論文　PVA 短繊維を混入した RC フーチングのせん断耐力

伊藤　始[*1]・岩波　光保[*2]・加藤　絵万[*3]・横田　弘[*4]

要旨：短繊維を混入することで，RC はりのせん断特性が改善されることが確認されている。この改善効果を利用して，防波堤や護岸に用いられるケーソンのフーチング長を長くすることができれば，マウンド支持力や堤体安定性の点から，コストダウンにつながる可能性がある。そのため，短繊維を混入したフーチングを実寸大でモデル化した試験体を用いて載荷実験を行い，せん断補強効果の確認ならびにフーチング長の検討を行った。加えて，フーチングを有するケーソンの経済性を検討することで，最適なケーソン寸法の評価を試みた。

キーワード：PVA 短繊維，フーチング，せん断耐力，実寸大モデル

1. はじめに

港湾には波浪の抑制を目的に，ケーソンを用いた防波堤や護岸が設けられる。このケーソンとは，鉄筋コンクリート（RC）製の函体であり，中詰め砂を投入することで海底に沈設し，自重により波力に抵抗する構造物である。そのため，ケーソンには，転倒や滑動に対する高い安定性が求められる。

それらに対する安定性は，ケーソンの幅や自重などを大きくすることで高めることができる。ケーソンの幅を大きくする方法として，ケーソンに RC 製のフーチングを設けることが行われている。その場合，フーチングは長いほど効果的であるが，作用せん断力の増加およびせん断耐力の減少につながるため，その長さには限度がある。このような理由で，通常のケーソンのフーチング長は 1m 程度とされている。

一方，RC 部材のひび割れ分散性の向上や発生応力の局所化の抑制を目的として，コンクリート中に短繊維を分散させた短繊維補強コンクリート（Fiber Reinforced Concrete，以下，FRC とも記す）に関する技術の開発が進められている。著者らは，PVA 短繊維を対象とした基礎的な実験を通して，RC はりの終局曲げモーメントやせん断耐力が大きく改善されることを確認している [1)]。この結果より，片持ちはり構造であるフーチングに短繊維を混入することでフーチング長を大きくすることができれば，マウンド支持力や堤体の安定性の点から，ケーソン本体の幅を小さくすることができ，コストダウンにつながる可能性がある。

そのため，本研究では，ケーソンのフーチングを実寸大でモデル化した試験体を用いて載荷実験を行い，せん断補強効果の検証ならびにフーチング長の検討を行った。加えて，ケーソンのフーチングに FRC を使用することで得られるコスト縮減効果について試算した。なお，試験体の設計やコスト試算は，文献 2)，3)などを参考に行った。

2. 実験概要

2.1　実験ケースおよび試験体

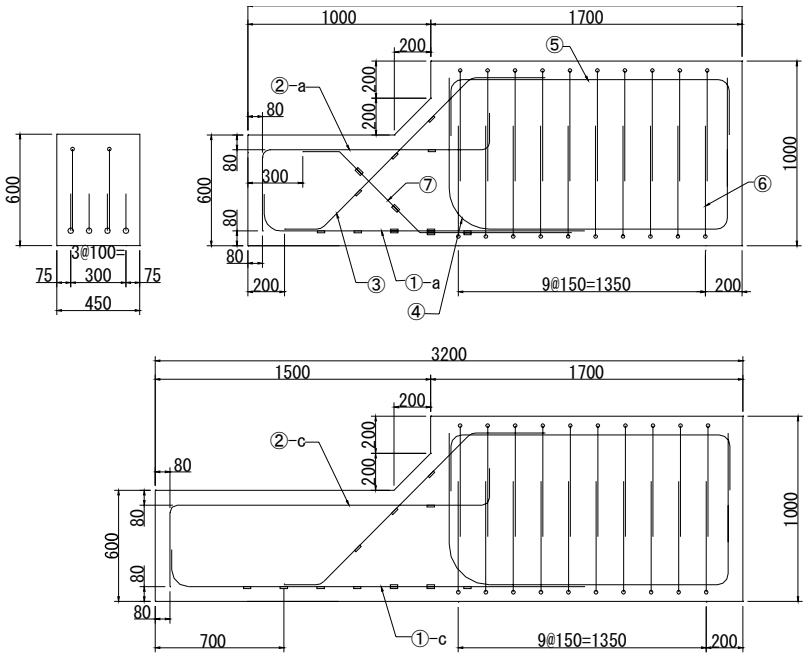
試験体は，標準的なケーソンのフーチングを実寸大で模擬したもので，短繊維混入の有無，フーチング長（せん断スパン長），せん断補強鉄筋の有無をパラメータとした 5 体である。**表－1** にその一覧を示す。フーチング長が 1.0m の FF-10 を基本とし，FF-15 では 1.5m，FF-20 では

