

横桁で連結された 2 主桁橋の全体横倒れ 座屈特性と補剛設計法

OVERALL LATERAL BUCKLING OF LADDER-LIKE PLATE GIRDER BRIDGES AND ITS STIFFENING DESIGN METHOD

小松 定夫*・西村 宣男**・大野 正人***

By Sadao KOMATSU, Nobuo NISHIMURA and Masato OHNO

1. まえがき

1970 年頃から交通安全対策の一環として、幅員の狭い道路の拡幅に際してその橋梁部に本橋に並列して歩行者・軽車両専用の側道橋が数多く建設されてきた。側道橋には本橋の形式やスパン長に応じて表-1 のように種類の形式が採用されているが、2 本主桁のプレートガーダ橋が最も多く建設されている。この種の 2 主桁橋は主桁を、① 横桁で連結した構造、② 対傾構と下横構とで連結した構造、および、③ 対傾構と上・下横構とで連結した構造に大別できる。側道橋は河川管理などの制約からスパン長は本橋と同一とされるが、幅員は 2~3m と狭く、スパン長-主桁間隔比の大きなスレンダーな構造となる。そこで 2 主桁橋の ①、② の構造形式については床版コンクリートが硬化する前の架設時構造系の全体横倒れ座屈に対する安全性の照査が重要である。

プレートガーダの横倒れ座屈に対する横つなぎ材の拘束効果を論じた研究は数多い。横つなぎ材を主桁のねじれ変形に抵抗する回転ばねあるいは水平横変位に抵抗するたわみばねとして、桁の横倒れ座屈に対する補剛効果

表-1 側道橋の形式別適用支間長

橋梁形式	スパン長 (m)				
	0	20	40	60	80
2 主桁プレートガーダ (正形鋼橋梁)		—	—	—	—
2 主桁プレートガーダ (横桁)		—	—	—	—
2 主桁プレートガーダ (横構一面)		—	—	—	—
2 主桁プレートガーダ (横構二面)		—	—	—	—
箱桁橋		—	—	—	—
トラス橋		—	—	—	—
アーチ橋・ラーメン橋 斜張橋		—	—	—	—

* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 大阪大学講師 工学部土木工学科

*** 正会員 工修 運輸省港湾局

を考察した研究^{1)~6)}、あるいは 2 本の主桁の相対変位を拘束する横つなぎ材の効果を考察した研究^{7)~9)}があるが、これらはスレンダーな橋梁に生ずる橋断面の回転を含む全体横倒れ座屈を対象としたものではない。そこで側道プレートガーダ橋架設系の全体横倒れ座屈照査には橋全体を一本の桁とみなし Bürgermeister¹¹⁾ や Vlasov¹²⁾ の薄肉ばりの弾性横倒れ座屈式を適用する方法が一般的に用いられている¹⁰⁾。このような薄肉ばり置換法を導入する場合には横つなぎ材の弾性変形および主桁と横つなぎ材取付部の変形を考慮して橋断面の各種剛性を評価することが肝要である。

本論文では前述の側道プレートガーダ橋の区分のうち①の横桁のみによって連結された 2 主桁橋を対象として架設系の全体横倒れ座屈荷重簡易計算式を提案するとともに、横倒れ座屈に対する補剛設計の観点から横桁の適正な剛性と配置、主桁と横桁取付部の合理的構造法に関する考察を行う。この目的のために以下のような調査ならびに検討を行った。

1) 側道プレートガーダ橋の実橋データを数多く収集し形状パラメーター、力学パラメーターの分布特性、および横桁取付部の詳細構造例を整理して解析モデルを作成する。

2) 全体横倒れ座屈強度の簡易計算式の基礎となり、かつ現象を支配する適切な力学パラメーターを選定するためのアナロジーを考案する。

3) 主桁と横桁取付部の局部変形の評価式を考案しアナロジーに導入する。この評価式は取付部の薄板立体構造を有限要素法によって解析し、精度を検証しておく。

4) 薄肉ばり要素を用いた立体骨組座屈解析用プログラムを用いて、アナロジーに基づく座屈荷重の簡易算定式の精度を確認しておく。

5) 実橋データの調査で得られたパラメーターの分布特性を考慮して、パラメーター解析により架設系の横倒れ座屈特性図を作成する。かつ横桁の適正な剛性と配置

について考察する。

以下、これらの検討事項について詳述する。

2. 横倒れ座屈荷重の簡易計算式

(1) 解析モデルと仮定

主桁と横桁取付部の局部弾性変形の影響を含む2主桁橋の全体横倒れ座屈荷重の簡易計算式を導く。後述の実橋データの調査に基づいて、以下のような解析モデルを仮定する。

- 1) 主桁は2軸対称の等断面部材とする。
- 2) 横桁の鉛直面内曲げ変形は無視する(付録A参照)。また横桁のねじり抵抗も無視する。
- 3) 水平横方向変形において、両側主桁の橋軸方向変位の横桁による拘束効果を考慮する際に、横桁取付部における局部変形を考慮に入れる。
- 4) 横桁は等間隔に配置されており、主桁と横桁間に作用する内力は主桁の軸方向に分布するものとする。

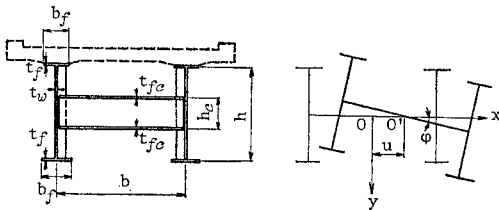


図-1 横断面形状, 座標系と変位

(2) 横桁取付部の局部変形

側道ブレードガーダ橋においては一般に主桁と横桁の取付部には格子桁橋に比べて簡単な構造が用いられている。

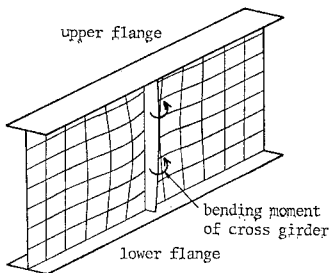


図-2 横桁取付部の局部変形

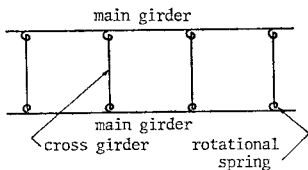


図-3 回転ばねを含む格子構造

取付部の局部変形のうち橋全体の水平横方向剛性に大きな影響を与えるのは図-2のような主桁腹板の面外たわみ変形である。そのため横方向変形において取付部の主桁フランジと横桁フランジの鉛直軸まわりの回転角に差を生じる。この局部変形を理想化して K_θ なる剛性を有

する回転ばねを図-3のように横桁取付部に挿入する。回転ばねの剛性 K_θ の計算法は付録Bに示す。

(3) せん断力によるパネルの変形

水平横方向せん断力 Q が作用する2主桁構造の1パネル(横桁間)を取り出し、 Q とパネルの変形の間係数を求めておく。ただし、横桁および回転ばねの剛性は隣接パネルとの重複を考慮して、それぞれ1/2とする。

