

日本高圧コンクリート
北海道大学
北海道大学

正員
正員

鷹巣 恵一
藤田 嘉夫
中津川 汪

1. まえがき

鉄筋コンクリート多主桁橋の終局耐力は、曲げ、せん断、ねじりなどの組み合わせ応力状態にある主桁、横桁およびスラブの変形挙動、耐力ならびにこれら構成部材間の相互作用によって複雑に影響を受ける。本研究においては、多主桁橋の基本構造体であるT桁の変形挙動を基に多主桁橋の終局時における荷重分担能力を検討し、終局耐力算定についての考察を行ない、合理的で経済的な設計のための基礎資料を得るものである。

2. コンクリートT桁部材の変形挙動

これまでの多主桁橋のモデル実験^{1),2),3)}によって床版による荷重分担能力は小さい事、終局時には端部横桁にねじりひびわれが入りその荷重分担に対する寄与は薄いことなどがわかった。これによって終局限界状態においては格子桁構造による検討で十分である。以上の事より、曲げとねじりを受けるT桁の終局時の挙動を調べる。スパン長3.2mの鉄筋コンクリートT桁に対する実験を行ない、鉄筋比0.20%, 0.78%の2種類に対して曲げとねじりの比を0.05~0.4まで変化させて載荷を行ない、塑性ヒンジ形成後の回転能力を考慮して見掛け上の剛性を求めた(図-1)。図-2は曲げモーメントと曲率の関係を見たものである。図中の点線はそれぞれMattockの式より算出した鉄筋降伏時および終局時の曲率である(ϕ_y, ϕ_u)。鉄筋の降伏前においては曲げ剛性はSTATE Iにより算定される曲げ剛性にほぼ一致し、それ以降、回転能力により桁の曲率は大きくなり終局時にはSTATE IIの曲げ剛性に対して見掛け上1/2程度まで剛性の低下が見られる。図-3はねじりモーメントとねじり率^(T-θ' #/mm)の関係を見たものである。T/Mの比でかなり差が見られるが断面内の最大ねじりせん断応力(弾性解析)がコンクリートの引張強度に等しくなるねじりモーメント T_e に達した後は塑性的変形挙動をするものとしてねじり率は一定にふれるとした。ねじり剛性の低下は弾性状態のねじり剛性の λ_0 と仮定した。

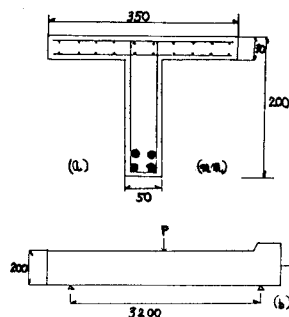


図-1
T桁断面

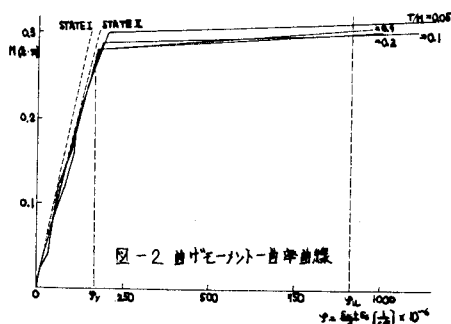


図-2 曲げモーメント-曲率曲線

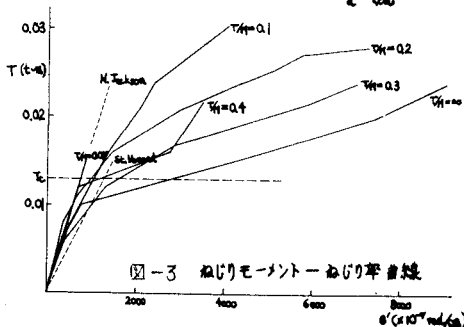


図-3 ねじりモーメント-ねじり率曲線

3. 終局耐力の算定法

弾性状態における多主桁の荷重分担性状は格子桁構造として解析でき、パラメータ R_1, R_2, R_3 により求められる。

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{EI}{GI_L} \cdot \frac{l}{\lambda} \quad \text{----- (1)}$$

$$R_2 = \frac{1}{8} \cdot \frac{EI_0}{EI} \cdot \left(\frac{l}{\lambda}\right)^3 \quad \text{----- (2)}$$

$$R_3 = \frac{l}{\lambda} \quad \text{----- (3)}$$

ここで EI_0 : 中央横桁の曲げ剛性, λ : 主桁の間隔, l : スパン長, EI : 主桁の曲げ剛性, GI_L : 主桁のね

じり剛性(端横桁のねじり剛性は主桁のねじり剛性と同一とした)
 図-4は3列主桁において $R_3 = 10$ の場合について求めた荷重分担率である。使用状態の荷重分担が問題となる場合に有効である。これまでのモデル桁を使った実験より、終局限界状態においては中間横桁のみを考慮する格子桁構造を基本として解析することと十分である。この場合、(1)(2)のパラメタを使っての解析となる。その際、2.で述べた剛性の低下を考慮し終局時の曲げ剛性(EI_f)およびねじり剛性(GI_{tf})は次式による。

