

# DFRCC 補強した RC 柱の正負交番載荷時におけるせん断補強効果に関する研究

## STUDY ON SHEAR STRENGTHENING EFFECT OF RC COLUMNS STRENGTHENED BY DFRCC UNDER CYCLIC LOADING

構造及びコンクリート工学分野 公文 裕之  
 Structure and Concrete Engineering Hiroyuki KUMON

DFRCC は補修・補強材料として高い適応性を期待できる。本研究室では、これまでに DFRCC 補強した RC 梁一方方向漸増載荷時のせん断補強効果を明らかにし、耐力算定式を提案している。本研究では、正負交番載荷時のせん断耐力低下特性を把握するため、DFRCC 補強した RC 柱の正負交番載荷試験を行った。その結果、3 段階で耐力低下が生じる概念を提案した。また、本実験においては設計時の耐力低減係数を 0.6 とすることで破壊形式を判定できることを示した。

DFRCC (Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composite) is known as a capable repair and also reinforcing material for RC members. In this lab, revealed the shear strengthening effect and proposed the strength calculation formula of RC beams by DFRCC under monotonic loading. In this study, to grasp the shear strength decline characteristic, cyclic loading test of RC columns by DFRCC was carried out. As a result, the concept that strength decline forms at 3 stages was proposed, and fracture pattern can be judged by making the strength decline coefficient when designing, 0.6 was indicated.

### 1. はじめに

高靱性繊維補強セメント複合材料：DFRCC<sup>1)</sup>は、繊維の架橋効果により優れた引張抵抗や複数微細ひび割れによるひび割れ幅の低減効果があり、補修・補強材料として高い適応性が期待できる。そこで、本研究室では DFRCC 補強した RC 梁の一方方向漸増載荷時におけるせん断補強に関する検討を行った(例えば 2),3)。結果、図-1 及び図-2 に示すせん断補強効果、すなわちトラス効果( $V_T$ ) および骨材かみ合わせ効果( $V_W$ )を明らかにし、式(1)に示す耐力算定式を提案した。

$$V_{u0} = V_C + V_S + V_T + V_W \quad (1)$$

ここで、 $V_{u0}$ ：DFRCC 補強後のせん断耐力 (kN)，

$V_C$ ：コンクリートの負担せん断耐力 (kN)，

$V_S$ ：せん断補強筋の負担せん断耐力 (kN)，

$V_T$ ：ウェブ補強による引張抵抗増分 (kN)，

$V_W$ ：ウェブ補強によるせん断耐力増分 (kN)，

詳細は文献 3)を参照して頂きたい。

しかし、実構造物では地震時のような正負交番荷重が作用する。図-3 はせん断耐力低下の概念図であるが、一般的な RC 単柱の場合、正負交番載荷によって  $V_C$  が低下し、曲げ破壊先行型で設計された部材でもせん断破壊が起こりうる<sup>4),5)</sup>。そのため、設計を行う際には  $V_C$  に対して低減係数を考慮することで正負交番載荷時のせん断耐力を算出している。ただし、DFRCC 補強時の正負

交番載荷に関する知見は少なく、耐力低下に関する挙動は明らかになっていないのが現状である。そこで、本研究では DFRCC 補強した RC 柱の正負交番載荷実験を行い、せん断耐力低下特性を検討するに、設計時の耐力低減係数の扱いについて提案することを目的とする。

### 2. DFRCC とその他の補強方法による比較

#### 2.1 実験概要

図-4 に作製した供試体概要、表-1 に供試体諸元を示す。曲げ損傷後のせん断破壊を生じさせるため、補強した際のせん断余裕度(せん断耐力/曲げ耐力)が 1.2 程度となるように供試体寸法を決定した。実験変数は補強方法とし、合計 4 体の試験を行った。基準となる供試体

