

土 木 研 究 所 資 料

ねばり強いコンクリート部材に関する研究 (1)

— 繊維補強による高靱性コンクリート部材の開発 —

1991年 1 月

建 設 省 土 木 研 究 所
地質化学部コンクリート研究室

まえがき

鉄筋コンクリート部材の耐震性を確保するためには、基本的には部材の強度を地震により入力される慣性力より大きくすればよい。しかし、地震力がある程度以上大きくなると、必要となる補強用鉄筋の量が膨大となり、経済的な部材設計を行うことが不可能となってくる。このため、こうした場合のコンクリート部材の耐震設計においては、鉄筋コンクリート部材のもつ塑性変形による外力エネルギーの吸収に期待し、耐震性を確保している。

塑性変形による外力エネルギーの吸収容量を大きくするためには、部材の耐力を低下させることなく、鉄筋コンクリート部材の塑性変形態を向上させ（靱性を向上させる、あるいは別の言い方をすればねばり強さを向上させることが必要となる。）なくてはならない。本調査においては、コンクリート中に高強度短繊維を混入し、繊維補強鉄筋コンクリート部材とすることにより、靱性を向上することを試みた。

これまでも、繊維補強コンクリートについてはかなりの量の研究がなされており、その基礎物性は明らかにされてきている。しかしながら、これらの成果は、繊維補強鉄筋コンクリート部材の、特性評価には使いづらいものである。このため、まずここでは、部材の靱性を算定する上で明確にしておかなければならない繊維補強コンクリートの圧縮強度、圧縮靱性、引張強度、引張靱性などの試験を行い、その部材設計への応用方法について検討を行った。

次に、繊維補強鉄筋コンクリート部材の繰り返し載荷試験を行い、この結果とさきに行った材料物性の検討結果から、実用的な部材靱性の算定方法に関する検討を行った。

目 次

1. 研究の目的と概要	1
2. 繊維補強コンクリートの物性試験	2
2.1 概要	2
2.2 試験方法	2
2.3 試験結果	4
2.4 まとめ	8
3. 繊維補強コンクリートの繰返し載荷試験	24
3.1 目的	24
3.2 実験の概要	24
3.3 実験結果の概要	25
3.4 靱性に関する検討	27
3.5 まとめ	28
4. まとめ	36

1. 研究の目的と概要

平成2年度に道路橋示方書耐震設計編が改訂され、コンクリート構造物の耐震照査方法が全面的に改められた。改訂された設計方法によれば、構造物に地震時加速度によって生じる1Gの慣性力が作用しても、構造物が崩壊しないことが要求されている。橋脚など、このような大きな慣性力に対し、弾性範囲内で耐えられないような構造物については、構造物が持つ塑性変形によるエネルギー吸収能力によって崩壊を免れるよう設計しなければならないことになっている。構造物の塑性変形による外力エネルギーの吸収により、構造物に作用する外力は次式によって低減しうることが述べられている。

すなわち

$$P' = \frac{P}{\sqrt{2\mu-1}}$$

ここでP ; 構造物が弾性体であると仮定したときの復原力 (外力)

P' ; 構造物が弾塑性体であると仮定したときの復原力 (低減された外力)

μ ; 構造物の靱性率

この式からもわかるとおり、鉄筋コンクリート部材の耐震性を向上させるためには、外力エネルギーを十分吸収できるよう、部材強度を失わないようにしつつ、変形性能を確保することが重要となる。ところが、コンクリートそのものは脆性的な材料であり、コンクリート部材によっては、必要となる靱性を確保できない場合がある。

本研究の目的は、このような大きな地震外力に対し耐えうるような十分高い靱性を持つコンクリート部材を開発することにある。コンクリート部材の靱性を大きくするためにはいくつかの手法が存在する。そのうち、もっとも簡易な方法は、主鉄筋の量を減らすことであるが、主鉄筋量を減らすと、見かけ上靱性が増すが部材の強度も低下するため適切な方法とは言えない。

コンクリートを繊維で補強すれば、引張ひび割れ発生後も引張力を伝達することができ、コンクリートのせん断強度、圧縮靱性も向上し、部材靱性が向上することが予想される。本研究においては高強度短繊維をコンクリート中に練り混ぜることにより、鉄筋コンクリート部材の靱性を大きくすることを試みた。

本報告書は、繊維補強鉄筋コンクリートの基礎物性試験ならびに、繊維補強鉄筋コンクリート部材の繰り返し載荷試験を行い、その靱性の向上度について検討を行った結果をとりまとめたものである。

2. 繊維補強コンクリートの物性試験

2.1 目的

繊維補強コンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材の終局強度および靱性率の算定手法について考えた場合、太田によって提案された通常の鉄筋コンクリート部材における算定手法¹⁾を応用することが簡便である。しかし、繊維補強コンクリートはこれまでの研究成果でも示された通り、普通コンクリートと比べ、ひびわれ発生後でも引張強度を失わず、終局圧縮ひずみも大きくなるといった特徴を有しているため、従来の計算手法をそのまま採用したのでは、その特徴を生かせないという懸念がある。従来の算定手法を応用して繊維補強鉄筋コンクリート部材の終局強度および靱性率の算定を行おうとした場合、

- ① コンクリートの引張強度は無視する。
- ② コンクリートの終局圧縮ひずみを一律0.35%とする。

の2つの仮定を修正する必要があると考えられる。このため、繊維補強コンクリートの引張強度および終局圧縮ひずみを新たに定める必要がある。本章では繊維補強鉄筋コンクリート部材の終局強度ならびに靱性を求めるために必要となる、繊維補強コンクリートの引張強度・圧縮靱性を試験により求めることを目的とした。

通常のコンクリートでは、引張強度を求めるのに割裂試験が用いられている。ところが、繊維補強コンクリートではひび割れ発生後も引張力を伝達しうるので、割裂試験を行っても、ひび割れ発生後も荷重は低下せず、載荷部分が圧壊・変形（平坦化）し荷重は徐々に増加しはじめ円柱断面内に均等な引張力が生じなくなり、引張強度は求められなくなる。このため繊維補強コンクリートの引張強度を求めるため、様々な試験法が提案されている。引張強度を求めるためには、直接引張試験によるのが最良の方法であるが、コンクリート円柱供試体に一様な分布をする引張応力を与えるのが困難なことから、鉄筋の付着を応用した試験方法が用いられる場合もある。²⁾

ここでは、繊維補強コンクリートの引張強度の概略を把握するため、繊維補強コンクリートの曲げ試験を行い、曲げ強度から引張強度の概略値を計算により求めることを試みた。曲げ試験は繊維補強コンクリートでも普通コンクリートと同様の試験方法を用いることができ、かつひずみの計測を行う必要もないため、簡易に実施することができる。ただし、得られる結果はあくまでも概略値であり、厳密な引張強度とはいえない欠点がある。そのため、繊維補強コンクリートの引張強度の理論値との比較を行い、曲げ試験から得られる引張強度の概算値の妥当性についても検討を行った。

2.2 試験方法

ここで用いた補強用短繊維は、鋼繊維2種類およびアラミド繊維1種類とした。鋼繊維は、カットワイヤータイプ（表面インデント加工有り；以下鋼繊維Sとする）、せん断ファイバータイプ（表面波

形；以下鋼繊維Ⅰとする）とした。アラミド繊維は表面の凹凸はほぼなかった。これらの繊維を選定した理由は、以下の通りである。すなわち、短繊維によるコンクリートの引張に対する補強効果は、繊維の引張強度が大きく、かつ弾性係数がコンクリートよりも大きいものが優れており、今回選定した繊維はこれらの条件を満たすものと考えたからである。ここでは、鋼繊維について2種類の繊維を採用しているが、これは、表面形状の差、および引張強度の差による繊維補強効果を確認するためである。

今回使用した繊維の寸法、機械的性質を表-2.1に示す。

2.2.1 配合条件

ここでは、繊維混入率および水セメント比をパラメタとして変化させた。水セメント比は50%, 60%, 70%の3種類を設定し、繊維混入率は体積比で0.5%, 1%, 1.5%, 2%の4種類とした。単位水量は、水セメント比が60%で繊維混入率が1.0%のときにスランプが8cm近くになるように設定し、この水量は、他の繊維混入率の場合でも同じ値とした。ただし、アラミド繊維は、鋼繊維に比べてアスペクト比がやや大きく、繊維の見かけの比重が小さく容積が大きかったので、鋼繊維とは別に単位水量を定めた。

粗骨材率は土木学会の繊維補強コンクリート設計施工指針（案）（以下土木学会規準とする）³⁾を参考にして定めた。

粗骨材の最大寸法は10mmとした。このように設定したのは、粗骨材の最大寸法が大きい場合、供試体寸法が小さいと、粗骨材が障害物になり繊維の均一な分散がはかれないおそれがあるためである。

セメントは普通ポルトランドセメントを用い、混和剤はAE減水剤を使用した。

繊維補強コンクリートの示方配合表を表-2.2に示す。

2.2.2 練り混ぜ、打ち込み、締め固め方法

練り混ぜは、パン型一軸強制練りミキサーで、プレーンコンクリートを1分30秒間で練り混ぜ、その後ミキサーを運転したまま、繊維を手でほぐしファイバーボールができないよう注意しながら繊維を投入した。この実験では練り混ぜを確実にすること、および繊維補強コンクリートがフレッシュな状態ではかさが増加することを考慮し、公称容量100リットルのミキサーに対し、1バッチあたりの出来上がりコンクリートが50リットルになるよう、練り混ぜ量を定めた。圧縮用供試体は $\phi 10\text{cm} \times 20\text{cm}$ の円柱供試体とし、曲げ試験用供試体は $10\text{cm} \times 10\text{cm} \times 40\text{cm}$ の角柱供試体とした。締め固め方法は、繊維補強コンクリートを型枠に投入してからつき棒で軽く均し、振動台に乗せて外部から振動を与えて一層締め固めを行うものとした。振動締め固めの際の振動数は3000vpmとし、締め固め時間は30秒間とした。養生は28日間20℃の水中にて行った。

2.2.3 載荷試験方法

載荷試験方法は、原則として土木学会規準に沿って行った。圧縮試験では、圧縮強度だけでなく、

圧縮靱性の計測も行った。圧縮靱性の計測においては、コンクリートが最大圧縮強度を示した後の圧縮ひずみの増加にともなう圧縮応力の変化を計測しなければならない。このような高圧縮ひずみ領域での載荷試験では、コンクリート供試体端面と載荷板との摩擦による拘束が、試験結果に大きな影響を及ぼすことがある。このため圧縮試験では供試体の両端面にテフロシートをしいて載荷した。なお、圧縮試験機は通常の油圧式試験機を用いたため、ひずみ速度一定の条件では試験できなかった。なるべく、ひずみ速度一定の条件に近づけるよう、油圧バルブの弁の開きは試験開始から終了まで一定として試験を行った。

