

斜張橋のシアラグ解析とその設計計算への 適用に関する研究

SHEAR LAG ANALYSIS OF CABLE STAYED GIRDER BRIDGES AND ITS APPLICATION TO THE DESIGN CALCULATION

小松 定夫*・北田 俊行**

By Sadao KOMATSU and Toshiyuki KITADA

1. 序 論

本研究においては、斜張橋の主桁断面のシアラグ現象の近似的解析法を示し、安治川橋梁の計画案¹⁾ならびに尾道大橋を対象として、主桁フランジのシアラグについて解析を行い、斜張橋の設計における有効幅の計算法に対して批判を加えるものである。

一般に斜張橋の主桁断面には曲げモーメントと軸方向力が同時に作用し、ケーブル定着断面のようにケーブルから軸方向力が導入される断面においては、曲げモーメントによる応力集中のみではなく軸方向力による応力集中もかなり顕著に現われてくる。局部的応力集中問題は線形問題であるため、これらの応力集中現象を2つの問題に分離して考えることができる。従来、斜張橋の設計もこういった方法で行うのが常識となっている。軸方向力による応力集中現象については、軸方向力が断面に導入される近傍を局部的に取り出し有限要素法等でその応力集中の状態を解析する必要があるものと思われる。この現象についてはここでは別問題であるとして取り上げないことにする。

曲げモーメントと軸方向力を同時に受ける他の構造形式として鋼床板トラス橋を挙げることができる。この鋼床板トラス橋に関しては、軸方向力と曲げモーメントを同時に受けた場合の主桁断面の応力集中現象を解析した研究が2, 3見られる^{2), 3), 4)}。しかし斜張橋の場合には、ケーブル定着部の構造が非常に複雑であり、両者を同時に考慮した研究はほとんどなく、定着部に着目し軸方向力の流れについて研究したものが多し。したがってこの軸方向力による応力集中現象は、本研究のように曲げモーメントによる応力集中現象とは分離して別個に考える

のがこの種の問題を解決するには適しているように思われる。

曲げモーメントによる応力集中現象のみを考慮した斜張橋の主桁フランジの有効幅に関する研究としては中井・事口・水谷⁵⁾、中井・村上⁶⁾の研究があげられる。これは小松⁷⁾および近藤・小松・中井⁸⁾のシアラグに関する基礎方程式に基づき、伝達マトリックス法を用いて解析したものである。また鋼床板に有限要素法を用いる方法^{9), 12)}も考えられる。しかしいずれにしてもシアラグ現象を解析するために特別のプログラムを作成し、それを用いてかなり膨大な計算容量と計算時間を要して解析しなければならない。

本研究においては、通常の設計計算内容に卓上計算機でも極めて短時間に遂行できる程度の計算を追加することによって簡単に斜張橋の鋼床板および下フランジのシアラグ解析を行える計算法を提示し、さらに、安治川橋梁の計画案¹⁾であるところの

- 1) 3本ケーブル逆台形斜張橋の架設系
- 2) 3本ケーブル逆台形斜張橋の完成系
- 3) 11本ケーブル偏平箱桁(桁高2.7m)斜張橋の完成系

に関して、代表的断面について解析を行い、その結果、斜張橋の主桁断面のシアラグ現象の特性について種々の考察を行っている。

また、本計算法は、全断面有効とする初等はり理論により得られた解析結果(ケーブル張力・支点反力・応力度)を用いて、容易に、しかも、正確にシアラグ解析を行うことができる。したがって、有効幅という概念を用いることなく、また有限要素法や他の複雑な方法を用いることなく、従来からの斜張橋の基本設計のルーチンワークの中に容易に本法を取り入れることができる。その結果シアラグによる応力集中を考慮に入れた斜張橋の主桁断面の設計を可能にするという実用的意義をも有している。

* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工修 大阪大学助手 工学部土木工学科

2. 解析にあたっての仮定

本解析は以下の仮定に基づいて行う。

1) シアラグ現象により各断面の応力度分布は、断面がすべて有効に働くとする初等はり理論によるものとなり異なるが、桁剛度については全断面有効とする初等はり理論の値と同様であるとする。

2) 軸方向力に対しては、断面は全断面有効に働きシアラグ現象は起こさないものとする。この現象については、軸方向力が断面に導入される近傍を局部的に考え有限要素法等でその応力度集中の様相を解析する必要がある。この現象は、別問題であると考えここでは取り上げないことにする。

3) 曲げモーメントのみにより断面はシアラグ現象を呈するものとする。その場合、フランジプレートにおける応力度分布は Reissner の仮定に従い2次の放物線で近似する。ただし、ウェブプレートの応力度分布は直線分布とする。

3. 解析法

(1) 曲げを受けるII型断面単純桁のシアラグ解析

a) 基礎微分方程式

図-1 に示すII型断面について考える。フランジプレートの応力度分布が2次の放物線で近似できると仮定した場合の基礎微分方程式は 文献 8) より次式となる。

$$J \cdot \frac{d^2v}{dx^2} + \frac{4}{3} \cdot A_{f1} \cdot h_{e1} \cdot \frac{df_1}{dx} + \frac{M}{E} = 0 \dots(1)$$

$$h_{e1} \cdot \frac{d^2v}{dx^2} + \left(\frac{4}{5} - \frac{2}{3} \cdot \frac{A_{f1}}{F} \right) \cdot \frac{d^2f_1}{dx^2} - \frac{2 \cdot G \cdot t_1}{E \cdot I_1 \cdot B_1^2} \cdot f_1 = 0 \dots(2)$$

ここで、

J: 断面2次モーメント

A_{f1}: 上フランジ断面積の 1/2

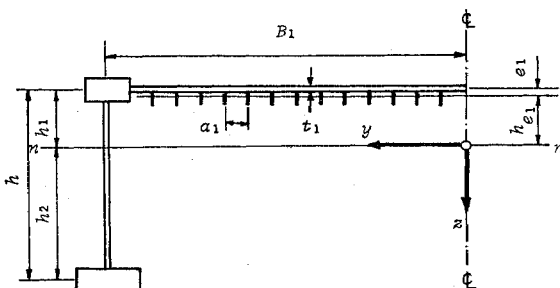


図-1 主桁断面

h_{e1}: 主桁断面の中立軸から上フランジ中立面までの距離

F: 主桁断面積の 1/2

t₁: 上フランジ板厚

B₁: 上フランジ幅の 1/2

v: たわみ

f₁: シアラグによって生じるフランジの隅角部と中央部の変位差

M: 曲げモーメント

E: ヤング係数

G: せん断弾性係数

ただし、本研究では簡単のため、フランジプレートの換算板厚 \bar{t}_1 の計算では、ポアソン比 ν を 0 としている*).

