

PC定着部の割裂補強に関する一考察

神戸大学工学部 正員 藤井 学
 " " " " 梶村 雄佑

I 序言

PC部材等支圧応力を受ける部材端の設計においては、許容応力を用いる方法として、弾性理論等により、規定に定められている許容支圧応力による割裂応力分布を求め、コンクリートの許容引張応力以上の部分の割裂力に抵抗すべき鉄筋量を求め、配置する。この方法においては、設計荷重時の部材端の状態、または破壊荷重等は明らかにされない。さらに荷重状態が3次元的に作用すれば、その割裂応力分布の厳密理論解は得られておらず、また部材断面形状が複雑になれば近似的に2次元理論解を適用せねばならない。本研究は上述の問題点を検討し、定着部を図-1, 2. に示すようなばねで連結された状態として、材料力学よりそのたわみ曲線を求め、このたわみより補強筋量を求めようとするものである。

II 理論的考察

今定着部を図-1に示すように、載荷板中央位置の断面ではばね定数 k のばねで結合された状態と考えれば、両方の部材には荷重の偏心により、曲げモーメントが作用する。

この状態を図-2に示すように理想化すれば、材料力学より、弾性支承上のばりのたわみ曲線の微分方程式は、

$$EI \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} = -k \cdot y \quad \dots (1)$$

ここで

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad \dots (2)$$

とすれば、(1)式の解は、

$$y = e^{-\beta x} (A \sin \beta x + B \cos \beta x) + e^{\beta x} (C \sin \beta x + D \cos \beta x) \quad \dots (3)$$

境界条件より定数 A, B, C, D を求めると、

$$y = \frac{M}{2\beta^2 EI} \cdot e^{-\beta x} \sin \beta x \quad \dots (4)$$

y の最大値は

$$y_{\max} = \frac{\sqrt{2} \cdot e^{-\pi/4}}{4\beta^2 EI} \cdot M \quad \dots (5)$$

$$x = \pi/4\beta \quad \dots (6)$$

今、図-1に示す状態を鉄筋で補強されたものと考えれば、設計荷重に対して $y_{\max}$ 、

すなわち、ひびき幅 $2a$ とすれば、ばね定数 k は (5), (2) 式より、

$$k \geq \frac{e^{-\pi/4} M^2}{2a^2 EI} \quad \dots (7)$$

さらに補強筋が長さ l の間に付着なしに伸張すれば、部材単位長さあたりの鉄筋量 A_s は

$$A_s = k l / E_s \quad \dots (8)$$

ただし、

$$E_s / E_c \leq \sigma_{sa}$$

ここに

E_s : 鉄筋の弾性係数、

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力

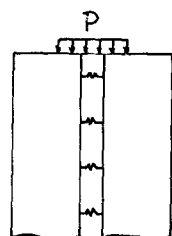


図-1. 定着部端

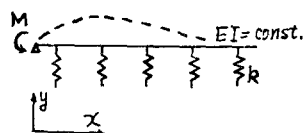


図-2. 弾性支承上のばり。

表-2. Lyengarの解による A_s

載荷面積比 A_c	0.2	0.3	0.4
設計荷重 $P(\text{ton})$	18.0	22.5	27.0
割裂力 $T(\text{ton})$	2.075	2.467	2.727
鉄筋量 $A_s(\text{cm}^2)$	1.48	1.76	1.95

表-1. $a=0.1\text{m}$ に対する k と A_s

載荷面積比 A_c	0.2	0.3	0.4
設計荷重 $P(\text{ton})$	18.0	22.5	27.0
ばね定数 $k(\text{kg/cm})$	2.00×10^4	2.39×10^4	2.53×10^4
鉄筋量 $A_s(\text{cm}^2)$	2.38×10^2	2.85×10^2	3.01×10^2
$x_{\max}(\text{cm})$	31.3	29.9	29.5
$2 \times x_{\max}(\text{cm})$	1.43	1.71	1.81

