高靱性繊維補強セメント複合材料を用いた梁の構造実験

STRUCTURAL EXPERIMENT OF REINFORCED BEAMS USING STRAIN-HARDENING CEMENTITIOUS COMPOSITES

細矢 博 — * 1 福山 洋 — * 2
岸本 剛 — * 3 河野政典 — * 1

Hiroshi HOSOYA — * 1 Hiroshi FUKUYAMA — * 2
Takeshi KISHIMOTO — * 3 Masanori KONO — * 1

キーワード：
高靱性繊維補強セメント複合材料, 梁, コア壁, 加力実験, 構造性能

Keywords:
Strain-hardening cementitious composites, Beam, Core wall, Loading test, Structural performance

In these years, high-rise apartment buildings with core wall structural system have been constructed. Since span of coupling beams used in the core wall system is too short, large drift angle will be developed. However, RC short span beams do not have excellent ductility under high shear stress condition during earthquake. To resolve this problem, it was decided to use high-performance fiber reinforced cement composite SHCC (Strain-Hardening Cementitious Composites), which exhibits excellent ductility, for short-span beams.

In this study, shear bending tests under antisymmetrical moment condition of SHCC beam specimens were carried out to investigate their structural performances. The accuracy of the calculated flexural strength and shear strength values was also examined.

1. はじめに

近年、高層集合住宅では、プラン計画上の可変性に優れ、かつ居住空間を広く取る構造形式の開発が求められている。このニーズに応えるべく、ラーメン構造ではなく地震力の大半をコア壁に負担させる図1に示すような構造形式の建物が増加しつつある。この建物では、コア壁とコア壁を連結する梁は、平面計画上の制約から短スパン梁にならざるをえない。この短スパン梁は、地震時には高応力下で大きな変形角を強いられる。このため、従来のRC梁よりもせん断耐力と変形性能に優れ、更にはエネルギー吸収能力にも優れた新材料を用いた高靱性梁を適用する試みが進められている^{例え1)}。この背景の下、筆者らは、モルタルに有機繊維 PVA (Polyvinyl Alcohol)を混入した高靱性セメント複合材料 SHCC (Strain-Hardening Cementitious Composites)を用いた短スパン梁の開発を行なっている。まず、SHCC 梁の基本的な構造性能を把握するため、曲げ破壊型とせん断破壊型の梁部材を対象にした加力実験を行ったので報告する。

図1 建物の架構のイメージ

2. 曲げ破壊型梁部材の加力実験計画

2.1 試験体

試験体の諸元を表1に、形状・寸法、配筋例を図2に示す。試験体は、梁試験区間のコンクリートもしくはSHCCの設計基準強度が $F_c=48\text{N/mm}^2$ と $F_c=30\text{N/mm}^2$ の2シリーズから構成されている。また、両シリーズは、基準用のRC試験体、比較用のX形配筋RC試験体、ならびに検討用のSHCC試験体から構成されている。このうち、SHCC試験体はせん断余裕度を実験因子としている。これらシリーズの試験体は、基本的に曲げ破壊型に計画されている。

2.2 使用材料

コンクリートおよびSHCCの材料試験結果を表2に、SHCCに使用した有機繊維PVAの物理的性質を表3に示す。本実験のSHCCでは、PVA繊維をモルタルに体積含有率で2.0%混入している。

鉄筋の材料試験結果を表4に示す。

2.3 加力方法

曲げ破壊型の加力実験では、図3に示す建築研究所方式の実験装置を用い、水平方向に2サイクルずつの正負交番漸増繰り返し加力を行い、梁試験区間に逆対称曲げモーメントとせん断力を作用させ

*1 ㈱奥村組技術研究所 博士(工学)
(〒300-2612 茨城県つくば市大砂387)

*2 ㈱建築研究所 工博

*3 ㈱奥村組技術研究所

*1 Technical Research Institute, Okumura Corporation, Dr. Eng.

*2 Building Research Institute, Dr. Eng.

