

# 論文 既設部材の一部を高強度繊維補強コンクリートに打ち換えた場合のアンカーのコーン状破壊挙動に関する基礎的検討

竹山 忠臣\*1・古川 耕平\*2・河村 圭亮\*3・堀口 賢一\*3

**要旨：**本研究では、部材増厚が難しい施工環境での耐震補強工事への適用を想定して、既設コンクリート部材の一部を高強度繊維補強コンクリートに打ち換えてアンカー筋を配置した場合のコンクリートコーン状破壊耐力について検討し、コンクリート強度と繊維混入率をパラメータとしたケースで、アンカーの引抜き試験を実施した。その結果、コンクリートの圧縮強度を高いものとしたことで、コンクリートコーン状破壊耐力が向上した。さらに、本検討の範囲では、繊維補強コンクリートの引張軟化曲線における繊維架橋強度の増加に比例して、コンクリートコーン状破壊耐力が増加する傾向が示された。

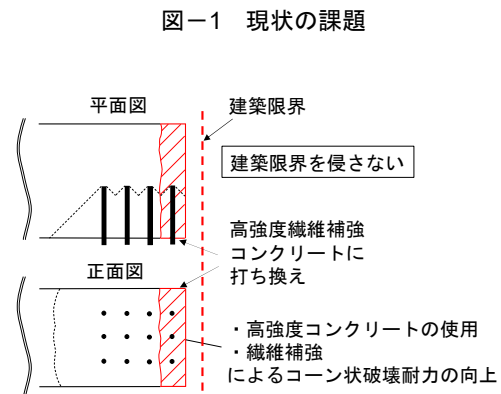
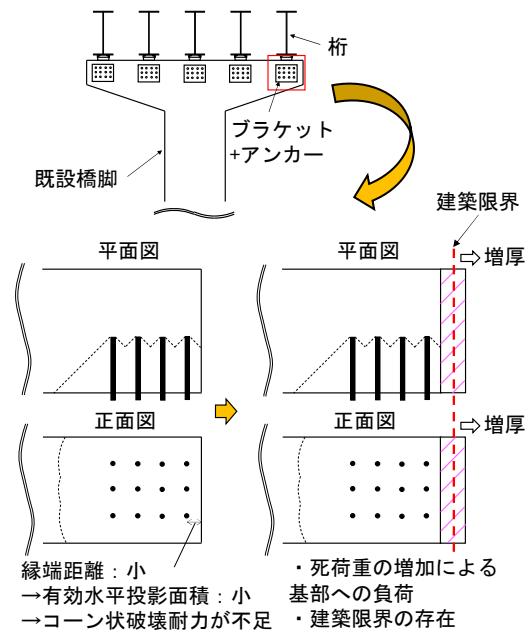
**キーワード：**高強度繊維補強コンクリート、コーン状破壊、繊維架橋強度、アンカー

## 1. はじめに

近年、構造物の老朽化や設計基準の改定、構造物の使用用途の拡大などにより、既設構造物の補修・補強や改築が行なわれている<sup>1)</sup>。道路橋の既設橋脚の耐震補強工事として、落橋防止構造の取付や支承取替えに伴う水平力分担構造の取付などが実施されているが、既設橋脚にあと施工アンカーを打ち込むことで、ブラケットなどの鋼構造物を固定するのが一般的である。

既設躯体にブラケットなどを取り付ける時、既設躯体にあと施工アンカーを打ち込む必要があるが、既設躯体の端部においては、あと施工アンカーの縁端距離が小さくなる<sup>2)</sup>ことがあり、有効水平投影面積が小さくなるため、コンクリートコーン状破壊耐力（以下、コーン状破壊耐力）が不足する<sup>3)</sup>場合がある。これに対しては、既設躯体の端部にコンクリートを増厚するなどして躯体を拡幅することで、コーン状破壊耐力を向上させることができる一方、死荷重の増加によって基部への負荷が増加する場合や、建築限界の存在により、既設躯体を拡幅することが困難な場合がある（**図-1**）。これらの課題に対して、あと施工アンカーの縁端距離が小さい既設躯体の一部を除去し、アンカーを配置した状態で、高強度繊維補強コンクリートに打ち換えることで、既設躯体の拡幅を伴うことなくコーン状破壊耐力を向上させることができると考えられる（**図-2**）。

