

ひび割れを生じた合成桁 RC 床版の鉄筋ひずみ挙動に着目した実験的研究

Experimental study on strain behavior of longitudinal reinforcement in
cracked RC slab of composite girder

坂口淳一*, 中島章典**, 鈴木康夫***

Junichi Sakaguchi, Akinori Nakajima, Yasuo Suzuki

*宇都宮大学大学院, 工学研究科情報制御システム科学専攻 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

**工博, 宇都宮大学大学院教授, 工学研究科情報制御システム科学専攻 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

***博士 (工学) 宇都宮大学助教, 工学部建設学科 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

In the hogging moment region of the continuous composite girder, cracks are caused by the tensile axial force acting on the RC slabs. Then, accurate evaluation method of the crack width of the RC slab is required to control the cracking behavior of the RC slab, and many researches dealt with this problem. In this research, the static tests of the simple-supported composite beams under the hogging moment were conducted to observe in detail the strain behavior of the reinforcement and the cracking behavior in the RC slab. As a result, the strain behavior of the longitudinal reinforcement and the cracking behavior of the slab are measured successfully, and the strain behavior of the reinforcement is discussed based on the experimental results.

Key Words : *composite girder, hogging bending, RC slab, strain behavior of reinforcement, tension stiffening of concrete*

キーワード : 合成桁, 負曲げ, RC 床版, 鉄筋のひずみ挙動, テンションスティフニング

1. はじめに

合成桁が負曲げを受けたとき, 鉄筋コンクリート床版 (以下, RC 床版と呼ぶ) には引張軸力が作用するため, コンクリートにひび割れが発生する場合がある. このとき, ひび割れから床版内へ浸入する雨水等によって生じる鋼材の腐食を原因とした, 床版の耐久性の低下が問題となる. そのため, 連続合成桁橋の中間支点部周辺においては, ひび割れが床版の耐久性の低下を引き起こさないように対策を施す必要がある.

近年, 負曲げ領域の RC 床版の設計において, 施工の省力化やコスト削減の観点でひび割れ制御設計¹⁾が取り入れられつつある. ひび割れ制御設計とは, 床版に発生するひび割れの幅が, 鋼材の腐食防止等に対して定められた許容ひび割れ幅を超えないように設計することで, 床版の耐久性を保証する設計手法である. このような背景から, 合成桁 RC 床版のためのより正確なひび割れ幅の算定手法が求められている. ひび割れ幅の算定手法の中で主流となりつつあるのが, 鉄筋とコンクリート間の付着作用によって, 鉄筋からひび割れが発生した床版コンクリートへ分担される軸力の影響をも考慮する, テンションスティフニング理論を基礎としたひび割れ幅算定手法であり, それに関連した実験^{2),3),4),5)}や理論的な検討^{6),7),8),9)}が数多く行われている.

テンションスティフニング理論において, 付着作用によって鉄筋からコンクリートへ分担される軸力の影響は, コンクリートの剛性を無視して得られる鉄筋ひずみ

の算定値から, 付着作用によってコンクリートへ分担される軸力に相当するひずみを低減させることによって考慮される. このとき, コンクリートの軸力分担による鉄筋ひずみの低減量を適切に評価するためには, ひび割れが生じた RC 床版内での鉄筋ひずみの挙動を詳細に把握する必要がある. これに対して, RC 床版の鉄筋ひずみを測定してその挙動を検討している研究事例^{2),3),5)}はあるが, 測定点の数が少ないため, これを十分に把握できていないのが現状である.

そこで本研究では, RC 床版のひび割れの進展に伴う鉄筋のひずみ挙動に関する詳細なデータ収集を目的に, 合成桁模型試験体の静的負曲げ載荷試験を行った. そして得られた結果から, ひび割れの進展に伴う鉄筋のひずみ分布の変化を示すとともに, ひずみ挙動に影響を及ぼす要因について検討した. これに加えて, 実験から得られた鉄筋のひずみ分布に基づき算出される, 付着作用によって生じる鉄筋ひずみの低減量について, ひび割れ間隔や床版の鉄筋比と関連させて検討した. また, それを現在設計に用いられている鉄筋の平均ひずみ算定式から算出される値と比較した.

2. ひび割れ幅の算定に関する理論

2.1 ひび割れ幅の算定

合成桁の RC 床版に引張軸力が作用することで生じるひび割れの幅 w は, RC 部材に用いられる理論¹⁰⁾と

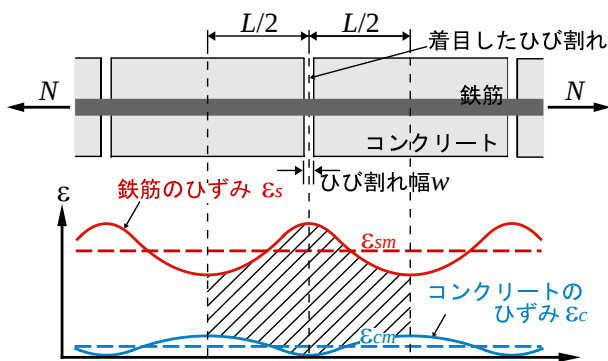


図-1 引張軸力が作用するひび割れを生じた RC 部材の鉄筋とコンクリートのひずみ分布

様に、鉄筋のひずみとコンクリートのひずみの差を、軸方向にひび割れ間隔 L の領域で積分した値として考えられている。すなわち、図-1 に示すような一軸引張を受け、間隔 L でひび割れが生じた RC 部材を考えると、着目したひび割れの幅 w は、鉄筋とコンクリートのひずみ分布図のハッチで示した部分の面積として考えられる。

設計に用いられているひび割れ幅の算定式では、これを簡単にするために、鉄筋とコンクリートのひずみはそれぞれの平均値を用いて表されている。このとき、ひび割れ幅 w は、鉄筋とコンクリートの平均ひずみの差にコンクリートの体積収縮やクリープなどの影響を考慮するためのひずみ ε'_{csd} を加えたひずみに、ひび割れ間隔 L を掛け合わせることで算出され、次式のように書き表される。

$$w = L(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} + \varepsilon'_{csd}) \quad (1)$$

ここで、コンクリートの平均ひずみ ε_{cm} は、鉄筋の平均ひずみ ε_{sm} に比べて小さく、ひび割れ幅への影響が極めて小さいことから¹⁰⁾、一般に無視されている。また、 ε'_{csd} は、コンクリート標準示方書¹¹⁾の中で 150μ と与えられている。

2.2 鉄筋のひずみ分布と平均ひずみの算定

引張軸力作用下のひび割れが発生した RC 部材の鉄筋のひずみ分布は、図-1 に示したように、ひび割れ位置では鉄筋のみが軸力を負担する。これに対して、2つのひび割れに挟まれた区間(以下、ひび割れ間と呼ぶ)では、付着作用によって鉄筋からコンクリートへ軸力が分担されるため、鉄筋とコンクリートが共同して軸力を負担することとなる。

鉄筋の平均ひずみ ε_{sm} の算定を行う際に、ひび割れ間での付着作用によって鉄筋からコンクリートへ分担される軸力の影響をも考慮するのが、テンションスティフニング理論である。安定ひび割れ状態(ひび割れが充分狭い間隔で発生し、床版に作用する引張軸力が増加しても新たなひび割れがほとんど発生せずにひび割れ幅が広がる状態⁸⁾)において、鉄筋の平均ひずみ ε_{sm} は、コ

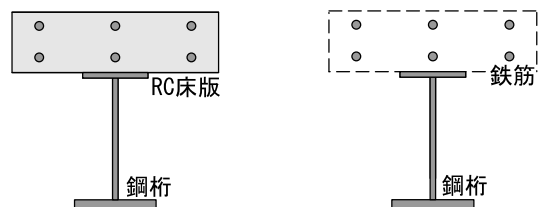


図-2-a 状態 I (全断面) 図-2-b 状態 II (鋼断面)

図-2 断面状態の定義

ンクリートがひび割れ間で平均的に分担する引張応力の程度を表す係数 β を用いて次式で表される¹²⁾。

$$\varepsilon_{sm} = \frac{M}{E_s I_{st}} y_{st} + \beta \frac{f_{ct}}{E_s \alpha_{st} \rho_s} - \beta \frac{f_{ct}}{E_s \rho_s} \quad (2)$$