*3 Technical Research Institute, Okumura Corporation

表 1 曲げ破壊型試験体の諸元

試験体		設計基準 強度 F _c (N/mm ²)	試験体寸法			シア スパン比 L/2D	梁主筋		横補強筋			計画時 せん断余裕度
			幅 B	成 D (mm)	長さ L		配筋	鋼種	配筋	p _w (%)	鋼種	
M1	RC	48	320	420	1260	1.5	上端筋	SD490	4-D10@120	0.74	SD785	1.33
M2	X形RC						4-D19		2-D10@120	0.37		1.56
M3	SHCC						下端筋		4-D10@120	0.74		1.33
M4							4-D19		2-D10@120	0.37		1.11
M5					1008	1.2	4-D10@120	0.74	1.06			
M6	RC	30	320	380	1140	1.5	上端筋	SD390	4-D10@120	0.74	SD295	1.38
M7	X形RC						4-D16		2-D10@120	0.37		1.33
M8	SHCC						下端筋		4-D10@120	0.74		1.38
M9							4-D16		2-D10@120	0.37		0.88

※ M1～M3、M6～M8は条件を概ね同一にし、RC 梁とX形配筋 RC 梁、SHCC 梁の構造特性を対比できるように設定している。

計画時せん断余裕度は、靱性保証型耐震設計指針式のせん断耐力計算値($R_d=0.02$)を ACI 式の曲げ耐力計算値で除して求めた値。
その際、SHCC 試験体の場合でも、マトリクスはコンクリートであるものとして計算した。

図 2 試験体の形状・寸法、配筋例

表 2 コンクリートおよび SHCC の材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ度 ($\times 10^{-3}$)	ヤング 係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
M1 RC	55.9	2.52	36.2	3.53
M2 X形RC	53.0	2.56	34.1	4.43
M3 SHCC	58.4	3.64	21.9	2.23
M4 SHCC	60.3	3.70	21.9	-
M5 SHCC	60.6	3.61	22.4	-
M6 RC	32.9	1.93	30.3	2.87
M7 X形RC	32.7	2.14	28.4	2.45
M8 SHCC	45.3	3.69	18.6	-
M9 SHCC	44.4	3.63	18.5	1.98

コンクリートの引張強度は割裂試験により、SHCC の引張強度は建築研究所方式による引張試験²⁾により求めた。

表 3 PVA の物理的性質

品番	直径 (mm)	長さ (mm)	引張強度 (N/mm^2)	切断伸度 (%)	ヤング率 (kN/mm^2)
REC15×12	0.04	12	1600	6	40

表 4 鉄筋の材料試験結果

部位	呼び名	種類の 記号	降伏強度 (N/mm^2)	降伏 ひずみ度 ($\times 10^{-3}$)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	破断伸び (%)
梁主筋	D16	SD390	452	2.54	194	639	20.4
	D19	SD490	541	3.05	191	705	18.2
横補強筋	D10	SD295	355	2.01	180	475	29.3
	D10	SD785	1045*	-	191	1216	7.4

注) *は0.2%オフセット強度

図 3 加力実験装置

た。軸力は、梁の基本的な構造性能を知りたいため零とした。

3. 曲げ破壊型梁部材の加力実験結果

3.1 破壊状況

R=1/20rad 終了時のひび割れ状況例を写真 1 に示す。RC 試験体や X 形配筋 RC 試験体ではひび割れ幅が拡大し、梁材端部では被りコンクリートが剥離するなど損傷が激しかった。SHCC 試験体では、加力時に 0.2mm 以下の微細なひび割れが多数発生するが、SHCC の被りの剥離は生じず損傷の程度は軽微であった。その一方で、梁材端部付け根ではひび割れが大きく開口し、この部位に損傷が集中した。

3.2 残留ひび割れ幅

梁試験区間に生じた最大残留ひび割れ幅と部材角の関係を図 4 に示す。Fc48 シリーズの RC 試験体 M1、X 形配筋 RC 試験体 M2 では、レベル 2 の地震時に連結梁が経験すると想定される部材角 $R=1/33$ rad で残留ひび割れ幅が 1.0mm 程度に達しているが、SHCC 試験体 M3、M4 では 0.1mm 以下であった。また、マトリクスの強度が低い Fc30 シリーズの M6～M9 試験体でも残留ひび割れ幅は類似した結果であった。SHCC 梁では、残留ひび割れ幅が耐久性性能上の補修の目安である 0.3mm 以下であることから、梁材端部付け根以外は大地震後にひび割れ補修の必要がないものと判断される。

