

5 章 ひび割れ（外観）に対する照査

5.1 限界状態と照査

外観に関するひび割れは，使用性の快適性に関する限界状態として規定されている．

ひび割れには，初期ひび割れ，荷重作用によるひび割れ，および材料の劣化に伴うひび割れなどがある．

照査の段階では，構造物の性能に影響を及ぼすような初期ひび割れは，適切な施工を実施することで発生しないことが前提となっている．このためには，施工段階での検査はもとより，設計段階での適切な構造計画や，構造細目（設計標準 15 章）に規定された目地の配置や種々の用心鉄筋など，現時点では照査することは困難であるが，これまで経験的に配慮してきた事項を遵守することが重要である．なお，材料の劣化に伴うひび割れは，耐久性の検討（設計標準 10 章）を満足し，かつ設計段階で想定した材料を用い確実な施工が実施されれば，設計耐用期間中には発生しないとみなしている．そのような背景のもとに，設計標準では，荷重作用によるひび割れを照査することとしている．

設計標準では，表面ひび割れ幅を照査指標として，式（5.1.1）で照査することが規定されている．この規定は，設計標準（平成 4 年）に規定され，現在に至っている．

$$\gamma_i \cdot w_d / w_l \leq 1.0 \quad (5.1.1)$$

ここに， γ_i ：構造物係数（1.0）

w_d ：ひび割れ幅の設計応答値

w_l ：ひび割れ幅の設計限界値

外観に関するひび割れの照査は，設計標準では使用性の中で規定されているものであるが，単に使用性の快適性に関する限界状態のみを目的とした規定ではないことに留意しておく必要がある．

鉄道構造物では，種々の形態のコンクリート構造物を建設してきている．その歴史的経緯は他の書籍に譲るが，スパン 10m 程度のコンクリート桁は RC 構造で建設されてきた．しかし，昭和 29 年に日本初の本格的 PC 桁が信楽高原鉄道第一大戸川橋梁で建設されたこと等を経緯として，スパンが 25m を超えるようなコンクリート構造は，PC 構造として建設されてきた．これは，当時の設計者が RC 桁の限界を認識していたことを意味しており，スパン 20m を超えるような領域では，意識的に PC 構造としたためである．当時の設計思想が現在まで継承されていることは，周知の事実である．

すなわち，RC 構造と PC 構造の適用区分は，設計標準などを用いた照査結果の経済性などの有意性から決定されるものではなく，設計者が，設計標準などの照査技術の限界を設計（構造計画）段階で認識して，意思決定しているのである．

その後，PRC 構造というプレストレスを導入してひび割れを制御する技術が推進された経緯の中で，照査技術の向上を目的として，RC 桁や PRC 桁等の実構造物を用いたいくつかの検討が行われた^{1), 2), 3)}．

このような検討の中で，若材齢にひび割れが発生すると，そのひび割れ幅は拡大するこ

とや、PRC 構造では軸方向鉄筋によるコンクリートの収縮の拘束の影響が無視できないことなどが明らかになった²⁾。設計標準（平成 4 年）の制定にあたっては、PRC 構造を合理的に設計することを主たる目的として、収縮がひび割れ幅に及ぼす影響を考慮すること、また RC 構造の限界に関する情報として検討されることとなった。

一方、後述するが、鋼材腐食に対するひび割れの照査が、耐久性に対する照査として規定されていた。この照査は、限界値である許容ひび割れ幅がかぶりの関数となっていることから、かぶりが大きい程許容されるひび割れ幅は大きくなり、鋼材腐食に対しては優位な設計へ誘導するものの、表面ひび割れ幅は大きくなるように設計を誘導することになり、外観上の問題が発生することが懸念された。

そこで、前述したコンクリートの収縮によるひび割れ幅の制御と、鋼材腐食に対するひび割れの照査の外観に対する問題点の両者を勘案して、設計標準（平成 4 年）では、外観に対するひび割れ幅の照査として規定されることになり、現在に至っている。

なお、この考え方は、昨今のコンクリートの収縮の増大化傾向に対する対応として、土木学会コンクリート標準示方書（2007 年版）に取り入れられている。

5.2 コンクリート構造の基本事項

5.2.1 ひび割れ幅

ひび割れに対する照査を行う上での基本事項を以下に示す．

鉄筋コンクリート部材に曲げモーメント M が作用し，曲げモーメントの増加とともに，ひび割れが発生し，ひび割れが増加し，その結果，ひび割れ間隔が小さくなっていく．しかし，曲げモーメントがある程度以上大きくなれば，新たなひび割れが発生しなくなる状態となり，この状態は定常状態と呼ばれている．

定常状態におけるひび割れ間の応力分布は，図 5.2.1 に示すとおりとなる．

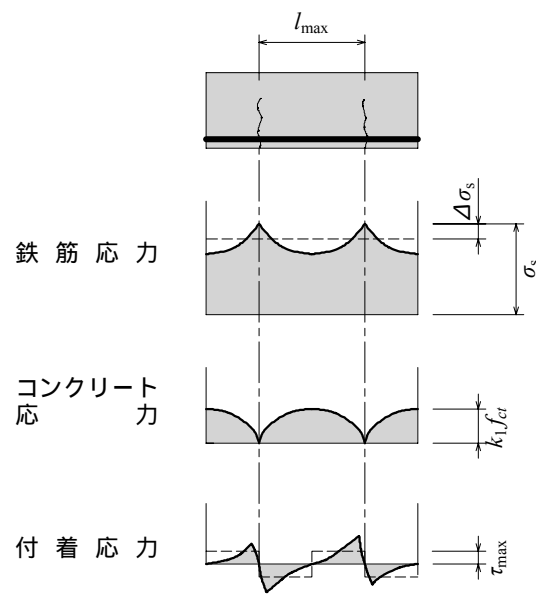


図 5.2.1 定常状態におけるひび割れ間の応力分布

その場合，鉄筋コンクリートのひび割れ (W_{cr}) は，一般に式 (5.2.1) で表すことができる．

$$W_{cr} = \int_0^{2l_{cr}} (\varepsilon_s - \varepsilon_c) dx \quad (5.2.1)$$

ここに，

$2l_{cr}$: ひび割れ間隔

$\varepsilon_s - \varepsilon_c$: 鉄筋とコンクリートのひずみ差

すなわち，鉄筋コンクリートの表面最大ひび割れ幅は，(最大ひび割れ間隔)に(ひび割れ間のコンクリートと鉄筋のひずみ差)を乗じた値として与えられることになる．

最大ひび割れ間隔 $l_{\max}$ は、かぶり c および鉄筋のあき $(c_s - \varphi)$ と線形関係にあることが角田⁴⁾により明らかにされ、実用的な最大ひび割れ間隔の評価式として式(5.2.2)が得られている。

$$l_{\max} = \begin{cases} 5.4c & (c_s - \varphi) / c \leq 2.5 \text{ の場合} \\ 3.72 \{c + 0.18(c_s - \varphi)\} & (c_s - \varphi) / c > 2.5 \text{ の場合} \end{cases} \quad (5.2.2)$$

これを基にコンクリート標準示方書(昭和61年版)に、簡略化した最大ひび割れ間隔式として式(5.2.3)が記載され、コンクリート標準示方書(昭和61年版)に従って、設計標準(平成4年版)に適用された。

$$l_{\max} = 1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 (4c + 0.7(c_s - \varphi)) \quad (5.2.3)$$