圧縮ひずみの測定は基長10cmのコンプレッソメータでおこない、長さ変化測定用として差動トランスを用いた。

曲げ載荷試験は載荷速度を毎分スパン長の $1/3000$ (ここでは、 $0.1\text{mm}/\text{分}$) で一定として行った。曲げたわみ測定は、スパン中央で精度 $1/1000\text{mm}$ の変位計を用いて行った。

2.3 試験結果

2.3.1 フレッシュコンクリートのコンシステンシー試験結果

フレッシュコンクリートのスランプ、空気量の測定結果を表-2.4に示す。

繊維混入率の増大とともに、当然スランプの低下が起こるが、その度合いはアラミド繊維の方がやや大きかった。これはアラミド繊維内に気泡が含まれているため、繊維による水分の吸収があるためと考えられる。

繊維補強コンクリートの練り混ぜの際、繊維混入率が2%の場合ではミキサーが動揺し練り混ぜが困難になった。

2.3.2 繊維補強コンクリートの圧縮強度、圧縮靱性試験結果

繊維補強コンクリートの圧縮試験結果を表-2.5に示す。繊維補強コンクリートの圧縮強度は、繊維補強率が変わっても余り変化はない。繊維補強による効果は、圧縮強度が最大値に達した後のひずみ増大にともなう荷重の低下度に明確に現れてくる。繊維補強を施すことにより、一般的に圧縮強度が最大値に達した後の荷重の低下は小さくなり圧縮靱性が増加する。この圧縮靱性の数量化についてはいくつかの方法が考えられる。ここでは、繊維補強コンクリートが最大荷重に達した後、強度が最大強度の85%まで低下する点の圧縮ひずみ($\epsilon_{0.85}$)を求め、この値を繊維補強コンクリートの圧縮靱性値と定義した。(図-2.1)

図-2.2は $\epsilon_{0.85}$ を各水セメント比ごとに表したものである。この図からも分かるとおり、水セメント比が50%の場合は、どの繊維を用いても圧縮靱性の向上に対してあまり効果がないことが分かる。一方、水セメント比が60%、70%の場合は、繊維混入量が増えるにつれて圧縮ひずみの値が大きくなり、圧縮靱性が向上していることが分かる。水セメント比70%の場合の方が補強効果が大きくなっている。このことから、圧縮靱性の向上のためには、高強度コンクリートの場合は、繊維混入率を相当大きくする必要があると考えられる。すなわち、今回上限とした混入率2%程度では、高強度コンクリート

の圧縮靱性の向上はあまり期待できないと考えられる。

繊維別に考えると、2種類の鋼繊維について、両者の間にほとんど差はなかったが、水セメント比が60%のところで、若干差がでている。アラミド繊維もほぼ鋼繊維と同様の靱性補強効果があるが、特に1.5%混入した場合相当靱性は向上している。このことから、圧縮靱性に及ぼす繊維の種類の影響については、アラミド繊維が他の繊維に比較して若干効果があったが、今回調査した範囲では重要な差はなかったと考えられる。

今回定義した繊維補強コンクリートの終局圧縮ひずみ $\epsilon_{0.85}$ のばらつきは、表-2.5にも示してあり、 $\epsilon_{0.85}$ の試験結果の変動係数は10%台の値から40%にいたるものまでさまざまであった。主な傾向としては、繊維混入率が高い方がやや大きめの値を与えているようである。

2.3.3 繊維補強コンクリートの曲げ試験結果

繊維補強コンクリートの曲げ試験を行った結果を表-2.6, 2.7に示す。表-2.6は曲げ強度、表-2.7は曲げ靱性係数を示す。曲げ靱性係数はたわみが2mmになるまでの平均的な曲げ強度を示した数値で、次式により定義される。

$$\sigma_b = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \cdot \frac{1}{bh^2}$$

ただし、 T_b : 図-2.3示した斜線部の面積

δ_{tb} : スパンの1/150のたわみ (ここでは2mm)

l : スパン (ここでは30cm)

b : 断面の幅 (ここでは10cm)

h : 断面の高さ (ここでは10cm)

繊維補強コンクリートはコンクリートに引張ひびわれが生じても、繊維により引張力が負担されるので、曲げ試験を行うとその特徴が明確に現れる。繊維混入量を増やすと、曲げ強度、曲げ靱性係数とも増加する。

圧縮靱性とは異なり、水セメント比が小さい高強度コンクリートの場合でも効果は明瞭に現れている。

ここで、繊維補強コンクリートの引張強度について、曲げ試験結果から概略値を求める手法について検討した。計算を行う仮定としては、繊維補強コンクリートの圧縮領域および引張領域については、一定の応力分布であるとした。すなわち、応力分布を図-2.4のように仮定した。この仮定に基づくと、供試体スパン中央の曲げモーメントは次式によって表される。

$$M = 0.408 \cdot x^2 \cdot b \cdot f_c' + 0.5 \cdot (h-x)^2 \cdot b \cdot f_{tt} \quad (\text{式2.1})$$

ここで

M : 曲げ供試体中央の曲げモーメント (kgf・cm)

X : 曲げ供試体中央スパンでの断面の圧縮端から中立軸位置までの距離 (cm)

h : 曲げ供試体断面の高さ (ここでは10cm)

b : 曲げ供試体断面の幅 (ここでは10cm)

f'_c : 繊維補強コンクリートの圧縮強度 (圧縮強度試験結果; kgf/cm²)

f_{ti} : コンクリートのひびわれ幅が $2 \cdot i$ となった所での繊維補強コンクリートの引張強度の概略値 (kgf/cm²)

繊維補強コンクリートの引張強度 (f_{ti}) は上式および供試体断面に作用する断面力のつりあい式、

$$f'_c \cdot b \cdot x = f_{ti} \cdot b \cdot (d - x) \quad (\text{式2.2})$$

を連立させることにより解くことができる。

ここで、曲げ供試体の等モーメント区間の曲げモーメントは荷重から計算されるが、供試体の載荷を開始し、曲げひびわれが生じるまでは急激に荷重が増加し、その後曲げひびわれ幅が増加し、たわみが増加するにつれ、たわみの増加にともなう荷重の変化は小さくなり、徐々に曲げ強度は小さくなってゆく。(図-2.6) 曲げ強度から繊維補強コンクリートの引張強度を計算する場合、計算に用いる曲げモーメントが変動するため、計算される引張強度も変化する。ここでは、曲げ供試体中央で計測されるたわみ量から、供試体に生じている曲げ引張ひびわれ幅を概算し、計算される曲げ引張ひびわれ幅に対して引張応力を求めた。

繊維補強コンクリートの曲げ試験の際、供試体の中央スパンに曲げひびわれが生じこの部分に塑性ヒンジが形成される。この状況における供試体の変形状況を図-2.5のようにモデル化した。仮定の概略を述べると、曲げ引張ひびわれが供試体の等モーメント区間に1本だけ生じること、この位置に塑性ヒンジが形成されること、供試体はこの塑性ヒンジを中心にして剛体的に変形することである。この仮定に基づくとコンクリートに生じた曲げひびわれ幅は次式のように計算される。

$$\left. \begin{aligned} W &= (h - x) \cdot \theta \\ \theta &= \delta' \cdot L / (\ell \cdot (L - \ell)) \\ \delta' &= 2 \cdot \ell \cdot \delta / L \end{aligned} \right\} \quad (\text{式2.3})$$

ここで、

W : ひびわれ幅 (mm)

δ : 曲げ供試体の中央で測定された曲げたわみ (mm)

δ' : 塑性ヒンジが形成された地点での曲げたわみ (mm)

この計算式により計算された $ft_{0.5}$ 、 $ft_{1.0}$ 、 $ft_{2.0}$ の結果を図-2.7、表-2.8に示す。この計算結果からも分かるとおり、繊維混入量が大きくなるほど引張強度の計算値も大きくなっている。また、コンクリートの圧縮強度が大きいものは、引張強度も大きくなっている。

上記の曲げ試験結果から算定された引張強度の値の妥当性を検証するため、コンクリートにひびわ

れが入った後の引張強度を理論的に概算することを試みた。繊維補強コンクリートの引張強度を説明するのに、繊維間隔説と複合材料の混合則の2つの理論が存在する。本研究においては、ひびわれ発生後の繊維補強コンクリートの引張強度を算定することを目的としているので、混合則に従って計算することとした。

繊維とコンクリートの付着強度が小さいかもしくは繊維のアスペクト比が小さく、繊維が降伏する以前に引き抜けるような場合、ひびわれ発生後の繊維補強コンクリートの引張強度は次式で与えられる。⁵⁾

$$\sigma_t = \frac{n \cdot A_c \cdot V_f}{A_f} \cdot \frac{F_a \cdot L_f}{F_t \cdot d_f} \cdot n \cdot A_f \cdot F_t \frac{1}{A_c}$$

$$= \left(\frac{L_f}{d_f} \right) \cdot V_f \cdot F_a \cdot n^2$$

ここで、

A_f : 繊維の断面積	d_f : 繊維の直径
A_c : 繊維補強コンクリートの断面積	L_f : 繊維の長さ
V_f : 繊維の混入率	F_t : 繊維の引張強度
F_a : 繊維とコンクリートの付着強度	n : 配向係数

上式を用いて繊維補強コンクリートの引張強度を算出するためには、繊維とコンクリートの付着強度ならびに配向係数を明らかにしておく必要がある。

本来、付着強度は実験により明らかにされるべきパラメタであるが、ここでは、文献6を参考にし概略値を得ることとした。ここで参照した実験データは水セメント比50%のモルタルを用いて行った付着試験結果で、図-2.8⁶⁾に示す。この試験結果では繊維1cmあたりの付着力としてまとめられている。採用する付着強度の値としては、図中の平均的な曲線を選び、すべり量1mm、2mmのところの値を読みとった。

配向係数については、3次元ランダム配向を仮定すれば0.5となる。ところが角柱供試体用型枠への打ち込み、締め固めにより繊維は軸方向に配向する傾向をもち、実際には引張応力の生じる方向には0.5より大きな配向係数となっていることが予想される。文献7、8では配向係数に関する調査を行っており0.7以上にもおよぶ大きな配向係数になっていることが報告されている。ここでは、文献7に示された配向係数の測定結果(図-2.9)を用いた。これらの結果を上記の混合則に従った繊維補強コンクリートの引張強度式に代入すると、表-2.9に示した引張強度が得られる。