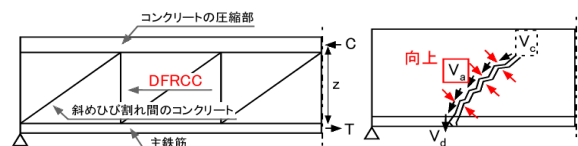


図-1 トラス効果 図-2 骨材かみ合わせ効果

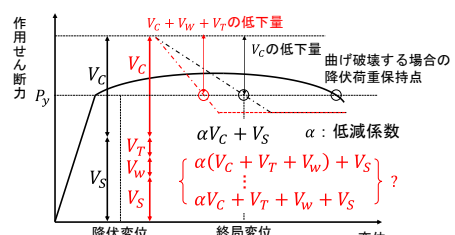


図-3 せん断耐力低下の概念図

C300に対してモルタル及びDFRCCを側面全域に15mmずつ増厚補強したC300M30及びC300D30を作製し、補強効果や繊維の引張特性を検討する。またC300D30と同程度のせん断耐力となるよう帯鉄筋間隔を半分にしたC300Sを作製し、DFRCCと帯鉄筋の補強特性を比較する。コンクリートには「24-12-20H」のレディーミクストコンクリートを使用した。モルタルとDFRCCの配合は繊維を除いて同様であり、混入繊維にはPVAを使用した。DFRCCの配合は、水結合材比：40%、繊維混入率：1.5%、細骨材率：50%、FA置換率：30%、SP混入率：1%、SR混入率：1%である。表-2に使用材料の材料特性を示す。荷重方法は図-5に示すように、供試体を水平に設置し、500kNアクチュエータに回転可能な治具を取り付け上下に荷重を与えた。降伏まで荷重制御、降伏以降は変位制御で繰返し回数1回の正負交番荷重を行った。計測項目は荷重点変位、主鉄筋ひずみ、帯鉄筋ひずみであり、計測位置は図-4に示す通りである。

## 2.2 実験結果

荷重-荷重点変位履歴曲線を図-6に、結果一覧を表-3に示す。計測の不備があったため、ここで示す変位はフーチング等の変位も含んだものである。C300、C300M30は弾性的な挙動を示し、主鉄筋降伏後、最大荷重時に柱基部から荷重点にかけて斜めひび割れの進展により急激に荷重が低下しせん断破壊となった。一方、C300D30とC300Sは、主鉄筋降伏以前は弾性的な挙動、降伏以

降は紡錘型の挙動を示し、繰返しに伴い柱基部に圧壊のような曲げ破壊の傾向を示していたが、斜めひび割れの進展により荷重が低下し、曲げ損傷後のせん断破壊となった。同一断面であるC300M30及びC300D30より、モルタルのような脆性材料に補強効果は無く、DFRCCの繊維が架橋効果を発揮し、変形性能を向上させることを確認した。また、C300D30とC300Sは類似した履歴挙動であり、側面補強のみでも帯鉄筋と同程度の靱性を向上させることがわかった。ここで、RC単柱の設計における耐力低下に関して再確認すると、低下を考慮するのは $V_c$ のみであり $V_s$ は低下しない。そのため、C300Sがせん断破壊したのは繰返しにより $V_c$ が低下したためである。C300D30において、図-3に示すように $V_T \cdot V_W$ が $V_c$ と同様に耐力低下が生じると仮定すればC300Sに対して小さい変位でせん断破壊に至ることが予想される。しかし、図-6よりC300D30とC300Sが同程度の変位でせん断破壊が生じていることから、 $V_c$ の低下によって破壊に至ったと考えられ、 $V_W \cdot V_T$ の低下は $V_c$ の後に生じる可能性が示唆された。そこで、DFRCC補強方法を変えてさらに耐力低下特性を検討する。

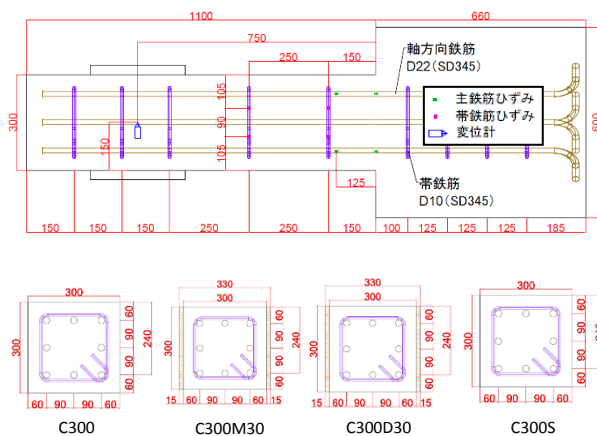


図-4 供試体概要及び計測項目

表-1 供試体諸元

名称	引張鉄筋比 %	帯鉄筋体積比 %	せん断スパン比 a/d	曲げ耐力 $P_y$ kN	せん断耐力 $V_u$ kN	$V_u/P_y$
C300	1.6	0.57	3.13	141.3	134.8	0.95
C300M30				141.7	140.4	0.99
C300D30				146.0	175.4	1.20
C300S				142.4	183.6	1.29

表-2 使用材料の力学特性

セメント系	圧縮強度 $N/mm^2$	弾性係数 $kN/mm^2$	引張強度 $N/mm^2$	ポアゾン比
コンクリート	45.2	28.7	2.81	0.20
モルタル	53.2	19.7	1.60	0.22
DFRCC	44.9	15.4	3.93	0.27
鋼材		降伏強度 $N/mm^2$	弾性係数 $kN/mm^2$	引張強度 $N/mm^2$
帯鉄筋D10(SD345)		409.9	195.8	569.2
軸方向鉄筋D22(SD345)		393.5	196.1	586.2

