

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

Experimental study on cracking of composite girders under hogging bending moment

中本啓介*, 長井正嗣**, 奥井義昭***, 岩崎英治****, 細見雅生*****

Keisuke NAKAMOTO, Masatsugu NAGAI, Yoshiaki OKUI, Eiji IWASAKI, Masao HOSOMI

*工修, 駒井鉄工株式会社, 技術研究室 (〒293-0011 千葉県富津市新富 33-10)

**工博, 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡 1603-1)

***博士(工学), 埼玉大学助教授 工学部建設工学科 (〒338-8570 埼玉県さいたま市下大久保 255)

****博士(工学), 長岡技術科学大学助教授 工学部環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡 1603-1)

*****博士(工学), 駒井鉄工株式会社, 技術研究室 (〒293-0011 千葉県富津市新富 33-10)

This paper describes experimental results of composite girders under hogging bending moment. The reinforcement ratio, the number of studs, the pitch of transverse reinforcing bar and the chemical pre-stress are chosen as parameters, and their effect on crack initiation behavior is explored. Employing the theoretical approach proposed by Hanswille, through comparison with the experimental results, its applicability is examined. Main results obtained are summarized as follows; 1) Maximum crack spacing at stabilized cracking state can be evaluated by using the design formula stipulated in Concrete Standard Specification in Japan. 2) Maximum crack width obtained from the experimental research agrees well to the maximum crack spacing multiplied by maximum strain of the reinforcing bar. 3) Axial force in the concrete at initial crack can be estimated by employing the formula proposed by Hanswille. 4) Chemical pre-stress is very effective to control cracking of composite girders.

Key Words: Crack Width, Composite Girder, Hogging Bending Moment, Tension Stiffening

キーワード: ひび割れ幅, 合成桁, 負曲げモーメント, 引張硬化

1. はじめに

鋼橋とりわけ建設数の多い桁橋において, その経済性を達成させるために連続合成桁の建設が活発になりつつある。連続合成桁では中間支点部に負曲げモーメントが生じ, コンクリートに引張力が導入される。この引張力によってコンクリートにはひび割れの発生が予想されるが, 最近では, 一層の省力化を目標にひび割れを許容値まで許す“ひび割れ制御設計”が一般的となっている。

これまで道路橋示方書¹⁾では, 文献 2) の成果に基づき, 鉄筋比 2% 以上の規定が設けられている。近年ではドイツの Hanswille によるひび割れ制御設計³⁾がある。これは, 引張を受けるコンクリートを平面保持の仮定のもと鋼桁と結合し, コンクリートのひび割れに伴う剛性の変化を考慮し, その剛性に応じて鋼桁, コンクリートそれぞれの分担断面力が変化するのを扱うもので, 理論的な扱いとしても明確であり, EC4-2 (ENV)⁴⁾の基となっている。

最近の国内における設計の主流は, 鉄筋比 2% の使用は目安になっているが, 桁 (曲げによって断面内に引張が生

じる) を対象としたコンクリート標準示方書⁵⁾による曲げひび割れ幅式を転用, 適用するのが一般化している。すなわち, かぶり, 鉄筋ピッチ, 鉄筋径をパラメータとするひび割れ間隔⁶⁾に, RC 断面として鉄筋ひずみ増分を計算し, それを乗じてひび割れ幅を求める方法である。しかし, 実際の挙動について実験的に検討した例は少なく^{7,8)}, 以上の各設計法で実際の挙動がフォローできているかは明確にされていないのが実情である。また, 著者の一部は合成桁への膨張コンクリート使用によるケミカルプレストレス導入の効果の検討⁹⁾を以前から行っているが, ケミカルプレストレスがひび割れ挙動に及ぼす影響については未検討であった。そこで, 本研究では, 合成桁のひび割れ挙動の検討を目的として鉄筋比, スタッド本数, 主筋ピッチ, 膨張コンクリート使用によるケミカルプレストレスの有無をパラメータとし, 合成桁の負曲げ実験を行った。本実験では, 上述の合成桁のひび割れ制御設計において, 支配的となるパラメータがひび割れ幅に及ぼす影響と, 理論との整合性について検証する。

2. 実験概要

2. 1 着目する供試体パラメータ

本実験で着目するパラメータは、1)鉄筋比 (1.8%, 2.1%)
2)スタッド数 3)主鉄筋ピッチ 4)ケミカルプレストレス
である。

実験に用いた桁は合計4体とする。名称 Case-1,2,3 が鉄筋比 1.8%で、Case-2 は床版に膨張コンクリートを使用しケミカルプレストレスを導入し、Case-3 はスタッド本数を半減している。そして Case-4 は Case-1 に対して鉄筋比を 2.1%と大きくしている。表-1 に各供試体のパラメータを示す。

2. 2 供試体

実験に用いた桁は図-1 に示す全長 5.9m の合成桁で、鋼桁は上、下フランジ 300x16mm, ウェブ 800x16mm の I 型断面とし床版は幅 725mm, 厚さ 260mm とした。使用したスタッドはφ19x120mm で、その本数は道路橋示方書¹⁾を基に鋼桁と鉄筋のみの断面性能で必要本数を計算している。Case-3 のスタッド本数は他ケースの半数で、Case-4 は配力筋の関係でスタッドを橋軸直角方向に 2 本配置とした。図-2 に鉄筋配置を示す。主鉄筋はφ13mm, 配力筋はφ19mm とした。Case-1,2,3 の主鉄筋ピッチは 150mm, Case-4 では支間中央を境に床版の主鉄筋ピッチを 150mm, 200mm と変化させている。Case-1,2,3 の配力筋ピッチは 125mm, Case-4 は 100mm である。配力鉄筋の純かぶり厚は、48mm としている。

2. 3 使用材料

供試体に使用したコンクリートは普通コンクリートと膨張材コンクリートの 2 種類とした。膨張コンクリートについては著者らの研究⁹⁾をもとに拘束膨張試験 (JISA6202) の膨張率を 600 μ とし膨張材 (Ex) の量を 52kg/m³として配合した。コンクリート配合を表-2 に示す。

