

スレンダーRC梁へのDFRCC増厚補強によるせん断補強効果に関する研究

Study on Shear Strengthening Effect of Slender RC Beam by DFRCC

構造及びコンクリート工学分野 久保英之

Abstract

DFRCCを用いたRC梁へのせん断補強効果に関して、本研究室ではこれまでせん断スパン比 $a/d=1.0\sim 2.0$ 程度のディープビームを対象に研究を行い、その補強効果を明らかにし、耐力算定式を提案してきた。しかし実構造物においては a/d の大きいスレンダービームも存在することからスレンダーRC梁を対象に、模型実験及び数値解析を用いてDFRCC補強による効果の検討を行い、補強効果を明らかにするとともに、算定式の適用可能性を示唆した。

About shear strengthening effect of RC beam by DFRCC, in this lab, the conducted studies targeting deep beam about shear span ratio $a/d=1.0\sim 2.0$ revealed the reinforcing effect, and proposed the strength calculation formula. But in the actual structure, there are also slender beam that have large share span ratio. Therefore targeting slender RC beam, we studied the shear strengthening effect by DFRCC with an experiment and numerical analysis. As a result, it was revealed the reinforcing effect, and suggested the applicability of the calculation formula.

1.はじめに

日本では港湾施設は船舶を係留して荷役を行う他、災害時の防災拠点としても使われる重要な施設である。その港湾施設であるが、設計基準となる「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁾が2007年に改定されたことにより地震荷重の算定方法が変わり、旧基準より設計地震力が大きくなる場合がある。更に高度経済成長期に建設された構造物の高齢化も問題となっており、構造物の補修・補強による長寿命化が求められている。

一般的に行われている補強方法としてはRC巻立て工法、炭素繊維シート接着工法、鋼板巻立て工法等があるが、それぞれ自重の増加や再劣化、接着剤の劣化による補強効果の低下、鋼板の腐食など課題もある。そこで高靱性繊維補強セメント複合材料²⁾(以下DFRCC: Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composite)はモルタル中に繊維を配合することで繊維の架橋効果による引張抵抗や複数微細ひび割れといった効果を期待できるために、補修・補強材料としての高い適応性が期待できる。一方で繊維補強セメント複合材料(FRCC: Fiber Reinforced Cementitious Composite)を補修・補強材として用いる研究は行われているものの、その例は少ない³⁾。

このような背景のもと、本研究室ではこれまでにDFRCCを用いたRC梁部材の曲げ補強効果の検討⁴⁾

及びせん断補強効果の検討^{5),6),7)}を行ってきた。研究結果から、曲げ補強効果はFRPグリッド等の他の補強材と組み合わせることでその補強効果が十分に得られることや、 $M-\phi$ 関係を用いて部材降伏荷重を評価できることがわかっている。せん断補強効果に関してはDFRCC巻立て補強による実験結果に加え、数値実験より得られた結果からせん断耐力算定式の提案を試みており、追実験と併せて算定式による安全側の評価が可能であることを示した。

ところで、梁のせん断破壊形式はせん断スパン比 a/d によって異なる。これまでの研究では栈橋を対象としていたことから、栈橋の形式として多く見られる $a/d=1.0\sim 2.0$ のディープビームを対象としていた。しかし実構造物では $a/d>2.5$ となるようなスレンダービームも存在する。そこで本研究においては $a/d=3$ であるスレンダービームを対象にそのせん断補強効果の検討を行った。その手法として、1)模型実験によるその破壊挙動と補強効果の確認、2)2次元有限要素解析を用いた1)での実験の再現性の検討、3)既往研究に示される耐力算定式の適応性の検討である。

2.せん断載荷実験

2.1 実験概要

本実験では既往研究⁷⁾と断面を同じくする供試体の、

せん断スパン a のみを変化させ、 $a/d=3$ となるせん断補強筋を有さないせん断破壊先行型 RC 梁を対象とした。十分な曲げ耐力を確保するために主鉄筋は USD685 の SD29 鉄筋を一本配筋した。また供試体は左右対称ではなく、片側 $a/d=2.5$ であり、そちらにはせん断補強筋を配筋し、 $a/d=3$ 側での破壊となるように設計した。供試体概要図を **図-1** に示す。**図-1** の供試体を基準供試体とし、その側面及び下面に対して、補強領域を変数とした補強を行った。実験変数一覧及び供試体名を **図-2** に示す。ここで補強厚さは変数とせず、用いた繊維の繊維長 12mm を考慮して 25mm で一定とした。**表-1**、**2** に DFRCC の配合表、用いたコンクリート、DFRCC 及び主鉄筋の材料特性を示す。コアコンクリートの圧縮強度は材齢 22 日、31 日に材料試験を行い、その間は線形補間している。供試体作成手順として、先ずコアコンクリート部を早強コンクリートで打設し、8 日間の気中養生の後、DFRCC 補強部を打設した。ここで DFRCC 補強部を打設するにあたってその定着方法として、コアコンクリートの目荒しによって行った。目荒しを行うためにコアコンクリート打設時に、その補強位置に凝結遅延剤を用いた。