式 (1) を 1 回微分して式 (2) に代入すると、

$$\frac{d^2f_1}{dx^2} - \kappa_1^2 \cdot f_1 = \eta_1 \cdot Q \dots(3)$$

ここで

$$Q = \frac{dM}{dx} \dots(4)$$

$$\kappa_1^2 = \frac{2 \cdot G \cdot t_1}{E \cdot \bar{t}_1 \cdot B_1^2} \cdot \lambda_1 \dots(5)$$

$$\eta_1 = \frac{h_{e1}}{E \cdot J} \cdot \lambda_1 \dots(6)$$

$$\lambda_1 = \frac{1.5}{1.2 - \left(\frac{A_{f1}}{F} + \frac{J_1}{J} \right)} \dots(7)$$

ここで J_1 は、主桁の中立軸まわりの上フランジの断面2次モーメントである。

b) 上・下フランジの応力度および有効幅と応力集中係数の定義

文献 8) より 桁断面の任意点の応力度 σ は次式のようになる。ただし、簡単のためポアソン比 $\nu=0$ とすると、

$$\sigma = \bar{\sigma} + E \cdot \left(1 - \frac{y^2}{B_1^2} - \frac{2}{3} \cdot \frac{A_{f1}}{F} + z \cdot r_1 \right) \cdot \frac{df_1}{dx} \dots(8)$$

ここで、 $\bar{\sigma}$ は初等はり理論による応力度であり

$$\bar{\sigma} = \frac{M}{J} \cdot z \dots(9)$$

$$r_1 = \frac{4}{3} \cdot \frac{A_{f1} \cdot h_{e1}}{J} \dots(10)$$

図-2 に示す断面内の代表的な点における応力度は次のようになる。

i) 上フランジ隅角部の応力度 (σ_{e1})

$$\sigma_{e1} = \bar{\sigma}_1 - \left(-\frac{2}{3} \cdot \frac{A_{f1}}{F} - h_1 \cdot r_1 \right) \cdot \sigma_{f1} \dots(11)$$

ここで、 σ_{f1} はシアラグによる応力度の低減量を表わ

*) $\nu=0$ の場合と $\nu=0.3$ の場合のシアラグによる応力低下量 (σ_f) の差は、初等はり理論による応力度に比して 5% 以下である。

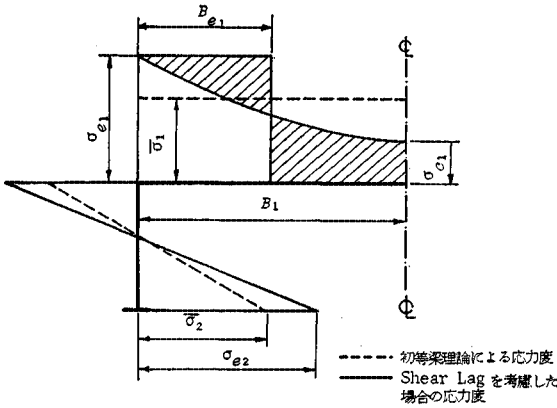


図-2 応力度分布図

し、次式で与えられる。

$$\sigma_{f1} = -E \cdot \frac{df_1}{dx} \dots\dots\dots(12)$$

ii) 上フランジ中央点での応力度 (σ_{c1})

$$\sigma_{c1} = \bar{\sigma}_1 - \left(1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{A_{f1}}{F} - h_1 \cdot r_1\right) \cdot \sigma_{f1} \dots\dots(13)$$

iii) 下フランジの応力度 (σ_{e2})

$$\sigma_{e2} = \bar{\sigma}_2 - \left(-\frac{2}{3} \cdot \frac{A_{f1}}{F} + h_2 \cdot r_1\right) \cdot \sigma_{f1} \dots\dots(14)$$

また従来のように有効幅 B_{e1} を 図-2 のように定義すると、

$$B_{e1} = \frac{\sigma_{e1} + 2 \cdot \sigma_{c1}}{3 \cdot \sigma_{e1}} \cdot B_1 \dots\dots\dots(15)$$

斜張橋の場合には 図-3 に示すようなネガティブ・シアラグの現象が起こる場合がある。この場合には有効幅 B_{e1} が1より大となるため以下に示すような応力集中係数 (ρ) という概念を導入し斜張橋のシアラグ現象

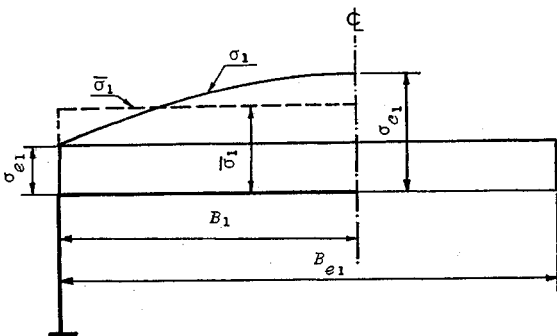


図-3 ネガティブ・シアラグ

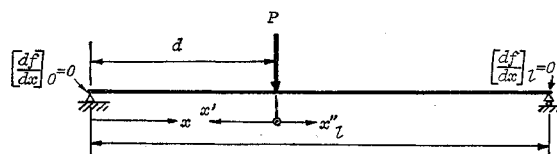


図-4 集中荷重

の考察を行った。

$$\rho_1 = \frac{\{\sigma_{e1} \text{ と } \sigma_{c1} \text{ の絶対値の大なる方}\}}{\bar{\sigma}_1} \dots\dots(16)$$

c) 集中荷重が作用した場合の解

図-4 に示すように単純ばりに集中荷重 P が作用した場合の解を以下に示す。

i) 曲げモーメント

$$M = P \cdot \frac{l-d}{l} \cdot x - P \cdot (x-d) \cdot u(x-d) \dots(17)$$

ここで記号 u はユニット・ステップ・ファンクシヨンを表わしている。

ii) $\frac{df_1}{dx}$

$$\left. \begin{aligned} \frac{df_1}{dx} &= P \cdot \frac{\eta_1}{\kappa_1} \cdot \frac{\sinh \kappa_1(l-d)}{\sinh \kappa_1 l} \cdot \sinh \kappa_1 x & (0 \leq x \leq d) \\ &= P \cdot \frac{\eta_1}{\kappa_1} \cdot \frac{\sinh \kappa_1 d}{\sinh \kappa_1 l} \cdot \sinh \kappa_1(l-x) & (d < x \leq l) \end{aligned} \right\} \dots\dots(18)$$

ただし、 $l, d, (l-d)$ が十分に大なる時は近似的に次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \frac{df_1}{dx} &= P \cdot \frac{\eta_1}{\kappa_1} \cdot e^{-\kappa_1 \cdot x'} & (0 \leq x \leq d) \\ &= P \cdot \frac{\eta_1}{\kappa_1} \cdot e^{-\kappa_1 \cdot x''} & (d \leq x \leq l) \end{aligned} \right\} \dots(19)$$