ここに、

k_1 : 鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

k_3 : 引張鋼材の段数の影響を表す係数

なお、ひび割れ幅は、最大ひび割れ間隔に、鉄筋とコンクリートのひずみ差を乗じた式(5.2.4)で算定することになった。

$$w_d = l_{\max} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right] \quad (5.2.4)$$

ここに、

$l_{\max}$: 最大ひび割れ間隔

ε'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープの影響等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{se} : 鋼材位置のコンクリートの応力度が0の状態からの鉄筋応力度の増加量

E_s : 鉄筋のヤング係数

5.2.2 実構造物のひび割れ幅

鉄道の RCT 形 112 橋のひび割れ度数分布の例を，図 5.2.2 に示す．図には，鉄筋応力度のレベルを 3 つに区分して示している．これによると，鉄筋応力度の増加に伴い，ひび割れ幅の平均値も大きくなる傾向が見られる．

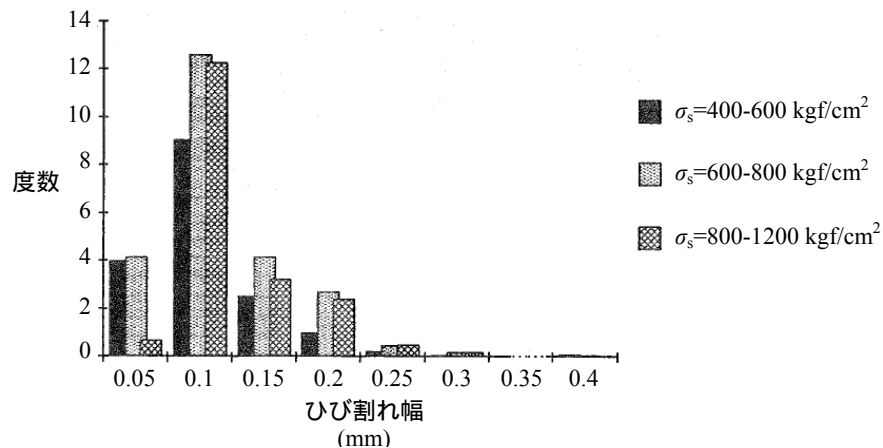


図 5.2.2 ひび割れの度数分布⁵⁾

また，ひび割れ幅の実測値と，計算値の関係の例を表 5.2.1 に示す．ひび割れ幅の計算値は，式 (5.2.4) で算定し，収縮の影響を変化させてひび割れ幅の実測値と比較したものである．表には，ひび割れ幅の分布を，正規分布または対数分布に仮定し，最大ひび割れ幅と，平均ひび割れ幅に対するひび割れ幅の計算値の比に対して，それぞれ 1.0 を超える確率を示している．なお，この調査では，最大ひび割れ幅は平均ひび割れ幅の約 1.7 倍とされている⁵⁾．

表 5.2.1 ひび割れ幅の実測値と計算値の比較⁵⁾

仮定した分布	実測値 計算値	$\varepsilon'_{cs} = 0 \mu$	$\varepsilon'_{cs} = 150 \mu$	$\varepsilon'_{cs} = 300 \mu$
正規分布	$\frac{w_{\max}}{w_{\text{cal}}}$	86.7 %	68.2 %	40.7 %
	$\frac{w_{\text{mean}}}{w_{\text{cal}}}$	58.2 %	15.8 %	0.8 %
対数正規分布	$\frac{w_{\max}}{w_{\text{cal}}}$	90.8 %	64.0 %	34.1 %
	$\frac{w_{\text{mean}}}{w_{\text{cal}}}$	50.5 %	14.6 %	2.4 %

注) $w_{\max}$: 最大ひび割れ幅 w_{mean} : 平均ひび割れ幅 w_{cal} : ひび割れ幅の計算値

最大ひび割れ間隔に対しては，ひび割れ間隔の最大から 5% 目を最大ひび割れ間隔の実測値として，最大ひび割れ間隔を $(4_c + 0.7(c_s - \varphi))$ とした算定値と比較すると，その誤差は 5% 程度であり，最大ひび割れ間隔は，精度良く算定できることが確認されている⁶⁾．

これらの検討により，ひび割れ幅を精度よく算定するには，鉄筋の応力度は構造物の重量に起因するために一定の精度で算定することが可能であり，最大ひび割れ間隔も精度良く算定できることから，収縮等による影響を適切に考慮しなければならないことが分かった．

5.2.3 ひび割れ幅算定式⁷⁾

設計標準では，5.2.1 のひび割れ幅に関する基本事項を踏まえて，実構造物のコンクリートの施工段階から供用段階までのひび割れ幅に影響を与える因子として，重要なパラメータである鉄筋とコンクリートのひずみ差 ($\Delta\varepsilon$) を以下のように考えることとしている．

RC 構造の表面最大曲げひび割れ幅に関する要因は，図 5.2.3 に示すとおりである．また，照査に用いる外荷重が作用するひび割れ発生後のひび割れ間の応力は，図 5.2.1 に示す分布となる．

コンクリートの施工段階から供用段階までの，鉄筋とコンクリートのひずみ差 ($\Delta\varepsilon$) は，式 (5.2.5) で，表すことができるとしている⁷⁾．

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{sh} + \varepsilon_g + \varepsilon'_{cs2} + ((\sigma_s - \Delta\sigma_s) / E_s - \varepsilon_{cm}) \quad (5.2.5)$$

ここに，

ε_{sh} : ひび割れ発生前の桁全体の乾燥収縮によるひずみ差

ε_g : ひび割れ発生前の死荷重クリープによるひずみ

ε'_{cs2} : ひび割れ間中部材の乾燥収縮によるひずみ差

$(\sigma_s - \Delta\sigma_s) / E_s$: 外荷重の作用によるひび割れ発生後の鉄筋の平均ひずみ差

ε_{cm} : 外荷重の作用によるひび割れ発生後のコンクリートの平均ひずみ差

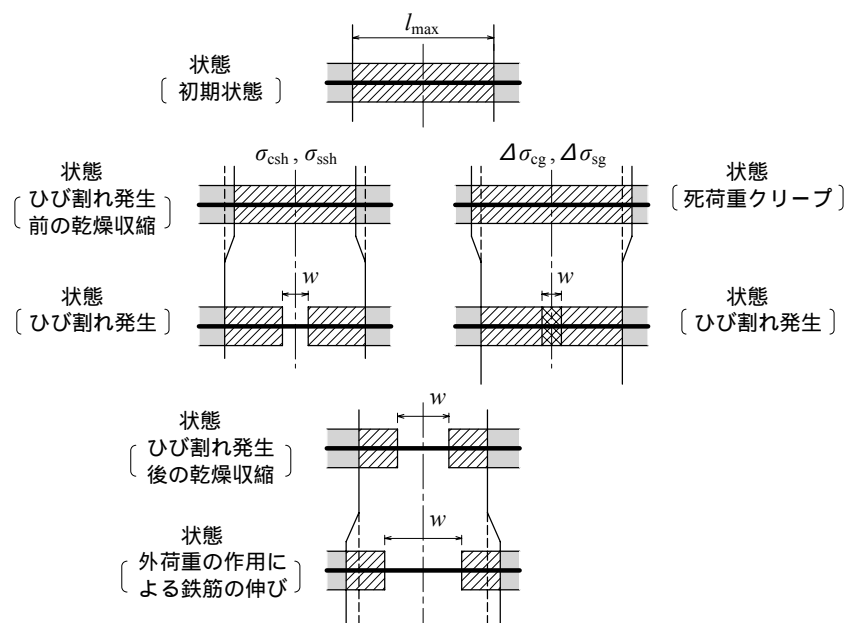


図 5.2.3 RC 桁の表面最大曲げひび割れ幅に関する要因⁷⁾

(1) ひび割れ発生前の桁全体の乾燥収縮によるひずみ差 ε_{sh}

桁全体のコンクリートが無応力の状態 から収縮すると、コンクリートには引張応力、鉄筋には圧縮応力が生じる。状態 において、ひび割れが発生したと仮定すると、両方は開放されて、そのひずみ ε_{sh} は、式 (5.2.6) により与えられる。

$$\varepsilon_{sh} = (\varepsilon'_{cs1} / \varphi_{sh}) \cdot \frac{1}{\alpha_s} \cdot (1 - e^{-\alpha_s \cdot \varphi_{sh}}) \quad (5.2.6)$$