実験変数の選定に関して、無補強供試体 N-0 に側面全域、圧縮域のみ、引張域のみ補強を行うことによる補強効果の違いを見るために L-300、U-100、L-200 を用意した。また引張域の補強を行った上で、圧縮領域の補強が及ぼす影響の比較のために圧縮領域の半分である 50mm を補強した L-250 を用意した。また L-200、L-300 供試体においてその下フランジを補強することによる曲げひび割れ抑制効果を L-200-F、L-300-F 供試体を用意することで検討した。なお打設の易化のために L シリーズでは実験時上面を下にして打設する逆打ちを行ったため、N-0 供試体に関しても 1 体、比較の

ために逆打ちとなる N-0-R 供試体を用意した。計測項目は載荷点位置鉛直変位、コアコンクリート圧縮縁上端ひずみ、載荷点位置主鉄筋ひずみ、DFRCC 圧縮縁上端ひずみ（圧縮縁までの補強を行ったもののみ）である。

2.2 実験結果

図-3 に最終破壊状況の例を示す。全ての供試体において斜めひび割れの卓越による斜め引張破壊を確認したとともに、主鉄筋位置での付着割裂ひび割れを確認した。また引張域を補強した L シリーズ供試体においては梁下面での部材軸方向に沿った鉄筋付着割裂ひび割れも見られた。L-300 と L-300-F 供試体の最終破壊時下面ひび割れを **写真-1** に示すが、下フランジ補強を行うことでひび割れ分散が見られ、そのひび割れ幅が抑制されていることがわかる。また目視による確認に

表-1 DFRCC 配合表

| 単位量(kg/m ³) | | | | | | | | | 水結合材比 W/(C+FA) (%) | 繊維混入率 VF (%) | 細骨材率 S/C (%) |
|-------------------------|--------|---------|-----|-----|----------|-----|------|--|--------------------|--------------|--------------|
| 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 | S | PVA | SP | VA | EB | | | | |
| 458 | 81.5 | 204 | 407 | 26 | 10 | 0.4 | 0.82 | | 45 | 2 | 50 |

