

日本大学 工学部 正員 原 忠勝
 “ 理工学部 “ 北田 勇輔

1. まえがき

鉄筋コンクリート梁のつり合機構の変化については、斜めひびわれ発生によって平面保持が成立しない事に基くもので、主鉄筋の伸び出し、アーチ、およびトラス理論による検討がなされている¹⁾。これらは、斜めひびわれ発生後を理想化したモデルとして取扱っているが、破壊過程についての連続的な検討が必要であるように思われる。また、最近、Leonhardt ガンの種の問題に際して報告²⁾しているが、ここではこれらも併せ、U字フックによる鉄筋コンクリート梁を用い、鉄筋の種類、および a/d 等を変えた 84 試験体についての破壊実験の結果より得られたひびわれパターンより内部つり合ひを即ち平掛りを求めた。そして、主鉄筋の応力変化^{3),4)}よりつり合ひの変化について検討したものである。

2. 方法 及び 考察

鉄筋コンクリート梁の主応力線の様相とひびわれパターンには密接な関係^{5),6)}があると言われており、つり合ひ機構の変化を求めるのに、これら破壊ひびわれの形状を定量的に知る必要が生じる。このため、これら破壊ひびわれの形状を表現する諸値として、初期傾斜角 θ_A 、終局傾斜角 θ_B 、直線率 $K_s = L_a/L_s$ を挙げ、破壊実験後の写真に基づく同接測定により求めた。 θ_A は丸鋼の場合、 a/d が鉄筋量によって異なるが大体 $10^\circ \sim 15^\circ$ であった。また、 θ_B は丸鋼及び異形、共に類似の傾向で、 $a/d = 3.5$ 以上になると 90° 付近の値となる。(図-1, 2) これに対し、異形の θ_A は $42.2^\circ (1 \pm 0.369)$ とほぼ一定であった。直線率は $K_s = 1.04 (1 \pm 0.014)$ で神山⁷⁾の値より若干小さい値となり、特に丸鋼については写真の縮尺が小さいため精度が悪く、 $K_s = 1.1 \sim 1.3$ 程度の値になるものと思われる。又、特長時のもので、丸鋼の場合、破壊ひびわれの終止位置とひびわれ終止の傾きは約 37° 付近で、異形の場合 γ 点の傾きは約 37° で、このつり合ひをタイド・アーチ³⁾とし、さらにタイドとしての主鉄筋の伸びを考慮すれば、主鉄筋の終止引張力 T_a は、対称二点荷重の場合、

$$T_a = \frac{\int_0^L \frac{M_0}{I_c} y dx}{\int_0^L \frac{y^2}{I_c} dx + \int_0^L \frac{\cos^2 \varphi}{A_c} dx + \frac{l_0 \cos \varphi}{m A_s}} = \frac{6(2-R)}{3(2-R)^2 + R^2 + R^3/m \cos^2 \varphi} \cdot \frac{a}{d} P' = f(R, R) \frac{a}{d} P$$

(但し、 $R = x/d$: 中心軸位置係数、 φ : アーチ軸の傾き、 $P' = P/2$ 、 $m = E_s/E_c = 10$ 、 $\varphi = 37^\circ$) …… (1)

と表わされ、 $R = 0.2 \sim 0.9$ では $f(R, R) \approx 0.52 \sim 0.56$ ($R \approx 1\%$)、 $0.56 \sim 0.58$ ($R \approx 2\%$)、 $0.56 \sim 0.60$ ($R \approx 3\%$) である。また、右断面における主鉄筋の伸び変化は図-3に示す如く、初期ひびわれ発生より直線的に増加する。この傾きを (1) の $f(R, R)$ として、破壊ひびわれ発生位置での鉄筋伸びより求めたものは図-4~6に示す如くで、鉄筋の種類、特に異形を用いければ鉄筋量、 a/d によって影響を受けるとを示す。

3. まとめ

腹鉄筋のない梁のつり合機構は斜めひびわれによって変化するのではなく、それ以前の初期ひびわれの発生で早くも変化する。そして、本実験の如くU字フック定着の場合、通常の曲げ理論による $T = M/\alpha$ の分布と比較して、丸鋼の場合、破壊ひびわれ発生位置が断面内を呈する場合が多い。また、異形の場合比較的モータート分布形状に似るが、その大きさは M/α には及ばない。よって、つり合ひ機構の変化は初期ひびわれ発生によって、平均傾き $\varphi = 37^\circ$ を有するタイド・アーチとしても表わすが、梁支点が即ちアーチ支点とはならず、 $R \approx 1\%$ の場合、実験値が約 15% 大きい結果が得られている。故に、主鉄筋のせん断力の分担の影響を受けると考えられるので、今後はこの点を検討すべきと思われる。

