

負曲げを受ける鉄道用合成桁のひび割れに関する実験的研究

Experimental study on a crack formation for railway composite girders with negative bending

谷口 望*, 池田 学*, 碓山 晴久**, 入部 孝夫**, 小野沢 直***, 依田照彦****

Nozomu Taniguchi, Manabu Ikeda, Haruhisa Ikariyama, Takao Irube, Tadashi Onozawa, Teruhiko Yoda

*鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 鋼・複合構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

** (株) 東京鐵骨橋梁 技術本部 技術開発部 (〒108-0023 東京都港区芝浦 4-18-32)

***相模鉄道 (株) 運輸事業本部 工務部 (〒220-0004 神奈川県横浜市西区北幸 2-9-14)

****早稲田大学 理工学部 社会環境工学科 教授 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-2)

The continuous composite girders are frequently used for railway bridges. The features of the composite girders for railway bridges are characterized by perfobond strips and steel fiber reinforcement concrete. In this study, the behavior of the cracks is investigated in comparison with experimental results of the test-specimens with perfobond strips and those of studs. In addition, the experimental results of the test-specimens with steel fiber reinforcement are examined with a view to the effect of the reinforcement on the crack. The validity of the tension stiffening theory was confirmed by comparison with experimental results and numerical results.

Key Words: Continuous composite girder, Perfobond strip, Steel fiber reinforcement, Crack

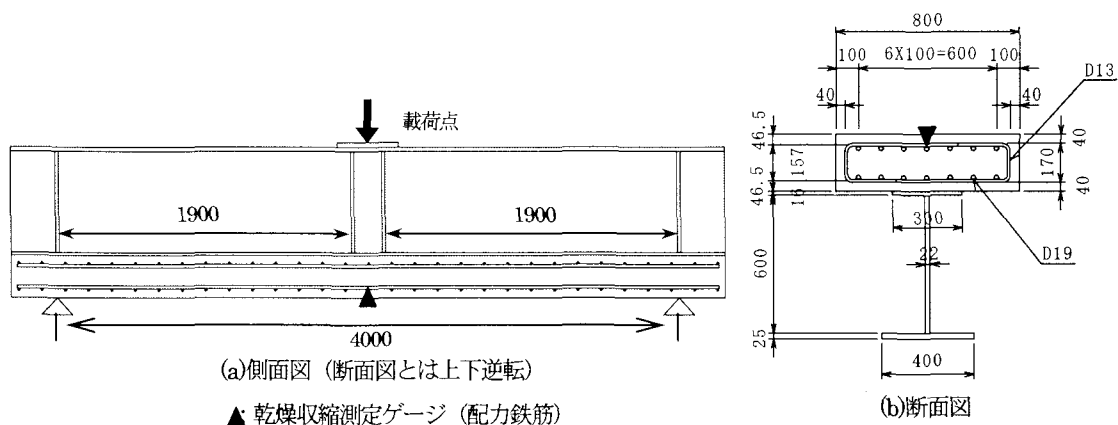
キーワード: 連続合成桁, 孔明き鋼板, 鋼繊維補強, ひび割れ

1. はじめに

近年, 連続合成桁の中間支点部の設計において, ひび割れ制御設計を取り入れる事例が見られるようになってきている¹⁾. 本設計思想の多くは, ドイツの Hanswille らの提案するテンションスティフニング効果を考慮した理論^{2), 3)}を基本にしており, これに関する検討は日本国の道路橋において比較的多く行われてきている^{4), 5)}. 合成桁の設計に用いるテンションスティフニング効果とは, 一般にひび割れ後もひび割れ間のコンクリートにある程度の応力分担効果を想定する事であり, 従来行われてきた中間支点部の引張力を受けるコンクリートを無視して設計する, 抵抗断面に‘鋼桁+鉄筋断面’を用いる手法とは, 異なっている. このテンションスティフニング効果を連続合成桁の設計に導入すると, 従来設計法よりも正曲げ作用モーメントが小さく, 負曲げ作用モーメントが大きく算出される傾向となる⁶⁾. したがって, このテンションスティフニング効果を考慮するかどうかによって, 設計断面が変化し, それは必ずしも合理化の方向のみでないことを示しており, 連続合成桁など不静定構造物の設計においては, ひび割れ後のコンクリートの応力分担を適切に考慮することが重要であることを示している. これに関して, Hanswille らも同様な指摘を行っている⁷⁾.

鉄道橋においても, 騒音低減・経済性・耐震性向上の観点から, 連続合成桁を採用する事例が多く見られるようになった⁸⁾. 鉄道橋に用いられている連続合成桁の中間支点部の特徴としては, ずれ止めとして孔明き鋼板ジベル (PBL) を採用するものがあることと, 鋼繊維補強コンクリートを用いるものがあることなどである. 孔明き鋼板ジベルについては, 押し抜きせん断試験等の実験結果, 耐疲労性の点で有利とされている⁸⁾. しかしながら, 孔明き鋼板ジベルにおいて, ひび割れが発生した場合における合成桁の挙動を検討した事例は少ない. また, 孔明き鋼板ジベルが, 発生するひび割れにどのように影響するかも検討する必要がある. 鋼繊維補強コンクリートについても, ひび割れの分散性やひび割れ幅の抑制に効果があるとされているが⁹⁾, コンクリート要素試験による検討が多く, 合成桁としての実験的検討が必要であると考えられる.

そこで, 本研究では, 合成桁の中間支点部を想定した単純合成桁の負曲げ載荷試験^{10), 11)}を行い, ひび割れ後のコンクリートの応力分担効果を確認するとともに, ずれ止めを孔明き鋼板ジベルとした供試体や, 鋼繊維補強コンクリートを用いた供試体についても同様な実験を行い, それらの効果を確認した. また, 実験結果を, Hanswille らの提案する理論と比較し, 理論的な面からの検討を行った.



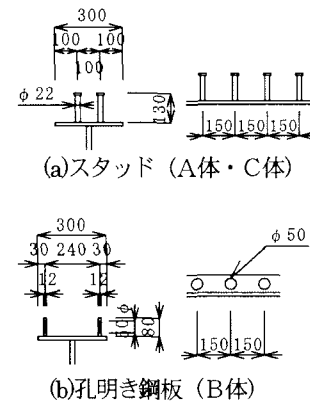
図－１．供試体の概要(単位:mm)

2. 実験概要

供試体の概要を図－１に示す．供試体はスパン４(m)であり，床版厚は２５０(mm)とし，鉄筋比は２％となるようにした．また，主鉄筋間隔は１５０(mm)としている．供試体の種類は，Ａ体（通称：基本）は普通コンクリートでずれ止めはスタッド構造，Ｂ体（通称：孔明）はＡ体よりずれ止めを孔明き鋼板に変更したもの，Ｃ体（通称：鋼繊維）は鋼繊維補強コンクリートとスタッドを用いたものの３体とした．なお，各ずれ止めの設計にあたっては，従来，標準的に使用されている設計式を用いた．また，鋼繊維についても，文献１２）に合わせ，鋼繊維（シンコーファイバー３０mm・体積比１％）とともに乾燥収縮を打ち消す程度の量の膨張材（デンカ CSA100R）も混入した．各コンクリートの配合および圧縮強度試験結果を表－１，表－２に示す．なお，各供試体および圧縮強度試験体の養生条件は，７日間は養生マットをかけて水潤養生をおこない，脱型後は実構造の橋梁を想定して現場養生（気中養生）とした．

