

# 論文 高靱性繊維補強セメント複合材料を用いたダンパ部材の構造性能

永井 寛<sup>\*1</sup>・金子 貴司<sup>\*2</sup>・関田 徹志<sup>\*3</sup>・丸田 誠<sup>\*4</sup>

要旨：高引張靱性能と微小ひび割れの分散による自己損傷低減性を兼ね備える高靱性繊維補強セメント複合材料の構造部材への適用検討の一環として、制震ダンパに着目し、その構造性能を把握するため構造実験を実施した。試験体は、加力スタブを有する小型ダンパ7体と大型ダンパ1体で、全て曲げ破壊が先行するように設計した。その結果、全試験体が曲げ破壊し、高靱性繊維補強セメント複合材料の引張性能を考慮した曲げ終局強度評価法およびせん断終局強度評価式によりせん断指標を確保すれば、部材変形角 1/25rad.を上回る大変形性能を有し、等価粘性減衰定数の大きな制震ダンパが実現可能であることが示された。

キーワード：高靱性繊維補強セメント複合材料，ダンパ，構造性能

## 1. はじめに

近年開発された高靱性繊維補強セメント複合材料( HPRCC, High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites )は、[図 - 1](#)に示す様に、引張ひび割れ発生後に引張応力が増大する「ひずみ硬化」や、初期ひび割れ発生後も複数のひび割れが継続的に形成される「マルチブルクラック効果」などの特性を有している<sup>1)</sup>。筆者らは、HPRCC の 1 種であるピニロン繊維を用いたセメント系複合材料 ( PVA-ECC, Engineered Cementitious Composite with Poly Vinyl Alcohol, 以下「ECC」)を開発し<sup>2)</sup>、構造部材への適用検討を進めてきた<sup>3)</sup>等。ECCは破壊時のひずみが約2%という高引張靱性能を有しており、構造部材へ用いることにより終局強度の上昇や使用限界時

のひび割れ幅抑制効果等が確認されている。そこで、本研究では、ECC を[図 - 2](#)に示す層間ダンパとして用いることとし、ひび割れ幅抑制効果により、中小地震時には大きなひび割れが発生せず、地震後も継続使用が可能となる、終局限界時の強度補強効果等により、大地震時に強度や変形性能を確保できる等の性能を期待し、鉄筋補強された ECC ダンパ(「R/ECC ダンパ」)の構造性能を把握するために構造実験を実施した。なお、層間ダンパは、[図 - 2](#)に示すように、小型のダンパを数個組み合わせるタイプ(以下「小型」)と、大型のダンパ1個で約1000kNの水平力を負担できるタイプ(以下「大型」)の2種類を想定し、曲げせん断実験を実施した。

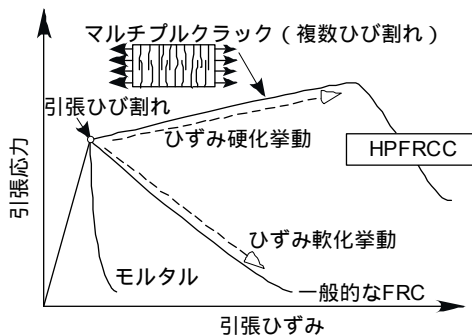


図 - 1 HPRCC の引張応力 - ひずみ関係例

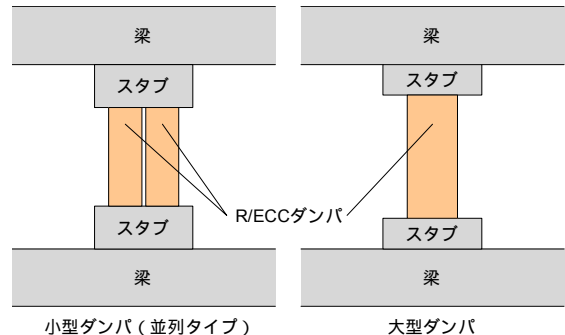


図 - 2 層間ダンパの概念図

\*1 鹿島技術研究所建築技術研究部構造・耐震グループ主任研究員 工修 (正会員)  
 \*2 鹿島技術研究所建築技術研究部構造・耐震グループ研究員 工修 (正会員)  
 \*3 鹿島技術研究所建築技術研究部生産・材料グループ上席研究員 Ph.D. (正会員)  
 \*4 鹿島技術研究所建築技術研究部構造・耐震グループ上席研究員 博士 (工学) (正会員)