*1 前田建設工業(株)　研究員（元（独）港湾空港技術研究所　客員研究員）工修　（正会員）
*2（独）港湾空港技術研究所　構造強度研究室主任研究官　工博　（正会員）
*3（独）港湾空港技術研究所　LCM 研究センター特任研究官　工博　（正会員）
*4（独）港湾空港技術研究所　構造強度研究室長　工博　（正会員）

表－１　試験体およびせん断耐力の実験値と計算値

試験体名	短繊維混入率 %	せん断スパン長 m	せん断補強鉄筋の有無 *1	せん断耐力 実験値 kN	計算値 kN *2	実験/計算
FN-10	0.0	0.50	なし	1325	1170	1.13
FN-10S	0.0	0.50	あり	1577	1249	1.26
FF-10	1.0	0.50	なし	1504	1119	1.34
FF-15	1.0	0.75	なし	1134	699	1.62
FF-20	1.0	1.00	なし	624	459	1.36

*1:図－１上のせん断補強鉄筋⑦の有無，*2:二羽の式を用いて算定。



[単位：mm]

図－１　試験体の形状・寸法および配筋（上：FN-10S，下：FF-20）

2.0m にフーチング長を伸ばしている。また，短繊維を混入しない試験体 FN-10 と FN-10S はいずれもフーチング長が 1.0m である。なお，**表－１**の計算値は，コンクリート強度に実強度（普通コンクリート N：25.1N/mm^2，FRC：23.5N/mm^2）を用い，せん断スパン長 a と有効高さ d の比 a/d の比較的小さいはりを対象とした二羽の式[4]（以下，DB 式）で計算したせん断耐力で，支持部分の幅は上部支圧板幅の 1/2 の 200mm，せん断スパン長は下部ジャッキ中心からフーチング付け根までの距離として与えた。

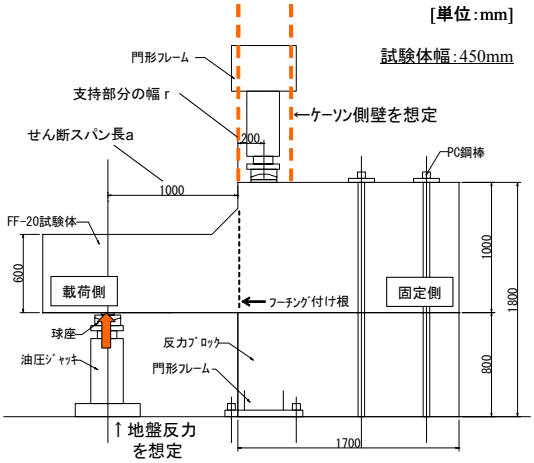
図－１に FN-10S および FF-20 の試験体の形状寸法および配筋を示す。FN-10S からせん断補強鉄筋⑦を除いたものが FN-10 および FF-10 の配筋に相当する。図中の丸囲みの数字は，鉄筋種類（鉄筋径/材質）を示し，①が D29/USD685，②～④が D13/SD295，⑤～⑦が D16/SD345 である。本実験は，せん断破壊させることを目的としたため，試験体の引張側主鉄筋は，曲げ破壊防止のために，試験体設計の参考とした実ケーソンにおける D19/SD345 から D29/USD685 に変更した。また，載荷装置の荷重容量を考慮して，試験体の幅は，450mm とした。