コンクリート打設後は，乾燥収縮による鉄筋ひずみの変動測定を行った．この測定では，桁中央の配力鉄筋に着目し，鉄筋の上下にゲージを貼り付け，平均することによって配力鉄筋のひずみ変化量を打設直前から測定した．なお，コンクリート打設・養生時の供試体は，図－１（b）のように床版を上向きとし，床版側面に箱形の型枠を設置した．また，このときの供試体の支持条件は，複数の支点により桁を支え，桁のそり等の変形が小さくなるように拘束した．

各供試体のひずみ変化量を図－３に示す．図－３によると，Ｃ体は脱型以前で膨張材の効果が発揮され，膨張材を混入しないＡ体・Ｂ体よりも約４０（ μ ）の膨張が確認できた．また，Ｃ体は，脱型後の乾燥収縮によるひずみ変動量も少なくなっており，膨張材の効果の持続，および，鋼繊維による拘束効果の



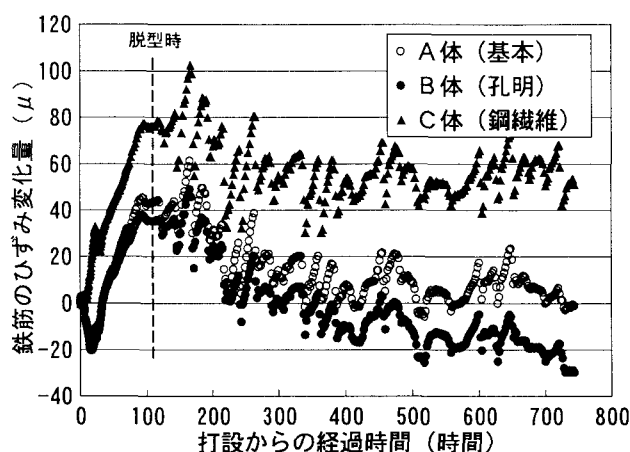
図－２．ずれ止めの概要

表－１ コンクリートの配合条件

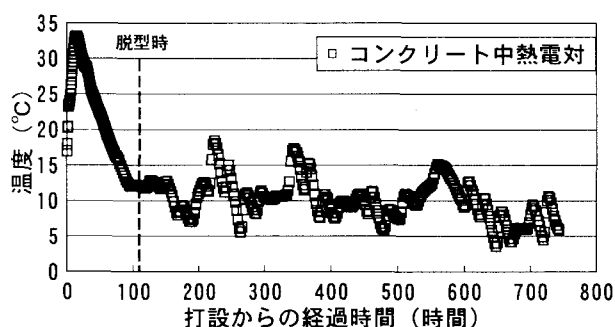
項目	A体・B体	C体(鋼繊維)
設計基準強度(N/mm ²)	27.0	27.0
スランプ(cm)	8±2.5	12±2.5
空気量(%)	4.5±1.0	4.5±1.0
粗骨材最大寸法(mm)	20	20
単位セメント量(kg/m ³)	230以上	230以上
水セメント比(%)	55以下	55以下
塩化物含有量(kg/m ³)	0.30以下	0.30以下
単位膨張材量(kg/m ³)	—	30
鋼繊維混入量(kg/m ³)	—	80

表－２ コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

	呼び強度	7日強度	28日強度	載荷日 (材令)
A体(基本)	27	29.7	36.0	36.0 (47日)
B体(孔明)				35.8 (49日)
C体(鋼繊維)	27	32.8	38.2	39.3 (41日)



(a) 各供試体の配力鉄筋のひずみの変化
(ひずみは、引張(膨張)側を正とした。)



(b) コンクリート中熱電対の温度測定結果

図－3．乾燥収縮時の鉄筋のひずみ測定結果
(桁中央配力鉄筋：図-1)

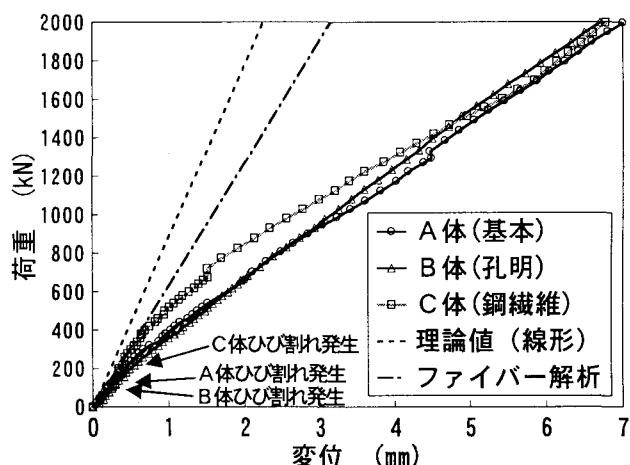
増大と考えられる。また、A体とB体の比較では、脱型直前より、ひずみ変化量に差がでてきており、時間とともに差が広がっているように見える。これは、供試体コンクリートの個体差による可能性もあるが、ずれ止めの差による収縮拘束度合いの差とも考えられる。つまり、B体の孔明き鋼板よりA体のスタッドの方が、乾燥収縮に対して拘束が強い可能性があることを示している。

乾燥収縮が安定した後に、負曲げ載荷試験を行った。載荷試験は、200 (kN)、400 (kN)、700 (kN)、1300 (kN) でそれぞれ1回の除荷をはさみ、それ以降は鋼桁の上下フランジ・ウェブが降伏するまで載荷を行った。なお、除荷のタイミングは、計算上初期ひび割れ¹³⁾が発生する荷重 (200 (kN)) および定常ひび割れ¹³⁾が発生する荷重 (700 (kN)) を目安に設定した。

3. 実験結果

3. 1 荷重－変位関係

実験結果の内、配力鉄筋が降伏する 1800 (kN) 付近までの各供試体桁中央の荷重－変位関係を図－4 に示す。図－4 では、C体において、ひび割れ発生後



図－4．荷重－変位関係 (桁中央・全体図)
(除荷時の履歴は省略した。)

に変位がA体・B体比べて小さめになるような傾向が見られる。これは、鋼繊維および膨張材の効果によると考えられるが、鉄筋 (配力鉄筋) が降伏する 1800 (kN) 付近では、この差は見られなくなっている。これは、ある程度ひび割れが進展した場合には、鋼繊維や膨張材の効果がほぼ無くなることを示していると考えられる。

また、A体・B体の比較では、荷重－変位関係において、ひび割れ発生直後はほとんど差が見られないものの、1000 (kN) 付近から多少差が出ており、B体 (孔明) の方が小さめな変位となっている。これは、ひび割れがある程度進展した時点で、孔明き鋼板ジベル自体の剛性が、桁全体の剛性に影響したためと考えられる。図－4における理論値 (線形) は、ひび割れ発生前の全断面有効の曲げ剛性と梁理論より求まる計算値であり、ファイバー解析は、せん断による変形を考慮できる簡易線形解析¹⁴⁾ によって求めた全断面有効時の計算値である。

