亀裂を有する鋼繊維・PET 繊維補強コンクリートの 塩水噴霧試験による耐久性評価 *

大久保 誠 介¹ 福井 勝 則² 越 智 恒 男³
石 川 常 夫⁴ 長 谷 川 誠⁵

Durability Evaluation of Steel and Recycled-PET Fiber Reinforced Concrete with a Single Crack by Salt Spray Test

by Seisuke OKUBO^a, Katsunori FUKUI^{a*}, Tsuneo OCHI^b,
Tsuneo ISHIKAWA^b and Makoto HASEGAWA^c

a. Department of Systems Innovation, School of Engineering, The University of Tokyo, 7-3-1 Hongo,
Bunkyo-ku, Tokyo 113-8656, Japan (*Corresponding author, E-mail: fukui@sys.t.u-tokyo.ac.jp)

b. Sango Corporation, Kishine-cho, Kohoku-ku, Yokohama 222-0034, Japan

c. Shimizu Corporation, 1-2-3 Shibaura, Minato-ku, Tokyo 105-8007, Japan

Fiber reinforced concrete (FRC) is considered to offer improved resistance against crack defects and higher toughness compared to plain concrete. Although knowledge of the durability and service life of FRC is important for a wide range of applications, only limited information is currently available. In the present study, the durability of FRC containing steel or recycled-PET fibers was investigated. In the four-point bending test, specimens were pre-loaded and cracked to reduce the testing time. Specimens for short-term tests were salt sprayed for a period of one week and then placed in a dry air-conditioned room for another week. Specimens for long-term tests were subjected to 15 cycles of salt spraying and air drying. The durability of the FRC was evaluated on the basis of the peak load and toughness index obtained in the four-point bending test. The FRC containing steel fibers suffered severe deterioration in the long-term test but no significant deterioration in the short-term test. The FRC containing PET fibers, on the other hand, suffered only slight deterioration in the long-term test and no deterioration in the short-term test. A simple model was proposed to explain the observed deterioration of FRC.

KEY WORDS: Fiber Reinforced Concrete, Steel Fiber, PET Fiber, Salt Spray Test, Durability, Recycle

1. は じ め に

コンクリートは、圧縮強度は大きい引張強度が小さいので、引張応力を受け持つ繊維をコンクリートに混入して、強度や破壊するまでのエネルギーを高めることが試みられてきた^{1,2)}。また、繊維補強コンクリートではコンクリート中に繊維が分散して含まれるので、万一コンクリート構造物に巨視的な亀裂ができてもただちに破片が落下することがないし、美観を損ねる端部の割れや欠けが生じにくくなる。総合的に考えると、繊維はコンクリート構造物の安全性を格段に高めることに役立つので、今後は長期間にわたって使用されるコンクリート構造物に、これまで以上に適用されることが期待されている。

コンクリート補強用の繊維としては、鋼繊維がもっとも早くから使用されており、多くの実績を有している¹⁾。良く知られて

いるように鋼は錆び易いので、初期段階から鋼繊維の錆とそれにとともに補強性能の劣化について懸念されてきた。これに答えるために多くの長期耐久性に関する研究がおこなわれてきた³⁾。その結果、相当量の知見が蓄積されてきたものの、長期耐久性の試験方法とその結果の評価は難しく、両者ともに確立されているとは言いがたい現状である。

最近になって取り扱いが容易で、力学特性も実用上十分な水準に達している PET 繊維が開発された^{2,4)}。この PET 繊維を混入したコンクリートは比較的延性的な性質を持っている。たとえば曲げ試験では、ピーク荷重を過ぎても荷重は徐々にしか低下しないので、完全に破壊するまでに大きなエネルギーを吸収する⁵⁾。また、鋼繊維のように錆びて表面を汚すことはない。しかしながら、開発されてからの年月が浅いので、長期間にわたる PET 繊維補強コンクリートの耐久性について知られていることはわずかである。少なくとも初期の特性では優れている PET 繊維補強コンクリートではあるが、これの長期耐久性の評価をしないと長期間にわたって使用するコンクリート構造物には適用し難い。

長期耐久性の評価はどの分野でも時間と手間のかかる仕事であり、様々な方法が提案されてきたものの確立されているとは言い難い。種々の可能性のある方法を検討したが、鋼板の耐久性評価をはじめとして種々の分野に応用され、さらに、多くの国でほぼ

*2011 年 12 月 21 日受付 2012 年 3 月 2 日受理

1. 正会員 工博 東京大学教授 工学系研究科 システム創成学専攻

2. 正会員 工博 東京大学准教授 工学系研究科 システム創成学専攻

3. 正会員 工博 (株) サンゴ 技術顧問

4. (株) サンゴ PET 繊維部長

5. 工博 清水建設 (株) 土木事業本部 技術第二部

[著者連絡先] FAX: 03-5841-7035 (東大・システム創成)

E-mail: fukui@sys.t.u-tokyo.ac.jp

キーワード: 繊維補強コンクリート, 鋼繊維, PET 繊維, 塩水噴霧試験, 耐久性, リサイクル

Table 1 Specification of the fibers.

