論文　クリープと乾燥収縮によるプレビームの応力損失とひび割れ性状

持田　哲雄[*1]・中山　信雄[*2]

要旨：プレビームを大スパン建築に使用する場合，床スラブと一体化されるまでの期間に生じるクリープと乾燥収縮による下フランジコンクリートの応力損失は，積載荷重による引張応力の増加量に匹敵し，プレビームの主要な設計荷重となっている。こうした下フランジコンクリートの応力損失やひび割れ性状を明らかにするため，1/2 縮小モデル試験体を用いて，プレフレクションから曲げ加力実験までの一連の性能評価実験を実施し，応力損失のより正確な評価法およびひび割れ発生荷重やひび割れ幅の評価法を提案した。

キーワード：プレビーム，クリープ，乾燥収縮，応力損失，ひび割れ荷重，ひび割れ幅，縮小モデル実験

1. はじめに

プレビームは，鉄骨梁の下フランジをコンクリートで被覆し，鉄骨梁の曲げ剛性を利用したプレフレクションとリリースによりコンクリートにプレストレスを導入する。この結果，梁の曲げ剛性が大きく増大し，これまで，道路橋や建築の梁材として数多くの実績がある[1)]。

このプレストレス力は，コンクリートのクリープと乾燥収縮により減少し，床スラブと一体化されるまでに生じる下フランジコンクリートの応力損失は，積載荷重による引張応力の増加量に匹敵する。したがって，プレビームを大スパン建築に使用する場合には，こうした要因による応力損失を適切に評価し，長期荷重時のひび割れやひび割れによる剛性低下を抑える必要がある。

しかし，クリープと乾燥収縮によるプレビームの応力損失やひび割れ性状に関する研究は少なく，これらの性状や評価法が十分に明らかにされていない。

本研究は，プレビームの応力損失とひび割れ性状に関する基本性状を明らかにし，その定量的評価法を確立するために実施したものであり，ここでは，1/2 縮小モデル試験体による実験概要と，実験結果に基づく応力損失とひび割れ性状の評価法について述べる。

２．試験体製作および実験方法

2.1 試験体

試験体はプレビームの 1/2 縮小モデル試験体 1 体である。**図－１**に試験体の形状・寸法とひずみ計測位置を示す。鉄骨梁には，BH-490×200×9×19（SN490B）を使用し，プレフレクション点と支点間のせん断スパン長さを 2,500mm，等曲げ区間の長さを 4,000mm とした。下フランジには，ずれ止めとして鋼材 11×12 を 200mm 間隔で両面（せん断スパン）あるいは下面（等曲げ区間）に溶接した。なお，鉄骨梁には放物線状にキャンバーを設け，支点に対するスパン中央高さを 56mm とした。

表－１　鉄骨梁の断面寸法と断面定数

H mm	b_f mm	t_f mm	t_w mm	A_s mm^2	I_s mm^4	E_s N/mm^2
488.8	201.0	19.1	9.2	1.182 ×10^4	4.939 ×10^8	1.98× 10^5

表－２　コンクリートの調合

水セメント比%	細骨材率%	単位水量 kg/m^3	質量(kg/m^3)			
			セメント	細骨剤 陸砂	粗骨材 砕石	混和剤
28.0	48.5	175	625	749	810	9.38

表－１に実測による鉄骨梁の断面寸法 H，b_f，t_f，t_w と断面積 A_s および断面 2 次モーメント I_s を示す。記号の意味を**図－１**に示した。また，E_s は，プレフレクション時のフランジひずみの測定結果より評価したヤング係数であり，試験体の曲げ剛性の算定や鉄骨梁の応力度をひずみに変換する際にはこれを用いた。

下フランジコンクリートの寸法は 325mm×125mm×8,200mm であり，ひび割れ制御用として，上段筋に 4-D6(SD345)を，下段筋に 5-D10(SD345)を配置した。

