 、で 2 回、 $\pm 1/50$ で 1 回繰り返した後、押し切りとした。

# 2.3 ひび割れ測定方法

ひび割れの計測方法を図-3に示す。せん断ひび割れ発生後,ひび割れ面に対して直交方向の接点移動距離をひび割れ幅wとし,水平方向の移動距離をせん断ずれ $\delta$ とした。計測箇所は試験体表面に引かれた左右対称の50mm ピッチの線とひび割れとの交差点上全てとした。

NO 1~NO 6

10.1310.6											
W/B	単	位量	(l/m <sup>3</sup>	(,	減水材	air	slump-flow				
(%)	W	В	G S		(B×%)	(%)	(cm×cm)				
20	155	250	264	330	1.2	1.3	60×60				
NO.7	NO.7~NO.8										
W/B	単	位量	(l/m <sup>3</sup>	, ,	減水材	air	slump				
_(%)	W	В	G	S	(B×%)	(%)	(cm)				
55	162	96	366	326	0.25	5.0	18.5				

※W:結合水 B:結合材 G:粗骨材 S:細骨材

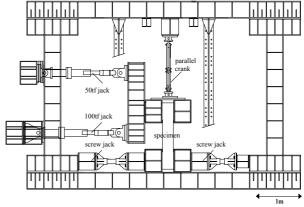


図-2 加力装置図

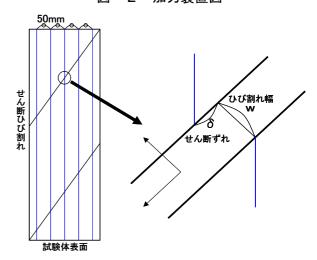


図-3 ひび割れ計測方法

# 3. 実験結果

# 3.1 破壊性状

図-4に荷重-部材角関係を、図-5にひび 割れ図を示す。

# (1)NO.1~NO.6(高強度シリーズについて)

最も補強筋量が少ない NO.1 試験体は, せん断補強筋が破断することによってせん断破壊に至った。残りの NO.2~NO.6 は全て主筋が降伏した

後,終局状態を迎えた。ひび割れについては, 補強筋量が増加するにつれて,分散し,幅も小 さくなっていた。なおひび割れの形状は直線的 で,その面は非常に平滑であった。

(2)NO.7~NO.8 (普通強度シリーズについて) 両試験体とも曲げ降伏したものの,付着ひび 割れ発生に伴う付着滑りを起こした。また NO.3 と比べると,補強筋量が同じでも,同一部材角