Fiber	Material	Surface	Density (g/cm ³)	Tensile strength (MPa)	Length (mm)	Cross section (mm)	Aspect ratio
SF	Steel	Waved	7.85	700	30	0.5×0.5	53
PET	Recycled PET	Indented	1.31	500	30	φ 0.7	43

Table 2 Concrete mixture ratios for bending test.

Fiber	Gmax (mm)	Air content (%)	W/C (%)	s/a (%)	Content per unit volume (kg/m ³)		Fiber volumetric content (%)
					W	C	
SF	15	4	50	70	200	400	1.0
PET	15	4	50	70	200	400	1.0

Gmax: Maximum size of coarse aggregate

W/C: Water cement ratio

s/a: Volumetric ratio of (fine aggregate) / (fine & coarse aggregates)

Table 3 Summary of the testing results.

Fiber	Symbol	Preloading at age of 14 days					Bending test at age of 28 or 224 days				
		Crack mouse open displacement after unloading (mm)	Crack length (mm)	Peak load #1 (kN)	Deflection at #1 (mm)	Final load (kN)	Peak load #2 (kN)	Peak load #2 / Final load	Toughness index		Age (day)
									at 2mm (N/mm ²)	at 5 mm (N/mm ²)	
PET	P1	0.00	0	16.3	0.20	13.11	19.20	1.46	4.20	4.28	28
	P2	0.50	80	17.5	0.24	7.44	13.47	1.81	3.26	3.31	28
	P3	1.80	95	18.5	0.20	11.38	11.50	1.01	2.80	2.61	28
	P4	0.00	0	15.9	0.32	5.45	15.32	2.81	3.60	3.50	224
	P5	0.45	80	16.7	0.30	7.24	12.13	1.68	3.08	2.80	224
	P6	0.90	85	16.4	0.17	9.46	12.76	1.35	3.15	2.61	224
SF	S1	0.00	0	4.9	0.11	4.88	23.82	4.89	3.58	1.79	28
	S2	0.30	80	20.8	0.25	13.75	13.75	1.00	2.49	1.41	28
	S3	1.00	90	18.3	0.16	7.16	8.57	1.20	1.53	1.08	28
	S4	0.00	0	12.5	0.11	12.47	26.15	2.10	2.12	0.85	224
	S5	0.50	85	21.1	0.25	11.80	9.02	0.76	1.22	0.61	224
	S6	1.00	90	21.4	0.18	11.50	7.42	0.64	1.34	0.72	224

同等の基準で行われている塩水噴霧試験⁶⁾を採用して PET 繊維補強コンクリートの耐久性（特に海洋環境下での耐久性）を評価してみることにした。塩水噴霧試験では塩水噴霧ばかり連続しておこなうと一定時間後に劣化速度が著しく低下し易いことが知られているので⁶⁾、塩水噴霧と気中乾燥を1週間ずつおこなって1サイクル（14日）とした。本試験では、1サイクル終了時点（14日の養生期間を加えて28日後）と15サイクル終了時点（14日の養生期間を加えて224日後）での繊維補強コンクリートの曲げ試験をおこない、その結果をもとに劣化の有無を検討した。また、これまでの鋼繊維補強コンクリートの実績³⁾をみると、亀裂の入っていない場合には、長期間にわたって劣化しないことがわかっていたので、曲げ供試体高さの80%以上の亀裂をあらかじめ入れた後に塩水噴霧試験を実施した。実際の岩盤内構造物でもある程度の亀裂が発生することは避けがたいので、この試験方法には現実のコンクリート構造物に即した試験方法と考えている。また、塩水噴霧試験に限らず、耐久性試験の結果の絶対評価は難しいので、相対評価をするために、これまでに多くの実績がある鋼繊維補強コンクリートを平行して試験し両者を比較・検討することにした。

2. 試験方法

2・1 補強繊維とコンクリート

実験に使用したコンクリート補強用繊維の仕様を Table 1 に示す。鋼繊維 (SF) は、薄板切断法で製作した一辺が 0.5 mm の正方形断面で長さ 30 mm の波型を使用した。この鋼繊維は引抜き抵抗を増すために、曲がりくねっているのが波型と称されている⁷⁾。再生 PET 繊維 (PET) は直径 0.7 mm の円形断面で長さ 30 mm のものを使用した。この再生 PET 繊維の表面には、引抜き抵抗を増すためのインデント（歯型）加工²⁾が施されている。インデントは深さ 0.1 mm、長さ 1.27 mm であり、ピッチ（繊維長さ方向の間隔）3.3 mm である。なお、コンクリートへの体積混入率は両繊維ともに 1% とした。

コンクリートの配合は、Table 2 に示す通りとしたが、これは大断面トンネルの覆工で使用する配合を参考にして決めた。なお、このコンクリートの配合強度は 30 MPa である。寸法 10×10×40 cm の 4 点曲げ試験用の供試体を打ち込み、常温で 14 日間気中養生した後に、次に述べる予備載荷試験に供した。供試体の本数は Table 3 に示すように全部で 12 本であり、この本数は使用した塩水噴霧試験機の大きさ（容量）より決めた。

Fig. 1 Photo of specimens in salt spray testing.

