

# 論文 超高強度コンクリート(150MPa 級)梁部材の構造性能に関する実験的研究

千田 啓吾<sup>\*1</sup>・石飛 直樹<sup>\*1</sup>・杉山 智昭<sup>\*2</sup>・松崎 育弘<sup>\*3</sup>

要旨：終局強度型の設計におけるせん断耐力評価式においては高強度コンクリートを用いてせん断力の多くをコンクリートに依存させ、せん断補強筋を減らすような設計が可能である。しかし、せん断補強筋を過度に減らすことは脆性的な破壊を招く可能性も懸念される。そこで、せん断耐力をコンクリートに依存させた部材として  $F_c=150\text{N/mm}^2$  級の超高強度コンクリートを用いた RC 梁部材の曲げ・せん断実験を行い、構造性能について考察を行った。その結果、コンクリートに依存する設計の問題点として曲げ降伏後にも著しく耐力低下すること、既往の評価方法ではせん断耐力が過大評価となることを顕在化した。

キーワード：超高強度コンクリート，せん断耐力，靱性能，せん断余裕度

## 1. はじめに

我が国のように大きな地震力を想定しなければならぬ環境において、RC 構造物の耐震設計にあたっては、脆性的なせん断破壊を生じさせず、構造物の塑性変形能力を十分に考慮した塑性設計法が有用とされている。

「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」<sup>1)</sup>、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」<sup>2)</sup>で扱われているせん断耐力評価式ではせん断耐力を、せん断補強筋とコンクリートで構成するトラス機構負担分とコンクリートが直接せん断力を伝達するアーチ機構負担分の和として評価している。従って、コンクリート強度を上げることでせん

断力の多くをコンクリートに負担させ、せん断補強筋を減らす設計も可能となる。しかし、せん断補強筋を過度に減らすことは脆性的な破壊につながる可能性が懸念され、現行の評価方法をそのまま適用できるか不明確である。また、せん断耐力評価式で用いられているコンクリート圧縮強度の有効係数は理論的根拠が十分に明確でなく、特に評価式の適用範囲を超える高強度コンクリートにおいては不明な点が多い。

そこで著者らは、高強度コンクリートを用いた RC 部材の挙動を検証する一例として、設計基準強度  $150\text{N/mm}^2$  の超高強度コンクリートを用いた RC 梁部材の曲げ・せん断実験を行い、その構造性能について考察を行った。

表 - 1 試験体一覧

No.	試験体名*	コンクリート $F_c(\text{N/mm}^2)$	Type	主筋			せん断補強筋		
				材質	配筋	$p_t(\%)$	材質	配筋	$p_w(\%)$
1	UB-A-S-30-150	150	S	SD390焼入れ	8-D16	2.55	UB785	4-D6 @200	0.30
2	U-A-S-30-150						SBPD1275/1420	4-U6.4 @190	
3	UB-B-BS-30-150		BS	SD490	8-D16	2.55	UB785	4-D6 @200	0.30
4	U-B-BS-30-150						SBPD1275/1420	4-U6.4 @190	
5	UB-B-BS-68-150						UB785	4-D6 @90	
6	UB-C-BS-30-150		SHD685	8-D16	2.55	UB785	4-D6 @200	0.30	
7	UB-C-BB-30-150		BB	SHD685	4-D19	1.71	UB785	4-D6 @200	0.30
8	UB-C-BB-68-150							4-D6 @90	0.68

\* 試験体名は以下の要因を表す UB, U: せん断補強筋 UB785, SBPD1275/1420 A, B, C: 主筋 SD390 焼入れ, SD490, SHD685 S, BS, BB: S-Type, BS-Type, BB-Type 30, 68:  $p_w=0.30, 0.68(\%)$  150:  $F_c=150(\text{N/mm}^2)$

\*1 東京理科大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

\*2 東京理科大学 工学部建築学科助手 博士(工学) (正会員)