この結果より曲げ試験結果から引張強度を計算により求めた場合、おおむね妥当な値が得られると考えられるが、得られる引張強度の計算値は次のような傾向をもつことがわかる。すなわち、曲げ試験から得られる引張強度の値は、混合則よりもとめられる引張強度の値に対して、ひびわれ幅が

1 mmの時はやや小さめに (86~91%)、ひびわれ幅が 2 mmの時はやや大きめ (109.7~128.8%) になる。これは、曲げ強度から引張強度を推定する際、供試体断面の引張領域に付いては応力分布を一定であると仮定したために、図-2.10に示したように実際の応力分布との差が生じていたためであると考えられる。

2.4 まとめ

この章では、繊維補強コンクリートの基本的な性質を把握するために行った試験結果について述べた。その要約は以下の通りである。

- ① 繊維補強コンクリートの圧縮強度は繊維混入量にほとんど影響を受けない。
- ② 繊維補強コンクリートの圧縮靱性を $\epsilon_{0.85}$ を用いて表現した場合、圧縮靱性は繊維混入率を増やすほど大きくなった。供試体 4 本の平均値で $\epsilon_{0.85}$ を求めた際の、ばらつきはやや大きく、変動係数にして、10%から40%となった。
- ③ 繊維補強コンクリートの引張強度を曲げ試験結果から間接的に求め、さらにこの値の妥当性を確認するため、繊維補強モルタルの付着試験から得られる付着強度試験結果を用い、複合材料の混合則を用いて得られる引張強度の値と比較を行った結果、曲げ試験から間接的に求めた引張強度の値はほぼ妥当であるが、詳細に検討するとひびわれ幅が 1 mmあたりのところではやや小さめ目の、ひびわれ幅が 2 mmのところではやや大きめの値が得られることがわかった。

表-2.1 使用した繊維の形状並びに機械的性質

繊維名	鋼繊維 S	鋼繊維 T	アラミド繊維
断面 (mm)	ϕ 0.6	$\square$ 0.5	ϕ 0.4
長さ (mm)	30	30	30
アスペクト比	50	60	75
比重	7.85	7.85	1.39
引張強度 (kgf/mm ²)	120.8	77.3	300.0
ヤング係数 (kgf/mm ²)	21000	21000	7000

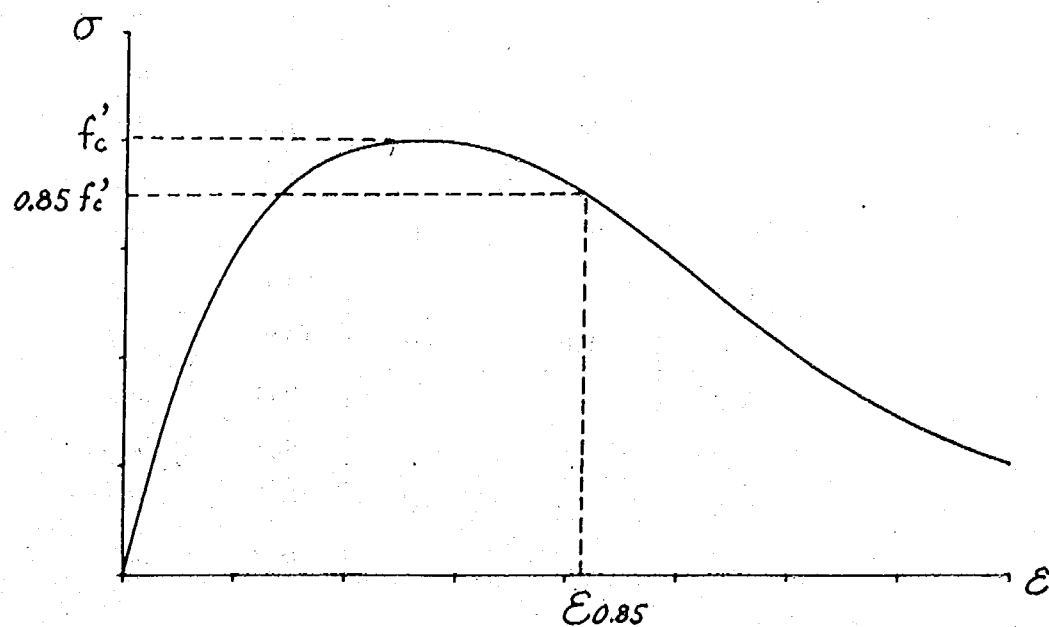


図-2.1 $\epsilon_{0.85}$ の定義

表-2.2 コンクリートの配合

種類	水セメント比 (%)	細骨材料 (%)	繊維混入量 (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
				水	セメント	細 骨 材	粗 骨 材	繊維重量
鋼 繊 維 S	50	65	0	220	440	1023	559	0
			0.5	〃	〃	1015	555	39.25
			1.0	〃	〃	1006	550	78
			1.5	〃	〃	998	545	117.8
			2.0	〃	〃	989	541	157
	60	65	0	220	367	1062.5	580	0
			0.5	〃	〃	1054	576	39.25
			1.0	〃	〃	1045	571.5	78.5
			1.5	〃	〃	1037	567	117.8
			2.0	〃	〃	1028	562	157.0
	70	65	0	220	314	1091	596	0
			0.5	〃	〃	1082	592	39.25
			1.0	〃	〃	1074	587	78.5
			2.0	〃	〃	1057	578	157.0
鋼 繊 維 T	50	65	1.0	220	440	1006	550	78.5
			2.0	〃	〃	989	541	157.0
	60	65	0.5	220	367	1054	576	39.3
			1.0	〃	〃	1045	571.5	78.5
			1.5	〃	〃	1037	567	117.8
			2.0	〃	〃	1028	562	157.0
	70	65	1.0	220	315	1074	587	78.5
			2.0	〃	〃	1057	578	157.0
ア ラ ミ ド 繊 維	50	65	0.5	240	480	959	524	6.95
			1.0	〃	〃	950	520	13.9
	60	65	0.5	240	400	1002	548	6.95
			1.0	〃	〃	994	543	13.9
			1.5	〃	〃	985	538.5	20.85
	70	65	0.5	240	363	1022	559	6.95
			1.0	〃	〃	1013	554	13.9

表-2.3 繊維補強コンクリートのスランプ、空気量測定結果

繊維名	水セメント比 (%)	繊維量 (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)
鋼繊維 S	50	0	9	5
		0.5	12	4.6
		1	8	5.2
		1.5	9.2	4.2
		2	5	5.3
	60	0	11	5.3
		0.5	12	5
		1	7.5	5.5
		1.5	6.5	4.1
		2	4.9	4.3
	70	0	12.9	5.5
		0.5	9.6	4.3
		1	7.5	5.4
		2	3.9	4.7
鋼繊維 T	50	1	9.4	5
		2	8	5
	60	0.5	14.2	4.8
		1	11.3	4.6
		1.5	9.2	5.4
		2	6.3	4.6
	70	1	7.5	4.7
		2	6.5	4.8
アラミド 繊維	50	0.5	12.7	4.1
		1	7.6	4.2
	70	0.5	16.5	4.1
		1	5.2	4.1

表-2.4 繊維補強コンクリートの圧縮強度試験結果

繊維名	水セメント比 (%)	繊維量 (%)	1	2	3	4	圧縮強度平均値 (kgf/cm ²)
鋼繊維 S	50	0	454	491	476	519	485
		0.5	507	506	529	519	515.25
		1	486	507	505	494	498
		2	542	528	535	546	537.75
	60	0	362	391	335	397	371.25
		0.5	331	324	306	331	323
		1	390	367	379	388	381
		1.5	334	353	341	345	350.75
		2	435	434	429	422	430
	70	0	216	289	297	300	275.5
		0.5	328	328	329	318	326
		1	283	284	290	272	282
		2	333	343	351	360	346.75
鋼繊維 T	50	1	488	506	492	461	486.75
		2	525	502	504	529	515
	60	0.5	405	395	402	410	403
		1	382	379	392	400	388.25
		1.5	389	367	375	379	377.5
		2	404	398	400	414	404
	70	1	333	350	355	333	342.75
		2	312	319	323	307	315.25
アラミド 繊維	50	0.5	529	510	500	489	507
		1	476	411	454	472	453.25
	60	0.5	381	354	375	387	374.25
		1	344	359	376	350	357.25
		1.5	354	355	344	354	351.75
	70	0.5	346	341	328	378	348.25
		1	301	310	311	296	304.5

表-2.5 繊維補強コンクリートの $\epsilon_{0.85}$

繊維名	水セメント比 (%)	繊維量 (%)	1	2	3	4	圧縮靱性係数 平均値	圧縮靱性係数 標準偏差	圧縮靱性係数 変動係数
鋼繊維 S	50	0	5253	4117	2621	3474	3866.25	1921.0566754	49.68785452
		0.5	4055	2468	3780	3673	3494	1217.0595713	34.832844054
		1	3096	4120	3945	4047	3802	824.64174039	21.689682809
		2	4282	4715	5450	3815	4565.5	1203.4587654	26.359845918
	60	0	1885	3828	2919	3505	3284.25	798.24980426	24.30539101
		0.5	3440	3925	4293	4368	4006.5	735.07074489	18.346954821
		1	5771	5914	4544	4531	5190	1308.9438491	25.220498055
		1.5	5990	8032	6556	6219	6699.25	1590.7289995	23.744881883
		2	8009	9029	5500	6599	7284.25	2687.4766511	36.894349467
	70	0	3670	3147	3982	3589	3597	596.75623164	16.590387313
		0.5	5105	5415	6978	6682	6042.75	1595.4161683	26.402154123
		1	4888	5600	6695	5099	5570.5	1397.6727085	25.090614998
		2	7726	10522	8939	9988	9293.75	2138.7540181	23.012820639
鋼繊維 T	50	1	3375	4888	2945	3130	3584.5	1535.7516075	42.84423511
		2	4352	2772	4260	4222	3901.5	1307.6555357	33.516738067
	60	0.5	4610	5485	4949	—	5014.6666667	623.92360643	12.4419756667
		1	5283	4673	4365	4878	4799.75	666.87836222	13.89402286
		1.5	5170	6233	5445	4970	5454.5	960.1213465	17.602371372
		2	5060	6705	7214	5710	6172.25	1679.2381457	27.206256158
	70	1	6368	4955	5998	7145	6116.5	1576.1310225	25.768511771
		2	9898	10338	10993	8245	9868.5	2030.1608311	20.572131844
アラミド 繊維	50	0.5	3865	3660	3398	3480	3600.75	359.20293707	9.9757810753
		1	3738	3238	4855	3625	3864	1202.8940103	31.130797368
	60	0.5	4212	3222	4265	5085	4196	1320.6112221	31.473098716
		1	5013	5580	5822	6768	5795.75	1266.9667517	21.860272643
		1.5	8228	14439	9430	12110	11051.75	4816.3256483	43.579755679
	70	0.5	5148	3733	4000	3495	4094	1268.4139703	30.982266006
		1	6430	5653	5288	6071	5860.5	859.91453064	14.6730574292