2・2 予備載荷試験

万能試験機を使用して予備載荷試験（4点曲げ試験）を実施した。載荷点の変位速度は約 0.5 mm/min とした。Table 3 に示すように 3 本で一組（たとえば P1, P2, P3）とし、1 本は目視で亀裂が見えないうちに除荷した。残る 2 本は、目視で亀裂が 80 mm 以上入ってから除荷した。

予備載荷試験中の測定項目は、たわみ（載荷点の変位）と荷重である。除荷後に、亀裂長さと亀裂開口変位を測定した。亀裂長さは定規にて 1 mm 単位で測定した。亀裂開口変位は倍率 15 のスケールスコープで測定した。

2・3 塩水噴霧試験と曲げ試験

予備載荷試験終了後に、まず、JIS Z 2371 にない、5 % 濃度の塩化ナトリウム水溶液を使用して 35 °C で、7 日間にわたって塩水噴霧を実施した。次の 7 日間は、供試体を常温で気中養生した。試験時の材令が 28 日 (Table 3 の P1, P2, P3 と S1, S2, S3) の場合には、この段階で 4 点曲げ試験を実施した。試験時の材令が 224 日 (Table 3 の P4, P5, P6 と S4, S5, S6) の場合には、塩水噴霧と気中養生を 7 日間ごとに 15 回ずつ繰り返して、打設後 224 日 (=14 日 +14×15 日) に至った段階で 4 点曲げ試験を実施した。

Fig. 1 に塩水噴霧試験機に収めた状態の供試体の写真を示す。これからわかるように、塩水が亀裂中に入り込むように、亀裂開口部を上に向けて塩水噴霧試験機に収めた。塩水噴霧を 7 日間連続しておこなった後に、供試体を塩水噴霧試験機から取り出して常温で気中養生を実施したが、この場合には亀裂開口部は横方向を向くように供試体を置いた。これは、塩水が亀裂に沿って上から下へと迅速に流れ出てしまうことを狙ったためである。

曲げ試験は予備載荷試験と同じ要領でおこない、たわみが 5 mm に達するまで実施した。試験で得られた荷重-たわみ曲線から曲げ靱性係数 (Toughness index) TI [MPa] を次式^{7,8)}から求めた。

$$TI(\delta_F) = \frac{ES}{\delta_F WH^2} \dots\dots\dots (1)$$

E は試験開始からたわみが δ_F にいたるまでの荷重-たわみ曲線の積分値 [N・mm] で、外部から供給したエネルギーと等しい。 S , W , H はそれぞれ、梁下面の支点間距離で 300 mm、梁の幅で 100 mm、梁の高さで 100 mm である。

28 日目の時点では供試体に目立った変化はみられなかった。224 日経過後も PET 繊維補強コンクリートの供試体には、肉眼では変化はみられなかった。打ち込み後 224 日経過した鋼繊維補強コンクリート（供試体番号 S5 で曲げ試験後）には明瞭な変化が認められたので、その写真を Fig. 2 (a) に示す。ほぼ真ん中に縦に走っているのが亀裂であり、鋼繊維からの錆汁が広がって周囲

(a) Photo indicating that steel fibers have been severely rusted and many colored spots were found on the specimen surface

(b) Sketch of the fractured cross section

Fig. 2 A cracked specimen S5 after bending test at age of 224 days.

がかなり染まっている。また、亀裂以外の部分にも鉄錆色の斑点がみえるが、これは埋め込まれている鋼繊維の錆に起因している。

供試体番号 S5 で曲げ試験後の破断面については詳しく観察し、特徴のある部分を強調したスケッチを Fig. 2 (b) に示した。この供試体では、事前に入れた亀裂長は 85 mm であり、曲げ試験を実施するまで上面から 15 mm は亀裂が入っていなかった。破断面を観察してみると、亀裂が入っていなかった部分の鋼繊維は、亀裂先端と上面の近傍を除いて全く錆びていなかった。ただし、図中の (A) は、図に示したように上面から数 mm 下までが破断面に露出していた。(A) は曲げ試験前に亀裂が入っていないにもかかわらず、鋼繊維は変色していた。また、はり上面から下方に 15 mm 以上はなれた破断面では、破断面に露出した鋼繊維はいずれも激しく錆びていた。図中の (B) としてその例を示す。これは、予備載荷試験の際に、局部的には鋼繊維に沿って亀裂が進展し、その後、鋼繊維はずっと塩水噴霧の影響を受け続けてきたのであろう。一方、供試体から引抜かれた繊維は、図中の (C) のごとく破断面のごく近くを除いて、錆びていなかった。これは塩水の影響がおよぶのはコンクリート表面から数 mm であることを物語っている。破断面には、同様に局部的にしか錆びていない鋼繊維が多数観察できた。また、破断面には鋼繊維が引抜かれた後の孔も多数観察できた。鋼繊維が引抜かれてできた孔の周りには、図中の (D) に示すように鉄錆色に染まっており、その範囲は数 mm から 5 mm であった。観察は難しかったが、孔深さ数 mm までは鉄錆色であった。数個ではあるが、図中の (E) に示すごとく鋼繊維が

(a) PET (P1) . Preloading and bending tests at the ages of 14 and 28 days, respectively

(b) PET (P4) . 14 and 224 days

(c) SF (S1) . 14 and 28 days

(d) SF (S4) . 14 and 224 days

Fig.3 Load-deflection curves for specimens with no visible cracks.