ここに、

M : 断面に作用する曲げモーメント

E_s : 鋼の弾性係数

I_{st} : 状態 II の断面 2 次モーメント

y_{st} : 状態 II の中立軸から鉄筋までの距離

f_{ct} : コンクリートの引張強度

ρ_s : 床版の鉄筋比

$\alpha_{st} : (A_{st} I_{st}) / (A_{sb} I_{sb}) \quad (\alpha_{st} > 1.0)$

A_{st} : 状態 II の断面積

A_{sb} : 鋼桁のみの断面積

I_{sb} : 鋼桁のみの断面 2 次モーメント

ここで状態 II とは、理論上用いられる 2 つの断面状態のうちの 1 つであり、鋼材料のみを考慮した断面である。一方、状態 I とはコンクリートも含めた全断面の完全合成状態を仮定した断面として定義される(図-2)。なお、コンクリートの引張剛性の程度を表す係数 β は、設計基準や設計マニュアル^{13),14)}によって異なる値が採用されているのが現状である。

式(2)の鉄筋の平均ひずみの算定式は、ひび割れ位置での局所的な最大ひずみから、ひび割れ間でのコンクリートの軸力分担による鉄筋のひずみの平均的な低減量を差し引く形で記述されている。具体的には、式(2)右辺の第 1 項は、状態 II を仮定した断面に曲げモーメント M が作用したときの鉄筋に生じるひずみである。これに、コンクリートの軸力分担によって生じる床版の作用軸力の増加分を考慮するのが第 2 項である。したがって、第 1 項と第 2 項の合計が鉄筋に生じる最大ひずみ、すなわち、図-1 で鉄筋のひずみ ε_s が最大となっているひび割れ位置での鉄筋のひずみを意味する。一方、コンクリートの軸力分担によって低減される鉄筋のひずみは第 3 項のように表され、これを最大ひずみ(第 1 項 + 第 2 項)から差し引くことによって鉄筋の平均ひずみが算出される¹⁾。

このとき、係数 β 、断面形状及びコンクリートの引張強度が定まれば、ひび割れ間隔や床版に作用する軸力の

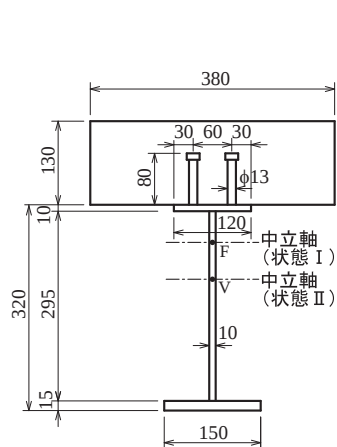


図-3-a 試験体断面図

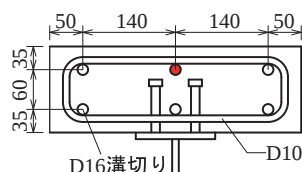


図-3-b 配筋図

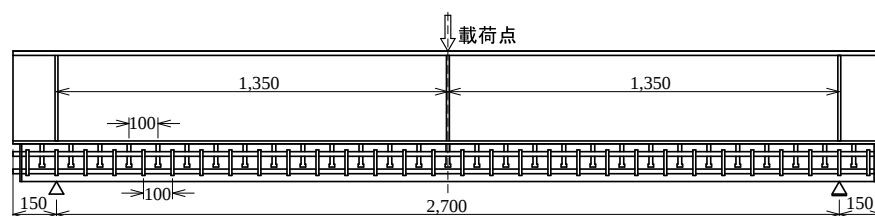


図-3-c 試験体側面図 (Type1-1)

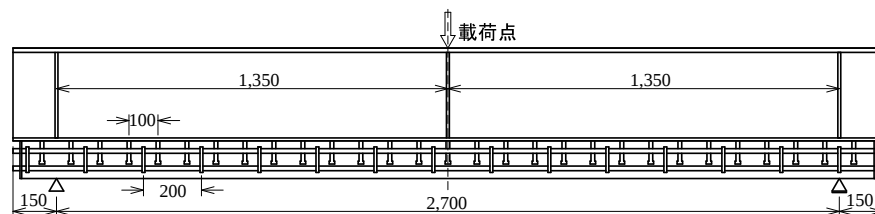


図-3-d 試験体側面図 (Type1-2)

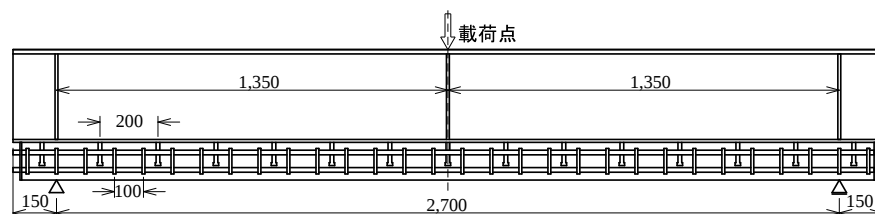


図-3-e 試験体側面図 (Type1-3)

図-3 シリーズ1 試験体 (単位 mm)

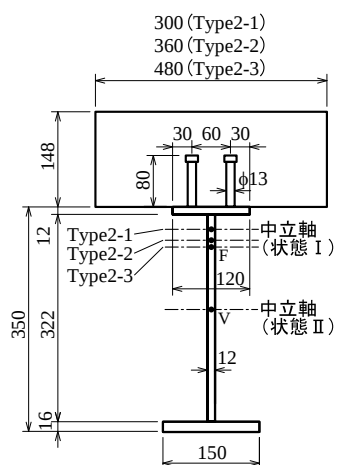


図-4-a 試験体断面図

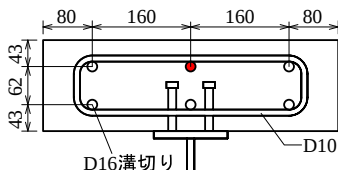


図-4-b 配筋図 (Type2-1)

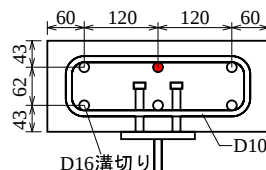


図-4-c 配筋図 (Type2-2)

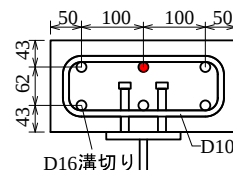


図-4-d 配筋図 (Type2-3)

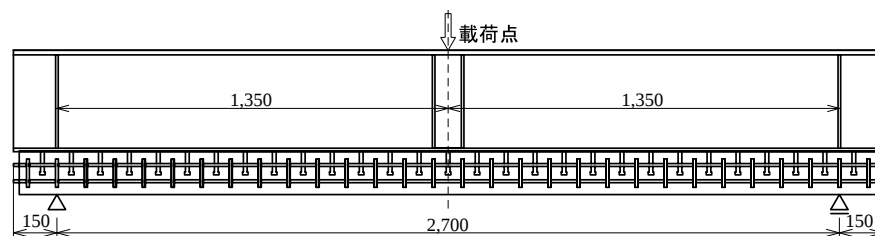


図-4-e 試験体側面図

図-4 シリーズ2 試験体 (単位 mm)

大きさに関係なく、式(2)の第2項と第3項は、一定値として算出される。しかしながら、ひび割れ間でコンクリートに分担される軸力の平均的な大きさは、ひび割れ間隔や作用軸力の大きさによって変化することが予想される。したがって、鉄筋の平均ひずみの算定において、コンクリートの寄与による鉄筋ひずみへの影響を上述のように扱うことは、実際と異なると考えられる。そこで第5章の中で、実験から得られた鉄筋のひずみ分布をもとに、これらの要因と関連させて、ひび割れ間でのコンクリートの軸力分担による鉄筋ひずみの平均的な低減量について検討を行う。

3. 実験概要

3.1 試験体

本研究で用いた試験体は、図-3及び図-4に示すような、全長3mの合成桁である。試験体の鋼桁と床版は、鋼桁の上フランジに2列に配置された頭付きスタッドによって結合されている。試験体の種類は、表-1に示すように、スタッド及びスターラップの配置間隔の異なる3種類(シリーズ1と呼ぶ)と、鉄筋比の異なる3種類(シリーズ2と呼ぶ)の合計6種類である。これら6種類