表-2.6 繊維補強コンクリートの曲げ強度

鋼繊維 S 水セメント比50%

繊維容積比	1	2	3	4	平 均
0.5%	26.47	25.69	20.41	22	23.6425
1.0%	39.98	63.98	35.27	52.84	48.0175
1.5%	—	—	—	—	0
2.0%	70.58	71.21	78.11	66.71	71.6525

鋼繊維 S 水セメント比60%

繊維容積比	1	2	3	4	平 均
0.5%	26.23	19.24	17.87	27.24	22.645
1.0%	30.16	42.67	—	43.11	38.2602
1.5%	—	—	—	—	0
2.0%	58	63.69	60.83	51.61	58.5325

鋼繊維 S 水セメント比70%

繊維容積比	1	2	3	4	平 均
0.5%	26.23	19.24	17.87	27.24	22.645
1.0%	30.16	42.67	—	43.11	38.2602
1.5%	—	—	—	—	0
2.0%	58	63.69	60.83	51.61	58.5325

鋼繊維T 水セメント比50%

繊維容積比	1	2	3	4	平 均
0.5%	—	—	—	—	0
1.0%	44.08	47.77	59.06	61.76	53.1675
1.5%	—	—	—	—	0
2.0%	71.34	51	70.59	61.62	63.6375

鋼繊維T 水セメント比60%

繊維容積比	1	2	3	4	平 均
0.5%	26.89	28.05	—	27.33	27.423305
1.0%	33.78	35.35	29.31	46.59	36.2575
1.5%	43.54	49.61	49.91	39.35	45.6025
2.0%	57.42	43.77	54.35	59.92	53.865

鋼繊維T 水セメント比70%

繊維容積比	1	2	3	4	平 均
0.5%	—	—	—	—	0
1.0%	42.35	32.64	25.82	37.6	37.1547
1.5%	—	—	—	—	0
2.0%	59.19	51.29	—	69.14	59.867346

アラミド繊維 水セメント比50%

繊維容積比	1	2	3	4	平 均
0.5%	17.48	20.8	15.52	28.07	20.4675
1.0%	46.59	42.83	49.68	27.96	41.765
1.5%	—	—	—	—	0
2.0%	—	—	—	—	0

アラミド繊維 水セメント比60%

繊維容積比	1	2	3	4	平 均
0.5%	10.25	17.45	13.3	—	13.666665
1.0%	38.55	38.36	32.38	30.86	35.0375
1.5%	62.78	53.38	58.46	57.77	58.0975
2.0%	—	—	—	—	0

アラミド繊維 水セメント比70%

繊維容積比	1	2	3	4	平 均
0.5%	16.64	15.67	27.96	13.3	18.3925
1.0%	40.85	41.26	38.09	27.72	36.98
1.5%	—	—	—	—	0
2.0%	—	—	—	—	0

表-2.7 繊維補強コンクリートの計算曲げ強度

鋼繊維 S

水セメント 比	ひび割れ 幅	繊維混入率		
		0.5	1	2
50%	1	8.44	18.58	31.52
	2	7.04	15.94	24.39
	4	4.83	9.17	15
60%	1	8.04	17.06	23.81
	2	6.81	13.98	19.56
	4	4.09	8.68	12.28
70%	1	8.1	14.1	23.42
	2	7.25	12.38	18.88
	4	4.06	8.58	11.37

鋼繊維 T

水セメント 比	ひび割れ 幅	繊維混入率		
		0.5	1	2
50%	1	—	20.15	24.84
	2	—	17.31	19.36
	4	—	12.65	12.59
60%	1	—	13.45	20.25
	2	—	12.33	18.19
	4	—	8.5	13.02
70%	1	—	13	23.73
	2	—	10.89	20.62
	4	—	7.81	14.86

アラミド繊維

水セメント 比	ひび割れ 幅	繊維混入率	
		0.5	1
50%	1	6.51	16.05
	2	5.96	14.19
	4	5.14	11.43
60%	1	3.96	13.11
	2	3.37	11.68
	4	2.85	9.69
70%	1	6	14.75
	2	5.48	14.06
	4	4.74	12.02