腐食膨張したために、孔から水平に亀裂が入っている場合があった。鋼繊維が局部的に錆びていたことは確かであるが、観察した限りでは、鋼繊維の破断は起こっていなかった。

3. 荷重－たわみ曲線と曲げ靱性係数

3・1 亀裂が視認できなかった試験片の荷重－たわみ曲線

Fig. 3 (a) は PET 繊維を混入した供試体 P1 の荷重－たわみ曲線である。予備荷重試験では、たわみが 0.2 mm に近づいたところで荷重が増えなくなったので万能試験機をホールドにした。その後、たわみの増加がない状態でも、荷重が低下はじめたのでただちに除荷した。比較的早期に除荷したので、短い亀裂しか入らなかったようである。そのために曲げ試験において、荷重は顕著なピークを示した。ピーク強度を越えてから荷重はいったん下がるが、すぐに上昇してたわみが 3.5 mm になるまではほぼ一定値となる。それよりたわみが大きくなると荷重は緩やかに減少していく。このような傾向はこれまでの知見⁵⁾と一致している。

Fig. 3 (b) に示した供試体 P4 の予備荷重試験では、ピーク荷重を越えてかなり経ってから荷重を低下させたので、視認はできなかったものの長さの亀裂が入ったようである。そのために曲げ試験において、荷重は顕著なピークを示さなかった。Fig. 3 (a) と比較してみると、たわみが 3 mm 程度までは同等といえよう。しかし、224 日を経た Fig. 3 (b) ではたわみ 3 mm あたりで荷重が若干落ちている。

Fig. 3 (c) は鋼繊維を混入した供試体 S1 の荷重－たわみ曲線である。予備荷重試験では、小さな荷重しか加わらなかったため亀裂は生じなかったと判断する。曲げ試験におけるピーク荷重は

25 kN 弱とかなり高かった。やはりピーク荷重（強度）をあげるには鋼繊維が効果的であることがわかる。しかし、ピーク強度を過ぎると PET 繊維補強コンクリートと比較して早期に荷重が低下していった。

Fig. 3 (d) に示した供試体 S4 の予備荷重試験では、小さな荷重しか加わらなかったため亀裂は生じなかったと判断する。曲げ試験におけるピーク荷重は 25 kN 強とかなり高かった。しかし、これを過ぎると比較的早期に荷重が低下していった。たわみが 2.5 mm になると荷重はなくなった。なぜこのように小さなたわみで荷重を支える能力がなくなったかについては検討する必要がある。

3・2 試験片高さの 8 割を越える長さの亀裂がある試験片の荷重－たわみ曲線

この節では亀裂がある試験片の荷重－たわみ線図を Fig. 4 に示す。供試体には予備荷重試験の段階で試験片高さの 8 割を越える長さの亀裂が生じており、予備荷重試験が終わった後に除荷するとたわみ、亀裂開口変位ともに塑性変形が残った。今回の試験では、万能試験機を使用したため除荷が急速になりすぎて供試体が振動する場合もあって完全に除荷したときのたわみの塑性変形は精度よく計測できなかった。そこで、亀裂は供試体中央（長手方向）に入るとして、次式⁵⁾を用い除荷後の亀裂開口変位 C_{mod} からたわみ δ を計算した。

$$\delta = \frac{3}{4} C_{mod} \quad \dots\dots\dots (2)$$

以下の図の曲げ試験の荷重－たわみ曲線は、(2) 式から計算したたわみの量だけ、横軸を右にずらして描いた。

(a) PET (P3) . Preloading and bending tests at the ages of 14 and 28 days, respectively

(b) PET (P6) . 14 and 224 days

(c) SF (S2) . 14 and 28 days

(d) SF (S-5) . 14 and 224 days

Fig. 4 Load-deflection curves for specimens with a crack longer than 80 % of specimen height. Horizontal offset for bending test is set to $0.75 \times C_{mod}$ after preloading test.

Fig. 4 (a) は PET 繊維を混入した供試体 P3 の荷重－たわみ曲線である。この場合には予備試験終了後に 1 mm 以上の大きなたわみが塑性変形として残った。そのたわみから出発した荷重－たわみ曲線は、最初は大きな勾配で立ち上がるが、荷重が 5 kN を過ぎると次第にその勾配を減じていき、たわみが 2.5 mm あたりでピーク荷重になった。予備荷重試験の最後を外挿すると、曲げ試験でのピーク強度付近につながり、2 つの荷重－たわみ曲線はある程度接続しているように見える。曲げ試験での荷重－たわみ曲線は、ピーク強度をとった後は、たわみの増加に伴って荷重が緩慢に低下していった。たわみが 6.5 mm に達するまで試験をしたが、その時点でも荷重は 5 kN 以上であった。これはピーク強度以降における PET 繊維補強コンクリートの優れた特性を示しているものといえる。

