

鉄筋コンクリート多主桁橋の変形および破壊特性

北大工学部 正員 藤田嘉夫

〃 〃 〇佐伯 昂

〃 〃 高田 登久

〃 〃 奈良 久

1. まえがき

鉄筋コンクリート多主桁橋は曲げとねじりが同時に作用する構造体であり、この変形および破壊挙動にはねじりの影響を受けていることが予想される。曲げとねじりを受けける破壊挙動の解析には、従来のコンクリートの圧縮強度あるいは鉄筋の引張強度による1軸応力破壊形式に対し、さらに曲げとねじりによる2軸応力場によるコンクリートの破壊形式も考えなくてはならない。すなわちこの多主桁構造ではある荷重レベルで曲げひびわれが発生し、初期の段階では曲げ剛性、ねじり剛性の低下はあまりなく、ねじりによる応力は破壊に対してほとんど影響をおよぼさない。さらに曲げひびわれが進展し、破壊に近くなり圧縮ゾーンが減少するとともに、ねじりによるせん断応力が顕著になり、曲げ応力との2軸応力状態となり斜引張応力破壊状況になる。一般に鉄筋比が小さいければ圧縮部コンクリートの直応力はねじりによるせん断応力の増加に比して大きく、これまでも同じように曲げ破壊形式を取るものと考えられる。又、弾性から破壊に移行する State I から State II の状態の変形および荷重分担性について格子桁法によって解析を行なう。この方法は有効巾を考慮し原板を橋軸に直角方向に Strip に分割して、格子桁の構造形式で解析するものである。これら鉄筋コンクリート多主桁橋の変形および破壊を検討するため、多主桁橋のモデル試験橋を作製し実験を行なって解析との照合を行なっている。

2. 実験方法

モデル試験橋はモルタルで作製し、その材料は普通ポルトランドセメント、錦岡砂(比重2.77, 単位容積重量 1952 kg/m^3 , 吸水量 1.12%)を用いた。配合は水セメント比 0.5, 砂セメント比 2 である。脱型後から試験日の数日前まで 20°C の水槽中で養生した。モデル桁の寸法は図-1に示すように幅員 75 cm , 桁高 20 cm でスパン 3.1 m の3主桁である。主鉄筋の種類は2φ10, 2φ13, 2φ16 の3種で、スターラップは中10で 10 cm ピッチで配筋した。載荷方法は油圧ジャッキで加力し、ロードセルで荷重を測定した。載荷位置はスパン中央で中桁, 外桁, 外桁の順に載荷し、漸次荷重を増加した。低い荷重段階で張出し部にも載荷し、破壊は外桁で行なった。写真1は実験状況を示したもので変形は変位変換器(ひずみゲージ式)を用い、スパン中央および $\frac{1}{4}$ 点, $\frac{3}{4}$ 点の主桁中央で計9点測定した。主鉄筋ひずみはスパン中央で主鉄筋のねじりのコンクリートを除いて各主鉄筋に 20 mm ペーパーゲージを用いて測定した。原板上のコンクリートのひずみはスパン中央より 20 cm 離れた各主桁中心の位置に、橋軸方向および直角方向に 70 mm ゲージをはり測定した。主桁のひびわれを測定するため主鉄筋位置に 4 cm 間隔に、スパン中央の 1 m の範囲にコンタクトゲージのポイントをはった。φ10 cm , 高さ 20 cm の円柱供試体も各実験桁につき3~4本作り、モルタルの圧縮強度、ヤング率、ポアソン比および計算によりせん断弾性係数も求めた。表-1にその平均値を示す。鉄筋はSD35を用