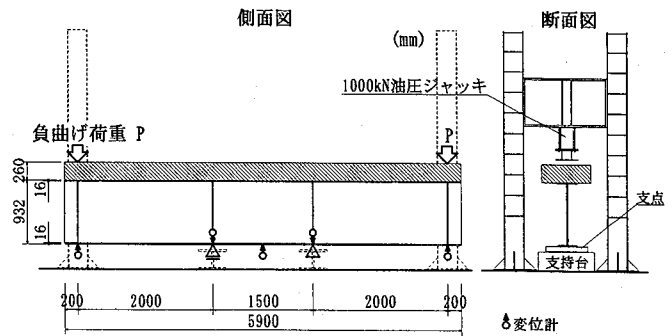


図-1 供試体と載荷装置概要図

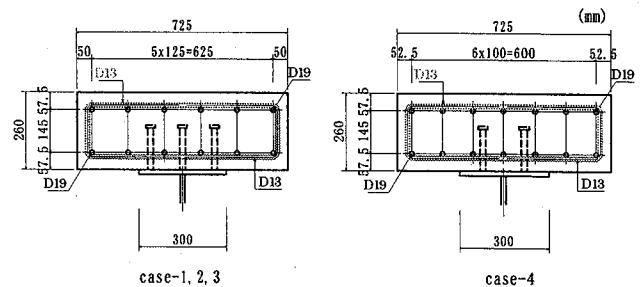


図-2 床版断面図

す。

試験の実施日によって、表-3 の圧縮強度、静弾性係数、引張強度は試験実施日毎に異なることになるが、計算値との比較に当たっては、材齢 28 日を使用することとした。因みに Case-2,3 が試験材齢 43, 51 日に対応するが、28 日のデータと大きく変化しないため 28 日の値を用いた。なお、鋼桁部の鋼材は SS400 材を使用している。

2. 4 荷重載荷

図-1 に示す試験桁中央 1.5m の位置に支点を設置し、支点から 2m 離れた桁先端部において鉛直荷重を作用させ、1.5m 区間を等負曲げ区間とした。荷重・支点間は 2m であり、等曲げ区間の曲げモーメントは載荷荷重を 2 倍した

表-1 供試体の着目パラメータ

供試体	コンクリート種類*1	配力筋ピッチ (mm)	主鉄筋ピッチ (mm)	スタッドピッチ (mm)	鉄筋比 (%)
Case-1	普通	125	150	150	1.8
Case-2	膨張	125	150	150	1.8
Case-3	普通	125	150	300	1.8
Case-4	普通	100	150 (200*2)	100	2.1

注記) *1: 普通は膨張材無し、膨張は膨張材添加のコンクリートを示す。

*2: Case-4 の主鉄筋は支間中央よりピッチを変化

表-2 コンクリート配合表

G-Max (mm)	スランプ (cm)	W/C (%)	Air (%)	s/a (%)	配合量 (kg/cm ³)						
					W	C	S	G	Ex	Ad	調整剤
25	12	35	4.5	33	146	417	580	1228	0	0.85%	2A
					146	365	580	1228	52	0.70%	2.5A

セメント: 早強ポルトランドセメント (太平洋セメント社製密度 3.14 kg/L)

細骨材: 信濃川産川砂 (表乾密度 2.60 kg/L, 粗粒率 2.63)

粗骨材: 信濃川産川砂利 (表乾密度 2.71 kg/L, 粗粒率 6.99)

膨張材: 小野田エクспан (小野田社製密度 3.15 kg/L)

混和剤: 高性能 A E 減水剤 ポノリス SP-8S

表-3 各種材料試験結果

材齢 (日)	コンクリート	圧縮強度	静弾性係数	引張強度
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
7	普通	37.1	3.13×10 ⁴	2.65
	膨張	36.3	3.05×10 ⁴	2.74
28	普通	43.7	3.20×10 ⁴	3.18
	膨張	43.5	3.40×10 ⁴	3.19
43	膨張	44.0	3.31×10 ⁴	3.23
51	普通	41.8	3.44×10 ⁴	3.07

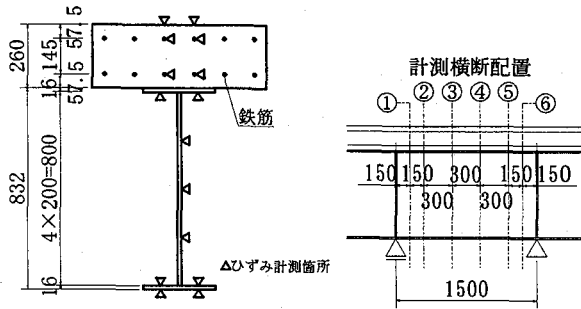


図-3 計測位置図

数値になる。荷重は両端の門型フレームに取り付けた油圧ジャッキにより容量 980kN まで載荷した (Case-1 は 800kN)。荷重載荷法は、予備載荷を含め静的に繰返し荷重を載荷する漸増載荷とした。繰返し載荷の要領を以下に説明する。予備載荷を行った後、床版コンクリートにひび割れが生じ始める初期ひび割れ状態まで載荷し一旦除荷する。その後、計算上想定する安定ひび割れ状態に移行する荷重レベルまで載荷してから除荷する。安定ひび割れ状態までの載荷を 3 回 (膨張コンクリートを用いた供試体 Case-2 では、ひび割れ抵抗性が普通コンクリートに比べ大きいので 5 回とした) 繰返して行う。繰返し載荷後はジャッキ容量荷重レベルまで載荷する。

2. 5 計測項目

計測項目は、変位、コンクリートと鋼桁および鉄筋のひずみ (全て一軸ゲージ) とひび割れ幅 (π型変位計) とした。変位の計測位置は図-1 に示す 5 箇所とした。図-3 にはひずみゲージの配置図を示す。配置位置は等曲げ区間の 6 横断とし各ひずみを計測する。

3. 理論的検討

ここで、実験結果の整理に当たりひび割れ制御の理論的背景を示す。

3. 1 M (作用モーメント) -Nc (床版分担軸力) 関係

M-Nc 関係は、初期ひび割れ時の床版軸力 (N_{CR}, 以下初期ひび割れ軸力) の同定が重要となる。乾燥収縮による影響がないと仮定した場合の初期ひび割れ軸力は、

$$N_{CR} = k_{co} \times f_{ct} A_c (1 + n p_s) \quad (1)$$

と与えられる。

ここで、k_{co} は図-4 に示す応力勾配を考慮する係数、f_{ct}

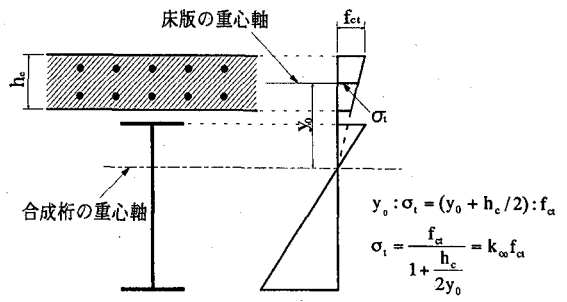


図-4 係数 k_{co} の定義

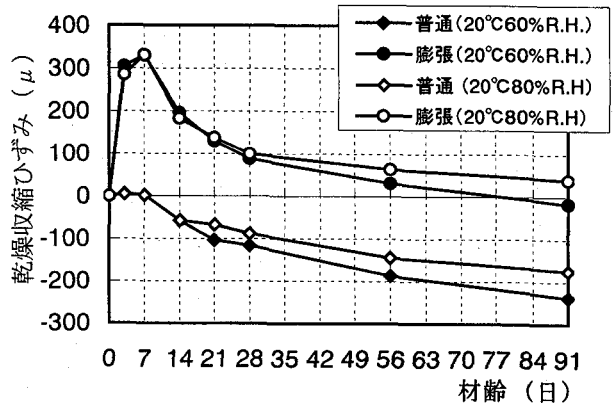


図-5 拘束膨張試験結果

はコンクリートの引張強度、A_c はコンクリートの断面積、n は鋼とコンクリートのヤング係数比、ρ_s は鉄筋断面積 A_s とコンクリート断面積 A_c の比で鉄筋比である。