Fig. 4 (b) は PET 繊維を混入した供試体 P6 の荷重－たわみ曲線である。この場合には予備荷重試験終了後のたわみの塑性変形は 1 mm 以下と Fig. 4 (a) より小さかった。曲げ試験における荷重－たわみ曲線は最初大きな勾配で立ち上がるが、荷重が 5 kN を越えたあたりから勾配が減少していった。この特性は Fig. 4 (a) の場合と同じである。荷重が 10 kN 付近で、予備荷重試験の最後の点を曲げ試験の荷重－たわみ曲線が通過する。よって、予備荷重試験の最後と、曲げ試験での荷重－たわみ曲線が接続しているように見える。曲げ試験における荷重－たわみ曲線はピーク強度を過ぎた後は、たわみの増加にともなって徐々に低下していった。しかし、たわみが 3 mm を越えたところで荷重がやや急速に減少した。同様のことが、Fig. 3 (b) でも見られたので、この点について

は注目しておきたい。

Fig. 4 (c) は鋼繊維を混入した供試体 S2 の荷重－たわみ曲線である。この場合には、予備荷重試験の最後と、曲げ試験での荷重－たわみ曲線との間にわずかな隙間ができたようにみえる。ただし隙間は小さく顕著な劣化は認められなかった。

Fig. 4 (d) は鋼繊維を混入した供試体 S5 の荷重－たわみ曲線である。予備荷重試験の最後と、曲げ試験での荷重－たわみ曲線との間に顕著な隙間ができた。これは鋼繊維補強コンクリートの劣化を明瞭に示しているものと思われる。また、曲げ試験で、ピーク荷重をとった後は、たわみの増大にともなって荷重は比較的急速に低下していった。

3・3 ピーク荷重と曲げ靱性係数の経時変化

この節でも、3.2 節と同様に亀裂がある試験片の結果に関して述べることにする。Fig. 5 (a) はピーク荷重の経時変化である。PET 繊維補強コンクリートでは 28 日と 224 日の荷重はほぼ一致した。一方、鋼繊維補強コンクリートは 224 日の値は 28 日と比較してかなり低下した。おそらく、鋼繊維の有効埋め込み長さが短くなったためであろう。Fig. 5 (b) は、たわみ 2 mm までの曲げ靱性係数である。PET 繊維補強コンクリートの曲げ靱性係数は 28 日から 224 日までになんとか上昇した。一方、鋼繊維補強コンクリートは 28 日から 224 日までになんとか低下した。Fig. 5 (c) は、たわみ 5 mm までの曲げ靱性係数である。PET 繊維補強コンクリートの曲げ靱性係数は 28 日から 224 日までになんとか低下した。鋼繊維補強コンクリートは 28 日から 224 日までになんとか低下する。Fig. 5 (b) に示したたわみ 2 mm の低下率は 63% であったのに対

(a) Peak load

(b) Toughness index at 2 mm deflection

(c) Toughness index at 5 mm deflection

Fig.5 Peak load and toughness index.

して、Fig. 5 (c) に示したたわみ 5 mm の低下率は 53% で、たわみが大きくなると、曲げ靱性係数はより低下した。

4. 簡易計算モデルによる試験結果（経時変化）の説明

前章で述べたように、PET 繊維補強コンクリート（亀裂あり）では 28 日から 224 日までに曲げ靱性係数（たわみ 5 mm）は低下したが、最大荷重と曲げ靱性係数（2 mm）は変化しなかった。後で挙げた 2 者が変化しなかったのは、時間経過に伴うコンクリート強度の増加と塩水噴霧試験による劣化とが相殺した可能性がある。鋼繊維補強コンクリート（亀裂あり）では、28 日から 224 日までに最大荷重と曲げ靱性係数（2 mm と 5 mm）の 3 者ともに顕

Fig.6 A model beam in the bending test.

著に低下したが、特に曲げ靱性係数（5 mm）の低下率が大きかった。以上のことを、コンクリート強度の変化を考慮しつつ、簡易計算モデルによって定性的に説明することを試みる。

議論を簡単にするために、Fig. 6 に示すように、はりには下面から上面まで貫通した亀裂が入っているとする。よって、亀裂面間ではコンクリートによる応力の授受はないものとする。亀裂面間の応力の授受は、全て繊維の引抜き抵抗に基づくものとする。はり上面を起点として下向きの座標を z として、単位面積当たりに換算した引抜き抵抗を $R(z)$ とすれば、はりに加わるモーメント M は次式となる。

$$M = W \int_0^H z R(z) dz \quad \dots\dots\dots (3)$$

W ははりの幅で、 H ははりの高さである。本研究では、正方形断面のはりを考えているので、 W と H は等しい。また、モーメントの釣り合い式を考えると、はりに加わる荷重 F との間には次式が成り立つ。

$$M = \frac{1}{8} FL \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 L ははりの全長である。

引抜き抵抗 $R(z)$ は、繊維の埋め込み角度には依存せず、埋め込み長さに比例すると仮定する⁹⁾。繊維は亀裂をはさんで両側の亀裂面に埋め込まれているが、そのうちで埋め込み長さの短い方が引抜かれる。この埋め込み長さが小さい方の初期値を b とする。亀裂開口変位を C_{mod} として、はり上面から z の位置での亀裂面間距離は z に比例し、繊維が亀裂面から引抜かれた長さはちょうどこの値に一致すると仮定する。

$$R(z) = C \left(b - \frac{z}{H} C_{mod} \right) \quad \dots\dots\dots (5)$$

これに (2) 式を代入すれば次式を得る。

$$R(z) = C \left(b - \frac{4z}{3H} \delta \right) \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 C はコンクリート強度に依存する定数である。(6) 式を (3) 式に代入して積分した後に、(4) 式を用いて M を消去すると次式を得る。

$$F = \frac{4WC}{L} \left(b - \frac{8}{9} \delta \right) \quad \dots\dots\dots (7)$$