2.2　使用材料

試験体製作に使用した短繊維の物性，コンクリートの配合，コンクリートと鉄筋の強度試験結果を以下に示す。

(1) 短繊維

実験に使用した PVA 短繊維の物性を**表－２**に示す。



a) 載荷方法（FF-20）

b) 載荷状況（FN-10）

図－２　載荷方法

(2) コンクリートの配合

使用したコンクリートは，セメント種類を普通ポルトランドセメント，配合条件を呼び強度 21N/mm^2, スランプ 18cm, 粗骨材最大寸法 20mm とした（**表－３**）。短繊維は，外割りの体積混入率で 1.0%（単位量 13kg/m^3）を混入した。

(3) 材料試験結果

コンクリートの圧縮強度試験より得られた圧縮強度は, 普通コンクリートで 25.1N/mm^2, FRC で 23.5N/mm^2 であった。鉄筋の引張試験結果を**表－４**に示す。

2.3　載荷方法

図－２に載荷方法および載荷状況を示す。試験体への載荷は，フーチング固定条件を模擬して，片持ちはりとして行った。実験では，荷重をフーチングの長さに対して等分布に作用する地盤反力の合力とし，想定フーチング長 1.0m ではフーチング付け根から載荷側に 0.5m の点，1.5m では 0.75m の点，2.0m では 1.0m の点に集中荷重を作用させた。すなわち，フーチング付け根から載荷位置までの距離が，**表－１**に示したせん断スパン長に対応する。試験体の高さ 1.0m の部分を PC 鋼棒で反力ブロックおよび反力床に固定し，フーチング付け根から固定側に 0.2m 入った部分に上部ジャッキで鉛直荷重を作用させて，試験体を固定した。この上部ジャッキは，幅 400mm のケーソンの側壁に発生する断面力を模擬したものである。

荷重がピーク点に達した後，最大荷重の 5 割程度に低下した時点で載荷を終了した。載荷中は，荷重，鉛直変位，ひび割れ幅，およびひずみの計測を行った。

表－２　短繊維の物性値

項目	単位	物性値
直径	mm	0.66
標準長	mm	30
繊度	tex (mg/m)	444
アスペクト比	—	45.5
密度	kg/m^3	1300
引張強度	N/mm^2	880
ヤング係数	kN/mm^2	29.4

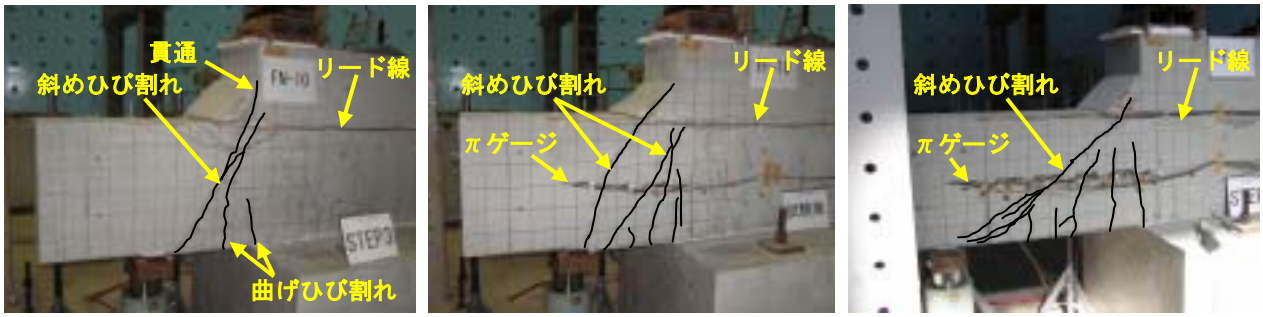
表－３　配合

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量(kg/m^3)			
		水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
61.2	49.4	179	292	886	934

