

連続繊維補強材を用いた側壁ビーム方式ガイドウェイの設計法に関する研究

鳥取 誠一*1・佐藤 勉*2

1. はじめに

JR 方式超電導磁気浮上式鉄道のガイドウェイの軌道構造には数種の方式が検討されているが、本論は側壁ビーム方式ガイドウェイ（図-1 参照）に連続繊維補強材を用いる場合の設計方法を述べるものである。

側壁ビーム方式ガイドウェイは、車両を浮上・案内、推進させるための地上コイルを組み込んだ側壁ビームと、それを支持する土木構造物から構成される。

側壁ビームは車上の超電導磁石の近傍に位置するため、普通鋼の鉄筋や緊張材を用いると、補強鋼材中に渦電流やループ電流が誘起され、空気抵抗に比べるとはるかに小さいものの、走行抵抗（磁気抗力）の一部になる。この鋼材を非磁性の連続繊維補強材に置き換えることが可能であれば、磁気抗力に対し有利となる。

現在、連続繊維補強材に関する研究が各方面で精力的に進められ、筆者らも連続繊維補強材を用いた部材試

験²⁾ならびに炭素繊維補強材による側壁ビームの試作³⁾等を実施してきた。また、土木学会からは、連続繊維補強材を用いたコンクリート部材の設計概念等を示した報告書⁴⁾がまとめられている。

ここでは、これらの成果を基に、連続繊維補強材を用いた側壁ビームの曲げ、せん断および緊張材定着付近のコンクリートの補強に関する設計法について検討する。

2. 側壁ビームの構造

(1) 側壁ビームに作用する荷重

列車荷重は図-1 中の浮上・案内コイルを介し、断面に偏心して鉛直方向に作用する。また、車両が中心線からずれて走行したり、超電導磁石が故障した場合は、水平方向の力が作用する。

(2) 側壁ビームの構造

荷重に対し十分な耐力と剛性を付与するため、側壁ビームの断面諸元と構造を以下のように定めた（図-2

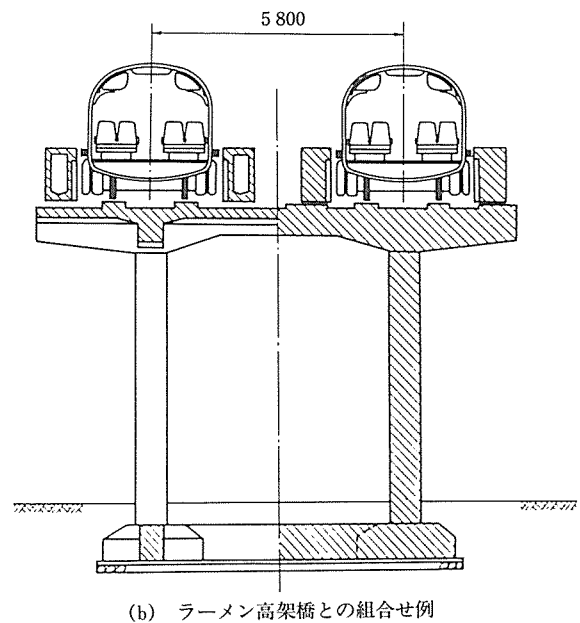
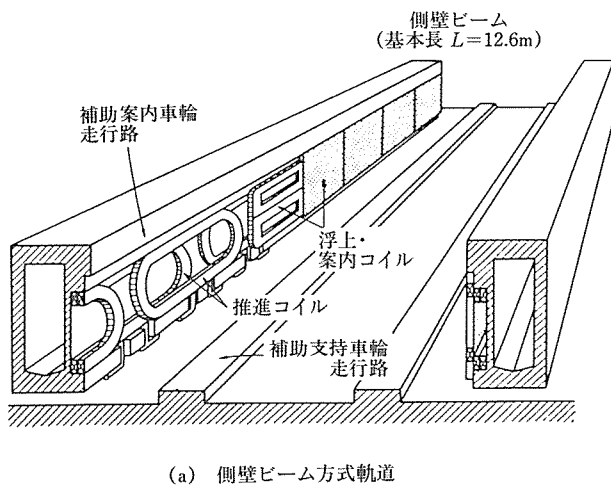


図-1 側壁ビーム方式ガイドウェイ

*1 Seiichi TOTTORI : (財) 鉄道総合技術研究所 構造担当研究室

*2 Tsutomu SATOH : (財) 鉄道総合技術研究所 浮上式鉄道開発本部土木部

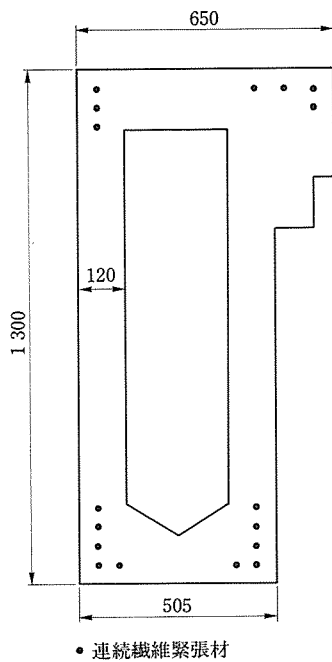


図-2 側壁ビームの断面

参照)。

- ① 梁高は、地上コイルとその上部の車輪案内路の寸法から決定した。
- ② 幅は、水平方向の剛性の確保と独立ビームとしての安定性から決定した。
- ③ 重量を軽減して固有振動数を高くするため、中に空洞を設けて箱形とした。
- ④ 側壁ビームの基本長は、活荷重によるたわみを微小にとどめること、および推進コイル等地上コイルの単位長 (1.8 m) の関係から 12.6 m とした。
- ⑤ プレテンション式 PC 構造を採用し、使用状態においてひびわれ発生限界状態を満たすように応力度を制限した。

なお、側壁ビームの補強法として、①すべての補強材に連続繊維補強材を用いる方法、②緊張材を連続繊維補強材、せん断補強筋に鋼材を用いる方法、等が考え得るが、ここでは上記いずれの方法に対しても設計を可能とするため、①の方法を前提として検討を進める。