表-1 試験体の着目パラメータ

シリーズ	試験体名	スタッド間隔	スターラップ間隔	床版鉄筋比	鉄筋間隔	配筋図	側面図
1	Type1-1	100 mm	100 mm	2.0 %	140mm	図-3-b	図-3-c
	Type1-2	100 mm	200 mm	2.0 %	140mm	図-3-b	図-3-d
	Type1-3	200 mm	100 mm	2.0 %	140mm	図-3-b	図-3-e
2	Type2-1	100 mm	100 mm	1.6 %	160mm	図-4-b	図-4-e
	Type2-2	100 mm	100 mm	2.1 %	120mm	図-4-c	図-4-e
	Type2-3	100 mm	100 mm	2.5 %	100mm	図-4-d	図-4-e

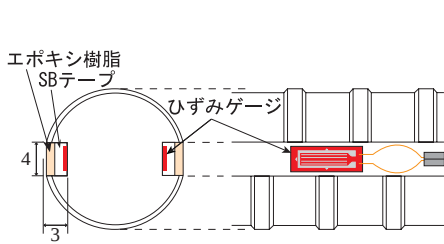


図-5 溝切り鉄筋 (単位 mm)

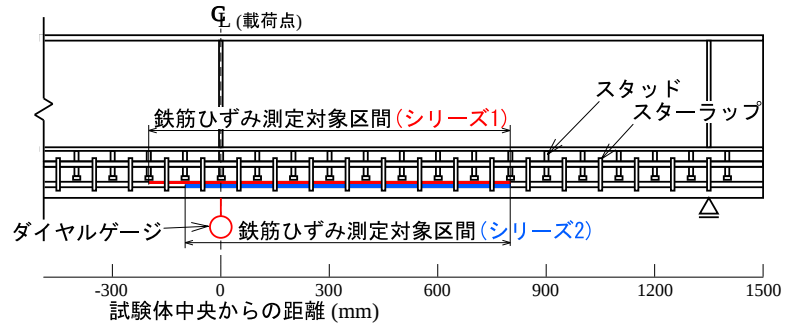


図-6 測定項目 (単位 mm)

の試験体を1体ずつ製作した。

図-3-b及び図-4-b～図-4-dの各試験体の配筋図に示したように、全ての試験体において橋軸方向鉄筋を、2段3列に合計6本配置した。このとき、シリーズ1の試験体は共通して、床版の鉄筋比は2.0%である。一方、シリーズ2の試験体は、図-4-b～図-4-dに示したように、鉄筋の桁高方向の配置位置を統一したまま、床版幅とともに、幅方向の配置間隔を変えることで鉄筋比を変化させた。したがって、シリーズ2の試験体において、状態Ⅱ (図-2-b)での断面2次モーメントは等しい。なお、試験体の橋軸方向鉄筋には、ひずみゲージを密な間隔で貼り付けるために図-5に示すようにD16異形鉄筋のリブを切削加工した溝切り鉄筋¹⁵⁾を使用し、スターラップにはD10の異形鉄筋を使用した。

図-3-a及び図-4-a中に示したように、状態Ⅰ及び状態Ⅱでの試験体断面の中立軸の位置は、実橋と同様に、いずれの状態でも鋼桁ウェブ内にある。また、シリーズ2の試験体は、鉄筋の配置本数とその配置高さを統一しているため、状態Ⅰでの中立軸の位置が試験体ごとに異なる。したがって、シリーズ2において、床版コンクリートが引張強度に達する際の曲げモーメントは、表-2に示すように、理論上、鉄筋比の大きな試験体ほど小さい。なお、表-2に示したひび割れ発生モーメントの理論値は、それぞれの試験体の状態Ⅰ断面で、RC床版の引張縁がコンクリートの引張強度に達するときの曲げモーメントであり、コンクリートの乾燥収縮の影響を考慮せずに算出した値である。一方、ひび割れ発生開始荷重とは、スパン中央位置の断面に作用する曲げモーメントが、ひび割れ発生モーメントに達する際の載荷荷重の

表-2 試験体床版コンクリートのひび割れ発生に関する理論値

試験体名	ひび割れ発生モーメント	ひび割れ発生開始荷重
Type1-1, 1-2, 1-3	46.1 (kN m)	68.3 (kN)
Type2-1	55.0 (kN m)	81.4 (kN)
Type2-2	46.2 (kN m)	68.4 (kN)
Type2-3	41.4 (kN m)	61.4 (kN)

表-3 使用材料の主な特性値

	シリーズ1	シリーズ2
橋軸方向鉄筋		
弾性係数 E_s	201 (kN/mm ²)	200 (kN/mm ²)
降伏強度 f_Y	364 (N/mm ²)	350 (N/mm ²)
コンクリート (載荷試験期間中)		
圧縮強度 f'_c	39.2 (N/mm ²)	36.9 (N/mm ²)
引張強度 f_{ct}	3.1 (N/mm ²)	3.1 (N/mm ²)
弾性係数 E_c	30.5 (kN/mm ²)	29.3 (kN/mm ²)
載荷試験日の材齢	試験体 Type1-1, 1-2, 1-3 の順に, 42, 50, 40 日	試験体 Type2-1, 2-2, 2-3 の順に, 38, 40, 36 日

大きさであり、単純支持の条件の下に算定した。

本実験に使用した、鉄筋及びコンクリートの主な材料特性値を表-3に示す。なお、床版コンクリートは普通コンクリートであり、シリーズごとに同時に打設を行った。ここに示したコンクリートの材料特性値は、載荷試験期間中に3回行った材料試験の平均値である。

3.2 荷重方法及び測定項目

荷重試験時の支点位置及び荷重点位置を、図-3-c ~ 図-3-e 及び図-4-e に示した。荷重試験時には、図に示すように試験体を上下反転させ、支点間距離が 2.7m となるよう RC 床版に支点を設けて単純支持し、鋼桁下フランジの試験体中央部に静的荷重を載荷した。荷重方法は、いずれのシリーズでも漸増繰返し荷重とした。シリーズ 1 では、それぞれのサイクルのピーク荷重を 20kN、50kN、100kN、300kN として荷重除荷（以後、それぞれを Cycle1 ~ 4 と呼ぶ）を繰返した後、試験体中央たわみが 30mm に到達するまで荷重を増加させた（以後、Cycle5 と呼ぶ）。シリーズ 2 も同様に、それぞれのサイクルのピーク荷重を 20kN、70kN、200kN、400kN として荷重除荷を繰返した後、試験体中央たわみが 30mm に到達するまで荷重を増加させた。なお、4 つの荷重・除荷サイクル (Cycle1 ~ 4) のピーク荷重は、順に、試験体をなじませるための荷重、ひび割れが発生し始める段階、ひび割れがある程度分散して発生する段階、鉄筋の降伏の直前の段階を目安に決定した。

荷重試験での測定項目は、橋軸方向鉄筋のひずみ、試験体中央たわみなどである。ひずみの測定対象とする橋軸方向鉄筋は、図-3-b 及び図-4-b ~ 図-4-d の各試験体の配筋図に、赤く記した上段中央の鉄筋である。橋軸方向の測定対象区間は、図-6 に示すように試験体中央を基準に左側を - 側、右側を + 側と定義すると、シリーズ 1 では - 200mm から + 800mm までの合計 1000mm 区間、シリーズ 2 では - 100mm から + 800mm までの合計 900mm 区間であり、その測定対象区間にひずみゲージを 25mm 間隔で鉄筋上下面に貼り付けた。なお、鉄筋に貼り付けたひずみゲージの配線は、これが床版コンクリートのひび割れになるべく影響を及ぼさないように、束にならないよう分散させて床版表面から排出した。また、試験体中央のたわみは、ダイヤルゲージ型変位計を床版表面側に設置して測定を行った。

4. 実験結果

本章では、荷重試験から得られた、たわみ、RC 床版表面のひび割れ発生状況、鉄筋のひずみ分布を示す。また、実験結果の傾向を、シリーズ及び試験体ごとに比較・考察する。

4.1 荷重 - たわみ関係

各試験体の荷重と試験体中央で測定されたたわみの関係を、シリーズごとに図-7、8 に示す。図-7 に示したシリーズ 1 の荷重 - たわみ関係を見ると、3 つの試験体の挙動はほぼ一致し、荷重開始から荷重約 350kN まではほぼ直線的に増加していることがわかる。ただし、この