ここで、コーン状破壊耐力に関する既往の研究として、あと施工アンカーを用いた場合の一般的な普通コンクリートの事例<sup>2)</sup>や超高強度コンクリートを用いた場合の事例<sup>3)</sup>、さらに、あと施工アンカーとは異なるが、鉄筋の先端に鋼製プレートを摩擦圧接した機械式定着を既設躯体に定着する場合の事例<sup>4)</sup>などがある。繊維補強コンク



リートを使用した場合には、コーン状破壊耐力の向上が期待できる<sup>5)</sup>とされているものの実験的に検討された事

\*1 大成建設(株) 技術センター 社会基盤技術研究部 (正会員)

\*2 大成建設(株) 土木本部 土木技術部

\*3 大成建設(株) 技術センター 社会基盤技術研究部 博(工) (正会員)

例は無く、高強度繊維補強コンクリートの使用によるコーン状破壊耐力の向上効果が定量的に評価できないのが現状である。

そこで、本研究では一般的なコンクリートから高強度繊維補強コンクリートに打ち換えてアンカー筋を施工した場合のコーン状破壊耐力の向上効果を検討するため、アンカーの引抜き試験を行なった。その中で、高強度化と繊維の効果に着目した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体概要を図-3 に示すが、ここでは図-2 中の打換え部分の補強効果に着目した検討を行なうため、打換え部分に使用する材料のみで構成されるものとした。本検討では、コンクリートのコーン状破壊挙動を検討するため、アンカー筋には  $\phi 15\text{mm}$  の PC 鋼棒 (C 種 1 号: SBPR1080/1230) を用い、高い鋼材応力まで加力できるようにし、先端にはナット定着を行ない PC 鋼棒の埋込み深さは試験体表面からナットまでの距離が 50mm になるように設定した。ナットには二面幅 32mm, 対角距離 37mm, 高さ 24mm の六角ナットを用いた。なお、コンクリートに埋め込む部分の PC 鋼棒のねじ部分はビニールテープを巻き付けることで、コンクリートとの付着による影響を除去した。本検討では高強度繊維補強コンクリートを用いるため、コーン状破壊耐力が既往の普通コンクリートを使用した場合のコーン状破壊耐力よりも高くなり、コンクリートがコーン状破壊に至る前に、PC 鋼棒とコンクリートの付着破壊に至ることが想定された。このため、PC 鋼棒の付着を除去し、ナットにより定着することとした。なお、PC 鋼棒の埋込み深さは事前に FEM 解析を行ない、コンクリートがコーン状破壊に至る深さを確認して設定したものである。

いずれの試験体もアンカー筋が水平方向となるように型枠を組み立てて、コンクリートの打込みは試験体の中心から行ない、両側に流動させた。打設後、打設面を平滑に均した後、湿布養生を行なって、材齢 28 日まで型枠を残置して静置した。

### 2.2 実験ケース

表-1 に本検討における実験ケースを示す。本検討では高強度繊維補強コンクリートの利用によるコーン状破壊耐力の向上に着目するため、計 5 水準の実験ケースを設定した。試験体数は試験体 1 体に対して、PC 鋼棒を 2 本配置して  $N=2$  とした。N-N は打ち換え前の普通コンクリートを想定したもので、実強度  $38.5\text{N/mm}^2$  のレディーミクストコンクリートを用いた。HC 試験体は高強度繊維補強コンクリート<sup>9)</sup>に打ち換えた場合を想定したもので、高強度繊維補強コンクリートのマトリクスは同一と

