

中間ダイアフラムの新しい設計法に関する研究

STUDY ON A NEW DESIGN TECHNIQUE FOR
INTERMEDIATE DIAPHRAGMS

小松定夫*・長井正嗣**

By Sadao KOMATSU and Masatsugu NAGAI

1. ま え が き

周知のとおり薄肉箱桁橋に偏心荷重が作用すると、箱桁はせん断中心まわりねじれるとともに、その横断面形状が変化する。これを断面変形とよび、ねじりによるそりのほかにこの断面変形に伴い図一(a)に示すような付加的そりによるずれ応力および図一(b)に示す板曲げによる局部応力が付加的に誘発される。中間ダイアフラムはこの付加的変形を防止するために、また製作時および架設等の利便性ならびに安全性を確保するために箱桁内に主として配置されるものである。

この中間ダイアフラムの設計は従来までほとんどが経験的に実施されてきたが、最近ようやくいくつかの設計法が提案されるに至り、そのうちの一部はすでに実用に供されている。これらの設計法の代表的注1)なものとして Merrison 報告¹⁾、坂井・長井の提案^{2),3)}、Heins の提案⁴⁾および中井の提案⁵⁾が挙げられる。

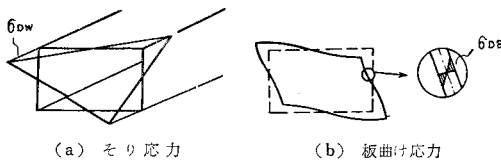
いずれの設計法も付加的力学量の算定式を与えたり、あるいは付加的力学量を無視し得る程度に抑制する中間ダイアフラムの必要間隔の提案および必要剛度算定式な

らびに応力照査式等の提案を行っている。付加的力学量の算定式に関しては各設計法ともほぼ同一程度の値を示す算定式を与えており、またこの付加的力学量を無視し得る程度に抑制するダイアフラム必要間隔の提案も同様の結果を与えている。しかしながら、ダイアフラムの必要剛度についてはいずれの設計法もダイアフラム自体が変形しないという観点から十分剛なダイアフラムを要求しているにもかかわらずまったく構造物の寸法諸元に対して逆の傾向を示したり、過大な剛度が要求されるなど混乱がみられるようである。

Merrison 報告ならびに坂井・長井の設計式においては、その提案の根拠に十分な理解がなされず利用されるときしばしば過大なダイアフラム剛度が要求される。すなわち、ダイアフラムの間隔を付加的力学量を防止する立場から決定せずに任意にダイアフラム間隔、特に狭い間隔を採用して必要剛度を求めようとすると非現実的で巨大なダイアフラムが要求される。一方、Heins、中井の設計式は Merrison 報告や坂井らと同様の立脚点に基づき、構造物の寸法諸元に対してダイアフラムの剛度はまったく逆の傾向を示す結果が与えられる。

以上のようなわけで、本文ではまず初めに箱桁の断面変形挙動が弾性床の上のはりの曲げ挙動に類似であるとした BEF アナロジーとよばれる高級棒理論に立脚し断面変形挙動と中間ダイアフラムの間隔および剛度の関連を明確にする。その中で設計上有用と考える一資料を提示するとともに、文献 2) で提案されている断面変形挙動が弾性ばねの上のはりの曲げ挙動に類似であるとした BEAM アナロジーの立場についても明確にすることとした。次に断面変形に伴う付加的応力度が箱桁の許容曲げ応力度の数 % 以内にあるという条件のもとで中間ダイアフラムの間隔および剛度を同時に選択できるような自由度の高い簡便でより合理的な設計法を提案する。

そして、最後に斜張橋のように等価支間長の判然としない構造物について設計ルーチンを示す。



図一 断面変形に伴う付加応力

* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科
** 正会員 工修 川崎重工(株)鉄構機器事業部橋梁設計部
(昭和54,55年度大阪大学受託研究員)

注1) 付加的応力の算定式を示した Janssen ら^{6),7)}の研究、中間ダイアフラムの間隔を与えた Kristek⁸⁾ および Schindler⁹⁾の研究また必要剛度を与えた Jubek¹⁰⁾の研究があるが、実用的見地からまともな形で提案には至っていないので除外した。

2. 断面変形特性

ここでは BEF アナロジーに基づき断面変形に伴う付加的力学量と中間ダイアフラムの間隔および剛度の関連性を明確にする。

(1) BEF アナロジー

BEF アナロジーの基礎式はすでに文献 11), 12) で与えられているのでここでは詳細な誘導過程は省略する。ただし、本文の断面変形率 V の定義は文献 2) と同一のものである。図-2 に示すような矩形断面を対象に議論を進める。図-3 に示す BEF アナロジーモデルに対する基礎微分方程式は以下のように与えられる。

$$EI_{DW}V'' - kV = p_v \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 E はヤング係数、 I_{DW} は桁の断面変形に関するそり定数で以下のように計算される²⁾。

$$I_{DW} = \frac{1}{3} \left\{ \alpha_1^2 F_u \left(1 + \frac{2B_{u1}}{B} \right)^2 + \alpha_2^2 F_l \left(1 + \frac{2B_{l1}}{B} \right)^2 + 2F_h (\alpha_1^2 - \alpha_1\alpha_2 + \alpha_2^2) \right\} \dots\dots\dots (2)$$

$$\alpha_1 = \frac{e}{e+f} \cdot \frac{BH}{2}, \quad \alpha_2 = \frac{f}{e+f} \cdot \frac{BH}{2} \dots\dots\dots (3 \cdot a, b)$$

$$e = \frac{I_{ly}}{B} + \frac{BH}{4} t_h, \quad f = \frac{I_{ly}}{B} + \frac{BH}{4} t_h \dots\dots\dots (4 \cdot a, b)$$

ここで、 F_u 、 F_l および F_h はそれぞれリブを含む上フランジ、下フランジおよび片側腹板断面積、 I_{uy} および I_{ly} はそれぞれリブを含む上フランジおよび下フランジの y 軸まわり断面 2 次モーメント、 t_h は腹板厚、 B

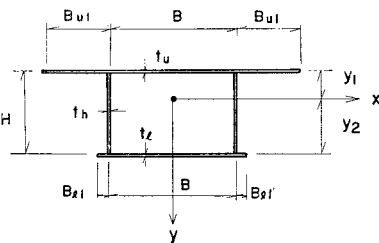


図-2 一軸対称矩形断面

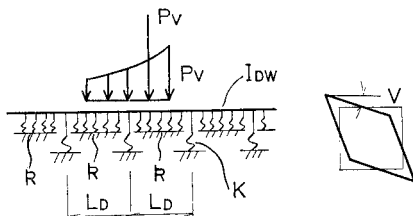


図-3 BEF アナロジーモデル

および H は図-2 に示すようにそれぞれ箱桁の腹板間隔および腹板高さである。また、 V は断面変形率、 K は中間ダイアフラムのばね定数、 L_d は中間ダイアフラムの間隔そして p_v および P_v は分布ずれ荷重および集中ずれ荷重で以下のように定義される。

$$p_v = pB, \quad P_v = PB \dots\dots\dots (5 \cdot a, b)$$

次に k は桁軸方向単位長さ当たりの閉ラーメンの曲げ剛性で以下のように与えられる。もし図-4 (a) に示すように箱桁を構成する 4 枚の平板のみから成る箱閉ラーメンの場合

$$k = 48E \frac{B/I_u + B/I_l + 6H/I_h}{3(H/I_h)^2 + 2(BH/I_u I_h) + 2(BH/I_l I_h) + B^2/I_u I_l} \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 $I_u = t_u^3/12(1-\nu^2)$ 、 $I_l = t_l^3/12(1-\nu^2)$ および $I_h = t_h^3/12(1-\nu^2)$ で、 ν はポアソン比である。特に、2 軸対称ラーメン構造の場合、 $I_f = I_u = I_l$ とおいて、

$$k = 96E \frac{1}{B/I_f + H/I_h} \dots\dots\dots (7)$$

と定義される。一方、図-4 (b) に示すように横リブを含む閉ラーメンの場合には、

$$K_c = 48E \frac{\tilde{B}/I_u + \tilde{B}/I_l + 6\tilde{H}/I_h}{3(\tilde{H}/I_h)^2 + 2(\tilde{B}\tilde{H}/I_u I_h) + 2(\tilde{B}\tilde{H}/I_l I_h) + \tilde{B}^2/I_u I_l} \dots\dots\dots (8)$$