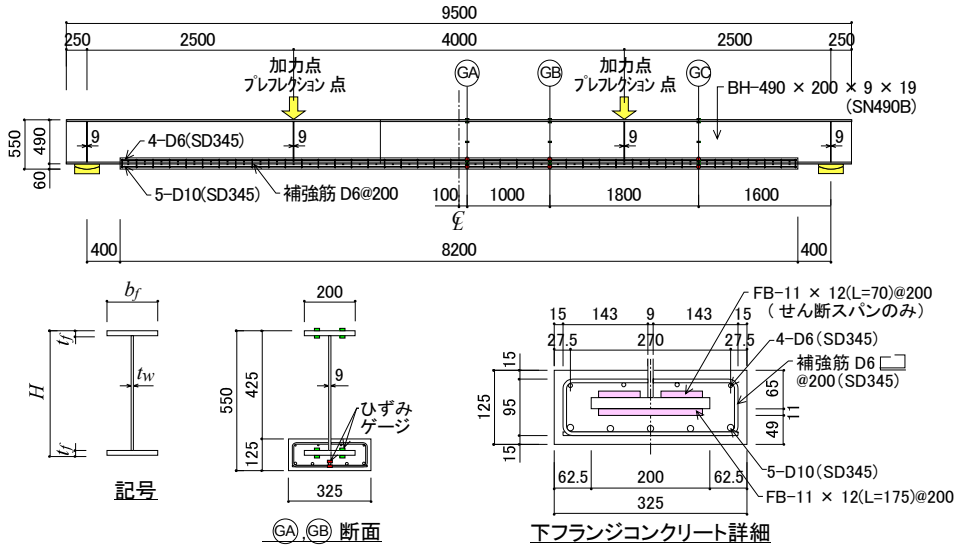
表－２にコンクリートの調合を示す。水セメント比は 28%とし，粗骨材には最大骨材寸法 13mm の砕石を，また，セメントには早強ポルトランドセメントを使用した。

2.2 試験体製作および載荷方法

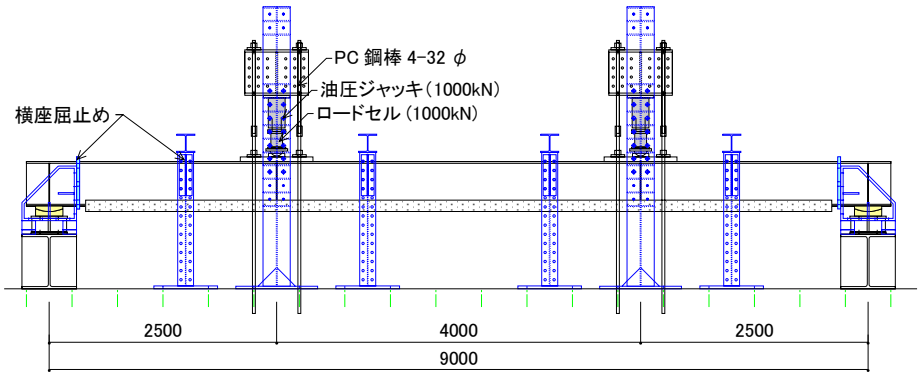
鉄骨梁のプレフレクションとプレビーム試験体の曲げ加力実験は，**図－２**に示す載荷装置により実施した。載荷方法は，単純支持梁に２台の油圧ジャッキを用いて加力する２点載荷であり，荷重制御装置により２台の油圧ジャッキを同一荷重に制御した。載荷装置には，プレフレクション時あるいは曲げ加力実験時の試験体の横座屈を拘束するため，プレフレクション点と支点近傍のほか中間部 4 カ所に横座屈止めを設置した。

プレフレクションは，曲げモーメントによるフランジ縁応力度を鋼材 F 値の 90%に設定し，プレフレクション

*1（株）竹中工務店技術研究所　(正会員)
*2（株）竹中工務店東京本店設計部



図－１　試験体形状寸法とひずみ計測位置



図－２　載荷装置

モーメントを載荷した。載荷後，PC 鋼棒にて鉄骨梁のたわみを固定し，下フランジコンクリートを打設した。

リリースは，コンクリート打設後 6 日目に実施した。リリース後は加力治具を載せた状態で試験体を 15 日間載荷装置上に据え置き，この間のひずみ，変位，温度，湿度の推移を計測した。リリース後 15 日間の平均温度は約 22℃，相対湿度は 35%～45%であった。その後，プレフレクション点を加力点として曲げ加力実験を実施した。載荷荷重は加力治具重量作用時を零とした。

2.3 材料試験結果

表－３に鉄骨梁に用いた鋼材 PL-9，PL-19 と鉄筋の引張試験結果を示す。**表－４**にコンクリートの強度試験結果を示す。リリース時の圧縮強度は 71.7 N/mm^2 であり，曲げ加力実験時の圧縮強度は 78.6 N/mm^2，割裂試験による引張強度は 3.7 N/mm^2 であった。

