論文　PVA 繊維補強した建設汚泥骨材コンクリート梁部材の構造性能

加藤隆史[*1]・八十島章[*2]・木山邦宏[*3]・荒木秀夫[*4]

要旨：産業廃棄物の再資源化率向上を目指し，建設汚泥の固化物を骨材とした繊維補強コンクリートの力学的性質を圧縮試験，曲げ試験，一軸引張試験，乾燥収縮試験により把握した。また，構造部材への適用を目的とし，PVA 繊維補強した建設汚泥骨材コンクリートを用いた RC 梁部材の逆対称せん断実験を行った。実験の結果，PVA 繊維の体積混入率が増加するにともない，せん断耐力の上昇，ひび割れ本数の増加，ひび割れ幅の抑制が確認され，繊維混入による効果を把握した。また，梁のせん断耐力時に繊維が負担する引張応力は，一軸引張性状における初期ひび割れ後の引張応力に対応することを示した。

キーワード：建設汚泥，骨材，繊維，引張強度，せん断強度

1. はじめに

建設副産物としての建設汚泥は全発生量の 10%と決して少なくない量であり，そのリサイクル率は 69%とコンクリート塊等に比べあまり高くないのが現状である [1)]。現在，固化した建設汚泥は埋め戻しや裏込め材などの土質材料として再利用されているが，再資源化率が伸び悩んでいる。建設汚泥を固化したものをコンクリート用の建築材料として利用することで資源化率の飛躍的拡大，砕石等の天然資源採取の低減につながり，環境問題や循環型社会などに貢献できると考えられる。

筆者らは，建設汚泥の固化物を骨材として利用した建設汚泥骨材コンクリートの材料試験を行い，割裂引張強度が普通コンクリートより若干低下すること，また，構造部材への利用を目的として柱部材実験を行い，既往の普通コンクリートに対する算定式で評価が可能であることを示した [2)]。本研究では，さらなる有効利用の可能性を追求し，建設汚泥骨材コンクリートに PVA 繊維を混入した繊維補強建設汚泥骨材コンクリートを開発し，建設汚泥骨材コンクリートの引張強度低下の改善を試みる。まず，PVA 繊維を混入した繊維補強建設汚泥骨材コンクリートの力学特性を材料試験により把握し，さらに，構造部材への適応を目指した梁部材実験を行い，繊維補強による効果を検討する。

2 実験概要

2.1 使用材料および調合計画

使用した PVA 繊維の力学特性を**表－1** に，調合計画を**表－2** に示す。普通コンクリートとして設計基準強度 30N/mm^2，スランプ値 18cm で設計し，文献 2）に示される物性の建設汚泥骨材により粗骨材を容積比 100%の割合で置換した調合計画を行った。水，セメント，細骨材，砕石と汚泥骨材を加えた粗骨材の絶対容積を一定としている。また，変動因子は繊維の混入率である。

2.2 力学特性

(1) 圧縮性状

材齢 28 日の φ100×200mm シリンダーによる各混入率ごとの 3 本の圧縮試験結果の平均値を**表－3** に，圧縮応力－歪関係を**図－1** に示す。圧縮強度は繊維混入率による差はほぼないが，最大応力以降の応力軟化域において，繊維混入により応力低下率が小さくなっている。また，全試験体とも目標圧縮強度に達しなかったのは，置換した建設汚泥骨材に起因するものであると考えられる。