ここに、 $x' = d - x, x'' = x - d$ 。

d) 部分等分布荷重が作用した場合の解

図-5 に示すように部分等分布荷重 q が作用した場合の解を以下に示す。

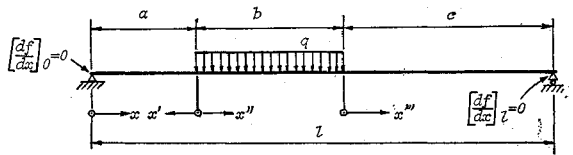


図-5 部分等分布荷重 (分布区間の短い場合)

i) 曲げモーメント

$$M = q \cdot \left[b \cdot \frac{c+b/2}{l} \cdot x - \frac{(x-a)^2}{2} \cdot u(x-a) + \frac{(x-a-b)^2}{2} \cdot u(x-a-b) \right] \dots\dots(20)$$

ii) $\frac{df_1}{dx}$

$$\left. \begin{aligned} \frac{df_1}{dx} &= q \cdot \eta_1 \cdot \frac{1}{\kappa_1^2} \cdot \left[\frac{\cosh \kappa_1 \cdot (l-a) - \cosh \kappa_1 \cdot c}{\sinh \kappa_1 \cdot l} \cdot \sinh \kappa_1 \cdot x + \{1 - \cosh \kappa_1 \cdot (x-a)\} \right], & (0 \leq x \leq a+b) \\ &= q \cdot \eta_1 \cdot \frac{1}{\kappa_1^2} \cdot \frac{\cosh \kappa_1 \cdot (a+b) - \cosh \kappa_1 \cdot a}{\sinh \kappa_1 \cdot l} & \end{aligned} \right\} \dots\dots(21)$$

$$\cdot \sinh \kappa_1 \cdot (l-x), (a+b \leq x \leq l) \dots\dots\dots(22)$$

ただし、 a, c, l が十分に大なる場合には次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \frac{df_1}{dx} &= q \cdot \eta_1 \cdot \frac{1}{\kappa_1^2} \cdot \{e^{-\kappa_1 \cdot x'} - e^{-\kappa_1 \cdot (x'+b)}\}, & (0 \leq x \leq a) \\ &= q \cdot \eta_1 \cdot \frac{1}{\kappa_1^2} \cdot \{e^{\kappa_1 \cdot x''} - e^{\kappa_1 \cdot (x''-b)}\} & + 1 - \cosh \kappa_1 \cdot x'' \}, & (a < x \leq a+b) \\ &= q \cdot \eta_1 \cdot \frac{1}{\kappa_1^2} \cdot \{e^{-\kappa_1 \cdot x'''} - e^{-\kappa_1 \cdot (x'''+b)}\}, & (a+b < x \leq l) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(22')$$

ここに、

$$x' = a - x, \quad x'' = x - a, \quad x''' = x - a - b$$

また、図-6 (a) に示すように、分布荷重の分布区間 b が長くなった場合、区間 $a < x < a+b$ では df/dx の精度が悪くなるので、[図-6 (b) と 図-6 (c) に示すような2つの分布荷重に分けると精度が上がる。

(2) 斜張橋に対する近似的解析法

a) 完成系

図-7(a) に示す斜張橋を例に取りあげ、ここで提示する近似的解析法の説明を行う。

まず、通常的设计計算ルーチンに従い 図-7(a) の斜張橋を断面がすべて有効に働くとする初等はり理論によって解析し、ケーブル張力、支点反力、応力度を求める。仮定(1)に従ってこれらの力は断面がシアラグ現象を起こしても変化しないと考える(この仮定の妥当性については 解析例-1 を参照)。次に、これらのケーブル張力および支点反力を 図-7(b) に示すような単純桁に外力として作用させ、この単純桁のシアラグ解析を行う。ところが、たとえば 図-7 (b) の断面Aにおけるシアラグ解析の結果によれば、点Aの近傍の荷重以外の荷重に対しては断面Aは全断面有効として働き、それらの荷重は断面Aのシアラグにはほとんど影響しないことがわかった(解析例-2参照)。そこで断面Aのシアラグ解析を行う時は 図-7(c) に示すように点Aに近い集中荷重から順次応力解析を行いシアラグ現象がなくなった荷重より外側の荷重は無視するという簡易化した 理想モデル(2)を用いるとよい。以下この解析法について述べる。

いま 図-7(c) に示す点Aの近傍の荷重のみによる断面Aの各応力度は、図-8 に示すように、式(11), (13), (14) より

$$\Delta \sigma_{e_i} = \Delta \bar{\sigma}_i - \left(-\frac{2}{3} \cdot \frac{A f_1}{F} - h_i \cdot \tau_1 \right) \cdot \Delta \sigma_{f_1}, \quad (i=1, 2) \dots\dots\dots(23)$$

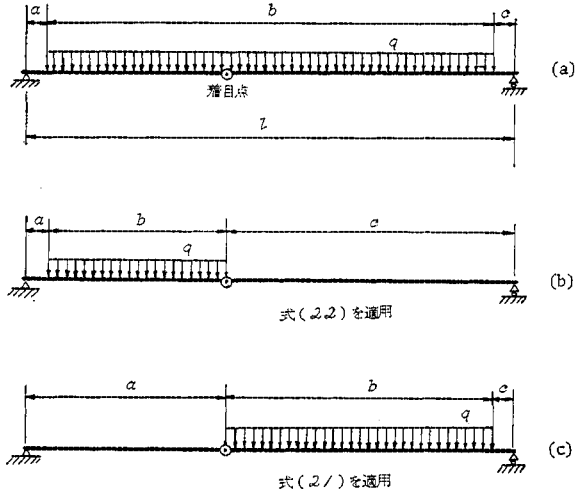


図-6 部分等分布荷重 (分布区間の長い場合)

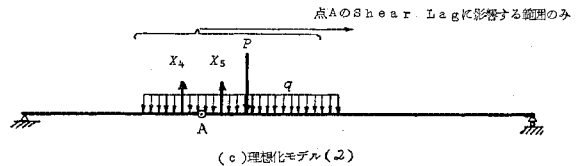
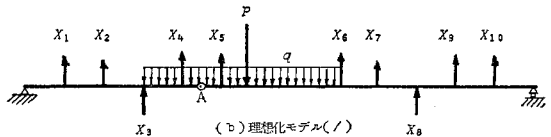
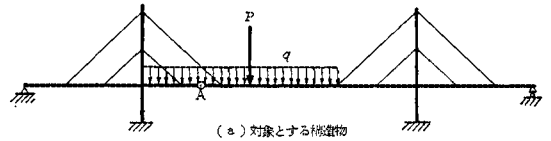