ここに、 ε'_{cs1} ：ひび割れ発生までの桁全体の乾燥収縮ひずみ

φ_{sh} ：乾燥収縮によるコンクリートの内部応力に対するひび割れ発生までのクリープ係数

α_s ：影響係数 (図 5.2.4 参照)

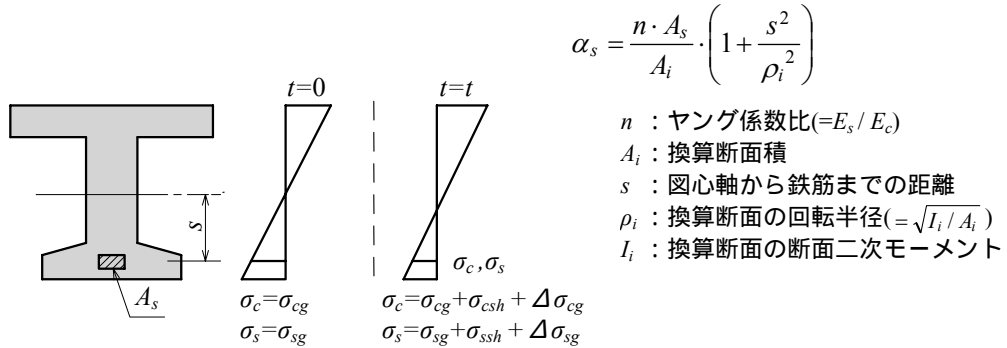


図 5.2.4 乾燥収縮，死荷重クリープに伴う内部応力の解析モデル⁷⁾

(2) ひび割れ発生前の死荷重クリープによるひずみ ε_g

死荷重が作用してもひび割れが発生しない場合、コンクリートのクリープにより、コンクリートの引張応力は減少し、鉄筋の引張応力は増加する。状態 において、両者は解放されて、そのひずみ ε_g は、式 (5.2.7) により与えられる。

$$\varepsilon_g = (\sigma_{cg} / E_c) \cdot \frac{1}{\alpha_s} \cdot (1 - e^{-\alpha_s \cdot \varphi_g}) \quad (5.2.7)$$

ここに、 σ_{cg} ：死荷重による鉄筋位置のコンクリートの初期応力度

φ_g ：死荷重による初期応力に対するひび割れ発生までのクリープ係数

(3) ひび割れ間小部材の乾燥収縮によるひずみ差 ε'_{cs2}

ひび割れ発生後、ひび割れ間の小部材に乾燥収縮によるひずみ ε'_{cs2} が生じる。

石橋ら⁶⁾により、桁全体の収縮と、ひび割れ発生以降のひび割れ間コンクリートの収縮の影響を考慮して、ひび割れ幅を算定することで、比較的精度よくひび割れ幅を算定できることが明らかにされている。

したがって、 ε'_{cs2} の値については、その方法に従い、式 (5.2.8) に示す阪田ら⁸⁾による部材の諸元等を考慮した無筋コンクリートの乾燥収縮ひずみの予測式に基づいて、図 5.2.5

に示すように求めることとした．この場合，ひび割れ間小部材の乾燥収縮は鉄筋の拘束の影響をほとんど受けないことが明らかにされている⁹⁾．

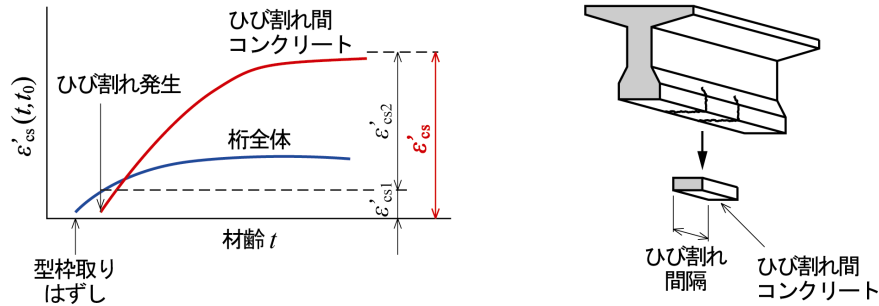


図 5.2.5 ひび割れ間小部材に対する乾燥収縮ひずみ ε'_{cs2} の評価方法

具体的には，式 (5.2.8) により，乾燥収縮ひずみの経時変化 $\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$ を，型枠取りはずし時点を乾燥開始材齢とする桁全体と，ひび割れ発生時点を乾燥開始材齢とするひび割れ間の小部材について求め，ひび割れ間小部材の乾燥収縮ひずみの最終値 ε'_{∞} からひび割れ発生時の桁全体の乾燥収縮ひずみ ε'_{cs1} を差し引いた値として ε'_{cs2} を評価するものである．なお，ひび割れ間の小部材の断面高さは， $H/5$ (H ：断面高さ) とされている⁶⁾．

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon'_{cs}(t, t_0) &= [1 - \exp\{-0.108(t-t_0)^{0.56}\}] \cdot \varepsilon'_{\infty} \\ \varepsilon'_{\infty} &= -60 + 78\{1 - \exp(RH/100)\} + 38 \log_e W - 5\{\log_e(V/S)\}^2 + 4 \log_e t_0 \end{aligned} \right\} \quad (5.2.8)$$

ここに， ε'_{∞} ：乾燥収縮ひずみの最終値

t_0 ：乾燥開始材齢（日）($t_0 = 7$ のとき $t_0 = 7$ ， $t_0 = 28$ のとき $t_0 = 28$)

t ：材齢（日）

V ：対象部分の体積（ cm^3 ）

RH ：相対湿度（％）

S ：対象部分の表面積（ cm^2 ）

W ：単位水量（ kgf/m^3 ）

(4) 荷重の作用によるひび割れ発生後の鉄筋の伸びによるひずみ差 $(\sigma_s - \Delta\sigma_s)/E_s$

状態において，死荷重を含む荷重が作用すると，ひび割れ間の応力は，図 5.2.1 に示す分布となる．ここで，鉄筋の平均ひずみを $(\sigma_s - \Delta\sigma_s)/E_s$ ，コンクリートの平均ひずみを ε_{cm} で表すと，ひび割れ発生後の鉄筋の伸びによるひずみ差は， $(\sigma_s - \Delta\sigma_s)/E_s - \varepsilon_{cm}$ となる．

なお， ε_{cm} の値は無視できるほど小さいことが明らかにされている⁴⁾．

(5) ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮クリープの影響

ひび割れ発生後，コンクリートの圧縮クリープに伴い中立軸の位置が低下するが，これ

による鉄筋応力度の増加は小さく，表面最大曲げひび割れ幅への影響は無視できることが明らかにされている⁴⁾。

このように，ひずみ差の要因を式(5.2.5)で表せるとした場合の，図5.2.6に示すRC桁を対象とした場合の表面最大ひび割れ幅に関わる要因の影響度に関する検討によると， σ_s/E_s と ε'_{csd} が支配的であり，前者が全体の約60%，後者は約35%となった(図5.2.7)⁷⁾。これらの検討に基づき，実用上のひずみ差は，式(5.2.9)のように設定している。

