

九州大学 工学部 学生員 越智 繁雄
 " " 正会員 彦坂 照
 川崎製鉄(株)構造技術研究所 正会員 川井 豊

1. 緒言

新しい都市交通システムの一つである懸垂型モノレール軌道橋は、図-1のように車面懸垂用アームを通すための開口部をもち、ねじり剛性の極めて小さい鋼製薄肉閉断面ばりである。下フランジは、曲げ応力・そり応力に加えて輪荷重の直接載荷による局部応力を受け、これらがすべて同符号で加算される曲りばり外曲側下フランジの応力は著しく大きくなる。はりの断面変形を防止し、はり軸直角方向の応力を受けもたせるため補剛フレームが配置されるが、その力学的挙動と効果は十分解明されていない。本研究は、この軌道橋の応力を十分な精度で把握しうる簡易解析法を提示し、模型実験により照査を行ったものである。

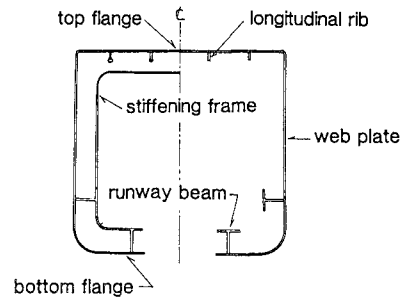


図-1 懸垂型モノレール軌道橋断面

2. 模型実験

厚さ 2.3 mm の鋼板を用いて、図-2に示す支間 $l = 2$ m、曲率半径 $r = 4$ m の曲線模型橋 A、B と直線模型橋 C を製作した。模型橋 A と B は補剛フレーム間隔のみが異なり、また模型橋 C の補剛フレーム間隔は A のそれと同じである。補剛フレームが剛性の小さい厚さ 2.3 mm の薄板リングのみから成る模型橋を A-1、B-1、C-1 とよび、その補剛フレームに 20 mm x 3 mm のフランジを付けて剛性を上げた模型橋を A-2、B-2、C-2 とよぶ。載荷は鉛直荷重のみとし、走行レール（図-1の runway beam）の上面に置いた載荷板をジャッキで鉛直下向きに引く方法で行った。

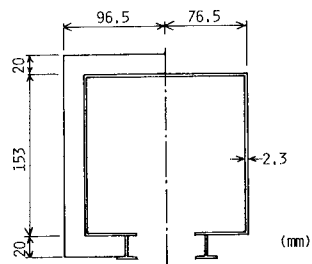
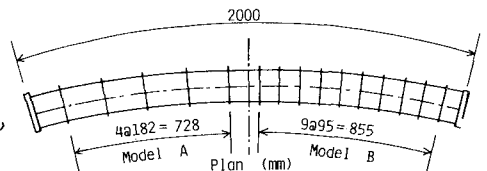


図-2 模型橋の諸元

3. 曲りばりの断面変形を考慮した簡易応力解析

3. 1 応力分布の仮定 断面変形の生じる閉断面曲りばりの応力分布を次のように仮定する（図-3）。

(1) まず断面剛を仮定して、はり理論による曲げモーメント M とそりモーメント M_w を算定し、曲げ応力 $\sigma_b = M y / I$ およびそり応力 $\sigma_w = M_w \omega_n / I_w$ を得る。ここに、 I 、 I_w は断面 2 次モーメント およびそりねじり定数、 ω_n はせん断中心に関する単位そり関数。

(2) 直接輪荷重を受ける走行レールを、補剛フレームによって弾性支持される連続ばりとは見なし、その鉛直ばね反力を不静定力 X_i ($i = 1, 2, \dots, n$, n は補剛フレーム総数) に選ぶ。 X_i と荷重による走行レールの付加曲げモーメントを M_{ir} とすれば、走行レールには付加曲げ応力 $\sigma_r = M_{ir} y / I_r$ が作用する。ここに、

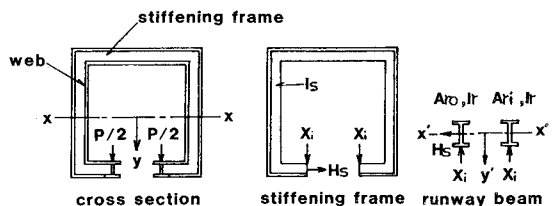


図-3

I_r は走行レール / 本の断面2次モーメント。

(3) 補剛フレームは不静定力 X_i によって曲げモーメント M_s を受ける。また曲りばり下フランジの初期曲率のため、曲率中心方向水平力 H_s が外曲側補剛フレーム下端に働いて曲げモーメント M_k が生じる。したがって補剛フレームには曲げ応力 $\sigma_s = (M_s + M_k) y / I_s$ が作用する。ここに I_s は補剛フレームの断面2次モーメント。