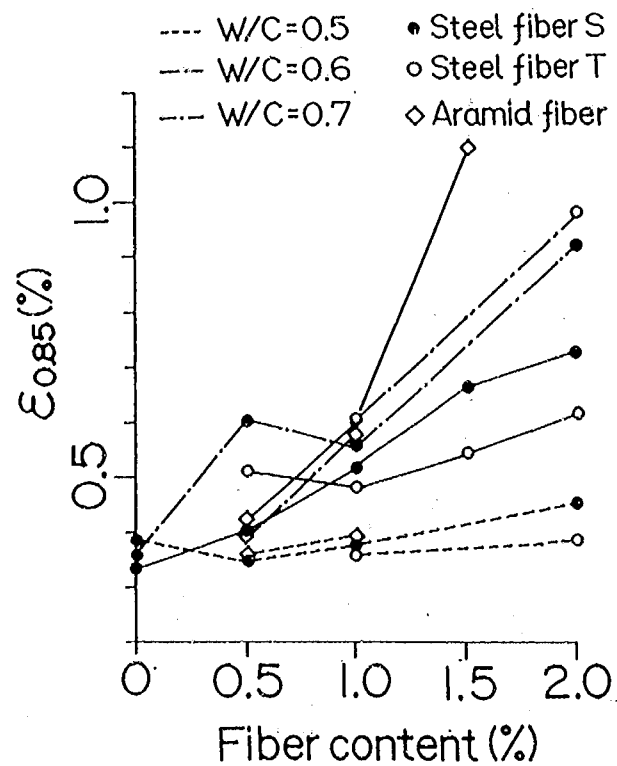


図-2.2 繊維補強コンクリートの圧縮靱性試験結果

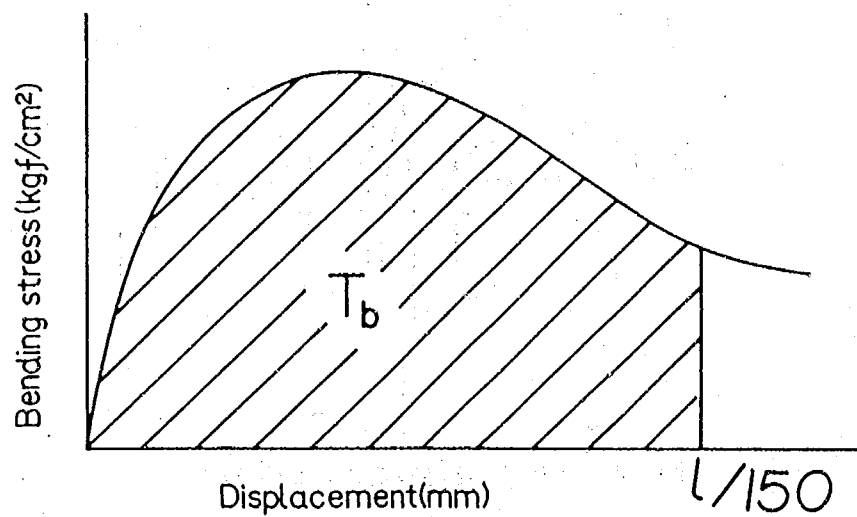


図-2.3 T_b の定義

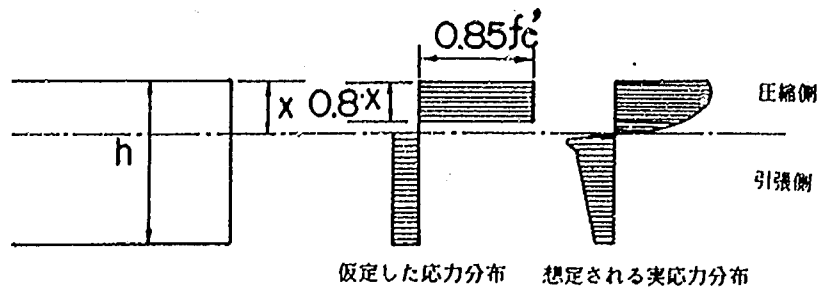


図-2.4 繊維補強コンクリート曲げ供試体断面の応力分布

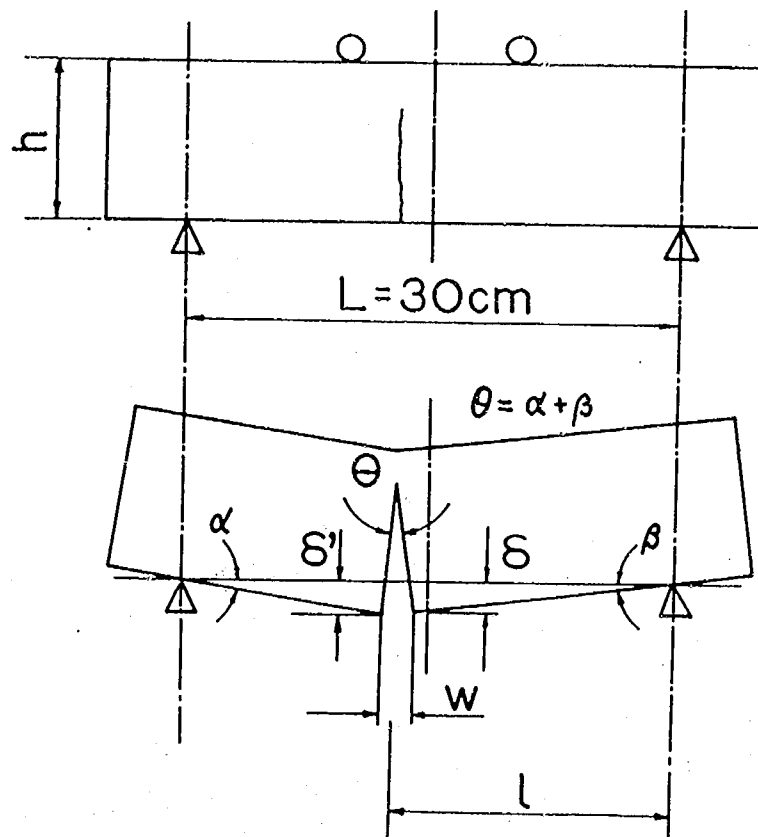


図-2.5 曲げ供試体の変形に関する仮定

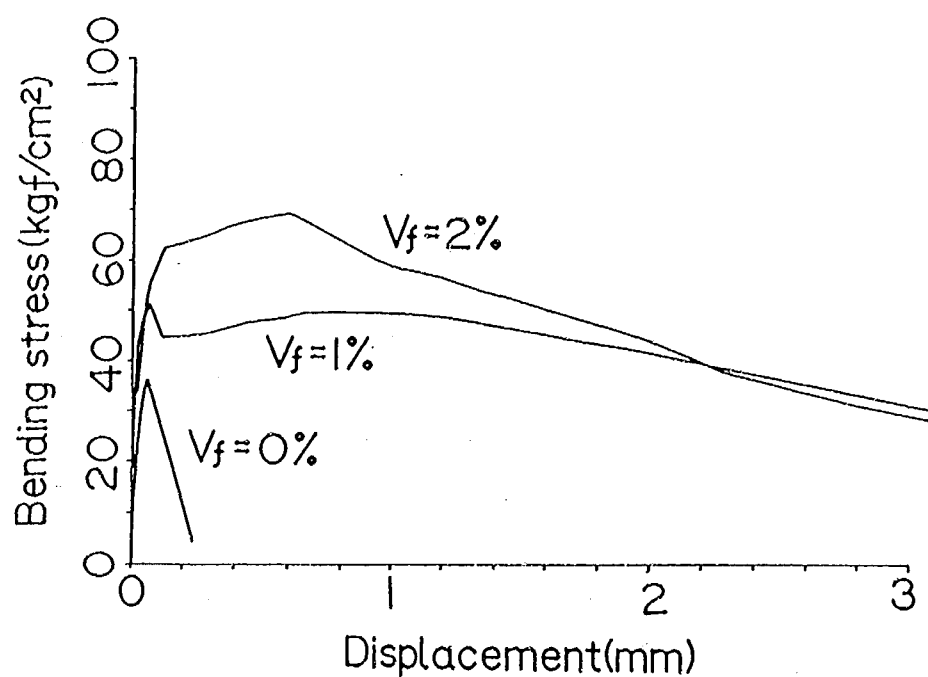


図-2.6 繊維補強コンクリートの曲げ試験結果の一例

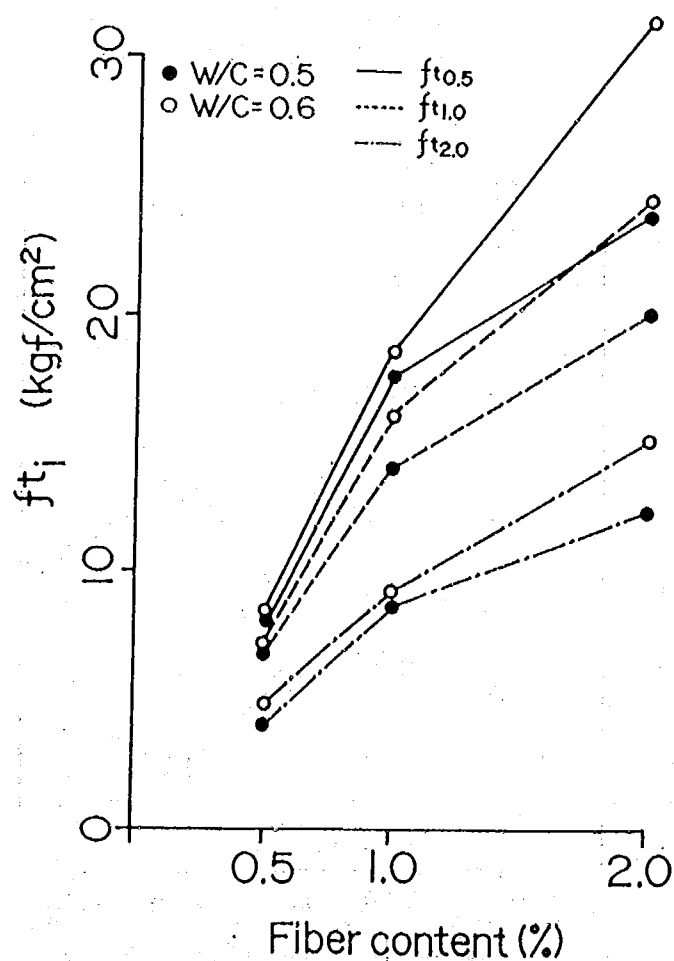


図-2.7 繊維補強コンクリートの引張強度 f_t の計算結果

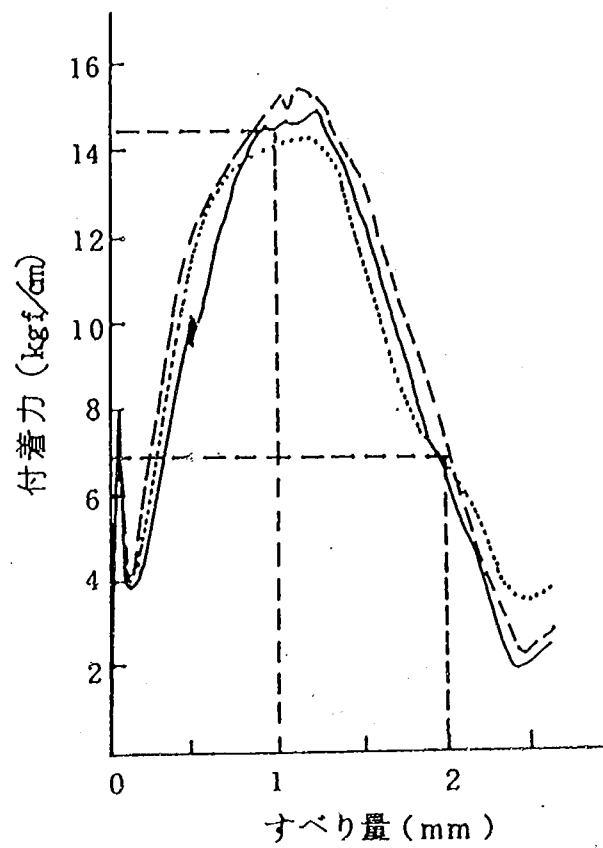


図-2.8 鋼繊維とコンクリートの付着力すべり関係計測例

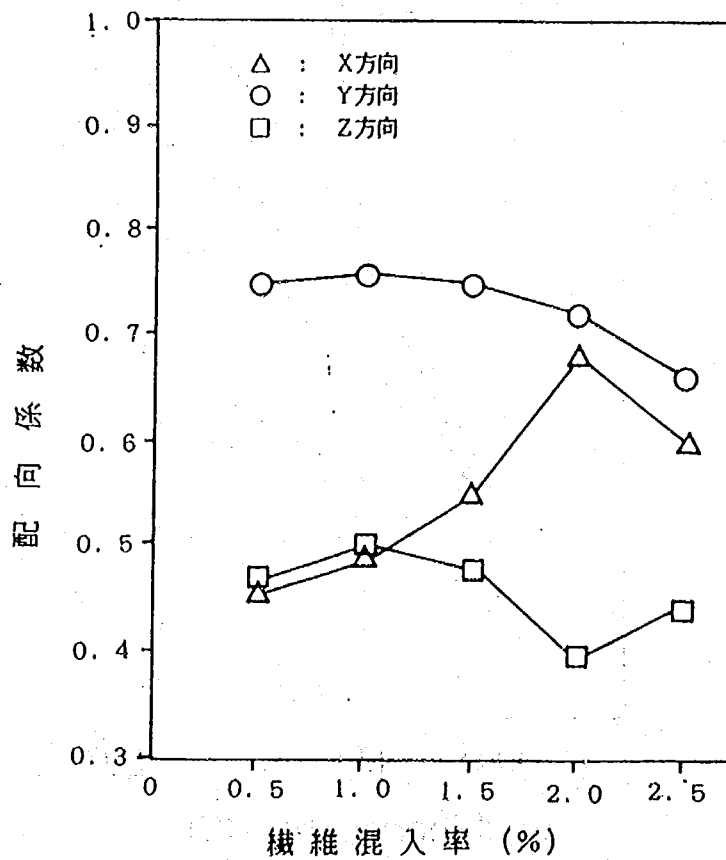
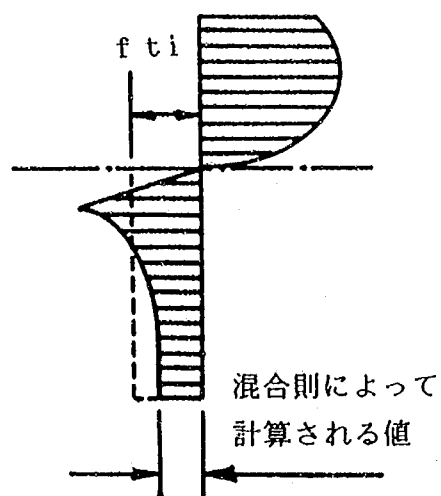
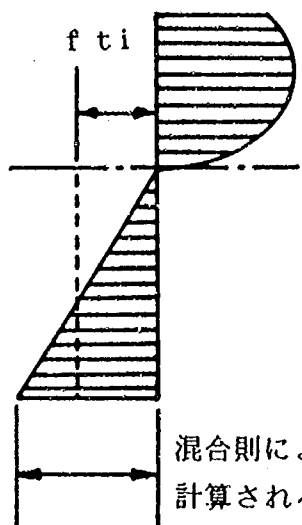


図-2.9 配向係数の計測例



(ひびわれ幅が小さいとき)

(ひびわれ幅が大きいとき)

図-2.10 実応力分布を仮定した応力分布の相

3. 繊維補強鉄筋コンクリートの繰り返し載荷試験

3.1 目的

前章でも示した通り、繊維補強を行ったコンクリートの特徴として、圧縮靱性が大きく、引張強度が上昇し、ひび割れ発生後も引張力を伝達できることなどがある。このような特徴を有する繊維補強コンクリートを、鉄筋を併用してはり部材に応用した場合、部材の終局時には次のような効果があると考えられる。