3. 連続繊維補強材の力学特性

代表的な連続繊維補強材の応力-ひずみ曲線を図-3に示す。鋼材と比べた場合の特徴は以下のとおりである。

- ① 連続繊維補強材のうち高強度のものは、PC 鋼材に匹敵する強度を持つ。
- ② 破断時の伸びは 1~4 % 程度である。
- ③ 応力-ひずみ関係は、最大応力時までほぼ直線で近似することができ、弾性係数は鋼材の 1/5~2/3 程度である。

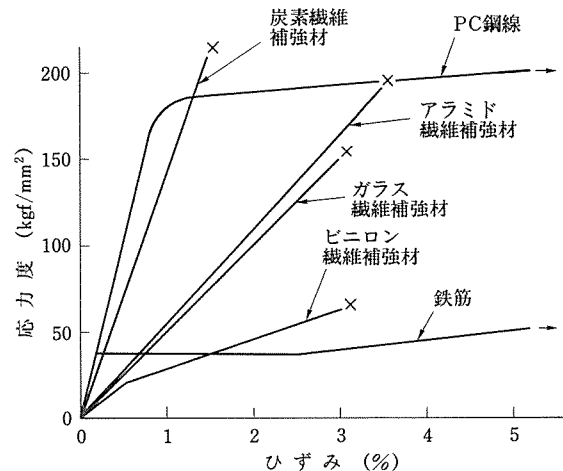


図-3 連続繊維補強材の応力-ひずみ曲線

4. 曲げに対する設計法

4.1 設計条件

側壁ビームが使用および終局限界状態に対して満たすべき条件を以下に示す。

(1) 使用限界状態

側壁ビームの剛性を確保する観点から、変動荷重作用時において、ひびわれ発生限界状態を満足するように、コンクリートの縁引張応力度を、部材寸法を考慮したコンクリートの設計引張強度以下に制限する。

この条件より、有効プレストレスによる側壁ビーム下縁のコンクリートの圧縮応力度 σ'_{ce} は 50 kgf/cm^2 以上とすることが必要になる。

(2) 終局限界状態

連続繊維補強材を用いたコンクリート部材の曲げ耐力は、従来の曲げ理論により、精度よく算定できる⁴⁾。しかし、連続繊維補強材は塑性域を持たないため(図-3参照)、曲げ破壊形式はコンクリートの圧壊(以下、曲げ圧縮破壊という)か、連続繊維補強材の破断(以下、繊維破断型曲げ破壊という)かのいずれかとなる。

曲げ圧縮破壊は繊維破断型曲げ破壊より脆性的な破壊性状をやや緩和できるが、基本的には両破壊形式とも脆性的である。それゆえ、側壁ビームの設計においては、曲げ耐力を十分に確保することとする。

4.2 破壊形式の相違が曲げ耐力、緊張材の応力度に与える影響

使用限界状態の条件から定まるプレストレス力の条件を満たす範囲で、緊張材量を変化させた場合の、曲げ耐力、破壊形式、有効プレストレス時の緊張材応力度の変化を調べた。

図-4にその計算結果を炭素繊維緊張材、アラミド繊維緊張材を用いた場合について示した。計算上、炭素繊維緊張材のヤング係数は $1.4 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、アラミド織

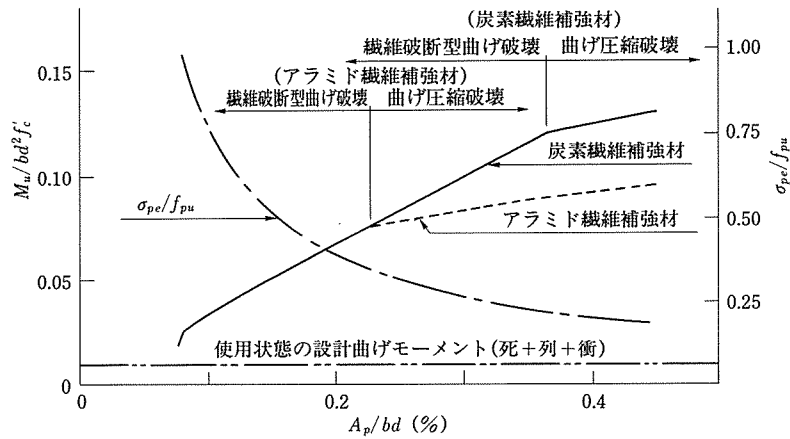


図-4 緊張材量と曲げ耐力および有効プレストレス時の緊張材の応力度との関係 ($\sigma'_{ce}=50 \text{ kgf/cm}^2$ の場合)

維緊張材は $0.54 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、引張強度はともに 180 kgf/mm^2 とした。また、図中には使用状態における設計曲げモーメントを示してある。これらから以下の点がわかる。

- ① 炭素繊維緊張材、アラミド繊維緊張材のいずれの場合も緊張材量が増すにつれて曲げ耐力が増加し、炭素繊維緊張材の場合は A_p/bd が 0.35% 、アラミド繊維緊張材の場合は 0.2% 程度で破壊形式が繊維破断型曲げ破壊から曲げ圧縮破壊に移行する。
- ② 破壊形式を曲げ圧縮破壊とする設計の場合には、緊張材量を増加させる必要があるため、曲げ耐力が過大になり、経済的に不利になる。
- ③ 破壊形式を繊維破断型曲げ破壊とする設計の場合には、適度な曲げ耐力を有するように、緊張材量を設定することが可能であり、連続繊維補強材の高強度性を有効に利用できる。

以上の点から、設計上は σ_{pe}/f_{pu} の値を 0.6 程度として、繊維破断型曲げ破壊の破壊形式を選択するのが妥当であると考えた。

4.3 変形性状

終局状態に至るまでの変形性状としては、曲げひびわれ発生後、ひびわれが十分に進展し、ある程度の変形量が確保されることが望まれる。

そこで、 σ_{pe}/f_{pu} が 0.6 となる緊張材量 ($A/db=0.11\%$) を配置した場合の緊張材配置のコンクリート応力度が 0 からの緊張材のひずみの増加量、ならびに $M-\phi$ 関係を検討した。