とおく。ここに \tilde{B} および \tilde{H} はラーメンを構成する横リブの中立軸線間距離である。いま、横リブの間隔を L_{cF} とすれば、桁軸方向の単位長さ当たりに横リブを平均化して、

$$k = K_c/L_{cF} \dots\dots\dots (9)$$

と定義される。 I_u 、 I_l および I_h はそれぞれ後述する有効幅を考慮した横リブおよび鉛直補剛材の断面 2 次モーメントである。特に、2 軸対称ラーメン構造の場合には、 $I_f = I_u = I_l$ とおいて

$$k = \left(96E \frac{1}{\tilde{B}/I_f + \tilde{H}/I_h} \right) / L_{cF} \dots\dots\dots (10)$$

と定義される。

次に断面変形に伴うそり応力 (σ_{DW}) はそりモーメント (M_{DW} : 図-3 の BEF アナロジーモデルにより得られるモーメントに相似である) より、

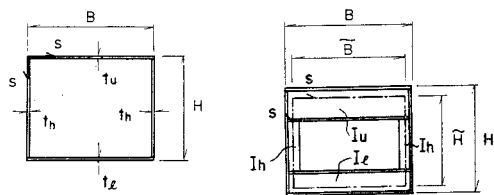


図-4 断面変形に抵抗する閉ラーメン

$$\sigma_{DW} = \frac{M_{DW}}{I_{DW}} \phi(s) \dots \dots \dots (11)$$

と定義される。ここで、 $\phi(s)$ はそり関数で上フランジおよび下フランジと腹板の交点でそれぞれ式(3)で定義した α_1 および α_2 なる値をもつ。断面変形に伴う曲げ応力 (σ_{DB}) は断面変形率 (V :

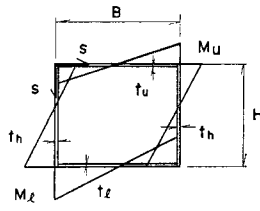


図-5 一般化座標 $\tilde{M}(s)$

図-3 の BEF アナロジーモデルより得られるたわみに相似である) を用いて、

$$\sigma_{DB} = \frac{E\tilde{M}(s)}{W} \cdot V \dots \dots \dots (12)$$

と定義される。ここで、 W は断面係数、 $\tilde{M}(s)$ は図-5 より、

$$\left. \begin{aligned} M_u &= (B/t_l^3 + 3H/t_h^3)/C \\ M_l &= (B/t_u^3 + 3H/t_h^3)/C \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (13 \cdot a, b)$$

また、

$$C = (B/t_u^3 + 2H/t_h^3)(B/t_l^3 + 2H/t_h^3) - (H/t_h^3)^2 \dots \dots \dots (14)$$

と定義される。

次に、BEF アナロジーにおける箱桁固有の無次元パラメーターは以下の2つである。

$$\pi_1 = \beta L_D = \sqrt[4]{\frac{k}{EI_{DW}}} \cdot L_D \dots \dots \dots (15)$$

$$\pi_2 = \frac{KL_D^3}{EI_{DW}} \text{ or } \frac{K}{kL_D} \dots \dots \dots (16 \cdot a, b)$$

BEAM アナロジーにおいては、ダイアフラムが剛な状態では箱桁ラーメンの曲げ剛性の効果がありなしとして、図-3 に示す k を考慮していない。したがって、箱桁固有のパラメーターとして π_1 を考慮していない。それで、

$$\pi_2 = \frac{KL_D^3}{EI_{DW}} (=r) \dots \dots \dots (16 \cdot a)$$

を文献 2) では相関剛比 r と名付けて断面変形特性を論じている。

(2) 断面変形特性に与える中間ダイアフラムの間隔および剛度の影響

ここでは、基本パラメーターとして式(15)および式(16・a)で定義される2つのパラメーター π_1 および r を用いて考察する。また、モデルは単純支持状態を考えている。図-6~図-9 に等分布ずれ荷重あるいは集中ずれ荷重の載荷時において箱桁に発生する最大そりモーメントおよび最大断面変形率を無次元化して示す。図中、縦軸はこれらの付加的力学量を無次元化したもの、横軸は無次元量 βL_D を示す。なお、桁固有のパラメー

ターとして、 n =支間/ダイアフラム間隔を考えたが、 $n \geq 4$ では結果に差異は認められなかった。 $n=2\sim3$ では図-6~図-9 に示す値より大きい値を示したが $n=2\sim3$ のケースは現実にめったに存在しないと考えられ