この論文で扱う供試体では、k_{co} の値は 0.64 程度となる。一方、文献 3) では、乾燥収縮によって生じる応力勾配の影響を考慮して k_{co} に代わって、

$$k_c = k_{co} + k_{ce} \approx k_{co} + 0.3 < 1.0 \quad (2)$$

を定義している。式(2)に k_{co} を代入すると、k_c=0.94 になって、計算上の初期ひび割れ軸力として差異が生じることになる。したがって、初期ひび割れ状態から安定ひび割れ状態への移行時のモーメントも大きく異なることになる。

さて、同じ文献 3) では実橋の初期ひび割れ軸力を評価するために、まず、床版厚内で乾燥収縮の度合いが一定でないことに起因する一種の応力集中が生じることを考慮するために係数 0.8、さらに鋼桁への力の移行を考慮する係数 0.9 を考える。これにより合計で、式(2)を使用した場合に比べ 72% (0.8×0.9=0.72) に低減される。これは文献 3) の著者の経験に基づく評価方法と考えられる。この考えを数式表示すると以下の式となる。

$$N_{CR} = 0.72(k_{co} + 0.3)f_{ct} A_c (1 + n p_s) \quad (3)$$

なお、文献 3) では、式(3)の右辺の鉄筋比の影響を考慮していないが、これも経験に基づくものと考えられる。何れの評価方法を用いるかは、我が国では、この種のデータも少なく明確ではない。

本研究では、床版分担軸力に関する乾燥収縮は別途実施した材料試験結果を基にして評価を行うこととした。鉄筋比 1.8% の試験体を用いた拘束膨張試験 (JISA6202 に示

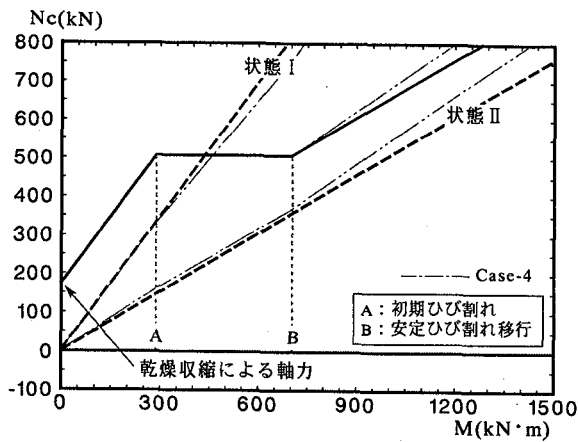


図-6 M-Nc関係 (Case-1,3,4-普通)

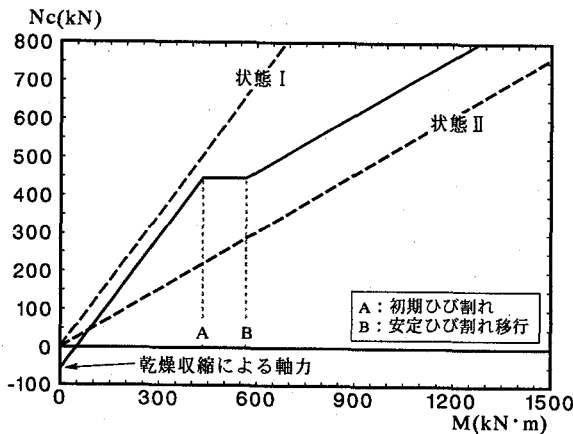


図-7 M-Nc関係 (Case-2-膨張)

される試験法に準拠)の結果を図-5に示す。載荷試験時の材齢とは一致しないが、載荷試験が行われた材齢が40～60日のため、図中の56日の値を用いる。そして、湿度60, 80%の平均的な値として普通コンクリートで -150μ 、膨張コンクリートで 50μ を仮定し、乾燥収縮を考慮した床版分担軸力を計算する。

図-6,7にこれらの数値を用いて計算したM-Nc関係を示す。図中、状態Iが合成断面、状態IIが「鋼桁+鉄筋」断面である。

これより、普通コンクリートの初期ひび割れ荷重は $290\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度、安定ひび割れ移行時の荷重は $700\text{kN}\cdot\text{m}$ (Case4は $655\text{kN}\cdot\text{m}$)程度となる。膨張コンクリートの場合は初期ひび割れ荷重が $430\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度で、安定ひび割れ移行時の荷重が $590\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度となる。次に、初期ひび割れ時の床版軸力であるが、普通コンクリートは 506kN 、膨張コンクリートは 447kN となり、普通コンクリートの方が大きくなった。この理由は、床版内の応力勾配の差異に起因するもので、膨張コンクリートの応力勾配がきつく、床版中心での応力値が普通コンクリートより小さくなったためである。因みに、式(3)から求めたひび割れ軸力は 458kN で、普通コンクリートで10%程度の差異が生じるが、膨張コンクリートの場合は比較的良い一致を示した。

3.2 鉄筋応力

1)初期ひび割れ時の平均応力の鉄筋応力
以下に初期ひび割れ時の平均応力の算出方法を示す。

$$\sigma_s = \frac{N_{cr}}{A_s} - \beta \frac{f_{ct}}{\rho_s} (1 + n\rho_s) \quad (4)$$

ここで、右辺第1項は最大応力で、ひび割れ軸力 N_{cr} を鉄筋断面積 A_s で割ったものである。第2項が平均応力を求めるために差し引く量で、コンクリートの平均応力も考慮されている。係数 β は初期ひび割れ状態で0.6が推奨されている。安定ひび割れ状態に近づくとも $\beta=0.4$ 程度になると言われている。

2)安定ひび割れ状態での鉄筋応力

安定ひび割れ状態の平均応力は以下の式で与えられている。

$$\sigma_s = \frac{M}{I_{st}} y_{sr} + \beta \frac{f_{ct}}{\rho_s \alpha_{st}} - \beta \frac{f_{ct}}{\rho_s} (1 + n\rho_s) \quad (5)$$