(6), (7), (8) 式を土木学会規定による設計荷重に対して計算すれば、表-1に示すようになる。ここで $\sigma_c = 410 \text{ kg/cm}^2$, $E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $I = \frac{1}{12} \times 14^4 \text{ cm}^4$, $2a = 0.2 \text{ mm}$ である。表-2に現行の弾性理論解 (Iyengar, S.R.) を用いた鉄筋量を示している。この場合、コンクリートの許容引張応力は 10 kg/cm^2 とした。

表-1 において明らかなように、弾性支承上のばりの解を用いて必要の鉄筋量を求めるには、鉄筋量 A_s が部材単位長さあたりにつき算出される $2a$ 、補強範囲 α とはほとんど与えられず問題となる。

Ⅲ 実験的考察

上記の補強法を検討するため、中30cm 奥行15cm、高さ60cmの供試体を用いて載荷実験を行った。その結果を一部示す。

図-3は部材中央に合成樹脂製の仕切り板を設けた供試体で、設計荷重作用時 $2a = 0.2 \text{ mm}$ とする様に鉄筋を等間隔に配置し、各荷重に対してその変形状態を250mmのフーゲンベルガーひずみ計を用いて測定したものである。この場合コンクリートの横ひずみは無視した。なお載荷面積比 $A_1/A_c = 0.3$ 、コンクリートと補強筋との付着は鉄筋にグリスをぬり、防止した。

図-4は各荷重時における変位量を設計荷重時のそれに換算し、理論値とともに示したものである。

図-5は各荷重に対するひびわれ中 $2a$ を顕微鏡で測定した値とフーゲンベルガーひずみ計測定値の最大値とを比較したものである。

これらの図より明らかなように、供試体の底面の摩擦によって底面付近では、実測たわみ曲線は理論値とは異なってくるが、その最大値およびその位置はほぼ理論曲線と一致している。また図-4に示すように実測値はかなり一致した値を示しており、ある荷重段階までは供試体は弾性性状を示している。また図-5に示すように、ひびわれ中は荷重が約 45 ton を越すと急に増加している。これは鉄筋の降伏によるものと考えられる。

Ⅳ 参考文献

P. K. Som and K. Ghosh : Anchor Zone Stresses in Prestressed Concrete Beams. Proc. of A.S.C.E. 8, 1964. part 1. ST4.

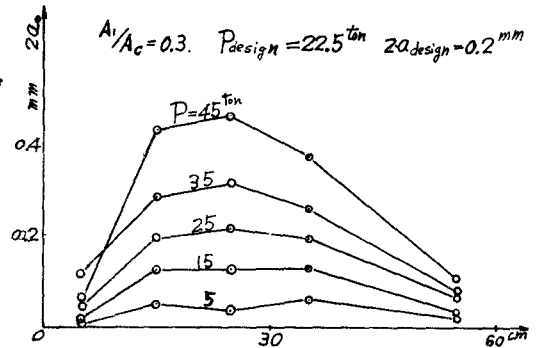


図-3. 変位分布曲線

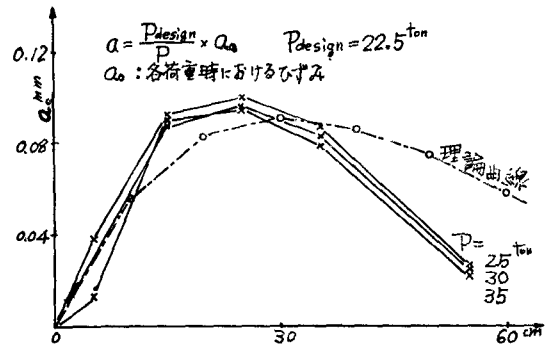


図-4. 各荷重時の設計荷重に対する変位分布

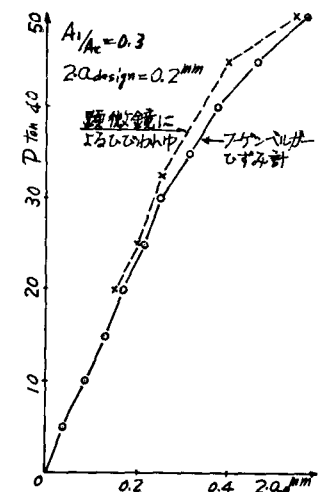


図-5. 荷重-ひびわれ図