

曲線 I 桁橋の耐荷力に及ぼす床組剛性の影響について

九州大学 正会員 今井富士夫 九州大学 正会員 太田 俊昭
九州大学 学生員 〇原田 貞雄 九州大学 学生員 田島 孝敏

1. まえがき 著者らは、これまで曲線 I 桁橋の降伏関数を誘導し、これを用いて並列曲線 I 桁橋の塑性解析を行うことにより、終局荷重や塑性挙動に対する横構の影響が無視できないことを明らかにしてきた¹⁾。そこで、ここでは、主桁間隔、床組剛性、中心角などを種々変化させ、横構を含む床組が並列曲線 I 桁橋の終局荷重や変形に及ぼす影響について体系的な考察を試みるものとする。なお、解析にあたっては、結果に一般性をもたせるために、各構成部材の断面諸元特性を検討したうえで、断面の無次元化パラメータを決定し、これを用いて解析を行っている。

2. 断面性状 実際に用いられる曲線鋼 I 桁の終局強度は、腹板の局所的な座屈に関わりなく、そり応力を考慮した全塑性モーメントによって規定できることが中井らによって明らかにされている²⁾。また、横桁に用いられる直線桁についても建築学会の塑性設計指針より同様なことがうかがえる。そこで、本解析では、主桁、横桁ともその幅厚比に、フランジには塑性設計、腹板には弾性設計のものを使用することにする。なお、主桁、横桁は 2 軸対称 I 形断面とする。ここでは、紙面の都合上、各構成部材の断面諸量の誘導については割愛し、主桁に対する横桁および横構の剛比ならびに完全塑性モーメントについて説明するものとする。主桁に対する横桁の曲げ剛性比 e_f と完全塑性曲げモーメント比 m_f の関係は、次式にて与えられる。

$$m_f/e_f = \bar{H}_f \cdot \bar{D}_f \cdot \bar{\sigma}_f = \kappa_f \cdot \bar{\sigma}_f \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\bar{H}_f = H_f/H_g$ 、 $\bar{D}_f = D_f/D_g$ 、 $D = (C+4)/(C+6)$ 、 $\bar{\sigma}_f = \sigma_f/\sigma_g$ 、 $C = (\text{腹板断面積})/(\text{フランジ断面積})$ 、

H : 桁高、 σ : 降伏応力度、添字 f 、 g は各々横桁、横構を表す。ここで、 $H_g = 1.4 \sim 2m$ の範囲で、 $H_g = H_0 - \delta H$ としたときの $\delta H = 0.2 \sim 0.4m$ について、 $C_f = C_g$ の場合の κ_f 値を図示したものが図-1 である。図より、 $\kappa_f > 1$ であることが判る。また、 C_g 、 $C_f = 1 \sim 4$ についても $\kappa_f > 1$ となる。なお、ねじりに関する断面諸量の比は、曲げに関する値を準用する。

次に、横構は図-2 に示すように主桁に取り付けられているものとする。横桁と同様に、これらの曲げ剛性や完全塑性換算曲げモーメント¹⁾³⁾を、主桁のそれらに対する比で表すと、次式のようになる。

$$m_b/e_b = 2/\{3 \cdot D_g \cdot (1 - 2\bar{\delta}_u)\} \cdot \bar{\sigma}_b = \kappa_b \cdot \bar{\sigma}_b \quad (2)$$

ここに、 $\bar{\delta}_u = \delta_u/H_g$ 、添字 b は横構を表し、また、 $\bar{\sigma}_b$ は横構の限界応力度(降伏あるいは座屈応力度)である。一般に $\delta_u \geq 0.1m$ 、 $\delta_l \geq 0.25m$ であることから⁴⁾、ここでは、横構の限界応力度の判定は上横構とする。図-3 は、 $\delta_u = 0.1m$ としたときの κ_b を示したものである。

3. 解析結果および崩壊形式

3-1 解析モデルおよび崩壊形式 解析モデルは、図-4 に示すような 3 主桁の並列曲線 I 桁橋を用いた。並列曲線 I 桁橋の塑性挙動にその影響を与えと思われる因子としては、構造形状として中心角 ϕ 、

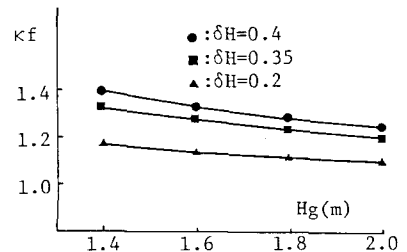
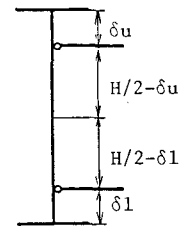
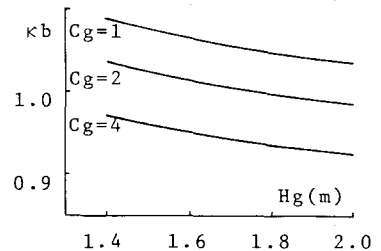
図-1 H_g 、 H_f と κ_f の関係

