

# DFRCCによるRC梁部材のせん断補強効果に関する数値解析的研究

構造及びコンクリート工学分野 猪木 勇至

## Abstract

既設栈橋のRC梁部材へのせん断補強を想定したDFRCC巻き立て工法の適用性を検討するためにRC梁部材のせん断模型実験を対象に有限要素解析を行なった。その結果、挙動ならびにせん断耐力について模型実験と解析で概ね良好な対応を示し、評価ならびに解析モデルの妥当性を検証することができた。この結果を踏まえ、より合理的に補強効果を評価するためにDFRCC巻き立て補強をした際の側面補強領域を解析変数とした数値実験を行なった。その結果、側面補強領域とせん断耐力に比例関係が認められ、既往算定式に側面補強領域の影響を考慮した新たな評価式を構築した。

## 1. はじめに

主たる港湾施設のひとつとして、船舶が係留するための栈橋がある。この栈橋は災害時には港湾内の耐震施設として防災拠点となる極めて重要な施設である。

港湾施設の設計基準である「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会）」<sup>1)</sup>が2007年に改訂され、それにより旧基準<sup>2)</sup>により設計された既設栈橋では、新基準により要求されている耐震性能を満足することができない場合がある。さらに、輸送効率の向上を図るために船舶が大型化する傾向にあり、それに伴う栈橋上のクレーンの能力増強ならびに重大化により、栈橋に作用する上載荷重が増大することが示唆されており、補強することによって諸性能の向上を図ることはならない。

また、港湾構造物は海水面付近に位置することから栈橋上部工である鉄筋コンクリートでは塩害劣化により設計時の諸性能を保持できなく場合がある。特に、高度経済成長期以降に整備された多くの港湾施設が高齢化しており、補修を行なって延命化することがなされてきている。その際には新基準に則った耐震性能を満足する必要がある。

しかし、RCや鋼板による巻き立て工法、炭素繊維シート接着工法といった従来の栈橋の補強工法には耐久性や上部工自重の増大といった問題が懸念されており、今日では新たな補修・補強工法が求められている。

一方、ポリビニルアルコール（PVA）等の短繊維を混入することによりコンクリートの品質を改善した高靱性繊維補強モルタルの一種であるDFRCC（Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composite）<sup>3)</sup>は、建設分野における新材料として着目されている。ここでDFRCCの特性として、

① 数%ひずみまでの高い引張靱性

② 複数微細ひび割れの発生

が挙げられる。これらの特性により塩化物イオンなど劣化因子の侵入を抑制し、耐久性に優れた補強材として近年研究が盛んに行なわれている。本研究室においてもこれまで多くの研究がなされてきており、既往研究<sup>4)</sup>によって引張靱性に長けた配合（表1.1, 1.2参照）が提案されている。

表 1.1 DFRCC 配合表

水結合材比	繊維混入率	細骨材率	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )							
			水	早強セメント	フライアッシュ	細骨材	繊維	高性能AE減水剤	増粘剤	消泡剤
W/(C+FA) (%)	V <sub>f</sub> (%)	S/C (%)	W	C	FA	S	PVA	SP	VA	EB
45	2	50	458	815	204	407	26	10	0.4	0.82

表 1.2 使用したPVAの物性

種類	径 μm	長さ mm	密度 g/cm <sup>3</sup>	引張強度 MPa	弾性係数 GPa	破断伸度 %
PVA	40	12	1.3	1600	40	6

しかしながら、上記の研究は陸上構造物を対象としたものであり、港湾構造物に対する適用実績はない。

これらの背景のもと、本研究では既設栈橋のRC梁部材へのせん断補強を想定したDFRCC巻き立て補強の適用を目指し、実験および数値解析から、そのせん断補強効果を検討する。また、その結果を踏まえた上で数値実験を行なうことによりDFRCC巻き立て補強による経済的かつ合理的にせん断補強効果を与えるための評価式を提案することを目的としている。

## 2. せん断補強RC梁の有限要素解析

### 2.1 解析対象

一昨年度行なったDFRCC巻立てによるRC梁部材のせん断補強模型実験（図2.1参照）を解析対象とす

る。ここで、供試体は旧基準に準拠した「港湾構造物設計事例集」<sup>5)</sup>における直杭式横棧橋をモデル棧橋とした 1/5 縮尺模型であり、せん断スパン比は 1.43 である。実験変数は表 2.1 に示すように、DFRCC 補強厚および補強形状である。補強厚については DFRCC の繊維長 12mm を考慮した最小補強厚 20mm を基に決定した。20mm および 60mm については地震時に作用断面力が反転することを想定した上面巻き立て補強 (R シリーズ) と側面補強領域の影響を比較するために全面巻き立て補強 (F シリーズ) の供試体も作成した。なお、実際の梁の上部側面にはスラブがあるため、下面・上面巻き立て補強については実構造物のハンチ下に該当する高さ (310mm) まで巻き立て補強した。