表－1　使用繊維

繊維名	繊維長さ (mm)	繊維径 (mm)	引張強度 (MPa)	破断伸び (%)	引張弾性率 (GPa)
RF4000	30	0.66	880	7	28

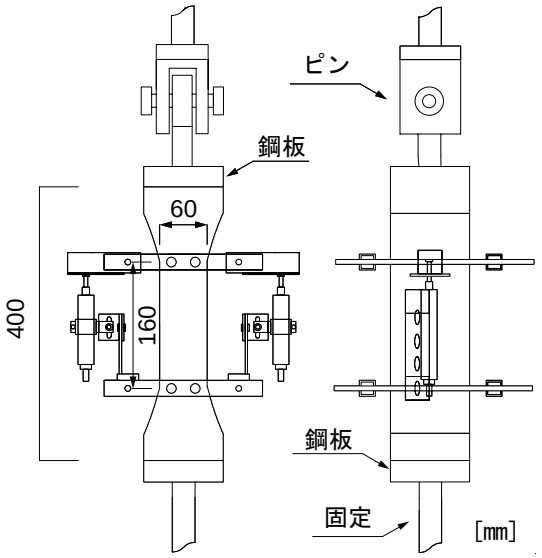
表－2　調合計画

呼び名	繊維混入率 (%)	細骨材率 (%)	単位質量(kg/m^3)					
			水	セメント	砂骨材	汚泥骨材	繊維	混和剤
EBL-00	0.0	60	190	365	1083	566	0	2.192
EBL-10	1.0				1067	558	13	3.654
EBL-15	1.5				1059	555	20	2.192

*1 広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻 大学院生　（正会員）
*2 広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻 助教　博士（工学）（正会員）
*3（株）熊野技建　研究開発部　汚泥再資源グループリーダー
*4 広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻 准教授　工博（正会員）

(2) 一軸引張性状

試験体は 100×100×400mm の角柱供試体の鋼製型枠の内側にくびれ部用の木製板を固定して作製した[3)]。試験体形状を**図－2** に示す。試験体上下にエポキシ樹脂系接着剤で鋼板を固定させ，端部支持条件をピン－固定とし載荷した。検長区間は中央の 160mm で 2 つの変位計を用いて計測した。また，引張応力－引張歪関係を**図－3** に示す。



図－2　引張試験体

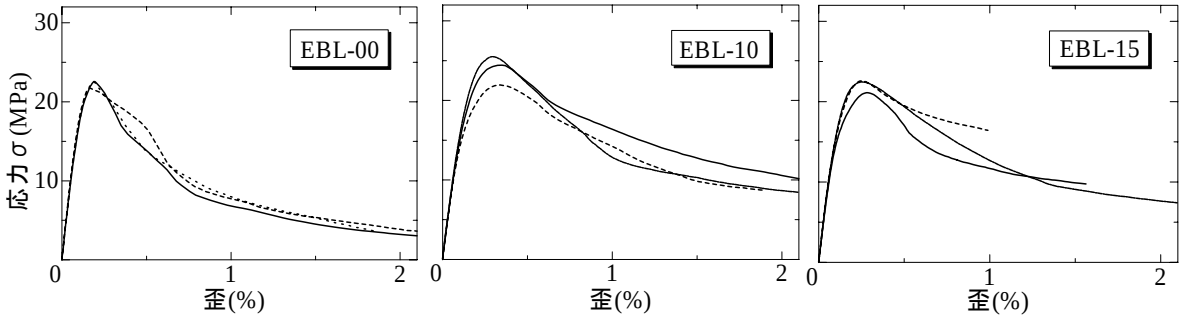
すべての試験体において，初期ひび割れが発生と共に最大引張応力に達し，その後に応力低下して破壊に至った。繊維を混入していない試験体では初期ひび割れの直後に応力が 0 になったが，繊維を混入した試験体では PVA 繊維の架橋効果により初期ひび割れ直後の応力が 0 にならず，ある程度の引張応力（以降，有効引張強度）を引張歪 1%程度まで維持し，その後に引張歪 4%まで短繊維の破断や抜出しにより徐々に応力低下した。また，繊維混入率の上昇に伴い，有効引張強度が上昇している。