ひび割れを油性ペンでなぞっているため太く見えるが、M3 の実際のひび割れは極めて微細である。

写真 1 ひび割れ状況例 (R=1/20rad 終了時)

3.3 セン断力-部材角曲線

Fc48 シリーズの RC 試験体 M1、X 形配筋 RC 試験体 M2、SHCC 試験体 M3 のせん断力(Q)-部材角(R)曲線を Q-R 曲線の代表例として図 5 に示す。また、Q-R 曲線の正方向側の包絡線を図 6 に示す。試験体 M1、M2、M3 とも、降伏後 R=1/20rad まで耐力の低下がほとんど無い安定した Q-R 曲線であった。降伏部材角は、試験体種別で

図 5 曲げ破壊型試験体のせん断力-部材角曲線例 (Fc48 シリーズ)

図 6 セン断力-部材角曲線の包絡線

図 4 残留ひび割れ幅-部材角関係

は大差なく、Fc48 シリーズでは約 1/140rad、Fc30 シリーズでは約 1/190rad であったことから、塑性率 7~10 程度まで曲げ耐力を保持することがわかる。また、Q-R 曲線の形状をみると、M1 は痩せている、M2 はほぼ紡錘形でエネルギー吸収力に優れている、M3 は M1 と M2 の中間的な曲線の性状を示している。

包絡線の図からは、SHCC 試験体と RC 試験体では、降伏時の耐力に差はほとんど認められないが、それ以降のサイクルでは、SHCC 試験体は RC 試験体、X 形配筋 RC 試験体より耐力が上回ることがわかる。SHCC 試験体では梁材端部に圧壊がほとんど生じないため、圧壊が生じる RC 試験体、X 形配筋 RC 試験体に比べ応力中心間距離が大きいものとなり、その差が耐力差になったものと考えられる。

3.4 初期剛性

初期剛性の実験値と計算値との関係を図 7 に、実験値を表 5 に示す。実験値は、Q-R 曲線の立ち上がりの領域で剛性が変化すると原点を結ぶ直線の傾きから求めた。計算値は、コンクリートと梁主筋を考慮した断面 2 次モーメントを用いた初期剛性式³⁾から求めた。こ

図7 初期剛性の実験値と計算値との関係

表5
初期剛性の実験値

試験体		eKe (MN/rad)
M1	RC	313
M2	X形RC	302
M3	SHCC	193
M4	SHCC	200
M5	SHCC	262
M6	RC	217
M7	X形RC	188
M8	SHCC	151
M9	SHCC	122

図8 降伏時部材角の実験値の比較

表6
降伏時剛性の実験値

試験体		eKy (MN/rad)
M1	RC	50.2
M2	X形RC	49.9
M3	SHCC	47.4
M4	SHCC	49.7
M5	SHCC	64.3
M6	RC	38.9
M7	X形RC	36.5
M8	SHCC	40.8
M9	SHCC	43.0

M5はシアスパン比1.2、それ以外の試験体は1.5

のとき、梁部材長さとしては、梁内法長さ(h_0)の代わりに $h'=h_0+2S$ ($S=0.25D$, D : 梁成)を用いた。また、せん断変形を求めるときの形状係数は1.2とした。表5でSHCC試験体とRC試験体の初期剛性の実験値どうしを比較すると、前者は後者の56~70%であった。これは、表2に示すように、SHCCはコンクリートに比べヤング係数が40%程度小さいためと考えられる。一方、実験値と計算値とを比較すると、概ね良い対応を示している。SHCC梁に対しても既往の初期剛性式で評価できることが確かめられた。

3.5 降伏時部材角、降伏時剛性

Q-R曲線で剛性が急激に変化し降伏したと判定される点を降伏点とし、その部材角を図8に示す。また、降伏点と原点を結ぶ直線の傾きから求めた降伏時剛性を表6に示す。SHCC試験体は、RC試験体やX形配筋RC試験体に比べ初期剛性は小さかったが、降伏時の部材角は、RC試験体、X形配筋RC試験体と大差なかった。したがって、降伏時剛性にも大差なく、SHCC試験体はRC試験体の94~111%であった。