\*3 東京理科大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

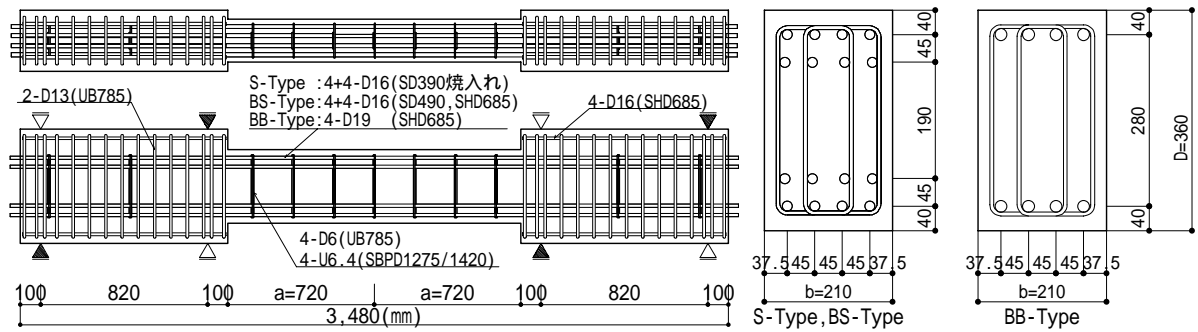


図 - 1 試験体配筋図

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

表 - 1 に試験体一覧, 図 - 1 に試験体配筋図をそれぞれ示す。試験体は実大の 1/3 スケールとして断面  $b \times D = 210 \times 360$  (mm), せん断スパン比  $a/D = 2.0$  ( $a = 720$  mm) とした。試験体数は総計 8 体で, No.1 ~ 2 を S-Type, No.3 ~ 6 を BS-Type, No.7 ~ 8 を BB-Type とした。S-Type ではせん断破壊先行を, BS-Type 及び BB-Type では曲げ降伏先行をそれぞれ想定し, 全て設計基準強度  $150 \text{ N/mm}^2$  のコンクリートを使用した。

[S-Type]主筋は D16 の二段配筋形式とし, せん断破壊を先行させるために SD390 に焼入れを行い, 主筋降伏強度を  $y = 1000 \text{ N/mm}^2$  級とした。共通要因はせん断補強筋比を  $p_w = 0.30\%$ , 変動要因はせん断補強筋降伏強度を  $w_y = 785, 1275 \text{ N/mm}^2$  級の 2 水準とした。

[BS-Type]曲げ降伏後せん断破壊を想定し, 主筋は D16 の二段配筋形式とし, No.3 ~ 5 で SD490, No.6 で SHD685 をそれぞれ用いた。変動要因は  $p_w = 0.30, 0.68\%$  の 2 水準,  $w_y = 785, 1275 \text{ N/mm}^2$  級の 2 水準とした。

[BB-Type]主筋は D19 の一段配筋形式とし, SHD685 を用いた。No.7 では  $w_y = 785 \text{ N/mm}^2$  級,  $p_w = 0.30\%$  として曲げ降伏後付着割裂破壊を想定し, No.8 では  $p_w = 0.68\%$  として, せん断補強筋比を変動させた。

### 2.2 使用材料特性

#### 2.2.1 コンクリート材料特性

表 - 2 に  $F_c = 150 \text{ N/mm}^2$  のコンクリート調合表, 表 - 3 にフレッシュコンクリート試験結果, 表 -

表 - 2 コンクリート調合

W/C (%)	細骨材率 (%)	セメント <sup>*1</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	水 (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材 <sup>*2</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	混和剤 (%)
17.0	39.6	882	150	568	871	22.1

\*1:セメントは普通ポルトランドセメントとシリカフューム, 高炉スラグ微粉末および無水石膏微粉末をプレミックスしたものと  
\*2:粗骨材の最大径は 20mm

表 - 3 フレッシュコンクリート試験結果

スランプフロー値 (cm x cm)	Air (%)	コンクリート温度 (°C)	外気温 (°C)
75.0 x 75.0	1.3	32.0	24.0

表 - 4 コンクリート材料試験結果

No.	圧縮強度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 $E_c \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張割裂強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
1	165.3	4.46	7.23	0.24
2	163.0	4.48	6.63	0.24
3	166.0	4.55	6.03	0.24
4	172.7	4.52	-	0.24
Ave.	166.8	4.50	6.63	0.24