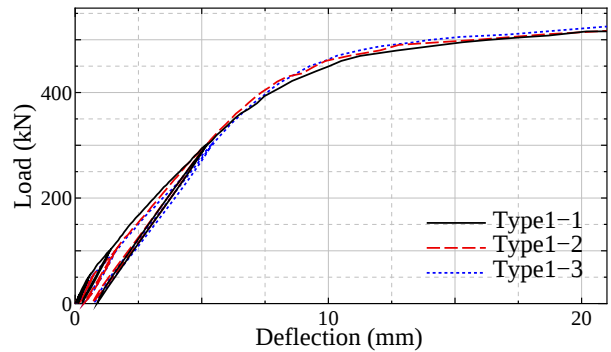


図-7 荷重 - たわみ関係 (シリーズ 1)

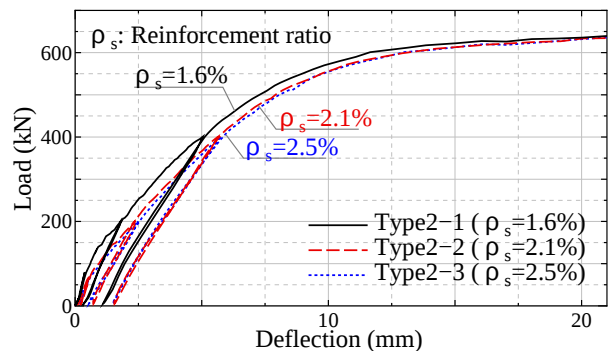


図-8 荷重 - たわみ関係 (シリーズ 2)

範囲においても、コンクリートのひび割れによる断面剛性の低下により、わずかながらたわみの増分が荷重の増加に伴い大きくなっている。そして、荷重 350kN を超えたあたりから鉄筋の降伏が始まり、それ以降、たわみは急激に増加した。

一方、図-8 に示したシリーズ 2 の荷重 - たわみ関係を見ると、その挙動はシリーズ 1 と同じ傾向にある。しかし、試験体ごとに比べると、鉄筋比の小さな試験体ほど、同じ荷重時においてたわみが小さい。このことは、図-4 に示したように、鉄筋比の小さな試験体ほどコンクリートの断面積が大きく、はりとしての剛性が大きくなるからであると考えられる。さらに、後述するように、鉄筋比の小さな試験体ほど床版コンクリートのひび割れ本数が少なかったことも影響したと考えられる。

4.2 RC 床版のひび割れ発生状況

図-9、10 に、各試験体の床版表面のひび割れ発生状況を示す。これらの図は、コンクリート表面のひび割れの進展状況の目視による記録をもとに作成したものであり、シリーズ 1 は鉄筋が降伏する直前である荷重 300kN 時、シリーズ 2 は荷重試験終了時の状況である。なお、図中の横軸の座標は、橋軸方向への試験体中央からの距離を示している。また参考として、床版内の鉄筋の配置位置を青の実線で示した。

両シリーズを通じて共通する傾向として、ひび割れ

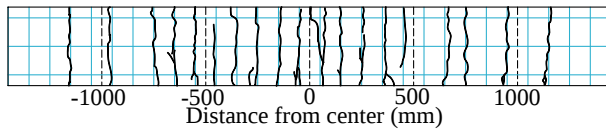


図-9-a Type1-1 (荷重 300kN 時)

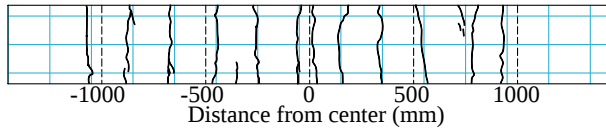


図-9-b Type1-2 (荷重 300kN 時)

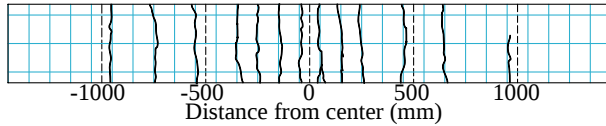


図-9-c Type1-3 (荷重 300kN 時)

図-9 床版の表面のひび割れ発生状況 (シリーズ 1)

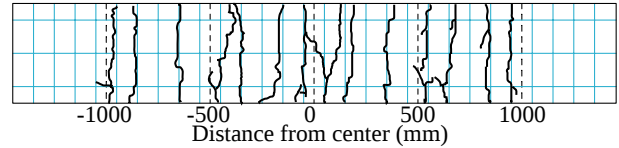


図-10-a Type2-1 (載荷試験終了時)

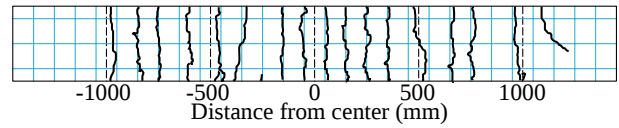


図-10-b Type2-2 (載荷試験終了時)

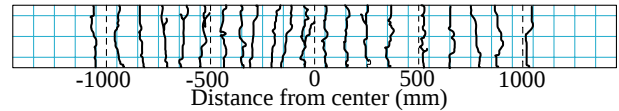


図-10-c Type2-3 (載荷試験終了時)

図-10 床版の表面のひび割れ発生状況 (シリーズ 2)

は、スターラップの近傍で橋軸直角方向に床版断面を横断して発生している。この要因として、スターラップ周辺での剛性の変化によって、軸方向の応力の流れが不均質となることから、スターラップとコンクリート界面の剥離や、応力集中によるコンクリートの内部ひび割れを起点として、ひび割れが発生するためと考えられる。さらに、スターラップ下面のブリージング水の影響、あるいは、スターラップに沿った沈下ひび割れの発生によって、その近傍には潜在的な欠陥が存在していたためと考えられる。また、既往の研究¹⁶⁾で、かぶりが高さいほどブリージングの影響が顕著に表れ、鉄筋近傍でひび割れが発生し易くなることが指摘されている。したがって、本研究での試験体の鉄筋のかぶりが、シリーズ1で17mm、シリーズ2で25mmと小さいことも、スターラップの配置位置とひび割れ位置の間に強い相関が表れた要因と考えられる。このように、ひび割れが橋軸直角方向に配置した配筋に沿って発生する傾向は、他の実験的研究でも報告されている³⁾。また、橋軸直角方向に配された鉄筋による影響は実橋においても存在し、ひび割れ間隔は床版の主筋(床版の橋軸直角方向に配置される鉄筋)の間隔に対応していることが指摘されている¹⁷⁾。ただし、実橋梁では、本研究の試験体に比べて大きなかぶりが確保されることから、鉄筋の配置位置とひび割れ位置の間に、本実験で見られたほどの強い相関は現れない可能性がある。

スタッドの配置間隔のみが異なる試験体 Type1-1 と Type1-3 のひび割れ発生状況(図-9-a, 9-c)を比較すると、試験体 Type1-3 のひび割れの発生本数は少ないことがわかる。その要因の1つとして、スタッドの配置間隔の相違による合成作用の差が考えられる。一般的に知られているように、スタッドの配置間隔が広いほど、床版と鋼桁間の合成作用が低下するため、床版に作用す

る軸力は小さくなる。したがって、試験体 Type1-3 では、床版に作用する軸力が比較的に小さかったために、ひび割れの発生本数が少なくなったものと考えられる。

次に、鉄筋比をパラメータとしたシリーズ2の各試験体のひび割れ発生状況を示した図-10を見ると、鉄筋比の大きな試験体ほど、ひび割れが狭い間隔で発生していることがわかる。その要因の1つとして、図-4-aに示したように鉄筋比の大きな試験体ほど、状態Iを考えたときの断面の中立軸の位置は床版引張縁から離れた位置にあるためと考えられる。この場合、同じ曲げモーメント作用下では、鉄筋比のより大きな試験体ほど、より大きな引張応力が床版引張縁に作用することとなるため、ひび割れが発生しやすい。もう1つの要因として、コンクリートによって負担される軸力は、鉄筋比が大きいほど、より少ないコンクリート断面によって負担されることが挙げられる。すなわち、隣接するひび割れ間で、鉄筋とコンクリート間の付着作用によってある量の軸力がコンクリートに分担されたとすると、鉄筋の断面積が同じであれば、鉄筋比が大きいほど軸力はより小さなコンクリート断面で負担されることとなる。このとき、コンクリートに作用する引張応力は大きくなり、引張強度に達しやすくなるため、多くのひび割れが発生すると考えられる。