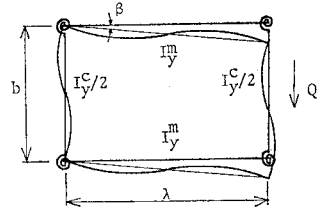


図-4 パネルの変形

図-4に示す主桁の部材回転角 β および節点モーメント M_c は次式で与えられる。

$$\beta = \left(\frac{\lambda I_y^c + 2b I_y^m}{EI_y^c I_y^m} + \frac{12}{K_\theta} \right) \frac{Q\lambda}{24} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_c = \frac{Q\lambda}{4} = \frac{6EI_y^c I_y^m K_\theta}{(\lambda I_y^c + 2b I_y^m) K_\theta + 12EI_y^c I_y^m} \beta \dots\dots\dots(2)$$

ここに I_y^m , I_y^c はそれぞれ主桁および横桁の鉛直軸に関する断面2次モーメントである。

(4) 横方向曲げに関するつり合い式

横桁によって弾性的に結合された2主桁構造が水平横方向に変位するとき、2本の主桁の軸方向変位差による橋断面の鉛直軸まわりの回転角を ζ 、主桁のたわみ角を u' とすると、横桁の弾性変形に関する節点の接線回転角は $(u' - \zeta)$ となる。これは前項で求めておいたパネルのせん断変形 β に対応するから、横桁の材端モーメント M_c およびせん断力 Q_c は

$$M_c = \frac{6EI_y^c I_y^m K_\theta}{(\lambda I_y^c + 2b I_y^m) K_\theta + 12EI_y^c I_y^m} (u' - \zeta) \dots\dots\dots(3)$$

$$Q_c = \frac{2M_c}{b} = \frac{12EI_y^c I_y^m K_\theta}{(b\lambda I_y^c + 2b^2 I_y^m) K_\theta + 12bEI_y^c I_y^m} (u' - \zeta) \dots\dots\dots(4)$$

と表わされる。そこで図-5のように M_c および Q_c を主桁の軸方向に沿って分布する内力 m_c , q_c とし微小区間 dz における力のつり合いを考える。

主桁の軸方向力 N に関して

$$\frac{dN}{dz} = \frac{12EI_y^c I_y^m K_\theta}{(b\lambda I_y^c + 2b^2 I_y^m) K_\theta + 12bEI_y^c I_y^m} \cdot (u' - \zeta) = -\frac{b}{2} EA_m \zeta'' \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 A_m は主桁の断面積である。

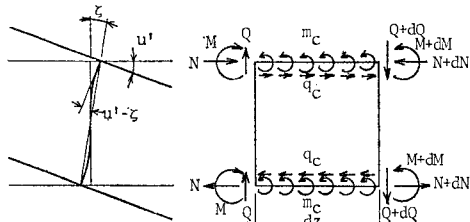


図-5 微小区間 dz に作用する内力

x 方向の力のつり合いより、

$$2EI_y^m u'''' + \frac{b^2}{2} EA_m \zeta'''' = 2p \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 p は各主桁に作用する水平横方向分布力である。

式 (5), (6) より ζ を消去すると水平横方向変位 u に関する弾性方程式が与えられる。

$$EI_y^g u'''' - EK u'''' = 2p - \kappa p'' \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $EI_y^g = 2EI_y^m + b^2 EA_m / 2$, $EK = \kappa EI_y^m$
 $\kappa = \frac{(b^2 \lambda^2 I_y^c + 2b^3 \lambda I_y^m) K_g + 12b^2 \lambda EI_y^c I_y^m}{12I_y^c I_y^m K_g} A_m$

(5) 横倒れ座屈方程式とパラメーター

仮定 2) により橋の横断面変形を無視すると、橋断面のねじり剛性 GJ^g および曲げねじり剛性 EC_w^g は主桁の剛性を用いて次のように表わすことができる。

$$GJ^g = 2GJ^m, EC_w^g = 2EC_w^m + b^2 EI_x^m / 2 \quad \dots\dots\dots (8)$$

鉛直分布荷重 p_y が橋断面のせん断中心から e_y の高さに作用し、かつ鉛直面内の曲げモーメント M_x (2本の主桁のモーメントの和) が作用している場合、水平横方向力およびねじれに関するつり合いより、以下の横倒れ方程式を得る。なお主桁の鉛直面内の曲率の影響は省略している。

$$EI_y^g u'''' - EK u'''' + \{M_x \varphi\}'' - \frac{\kappa}{2} \{M_x \varphi\}'' = 0 \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$M_x u'' - GJ^g \varphi'' + EC_w^g \varphi'' - p_y e_y \varphi = 0 \quad \dots\dots (10)$$

(等モーメントを受ける単純桁橋の座屈モーメント)

図-6 の理想的境界条件の場合について、水平変位 u とねじれ角 φ のモードを

$$u = s_1 \sin \pi z / l, \varphi = s_2 \sin \pi z / l$$

と表わし、Galerkin 法を適用して座屈モーメント $(M_0)_{cr}$ を求めると

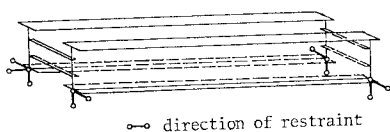


図-6 単純桁の境界条件

$$\frac{(M_0)_{cr} l}{EI_y^g} = \tau_1 \frac{r_x}{l} = \pi \sqrt{\frac{C_1 \cdot C_2}{C_3}} \cdot \frac{r_x}{l} \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに、

$$C_1 = \pi^2 + P_1^2,$$

$$C_2 = 1 + \left(\frac{\pi}{P_2}\right)^2 \frac{P_3 - 2}{P_3} \frac{2 + P_4(1 + 12P_5)}{12P_4}$$

$$C_3 = 1 + \frac{\pi^2}{P_2^2} (P_3' - 2) \frac{2 + P_4(1 + 12P_5)}{24P_4}$$

r_x : 主桁の x 軸に関する回転半径

$$P_1 = \sqrt{\frac{GJ^g}{EC_w^g}} l, P_2 = \frac{l}{\lambda}, P_3 = \frac{I_y^g}{I_y^m},$$

$$P_4 = \frac{\lambda I_y^c}{b I_y^m}, P_5 = \frac{EI_y^m}{\lambda K_g}$$

(等分布荷重を受ける単純桁橋の座屈荷重)

