

多主桁橋における鉄筋コンクリート床版の ひび割れモーメントについて

北海道大学 学。三上 浩

正 高田 宣之

正 藤田 嘉夫

1. まえざき

実際のコンクリート構造物における応力状態は、単純応力状態にある事は少なく立体的な組合せ応力状態となっている場合が多い。従つてコンクリート構造物の設計には、組合せ応力下におけるコンクリートの強度及び変形を考慮する事が合理的であり、かつ安全性の面においても必要な事であると考えられる。コンクリート多主桁橋における床版には、橋軸方向に曲げ圧縮応力、幅員方向には曲げ圧縮-引張り応力が作用し、更に主桁の荷重分配によるねじり応力も作用している。ここでは配筋鉄筋方向の応力をねじり応力を無視して、桁による曲げ圧縮応力と幅員方向の曲げ引張り応力の2軸応力場における床版のひび割れモーメントの算定式を導くのである。又、突橋における床版のひび割れ発生の有無を検討するものである。

2. ひび割れモーメントの算定式の誘導

Fig-1.1. aのように多主桁橋の主桁のエレメントを取り出し、床版の応力状態をFig-1.1. bのように考えた。

この断面を取り出すとFig-2.1. aの様であり、この上面におけるひび割れモーメントの算定式を誘導した。

ここではFig-3.1. bに示すように圧縮-引張りの組合せ応力状態のひずみ形状は、 $\sigma_c \leq \frac{2}{3} \sigma_{cb}$ 以下では直線と仮定できるのでFig-2.1. bに示すように床版の圧縮-引張りの組合せ応力に対しては、このE- ϵ の直線と相似な形の三角形分布とした。コンクリートに於ける C_c , T_c 及び鉄筋に於ける C_s , T_s と中立軸の間の距離を図示するように表わすものとする。

$$(1) \quad C_c = 0.5 \epsilon_c R_c \epsilon_c, \quad C_s = (R - a') n A_s' \sigma_c / R, \quad T_c = 0.5 (1 - R) \epsilon_c R \epsilon_c, \quad T_s = P R \epsilon_c \sigma_s$$

$$y_c' = \frac{2}{3} R \epsilon_c, \quad y_s' = (R - a') \epsilon_c, \quad y_c = \frac{2}{3} (1 - R) \epsilon_c, \quad y_s = (1 - R - a) \epsilon_c$$

となる。又下縁圧縮応力度 σ_c と鉄筋応力度 σ_s は

$$(2) \quad \sigma_c = E_c \epsilon_c = E_c E_a R / (1 - R) \quad \sigma_s = E_s \epsilon_s = E_s E_a (1 - R - a) / (1 - R)$$

$$(3) \quad \text{平衡方程式は} \quad C_c + C_s = T_c + T_s \quad (1)(2)(3) \text{式から中立軸の位置は(4)式で求められる。}$$

$$(4) \quad R = -\frac{B}{2A} + \sqrt{\left(\frac{B}{2A}\right)^2 + \frac{C}{A}} \quad A = 0.5 - 0.5 \sigma_c / E_c \cdot E_a \quad B = n P + n P' + \sigma_c / E_c \cdot E_a$$

$$C = n P (1 - a) + n A' P' + 0.5 \sigma_c / E_c \cdot E_a$$

$$(5) \quad \text{ひび割れモーメントは、} \quad M_{cr} = C_c \cdot y_c' + C_s y_s' + T_c y_c + T_s y_s \quad \text{となり} \quad M_s = M_{cr} / R \epsilon_c^2 \quad \text{とすると}$$

$$(6) \quad M_s = \frac{M_{cr}}{R \epsilon_c^2} = \frac{E_c E_a}{1 - R} \left\{ \frac{R^3}{3} + (R - a')^2 n P' + (1 - R - a)^2 n P \right\} + \frac{1}{3} (1 - R)^2 \sigma_c$$