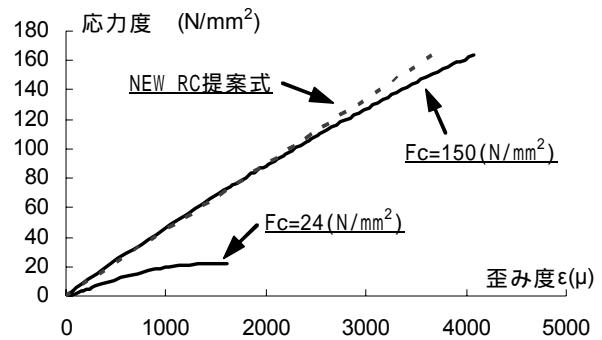


図 - 2 応力度 ( ) - 歪み度 ( ) 関係

表 - 5 鉄筋材料試験結果

鉄筋種別	降伏点強度 $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s \times 10^5$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D16 (SD390焼入れ)*	978	1.86	1080
D16 (SD490)	533	1.75	686
D16 (SHD685)	764	1.88	999
D19 (SHD685)	739	1.98	1003
D6 (UB785)	977	2.03	1022
U6.4 (SBPD1275/1420)	1451	1.89	1480

\* 0.2% オフセット法により降伏点強度を求めた

4 にコンクリート材料試験結果及び図 - 2 に応力度 ( ) - 歪み度 ( ) 関係を示す。尚, 比較のため図 - 2 に NEW RC<sup>3)</sup>提案式による弾性係数  $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$  の - 関係<sup>4)</sup>を同図に示す。セメントは

普通ポルトランドセメントとシリカフューム，高炉スラグ微粉末および無水石膏微粉末をプレミックスしたものをを用いており，水セメント比(W/C)を17%と設定した。尚，骨材は安山岩系砕砂及び砕石を用いた。粗骨材の最大径は20mmである。硬化したコンクリートの性質は実験時の平均で圧縮強度 $166.8\text{N/mm}^2$ ，引張割裂強度 $f_t=6.63\text{N/mm}^2$ ， $1/3_B$ 割線剛性における弾性係数は $E_c=4.50 \times 10^4\text{N/mm}^2$ ，ポアソン比は $\nu=0.24$ であった。また，圧縮強度と引張割裂強度の関係は $f_t=0.51 f_c^{1/2}$ 程度であり，従来のコンクリートの関係とほぼ同様であった。

### 2.2.2 鉄筋材料試験結果

表 - 5 に鉄筋材料試験結果を示す。降伏点は上降伏点とし，降伏点の明確でないものについては0.2%オフセット法により降伏強度を求めた。

### 2.3 加力方法

加力は図 - 3 に示す加力装置による大野式逆対称モーメント形式の正負交番繰返し漸増载荷とした。加力の制御は変位制御とし，図 - 4 に No.1 ~ 2(S-Type)の加力履歴を，図 - 5 に No.3 ~ 8(BS-Type, BB-Type)の加力履歴をそれぞれ示す。

## 3. 実験結果および検討

### 3.1 破壊状況および変形状

表 - 6 に実験結果一覧を示す。

写真 - 1 に S-Type 試験体の最終破壊状況の一例を，図 - 6 に No.1 の荷重(Q) - 相対変位( $\theta$ )曲線と No.2 の包絡線比較をそれぞれ示す。S-Type の試験体は想定通りせん断破壊に至った。R=1/400rad.に向かうサイクルで両側端部付近に曲げひび割れ・せん断ひび割れが発生し，変形

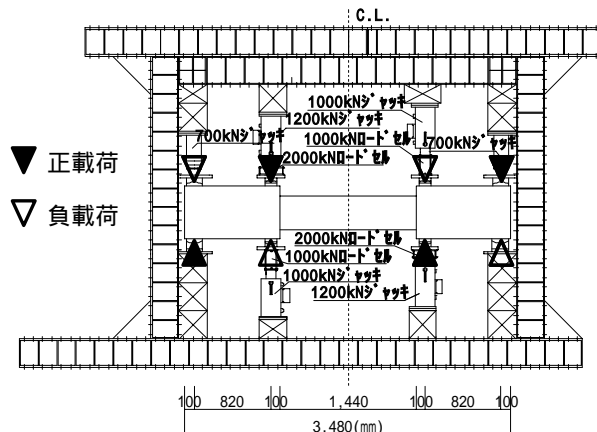


図 - 3 加力装置図

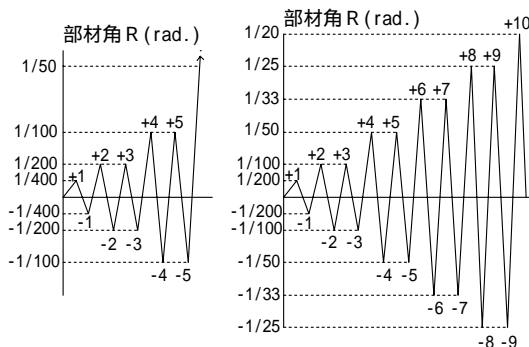


図 - 4 加力履歴図 (S-Type)