図-5 に緊張材のひずみの増加量を示す。一般に鋼材を用いた場合、鋼材のひずみが 1000×10^{-6} 程度以上となれば、ひびわれは定常状態に達する。このことから、いずれの緊張材を用いても、ひびわれ発生後の比較的早い時期に定常状態に達し、終局時には相当に大きなひびわれ幅を生ずることがわかる。

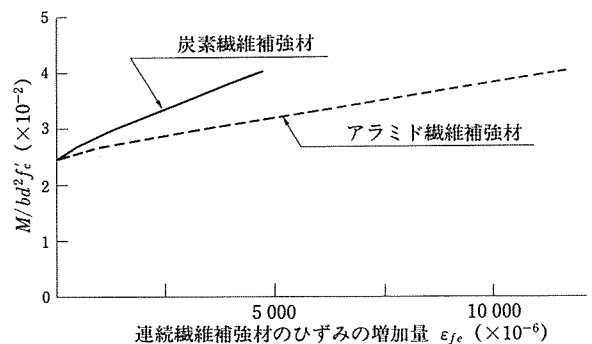


図-5 曲げモーメントと連続繊維補強材のひずみの増加量の関係

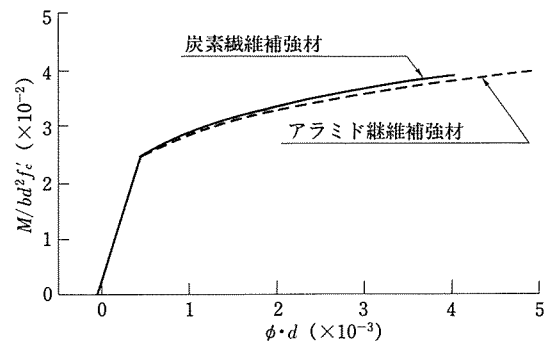


図-6 曲げモーメントと曲率の関係

図-6 に Branson 式から求めた $M-\phi$ 関係を示す。これより、曲げひびわれ発生後、部材の曲げ剛性が低下し、終局時までにはある程度の変形量が確保されること、ヤング係数の小さいアラミド繊維緊張材を用いた場合の方が剛性低下は大きいことがわかる。

5. せん断に対する設計法

5.1 せん断耐力算定上の前提

鋼材を用いた場合のせん断補強のない梁部材のせん断耐力は二羽らの提案式⁵⁾により、また、せん断補強鋼材により受け持たれるせん断耐力はトラス理論により比較

◇研究報告◇

の精度よく求まる。しかし、連続繊維補強材を用いた部材のせん断耐力は、上述の耐力算定式から求まる値より小さくなる事が指摘されている。

そこで、これまでに実施された載荷試験への結果^{2),6),7)}を基にせん断耐力の算定法ならびに設計への適用方法について検討した。

せん断耐力の算定においては、以下の加算則を前提とした。

$$V = V_c + V_p + V_s \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 V ：せん断耐力

V_c ：せん断補強のない部材のせん断耐力

V_p ：プレストレスの効果

V_s ：せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力

5.2 せん断補強のない部材のせん断耐力 V_c

連続繊維補強材を用いた場合のせん断耐力が低下する理由として、付着特性、ヤング係数が鋼材と異なることが挙げられる。

このうち、付着特性に関しては、通常の連続繊維補強材をコンクリートとの付着がある状態で用いれば、付着特性の相違がせん断耐力に及ぼす影響は、ほとんど認められないことが実験的に明らかにされている⁸⁾。

ヤング係数の相違は、引張補強筋の軸剛性に影響する。この点を考慮して、引張補強筋比に連続繊維補強材と鋼材の弾性係数比を乗じた式(2)により、せん断耐力 V_c を算定することが提案されている⁹⁾。

$$V_c = 0.94 \left(f'_c \cdot p \frac{E_f}{E_s} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{100}{d} \right)^{1/4} \cdot \left\{ 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right\} bd \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

p ：引張補強筋比 (%)

E_f ：連続繊維補強材のヤング係数

E_s ：鋼材のヤング係数

d ：有効高さ (cm)

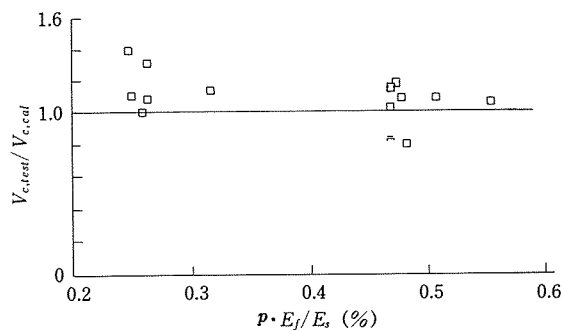
a ：せん断スパン (cm)

b ：梁の幅 (cm)

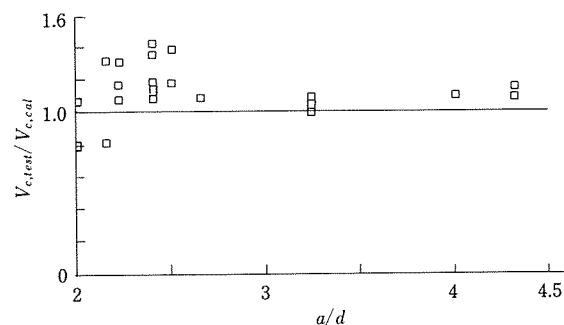
式(2)の精度を検討するため、既往の文献から得られるせん断耐力を $p (E_f/E_s)$, a/d , f'_c をパラメータとして検討した。なお、 a/d が小さい場合のせん断耐力は、ディープビームのせん断耐力算定式¹⁰⁾の引張補強筋比の影響を式(2)と同様に補正して以下のように求めた。

$$V_c = \frac{0.53 f'_c{}^{2/3} [1 + \{p(E_f/E_s)\}^{1/2}][1 + 3.33(r/d)]}{1 + (a/d)^2} bd \dots\dots\dots (3)$$

