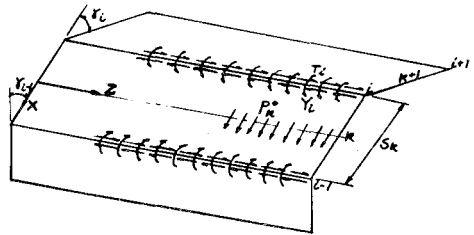


# 1-101 薄肉桁構造における断面変形の影響について

東大工学部 正員 奥村敏恵      日立造船KK 正員 星谷 勝  
 ○東大大学院 学生員 鈴木康弘      東大大学院 学生員 山下 清明

最近の高速道路等の箱桁構造の如く桁構造の断面が大型化し、かつ高張力鋼等の使用によってますます薄肉化するにつれて、従来の桁構造計算の大前提であった断面形保持の仮定に対する検討が必要になって来たと考えられる。断面変形の影響は (1)鋼構造全体の剛性の低下をもたすこと、(2)局所的な過応力状態をひき起すこと、(3)補剛板応力に影響を与えること等が考えられる。しかも従来の薄肉構造理論がねじれによる反り応力を重視しているのに対して断面変形はある種の断面形に対しては純曲げ状態に対しての方が大きな影響を与える可能性があることは注意すべきことと思われる。

以下は従来コンクリート屋根構造等の解析に用いられている析板構造理論に基づいて、基本的な断面としてのチャンネル及び最近問題になっているウェブの傾いている梯形断面について計算と実験を行い問題点を検討したものである。この場合の仮定は (1)部材を構成する平板は両端単純支持された桁として扱う (2)各平板内での応力、歪に關して直線分布則に従うものとする。 (3)平板面外への曲げ剛性及びねじり剛性は無視され外力は面内曲げ剛性によって変位に伝達される。 (4)板モーメントは補軸方向のベクトルをもつモーメントのみ考え、これに直交する方向の板モーメントと板ねじりモーメントは無視され断面は横方向には格点を剛結されたラーメンとして扱う。



以上の仮定による構造系の解析のためには格点に生ずる剪断力 $T_k$ 及び横曲げモーメント $Y_k$ と変形の適合条件

$\epsilon_{k,i} = \epsilon_{k+1,i}$        $q_{k,i} = q_{k+1,i}$  から決れば全ての応力、変形が決まる。オ1式は、いわゆる3剪断方程式の形に導かれ

$$\frac{1}{F_k} T_{k-1} + 2\left(\frac{1}{F_k} + \frac{1}{F_{k+1}}\right) T_k + \frac{1}{F_{k+1}} T_{k+1} = \frac{1}{2} \left( \frac{M_k^0}{W_k} + \frac{M_{k+1}^0}{W_{k+1}} \right)$$

ここで $M_k^0$ は板の外力による単板のモーメントであり、格点モーメントの反力による附加荷重も含んでいる。

オ2式は $q$ を部材回転角、接線回転角及び外力による回転角に分解して考えれば3連モーメント式の形に導かれ

$$Y_{k-1} \frac{\partial \eta_k}{\partial D_k} + Y_k \left( \frac{\partial \eta_k}{\partial D_k} + \frac{\partial \eta_{k+1}}{\partial D_{k+1}} \right) + Y_{k+1} \frac{\partial \eta_k}{\partial D_k} + \frac{\sec \delta_{k-1}}{\delta_k} \eta_{k-1} + \left( \frac{\cot \delta_{k-1} + \cot \delta_k}{\delta_k} + \frac{\sec \delta_k}{\delta_{k+1}} \right) \eta_k + \left( \frac{\sec \delta_k}{\delta_k} + \frac{\cot \delta_k + \cot \delta_{k+1}}{\delta_{k+1}} \right) \eta_{k+1} - \frac{\sec \delta_{k-1}}{\delta_{k+1}} \eta_{k+2} + \omega_k + \omega_{k-1} = 0$$

ここで $\eta$ は  $\frac{\partial^2 \eta_k}{\partial x^2} = -\frac{1}{EI_k} \left[ M_k^0 - \frac{\delta_k}{2} (T_k + T_{k-1}) \right]$  から計算される。各板の面内変位であり、格点モーメント $Y$ による附加荷重 $M_k^0$ の中にも含んでいるので $\eta$ は $Y$ の函数になっている。 $\omega$ は外力による撓み角で格点荷重のみを考えると $\omega$ は考慮しなくてよい。又開いた断面のいちばん端の板に於ける格点モーメントの反力は、ねじり剛性を考えてねじりモーメント $Y_1$ による変形と反力による曲げ変位が格点(1)で等しいという条件から格点モーメント $Y_1$ の反力及び端板(1)の回転角を計算した。