等曲げの場合と同様に式 (9) および (10) に Galerkin 法を適用して満載等分布荷重を受ける場合の座屈荷重を求め無次元表示すると次の簡易式が与えられる。

$$\frac{(p_y)_{cr} l^3}{EI_y^g} = \tau_2 \frac{r_x}{l} = 42.35 \frac{r_x}{l} \cdot \left\{ \frac{-\bar{\eta} C_2 + \sqrt{(\bar{\eta} C_2)^2 + 0.466 C_1 C_2 C_3'}}{C_3'} \right\} \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、

$$\bar{\eta} = e_y / r_x$$

$$C_3' = 1 + 0.522 \frac{\pi^2}{P_2^2} (P_3 - 2) \frac{2 + P_4(1 + 12P_5)}{12P_4}$$

式 (11) および (12) より横桁で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈に関するパラメーターとして $P_1 \sim P_5$, $\bar{\eta}$ および l/r_x を挙げることができる。

3. 実橋のパラメーター分布と取付部詳細構造

橋梁の細長さを表わす直観的なパラメーター l/b (スパン長-主桁間隔比) が 10 を越える範囲の横桁で連結された2主桁橋の実例を調査し、上述のパラメーターの分布および横桁取付部の詳細構造例を整理した。なお、この形式の2主桁橋には主桁に圧延H形鋼を用いたものと、溶接集成I形断面桁を用いたものがある。

(1) パラメーターの分布

図-7 に各パラメーターの分布状態を示す。

a) スパン長-主桁間隔比: l/b (図-7(a))

スパン長に比例して l/b が増加している一群のH形鋼橋梁のデータは、幅員 2.5m, 主桁間隔 1.7m の標準設計例のスパン長 17m~25m のもので l/b は 15 を越えない。しかし標準設計以外にH形鋼を主桁として用い、主桁間隔を 1m としたものがあり l/b が 20 を越える例もある。溶接桁はH形鋼橋梁よりも長い支間に適用され l/b が 20 を越えた例も存在している。

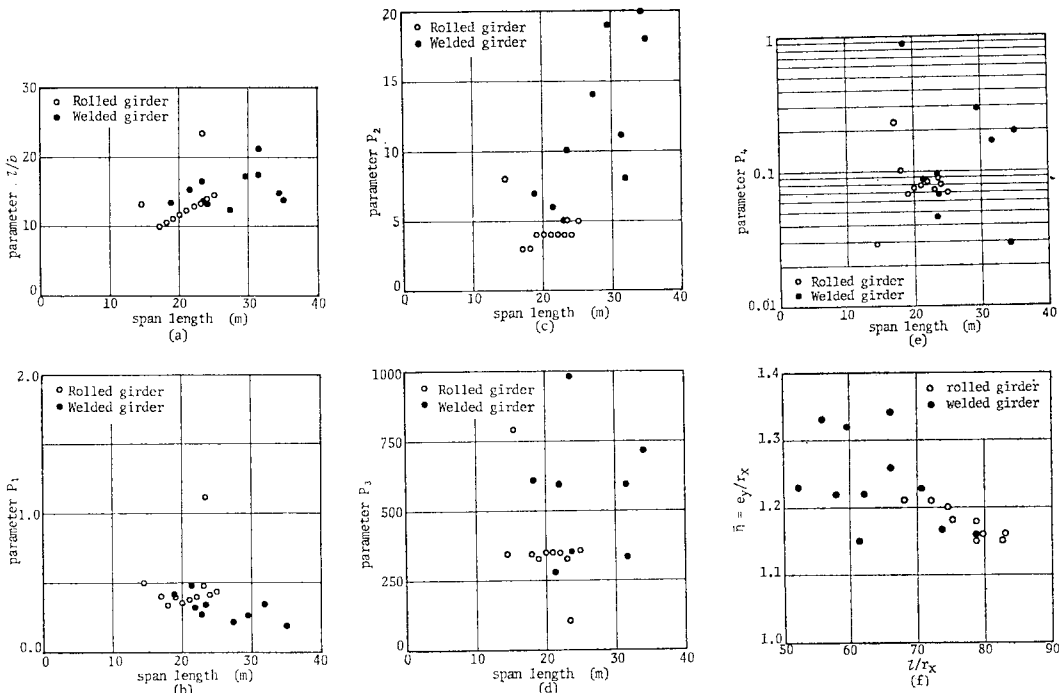


図-7 実橋におけるパラメーター分布 I

b) 橋断面のねじり定数比: P_1 (図-7(b))

P_1 は 0.26~1.05 の間に分布しており、したがってこの種の橋梁のねじり抵抗は主として曲げねじり剛性 EC_w^g に負うことが明らかである¹³⁾。

c) スパン長・横桁間隔比: P_2 (図-7(c))

一般に横桁間隔は 4~6 m で設計されるから、スパン長が 20 m を越える橋梁では P_2 は 4~8 となっている。

d) 橋断面と主桁の曲げ剛比: P_3 (図-7(d))

P_3 は橋断面と主桁の y 軸に関する断面 2 次モーメント比で実橋では $10^2 \sim 10^3$ に分布している。

e) 横桁と主桁の曲げ剛比: P_4 (図-7(e))

横桁と主桁の y 軸に関する断面 2 次モーメント比に関係しており、0.03~0.33 の範囲に分布している。

f) 主桁の細長比: I/r_x (図-7(f))

およそ 50~80 に分布している。

(2) 横桁取付部の詳細構造例

図-8 に実橋の横桁取付部の代表的構造例を示す。Type-I は H 形鋼橋梁を始めとして、最も一般的に用いられている。Type-II, III は横断歩道橋などにみられる形式で、中路あるいは下路橋として用いられる場合が多い。I 形鋼を横桁とし、これを主桁腹板に取り付けた CT 鋼あるいは溝形鋼の補剛材に溶接する構造である。補剛材と横

桁とで構成される U 形の横ラーメンの剛性により、主桁圧縮フランジの横倒れ座屈強度を確保することを意図したものであるが、格点部の局部変形を防止する上でも効果がある。Type-IV は一般の格子桁橋の内桁と荷重分配横桁が接合されている格点構造と同形式で、主桁と同程度の桁高を有する横桁(充腹ないしはラーメン形式)が用いられ、横桁のフランジは主桁フランジ近くの腹板