表－３　鋼材と鉄筋の引張試験結果

種別	材種	降伏点 N/mm^2	引張強度 N/mm^2	ヤング係数 N/mm^2	伸び %
PL-9	SN490B	375	541	21.0×10^4	26
PL-19	SN490B	332	529	21.0×10^4	29
D6	SD345	372	482	17.9×10^4	19
D10	SD345	382	543	18.2×10^4	25

表－４　コンクリートの強度試験結果

材令（日）	圧縮強度 N/mm^2	ヤング係数 N/mm^2	引張強度 N/mm^2	備考
6	71.7	32.8×10^3	－	リリース時
21	78.6	35.2×10^3	3.7	曲げ加力時

３．プレフレクションおよび曲げ加力時の性状

3.1 荷重－変形関係

図－３に，プレフレクションよりリリースまでのスパン中央たわみの載荷履歴を破線で，また，曲げ加力時のそれを実線で示す。プレフレクション時に残留たわみが 16.5mm 生じたが，これは溶接組み立て時の残留応力により，鉄骨梁の塑性化が進行したためと考えられる。

曲げ加力実験においては，載荷荷重 P を 50kN ずつ増加させながら，P=300kN まで繰り返し漸増載荷を行い，P=300kN 以上は単調漸増載荷とした。

下フランジコンクリートの初ひび割れは，P=164kN で

発生したが，ひび割れによる剛性低下は極めて小さく，P=250kN 以下の加力サイクルでは，残留たわみにひび割れの影響がほとんど認められない。P=250kN 以上では，上フランジ，下フランジの順に鉄骨梁が降伏し，剛性が大きく低下した。なお，P=320kN 以上は横座屈による面外変位が急増したため，評価の対象から外した。

3.2 鉄骨梁フランジひずみ

図－４に，プレフレクションよりリリースまでの鉄骨梁フランジひずみの載荷履歴を破線で，また，曲げ加力時のそれを実線で示す。フランジひずみは，等曲げ区間の２ヶ所の計測断面（図－１）においてフランジ上下面に貼付したひずみゲージによる測定結果の平均値であり，フランジ厚中心位置のひずみに相当する。

なお，フランジひずみをその中心位置で示した理由は，鉄骨梁製作時の残留応力や製作精度等によるフランジ表面ひずみのバラツキの影響を除去するためである。

また，引張試験の結果，鋼材 PL-19 の応力－ひずみ曲線が降伏点近傍で非線形性を示したため，鉄骨梁の降伏は，フランジ厚中心ひずみが鋼材の降伏点に対応したひずみ（$2{,}200\times10^{-6}$）を超えた点とした。

3.3 ひび割れ発生状況

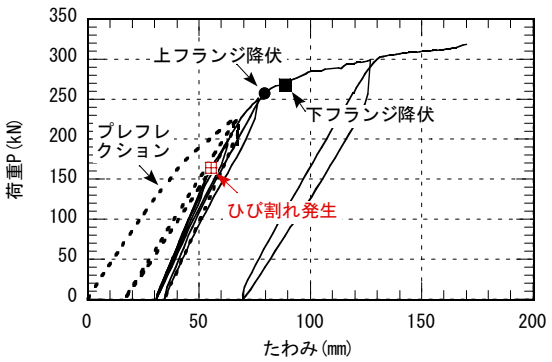
図－５に，下フランジコンクリートのひび割れ発生状況を示す。P=251kN までに，ひび割れ本数が徐々に増加したが，ひび割れ幅は小さく，最大で 0.05mm であり，大部分のひび割れ幅は 0.04mm であった。なお，除荷時にはひび割れが閉じ，ひび割れ幅の計測ができなかった。

また，P=251kN を超え，鉄骨梁が降伏すると，ひび割れ本数とびひび割れ幅がともに大きく増大し，P=300kN では，最大ひび割れ幅が 0.4mm となり，これを除荷したときの残留ひび割れ幅が 0.25mm となった。