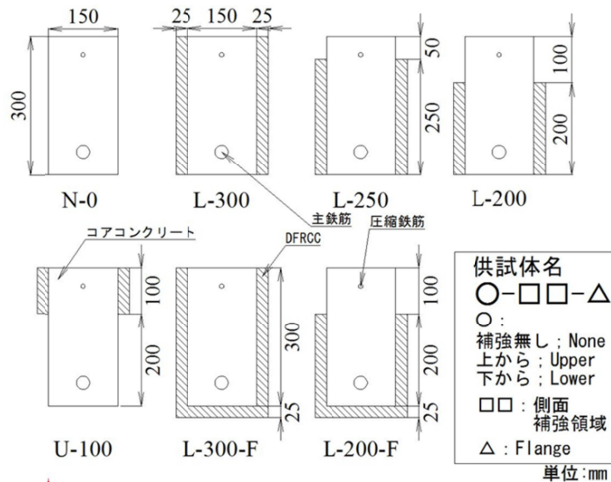


図-2 実験変数一覧及び供試体名称

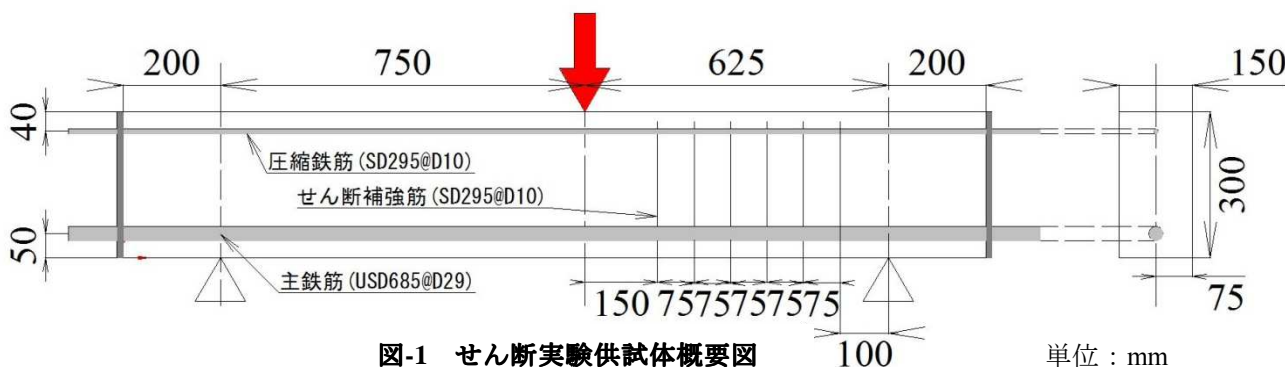


図-1 せん断実験供試体概要図

表-2 材料定数

| 供試体 | 材齢 | コアコンクリート | | | | DFRCC | | | | 主鉄筋 | | | | |
|---------|----|------------|------------|------------|-----------|------------|------------|------------|-----------|------------|------------|------------|--|--|
| | | 圧縮強度 [MPa] | 引張強度 [MPa] | 弾性係数 [GPa] | ポアソン比 [-] | 圧縮強度 [MPa] | 引張強度 [MPa] | 弾性係数 [GPa] | ポアソン比 [-] | 降伏強度 [MPa] | 引張強度 [MPa] | 弾性係数 [GPa] | | |
| N-0-R | 22 | 40.8 | | | | | | | | | | | | |
| N-0 | 23 | 41.1 | | | | | | | | | | | | |
| U-100 | 26 | 42.0 | 2.82 | 27.8 | 0.18 | | | | | | | | | |
| L-300 | 27 | 42.2 | | | | | | | | | | | | |
| L-200 | 28 | 42.5 | | | | | | | | | | | | |
| L-250 | 29 | 42.8 | | | | | | | | | | | | |
| L-300-F | 30 | 43.1 | | | | | | | | | | | | |
| L-200-F | 31 | 43.4 | | | | 49.15 | 2.36 | 14.45 | 0.21 | 694 | 904 | 206 | | |

において、コアコンクリートと DFRCC の付着切れなどは見られなかった。次に得られた荷重－変位関係の一例として、無補強 N-0-R、引張領域補強した L-200、圧縮域補強した U-100、フランジ補強を行った L-200-F を 図-4 に示す。図-4 から、無補強供試体に比べて、その補強領域に関わらず最大耐力が上昇していることがわかる。また、引張域を補強した供試体においては剛性の変化点、すなわち曲げひび割れ発生荷重が上昇したことがわかる。一方で初期剛性はほとんど変わらず、2 次剛性はわずかではあるが引張域補強ないしは下フランジ補強を行ったもので上昇した。このことから、斜め引張破壊型 RC 梁に DFRCC 補強を行うことで補強効果が得られること、引張領域補強によって曲げひび割れ発生荷重を上昇させること、曲げ剛性を変えずに補強を行うことが可能であることがわかった。

また荷重－コアコンクリートひずみ関係の一例を 図-5 に示す。横軸は引張が正である。無補強供試体 N-0-R、圧縮域のみ補強した U-100、引張域のみ補強した L-200、側面全域を補強した L-300 について示している。コアコンクリートひずみの傾向として、菱型マーカーで示す最大荷重まで一貫して圧縮側に伸びているが、L-300 及び、表示はしていないが L-300-F 供試体の 2 供試体においてのみ、最大荷重前にコアコンクリートひずみが増加、すなわち引張側へと向かった後に最大荷重を迎えている。このような最大荷重前にコアコンクリート圧縮縁ひずみが引張に向かう傾向はせん断圧縮破壊型の場合によく見られるものである。このことから、L-300 及び L-300-F 供試体のように側面全域を補強した場合、せん断耐荷機構としてタイドアーチ的な性状を僅かに発揮する可能性が考えられる。

3.有限要素解析

3.1 解析モデルおよび構成則

図-6 に解析モデルの一例を示す。解析は 2 次元フルモデルによって実験供試体をモデル化した。各要素についてコアコンクリート、DFRCC 及び載荷板は平面応力要素、各種鉄筋はトラス要素を用いた。材料定数は表-2 に示したものと同一である。材料構成則は、コンクリートは圧縮側を修正 Ahmad モデル、引張側を出雲モデルで、DFRCC は圧縮上昇域を Fafitis-Shah モデル、圧縮強度後の軟化域を修正 Ahmad モデル、引張側をダンベル型一軸引張試験より得られた結果に基づいてトリリニアモデルとしてモデル化した。図-7 に DFRCC 引張側の構成則を示す。鉄筋は弾性体とした。またコアと DFRCC の界面は、実験時にズレ等が見られなかったため、剛結とした。また鉄筋とコンクリートの付着特性として、ライン要素を介した接合とし、