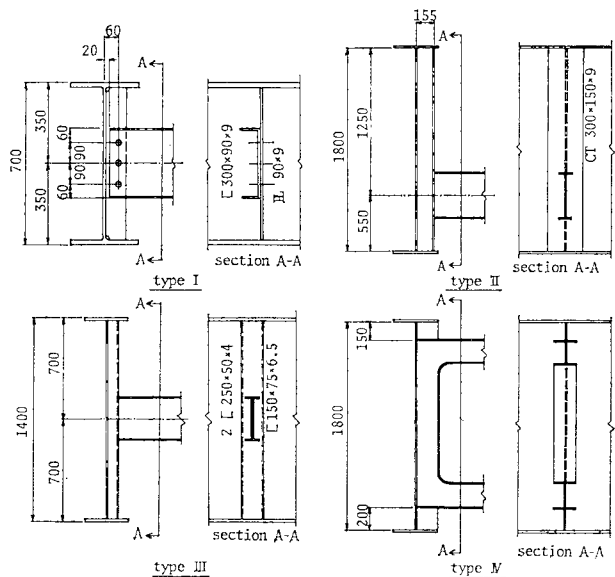


図-8 横桁取付部の構造例

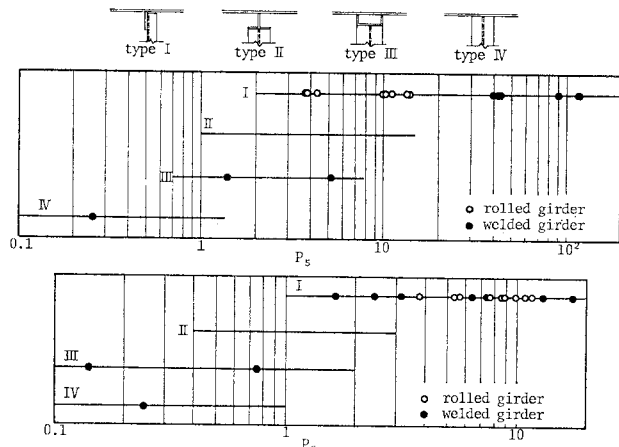


図-9 実橋におけるパラメータ分布 II

に溶接される。図-9に横桁取付部の局部変形に関係したパラメータ P_5 および次式で与えられるパラメータ P_6 の実橋における値を形式別にプロットした。

$$P_6 = \pi^2 \{2 + P_4(1 + 12P_5)\} / 12 \cdot P_2^2 P_4 \dots (13)$$

このパラメータは式(11)および(12)に含まれており、横桁の補剛効果を包括的に表わすパラメータである。

4. 簡易式の精度と適用性

全体横倒れ座屈荷重の簡易計算式の精度および適用範囲について、以下の検討を行った。

(1) 簡易式の精度

立体骨組構造の座屈解析用有限要素プログラムを2主桁橋の横倒れ座屈解析用に修正したプログラム(BUCK-PGと称する)を用いて簡易式の精度を確認する。図-10に示すような諸元を有する解析モデル7caseについて比較計算を行う。なお解析モデルの無次元パラメータを表-2に掲げる。

等曲げモーメントおよび満載等分布荷重を受ける場合について、簡易式とBUCK-PGの座屈モーメント(荷重)を比較し表-3および表-4に掲げた。なお等分布

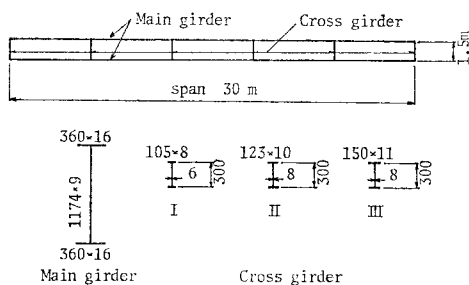


図-10 比較計算用モデルの諸元

表-2 解析モデルのパラメータ

Model No.	Parameter					Cross Girder
	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	
1				0.06		I
2				0.12	0.0	II
3				0.239		III
4	0.38	5	204		1.0	II
5				0.12	5.0	
6					10.0	
7					50.0	

表-3 簡易式(11)の精度の比較

Model No.	Proposed Eq. (11) $A = (M_0)_{cr}$	BUCK-PG $B = (M_0)_{cr}$	A/B
1	392.2 tm	402.1 tm	0.975
2	469.8 tm	487.3 tm	0.964
3	583.0 tm	606.5 tm	0.961
4	406.2 tm	427.3 tm	0.951
5	337.5 tm	350.0 tm	0.964
6	316.3 tm	326.4 tm	0.969
7	293.2 tm	295.6 tm	0.992

1 tm = 9.8 kNm

表-4 簡易式(12)の精度の比較

Model No.	Proposed Eq. (12) $A = (p_y)_{cr}$	BUCK-PG $B = (p_y)_{cr}$	A/B
$\bar{\eta} = 0.0$			
1	3.926 t/m	3.868 t/m	1.015
2	4.703 t/m	4.685 t/m	1.004
3	5.835 t/m	5.829 t/m	1.001
4	4.067 t/m	4.120 t/m	0.987
5	3.378 t/m	3.399 t/m	0.994
6	3.165 t/m	3.148 t/m	1.005
7	2.935 t/m	2.852 t/m	1.029
$\bar{\eta} = 1.24$			
1	3.641 t/m	3.637 t/m	1.001
2	4.297 t/m	4.347 t/m	0.989
3	5.218 t/m	5.305 t/m	0.984
4	3.762 t/m	3.858 t/m	0.975
5	3.166 t/m	3.088 t/m	1.025
6	2.979 t/m	2.994 t/m	0.995
7	2.774 t/m	2.730 t/m	1.016

1 t/m = 9.8 kN/m

荷重については荷重が主桁せん断中心に作用する場合($\bar{\eta}=0$)と上フランジに作用する場合($\bar{\eta}=1.24$)を対象とした。比較計算の範囲で、簡易式の誤差は5%以内である。

(2) 簡易式の適用範囲

座屈荷重の簡易計算式(11),(12)は横桁間における主桁の横倒れ座屈より全体横倒れ座屈が先行することを前提としている。そこで全体横倒れ座屈が先行して生ずるパラメータの範囲を明らかにしておく。いま等モーメントを受ける場合を考える。全体横倒れ座屈については式(11)を、また主桁の横倒れ座屈に対して横桁による補剛効果および隣接パネルの影響を無視し横桁間で単純支持された桁の座屈式を適用する。

両側主桁に対し

$$\frac{(M_0)_{cr} \lambda}{EI_y^m} = 2\pi \sqrt{\frac{GJ^m}{EI_y^m} + \frac{\pi^2 C_w^m}{\lambda^2 I_y^m}} \dots (14)$$

微小項を省略して、2つの座屈モーメントの比をとると

$$\frac{(M_0)_{cr}}{(M_0)_{cr}} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{P_2^2} \frac{b}{bf} \sqrt{6 + \rho} \sqrt{1 + \frac{1}{P_6}}$$

$$= \frac{1}{P_2^2} \sqrt{1 + \frac{1}{P_6}} \cdot \alpha^*$$

ここに ρ は主桁の腹板とフランジの断面積比を表わす。全体横倒れ座屈が先行する条件として $(M_0)_{cr} < (\bar{M}_0)_{cr}$ より

$$P_2^2 > \alpha^* \sqrt{1 + \frac{1}{P_6}} \dots\dots\dots (15)$$

が与えられる。図-11 は α^* を助変数として、全体横倒れ座屈領域と主桁の横倒れ座屈領域を P_2 と P_6 の組合せで表わしたものである。図中の○印は全体横倒れ座屈が先行する実橋、●印は主桁の横倒れ座屈が先行する実橋データである。○および●印に添えた数値はそれぞれの実橋の α^* 値である。