図 - 5 加力履歴図 (BS-Type, BB-Type)

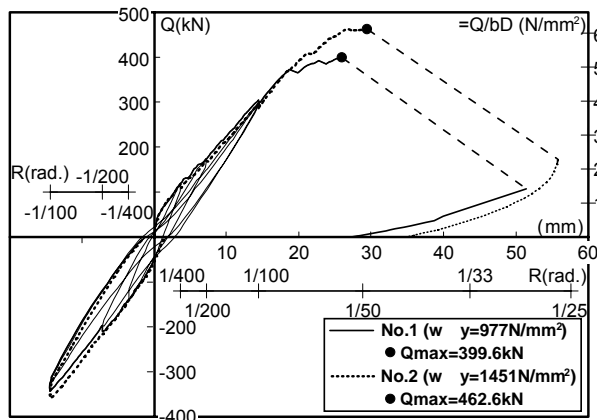
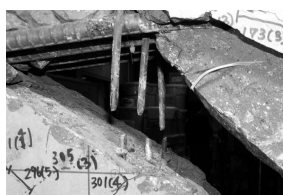


図 - 6 No. 1, 2 Q - 包絡線比較



試験体 No. 1 (破壊形式: S)

写真 - 1 最終破壊状況(S-Type)



試験体 No.1  
加力終了後に写真  
- 1 部分の剥離  
したコンクリート  
を取り除いたもの

写真 - 2 せん断補強筋破断状況

表 - 6 実験結果一覧

No.	試験体名	eQmc (kN)	eQsc (kN)	eQmy (kN)	Qmax (kN)	Ru (rad.)	破壊形式
1	UB-A-S-30-150	59.8	93.1	-	400	-	S
2	U-A-S-30-150	44.2	73.1	-	463	-	S
3	UB-B-BS-30-150	58.3	83.8	350	361	1/50	FS
4	U-B-BS-30-150	51.7	81.5	353	368	1/33	FS
5	UB-B-BS-68-150	52.7	82.4	346	366	1/23	FS
6	UB-C-BS-30-150	66.3	90.0	-	399	-	S
7	UB-C-BB-30-150	41.3	80.2	-	351	-	S
8	UB-C-BB-68-150	47.8	71.2	375	404	1/33	FS

eQmc: 曲げひび割れ発生荷重 eQmax: 最大荷重 S: せん断破壊  
eQsc: せん断ひび割れ発生荷重 eQmy: 部材降伏荷重 FS: 曲げ降伏後せん断破壊  
Ru: 限界変形角 最大荷重経験後, 荷重が最大耐力の80%に低下した部材角とした

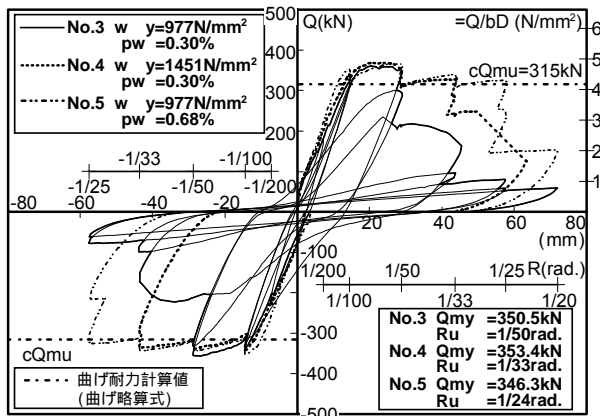
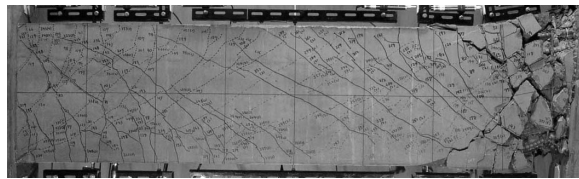