4.3 橋軸方向鉄筋のひずみ分布

載荷開始から鉄筋の一部に降伏が見られる荷重段階までの範囲の、荷重 10kN ごとの鉄筋のひずみ分布を、試験体ごとに図-11, 12に示した。分布曲線は荷重 50kN ごとに黒の実線で、それ以外はグレーの実線で描いた。図中で、縦軸は鉄筋のひずみを、横軸はひずみの測定位置を試験体中央からの距離によって表している。また

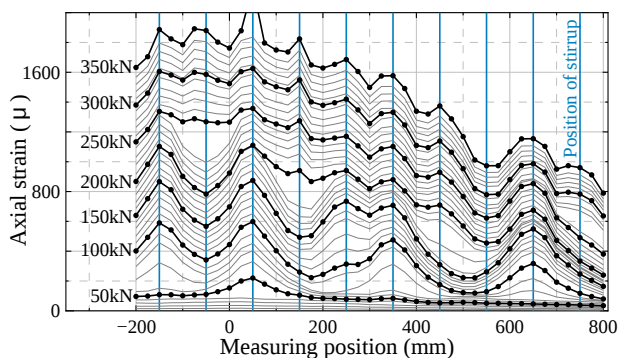


図-11-a Type1-1

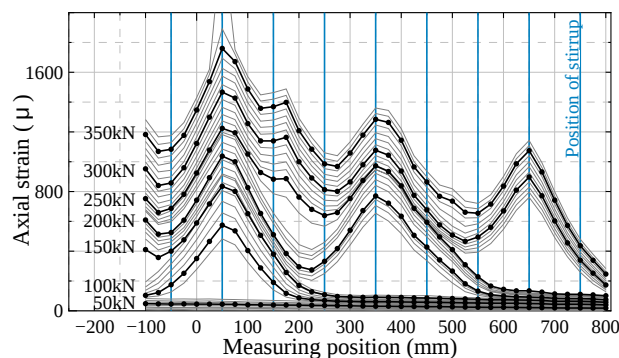


図-12-a Type2-1

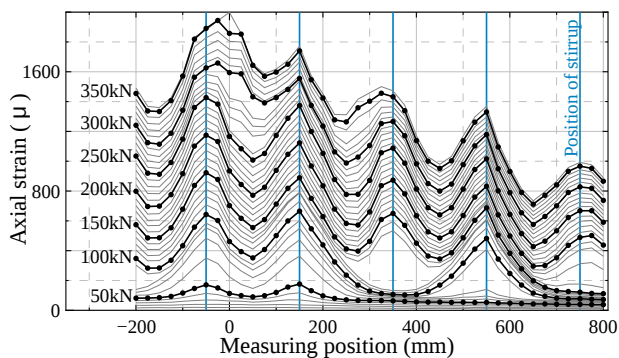


図-11-b Type1-2

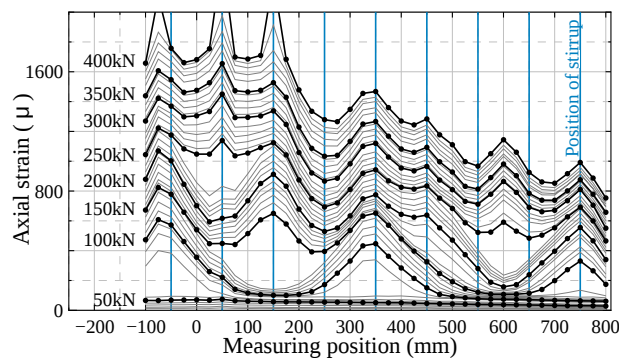


図-12-b Type2-2

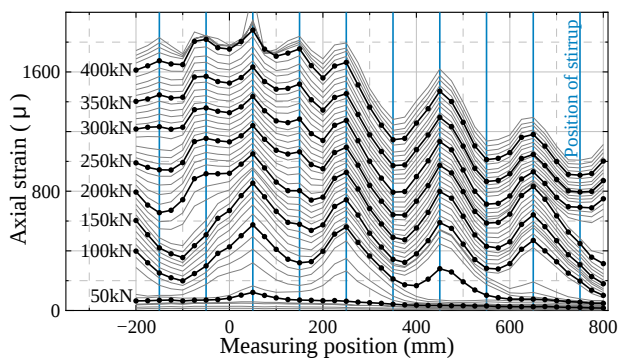


図-11-c Type1-3

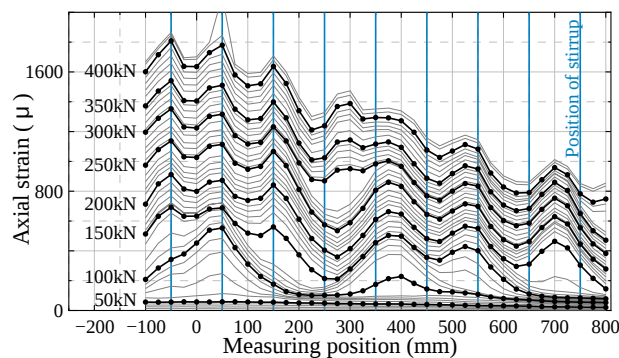


図-12-c Type2-3

図-11 橋軸方向鉄筋のひずみ分布 (シリーズ1)

図-12 橋軸方向鉄筋のひずみ分布 (シリーズ2)

参考として、スターラップの配置位置を青の実線で示した。なお、図に示した各荷重段階でのひずみ分布は、荷重サイクル全体 (Cycle1 ~ 5) で、初めてその荷重が試験体に載荷された際の分布のみを描いており、除荷・再載荷時のひずみ分布は省略した。

両シリーズのひずみ分布を通じて共通する傾向として、コンクリートにひび割れが発生した位置で、鉄筋のひずみは極大値を示している。このことは先に述べたように、ひび割れ断面において床版に作用する引張軸力は鉄筋のみで負担されるためである。したがって、新たにひび割れが発生すると、例えば、図-11-aの50mm位置周辺の荷重40 ~ 60kNのように、ひび割れ周辺の鉄筋のひずみは急激に増加し、ひび割れ位置に新たな極大値を示す。そして、ひび割れが床版を貫通、すなわち、ひび割れ位置の断面の状態が図-2に示した状態Ⅰから状態Ⅱへ遷移し終わると、図-11-aの50mm位置周辺

の荷重60kN以降のように、ひび割れ位置周辺でのひずみの急激な増加は終了し、荷重段階間でのひずみの増分は再びほぼ一定となる。

シリーズ1で、ひび割れが比較的広い間隔で発生した試験体 Type1-2 では、例えば、図-11-bの荷重250kNのように、ひび割れ間での付着作用によって、より多くの軸力がコンクリートに分担され、鉄筋のひずみ分布は深くたわんでいる。これに対して、狭い間隔でひび割れが発生した試験体 Type1-1 の鉄筋のひずみ分布は、例えば、図-11-aの荷重250kNのように、細かく波を打っていることがわかる。

次に、スタッドの配置間隔の広い試験体 Type1-3 のひずみ分布 (図-11-c) を見ると、載荷位置 (試験体中央部) 周辺で、シリーズ1の他の2体の同じ荷重段階と比較して、ひずみが小さい値となっている。その影響として、鉄筋の降伏が初めて確認できる荷重は、試験体

Type1-1 と Type1-2 で、それぞれ 350kN と 360kN であるのに対して、試験体 Type1-3 では 400kN を超えている．ここで指摘したひずみが小さくなる現象は、試験体 Type1-3 に 200mm 間隔で配置されたスタッド間に、約 100mm 間隔でひび割れが発生した範囲、具体的には、試験体中央から -200mm から 250mm の範囲と一致している．この現象に対する明確な理由が現状では説明できないため、今後の検討課題とする．

シリーズ 2 の試験体の鉄筋のひずみ分布を比較する．鉄筋比の小さな試験体 Type2-1 のひずみ分布図 (図-12-a) では、例えば、50mm の位置のように、ひび割れが発生すると、その周辺で、10kN 程度の少ない荷重増分の間にひずみが急激に増加している．これとは対照的に、ひび割れが狭い間隔で発生した鉄筋比の大きな試験体 Type2-3 のひずみ分布図 (図-12-c) を見ると、例えば、50mm の位置のように、ひび割れ発生時には、その周辺でひずみは比較的ゆっくりと増加する傾向が見られた．