ここに

$$\alpha_{st} = \frac{A_{st} I_{st}}{A_g I_g} \quad (6)$$

ここで M は作用モーメント、 I_{st} および y_{sr} は、それぞれ「鋼桁+鉄筋」断面の断面2次モーメント、重心から上段鉄筋までの距離。 A_{st} は「鋼桁+鉄筋」断面の断面積、 A_g 、 I_g はそれぞれ鋼桁の断面積と断面2次モーメントである。式(5)の右辺1, 2項の合計が最大応力を表し、このうち第2項はコンクリート床版の tension-stiffening 効果を考慮するための項で、第3項が先と同様に平均を考慮するための項である。

3.3 ひび割れ間隔

コンクリート標準示方書⁹⁾では次式を与えている。

$$L = 4C + 0.7(C_s - \phi) \quad (7)$$

ここで、 C は鉄筋のかぶり、 C_s は鉄筋ピッチ、 ϕ は鉄筋径である。

式(7)は現在我が国で使用頻度が高く、本実験結果との比較に使用することとした。

3.4 ひび割れ幅

ひび割れ幅は、ひび割れ間隔と(平均ひずみ+コンクリートの乾燥収縮度)の積で与えられる。因みにコンクリート標準示方書⁹⁾では乾燥収縮度として 150μ を考慮する。これは、数値の根拠は不明であるが、ひび割れた後の乾燥収縮などによるひび割れの更なる広がりや考慮するための値である。

3.5 中立軸の移動

合成桁への作用モーメント M は

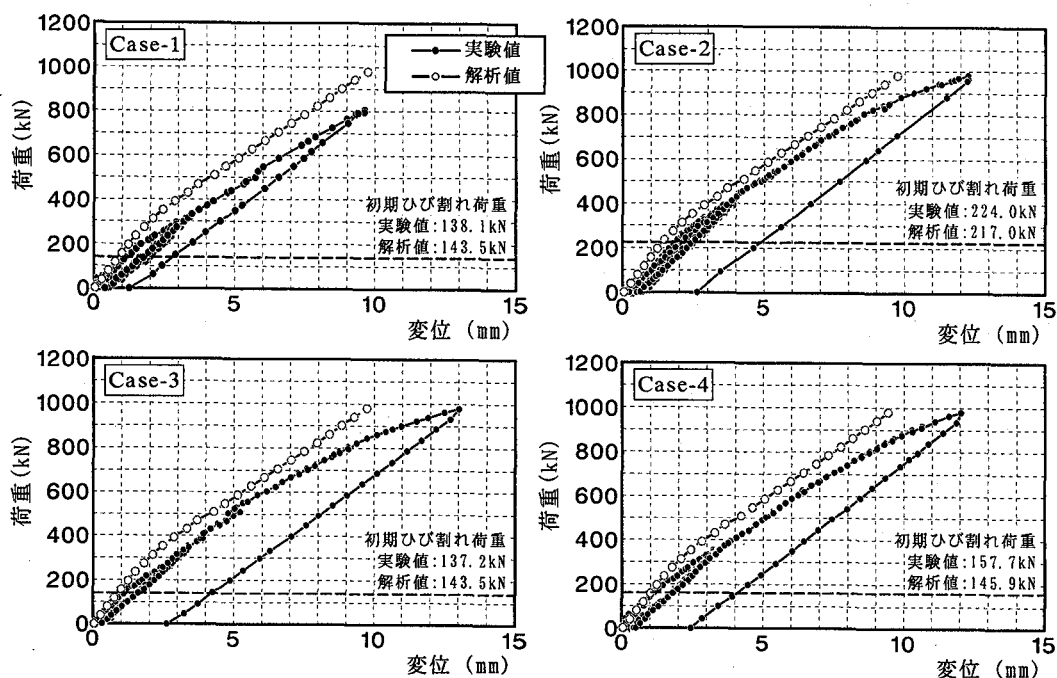


図-8 各供試体の荷重-変位関係

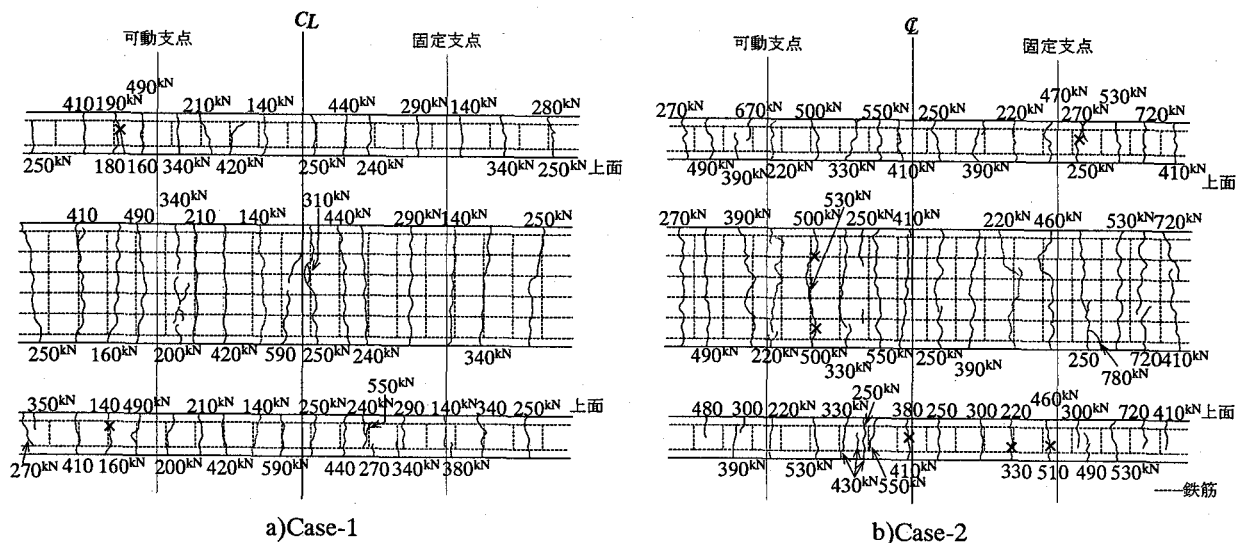


図-9 最終荷重状態でのひび割れ図

$$M = N_c \cdot a + M_g \quad (8)$$

と分断断面法により分解して表せる。

ここで、 N_c はコンクリートの分断軸力(=鋼桁の圧縮軸力)、 a は鋼桁重心位置からのコンクリート床版中心までの距離、 M_g は鋼桁の分断モーメントである。なお、式(9)において、コンクリートの分断曲げモーメント M_c は無視している。

