

鉄筋コンクリート梁の主鉄筋応力について

日本大学工学部 正員 原忠勝

1. ま え が き

斜めひびわれ発生が破壊の主要因をなすせん断破壊形式には、大別してi)剪断(せん断圧縮)、ii)斜めひびわれに沿ってのせん断破壊(滑り破壊)、iii)せん断付着破壊、等々の形式が挙げられる¹⁾。このうち、ii)の破壊形式が報告されているにもかかわらず、鉄筋コンクリート梁の補強法については従来の方法に若干の場合が多いように思われる。又、主鉄筋量の算定についても、破壊は明らかにせん断破壊を起す場合についても、通常の曲げ理論による事が多い。この主鉄筋応力の変化の主鉄筋応力の変化は図-1に示す如くで、断面の抵抗モーメントより求められるよりも大きな値を受けている。これは鉄筋コンクリート梁のひびわれ発生によるつり合い機構の変化によるもので²⁾、つり合い機構については従来、i)アーチモデル、ii)トラスモデル、iii)フレームモデル、等についての研究³⁾がなされている。しかし、斜めひびわれ発生後を主としたモデルとして取扱う点では、連続的な変化について検討する余地があるように思われる。ここではKani³⁾、或いは光弾性モデル⁴⁾による鉄筋コンクリート梁の主応力線の様相よりアーチモデルを仮定した。しかし、主鉄筋応力の変化に着目したつり合い機構については既に、神山によって報告⁵⁾されているが、図-1に示す如く、主鉄筋応力は若干多目に算定されるように思われるので、ここではこれらについて考察検討を加えた。

2. 鉄筋コンクリート梁の主鉄筋応力

解析を簡単にするために、図-2に示す如く、斜めひびわれ発生が予想される区間のコンクリートを除去して主鉄筋をタイヒしたタイドアーチを仮定する。このより引張板としての主鉄筋の受ける力 T_a は、アーチの軸梁を任意の形状とし、2ピンアーチ支点にタイを用い、水平反力 T_a を主鉄筋に負担させる。この場合、主鉄筋の伸び Δl によって、アーチ支点と可動とした場合に近似させる。このより図-2のモデルは外的に静定、内的には不静定未知反力 T_a を有する不静定構造となる。まず、主鉄筋の伸び Δl は、主鉄筋の断面積を A_s 、弾性係数を E_s とすると、

$$T_a = A_s \cdot \sigma_s = A_s \cdot E_s \cdot \epsilon_s = A_s E_s \cdot \Delta l / l_0 \quad \dots (1)$$

$$\therefore \Delta l = T_a l_0 / A_s E_s \quad \dots (2)$$

よって、主鉄筋はこの Δl だけ伸びる。又、アーチ軸の長さを s とすれば、タイが受ける引張力 T_a の一般式は次式で表わされる。

Fig.-1 Load-Steel Strain

Test Beam ND-76-3-2.5
Pc=3.0 Pu=9.45 ton

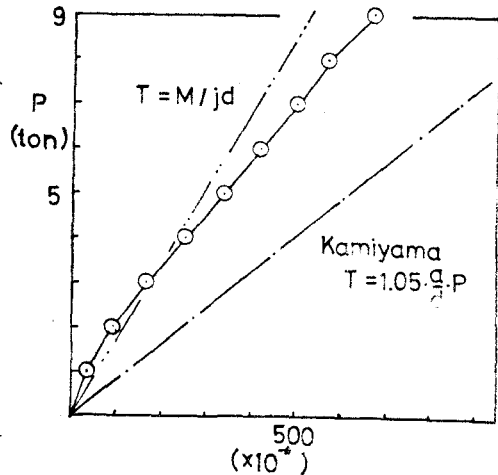
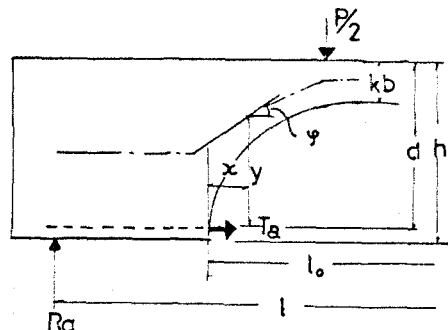