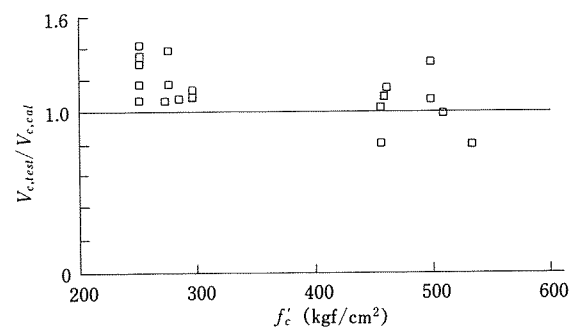
ここに、 r ：支承部における支圧板の部材軸方向の長さ



(a) $p(E_f/E_s)$ との関係



(b) a/d との関係



(c) f'_c との関係

図-7 $V_{c,test}/V_{c,cal}$ と各パラメータの関係

結果を図-7に示す。これより、せん断耐力の実験値 $V_{c,test}$ の計算値 $V_{c,cal}$ に対する比 $V_{c,test}/V_{c,cal}$ の平均値は1.13、変動係数は13.8%であり、 a/d が小さい領域ではデータが若干ばらつく傾向にあるものの、あるパラメータの特定の範囲で $V_{c,test}/V_{c,cal}$ の値が偏ることはなく、式(2)および(3)によりせん断補強のない部材のせん断耐力 V_c は安全側に評価できることがわかる。

5.3 プレストレスの効果 V_p

鋼材を用いた場合、プレストレスの効果はデコンプレッションモーメント M_0 により概ね評価できるとされており、 V_p として式(4)が示されている¹¹⁾。

$$V_p = 2 M_0 / a \dots\dots\dots (4)$$

矩形断面にプレストレスが導入された場合、式(4)をコンクリート断面の定数を用いて変形すると、式(5)が

得られる。

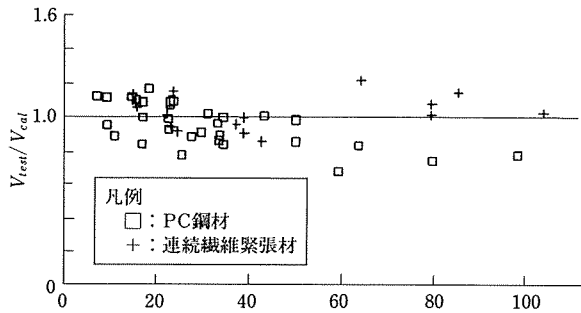
$$\frac{V_p}{bh} = \frac{P}{3bh} \cdot \frac{\{1+(6e/h)\}}{a/h} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 h : 部材の高さ

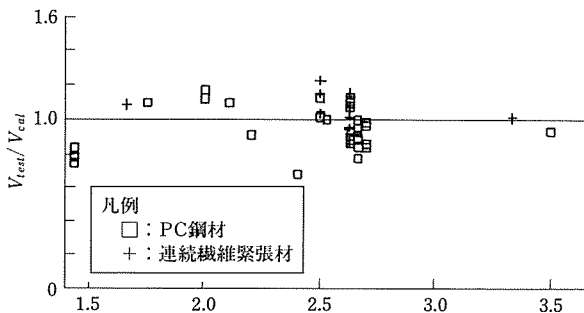
P : プレストレス力

e : 偏心距離

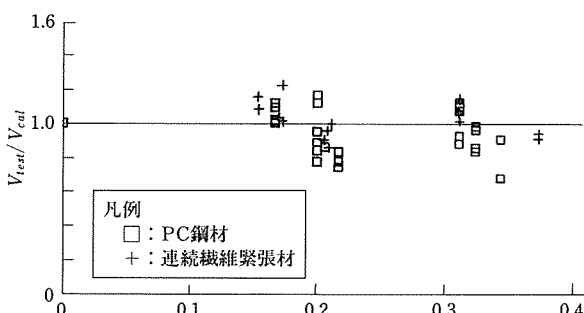
すなわち、プレストレスの効果 V_p はプレストレスによる断面の平均圧縮応力度 (P/bh), a/h および e/h に



(a) p/bh との関係



(b) a/h との関係



(c) e/h との関係

図-8 V_{test}/V_{cal} と各パラメータの関係

より表されることになる。

軸方向補強筋として鋼材を用い、せん断補強のない矩形断面の PC 梁のせん断耐力と連続繊維緊張材を用いた場合のそれを比較し、式 (4) の適用性を検討する。

図-8 に PC 梁のせん断耐力の実験値 V_{test} と計算値 V_{cal} の比と (P/bh), a/h , e/h の関係を示す。計算値 V_{cal} は式 (2) または (3) の V_c と V_p の和とした。これより、式 (4) により概ね妥当にプレストレスの効果 V_p を評価できること、連続繊維緊張材を用いても PC 鋼材と同様にプレストレスの効果の評価ができることがわかる。PC 鋼材を用いた場合と連続繊維緊張材を用いた場合の全データ (48 体) に対して、 V_{test}/V_{cal} の平均値は 0.98, 変動係数は 12.6 % であった。

5.4 せん断補強筋による受け持たれるせん断耐力 V_s

(1) せん断補強筋のひずみ分布ならびにせん断力の負担過程

表-1 に示す力学特性を有する連続繊維補強材をせん断補強筋に用いた RC 梁 (図-9 参照) の破壊付近のせん断補強筋のひずみ分布、およびひずみの値から求めたせん断補強筋のせん断力の負担過程の代表例を図-10, 11 に示す。

測定されたひずみの最大値は、 $10\,000 \times 10^{-6}$ を上回る大きな値を示すが、せん断補強筋自体の破断ひずみには達していない (図-10)。

せん断補強筋により受け持たれるせん断力は、部材に作用するせん断力が V_c 前後の値付近から増加しはじめ、式 (1) の加算則の適用可能性が示唆される。増加傾向はほぼ式 (6) に示すトラス理論により推定できる (図-11)。