図-3(a) N-0-R 供試体ひび割れ図

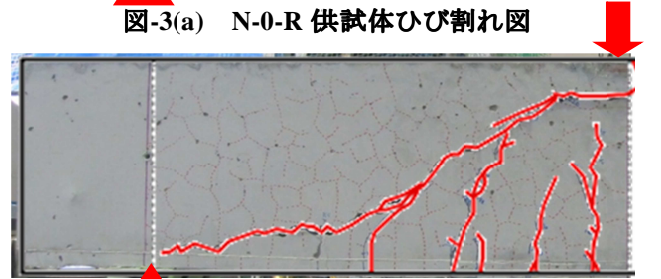


図-3(b) L-300-F 供試体ひび割れ図



写真-1 L-300(左)と L-300-F(右)
供試体下面ひび割れ

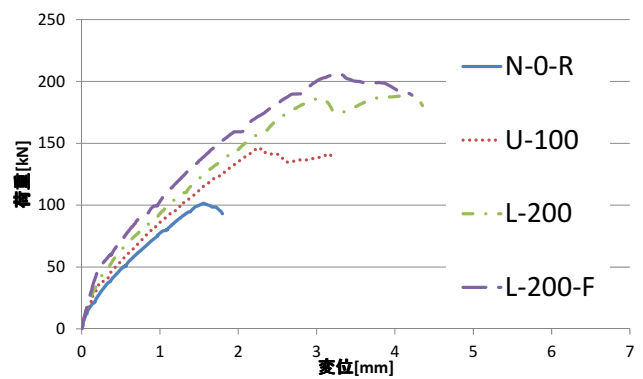


図-4 荷重－変位関係

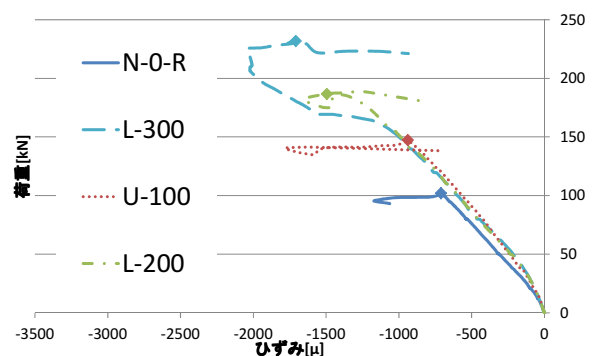


図-5 荷重－コアコンクリート
ひずみ関係

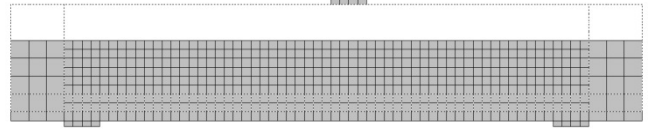
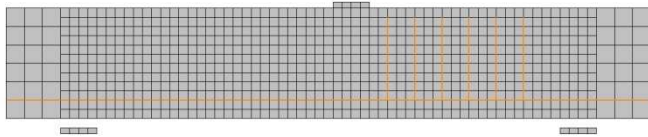