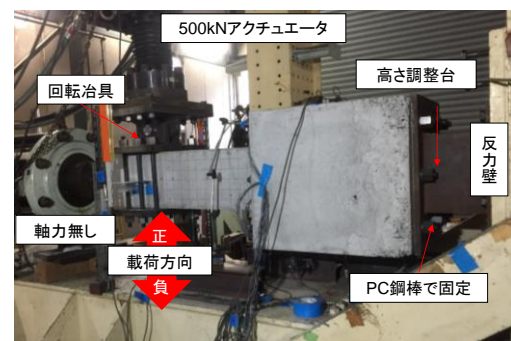


図-5 試験状況

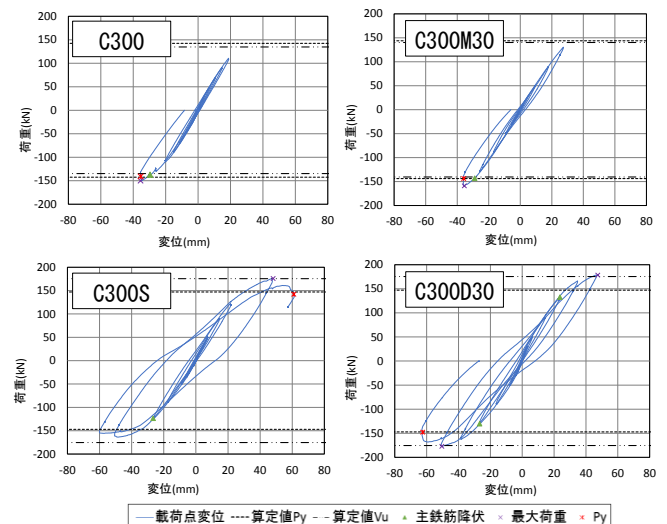


図-6 荷重-荷重点変位履歴曲線

表-3 実験結果一覧

名称	実験最大 $P_{max}$ kN	靱性率 $\delta_u/\delta_y$	破壊形式	降伏後繰返し回数
C300	-150.0	-	せん断破壊	1
C300M30	-158.9	-	せん断破壊	1
C300D30	-177.0	-	曲げ損傷後のせん断破壊	3
C300S	176.0	-	曲げ損傷後のせん断破壊	4

### 3. DFRCCの補強方法による比較

2章では $V_c$ が先行して低下する可能性を示した。そこで、DFRCCの補強方法を変数として前章と同様の実験を行い、挙動特性の検討を行った。

#### 3.1 実験概要

せん断スパン等に変更点があるため、図-7に作製した供試体概要、表-4に供試体諸元を示す。実験変数はDFRCCの補強方法とし、5つの条件で合計6体の実験を行った。C300②-(1),(2)、C300D30②は前章と同様である。C330は施工不良によりせん断スパンが小さいが、前章のC300M30に相当する供試体である。C300D60はDFRCCを側面全域に30mmずつ増厚補強した供試体であり、C300D30に対し、せん断余裕度が増加した際の挙動特性を把握する。D300は断面全体をDFRCCで作製した供試体であり、 $V_T$ の低下が生じるかを確認する。DFRCCの配合は、水結合材比：30%、繊維混入率：2% (PP繊維を使用)、細骨材率：50%、FA置換率：30%、SP混入率：0.67%、SR混入率：1%であり、フロー改善のため配合を変更した。表-5に使用材料の材料特性を示す。荷重方法は図-5と同様であるが、実設計に即した形で実験を行うため、降伏後の繰返し回数を3回とした。計測項目も前章と同様だが、図-7に示すように、柱部相対変位を計測するため、変位計測箇所を追加した。

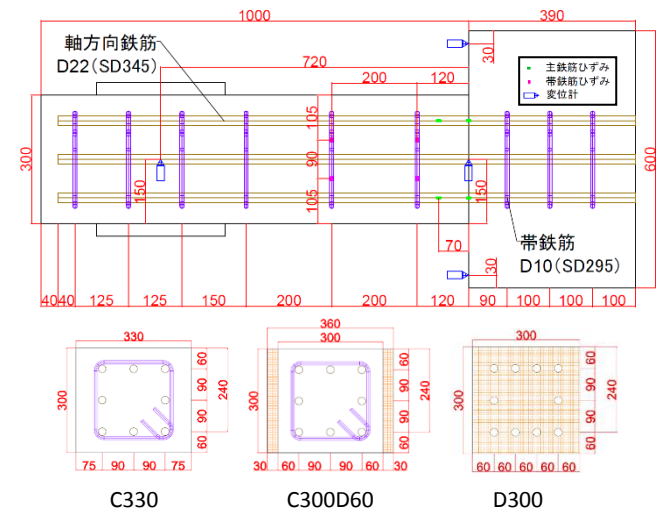


図-7 供試体概要及び計測項目

表-4 供試体諸元

名称	引張鉄筋比 %	帯鉄筋体積比 %	せん断スパン比 a/d	曲げ耐力 $P_y$ kN	せん断耐力 $V_u$ kN	$V_u/P_y$
C300②(1),(2)	1.6	0.71	3.0	138.5	130.9	0.95
C330			2.8	148.5	136.2	0.92
C300D30②			3.0	143.7	166.5	1.16
C300D60				148.8	192.0	1.29
D300	2.2	0		210.8	279.7	1.33