(3) 曲げ性状

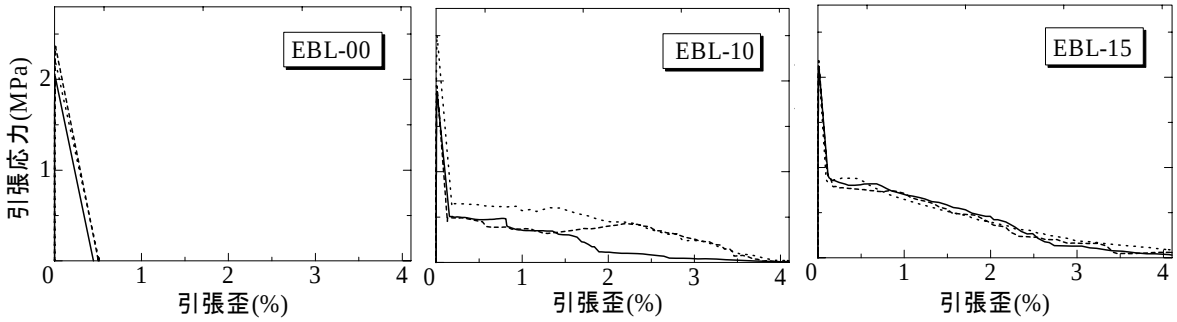
曲げ試験は**図－4** に示すように，100×100×400mm の角柱供試体を用いた 3 等分点曲げ載荷を行った。供試体表側には曲率計測用として純曲げ区間の上下 2 点のひずみをパイ型変位計を用いて計測し，供試体裏側では純曲げ区間 3 点のたわみを変位計により計測した[3)]。ただし，EBL-00 は初期ひび割れと同時に脆性的な破壊を起こすため，曲率計測用のパイ型変位計は取り付けていない。曲げ試験結果一覧を**表－4** に，荷重－たわみ関係を**図－5** に示す。なお，同図中には初期ひび割れ点を○で示し，たわみは純曲げ区間に設置された 3 本の変位計の平均値

表－3　圧縮試験および一軸引張試験の結果

呼び名	圧縮強度	弾性係数	圧縮強度時歪	最大引張応力		有効引張強度	
	σ_B (MPa)	E_C (GPa)	ε_m (%)	応力 (MPa)	歪 (%)	応力 (MPa)	歪 (%)
EBL-00	22.3	19.6	0.19	2.20	0.0073	－	－
EBL-10	24.0	16.2	0.34	2.11	0.023	0.53	0.16
EBL-15	22.1	17.8	0.27	2.17	0.0096	1.08	0.084

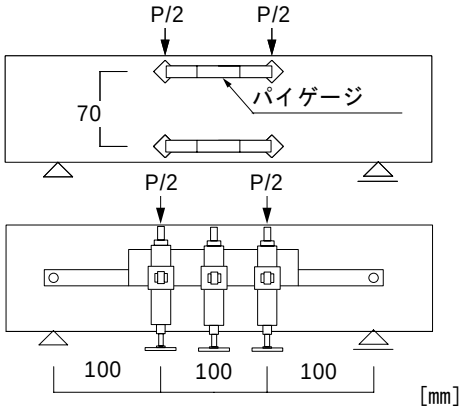


図－1　圧縮応力－歪関係



図－3　引張応力－歪関係

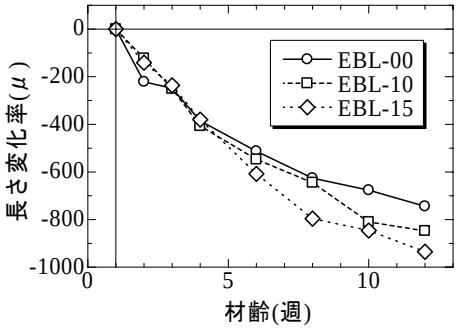
である。繊維混入率の増大に伴い，初期ひび割れ時の荷重と最大荷重の増加が見られる。繊維を混入していないEBL-00 は初期ひび割れが生じると同時に最大荷重に達し，その後急激に荷重低下を起こした。一方，繊維を混入させたEBL-10とEBL-15は初期ひび割れ発生時に若干荷重の低下を起こすが，その後ひび割れ幅を増大させつつ徐々に荷重が低下して破壊に至った。繊維混入率が多いほど初期ひび割れ時曲げモーメント，最大曲げモーメント，最大時の曲率が大きく，繊維が引張応力を負担することによりひび割れ幅の拡大を遅らせていることがわかる。