図2 横構取付位置

図-3 H_g と κ_b の関係

主桁間距離 (a) / 支間長、そして断面性状としては、各曲げ剛比および完全塑性モーメント比が考えられる。本解析では各主桁は同一のものとし、その断面形状は $H_g = 1.7m$ 、 H_g/B (フランジ幅) = 3.5、幅厚比は $H_g/t_w = 130$ 、 $B/t_r = 17$ (鋼種: SM50, t : 板厚、添字 w , r は腹板、フランジ) とし、また、横桁および横構の限界応力度は、 $\bar{\sigma}_r = 1$ 、 $\bar{\sigma}_b = 1$ とすると、図-1, 3より、 $m_r > e_r$ 、 $m_b > e_b$ となるので、ここでは、完全側の $e_r = m_r$ 、 $e_b = m_b$ を用いた。さらに、外桁弧長を20mにとり、横桁の e_r は、 $0.2 \leq e_r \leq 0.4$ の範囲では、並列曲線 I 桁橋の塑性挙動に影響しないことが明らかになったので、ここでは $e_r = 0.3$ とした。以上より、解析に際してのパラメータとしては、 $\phi = 10^\circ \sim 40^\circ$ 、 $a = 2 \sim 4$ 、 $e_b = 0.1 \sim 0.5$ とした。図-4は、並列曲線 I 桁橋の代表的な崩壊形式を示したものである。図からこれらの崩壊形式は、4 Mode (A, B, C, D) に大別できる。なお、図中の●、▲は塑性ヒンジ発生点、○は、塑性ヒンジの後に $M_b = 0$ となった点である。▲は条件により発生する場合がある。／は、横構崩壊を示している。なお Mode A, B については、2主桁の曲線箱桁橋の解析例より、全主桁中央部に塑性ヒンジが発生した場合を崩壊としたが、横構を持つ曲線 I 桁橋では、箱桁橋とは異なり全主桁の中央部に塑性ヒンジが発生しても、横構によって幾分かの余剰荷重を保持する場合もある。

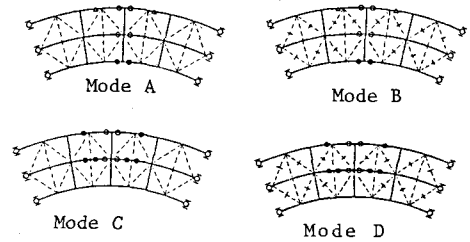


図-4

崩壊形式

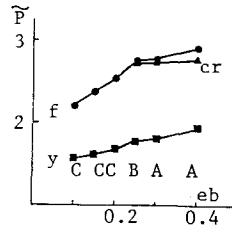


図5 e_b と $\bar{P}$ の関係

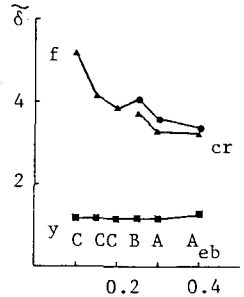


図6 e_b と δ の関係

3-2 終局荷重および終局変位

各崩壊形式に対する終局荷重および終局変位について考察するために、1例として、 $\phi = 20^\circ$ 、主桁間距離4mの場合の終局荷重および終局変位を示す(図-5, 図-6)。ここで、 $\bar{P}$ 、 δ は、橋全体荷重を曲線 I 桁橋の中桁と、同一諸元を有する直線桁の終局荷重ならびに終局時変位で無次元化したものである。添字 y , cr , f は弾性限界、主桁崩壊、全崩壊時を示す。図から明かなように、Mode Cは他の Mode に比べ、終局荷重は大きく下回っている。逆に、Mode Aは他の Mode に比べ、終局荷重は大きく、終局変位は小さいことがわかる。以上のことから、曲線 I 桁橋の塑性設計を行う場合には、Mode Aとなるように設計諸元を、選択するのが望ましい。

3-3 各形式の発生限界剛度

中心角、主桁間距離、横構剛性に対する崩壊形式の変化を示したのが、図-7である。図から横構剛度の増大に伴い、Mode はC→B→Aに移行しており、さらに、Mode AあるいはBを呈するに必要な横構剛度は、中心角の増大に伴い、増加している。

今回は、 $m_b/e_b = 1$ として解析を行ってきたが、桁高が高くなると $m_b/e_b \leq 1$ となることがあり、この点についても今後明らかにする必要があるものとする。

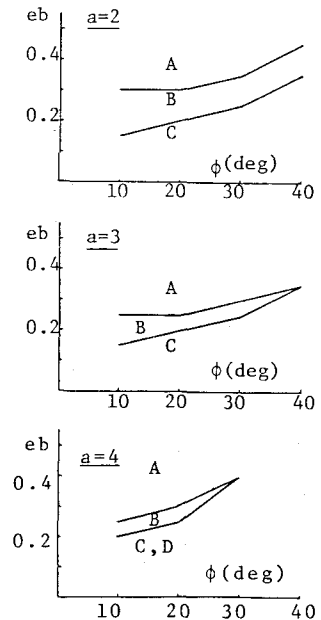


図-7 崩壊形式の変化

- <参考文献> 1) 今井他; 構造工学論文集、32A、1986。 2) 中井他; 土木学会論文集、第340号、1983。
3) 尾下他; 土木学会論文集、第324号、1982。 3) 日本道路協会; 鋼道路橋設計便覧、1979。