5. コンクリートの軸力分担による鉄筋ひずみの低減

本章では、RC 床版のひび割れ間で、付着作用によって鉄筋からコンクリートへ軸力が分担されることで生じる鉄筋ひずみの低減量について検討する．ここでは、鉄筋ひずみの低減量を、実験から得られたひずみ分布に基づいて算出し、これを鉄筋の作用応力やひび割れ間隔、鉄筋比と関連させて考察する．

5.1 ひび割れ間でのコンクリートの軸力分担による鉄筋ひずみの平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ の定義と算定方法

2 つの隣接したひび割れ間において、鉄筋のひずみ分布は図-13 に示すように下に凸の形状を描く．そこで、図-11, 12 に示した各試験体の鉄筋のひずみ分布の、隣接する 2 つの極大値によって形成される区間ごとに、鉄筋の平均ひずみ ε_{sm} と最大ひずみ ε_{max} を算出した．このとき、本実験の載荷方法は 3 点曲げであり曲げモーメント分布は勾配を持っていることを考慮するために、鉄筋の最大ひずみ ε_{max} は図-13 に示すように、その対象区間の両端 (図中の A 点と B 点) のひずみ測定値の平均値とした．また、平均ひずみ ε_{sm} はその区間内にある全てのひずみ測定値の平均値として算出した．本章では、このようにして求められる鉄筋の最大ひずみ ε_{max} と平均ひずみ ε_{sm} の差として定義される、ひび割れ間でのコンクリートの軸力分担による鉄筋ひずみの平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ について検討する．ここで、 $\Delta\varepsilon$ は次のように記述される．

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{max} - \varepsilon_{sm} \quad (3)$$

ところで、鉄筋の平均ひずみの算定式 (2) の中では、コンクリートの軸力分担によって低減される鉄筋ひずみは

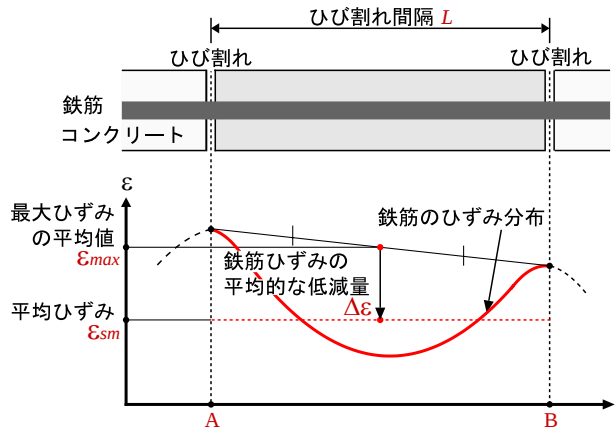


図-13 隣接する 2 つのひび割れ間の鉄筋のひずみ分布と鉄筋の最大ひずみ ε_{max} 、平均ひずみ ε_{sm} 、ひずみ低減量 $\Delta\varepsilon$

右辺第 3 項のように記述されている．すなわち、 $\Delta\varepsilon$ は鉄筋の平均ひずみの算定式 (2) に基づくと、次式から算出される．

$$\Delta\varepsilon = \beta \frac{f_{ct}}{E_s \rho_s} \quad (4)$$

ここで、上式を変形すると、コンクリートの引張剛性の程度を表す係数 β は次のように記述される．

$$\beta = \frac{\rho_s E_s \Delta\varepsilon}{f_{ct}} = \frac{\Delta\sigma_c}{f_{ct}} \quad (5)$$

上式から、係数 β は、コンクリートの引張強度 f_{ct} に対する、ひび割れ間でコンクリートに作用する平均的な引張応力 $\Delta\sigma_c$ の比を表す指標であることがわかる．

なお、ひび割れ間でコンクリートに作用する平均的な引張応力 $\Delta\sigma_c$ は、式 (5) より、 $\Delta\sigma_c = \rho_s E_s \Delta\varepsilon$ である．この関係式は、鉄筋比 ρ_s が、コンクリートの断面積 A_c に対する鉄筋の断面積 A_s の比 ($=A_s/A_c$) であるので、 $\Delta\sigma_c \cdot A_c = E_s \Delta\varepsilon \cdot A_s$ と書き換えられる．上記の関係は、コンクリートの平均的な分担軸力と鉄筋に作用する軸力の平均的な低減量の釣合いを意味する．

5.2 ひび割れ間での鉄筋の最大ひずみと鉄筋ひずみの平均的な低減量の関係

ここでは、鉄筋の最大ひずみ ε_{max} と式 (4) によって算出される鉄筋ひずみの平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ の関係について検討する．図-11, 12 に示した鉄筋のひずみ分布に基づいて得られる、隣接するひび割れ間での鉄筋ひずみの平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ と鉄筋の最大ひずみ ε_{max} の関係を、シリーズごとに図-14, 15 に示す．この図で、縦軸に示した最大ひずみ ε_{max} は、先に述べたように、両端のひび割れ位置でのひずみの平均値であり、これが大きくなるほど鉄筋に作用する軸力が大きく、したがって床版に作用する軸力が大きいことを意味する．図中に描か

れたそれぞれの $\varepsilon_{max}-\Delta\varepsilon$ 関係は、ひずみの測定区間内において、図-13のA-B点間のような2本のひび割れに挟まれる1つの区間が成立してから、その区間内(A-B点間)に新たなひび割れが発生することで分断されるか、あるいはひび割れ位置(A点あるいはB点)の鉄筋に降伏が見られるまでの挙動を描いた。また、これらの関係曲線は、隣接するひび割れの間隔に対応させて、4つの範囲に分類して4色で描いた。

両シリーズの $\varepsilon_{max}-\Delta\varepsilon$ 関係に共通して見られる傾向として、ひび割れ間隔が同じであれば試験体によらず $\Delta\varepsilon$ は同程度の値となっており、かつ、ひび割れ間隔が狭いほど $\Delta\varepsilon$ は小さい。このことから、鉄筋からコンクリートへの軸力分担による鉄筋ひずみの平均的な低減量は、ひび割れ間隔に大きく依存すると言える。

また、 $\varepsilon_{max}-\Delta\varepsilon$ 関係は、最大ひずみ ε_{max} が大きくなるにつれて、鉄筋ひずみの平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ は増加する傾向にあり、その傾向は、図中の青線や緑線などひび割れ間隔が広いほど顕著である。このことから、ひび割れ間隔を一定と仮定すれば、鉄筋に作用する応力が大きいほど、鉄筋からコンクリートへの軸力分担が大きくなると言える。したがって、ひび割れ間隔が一定ならば、床版に作用する軸力が大きいほど、コンクリートの軸力分担が大きくなると考えられる。

次に、シリーズ1の平均的な鉄筋ひずみの低減量 $\Delta\varepsilon$ を、式(4)から算出される値と比較する。表-3に示した材料試験から得られたコンクリートの引張強度 f_{ct} と鉄筋の弾性係数 E_c 、鉄筋比 $\rho_s=2.0\%$ を代入して算出される値を、 β を0.1から0.6の範囲で図-14中に破線で記した。図からわかるように、式(4)から求められる計算値は、鉄筋の最大ひずみ ε_{max} によらず一定値となる。図に描かれた $\varepsilon_{max}-\Delta\varepsilon$ 関係と式(4)から算出された値を比べると、ひび割れ間隔約200mm前後の場合(図中の赤線)の低減量 $\Delta\varepsilon$ が、現在設計に採用される β の値として主流になりつつある $\beta=0.2$ の場合の算定値と同程度となることがわかる。また、今回の実験からは、ひび割れ間隔が100mm前後の比較的狭い場合には、最大ひずみ ε_{max} が 800μ 以上という比較的大きなひずみレベルでのデータしか得られていないが、図から、ひび割れ間隔が100mm前後ではほとんどコンクリートの引張剛性は期待できず、係数 β に換算すると0.1を下回ることが予想される。

ただし、ここで用いたひずみ分布に基づく鉄筋の最大ひずみ ε_{max} の算定方法では、鉄筋の極大値の測定位置とひび割れの位置が必ずしも一致していないことにより、 ε_{max} を実際よりも小さく評価している可能性がある。このことにより、 $\varepsilon_{max}-\varepsilon_{sm}$ として評価される $\Delta\varepsilon$ も実際よりも小さく算出されることを考えると、実際の $\Delta\varepsilon$ は、図-14、15に描かれたものよりも若干大きく、関係曲線は右上にシフトするものと考えられる。