図－4　曲げ試験体

(4) 乾燥収縮

長さ変化率と材齢の関係を**図－6** に示す。試験体は 100×100×400mm の角柱試験体を用い，JIS A 1129[4)]に準拠して乾燥収縮試験を行った。繊維混入率が増加するにつれて，乾燥収縮量が若干増大しており，繊維混入による収縮低減効果はあまり期待できないことが推測される。また，材齢が進むにつれ，乾燥収縮の割合が減少していることが確認できる。



図－6　長さ変化率－材齢関係

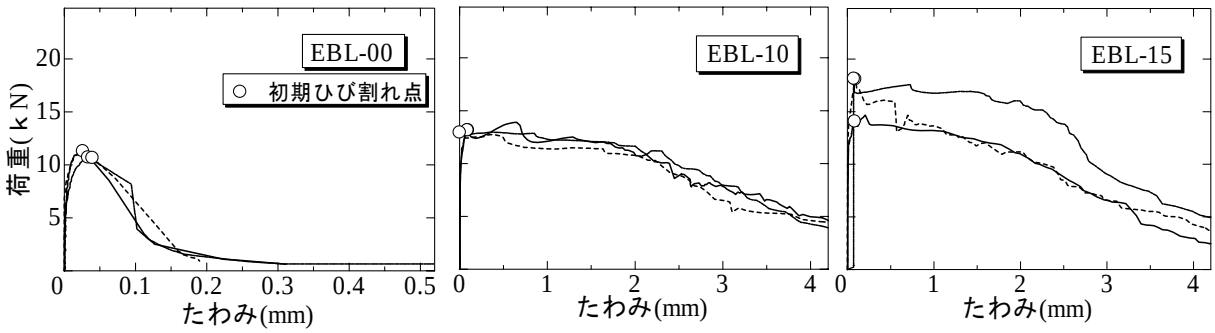
2.3 梁試験体・加力計測方法

建設汚泥骨材コンクリートを構造部材に有効利用するために，梁試験体による加力実験を行い，せん断性状を検討した。試験体の諸元を**表－5** に，試験体形状および配筋を**図－7** に，全体変形計測位置を**図－8** に，局所変形計測位置を**図－9** に示す。試験体は計 3 体で，断面 180×280mm，内法スパン 840mm でせん断スパン比 1.5 である。主筋に SD390 の異形鉄筋を用い，配筋を 6-D13 とし，肋筋には SD295 の異形鉄筋 D6 を用いて 150mm 間隔で配筋してせん断補強筋比を 0.2%とした。なお，付着破壊を防止するためにφ5 を 175mm 間隔で配置し，せん断破壊先行型とした。変動因子は繊維混入量である。使用した鉄筋の引張試験結果を**表－6** に示す。

加力は大野式の逆対称曲げモーメントとし，繊維無混入の試験体は繊維混入させた試験体との最大耐力等の比較のためデータを容易に得やすい一方向単調載荷とし，

表－4　曲げ試験結果

呼び名	初期ひび割れ時				最大荷重時			
	荷重 (kN)	たわみ (mm)	曲げモーメント (kNm)	曲率 (μ/mm)	荷重 (kN)	たわみ (mm)	曲げモーメント (kNm)	曲率 (μ/mm)
EBL-00	10.9	0.025	0.55	－	11.8	0.03	0.55	－
EBL-10	13.1	0.087	0.66	16.9	13.4	0.24	0.67	51.8
EBL-15	16.8	0.082	0.84	16.3	17.0	0.40	0.85	67.8



図－5　荷重－たわみ関係

繊維混入させた試験体は正負交番繰返し載荷とした。計測項目は，荷重値，両スタブ間の相対変位，軸方向変形，局部変形，せん断変形，主筋ひずみおよび肋筋ひずみである。

3 実験結果および検討

3.1 破壊性状および荷重変形関係

各試験体の実験結果一覧を**表－7** に，最終破壊状況を**図－10** に示し，せん断力－部材関係を**図－11** に示す。図中には曲げひび割れ発生時，せん断ひび割れ発生時，最大耐力時，限界変形時を示した。