3.6 履歴吸収エネルギー、等価粘性減衰定数

Fc30シリーズの試験体の履歴吸収エネルギーを図9に、等価粘性減衰定数を図10に示す。部材角 $R=1/100\text{rad}$ までは各試験体とも履歴吸収エネルギーの差はほとんど無いが、それ以降のサイクルでは、SHCC試験体はX形配筋RC試験体同様、RC試験体に比べ履歴吸収エネルギーは大きいことがわかる。一方、等価粘性減衰定数(h_{eq})についてみると、SHCC試験体はX形配筋RC試験体より小さいがRC試験体よりは大きく、ほぼ中間的な減衰定数の値を示し、 $R=1/100\text{rad}$ 以降は部材角によらず $h_{eq}=20\%$ 程度であった。これは、Fc48シリーズもほぼ同様であった。

3.7 最大曲げ耐力の実験値と計算値との関係

最大曲げ耐力の実験値とACI式およびファイバーモデルの断面解析による計算値との関係を図11に示す。ACI式計算値、断面解析値は互いに同程度の値を示し、実験値に対して、Fc48シリーズでは12~21%、Fc30シリーズでは22~30%程度小さめに評価した。これは、図5にも示しているように、計算値(断面解析値)は、曲げ降伏耐力の実験値に対しては精度良く対応するものの、試験体の曲げ耐力は降伏以後も上昇するので、最大曲げ耐力の実験値に対しては、安全側の評価になっているものである。この現象は、梁主筋の引張強度/降伏強度の比が大きいFc30シリーズがFc48シリーズよりも顕著であった。ここで、曲げ耐力は、梁材端

図9 履歴吸収エネルギー

図10 等価粘性減衰定数

図11 最大曲げ耐力の実験値と計算値との関係

部付け根の打ち継ぎ部位置で決定されているので、SHCC試験体であってもマトリックスの引張強度上昇効果による曲げ耐力への影響は無いと考え計算している。

4. せん断破壊型梁部材の加力実験計画

4.1 試験体

試験体の諸元を表7に示す。試験体は、梁試験区間のコンクリー

表7 セン断破壊型試験体の諸元

試験体		設計基準 強度 F _c (N/mm ²)	試験体寸法			シア スパン比 L/2D	梁主筋		横補強筋			計画時 せん断余裕度	
			幅 B	成 D	長さ L		配筋	鋼種	配筋	p _w (%)	鋼種		
S1	RC	48	320	420	1008	1.2	上端筋 8-D19	SD685	2-D10@100	0.44	SD295	0.46	
S2	SHCC						下端筋 8-D19		2-D10@200	0.22	SD785	0.46	
S3									2-D10@200		SD295	0.44	
S4													
S5	SHCC	30	320	380	912		8-D16			2-D10@100	0.44	SD295	0.50
S6							8-D16			2-D10@200	0.22	SD785	0.42

※ S1とS2は条件を同一にし、RC梁とSHCC梁の構造特性を対比できるように設定している。

計画時せん断余裕度は、靱性保証型耐震設計指針式のせん断耐力計算値($R_s=0.0$)をACI式の曲げ耐力計算値で除して求めた値。
その際、SHCC試験体の場合でも、マトリクスはコンクリートであるものとして計算した。

トもしくはSHCCの設計基準強度が $F_c=48N/mm^2$ と $F_c=30N/mm^2$ の2シリーズから構成されている。 F_c48 シリーズは基準用のRC試験体、検討用のSHCC試験体から構成され、 F_c30 シリーズはSHCC試験体のみで構成されている。全ての試験体はせん断破壊型に計画されており、横補強筋比と鋼種が実験因子となっている。

4.2 使用材料

コンクリートおよびSHCCの材料試験結果を表8に示す。鉄筋の材料試験結果を表9に示す。

表8 コンクリートおよびSHCCの材料試験結果

試験体		圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ度 ($\times 10^{-3}$)	ヤング 係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
S1	RC	55.3	2.32	37.9	3.69
S2~S4	SHCC	61.5	3.78	20.8	1.98
S5,S6	SHCC	42.3	3.58	17.2	-