Table 3 の内で、亀裂が無い試験片の 28 日と 224 日の最大荷重を求めているのは、それぞれ S1 と S4 である。このデータからすると 224 日の方が約 10% だけ最大荷重が上昇している。同一条件で 1 個ずつのデータしかないが、同時に混練して打ち込んだ試験片のデータであることから、28 日から 224 日までにコンクリートの曲げ強度が約 10% 上昇した可能性が高い。コンクリー

Table 4 Strength and toughness index ratios. (value at 224th day) / (value at 28th day)

		Peak strength ratio	Toughness index ratio (2 mm)	Toughness index ratio (5 mm)
PET	Measured	100%	103%	91%
	Calculated	100%	98%	95%
SF	Measured	74%	64%	53%
	Calculated	74%	69%	58%

トの曲げ強度と繊維の引抜き抵抗の関係は、十分にわかっているとはいえないが、ここではもっとも単純に考えて、28 日から 224 日までに (7) 式の C も 10% 上昇すると考えて議論を進めることにする。

28 日目の曲げ試験 (PET 繊維補強コンクリートで亀裂あり) について検討してみる。繊維がコンクリートから引き抜ける際には、破断面から短い埋め込み長さの方が引抜かれることとなる。繊維長は 30 mm であるので、この 1/4 の 7.5 mm が引抜かれる方の平均埋め込み長さの初期値 b となる。14 日目に行った予備試験終了後の Cmod の平均値は 1.15 mm であった。(2) 式を用いてこれをたわみに換算すると 0.86 mm となるので、28 日目の試験に対しては (6) 式や (7) 式中の δ を ($\delta+0.86$) に置き換えて計算することにする。なお、($\delta+0.86$) 中の δ は 28 日目の試験で計測されたたわみである。

224 日目の曲げ試験 (PET 繊維補強コンクリートで亀裂あり) では、Table 3 からわかるように最大荷重が 28 日目と同じであった。14 日目に行った予備試験終了後の Cmod の平均値は 0.675 mm であった。(2) 式を用いてこれをたわみに換算すると 0.51 mm となるので、224 日目の試験に対しては (6) 式や (7) 式中の δ を ($\delta+0.51$) に置き換えて計算することにする。ここで、224 日目では有効埋め込み長さは x mm だけ減ると考える。(7) 式を用いて x を求める方程式を導くと次式となる。

$$7.5 - \frac{8}{9} \cdot 0.86 = 1.1 \times \left(7.5 - x - \frac{8}{9} \cdot 0.51 \right)$$

左辺は 28 日目の最大荷重に対応している。右辺は 224 日目の最大荷重に対応しており、1.1 はコンクリート強度が 10% 上昇したことを考慮した定数である。これを解くと $x=0.93$ mm となる。よって、表面から 0.93 mm まで繊維とコンクリート間の付着抵抗がなくなったと考える。

マトリックスであるコンクリートは荷重を負担しないとすれば、たわみが δ までの曲げ靱性係数 TI は、はりに外部から加えられるエネルギーに比例し⁸⁾、次式が成り立つ。

$$TI \propto \int_{\delta_1}^{\delta_2} \frac{F d\delta}{\delta_2 - \delta_1} = \frac{4WCH^2}{L} \left[b - \frac{4}{9}(\delta_1 + \delta_2) \right] \quad \dots\dots\dots (8)$$

δ_1 は 14 日目の予備試験で生じた永久変形に対応している。積分範囲である ($\delta_2 - \delta_1$) が 2 mm と 5 mm の場合を、(8) 式の定数部分を省いて書いてみると下記となる。

28 日目の TI :

$$\delta_2 - \delta_1 = 2 \text{ mm} \quad \left[b - \frac{4}{9}(\delta_1 + \delta_2) \right] = 5.85$$

$$\delta_2 - \delta_1 = 5 \text{ mm} \quad \left[b - \frac{4}{9}(\delta_1 + \delta_2) \right] = 4.51$$

224 日目の TI :

$$\delta_2 - \delta_1 = 2 \text{ mm} \quad 1.1 \left[b - 0.93 - \frac{4}{9}(\delta_1 + \delta_2) \right] = 5.75$$

$$\delta_2 - \delta_1 = 5 \text{ mm} \quad 1.1 \left[b - 0.93 - \frac{4}{9}(\delta_1 + \delta_2) \right] = 4.28$$

224 日目の曲げ試験 (鋼繊維補強コンクリートで亀裂あり) では、Table 3 からわかるように最大荷重が 28 日目の 74% であった。予備試験終了後の Cmod の平均値を前と同様にたわみに変換すると、28 日目の試験で 0.48 mm、224 日目の試験で 0.56 mm であった。ついで、(7) 式を用いて x を求める比例式を導くと次式となる。

$$1:0.74 = 7.5 - \frac{8}{9} \cdot 0.48 : 1.1 \times \left(7.5 - x - \frac{8}{9} \cdot 0.56 \right)$$