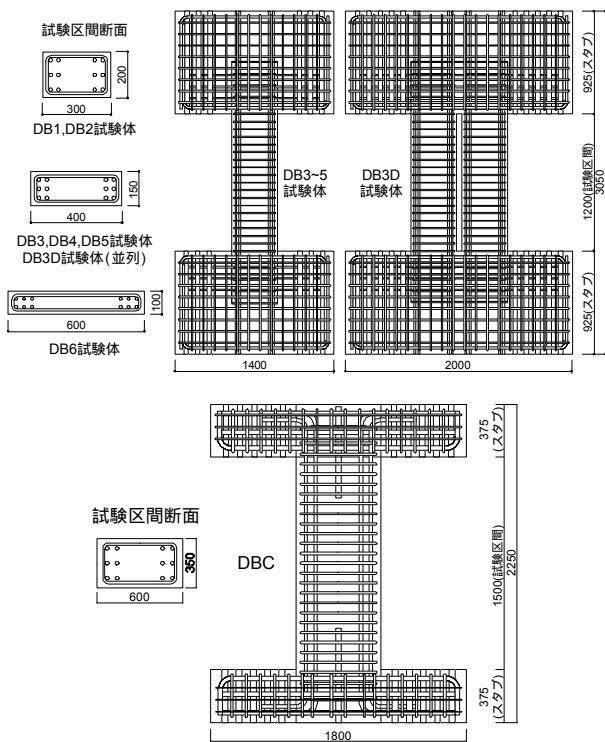


図 - 3 試験体形状・配筋例

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

表 - 1 に試験体一覧を、図 - 3 に形状及び配筋を示す。試験体は小型ダンパ 7 体と大型ダンパ 1 体である。全試験体とも試験区間の両端に加力用スタブを有し、小型ダンパでは試験区間と加力スタブにそれぞれ ECC と普通コンクリートを、大型ダンパでは全て ECC を用いた。DB3D は DB3 を 2 本並列させた試験体である。一般に、地震時には層間ダンパは周辺フレームの拘束を受けるが、その拘束量は周辺フレーム剛性により異なる。そこで、本研究では軸力比を実験因子とし、構造性能を把握することとした。表 - 2 及び表 - 3 に鉄筋及び ECC の機械的性質を示す。ECC は、モルタルにビニロン繊維（繊維長 12mm、径 0.04mm）を体積比で 1.9% 混入した圧縮強度 40N/mm<sup>2</sup> 程度のセメント複合材料である。小型ダンパのスタブ用普通コンクリートの 28 日圧縮強度は約 40N/mm<sup>2</sup> であった。

### 2.2 加力及び計測方法

加力は、建研式加力方法に準じて、試験体の加力スタブが常に水平になるように加力した。

表 - 1 試験体諸元

試験体名	断面 (B × D)	主筋	横補強筋	補強筋比 $\rho_w(\%)$	軸力比 $\mu^*$	せん断指標 <sup>*1)</sup>	
DB1	200 × 300	12-D16	@50	1.42	0	1.38	
DB2	300	SD390		@40	1.78	0.2	1.16
DB3	150 × 400	12-D16	2-D10 SD390	@67	0	1.18	
DB3D		SD295			0.1	0.99	
DB4		12-D16 SD295		@100	0.95	0	0.78
DB5			@40	2.37	0.2	0.97	
DB6	100 × 600	12-D13 SD390	2-D6 SD345	@40	1.60	0	1.00
DBC	350 × 600	12-D25 SD345	2-D16 SD345	@70	1.62	0	1.32