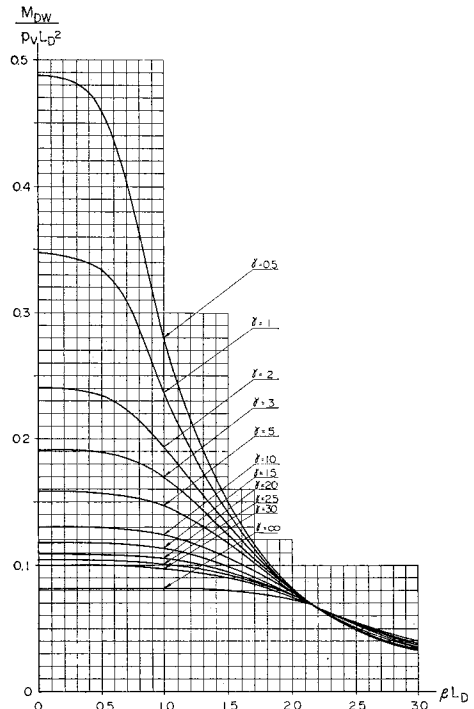


図-6 等分布ずれ荷重による最大そりモーメント

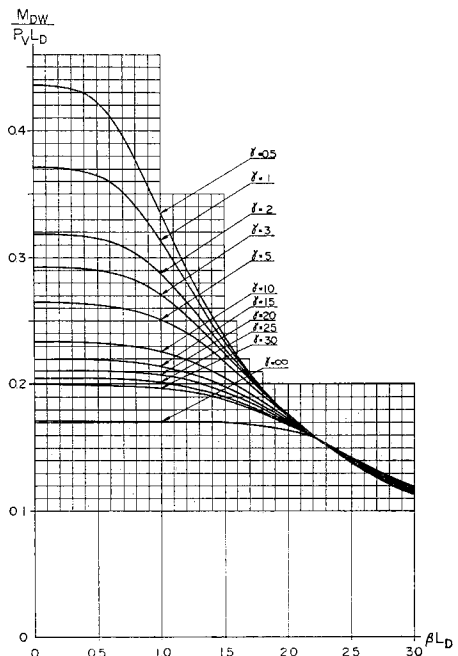


図-7 集中ずれ荷重による最大そりモーメント

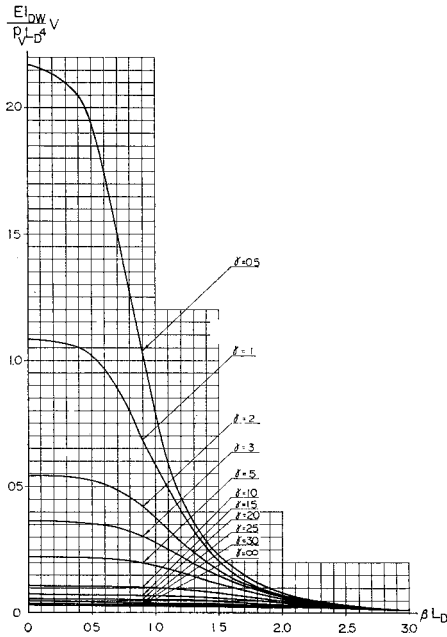


図-8 等分布ずれ荷重による最大断面変形率

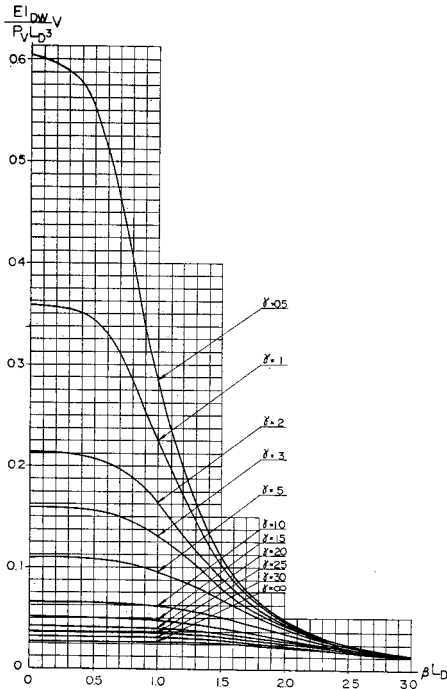


図-9 集中ずれ荷重による最大断面変形率

るのでそのようなケースは取り扱わないことにする。また、文献 2) の BEAM アナロジーは $\beta L_D=0$ ($\beta=0$) の場合に対応する。これらの図よりわかることをまとめると以下のとおりである。

(i) r がある程度大きくなるにつれて付加的力学量の中で無次元化断面変形率 $EI_{DW}/(\rho_0 L_D^3) \cdot V$ および

$EI_{DW}/(\rho_0 L_D^3) \cdot V$ はともに βL_D の影響を受けない。ちなみに断面変形率は式 (12) から明らかに板の曲げ応力度と比例関係にある。

(ii) パラメーター r を $r \leq 30$ として小さくした場合 βL_D がほぼ 0.5 以下では βL_D の影響はあまり受けないが $\beta L_D > 0.5$ でこの効果が顕著となる。BEAM アナロジーによる取り扱いでは、 $r=30$ を設定すると、付加的力学量のうち無次元そりモーメントは L_D を一定に保持し β のみ増加して βL_D が 1.0 より大きくなると安全側の取り扱いになっている。

(iii) ダイアフラム間隔を一定に保持した場合、 βL_D が 2 より大きい範囲ではダイアフラムの無次元剛度 r の変化に対して無次元付加的力学量は一定値を示し、あまり剛なダイアフラムを設けることは無意味といえる。このことは、箱閉ラーメンの曲げ剛性が大きいほどダイアフラム剛度の影響を受けず曲げ剛性の小さな場合に比してより小さなダイアフラム剛度で付加的力学量の発生を防ぐのに十分といえる。

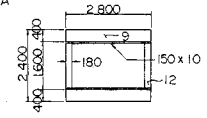
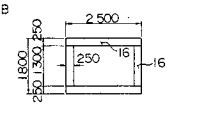
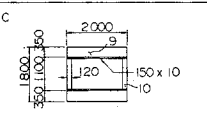
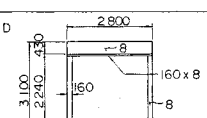
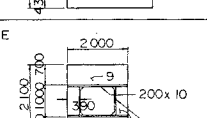
次に、 β に関与する断面諸元は座屈防止あるいは鋼床版の強度設計の観点から別途に算定されるのでダイアフラムの設計法とかかわりなく決定される。それで、実橋における $\beta L_D = \sqrt[4]{k/EI_{DW}} \cdot L_D$ がどの程度のものであるかを知るために実橋に使われている βL_D 値の調査を実施した。その結果を表-1 に示す。表中、 β の評価に際しては、(a) 箱桁のフランジおよび腹板より成る薄板閉ラーメン構造(図-4(a))のみを考慮した場合と、(b) 横リブおよび鉛直補剛材より成る横リブ閉ラーメン構造(図-4(b))を考慮した場合の 2 種類の βL_D を示す。また、横リブ等の有効幅算定は道路橋示方書¹³⁾ 8.3.4 に準じたが、参考のため文献 2) で示したような平板の板厚の 24 倍を有効幅として考慮した結果も () 内に示す。この表よりわかることを列挙すると以下のとおりである。

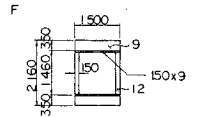
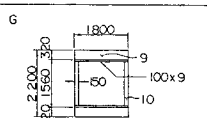
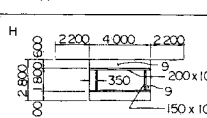
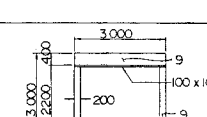
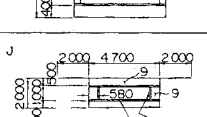
(i) 表-1 に示すように通常の横リブの剛性を箱閉ラーメン β の計算に考慮した場合 (b) は箱桁の薄板のみを考える場合 (a) に比して、閉ラーメンの曲げ剛性 k が 30~100 倍となっている。

(ii) 閉ラーメンの曲げ剛性として箱桁フランジおよび腹板のみを考慮する場合、 βL_D はほとんどが 0.5 以下で、図-6~図-9 からわかるようにこの範囲では βL_D は断面変形挙動に無関係といえる。すなわち、横リブのない箱桁においてあるいは横リブが存在してもこれを無視して平板のラーメン剛性のみを考慮する場合には、 M_{DW} は等分布ずれ荷重および集中ずれ荷重に対してそれぞれ L_D^2 および L_D に比例して増加することがわかる。

(iii) 閉ラーメンの曲げ剛性として横リブを考慮する

表一 βL_D の実橋調査結果

横リブ諸元	$L_{CF}(m)$	$L_D(m)$	$\beta (1/m)$	
			β_{LD}	β_{L_D}
	2.95	5.90	0.068	0.210 (0.203)
			0.4	1.24 (1.20)
	2.33	4.67	0.086	0.323 (0.310)
			0.4	1.51 (1.45)
	2.50	5.00	0.102	0.252 (0.244)
			0.51	1.26 (1.22)
	3.00	6.00	0.053	0.128 (0.125)
			0.32	0.77 (0.75)
	2.50	5.00	0.088	0.548 (0.505)
			0.44	2.74 (2.54)

	2.00	4.00	0.110	0.328 (0.310)
			0.44	1.31 (1.24)
	1.22	2.44	0.098	0.327 (0.316)
			0.24	0.80 (0.77)
	1.48	2.95	0.054	0.312 (0.298)
			0.11	0.64 (0.61)
	3.00	6.00	0.065	0.155 (0.148)
			0.39	0.93 (0.89)
	2.90	5.80	0.043	0.250 (0.240)
			0.25	1.45 (1.39)

(L_{CF} 横リブ間隔)

場合、 βL_D 値は若干ばらついているが“E”橋を除けば 0.7~1.5 の間に存在する。 βL_D が 0.5~2.0 の範囲では βL_D による影響は r が小さいほど顕著である。しかし $r \geq 20$ となると、無次元付加力学量に対する βL_D の影響はあまりない。この場合には BEAM アナロジーによる $r \geq 30$ にすべきであるという主張は多少安全側と考えられるが合理的である。また、“E”橋のようにダイアフラム間隔 5m 程度で $\beta L_D=2.7$ の場合はダイアフラムは完全に不要で横リブおよび鉛直補剛材より成る閉ラーメン構造で十分断面変形を防止できていることになる。