図-7 解析系のモデル化

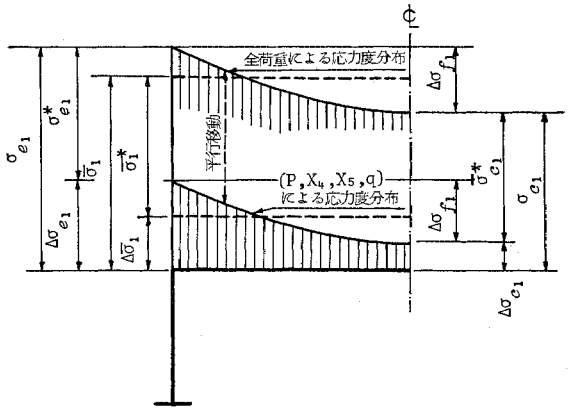


図-8 断面Aの応力度分布

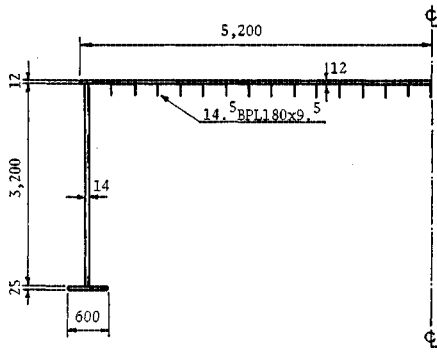


図-15 尾道大橋主桁断面 (側径間)

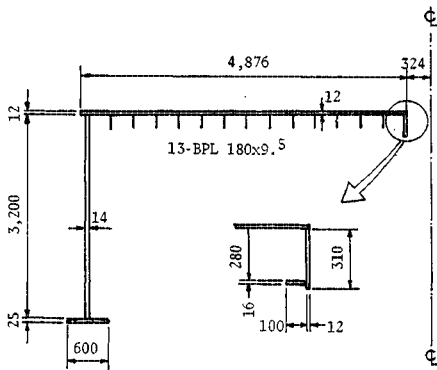


図-16 尾道大橋主桁断面 (中央径間)

表-1 断面諸量 (尾道大橋)

		F (m ²)	$J/2$ (m ⁴)	E (t/m ²)
主桁	側径間	0.15274	0.20949	2.1×10^7
	中央径間	0.15104	0.20737	〃
塔		0.08826	0.02929	〃
ケーブル	1-4	0.01352	—	1.6×10^7
	1-8	0.00808	—	〃
	1-16	0.00872	—	〃
	1-20	0.01200	—	〃

主桁側径間の横断面を 図-15 中央径間の横断面を 図-16、主桁、タワー、ケーブルの断面諸量を 表-1 に示す。

c) 荷重状態

活荷重 (L 荷重) のみが作用した場合について考える。片側主桁に着目した場合

- 集中荷重: $P(1+i) = 21.307$ ton (側径間)
 $= 20.416$ ton (中間支点上)
 $= 19.952$ ton (中央径間)
- 等分布荷重: $q(1+i) = 1.471$ ton/m (側径間)
 $= 1.198$ ton/m (中央径間)

これらの荷重を用い本法によるシアラゲ解析を行った。

d) 解析結果

図-17 に示す中間支点上断面 12 に最大負曲げモーメ

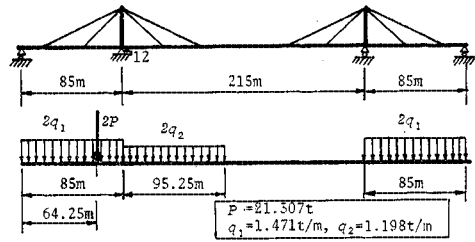


図-17 活荷重載荷状況 (尾道大橋)

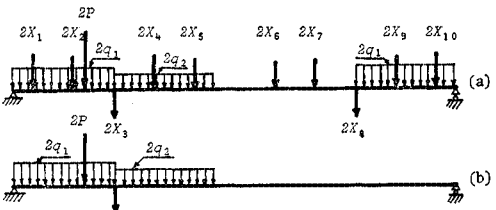


図-18 尾道大橋のモデル化

表-2 断面 12 の上フランジ応力度 (Miによる応力度)

荷重	荷重強度	σ_{e1} (kg/cm ²)	σ_{c1} (kg/cm ²)	σ_{f1} (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm ²)	$\frac{B_{e1}}{B_1}$
X (t)	1	-13.426	8	8	0	8
	2	-52.852	717	717	0	717
	3	-100.965	2790	2559	231	2675
	4	-41.994	959	959	0	959
	5	-18.856	361	361	0	361
	6	-15.209	226	226	0	226
	7	8.909	-100	-100	0	-100
	8	-49.273	370	370	0	370
	9	-45.549	175	175	0	175
	10	12.021	-2	-2	0	-2
P (t)	21.307	-427	-427	0	-427	
q1 (t/m)	1.471	-1662	-1650	-12	-1656	
q2 (t/m)	1.198	-2548	-2538	-10	-2543	
q1 (t/m)	1.471	-469	-469	0	-469	
合計		397	189	209	293	

ントを生じるように活荷重が作用した場合の断面 12 のシアラゲ解析を以下の 2 つの方法で行う。

① 図-18(a) のように理想化した場合解析結果を 表-2 に示す。

② 図-18(b) のように理想化した場合

$$\bar{\sigma}_1 = 293 \text{ kg/cm}^2 \text{ (初等はり理論)}$$

$$\Delta\sigma_{f1} = -209 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{e1} = \bar{\sigma}_1 + \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{A_{f1}}{F} + h_1 \cdot r_1 \right) \cdot \Delta\sigma_{f1} = 397 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{c1} = \bar{\sigma}_1 - \left(1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{A_{f1}}{F} - h_1 \cdot r_1 \right) \cdot \Delta\sigma_{f1} = 188 \text{ kg/cm}^2$$

① の場合の結果と ② の場合の結果は極めてよく一致している。したがって、図-18(b) のようにモデル化することによって計算の手間をかなり省くことができる。また、表-2 からわかるように、着目断面 12 から少し離れた荷重によるシアラゲの影響はほとんどないことがわかる。また、断面 12 の下フランジ隅角部では、上フランジのシアラゲ現象により初等はり理論による応力度

-897 kg/cm² が -927 kg/cm² と約 3.3% の増大が認められる。さらに断面 8, 12, 16, 20, 22 について数値計算を行ったが、これらの断面についてもシアラグによる下フランジの応力度の増加量はわずかであった。