Fig.-1

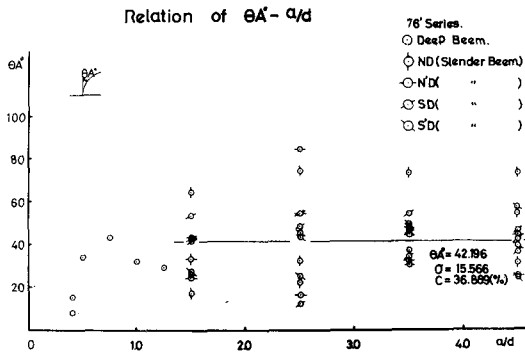


Fig.-2

Relation of $K_s - a/d$

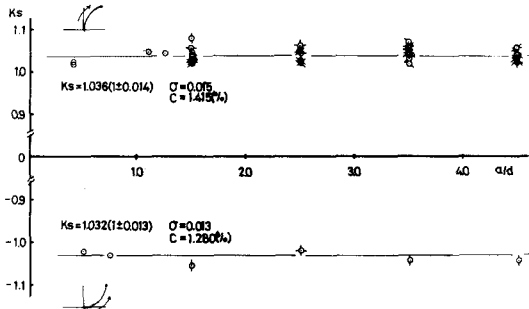
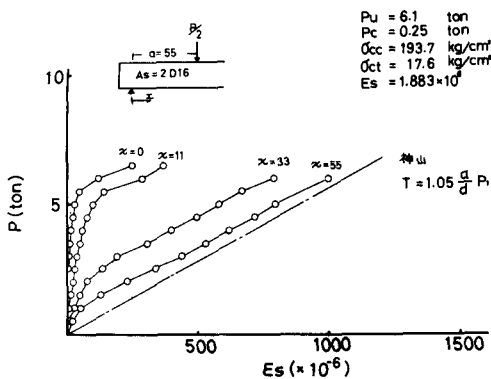


Fig.-3

Load-Steel Strain
 ND-76-1-25



参考文献

- 1) B. Brecken and J. G. MacGregor, "proc. of ASCE, Vol. 93, No. ST1, Feb., 1967, pp. 343-372
- 2) F. Leonhardt, "コンクリート構造物のせん断に関する諸問題", 橋梁と基礎, Vol. 11, No. 4 (pp. 1~8), No. 5 (pp. 1~7), 1977
- 3) 神山一, "斜筋コンクリート梁のせん断破壊機構", コンクリート・ジャーナル, Vol. 6, No. 8, Aug., 1968, pp. 24~32
- 4) 原 忠勝, "斜筋コンクリート梁のせん断応力について", 昭和51年度土木学会東北支部, March, 1977
- 5) G. N. J. Kani, ACI Journal, V. 66, No. 3, March, 1969, 6) S. F. Adams, PhD, Univ. of Colorado, 1965, 244 p.

Fig.-4

$f(k)$ for Arch Action - a/d

1975 Round Bar

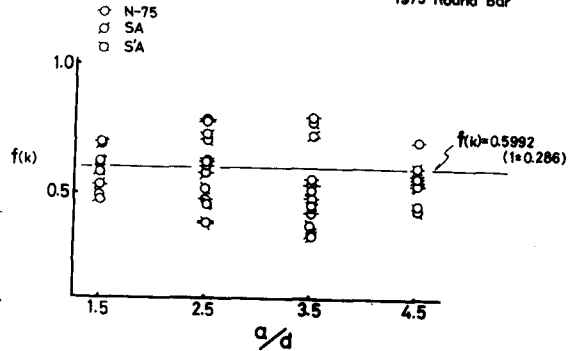


Fig.-5

$f(k)$ for Arch Action - a/d

1976 Deformed Bar
 Pt = 2D25 = 3 %

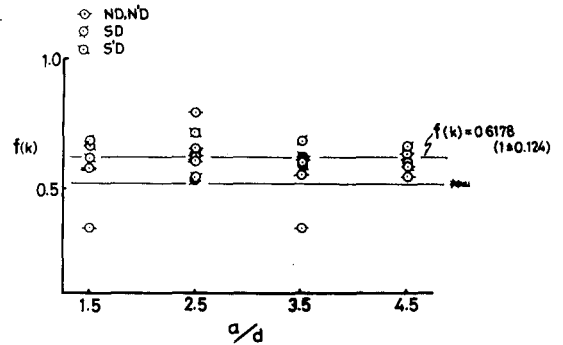


Fig.-6

$f(k)$ for Arch Action - a/d

1976 Deformed Bar
 Pt = 2D18 = 1 %