3. 中間ダイアフラムの必要剛度に関する提案

2. で BEF アナロジーに基づき箱桁の断面変形特性を詳細に検討した。そこでは、おもに箱閉ラーメン曲げ剛性が断面変形特性に与える影響と文献 2) で示された BEAM アナロジーの立場について検討した。また、任意のダイアフラム間隔および剛度のもとの付加的力学量を算定する資料図一6~図一9 を与えた。1. でも述べたようにダイアフラムの必要剛度については依然として混乱がみられるようである。そこで、2. の考察をもとにダイアフラムの必要剛度について新しい設計手順を提案することとした。

さて、ダイアフラムの必要剛度については完全に剛なダイアフラムが常に要求されるべきなのかという点について考察する。この種の要求の原因は、既往の研究においてダイアフラムが剛であるという条件のもとにそり応力度算定式あるいはそれに基づくダイアフラム間隔が設定されたことに起因している。これは 1つの考え方であるが、図一6~図一9 からわかるように横リブの剛性を考慮して β を大きくすれば必要剛度が低減できることは明白である。

以上のことから、むしろ付加的力学量について設計者自身の責任のもとに照査を実施すればよいと考える。その際には 2. で示した図一6~図一9 により付加的力学量が任意のダイアフラム間隔および剛度のもとで与えられており、同じ照査型の Merrison 報告に比してより自由性のある対応が可能となる。同時に、道路橋と荷重体系の異なる場合についても、また斜張橋のように等価支間長¹¹⁾の判然としない場合についても図一6~図一9 を利用することによりダイアフラムの間隔および剛度を任意に選択できる設計が可能となる。

しかしながら、このような付加的力学量を逐一照査することは実務上不便であると考えられる。そこで、トラスの 2 次応力と同様の考え方で箱桁の許容応力度の数 % 以内に付加的そり応力度を抑えるという条件のもとで任意のダイアフラム間隔と剛度が選べるという設計法を提案

する。その際には実用性を考慮して横リブの補剛効果を期待することにした。

(1) ダイアフラム剛度の算定

図-2 に示す矩形断面について議論する。また、偏心荷重載荷状態については文献 2) と同様 図-10 のとおりとする。

断面変形に伴うそり応力度は式 (11) より

$$\sigma_{DW} = \frac{M_{DW}}{I_{DW}} \phi(s) \dots\dots\dots (11)$$

として求められる。ここで、 M_{DW} はそりモーメントで等分布ずれ荷重に対して、

$$M_{DW}^u = f_u(\beta L_D, r) \cdot p_v L_D^2 \dots\dots\dots (17)$$

集中ずれ荷重に対して、

$$M_{DW}^c = f_c(\beta L_D, r) \cdot P_v L_D \dots\dots\dots (18)$$

と決定される。 f_u および f_c は βL_D および r の関数で 図-6 ~ 図-9 に示されるものである。なお、文献 2) 中の公式は本文の式 (17) および式 (18) の特別の場合として、 $\beta L_D = 0$ および $r = \infty$ として、

$$\left. \begin{aligned} f_u(\beta L_D, r) &= 0.082 \\ f_c(\beta L_D, r) &= 0.171 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (19 \cdot a, b)$$

とおいたものと一致する。

次に、そり定数 I_{DW} およびそり関数 ϕ に文献 2) と同様以下の仮定を導入する。

$$I_{DW} \cong \frac{\varrho^2}{3H^2} I_x \dots\dots\dots (20)$$

$$\phi_{\max} = \frac{\bar{y}_1}{H} \varrho \quad \text{or} \quad \frac{\bar{y}_2}{H} \varrho \quad \left(\varrho = \frac{BH}{2} \right) \dots\dots (21)$$

ここで、 I_x は箱桁の断面 2 次モーメントである。

式 (17), (18), (20) および (21) を式 (11) に代入すると、等分布ずれ荷重に対して、

$$\sigma_{DW}^u = 6 f_u(\beta L_D, r) \frac{\bar{y}}{BI_x} p_v L_D^2 \dots\dots\dots (22)$$

集中ずれ荷重に対して、

$$\sigma_{DW}^c = 6 f_c(\beta L_D, r) \frac{\bar{y}}{BI_x} P_v L_D \dots\dots\dots (23)$$

を得る。式 (22) および式 (23) が任意のダイアフラム間隔および剛度のもとで与えられるそり応力度の近似算定式である。

次に、これらのそり応力度と曲げ応力度との比率を求めると、等分布ずれ荷重に対して、

$$\frac{\sigma_{DW}^u}{\sigma_b^u} = \frac{6 f_u(\beta L_D, r) \frac{\bar{y}}{BI_x} \frac{1}{2} p B L_D^2}{\frac{1}{8} p \frac{\bar{y}}{I_x} L_u^2}$$

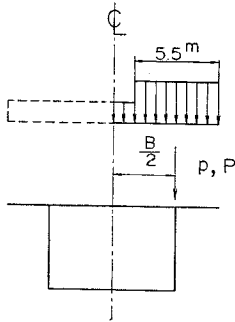


図-10 偏心荷重載荷状態

$$= 24 f_u(\beta L_D, r) \left(\frac{L_D}{L_u} \right)^2 \dots\dots\dots (24)$$

集中ずれ荷重に対して、

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{DW}^c}{\sigma_b^c} &= \frac{6 f_c(\beta L_D, r) \frac{\bar{y}}{BI_x} \frac{1}{2} P B L_D}{\frac{1}{4} P \frac{\bar{y}}{I_x} L_c} \\ &= 12 f_c(\beta L_D, r) \left(\frac{L_D}{L_c} \right) \dots\dots\dots (25) \end{aligned}$$

を得る。また、等分布ずれ荷重に伴う曲げ応力度と集中ずれ荷重に伴う曲げ応力度の比率は文献 2) より、

$$\frac{\sigma_b^c}{\sigma_b^u} \cong 30 \frac{L_c}{L_u^2} \dots\dots\dots (26)$$

と与えられる。ここで、 L_u および L_c はそれぞれの荷重状態における等価支間長である。

式 (24), (25) および (26) より、そり応力度と曲げ応力度の関係は、 $L_u = L_c$ と仮定すれば、

$$\begin{aligned} \sigma_{DW} &= \sigma_{DW}^u + \sigma_{DW}^c \\ &= \{ 24 f_u(\beta L_D, r) (L_D/L_u)^2 \\ &\quad + 360 f_c(\beta L_D, r) (L_D/L_u^2) \} \sigma_b^u \dots\dots (27) \end{aligned}$$

となる。次に、曲げ応力度は式 (26) より

$$\sigma_b = \sigma_b^u + \sigma_b^c = \sigma_b^u \{ 1 + 30(L_c/L_u^2) \} \dots\dots\dots (28)$$

となる。

ここで、箱桁に発生するそり応力度が曲げ応力度の $F_{cr} \%$ 以内に抑えられる条件を課せると、

$$\sigma_{DW} < \frac{F_{cr}}{100} \cdot \sigma_b \dots\dots\dots (29)$$

あるいは

$$\begin{aligned} &24 f_u(\beta L_D, r) (L_D/L_u)^2 + 360 f_c(\beta L_D, r) (L_D/L_u^2) \\ &< \frac{F_{cr}}{100} \cdot (1 + 30/L_u) \dots\dots\dots (29)' \end{aligned}$$

を得る。式 (29) あるいは式 (29)' を満足する任意のダイアフラム間隔 L_D と剛度 r を決定すれば、箱桁に発生するそり応力度は対応する曲げ応力度に対して $F_{cr} \%$ 以内に収めることができる。

次に F_{cr} については、図-10 に示す偏心荷重載荷状態に対して 7.5 を採用すると破線で示す活荷重の残りおよび死荷重を考慮すれば桁の曲げ応力度すなわち許容応力度に対してそり応力度は 2% 程度に抑えられると考えられる。そこで、式 (29)' を若干変形して

$$\begin{aligned} &\frac{24}{\beta^2} f_u(\beta L_D, r) (\beta L_D)^2 + \frac{360}{\beta} f_c(\beta L_D, r) \cdot \beta L_D \\ &< 0.075 (L_u^2 + 30 L_u) \dots\dots\dots (30) \end{aligned}$$