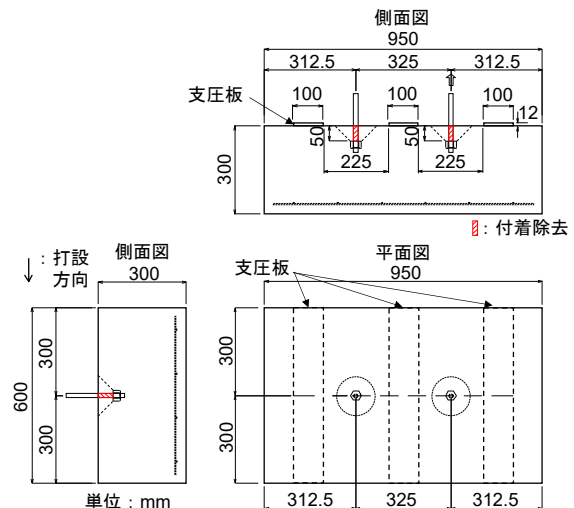
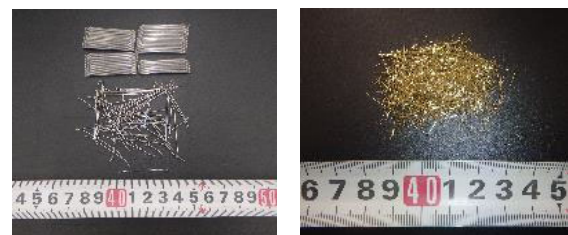


図-3 試験体概要

表-1 実験ケース

name	使用鋼繊維	鋼繊維混入率 (vol.%)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂ひび割れ発生強度 (N/mm <sup>2</sup> )	繊維架橋強度 (N/mm <sup>2</sup> )
N-N	無	無	38.5	2.36	-
HC-N	無	無	128	4.26	-
HC-0.75	鋼繊維 1	0.75	121	4.04	3.94
HC-1.5		1.5	125	4.10	8.70
HM-2.3	鋼繊維 2	2.3	133	7.56	11.42



a) 鋼繊維 1

b) 鋼繊維 2

写真-1 使用繊維

し、鋼繊維混入率がコーン状破壊耐力に及ぼす影響を検討するため、繊維無、0.75、1.5vol.%のケースを設定した。なお、高強度繊維補強コンクリートは水結合材比を 18% とした、粗骨材を用いているコンクリートである。HM-2.3 は、高強度繊維補強コンクリートよりもさらに繊維架橋強度<sup>7)</sup>が高い材料を対象に検討することを目的としたもので、高強度繊維補強モルタル<sup>8)</sup>を用いた。高強度繊維補強モルタルはプレミックス粉体を用いるもので、練り混ぜ後に繊維を 2.3vol.%混入する材料である。

なお、本検討では 2 種類の繊維を用いることとし、高強度繊維補強コンクリート<sup>9)</sup> (HC 試験体) には端部にフック加工を施した、繊維直径 0.55mm, 繊維長さ 35mm,

引張強度  $1550\text{N/mm}^2$  の鋼繊維 1, 高強度繊維補強モルタル<sup>9)</sup>には繊維直径  $0.2\text{mm}$ , 繊維長さ  $15\text{mm}$ , 引張強度  $2000\text{N/mm}^2$  以上の鋼繊維 2 を用いた (写真-1)。

### 2.3 力学特性

強度試験として, 圧縮強度試験, 割裂引張強度試験, 切欠きはりの3点曲げ試験を実施した。圧縮強度試験は JIS A 1108 に準拠して実施した。割裂引張強度試験は JIS A 1113 に準拠して行ない, 供試体端面に荷重方向と垂直となるようにひずみゲージ (検長  $60\text{mm}$ ) を設置して, ひずみゲージの値が急変する直前の荷重をひび割れ発生荷重とし, 割裂ひび割れ発生強度<sup>7)</sup>を算出した。切欠きはりの3点曲げ試験は, JCI 試験方法<sup>9)</sup>に準拠して行ない, 切欠きはりの3点曲げ試験から得られる荷重-開口変位曲線を逆解析することで引張軟化曲線を算出した。