(3) 安治川橋梁計画案の 3 本ケーブル・ファン・タイプ の架設系¹⁾

a) 解析モデル

安治川橋梁計画案の ファン・タイプ の架設系のうち

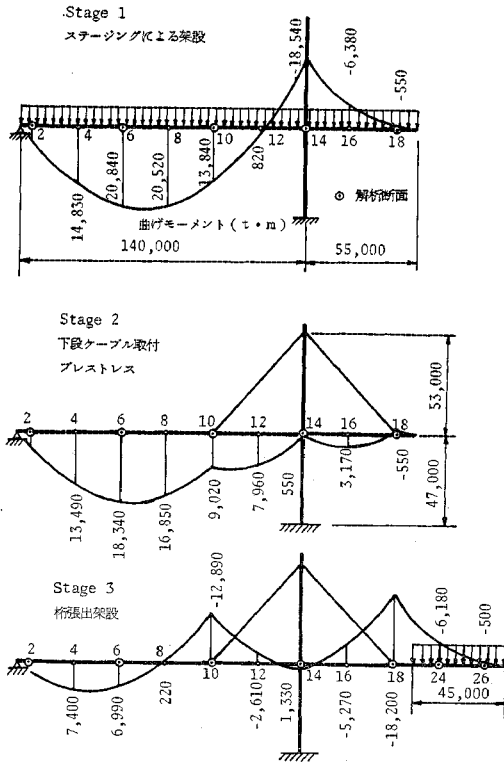


図-19 安治川橋梁 (ファン・タイプ) の架設系¹⁾

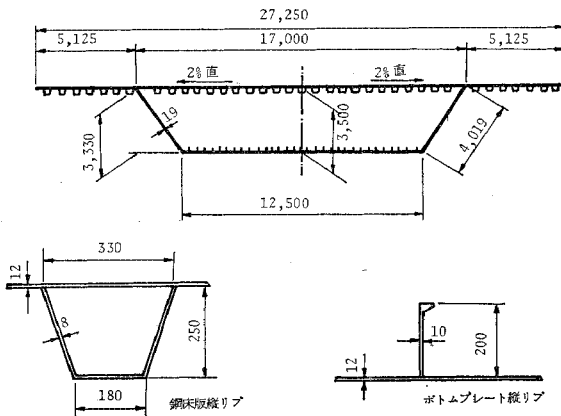


図-20 安治川橋梁 (ファン・タイプ) の主桁断面

図-19 に示す架設の段階 1, 2, 3 についての解析結果について述べる。

b) 断面諸量

主桁の断面を図-20 に示す。さらに、主桁、タワー、ケーブルの断面諸量を表-3 に示す。

c) 荷重強度

前死荷重 (鋼重) 12.26 ton/m を仮定する。

d) 解析結果

ステージ1 の中間支点上断面 14 の下フランジの応力度分布を図-21 に示す。この断面の下フランジ隅角部の応力度はシアラグのため初等はり理論による応力度よりかなり増大している。解析は断面 2, 6, 8, 10, 18 についても行ったが、これらの断面では応力度の増加は比

表-3 断面諸量 (安治川橋梁, ファン・タイプ)

	$2F$ (m ²)	J (m ⁴)	E (t/m ²)
主 桁	0.883	1.9217	2.1×10^7
タ ワー	桁より上	0.968	1.518
	桁より下	1.392	2.284
タワーと桁との結合材	10.00	10.00	〃
ケーブル	外側 1 本	0.077	0
	内側 2 本	0.051	0

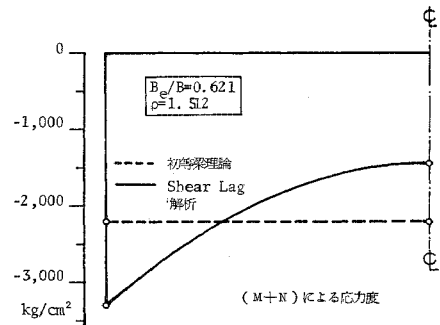


図-21 中間支点上断面の下フランジ応力度 (安治川橋梁, ファン・タイプ) 架設系, ステージ1

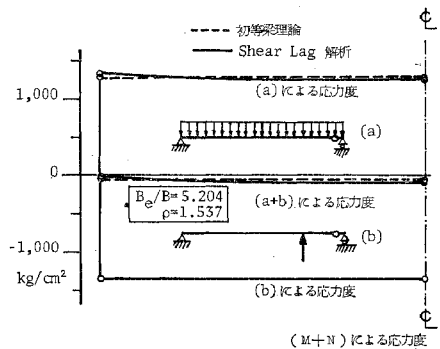


図-22 断面の 18 下フランジ応力度 (安治川橋梁, ファン・タイプ) 架設系, ステージ1

較的少なかった。また、断面 18 の下フランジの応力度分布を 図-22 の (a+b) 曲線で示す。この断面では、フランジ隅角部よりフランジ中央部の方が応力度が大きいネガティブ・シアラグ現象を呈している。この種の現象はキャンチレバー¹⁰⁾や連続桁⁷⁾の中間支点上断面にも現われることがすでに報告されている。この断面 18 のネガティブ・シアラグの現象は以下のように説明することができる。ステージ 1 の架設系はシアラグ解析を行う時には 図-9 に示したモデル化により 図-22 の図中に示す (a) の等分布荷重と (b) の集中荷重が同時に作用する単純桁の重ね合わせとしてモデル化できる。集中荷重による断面 18 の応力度分布は、断面が荷重点よりかなり離れているためシアラグの影響はまったく受けず、等分布荷重による応力度のみがシアラグの影響を受けることが 図-22 よりわかる。ところがシアラグの影響を受けない集中荷重による応力度の絶対値の方が等分布荷重による応力度の絶対値より大きく、両者を重ね合わせると 図-22 の中央に示すようなネガティブ・シアラグの現象を呈することになる。この断面 18 では有効幅 B_e/B は 5.204 と 1 より大となる。これは、斜張橋の場合には有効幅という概念による設計法が不適当であることを物語っている。この場合、応力集中係数 ρ は 1.537 となっている。

図-23 に示すようにステージ (1+2) の場合の断面 10 にもネガティブ・シアラグ現象が見られる。この断面では、ステージ 1 における等分布荷重によるシアラグよりステージ 2 のケーブル張力の鉛直成分からくる集中荷重によるシアラグの方が顕著に現れ、しかも、応力度の絶対値については等分布荷重によるものの方が大きく両者を重ね合わせることでネガティブ・シアラグ現象が生じてくる。つまり、ステージ 1 およびステージ 2 のそれぞれの場合の有効幅 B_e/B は 0.955, 0.523 と 1 より小さいが、両者を重ね合わせると 1.523 と 1 より大となってしまう。