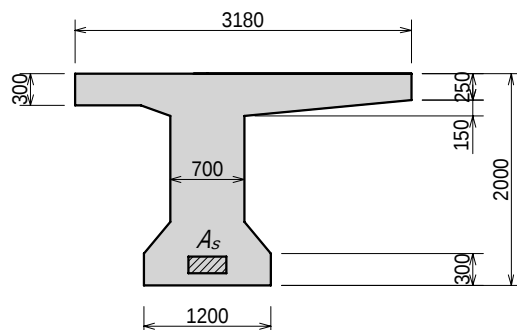
$$\Delta\varepsilon=(\sigma_s/E_s+\varepsilon'_{csd}) \quad (5.2.9)$$

ここに，

σ_s ：鉄筋応力度の増加量

ε'_{csd} ：コンクリート収縮およびクリープの影響等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

なお，式(5.2.5)に示したように， σ_{se}/E_s 以外のひずみ差を全て含めて，設計標準では， ε'_{csd} としていることを認識しておく必要がある。また，PRC構造では， ε_{sh} ， ε_d の影響を考慮して鋼材応力度の変動量が算定されるため， ε_{sh} ， ε_d の影響は， σ_{se}/E_s において考慮されていることになる。



形式：単線2主桁
スパン：19.1m
設計荷重：新幹線荷重
引張鉄筋比：0.47%
有効鉄筋比：8.5%

図5.2.6 RCの諸元⁷⁾

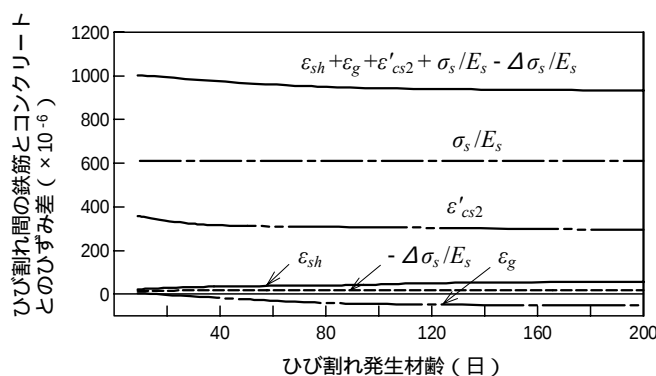


図5.2.7 RC桁の表面最大曲げひび割れ幅にかかわる要因の影響度⁷⁾

ここで示したひび割れ幅算定法は，ひび割れが定常状態に達した場合を想定している．そのため，RC ラーメン高架橋のスラブなど，死荷重等の影響が小さく，永久荷重作用時にひび割れが発生しない部材など，ひび割れが定常状態に達しない状態で供用される部材に対しては，計算で得られるひび割れ幅は過大なものとなり，不合理な照査結果となる場合がある．それらに対して合理的な照査方法は十分ではないために，便宜的に，永久作用時の鉄筋応力度を表 5.2.2 に示す値で制限することで，ひび割れ幅の照査に換えているのが現状である．

表 5.2.2 曲げひび割れ幅の検討を省略できる部材における
永久作用による引張鉄筋応力度の制限値 σ_{sl} (N/mm²)

鋼材の腐食に関する環境条件		
一般の環境	腐食性環境	とくに厳しい腐食性環境
140	120	100

5.2.4 剛性低下の影響

(1) 鉄筋コンクリートの引張剛性

鉄筋コンクリートに引張力が作用してひび割れが生じた後において，鉄筋とコンクリートの付着作用によってひび割れ間のコンクリートが引張力を負担する（図 5.2.1）．そのため，引張剛性は，コンクリートの引張力を無視した鉄筋単体とした計算よりも大きくなる（図 5.2.8）．これは，テンションスティフニング効果と呼ばれている．使用時の鉄筋コンクリートの剛性の評価には，この影響を考慮しなければならない．

テンションスティフニングのモデル化として，鉄筋の付着効果の結果として生じるひび割れ間の鉄筋とコンクリートの引張応力分布を鉄筋軸方向に平均化して足し合わせる方法がある．この方法には，鉄筋およびコンクリートの鉄筋軸方向に対する平均応力 - 平均ひずみ関係が用いられ，コンクリートの平均応力 - 平均ひずみ関係として種々のものが提案されている．たとえば，土木学会示方書^{10), 11)}では，図 5.2.9 に示すようなモデル¹²⁾が示されている．なお，図 5.2.9 は，鉄筋降伏後にも適用できることが報告されている¹³⁾．

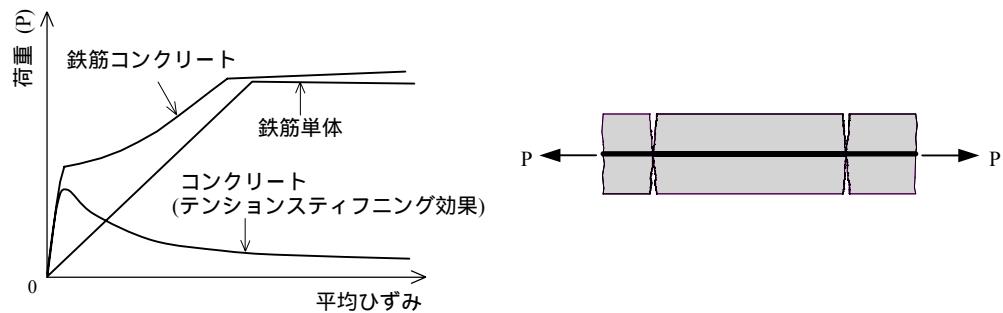


図 5.2.8 テンションスティフニング

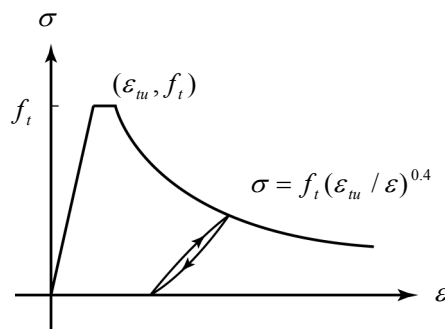


図 5.2.9 鉄筋との相互作用を考慮した
コンクリートの引張応力-ひずみ関係

(2) 鉄筋コンクリート部材の剛性¹⁴⁾

純曲げを受ける RC 部材の曲げモーメント M とたわみ y との関係を図 5.2.10 示す．

M がひび割れ発生曲げモーメント M_{cr} よりも小さい範囲では，たわみは部材の剛性の理論

I (全断面有効) となる。 M が M_{cr} を超えると、応力計算上は理論 II (中立軸以下のコンクリートの引張抵抗を無視) に移行するが、たわみは理論 II の計算値よりも小さく、 M の増加とともに理論 II に漸近する。

ひび割れ発生後において、たわみが理論 II の計算値よりも小さいのは、前述したように鉄筋との付着作用によってひび割れ間のコンクリートが引張応力を受け持つなどのためである (図 5.2.11 参照)。