### 2.4 試験方法

図-4 に試験方法を示す。試験体の PC 鋼棒にカプラーを用いて PC 鋼棒を延長し, 容量  $300\text{kN}$  のセンターホールジャッキを用い, 支圧板を設置して加力した。なお, 図-4b)に示すように, ナットからの支圧力が作用する最外位置から試験体表面までの  $45^\circ$  の範囲外に支圧板を配置した。荷重の検出には容量  $200\text{kN}$  のロードセルを用いた。本検討では, コンクリート打設前に PC 鋼棒のナット定着箇所の余長部分に付着を除去した全ねじ鋼棒を取り付けて, 拔出し変位を測定した。拔出し変位の検出には容量  $25\text{mm}$  の高感度変位計を用いた。加力は PC 鋼棒の規格降伏耐力の  $0.95$  倍まで単調に加力した。

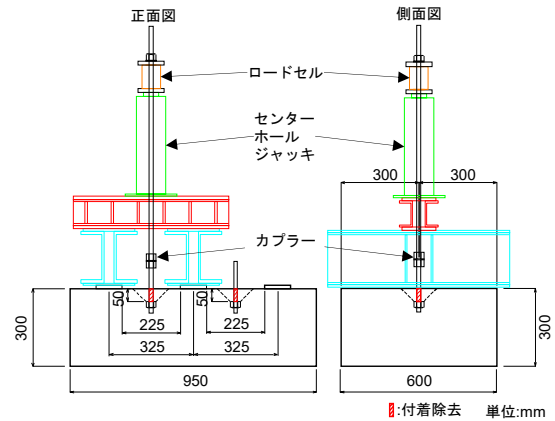
## 3. 実験結果

### 3.1 強度試験結果

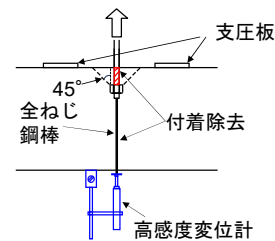
強度試験結果を表-1 と図-5 に示す。なお, 図-5 の引張軟化曲線中には参考として UFC 指針<sup>10)</sup>に示される特性値を示している。HC-N, HC-0.75, HC-1.5 の圧縮強度は  $125\text{N/mm}^2$  程度, 割裂ひび割れ発生強度は  $4.0\text{N/mm}^2$  程度であった。HM-2.3 の圧縮強度は  $133\text{N/mm}^2$  で HC-N, HC-0.75, HC-1.5 とほぼ同程度であったが, 割裂ひび割れ発生強度は HC-N, HC-0.75, HC-1.5 の約 2 倍であった。引張軟化曲線から得られる繊維架橋強度は, 使用する鋼繊維の引張強度と鋼繊維混入率が高い試験体ほど高くなった。なお, いずれも圧縮強度は UFC 指針の特性値 ( $180\text{N/mm}^2$ ) 以下, 繊維架橋強度は HC-1.5 が UFC 指針の特性値と同程度, HM-2.3 が UFC 指針の特性値以上となり, 高強度繊維補強セメント系複合材料<sup>7)</sup>の範囲であった。