(3) 他のアナロジーとの比較

横桁で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈に関するアナロジーにおいては、水平横方向曲げ変形に対する横桁の拘束効果の適切な評価が重要である。本解法は橋の水平横方向変位に関して横桁を主桁間に分布する一種のせん断膜と考えた積層ばりのアナロジーと称することができる。同種の梯子状の骨組に対して面内曲げにおける横つなぎ材の拘束効果を考慮したものに、batten で結ばれた組立材の座屈解析にソリッドと仮定した組立材の曲げ剛性 EI_y と 図-4 のせん断変形を組み合わせた Timoshenko の理論¹⁴⁾ と、高層ビルの座屈解析において柱と横ばりのフィレンディール構造としての効果を考

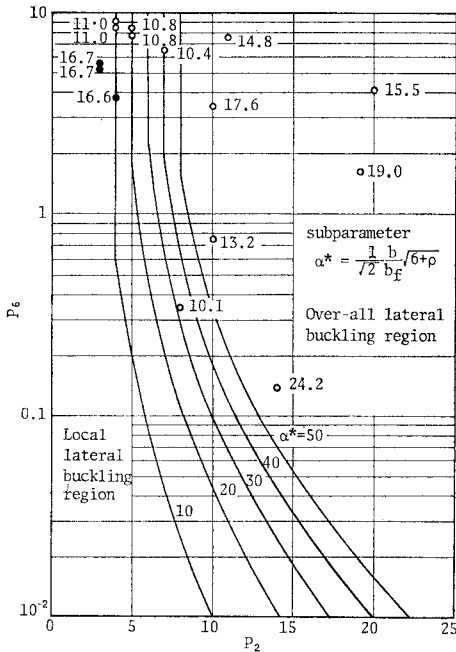


図-11 簡易式の適用範囲

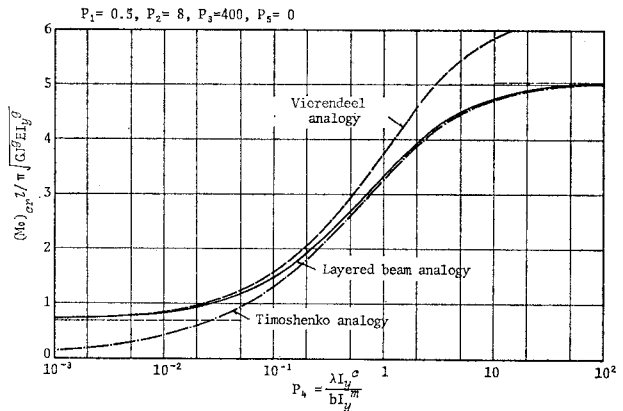


図-12 アナロジーの比較

慮した Mortelmans の理論¹⁵⁾がある。

これらの表現を2主桁橋の水平横方向力のつり合い式に導入して横倒れ座屈方程式を作成したものをそれぞれ Timoshenko アナロジーおよびフィレンディールアナロジーと称することにする。

等モーメントを受ける場合について、上記の3種のアナロジーによる座屈モーメントとパラメーター P_4 の関係を 図-12 に比較した。 P_4 が 10^{-2} より小なる範囲では、本法とフィレンディールアナロジーが一致し、また P_4 が1を越える範囲では本法と Timoshenko アナロジーとが一致する。しかし実橋における P_4 の分布範囲 $0.03 \sim 0.33$ は本法がフィレンディールアナロジーから離れて Timoshenko アナロジーに接近する遷移領域に相当している。

5. 全体横倒れ座屈特性と補剛設計法

前章で精度について確認された簡易座屈式 (11) および (12) を用いてパラメトリックに座屈荷重を計算し、各パラメーターの影響ならびに有効なパラメーターの選択法について考察する。

(1) 座屈荷重に対する各パラメーターの影響

図-13 および 図-14 はそれぞれ等曲げモーメントを受ける場合の式 (11) の係数 r_1 、および満載等分布荷重を受ける場合の式 (12) の係数 r_2 と P_4 の関係を P_5 を助変数として表わしたものである。また 図-13 (a), (b), (c) は P_3 を、図-14 (a), (b), (c) では P_2 を変化させている。パラメーター P_4 は横桁の曲げ剛性 EI_y^c の効果を表わすが、横桁取付部の局部変形に関するパラメーター P_5 が小さい場合、すなわち局部変形を適切な補剛法によって防止した場合に、横桁の剛性効果が発揮される。

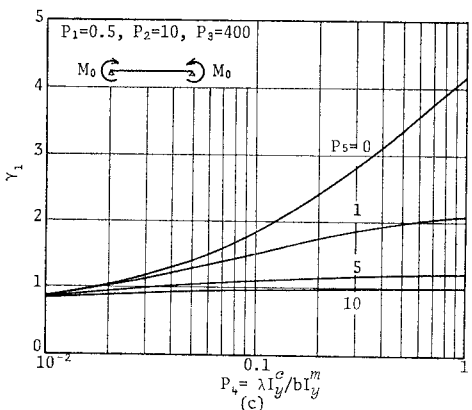
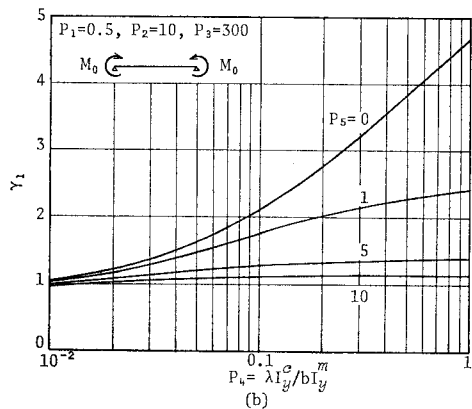
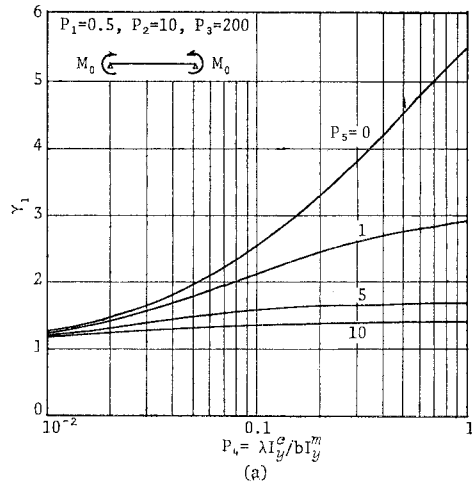


図-13 r_1 と P_4 の関係

図-15 は r_1 とパネル数 P_2 の関係を示している。この図では

$$P_2 \cdot P_4 = l \cdot \lambda \cdot I_y^c / b I_y^m = l I_y^c / b I_y^m = 1$$