- ① 繊維による引張強度の上昇によりコンクリートのせん断強度が大きくなる。
- ② 圧縮靱性が大きいので、コンクリートの圧壊が起こりにくくなる。
- ③ かぶりコンクリートの剥落が生じにくくなる。

これらのことから、鉄筋コンクリートの終局時の変形性能の向上に、繊維補強が役立つものと考えられる。

ここでは、繊維補強鉄筋コンクリート部材を製作し、この供試体に繰り返し曲げ載荷試験を行い、上記に示したような効果により、通常の鉄筋コンクリート部材に比べ靱性がどの程度向上するか明らかにすることを目的とした。

ここで調査対象とした繊維補強鉄筋コンクリート部材の高靱性コンクリート部材としての実用化を考えた場合、あらかじめ計算によりその終局強度・靱性率が求められなければならない。通常の鉄筋コンクリート部材については、終局限界状態を考慮した設計法がすでに提案されており、若干の修正を伴って道路橋示方書にも採用されるところまで確立されている。この手法を、繊維補強鉄筋コンクリート部材の場合にそのまま応用することができれば、実用上便利である。ところが、第2章でも検討したような繊維補強コンクリートの特性から考えると、この設計手法をそのまま応用することはできないと考えられる。

ここでは繊維補強鉄筋コンクリートはりの、部材の靱性および終局強度について、できるだけ現存する計算手法に沿い、設計用値の変更などわずかな修正のみで算定する方法を明らかにすることを第2の目的として検討を行った。

3.2 実験の概要

本研究では、対象とした鉄筋コンクリート部材としては、曲げ強度よりもせん断強度の方が大きいはり、すなわち、曲げ破壊先行型のはりに限定した。せん断破壊先行型の供試体では、部材のせん断強度により終局強度が決定されるが、現在のところ繊維補強コンクリートの汎用的なせん断強度式が十分には確立されていない。このため、せん断破壊型のはり部材の終局強度を論じるには、まず繊維補強コンクリート部材のせん断強度算定式を確立する必要がある。しかし、繊維補強コンクリート部材のせん断強度式を導くには、せん断強度に関する理論的計算法を明らかにするか、もしくは実験デー

タの蓄積より回帰式を導く必要がある。後者の手法によるとすると数多くの供試体の実験データを収集し、大規模な調査を必要とする。このような理由から、ここでは曲げ破壊先行型の供試体に調査対象を絞った。

ここでは繊維混入率ならびに使用した繊維の種類を変化させ、曲げ破壊先行型の繊維補強鉄筋コンクリートはり供試体で、それぞれどの程度靱性が向上するか検討を行った。

3.2.1 供試体の概要

繊維補強鉄筋コンクリートはりの供試体の寸法は図-3.1に示すとおりで、全部で9体とし、水セメント比はすべて60%で統一した。配合条件は、2章で示した、繊維補強コンクリートの物性試験で用いた配合と同一条件とした。示方配合を表-3.1に示す。練り混ぜは、50リットルずつ2回に分けて行った。繊維補強コンクリートの打設法は2層打ちとし、締め固めは型枠振動機により外部から振動を与える方法で行った。それぞれの供試体において、配筋方法はすべて同一とし、軸方向鉄筋はD16異形鉄筋を圧縮側引張側にそれぞれ2本ずつ配置した。使用した鉄筋の材質はSD30Aとした。

せん断補強筋としてはスターラップ(D10の異形鉄筋、材質はSD30A)を10cm間隔で配置した。供試体の一覧を表-3.1に示す。

3.2.2 供試体の載荷方法

供試体の載荷方法は、基本的な曲げ性状を知るためのものとして単調載荷のものを3本とし、靱性を知るためのものとして正負繰り返しものを6本とした。せん断スパン比はすべて3.5で一定とした。供試体の載荷位置ならびに載荷方法の概略を図-3.1、3.2に示す。載荷ははりの降伏変位を δ_y としたとき $\pm\delta_y$ を振幅として10回静的繰り返し載荷を行い、次のステップで、変位振幅を $\pm 2\delta_y$ とし、10回繰り返し載荷を行い、順次振幅を δ_y だけ増加させて載荷を行った。載荷は供試体の強度が大きく低下するまで続けた。 δ_y の決定は初期に載荷を行った方向において、引張主鉄筋のひずみが降伏点に達したときのはり中央点におけるたわみをもって降伏変位 δ_y とした。降伏点に達した後、載荷方向を反転したが、このときの負の方向の降伏変位($-\delta_y$)はその絶対値が δ_y と同じになるように決定した。

3.2.3 計測方法

計測は荷重、たわみ、および主鉄筋のひずみについて行った。たわみは1/100mmの変位計で計測を行った。

3.3 実験結果の概要

繊維補強鉄筋コンクリートはりの曲げ載荷時の荷重-変位の関係を図-3.3に示す。

3.3.1 単調載荷を行った供試体の破壊状況

単調載荷の荷重変位曲線を比較すると、繊維補強鉄筋コンクリートはり、通常の鉄筋コンクリー

トはりに比べ、初期剛性が高く、変位が大きくなった段階でもより安定した曲げ耐力が確保されていることがわかる。はりのひびわれ状況は、せん断ひび割れは進展せず明らかに曲げ破壊状況を示していた。部材の最終的破壊はコンクリートの圧壊、もしくは引張鉄筋の破断によって生じるものと考えられるが、今回の実験では載荷試験機等の条件から、単調載荷の試験体については最終的な破壊まで載荷を続けることができなかった。

一方、繊維の種類による差は、単調載荷時においてはほとんど生じなかった。これは、2章の物性試験のところでも示した通り、圧縮応力が圧縮強度の85%まで低下するところのひずみを比べた場合、いずれも普通コンクリートに比べ大幅に上昇していることに起因しているためと考えられる。

3.3.2 正負交番繰り返し載荷を行った供試体の破壊状況

繊維補強を施さない供試体4は、塑性率4で繰り返し載荷を行っている最中に曲げせん断ひび割れが進展し、コンクリートが剥落し、急激に耐力を失った。軸方向引張主鉄筋近傍のコンクリートに曲げ引張ひび割れが生じ、荷重方向が反転し圧縮側になったとき、この部分のコンクリートが耐力を失ったため、主鉄筋は座屈しこの部分が非常に弱いヒンジとなり載荷不能となった。

繊維補強を行った供試体は、いずれも繊維補強を行わない供試体に比べ大きな靱性を示していた。繊維補強を行った供試体の破壊形態は、次のうちいずれかであった。

① 引張側主鉄筋の破断

② かぶりコンクリートの剥落とそれにとまう圧縮側主鉄筋の座屈

しかし、単調載荷を行った供試体に比べると、いずれも靱性は小さなものになっていた。以下に各供試体の破壊形態の概略を述べる。

鋼繊維Sにより1%の補強を行った供試体5は塑性率6で繰り返し載荷をおこなっている最中に、引張側側の鉄筋が破断し、耐力を失った。

鋼繊維Sにより1.5%の補強を行った供試体6は、塑性率5の載荷を終え塑性率6の1サイクル目で、主筋が圧縮に転じた際座屈し、引張側に転じたとき破断し耐力を失った。

鋼繊維Sにより2%の補強を行った供試体7は、塑性率6の載荷を終え塑性率7の載荷を行っている最中に鉄筋が座屈、破断し、耐力を失った。

ひび割れに関しては、供試体5～7ではスパンセンター付近に入った1本の曲げひび割れがどんどん卓越し、ひび割れ幅が増大していった。

アラミド繊維により1%の補強を行った供試体8は、塑性率7で繰り返し載荷を行っている最中で、曲げスパン区間のコンクリートが剥落し、引張側主鉄筋が破断し耐力を失った。

鋼繊維Tにより2%の補強を行った供試体9は、塑性率6で載荷中に鉄筋が座屈し、これにとまない、コンクリートが剥落し耐力を失った。

全般的な傾向を見ると、繊維補強を施した供試体はヒステリシスループの面積が大きく紡錘型のエネルギー吸収の高い形状を示している。

3.4 靱性に関する検討

繊維補強鉄筋コンクリートはり供試体の終局強度ならびに靱性率を、太田によって提案された手法を応用して計算した。この手法は、平面保持の法則ならびにコンクリートの引張強度を無視することを仮定として用いている。繊維補強コンクリートの計算を行うに当たって適宜変更した項目は、以下のものである。

- ① 繊維補強コンクリートの終局圧縮ひずみを圧縮強度試験から得られた、 $\epsilon_{0.85}$ とした。このため、コンクリートの圧縮終局ひずみは、繊維混入率によって変化する。
- ② 繊維補強コンクリートの引張強度は2章で示した方法により、曲げ強度試験から算出された引張強度を用いるものとする。採用する引張強度は f_{t2} とする。ここで、引張強度は断面のひび割れ幅が大きくなっても変化せず一定であると仮定する。
- ③ 部材断面内に現れる応力状態はコンクリートについては圧縮ひずみが0.2%にいたるまでは放物線で表され、それ以上のひずみでは圧縮応力が一定であるとする。引張側のコンクリートについては f_{t2} で一定であるとする。

各供試体の靱性率の計算に用いたこれらの値を表-3.2に示す。また計算にあたって仮定したはり断面内の応力分布を図-3.4に示す。

この仮定に基づき、はり中央のまげたわみ量をモールの定理を応用して以下の式に従って計算を行った。

$$\delta = \frac{L}{2} \cdot \int_0^{\frac{L}{2}} \phi(x) \cdot dx - \int_0^{\frac{L}{2}} \phi(x) \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) dx$$

ここで $\phi(x)$ ：はりの $X=x$ における断面の曲率

L ：はりの長さ

靱性率(μ)は以下の式により計算される。

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

ここで δ_u ：スパン等モーメント区間の断面が終局状態になったときのはり中央のたわみ

δ_y ：スパン等モーメント区間の断面が降伏状態になったときのはり中央のたわみ

各供試体の靱性率の計算結果を表-3.3(a)に示す。実験値から求められた靱性率の値も併せて表中に記載した。また表-3.3(b)に示した計算結果は、コンクリートの終局圧縮ひずみを0.33% (今回の実験で用いた普通コンクリートの $\epsilon_{0.85}$)とし、コンクリートの引張強度は曲げ試験から得られる計算値を用いたものである。この結果からもわかるとおり、ここで提案した仮定による計算方法にしたがって算定された、靱性率ならびに終局強度の値は実験値とよい対応を示していることがわかる。