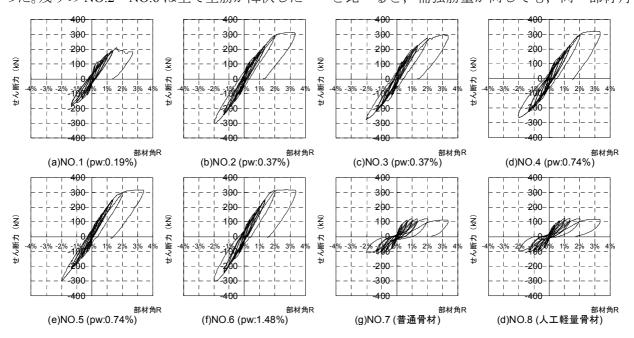


図-4 荷重一部材角関係

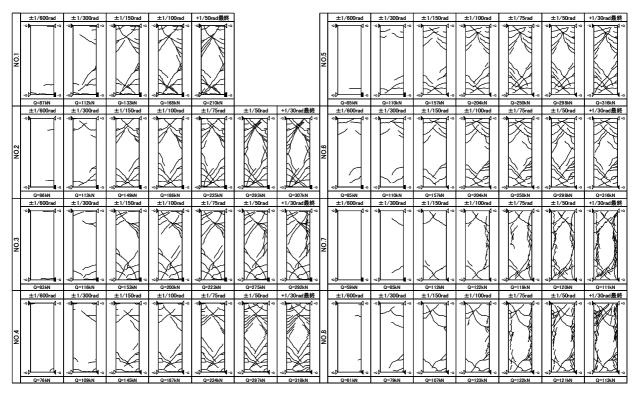


図-5 ひび割れ図

におけるひび割れ幅が大きくなっていた。

### 3.2 実験値と計算値の比較

表-4に実験値と計算値の比較を示す。高強度シリーズの NO.1~NO.6 においてせん断余裕度を1.0以上としていたが、余裕度が最も小さいNO.1 がせん断破壊を起こした。これは文献2)によると、アーチの負担率を多くした場合、せん断耐力の評価方法に問題があると指摘されており、本実験においても同様な傾向となった。

# 3.3 各種変動要因による骨格曲線の比較

図-6~図-8に正載荷時の骨格曲線を、せん断補強筋径、せん断補強筋間隔、骨材による影響ごとに比較をしたものを示す。なおここでいう剛性とは、せん断ひび割れ発生後の剛性を示すものとする。

# (1)せん断補強筋径(図-6)

φ3.5mm, φ5.0mm のもの共に, せん断補強筋 比が増加してゆくにつれて, そしてせん断補強 筋間隔が狭まるほど, 剛性低下が小さくなった。 これについては 4.2 でも述べるように, ひび割れ 面において, ずれに対する抵抗が働いた影響に よるものと考えられる。

# (2)せん断補強筋間隔(図-7)

せん断補強筋間隔:60mm, 30mm のものについては、せん断補強筋比が倍異なってもいても、ほぼ同じ骨格曲線となっていた。

#### (3)骨材(図-8)

普通骨材を使用したもの,人工軽量骨材を使用したものはほぼ同じ骨格曲線を示した。

以上のことより、最大耐力以前において、骨格曲線に対して支配的な要素はせん断補強筋間隔であるということがいえる。

## 4. 実験結果の考察

## 4.1 ひび割れ幅

縦軸に全ひび割れ幅平均値を,横軸に部材角をとったものを図-9に示す。ひび割れ幅平均値は部材角とほぼ線形関係にあり,せん断補強筋比が増大するにしたがってひび割れ幅を抑制できる結果となった。

表-4 実験値と計算値の比較

No.	cQsc	<sub>c</sub> Q <sub>su</sub>	<sub>c</sub> Q <sub>mu</sub> (k	<sub>c</sub> Q <sub>bu</sub>	<sub>e</sub> Q <sub>sc</sub>	eQmax	$\frac{_{c}Q_{bu}}{_{c}Q_{mu}}$	$\frac{_{c}Q_{su}}{_{c}Q_{mu}}$	破壊モード
1	121	321	305	281	112	210	0. 92	1.05	せん断
2	123	517	305	310	107	315	1. 02	1. 70	曲げ
3	124	452	305	302	120	300	0. 99	1. 48	曲げ
4	125	639	305	355	126	321	1. 16	2. 10	曲げ
5	121	613	305	353	108	315	1. 16	2. 01	曲げ
6	125	711	305	441	114	317	1. 45	2. 33	曲げ
7	55	185	131	140	72	121	1. 07	1. 41	曲げ
8	54	185	131	140	73	123	1. 07	1. 41	曲げ

※。Qsc:AIJ靭性指針より求めたせん断ひび割れ強度計算値

cQsu:AIJ靭性指針より求めた終局せん断強度計算値

。Qmu:曲げ終局強度計算値

。Q<sub>bu</sub>: AIJ靭性指針より求めた付着割裂強度

eQsc:せん断ひび割れ発生荷重

eQmax:終局強度実験値

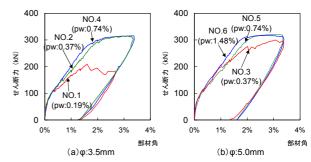


図-6 せん断補強筋径による比較

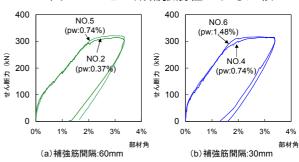
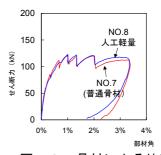
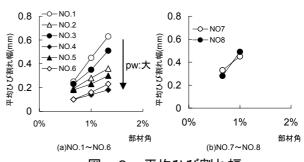