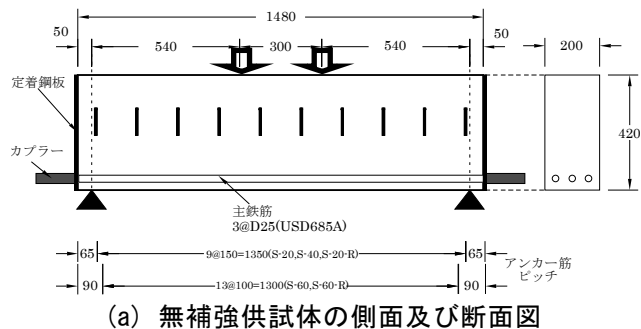
## 2.2 解析モデル

図 2.2 に解析モデルを示す。解析対象としている実験供試体について部材軸方向および部材軸直角方向にそれぞれ 1/2 領域を抽出した 2 次元 1/4 モデルとしている。各要素についてはコアコンクリートと DFRCC 補強部については平面応力要素、主鉄筋についてはトラス要素をそれぞれ用いた。材料定数については模型実験時に行なった材料試験結果 (表 2.2 参照) である各値を材齢で線形補間して使用した。材料構成則については、コンクリートは軟化域を含めた圧縮側では修正 Ahamad モデル、一方、引張強度後では出雲モデルとし、鉄筋については高強度鉄筋 (降伏強度 748N/mm<sup>2</sup>) を用いており実験時に降伏が確認されなかったため弾性体とし、DFRCC については圧縮側上昇域では Fafitis-Shah モデル、圧縮強度後の軟化域では修正 Ahmad モデル、引張側には図 2.3 に示すダンベル型一軸試験により得られた応力-ひずみ関係に基づいてモデル化したものをそれぞれ用いた。また、コア部と DFRCC 補強部の要素間にフィルム要素を挿入して剛結合とし、一体化を図った。

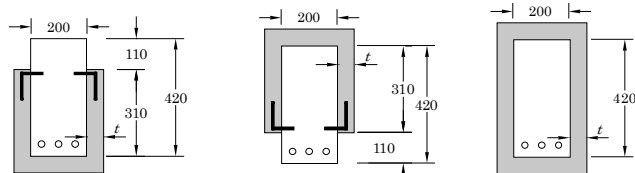
ここで、写真 2.1 に示すように模型実験において、せん断破壊時に主鉄筋に沿った付着割裂ひび割れやせん断ひび割れが主鉄筋定着部に流れる現象が確認された。これは鉄筋の過密配置、ならびに鉄筋定着部における鋼板と定着部のカプラーによる影響であると考えられるため、鉄筋-コンクリート間には図 2.4 に示す付着特性を与え、主鉄筋の定着部には弾性バネ要素を挿入することにより簡易的にモデル化した。要素の剛性については実験供試体のコアコンクリート部に対するカプラーの押し込み解析により決定した。

## 2.3 解析結果

実験および解析結果の一例として無補強 (S-0)、下面巻き立て補強 (S-20)、上面巻き立て補強 (S-20-R)、全面巻き立て補強 (S-20-F) の荷重-変位関係、ならびに最大荷重時のひび割れ性状について述べる。



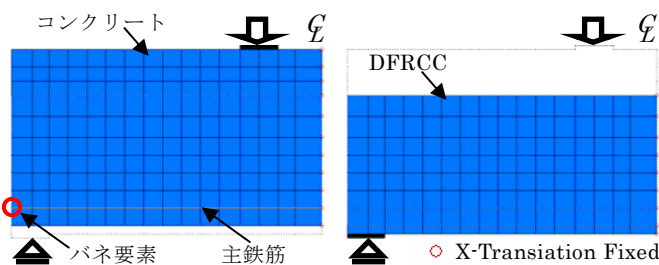
(a) 無補強供試体の側面及び断面図



(b) 下面巻立て (c) 上面巻立て (d) 全面巻立て  
図 2.1 実験供試体

表 2.1 供試体一覧

供試体名称	種別	DFRCC補強厚 $t$ (mm)	断面形状	備考
S-0	無補強	—	(a)	—
S-20	下面巻き立て	20	(b)	—
S-40		40		
S-60		60		
S-20-R	上面巻き立て	20	(c)	地震荷重時
S-60-R		60		
S-20-F	全面巻き立て	20	(d)	補強領域の比較
S-60-F		60		



(a) コア RC 部 (b) DFRCC 補強部

図 2.2 解析モデル

表 2.2 材料試験結果

材料	材齢 (日)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	27	—	27.3	25.0	0.18
	41	2.30	—	—	—
	70	2.68	28.8	26.3	0.20
DFRCC	8	—	43.4	15.4	0.23
	15	2.43	—	—	—
	49	—	55.7	17.7	0.24
	54	2.91	—	—	—