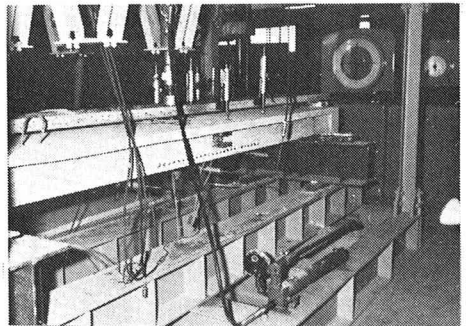


写真1 実験状況

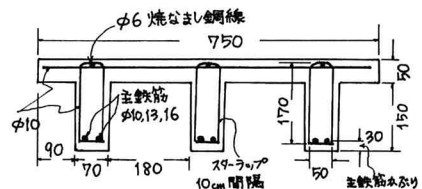


図-1 実験断面

い、D10は $A_s = 0.7174 \text{ cm}^2$, $G_{sy} = 3623 \text{ kg/cm}^2$, $G_{sb} = 5362 \text{ kg/cm}^2$,
D13は $A_s = 1.824 \text{ cm}^2$, $G_{sy} = 4084 \text{ kg/cm}^2$, $G_{sb} = 5747 \text{ kg/cm}^2$, D16は
 $A_s = 1.899 \text{ cm}^2$, $G_{sy} = 3785 \text{ kg/cm}^2$, $G_{sb} = 5522 \text{ kg/cm}^2$ であった。
実験桁は6本行ない各2本づつ鉄筋比の同じものである。載
荷は曲げひびわれ発生前では0.2tとに荷重を増加し、ひび
われ発生後は0.5tとである。表-1の P_b は外桁が破壊した荷
重モルタルの枝令は7週から引越である。

桁	主鉄筋	鉄筋比 %	G_{sb} kg/cm ²	E_c */cm ²	G_{sc} */cm ²	P_b t	枝令 日
No.1	2φ10	1.14	439	302	118	2.5	220
No.2	2φ10	1.14	359	219	92	2.5	105
No.3	2φ13	1.94	440	294	119	4.0	115
No.4	2φ13	1.94	357	245	110	4.0	100
No.5	2φ16	3.00	366	229	95	5.0	50
No.6	2φ16	3.00	309	242	102	5.5	60

3. 3主桁の変形および荷重分担の解析

表-1 実験桁諸元

図-2に示すように床版をstripにわけ主桁の曲げおよびねじり変形を考
えて撓角法を用いてスラブの曲げモーメントを求め、主桁の断面力および変形を
解析する。主桁1,2,3のr点のねじり角を $\theta_r^1, \theta_r^2, \theta_r^3$ とすると

$$\left. \begin{aligned} \theta_r^1 &= -\sum (M^0 + M_r^1 - V^0 x) \theta \\ \theta_r^2 &= -\sum (M^1 + M^2 + V^1 x - V^2 x) \theta \\ \theta_r^3 &= -\sum (M^2 - M^0 + V^2 x) \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots (1)$$

主桁1,2,3のたわみを $\delta_r^1, \delta_r^2, \delta_r^3$ とすると

$$\left. \begin{aligned} \delta_r^1 &= \sum V^1 \delta \\ \delta_r^2 &= \sum (V^1 + V^2) \delta \\ \delta_r^3 &= \sum V^2 \delta \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

ここで θ, δ はねじり角およびたわみの影響線マトリックス
である。せん断力とモーメントの釣合式は

$$\left. \begin{aligned} V^1 &= -\frac{1}{\lambda} (M^1 + M^1') + V^{10} \\ V^1' &= \frac{1}{\lambda} (M^1 + M^1') + V^{10'} \\ V^2 &= -\frac{1}{\lambda} (M^2 + M^2') \\ V^2' &= \frac{1}{\lambda} (M^2 + M^2') \end{aligned} \right\} \dots\dots (3)$$

ここで $V^{10}, V^{10'}$ は荷重項によるものである。撓角式を用いて

$$\left. \begin{aligned} M^1 &= 2\varphi^1 + \varphi^1 - \mu^1 - C_1 \\ M^1' &= 2\varphi^1 + \varphi^1 - \mu^1 + C_1' \\ M^2 &= 2\varphi^2 + \varphi^2 - \mu^2 - C_2 \\ M^2' &= 2\varphi^2 + \varphi^2 - \mu^2 + C_2' \end{aligned} \right\} \dots\dots (4)$$

$$\begin{aligned} \mu^1 &= \alpha (\delta_r^2 - \delta_r^1), \mu^2 = \alpha (\delta_r^3 - \delta_r^2) \\ \varphi^1 &= \beta \theta_r^1, \varphi^1' = \beta \theta_r^2, \varphi^2 = \beta \theta_r^2, \varphi^2' = \beta \theta_r^3 \\ \alpha &= 6EI_0/\lambda^2, \beta = 2EI_0/\lambda \end{aligned}$$

(4)式を用いてMについてまとめると

$$[A][M] = [P] \dots\dots (5)$$

ここで

$$[A] = \begin{bmatrix} a_1 & a_2 & a_3 & a_4 \\ a_2 & a_1 & a_4 & a_6 \\ a_6 & a_5 & a_1 & a_2 \\ a_4 & a_3 & a_2 & a_1 \end{bmatrix}, [M] = \begin{bmatrix} M^1 \\ M^1' \\ M^2 \\ M^2' \end{bmatrix}, [P] = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{bmatrix}$$