\*1)  $\mu = N/BDFc$ ,  $Fc=40N/mm^2$

\*2) せん断指標 = せん断強度 / 曲げ終局強度

表 - 2 鉄筋の機械的性質

鉄筋種類	降伏強度 $\sigma_y(N/mm^2)$	ヤング係数 $E_s(N/mm^2)$	引張強さ $\sigma_u(N/mm^2)$	備考
D16-SD390	436	189100	601	DB1,2 主筋
D16-SD295	377	188500	533	DB3,4,3D 主筋
D16-SD295	394	190000	574	DB5 主筋
D13-SD295	452	194900	611	DB6 主筋
D25-SD345	388	188300	590	DBC 主筋
D16-SD345	422	184900	593	横補強筋
D10-SD390	440	185000	590	
D6-SD345	378	199700	529	

表 - 3 ECC の機械的性質

試験体名	圧縮特性			引張特性 <sup>*1)</sup>	
	圧縮強度 $\sigma_B(N/mm^2)$	ヤング係数 $E_c(N/mm^2)$	ポアソン比	降伏強度 $\sigma_{ty}(N/mm^2)$	引張強度 $\sigma_{tu}(N/mm^2)$
DB1	40.0	16280	0.213	2.99	4.98
DB2	37.7	16050	0.232		
DB3	40.9	17880	0.218	3.16	4.78
DB3D	40.9	17880			
DB4	42.4	18220	0.231		
DB5	41.9	17860	0.214	2.99	4.98
DB6	40.8	18030	0.217		
DBC	43.2	17530	0.230	3.68	5.13

\*1) ECC の引張特性はダンベル型の試験片<sup>3)</sup>による。

載荷履歴は正負交番逆対称載荷とし、原則的に、部材角  $R=1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/25rad$  を各 2 サイクル、 $1/10rad$  を半サイクル行った。

## 3. 実験結果

表 - 4 に実験結果の一覧を、表 - 5 に曲げ及びせん断終局強度算定法一覧を、図 - 4 に各試験体の荷重 - 変形関係を、図 - 5 に DB3 及び DB3D のひび割れ発生状況を示す。

### 3.1 実験経過

各試験体とも、 $1/50rad$  までに、曲げひび割れ、せん断ひび割れ、危険断面位置の主筋降伏が生じ、ヒンジゾーンに微細なひび割れが多数発生した。DB1~3 及び DBC では  $1/10rad$  までに ECC の圧壊が観察された後も強度は維持したが、DB3D は若干の強度低下を示した。DB4 は、

表 - 4 実験結果一覧

試験体	ひび割れ		最大強度		終局強度計算値			eQ max cQfu	cQsu cQfu	cQsu - ECC cQfu	破壊形式 *4)
	曲げ Qfc (kN)	せん断 Qsc (kN)	eQmax (kN)	部材角 R (rad.)	曲げ*1) cQfu (kN)	せん断*2) cQsu (kN)	せん断*3) cQsu-ECC (kN)				
DB1	52	111	265	1/10	208	287	355	1.28	1.38	1.71	F
DB2	101	191	312	1/17	265	308	342	1.18	1.16	1.29	F
DB3	90	161	331	1/10	262	309	388	1.26	1.18	1.48	F
DB3D	135	293	687	1/26	624	618	775	1.10	0.99	1.24	F
DB4	84	161	303	1/25	263	206	307	1.15	0.78	1.17	F
DB5	92	254	441	1/29	369	356	395	1.19	0.96	1.07	F
DB6	61	152	316	1/100	326	326	411	0.97	1.00	1.26	F
DBC	152	502	988	1/12	833	1103	1329	1.19	1.32	1.60	F

- \*1) ECCの応力-ひずみ関係をモデルに取り入れたファイバー解析による精算解<sup>3)</sup>  
 \*2) 終局強度型設計指針<sup>4)</sup>A法によるせん断強度(圧縮強度が等しいRC部材と仮定, Rp=0.02rad.)  
 \*3) ECCによるせん断補強効果を考慮した終局強度型設計指針<sup>4)</sup>A法によるせん断強度  
 \*4) F: 曲げ破壊(破壊形式は, 部材角 1/25rad.のサイクル載荷後で判断)