**計算例** 以上の計算の為全ての力学量をフーリエ展開して  
 おいて上記の $T_n$ に関する関数方程式系と代数方程式系  
 におきかえ電子計算機により数値計算を行った。チャンネル  
 断面開いた及び閉じた梯形断面について計算を行ったが  
 全て模型実験との差違のため材料は真ちゅうを対象として  
 $E = 1.0 \times 10^4 \text{ kg/mm}^2$  にとつてある。又スパンは  $1500 \text{ mm}$  であ  
 る。

先ず格点とピンと考えた(なと考へない)系と格点で互に剛  
 結されていると考えた系での軸方向直応力等の内力変形に  
 関しては殆んど差違が無くせいぜい5%程度の違いである  
 ことがわかった。

オ1, 2 図に閉じた梯形断面桁の計算値例を示してある。オ  
 1 図は軸方向(反り)応力の分布と横方向モーメントによる横  
 方向直応力(これは板の裏表で同じ大きさで符号が反対)の分  
 布を示しているが格点附近では横方向直応力が軸方向直応  
 力よりも大きな値を示していて、これは局部的な過応力状態  
 が実際の橋梁にも起る危険性を示していると考えられる。

オ2 図はオ1 図と同じ断面形を持つ桁の断面の変形状態  
 の計算例を示したものである。但しオ1, 2 図共に荷重は  
 上部の2つの格点に反対称集中荷重( $0.5 \text{ kg}$ )を載せたもので  
 ある。

**実験例** チャンネル断面にトルク荷重を作用させた場合  
 の実験を行った。模型は真ちゅうで作り補剛板は一切つけ  
 ず支点上では横方向の板を桁軸に直角に入れて各板毎に単  
 独支持の条件を満足させた。オ3 図はダイヤルゲージによ  
 る変形の実測値と計算値の比較を示しオ4 図は軸方向直応  
 力のストレインゲージによる実測値と計算値の比較を示し  
 ているが両者ともよく一致しているといえよう。オ5 図は  
 同じ荷重状態で $\theta = 0.25$  断面での横方向曲げモーメントの  
 実測値を示している。これは裏表の歪の測定値から算出し  
 たものであり誤差も相当大きいと思われるが分布状態は計  
 算値とよく似た傾向を示している。

その他の詳細及び補剛板の問題等については当日会場で  
 報告する予定である。

図1. 軸方向応力と断面方向応力

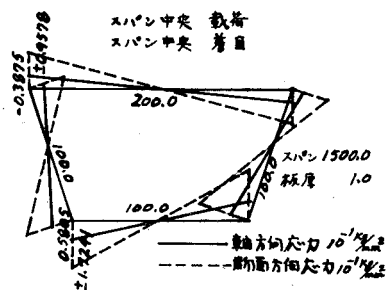


図2 変形

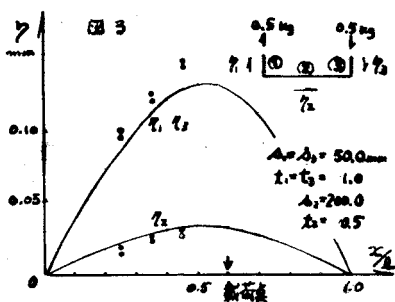
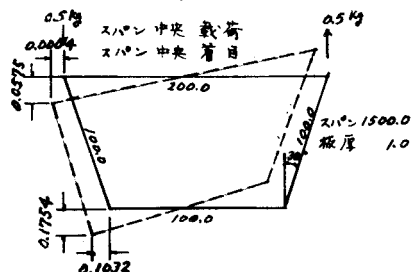


図4

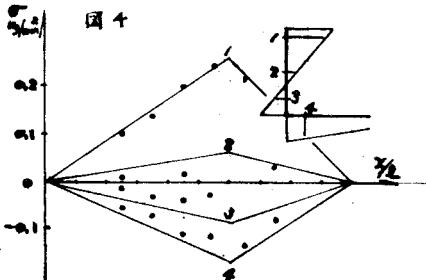


図5.