4. 実験結果と考察

4. 1 ひび割れ荷重とたわみ

各ケースの初期ひび割れ荷重の計算値(3. 1節で説明)と実験値を図-8のたわみ曲線に並記する。Case-4については10%程度の差異が生じたものの、Case-1~3は計算値と実験値で比較的良好一致を示している。また、ケミカ

ルプレストレスの導入で、初期ひび割れ荷重は、普通コンクリートに対して60%程度上昇している。

図-8に示すCase-1~4の荷重載荷点でのたわみ曲線から、普通コンクリートを使用したCase-1,3,4では、初期ひび割れが発生する140~160kNあたりまでFEM解析(汎用ソフトDIANA¹⁰⁾による計算で、詳細は参考文献11)による)の結果と良好一致を示す。この後、FEM解とは勾配に変化が生じる。FEM解は250kN前後から勾配に変化が生じ、変化後の勾配は両者で比較的良好一致を示す。乾燥収縮を考慮しない場合の初期ひび割れ荷重(コンクリートの上縁が引張強度に達する)は約180kNである。FEM解析では、その後ひび割れのコンクリート下面への広がり等により250kNあたりから勾配に変化が生じ始めたものと考えられる。

表-8 ひび割れ間隔の計算値と実験値

供試体	鉄筋比 ρ_s (%)	CEB/FIP-90 ¹²⁾ (mm)	ACI318-89 ¹³⁾ (mm)	コンクリート 標準示方 ⁶⁾ (mm)	最大間隔 (mm)	平均間隔 (mm)
Case-1	1.8	293	262	266	275	185
Case-2	1.8	293	262	266	300	200
Case-3	1.8	293	262	266	300	184
Case-4	2.1	251	251	249	244	185(156,200)*

* (x, y) ; x: 桁左半分対象 y: 桁右半分対象

Case-2 はケミカルプレストレスを導入したケースであるが、FEM 解とは初期勾配に若干の差異が生じた。このケースでは、実験値、計算値ともに初期ひび割れの発生する 220~250kN あたりから勾配に変化が生じ、その後の荷重対荷重に対しては、他のケースと同様の勾配で荷重が上昇する。

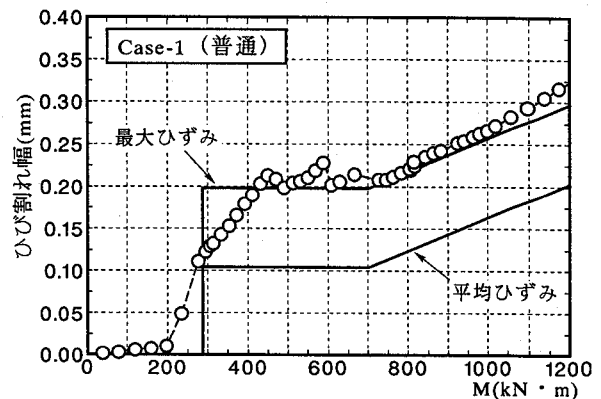
荷重とたわみの関係は実験値、FEM 解ともに初期ひび割れ後に徐々に勾配が変化し、バイリニア型に近い変位曲線が得られる。実験値が解析値に比べて右にシフトしているのは、実験では載荷除荷を繰り返しているため、tension-stiffening の効果が減少し、残留変位が生じることによる影響が大きいと推察している。

4.2 ひび割れ間隔

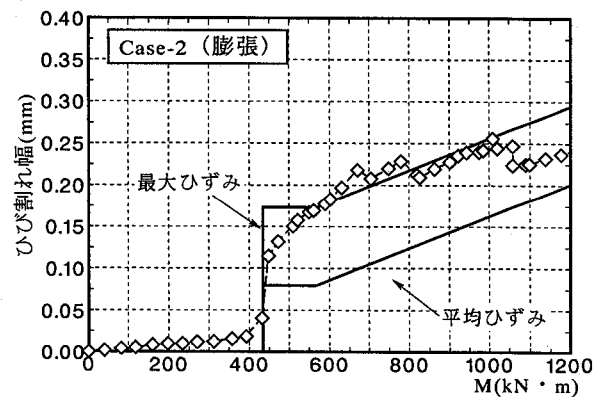
ひび割れ状況の代表例として図-9 に最終荷重状態での Case-1,2 のひび割れ図を示す。各ケースともひび割れ位置は主鉄筋位置またはその近傍となる傾向が強い。一部が主鉄筋間に見られたがその数は少なく、ひび割れは概ね主鉄筋位置付近で発生している。ひび割れ発生に関して、スタッド数の少ない Case-3 では、断面が一度にひび割れる貫通ひび割れよりも徐々にひび割れが進展していく傾向が強くみられた。それに対して他のケースでは、多くの場合が貫通ひび割れであった。

各ケースで、安定ひび割れ状態への移行時までの荷重作用 (300~350kN) に対するひび割れの数を見ると、Case-1,3,4 は同程度であるのに対して、ケミカルプレストレスを導入した Case-2 の数は少ない。また、安定ひび割れ状態でのひび割れ幅 (後述) も同程度である。これより、ケミカルプレストレスを導入した床版の剛性、すなわち分担軸力が相対的に大きいことが予想できる。

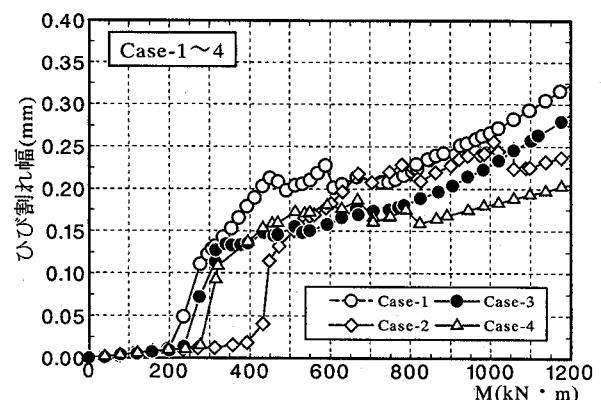
等曲げ区間を対象として、Case-1 では、計算上の安定ひび割れ移行時の荷重 351.5kN (703kN・m、図-6 参照) を超えて 420,440kN で新たなひび割れが発生しているものの、図-14a) (後出) の中立軸の移動では 300kN(600kN・m)で「鋼桁+鉄筋」断面の中立軸に近い状態となる。Case-2 では、300kN を超えて、390,410,460,510,530kN で新たなひび割れが発生している。図-14b)の中立軸の移動では、500kN(1000kN・m)前後で「鋼桁+鉄筋」断面に近づく。これは、ケミカルプレストレスによる効果によるものと推察される。安定ひび割れ移行時の定義は、それ以降新たなひび割れが発生しない、とされているが、仮に Case-1 で 440kN を安定ひび割れ移行時の荷重とすると、図-6 より、ひび割れ軸力が Case-1 で約 350kN となる。このとき、初期ひび割れ荷重は約 140kN となって実験値との差異は小