表-5 使用材料の力学特性

セメント系	圧縮強度 $N/mm^2$	弾性係数 $kN/mm^2$	引張強度 $N/mm^2$	ポアソン比
コンクリート	35.9	30.2	2.67	0.21
DFRCC	58.6	23.1	3.29	0.21
鋼材		降伏強度 $N/mm^2$	弾性係数 $kN/mm^2$	引張強度 $N/mm^2$
帯鉄筋D10(SD345)		340.0	194.0	493.6
軸方向鉄筋D22(SD345)		375.6	192.8	569.4

### 3.2 実験結果

#### (1) 部材挙動

荷重-載荷点変位履歴曲線の例を図-8に、ひび割れ図の例を図-9に、実験結果を表-6に示す。また全供試体の破壊した方向のP- $\delta$ 包絡線及び降伏荷重、降伏変位で無次元化した包絡線を図-10に示す。本章はフーチング等の変位を除いた柱部の変位である。コンクリート単体であるC300②-(1),(2)やC330は降伏荷重後5回~7回程度と少ない繰返し回数で基部の軽い圧壊を伴いながら斜めひび割れが卓越し、急激に荷重低下した。これらの供試体は曲げ降伏したものの、図-9(a)のように基部の損傷はほとんど受けておらず、後述する一方向FEM解析の結果も踏まえてせん断破壊とする。なお、算定せん断耐力に対し20%以上大きな荷重が生じたが、2章の供試体に比べてせん断スパンを小さくしたことに加え、載荷板が大きいことから、アーチ作用がはたらいたと考えられる。側面補強した供試体は降伏荷重後15回程度の繰返しの中で、図-9(b)のように基部の損傷や軸方向ひび割れを伴いながら徐々に荷重低下する挙動を示した。終局時C300D30②は斜めひび割れが急激に開口し曲げ損傷後のせん断破壊となったのに対し、C300D60は

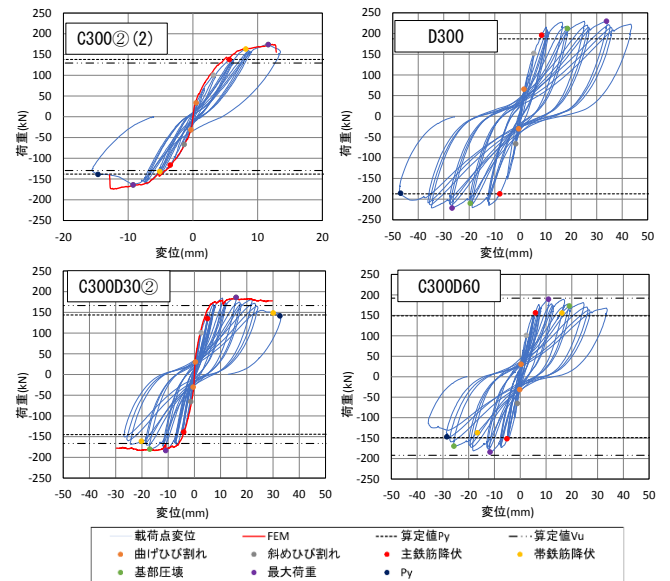
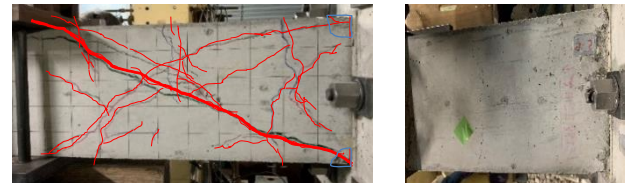


図-8 荷重-載荷点変位履歴曲線例



(a) C300②(2) (側面・上面)

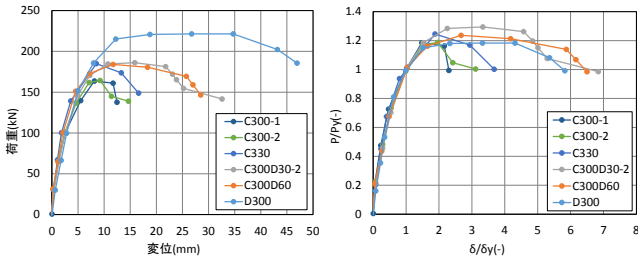


(b) C300D30②(側面・上面)