表-1 せん断補強筋の材料特性

繊維の種類	断面積 (cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 ($\times 10^6$ kgf/cm ²)	破断ひずみ (%)	
ガラス, 炭素 (GF)	0.37	7 100	0.39	1.8	
アラミド [AF]	0.3	11 100	0.59	2.2	
炭素	[CF (1)]	0.17	14 400	1.12	1.3
	[CF (2)]	0.1	17 800	1.40	1.5
	[CF (3)]	0.18	12 700	0.94	1.4
ビニロン [VF]	0.407	6 100	0.37	3.0	

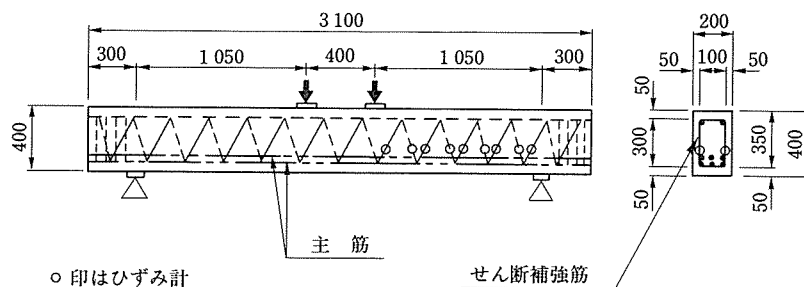


図-9 供試体の形状および荷重方法

◇研究報告◇

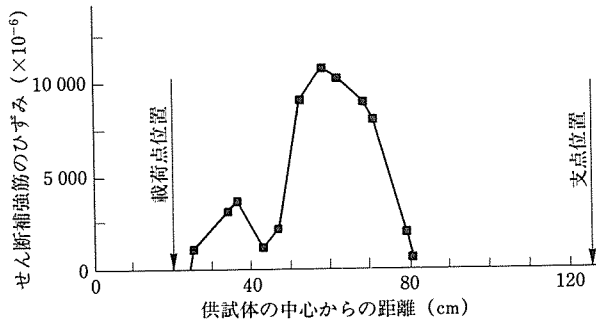


図-10 せん断補強筋のひずみ分布

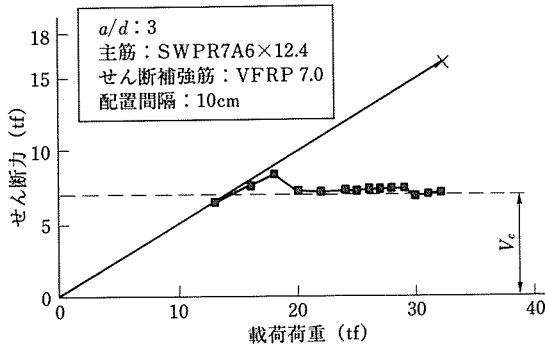


図-11 せん断補強筋により受け持たれるせん断力

(2) 耐力算定式

せん断補強筋の負担するせん断耐力 V_s をトラス理論による式(6)を基に検討する。

$$V_s = \frac{A_{sf} E_{sf} \epsilon_{sf}}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) z \dots (6)$$

ここに、 V_s : せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力

- A_{sf} : せん断補強筋の断面積
- E_{sf} : せん断補強筋の弾性係数
- ϵ_{sf} : せん断補強筋のひずみ
- α : せん断補強筋が部材軸となす角度
- s : せん断補強筋の間隔
- z : $d/1.15$

鉄筋コンクリート部材では、せん断補強筋が降伏するとして、式(6)の $E_{sf} \epsilon_{sf}$ を f_y (鉄筋の降伏強度) として V_s を求める。しかし、連続繊維補強材を用いた場合には、供試体破壊時においても連続繊維補強材のひずみが破断ひずみに達しないことを考慮し、式(6)ではせん断補強筋の応力を $E_{sf} \epsilon_{sf}$ とした。

(3) せん断補強筋のひずみ ϵ_{sf} の推定

式(6)中の ϵ_{sf} の値を推定するため、式(7)中の V_s/bz と $E_{sf} r (\sin \alpha + \cos \alpha)$ ($r = A_{sf}/bs$) の関係を試験データから調べた。

$$\frac{V_s}{bz} = \frac{V_{test} - V_c}{bz} = E_{sf} \cdot r (\sin \alpha + \cos \alpha) \epsilon_{sf} \dots (7)$$

結果を図-12に示す。これより、せん断補強筋の単位

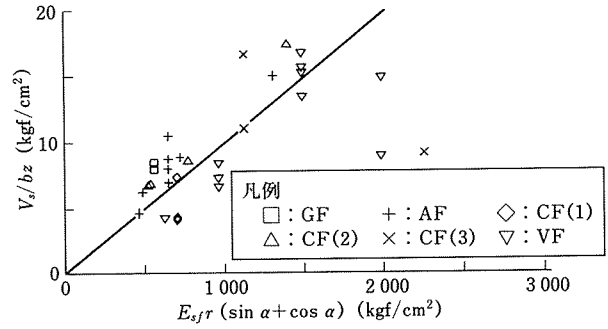


図-12 V_s/bz と $E_{sf} r (\sin \alpha + \cos \alpha)$ の関係

面積当たりの軸剛性である $E_{sf} \cdot r (\sin \alpha + \cos \alpha)$ と V_s/bz は、ほぼ比例関係にあることがわかる。

この場合の比例定数が ϵ_{sf} であるが、その平均値は供試体数 31 体に対して $10,000 \times 10^{-6}$ であった。なお、 $E_{sf} \cdot r (\sin \alpha + \cos \alpha)$ の値がある程度大きくなる場合は、供試体がせん断圧縮破壊するようになるため、 V_s/bz はある限度値を有するようである。