3.2 解法 曲りばりの閉角を $\alpha = l / r$ 、内曲側および外曲側走行レールの断面積を A_{ri} 、 A_{ro} とする。はりに貯えられる全ひずみエネルギー U は次式で表わされる。

$$U = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \int_{A_i+A_o} \frac{(\sigma_s + \sigma_w)^2}{2E} r dA d\theta + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \int_{A_{ri}} \frac{(\sigma_s + \sigma_w + \sigma_r)^2}{2E} r dA d\theta + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \int_{A_{ro}} \frac{(\sigma_s + \sigma_w + \sigma_r)^2}{2E} r dA d\theta + \sum_{i=1}^n \int_{A_i} \frac{(M_s + M_k)^2}{2EI_s} dA \quad (1)$$

ここに、 $A_i + A_o$ は上フランジとウェブの断面積の和、 A_i は i 番目の補剛フレームの全長。

上式において σ_r と M_s が不静定力 X_i の関数となり、ひずみエネルギー U を最小にするように不静定力を決めればよい。ただし、左右の走行レールを支持する n 番目の補剛フレームの不静定力は近似的に等しく X_i とおけるものとする。このとき、 n 個の不静定力は互に独立でなく、次の付帯条件がついている。

$$X_1 + X_2 + \dots + X_n - (\Sigma P) / 2 = 0 \quad (2)$$

ここに、 ΣP ははりに働く鉛直荷重の総和を意味する。

いま、Lagrange の未定乗数 λ を用いて新たな関数

$$U^* = U + \lambda (X_1 + X_2 + \dots + X_n - \Sigma P / 2) \quad (3)$$

を定義すれば、ひずみエネルギー U の付帯条件つき極値問題は、付帯条件のない関数 U^* の極値問題に置きかえられる。すなわち、所要の不静定力は

$$\partial U^* / \partial X_i = 0 \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (4)$$

と式(2)との $n+1$ 元連立1次方程式の解として求められる。

式(1)を(3)に代入ののち、式(4)の演算を行って整理すれば

$$2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{M \partial M_r}{EI \partial X_i} r d\theta + 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{M_r}{EI_r} \frac{\partial M_r}{\partial X_i} r d\theta + \int_{A_i} \frac{(M_s + M_k)}{EI_s} \frac{\partial M_s}{\partial X_i} dA = 0 \quad (5)$$

となる。上式から不静定力 X_i と未定乗数 λ に関する $n+1$ 元連立1次方程式が導かれる。

4. 実験および解析結果

3.に記した簡易解析法による数値計算例として、2.で述べた模型実験のうち曲線模型桁 A-2、B-2 および直線模型桁 C-2 の支間中央に集中荷重 $P = 300 \text{ kg}$ が作用する場合の解析結果の一部を示す。図-4、図-5 は下フランジに取り付けられた走行レール下面の応力の支間全長にわたる分布の理論値を実験値と比較したものである。各桁の載荷断面には補剛フレームが配置されておらず、かつ走行レールの断面が小さいため、載荷点に極めて大きい局所応力が生じている。

その他の解析結果と実験結果の詳細については講演当日発表する。

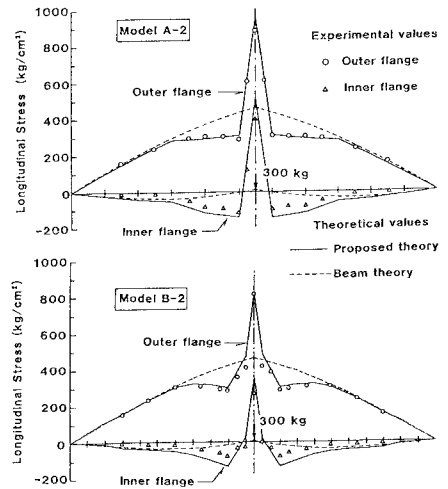


図-4 曲線桁下フランジ(走行レール)の応力

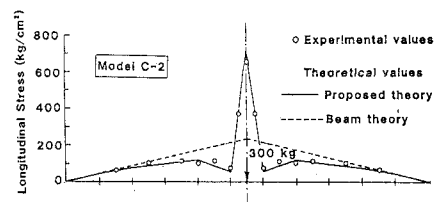


図-5 直線桁下フランジ(走行レール)の応力