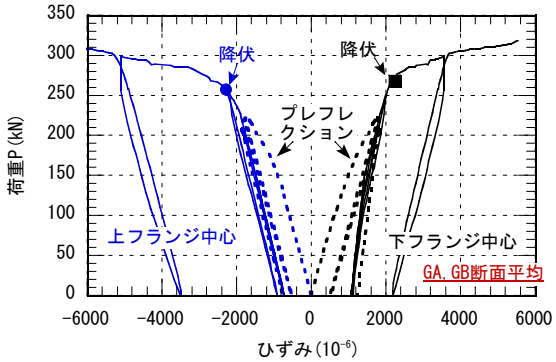
４．リリース後のプレビームの応力損失

4.1 クリープと乾燥収縮による応力損失算定式

(1) リリース時の導入力



図－３　スパン中央たわみの載荷履歴



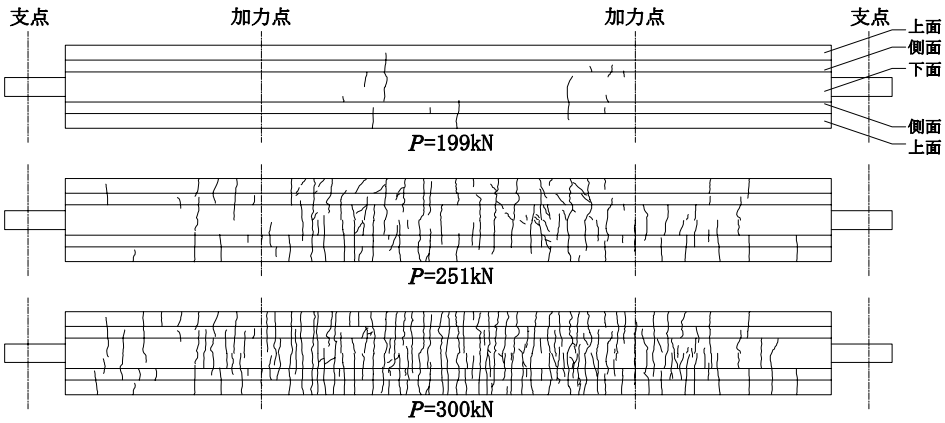
図－４　鉄骨梁フランジひずみの載荷履歴

リリース時に下フランジコンクリートに導入される圧縮軸力 N_c および曲げモーメント M_c は，図－６(a)に示すプレビーム断面について平面保持を仮定することにより，それぞれ，式(1)，式(2)で表される。N_c の符号は圧縮を正，M_c の符号は下側圧縮を正とする。

$$N_c=\left(Y_{cl}-\frac{D}{2}\right)\frac{A_c}{nI_v}M_{pf} \tag{1}$$

$$M_c=\frac{I_c}{nI_v}M_{pf} \tag{2}$$

ここに，M_{pf} はプレフレクションモーメント，D，A_c，I_c は，それぞれ，下フランジコンクリートの厚さ，断面積



図－５　ひび割れ発生状況

および断面 2 次モーメント，n は鉄骨梁とコンクリートのヤング係数比，I_{ν}はプレビームの等価断面 2 次モーメント（鋼に換算），Y_{cl} はプレビーム図心と下フランジコクリート下縁との距離である。

(2) クリープと乾燥収縮による応力損失

クリープ係数を ϕ とし，乾燥収縮ひずみ ε_{sh} をクリープ係数 ϕ に比例するとして，式(3)で表すと [2]，リリース後の下フランジコンクリートの応力損失，すなわち，軸力および曲げモーメントの変化量 ΔN_c，ΔM_c は，それぞれ，式(4)，式(5)で，また，**図－６ (b)** に示す鉄骨梁と鉄筋の合成断面の軸力および曲げモーメントの変化量 ΔN_{sr}，ΔM_{sr} は，それぞれ，式(6)，式(7)で表される。

$$\varepsilon_{sh} = \frac{\varepsilon_{sh}^{n}}{\phi_n}\phi \tag{3}$$

ここに，ϕ_n はクリープ係数の最終値，ε_{sh}^{n} は乾燥収縮ひずみの最終値である。軸力の変化量は引張を正，曲げモーメントの変化量は下側引張を正とする。

$$\Delta N_c = N_c\left(1-e^{-F\phi}\right) + E_c A_c \frac{\varepsilon_{sh}^{n}}{\phi_n}\left(1-e^{-F\phi}\right) \tag{4}$$