表 - 5 終局強度算定法一覧

評価項目	評価方法
曲げ 終局強度 cQfu	曲げ終局強度は, ファイバーモデルによる曲げ解析の最大強度として算定。解析条件は以下の通り。 鉄筋モデルは完全弾塑性モデル, ECCの圧縮モデルは Fafitis-Shah モデル, ECCの引張モデルは完全弾塑性モデル <sup>3)</sup> , ECCの引張降伏強度は材料試験結果による引張降伏強度の1/2倍
せん断 終局強度 cQsu 及び cQsu-ECC	せん断終局強度は, 同一強度の普通コンクリートとみなして終局強度指針せん断 A 法 <sup>4)</sup> (有効圧縮強度は 1.7 B <sup>-0.333</sup> )より RC 部材と同様に算定した計算値 cQsu, 及び, ECCのせん断補強効果を終局強度指針 A 法に累加した(1)式による計算値 cQsu-ECCの二通りを算定。 $cQsu - ECC = b \cdot jt(p_w \cdot \sigma_{wy} + \sigma_t) \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b \cdot D \cdot v \sigma_B / 2 \quad (1)$ $\beta = \left\{ \frac{1 + \cot^2 \phi}{p_w \cdot \sigma_{wy} + \cot^2 \phi \cdot \sigma_t} \right\} / v \sigma_B, \quad \tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$ σ <sub>t</sub> : ECCの引張強度(=σ <sub>ty</sub> /2と仮定), b, D, L: 部材幅・せい・クリアスパン, jt: 応力中心間距離, p <sub>w</sub> : 横補強筋比, σ <sub>wy</sub> : 横補強筋降伏強度, v: ECCの有効圧縮強度 v=1.7σ <sub>B</sub> <sup>-0.333</sup> , (p <sub>w</sub> ・σ <sub>wy</sub> +σ <sub>t</sub> )≤vσ <sub>B</sub> /2 なお, cotφ=1.0と仮定した。また, 塑性回転角に伴う圧縮強度等の低減はコンクリートと同様と仮定した。 なお, 塑性回転角 Rp=0.02として算定。

1/10rad.の載荷で危険断面の曲げひび割れが試験体を貫通し, せん断スリップ破壊の様相を呈したが, 顕著な強度低下は見られなかった。DB6も 1/25rad.の繰り返し載荷でせん断スリップ性状が観察されたが, 1/10rad.まで顕著な強度低下は観察されなかった。一方, DB5は 1/25rad.の繰り返し載荷時に加力ビームが面外方向に移動して偏心し, 端部のかぶり部分のECCが偏って圧壊し, 強度低下した。1/25rad.の載荷終了時で判断すると破壊性状は全試験体とも曲げ破壊と判断できる。

### 3.2 ひび割れ性状

各サイクルピーク時及び除荷時の最大せん断ひび割れ幅と部材変形角関係を図-6に示す。試験区間全域に微細なひび割れが多数発生し, 変形の増大に伴い危険断面近傍の曲げひび割れは拡大するものの, 最大せん断ひび割れ幅は 1/25rad.の載荷でも全試験体で 0.08mm程度と小さい。除荷後は最大でも 0.02mm以下と, ひび割

れがほぼ閉じることが観察され, ECCによりひび割れ幅の拡大は抑制されることが確認された。

### 3.3 等価粘性減衰定数

DB1, DB3, DB5, DB6, DBCにおける同一振幅2サイクル目の等価粘性減衰定数の推移を図-7に示す。等価粘性減衰定数は, 各試験体とも部材角の増大に伴い増大し, 1/50rad.時には小型ダンパで 15~20%程度, 大型ダンパで 12%程度となった。大型ダンパの定数が小型ダンパに比べて低いのは, 大型ダンパでは想定階高が小さいことから主筋のスタブ内への定着長さが短い事等が一因と考えられ, 今後の検討課題である。

## 4. 考察

### 4.1 復元力特性・履歴特性

図-8に復元力特性評価法の検討結果を示す。同図(a)は初期剛性について示す。初期剛性計算値は, 主筋を考慮した曲げ剛性とせん断剛性より算出した。ECCのヤング係数とポアソン比