コンクリートの引張強度は割裂試験により、SHCCの引張強度は建築研究所方式による引張試験²⁾により求めた。

表9 鉄筋の材料試験結果

部位	呼び名	種類の 記号	降伏強度 (N/mm^2)	降伏 ひずみ度 ($\times 10^{-3}$)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	破断伸び (%)
梁主筋	D16	SD685	733	4.60	196	930	12.4
	D19	SD685	711	4.10	192	892	13.9
横補強筋	D10	SD295	355	2.01	180	475	29.3
	D10	SD785	1045*	-	191	1216	7.4

注) *は0.2%オフセット強度

5. セン断破壊型梁部材の加力実験結果

5.1 破壊状況

RC試験体S1とSHCC試験体S2の最大耐力発生後の $R=1/67$ rad サイクルでのひび割れ状況を代表例として写真2に示す。S1では、せん断ひび割れが進展・拡幅し、最大耐力に達した後、 $R=1/50$ rad から被りコンクリートが剥離し、最終的には対角線状のひび割れが拡大して破壊に至った。S2では、最大耐力までに0.2mm以下の微細なせん断ひび割れが多数発生し、そのうち隅角部から45~50度の角度をなすひび割れが拡大して破壊に至った。SHCCの被りの剥離は生じずRC試験体とは損傷の様相に違いがみられた。その他のSHCC試験体の破壊状況もS2と類似していた。最大耐力に至るまでにS5で梁主筋1本が降伏したものの、その他の試験体では梁主筋の降伏は確認されなかったため、全試験体ともせん断破壊と判定した。

5.2 セン断力-部材角曲線

F_c48 シリーズのRC試験体S1とSHCC試験体S2、 F_c30 シリーズのSHCC試験体S5、S6のせん断力(Q)-部材角(R)曲線を $Q-R$ 曲線の代表例として図12に示す。SHCC試験体S2では、3本の横補強筋が引張降伏したためせん断耐力の頭打ちがみられ、正方向側ではRC試験体S1と比べて最大耐力に大差なかったが、負方向側では最大耐力の低下は小さく差がみられた。また、最大耐力以降のサイクルでの耐力低下も小さかった。このため、S2ではS1に比べ $Q-R$ 曲線の包絡線が大きくなっている。一方、横補強筋にSD295を用い $p_w \sigma_{wy}=1.56N/mm^2$ のS5とSD785を用い $p_w \sigma_{wy}=2.30N/mm^2$ のS6を比較すると、S5はS6に比べ $p_w \sigma_{wy}$ が68%と小さいにもかかわらずS6よりも耐力ならびに変形性能に優れ、 $Q-R$ 曲線の履歴面積は大きく、復元力特性に差がみられた。このことから、SHCC梁の復元力特性に対しては、横補強筋強度よりも横補強筋比の影響の度合いが強いといえる。

5.3 セン断耐力の評価

せん断耐力の実験値と計算値との関係を表10と図13に示す。セ

[S1]
RC[S2]
SHCC

ひび割れを油性ペンでなぞっているため太く見えるが、S2の実際のひび割れは極めて微細である。

写真2 ひび割れ状況例 ($R=1/67$ rad 終了時)

ん断耐力の計算値は、日本建築学会の終局強度型耐震設計指針⁴⁾のせん断耐力式をベースに、PVA繊維によるSHCCの引張強度上昇効果を考慮し修正した下式により求めた。ここで、実験時に観察されたせん断ひび割れの角度は45~50度であったことから、マトリクスの圧縮束の角度は45度と仮定し $\cot \phi=1.0$ としている。

$$Q_{su}=b j_i (p_w \sigma_{wy} + \sigma_t) \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D \nu \sigma_B / 2 \quad (1)$$

$$\tan \theta = \sqrt{[(L/D)^2 + 1]} - L/D$$

$$\beta = \{(1 + \cot^2 \phi)(p_w \sigma_{wy} + \sigma_t)\} / (\nu \sigma_B) \quad (2)$$