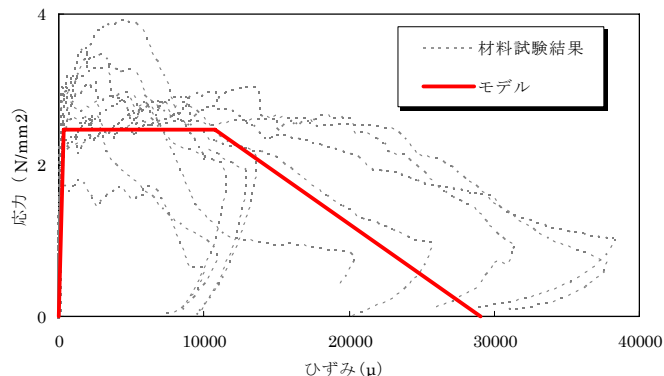


図 2.3 DFRCC 引張応力-ひずみ関係

図 2.5(a) より無補強(S-0)については実験では荷重が 250kN 時に剛性が変化する点が存在するのに対し、解析ではそれに対応する変化は示さず最大荷重に到るまで比較的なだらかに剛性が低下している。実験では最大荷重に比してかなり早い段階でせん断ひび割れが生じたため剛性が変化したと考えられるが、解析では追従が困難であったものと考えられる。しかしながら、全体としては実験と解析で概ね同等な挙動を示している。また、図 2.5(b), (c), (d) より S-20-R および S-20-F については実験に比して解析での最大荷重値が低いものの挙動としては概ね一致しており、特に S-20 については最大荷重および挙動が良好に一致する結果となった。図 2.6 に最大荷重時のひび割れ性状を示す。実験により観察された主鉄筋位置での付着割裂ひび割れや鉄筋定着部に抜けるせん断ひび割れが解析においても確認された。また、せん断ひび割れ発生箇所も概ね一致しており、実験同様の破壊性状を示した。ここで、図 2.6(c) より圧縮強度がコアコンクリートに比して高い DFRCC が圧縮縁に配置されている S-20-R では補強層が存在しない主鉄筋定着部における損傷が顕著であり、解析においてコンクリートの軟化(図中黄色)が確認されている。同様に図 2.6(d), (e) より S-20-F についても解析において主鉄筋定着部における DFRCC の軟化は確認されなかったがコアコンクリートは軟化域に達しており、損傷が顕著である。