図-7 せん断補強筋間隔による比較



図一8 骨材による比較



図一9 平均ひび割れ幅

# 4.2 ひび割れ幅とせん断ずれ

せん断ひび割れ幅とせん断ずれとの関係を 図-10 に示す。図中の◆は正載荷時を,×は負 載荷時を示している。比較に用いた試験体は, pw:0.37%(NO.3,NO.7,NO,8), pw:1.48%(NO.6)試験 体とした。図中の点線は最小二乗法により算出 したひび割れ幅とせん断ずれの関係である。

まず(a)と(b)の比較より、人工軽量骨材を使用したコンクリートのひび割れ面は、高強度コンクリートのひび割れ面とほぼ同等なほどに平滑になるという結果となった。次に(a)と(c)の比較では、補強量が同じであるにもかかわらず、NO.7は、せん断ずれが小さくなっていることから、高強度コンクリートのひび割れ面では滑りを生じていることがわかる。そして(a)と(d)の比較により、せん断補強筋をより多く配した方が、せん断ずれを抑えることが出来、結果として普通強度コンクリートのひび割れ挙動に近くなった。以上より、せん断補強筋を多く配することは、ひび割れ幅の拡幅低減のみならず、せん断ずれ

#### 4.3 せん断力の負担割合

せん断力を各抵抗要素に分け、試験体ごとに 比較したものを図-11 に、そして算出に用いた マクロモデルおよび式を図-12 に示す。

に対する抵抗にも効果的であるといえる。

図ー11(a)はその例を示し、図中の線は上から順に(1):全せん断力 Q、(2):コンクリート負担分  $V_C$ 、(3):骨材のかみ合い作用による負担分  $V_{CC}$ 、(4):せん断補強筋の負担分  $V_H$  となっており、 $V_H$  のみ第 4 象限側に示すものとする。なお、 $V_{CC}$  は  $V_C$ の一部とするものとし、詳しい算出方法は文献 3)を参照されたい。また、(b)~(d)の図中の  $\alpha$  は、補強筋の計算上  $^{1)}$ の限界補強量  $pw_0$  で各々の試験体の pw を除した指標( $\alpha=pw/pw_0$ )で、 $\alpha\ge 1$  となった場合には全て 1 とみなすものとする。

まず普通強度コンクリートを用いた場合, (b) より  $V_{\rm C}$ の減少が  $V_{\rm CC}$ の減少によるものではないことがわかる。一方で高強度コンクリートを用いた場合, (c)において  $\alpha$ =0.49 程度では  $V_{\rm C}$  が比較的大きいものの, (d)において  $\alpha$ =0.82 程度とな