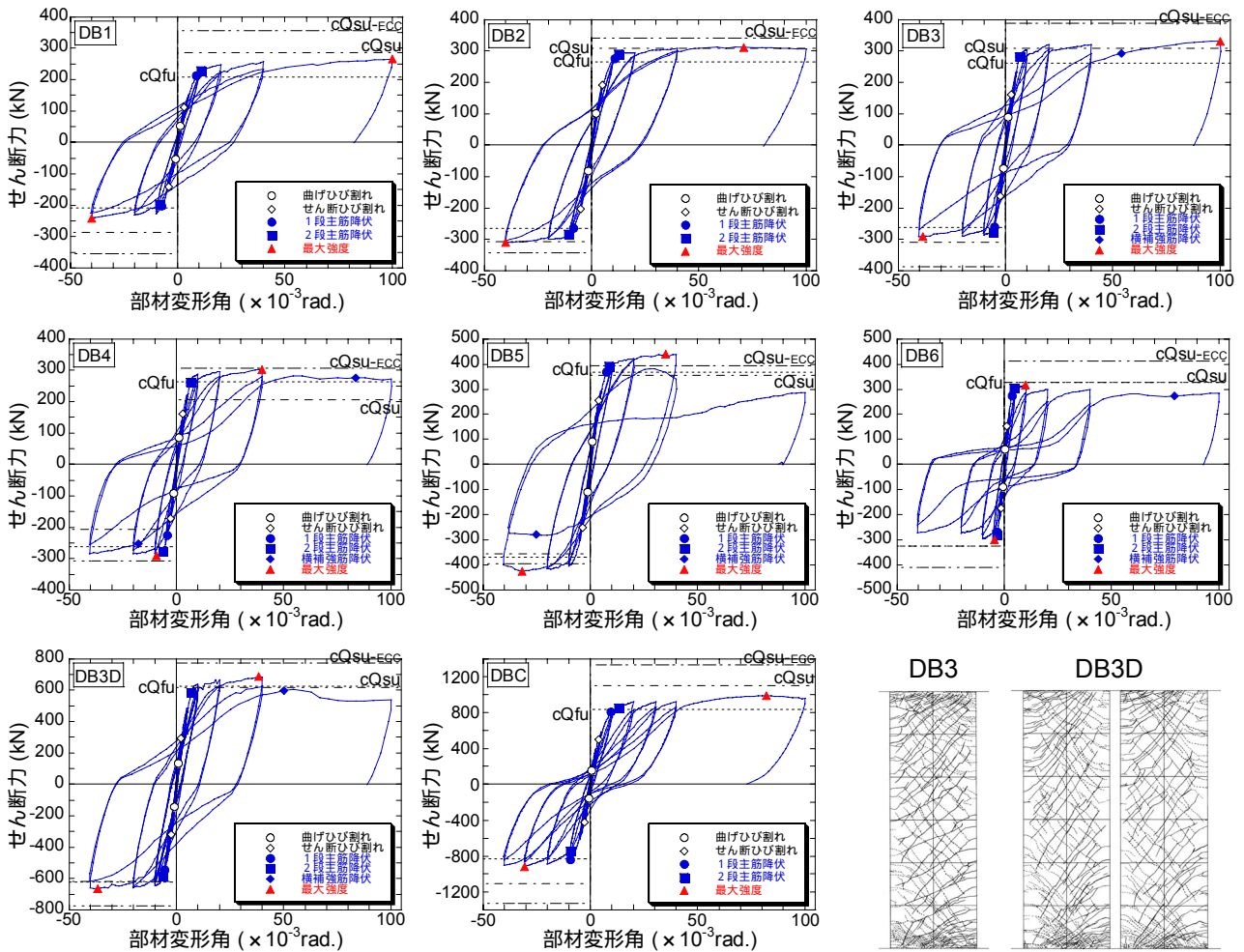


図 - 4 荷重 - 変形関係

図 - 5 ひび割れ状況(1/50rad.時)

は材料試験結果を用いた。初期剛性の実験値 / 計算値は平均値 0.77 で、計算値は、一般的な鉄筋コンクリート部材の場合と同様に、実験値をやや大きめに評価している。この原因として ECC の乾燥収縮ひび割れなどによる影響などが考えられる。