全ての試験体において，部材角 1/400rad 程度までに曲げひび割れ，部材角 1/100rad 程度までにせん断ひび割れが生じ，その後，せん断ひび割れが拡大しながら耐力低下を起こし，最終的にせん断引張破壊した。繊維の混入により最大荷重が増大しており，繊維の補強効果が発揮されている。また，繊維を混入した試験体は，最大荷重時のひび割れ幅が繊維を混入していない試験体より小さく，繊維混入率が多い試験体ほどひび割れ幅の抑制効果が確認された。さらに，繊維混入率が増大するに伴い，ひび割れの本数が多くなり，繊維によるひび割れの分散効果も確認された。

表－6　鉄筋の引張試験結果

鉄筋種類	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	降伏歪 (%)
D13	497	185	0.35
D6	425	181	0.26

3.2 肋筋の歪分布

各試験体の肋筋の歪分布を**図－12** に示す。横軸は肋筋の位置を示し，図中には引張試験から得られた肋筋の降伏歪を破線で示す。なお，歪値は正側載荷の結果を各部材角ごとに示している。

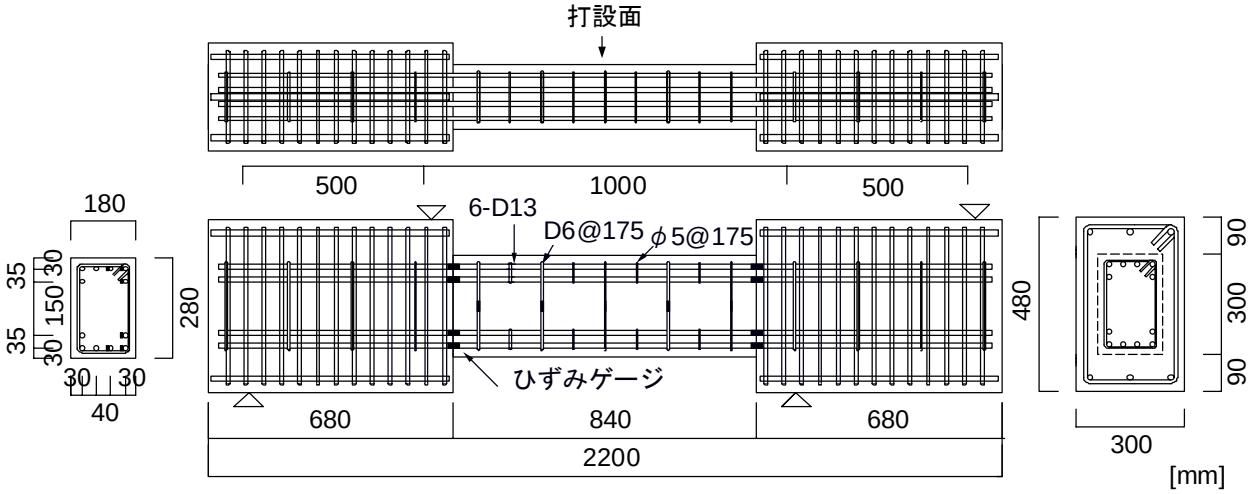
EBL-00 は，部材角が大きくなるにつれて肋筋の歪が上昇し，1/100rad では圧縮縁から 600mm の位置でせん断ひび割れ幅が拡大し，肋筋が降伏した。

EBL-10 は，1/200rad で圧縮縁から 245mm の位置でせん断ひび割れを生じて肋筋が降伏し，1/50rad でせん断ひび割れが急激に拡大すると共に肋筋の歪が増大している。

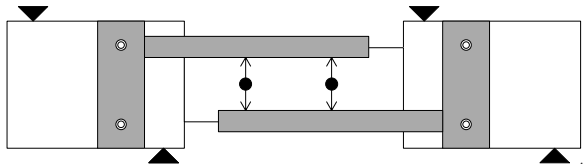
EBL-15 は，他の 2 体とは異なり，1/100rad でせん断ひび割れが生じたが，肋筋の降伏には至らなかった。その後，1/50rad で圧縮縁から 70mm および 600mm の位置でせん断ひび割れが拡大して肋筋が降伏し，1/33rad で圧縮縁から 400mm の位置でせん断ひび割れ幅が拡大して肋筋の歪が大きくなった。