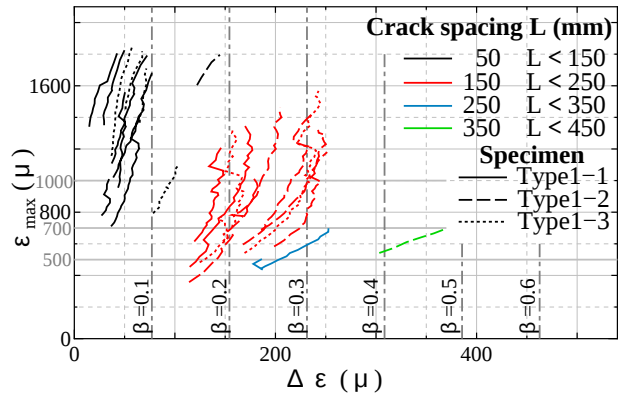


図-14 隣接するひび割れ間での鉄筋の最大ひずみ ε_{max} と平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ の関係 (シリーズ1)

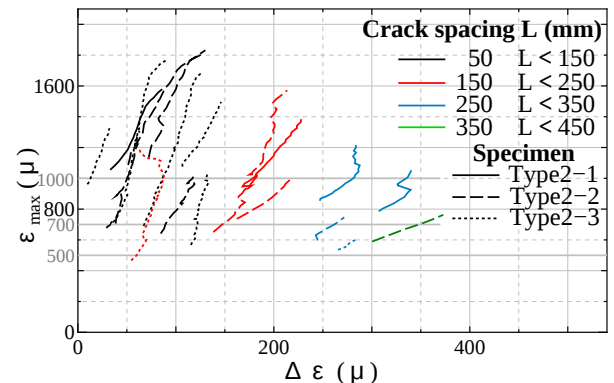


図-15 隣接するひび割れ間での鉄筋の最大ひずみ ε_{max} と平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ の関係 (シリーズ2)

5.3 ひび割れ間での鉄筋ひずみの平均的な低減量に対するひび割れ間隔の影響

先に述べたように、ひび割れ間での鉄筋ひずみの平均的な低減量は、RC床版のひび割れ間隔に依存する傾向が見られた。そこで、ひび割れ間隔 L と鉄筋ひずみの平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ の関係について検討する。図-14、15に示した $\varepsilon_{max}-\Delta\varepsilon$ 関係は、鉄筋の最大ひずみ ε_{max} に応じてひずみの平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ の大きさが変化する。そこで、ひび割れ位置で生じている鉄筋の最大ひずみ ε_{max} が 1000μ 、 700μ 、 500μ の3段階における、ひずみの平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ とひび割れ間隔 L を抽出して検討を行うこととした。これらのひずみレベルを弾性係数 200kN/mm^2 を用いて応力に換算すると、 1000μ 、 700μ 、 500μ がそれぞれ200、140、 100N/mm^2 に相当する。なお、 140N/mm^2 は、道路橋示方書¹⁸⁾に規定される鉄筋の許容引張応力度に相当する。

ひび割れ間での鉄筋ひずみの最大値である ε_{max} が、上記3段階のひずみレベルに対応する場合の、ひび割れ間での鉄筋の平均的なひずみ低減量 $\Delta\varepsilon$ とひび割れ間隔 L の関係を図-16に示した。図中に各マークでプロットした $\Delta\varepsilon$ は、図-14、15に示した $\varepsilon_{max}-\Delta\varepsilon$ 関係で、

ε_{max} が上記 3 段階のひずみレベル時の値に対応している。図から、各ひずみレベルの $\Delta\varepsilon$ - L 関係は、ばらつきが見られるものの、直線上に分布しており、かつ、ひび割れ間隔 L が広いほど $\Delta\varepsilon$ が大きくなっている。このことから、ひび割れ間での鉄筋ひずみの平均的な低減量と床版のひび割れ間隔の関係は線形的であり、ひび割れ間隔が広いほど鉄筋ひずみの平均的な低減量は増加するとと言える。

そこで、3 段階のひずみレベルに対応する $\Delta\varepsilon$ - L 関係に対して、最小 2 乗法による回帰直線を求め、図-16 中に回帰直線とその式を記した。これらの回帰直線を比較すると、任意のひび割れ間隔 L において、ひずみレベルが大きいほど $\Delta\varepsilon$ は大きくなることがわかる。このことは、図-14, 15 に示した ε_{max} - $\Delta\varepsilon$ 関係で、 ε_{max} が大きいほど $\Delta\varepsilon$ が増加することと対応している。このように、ひずみレベルに応じて $\Delta\varepsilon$ - L 関係は異なる直線として近似されることが実験結果から確認された。ただし、ひび割れ間での鉄筋ひずみの低減量は鉄筋とコンクリート間の付着状態の影響を受けることが予想され、 $\Delta\varepsilon$ - L 関係の回帰直線の傾きは、これらの要因によっても変化すると考えられる。

また、式 (4) において、鉄筋比 ρ_s を 2.0%，係数 β を 0.2 または 0.4 とした場合の $\Delta\varepsilon$ の算定値を図中に 1 点鎖線で記した。式 (4) から得られる値は、ひび割れ間隔に関わらず一定値となることから、算定式 (4) は実際の挙動を適切に考慮できていないと言える。また、この算定値と実験結果を比較すると、ここで取り上げたひずみレベルにおいては、ひび割れ間隔 200mm 程度で、係数 $\beta=0.2$ による算定値に対応していることが確認される。

ただし、本研究の試験体には、一般に実橋で用いられる鉄筋に比べて細い D16 の鉄筋を用いているため、鉄筋の単位長さあたりの表面積が小さい。したがって、実橋の橋軸方向鉄筋として用いられる D22 程度の鉄筋に比べて付着作用に寄与する面積が少なく、鉄筋からコンクリートへの軸力分担が少ないと考えられる。そのため、D22 程度の鉄筋を用いた場合には、本研究の実験結果に比べて大きな低減量 $\Delta\varepsilon$ が期待できる可能性がある。

5.4 ひび割れ間での鉄筋ひずみの平均的な低減量に対する鉄筋比の影響

床版の鉄筋比を変化させたシリーズ 2 の鉄筋ひずみの平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ の挙動に基づいて、床版の鉄筋比がコンクリートの軸力分担に及ぼす影響を検討する。先に述べたように、図-14, 15 に示した ε_{max} - $\Delta\varepsilon$ 関係は、鉄筋の最大ひずみ ε_{max} に応じてひずみの平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ の大きさが変化する。ここでは、個々の ε_{max} - $\Delta\varepsilon$ 関係曲線について、ひび割れ間での鉄筋ひずみの平均的

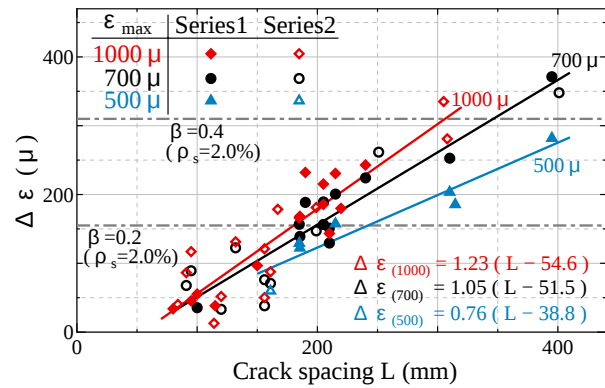


図-16 隣接するひび割れ間での平均的なひずみ低減量 $\Delta\varepsilon$ とひび割れ間隔 L の関係

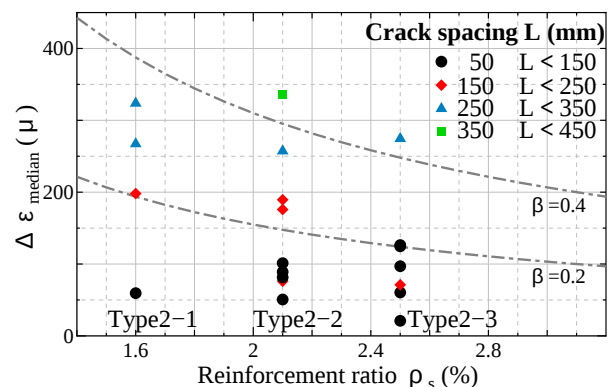


図-17 隣接するひび割れ間での平均的なひずみ低減量 $\Delta\varepsilon$ の中央値と床版の鉄筋比 ρ_s の関係

な低減量 $\Delta\varepsilon$ の代表値として、その中央値 $\Delta\varepsilon_{median}$ を算出し、これを用いて鉄筋ひずみの低減量に対する鉄筋比の影響を検討する。図-17 に、床版の鉄筋比 ρ_s と鉄筋ひずみの平均的な低減量の中央値 $\Delta\varepsilon_{median}$ の関係を示す。図中にマークでプロットした $\Delta\varepsilon_{median}$ - ρ_s 関係は、ひび割れ間隔 L に対応させて 4 つの範囲に分類して、4 色で記した。また図中には、式 (4) による算定値を、 $\beta=0.2, 0.4$ 場合について記した。