Fig.-2 Assumed Arch Model



$$T_u = \frac{\int_0^L \left(\frac{M_0 y}{EI} + \frac{N_0 \cos \phi}{EA} + \frac{Q_0 \sin \phi}{2A} + E \alpha \frac{1}{L} + E \alpha \cos \phi \right) ds}{\int_0^L \left(\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 \phi}{EA} + \frac{\sin^2 \phi}{4A} \right) ds} \quad (3)$$

式(3)の \$ds\$ と、式(2)の \$dx\$ と等しいものとし、せん断力 \$Q\$ はせん断力の一部と見做し、且つ温度変化の影響を別に取扱うと、\$T_u\$ としての主鉄筋の伸び \$\epsilon\$ の \$T_u\$ は、

$$T_u = \frac{\int_0^L \frac{M_0}{I_{\text{comp}}} y dx}{\int_0^L \frac{y^2}{I_{\text{comp}}} dx + \int_0^L \frac{\cos^2 \phi}{A_n} dx + \frac{L_0}{n A_s}} \quad (4)$$

但し、\$ds = dx / \cos \phi\$、\$n = E_s / E_c\$

となる。しかし、鉄筋コンクリート梁における内部アーチの形状を仮定することは困難な事であるので、式(4)を次式に書き改めた。

$$T_u = f(R, R) \cdot \frac{q}{P} \quad (4')$$

ここで、\$f(R, R)\$ の関係と求めるために、梁の荷重-ひずみ関係より求める方法とした。試験体は凡鋼のみを用い、径は 1, 2, 3 の、\$a/d = 1.5, 2.5, 3.5, 4.5\$、とした 8 梁について求めた。

3. おとがき

本報告においては鉄筋コンクリート梁の主鉄筋応力と求めるために、そのひずみ-ひずみ率の変化とアーチモデルと対応し、実験結果より求める方法としたが、これらの結果は図-3、4、5 などに示す如くである。

梁群 (1970 Series)

\$R_s = 2816\$、\$f(R, R) = 0.0339d + 0.60\$

\$R_s = 2822\$、\$f(R, R) = 0.0199d + 0.65\$

\$R_s = 2825\$、\$f(R, R) \approx 0.65\$

主鉄筋応力と主鉄筋量 \$A_s\$、\$R\$ が \$a/d\$ に従って変化する場合がある。式(4)による計算はアーチの形状を知る事によって行われるが、鉄筋のひずみの形状に因る差が顕著な事なく、これらと併せて検討すれば良いように思われるが、形状については別の機会に報告したい。

参考文献

- 1) B. Bresler et al. 'Review of Concrete Beams Failing in Shear', Proc. of ASCE, Vol. 78, No. ST-1, Feb. 1957, pp. 242-302
- 2) 野村一, '鉄筋コンクリート梁のせん断破壊機構', 工研 Vol. 6, No. 8, Aug. 1958, pp. 24-32
- 3) W. J. Hsu, ACI, 1964

Fig.-3 \$f(k, P_t)\$ by Arch Model and \$a/d\$ Relation
\$P_t = 1\%\$

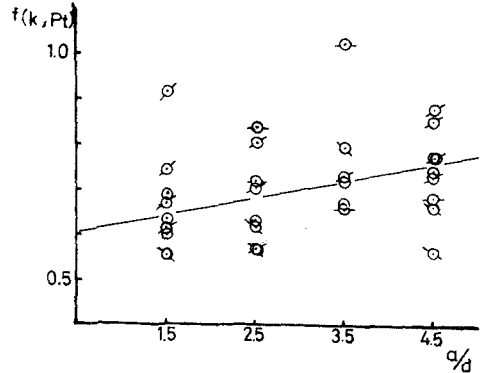


Fig.-4

\$P_t = 2\%\$

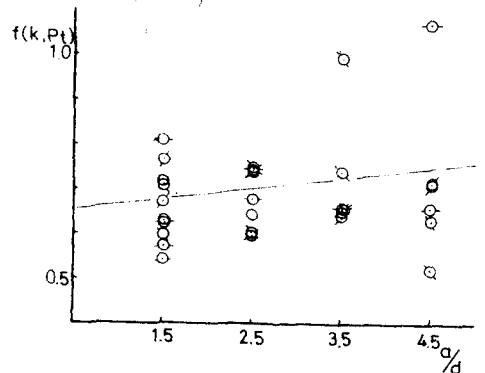


Fig.-5

\$P_t = 3\%\$