図 - 7 No. 3, 4, 5 Q- 包絡線比較



試験体 No. 5 (破壊形式: FS)

写真 - 3 最終破壊状況(BS-Type)

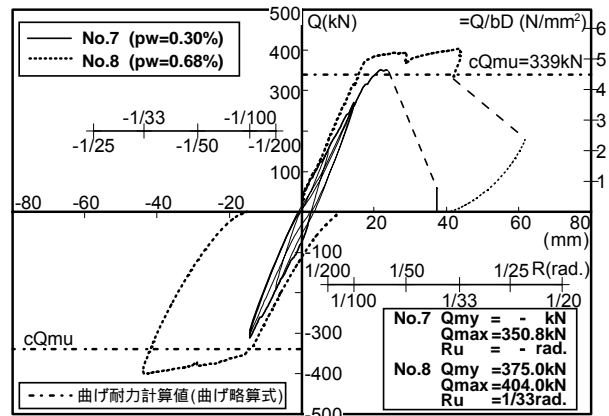


図 - 8 No. 7, 8 Q- 包絡線比較



試験体 No. 7 (破壊形式: S)

写真 - 4 最終破壊状況(BB-Type)

が進むにつれて試験体全体に分散して発生したが、ひびわれ幅はほとんど口開くことはなかった。その後、端部のコンクリートが激しい音とともに圧縮破壊し、No.1( $w_y=977\text{N/mm}^2$ )では  $R=1/56\text{rad.}$  で、No.2( $w_y=1451\text{N/mm}^2$ )では  $R=1/49\text{rad.}$  で梁端より 1.5 ~ 2.0D のせん断ひび割れ面を横切る補強筋が絞り破断し(写真 - 2)、著しく耐力低下した。最大耐力はNo.1では 399.6kN、No.2では 462.6kN となり、せん断補強筋降伏強度を高くすることで最大耐力が 16%程上昇した。

写真 - 3 に BS-Type の最終破壊状況を、図 - 7 に No.3, No.4, No.5 の Q- 包絡線比較をそれぞれ示す。BS-Type の試験体は No.3 ~ 5( $w_y=533\text{N/mm}^2$ )では  $R=1/50\text{rad.}$  に向かうサイクルで部材降伏に至り、片側梁端から 1.0D 区間に損傷が集中した。その後せん断補強筋が降伏し、せん断破壊した。部材降伏後の性状は No.3 では  $R=1/50\text{rad.}$  でせん断補強筋が破断し、著しく耐力低下したのに対し、No.4・No.5 はそれぞれ  $R=1/33\text{rad.}$ ・ $1/25\text{rad.}$  程度まで安定した履歴性状を示した。せん断補強筋比、せん断補強筋降伏強度の上昇により、曲げ降伏後の靱性能が向上したが、最終破壊時には全ての試験体でせん断補強筋の絞り破断が認められた。No.6( $w_y=739\text{N/mm}^2$ )は

曲げ降伏後せん断破壊を想定していたが、 $R=1/66\text{rad.}$  で S-Type と同様にせん断補強筋の絞り破断により脆性的なせん断破壊に至った。

写真 - 4 に BB-Type の最終破壊状況を、図 - 8 に No.7 と No.8 の Q- 包絡線比較を示す。No.7( $pw=0.30\%$ )では曲げ降伏後付着割裂破壊を想定していたが、 $R=1/61\text{rad.}$  でせん断補強筋の破断により、脆性的なせん断破壊に至った。一方、No.8( $pw=0.68\%$ )では  $R=1/50\text{rad.}$  に向かうサイクルで部材降伏し、その後  $R=1/33\text{rad.}$  でせん断補強筋が破断し、著しく耐力低下した。せん断補強筋比を多くすることで破壊モードが曲げ降伏先行型に移行した。また、No.7, No.8 とともに主筋に沿った付着ひび割れが発生、進展したが付着ひび割れの幅はさらに口開くことがなくせん断ひび割れが口開くことで最終的な破壊に至った。