したがって、純曲げを受ける場合、たわみ y の算定には、鉄筋コンクリートの引張剛性の影響を考慮しなければならない。

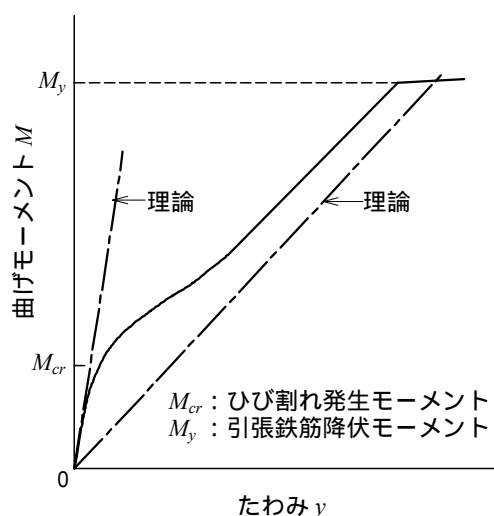


図 5.2.10 曲げモーメント M (純曲げ) とたわみ y との関係¹⁴⁾

引張剛性の影響を考慮して部材の剛性を求める方法としては、概ね、以下の二つに大別できる。

引張領域のコンクリートの応力状態を仮定するか、鉄筋応力 - 平均ひずみ関係を仮定するか、あるいは鉄筋の付着応力 - すべり関係を仮定するなどして、力の釣合い条件より $M - \phi$ 関係を求める方法
理論 I と理論 II の曲げ剛性を用いて、ひび割れ発生後の過渡状態の割線曲げ剛性を曲げモーメントの関数として直接与え、これを用いて $M - \phi$ 関係を求める方法

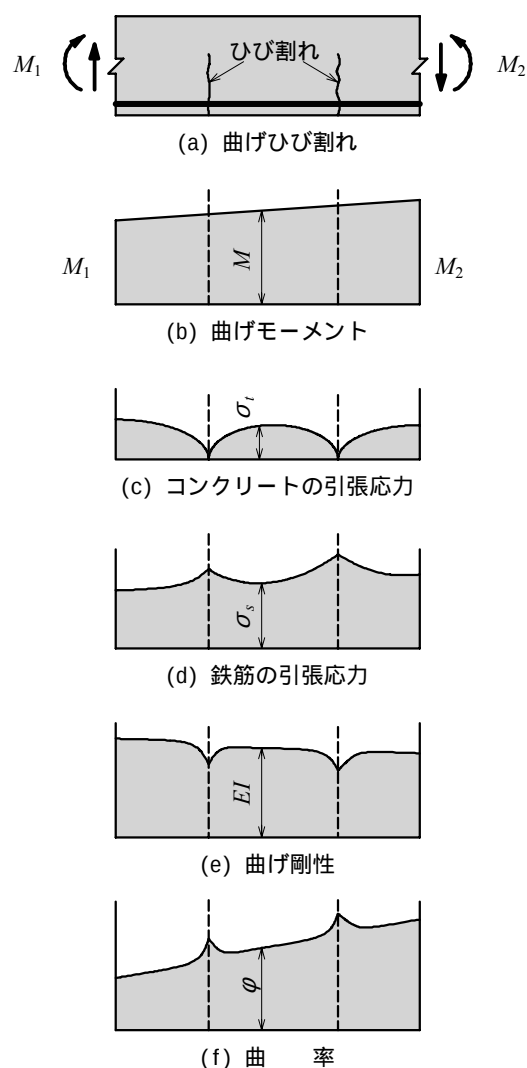


図 5.2.11 曲げを受ける RC 部材の応力状態¹⁴⁾

角田¹⁵⁾は、上記の および の方法について、実測値との適合性に関する検討を行った結果、いずれの方法を用いても曲げ剛性に対する引張部コンクリートの寄与を適切に評価できること、また Branson の方法は取扱いが最も簡単かつ、ひび割れ発生の前後で $M - \phi$ 関係の連続性が保たれている利点があることを明らかにした。

これらの検討をもとに、土木学会コンクリート標準示方書では、Branson の方法¹⁶⁾を、ひび割れ発生後の割線曲げ剛性として式(5.2.10)、式(5.2.11)を用いてよいこととしており、設計標準でもこの方法を用いることとしている。

剛性を曲げモーメントにより変化させる場合

$$I_e = \left(\frac{M_{crd}}{M_d} \right)^4 \cdot I_g + \left\{ 1 - \left(\frac{M_{crd}}{M_d} \right)^4 \right\} \cdot I_{cr} \leq I_g \quad (5.2.10)$$

剛性を部材全長にわたって一定とする場合

$$I_e = \left(\frac{M_{crd}}{M_{dmax}} \right)^3 \cdot I_g + \left\{ 1 - \left(\frac{M_{crd}}{M_{dmax}} \right)^3 \right\} \cdot I_{cr} \leq I_g \quad (5.2.11)$$

ここに、 I_e : 曲げひび割れ部材の断面二次モーメント

M_{crd} : 曲げひび割れが発生する限界の曲げモーメントで、コンクリートの曲げ応力度が部材寸法の影響を考慮した設計曲げ強度となる曲げモーメント

M_d : 変位・変形量計算時の設計曲げモーメント

M_{dmax} : 変位・変形量計算時の設計曲げモーメントのスパン最大値

I_g : 全断面有効の断面二次モーメント

I_{cr} : 中立軸以下のコンクリート部分を除いた断面二次モーメント

なお、軸力を伴う割線曲げ剛性については、式(5.2.10)を拡張した式(5.2.11)が提案されており¹⁷⁾、設計標準では、柱部材などの軸力が作用する部材では、式(5.2.12)を用いることが想定されている。

$$I_e = \left[\left(\frac{\sigma_{s,cr}}{\sigma_s} \right)^m I_g + \left(1 - \left(\frac{\sigma_{s,cr}}{\sigma_s} \right)^m \right) I_{cr} \right] \leq I_g \quad (5.2.12)$$

ここに、 I_e : 換算断面二次モーメント

$\sigma_{s,cr}$: ひび割れ発生時の鉄筋引張応力

σ_s : 任意の荷重レベルの鉄筋引張応力

I_{cr} : 引張応力を受けるコンクリートを除いた断面二次モーメント

I_g : 全断面の断面二次モーメント

5.3 作用と組合せ

5.3.1 作用の組合せ

設計標準では、設計作用の組合せは、以下のように規定されている。

外観の照査では、永久作用を考慮して、変動作用の持続的成分を必要に応じて考慮する。

具体的な設計作用の組合せは、ラーメン高架橋を例にとると、以下のようになる。

$$D_1 + D_2 + P_S + S_H + C_r + T + L_R$$

ここに、 D_1 : 固定死荷重

D_2 : 付加死荷重

P_S : プレストレス力

S_H : コンクリートの収縮の影響

C_r : コンクリートのクリープの影響

T : 温度変化の影響

L_R : ロングレール縦荷重

なお、外観の照査においては、列車荷重によるひび割れの開口は、極めて短時間であることから、列車荷重の影響は無視することとしている。

5.3.2 変動作用の持続的成分¹⁴⁾

外観のひび割れを照査する場合の作用は、通常の使用時の特性値を用いて行う。考慮する作用としては、永久作用と変動作用の持続的成分とされている。これは、ひび割れは、活荷重などの極めて載荷時間が短い作用は、外観のひび割れに対して影響は小さいが、温度変化の影響などの変動作用でも、持続的な作用は、外観のひび割れに対しての影響を考慮するように規定したものである。

ラーメン高架橋の地上部材における部材断面の平均的コンクリート温度は、日射および外気温の日変動の影響を除外して考えると、ほぼ月平均気温に等しいことが実測調査¹⁸⁾により明らかになっている。