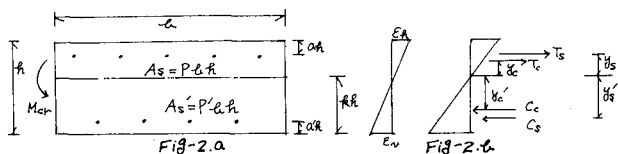
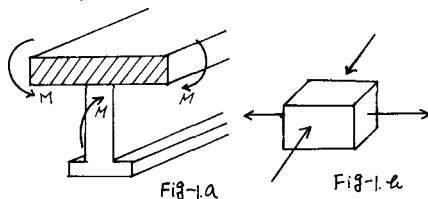
が導かれた。引張-圧縮の2軸応力状態のポレーンコンクリートの強度は単純圧縮強度を σ_{cb} , 引張り強度を σ_{tb} とし、破壊時圧縮応力を σ_c , 引張り応力を σ_s とすると、Smith⁽¹⁾のような2次式関係があるが、ここでは西沢⁽²⁾及び本実験で求められたFig-3.1. aに示すような直線関係を用いた。

$$(7) \quad \sigma_c / \sigma_{cb} + \sigma_s / \sigma_{tb} = 1$$

引張り方向終局ひずみについては、本実験より

$$(8) \quad E_a / E_{a0} = \alpha \cdot \sigma_s / \sigma_{tb} = \alpha (1 - \sigma_c / \sigma_{cb})$$

α は圧縮応力によるポアソン比の影響係数



ここで(4)式に、圧縮-引張り応力下のプレーンコンクリートの弾性性状、式(7)(8)E代入すると

$$(9) \quad R = -\frac{B'}{2A'} + \sqrt{\left(\frac{B'}{2A'}\right)^2 + \frac{C'}{A'}}$$

$$\begin{aligned} A' &= 0.5 - 0.5 \frac{1}{E_c} \frac{\sigma_{TB}}{E_{a0} \alpha} \\ B' &= nP + nP' + \frac{1}{E_c} \frac{\sigma_{TB}}{E_{a0} \alpha} \\ C' &= nP(1-\alpha) + nP'\alpha + 0.5 \frac{1}{E_c} \frac{\sigma_{TB}}{E_{a0} \alpha} \end{aligned}$$

$$(10) \quad \overline{M}_s = \frac{M_{cr}}{\alpha R^2 E_R} = \frac{E_c}{1-R} \left\{ \frac{R^3}{2} + (R-\alpha')^2 \alpha P' + (1-R-\alpha)^2 \alpha P \right\} + \frac{1}{3} (1-R)^2 \frac{\sigma_{TB}}{E_{a0} \alpha}$$

$$(11) \quad M_s = \overline{M}_s E_R = \overline{M}_s E_{a0} \alpha (1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{CB}}) = \overline{M}_s E_{a0} \alpha \frac{\sigma_{TB}}{\sigma_{TB}}$$

従って(11)式から α が割れモーメント M_{cr} がそのコンクリートの引張能力比、 α ずみ及び断面形状から求まる事になった。ここで σ_c が大きくなるとFig-3. bの様に α は変化すると考えられるが σ_c が小さい場合には1に近似できるものとする。次に一例として $\alpha = \alpha' = 0.15$, $E_c = 3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{TB} = 30 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{CB} = 300 \text{ kg/cm}^2$

$E_{a0} = 160 \times 10^{-6}$, $n=7$ における P と M_s の関係をFig-4に示す。

3. 実橋における床版の α が割れモーメントの算定

ここでは実際に架設されているRC単純T形橋及び一般の橋梁における床版の最大曲げモーメントを計算し、前節における床版の α が割れモーメントの算定式から得られる M_{cr} と比較して、 α が割れ発生の有無を検討した。