$$\begin{aligned}\Delta M_c &= M_c\left(1-e^{-\phi}\right) - \frac{F}{1-F}\frac{N_c I_c d}{I_c + nI_{sr}}\left(e^{-F\phi}-e^{-\phi}\right) \\ &\quad - E_c A_c \frac{\varepsilon_{sh}^{n}}{\phi_n}\frac{F}{1-F}\frac{I_c d}{I_c + nI_{sr}}\left(e^{-F\phi}-e^{-\phi}\right)\end{aligned} \tag{5}$$

$$\Delta N_{sr} = -N_c\left(1-e^{-F\phi}\right) - E_c A_c \frac{\varepsilon_{sh}^{n}}{\phi_n}\left(1-e^{-F\phi}\right) \tag{6}$$

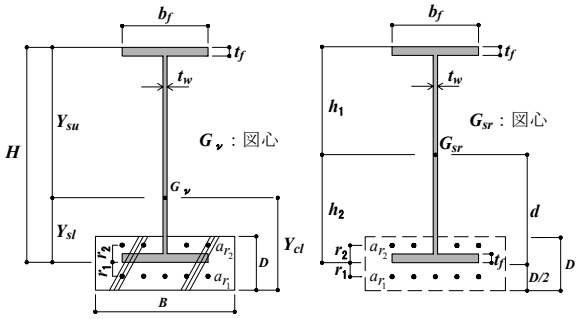
$$\begin{aligned}\Delta M_{sr} &= -M_c\left(1-e^{-\phi}\right) - N_c d\left(1-e^{-F\phi}\right) \\ &\quad + \frac{F}{1-F}\frac{N_c I_c d}{I_c + nI_{sr}}\left(e^{-F\phi}-e^{-\phi}\right) \\ &\quad + E_c A_c \frac{\varepsilon_{sh}^{n}}{\phi_n} d\left\{\frac{F}{1-F}\frac{I_c}{I_c + nI_{sr}}\left(e^{-F\phi}-e^{-\phi}\right) - \left(1-e^{-F\phi}\right)\right\}\end{aligned} \tag{7}$$

ただし，F は式(8)で与えられる。

$$F = \frac{1}{1 + \dfrac{A_c}{nA_{sr}} + \dfrac{A_c d^2}{I_c + nI_{sr}}} \tag{8}$$

ここに，A_{sr}，I_{sr} は**図－６ (b)** に示す合成断面の断面積および断面２次モーメント，また，d はその図心 G_{sr} と下フランジコンクリートの図心との距離である。

したがって，式(4)～式(7)で表される応力損失等より，クリープと乾燥収縮による下フランジコンクリート下縁の応力変化量 $\Delta\sigma_{cl}$ は式(9)で，鉄骨梁下フランジ中心および上フランジ中心の応力変化量 $\Delta\sigma_{sl}$，$\Delta\sigma_{su}$ は，それぞれ，式(10)，式(11)で，下段筋の応力変化量 $\Delta\sigma_{r1}$ は式(12)で表される。応力度の符号は引張を正とする。



図－６　プレビーム断面記号

$$\Delta\sigma_{cl} = \frac{\Delta N_c}{A_c} + \frac{\Delta M_c}{I_c}\frac{D}{2} \tag{9}$$

$$\Delta\sigma_{sl} = \frac{\Delta N_{sr}}{A_{sr}} + \frac{\Delta M_{sr}}{I_{sr}}\left(h_2 - \frac{t_f}{2}\right) \tag{10}$$

$$\Delta\sigma_{su} = \frac{\Delta N_{sr}}{A_{sr}} - \frac{\Delta M_{sr}}{I_{sr}}\left(h_1 - \frac{t_f}{2}\right) \tag{11}$$

$$\Delta\sigma_{r1} = \frac{\Delta N_{sr}}{A_{sr}} + \frac{\Delta M_{sr}}{I_{sr}}\left(h_2 + r_1\right) \tag{12}$$