a) Case-1



b) Case-2



c) Case-1~4 比較

図-10 ひび割れ幅の比較

さい。これより、図-6 は安定ひび割れ移行時の荷重について実際との若干の差異が予想されるものの、理論的扱い段階では使用してもよいものと考え。

表-8 に、中央 1.5m 区間とその近傍での、500kN 載荷時 (それ以上の荷重に対して貫通ひび割れは生じなかつ

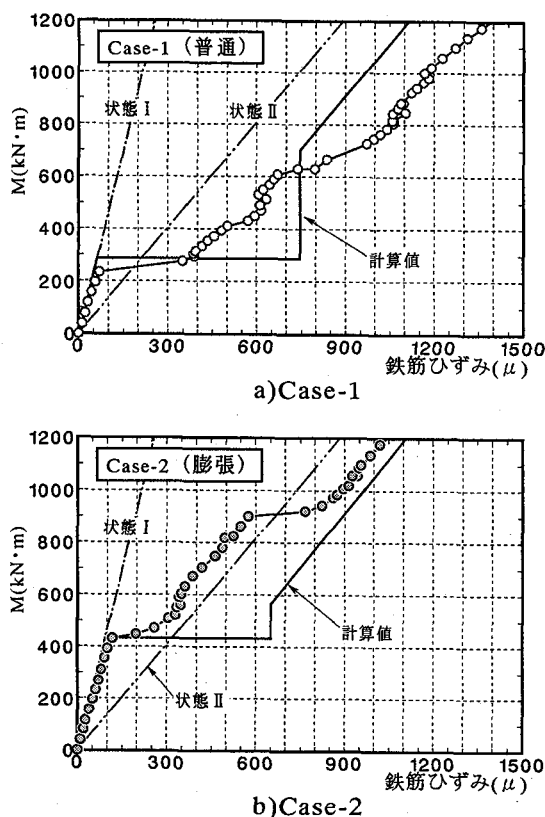


図-11 荷重-鉄筋ひずみ (Case-1,2)

た)のひび割れ間隔の最大値と平均値を整理する。コンクリート標準示方書と比べると、Case-2 (ケミカルプレストレス)、Case-3 (スタッド本数が少ないケース)の場合、10%程度の差が生じたが、スタッドを十分配置した普通コンクリートでは良い一致を示しており、安定ひび割れ状態においては、式(7)の適用は可能と考える。

最大間隔と平均間隔の比を見ると、Case-4 の試験体右半分 (主鉄筋ピッチ 200mm) を除いて、1.5~1.6 倍の範囲にあり、Hanswille³⁾の(1/0.7)倍、CEB/FIP-90¹²⁾の 1.5 倍と近い数値が得られた。

4.3 ひび割れ幅

図-10 にひび割れ幅の比較結果を示す。図中にはπゲージで有効に計測できた最大ひび割れ幅を示している。ここでは、除荷時におけるひび割れ幅とモーメント関係は除いて示している。また、最大ひずみ (式(4),(5)において平均を考慮する項を引かない)を用いた結果、平均ひずみ ($\beta=0.4$ を仮定)を用いた場合の結果を併せて示している。このとき、ひび割れ間隔には式(7)を用いている。ただし、ひび割れ後のコンクリートの収縮によるひび割れ幅の広がり を考慮するひずみ-150 μ ⁹⁾は考慮していない。

初期ひび割れ幅は、いずれのケースも 0.1mm 前後と平均ひずみを用いて計算したひび割れ幅に比較的近い値となっている。

普通コンクリートを用いた Case-1 の計測最大値はいずれも最大ひずみを仮定した計算値とほぼ一致している。700kN·m の最大ひび割れ幅が 600kN·m の値に比べて小さ

くなっているが、これは 600~700kN·m の間で除荷、載荷を 3 回繰り返しており、繰返し後の荷重載荷に対して、600kN·m の場合よりひび割れ幅が減少したためである。これより、荷重載荷の繰返し回数によってひび割れ幅の計測値は影響を受ける事が考えられる。Case-3 は Case-1 と同じ鉄筋比でスタッド本数を半減しているが、このケースではひび割れ幅が Case-1 より小さくなるものの、計測値は最大ひずみを仮定した場合に近い。膨張コンクリートを用いた Case-2 においても計測値は最大ひずみを用いた計算値に近い。500kN·m の荷重に対して、普通コンクリート (Case-1) に比べて計測最大値は約 70% に低減されている。ケミカルプレストレスの効果によりひび割れ幅が狭くなるという傾向がみられる。Case-2 のひび割れ幅はスタッドの少ないケース (Case-3)、鉄筋比の多いケース (Case-4) とは同程度のひび割れ幅になる。安定ひび割れ荷重レベルの 700kN·m での比較では、各ケースともほぼ同程度の最大ひび割れ幅が生じている。設計荷重レベルは初期ひび割れ状態にあると考えられ、この荷重範囲でのケミカルプレストレスの効果は期待できると考えている。また、上記の考察から、本実験ではひび割れ幅算定には最大ひずみを用いた方が最大ひび割れ幅の計測値に近い値を得る結果となった。

4.4 鉄筋ひずみ

鉄筋のゲージ位置とひび割れ箇所は必ずしも一致していない。そこで、各ケースでひび割れ位置に最も近い箇所のゲージの値を取り出し整理した。そのため、ひび割れ発生時のひずみは、各ケースの初期ひび割れ発生位置のひずみとは対応していない。図-11 に Case-1, 2 の結果を示す。図中の、計算値は状態 I は合成桁断面、状態 II は「鋼桁+鉄筋」断面 (状態 II) で、計算値は tension stiffening 効果 ($\beta=0.4$) を考慮した最大ひずみを示している。

計測値では、いわゆる安定ひび割れ状態での軸力が一定になる状態はみられず、ひび割れでひずみがジャンプした後に徐々に増加する結果となっている。いずれも計算上の安定ひび割れ状態では tension stiffening 効果を表す係数 $\beta=0.4$ を仮定した計算値に近いあるいはそれより大きい値を示している。これより、初期載荷における β 値として 0.4 程度が報告されているが、今回の実験からもその妥当性が得られた。