＊混和剤：AE 減水剤，AE 剤

表－４　鉄筋引張試験結果

鉄筋記号	種類	材質	降伏強度 f_y N/mm^2	引張強度 f_u N/mm^2	ヤング係数 E_s kN/mm^2
①	D29	USD685	730	934	200
②～④	D13	SD295	346	496	196
⑤～⑦	D16	SD345	369	559	198



a) FN-10（普通コンクリート）　b) FF-10（FRC，a=500mm）　c) FF-20（FRC，a=1000mm）

図－３　破壊状況（主なひび割れをトレース）

3. 実験結果

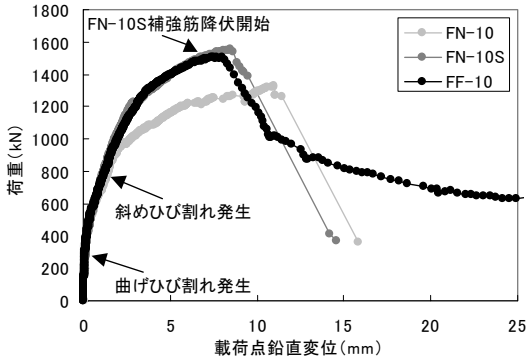
3.1　破壊性状

図－３に FN-10，FF-10，FF-20 の破壊状況を示す。図－３ a)に示した FN-10 では，曲げひび割れがフーチング付け根から発生し，その後，斜めひび割れが下側載荷点内側とハンチ部を結ぶように発生した。破壊は，その斜めひび割れがハンチ部を貫通して壁部に至ることで発生した。ハンチ部への貫通は上部と下部のジャッキを結ぶように作用する圧縮力がハンチ部に作用することで発生したと考える。図－３ b)に示した短繊維を混入した FF-10 では，FN-10 と異なり，斜めひび割れが複数発生し，破壊直前に斜めひび割れがハンチ部に緩やかに進展した。

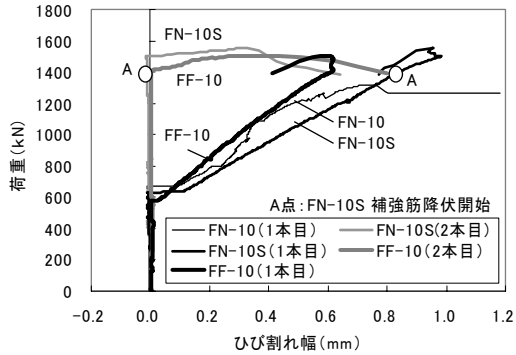
図－３ c)に示した短繊維を混入し，せん断スパン長を 1.0m とした FF-20 では，FF-10 に比べ斜めひび割れの角度が緩やかであった。本実験のような *a*/*d* の小さいはりでは，タイドアーチ的な耐荷機構を形成し，圧縮ストラットの圧縮破壊により耐荷機構の破壊に至る。FF-20 では，斜めひび割れ角度が緩やかであることに起因して，圧縮ストラットの幅[5)]が小さくなったため，表－１に示したとおり，せん断耐力が小さくなったと考えられる。

3.2　荷重－変位関係

図－４に FN-10，FN-10S，FF-10 の荷重－変位関係を示す。すべてのケースにおいて荷重 300kN 程度で曲げひび割れが発生し，700kN 程度で斜めひび割れが発生した。FN-10 では，斜めひび割れ発生後，荷重増加に対する変位の増加量が他の 2 ケースに比べ大きくなった。短繊維を混入した FF-10 とせん断補強鉄筋を配置した FN-10S では，荷重ピーク点までの範囲で荷重－変位曲線がほぼ一致した。普通コンクリートの FN-10 および FN-10S では荷重がピーク点から急激に低下したことに対して，短繊維を混入した FF-10 では緩やかに低下した。



図－４　荷重－載荷点変位関係



図－５　荷重－斜めひび割れ幅関係

3.3　斜めひび割れ幅

図－５に FN-10，FN-10S，FF-10 の荷重－斜めひび割れ幅関係を示す。ここでの斜めひび割れ幅は，検長 100mm のπゲージを用いて，はり高さ中央（上縁から 300mm の位置）で水平

方向に測定したものである。FN-10S と FF-10 では，初期に発生した 1 本目の斜めひび割れと貫通して荷重低下の原因になった 2 本目の斜めひび割れが発生したため，両者を掲載した。