図-9 ひび割れ例

表-6 実験結果一覧

名称	実験最大 Pmax kN	靱性率 $\delta u / \delta y$	破壊形式	降伏後 繰返し 回数
C300②(1)	163.7	2.19	せん断破壊	5
C300②(2)	-164.3	2.95	せん断破壊	7
C330	-185.0	3.65	せん断破壊	7
C300D30②	186.1	6.87	曲げ損傷後のせん断破壊	16
C300D60	-184.0	6.37	曲げ破壊	15
D300	-221.5	5.82	曲げ損傷後のせん断破壊	13



(a) 実験値 (b) 無次元化  
図-10 破壊方向 P- $\delta$  包絡線

斜めひび割れが局所化せず曲げ破壊となった。これは増厚分の  $V_T$  が有効に作用し斜めひび割れを抑制したことにより、損傷が基部や軸方向ひび割れに移行したためと考えられる。D300 は全断面が引張抵抗することで他の供試体に比べ優れた変形性能を有している。ただし、大変形の繰返しを受けることでひび割れが局所化し、最終的に曲げ損傷後のせん断破壊を起こした。つまり、本結果から  $V_T$  は繰返し载荷により低下することが明らかになった。表-6 より、コンクリート単体に対し DFRCC 補強した供試体は 2 倍程度の靱性率を有することを確認した。また、図-10 より C300D30②と C300D60 は類似した挙動を示すことがわかる。軸方向ひび割れの発生が大きな要因と考えられるが、側面補強の場合は母材のコンクリートの挙動に支配されるため、D300 のような変形性能は有しないことがわかった。ただし、最終的な破壊形式に違いをもたらしたため、補強厚は大きいほうが好ましいと考えられる。

(2) 荷重-載荷点変位-ひび割れ開口幅関係

荷重-載荷点変位-ひび割れ開口幅一覧を表-7 に、荷重-ひび割れ開口幅関係を図-11 に示す。ひび割れ開口幅とは、载荷時の繰返しピーク点で撮影した写真から、主たる斜めひび割れが通過するある 1 メッシュ内におけるひび割れの幅の合計値を算出したものである。C300D30②、C300D60 は載荷点変位とひび割れ開口幅の関係がサイクル毎に類似している。これは、ひび割れ開口がコアコンクリートのひび割れに支配されていることを示している。表-7 の赤字箇所でも荷重低下が生じていることが確認できる。その時点のひび割れ開口幅は 1mm 程度であり、ひずみに換算すると約 13000  $\mu$  相当である。DFRCC の引張応力-ひずみ関係を図-12 に示すが、およそ引張軟化が始まるひずみに相当する。つまり、ひび割れ開口幅が引張軟化ひずみ相当になると徐々にトラス効果 ( $V_T$ ) が減少し、C300D30②ではせん断破壊が生じた

表-7 荷重-載荷点変位-ひび割れ開口幅一覧

名称	載荷サイクル	荷重(kN)	載荷点変位(mm)	ひび割れ開口幅(mm)
C300D30② 上向き	$\delta y$ ①	146.2	5.0	0.3
	1.25 $\delta y$ ①	170.5	7.2	0.4
	1.50 $\delta y$ ①	184.6	10.7	0.5
	1.75 $\delta y$ ①	186.1	15.9	0.7
	2.00 $\delta y$ ①	181.4	21.8	1.0
	2.00 $\delta y$ ③	185.3	23.8	1.3
	終局後	143.7	34.2	4.0
C300D60 下向き	$\delta y$ ①	151.1	4.6	0.3
	1.25 $\delta y$ ①	172.9	7.2	0.4
	1.50 $\delta y$ ①	184.0	11.7	0.5
	1.75 $\delta y$ ①	180.5	18.3	0.8
	2.00 $\delta y$ ①	169.5	25.7	1.0
	2.00 $\delta y$ ③	149.7	28.3	1.2
	終局後	187.1	46.8	8.0
D300 下向き	$\delta y$ ①	215.2	12.2	0.3
	1.25 $\delta y$ ①	220.8	18.8	0.7
	1.50 $\delta y$ ①	221.5	26.8	2.3
	1.75 $\delta y$ ①	221.4	34.7	3.2
	1.75 $\delta y$ ③	208.9	36.2	4.5
	終局後	187.1	46.8	8.0