4.5 鋼桁ひずみ分布と中立軸の移動

図-12,13 に Case-1,2 の鋼桁のひずみ分布を示す。スタッド数を半減した Case-3、鉄筋比を変えた Case-4 のひずみ分布は Case-1 に近いので説明を省略する。数値は試験体中央 1.5m 区間内の中央側 4 断面のひずみを平均したものである。4 種類の荷重に対する結果を示すが、図中 a) の 200kN·m は合成断面の状態 (状態 I)、図中 b) の 280kN·m は Case-1 でひび割れが発生した荷重 276.2kN·m に近い値である。図中 c) は Case-2 でひび割れが発生した荷重 448kN·m に近い値である。図中 d) は 600kN·m で、Case-2 の安定ひび割れ状態への移行荷重に対応しており、Case-1

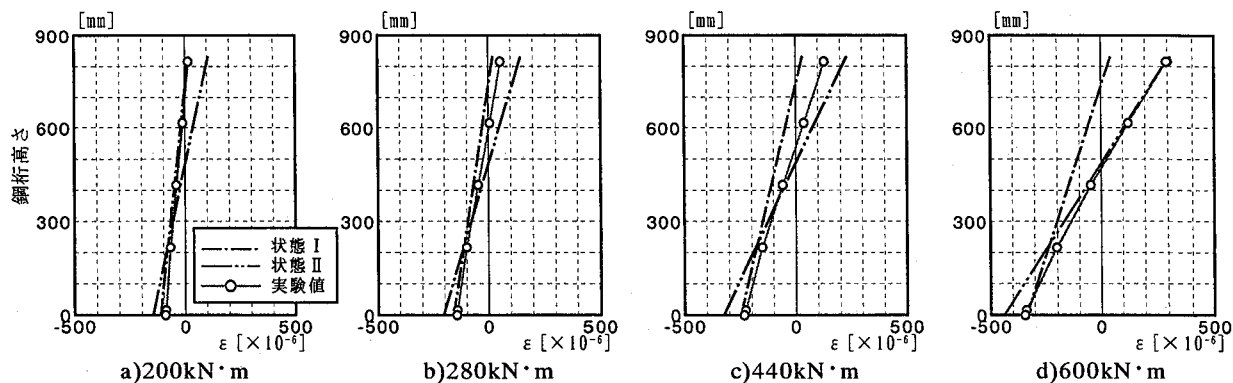


図-12 鋼桁のひずみ分布 (Case-1)

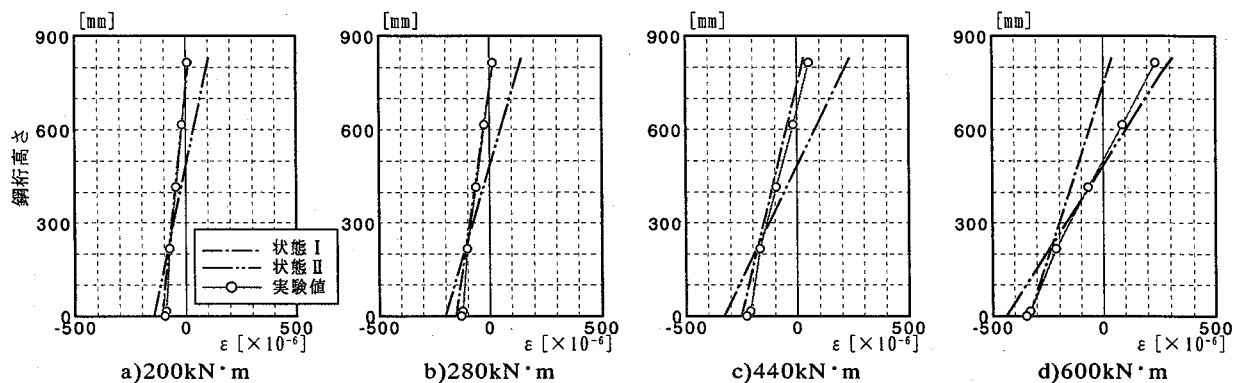
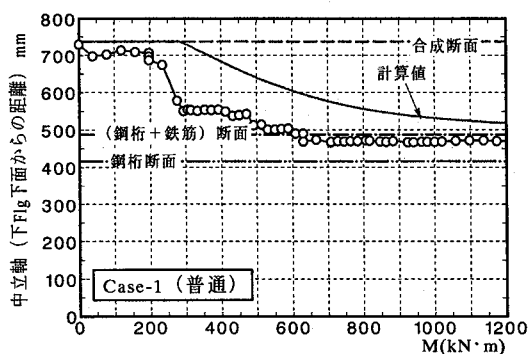
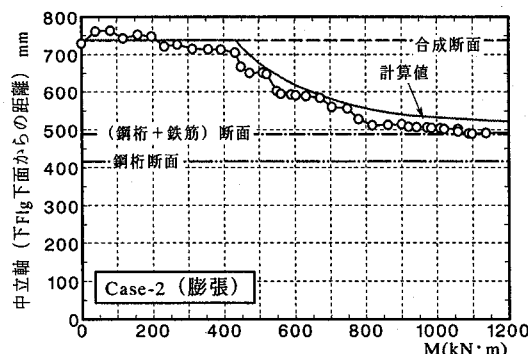


図-13 鋼桁のひずみ分布 (Case-2)



a) Case-1



b) Case-2

図-14 中立軸変化の比較

(700kN・m) に比べて多少小さい値となっている。ここで、図中の状態Ⅰは合成断面，状態Ⅱは「鋼桁＋鉄筋」断

面として計算した値である。また、図-14 に中立軸の移動を示す。

4. 5. 1 Case-1 の結果

(1) ひずみ分布

図-12a)より、実験値は状態Ⅰに近い値を示していることが分かる。図中 b)はひび割れ直前の荷重で、実験値は、この時点で状態Ⅰから多少離れたひずみ分布を示している。図中 c)では状態Ⅱに近づき、図中 d)では状態Ⅱに近い。なお、図中 b),c)において、下フランジ位置で実験値は多少小さくなるのは(ひずみ分布の直線から少しずれる)、支持点の影響と考えられる。すなわち、可動側の移動が拘束されたのが原因と考えられる。

(2) 中立軸の移動

図-14a)に結果を示す。このケースでは 280kN・m 弱でひび割れが発生し、その荷重レベルで中立軸が急激に低い位置に移動し、それ以降中立軸が徐々に低下する。そして、計算上の安定ひび割れ移行時の荷重 (703kN・m) より低い 600kN・m あたりで「鋼桁＋鉄筋」断面 (状態Ⅱ) に近い値に達し、その後一定値を保ちながら移動する。