## 2.4 耐力評価

実験および解析により得られたせん断耐力と算定せん断耐力について相互比較する。ここで、算定せん断耐力についてはコアコンクリートのせん断耐力負担分

にはディープビーム式 $\theta$ を用い、DFRCC のせん断耐力負担分には既往文献 3)を参考にして、両者を単純累加した式(2.1)により算定する。

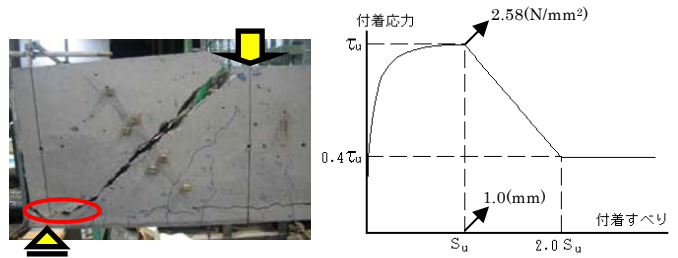


写真 2.1 破壊性状一例 図 2.4 付着応力-すべり関係

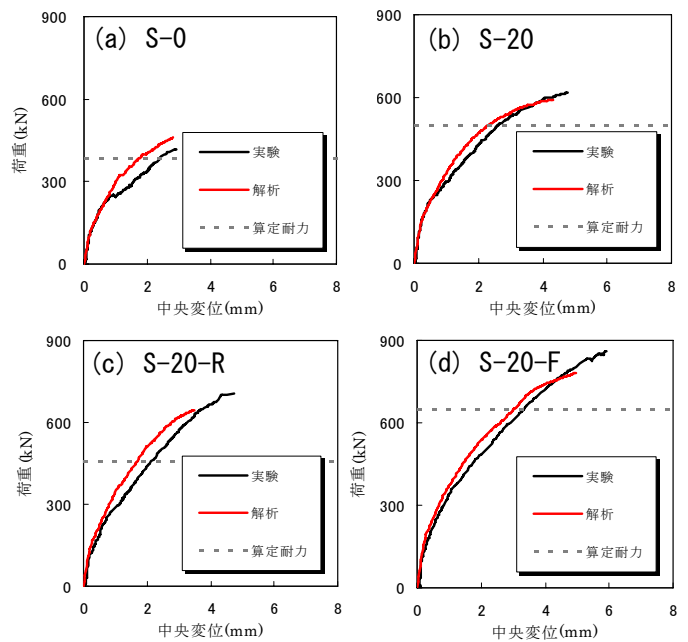


図 2.5 荷重-変位関係

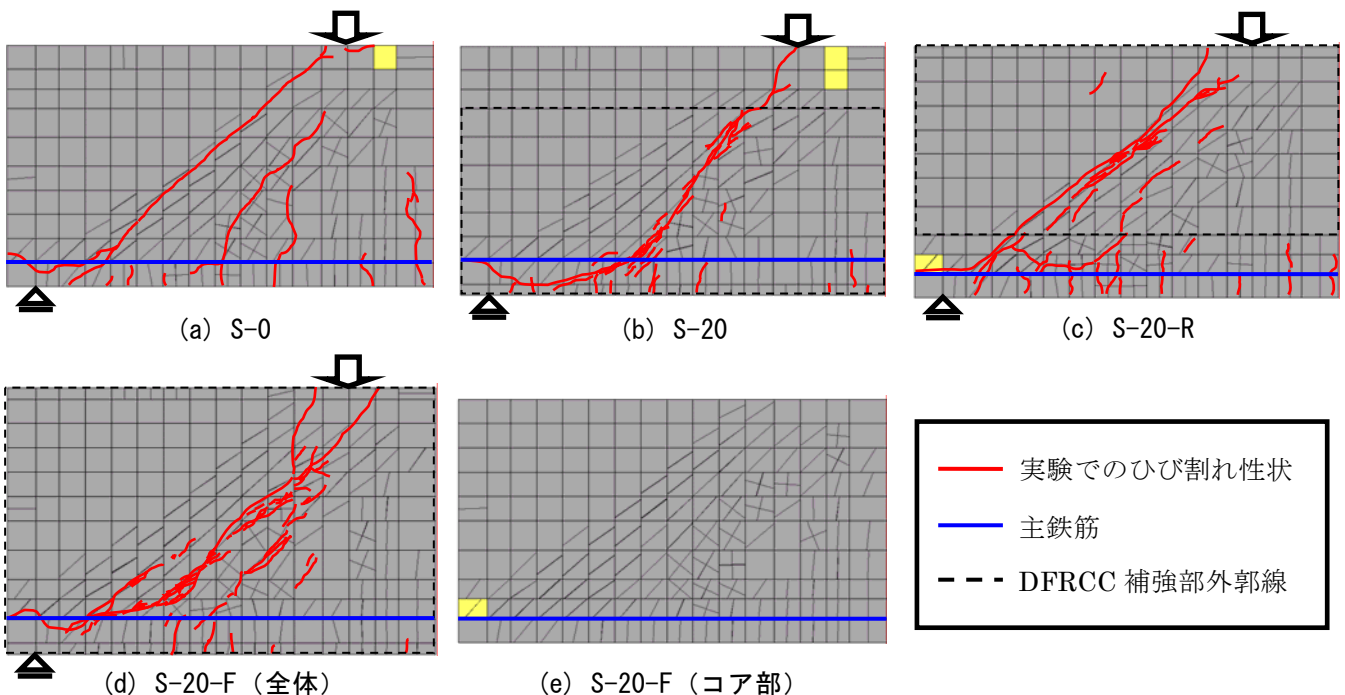


図 2.6 最大荷重時におけるひび割れ性状

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{fd} \quad (2.1)$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.2)$$

$$f_{dd} = 0.19 f'_{cd}{}^{1/2} \quad (2.3)$$

$$\beta_d = (1000/d)^{1/4} \quad (2.4)$$

$$\beta_p = (1 + (100 p_v)^{1/2})/2 \quad (2.5)$$

$$\beta_a = 5/(1 + (a/d)^2) \quad (2.6)$$

$$V_{fd} = (f_{tyd} / \tan \beta_u) \cdot 2t \cdot z \quad (2.7)$$

表 2.3 より実験および解析とも補強厚の増大に伴うせん断耐力の向上が認められた。ここで、実験において下面巻き立て補強 S-60 については、スパン中央圧縮縁において圧縮破壊が先行した後、せん断破壊に到ったため無補強に対するせん断補強効果が他の下面巻き立て補強供試体に比して小さくなる結果となった。また、上面および全面巻き立て補強供試体については圧縮縁に配置された DFRCF がコアコンクリートと一体となってせん断抵抗するため、下面巻き立て補強供試体に比してせん断補強効果が顕著に表れた。特に S-60-R および S-60-F については試験機容量の 1000kN に達してもせん断破壊に到らなかった。耐力比について、図 2.7 より実験と算定のせん断耐力比が概ね 1.10~1.30 程度となっており、実験がかなり安全側に評価されている一方、主題である実験と解析のせん断耐力比については最大でも 1.20 と比較的精度よく実験を評価することができている。また、解析と算定のせん断耐力比については上面巻き立て補強 S-60-R の値が他の供試体に比して小さい。これは解析において主鉄筋定着部における局所的な破壊が顕著となり、算定に対して解析のせん断耐力が過小な値を示したためである。しかしながら、他の供試体につい

てはせん断耐力比が最大でも 1.20 と比較的良好な対応を示している。以上より、解析により得られたせん断耐力については実験、ならびに算定の両者に対し良好な対応を示しており、本解析結果および解析モデルは妥当であると考えられる。

### 3. 数値実験

DFRCF のせん断耐力負担分  $V_{fd}$  について、既往算定式(2.7)では、圧縮合力作用位置から引張鋼材の図心までの距離  $z$  全域に亘って補強されていることを前提に一律の  $z$  により評価されている。しかし、実構造物の構造形式は様々であり、本研究で対象としている梁スラブ構造のように構造上の制限によって  $z$  全域に亘って補強することが不可能な場合がある。そこで、数値実験により側面補強領域が DFRCF のせん断負担分に及ぼす影響を明らかにするとともに、側面補強領域の影響を考慮した新たな評価式を構築する。