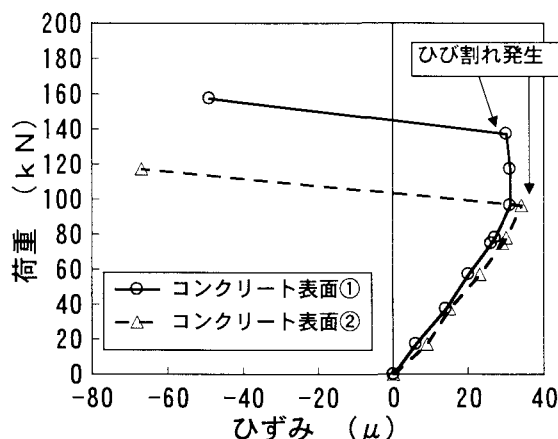
3. 2 ひび割れ発生荷重・発生状況

各供試体のひび割れ発生荷重を表－3 に示す。表－3 では、桁中央付近のコンクリート表面に設置されたゲージから判断できるひび割れ発生荷重・鉄筋 (配力鉄筋) に設置されたゲージから判断できるひび割れ発生荷重・観察 (目視) により確認できたひび割れ発生荷重をそれぞれ示している。コンクリート表面ゲージによるひび割れ発生の判断例を図－5 (B体) に示す。図－5の例では、100 (kN)～120 (kN) の間に、コンクリートの応力が抜ける傾向が見られており、この間でひび割れが発生したと判断している。

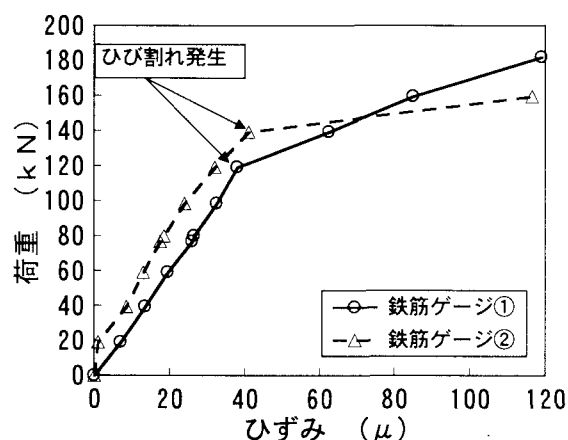
各供試体ともに、コンクリート表面ゲージ、鉄筋ゲージ、目視確認の順に、ひび割れの発生荷重が遅くなっていることが分かる。これは、目視で観察するよりもある程度以前から、マイクロクラックなど

表-3 各供試体のひび割れ発生荷重 (kN)

	実験値			計算値	
	コンクリート表面ゲージ	鉄筋ゲージ	目視確認	理論値	ファイバー解析
A体(基本)	160~180	200~220	220程度	280	220
B体(孔明)	100~120	100~120	140程度		
C体(鋼繊維)	200~220	240~260	290程度	300	240



(a) コンクリート表面ゲージの荷重-ひずみ関係



(b) 配力鉄筋ゲージの荷重-ひずみ関係

図-5. ひび割れ発生の判定方法の例 (B体)

の目に見えないひび割れが進展し始めていることを示している。

C体においては、ひび割れ発生の各実験値も大きな荷重となっており、これは膨張材・鋼繊維による効果と考えられる。特に、C体の目視確認については、鉄筋ゲージよりも大きくなっており、これは、鋼繊維によってひび割れが急激に拡大するのを抑制する効果が作用し、目視によるひび割れ発生確認が遅れたためと考えられる。計算値との比較では、B体を除いて、せん断変形を考慮したファイバー解析による計算値とほぼ一致している。

載荷試験終了後のコンクリート床版におけるひび割れ発生状況を図-6に示す。図-6より、ひび割れは橋軸直角方向のものが多く、曲げ挙動の卓越に

よって生じていることがわかる。また、ひび割れ間隔は、各供試体ともに多少のばらつきはあるものの、約100~200(mm)となっており、平均的には150(mm)程度と考えられる。この150(mm)という値およびひび割れ発生位置は、主鉄筋間隔と一致しており、長井らの実験的研究¹⁵⁾と同様な結果となっている。また、最大ひび割れ間隔 L_{max} については、土木学会式¹⁾によると、 $L_{max}=217(mm)$ となり、実験結果と比較して、ほぼ妥当な値となっている。

図-6(c)については、ひび割れ分散効果があるとされている鋼繊維補強コンクリートを用いた供試体であるが、結果としては、貫通したひび割れがやや少ない他は、他の供試体と大きな差はない結果となっている。これは、鋼繊維補強コンクリートを用いた場合においても、ひび割れの発生位置には主鉄筋が大きく影響したためと考えられる。

3.3 配力鉄筋の荷重-ひずみ関係

各供試体の、桁中央付近の配力鉄筋の荷重-ひずみ図を、図-8~10に示す。なお、各図において ε_{s2} 、 ε_{sm} は、Hanswilleの理論²⁾に基づく最大ひずみと平均ひずみの計算値であり、荷重と最大ひずみおよび平均ひずみの関係は、図-7のように仮定した。また、‘鋼桁+鉄筋’はコンクリートを無視した剛性における計算値である。 ε_{s2} 、 ε_{sm} は、以下の式で算出した¹³⁾。また、計算に使用した本実験の供試体の断面定数を、表-4に示す。

(1) 初期ひび割れ荷重 P_{cr}

$$M_{cr} = \frac{f_t}{Z_0 + h_c/2} \cdot I_0 \cdot n \quad (1)$$

$$P_{cr} = \frac{4M_{cr}}{l} \quad (2)$$

(2) 定常ひび割れ開始荷重 P_{st}

$$N_{scr} = f_t \cdot k_c \cdot A_c \cdot (1 + n \rho_s) \quad (3)$$

$$k_c = k_{co} + 0.3 = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot Z_0}} + 0.3 \quad (4)$$

$$M_{st} = \left(N_{scr} - \beta_m \frac{f_t \cdot A_s}{\rho_s \cdot \alpha} \right) \cdot \frac{I_1}{A_s \cdot Z_1} \quad (5)$$