また、上記の方法で求めた ϵ_{sf} と a/d , $p(E_f/E_s)$, f'_c との関係を図-13に示す。これより、 ϵ_{sf} の値とこれら

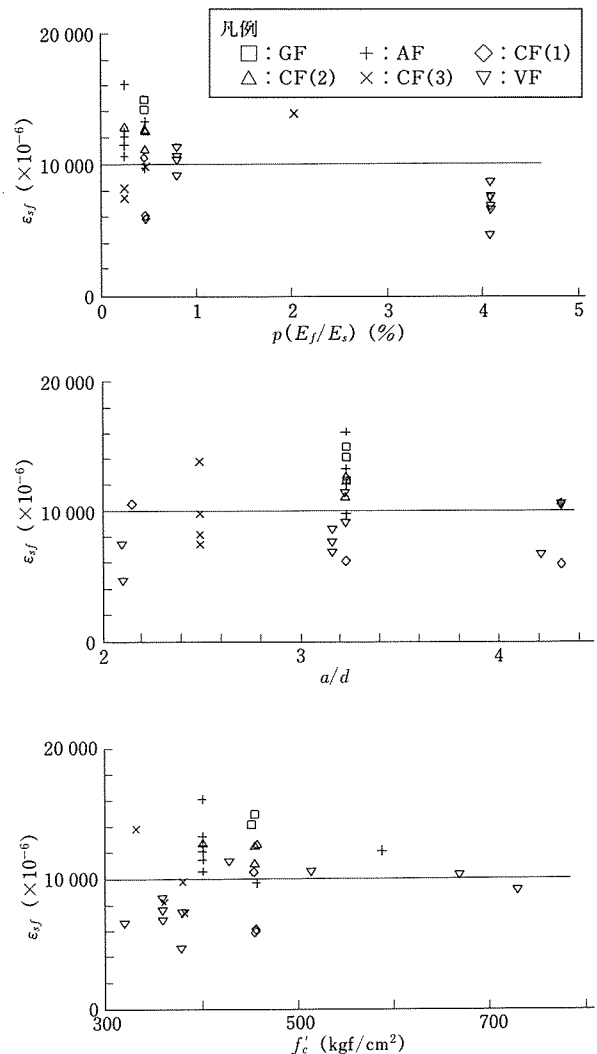


図-13 ϵ_{sf} と各パラメータの関係

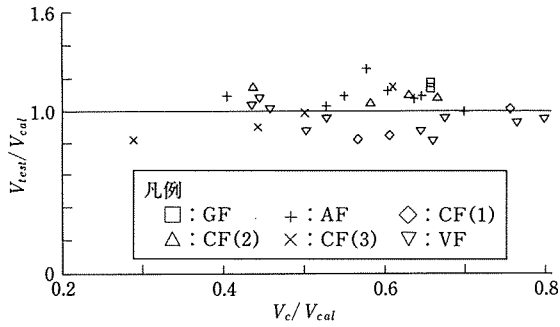


図-14 V_{test}/V_{cal} と V_c/V_{cal} の関係

のパラメータの間には、とくに関連性が見いだされなかった。

以上の検討から、 $\epsilon_{sf}=10\,000 \times 10^{-6}$ としてせん断補強筋により受け持たれるせん断耐力 V_s を求め、これと式(2)または(3)の V_c との和をせん断耐力の計算値 V_{cal} として、試験値 V_{test} との比を求めた結果を図-14に示す。 V_{test}/V_{cal} の値は概して0.8~1.2の間にあり、平均値は1.01、変動係数は11.5%であった。

(4) せん断補強筋の曲げ成形部における強度低下の影響

曲げ成形した連続繊維補強材が引張を受けた場合、曲げ成形部の内側には応力集中により大きなひずみが発生し、引張強度が低下する。このため、連続繊維補強材をせん断補強筋に用いた場合、せん断耐力が非常に小さくなる場合がある。

連続繊維補強材の引張強度の低下程度は材料の種類等により異なるが、一般には曲げ内半径をある程度以上大きくとれば、強度低下を比較的小さくすることが可能なようである。

したがって、曲げ成形部の見掛けの破断ひずみを(3)で求めた ϵ_{sf} の値($=10\,000 \times 10^{-6}$)程度以上にすることが可能であり、このことにより、曲げ成形部の破断によるせん断耐力の低下は避け得ることができると考えられる。

5.5 設計への適用

側壁ビームの設計せん断耐力は、以上の検討結果および「コンクリート標準示方書(土木学会)」を参考として、以下の方法により求めることとした。

① 設計せん断耐力 V_d は式(8)により求める。

$$V_d = V_{cd} + V_{sd} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 V_{cd} : せん断補強のない部材の設計せん断耐力

V_{sd} : せん断補強筋により受け持たれる設計せん断耐力

② せん断補強のない部材の設計せん断耐力 V_{cd} は、引張補強筋の軸剛性を考慮して、式(9)により求める。

$$V_{cd} = 0.9 \{f'_c \cdot p (E_f/E_s)\}^{1/3} (1 + M_0/M_d) / \gamma_b \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 γ_b : 部材係数

③ せん断補強筋により受け持たれる設計せん断耐力 V_{sd} は、式(10)により求める。

$$V_{sd} = \{A_w E_f \epsilon_{sf} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_b \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 ϵ_{sf} の値は $2\,000 \times 10^{-6}$ とする。これは「コンクリート標準示方書」の設計せん断耐力の算定において、高強度せん断補強筋を用いる場合でも、その応力度を $4\,000 \text{ kgf/cm}^2$ (ひずみに換算して約 $2\,000 \times 10^{-6}$)に制限していることによる。

上記のせん断試験の結果からは、 ϵ_{sf} の平均値として $10\,000 \times 10^{-6}$ 程度の値が得られているので、その値を $2\,000 \times 10^{-6}$ とすれば、せん断補強筋の曲げ成形部の強度低下の影響も含め、十分な安全性が確保されることが考えられる。

6. 側壁ビーム端部の設計

側壁ビームはプレテンション方式により製作する。図-2のように、緊張材を上下に配置した場合、プレストレスの導入により、側壁ビーム端部には鉛直方向に引張応力が生じ、水平方向のひびわれが生ずる場合がある¹²⁾。