これに対し、コンクリートの終局圧縮ひずみは0.33%として、引張強度のみを与えた場合では、繊維補強率すなわち繊維の引張強度が増大するにつれ算定される靱性率は低下し、繊維補強鉄筋コンクリート部材の靱性を過小評価する結果となった。すなわち、繊維補強鉄筋コンクリート部材の靱性を算定するには、コンクリートの終局圧縮ひずみを普通コンクリートの場合よりも大きくしなければならないことがわかる。

この理由は次のようなことが考えられる。繊維補強鉄筋コンクリートはりの曲げ計算においては、ひび割れ発生後もコンクリートで負担する引張力がゼロではないので、見かけ上、引張鉄筋が増えたのと同様の効果を持ち、通常の鉄筋コンクリート部材に比べて、中立軸の位置は下がってくる。部材断面の終局時の曲率 (ϕ_u) は、コンクリートの圧縮縁のひずみ (ϵ_{cc}) を中立軸までの距離 (x ; $x = kd$) で除したもの ($\phi_u = \epsilon_{cc} / x$) なので、 ϵ_{cc} が同一ならば x の値が大きいほど ϕ_u は小さくなる。このため、繊維補強鉄筋コンクリート部材の終局曲げたわみが小さく算定され、靱性率も小さく評価される。

次に、繊維補強鉄筋コンクリート部材の終局曲げ強度について考える。繊維補強コンクリートの引張強度を曲げ強度から算定される値を用いた計算によって得られた終局強度は、実験値とよい対応を見せており、繊維補強コンクリートの引張強度を加味することの妥当性が示されていると考えられる。(表-3.4)ただし、今回の計算においては、いずれの場合も計算値が実験値を下回った。この理由として、

- ① 繊維補強コンクリートの引張強度として f_{t2} を用いたが、実際にはこれより大きな引張強度を有していた。
- ② 鉄筋のひずみ硬化を計算では考慮しなかった。

などが考えられる。

しかし、終局強度の実験値と計算値の差は小さくかつ安全側であるので、この差異は余り重要な意味は持たないものと考えられる。

3.5 まとめ

以上、この章で検討した項目をとりまとめると次の通りである。

- ① 繊維補強鉄筋コンクリート部材の終局強度ならびに靱性率は太田によって提案された手法をもちいて算定することができる。
- ② ただし、この計算で用いるコンクリートの圧縮靱性ならびに引張強度の値は、実験により前もって把握しておく必要がある。
- ③ 繊維補強を行っても、かぶりコンクリートの剝落を防止することはできなかった。

表-3.1 繊維補強鉄筋コンクリートはり供試体の示方配合

(単位は kg/m³)

供試体番号	水	セメント	細骨材	粗骨材	繊維	繊維の種類
1 & 4	220	367	1063	580	0	繊維無し
2 & 7	220	367	1028	562	157	鋼繊維 S
3 & 8	240	400	994	543	14	アラミド繊維
5	220	367	1045	572	78.5	鋼繊維 S
6	220	367	1037	566	117.8	鋼繊維 S
9	220	367	1028	562	157	鋼繊維 T

なお、供試体 1 ～ 3 は単調載荷、供試体 4 ～ 9 は交番載荷とした。

表-3.3(a) 繊維補強鉄筋コンクリートはりの靱性率

(コンクリートの引張強度、終局圧縮ひずみの実験値を用いた場合)

供試体 番 号	靱性率 (計算値)	靱性値 (実験値)
4	3.02	3
5	4.29	5
6	5.47	5
7	5.93	6
8	4.66	6
9	4.63	5

表-3.3(b) 繊維補強鉄筋コンクリートはりの靱性率
(コンクリートの終局圧縮ひずみを0.33%に固定した場合)

供試体 番 号	靱性率 (計算値)	靱性率 (実験値)
4	3.02	3
5	2.83	5
6	2.81	5
7	2.78	6
8	2.78	6
9	2.77	5

表-3.4 繊維補強鉄筋コンクリート部材の降伏強度・終局強度
(コンクリートの引張強度、終局圧縮ひずみの実験値を用いた場合)

供試体 番 号	降伏強度 (tonf)		終局強度 (tonf)	
	実験値	計算値	実験値	計算値
4	3.84	3.77	3.93	4.02
5	4.34	4.00	4.63	4.25
6	4.50	4.04	5.03	4.42
7	4.52	4.08	5.06	4.52
8	4.31	4.08	4.58	4.35
9	4.36	4.10	4.44	4.35

表-3.5 繊維補強鉄筋コンクリート部材の降伏強度・終局強度

(コンクリートの引張強度，終局圧縮ひずみの実験値を用いた場合)

供試体 番 号	降伏強度 (tonf)		終局強度 (tonf)	
	実験値	計算値	実験値	計算値
4	3.84	3.77	3.93	4.02
5	4.34	4.00	4.63	4.22
6	4.50	4.04	5.03	4.26
7	4.52	4.08	5.06	4.32
8	4.31	4.08	4.58	4.32
9	4.36	4.10	4.44	4.34

表-3.2 繊維補強コンクリートの終局圧縮ひずみおよび引張強度

供試体 番 号	引張強度 (kgf/cm ²)	終局圧縮ひずみ (* 10 ⁻⁶)
4	0.0	3300
5	8.68	5200
6	10.48	6700
7	12.28	7300
8	12.20	5800
9	13.02	5700

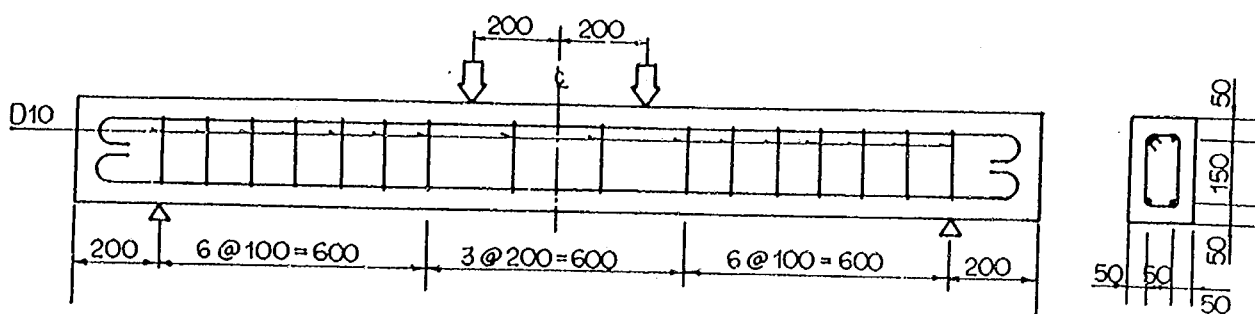


図-3.1 供試体方法及び載荷位置 (単位: mm)

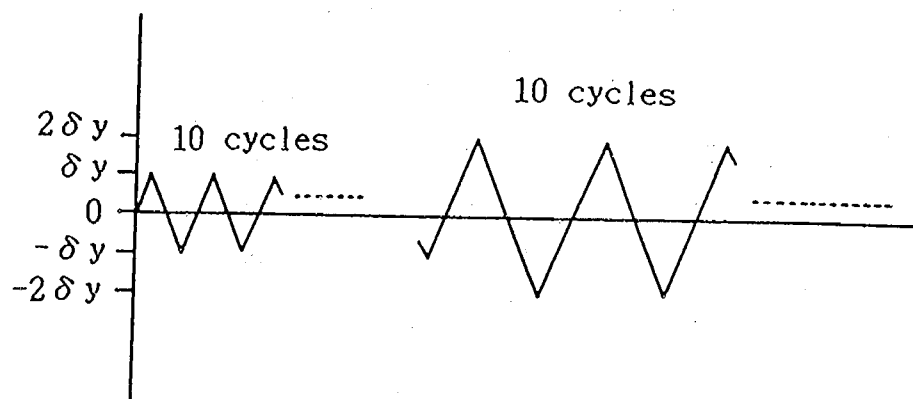
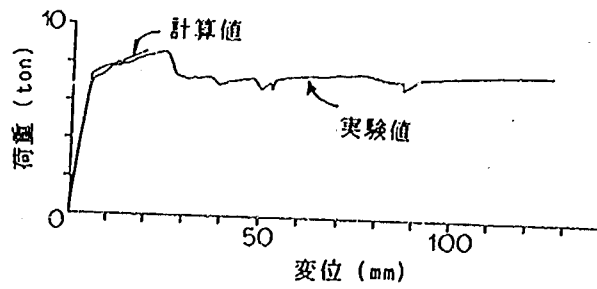
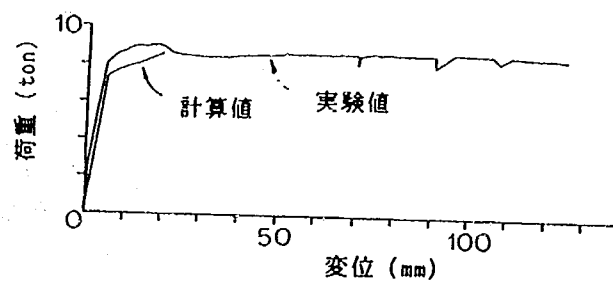