#### 3.1 数値実験概要

解析モデルおよび材料構成則については前章同様である。図 3.1 に解析モデル概要を示す。解析対象は前述したせん断補強梁模型実験であり、解析変数は補強領域、すなわち図 3.1(b)h, あるいは図 3.1(d)の  $d$  であり、全解析モデルとも高さ方向に 10 分割としている。なお、比較として下面および上面増厚補強についても解析を行なった。材料定数は表 2.2 を基に全解析モデルとも共通の定数を用いる。

#### 3.2 数値実験結果

図 3.2 に数値実験により得られた荷重-変位関係の一例を示す。図 3.2(a)より下面増厚 S-20(h0)および DFRCF の側面補強領域  $h$  が主鉄筋位置までの解析モデル S-20(h42)については無補強 S-0 とほぼ同等のせ

表 2.3 せん断耐力一覧

供試体	せん断耐力 (kN)				せん断耐力比		
	実験		算定	解析	実験/算定	解析/算定	実験/解析
	$V_{exp}$	備考	$V_{cal}$	$V_{ana}$	$V_{exp}/V_{cal}$	$V_{ana}/V_{cal}$	$V_{exp}/V_{ana}$
S-0	420	-	385.4	460.2	1.09	1.19	0.91
S-20	618	-	500.0	590.9	1.24	1.18	1.05
S-40	810	-	630.3	674.1	1.29	1.07	1.20
S-60	864	圧縮破壊先行型せん断破壊	779.4	765.9	1.11	0.98	1.13
S-20-R	707	-	613.1	643.7	1.15	1.05	1.10
S-60-R	-	1000kNで破壊に到らず	1161.6	836.6	-	0.72	-
S-20-F	863	-	649.5	779.4	1.33	1.20	1.11
S-60-F	-	1000kNで破壊に到らず	1336.4	1353.2	-	1.01	-