より、 β をパラメーターとして任意のダイアフラム間隔のもとで必要剛度 r を求めるために必要な図を 図-11 ~ 図-14 に示す。図中、縦軸は必要剛度 r 、横軸は支間長 L である。 L と β が大きな領域において剛度 r の曲線が与えられていない。これは横リブ剛度 β の補剛効果により、この範囲では r が 0.5 以下でも十分であることを

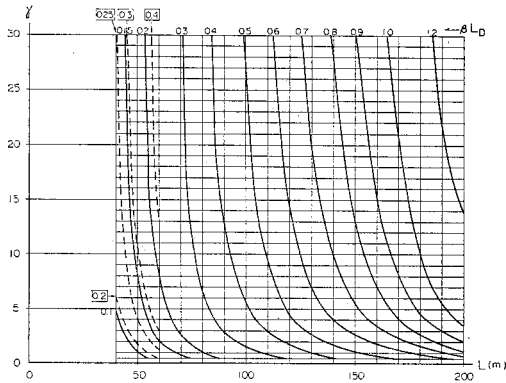


図-11 γ の算定 ($\beta=0.05$ 1/m)

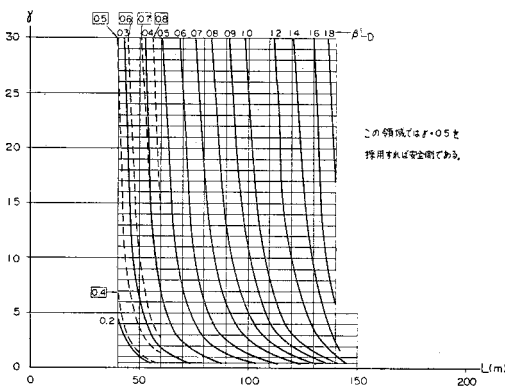


図-12 γ の算定 ($\beta=0.11$ 1/m)

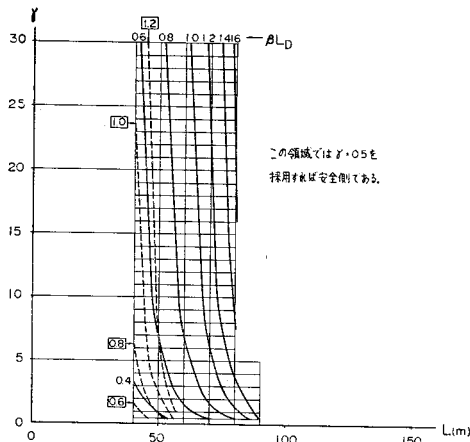


図-13 γ の算定 ($\beta=0.21$ 1/m)

意味している。また、図中の実線が式 (30) により得られた値を示し、破線および□内の値はそり応力度を桁の許容曲げ応力度の 4% ($F_{cr}=15$ に対応する) 程度まで許容すると仮定した値を示す。後者は、比較的支間長の短い範囲で非現実的なダイアフラム剛度が要求されることがないようにという配慮より与えたものである。

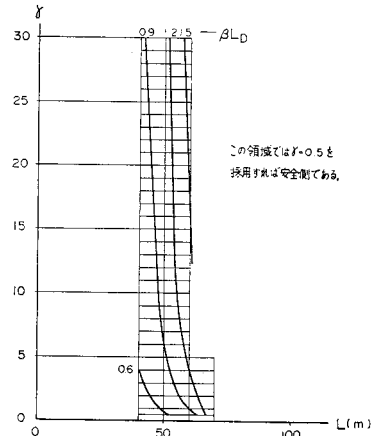


図-14 γ の算定 ($\beta=0.31$ 1/m)

(2) 設計手順

一般の箱桁橋に関してダイアフラムを設計する場合について、(1) で示した考察に基づき実際の設計手順を以下に示す。

- 1) 式 (6) あるいは式 (9) を利用して k を求め式 (15) から β を決定する。
- 2) ダイアフラム間隔 L_D を文献 2) で与えられている限界間隔 \tilde{L}_D (図-15) を目安としてそれと等しいかそれより小さく決定する。
- 3) 支間 L_u を道路橋示方書¹³⁾ に準じて決定する。
- 4) 図-11~図-14 より必要剛度 γ を求め表-2^{15), 16)} の K 値を利用して断面決定を行う。
- 5) 表-3^{15), 16)} を利用して応力照査を実施する。ただし、別途に道路橋示方書¹³⁾ で規定される座屈の照査ならびに最小部材に関する事項等に従うことが必要であることは申すまでもない。

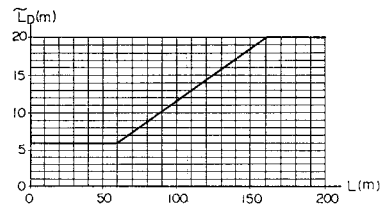

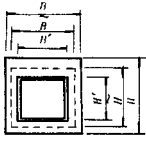







図-15 限界ダイアフラム間隔 \tilde{L}_D ²⁾

4. 本手法によるダイアフラム必要剛度の計算例と各種設計法との比較

3. (2) で示した設計手順に基づき必要剛度を求めるとともに現在まで提案されている設計式のうち Merrison 報告¹⁾、坂井・長井²⁾、中井³⁾および道路橋設計便覧¹⁴⁾に

表-2 ダイアフラムのばね定数算定式

ダイアフラム形式	ダイアフラム剛度算定式
充板形式 	$K = AC \cdot A_{sp}$ G :せん断弾性係数 $A = \frac{B_u + B_l}{2} \cdot D$
ラーメン形式 	$K = \beta \frac{48E \left(\frac{\tilde{B}}{l_u} + \frac{\tilde{B}}{l_l} + \frac{\tilde{H}}{l_A} \right)}{3 \frac{H^2}{l_A^2} + 2 \frac{B_l}{l_u l_A} + 2 \frac{B_l}{l_l l_A} + \frac{H^2}{l_u l_l}}$ l_u : ラーメン上フランジ剛成形の断面2次モーメント l_l : ラーメン下フランジ剛 " " l_A : ラーメン腹板剛 " " 有効幅は上フランジの2倍とする。
X形トラス 	$K = 8E \frac{A_b}{L_b^3} (BH)^2$ E : ヤング係数 B : 腹板間隔 A_b : トラス材断面積 H : 腹板高さ L_b : トラス材長
X形トラス 	$K = 4E \frac{A_b}{L_b^3} (BH)^2$
V, A形トラス 	$K = 2E \frac{A_b}{L_b^3} (BH)^2$
V, A形トラス 	$K = E \frac{A_b}{L_b^3} (BH)^2$
V, A形トラス 	$K = \frac{2}{3} E \frac{A_b}{L_b^3} (BH)^2$

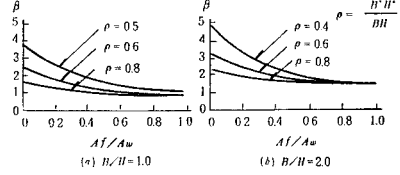
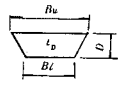
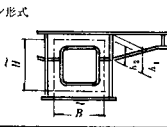
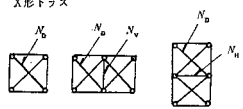
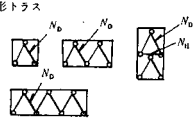