すなわち、 $P_5=0$ の場合について一定剛性の横桁の本数を変化させた。なお、 $P_2 \leq 4$ の範囲では主桁の横倒れ座屈が先行する可能性があり、図中では破線で示した。横桁本数の増加は座屈強度を高めるが、実際的な本数で

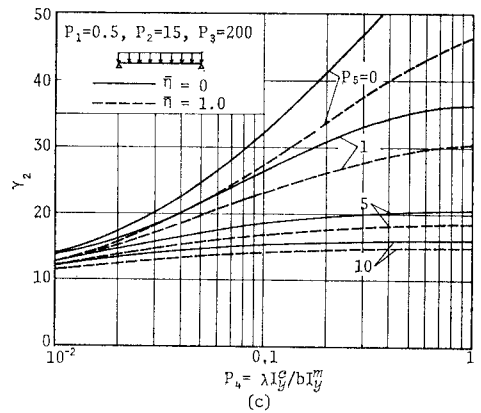
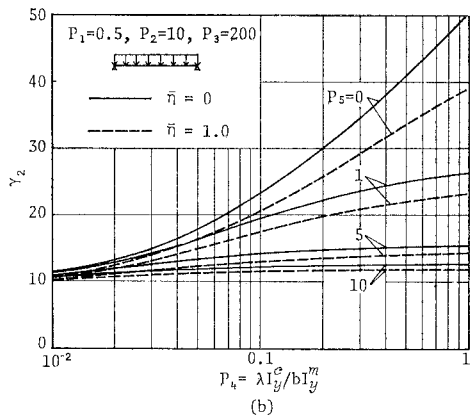
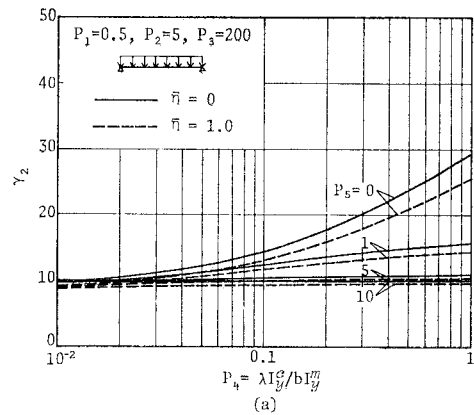


図-14 r_2 と P_4 の関係

上限(パネルのせん断変形を無視した場合)に達することはなく、本数の増加につれて座屈荷重は漸増する。

このように横倒れ座屈に対して、多くのパラメーターが関係しており、それらの個々の影響を明らかにすることも重要であるが、横桁による補剛効果を包括的にまとめるために式(13)のパラメーター P_6 を導入する。図-16(a),(b)に示すように係数 r_1 は P_3 と P_6 、 r_2 は P_3 、 P_6 と $\bar{\eta}$ だけを用いてその特性を表わすことができ

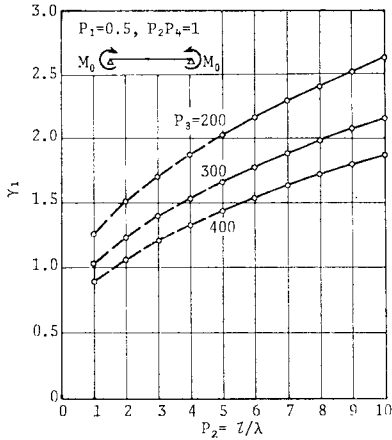


図-15 γ_1 と P_2 の関係

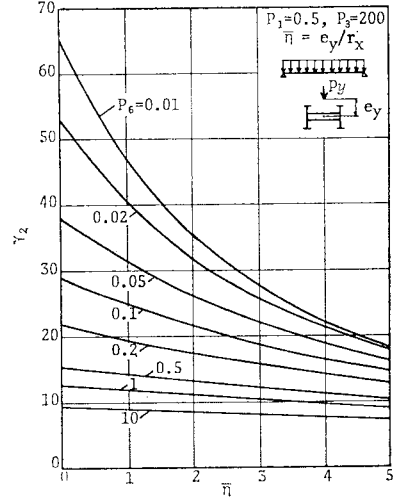


図-17 γ_2 と $\bar{\eta}$ の関係

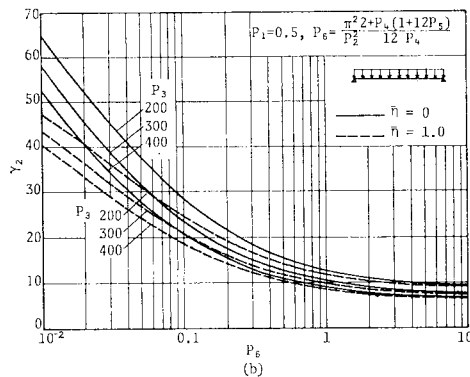
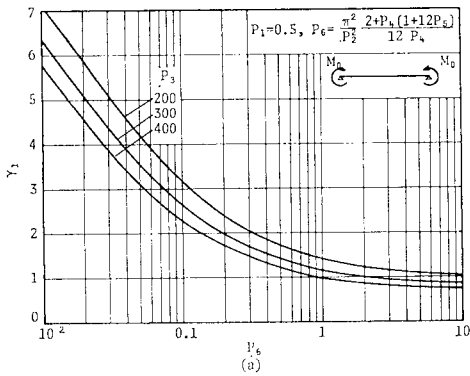


図-16 γ_1 および γ_2 と P_6 の関係

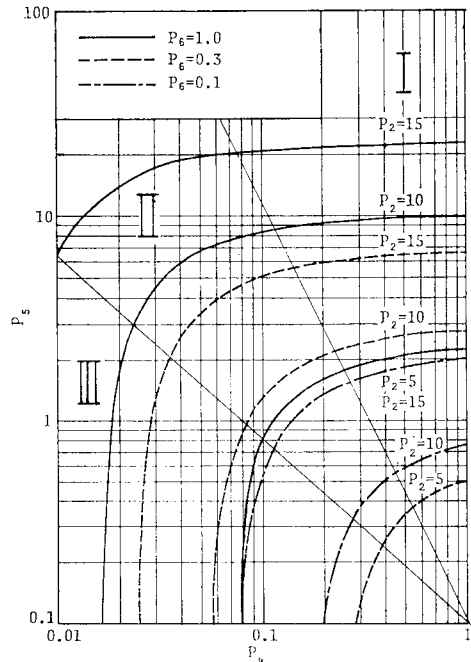


図-18 パラメーター選択図

る。パラメーター P_6 が 1 を越えると横桁による補剛効果が有効に発揮されない。

分布荷重の作用位置に関係したパラメーター $\bar{\eta}$ の座屈強度に対する影響を P_6 を助変数として 図-17 に示す。 $\bar{\eta}$ の影響は横桁による補剛効果が発揮される場合、すなわち P_6 が小さい場合には座屈モードの変位成分のうちねじれ成分が水平横方向変位成分に対して相対的に大きくなると顕著になる。