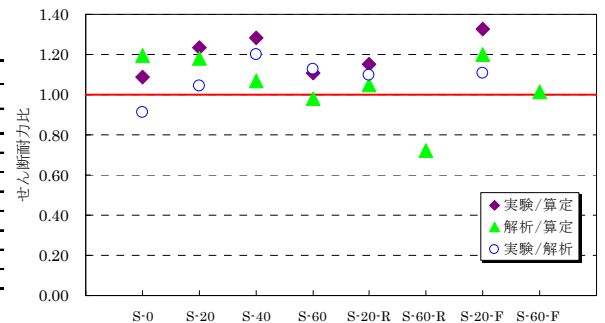


図 2.7 せん断耐力比

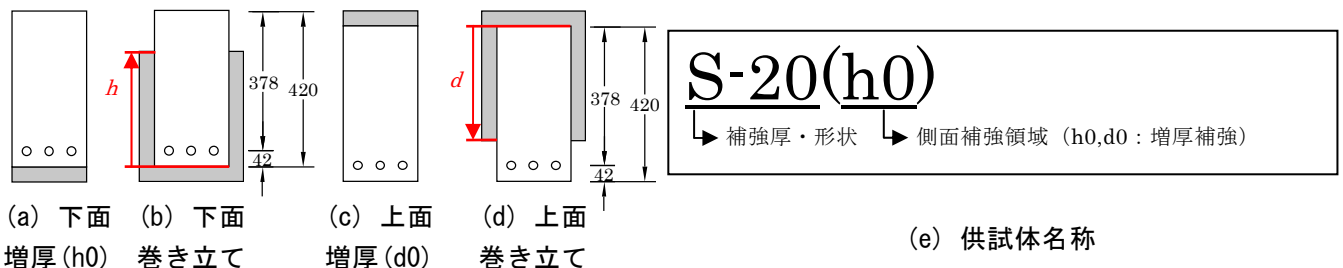


図 3.1 解析モデル概要

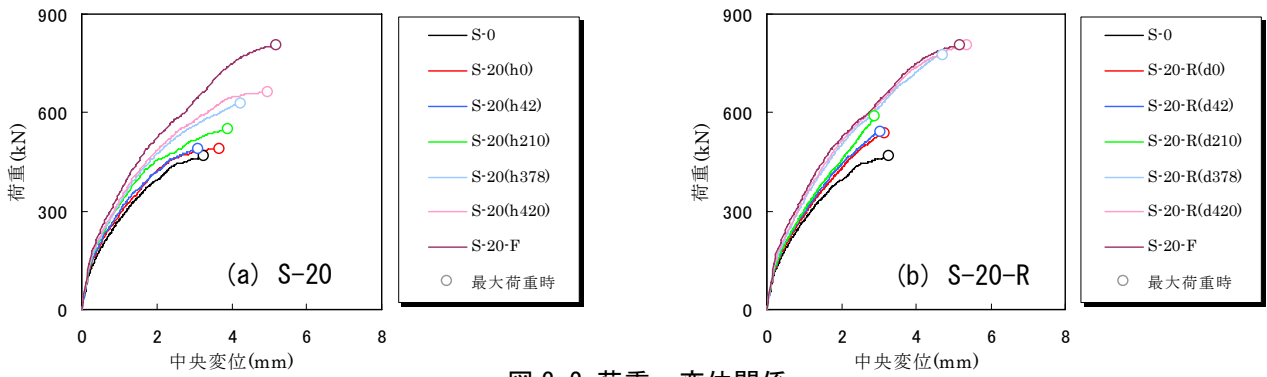


図 3.2 荷重—変位関係

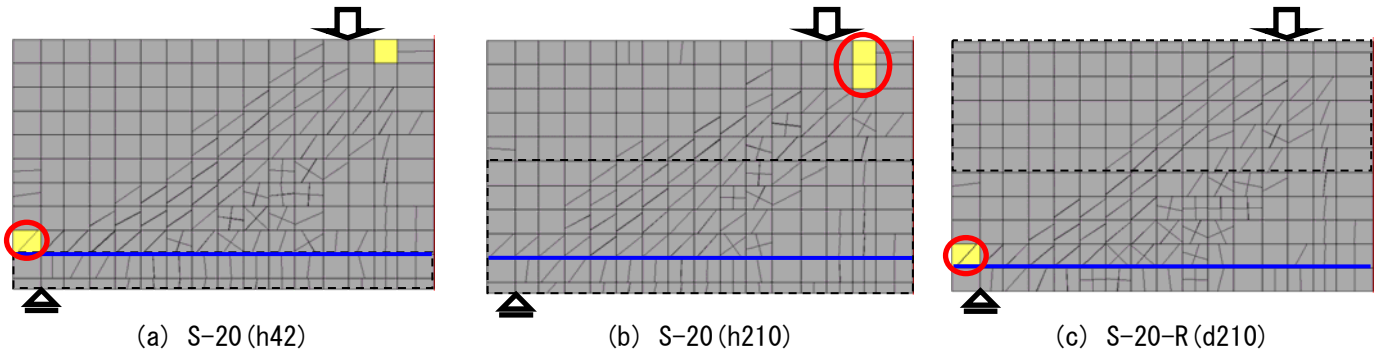


図 3.3 最大荷重時におけるひび割れ性状

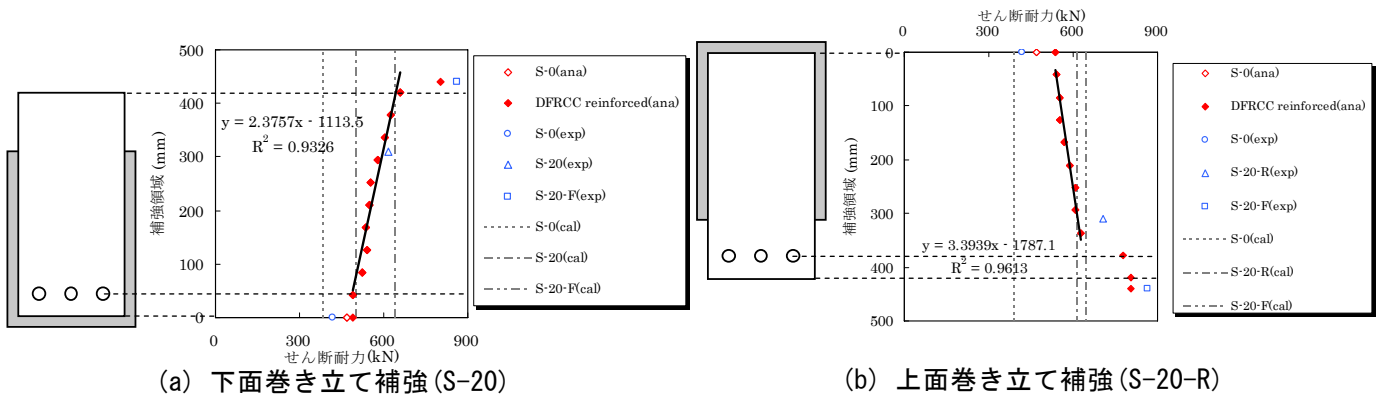


図 3.4 補強領域—せん断耐力関係

せん断耐力を示した。このことから、主鉄筋位置より下側に補強されたDFRCCについてはせん断補強効果への寄与は小さいと考えられる。一方、主鉄筋位置を超えた位置まで補強した解析モデルについては補強領域の拡大に伴ってせん断耐力の向上が認められた。これは図 3.3 (a), (b) に示すように、主鉄筋位置を超えた位置まで巻き立て補強することにより、主鉄筋定着部における局所的な破壊が抑制されたためであると考えられる。次に図 3.2 (b) より、圧縮縁にDFRCCが配置された全ての解析モデルでS-0に対するせん断耐力の向上が認められた。補強領域dの拡大に伴ってせん断耐力は向上し、特に補強領域dが主鉄筋位置(d=378mm)まで達するとせん断耐力は大幅に向上する。これはDFRCCを圧縮縁に配置することによって載荷点付近の破壊が抑制され、最終的には主鉄筋定着部での局所破壊により破壊に到っている(図 3.3 (c) 参照)が、主鉄筋位置まで補強することによりDFRCC