表－5　梁試験体の諸元

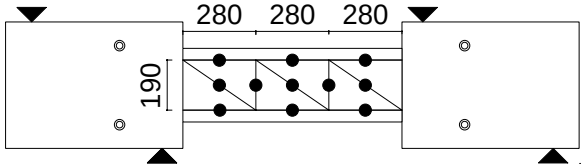
試験体名	繊維混入率 (%)	断面 $b\times D$ (mm)	設計基準強度 (MPa)	主筋		せん断補強筋	
				配筋	強度	配筋	p_w (%)
EBL-00	0.0	180×280	30	6-D13	SD390	2-D6@150	0.20
EBL-10	1.0						
EBL-15	1.5						



図－7　梁試験体配筋



図－8　全体変形計測位置



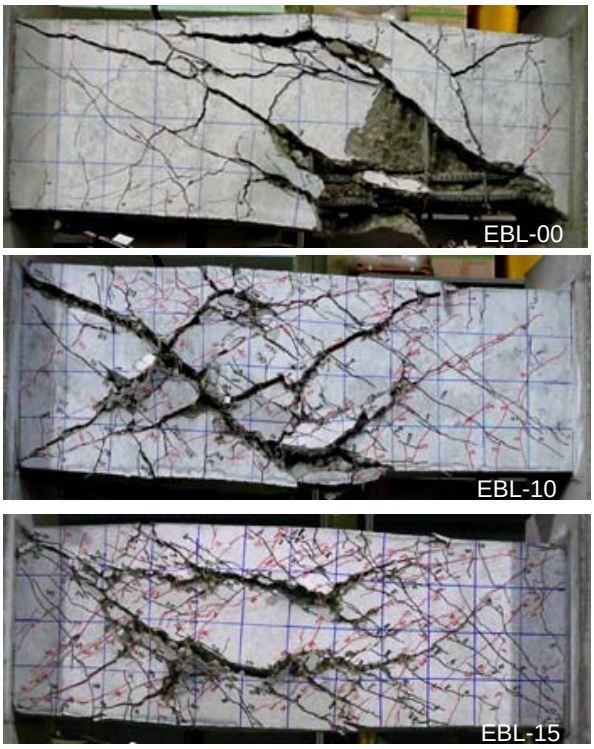
●：変位計

図－9　局所変形計測位置

3.3 全体変形に対する曲げ変形とせん断変形の割合

各試験体の正側載荷時における全体変形に対する曲げ変形とせん断変形の割合を**図－13** に示す。部材角 0rad では曲げおよびせん断変形を弾性変形として求め，その和を全体変形とした。また，部材角 1/400rad 以降では**図－8** の計測位置より全体変形を算出し，**図－9** の計測位置により曲げ変形とせん断変形を算出した。なお，抜出しによる変形は曲げ変形としている。

全試験体において，せん断変形の割合が曲げ変形より多くなっており，せん断破壊したことが確認できる。また，繊維混入率が増大するにつれ，全体変形に対するせん断変形の割合が少なくなっており，繊維による補強効果が確認できる。EBL-00 および EBL-10 は，部材角 1/100rad 前後からせん断変形の割合が 80%程度でほぼ一定となっており，せん断ひび割れが発生すると同時にせん断破壊に移行している。一方，EBL-15 は，せん断ひび割れの発生後の部材角 1/100rad からせん断変形の割合が徐々に低下しており，ひび割れ分散効果やひび割れ幅の抑制により急激なせん断破壊への移行を抑えられていることがうかがえる。