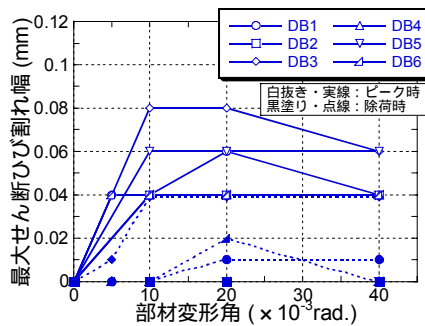


図 - 6 せん断ひび割れ幅の推移

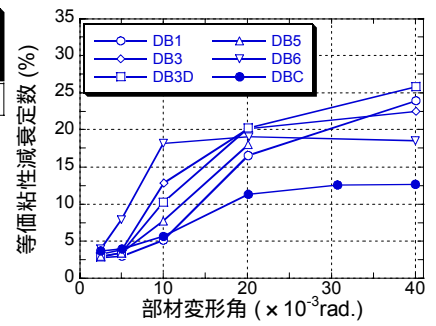


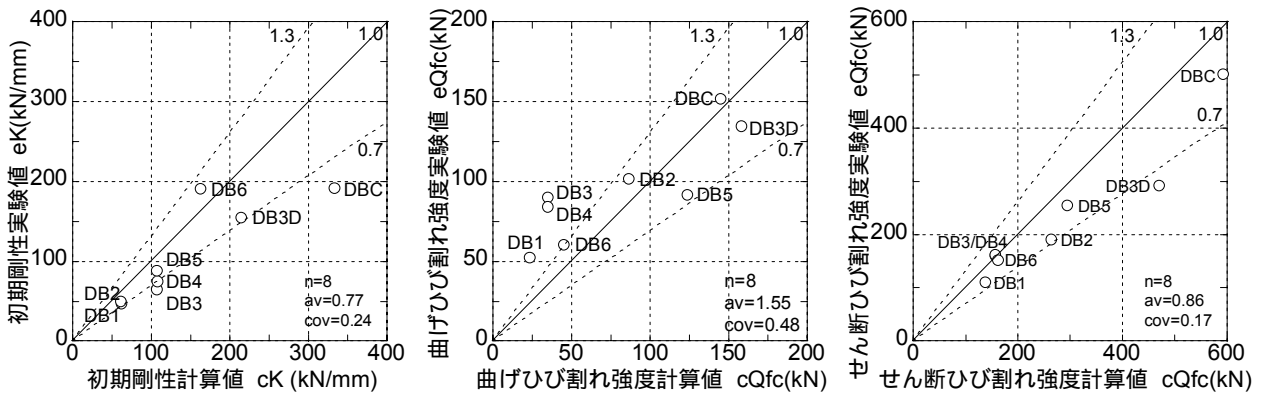
図 - 7 等価粘性減衰定数の推移

同図(b)は曲げひび割れ強度について示す。曲げひび割れ強度計算値は弾性論に基づいて算出し、引張強度には ECC の材料試験結果の降伏強度を用いた。曲げひび割れ強度実験値 / 計算値の平均値は 1.55 であり、実験値は計算値より高い傾向となったが、これは、ECC のひび割れが非常に微細であり、目視によるひび割れ発生確認が非常に困難であったためと考えられる。