4. 5. 2 Case-2 (膨張材) の結果

(1) ひずみ分布

このケースでは 448kN・m で初期ひび割れ発生している。したがって、図-13a),b),c)は合成桁断面で計算した値と良い一致を示すと言える。同図 d)の安定ひび割れ状態移行時 (600kN・m) では、状態Ⅱに近づいていることがわかる。この場合も下フランジ側で圧縮応力が減少しているが、こ

れは先に説明した支点の拘束が原因と考えられる。

(2) 中立軸の移動

中立軸は荷重載荷時からわずかずつ減少し、ひび割れ発生時の $448\text{kN}\cdot\text{m}$ で減少の程度が大きくなるものの、その量はわずかで、その後徐々に低下していく。「鋼桁+鉄筋」断面(状態Ⅱ)に近づくには、約 $1000\text{kN}\cdot\text{m}$ とかなり大きい値で、この荷重レベルまで徐々に位置が下がっていく。これはケミカルプレストレスの効果と考えられ、他のケースに比べて床版の曲げ剛性に対する寄与は大きいと言える。

4. 5. 3 考察

以上の結果、Case-2(膨張材)を除いて、安定ひび割れ状態では「鋼桁+鉄筋」断面で鋼桁の応力評価を行ってよいことがわかる。Case-2については、計算上の安定ひび割れ状態移行時でも中立軸は「合成桁」とした断面と「鋼桁+鉄筋」とした断面の中間にあり、鋼桁の応力評価にあたってこの効果を持ち込めれば、更に経済的な断面設計が可能と考えられる。

5. まとめ

実験より得られた結果を着目パラメータに伴う挙動の変化と設計法に関連する事項にわけて整理する。

- (1) 良く知られているように、鉄筋比を大きくすることで、ひび割れ間隔、幅ともに小さくなることを確認した。
- (2) スタッド数を減少させると、ひび割れ状況として、貫通ひび割れが少なく、徐々に進展する傾向が見られた。また、同一鉄筋比をもつ床版に比べてひび割れ幅は減少する傾向にある。ただし、合成構造としての合成効果が十分かどうかの設計上の配慮が必要である。
- (3) 膨張コンクリートの使用によりひび割れ発生荷重が高くなる。今回の実験では、同じ鉄筋比の普通コンクリートに比べて60%程度上昇している。また、安定ひび割れ状態移行時と計算された領域で、普通コンクリートのケースに比べてひび割れ本数は若干少なくなっている。また、安定ひび割れ状態でのひび割れ幅は同程度である。これより、ケミカルプレストレスを導入した床版の剛性、すなわち分担軸力が相対的に大きいことが予想できる。
次に、設計に関連する事項をまとめると以下のような。
 - (1) 普通コンクリート(Case-1, 4)の安定ひび割れ状態での最大ひび割れ間隔は式(7)と良い一致を示す。Case-2(膨張コンクリート)、Case-3(スタッド本数を半減)は10%程度大きい値となったが、ひび割れ幅は各ケースとも同程度であることから、設計上、コンクリート標準示方書の式(7)を適用して良いと考えられる。
 - (2) ひび割れ幅の算定に当たり、式(7)に乗じるひずみとして、最大ひずみを用いると最大ひび割れ幅の実験値と良く一致する。平均ひずみを用いると過小評価することになる。一般には平均ひずみを使用されるため、この点については更に検討を重ねる必要があると考える。
 - (3) 初期ひび割れ軸力は、式(3)を用いて比較的精度良く推

定できる(10%程度の差異)。

- (4) 鉄筋応力の評価するにあたり、初期載荷ではコンクリート床版の tension-stiffening 効果を考慮する係数として0.4が妥当である。

あとがき

本文では、主に Hanswille 理論³⁾との整合性を念頭に実験を行った。初期ひび割れ荷重や初期ひび割れ時の床版軸力については比較的良い整合性が得られたものの、安定ひび割れ移行時の荷重については明確に出来ず今後の課題となった。また、設計上重要な最大ひび割れ幅の算定に当たり、鉄筋の最大ひずみを用いる方が実験値に近い値となっており、この妥当性については更に検討を行う必要があると考える。

今回の実験では、漸増載荷にて繰り返し載荷を行っているものの、その回数も少なく初期載荷に近いと考えられる。長期に渡る繰り返し載荷では、ひび割れ間隔は主鉄筋ピッチに一致する報告¹⁴⁾もある。フランスでは床版の tension-stiffening 効果を表す係数 β も0.2が推奨⁷⁾されている。このことを同定するには、荷重の繰り返し回数を多くした実験が必要と考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説、Ⅱ鋼橋編、1996
- 2) 橋善雄、向山寿孝、秦勝比古:プレストレスしない連続合成桁の静的実験、土木学会誌、53-10、pp.55-61、1968
- 3) G., Hanswille: Cracking of concrete, mechanical models of the design rules in Eurocode 4, Conf. Report, Composite Construction in Steel and Concrete III(ed. by C.D.Bucker and B.M.Shahrooz), pp.420~433, ASCE, 1997
- 4) CEN: ENV 1994-2, 1997
- 5) 土木学会:コンクリート標準示方書、1996
- 6) 緒方紀夫、木曾茂、岩立次郎、八部順一、大垣賀津雄、作川孝一:連続合成桁の中間支点部床版に発生するひび割れに関する研究、土木学会第50回年次講演会概要集、I-294、1995
- 7) 紫桃考一郎、上東泰、長谷俊彦、春日井俊博、佐々木保隆:実物大モデルを用いた鋼連続合成桁中間支点部のPC床版疲労実験、構造工学論文集、土木学会、Vol.46A、pp.1535-1546、2000
- 8) 谷口望、依田照彦:負曲げを受ける合成桁のひび割れ幅に関する研究、土木学会論文集、No.668/I-54、pp.243-257、2001
- 9) 岡田幸児、細見雅生、依田照彦、佐久間隆司:連続合成桁のケミカルプレストレスの適用、構造工学論文集、土木学会、Vol.46A、pp.1673-1682、2000
- 10) DIANA Analysis B.V.: DIANA User's Manual-7, 1998
- 11) 本田卓士、奥井義昭、長井正嗣、永尾豊明、笠原竜介、細見雅生:FEMによる連続合成桁のひび割れ解析とひび割れ幅の算定に関する研究、土木学会第56回年次講演会概要集、I-B292、2001

- 12) COMITE EURO -INTERNASTIONAL DU BETON :
CEB-FIP MODEL CODE 1990, Thomas Telford.
- 13) ACI318 : Building code requirements for reinforcements for
reinforced concrete, ACI, 1989
- 14) Navaro, M.G. : Concrete cracking in the deck slabs of
steel-concrete composite bridges, THESE No 2268, EPFL,
Switzerland, 2000

(2002年9月13日受付)