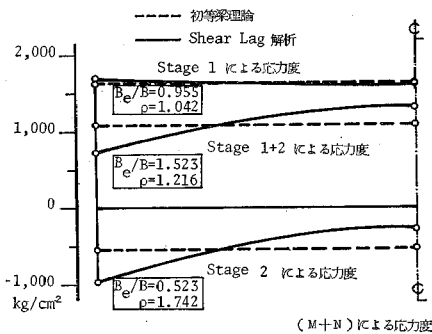


図-23 断面 10 の下フランジ応力度 (安治川橋梁、ファン・タイプ) 架設系、ステージ 1, 2

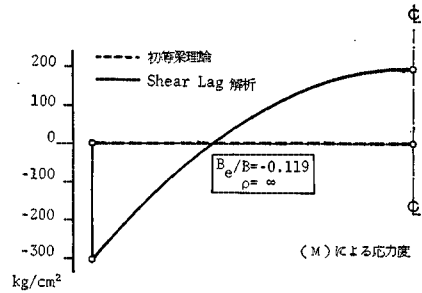


図-24 断面 18 の下フランジ応力度 (安治川橋梁、ファン・タイプ) 架設系、ステージ 2

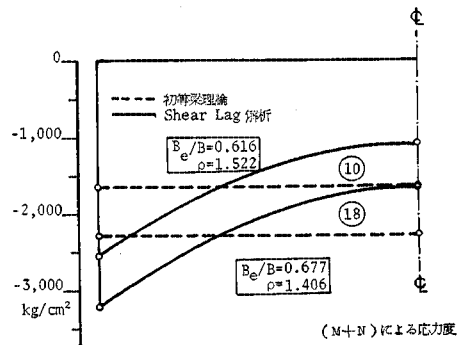


図-25 断面 10・18 の下フランジ応力度 (安治川橋梁・ファン・タイプ) 架設系、ステージ 1+2+3

また、ステージ 2 の桁張出し側のケーブル定着断面 18 では、初等はり理論では曲げモーメントによる応力度は 0 であるが、シアラグ解析を行うと張出部が存在するため 図-24 に示すように同一断面下フランジにおいて正負の応力度が生じる。この現象も興味深いものである。この断面では有効幅 B_e/B は -0.119 というように負値をとる。これは定義式 (15) によって有効幅を求めるとき、 σ_{e_i} と $(\sigma_{e_i} + 2\sigma_{c_i})$ の符号が相異なることに起因している。この場合も有効幅の概念を設計に適用することが不適当であることを示している。

図-25 に断面 10, 18 の下フランジのステージ 1, 2, 3 の応力度の総和を示す。この断面 10, 18 はケーブル定着断面でありシアラグにより断面隅角部ではかなりの応力度増加 ($\rho=1.522, 1.406$) が見られる。ステージ 3, ステージ 5¹⁾ (ここでは紙面の都合上ステージ 5 についての解析結果は省いたが、たとえば、ケーブル定着断面 6, 10, 18, 26 の下フランジのステージ 1, 2, 3, 4, 5 の各応力度の総和に対する応力集中係数は、それぞれ、1.347, 1.340, 1.324, 1.335 となった) のように、桁の張出し架設を行った時の各状態におけるケーブル定着断面ではシアラグによりかなりの応力度増加が起こることがわかった。

(4) 安治川橋梁計画案の3本ケーブル・ファン・タイプの完成系¹⁾

a) 解析モデル

解析モデル, 解析の対象断面(◎印)を図-26に示す。

b) 断面諸量

主桁の横断面および構造部材の断面諸量は安治川橋梁計画案の架設計(図-20, 表-3)と同じである。

c) 荷重強度

○後死荷重(舗装, 地覆, 分離帯)

$$q_d = 6.81 \text{ ton/m}$$

○活荷重

$$\text{線荷重 } P \cdot (1+i) = 80.0 \times 1.2 = 96.0 \text{ ton}$$

$$\text{等分布荷重 } q \cdot (1+i) = 4.8 \times 1.2 = 5.76 \text{ ton/m}$$

d) 解析結果

後死荷重とそれぞれの断面について最も危険となるような活荷重を載荷した時の断面 2, 6, 10, 14, 18, 26, 30, 36 についての解析結果を図-29~36に示す。図に示したケーブル定着断面 2, 6, 10, 18, 26, 30, 中間支点上断面 14 および中央径間中央断面 35 ではシアラグにより断面隅角部では初等はり理論による応力度よりかなりの応力増加が認められた。

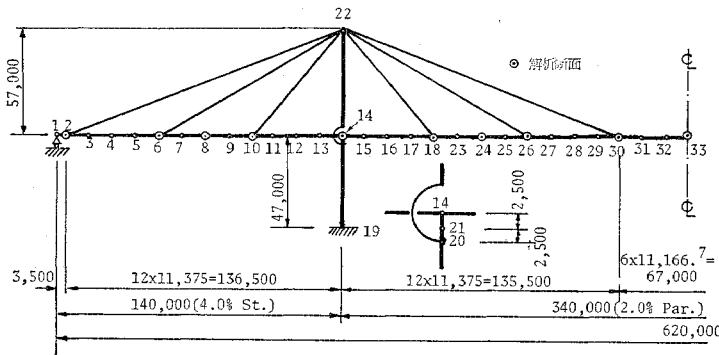


図-26 解析モデル(安治川橋梁, ファン・タイプ)

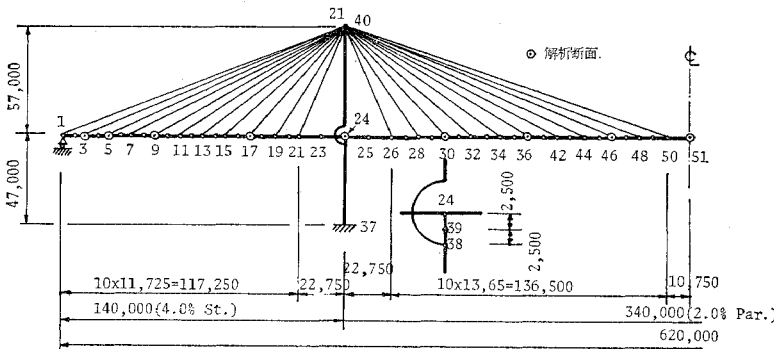


図-27 解析モデル(安治川橋梁, 11本ケーブル)

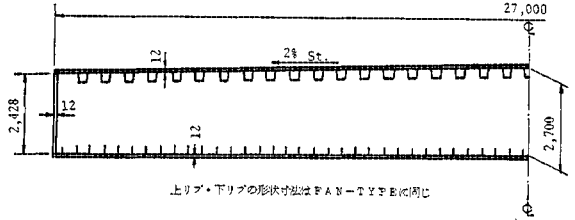


図-28 安治川橋梁(11本ケーブル)の主桁断面

表-4 断面諸量(安治川橋梁, 11本ケーブル)

		2F (m ²)	J (m ⁴)	E (t/m ²)
主 桁		1.1349	1.16338	2.1×10 ⁷
タ ワ ー	桁より上	0.968	1.518	〃
	桁より下	1.392	2.284	〃
タワーと桁との結合材		10.0	10.0	2.0×10 ⁷
ケーブル	外側4本	0.034	—	〃
	中3本	0.02	—	〃
	内側4本	0.0266	—	〃

その他の考察は, (5) 安治川橋梁計画案(11本ケーブル)の完成系の解析結果のところで同時に述べることにする。

(5) 安治川橋梁計画案のマルチ・ケーブル・タイプ(11本ケーブル)の完成系

a) 解析モデル

図-27に示すようにマルチ・ケーブル斜張橋をモデル化した。

b) 断面諸量

主桁断面を図-28に, 主桁, タワー, ケーブルの断面諸量を表-4に示す。

c) 荷重強度

○後死荷重 $q_d = 5.13 \text{ ton/m}$

○活荷重

線荷重

$$P \cdot (1+i) = 80.0 \times 1.2 = 96.0 \text{ ton}$$

等分布荷重

$$q \cdot (1+i) = 4.8 \times 1.2 = 5.76 \text{ ton/m}$$

d) 解析結果

後死荷重とそれぞれの断面について最も危険となるような活荷重が作用したときの断面 3, 9, 17, 24, 30, 36, 46, 51 の下フランジの応力度分布, 有効幅および応力集中係数を図-29~36 および表-5に, 3本ケーブルの解析結果と比較して示す。