これから x は 2.24 mm となった。PET 繊維補強コンクリートと同様に、曲げ靱性係数 TI を計算した。

以上のように考えて計算した結果を Table 4 に示す。PET 繊維補強コンクリートでは、 TI (2 mm) の測定値は 103% と計算値の 98% より 5% だけ大きい。また、 TI (5mm) では、逆に計算結果の方が測定結果よりも 4% だけ大きい。鋼繊維補強コンクリートでも計算値と測定値とは 5% 離れている。このように完全に一致をするわけではないが、簡易計算モデルによって、この節の最初にまとめておいた試験結果をある程度は説明できたと考える。なお、以上の検討では、引抜かれて亀裂面間に露出した繊維の弾性変形や塑性変形は考慮していない。鋼繊維ではそれらの変形は小さくて計算結果に与える影響は少ないが、PET 繊維は剛性が低い永久変形もしやすいので、計算結果にある程度の影響を与えた可能性がある。

5. 考 察

5・1 塩水噴霧試験の促進度合いについて

試験条件によって結果は異なるが、塩水噴霧を連続して行くと、腐食速度がだんだん遅くなることが多い。これに対して塩水噴霧・気中乾燥を交互に行うとその傾向が緩和される場合が多い⁶⁾。そこで本研究では、塩水噴霧・気中乾燥を交互に行った。途中で乾燥させると、その間に塩分が濃縮されるので、より過酷な試験になっているといえる。

塩水噴霧試験は、色々な材料を対象として行われている促進試験であり、多くの実績を持っているが、どの程度促進されているかの見積もりは困難なことが多い。大気暴露試験 (直接暴露) と連続塩水噴霧試験の腐食量経時間変化によれば、塩水噴霧試験で 250 時間は大気暴露試験の 5 年間 (= 43800 時間) に相当するので、175 倍の促進試験となる場合がある⁶⁾。しかし、材質や試験条件がわずかに異なると結果が違ってくるので、”大気暴露試験での腐食形態と促進腐食試験での腐食形態は大きく異なるため、腐食量により塩水噴霧の時間を決定し、該当する時間の試験を実施しても、大気暴露の腐食形態と近似させることは困難である”との注意書きがしてある⁶⁾。

5・2 鋼繊維補強コンクリートについて

PET 繊維補強コンクリートでは強度の増加は望めない。強度の増加が必要ときにはやはり鋼繊維補強コンクリートがよいし、

鉄筋と併用すると鉄筋の錆が低減するとの報告もある¹⁰⁾。また、鋼繊維補強コンクリートも亀裂さえなければ一定の耐久性をもつことがわかった。しかし、表面から徐々に錆びていくことは避けられない。その結果、有効な埋め込み長さが低減することになる。鋼繊維補強コンクリートは PET 繊維補強コンクリートと比較すると、脆性的であるが有効埋め込み長さが短くなると、より脆性的となるので注意が必要である。また、錆が進行すると、体積膨張が生じて亀裂が周りにできてしまうことがある³⁾。錆を避けることは、鋼繊維の材質を変更するとか表面処理で技術的には可能である。特に、材料を節約するという観点からすると有利なマイクロ繊維¹¹⁾では、繊維表面のわずかな腐食代（腐食の及ぶ深さ）が問題となるので防錆対策が重要と思われる。

5・3 PET 繊維補強コンクリートについて

亀裂のない場合にはもちろん、亀裂が入っていても塩水噴霧試験での劣化は鋼繊維補強コンクリートと比較して少なかった。このような高い耐久性は、今後の PET 繊維の応用分野が広がる可能性を示していると思われる。しかしながら、コンクリート補強用として、鋼繊維と比較して浅い歴史しかもっておらず、様々な環境下における耐久性については不明な点が多い。そこで若干の試験を追加して、今後の PET 繊維の可能性について考察してみた。

PET 樹脂は、一般に酸には強いがアルカリに弱いとされているので¹²⁾、コンクリート補強用 PET 繊維の耐アルカリ性試験を行った。試験は、旧日本道路公団「トンネル施工管理要領」に準拠して実施した。まず、50 N の張力を繊維（直径 0.7 mm）に加えて金属棒に巻きつけた。温度を 20℃ に保って、コンクリートとほぼ同じである pH12.5 の水酸化ナトリウム水溶液に 7 日間浸漬した後、繊維の引張強度を測定した。試験結果を Table 5 に示すが、相当に過酷な試験であるにもかかわらず、強度の劣化は認められなかった。この結果は、本研究で PET 繊維補強コンクリートの劣化が認められなかったことと整合している。

今後、PET 繊維補強コンクリートが燃料や化学物質の貯蔵施設に使用される可能性が高い。例えば、最近のエネルギー事情から LPG（液化石油ガス）の水封式海底岩盤貯槽で使用される可能性がでてきた。そこで、耐アルカリ性試験と同じ直径 0.7 mm の PET 繊維を用いて耐 LPG 試験を行った。試験は、JIS B 8261「液化石油ガス用ゴムホースアセンブリ」に準拠して実施した。重量比がプロパン 70 %、プロピレン 25 %、ブタジエン 5 % の混合液に 14 日間浸漬した後、繊維の引張強度を測定した。試験結果を Table 5 に示すが、強度の劣化は液体中で 6 %、気体中で 4 % となった。これは、幅広い用途に PET 繊維を応用していくには、今後も継続的に耐久性に関するデータを積み重ねていく必要があることを示唆していると考えた。直前の節でも触れたが、繊維直径が 0.1 mm 以下のものが今後は増えると思われるので、その際には、繊維直径の減少をより正確に見積もり評価する必要があると考える。