が応力を負担するため、耐荷性能を保持してせん断耐力が著しく向上したものと考えられる。

### 3.3 耐力評価

図 3.4 に数値実験により得られた側面補強領域とせん断耐力の関係の一例を示す。下面巻き立て補強については補強領域hが0~42mmではS-0に対するせん断耐力の向上は確認できなかったが、 $42 \leq h \leq 420$ の区間については近似直線に示すように補強領域とせん断耐力に比例関係が認められた。また、上面巻き立て補強についてはS-0に対してDFRCCで補強した全ての解析モデルでせん断耐力の向上が認められ、補強領域が $0 \leq d \leq 336$ の区間については補強領域とせん断耐力に比例関係が認められた。さらに、主鉄筋位置まで補強することによりせん断耐力が著しく向上し、全面巻き立て同様のせん断耐力を示した。

上記の結果を基に、側面補強領域によるDFRCCのせん断負担分の評価式を提案する。ここで、DFRCC

のせん断負担領域については比例関係が認められた区間とし、下面巻き立て補強では主鉄筋位置まで補強した解析モデルを、上面巻き立て補強では上面増厚補強解析モデルを基準としたせん断耐力増分をDFRCCによるせん断補強効果と規定する。図3.5, 3.6に数值実験における全補強厚から得られたDFRCCのせん断耐力負担分  $V_{fd}(ana)$  を既往の式(2.7)によるDFRCCせん断負担分  $V_{fd}$  で無次元化したのと補強領域との関係を示す。図より下面・上面巻き立て補強とも20~60mmの補強厚については定量的に評価することが可能である。ここで、図中黒線に示した近似直線については解析結果を危険側に評価してしまうため、水色線に示す95%信頼区間を考慮して補強領域による影響を規定し、既往の算定式に対して考慮した。以下に示す。

□ 下面巻き立て補強

$$V_{fd} = (f_{yd} / \tan \beta_u) \cdot 2t \cdot z \cdot f_{(h)} \quad (3.1)$$

$$\begin{cases} f_{(h)} = 0 (0 \leq h \leq 53.5) \\ f_{(h)} = 0.0041 \cdot h - 0.22 (53.5 \leq h \leq 378) \end{cases} \quad (3.2)$$

□ 上面巻き立て補強

$$V_{fd} = (f_{yd} / \tan \beta_u) \cdot 2t \cdot z \cdot f_{(d)} \quad (3.3)$$

$$\begin{cases} f_{(d)} = 0 (0 \leq d \leq 55.2) \\ f_{(d)} = 0.0024 \cdot d - 0.13 (55.2 \leq d \leq 336) \end{cases} \quad (3.4)$$

図3.6に式(3.1),(3.3)により算定した結果の一例を示す。一律のモーメントアーム長  $z$  を用いた既往の式(2.7)では下面巻き立て補強については補強厚が小さい解析モデルに対して、上面巻き立て補強については全解析結果に対して危険側に評価しているのに対し、補強領域の影響を考慮した式(3.1),(3.3)については全て安全側に評価することができた。下面巻き立て補強については圧縮縁付近まで補強された解析モデルについては算定結果に比して大きな値を示していることから、圧縮側におけるDFRCCの影響が付与されているものと考えられる。また、主鉄筋位置まですなわちモーメントアーム長  $z$  全域に上面巻き立て補強することにより、式(2.7)に相当するせん断負担分を得られることが認められた。

#### 4. 結論

せん断補強 RC 梁の有限要素解析から

- (1) 補強厚の増大によりせん断耐力が向上し、特にDFRCCを圧縮縁に配置することでせん断耐力は著しく向上する。
  - (2) 実験と解析のせん断耐力比については最大で1.20と算定に比して解析の方が精度よく実験のせん断耐力を評価することができている。
- 上記(1),(2)によって妥当性の検証された解析モデル