$$\alpha = \frac{A_1 \cdot I_1}{A_g \cdot I_g} \quad (6)$$

$$P_{st} = \frac{4M_{st}}{l} \quad (7)$$

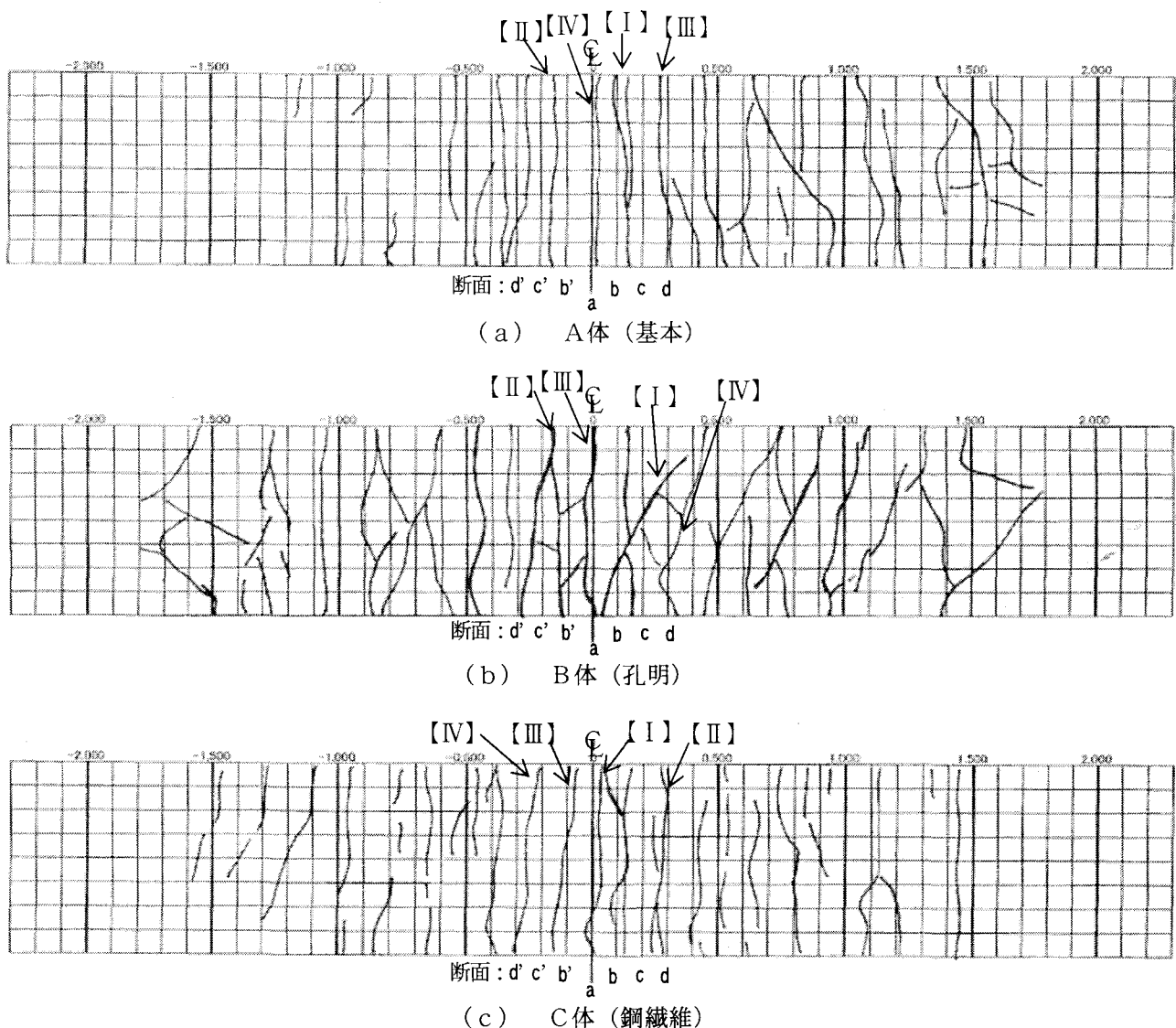


図-6 各供試体の載荷終了後のひび割れ状況 (床版のメッシュは 100mm 正方)

(3) ひび割れ発生直前ひずみ ϵ_{cr}

$$\epsilon_{cr} = \frac{f_t}{E_c} \quad (8)$$

(4) ひび割れ発生後の最大ひずみ ϵ_{s2st}
(=定常ひび割れ開始時の最大ひずみ)

$$\epsilon_{s2st} = \frac{N_{scr}}{E_s \cdot A_s} + \epsilon_{sh} \quad (9)$$

(5) 定常ひび割れ開始時の平均ひずみ ϵ_{smst}

$$\epsilon_{smst} = \epsilon_{s2st} - \beta_m \frac{f_t}{E_s \cdot \rho_s} \quad (10)$$

(6) ひび割れ発生直後の平均ひずみ ϵ_{smcr}

$$\epsilon_{smcr} = \epsilon_{s2st} - \beta \frac{f_t}{E_s \cdot \rho_s} \quad (11)$$

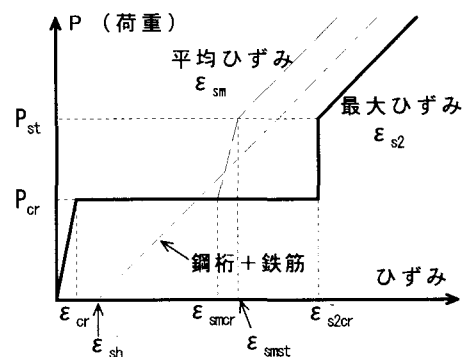


図-7 荷重-ひずみ関係の概要

ここに, f_t : コンクリート引張強度

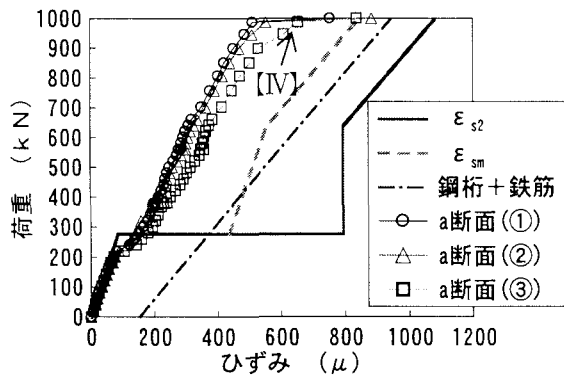
I_0, I_1, I_g : 合成断面, 鋼桁+鉄筋断面, 鋼桁のみ
断面の各断面二次モーメント