いずれのケースでも荷重が 700kN 程度でひび割れ幅が増加し始め，その後の荷重の増加に伴い，ひび割れ幅が増加した。その増加割合は，短繊維を混入した FF-10 で最も小さくなった。FN-10 では，1 本目のひび割れの幅が大きくなり，破壊に至った。FN-10S では，荷重 1400kN 付近の図中 A 点でせん断補強鉄筋が降伏し始め，それに起因して 1 本目のひび割れの幅が大きくなった。また，新たに発生した 2 本目のひび割れの幅が急激に大きくなり，ハンチ部に貫通することで破壊に至った。FF-10 でも，2 本目のひび割れの幅の増加に起因して破壊に至っており，FN-10S と同様の傾向を示した。

4. せん断耐力に関する考察

図－６に短繊維混入率と最大荷重の関係を示す。せん断補強鉄筋の有無の影響は FN-10 と FN-10S の最大荷重の差 252kN に，また短繊維混入の影響は FN-10 と FF-10 の最大荷重の差 179kN として現れている。普通コンクリートと短繊維補強コンクリートの強度の差を考慮すると今回の実験条件においてせん断補強鉄筋による補強効果と短繊維混入による補強効果は，同程度であったと判断できる。

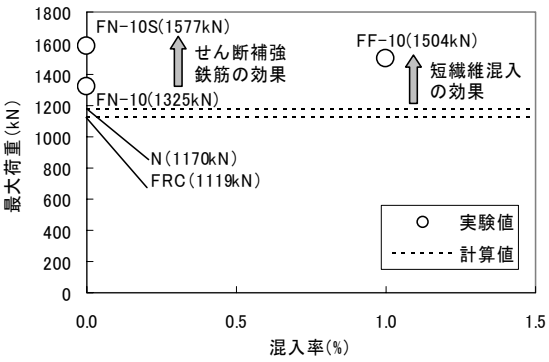
図－７にせん断スパン長と最大荷重の関係を示す。同図には前述の DB 式により計算される普通コンクリートを対象としたせん断耐力の計算値（以下，計算値 N）と短繊維の効果を考慮した算定式による計算値（以下，計算値 FRC）を示す。これらの計算は，FRC の実験値との比較を目的としたため，圧縮強度には FRC の値（23.5N/mm^2）を用いた。ここでの FRC の算定式は，RC はりの曲げせん断実験から得られており，FRC の引張軟化曲線における折曲がり点応力 σ_{BP} とはりの有効高さ d を用いた係数を DB 式に掛け合わせたものである（式(1)）[1)]。

$$V_c = \beta_F \cdot V_{c0} \qquad (1)$$

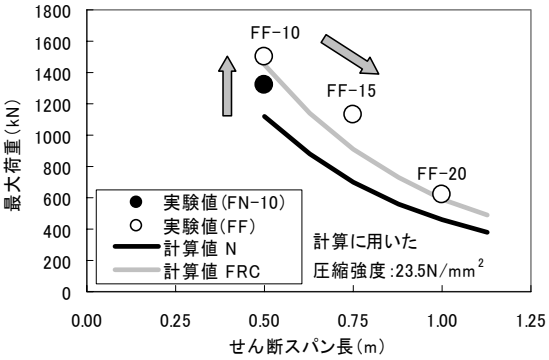
$$\beta_F = 1 + 0.2(\sigma_{BP} - \sigma_{BP0})/(d/1000)$$

ここに，V_{c0}：DB 式によるせん断耐力（kN），σ_{BP}：FRC の引張軟化曲線における折曲がり点の応力（N/mm^2），σ_{BP0}：ベースコンクリートの折曲がり点の応力（N/mm^2，σ_{BP0}≒0.1N/mm^2），d：有効高さ（mm）