6. ま と め

コンクリート構造物の安全性を高めるために、補強用繊維を混入して、引張応力下における挙動を延性的にする試みが徐々に広がってきている。補強用繊維としては、長い間、鋼繊維が主流であったが最近では錆びないことが重視されて、PET 繊維をはじめとする高分子繊維が多く使用されるようになってきた。しかしながらその長期安定性については知られるところが少ない。そこで、本研究では鋼繊維補強コンクリートと PET 繊維補強コンクリートの塩水噴霧試験おこなって耐久性を評価した。

Table 5 Tensile strength of PET fiber before and after durability testing.

	Tensile strength (MPa)	Percentage of Pre-test
Before testing	486	100%
Alkaline water	489	101%
LPG (Liquid)	458	94%
LPG (Vapor)	466	96%

試験結果を見ると顕著な劣化を示したのは、亀裂ありの鋼繊維補強コンクリートで 224 日経過後だけである。Table 3 からわかるように、亀裂なしの場合には鋼繊維補強コンクリートでも 28 日から 224 日のあいだでピーク荷重が増加している。このピーク荷重の増加は、経過時間にもなうコンクリートの強度増加によるものといえる。試験結果では、曲げ靱性係数 (5 mm) の方が曲げ靱性係数 (2 mm) よりも敏感に劣化を反映する傾向が見られた。この点については、簡易計算モデルで定性的な説明をした。

PET 繊維補強コンクリートに関しては、亀裂の有無にかかわらず本研究で実施した塩水噴霧試験ではピーク強度と曲げ靱性係数 (2 mm) に劣化は認められなかった。しかしながら、曲げ靱性係数 (5 mm) では 224 日後には 9 % の劣化が見られた。また、補足的に実施した繊維強度試験では、14 日間 LPG に浸漬した後で 4-6 % の強度低下が見られた。よって、PET 繊維補強コンクリートを、長期耐久性が要求される用途に使用するには、さらなる検討が必要といえる。

予備荷試験で亀裂を入れてその時の荷重－たわみ曲線を保存しておく。塩水噴霧試験後に曲げ試験をおこない、その時の荷重－たわみ曲線と先に保存しておいた予備荷試験での荷重－たわみ曲線とを比較して劣化の程度を判定する。本研究では以上の評価手順を採用したが、この方法によれば供試体ごとのばらつきを相殺することができるし、判定も容易であった。塩水噴霧試験にかかわらず、耐久性を調べる試験は、長期間を要するし、許される供試体の数も少ないことが多い。そのような場合には、本研究で採用した評価手段は有効であると考えられる。

繊維補強コンクリートは今後より広い範囲で使用されるようになるかと推測するが、その際に重要な点は長期間にわたる耐久性を明らかにすることであろう。特に、材料を節約するために繊維直径が小さいものが好まれる傾向にあるが、その表面の腐食代が同じであるとすれば、直径が小さいほど断面積の減少率は大きくなるので注意が必要である。

謝辞 強度試験および塩水噴霧試験を行うにあたって、ご協力いただいた神奈川県産業技術センターに、感謝の意を表する。

References

- 1) T. Ochi, S. Okubo and K. Fukui: Journal of MMIJ, **121** (2005), 555-563.
- 2) T. Ochi, S. Okubo and K. Fukui: Cem. Concr. Comp., **29** (2007), 448-455.
- 3) K. Fukui, S. Okubo, T. Hayashi, K. Miyazaki and T. Nakajima: Journal of MMIJ, **120** (2004), 560-568.
- 4) S. B. Kim, N. H. Yi, H. Y. Kim, J. J. Kim and Y. Song: Cem. Concr. Comp., **32** (2010), 232-240.
- 5) K. Miyazaki, S. Okubo and K. Fukui: Journal of MMIJ, **123** (2007), 75-81.
- 6) Japan weathering test center: *Sokushin Bakuro Shiken Handbook*, (Japan weathering test center, Tokyo, 2009), pp.1-36.
- 7) SFRC Kouzou Sekkei Sekou Kenkyukai: *Kouseni Hokyoku Konkurito Sekkei Sekou Manyuuru*, (Gihoudou, Tokyo, 1995), pp. 9-11, 196-198.
- 8) H. Dong, S. Okubo and K. Fukui: Journal of MMIJ, **127** (2011), 249-255.
- 9) S. Okubo, K. Fukui, Q. Yang, Y. Nishimatsu and H. Shimomura: Journal of MMIJ, **114** (1998), 87-92.
- 10) K. Kobayashi, T. Hoshino and K. Tsuji: Seisan Kenkyu, **41** (1989), 883-886.
- 11) N. Bantia and J. Sheng: Cem. Concr. Comp., **18** (1996), 251-269.
- 12) M. Okamoto, N. Suzuki and K. Aoki: Bull. Yamagata Univ. (Eng.), **27** (2002), 1-7.