

広島大学 正会員 藤井 堅
 広島大学 正会員 大村 裕一

1. まえがき

従来、曲線橋の断面変形に関する研究は、それをフランジと鉛直補剛材で囲まれる腹板パネルの面外変位としてとらえ板理論を適用した解析例、あるいはフランジも考慮した板殻構造としての部分構造解析例等がある。前者は周辺単純支持あるいは固定支持された円筒シェル曲板の端部に曲げモーメントに対応する応力分布や強制変位を与えて解析したものであり、フランジ接合辺でたわみを拘束しているためにねじりに伴う変位を考慮できない点に直橋と異った問題点が残されている。後者は、ねじりの影響は考慮できるものの、梁としての曲げモーメント、ねじりモーメント、あるいはせん断力、バイモーメントをどのように荷重や強制変位として入力するかといった問題がある。応力仮定に従う荷重条件を与える場合には、曲げとねじりの比 η 等は一定とした載荷が可能であるが、倉西¹⁾も指摘しているように、梁理論の変位場仮定が載荷辺で崩れ、隣接パネルとの変位の適合性が満足されなくなる。他方、強制変位を与える方法でも、非線形性に伴う軸引張力を消去するために反復計算が必要となったり、 $\eta = \text{const}$ とした載荷を行うには非常に複雑となりこれらの訂正法の開発が急務であろう。

本研究では、これらの点を考慮して、鉛直補剛材で囲まれた橋の一區画を板殻構造としてとらえ、さらに、鉛直補剛材接合部の任意点の変位、荷重を、せん断中心のそれと梁理論変位場仮定を用いて結ぶつけることにより、境界部で梁の変位仮定を満足させ、かつ、 $\eta = \text{const}$ なる載荷が可能である断面変形解析を行う。ためのである。

2. 解析法

解析は、扇形板殻構造とした有限要素非線形解析で増分法を採用した。変位関数は文献(2)に掲げているが、曲板要素で剛体変位の項を厳密な表示に改めている。

いま、鉛直補剛材接合部では、梁理論の変位仮定が成り立つものとする、接合部断面内の任意点 (r, z) の変位は、

$$u_i = u^* - (z - z_s) \varphi_0^*$$

$$w_i = w^* + (r - r_s) \varphi_0^*$$

$$v_i = v^* - (r - r_s) \varphi_s^* - (z - z_s) \varphi_r^* - \omega \varphi_0^{*'}$$

で表わされる。³⁾ここに、 r_s, z_s はせん断中心の座標で、 u^*, v^*, w^* 等は、せん断中心の変位を示す。また ω は反り関数である。

これらの式を用いて、端断面の任意点の変位とせん断中心の変位を結ぶつけば、

$$\{u\} = [C] \{u^*\}$$

を得る。ここに、 $[C]$ は 6 行 7 列のマトリックスであり、

$$\{u\}^T = [u_i \ v_i \ w_i \ \varphi_0^* \ \varphi_r^* \ \varphi_s^* \ \varphi_0^{*'}]$$

$$\{u^*\}^T = [u^* \ v^* \ w^* \ \varphi_0^* \ \varphi_r^* \ \varphi_s^* \ \varphi_0^{*'}]$$

である。

一方、断面力と任意点の節点力とは、

$$\{f^*\} = [C]^T \{f\}$$

で結ぶつけられるので、端断面に関する要素は次のような変換行列を剛性行列に掛け合せることによって、梁理論の

変位場仮定を満足する要素剛性行列を得る。いま、要素を構成する節点番号 j, k, m のうち、図-2 に示すように

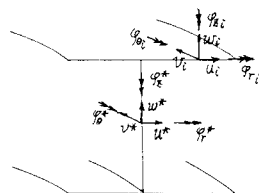


図-1 変位

$$[C] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -(z-z_s) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -(z-z_s) & -(r-r_s) & -\omega \\ 0 & 0 & 1 & (r-r_s) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & (r-r_s) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -(z-z_s) \end{bmatrix}$$

端断面に關係する節点を i, m とすると、点 i, m の変位はせん断中点の変位に置き換えられ、

$$\begin{Bmatrix} f_i \\ f_m \\ f_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & E & 0 & 0 \\ 0 & 0 & E & 0 \\ C_i^T & 0 & 0 & C_m^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 24 \\ 24 \\ 19 \\ 19 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K \\ K \\ K \\ K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ u_m \\ u_s \end{Bmatrix}$$