その場合、特性値の設定の考え方としては、以下のものがある。

温度降下の最大値（年平均気温 - 最低月平均気温）として、年間を通しての最大ひび割れ幅として照査する。

降温時の開口の時間平均値として、との中庸的な扱いとする。

温度変化の影響を無視し、年間を通しての平均ひび割れ幅として照査する。

これらのうち、設計標準では、一般の場合は、の考え方を基本として、特性値を年平均気温と最低月平均気温との差の80%程度に低減した値としてよいこととしている。なお、降温時における半正弦波的な開口の時間平均値を制限値に収めることとすると、温度降下の特性値を約64%に低減できるが、それに比べてやや大きめの値となっている。この考え方は、後述する「耐久性に対する検討」の鋼材腐食に対するひび割れ幅の照査にも同様に適用される。

なお，温度変化の影響に依存するロングレール縦荷重の取扱いもこれに準じることになる．

5.3.3 収縮とクリープの影響¹⁴⁾

ラーメン高架橋の縦梁が乾燥収縮により短縮した場合に、端柱その他に発生する曲げモーメントは、柱に生じるひび割れに伴う短期曲げ剛性の低下、および柱コンクリートのクリープに伴う長期曲げ剛性の低下により、全断面有効の曲げ剛性を用いて解析した場合よりも大幅に緩和される。

しかしながら、通常の設計において長期曲げ剛性まで考慮して解析することは、やや煩雑であることから、長期曲げ剛性の低下による寄与分を荷重条件たる縦梁の乾燥収縮ひずみを減じることにより置換できれば、実務上の利点大きい。このような観点から、死荷重 + 乾燥収縮（縦梁）の荷重条件のもとで次の二通りの解析を行い、実際の乾燥収縮ひずみと、クリープの寄与分を減じた見掛けの乾燥収縮ひずみとの関係について検討した。

解析 A：実際の乾燥収縮ひずみを入力し、クリープに伴う長期曲げ剛性を用いた解析

解析 B：クリープの寄与分を減じた見掛けの乾燥収縮ひずみを入力し、短期曲げ剛性を用いた解析

解析 A と解析 B による端柱上端の曲げモーメントを比較して図 5.3.1 に示す。これによれば、実際の乾燥収縮ひずみが 300×10^{-6} 以上の場合、それから 150×10^{-6} を減じた値を見掛けの乾燥収縮ひずみとして解析 B により求めた曲げモーメントは、解析 A と同等かやや大きくなる。一方、実際の乾燥収縮ひずみが 300×10^{-6} を下まわる場合には、 150×10^{-6} を減じると、解析 B はやや過少評価になる。

設計標準では解析 B の方法による場合の見掛けの乾燥収縮ひずみを一般に 150×10^{-6} に設定したが、実際の乾燥収縮ひずみが 300×10^{-6} を超える場合には、それに応じて 150×10^{-6} よりも大きい値とするのがよいと言える。

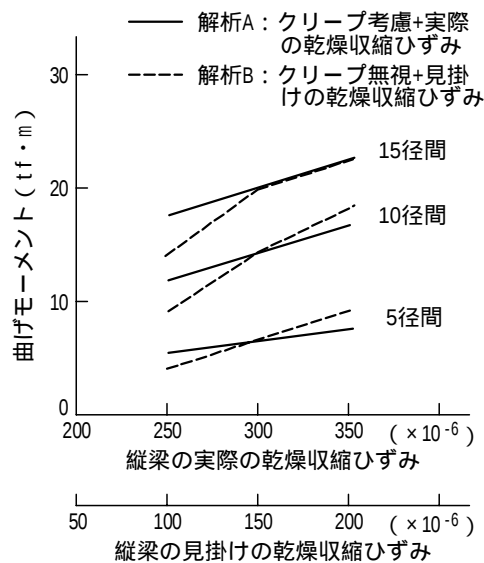


図 5.3.1 クリープによる柱の曲げ剛性の低下が端柱上端の曲げモーメントに及ぼす影響¹⁴⁾

なお，このような検討を踏まえて，設計標準では，ラーメン高架橋等において，コンクリートの収縮に伴う不静定力を求める場合の収縮ひずみは，表 5.3.1 のように規定されている．これらには，クリープの影響が含まれ，線形解析を用いることが前提条件であり，かつ，想定されたコンクリートの収縮やクリープ特性を有することなどの適用条件があることに注意する必要がある．

近年，コンクリートの収縮が増加傾向にあるとの指摘もあるため，多径間ラーメンなど，これまでの経験を超えるような構造物の照査にあたっては，十分に検討するのがよい．

表 5.3.1 不静定力の解析に用いるコンクリートの収縮ひずみ ε'_{cs} ($\times 10^{-6}$)

構造物の種類			ε'_{CS}
鉄筋コンクリート構造物	ラーメン		150
	アーチ	軸方向鉄筋比 0.5%以上	150
		軸方向鉄筋比 0.1%以上 0.5%未満	200
プレストレストコンクリート構造物			150
軽量骨材コンクリートを用いた構造物			150

5.4 応答値の算定¹⁴⁾

5.4.1 剛性の取扱い

構造物を線材にモデル化し、5.3の作用の組合せ時の断面力を構造解析を実施して算定する。この場合、設計標準では、ひび割れによる剛性低下の影響を考慮することとしている。

ビームスラブ式ラーメン高架橋の縦梁が、収縮や温度変化などで短縮した場合の曲げモーメント分布を図 5.4.1 に示す。曲げモーメントは、柱上下端部、および端部縦梁の両端部となる。一般のビームスラブ式ラーメン高架橋では、高架橋の剛比の関係から、端部の曲げモーメントは、柱の曲げ剛性にほぼ比例することになり、ひび割れの発生およびコンクリートのクリープに伴う柱の曲げ剛性の影響を精度良く評価することが重要となる。

ラーメン高架橋の径間数と、柱の剛性の評価法の違いが発生断面力に及ぼす影響の検討例を図 5.4.2 に示す。これによると、柱の剛性を線形とすると過大な断面力が発生し、合理的な照査を実施することが困難であることが分かる。このような理由により、ひび割れによる剛性低下の影響を考慮することを原則としている。

なお、実務では、非線形解析を実施することが煩雑であるため、ひび割れ幅の限界値に達するときの鉄筋応力度に相当する柱の剛性低下割合を、標準的な高架橋の断面形状を用いてパラメータスタディを実施した結果、全断面有効とした剛性の 70% に低減した剛性を便宜的に用いて、線形解析で非線形性の影響を考慮する方法が用いられている。

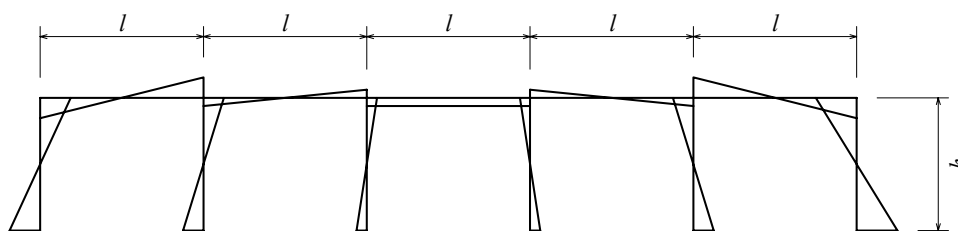


図 5.4.1 縦梁の乾燥収縮による曲げモーメントの分布形態¹⁴⁾

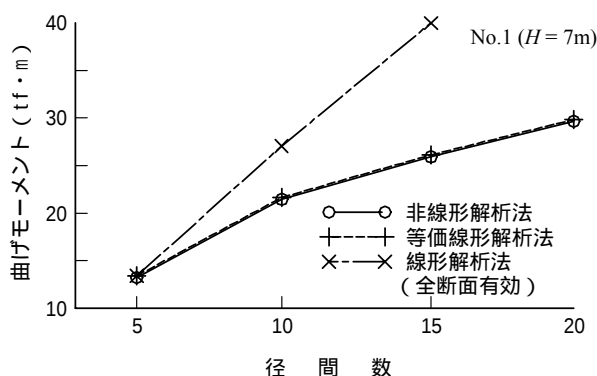


図 5.4.2 等価線形解析法と非線形解析法による端柱上端の曲げモーメントの比較¹⁴⁾

5.4.2 鋼材応力度の算定

ひび割れ幅を精度良く算定するためには，前述のようにコンクリートの施工段階から供用段階までの，コンクリートの収縮・クリープの影響を，ひび割れの発生状況に応じて考慮する必要がある．したがって，ひび割れ幅の算定に用いる鋼材の応力度の算定も，コンクリートの収縮・クリープの影響を考慮する必要がある．