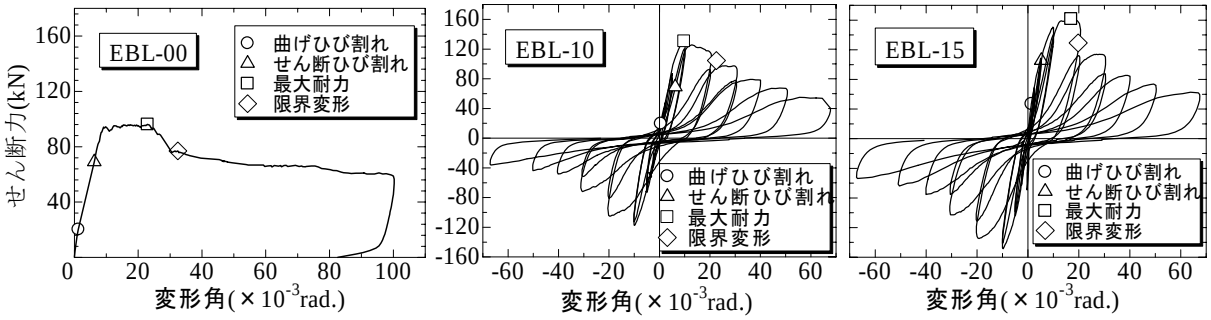


図－10　最終破壊状況

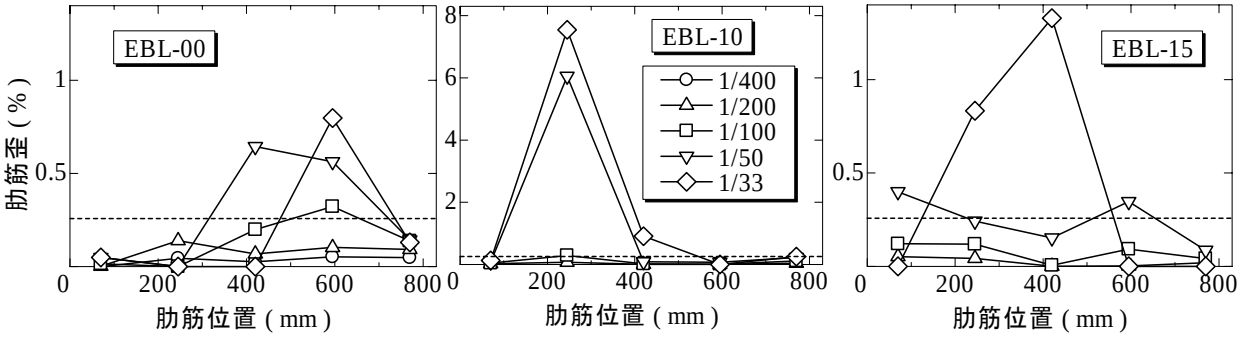
表－7　実験結果一覧

試験体名	曲げひび割れ強度 (kN)	せん断ひび割れ強度 (kN)	最大荷重 (kN)	最大荷重時部材角 (10^{-3}rad)	限界変形角* (10^{-3}rad)
EBL-00	20.3	62.8	96.2	23.0	32.5
EBL-10	19.8	73.0	130.7	9.76	22.6
EBL-15	47.0	105.7	161.6	16.9	19.7