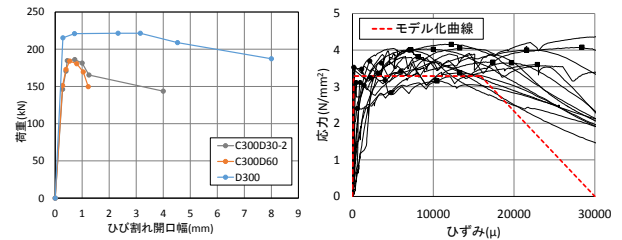


図-11 荷重-ひび割れ開口幅関係 図-12 DFRCC の引張応力-ひずみ関係

と考えられる。C300D60 はひび割れ開口を抑制することにより  $V_T$  が低下せず曲げ破壊となった。一方、D300 は開口幅が 1mm の時点では荷重が低下しない。算定せん断耐力が大きいため (表-4 参照)、引張軟化域に入り  $V_T$  の低下が徐々に生じているものの、曲げ耐力までは低下を確認できないと考えられる。また、側面補強と違い、全断面が引張抵抗することで複数微細ひび割れが発生しており、合計値としてのひび割れ開口幅は大きいものの一つ一つのひび割れ幅は小さい傾向にあったため、荷重低下が緩やかと考えられる。ただし、最終的には大変形領域での繰返しによりひび割れが局所化し、 $V_T$  が限界を迎えてせん断破壊が生じることが明らかになった。

4. 一方向漸増载荷 FEM 解析

C300②(2)と C300D30②を対象に一方向漸増载荷時の挙動を確認するため FEM 解析を行った。

4.1 解析モデル及び構成則

図-13 に解析モデルを示す。2次元フルモデルで実験供試体をモデル化し、鉄筋のみトラス要素、その他は平面応力要素を用いた。材料定数は表-5 の値を用い、材料構成則は、コンクリート圧縮側を修正 Ahmad モデル、引張側を出雲モデル、DFRCC は圧縮上昇域を Fafitis-Shah モデル、軟化域を Darwin-Pecknold モデル、引張側を材料試験結果に基づいたトリリニアモデル (図-12 参照)、鉄筋は完全弾塑性モデルとした。コンクリートと DFRCC の界面は同一節点、コンクリートと鉄筋はライン要素を介した接合とした。フーチング端部を拘束し、載荷板要素に強制変位を与えることで一方向漸増载荷を模擬した。

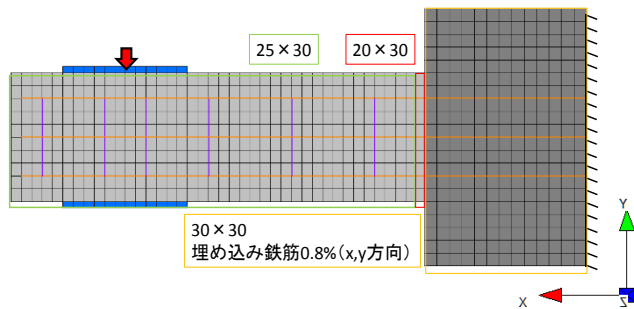


図-13 解析モデル

## 4.2 解析結果

ひび割れ図を図-14に、最大主ひずみコンター図を図-15に示す。それぞれ、C300②(2)は最大荷重時の変位12.5mm時点、C300D30②は実験と解析の挙動の差が見られた変位20mm時点のものを示している。また、図-14には実験時のひび割れを赤線で追記した。荷重-載荷点変位関係については図-8のFEM(赤線)を参照して頂きたい。なお、解析結果の符合を反転して正負両側に示している。C300②(2)の解析は実験の履歴曲線と類似した挙動を示し、圧壊やひび割れ状況に関しても精度よく再現できた。斜めひび割れが卓越していることからせん断破壊である。つまり、実験のC300②(2)は降伏後の繰返し載荷を行っているものの、その影響はほとんどなく、部材の有する純粋なせん断耐力と判断することができる。C300D30②は変位20mm程度から両者の挙動に差異がある。表-7及び図-11より、実験では変位20mm以降斜めひび割れが急激に開口することがわかる。それに対し解析では図-14及び図-15より、斜めひび割れが発生しているものの、基部のひび割れが顕著である。最大主ひずみコンター図の上限はDFRCCの引張軟化ひずみである $15000\mu$ に設定しており、斜めひび割れひずみはそれ以下の値であるため、 $V_T$ が有効に作用していることが確認できた。これらの点から、C300D30②は一方向載荷の場合には曲げ破壊が予想され、繰返しの影響により曲げ損傷後のせん断破壊が生じていることを示した。

## 5. 耐力低下特性及び設計における扱い

### 5.1 耐力低下特性

2.2で $V_C$ が先行的に耐力低下する可能性が高いことを示し、3.2(2)よりDFRCCが引張軟化ひずみに入ると $V_T$ が低下することを示した。これらより、DFRCCを側面補強したRC部材の想定される耐力低下メカニズムを図-16に示す。第1段階として、曲げ降伏後の繰返し載荷に伴い、基部の損傷が生じる。この現象により、基部の圧縮域のコンクリート負担せん断耐力が減少、すなわち $V_C$ が低下する。第2段階として、変形角の増大(斜めひび割れがDFRCC引張軟化ひずみ相当まで)と共に斜めひび割れが開口し、骨材かみ合わせ作用も減少、すなわち $V_C$ 、 $V_W$ が低下する。最終段階として、DFRCC引