図-6 コアコンクリート及び鉄筋部(左)と DFRCC 部(右)解析モデル

ライン要素には Elmorsi らのモデルを用いた付着を導入した。これは鉄筋の付着割裂ひび割れを考慮するためである。

3.2 解析結果

解析結果の一例として、最大荷重時の $a/d=3$ 側ひび割れ図を図-8 に、荷重-変位関係を図-9 に示す。ここで、最大荷重は、①斜めひび割れ及び主鉄筋位置でのひび割れの卓越、②荷重の低下を満たす点と定義して求めた。これは解析において、実験時に見られたような、ウェブ斜めひび割れの局所化に伴ったコアコンクリート上端へと突き抜けるひび割れの再現が難しいためである。従ってその前段階であるウェブ斜めひび割れの卓越、あるいは主鉄筋に沿った付着割裂ひび割れの卓越を解析における破壊と定義した。図-8 から、解析において実験時と同様なウェブ中腹の斜めひび割れ及び鉄筋位置のひび割れが再現出来た。図-9 より引張域を補強していないものに関しては最大荷重、変位ともに精度よく再現できているが、引張域を補強したものに関しては2次剛性が解析結果で大きくなった。その原因として、引張域を補強した供試体では実験時に下面に部材軸方向のひび割れの卓越が見られたが、2次元解析では面外方向の変形や、ひび割れを表現できないために、再現しきれないためであると考えられる。また L-300 及び、図には示していないが L-300-F では解析時の最大荷重が3割程度低くなった。この原因として、解析での破壊定義の①が実現象の正確な再現となっていないためであると考えた。そこで L-300 及び L-300-F の解析を載荷点近傍での圧壊が見られるまで継続した。その時の荷重-変位関係を図-10 に示す。図-10 より、L-300 ではその最大荷重を良好に再現できている。このことから側面全域補強によってタイドアーチ的耐荷機構が発揮される可能性が示唆される。L-300-F においては実験時の最大荷重が若干高いが、これは実験時のひび割れ性状として、載荷点下に潜り込む形で発生したために、実験時最大荷重が若干高めに出了ためであると思われる。また実験時載荷途中で下面ひび割れの局所化が見られなかった L-300-F の荷重-変位関係が実験結果と解析結果で精度よく表現出来ていることから、荷重-変位関係の一致を見るには面外方向の考慮が必要であると考えられる。

4.算定耐力との比較

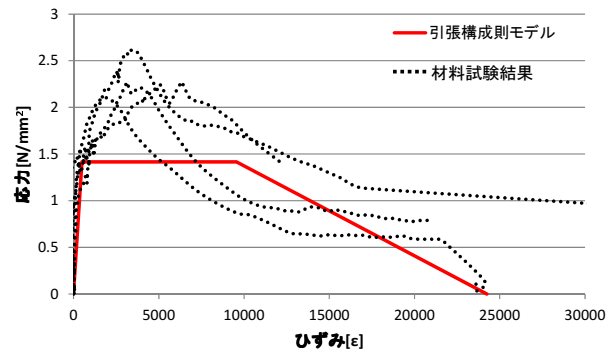
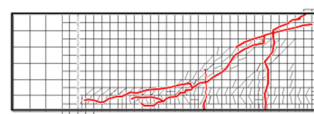
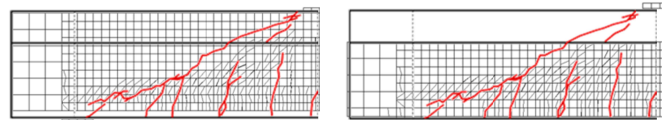


図-7 DFRCC 引張構成則



(a) N-0 RC



(b) L-200-F RC 部(左)と DFRCC 部(右)

図-8 ひび割れ図(赤線：実験時)

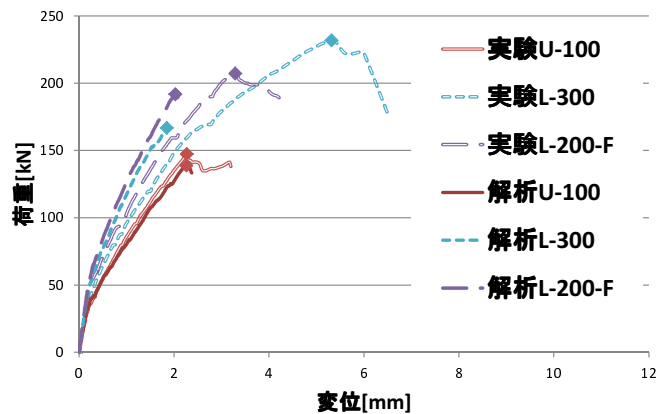


図-9 解析荷重-変位関係

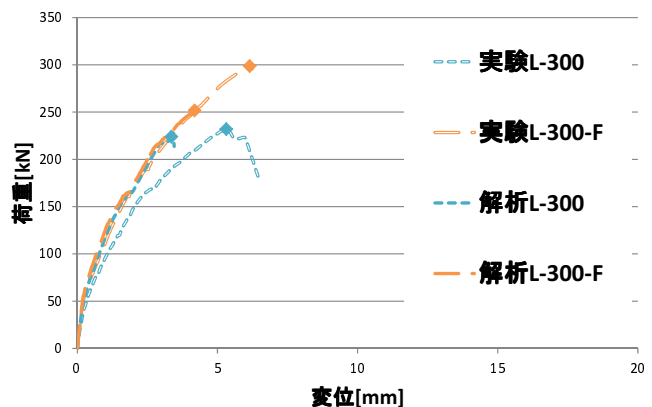


図-10 側面全域補強荷重-変位関係

4.1 耐力算定式

次のステップとして実験及び有限要素解析によって得た最大荷重を既往研究での耐力評価式を用いて、スレンダービームへの適用性を考察する。評価式を以下に示す。

$$V_u = V_{RC} + V_f + V_T + V_w \quad (1)$$

$$V_{RC} = \beta_d \times \beta_p \times f_{vcd} \times b_w \times d \quad (2)$$

$$V_f = \beta_d \times \Delta\beta_f \times f_{dd} \times b_w \times \underline{d} \quad (3)$$