設計標準では，コンクリートの収縮による鉄筋および PC 鋼材の拘束の影響を考慮することを原則としている．とくに，プレストレストコンクリート構造で，使用時にひび割れの発生を許容する限界状態としている PRC 構造では，異形鉄筋の配置によってひび割れを制御する構造であるため，鉄筋が多量に配置されることが多い．そのため，鉄筋の拘束の影響を無視することはできないとしている．この考え方は，これまで PRC 構造や RC 構造の実橋のひび割れ幅などの調査や解析結果に基づいて，照査によるひび割れ幅が実際のひび割れ幅とできるだけ一致し，かつ，実際のひび割れ幅が過大なものにならないように配慮したものである．

設計標準では，使用時のコンクリートの引張縁の限界状態に応じて材料の応力度の算定方法を規定している．

このうち，PRC 構造では，永久作用時にはひび割れの発生を許容しないことを前提として，永久作用による PC 鋼材の引張応力度の減少量および引張鉄筋の応力度の変動量は，鉄筋の拘束の影響を考慮することを原則として，式 (5.4.1) と式 (5.4.2) により算定することとしている．PRC 構造で永久作用時にひび割れの発生を許容しないのは，PRC 構造であっても，若材齢時にひび割れの発生を許容すると，ひび割れの制御を行うことが現状の照査技術では困難な場合も想定されることに対応したものである．

なお，永久作用によるコンクリートの応力度は，引張鉄筋に作用する圧縮力の反力の影響を考慮して求めることとしている．

$$\begin{aligned} & \{1 + \alpha_{pp} \cdot (1 + \varphi / 2)\} \cdot \Delta\sigma_{pcs} + \alpha_{sp} \cdot (1 + \varphi / 2) \cdot \Delta\sigma_{scs} \\ & = n_p \cdot \{\varphi \cdot (\sigma'_{cpt} + \sigma'_{cdp}) + E_c \cdot \varepsilon'_{cs}\} \end{aligned} \quad (5.4.1)$$

$$\begin{aligned} & \alpha_{ps} \cdot (1 + \varphi / 2) \cdot \Delta\sigma_{pcs} + \{1 + \alpha_{ss} \cdot (1 + \varphi / 2)\} \cdot \Delta\sigma_{scs} \\ & = n_s \cdot \{\varphi \cdot (\sigma'_{cps} + \sigma'_{cds}) + E_c \cdot \varepsilon'_{cs}\} \end{aligned} \quad (5.4.2)$$

ただし，

$$\alpha_{pp} = n_p \cdot A_p \cdot (1/A_c + e_p^2/I_c)$$

$$\alpha_{ps} = n_s \cdot A_p \cdot (1/A_c + e_p \cdot e_s / I_c)$$

$$\alpha_{sp} = n_p \cdot A_s \cdot (1/A_c + e_p \cdot e_s / I_c)$$

$$\alpha_{ss} = n_s \cdot A_s \cdot (1/A_c + e_s^2/I_c)$$

ここに， $\Delta\sigma_{pcs}$ ：コンクリートのクリープおよび収縮による PC 鋼材の引張応力度の減少量

$\Delta\sigma_{scs}$ ：コンクリートのクリープおよび収縮による引張鉄筋の応力度の変動量

φ ：コンクリートのクリープ係数

ε'_{cs} ：コンクリートの収縮ひずみ

n_p, n_s : PC 鋼材 , 鉄筋のコンクリートに対するヤング係数比

$$n_p = E_p / E_c$$

$$n_s = E_s / E_c$$

σ'_{cpt} : プレストレッシング直後のプレストレス力による PC 鋼材位置のコンクリートの圧縮応力度

σ'_{cps} : プレストレッシング直後のプレストレス力による引張鉄筋位置のコンクリートの圧縮応力度

σ'_{cdp} : 永久作用による PC 鋼材位置のコンクリートの圧縮応力度

σ'_{cds} : 永久作用による引張鉄筋位置のコンクリートの圧縮応力度

A_p : PC 鋼材の断面積

A_s : 引張鉄筋の断面積

e_p : 部材断面の図心軸から PC 鋼材の図心までの距離

e_s : 部材断面の図心軸から引張鉄筋の図心までの距離

A_c : コンクリート全断面の断面積

I_c : コンクリート全断面の断面二次モーメント

変動作用によりひび割れが発生した状態での材料の応力度は , PC 鋼材と鉄筋で補強された鉄筋コンクリートとして算定することとしている . その場合 , 鉄筋の拘束による鋼材応力度の影響を考慮することとしている . なお , PRC 構造は , 一般に PC 鋼材には引張応力が , 鉄筋には圧縮応力が , ひび割れ発生前には生じているので , それぞれの位置のコンクリート応力度が 0 となるときの鋼材応力度を外力として取り扱うこととしている .

これらの影響を考慮した , PRC 構造の中立軸の算定方法を , 式 (5.4.3) に示す .

$$\frac{M + P_1 \cdot (d_s - d_p)}{P_0 - P_1} = \frac{I_{cx} + I_{ax}}{Q_{cx} - Q_{ax}} + (d_p - x) \quad (5.4.3)$$

ここに , x : 圧縮縁から中立軸までの距離

d_p, d_s : 圧縮縁から PC 鋼材 , 鉄筋までの距離

M : 外力として働く曲げモーメント

P_0 : PC 鋼材位置のコンクリート応力度が 0 のときの PC 鋼材緊張力

P_1 : 鉄筋位置のコンクリート応力度が 0 のときの鉄筋反力

Q_{cx}, I_{cx} : 中立軸に関する圧縮側コンクリートの断面一次モーメントおよび断面二次モーメント

Q_{ax}, I_{ax} : 中立軸に関する引張鋼材 (PC 鋼材 , 鉄筋) のコンクリートに換算した断面一次モーメントおよび断面二次モーメント

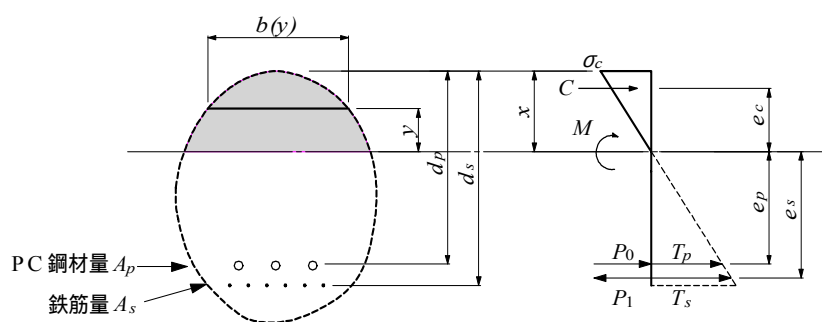


図 5.4.3 断面における釣合い

なお、鉄筋コンクリート構造の場合の鋼材応力度の算定方法は、PRC 構造と同様に考えることができるが、実務では煩雑であるため、従来のスパン長などを遵守して設計することを前提に、コンクリートの収縮・クリープの影響を無視して応力度を算定してよいこととしている。