ここで実橋の床版の最大曲げモーメントの計算は、各主桁のねじりによる変形を考慮した格子桁法⁽³⁾に基づくものであり、一般の橋梁における床版の最大曲げモーメントは道路橋示方書に基づくものである。各橋断面諸元及び最大曲げモーメントを表1。実橋における M_{cr} 計算に次の値を用いると

$$P = 0.034, P' = 0.017, \sigma_c/\sigma_{CB} = 0.3, \alpha = \alpha' = 0.15$$

$$E_c = 3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2, n = 7, \sigma_{TB} = 30 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{CB} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{a0} = 160 \times 10^{-6}$$

$$M_s = M_{cr}/\alpha R^2 = 8758 \text{ kg/cm}^2 \text{ となり、} \alpha \text{ を床版の有効幅、} h \text{ を床版の厚さにとると単位長さ当り}$$

$$\text{幕別橋} \quad M_{cr} = 2242 \text{ kg} \cdot \text{m} < 2254 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{下記念別橋} \quad M_{cr} = 3503 \text{ kg} \cdot \text{m} > 1202 \text{ kg} \cdot \text{m} \text{ となり幕別橋では} \alpha \text{ が割れ有、下記念別橋では} \alpha \text{ が割れ無と推定された。}$$

次に一般の橋梁において $\alpha d = \alpha' d = 3 \text{ cm}$, $\sigma_c/\sigma_{CB} = 70/300$, $E_c = 3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $E_{a0} = 160 \times 10^{-6}$, $\sigma_{TB} = 30 \text{ kg/cm}^2$ とした時の床版厚及び鉄筋比と M_{cr} との関係をFig-5に示す。Fig-5から床版厚及び鉄筋比が M_{cr} に与える影響が極めて大きいものと考えられる。

4. 結論

1) コンクリート床版は橋軸方向に曲げ圧縮応力、幅員方向には版による曲げ引張り応力が作用する二軸応力場になっている。この床版の α が割れモーメントを圧縮-引張り荷重下のプレーンコンクリートの強度及び変形に基づいて解析した。

2) 橋梁の床版における α が割れ発生には断面諸元及び断面形状が影響するが特に床版厚と鉄筋比の影響が大きいことが認められた。

5. 参考文献

- (1) G.M. Smith "Failure of concrete under Combined Tensile and Compressive stresses"
- (2) 西沢紀昭 "引張り及び圧縮との組合せ荷重を受けたコンクリートの強度、セメント技術年報"
- (3) 藤田、佐伯、高田、奈良 "鉄筋コンクリート多主桁橋の変形及び破壊特性、土木学会北海道支部 (S.50)"

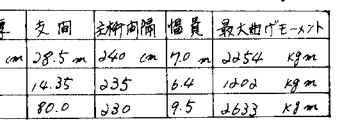
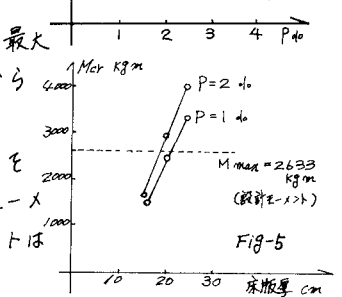
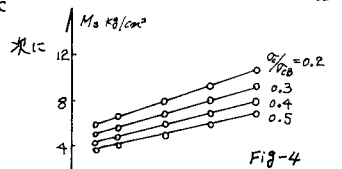
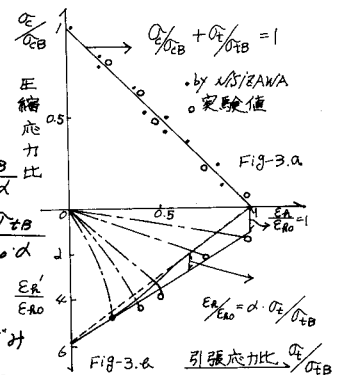


表-1

橋名	主桁本数	床版厚	支間	主桁間隔	幅員	最大曲げモーメント
幕別橋	3	16.0 cm	28.5 m	240 cm	7.0 m	2254 kgm
下記念別橋	3	20.0	14.35	235	6.4	1202 kgm
一般の橋梁	4	22.0	80.0	230	9.5	2633 kgm