(2) パラメーターの選択

横桁による補剛効果は包括的パラメーター P_6 で評価できることが明らかとなった。 P_6 を構成している 3 個のパラメーター P_2, P_4 および P_5 を合理的に組み合わせ P_6 を小さくすることが横倒れ座屈強度を高めるうえで効果的である。図-18 を用いると補剛効果を向上するために有効なパラメーターの値を選択することができる。本曲線は一定の P_6 を得るための P_2, P_4 および P_5 の組合せを表わしている。これらの曲線群の特性よ

り、 P_4 - P_5 の平面を3領域に分けることができる。領域Ⅰでは P_5 を小さくすること、すなわち横桁取付部の構造法の改善が有効である。領域Ⅲでは P_4 を大きくすること、すなわち横桁剛性を大きくすることが有効であり、領域Ⅱでは P_4 と P_5 の調和のとれた改善が適切である。

(3) 全体横倒れ座屈に関する細長比パラメーター

座屈モーメントと降伏モーメントの比をとることにより座屈時の主桁フランジの応力レベルを評価する。式(11)および式(12)を一括して

$$M_{cr} = \kappa EI_y^g r_x / l^2 \dots\dots\dots(16)$$

と表わす。等曲げモーメントを受ける場合は $\kappa = r_1$ 、等分布荷重を受ける場合は $\kappa = r_2/8$ である。

一方降伏モーメントは

$$M_y = 4 \sigma_y I_x^m / h \dots\dots\dots(17)$$

と表わされるから M_{cr} と M_y の比は

$$\frac{M_{cr}}{M_y} = \frac{\kappa E}{4 \sigma_y} \frac{r_x h}{l^2} \frac{I_y^g}{I_x^m} \approx \frac{\sqrt{3}}{4} \kappa \frac{E}{\sigma_y} \left(\frac{b}{l}\right)^2 \sqrt{\frac{\rho+2}{\rho+6}} \dots\dots\dots(18)$$

ここに $\rho = A_w/A_f$: 主桁の腹板とフランジの断面積比したがって、全体横倒れ座屈に関する細長比パラメーターは

$$\alpha^0 = \sqrt{\frac{M_y}{M_{cr}}} = \frac{1.52}{\sqrt{\kappa}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l}{b} \sqrt{\frac{\rho+6}{\rho+2}} \dots\dots(19)$$

と表わすことができる。図-19に実橋の細長比パラメーターと直観的な細長さの指標である l/b の関係を示す。架設系の全体横倒れ座屈に関する細長比パラメーター α^0 が 1.5 となっている例が存在している。また l/b はこの形式の2主桁橋にとって力学的な細長さを代表する適切な指標には必ずしもなっていないことが明らかになった。

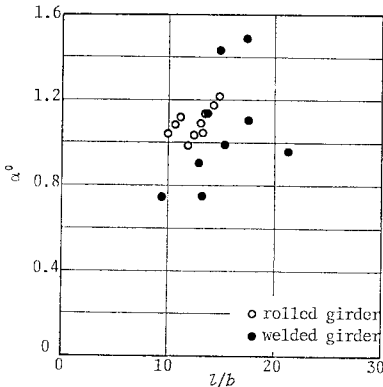


図-19 細長比パラメーター α^0 の分布

6. 結 論

以上、横桁で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈について述べたが、本研究によって得られた主な結論を要約すると以下のとおりである。

(1) 横桁取付部の局部変形を考慮した2主桁橋の全体座屈強度の精度よい簡易計算式を提案した。

(2) 全体横倒れ座屈に対して有意な影響を与える力学パラメーターは P_2, P_3, P_4 および P_5 である。このうち P_2, P_4 および P_5 は1つのパラメーターに集約できて、横桁による補剛効果はこの P_6 によって包括的に評価できる。横桁の補剛効果を有効に発揮させるためには、横桁本数 (P_2)、横桁剛性 (P_4) および取付部の補剛 (P_5) を調和させ P_6 を小さくすることが肝要である。

(3) 主桁フランジを局部座屈を生じない範囲で幅広くすることは、主桁の部材としての横倒れ座屈に対してのみならず、橋断面と主桁の曲げ剛比 P_3 が小さくなるので、全体横倒れ座屈に対しても有効である。

(4) 全体横倒れ座屈に関する細長比は横桁による補剛効果を含めて α^0 で評価できる。直観的な細長さのパラメーターである l/b は横桁で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈強度の的確な指標ではないことが明らかとなった。

(5) 横桁取付部の構造法として図-8の Type-I を用いた場合は横桁による補剛効果は僅少である。計画中の橋梁の横倒れ座屈強度が不足している場合には Type-II~IV の構造法を採用することによって、横桁による補剛効果の改善を図ることが勧められる。

本研究では、架設系の応力レベルが低いことを前提として、弾性分岐座屈問題として、2主桁橋の全体横倒れ崩壊現象を取り扱った。しかし、以下の2つの項目に関する検討を重ねることによって、今回提案した簡易計算式の信頼度が増すものと考えている。

- 1) 初期不整の極限強度に対する影響
- 2) 全体横倒れ座屈強度と主桁の部材としての横倒れ座屈強度が接近している場合の両不安定現象の相互作用の影響

謝 辞：本研究の遂行に際して、あらかじめ実橋データを分析してその特性を踏まえておくことが適切なアナロジーの作成に役立った。実橋のデータ収集にご協力いただいた橋梁メーカー各位に深甚なる感謝の意を表します。また実橋データならびにパラメーター解析の整理に協力いただいた中田憲正君（本学大学院生）に謝意を表します。

付録A 横桁の鉛直面内曲げ変形の影響

本文中で述べた座屈荷重の簡易計算式の誘導の際に無視した横桁の鉛直面内曲げ変形(図-A・1)の影響を明らかにしておく。両側主桁のねじり角を φ 、横桁の z 軸に関する部材回転角を ψ と表わすと

$$\phi - \varphi = \frac{b^3 l E I_x^m}{24 E I_z^c} \phi^N \dots\dots\dots (A \cdot 1)$$

橋断面のねじりに関するつり合いより

$$2 E C_w^m \phi^N - 2 G J^m \phi^N + E I_x^m \frac{b^2}{2} \phi^N + M_x u'' = 0 \dots\dots\dots (A \cdot 2)$$