この水平ひびわれを制御するためには、部材の耐力等に与える影響が、設計上、問題がない範囲で緊張材端部の付着を切ること、スターラップに高弾性の補強材を用いることが有効であると考えられる。そこで、以下の解析により、これらの点を検討した。

6.1 緊張材端部の付着を切らない場合

(1) 解析条件

図-15に示す側壁ビーム端部を非線形有限要素法によ

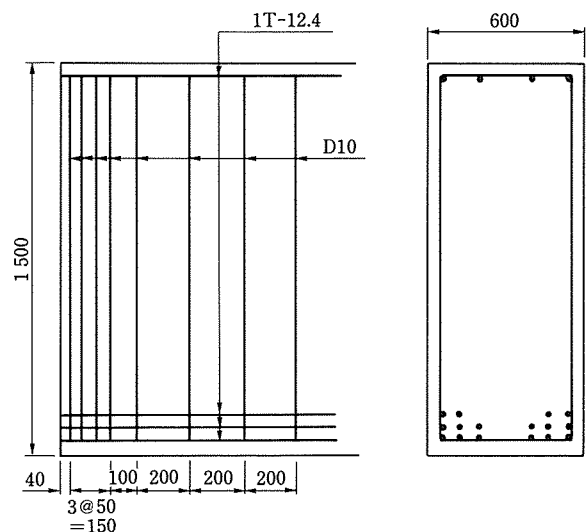


図-15 側壁ビーム端部

◇研究報告◇

り解析した。ひびわれは分散ひびわれとして扱い、コンクリートはひびわれ発生までは弾性体とし、ひびわれ発生後、ひびわれ直角方向の残留剛性および残留応力を解放させた。スターラップは弾性体で、ヤング係数をパラメータとした。コンクリートとスターラップは完全付着とした。

プレストレス力は、式(11)の分布に近似するように、節点に荷重を与えた。

$$P(x) = (P_t / 0.95) \cdot (1 - e^{-\beta x}) \quad (\text{ただし, } x \leq L_t) \quad (11)$$

ここに、 $P(x)$: 側壁ビーム端から距離 x の点におけるプレストレス力

P_t : 導入プレストレス力 (=189 tf)

L_t : 伝達長 (=65 ϕ =80.6 cm)

β : $x=L_t$ において、 $(1 - e^{-\beta x})$ が 0.95 となる定数

(2) 主応力分布

側壁ビーム端部の主応力分布を図-16に示す。側壁ビーム下縁より桁高の1/3程度の付近では、ひびわれが生じ、その上部では引張応力が生じている。

(3) 鉛直方向引張力

水平ひびわれ面に沿った軸上の、コンクリート、ス

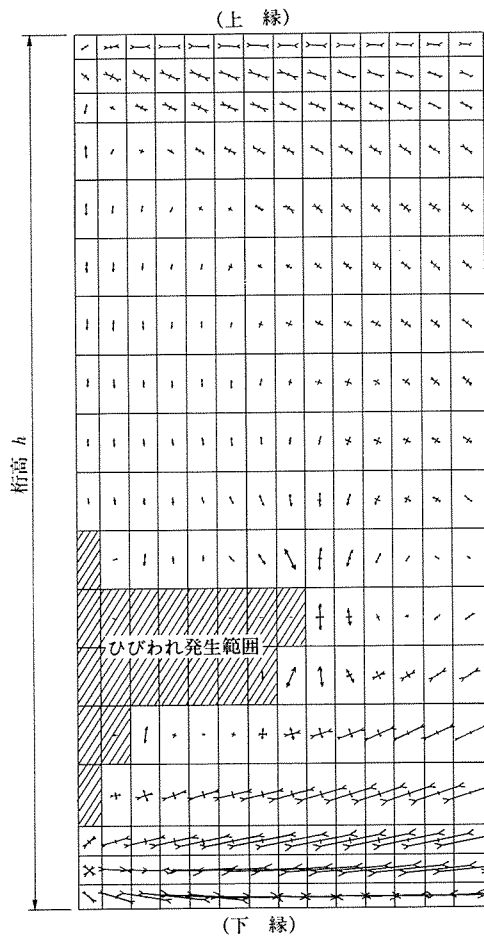


図-16 主応力分布

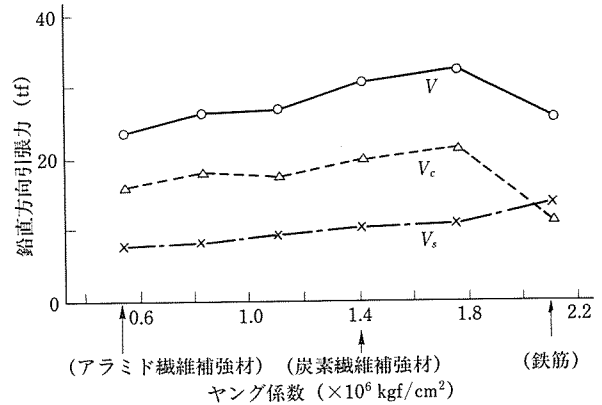


図-17 鉛直方向引張力とスターラップのヤング係数の関係

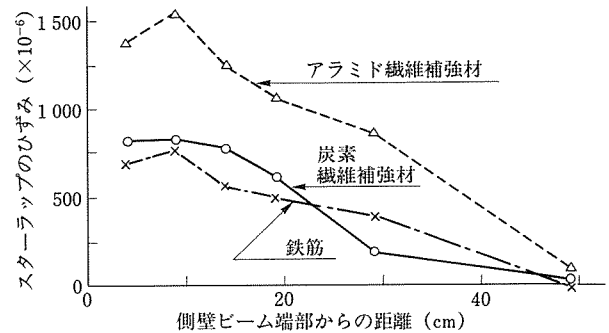


図-18 スターラップのひずみ分布

ターラップの鉛直方向応力を積分して求めたそれぞれの引張力 V_c , V_s および両者の合計 V を図-17に示す。なお、積分範囲は水平軸上のコンクリートの要素に引張応力が生じている範囲とした。