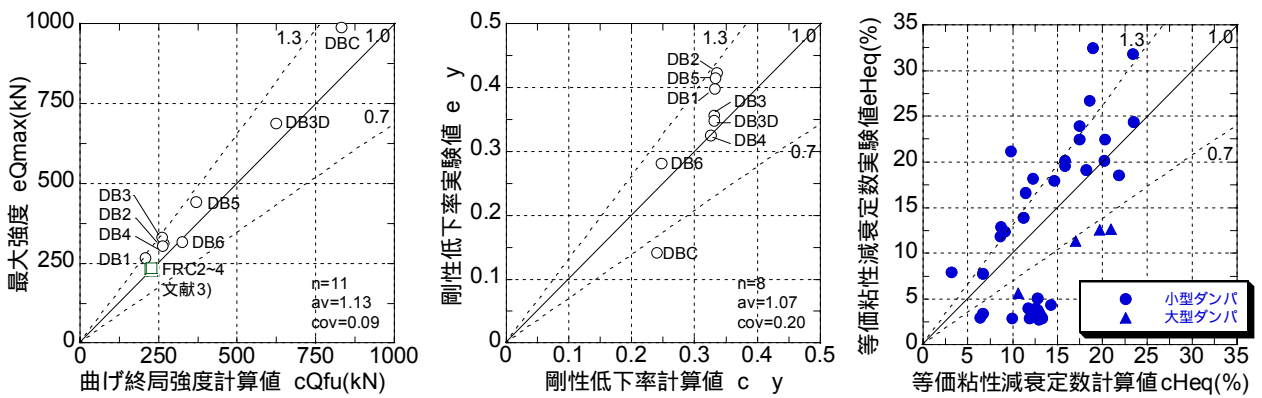
同図(c)はせん断ひび割れ強度について示す。

せん断ひび割れ計算値は主応力度式により算出した。引張強度は ECC の材料試験結果の降伏強度を用いた。せん断ひび割れ実験値 / 計算値は平均値 0.86 となり、計算値は実験値を若干高く評価している。せん断ひび割れは、曲げひび割れに比べて、目視による発生確認が容易であったため誤差が小さいと考えられる。

同図(d)は実験時最大強度と曲げ終局強度計算値の関係を示す。曲げ終局強度計算値は前述し



(a)初期剛性 (b)曲げひび割れ (c)せん断ひび割れ



(d)曲げ終局強度 (e)降伏時剛性低下率

図 - 10 等価粘性減衰定数の検討

図 - 8 復元力特性の検討

た ECC の引張応力負担を考慮した方法で求めたが、実験時最大強度 / 曲げ終局強度計算値は平均値 1.13, 変動係数 0.09 であり、計算値は実験値を安全側に精度良く評価できている。

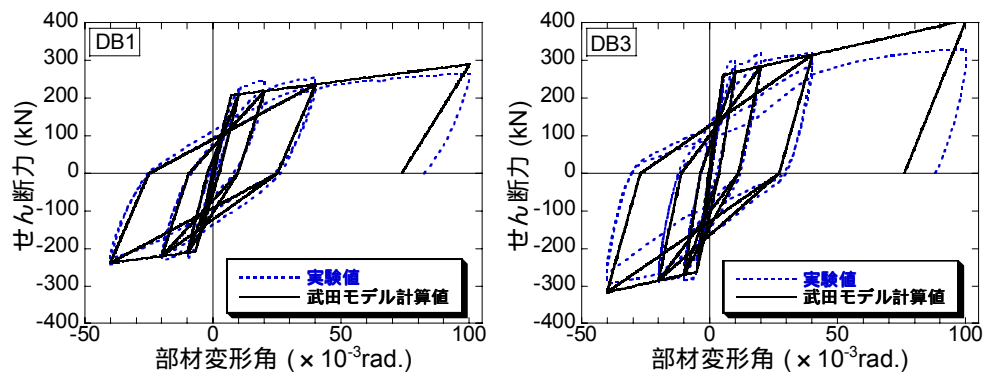


図 - 9 復元力特性と履歴性状例

同図(e)は降伏時剛性低下率について示す。降伏時剛性低下率実験値は、鉄筋を考慮しない曲げ剛性計算値に対する 1 段目引張主筋降伏時の割線剛性の比として算定し、計算値は日本建築学会刊行の RC 規準<sup>6)</sup>に示される降伏時剛性低下率  $y$  (菅野式) で算定した。降伏時剛性低下率の実験値 / 計算値は平均値 1.07 と概ね良い対応を示したが、菅野式は普通コンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材を対象にした評価式で

あり、予測精度は良好であったがより検討を進める必要がある。

図 - 9 に、上記復元力特性計算値と履歴則に武田モデル<sup>5)</sup> ( $\alpha=0.4$ ) を用いた場合の計算値と実験結果の比較例を示す。なお、降伏後剛性は初期剛性の 1% と仮定した。この図より、復元力特性及び履歴特性ともに計算結果は実験結果と概ね対応しているようであるが、1/25rad 以上の大変形では計算値が実験値の強度を上回る場合