なお，式(4)～式(8)は，平面保持を仮定して，プレビーム断面内の軸力および曲げモーメントのつり合いと，クリープひずみに対する Whitney の法則と Davis-Granville の法則 [2]より，式(13)，式(14)で表される連立微分方程式を誘導し，I_c が nI_{sr} に比べて無視できる場合にその解として得られたものである。式(4)～式(7)は，鉄筋および乾燥収縮を無視した場合に，プレビーム合成げた橋設計施工指針 [3]に記されたクリープ応力算定式による算定結果と同一の結果を与える。ここに，$x=\Delta N_c$, $y=\Delta M_c$, $p=A_{sr}/A_c$ である。

$$\begin{aligned}\frac{dx}{d\phi} &= -Fx + \frac{A_c dF}{I_c + nI_{sr}}y + E_c A_c F\left(\frac{N_c}{E_c A_c} + \frac{\varepsilon_{sh}^{n}}{\phi_n}\right) \\ &\quad - \frac{A_c dF}{I_c + nI_{sr}}M_c\end{aligned} \tag{13}$$

$$\begin{aligned}\frac{dy}{d\phi} &= \frac{FI_c d}{I_c + nI_{sr}}x - F\left\{\frac{nI_{sr}}{I_c + nI_{sr}}\left(\frac{1}{np}+1\right) + \frac{A_c d^2}{I_c + nI_{sr}}\right\}y \\ &\quad - E_c I_c F\frac{A_c d}{I_c + nI_{sr}}\left(\frac{N_c}{E_c A_c} + \frac{\varepsilon_{sh}^{n}}{\phi_n}\right) \\ &\quad + F\left\{\frac{nI_{sr}}{I_c + nI_{sr}}\left(\frac{1}{np}+1\right) + \frac{A_c d^2}{I_c + nI_{sr}}\right\}M_c\end{aligned} \tag{14}$$

4.2 リリース後の計測結果に基づく評価

図－７ に，リリース後 15 日間の等曲げ区間における鉄骨梁上下フランジ中心ひずみと下段筋ひずみのリリース時を基準とした経時変化を示す。鉄骨梁下フランジと下段筋のひずみは圧縮側に移行しており，コンクリー

トから鉄骨梁と鉄筋への圧縮力の移行が認められる。

表－５にリリース後 15 日における鉄骨梁フランジひずみおよび下段筋ひずみの変化量の実測値と，式(10)～式(12)による応力度をひずみに変換した計算値を示す。

計算値は，リリース時のプレフレクションモーメントの実測値より M_{pf} =520kNm とし，クリープ係数 ϕ を 0.45，また，式(3)の比例係数（$\varepsilon_{sh}^{n}/\phi_n$）を 200×10^{-6} として計算したものである。コンクリートのヤング係数は，**表－４**に示すリリース時の試験結果を，また，鉄筋のヤング係数は，**表－３**に示す引張試験結果を用いた。

計算値と実測値とは良好に一致しており，リリース後 15 日の下フランジコンクリートのクリープ係数は 0.45，乾燥収縮ひずみは，式(3)より 90×10^{-6} と推定できる。

５．ひび割れ発生荷重とひび割れ幅の評価

5.1 ひび割れ発生荷重

曲げ加力時の下フランジコンクリート下縁の残留応力度を σ_{cl}^{rd} とすると，これは，リリース時の圧縮応力度に式(9)で与えられる $\Delta\sigma_{cl}$ を加えて式(15)で表される。

$$\sigma_{cl}^{rd} = -\frac{M_{pf}}{n_r I_v^r} Y_{cl}^r + \Delta\sigma_{cl} \tag{15}$$

ここに，n_r，I_v^r，Y_{cl}^r は，リリース時のコンクリートのヤング係数を用いた諸量であることを示す。

ここで，ひび割れ発生荷重 P_{cr} に対し，下フランジコンクリート重量による引張応力度 σ_d を考慮すると，P_{cr} は式(16)で表される。a はせん断スパン長さ，σ_{tu} はコンクリートの引張強度，n，I_v，Y_{cl} は，曲げ加力時のコンクリートのヤング係数を用いた諸量である。

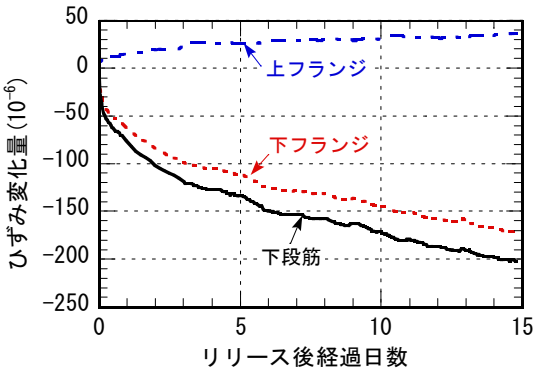
$$P_{cr} = \frac{nI_v}{Y_{cl}a}\left(-\sigma_{cl}^{rd} + \sigma_{tu} - \sigma_d\right) \tag{16}$$