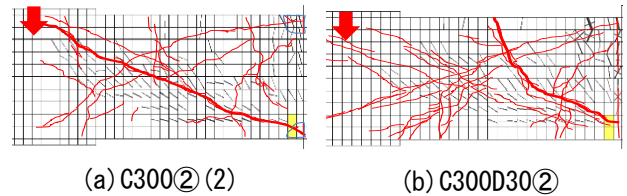


図-14 ひび割れ図

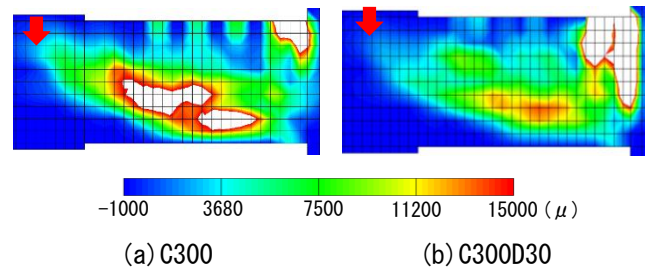


図-15 最大主ひずみコンター図

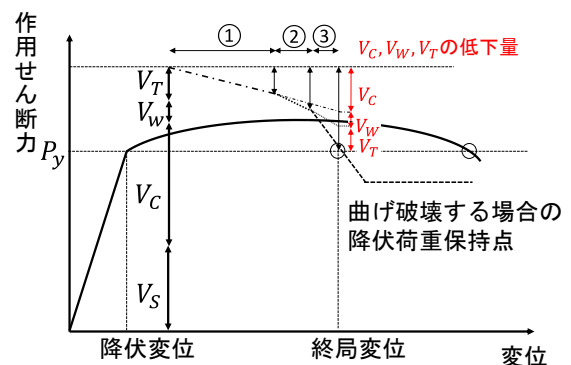


図-16 想定される耐力低減特性

張軟化ひずみ相当まで斜めひび割れが開口することによって繊維の架橋効果も減少、すなわち $V_C$ 、 $V_W$ 、 $V_T$ が低下する。このような3段階の耐力低下特性を提案する。今回の実験の範囲内では第2段階が存在するのかを説明することは困難である。しかし、 $V_W$ は斜めひび割れを抑制することによる骨材かみ合わせ効果であり、DFRCCが引張軟化ひずみ相当のひび割れ幅の時点である程度低下しているとするのが妥当であると考えた。 $V_W$ の低下について明らかにするためにはFEM解析を用いてミクロに検証する必要がある。

### 5.2 設計における耐力低減係数の扱い

DFRCC補強した際の設計における耐力低減係数を検討するため、耐力算定値との比較を行う。ただし、基準となる供試体が算定値よりも大きい点を考慮する必要がある。4章のFEM解析により基準供試体は耐力低下してない純粋な部材のせん断耐力であることを確認したため、式(2)のように、基準供試体の最大荷重から $V_S$ を引くことで $V_C$ の修正を行った。

$$\underline{V_C} = P_{max} - V_S \quad (2)$$

ここで、

$\underline{V_C}$ : 修正したコンクリートの負担せん断耐力(kN)、  
 $P_{max}$ : 基準供試体(C300orC300②(1),(2))の破壊した方向の実験時最大荷重(kN)、

修正した耐力算定値を表-8に示す。次に式(3)におい

て、低減係数 $\alpha = 0.6$ として $V_C$ ,  $V_W$ ,  $V_T$ 全てに低減を考慮した値を表-9に示す。

$$V_u = \alpha(V_C + V_W + V_T) + V_S \quad (3)$$

ここで、

$V_u$  : 低減を考慮した RC 部材の負担せん断耐力(kN)

設計における破壊形式の判定は $P_y \leq V_{u0}$ かつ $P_y \leq V_u$ の場合曲げ破壊と判定され、 $P_y \leq V_{u0}$ かつ $P_y \geq V_u$ の場合、曲げ損傷後のせん断破壊と判定される。算定値の破壊形式と実験の破壊形態を照らし合わせると両者の関係は合致している。このことから本実験では式(3)の提案式で $\alpha = 0.6$ とすると DFRCC 補強した際の破壊形態を判定できることが示された。留意点として、D300のように単体補強の場合、せん断耐力を過小評価する可能性がある。粗骨材が無いことや繊維が圧縮靱性を発揮することを考慮すると $V_C$ の低減は0.8など大きな値をとる必要があると考えられる。ただし、せん断耐力を安全側に算定する点では式(3)で十分である。