### 3.2 付着性状

表 - 7 に 2.2 の材料試験結果に基づいた付着強度、付着耐力計算値<sup>1)2)</sup>を、図 - 9 に平均付着応力度(  $b$  ) - せん断力(Q)の関係をそれぞれ示す。平均付着応力度は上端主筋に貼付した歪みゲージより算出し、付着検長区間は図 - 10 に示す A, B, C 区間とした。試験体は付着耐力計算値が低い BB-Type を用いて検討を行う。No.7, No.8 と

もに 80kN 程度で平均付着応力度が増加し始めた。その後, No.7 では B, C 区間は同様の増加傾向となり, A 区間において特に顕著な増加が見られ, 付着強度計算値を大きく超えたが, 付着割裂破壊には至らなかった。No.8 においては A~C 区間がほぼ同様の増加傾向となり, A 区間で計算値を上回ったが, 最大耐力に至るまで付着応力度は低下することがなかった。No.7, No.8 とともに良好な付着性状を發揮している。

### 3.3 曲げ耐力・せん断耐力

2.2 の材料試験結果に基づいた曲げ・せん断耐力計算値<sup>1)2)3)5)</sup>及びせん断余裕度を表 - 8 に示す。せん断耐力算定にあたって, コンクリートの圧縮強度有効係数  $\alpha_0$  には NEW RC<sup>3)</sup>提案による  $\alpha_0=1.72 \cdot f_c^{-1/3}$  を用いている。図 - 11 に最大耐力実験値を曲げ耐力計算値で除した値(最大荷重比)とせん断余裕度(せん断耐力の曲げ耐力に対する比)の関係を示す。尚, 比較のため既往の研究結果<sup>4)6)</sup>( $f_c=36 \sim 60\text{N/mm}^2$ )を同図に示す。曲げ降伏が先行した試験体においては最大荷重比が 1.15 ~ 1.19 程度となり, 曲げ耐力に関しては本実験の範囲においても既往の式により評価できる。一方, せん断破壊が先行した試験体においてはせん断耐力の実験値が計算値の 80%程度となり, 既往の式ではせん断耐力が過大評価となった。また, 曲げ降伏先行を想定した試験体(No.6, No.7)においてもせん断破壊が先行した。

表 - 9 にせん断破壊が先行した試験体にお

表 - 8 曲げ耐力・せん断耐力計算値

No.	曲げ耐力		せん断耐力			せん断余裕度		
	cQmu1 (kN)	cQmu2 (kN)	cQsu1 (kN)	cQsu2 (kN)	cQsu3 (kN)	cQsu1/cQmu1	cQsu2/cQmu1	cQsu3/cQmu1
1	579	589	464	467	464	0.80	0.81	0.80
2	579	589	568	583	569	0.98	1.01	0.98
3	316	346	464	464	464	1.47	1.47	1.47
4	316	346	568	583	569	1.80	1.85	1.80
5	316	347	738	816	739	2.34	2.59	2.34
6	452	473	464	464	464	1.03	1.03	1.03
7	339	371	520	469	521	1.53	1.38	1.53
8	339	372	863	826	864	2.54	2.43	2.55

曲げ耐力算定式  
cQmu1:RC 規準曲げ略算式<sup>5)</sup>  
cQmu2:NEW RC<sup>3)</sup>による  
ストレスブロック法  
せん断耐力算定式  
cQsu1:終局強度型耐震設計  
指針式 A 法<sup>1)</sup>(Rp=0)  
cQsu2:靱性保証型耐震設計  
指針式<sup>2)</sup>(Rp=0)  
cQsu3:NEW RC<sup>3)</sup>指針式  
ただし, コンクリートの有効係数は  $\alpha_0=1.72 \cdot f_c^{-1/3}$  を用いた

表 - 7 付着強度及び付着耐力計算値

No.	試験体名	Type	付着強度		付着耐力	
			c bu1 (N/mm <sup>2</sup> )	c bu2 (N/mm <sup>2</sup> )	cQbu <sub>0</sub> (kN)	cQbu <sub>1/50</sub> (kN)
1	UB-A-S-30-150	S	5.41	5.01	538	386
2	U-A-S-30-150		5.40	5.00	537	386
3	UB-B-BS-30-150	BS	5.41	5.01	534	383
4	U-B-BS-30-150		5.40	5.00	537	386
5	UB-B-BS-68-150	BB	6.41	6.28	662	486
6	UB-C-BS-30-150		5.41	5.01	534	383
7	UB-C-BB-30-150	BB	4.56	4.23	422	294
8	UB-C-BB-68-150		5.39	5.28	503	358

c bu1: 終局強度型指針式<sup>1)</sup> cQbu<sub>0</sub>: 靱性保証型指針式<sup>2)</sup>(Rp=0)  
c bu2: 靱性保証型指針式<sup>2)</sup> cQbu<sub>1/50</sub>: 靱性保証型指針式<sup>2)</sup>(Rp=1/50)