であり、

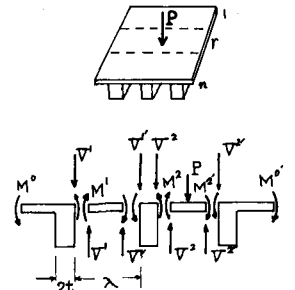


図-2 3主桁の断面力

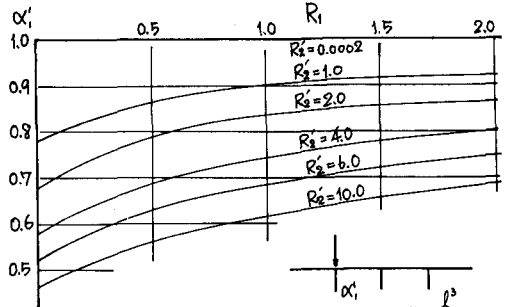


図-3 a たわみ

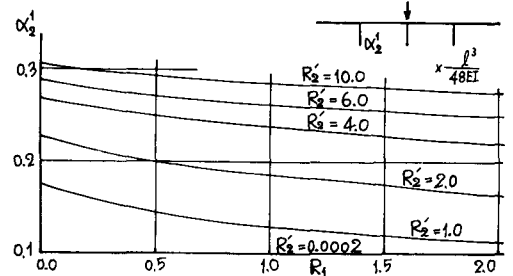


図-3 b たわみ

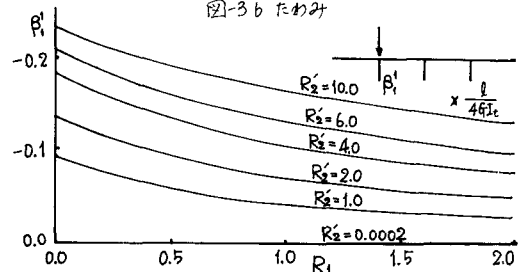


図-3 c ねじり角

$$a_1 = 1 + 2R_1\theta + 2R_2\delta + 3R_1 \frac{\delta}{\lambda} \theta, \quad a_2 = R_1\theta + 2R_2\delta + 3R_1 \frac{\delta}{\lambda} \theta$$

$$a_3 = R_1\theta - R_2\delta + R_1 \frac{\delta}{\lambda} \theta, \quad a_4 = -R_2\delta + R_1 \frac{\delta}{\lambda} \theta$$

$$a_5 = 2R_1\theta - R_2\delta + 2R_1 \frac{\delta}{\lambda} \theta, \quad a_6 = -R_1\delta + 2R_1 \frac{\delta}{\lambda} \theta$$

$$P_1 = -2R_1\theta M^0 - R_2\lambda\delta (V^{10'} - V^{10}) - C_1 + R_1\lambda\theta (2V^{10} - V^{10'})$$

$$P_2 = -R_1\theta M^0 - R_2\lambda\delta (V^{10} - V^{10'}) + C_1 + R_1\lambda\theta (V^{10} - 2V^{10'})$$

$$P_3 = R_1\theta M^0 + (R_2\lambda\delta - 2R_1\lambda\theta) V^{10'} - C_2$$

$$P_4 = 2R_1\theta M^0 + (R_2\lambda\delta - R_1\lambda\theta) V^{10'} + C_2 \quad \text{もマトリックスである。}$$

$$R_1 = \frac{2E}{G} \cdot \frac{I}{\lambda} \cdot \frac{I_0}{I_s}, \quad R_2 = \frac{I_0}{I} \cdot \frac{I_0}{\lambda^2} \quad \text{は定数であり,}$$

I_0 は有効中当りの床版の断面2次モーメントである。

図-3 a, b は $\lambda \ll 1$ の場合 $R_2' = 2R_2$ もパラメータとしたため、図-3 c のねじり角を表示した。図-4 に示した実験桁の変形を見ると $P = 1.5 \sim 2.5$ の間に変形性状が顕著に変化している。これは曲げひびわれによる断面剛性の低下が始まり、State I から State II に移行する過程が表れた結果である。State I の状態での理論解が実験値より小さく表われ、State II での理論解が実験値より大きな値になることから、断面剛性は破壊荷重の2割程度で低下し曲げひびわれの進行に従って漸次減少していることを示し、この2つの理論解が変形の下限と上限を押えることができる。図-5 a, b, c は各々主鉄筋が2φ10, 2φ13, 2φ16の時に各荷重段階における主鉄筋ひずみからその荷重分担性状を求めたもので、破壊の近くまでほぼ定常状態にあり、State II で計算した分担性状は破壊荷重の0.8~0.9の破壊近傍にほぼ対応していた。曲げひびわれが発生前の分担性状の実験は荷重が小さいこともあって安定した結果は得られなかったが、この分担性状は全断面有効のねじり剛度の2~3倍の剛度をもつ桁の性状に相当し、各主筋に均等に分担しようとする性状を強く示した。桁の最大ひびわれ中 ω_{max} は破壊荷重の0.8で0.140~0.170 mm 程度に成長していた。