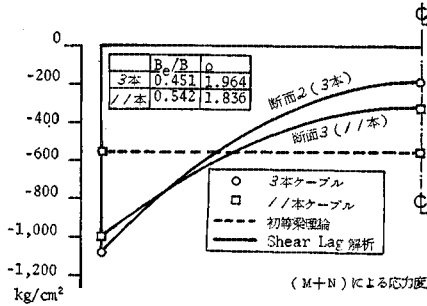


図-29 ケーブル定着断面の下フランジ応力度 (安治川橋梁, 完成系)

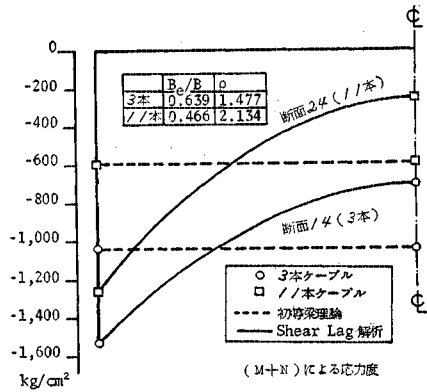


図-32 中間支点上断面の下フランジ応力度 (安治川橋梁, 完成系)

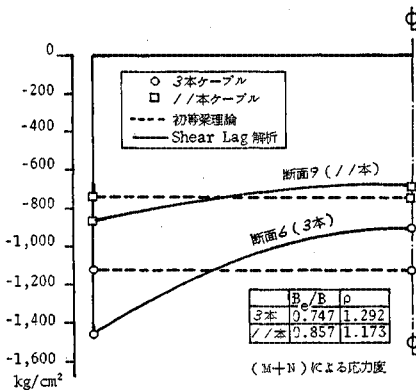


図-30 ケーブル定着断面の下フランジ応力度 (安治川橋梁, 完成系)

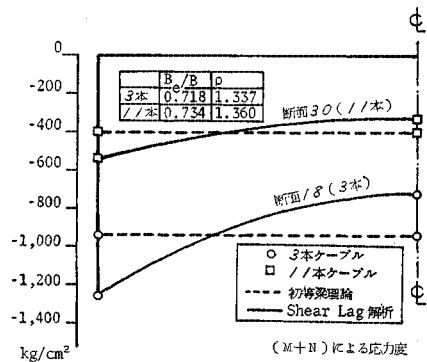


図-33 ケーブル定着断面の下フランジ応力度 (安治川橋梁, 完成系)

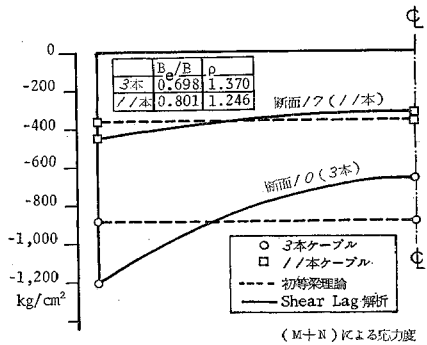


図-31 ケーブル定着断面の下フランジ応力度 (安治川橋梁, 完成系)

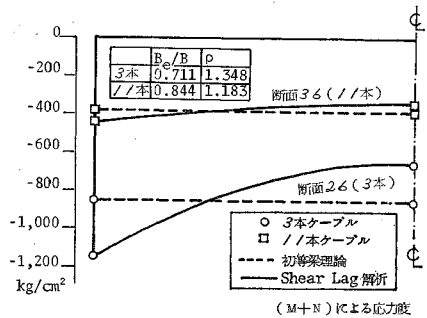


図-34 ケーブル定着断面の下フランジ応力度 (安治川橋梁, 完成系)

3本ケーブルのファン・タイプの場合と11本のマルチ・ケーブル・タイプの場合の結果を比較してみよう。図-32より中間支点上断面では、有効幅 B_e/B については11本ケーブルの場合の方が約27%小さい。また、図-36に示す中央径間中央断面では、やはりマルチケーブルの有効幅の方が約24%小さい。これは、11本ケーブルの断面(図-28)の方が3本ケーブルの断面(図-20)より扁平でありシアラゲの影響を強く受けるためである。ところが、図-29~31, 33~35, 表-5を

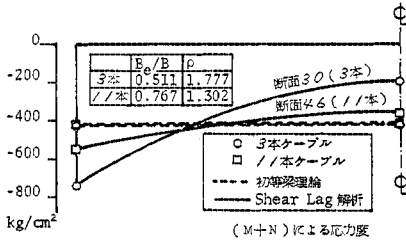
見るとわかるように、ケーブル定着断面では、3本ケーブルの方が11本ケーブルに比較して有効幅 B_e/B が逆に約10%以上小さくなりシアラゲの影響を強く受けている。ただし、図-33では両者の差は2%となり3本ケーブルと11本ケーブルで有効幅 B_e/B はほぼ同様になっている。図-32, 36を見るとわかるように、ケーブル定着断面以外の箇所では11本ケーブルの扁平断面の方がシアラゲの影響を強く受ける。このことを考慮に入れるならば、3本ケーブルのようにケーブル本数の少な

い斜張橋より、マルチ・ケーブル・タイプの斜張橋の方がケーブル定着断面におけるシアラグによる応力増加はかなり小さくなり一般的に有利であることがわかる。これは、表—5 に示すようにマルチ・ケーブルになった場合、ケーブル本数が増すことにより1本あたりのケーブル張力が小さくなり、定着点の個数が増加し分布荷重に近くなることに起因している。また、図—29 に示す端支点近傍のケーブル定着断面と図—30, 31, 34, 35 に示す他のケーブル定着断面を比較すると、ケーブル本数の多少にかかわらず端支点の近傍のケーブル定着断面では他

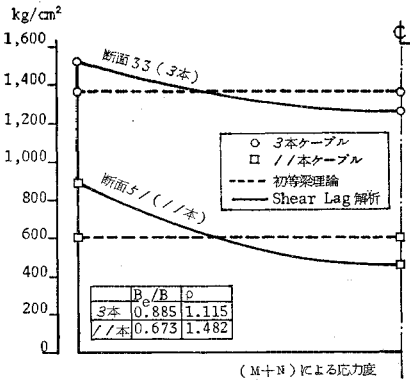
のケーブル定着断面に比べてシアラグの影響をかなり強く受けることがわかる。これは、表—5 に示すように端支点の近傍のケーブル定着断面においては、曲げモーメントの絶対値に比してせん断力の段差が著しいことに起因している。なお、3本ケーブルの場合はケーブル定着断面 30 でもシアラグによる応力度の増加が大きいことが図—35 よりわかる。これは、他のケーブル定着断面と比べると、シアラグによる応力度の低減量 ($\Delta\sigma_f$) は同じ程度であるが、この断面における応力度の絶対値が小さいために有効幅 B_e/B が小さくなっているものと考えられる。