また，式(15)の σ_{cl}^{rd} を零とする載荷荷重をディコンプレッション荷重 P_0 とすると，これは式(17)で表される。

$$P_0 = -\frac{nI_v}{Y_{cl}a}\sigma_{cl}^{rd} \tag{17}$$

表－６に，下フランジコンクリート下縁の応力度とディコンプレッション荷重 P_0 の計算値を，また，**表－７**に，ひび割れ発生荷重の実測値と計算値を示す。下フランジコンクリートの応力損失 ΔN_c，ΔM_c は，ϕ=0.45，$\varepsilon_{sh}^{n}/\phi_n$=$200\times10^{-6}$ として計算した。コンクリートのヤング係数および引張強度は**表－４**に示す試験結果を用いた。

ひび割れ発生荷重の実測値と計算値は良好に一致しており，下フランジコンクリートのクリープと乾燥収縮による応力損失を適切に評価することにより，ひび割れ発生荷重を的確に予測することができる。



図－７　リリース後のひずみの経時変化

表－５　リリース後 15 日の計測結果と計算値の比較

	ひずみ変化（$\times10^{-6}$）		
	下フランジ	上フランジ	下段筋
実測値	-170	36	-202
計算値	-162	27	-195

表－６　下フランジコンクリート下縁の残留応力度

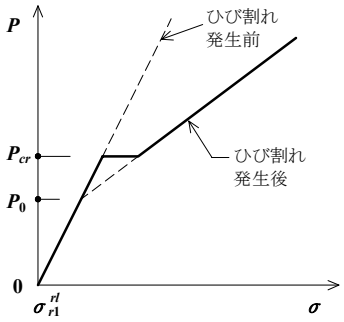
リリース時圧縮応力度	クリープ・乾燥収縮 $\Delta\sigma_{cl}$	残留応力度 σ_{cl}^{rd}	ディコンプレッション荷重 P_0 kN
-23.8	6.2	-17.6	148

応力度の単位は N/mm²，符号は引張を正

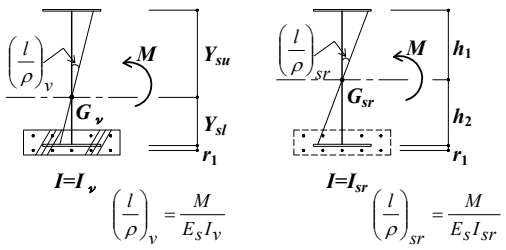
表－７　ひび割れ発生荷重の実測値と計算値

σ_{cl}^{rd} N/mm²	σ_d N/mm²	ひび割れ荷重 P_{cr} kN		
		実験値	計算値	実/計
-17.6	0.5	164	175	0.94

σ_d：下フランジコンクリート重量による引張応力度



図－８　曲げ加力時の鉄筋応力度



(a) ひび割れ発生前　　(b) ひび割れ発生後

図－９　ひび割れ発生前後のひずみ分布

5.2 ひび割れ後の鉄筋応力度

図－８に，曲げ加力時の下フランジコンクリートの鉄筋応力度を，また，**図－９**に，ひび割れ前後のプレビーム断面のひずみ分布を模式的に示す。これらの模式図を参考に，ひび割れ後の下段筋の応力度 σ_{r1} を式(18)で表すことができる。

$$\sigma_{r1} = \sigma_{r1}^{rl} + \frac{P_0 a}{I_v}\left(Y_{sl} + r_1\right) + \frac{\left(P - P_0\right)a}{I_{sr}}\left(h_2 + r_1\right) \qquad (18)$$

ここに，σ_{r1}^{rl} はリリース時に下段筋に導入される圧縮応力度であり，式(19)で算定する。

$$\sigma_{r1}^{rl} = -\frac{M_{pf}}{I_v^r}\left(Y_{sl}^r + r_1\right) \qquad (19)$$

図－１０に，式(18)，式(19)による下段筋応力度をひずみに変換した計算値と実測値の比較を示す。実測値は曲げ加力時の等曲げ区間の計測結果である。式(18)の P_0 は**表－６**に示す計算値を用いた。鉄筋のヤング係数は，**表－３**に示す引張試験結果を用いた。