4. 曲げとねじりを受ける桁の破壊荷重の解析

コンクリート多主筋橋では床版によって曲げモーメントとせん断力が伝達されるため、桁には曲げとねじりが同時に働くことになるが、このねじり荷重は曲げ荷重に比して小さく、低荷重状態では応力的にはあまり問題はない。しかし曲げひびわれが発達し、破壊近傍ではこのねじりによるせん断力が大きな影響をおよぼすことが考えられる。ここでは曲げひびわれ状態を主体として、コンクリート圧縮部が減少した状態での曲げとねじりによる破壊挙動¹⁾を考える。図-6 a に示しているようにコンクリートの2軸応力場を引張-引張状態では σ_x にほぼ一致し、圧縮-圧縮では円弧をなし、圧縮-引張では σ_x, σ_y を結ぶほぼ直線になる。この部分を式で表示すると

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_c} + \frac{\sigma_x}{\sigma_s} = 1 \quad \cdots (b) \quad \text{== } \sigma_c, \sigma_s \text{ はコンクリートの圧縮および引張強度}$$

となる。曲げとねじりを受ける桁では図-6 b に示すように直応力 σ とせん断力 τ が圧縮ゾーンに作用している。

この2つの応力による主応力を求めるに

$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} (\sqrt{1 + (\frac{2\tau}{\sigma})^2} - 1), \quad \sigma_2 = \frac{\sigma}{2} (\sqrt{1 + (\frac{2\tau}{\sigma})^2} + 1) \quad \cdots (7)$$

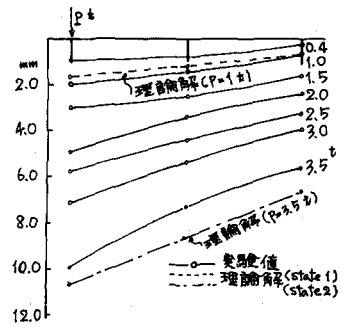


図-4 実験桁 (N0.4) の変形

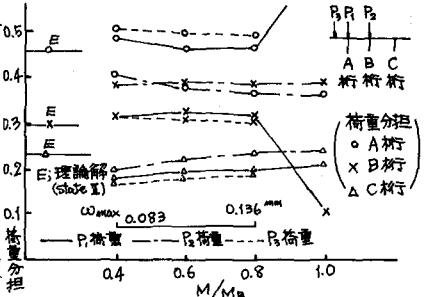


図-5 a 荷重分担 (N0.1)

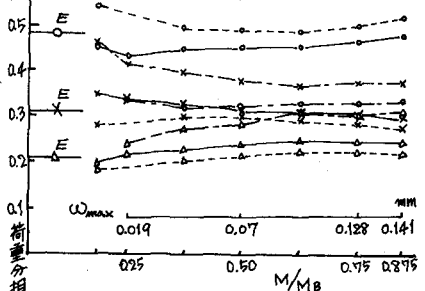


図-5 b 荷重分担 (N0.3)

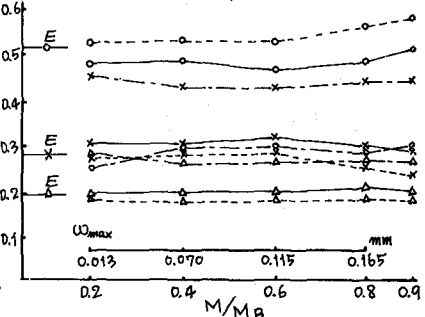


図-5 c 荷重分担 (N0.5)

G_1 は引張応力, G_2 は圧縮応力である。(6)式に代入すると

$$\frac{M}{M_0} = \frac{2K\{(1+r)\sqrt{k^2+1} + K(r-1)\}}{(1+r)^2 + 4rk^2} \quad \text{----- (8)}$$

$= \pm 2\tau/\phi = \omega\phi$, $\phi = T/M$, $r = G_2/G_1$, $k = 1/\omega\phi$ であり,