表-3 ダイアフラムの応力算定式

ダイアフラム形式	ダイアフラム応力、断面力算定式
充板形式 	$\tau_u = \frac{B_l}{B_u} \cdot \frac{T_d}{2A_0}$ τ : ダイアフラム周辺せん断応力 $\tau_A = \frac{T_d}{2A_0}$ $A = \frac{B_u + B_l}{2} \cdot D$ $\tau_L = \frac{B_u}{B_l} \cdot \frac{T_d}{2A_0}$
ラーメン形式 	$M_u = \frac{T_d}{4} \frac{\tilde{B}/l_u + 3\tilde{H}/l_A}{\tilde{B}/l_u + \tilde{B}/l_l + 6\tilde{H}/l_A}$ $M_l = \frac{T_d}{4} \frac{\tilde{B}/l_l + 3\tilde{H}/l_A}{\tilde{B}/l_u + \tilde{B}/l_l + 6\tilde{H}/l_A}$ N : フランケットから作用するモーメント
X形トラス 	$N_u = \pm \frac{L_b}{4BD} T_d$ B : 腹板間隔 $N_l = N_u = 0$ H : 腹板高さ L_d : トラス材長
V, A形トラス 	$N_u = \pm \frac{L_b}{2BH} T_d$ $N_l = \pm N_u \cdot \frac{B}{2L_b}$

$T_d = T_c + T_u l_p + \frac{M}{R} l_p$
 T_c : 集中荷重によるトルク
 T_u : 均分布荷重によるトルク
 M : ダイアフラム位置での設計曲げモーメント
 R : 断面重心の曲率半径

60m の箱桁橋 (Type B とよぶ) である。箱桁の寸法諸元および横リブ諸元は図中に示す。横リブの間隔はともに 3m で、図中 () 内数値は縦リブを平均板厚に換算した値である。

まず、タイプ A の箱桁について本手法に基づきダイアフラムの必要剛度を求める。ダイアフラム間隔 $L_D=3m$ および 6m を設定して検討を実施する。

1) $L_D=3m$ の場合

実際の β 値は 0.1841/m であるので補間のため図-12 より $\beta=0.11/m$ と仮定すれば $\beta L_D=0.3$ より $r=0.5$ を得る。次に図-13 より、 $\beta=0.21/m$ と仮定すれば $\beta L_D=0.6$ より $r < 0.5$ を得る。これより、安全側の立場から $r=0.5$ を必要剛度とする。

基づいて具体的計算を実施した結果を報告する。

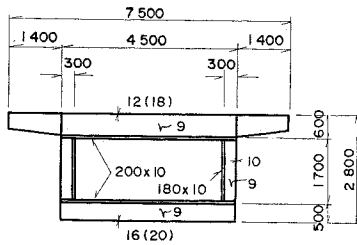
対象とした箱桁は図-16 に示す支間 78m の鋼床版単室箱桁橋 (Type A とよぶ) および図-17 に示す支間

2) $L_D=6m$ の場合

図-12 より、 $\beta=0.11/m$ と仮定すれば $\beta L_D=0.6$ より $r=9$ を得る。次に図-13 より、 $\beta=0.21/m$ と仮定

すれば $\beta L_D=1.2$ より $r=5$ を得る. 対象桁の β は $0.1841/m$ であることから $r=6$ を必要剛度とする.

次に, タイプBの箱桁について検討を実施する. ダイアフラム間隔 L_D は $3m$ および $6m$ とする.



$$I_{DW} = 1.2791 \times 10^{12} \text{ cm}^6$$

$$\beta = 1.843 \times 10^{-3} \text{ 1/cm}$$

() 内数値は縦リブを平均化したもの

図-16 箱桁橋 (Type A)

1) $L_D=3m$ の場合

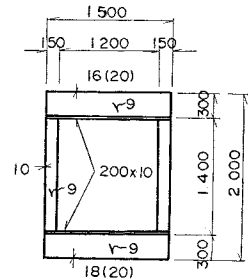
実際の β 値は $0.3041/m$ であるから, 図-14 より, $\beta=0.31/m$ で $\beta L_D=0.9$ より $r=1$ を得る.

2) $L_D=6m$ の場合

図-14 より, $\beta=0.31/m$ で $\beta L_D=1.8$ より $r < 0.5$ となるが安全側の立場から $r=0.5$ を採用する.

以上求めた r 値によりダイアフラムの板厚あるいは対傾構部材の断面積を求め各種設計法と比較したものが表-4 および表-5 である.

これらの表よりわかる



$$I_{DW} = 1.875 \times 10^{10} \text{ cm}^6$$

$$\beta = 3.0401 \times 10^{-3} \text{ 1/cm}$$

() 内数値は縦リブを平均化したもの

図-17 箱桁橋 (Type B)

表-4 必要剛度 (Type A)

	$L_D=3m$			$L_D=6m$		
	a)	b)	c)	a)	b)	c)
Merrison ¹⁾	集中荷重による σ_{DW} に対して	24.21	—	—	2.42	—
	等分布荷重による σ_{DW} に対して	4.80	—	—	9.68	—
	集中荷重による σ_{DB} に対して	121.03	—	—	4.84	—
	等分布荷重による σ_{DB} に対して	(363.14)	—	—	(484.02)	—
文 献 2)	7.28	1664	2072	0.91	$\frac{208}{(H 400 \times 400 \times 13 \times 21)}$	$\frac{258}{(H 800 \times 300 \times 14 \times 26)}$
文 献 5)	0.05	$\frac{11}{(L 90 \times 90 \times 10)}$	$\frac{13}{(L 90 \times 90 \times 10)}$	0.09	$\frac{21}{(CT 118 \times 178 \times 10 \times 8)}$	$\frac{26}{(CT 118 \times 178 \times 10 \times 8)}$
道路橋便覧 ¹⁴⁾	0.21	$\frac{49}{(L 175 \times 175 \times 15)}$	$\frac{60}{(L 200 \times 200 \times 20)}$	0.21	$\frac{49}{(L 175 \times 175 \times 15)}$	$\frac{60}{(L 200 \times 200 \times 20)}$
本 法	0.12	$\frac{28}{(L 150 \times 150 \times 12)}$	$\frac{34}{(L 175 \times 175 \times 15)}$	0.18	$\frac{42}{(L 150 \times 150 \times 19)}$	$\frac{51}{(L 200 \times 200 \times 20)}$

a) ダイアフラム板厚 (cm), b) Xタイプ対傾構部材断面積 (cm²), c) Vタイプ対傾構部材断面積 (cm²)

表-5 必要剛度 (Type B)

	$L_D=3m$			$L_D=6m$		
	a)	b)	c)	a)	b)	c)
Merrison ¹⁾	集中荷重による σ_{DW} に対して	0.97	—	—	0.04	—
	等分布荷重による σ_{DW} に対して	3.89	—	—	0.39	—
	集中荷重による σ_{DB} に対して	1.95	—	—	0.78	—
	等分布荷重による σ_{DB} に対して	(19.47)	—	—	(3.90)	—
文 献 2)	0.45	$\frac{113}{(H 300 \times 300 \times 10 \times 15)}$	$\frac{282}{(H 900 \times 300 \times 16 \times 25)}$	0.06	$\frac{14}{(CT 95 \times 152 \times 8 \times 8)}$	$\frac{35}{(L 175 \times 175 \times 15)}$
文 献 5)	0.36	$\frac{37}{(L 175 \times 175 \times 15)}$	$\frac{91}{(L 250 \times 250 \times 25)}$	0.72	$\frac{74}{(L 200 \times 200 \times 25)}$	$\frac{182}{(H 600 \times 300 \times 12 \times 20)}$
道路橋便覧 ¹⁴⁾	0.04	$\frac{11}{(L 90 \times 90 \times 10)}$	$\frac{27}{(CT 118 \times 178 \times 10 \times 8)}$	0.04	$\frac{11}{(L 90 \times 90 \times 10)}$	$\frac{27}{(CT 118 \times 178 \times 10 \times 8)}$
本 法	0.01	2	4	0.001	0.1	0.2

a) ダイアフラム板厚 (cm), b) Xタイプ対傾構部材断面積 (cm²), c) Vタイプ対傾構部材断面積 (cm²)