5.4.3 ひび割れ幅の算定

ひび割れ幅は，設計標準（平成 16 年版）では，土木学会コンクリート標準示方書を参考にして，設計標準（平成 4 年版）に修正を加えた式（5.4.4）で算定することが規定されている．

$$w_d = 1.1k_1k_2k_3k_4 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right] \quad (5.4.4)$$

ここに， k_1 ：鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数で，一般に，異形鉄筋の場合に 1.0，普通丸鋼および PC 鋼材の場合には 1.3 とする．

k_2 ：コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数で，式（5.4.5）による．

$$k_2 = \frac{15}{f'_{cd} + 20} + 0.7 \quad (5.4.5)$$

f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度（N/mm²）

k_3 ：引張鋼材の段数の影響を表す係数で，式（5.4.6）による．

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8} \quad (5.4.6)$$

n ：引張鋼材の段数

k_4 ：曲げひび割れの変動を考慮する係数

c_s ：鋼材の中心間隔（mm）

c ：引張鋼材のかぶり（mm）

ϕ ：鋼材径（mm）

ε'_{csd} ：コンクリートの収縮およびクリープの影響等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{se} ：鋼材位置のコンクリートの応力度が 0 の状態からの鉄筋応力度の増加量（N/mm²）

σ_{pe} ：鋼材位置のコンクリートの応力度が 0 の状態からの PC 鋼材応力度の増加量（N/mm²）

式中の k_4 は，曲げひび割れの変動を考慮する係数である．ひび割れ幅算定式で算定されるのはコンクリート表面の最大ひび割れ幅であるが，実構造物に生じるひび割れ幅の大きさは，同一の部位でも相当に変動することから，ひび割れ幅の変動が外観や鋼材腐食に与える影響を考慮するために導入されたものである．一般には，0.85 としてよいとされている．鉄筋応力度の算定に用いる作用は，永久作用時の値を用いることとしている．

ひび割れ幅は，ひび割れ発生材齢によって，ひび割れ発生以降の増加量が異なり，早期に発生するほど，ひび割れ間のコンクリートの収縮により最終的なひび割れ幅は大きくな

ることは、前述のとおりである。

したがって、照査段階では、コンクリートの基本的な配合や、対象構造物のひび割れ発生材齢（型枠支保工撤去材齢）を想定して、それに応じた収縮量を設定することが原則となる。そして、それらの情報は、設計図を介して施工段階へ引き継がれることが前提条件となっている。

ただし、標準的な構造物では、支保工の撤去時期、すなわちひび割れ発生材齢は、概ね一定であるため、設計標準では、表 5.4.1 に示す値を標準的な値として使用することを推奨している。

表 5.4.1 $\varepsilon'_{csd} (\times 10^{-6})$

ひび割れ発生材齢	ε'_{csd}	備 考
30 日	450	部材自重により曲げひび割れが発生する場合 (RC 構造の桁または梁等)
100 日	350	永久作用により曲げひび割れが発生する場合 (外ケーブル方式による PRC 構造の桁、スラブ等)
200 日以上	300	永久作用および変動作用により曲げひび割れが発生する場合 (内ケーブル方式による PRC 構造の桁、ラーメン 高架橋の柱部材等)

なお、ここで示したひび割れ幅算定方法は、耐久性の検討で使用される鋼材腐食に対するひび割れ幅の算定にも適用され、同じひび割れ幅の応答値を用いて、外観に対する照査と耐久性の検討を行うこととしている。

5.5 限界値の算定

外観ひび割れに対する制限値は，不快感を生じさせないことを目的として設定される．設計標準では，建築構造物などの事例¹⁹⁾を参考にし，かつ，ひび割れに対する補修行為の実態との関係も考慮して，0.3mm として規定している．

なお，曲げひび割れに関しては，0.3mm は最大ひび割れ幅である．この状態は，それ以下の幅を有するひび割れが，あるひび割れ間隔で分布している状態であること意味している．

参考文献

- 1) 谷内田昌熙, 石橋忠良, 佐藤 勉: 鉄筋コンクリート橋梁のひびわれと鉄筋腐食に関する調査・研究, 土木学会論文集, 1987.2.
- 2) 石橋忠良, 浦野哲司: PRC 桁の実橋測定とその考察, プレストレストコンクリート, 29 巻 2 号, 1987.
- 3) 石橋忠良, 舘石和雄, 津吉 毅: PRC 桁のひびわれ幅に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.12, No.2, 1990.
- 4) 角田與史雄: 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, 1970.9.
- 5) 財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道技術基準整備のための調査研究報告書, 平成元年 3 月.
- 6) 石橋忠良, 津吉 毅: コンクリート桁の表面の曲げひび割れ幅の算定法に関する研究, 土木学会論文集, No.484/ -22, pp.33-40, 1994.2.
- 7) 涌井 一, 鳥取誠一, 向谷地誠一: コンクリート桁の曲げひび割れに対する設計法, 鉄道総研報告, Vol.6, No.5, pp.51-60, 1992.5.
- 8) 阪田憲次, 綾野克紀: コンクリートの乾燥収縮ひずみ予測式の提案, セメントコンクリート論文集, No.43, pp.338-343, 1989.
- 9) 関 友則, 櫻井哲哉, 下村 匠: 鉄筋コンクリートのひび割れ幅の経時変化における乾燥収縮の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, 2010.
- 10) 土木学会: 2007 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], 2007.12.
- 11) 土木学会: 2009 年制定 複合構造標準示方書, 2009.12.
- 12) 岡村 甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素解析, 土木学会論文集, 第 360 号/ -3, pp.1-10, 1985.8.
- 13) 玉井真一, 島 弘, 出雲淳一, 岡村 甫: 一軸引張部材における鉄筋の降伏以後の平均応力 - 平均ひずみ関係, 土木学会論文集, No.378/ -6, pp.239-247, 1987.2.
- 14) 涌井 一, 鳥取誠一, 渡辺忠朋: RC ラーメン高架橋の曲げひび割れに対する設計法, 鉄道総研報告, Vol.5, pp.45-53, No.10, 1991.10.
- 15) 角田與史雄: 曲げを受けるコンクリート部材のひび割れとたわみに関する研究の現状, 土木学会論文報告集, 第 384 号, pp.21-32, 1987.
- 16) ACI Committee 435: Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members, ACI Journal, Vol. 63, No.6, pp.637-674, 1966.6.
- 17) Sakai, K. and Kakuta, Y.: Moment-Curvature Relationships of Reinforced Concrete Members Subjected to Combined Bending and Axial Force, ACI Journal Vol.77, No.3, pp.189-194, 1980.5/6.
- 18) 石橋忠良, 北後征雄, 吉野伸一, 斉藤啓一, 松田 猛: RC ラーメン高架橋の温度・乾燥収縮の影響に関する調査(1)・(2), 構造物設計資料, 第 77・78 号, pp.18-24・pp.34-38, 1984.3・1984.6.
- 19) 日本コンクリート工学協会: コンクリートのひびわれ調査・補修指針, pp.71-73, 1980.5.