Z_0, Z_1, Z_g : 合成断面, 鋼桁+鉄筋断面, 鋼桁のみ
断面の各中立軸~床版中心までの距離

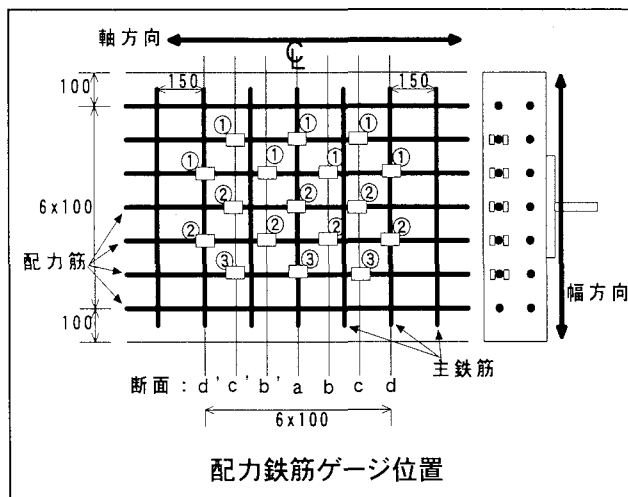
A_s, A_c : 鉄筋, コンクリートの断面積

E_s, E_c : 鉄筋, コンクリートのヤング係数

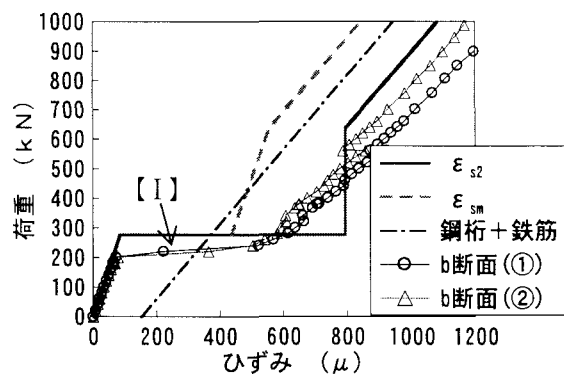
h_c, l : 供試体の床版厚, スパン長



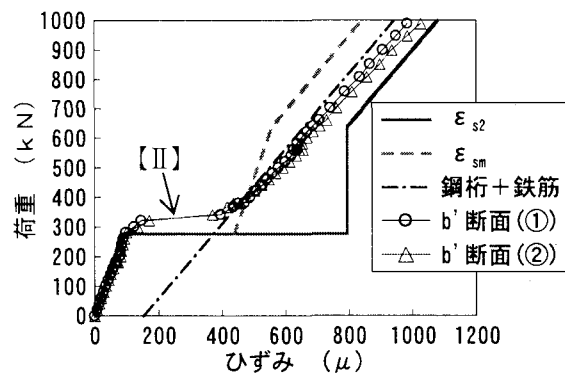
(a) a断面の荷重-ひずみ



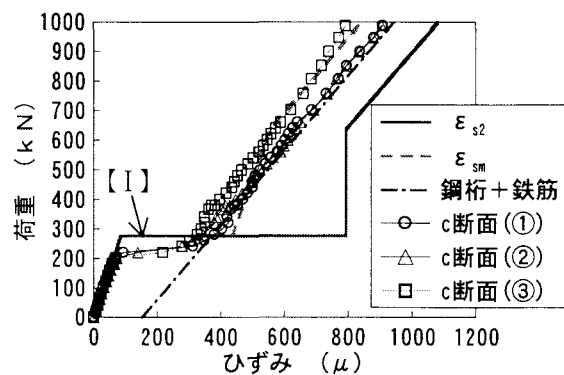
配力鉄筋ゲージ位置



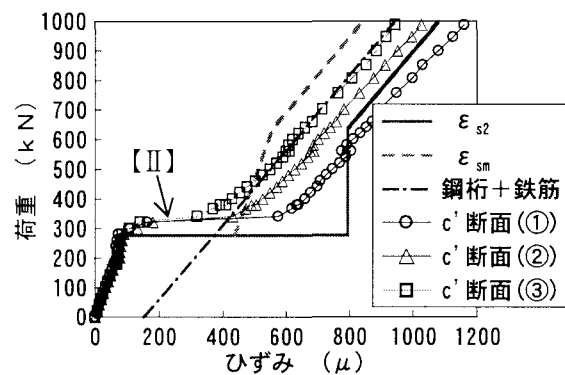
(b) b断面の荷重-ひずみ



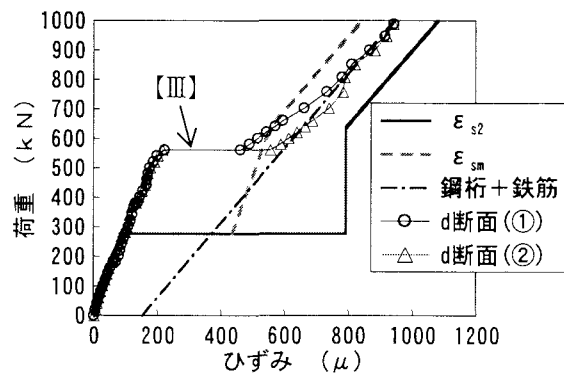
(e) b'断面の荷重-ひずみ



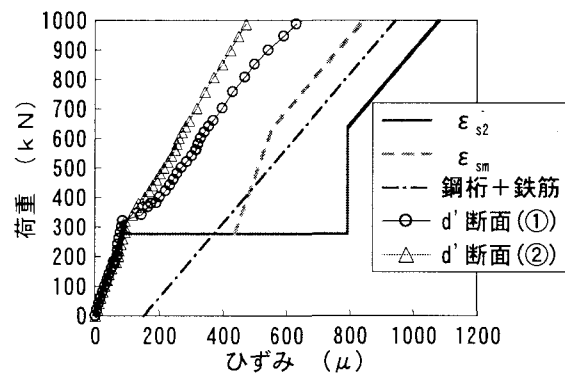
(c) c断面の荷重-ひずみ



(f) c'断面の荷重-ひずみ

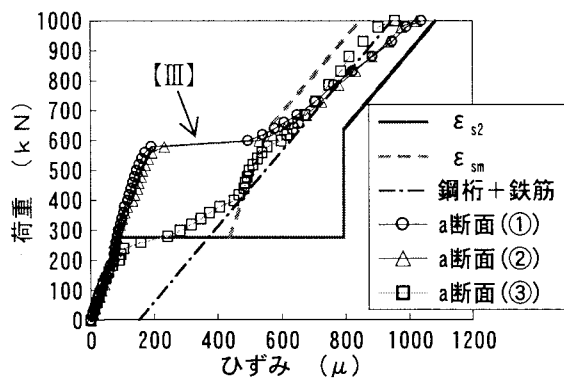


(d) d断面の荷重-ひずみ

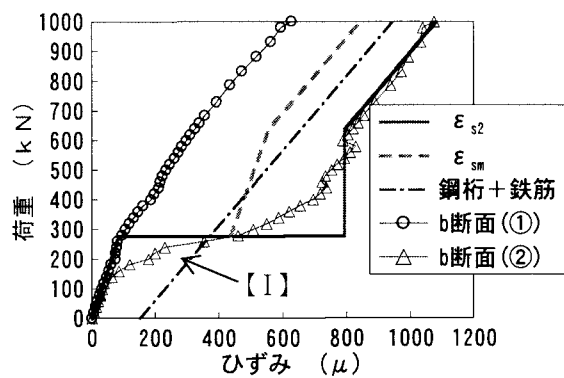


(g) d'断面の荷重-ひずみ

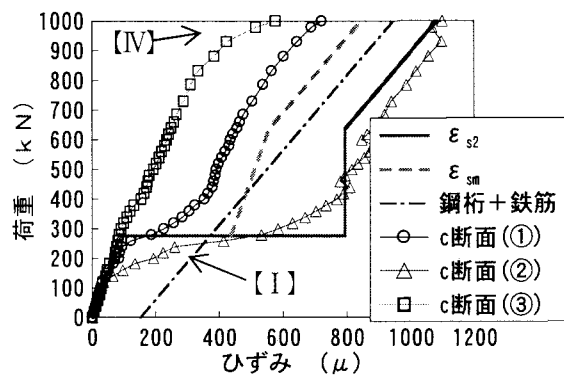
図-8. 配力鉄筋の荷重-ひずみ図 (A体: 基本)