これより、引張力 V は 25~35 tf (導入プレストレス力の 13~19%) 程度であることがわかる。スターラップの引張力 V_s が V に占める割合は 1/3~1/2 程度で、その値はヤング係数が大きいほど増加する。

(4) スターラップのひずみ分布

水平ひびわれ面に沿った位置でのスターラップのひずみ分布を図-18に示す。

ひずみは、側壁ビーム端部より徐々に減少し、いずれの補強材を用いても、端部より 50 cm 程度の位置でひずみはほとんど生じなくなる。

側壁ビーム端部におけるスターラップのひずみは、鉄筋、炭素繊維補強材、アラミド繊維補強材の順に約 700, 800, 1500 $\times 10^{-6}$ となる。これより、繊維補強材を用いる場合に、ひびわれ幅を鉄筋を用いた場合と同程度にするためには、鉄筋と同量かそれ以上の量を配置する必要が生じる。

6.2 緊張材端部の付着を切る場合

前項で検討したように、緊張材端部の付着を切らない場合にはひびわれが生じ、スターラップにヤング係数の小さい連続繊維補強材を用いることは、ひびわれ制御上、不利になる。そこで、緊張材端部の付着を切ること

により、桁端部に生じる引張応力を緩和させ、ひびわれを制御する方法を検討した。

(1) 解析条件

解析対象は図-15と同様とし、付着を切ることの影響は、プレストレス力の分布を側壁ビーム内部に移動させることにより考慮した。解析では、緊張材端部から10 cmの範囲の付着を0とした。

(2) 解析結果

緊張材端部の付着を切ることにより、部材端部に生じる鉛直方向引張応力はコンクリートの引張強度以下となった。このため、計算上はひびわれが発生しなくなり、ひびわれの制御が容易になると考えられた。

7. まとめ

連続繊維補強材を側壁ビームに適用する場合の設計法について検討した結果を以下に示す。

(1) 曲げに対する設計

使用限界状態においては、変動荷重作用時にひびわれ発生限界状態を満足するように、プレストレス力を定めた。

終局限界状態に関しては、上記のプレストレス力を前提として、緊張材量を変化させた場合の曲げ耐力、緊張材の応力度を破壊形式(曲げ圧縮破壊、繊維破断型曲げ破壊)別に検討した。

その結果、①破壊形式を曲げ圧縮破壊とする設計では、緊張材が多量となるため、曲げ耐力が過大になり、不経済になること、②破壊形式を繊維破断型曲げ破壊とする設計では、適度に曲げ耐力を確保することが可能であり、連続繊維補強材の高強度性を有効に利用できることが把握された。

以上から、破壊形式として繊維破断型曲げ破壊を選択して、設計するのが妥当であると判断した。

(2) せん断に対する設計

部材試験の結果から、せん断耐力の算定方法に関し、以下の結果を得た。

- ① 連続繊維補強材を用いた部材のせん断耐力は、加算則を前提として算定することが可能である。
- ② せん断補強のない部材のせん断耐力は、引張補強筋の軸剛性を補正すれば、既往の耐力算定式により算定できる。
- ③ 連続繊維補強材を用いた場合のプレストレスがせん断耐力に与える影響は、PC鋼材を用いた場合と同様である。
- ④ せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力は、せん断補強筋のひずみを $10\,000 \times 10^{-6}$ 程度として、トラス理論により算定できる。ただし、設計では「コンクリート標準示方書」の高強度せん断補強

筋に関する条項を参考として、そのひずみを $2\,000 \times 10^{-6}$ に制限した。

(3) 側壁ビーム端部に対する設計

プレストレス導入による側壁ビーム端部の水平ひびわれ制御には、緊張材端部の付着を切ること、高弾性のスターラップの使用が有効である。

謝 辞

本研究の実施にあたり、宮田尚彦博士(鉄道総合技術研究所浮上式鉄道開発本部長)、涌井 一氏(鉄道総合技術研究所構造担当研究室長)に御指導を頂きました。ここに深謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 涌井 一:超電導磁気浮上式鉄道のガイドウェイ構造, コンクリート工学, Vol. 28, No. 12, 1990
- 2) 鳥取誠一, 涌井 一, 向谷地誠一:FRP ロッドを引張補強筋ならびにせん断補強筋として用いた RC, PC はりのせん断耐力, 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集, 土木学会, 1992
- 3) 浦部正男, 涌井 一, 鳥取誠一, 川本幸広:CFRP ロッドを用いた側壁ビーム式ガイドウェイの設計, 製作, 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集, 土木学会, 1992
- 4) 土木学会:連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用, コンクリートライブラリー第72号, 1992
- 5) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和夫, 岡村 甫:せん断補強筋を用いない RC はりせん断強度式の再評価, 土木学会論文集第372号, 1986
- 6) 佐藤靖彦, 和田宜之, 上田多門, 角田史雄:有限要素解析による FRP ロッドを用いた RC はりのせん断耐荷機構について, 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集, 土木学会, 1992
- 7) 丸山久一, 小林俊彦, 清水敬二:FRP ロッドを主筋およびスターラップに用いたコンクリートはりのせん断性状, 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集, 土木学会, 1992
- 8) 天野玲子, 村山八州雄, 奥村一正, ブシャムブシャ:各種 FRP ロッドを軸方向筋とした梁部材のせん断特性, 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集, 土木学会, 1992
- 9) 辻 幸和, 齊藤 等, 関島謙蔵, 小川広幸:FRP で補強したコンクリートはりの曲げおよびせん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 10, No. 3, 1988
- 10) 二羽淳一郎:FEM 解析に基づくディーブビームのせん断耐力算定式, 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, 日本コンクリート工学協会, 1983
- 11) 佐藤 勉, 山住克己, 渡辺忠朋:プレストレスコンクリートはりのせん断強度, 鉄道総研報告, Vol. 2, No. 8, 1988
- 12) 藤井 学, 北村泰寿:プレテンション PC 桁端部の水平ひびわれに対する補強方法, プレストレストコンクリート, Vol. 13, No. 6, 1971

【1992年10月30日受付】