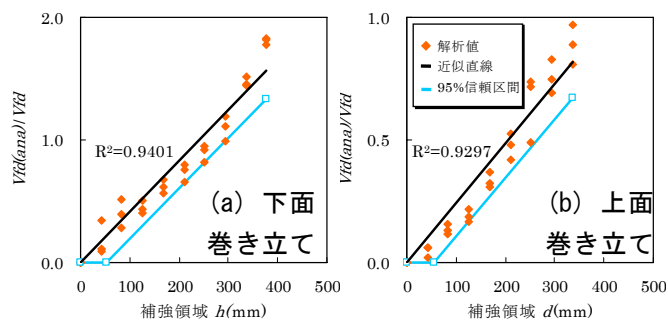


図3.5 無次元化DFRCC耐力負担分

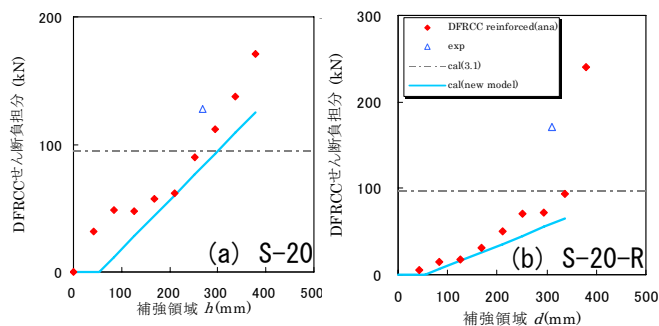


図3.6 算定結果

による数值実験から

- (3) 下面巻き立て補強については主鉄筋より下側のDFRCCはせん断補強効果にあまり寄与しない。
- (4) 下面・上面巻き立て補強では側面補強領域とDFRCCせん断負担分の比例関係が認められ、補強領域の影響を考慮した新たな評価式により合理的かつ安全に評価することができる。
- (5) 下面巻き立て補強の補強領域が大きくなると圧縮による影響が付与されるため、DFRCCのせん断負担分は算定以上のせん断補強効果を発揮する。
- (6) 主鉄筋位置まで上面巻き立て補強することで既往式に相当するせん断負担分を得ることができる。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，(社)日本港湾協会，2007.7
- 2) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，(社)日本港湾協会，1999.4
- 3) 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127.2007.3
- 4) 谷口勝基，斎藤尚，角掛久雄，大内一：高靱性モルタルのせん断補強への適用に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp1471-1476，2008.7
- 5) (財)沿岸技術研究センター：港湾構造物設計事例集，1994.4
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，2007.12

◆討議 [谷口与史也先生]

下面巻き立て補強と上面巻き立て補強でせん断耐力に差異があるのは曲げによる影響ではないのか。また、実験でも同様の結果となっているのか。

◆回答：実験の破壊性状については初期に曲げひび割れが発生するが、進展することなく、後に発生するせん断ひび割れによりせん断破壊に到っているため、曲げによる影響は小さいと考えられます。また、上面巻き立て補強についてはコアコンクリートに比して圧縮強度の高い DFRCC が圧縮縁に配置されていることに加え、コア部と DFRCC 補強部で一体化を図っているため、コア部のせん断負担に追従して圧縮縁の DFRCC もせん断抵抗したため、下面巻き立て補強に比して高いせん断耐力を示したものと考えています。これら補強形状によるせん断耐力の差異については実験・解析とも同様の結果を示しています。

◆討議 [松村政秀先生]

P-δ の整合性について、実験において剛性が変化する点が存在し、実験と解析の挙動に差異が生じているが、その原因は。

◆回答：実験の無補強 S-0 において最大荷重に比してかなり早い段階、荷重値が約 250kN 時にせん断スパン内にせん断ひび割れが発生し、局所的な破壊が生じたために実験では剛性の変化点が存在しています。他の補強供試体についてもコア RC 部で S-0 と同様の破壊が生じているため、実験では剛性の変化点が存在すると考えられます。ここで、全面巻き立て補強供試体については DFRCC 補強部の拘束効果によりコア RC 部の耐荷性能が向上し、剛性が変化する荷重値が他の供試体に比して高くなっている。なお、解析ではこの局所的な破壊の追従は困難であったと考えています。

◆討議 [谷口徹郎先生]

供試体については RC コア部を作成した後に巻き立て補強部を作成するのか。

◆回答：本研究では既設栈橋の RC 梁部材への DFRCC 巻き立て補強を想定しているため、供試体の作成については最初にコアとなる RC 梁部材を作成し、その後図-1 に示すように RC 梁部材の周りに型枠を組み、

DFRCC 補強部を作成しました。

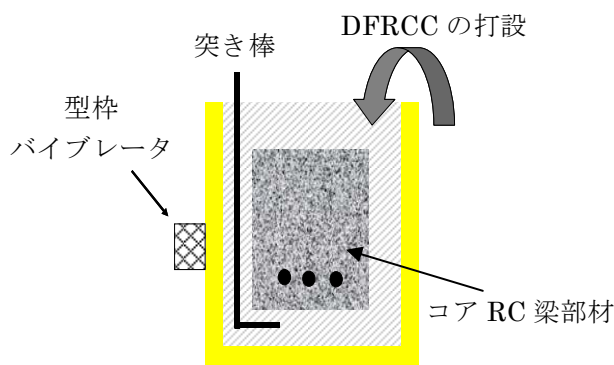


図-1 供試体作成状況図

◆討議 [松村政秀先生]

95%信頼区間の定義方法は。

◆回答：数値実験により得られた DFRCC せん断耐力負担分と近似直線との差に対して標準偏差をとり、図-2 に示すような正規分布から片側検定によって 5% を棄却した 95%信頼区間を定義した。なお、棄却域については以下の式を用いて算出した。

$$X \leq \mu - 1.65\sigma$$

ここで、

X：棄却域

μ：正規分布の中央値

σ：標準偏差

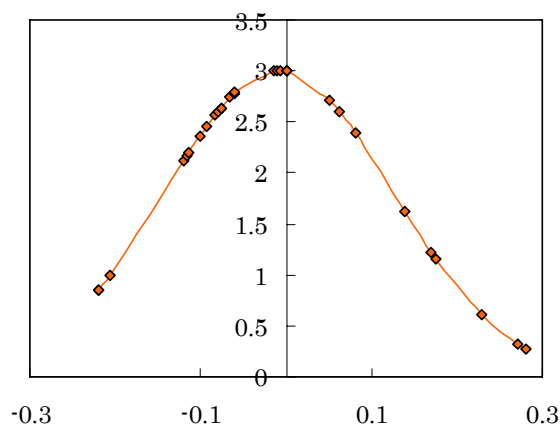


図-2 下面巻き立て補強の標準偏差分布