ここで、式(3)で破壊形態を判定できるが、実験時に DFRCC 補強した供試体は基準の供試体に対して優れた変形性能を有していたため、DFRCC の耐力増分まで低減する必要があるのか疑問が残る。そこで、文献5)に従い曲げ破壊と仮定した際の許容塑性率の算出を行った。表-10に許容塑性率と靱性率一覧を示す。C300②が靱性率2.5程度を有している点を考慮しても、DFRCC 補強した供試体は許容塑性率を超える靱性率有していることがわかる。つまり、曲げ破壊相当の変形性能を有している部材に対して低減係数を考慮することは安全ではあるものの、一律に $\alpha = 0.6$ とするのは必ずしも合理的ではない。この点に関してはスパン、補強方法等条件を変えてデータを増やした上で結論を下す必要がある。

表-8 修正した算定値

名称	曲げ耐力 $P_y$ kN	せん断耐力					せん断 /曲げ $V_{un}/P_y$
		内訳				合計 $V_{un}$ kN	
		$V_C$ kN	$V_S$ kN	$V_W$ kN	$V_T$ kN		
C300D30	146.0	99.4	48.8	16.2	19.2	183.6	1.26
C300D30②	143.7	113.7	50.6	17.3	19.7	201.3	1.40
C300D60	148.8	113.1	50.6	21.7	39.4	224.8	1.51
D300	187.2*	73.7			206.0	279.7	1.49

\*実験時に主鉄筋が降伏ひずみに達した時の荷重

表-9 低減後の算定値と実験破壊形式

名称	曲げ耐力 $P_y$ kN	せん断耐力(kN)		実験破壊形式
		$(V_C, V_T, V_W) * 0.6$		
		$V_u$	$V_u/P_y$	
C300D30	146.0	129.7	0.89	曲げ損傷後のせん断破壊
C300D30②	143.7	141.0	0.98	曲げ損傷後のせん断破壊
C300D60	148.8	155.1	1.04	曲げ破壊
D300	187.2	167.8	0.90	曲げ損傷後のせん断破壊

表-10 許容塑性率と靱性率の関係

名称	曲げ耐力 kN	許容塑性率 -	実験靱性率 -
C300②(1)	141.3	3.8	2.0
C300②(2)	140.9	3.8	2.6
C330	150.2	4.2	3.5
C300D30②	142.9	4.0	6.9
C300D60	144.4	4.5	6.9

## 6. おわりに

本研究では、耐力低下特性と設計時の耐力低減係数の扱いに着目して、DFRCC 補強した RC 柱の正負交番載荷実験を行った。以下に得られた結果を示す。

- 1) 正負交番載荷時においても RC 柱に DFRCC を側面増厚補強することで変形性能が向上し、モルタルのような脆性材料では補強の効果はほとんど無く、DFRCC の引張性能がせん断耐力に寄与することがわかった。
- 2) 算定せん断耐力が同程度の場合、DFRCC と帯鉄筋は類似した耐力低下特性を示す。
- 3)  $V_T$ は正負交番載荷により低下する。
- 4) DFRCC 側面増厚補強した際の RC 柱の耐力低下特性として、第1段階で $V_C$ が低下し、DFRCC 引張軟化ひずみ相当まで斜めひび割れが開口する第2段階で $V_C$ ,  $V_W$ が低下し、DFRCC 引張軟化ひずみ以上に斜めひび割れが開口する第3段階で $V_C$ ,  $V_W$ ,  $V_T$ 全てが低下するという、3段階で耐力低下が生じる概念を提案した。
- 5) 今回の実験の範囲内では $V_C$ ,  $V_W$ ,  $V_T$ 全てに低減係数 $\alpha = 0.6$ とを考慮することで、曲げ損傷後のせん断破壊が生じるかを判定することができることがわかった。

### 今後の課題

本実験の範囲内では破壊形態の判定を行えることがわかったものの、許容塑性率を考慮すると安全側である。より合理的な設計を行うためにはせん断余裕度、スパン、補強方法などパラメータをさらに増やして実験データを積み重ねる必要がある。また、耐力低下特性は実験結果のみから明らかにすることは難しい。そのため、併せて FEM 解析を行い、よりミクロな視点でどのような現象が生じるのかを明らかにする必要がある。

### 参考文献

- 1) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針(案)、コンクリートライブラリー127, 2007
- 2) 大内一, 小笠原哲也, 角掛久雄: DFRCC の U 字巻き立てによるせん断補強, 土木学会論文集 E2, Vol.68, No.4, pp.251-270, 2012
- 3) 大宅慧, 角掛久雄, 公文裕之: DFRCC を用いた斜め引張破壊型 RC 梁断補強特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1111-1116, 2017
- 4) 土木学会: 2012 年制定コンクリート標準示方書改訂資料基本原則編・設計編・施工編, 2013
- 5) 社団法人日本道路協会: 2012 年制定道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012