$$EI_f = EI / \beta_b \quad \text{----- (4)}$$

$$GI_{tf} = GI_t / \beta_t \quad \text{----- (5)}$$

ここで EI : STATE II 時の曲げ剛性, GI_t : 弾性状態のねじり剛性, β_b : M- θ 曲線の終局時の見掛け上の曲げ剛性に対する STATE II 時の曲げ剛性の比, β_t : T- θ 曲線の終局時の見掛け上のねじり剛性に対する弾性状態のねじり剛性の比

これより、終局時の荷重分担性状を把握すれば、丁桁の終局耐力を使って列主桁の終局耐力を算定する事ができる。

4. 3主桁の終局時荷重分担の数値算定

これらの考えを基にして3主桁の終局耐力について考察する。一番危険側である耳桁のスパン中央に集中荷重を載荷した場合について考える。

(a) 載荷点下の耳桁のみが破壊する場合(破壊パターンI)

この場合の荷重分担に対する条件は { 載荷点下の耳桁の荷重分担 > 中間桁の荷重分担 }

である。この条件で載荷点下の主桁の剛性低下を($\beta_b = 3.0$, $\beta_t = 6.0$)とした結果

$10 \leq R_1 \leq 50$, $0 < R_2 \leq 20$ の範囲でパターンIで破壊することがわかった。パターンIの範囲は限られ、桁がこれ以上の回転能力を持つ場合には次の、パターンIIへと拘る。

(b) 載荷点下の耳桁および中間桁が破壊する場合(破壊パターンII)

3本の桁が同時に破壊に至る事は稀であり、従って、パターンIの範囲を除く大部分がこの破壊形式であると考えられる。ここでは載荷点下の耳桁および中間桁の剛性低下が, $\beta_b = 6.0$ および 3.0 , $\beta_t = 10.0$ および 5.0 の場合(図-5), $R_1 \geq 10$ で $2 \leq R_2 \leq 16$

の範囲でパターンIIの破壊が起ることがわかった。モデル桁の実験においてはパターンIIの破壊に対応していた。また、この荷重分担を使って算出した終局耐力は実験結果とよい対応を示した。なお、(a), (b)についてはパラメタの範囲を限定して解析を行っており、より広範囲についての解析を行なう必要がある。

5. まとめ

- (1) T桁において、塑性ヒンジ形成後の回転能力を考慮して求めた終局時の見掛け上の剛性は、曲げ剛性は STATE II の $1/6$ 程度まで低下し、ねじり剛性は弾性状態のねじり剛性の $1/6$ までの低下と仮定した。
- (2) パラメタ R_1 , R_2 , R_3 を使う事により使用状態の列主桁の荷重分担性状を解析する事が出来る。
- (3) (1)の剛性低下を考慮し、(2)の解析を準用する事により、終局時の列主桁の荷重分担を求める事が出来、丁桁の終局耐力を知る事により、列主桁橋の終局耐力を算定することが出来る。
- (4) 終局時の破壊パターンについては、載荷点下の耳桁のみが破壊する場合、載荷点下の耳桁および中間桁が破壊する場合の2つの形式が考えられ、その適用範囲はパラメタ R_1 , R_2 を使う事により規定される。

6. 参考文献

1) 藤田佐雄, 佐藤 康二, コンクリート格子桁の橋脚の耐震性能と荷重分担, 土木学会, 55 2) 藤田佐雄, 佐藤 康二, モデル実験によるRC格子桁橋の耐震性能と破壊形式, 土木学会, 55

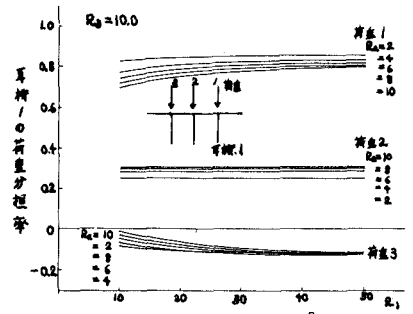


図-4 荷重分担

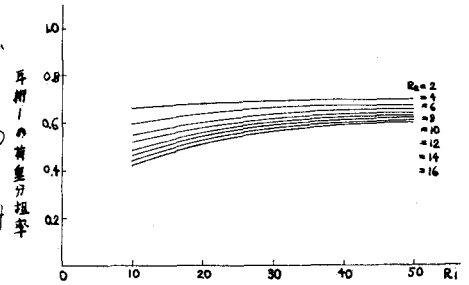


図-5 パターンIIの時の荷重分担