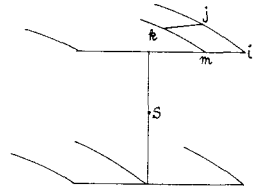


図-2 断面要素

となる。 f_s, u_s はせん断中点の断面力と変位であり、 E は 6×6 単位行列、 $[K]$ は 24×24 の剛性行列である。

上式を用いることにより、鉛直補剛材接合部で梁理論変位場仮定を満足し、かつ $\psi_f = \text{const}$ とした断面変形解析が可能となる。

3. 解析結果

解析は、 $R=2m$ 、腹板高 $80cm$ 、腹板厚比 $1/8$ 、フランジ幅 $20cm$ 、板厚 $7mm$ 、腹板縦横比 1 、なる 2 軸対称 I 型断面の曲線橋について、中央断面の曲げとねじりの比 $M_c/E = \infty, +200, -200$ の 3 ケースについて行った。図-3 は、腹板の断面変形に対応する面外変位を、図-4 はフランジ純間隔の縮み量を、それぞれ中央断面の曲げモーメント M_c に対して表わしたものである。また、図-5 は、中央断面の橋としてのねじり角を表わしたものである。腹板面外変位(図-3)では、ねじりの断面変形に及ぼす影響は小さく、周方向面外変位分布は対称形にならないことが確認された。これに対し、図-4 ではフランジ純間隔の縮み量はねじりに大きく影響されており、間接的にフランジ鉛直座底に影響することが予想される。また、図-5 では、 $M_c/E = +200$ と -200 は、 $M_c/E = \infty$ に関してほぼ対称となっており、また、極めて非線形性の強い挙動を呈している。

本研究では、当大学大学院生、早尾克之君の協力を頂いた。記して感謝する。

参考文献

1) 倉面、植渡；曲げを受ける曲線プレート-ブーイングプレートの弾性挙動について、土木学会論文報告集 No.315, 1976, 11. 2) 藤井、大野；板・セル構造とした曲線橋の非線形断面変形解析、第 37 回全国大会講演概要 I-193 3) 西野、深沢；みすみ橋の仮定に基づく導曲がりばりの静的挙動の定量化、土木学会論文報告集 No.247, 1976, 3.

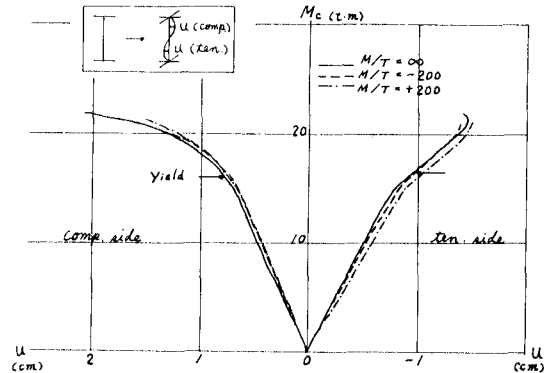


図-3 荷重-断面変形曲線

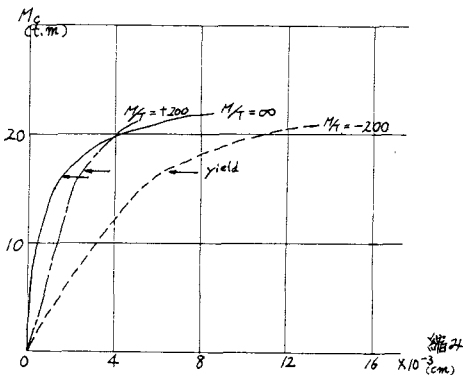


図-4 片間隔縮み

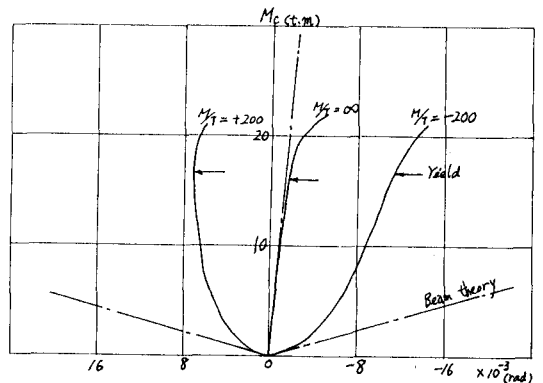


図-5 荷重-ねじり角曲線