ひび割れ発生以前では，計算値は実測値に比べて 250 $\times 10^{-6}$ 程度正側にシフトしているが，ひび割れ後は，鉄骨梁フランジが降伏するまで，計算値と実測値はほぼ良好に一致している。なお，式(18)による下段筋応力の計算では，式(12)で表される下段筋の応力変化を無視したが，これは，この下段筋の応力変化がクリープと乾燥収縮による拘束応力に起因するものであり，ひび割れによりこの拘束応力が解放されると考えたためである。

5.3 ひび割れ幅の実測値と計算値の比較

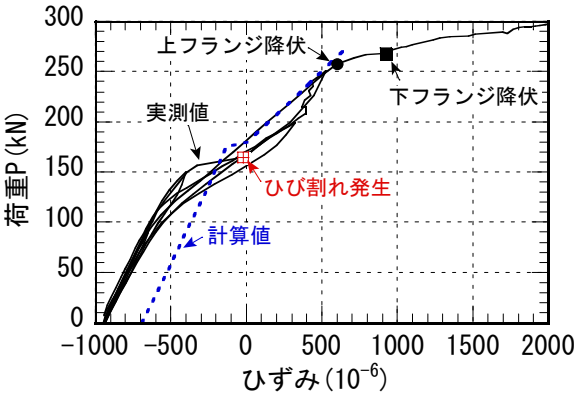
表－８に，PRC 部材に対するひび割れ幅算定式[4)]による平均ひび割れ間隔およびひび割れ幅の計算値と実測値の比較を示す。実測値はひび割れが進展した P=251kN の等曲げ区間における測定結果である（**図－５**）。

平均ひび割れ間隔 l_{av} は式(20)により計算した。ここに，c ，s，d_b は下段筋に関する量とした（**図－１１**）。

$$l_{av} = 2\left(c + \frac{s}{10}\right) + 0.1\frac{d_b}{p_e} \qquad (20)$$

ひび割れ幅の算定においては，ひび割れ断面における下段筋応力として式(18)による計算値を採り，また，乾燥収縮ひずみをリリース後の計測結果に基づき 90$\times 10^{-6}$ として考慮した。また，コンクリートの引張強度と鉄筋のヤング係数は，それぞれ，**表—３**，**表－４**に示す試験結果を用いた。

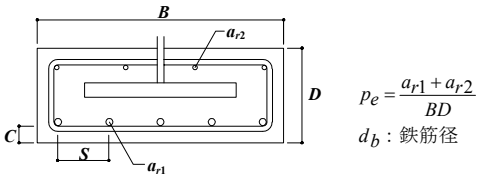
ひび割れ間隔，ひび割れ幅ともに実測値と計算値は良好に一致しており，PRC 部材に対するひび割れ幅算定式において，ひび割れ断面における下段筋応力を式(18)で算定し，また，曲げ加力時までの乾燥収縮ひずみを考慮することにより，下フランジコンクリートのひび割れ幅を適切に評価することができる。



図－１０　曲げ加力時の下段筋ひずみ

表－８　ひび割れ幅の測定結果と計算値

P=251 kN	平均ひび割れ間隔 (mm)	鉄筋応力度 N/mm^2	平均ひび割れ幅 (mm)	最大ひび割れ幅 (mm)
実測値	138	96	0.04	0.05
計算値	140	92	0.04	0.06



図－１１　ひび割れ間隔算定記号

６．まとめ

プレビームを大スパン建築に使用する場合には，ひび割れに対する検討が不可欠であり，このため，下フランジコンクリートのクリープと乾燥収縮による応力損失のより正確な評価法と，ひび割れ荷重やひび割れ幅の評価法を提案した。また，提案した評価手法の妥当性を 1/2 縮小モデル試験体によるプレフレクションから曲げ加力実験までの一連の性能評価実験により検証した。

参考文献

1) プレビーム振興会：プレビームの歩み，pp.79-90，2008.9
2) 六車熙：プレストレストコンクリート，コロナ社，pp.38-42，1976.7
3) (財)国土開発技術センター：プレビーム合成げた橋設計施工指針第 3 版，pp.46-47，1997 .7
4) プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針・同解説，日本建築学会，pp.116-117，2003.2