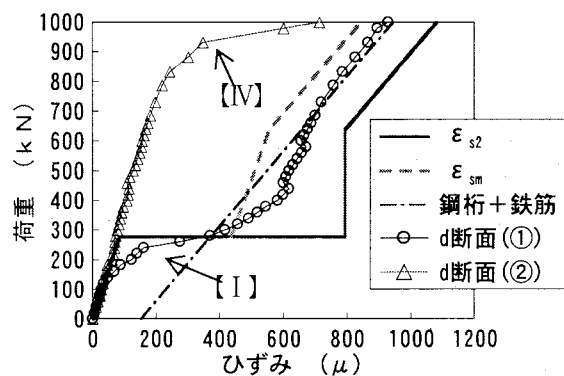
(a) a断面の荷重－ひずみ



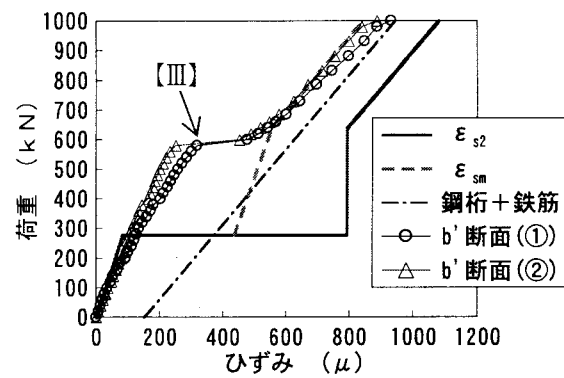
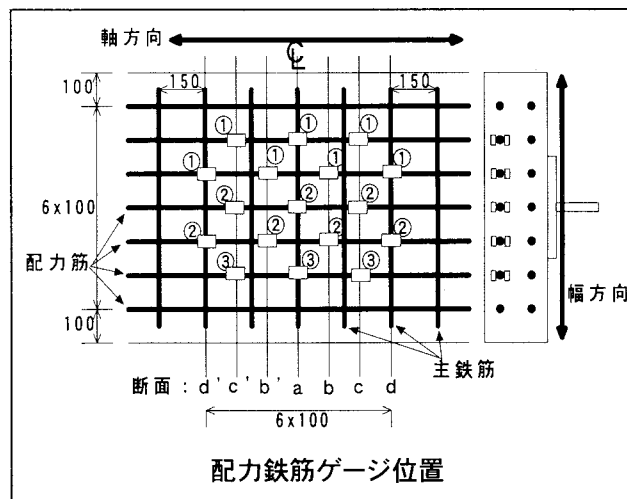
(b) b断面の荷重－ひずみ



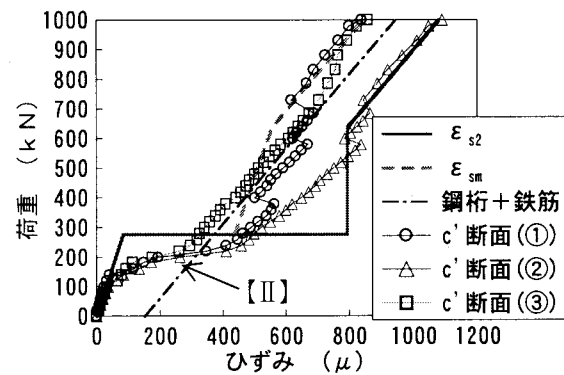
(c) c断面の荷重－ひずみ



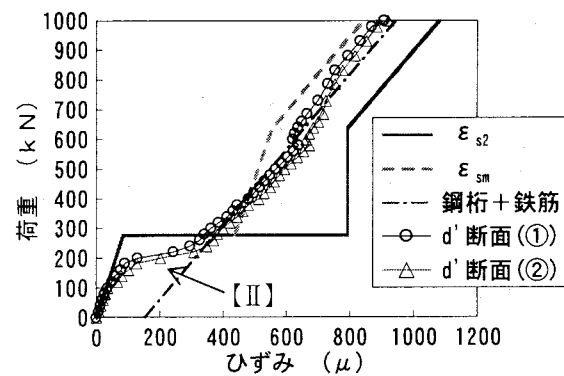
(d) d断面の荷重－ひずみ



(e) b'断面の荷重－ひずみ

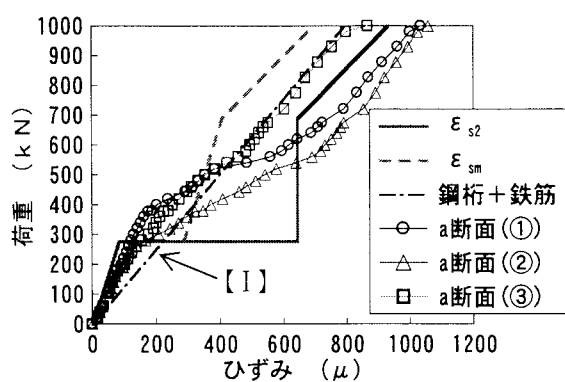


(f) c'断面の荷重－ひずみ

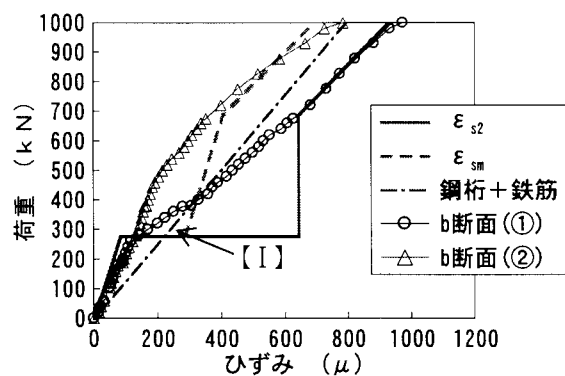


(g) d'断面の荷重－ひずみ

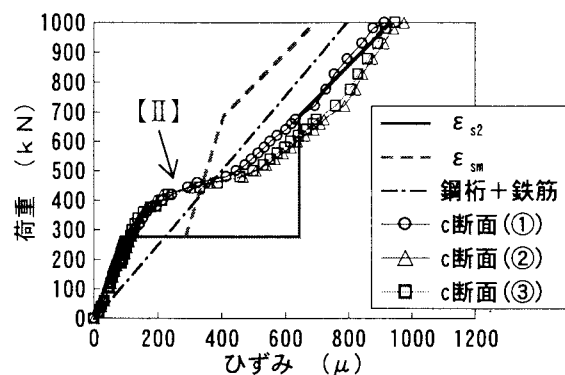
図－9. 配力鉄筋の荷重－ひずみ図 (B体：孔明)



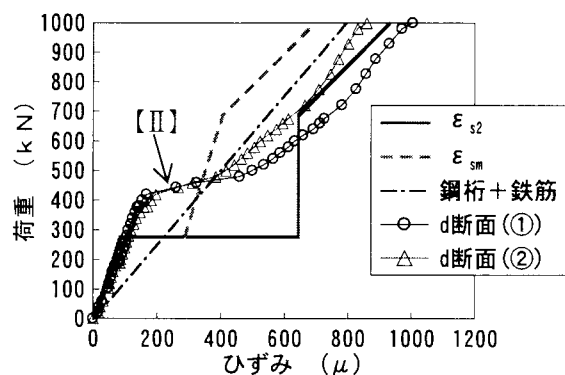
(a) a断面の荷重-ひずみ



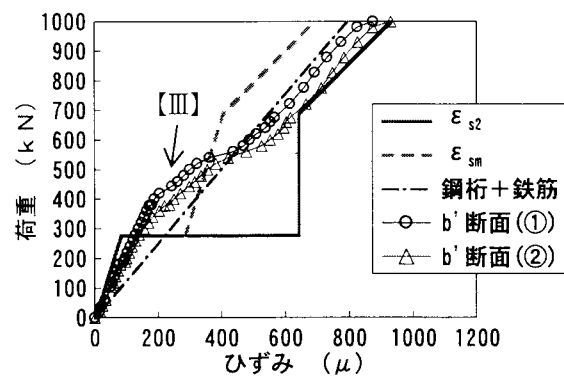
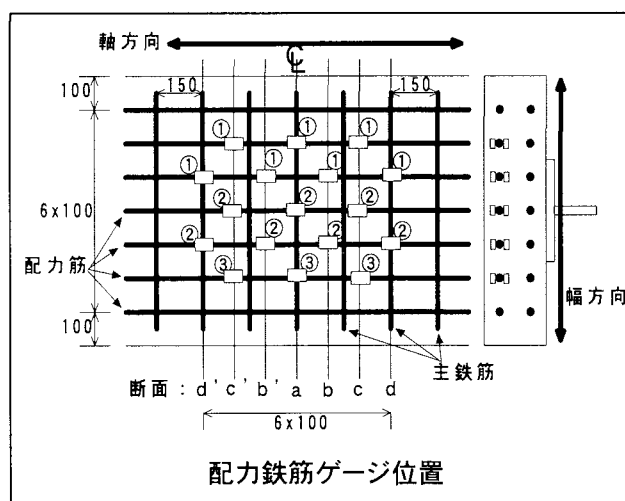
(b) b断面の荷重-ひずみ