$$V_T = 2 \times f_{st} \times t_{st} \times \min\left(h_{st}, l_{st}, \frac{7}{8}d\right) \quad (4)$$

$$V_w = \beta_d \times \Delta\beta_w \times f_{dd} \times b_w \times d \quad (5)$$

ここで、

V_u : 補強後のせん断耐力(kN)

V_{RC} : RC部のせん断耐力(kN)

V_f : フランジ部補強によるせん断耐力増分(kN)

V_T : ウェブ部補強による引張抵抗増分(kN)

V_w : ウェブ部補強によるせん断耐力増分(kN)

$$f_{vcd} \cdot f_{vcd} = 0.20^3 \sqrt{f'_{cd}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)

β_d : 供試体寸法の影響を考慮する係数

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$$

p_v : 引張鉄筋比

f_{dd} : コンクリート圧縮強度で決まる基準せん断強度

\underline{d} : 補強後の有効高さ(mm)

$\Delta\beta_f$: せん断耐力増分を考慮する係数 (β_p に対応)

h_{st} : 補強高さ(mm)

l_{st} : 補強長さ(mm)

d : 有効高さ(mm)

$\Delta\beta_w$: せん断耐力増分を考慮する係数

b_w : 腹部の幅(mm)

DFRCCを補強したことによる耐力増分を、RC梁の基準耐力 V_{RC} に単純累加することによって求めている。 V_f はフランジ補強によるコア部材のひび割れ幅開口を抑制することによる耐力上昇分であり、 V_T は側面の面材補強によって、DFRCCがせん断補強筋と同様の効果を発揮するとする、トラス効果と捉えた耐力上昇分であり、 V_w はコア部材のせん断ひび割れ面での骨材かみ合わせ効果の増大による耐力上昇分である。

表-3 実験・算定・解析最大耐力表

| 供試体名 | 最大耐力[kN] | | | 最大耐力比[-] | |
|---------|----------|-------|--------------|----------|------------|
| | 実験 | 算定 | 解析 | 実験/算定 | 実験/解析 |
| N-0 | 101.9 | 96.1 | 121.4 | 1.06 | 0.84 |
| U-100 | 147.2 | 132.3 | 138.8 | 1.11 | 1.06 |
| L-300 | 231.8 | 171.9 | 223.9(166.8) | 1.35 | 1.04(1.39) |
| L-200 | 186.6 | 161.3 | 168.6 | 1.16 | 1.11 |
| L-250 | 186.0 | 166.1 | 180.3 | 1.12 | 1.03 |
| L-300-F | 298.6 | 196.9 | 251.7(217.1) | 1.52 | 1.19(1.38) |
| L-200-F | 207.2 | 185.9 | 191.8 | 1.11 | 1.08 |

上記の式を用いた算定耐力に加え、実験で得られた最大荷重、及び解析より得られた最大荷重をまとめたものを表-3に示す。また横軸を実験で得られた最大荷重、縦軸を算定と解析により得られた最大荷重として供試体ごとにプロットした図を図-11に示す。ここで、無補強供試体については、算定及び解析結果と比較するにあたって安全側評価を行うために実験値は低くなったN-0-R供試体の結果を用いた。また、解析結果におけるL-300、L-300-F供試体に関しては他の供試体と同様にウェブ斜めひび割れ及び鉄筋位置ひび割れの卓越を破壊と定義した際の最大荷重を括弧内に、圧壊まで継続した際の最大荷重を通常表記している。図-11においても圧壊時の最大耐力をプロットしている。この結果から、DFRCC増厚補強を行ったRC梁部材の最大耐力は、算定式によって安全側の評価が可能であることがわかる。特にその補強領域が圧縮域のみ、引張域のみ、あるいは引張域と圧縮域の一部を補強した場合には1割程度の差で算定が可能であることが示された。しかしながら、L-300及びL-300-F供試体に関しては解析時と同様に、算定式によって得られた最大耐力よりも実験値が35%、52%上昇した。そこで実験、解析の両アプローチで考察を行ったタイドアーチ的耐荷機構に注目した。土木学会標準示方書では、タイドアーチ的耐荷機構によって部材せん断耐力が上昇するとして、 $a/d=1.0\sim 2.0$ 程度の梁ではその耐力算定式が別途示されている。その式を式(6)に示す。

$$V_{RC} = \beta_d \times \beta_p \times \beta_a \times f_{dd} \times b_w \times d \quad (6)$$