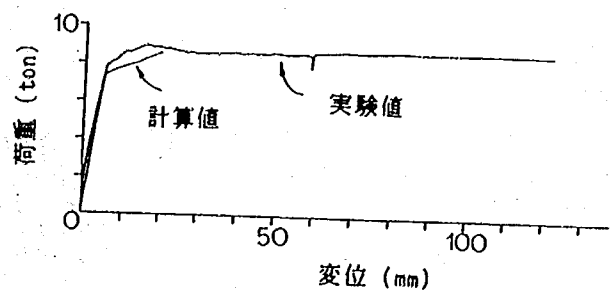
図-3.2 載荷プログラム



供試体 No. 1

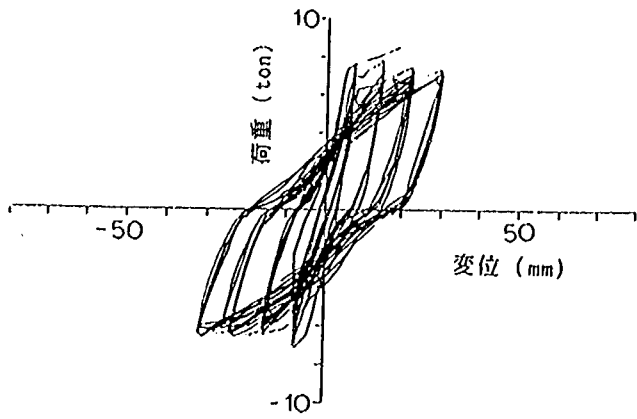


供試体 No. 2

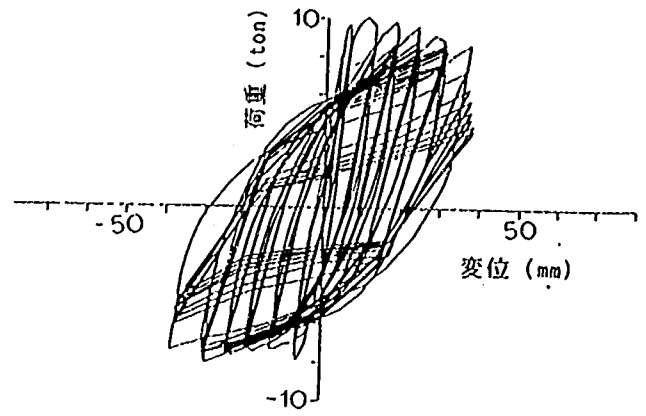


供試体 No. 3

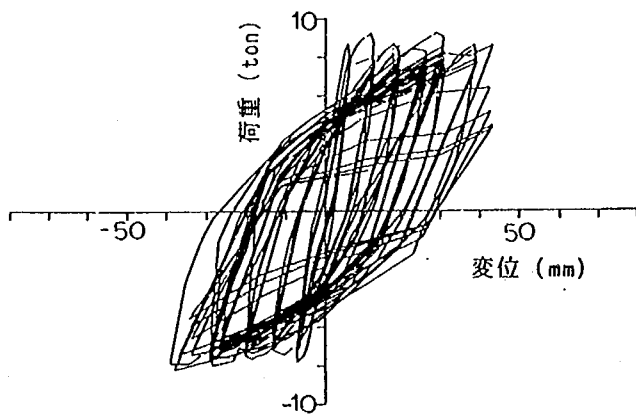
図-3.3 各供試体の載荷試験結果



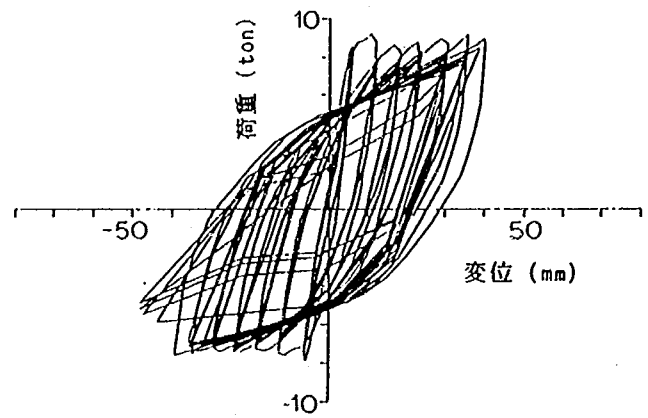
供試体 No. 4



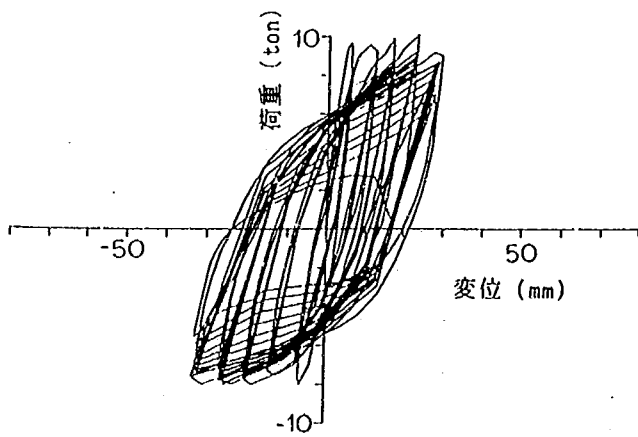
供試体 No. 7



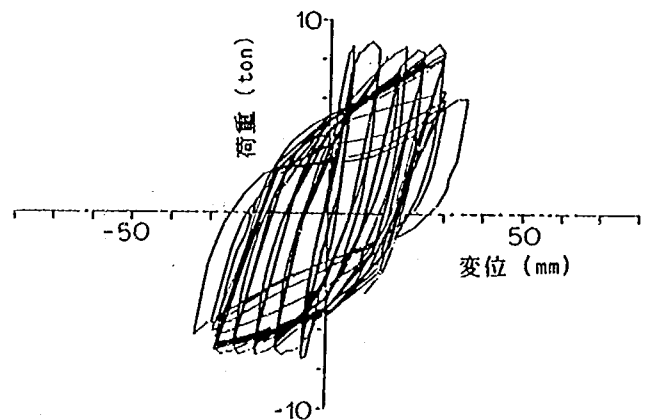
供試体 No. 5



供試体 No. 8



供試体 No. 6



供試体 No. 9

図-3.3 各供試体の載荷試験結果

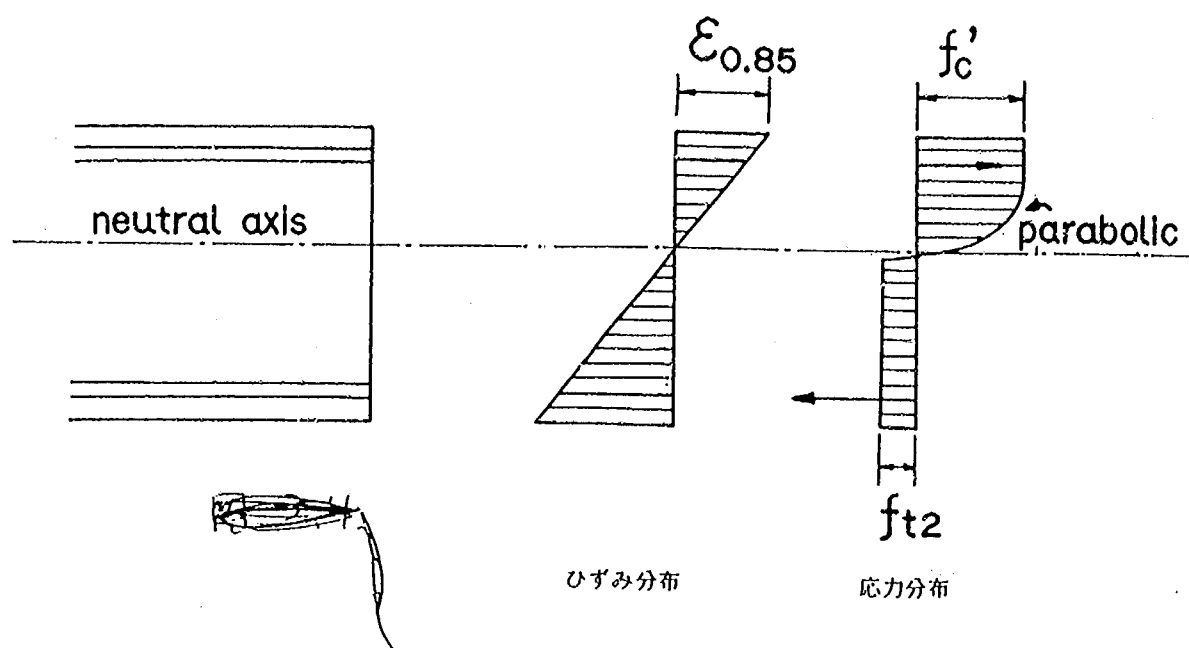


図-3.4 はりの断面ひずみ分布・応力分布の仮定（終局時）

4. まとめ

本研究の結果を簡条書きすると以下の通りとなる。

- ① 繊維補強コンクリートは通常のコンクリートと比べて、圧縮強度は増加しないが圧縮靱性および引張強度は向上する。
- ② 繊維補強コンクリートの引張強度は曲げ強度試験結果から算定できる。
- ③ 繊維補強鉄筋コンクリート部材は通常の鉄筋コンクリート部材に比べ靱性が大きくエネルギー吸収量が大きくなる。
- ④ 繊維補強鉄筋コンクリート部材の靱性率ならびに終局強度は、従来より用いられている手法によって算定可能であるが、より正確な算定を行うには設計に用いるパラメータは繊維補強コンクリートの引張強度（曲げ試験から算定される引張強度）ならびに、圧縮靱性を試験により把握し、この試験結果を用いた解析を行う必要がある。

(参考文献)

- 1) 太田実；“単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究”、土木研究資料第1513号、昭和54年
- 2) 趙 力采、小林一輔、西村次男；“鋼繊維補強コンクリートの引張強度試験方法”、生産研究、第31号、1号
- 3) コンクリートライブラリー；“繊維補強コンクリート設計施工指針（案）”、昭和58年3月、土木学会
- 4) 魚本健人、西村次男；“繊維補強コンクリートの圧縮タフネスに関する基礎的研究”、セメント技術年報37号、昭和58年、セメント協会
- 5) 大野和男、柴田拓二、小西秀利；“鋼繊維補強コンクリートの引張強度および曲げ強度理論式”、繊維補強コンクリートに関するシンポジウム発表論文集、昭和52年、日本コンクリート工学協会
- 6) 繊維補強コンクリート研究専門委員会報告、V-3, I, 鋼繊維の付着特性に関する調査研究、昭和58年、セメント協会
- 7) 和泉意登志；“鋼繊維補強コンクリートにおける鋼繊維の配向と分散について”、繊維補強コンクリートに関するシンポジウム発表論文集、昭和52年、日本コンクリート工学会

ねばり強いコンクリート部材
に関する研究(1)
—繊維補強による高靱性コンクリート
部材の開発—

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2981号
平成3年1月(1991)
地質化学部コンクリート研究室
河野広隆・森濱和正・渡辺博志

要 旨

地震などによりコンクリート構造物が大変形するような場合には部材に高い靱性が要求される。ここでは、部材の靱性を向上させる方法のひとつとして、繊維補強コンクリートを用いることをとりあげ、まず、繊維補強コンクリートの基礎物性試験ならびに繊維補強鉄筋コンクリート部材の繰返し曲げ載荷試験を行い、さらにその結果を用いて、部材の設計上必要となる終局強度、靱性率の計算方法について検討を行った。

キーワード：繊維補強コンクリート、靱性、終局強度、耐震設計

○

郵便はがき

切手をは
て下さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

コンクリート研究室 御中

No. 00014

No. 00014

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第 2981 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

土木研究所資料第 2981 号

○

ねばり強いコンクリート部材に関する研究(1)
—繊維補強による高靱性コンクリート部材の開発—