ことを列挙すると以下のとおりである。

- (i) Merrison 報告は表中, 4 つの値のうち最大剛度のものである () 内の値を採用するわけであるが, いずれの場合もきわめて大きい剛度が要求される。この原因は無限に剛とみなせる必要剛度を設定することを条件としているので厳しすぎる結果になったと考える。
- (ii) 文献 2) の提案式に図-15 に示す限界間隔より狭くしたダイアフラム間隔を用いれば非現実的な値が求まることになる。
- (iii) 文献 5) によればタイプ B のようにタイプ A より小さい規模の箱桁に対して大きい剛度が要求されることになる。これは, 理論展開において BEF アナロジーに立脚しながら式 (15) の π_1 を無視し式 (16・b) の π_2 のみを考慮していること, および閉ラーメン曲げ剛性として横リブの効果を無視していることに起因していると思われる。
- (iv) 本法では, 必ずしも剛なダイアフラムを必要としないで自由度の大きい取り扱いになっている点, また横リブの補剛効果を考慮している点で既往の設計法に対して進歩していると考えられる。

なお, 本法によればタイプ B の箱桁に対しては β が断面変形の防止に十分有効に寄与しているので事実上中間対傾構あるいはダイアフラムを必要としないことになる。この場合, 製作および架設の面から対傾構等の部材を決定し応力照査を実施すればよいと考える。

次に, 横リブ取り付け断面の補剛設計の実例を図-18 に示すが, たとえばこのような横リブを有する箱桁を支

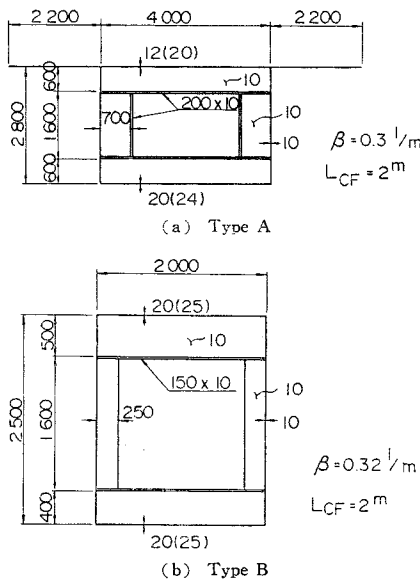


図-18 中間ダイアフラムの不要な範囲に対応する横リブ断面の設計例

間長 70 m 以上で採用すれば対傾構は不要である。

また, 図-16 および図-17 に示す箱桁について別途各ケースについて断面変形に伴う曲げ応力度の検討を実施したが, いずれの場合もそり応力度に比して十分小さいものであったことを確認した。

5. 一般長大橋のダイアフラム設計法

斜張橋のように曲げモーメントに関する等価支間長が判然としない場合は, 表-6 に示す設計ルーチンに従って応力照査を実施することを提案する。この考え方は, ダイアフラム間隔 L_D および剛度 r を仮定し, 厳密にそり応力度を算定し, この応力度を桁の許容曲げ応力度に対して許容範囲内に収めようとするものである。

図-19 に示す斜張橋の箱桁断面を対象に本設計ルーチンに沿って具体的計算例を示す。

表-6 一般長大橋の中間ダイアフラム設計ルーチン

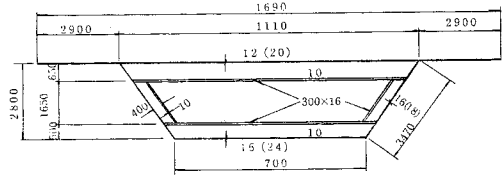
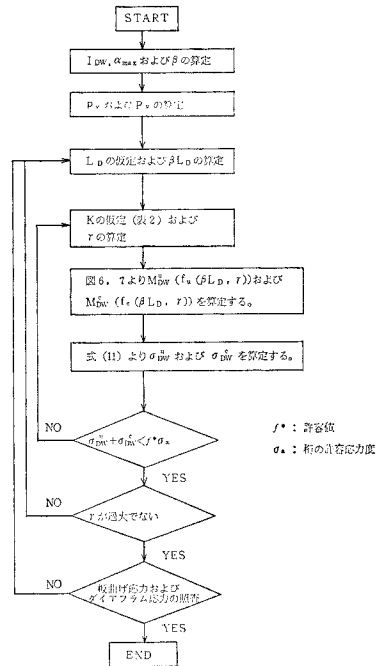


図-19 斜張橋箱桁断面

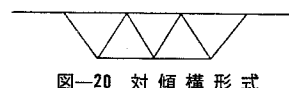


図-20 対傾構形式

(1) 第1次近似

a) そり応力度の照査

いま、ダイアフラム間隔 L_D を 6 m とし、図-20 に示す対傾構の部材断面積を 40 cm^2 ($2 \text{ CT } 95 \times 152 \times 8 \times 8$ 相当) として検討を実施する。

桁の諸元は図-19 に示すとおり

$$\left. \begin{aligned} I_{DW} &= 1.654 \times 10^{13} \text{ cm}^4 \\ \alpha_{\max} &= 1.245 \times 10^5 \text{ cm}^6 \\ \beta &= 1.088 \times 10^{-3} \text{ 1/cm} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (31 \cdot a \sim c)$$

と計算されている。なお、 β の計算は台形断面を上、下フランジ幅の平均値を用いて矩形断面に置換して処理した。

次に、表-2 より

$$K = 2.1 \times 10^6 \times \frac{40}{360^3} \times (905 \times 280)^2 = 1.156 \times 10^{11} \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (11.33 \text{ GN} \cdot \text{m}) \dots\dots (32)$$

$$r = \frac{1.156 \times 10^{11} \times 600^3}{2.1 \times 10^6 \times 1.654 \times 10^{13}} = 0.72 \dots\dots\dots (33)$$

また、 $\beta L_D = 0.652$ より、図-6 および図-7 から

$$f_u = 0.355, \quad f_c = 0.380 \dots\dots\dots (34 \cdot a, b)$$

を得る。ずれ荷重については図-21 を参照して、

$$p_v = 0.3 \times 5.5 \times 5.7 + \frac{1}{2} \times 0.3 \times 2.95 \times \frac{2.95}{2} = 10.06 \text{ t} \cdot \text{m/m} \quad (98.59 \text{ kN} \cdot \text{m/m}) \dots\dots\dots (35)$$

$$P_v = 5 \times 5.5 \times 5.7 + \frac{1}{2} \times 5 \times 2.95 \times \frac{2.95}{2} = 167.6 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (1.642 \text{ MN} \cdot \text{m}) \dots\dots\dots (36)$$

を得る。以上より、等分布ずれ荷重に対して、

$$\sigma_{DW}^u = \frac{0.355 \times 10.06 \times 10^3 \times (600)^2}{1.654 \times 10^{13}} \times 1.245 \times 10^5 = 9.7 \text{ kg/cm}^2 \quad (0.95 \text{ MN/m}^2) \dots\dots\dots (37)$$

集中ずれ荷重に対して

$$\sigma_{DW}^c = \frac{0.380 \times 167.6 \times 10^3 \times 600}{1.654 \times 10^{13}} \times 1.245 \times 10^5 = 28.8 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.82 \text{ MN/m}^2) \dots\dots\dots (38)$$

となる。両者を合計すると以下のとおりである。

$$\sigma_{DW} = \sigma_{DW}^u + \sigma_{DW}^c = 38.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.77 \text{ MN/m}^2) \dots\dots\dots (39)$$

これは、たとえば SM 50 Y 材の許容応力度 2100 kg/

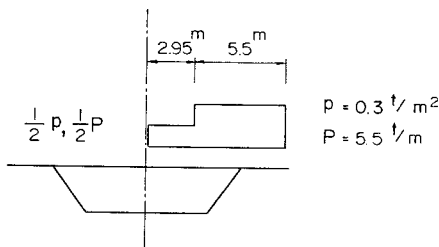


図-21 ずれ荷重算定用の偏心荷重

cm^2 (0.2058 GN/m^2) に対して 2% 弱であり、この程度の間隔と剛度のもとで支障はないと考える。

b) 板曲げ応力度の照査

矩形断面とみなして照査する。

式 (14) より、

$$C = \left(\frac{905}{1.2^3} + 2 \times \frac{280}{1.6^3} \right) \left(\frac{905}{1.6^3} + 2 \times \frac{280}{1.6^3} \right) - \left(\frac{280}{1.6^3} \right)^2 = 2.316 \times 10^5 \text{ 1/cm}^4 \dots\dots\dots (40)$$