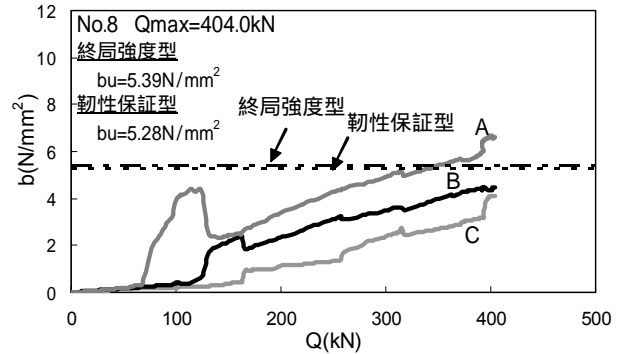
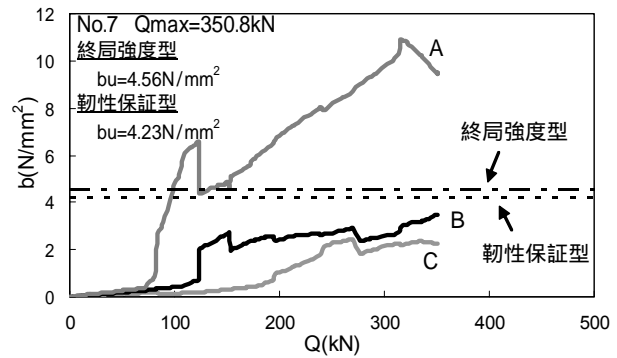


図 - 9 b - Q 関係

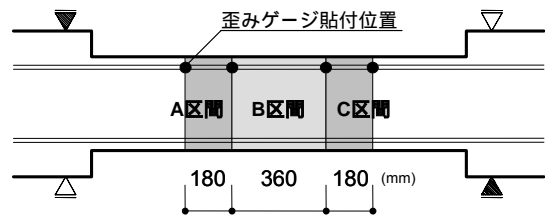


図 - 10 付着検長区間図

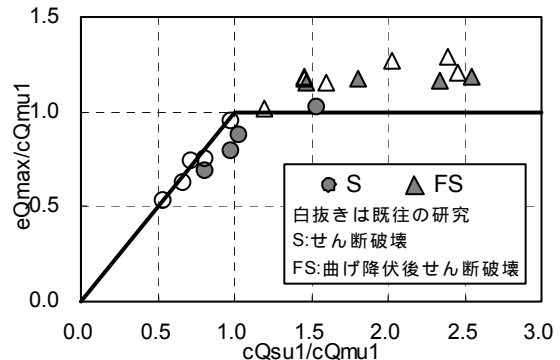


図 - 11 最大荷重比 - せん断余裕度関係

るせん断耐力の計算値と実験値の比較値を，図 - 12 に比較値とアーチ機構負担割合の関係をそれぞれ示す。また，既往の研究結果<sup>4)</sup>を同表，同図に示す。せん断耐力は終局強度型指針 A 法非靱性式<sup>1)</sup>により算定した。計算結果によると， $F_c = 150\text{N/mm}^2$  のコンクリートを用いた試験体のアーチ機構負担分は， $F_c = 24 \sim 60\text{N/mm}^2$  の範囲である既往の試験体のアーチ機構負担分に比べて大きくなっている。それらのせん断耐力について，実験値と計算値を比べると，後者は良い対応を示しているのに対し，前者は 80% 程度となっていることから， $F_c = 150\text{N/mm}^2$  級のコンクリートを用いた場合，アーチ機構負担分の評価について検討する必要があると思われる。