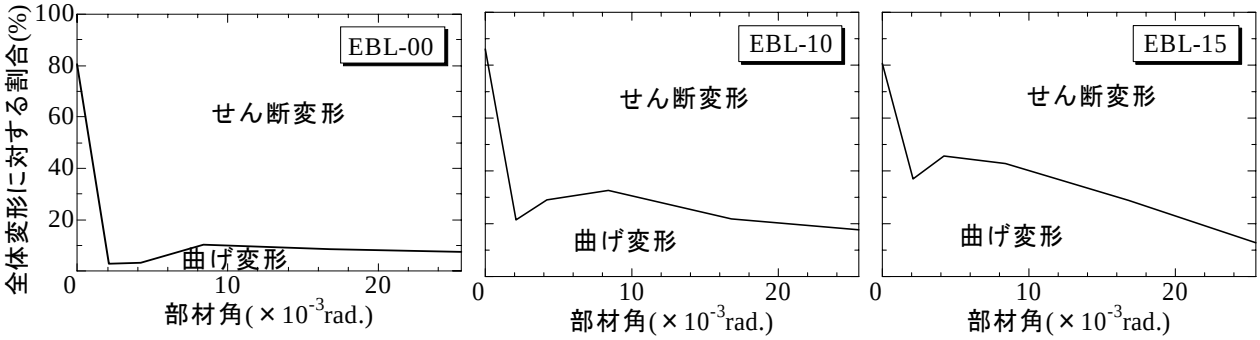
* せん断力が最大荷重の 80%に低下した時の部材角



図－11　せん断力－部材角関係



図－12　肋筋歪－肋筋位置関係



図－13　全体変形に対する各変形の割合

表－8　せん断強度の実験値と計算値の比較

試験体名	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値 ／計算値	実験値と計算値の差 (kN)	繊維の負担引張強度 (MPa)	有効引張強度 (MPa)
EBL-00	96	96	1.00	0	－	－
EBL-10	131	97	1.35	34	0.48	0.53
EBL-15	162	96	1.69	66	0.93	1.08

3.4 せん断強度の検討

せん断強度の実験値と計算値の比較を**表－8** に示す。せん断強度の計算値は日本建築学会終局強度型指針A法[5)]を用いて算出した。EBL-00 は実験値と計算値が精度よく対応しているが，EBL-10 および EBL-15 については，実験値が繊維の補強効果で計算値より大きくなっている。そこで，実験値と計算値の差が繊維による負担せん断力と考えられるため，繊維の引張強度がせん断補強筋と同様にトラス機構として働くと仮定して，繊維が負担する引張強度を算出した。なお，トラスの角度は繊維の混入により変動しないとし，26.6 度（$\cot\phi = 2$）として計算した。繊維の負担引張強度は EBL-10 で 0.48MPa，EBL-15 で 0.93 となり，一軸引張性状における初期ひび割れ後の引張応力である有効引張強度とよい対応を示している。そのため，有効引張強度を適切に評価することにより，梁部材のせん断強度評価が可能であると考えられる。

今後，曲げ性状と一軸引張性状から有効引張強度を評価し，せん断耐力評価算定式を検討する予定である。

4. まとめ

建設汚泥骨材の有効利用を目指し，PVA 繊維を混入させた短繊維補強建設汚泥骨材コンクリートの圧縮試験，曲げ試験，一軸引張試験，乾燥収縮試験，梁部材実験を行い，実験の結果として以下の知見を得た。

(1) 圧縮強度は繊維混入による違いはないが，最大応力以降の応力軟化域において，繊維混入の効果により応力低下率が小さくなった。

(2) 引張性状では，繊維の架橋効果により初期ひび割れ直後の応力が 0 にならずある程度の引張応力を負担した。

(3) 曲げ性状では，繊維混入率が多いほど最大曲げモーメントおよびその時のたわみが大きくなった。

(4) 梁部材のせん断性状において，繊維混入によりひび割れ幅の抑制とひび割れ分散効果に有効であった。

(5) 梁部材のせん断強度は，繊維混入率が増大するほど上昇し，繊維の負担引張強度は一軸引張性状における初期ひび割れ後の引張応力とよい対応を示した。

謝辞

本研究は NPO 法人広島循環型社会推進機構からの援助を受けて実施したものである。また，実験にあたっては広島大学耐震工学研究室大学院生，学生諸氏および中津紀幸氏の協力を得た。ここに記して謝意を表する。

参考文献

1) 平成 14 年度建設副産物実態調査結果，国土交通省総合政策局

2) 中津紀幸，八十島章，荒木秀夫，木山邦宏：建設汚泥骨材のコンクリートへの有効利用に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.1735～1740，2007.7

3) 清水克将，金久保利之，閑田徹志，永井　覚：HPFRCC の一軸引張および曲げ性状に及ぼす打設方向の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.281～286，2003.7

4) 日本規格協会：JIS ハンドブック⑨建築Ⅱ 試験・設備 2007，pp.377～pp.379，2007.1

5) 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，1990.11