

鉄筋コンクリート断面のひび割れについて

2010.11.4
S. T.

1. ひび割れ制御に関する規準

1.1 ひびわれ発生限界

$$M_c = Z_c \left[\sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right]$$

この式は無筋コンクリート構造物の設計時には日常的に使用するが、 σ_{bt} （コンクリートの引張強度）は道示と鉄道設計標準では異なる。

道示では $\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$ で、鉄道標準では $f_{tk} = 0.5 f'_{ck}^{2/3}$ であるが、鉄道標準は限界状態設計法であるので、材料係数、部材係数等の安全係数で除されるため許容応力度レベルに置き換えれば差は小さい。

いずれにしても、ひびわれ発生限界が設計特性値となるのは、2m以下の重力式擁壁等であり、一般のRC構造物はひび割れ幅が特性値となる。

1.2 ひびわれ幅の制限

1) 国鉄建造物設計標準33. (以下【国鉄標準】という)

鉄筋の応力度と最大ひびわれ幅との実験結果

| 鉄筋の引張応力度 | 最大のひびわれ巾 |
|--------------------------|---------------|
| 1,000 kg/cm ² | 0.05 ~ 0.1 mm |
| 2,000 " | 0.15 ~ 0.2 mm |
| 3,000 " | 0.2 ~ 0.3 mm |

一般に鉄筋の引張応力度は2,000 kg/cm²程度であるのでひび割れ幅は問題とはならないが、死荷重については恒久的に作用するものであることから、鉄筋の使用応力度を下表のように制限している。

解説表 単位: kg/cm²

| 部材環境 | 荷重 | スラブ | はり |
|---------|----|-------|-------|
| 常時湿潤な部材 | 静 | 1,400 | 1,600 |
| | 動 | 1,200 | 1,400 |
| 乾湿がある部材 | 静 | 1,000 | 1,200 |
| | 動 | 800 | 1,000 |

注) 動とは活荷重による変動が25%以上の部材

2) 鉄道構造物等設計標準(平成16年) (以下【鉄道標準】という)

a 曲げひびわれ幅の検討を省略出来る場合 (10.2.2.4)

① 全断面有効としたコンクリートの縁引張応力度 σ_{ct} の制限値

(解説表 10.2.1) N/mm²

| 作用の組合せ | 断面高さ (m) | f'ck (N/mm ²) | |
|--------|----------|---------------------------|-----|
| | | 24 | 27 |
| 永久+変動 | 0.25 | 3.9 | 4.1 |
| | 0.50 | 2.9 | 3.1 |
| | 1.00 | 2.2 | 2.4 |
| | 2.00 | 1.8 | 1.9 |

② 永久荷重による引張鉄筋応力度の制限値

(解説表 10.2.2)

| | 一般の環境 |
|---------------|-----------------------|
| σ_{st} | 140 N/mm ² |

①と②を満足した場合は 曲げひびわれ幅の検討を省略出来るが、①を満足するのは擁壁等の小構造物で、スラブやビーム橋は対象としていない。

b 曲げひびわれ幅の計算

【鉄道標準 6.4.2】より

$$wd = 1.1 k_1 k_2 k_3 k_4 \{4c + 0.7 \phi_s - \phi\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_{csd} \right] \quad (6.4.4)$$

ここで、 σ_{se} は永久作用と変動作用の持続的成分とあるが一般には死荷重と考えてよい。(6.4.4)で求めたひびわれ幅が表 10.2.2の制限値以下であることを確認することにより、ひびわれ幅制御設計としている。

表 10.2.2

| 鋼材の種類 | 一般環境 |
|-------|---------|
| 異形鉄筋 | 0.005 c |

c ; 引張鉄筋のかぶり

1.3 考察

鉄筋コンクリートの設計では、鉄筋に全引張力を負担させ、鉄筋のひずみ度として、コンクリートの引張破壊ひずみ 10^{-4} より一桁大きい 10^{-3} 前後を許容している。すなわち、鉄筋コンクリート構造物では、ひびわれが生ずることを前提としている。鉄筋の発生応力度が降伏以下であれば荷重が排除されたとき、ひびわれ幅も弾性的に元に戻るものとしている。

このことは、国鉄建造物設計標準(昭和58年)、鉄道構造物等標準(平成4年)、同じく(平成16年)に共通する。ゆえに、ひびわれ制御設計は持続荷重のみを対象としているものであるから、一時荷重に対するひび割れ幅の照査は不要であると考えられる。

2. 設計ひび割れ幅の計算

参考として【鉄道標準 6.4.2 式 (6.4.4)】により試算するが、当算式は以下の前提条件に基づいているので、当構造物における設計の趣旨とは若干異なるが、安全であることを証するために提示する。

前提条件

- ・ ϵ'_{csd} を考慮することにより、コンクリートの収縮およびクリープの影響などによるひび割れ幅の増加を考慮している。
- ・ ϵ'_{csd} の設定値をひび割れ発生材令を30日としているのも、解説表6.4.1のとおり、脱型時に部材自重により曲げひび割れが発生することによる。
- ・ 設計ひび割れ幅とは最大ひび割れ幅のことであるが、実際はこれがいくつかに分散されるので、算出値 0.3 mmは、目視では確認できない。

2.1 橋軸方向主梁

【鉄道標準 6.4.2】より

$$wd = 1.1 k_1 k_2 k_3 k_4 \left\{ 4c + 0.7 [cs - \phi] \right\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_{csd} \right] \quad (6.4.4)$$