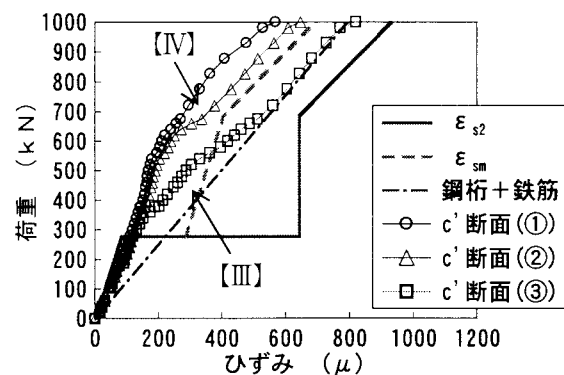
(c) c断面の荷重-ひずみ



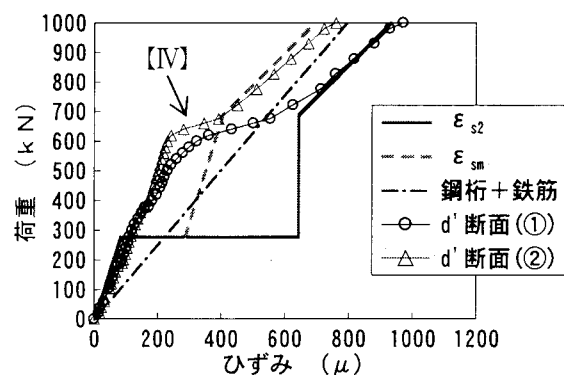
(d) d断面の荷重-ひずみ



(e) b'断面の荷重-ひずみ



(f) c'断面の荷重-ひずみ



(g) d'断面の荷重-ひずみ

図-10. 配力鉄筋の荷重-ひずみ図 (C体: 鋼繊維)

n : 鋼とコンクリートのヤング係数比(=7)

ρ_s : 鉄筋比(=0.02)

ε_{sh} : 乾燥収縮ひずみ

β , β_m : 初期ひび割れ時, 定常ひび割れ時の
テンションステイフニングの大きさ
を表す係数(それぞれ0.6, 0.4とした).

表-4. 本供試体の断面定数

	合成断面	鋼筋+鉄筋断面	鋼筋のみ
断面二次モーメント (m^4)	I_0 0.00566	I_1 0.00263	I_g 0.00173
中立軸-床版中心 までの距離(mm)	Z_0 231	Z_1 437	Z_g 500

乾燥収縮ひずみについては, A体・B体ともに通常の設計で用いられる値として, $\varepsilon_{sh}=150(\mu)$ を設定した¹⁶⁾. C体については, 膨張材の効果を考慮して, $\varepsilon_{sh}=0(\mu)$ として計算を行った¹⁶⁾. また, C体の鋼繊維の効果は, 考慮せずに計算を行うものとする. なお, 式(4)中の'0.3'については, 乾燥収縮による影響を考慮したものであるとされるが, その妥当性については各種議論^{4), 13)}がある. しかし今回は, 実験結果との比較を行うという観点から, 式(4)をそのまま用いることとした. したがって, 乾燥収縮の大きさの影響については, 今回の計算では式(9)~(11)で, ε_{sh} が最大ひずみと平均ひずみに加えられていることで, 定常ひび割れ状態の各ひずみが横軸方向に平行に変化するのみの効果となっている.

各図全体的に, 大きなひずみが生じている部分においては, 最大ひずみの計算値とほぼ同等な値となっており, 今回の実験結果においては, この計算手法および $\beta_m=0.4$ の設定でほぼ妥当な結果が得られていると考えられる. しかし, 今回の計測結果では, ひずみの大きさが大きくばらつく傾向となっており, 図-11に示すような最大ひずみとそれよりも小さなひずみがそれぞれ測定されたものと判断できるが, この結果からは厳密な平均ひずみを計算することは困難と考えられる. 一方, $\beta=0.6$ の妥当性についても, 平均ひずみを用いた検討が必要であり, 今回の計測結果のみでは妥当性を検討できないと考えられ, 今後も検討が必要である.

ひび割れ発生以降は, ひび割れ発生位置近傍のひずみ値が急激に大きくなる, いわゆるジャンプが生じるが, C体(鋼繊維)の供試体については, このジャンプがA体・B体よりも小さく, ひずみの増加挙動がなめらかになっている. これは, 鋼繊維の架橋効果によって, ひずみの急激な増大が抑えられているためと考えられる. この効果によって, 表-3のようにC体のひび割れの目視発見が遅れたと考えられる. しかし, ひび割れがある程度進展した後は, 鋼繊維の効果はほぼ無くなり, 他の供試体と同様なひずみとなっていることが分かる.

次に, 図-6のひび割れ図と, 各ひずみ計測値との関係を考察する. 表-5は, 図-8~図-10より, 各供試体のひび割れ発生に起因するひずみのジャンプを, ひび割れ別に分け, ひび割れ発生荷重とゲージの位置を示したものである. また, このひび割れ番号【I】~【IV】について, ゲージの位置か

表-5. ひび割れの番号と位置の関係
(図-8~図-10より)

	ひび割れ 番号	発生荷重(kN)	ひずみジャンプ反応位置 (断面-番号)
A 体	【I】	約200	b断面-①②, c断面-①②③
	【II】	約300	b断面-①②, c断面-①②③
	【III】	約550	d断面-①②
	【IV】	約1000	a断面-①②③
B 体	【I】	約120	b断面-②, c断面-②, d断面-①
	【II】	約120	c断面-①②③, d断面-①②
	【III】	約600	a断面-①②, b断面-①②
	【IV】	約1000	c断面-③, d断面-②
C 体	【I】	約260	a断面-①②③, b断面-①
	【II】	約400	c断面-①②③, d断面-①②
	【III】	約400	b断面-①②, c断面-③
	【IV】	約600	c断面-①②, d断面-①②

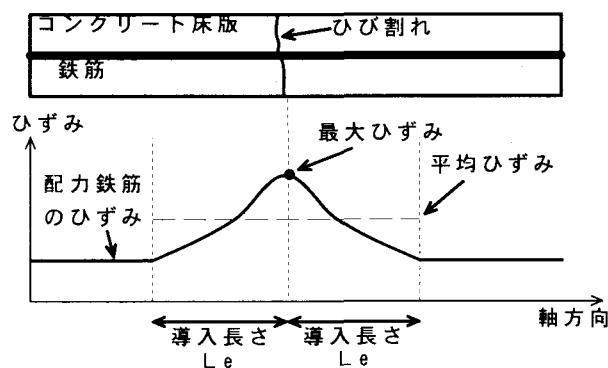


図-11. 配力鉄筋のひずみと導入長さ³⁾

ら推測できるひび割れを, 図-6に示した. 図-6および表-5より, 各ひび割れによって生じているひずみのジャンプは, ある程度整合していることが分かる. なお, 図-6において, B体, C体に, ひび割れ番号がついたもの以外にもひび割れが発生しているが, これらのひび割れは, 図-8~図-10に示した範囲よりも大きな荷重(1000(kN)以上)で, 生じたものと考えられる.