### 3.2 引抜き試験結果

引抜き試験結果を表-2, 荷重-拔出し変位関係を図-6, 試験終了後の状況を図-7 に示す。N-N と HC-N は



a) 加力方法



b) 拔出し変位測定方法

図-4 試験方法

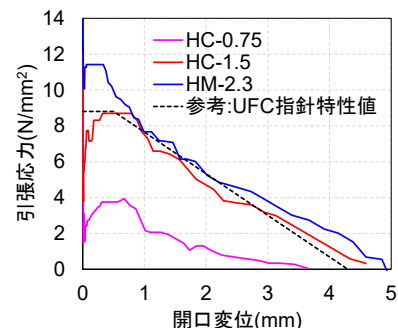


図-5 引張軟化曲線

加力開始後, 試験体表面に PC 鋼棒を中心とした放射状のひび割れが発生して, 一旦拔出し変位が急激に大きくなった後, 荷重がさらに増加して, コンクリートがコーン状破壊に至った。HC-N は支圧板を設置していた位置よりも外にひび割れが発生した。このひび割れはコンクリートがコーン状破壊に至るタイミングとほぼ同時に発生した。これは, HC-N の圧縮強度が高いため, 脆性的に破壊しやすく, コンクリートがコーン状破壊に至ると同時にひび割れが進展したものと考えられる。

HC-0.75, HC-1.5, HM-2.3 は, PC 鋼棒を中心とした放射状のひび割れが発生した後, 荷重-拔出し変位関係で勾配変化が生じたものの, 繊維混入無のケースのように拔出し変位が急激に増加することはない, 荷重が増加し

表-2 引抜き試験結果

name	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	繊維架橋強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重 P <sub>max</sub> (kN)		コンクリート分担分 (kN) 式(1)による計算値	繊維分担分 (kN) 実験値
			No.1	No.2		
N-N	38.5	-	No.1	30.6	26.2	-
			No.2	31.3		
			ave	31.0		
HC-N	128	-	No.1	85.3	47.8	-
			No.2	70.7		
			ave	78.0		
HC-0.75	121	3.94	No.1	111.3	-	33.3
			No.2	120.9		42.9
			ave	116.1		38.1
HC-1.5	125	8.70	No.1	131.7	-	53.7
			No.2	127.6		49.6
			ave	129.7		51.7
HM-2.3	133	11.42	No.1	182.0↑	-	104.0↑
			No.2	175.4		97.4
			ave	-		-

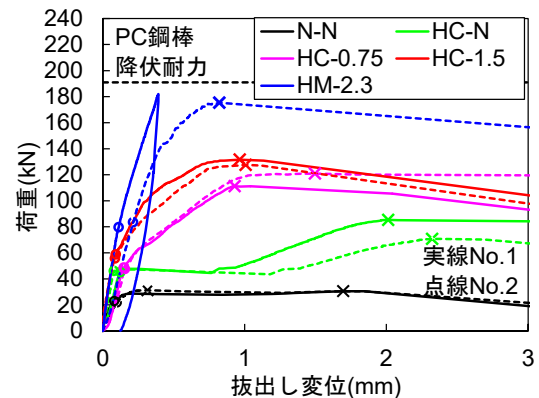
※HM-2.3(No.1) : 未破壊, ※繊維分担分 : (実験値)-(HC-N の P<sub>max</sub>)

てコンクリートがコーン状破壊に至った。なお、HM-2.3の No.1 は所定の荷重まで加力してもコンクリートがコーン状破壊に至らず、試験体表面に 0.05mm 未満の微細な放射状のひび割れが発生するのみであった。

HC-N は N-N よりもコーン状破壊耐力が 2.5 倍程度に向上していることが分かる。これは既往の知見<sup>3)</sup>を基に判断するとコンクリートの圧縮強度が高いことが大きく影響を及ぼした結果であると考えられる。繊維補強コンクリートの試験体は、繊維架橋強度が高くなるにつれてコーン状破壊耐力が高くなっていることが分かる。これらの結果より、コンクリートの高強度化と繊維補強はいずれもコーン状破壊耐力を向上させる効果があることが明らかになった。

実験終了後、繊維補強コンクリートの試験体を図-8に示すように切断し、内部のひび割れ状況を確認した。繊維を混入していない N-N と HC-N は試験体表面の浮いている部分のコンクリートを除去して、浮きが生じていない位置からの相対的な深さを測定することでひび割れ図にした。なお、HM-2.3 は 2 体の内、試験体のコーン状破壊した位置を切断して観察した。図-9 にひび割れ図を示す。