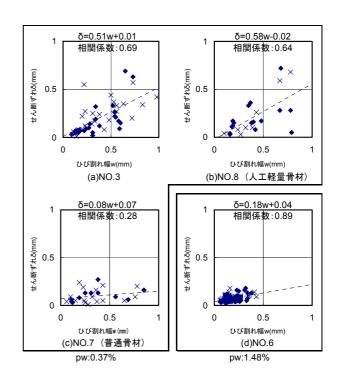


図-10 ひび割れ幅-せん断ずれ関係

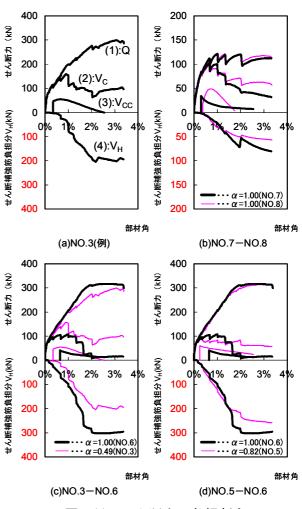


図-11 せん断力の負担割合

ると、 $V_H$ が比較的多くなる。また  $\alpha$  の値が高くなるにつれて、 $V_C$  の減少分を、 $V_H$  が補っていることがわかる。

これより、せん断補強筋比の増大につれ、入力されたせん断力に対して、補強筋が大半のせん断力を負担し、残りをコンクリートが負担していることになる。そしてこのことは、せん断力が高く応力状態が厳しい状態になるほど顕著になるといえる。また $V_{\rm C}$ と $V_{\rm CC}$ はあまり連動していないことから、骨材のかみ合い作用は能動的に力を伝達するものではなく、トラス・アーチ作用を成立させるための一要素に過ぎないことがいえる。

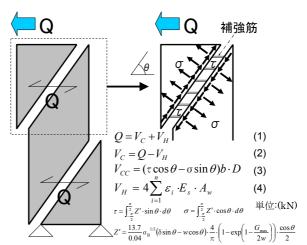
#### 4.4 骨格曲線の対称性

骨格曲線の同一部材角における正荷重と負荷重の比: $Q_{\frac{\alpha}{2}}/Q_{\mathrm{E}}$ と平均ひび割れ幅との関係を図一13に示す。(a)と(b)より,ひび割れ面が平滑であると,ひび割れが開くにつれ,負載荷時の荷重が低下する傾向にある。同様に(c)~(e)において,せん断補強筋比が増加するにつれて,ひび割れ幅が小さくなり,荷重差は小さくなることが予想されたが,相反する結果となった。よってひび割れ幅の大小が骨格曲線の対称性に及ぼす影響は少ないといえる。

# 5. まとめ

本研究では、超高強度コンクリート RC 部材の 補強方法を、以下のように提案する。

- 1) せん断補強筋を多く配することは、せん断ずれを抑制し、部材として一体性を確保するために有効であるとあるといえる。
- 2) pw:0.74%においても α の値が 1 に満たず,



※A<sub>w</sub>: せん断補強筋断面積, ε:せん断補強筋歪, n:せん断補強筋 上半数, θ:ひび割れ角度(45°), G<sub>max</sub>: 骨材の最大径 (NO.1~ NO.6, NO.8: 2mm NO.7: 25mm とした), σ<sub>B</sub>=30N/mm²

図-12 せん断伝達モデルおよび算出式

V<sub>H</sub>を意図的に増やす意味で,高強度コンク リートの補強効果の限界は pw:1%前後にあ ると考えられる。

3) 本研究で検討した骨材のかみ合い作用は骨格曲線の対称性に影響をあまり及ぼさない

## 6. 今後の検討課題

本研究では柱部材を想定しているため,軸力 を導入した実験が今後望まれる。

### 辪樵

本研究は東京工業大学建築物理研究センター共同研究の一貫として行われたものであります。本研究を行うにあたり、貴重な御助言と多大な御協力を賜った(株)高周波熱錬、(株)デイ・シイセメント、(株)ポゾリス物産、(株)日本メサライト工業に深謝致します。

# 参考文献

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指 針・同解説1999
- 2) 松崎育弘他:超高強度コンクリート (F<sub>c</sub>=150N/mm²級) を用いた RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究(その1・その2),日本建築学会学術講演梗概集。c-2,2004.8,pp.229-232
- 3) 李宝禄前川宏一接触面密度関数に基づくコンクリートひび割れ面 の応力伝達構成式、コンクリート工学、vol.26,No.1A,1988.1,pp.1-15

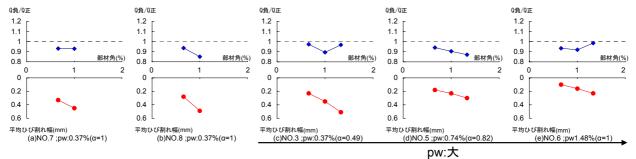


図-13 正荷重と負荷重の耐力差と平均ひび割れ幅との関係