ここで β_a はせん断スパン a と有効高さ d を変数とするせん断スパン比による効果を表すものである。 β_a を用いるとせん断スパン比が大きくなるほど耐力が低下する。そこで上式(6)中の f_{dd} に着目しコアコンクリートのせん断耐力式(1)中の f_{vcd} を f_{dd} に置換し、算定を行った。算定結果を表-4に示す。この結果からL-300及びL-300-F供試体のせん断耐力は f_{dd} を用いて計算を行うことで、実験値を良好に評価することができる。ただし、ここで式(6)は既往の研究成果により得られた式を $a/d=2.5$ 程度で通常の棒部材のせん断耐力式に漸近するよう、実験結果に対して安全側に簡略化したものである点に留意しなければならない。

表-4 f_{dd} を用いた耐力算定

| 供試体名 | 実験 | 算定(f_{dd}) | 実験/算定 |
|---------|-----------|----------------|-------|
| | 最大耐力 [kN] | 最大耐力 [kN] | |
| L-300 | 231.8 | 249.8 | 0.93 |
| L-300-F | 298.6 | 279.0 | 1.07 |

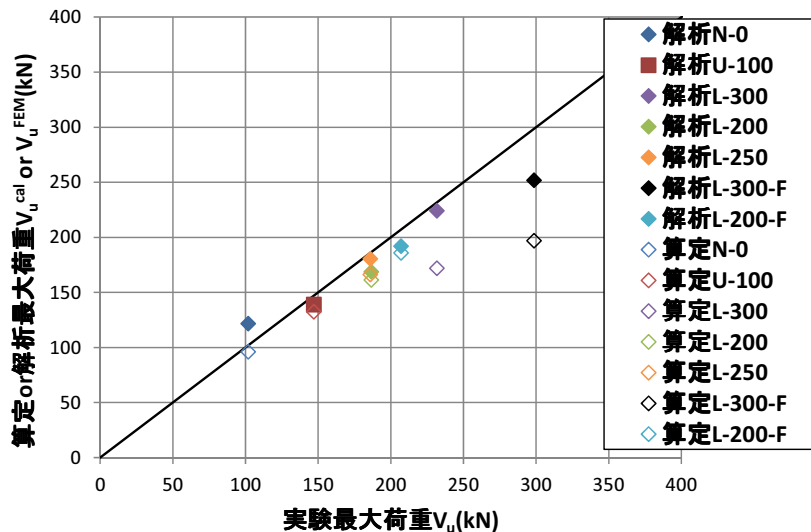


図-11 算定 or 解析最大荷重—実験最大荷重関係

すなわち今回 f_{da} を用いることでその耐力算定が実験結果と良好な対応を取ることを示したが、その理論的根拠に乏しいといえる。そのため、側面全域補強を行った場合のスレンダーRC 梁の耐荷機構についてはまだ検討の余地があると言える。

4. 結論

DFRCC による増厚補強を行ったせん断スパン比 a/d が 3 のせん断破壊型スレンダーRC 梁を対象とした 3 点集中載荷実験及び実験モデルを対象とした数値解析から得られた結果を以下に示す。

- 1) コアコンクリートと DFRCC の接合において、付加的な定着具を用いずとも、簡易的な目荒しのみで一体性を確保できた。
- 2) 普通コンクリートを母材とするせん断破壊型スレンダーRC 梁に DFRCC を部分増厚補強することによって、その補強領域に関わらず耐力が上昇することがわかった。
- 3) DFRCC を補強することによって曲げ剛性は変わらないが、引張域補強を行った場合においては曲げひび割れ発生荷重を上昇させることがわかった。
- 4) 下フランジを補強した場合は、梁下面のひび割れ幅を抑制する効果に期待できることを示した。
- 5) 2 次元有限要素解析を用いることによって、実験での部材挙動に沿った破壊状態を定義すれば、その耐力を求めることができることを示した。
- 6) 2 次元有限要素解析を用いて剛性を評価することは難しく、正確な評価を行うには部材軸方向のひび割れ開口による剛性低下を評価するために 3 次元モデルなどを用いる必要性