N-N は定着ナット付近のひび割れ角度が 45°程度になっているが、試験体表面に近づくにつれてひび割れの角度は小さくなっていることが分かる。HC-N も定着ナットから離れるにつれてひび割れの角度が小さくなっており、N-N と同様の結果であった。鋼繊維 1 を混入した HC-0.75 と HC-1.5 も定着ナットから離れるにつれてひび割れの角度が小さくなっており、N-N と HC-N と比較して



○ : 放射状のひび割れ発生, × : コーン状のひび割れ

図-6 荷重-拔出し変位関係

大きな差は見られないことが分かる。一方で、鋼繊維 2 を混入しモルタルを用いた HM-2.3 は定着ナットから発生したひび割れの角度が 45°のまま試験体表面まで進展しており、N-N や HC 試験体と若干異なる傾向であった。

#### 4. 考察

繊維補強コンクリートを用いる場合のコーン状破壊耐力は、①コンクリートのマトリクスの分担分と②繊維による分担分に分離できると考えられる。まず、コンクリートのマトリクスの分担分を検討する。本検討では、コーン状破壊耐力の実験値を既往の文献における算定式により比較する。土木学会のコンクリートのあと施工アンカー工法的设计・施工指針<sup>11)</sup>(以下、アンカー指針)では、コーン状破壊耐力を式(1)のようにしている。アンカー指針ではコンクリートの圧縮強度が 18~36N/mm<sup>2</sup> を