実験結果はデータの個数が少なくばらつきが見られるものの、ひび割れ間隔が同程度ならば、鉄筋比に関わらず $\Delta\varepsilon_{median}$ は同程度の値となっている。このことは、ひび割れ間での付着作用による鉄筋からコンクリートへの軸力分担は、鉄筋比に依存しないことを意味している。鉄筋ひずみの平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ が鉄筋比に依存しない理由は、任意のひび割れ間隔において、鉄筋からコンクリートへの軸力分担の程度は、付着作用が生じる鉄筋とコンクリートの接触面での応力伝達によって定まるためと考えられる。すなわち、鉄筋径 (鉄筋周長) や付着作用の大きさが定まれば、ひび割れ間隔において鉄筋からコンクリートへの軸力分担が定まり、鉄筋ひずみの平均的な低減量 $\Delta\varepsilon$ は鉄筋比とは無関係に定まるものと考えられる。

このように、ひび割れ間での付着作用による鉄筋からコンクリートへの軸力分担は、鉄筋比に依存しないことが実験結果に見られたが、図中に示したように、 $\Delta\varepsilon$ の算定式(4)から求められる算定値は、鉄筋比の増加に反比例して小さくなる。式(4)による $\Delta\varepsilon$ の算定値が鉄筋比によって変化するのは、係数 β を一定値とした取扱いに問題があるためであると考えられる。すなわち、式(5)に示したように、係数 β は、理論的には鉄筋比 ρ_s の関数であるため、これを鉄筋比に関係無く定数として扱うことは、正確ではない。したがって、 $\Delta\varepsilon$ の算定式(4)においては、係数 β を一定値として取扱うのではなく、係数 β を鉄筋比 ρ_s で除した値(β/ρ_s)を一定値として扱うことが妥当であると考えられる。

6. まとめ

本研究では、引張軸力によってコンクリートにひび割れが生じたRC床版内の、鉄筋のひずみ挙動を詳細に調べるために、スタッド及びスターラップの配置間隔や鉄筋比をパラメータとした合成桁模型試験体を製作し、単純支持、集中荷重による静的負曲げ載荷試験を行った。そして、実験から得られた、床版コンクリートのひび割れ状況や鉄筋ひずみの詳細な測定結果から、

1. RC床版のひび割れは、スターラップ近傍で橋軸直角方向に横断して発生し、その発生間隔はスターラップの配置間隔に対応する傾向が見られた。
2. 鉄筋比の異なる試験体のひび割れ間隔を比較すると、床版のひび割れ間隔は、鉄筋比の大きな試験体ほど、狭くなる傾向が見られた。また、床版-鋼桁間に配置されたずれ止めの配置間隔が異なる試験体を比較すると、ずれ止めの間隔が広い試験体でひび割れの発生間隔が広がる傾向が見られた。
3. 溝切り加工を施した異形鉄筋に密な間隔でひずみゲージを貼付け、床版内の橋軸方向鉄筋のひずみを詳細に測定することで、ひび割れの進展に伴う鉄筋のひずみ分布の変化を確認した。

また、実験から得られた鉄筋のひずみ分布から、隣接するひび割れ間ごとにひずみ分布を抽出し、ひび割れ間で鉄筋とコンクリートの付着作用によって生じる鉄筋ひずみの平均的な低減量について検討した結果から、

4. 付着作用によって鉄筋からコンクリートへ軸力が分担されることで生じる鉄筋ひずみの低減量は、ひび割れ間隔に依存し、これと線形関係にあることが確認された。
5. 付着作用によって生じる鉄筋ひずみの平均的な低減量は、ひび割れ位置に生じているひずみの大きさの影響を受け、ひび割れ間隔を一定と仮定すれば、ひび割れ位置のひずみが大きいほど、ひび割れ間での

平均的な低減量も大きくなることが確認された。

6. 鉄筋ひずみの平均的な低減量に対する床版の鉄筋比の影響を検討した結果、本実験の範囲内(鉄筋比1.6%～2.5%)において、鉄筋比は鉄筋ひずみの平均的な低減量に影響しないことが確認された。

7. 今後の課題

本研究の結果から、コンクリートへの軸力分担による鉄筋ひずみの平均的な低減量は、ひび割れ間隔と線形関係にあることが確認された。一方で、現在設計に用いられている鉄筋の平均ひずみの算定式においては、ひび割れ間での鉄筋ひずみの平均的な低減量はひび割れ間隔とは無関係に考えられており、コンクリートの軸力分担による影響を適切に考慮できていない。したがって、設計に用いられる鉄筋の平均ひずみの算定式に、ひび割れ間隔の影響を適切に取り入れることは、より正確な鉄筋の平均ひずみの算定に繋がると考えられる。そのためには、ひび割れ間隔と鉄筋ひずみの低減量の関係を定量的に把握する必要がある。ひび割れ間隔と鉄筋ひずみの低減量の関係の定量化には、実験的には、合成桁の載荷試験や鉄筋コンクリートの両引き試験等を、解析的には、鉄筋とコンクリート間の付着をも考慮したシミュレーションを行うことで、基礎データを蓄積することが重要となる。

参考文献

- 1) 中園明広, 安川義行, 稲葉尚文, 橋吉宏, 秋山洋, 佐々木保隆: PC床版を有する鋼連続合成2主桁橋の設計法(上) - 連続合成桁における中間支点部の設計 -, 橋梁と基礎, Vol.36, No.2, pp.27-35, 2002.
- 2) 谷口 望, 池田 学, 碓山晴久, 入部孝夫, 小野沢直, 依田照彦: 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, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.1459-1469, 2005.
- 3) 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, Vol.49A, pp.1143-1152, 2003.
- 4) 神谷 崇, 谷口 望, 碓山晴久, 依田照彦: 繰り返し荷重を受ける連続合成桁中間支点部のひび割れ挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.63 No.1, pp.25-34, 2007.
- 5) 坂本純男, 橋本果耶, 大山 理, 栗田章光: プレストレスしない連続合成桁橋の中間支点部の設計法, 第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.33-40, 2003.
- 6) 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, Vol.27, No.2, pp.33-40, 1993.
- 7) 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎英治: 連続合成桁の各種ひび割れ幅算定法とその相違に関する一提案, 土木学会論文集, No.710/I-60, pp.427-437, 2002.
- 8) 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.
- 9) 奥井義昭, 本田卓士, Khan, Q., 長井正嗣: 連続合成桁のひび割れ幅算定のための床版有効幅推定式の提案, 土木学会論文集, No.780/I-70, pp.155-163, 2005.
- 10) 角田与史雄: 鉄筋コンクリートの最大ひび割れ幅, コンクリートジャーナル, Vol.8, No.9, pp.1-10, 1970.
- 11) 土木学会: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], pp.100-102, 2002.
- 12) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書 [設計編], pp.266-267, 2007.
- 13) Hanswille, G. : Cracking of concrete, Mechanical model of the design rules in EUROCODE4, Conf.Report, Composite Construction in Steel and Concrete III . ASCE, pp.420-433, 1997.
- 14) (財) 高速道路技術センター: PC 床版連続合成 2 主桁橋の設計, 施工マニュアル, 2002.
- 15) 佐藤良一, 氏家 勲, 鈴木雅博, 北条泰秀: 鉄筋コンクリート曲げ部材の長期変形挙動およびその解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.27-41, 1999.
- 16) 杉山隆文, 辻 幸和, 橋本親典, 黒岩俊之: 鉄筋コンクリートの沈下ひび割れの発生要因とその対策に関する基礎研究, 土木学会論文集, No.557/V-34, pp.101-109, 1997.
- 17) 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.
- 18) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, pp.251-252, 2002.
- (2008 年 1 月 18 日 受付)