式 (A・1)、(A・2) および水平横方向力のつり合いに関する本文中の式 (9) を用いて、等曲げモーメントを受ける単純桁橋の横倒れ座屈強度を求めると

$$(M_0)_{cr} l / E I_y^g = r_1' r_x l / l \dots\dots\dots (A \cdot 3)$$

ここに、

$$r_1' = \pi \sqrt{\frac{\left(1 + \frac{P_3 - 2}{P_3} P_6\right) \{P_1^2 (1 - W) + \pi^2\}}{\left(1 + \frac{P_3 - 2}{2} P_6\right) (1 + W)}}$$

$$W = \frac{\pi^4}{24} \frac{1}{P_2} \frac{1}{Z}, \quad Z = \left(\frac{l}{b}\right)^3 \frac{I_z^c}{I_x^m}$$

Z は格子曲げ剛比に相当している。2主桁橋におけるパラメーター W は 0.05 より小さいから、横桁の鉛直面内曲げ変形の影響は僅少であることが 図-A・2 より明らかである。

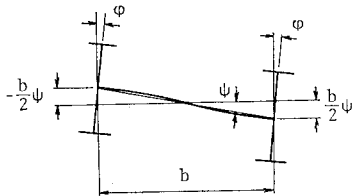


図-A・1 横断面の変形

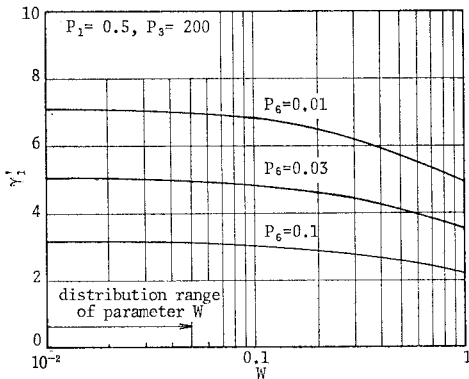


図-A・2 座屈モーメントと W の関係

付録B 横桁取付部の回転ばね剛性 K_θ の計算式

本文中の 図-8 に示した横桁取付部構造法のうち Type I, II および III について、局部変形を評価するための回転ばね剛性 K_θ の計算式を示す。

横桁から主桁へ伝達される鉛直軸まわりの曲げモーメントは垂直補剛材と有効幅を考慮した主桁腹板とで構成される 図-B・1 に示す断面を有するはりにねじれ変形を生ずるものとする。図-B・2 のように横桁の上下フランジの位置に 1 対の集中トルクを受ける固定ばりのねじれ変形³⁾より Type I および Type II に対して

$$K_\theta = \frac{2 G J_s a}{(ahr + \mu) - (\sinh ahr + \mu) \frac{\sinh ahr + \sinh ah(1-r)}{\sinh ah}} \dots\dots\dots (B \cdot 1)$$

ここに ah は等価ばりのねじり定数比である。

$$\mu = \left\{ \frac{\sinh ahr + \sinh ah(1-r)}{\sinh ah} - 1 \right\} / \tanh \frac{ah}{2}$$

$$r = \frac{s}{h}$$

$$\text{Type I : } J_s = \frac{1}{3} (t_s^3 h_s + t_w^3 b_{eff}),$$

$$C_w^s = \frac{t_w^3 b_{eff}^3}{144} + \frac{t_s^3 h_s^3}{36}$$

$$\text{Type II : } J_s = \frac{1}{3} (t_s^3 h_s + t_w^3 b_{eff} + t_r^3 b_s),$$

$$C_w^s = \frac{b_s^3 h_s^2 t_r}{12}$$

主桁腹板の有効幅 b_{eff} は横桁取付部を含む部分構造の有限要素法による変形解析により $b_{eff} \cong 0.4h$ と表わせることがわかった注1)。

Type III については閉じた断面のねじり剛性のみを考慮して

$$K_\theta = 2 G J_s / S \dots\dots\dots (B \cdot 2)$$

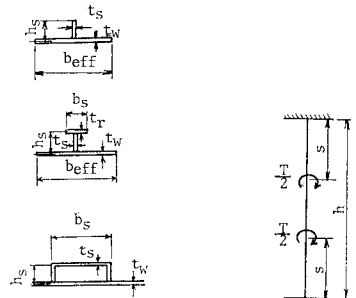


図-B・1

図-B・2

注1) 西村・小松・大野：格点部の局部変形が2主桁橋の全体的挙動に与える影響について、土木学会第36回年次学術講演会概要集，I-70，1981。

ここに,

$$GJ_s = 4 G b_s^2 h_s^2 \left\{ \frac{b_s}{t_s} + 2 \frac{h_s}{t_s} + \frac{b_s}{t_w} \right\}$$

参 考 文 献

- 1) Schmidt, L.C. : Restraints against Elastic Lateral Buckling, Proc. ASCE, Vol. 91, EM 6, pp. 1~6, 1965.
- 2) 吉田 博・井本芳宏 : 拘束を受けるはりの弾性および非弾性横倒れ座屈解析, 土木学会論文報告集, No. 208, 1972.
- 3) Nethercot, D.A. : Buckling of Laterally or Torsionally Restrained Beams, Proc. ASCE, Vol. 99, EM 4, pp. 773~791, 1973.
- 4) Mutton, B.R. and N.S. Trahair : Stiffness Requirments for Lateral Bracing, Proc. ASCE, Vol. 99, ST 10, pp. 2167~2182, 1973.
- 5) Lindner, J. : Anschlussmomente von Trägern, die zum Kippaussteifung herangezogen werden, Stahlbau, 42, 10, 1973.
- 6) Fischer, M. : Zum Kipp-Problem von kontinuierlich seitlich gestützten I-Trägern, Stahlbau, 45, 4, 1976.
- 7) Taylor, A.C. and M. Ojalvo : Torsional Restraint of Lateral Buckling, Proc. ASCE, Vol. 92, ST 2, pp. 115~129, 1966.
- 8) 福本啓士・久保全弘 : 横構・対傾構をもつ桁の横倒れ座屈強度, 土木学会論文報告集, No. 196, 1971.
- 9) 西田 進・吉田 博・福本啓士 : 横桁による並列主桁の横補剛効果, 土木学会論文報告集, No. 268, 1977.
- 10) 日本道路協会 : 鋼道路橋設計便覧, 1979.
- 11) Burgermeister, G., H. Steup und H. Kretzschmar : Stabilitätstheorie, Akademic-Verlag, pp. 347~349, 1966.
- 12) Vlasov, V.Z. : 奥村敏恵ほか訳 : 薄肉弾性ばりの理論, 技報堂, 1967.
- 13) 小松定夫 : 薄肉構造物の理論と計算 I, 山海堂, 1969.
- 14) Timoshenko, S.P. and J.M. Gere : Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill, 1961.
- 15) Mortelmans, F., G.D. Roeck and D.V. Gemert : Discussion, Approximate Stiffness Analysis of High-Rise Buildings, Proc. ASCE, Vol. 105, ST 5, pp. 967~969, 1979.

(1982. 3. 26・受付)