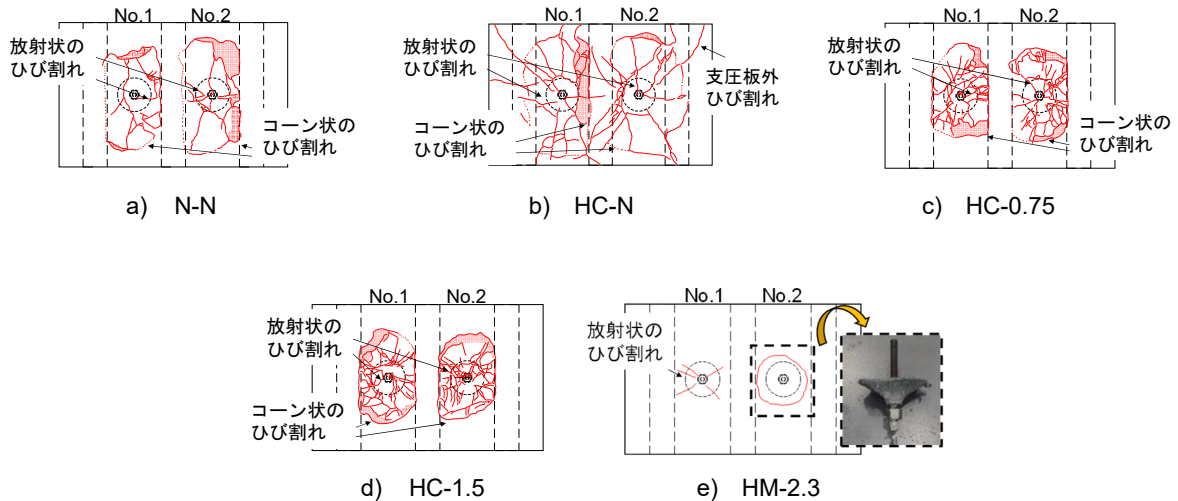


図-7 試験終了後の試験体表面のひび割れ図

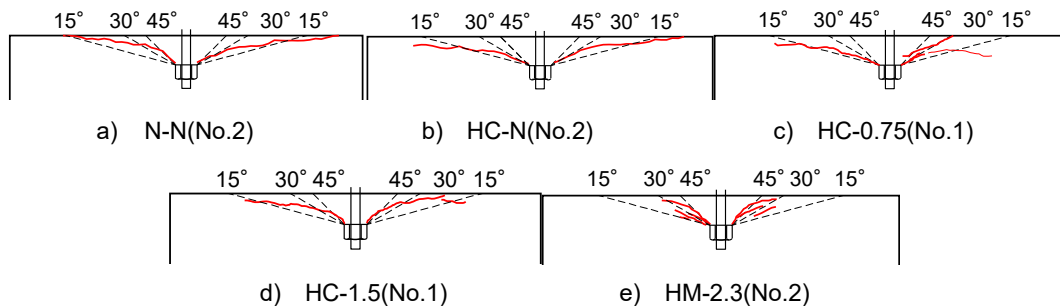


図-9 切断面のひび割れ図

適用範囲としているが、本検討では参考のため、コーン状破壊耐力の評価方法として、アンカー指針に示される算定式を用いた。

$$T_{cd} = K_1 \alpha A_c \sqrt{f'_{cd}} / \gamma_b \quad (1)$$

ここに、 $T_{cd}$ : コーン状破壊耐力 (N),  $K_1$ : 使用期間の長さの影響を表す係数 (今回は短期のため 1.0 とした),  $\alpha$ : あと施工アンカーの種類を表す係数 (今回は金属拡張アンカーの 0.31 を用いることとした),  $A_c$ : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (今回は定着ナットの最大寸法となる対角距離による影響範囲とし、 $1.3 \times 10^4 \text{mm}^2$  とした),  $f'_{cd}$ : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ ),  $\gamma_b$ : 一般に変形量の不均一性を考慮し 1.6 (今回は実験結果の評価のため 1.0 とした)

表-2 に実験結果と計算値の比較、図-10 にコーン状破壊耐力と圧縮強度の関係を示す。N-N の実験値と計算値はほぼ同程度になっている一方で、HC-N の実験値は計算値を大きく上回っており、高強度コンクリートを用いた場合、安全側の評価となることが分かる。

次に、コーン状破壊耐力の繊維による向上効果に着目する。HC 試験体はマトリクスが同一で繊維混入率の違いであることから、それぞれ実験値から HC-N の実験値を差し引くことで、各試験体のコーン状破壊時の最大荷

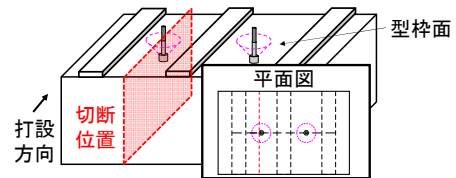


図-8 切断位置

重における繊維による分担分が算出できる。また、HC 試験体と HM-2.3 の圧縮強度の違いは  $10 \text{N/mm}^2$  程度であることから、HM-2.3 のコーン状破壊時の最大荷重におけるコンクリートのマトリクスの分担分は HC-N と同じと仮定する。表-2 にコーン状破壊耐力の繊維の分担分、図-11 に各試験体のコーン状破壊時の最大荷重の繊維の分担分と繊維架橋強度の関係を示す。図より、ばらつきは見られるが繊維補強コンクリートの繊維架橋強度の増加に比例して、各試験体のコーン状破壊時の最大荷重の繊維の分担分が増加していることが分かる。

## 5. まとめ

本検討では、既設コンクリートを高強度繊維補強コンクリートに打ち換えることを想定した場合のコンクリー

トのコーン状破壊挙動について検討するため、高強度繊維補強コンクリートを用いた場合のコーン状破壊耐力の向上効果を検討した。本検討で得られた結論を以下に示す。

- (1) コンクリートの圧縮強度が高いものを使用することで、コーン状破壊耐力は向上し、圧縮強度 125N/mm<sup>2</sup>程度の場合はアンカー指針の算定式による計算値の約 1.6 倍となった。
- (2) 繊維補強コンクリートの繊維架橋強度の増加に概ね比例して、繊維の引張力分担による効果が発揮されてコーン状破壊耐力が増加する。
- (3) 本検討の範囲では、コンクリートのコーン状破壊に伴うひび割れの角度は高強度コンクリートと普通コンクリートで大きな差はなく、高強度繊維補強コンクリートを用いても同様の傾向であった。