$G_2/G_1 \approx M/M_0$ と仮定している。

M_0 は曲げ荷重のみによる破壊曲げモーメント, M は曲げとねじりを受けた時の破壊曲げモーメントである。 $\omega\phi$ を求める場合, 曲げ破壊を主体に考えるので破壊の状態を図-7のように考える。曲げモーメントと G の関係は

$$M = \alpha_j R b d^2 G \quad \text{----- (9)}$$

ねじり荷重は圧縮部コンクリート(T_c)とスターラップ(T_s)によって受けもつと考え

$$T_c + T_s = (I_{tc} + I_{ts}) G \theta' \quad \text{----- (10)}$$

$$I_{tc} = \frac{1}{3} \alpha_1 (R d)^3 b \quad \text{----- (11)}$$

I_{ts} は Cowan⁽²⁾が矩形筋において求めた剛度を用いると

$$I_{ts} = \frac{5}{6} \frac{E_s}{G_c} \cdot \frac{b s^2}{s} A_w \quad \text{----- (12)}$$

圧縮部上面の中央点でせん断応力 α_f が曲げ応力が最大となり, $T_c = \frac{1}{3} \alpha_2 (R d)^2 b$

から
$$T = \frac{3 \alpha_3}{\alpha_2 (R d)^2 b} T \quad \text{----- (13)}$$

$= \pm \alpha_3 = I_{tc} / (I_{tc} + I_{ts})$, α_2 は矩形断面での最大せん断応力の係数, α_3 は表-2の値である。(9), (13)式を用いて入について整理し, $\alpha = 0.8$,

$\beta = 0.412$ とおくと
$$\lambda = \frac{2 \alpha_3 j}{\alpha_2 (1-\beta)} \quad \text{----- (14)}$$

となる。図-8のよは実験筋の降伏直前までの主鉄筋ひびきと, コンクリート原形の圧縮ひびきから求めたものである。(8)式を用いて r をパラメータとして M/M_0 を求める。図-9の曲線になる。State IIの状態を外筋の ϕ を計算すると No.1,2桁, No.3,4桁, No.5,6桁で各々0.110, 0.103, 0.095であり, K を求め, 荷重分担の影響を除いてプロットすると図-9のようになる。実験値はほぼ理論値と対応している。(A)は State IIの状態の荷重分担を外筋が曲げ破壊する荷重である。(B)は外筋の破壊荷重を用いた時のものである。

5. 結論

(1) 格子筋法によって多主筋のなわみ, ねじり角, 原形の曲げモーメント

をパラメータ K_1, K_2 によって容易に解析することが出来る。

(2) 多主筋の破壊荷重の5割附近で変形性状が変わり始め State IIで計算した変形に近づく。

(3) State IIで求めた荷重分担性状は破壊の近くの状態に対応していた。

(4) 主鉄筋比が大きくなるほどねじりによる破壊の影響が強くなり, ほぼ理論解に対応していた。

6. 文献

(1) Torsion of Structural Concrete ACI Publication SP-18 P-403-

(2) Henry J. Cowan.

"An elastic theory for the torsional strength of rectangular reinforced concrete beams."

Magazine of Concrete Research, Vol.4, July 1950.

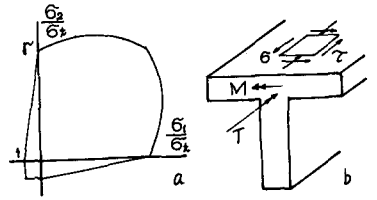


図-6 a. b 破壊曲線と2軸応力状態

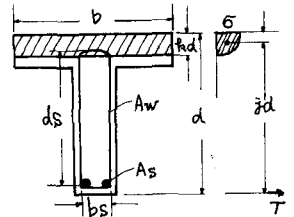


図-7 曲げ応力状態

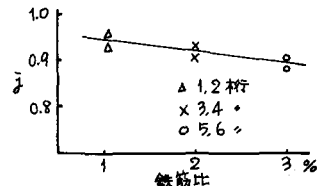


図-8 j の値

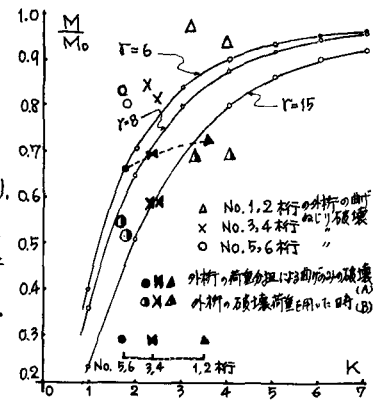


図-9 曲げねじり破壊曲線

ds/bs	5
1.0	0.564
1.4	0.658
1.8	0.725
2.5	0.799
3.0	0.832
5.0	0.900*

表-2 α の値