がある。一方、図 - 10 に全試験体について、同一振幅2サイクル目の等価粘性減衰定数の実験値と武田モデルによる計算値の比較を示す。これより、変形が大きくなると小型ダンパの計算値は実験結果を安全側に評価する傾向がある

が、比較的精度良く評価できている。一方、大型ダンパの計算結果は実験結果より過大に評価する傾向にある。

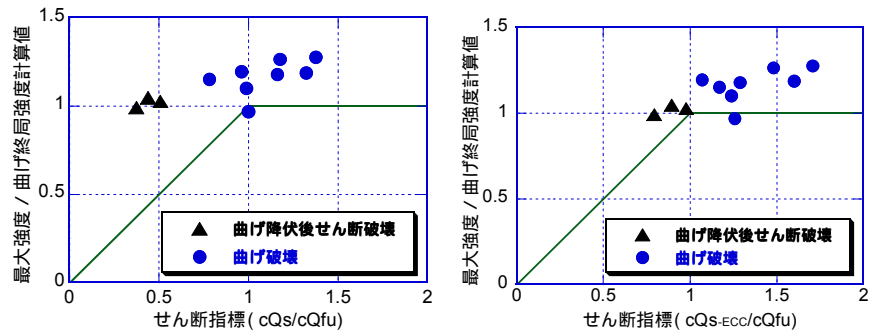
#### 4.2 破壊モード

図 - 11 に、せん断指標と（最大強度実験値 / 曲げ終局強度計算値）の関係を示す。RC 部材とみなして算定したせん断強度計算値は実験時の最大強度を下回る場合もあり、せん断指標が 0.8 以上であれば曲げ破壊に至っている。一方、ECC の特性を考慮したせん断強度計算値は全て実験時の最大強度を上回っており、せん断指標が 1.0 以上であれば、曲げ破壊に至っており、より実験結果と破壊モードが対応している。

#### 5. まとめ

高靱性繊維補強セメント複合材料を用いた曲げ降伏先行ダンパの実験を実施し、以下の結論を得た。

- (1) 部材角 1/25rad.の大変形時に至るまで最大強度を保持し、比較的紡錘形の荷重 - 変形関係が多く得られた。
- (2) ECC のマルチプルクラック効果により、ひび割れは多数発生するが、最大せん断ひび割れ幅は非常に小さく、ECC により個々のひび割れ幅の拡大は抑制される。
- (3) ECC の応力 - ひずみ関係をモデルに取り入れたファイバー解析により、ECC ダンパの曲げ強度を精度良く推定できる。
- (4) R/ECC ダンパの復元力特性・履歴特性の検討



(a) RC 部材と仮定したせん断強度の場合 (b) ECC を考慮したせん断強度の場合

図 - 11 せん断指標 - 最大強度 / 曲げ終局強度計算値関係

を行い、ECC の引張性能を考慮した曲げ終局強度を用いた復元力特性と武田モデルによる履歴特性により、大変形までの等価粘性減衰定数を含めて評価可能であった。ただし、大型ダンパでは等価粘性減衰定数計算値は実験値より高く、より検討を進める必要がある。

- (5) ECC を考慮したせん断強度を用いたせん断指標を 1.0 以上とすれば曲げ破壊型となる。

#### 参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：高靱性セメント複合材料を知る・作る・使う 高靱性セメント複合材料の性能評価と構造利用研究委員会報告書，2002
- 2) 閑田徹志：高靱性繊維補強セメント材料の設計技術の現状，コンクリート工学，Vol.38，No.6，pp.9-16，2000
- 3) 高稲宜和，永井覚ほか：高靱性繊維補強セメント複合材料を用いた梁部材の曲げせん断性状（その1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造，pp.311-316，2001
- 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，1990．
- 5) Takeda, T., et al : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proceedings ASCE, ST12, pp.2557-2573, Dec.1970
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999