本検討では、高強度繊維補強コンクリートを用いた場合のコーン状破壊耐力の向上効果を確認した。一方で、圧縮強度 36N/mm<sup>2</sup> までの普通コンクリートを対象としたアンカー指針の式ではコーン状破壊耐力を過少評価するため、今後、高精度で評価可能な算定式を検討する必要がある。その際には、コーン状破壊耐力のパラツキや繊維の効果やマトリクスと繊維の分担分の適切な設定、粗骨材の有無の影響、ひび割れ発生角度の影響などを含めて検討し、さらにはアンカー筋の配置位置や群効果の影響を十分検討する必要があると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 東日本高速道路（株）高速道路リニューアルプロジェクト <https://www.e-nexco.co.jp/renewal/about/>(閲覧日：2024年12月24日)
- 2) 松崎育弘：コンクリート部材に定着したアンカーボルトの支持耐力，コンクリート工学，Vol.22，No.2，1984.
- 3) 酒井悟，杉山智昭，中野克彦，松崎育弘：超高強度コンクリート(150MPa)に定着したあと施工アンカーの支持耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.679-684，2006.
- 4) 杉山智昭，小野英雄，五十棲雄高，渡辺英義：挿入型鉄筋定着工法の構造的な性能 その 2:小支圧板を有する後付け定着筋の定着性能：日本建築学会構造系論文集，第 85 号，第 778 号，pp.1587-1597，2020.
- 5) 土木学会：繊維補強コンクリートの構造利用研究小委員会（第 2 期）委員会報告書 繊維補強コンクリ

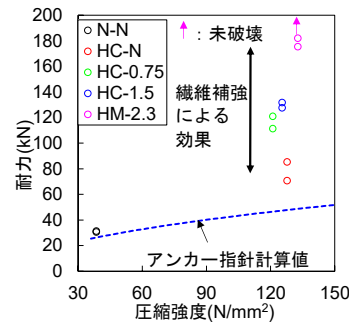


図-10 コーン状破壊耐力と圧縮強度の関係

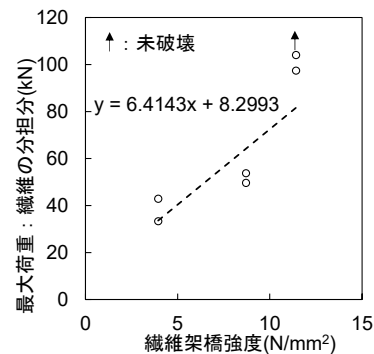


図-11 繊維の分担分と繊維架橋強度

ートの構造設計とその課題，コンクリート技術シリーズ 119，2018.

- 6) 渡部孝彦，臼井達哉，武田均：ポンプ圧送可能な超高強度繊維補強コンクリートを用いたはりのせん断実験，第 78 回土木学会年次学術講演会概要集，5-497，2023.
- 7) 土木学会：高強度繊維補強セメント系複合材料の設計・施工指針(案)，コンクリートライブラリー166，2024.
- 8) 中隆司，岡崎保貴，広渡幸大，森井慶行：九州自動車道 本名川橋（上り線）他 1 橋床版取替工事の設計・施工，第 33 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.429-432，2024.
- 9) JCI 規準：切欠きはりを有した繊維補強コンクリートの荷重-変位曲線試験方法 JCI-S-002-2003(閲覧日：2024年12月24日)
- 10) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)，コンクリートライブラリー113，2004.
- 11) 土木学会：コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針(案)，コンクリートライブラリー141，2014.