$$\nu = 1.7 \sigma_B^{-0.333} \quad (\text{CEB 式より引用})$$

$$p_w \sigma_{wy} + \sigma_t \leq \nu \sigma_B / 2 \quad (3)$$

$$\sigma_t = (-0.0004 \sigma_B + 0.0623) \sigma_B \quad (4)$$

ν : コンクリート、SHCCの圧縮強度有効係数

b : 梁幅 j_i : 梁主筋中心間距離 p_w : 横補強筋比

σ_{wy} : 横補強筋降伏強度 D : 梁成 L : 梁内法長さ

σ_B : コンクリート、SHCCの圧縮強度

σ_t : SHCCの引張強度、コンクリートは $\sigma_t=0$

図 12 セン断破壊型試験体のせん断力-部材角曲線例

式(4)は、SHCC の $\phi 100 \times L200\text{mm}$ 供試体による材料試験により得られた図 14 に示す引張強度 (σ_t) / 圧縮強度 (σ_B) - 圧縮強度 (σ_B) 関係を直線回帰し導出したものである。

図 13 に示すように、せん断耐力の計算値は実験値と概ね良い対応を示し、かつ安全側に評価することがわかる (平均値 1.16、標準偏差 0.12、変動率 0.10)。このことから、本実験で用いた SHCC の範囲においては、SHCC 梁のせん断耐力は、式(1)で評価できると考えられる。

6. まとめ

本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1) SHCC 梁では、0.2mm 以下の微細なひび割れが多数発生するが、被りの剥離は無く、損傷の程度は RC 梁に比べて軽微である。
- 2) SHCC 梁の試験区間での最大残留ひび割れ幅は、部材角 $R=1/33\text{rad}$ を経験しても 0.1mm 以下であることから、梁材端部付け根以外は、大地震後でもひび割れ補修の必要性は低い。
- 3) SHCC 梁のせん断力-部材角曲線は、 $R=1/20\text{rad}$ (塑性率 7~10) まで安定した履歴を示す。
- 4) SHCC 梁は RC 梁に比べて履歴吸収エネルギーが大きく、等価粘性減衰定数は、 $R=1/100\text{rad}$ 以降ではおおそ 20% 程度である。
- 5) ACI 式ならびに断面解析による曲げ耐力の計算値は、曲げ降伏耐力の実験値と良い対応を示す。最大曲げ耐力の実験値に対しては 20~30% 程度安全側に評価する。
- 6) SHCC 梁のせん断耐力は、終局強度型耐震設計指針のせん断耐力式を SHCC による引張強度上昇を考慮し修正した式(1)で得られた計算値により安全側に概ね精度良く評価できる。

表 10 セン断耐力の実験値と計算値との比較

試験体		実験値		計算値 (kN)	実験値 (最大値) / 計算値
		正方向 (kN)	負方向 (kN)		
S1	RC	599	501	504	1.19
S2	SHCC	612	624	595	1.05
S3	SHCC	668	685	640	1.07
S4	SHCC	608	539	546	1.11
S5	SHCC	600	484	429	1.40
S6	SHCC	516	543	467	1.16
平均値					1.16
標準偏差					0.12

図 13 セン断耐力の実験値と計算値との関係

引張強度: 建築研究所方式による引張試験²⁾により得られた材料試験値

圧縮強度: JIS A 1108 により得られた材料試験値

図 14 規準化引張強度と圧縮強度との関係

謝辞

せん断破壊型梁部材の加力実験では、筑波大学の金久保研究室のご協力を得ました。関係各位に感謝申し上げます。また、金久保利之准教授には、本研究全体にわたり有益なご助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 丸田 誠、関田徹志、永井 寛、山本幸正: プレキャスト ECC 連結梁を用いた高層 RC 新架構、コンクリート工学、Vol.43、No.11、pp.18~26、2005.11
- 2) 佐藤幸博、福山 洋、諏訪田晴彦: 高靱性セメント系複合材料の一軸引張-圧縮繰り返し試験方法の提案、日本建築学会構造系論文集、第 539 号、pp.7~12、2001.1
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、pp.71、1987
- 4) 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、pp.106~121、1990

[2009 年 6 月 11 日原稿受理 2009 年 8 月 28 日採用決定]