

- (2) 前述のフレームの片側を水平変位可能な支点で支持し、諸定の荷重に (1) よう下フランジ位置の水平変位 δ を求め、水平力を求める。

$$H = K \delta' \quad \text{-----} \quad (3)$$

- (3) 下フランジの水平曲げ剛度 EI を弾性支承上の梁の曲げ剛度とする。 (2)

4. 計算結果および考察

計算は大阪市において架設した長柄橋の4径間連続鋼床版2主桁部を対象とした。モデル化に際して算出した定数は次のようであった。

純わいり定数 $J = 4.394 \times 10^4 \text{ cm}^4$

そりわいり定数 $I_w = 3.365 \times 10^9 \text{ cm}^6$

弾性支承バネ定数 $K = 1.739 \sim 1.848 \times 10^4 \text{ kg/cm}$

計算結果の一例として、道路橋示方書による活荷重 (図-3) を載荷した時の結果を報告する。モデル化によって算出した外力は次のようであった。

せん断中心に関する回転力 $T_c = 8.276 \text{ t-m/m}$

断面変形水平力 $H = 17.169 \sim 17.514 \text{ t}$

簡易計算と有限要素法による G_2 桁の水平変位の比較を図-4に示す。

ただし、有限要素法による水平変位は (1) 式により2つの変位要因に分解した。これより、断面変形に関しては、ほぼ両者は一致しており、モデル化が適当であることを示している。曲げねじり変形についても総体量は多少異なるが、傾向は表わされているようである。断面変形については、弾性支承が有効に働き、水平変位を一定の値におさえていることがわかる。また、曲げねじり変形による水平変位は支間中央付近ではかなり大きな値となるが、水平曲げモーメントはほとんどが断面変形によるものであり、特に中間支点付近で急激に大きくなる。断面変形水平力は、圧縮フランジ最大軸力 α 約3%となっており、道路橋示方書 (10, 7, 1) のポートラスの横力 ($H = P/100$) の規定に2主桁橋に適用するのは適当でないと考える。本報文中で示した簡易法は、腹板やデフヤプレートの連続性を無視しているため、常に有限要素法による解法より、安全側となっている。鋼床版2主桁橋の設計に際して、断面変形が問題となるような構造の場合には、少なくとも、本簡易計算法により、断面変形による付加応力度を照査するのが適当であると考えられる。

〔参考文献〕 1) 加藤 他：2主桁橋の設計に関する2, 3の問題 59年度関西支部年次学術講演会概要集 1978年 5月 2) 加藤 他：横リブ変形に伴う2主桁橋の応力度について 第34回年次学術講演会概要集 1979年 10月 3) 加藤 他：鋼床版2主桁橋の下フランジの座屈性状について 第35回年次学術講演会概要集 1980年 9月

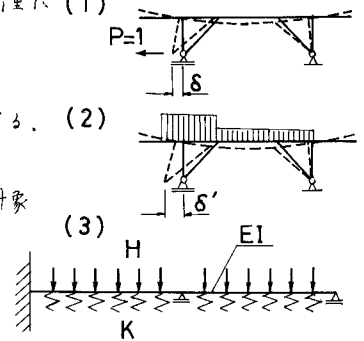


図-2 断面変形モデル化

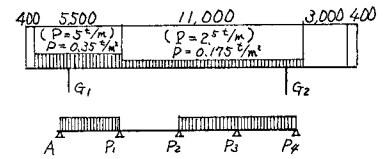
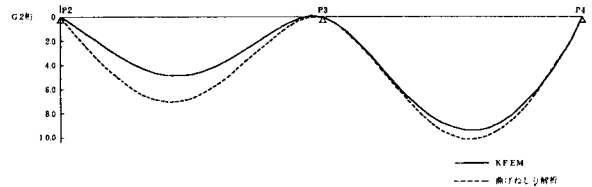
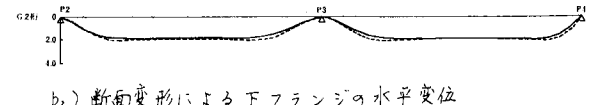


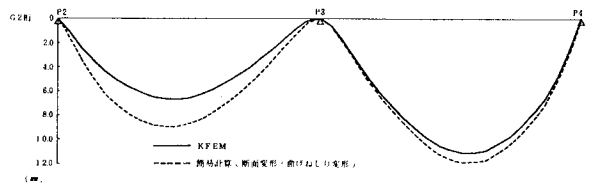
図-3 載荷荷重モデル (L-荷重)



a) 曲げねじりによる下フランジの水平変位



b1) 断面変形による下フランジの水平変位



b2) 下フランジの水平変位分布

図-4 水平変位の解法による比較