また, 表-5より, ほとんどのひび割れについて, 1本のひび割れに対するひずみのジャンプの影響は, 各ひずみ計測断面(a~d・d')の2断面の範囲に限られていることが分かる. 例えば, A体【I】のひび割れに着目すると, その影響を受けているのは, b断面, c断面であり, a断面, d断面にその影響はほとんど見られない. これは, このひび割れに対する導入長さ³⁾が, $2L_e=200(mm) \sim 300(mm)$ であ

ることを示していると考えられる。Hanswille らの研究³⁾では、この導入長さ (L_e) が最小ひび割れ間隔と一致し、図-11に示すような導入長さの2倍 ($2L_e$) が最大ひび割れ間隔 L_{max} と一致することになるが、図-6のひび割れ状況による実験結果としては、ほぼ妥当であると言える。なお、各ひび割れの導入長さとしては、B体【I】のひび割れについては、表-5ではb～d断面の範囲で影響が出ており、比較的長い導入長さとなる可能性があるが、影響しているひずみゲージの位置や図-6のひび割れ結果より、ねじれによると考えられる斜めのひび割れが原因となり、b～d断面で影響が出たと推測できる。

4. まとめ

本論文では、連続合成桁の負曲げ部分を再現した載荷実験によって、ずれ止めの差異やコンクリート材料の差異がひび割れや配力鉄筋のひずみに及ぼす影響を確認した。また、実験結果を、Hanswille らの提案する理論と比較することにより、理論的な面からの検証を行った。これらの検討より、以下の結論が得られた。

- (1) ずれ止めに孔明き鋼板ジベル (PBL) を用いた供試体は、スタッドを用いた供試体に比べて、荷重-変位関係・荷重-配力鉄筋ひずみ関係およびひび割れ発生位置については、大きな差は見られなかった。
- (2) 鋼繊維補強コンクリートを用いた供試体は、ひび割れ発生時における配力鉄筋のひずみのジャンプを抑制する効果があることが分かった。しかし、ある程度ひび割れが進展した後のひずみや、ひび割れ発生間隔については、鋼繊維補強をしないコンクリートに比べても、大きな差は見られなかった。
- (3) Hanswille らの提案しているテンションスティフニングに基づく理論における、配力鉄筋の最大ひずみ計算値は、本実験結果の最大ひずみとほぼ一致し、静的載荷試験時ではHanswille らの提案する $\beta_m=0.4$ でほぼ妥当である結果が得られた。ただし、 $\beta=0.6$ については、定量的な比較は困難であるが、鋼繊維補強コンクリートを用いた場合は、初期のひび割れの抑制効果を期待できることから、鋼繊維補強を用いない場合に比べて、大きめにとることが可能であると考えられる。

今後の検討課題としては、疲労載荷時のひび割れ発生状態の把握や疲労載荷時の β_m 設定の妥当性の検討などが挙げられる。

謝辞：本研究の一部は、国土交通省からの委託を受けて実施した「鉄道技術基準整備のための調査研究」の一環として行われたものである。本実験の供試体設計に当たっては、(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構の鈴木喜弥氏・藤原良憲氏に有益な助言をいただいた。また、実験に当たっては、早稲田大学依田研究室の佐藤健太郎氏、神谷崇氏をはじめとする、研究員の皆様に多大な協力をしていただきました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 安川義行, 稲葉尚文: 連続合成2主桁橋の設計・施工, 第4回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, 土木学会 鋼構造委員会, pp.11-24, 2001.
- 2) Hanswille, G.: Cracking of concrete mechanical models of the design rules in EUROCODE4, Conf. Report, Composite Construction in Steel and Concrete III, ASCE, pp.420-433, 1997.
- 3) Roik, K., Hanswille, G. (著), 伊藤紘一, 平城弘一 (訳): 合成桁におけるひび割れ幅の制限, 橋梁と基礎, 93-2, pp.33-40, 1993.
- 4) 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎英治: 連続合成桁の初期ひび割れ状態を考慮したひび割れ幅, 鉄筋応力算定法の一提案, 土木学会論文集, No.759/I-67, pp.283-292, 2004.
- 5) 栗田章光, 大山理, マーカス ルートナー: 二重合成連続箱桁橋の現状と課題, 第4回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, 土木学会 鋼構造委員会, pp.45-58, 2001.
- 6) 岡篤司, 大山理, Marc Rutner, 栗田章光: 二重合成連続箱桁橋におけるコンクリートのテンションスティフニングの影響, 土木学会第57回年次学術講演会, I-345, pp.689-690, 2002.
- 7) 長井正嗣, 家村剛: Hanswille 教授に聞く (インタビュー), 橋梁と基礎, Vol.34, No.11, pp.33-39, 2000.
- 8) 保坂鐵矢, 杉本一郎: 鉄道における最近の鋼・コンクリート複合橋梁, 橋梁と基礎, 2000-7, pp.31-40, 2000.
- 9) 鋼材倶楽部スチールファイバー委員会: スチールファイバーコンクリートの手引き (第3版), 鋼材倶楽部, 1998.
- 10) 神谷崇, 谷口望, 入部孝夫, 碓山晴久, 小野沢直, 依田照彦: 連続合成桁の中間支点部におけるひび割れ挙動に関する実験的検討 (その1-孔あきジベル), 土木学会第59回年次学術講演会, 2004.
- 11) 佐藤健太郎, 谷口望, 入部孝夫, 碓山晴久, 小野沢直, 依田照彦: 連続合成桁の中間支点部におけるひび割れ挙動に関する実験的検討 (その2-鋼繊維補強コンクリート), 土木学会第59回年次学術講演会, 2004.
- 12) 矢島秀治, 市川篤司, 村田清満, 北園茂喜: SRC

床版床組構造の鋼鉄道下路トラス橋への適用に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.731/ I -63, pp.283-298, 2003.

- 13) 谷口望, 依田照彦: 負曲げを受ける合成桁のひび割れに関する研究, 土木学会論文集, No.668/ I -54, pp.243-257, 2001.
- 14) 谷口望, 依田照彦: 波形鋼板ウェブを持つ合成桁の簡易曲げ解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.577/ I -41, pp.107-120, 1997.
- 15) 中本啓介, 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎英治, 細見雅生: 負曲げを受ける合成桁のひび割れ挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.49A, pp.1143-1152, 2003.
- 16) 谷口望, 西田寿生, 村田清満, 矢島秀治, 依田照彦: 鋼繊維補強合成床版の軸引張挙動に関する簡易解析, コンクリート工学論文集, 第 13 巻第 3 号, 2002.

(2004 年 9 月 17 日受付)