式 (13・a, b) より

$$\left. \begin{aligned} M_u &= \left(\frac{905}{1.6^3} + 3 \times \frac{280}{1.6^3} \right) / C = 1.84 \times 10^{-3} \text{ 1/cm}^2 \\ M_l &= \left(\frac{905}{1.2^3} + 3 \times \frac{280}{1.6^3} \right) / C = 3.15 \times 10^{-3} \text{ 1/cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (41 \cdot a, b)$$

図-8 および図-9 より、

$$\left. \begin{aligned} V^u &= 1.5 \times \frac{10.06 \times 10^3 \times (600)^4}{2.1 \times 10^6 \times 1.654 \times 10^{13}} = 5.63 \times 10^{-5} \\ V^c &= 0.42 \times \frac{167.6 \times 10^3 \times (600)^3}{2.1 \times 10^6 \times 1.654 \times 10^{13}} = 4.38 \times 10^{-5} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (42 \cdot a, b)$$

また、断面係数 W は下フランジに着目して、

$$W = \frac{1 \times \frac{1.2^3}{12}}{\frac{1.2}{2}} = 0.24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (43)$$

より、式 (12) を用いて、等分布ずれ荷重に対して、

$$\sigma_{DB}^u = \frac{2.1 \times 10^6 \times 3.15 \times 10^{-3}}{0.24} \times 5.63 \times 10^{-5} = 1.6 \text{ kg/cm}^2 \quad (0.157 \text{ MN/m}^2) \dots\dots\dots (44)$$

集中ずれ荷重に対して、

$$\sigma_{DB}^c = \frac{2.1 \times 10^6 \times 3.15 \times 10^{-3}}{0.24} \times 4.38 \times 10^{-5} = 1.2 \text{ kg/cm}^2 \quad (0.118 \text{ MN/m}^2) \dots\dots\dots (45)$$

を得る。両者を合計して、

$$\sigma_{DB} = \sigma_{DB}^u + \sigma_{DB}^c = 2.8 \text{ kg/cm}^2 \quad (0.274 \text{ MN/m}^2) \dots\dots\dots (46)$$

より、無視し得る量であることがわかる。

c) 対傾構部材力

表-3 を参照して、

$$T_d = 167.6 \times 10^3 + 10.06 \times 10^3 \times 600 = 2.28 \times 10^7 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (2.23 \text{ MN} \cdot \text{m}) \dots\dots\dots (47)$$

これより、斜材軸力 N_D は

$$N_D = \pm \frac{360}{2 \times 905 \times 280} \times 2.28 \times 10^7 = 16.2 \times 10^3 \text{ kg} \quad (0.159 \text{ MN}) \dots\dots\dots (48)$$

となる。斜材応力 σ_{N_b} は

$$\sigma_{N_b} = \frac{16.2 \times 10^3}{40} = \pm 405 \text{ kg/cm}^2 \quad (39.69 \text{ MN/m}^2) \dots\dots\dots (49)$$

を得る。この応力を道路橋示方書¹¹⁾に準じて照査すればよいことになる。

(2) 第2次近似

a) そり応力度の照査

ダイアフラム間隔を8mと広げて検討する。この場合、

$$\left. \begin{aligned} r &= 1.7 \\ \beta L_D &= 0.87 \\ f_u &= 0.22, \quad f_c = 0.31 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (50 \cdot a \sim c)$$

より、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{DW}^u &= 10.7 \text{ kg/cm}^2 \quad (1.05 \text{ MN/m}^2) \\ \sigma_{DW}^c &= 31.3 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.07 \text{ MN/m}^2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (51 \cdot a, b)$$

を得る。

$$\sigma_{DW} = \sigma_{DW}^u + \sigma_{DW}^c = 42 \text{ kg/cm}^2 \quad (4.12 \text{ MN/m}^2) \dots\dots\dots (52)$$

より、依然許容応力度 2100 kg/cm^2 (0.2058 GN/m^2) の2%に収まっていることがわかる。また、b)の板曲げ応力度およびc)の対傾構部材力についても十分安全であることがわかったので、ダイアフラム間隔を8mとしても許容応力度の2%以内にそり応力度が収まることがわかる。

なお、許容応力度の3%まで許容すれば、ダイアフラム間隔として10m以上が可能となる。

6. ま と め

BEFアナロジーに基づき断面変形特性とダイアフラム間隔および剛度の関連を明確にした。そこでは、考えられるパラメーターを厳密に取り扱い断面変形挙動に与えるそれぞれの効果を明確にし設計上有用と考えられる資料図-6~図-9および図-11~図-14を提示した。あわせて、BEAMアナロジーの位置づけを明確にした。

次に、以上の検討をもとにダイアフラムの必要剛度について考察を加え、最終的にダイアフラム間隔と必要剛度の任意の組合せのものを選択できるようになり、実用性の高い設計法を提案した。また、具体的適用例からその妥当性が確認された。

7. あとがき

BEFアナロジーに基づく多くのパラメーター解析にあたっては多大なるご協力をいただいた当時大阪大学院生(現・日本国有鉄道勤務)西牧世博君に深謝します。

参 考 文 献

- 1) The Subcommittee of Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges: Interim Design and Workmanship Rules, Her Majesty's Stationery Office, 1973.
- 2) 坂井藤一・長井正嗣：鋼箱桁橋の中間ダイアフラム設計法に関する一試案，土木学会論文報告集，第261号，1977年5月。
- 3) 坂井藤一・長井正嗣：曲線箱桁橋の中間ダイアフラム設計法に関する一提案，土木学会論文報告集，第305号，1981年1月。
- 4) Heins, C.P.: Box Girder Bridge Design—State of the Art, AISC Engineering Journal, Fourth Quarter, 1978.
- 5) 中井 博・村山泰男：ダイアフラムを有する曲線箱桁のずり応力の解析と設計への応用，土木学会論文報告集，第309号，1981年5月。
- 6) Janssen, J.D. and F.E. Veldpaus: Über die stärke und steifigkeit von Kastenträgern mit Rechteckquerschnitt, Abhandlungen IVBH, Vol. 32-II, 1972.
- 7) Janssen, J.D. and F.E. Veldpaus: Der Einfluss von Querschotten auf das Verhalten von Kasterträgern mit Rechteckquerschnitt, Abhandlungen IVBH, Vol. 33-I, 1973.
- 8) Kristek, V.: Tapered Box Girders of deformable Cross Section, Proc. of ASCE, Vol. 96, No. ST 8, Aug., 1970.
- 9) Schindler, O.: Unterschung an geschweissten Hüffenkranen der Kastenträgerbanart, Stahl und Eisen, 79 Jahr., Heft 26, 1956.
- 10) Djubek, J. and Balaz, I.: Box-shaped Girders, Int. Jour. Mech. Sci., Vol. 17, 1975.
- 11) Dabrowski, R.: Näherungsberechnung der Gekrümmten Kastenträger mit Verformbarem Querschnitt, Proc. of Seventh Congress of IABSE, 1964.
- 12) Wright, R.N., Abdel-Samad, S.R. and Robinson, A.R.: BEF Analogy for Analysis of Box Girder, Proc. of ASCE, Vol. 94, No. ST 7, July, 1968.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，昭和55年2月。
- 14) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，昭和54年2月。
- 15) 坂井藤一・長井正嗣・近藤清舒・石丸 勝：鋼箱桁橋の中間ダイアフラム設計法に関する一研究，川崎技報，第65号，1977年12月。
- 16) 小松定夫編著：鋼橋の補剛設計，森北出版，1982年。

(1981.10.30・受付)