があると考えられる。

- 7) 既往研究⁶⁾で示される算定式を用いることで安全側の評価が可能であることがわかった。特に側面全域補強でない場合は良好に評価ができた。
- 8) 解析、算定両者において、側面全域補強を行った場合ではその耐力は実験が大きく上回った。これは側面全域補強によってコアコンクリートが拘束され、タイドアーチ的耐荷機構が発揮されるためであると考え、その耐力上昇を評価することで実験荷重を再現可能である可能性を示した。ただし理論的な検証は不十分であると言え、検討の余地がある。

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) 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
- 3) 大川善丈ら：シングル配筋された薄肉 RC 梁のビニロン繊維補強コンクリートによる限定補強、コンクリート工学年次論文集、Vol.29, No.3, pp.205-210, 2007
- 4) 小笠原哲也ら：高靱性繊維補強セメント複合材料(DFRCC)による栈橋梁部への増厚曲げ補強効果に関する基礎的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.33, No.2, pp.1255-1260, 2010
- 5) 小笠原哲也ら：高靱性繊維補強セメント複合材料(DFRCC)による栈橋梁部へのせん断補強効果に関する基礎的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.32, No.2, pp.1381-1386, 2010
- 6) 大内一ら：DFRCC の U 字型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
- 7) 野崎佑太ら：DFRCC によるせん断破壊型 RC 梁のウェブ補強効果に関する実験、コンクリート工学年次論文集 Vol35, No.2, pp.1405-1410, 2013

討議

討議 [山田先生]

実施工において、コストや施工性を考慮した場合、
どういった補強形式が最も良いのか

回答

今回の実験で行った補強領域の中では引張領域及び下面フランジの補強を行った L-200-F が最も良いと考えます。その理由として、①供用中において、
曲げひび割れなどによる下面のひび割れを抑制するために下面フランジの補強は必要であること。②
棧橋の実構造物を考えると、梁上部には床スラブなどがあることから、側面全域を補強することは不可能であること。③
また下面フランジのみの補強では、コアコンクリートのひび割れ局所化によって DFRCC の剥落といった問題が生じるため、
固定の意味も含めて側面を含めた巻立てが良いと考えられます。

討議 [鬼頭先生]

実際に施工に用いる際の補強方法は吹付けで良いのか。
吹き付ける際の補強厚の確保についてはどうするのか。

回答

実際に施工に用いる際には、今回研究と同様な補強方法とすると、
型枠設置などの問題が考えられるため、吹付けが最も良いと考えています。
吹き付け厚に関しては配合なども踏まえて別途検討課題となるかと思えます。

討議 [松村先生]

供試体の寸法はどのように決定したのか。

今回は $a/d=3$ での研究であるが、 a/d が変わった場合でも同様の効果が得られるのか。

回答

供試体の寸法について、断面は港湾構造物設計事例集にある、
一般的な棧橋の寸法である幅 1.0m、梁高 2.1m を基準に、
凡そ 1/6~1/7 倍に縮尺したモデルとしました。せん断スパン比に関しては短すぎると
ディープビームのようなせん断圧縮破壊をしてしまうこと、
長すぎると曲げ破壊となってしまうこと、打設が難しくなることから、
斜め引張破壊となる中でできるだけ短くなるような寸法としました。

a/d が変わった際の効果については、その破壊形式が今回実験と一致する限りでは、
同様の効果が得られるものと考えられます。

討議 [山口先生]

せん断補強効果は何によって評価しているのか。
断面が変わっても補強厚は 25mm で良いのか。

回答

今回の研究においては、せん断補強効果は無補強供試体に比
べた耐力上昇分によって評価、判断しています。補強厚に関しては、
実際の補強を想定した補強厚ではなく、補強を行う際の最低の補強厚
という考えでの 25mm です。従って、断面が変わった際、
実施工の際は必要とする補強後耐力に併せて適宜、補強厚を
変える必要があります。

討議 [大島先生]

材料特性における、DFRCC の引張構成則は材料試験結果と
比べた際に降伏強度が低いモデルとしているが、解析結果にお
いて、構成則と材料試験結果との差が大きく影響を与えるの
ではないか。

回答

構成則に関しては、安全側評価も踏まえて、材料試験結果
でのひび割れ発生による最初の耐力低下点を降伏強度として
構成則を定めました。解析での部材の最大耐力には DFRCC
の引張強度の影響は高いと考えられるため、正確な一致を見る
ためには、更に厳密に実際の応力-ひずみ関係をモデル化する
必要があると言えます。