せん断スパン長 0.5m の FF-10 の実験値は，計算値 N に比べ大きくなり，計算値 FRC とほぼ同様の値を示した。実験値は，せん断スパン長が 0.75m，1.0m と大きくなることに伴い小さくなった。せん断スパン長 0.75m と 1.0m の実験値も，計算値 FRC とほぼ一致しており，実験結果を式(1)より推定可能であることが確認できた。この結果から，FRC を対象とした RC はりのせん断耐力算定式を用いて FRC 製フーチングのせん断耐力算定を行うことが可能であると考えられる。



図－６　短繊維混入率－最大荷重関係



図－７　せん断スパン長－最大荷重関係

5. コスト試算による経済性の検討

5.1　試算方法

コスト試算は，ケーソンのフーチング長および短繊維の有無を変化させた場合のケーソン製作にかかる材工費を算定することで行った。コストの増加要因は，短繊維の材工費および延長したフーチングの材工費とし，減少要因は，本体幅減少にともなう材工費の減少と考えた。試算モデルは，高さ 12.6m，堤体幅 15.0m の護岸用ケーソン [6]とした。検討ケースおよび試算結果を**表－５**に示す。普通コンクリートのケースでは，フーチングにせん断補強鉄筋を配筋する条件としたが，FRC のケースでは，FRC のみで必要なせん断耐力が確保できることから，せん断補強鉄筋を配筋しない条件とした。

5.2　設計計算

フーチングが長くなることに伴い，作用せん断力は大きくなり，設計せん断耐力は小さくなる。本条件の計算では，フーチング長 1.75m（ケース 5）で設計せん断耐力が作用せん断力を下回り，せん断力に関する照査が不合格となった。

5.3　試算結果

表－５では，FRC を用いたケース 4 で費用が最小となり，1m あたりの建設費用がケース 1 に比べ 18%程度，ケース 2 に比べ 3%程度低減され，短繊維使用によるコストメリットが得られる可能性が示された。ケース 4 では，材工費の縮減に加えて，フーチング部におけるせん断補強鉄筋の配筋工程が省けることで若干の工期短縮になることも期待できる。

表－５　試算ケースと試算結果

ケース	フーチング条件				設計計算				費用比
	有無	コンクリート種類	長さ (m)	厚さ (m)	許容本体幅 (m)	作用せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査	*1
1	なし	普通	―	―	12.2	―	―	-	1.18
2	あり	普通	1.00	0.6	8.9	382.6	490.1	OK	1.00
3	あり	普通	1.50	1.0	8.1	461.6	545.6	OK	1.01
4	あり	短繊維	1.70	0.6	7.9	627.6	644.9	OK	0.97
5	あり	短繊維	1.75	0.6	7.9	635.4	619.5	NG	―

*1：堤体幅1mあたりの費用比であり，ケース2の費用を1としたときの比

6. まとめ

本研究により得られた知見を以下に示す。

(1) ケーソンのフーチングにおいても，短繊維の混入により，せん断耐力が増加した。

(2) フーチング長を変化させた場合でも，FRC の算定式で算定した計算値と実験値が近い値になり，この式がフーチングのせん断耐力算定に適用可能であることが確認できた。

(3) ケーソンの経済性の検討を通して，短繊維混入によるコスト縮減効果が確認できた。

謝辞

実験の実施に際して協力頂きました港湾空港技術研究所の山内浩依頼研修員，長岡技術科学大学の横沢篤氏（元港空研実務訓練生）に厚く御礼を申し上げます。

参考文献

1) 伊藤始，岩波光保，横田弘：PVA 短繊維で補強した RC はりのせん断耐力評価に関する実験的研究，土木学会論文集，No.774／V-65，pp.123-138，2004

2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999

3) 沿岸開発技術研究センター：港湾構造物設計事例集（上巻），沿岸開発技術ライブラリー No.1，1999

4) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式の提案，JCI 第２回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.119-126，1983

5) 例えば，田邊忠顕，檜貝勇，梅原秀哲，二羽淳一郎：コンクリート構造，朝倉書店，pp.111-122，1996

6) 伊藤始，横田弘，岩波光保：短繊維補強コンクリートの港湾構造物への適用性評価に関する研究，港湾空港技術研究所報告，No.44，Vol.3，pp.3-37，2005