ここで、

$$[k_1] \quad k_1 = 1.00 \quad \text{——— 異形鉄筋ゆえ}$$

$$[k_2] \quad k_2 = \frac{15}{f'_{cd} + 20} + 0.7 = \frac{15}{27 + 20} + 0.7 = 1.02$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

$$[k_3] \quad k_3 = \frac{5(n+1)}{7n+8} = \frac{5(2+2)}{7 \times 2 + 8} = 0.91$$

n : 引張鉄筋の段数=2

$$[k_4] \quad k_4 = 0.85$$

c : 引張鉄筋のかぶり = 79 mm

ϕ : 引張鉄筋の径 = 32 mm

cs : 引張鉄筋の中心間隔 = 88 mm

σ_{se} : 鉄筋の引張応力度

架設時 = 73.4 N/mm² (耐力照査計算書 58 頁)

死荷重時 = 50.6 N/mm²

$E_s = 2.0 \times 10^5$ N/mm²

$\epsilon'_{csd} = 450 \times 10^{-6}$ (ひび割れ発生材令:30日と設定) (解説表6.4.1より)

① 架設時 (脱形時から手延べ機および送出し反力載荷と仮定)

$$wd_1 = 1.1 k_1 k_2 k_3 k_4 \left\{ 4c + 0.7 [cs - \phi] \right\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_{csd} \right]$$

$$= 1.1 \times 1.00 \times 1.02 \times 0.91 \times 0.85 \times \left\{ 4 \times 79 + 0.7 (0.88 - 32) \right\} \times \left[\frac{73.4}{2 \times 10^5} + 450 \times 10^{-6} \right]$$

$$= 0.252 \text{ mm}$$

② 死荷重時

$$wd_2 = 1.1 k_1 k_2 k_3 k_4 \left\{ 4c + 0.7 [cs - \phi] \right\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_{csd} \right]$$

$$= 1.1 \times 1.00 \times 1.02 \times 0.91 \times 0.85 \times \left\{ 4 \times 79 + 0.7 (0.88 - 32) \right\} \times \left[\frac{50.6}{2 \times 10^5} + 450 \times 10^{-6} \right]$$

$$= 0.217 \text{ mm}$$

③ 架設時の手延べ機および送出し反力によって生じるひび割れ幅

$$\Delta wd = wd_1 - wd_2 = 0.252 - 0.217 = 0.035 \text{ mm}$$

2.2 橋軸直角方向床版

【鉄道標準 6.4.2】より

$$wd = 1.1 k_1 k_2 k_3 k_4 \left\{ 4c + 0.7 [cs - \phi] \right\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_{csd} \right] \quad (6.4.4)$$

ここで、

$$[k_1] \quad k_1 = 1.00 \quad \text{——— 異形鉄筋ゆえ}$$

$$[k_2] \quad k_2 = \frac{15}{f'_{cd} + 20} + 0.7 = \frac{15}{27 + 20} + 0.7 = 1.02$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

$$[k_3] \quad k_3 = \frac{5(n+1)}{7n+8} = \frac{5(1+2)}{7 \times 1 + 8} = 1.00$$

n : 引張鉄筋の段数=1

$$[k_4] \quad k_4 = 0.85$$

c : 引張鉄筋のかぶり = 61 mm

ϕ : 引張鉄筋の径 = 19 mm

cs : 引張鉄筋の中心間隔 = 125 mm

σ_{se} : 鉄筋の引張応力度

架設時 = 108.6 N/mm²

死荷重時 = 67.9 N/mm²

$E_s = 2.0 \times 10^5$ N/mm²

$\epsilon'_{csd} = 350 \times 10^{-6}$ (ひび割れ発生材令:100日と設定) (解説表6.4.1より)

① 架設時（脱形時から地組立荷重が働いていると仮定）

$$\begin{aligned}
 wd_1 &= 1.1 k_1 k_2 k_3 k_4 \left\{ 4c + 0.7 [cs - \phi] \right\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right] \\
 &= 1.1 \times 1.00 \times 1.02 \times 1.00 \times 0.85 \times \left\{ 4 \times 61 + 0.7 (125 - 19) \right\} \times \left[\frac{108.6}{2 \times 10^5} + 350 \times 10^{-6} \right] \\
 &= 0.271 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 死荷重時

$$\begin{aligned}
 wd_2 &= 1.1 k_1 k_2 k_3 k_4 \left\{ 4c + 0.7 [cs - \phi] \right\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right] \\
 &= 1.1 \times 1.00 \times 1.02 \times 1.00 \times 0.85 \times \left\{ 4 \times 61 + 0.7 (125 - 19) \right\} \times \left[\frac{67.9}{2 \times 10^5} + 350 \times 10^{-6} \right] \\
 &= 0.209 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

③ 架設時の地組立荷重によって生じるひび割れ幅

$$\Delta wd = wd_1 - wd_2 = 0.271 - 0.209 = 0.062 \text{ mm}$$

2.3 考察

主梁、床版部に生ずる架設荷重による引張鉄筋の発生応力度は弾性域の200 N/mm² 以下であるから、架設荷重が排除されれば、追加荷重によって生じたひび割れ幅はゼロとなる。このことは諸規準において、ひび割れ幅の制約を死荷重等の持続荷重に限って規定していることならびに算出式も永久荷重を対象としたものとなっていることに繋がる。

上記を踏まえながらも試みに実施した計算の結果、架設時荷重による一時的なひび割れの幅は、主梁、床版部それぞれ 0.062mm、0.035mm と極めて小さく問題ないと考ええる。