### 3.4 限界変形角とせん断余裕度

図 - 13 に限界変形角( $R_u$ )とせん断余裕度( $cQ_{su1}/cQ_{mu1}$ )の関係を示す。限界変形角は曲げ降伏後に荷重が最大耐力の 80% に低下した時の変形角とした。比較のため既往の研究結果<sup>4)6)</sup>( $F_c = 36 \sim 60\text{N/mm}^2$ )を示す。せん断余裕度の増加により限界変形角が上昇し，せん断余裕度と限界変形角は概ね比例関係にあるが，本実験の範囲ではせん断耐力が過大評価となったことから限界変形角が低い範囲に分布している。

## 4. まとめ

超高強度コンクリートを用いた梁部材の実験を行った結果より以下の知見を得た。

- 1)せん断破壊はせん断補強筋が絞り破断する激しい破壊で，せん断耐力は既往の評価式の 80% 程度となった。
- 2)せん断補強筋の破断により，曲げ降伏後にも著しい耐力低下が生じた。
- 3)良好な付着性状を示した。
- 4)せん断耐力の多くをコンクリートに依存する設計は脆性的な破壊を招く危険性がある。

謝辞:本研究を実施するにあたり，高周波熱練株式会社協力を頂きました。コンクリートの供給にあたっては，大成建設株式会社の協力を頂きました。ここに記しまして感謝の意を表します。

表 - 9 せん断耐力比較値

No.	試験体名	$\beta$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$cQ_{su1}$ (kN)			$eQ_{max}$ (kN)	$eQ_{max}/cQ_{su1}$	
			$V_t$	$V_a$	$V_t+V_a$			
1	UB-A-S-30-150	166.8	294	170	464	400	0.86	
2	U-A-S-30-150		431	138	568	463	0.81	
6	UB-C-BS-30-150		294	170	464	399	0.86	
7	UB-C-BB-30-150		350	170	520	351	0.67	
既往の研究			$cQ_{su1}$ (kN)			$eQ_{max}$	$eQ_{max}/cQ_{su1}$	
$\beta=22.6(\text{N/mm}^2)$ $pw=0.68(\%)$			301	0	301	300	1.00	
$\beta=40.8(\text{N/mm}^2)$ $pw=0.41(\%)$			372	6	378	360	0.95	
$\beta=40.8(\text{N/mm}^2)$ $pw=0.68(\%)$			460	0	460	420	0.91	
$\beta=62.7(\text{N/mm}^2)$ $pw=0.41(\%)$			372	37	409	433	1.06	
$\beta=62.7(\text{N/mm}^2)$ $pw=0.68(\%)$			560	0	560	538	0.96	

$V_t$ : トラス機構負担分  $V_a$ : アーチ機構負担分  
 $eQ_{max}$ : せん断耐力実験値

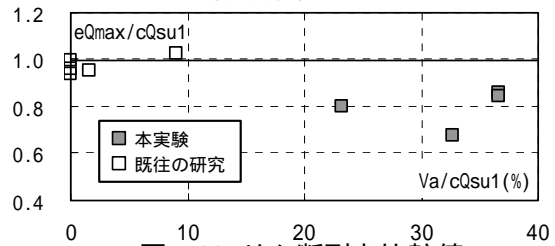


図 - 12 せん断耐力比較値とアーチ機構負担割合の関係

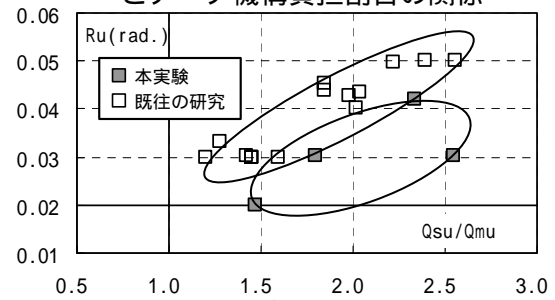


図 - 13 限界変形角 - せん断余裕度関係

## 参考文献

- 1)日本建築学会: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，1990.10
- 2)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997.4
- 3)建設省総合技術開発プロジェクト:平成4年度「高強度コンクリート分科会報告書」，「構造性能分科会報告書」，1993.3
- 4)鈴木麻悠美,松崎育弘ほか:高強度せん断補強筋を用いた RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究,日本建築学会学術梗概集,pp.253-254,2002.5
- 5)日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999
- 6)金子順一，松崎育弘ほか:高強度材料(コンクリート及びせん断補強筋)を用いた RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会学術梗概集，pp.493-496.2000.9