5. 本計算法の実用的意義

本計算法は、主桁断面が全断面有効に働くとして慣用の変形法等で解析した結果(ケーブル張力, 支点反力, 各部応力度)をそのまま活用して、簡単にしかも非常に良好な精度でシアラグ解析を行うことができる。それで、特殊の複雑な解析を行うことなく慣行の橋梁設計過程のルーチンワークの中に容易に取り入れることができるという実用的な意義も有している。現在、斜張橋の主桁断面の設計は、連続桁の場合の有効幅を準用し図—37 に示すような流れで設計が行われている。しかし斜張橋の場合は、すでに述べたようにネガティブシアラグの現象や正負応力分布の現象が起こり有効幅という概念



図—35 ケーブル定着断面の下フランジ応力度 (安治川橋梁, 完成系)

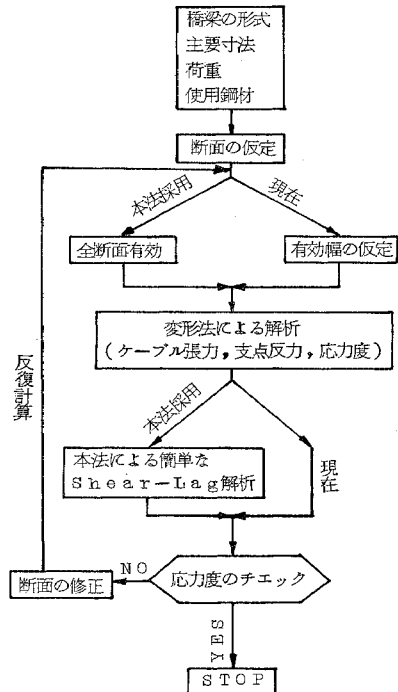
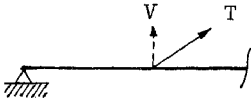


図—36 中央径間中央断面の下フランジ応力度 (安治川橋梁, 完成系)

表—5 ケーブル張力の鉛直成分, 有効幅, 応力集中係数

3本ケーブル				1本ケーブル			
断面	V (t)	B_{e2}/B_2	ρ_2	断面	V (t)	B_{e2}/B_2	ρ_2
○ 2	926	0.451	1.964	○ 3	317	0.542	1.836
○ 6	514	0.747	1.292	○ 9	91	0.857	1.173
○ 10	510	0.698	1.370	○ 17	94	0.803	1.246
○ 14	791*	0.639	1.477	○ 24	590*	0.466	2.134
○ 18	499	0.718	1.337	○ 30	135	0.734	1.360
○ 26	468	0.711	1.348	○ 36	87	0.844	1.183
○ 30	506	0.511	1.777	○ 46	31	0.767	1.302
○ 33	—	0.885	1.115	○ 51	—	0.673	1.482

○ ケーブル定着断面
* 支点反力



図—37 橋梁設計への本計算法の適用

が適用できなくなる。従来、長大斜張橋の場合にはシアラグによる応力集中に対する安全性をチェックするため図-37に示す断面設計とは別に有限要素法等を用いた複雑で非効率な解析が行われてきた。しかし、図-37の流れ図の左側のループに示すように、慣行の基本設計過程のルーチンワークの中に本簡易計算法を採用するならば、有効幅という概念を用いることなく、また、他の複雑な解析法を用いることなく、簡単なプログラムの追加のみで、しかも反復計算に多くの時間を要することなくシアラグ現象による応力集中を十分考慮した斜張橋の主桁断面の設計が可能となると思う。

6. 結 論

本研究により得られた結論を以下に示す。

(1) 斜張橋の基本設計で得られる結果(ケーブル張力、支点反力、各部応力度)をそのまま使い、簡単でしかも正確にシアラグ解析を行える計算法を提示した。

(2) 斜張橋の主桁断面ではネガティブ・シアラグの現象が生じることがあることを明らかにした。この現象を集中荷重の載荷点と非載荷点の2ケースに分けて明らかにした。

(3) 斜張橋の場合、従来の定義による慣用の有効幅を計算するとネガティブ・シアラグのため1より大となったり、あるいは負になつたりすることがわかった。したがって、橋梁設計においては、従来のように有効幅という概念で設計を行うことが不適当となることがわかった。

(4) 斜張橋に片持架設工法を採用した場合、まず、最初の架設段階で張出架設を行った時の中間支点上断面、その後、ケーブルを1本ずつかけ、さらに桁を順次張出し架設した時の各段階でのケーブル定着断面の隅角部ではシアラグによりかなりの応力増加が生じることがわかった。

(5) マルチ・ケーブル・タイプの斜張橋では、ケーブル本数の少ない斜張橋に比べて、ケーブル定着断面でシアラグによる応力度の増加はかなり低減されるので有利である。これはケーブル本数の増加に伴いケーブル1本あたりのケーブル張力が小さくなり分布荷重に近づくためと考えられる。

(6) ケーブル本数の多少にかかわらず斜張橋の端支上の近傍のケーブル定着断面では、他のケーブル定着断面に比してシアラグの影響により応力度の増加が大であることがわかった。

(7) さらに、ケーブル本数の多少にかかわらず、中間支点上断面および中央径間中央断面では、シアラグ現象により応力度増加が大である。

(8) 本計算法は、容易に慣用設計のルーチンワークの中に取り入れることができる。その結果、有効幅という概念を用いることなく、また、有限要素法等の複雑非効率な解析を行うことなく、容易に、しかも、かなり正確にシアラグによる応力集中を考慮に入れた斜張橋の主桁断面の設計が可能となる。

なお、本研究は、阪神高速道路公団からの委託研究として行ったものであることを付記しておく。

記 号

($i=1$: 上フランジ, $i=2$: 下フランジ)

a_i : 縦リブ間隔

$A_{f_i} = B_i \cdot \bar{t}_i$: フランジ断面積の 1/2

B_i : フランジ幅の 1/2

B_{e_i} : 有効幅

E : ヤング係数

e_i : 縦リブによるフランジ断面の中立面の偏心率

F : 主桁断面積の 1/2

f_i : シアラグにより生じるフランジプレートの隅角部と中央部での変位差

G : せん断弾性係数

h_i : 主桁断面の中立軸からの最遠距離

$h_{e_i} = h_i - e_i$

i : 衝撃係数

J : 主桁断面の断面 2 次モーメント

$J_i = 2 \cdot A_{f_i} \cdot h_{e_i}^2$

l : スパン長

M : 曲げモーメント

N : 軸方向力

P : 集中荷重

Q : せん断力

q : 等分布荷重

R_i : 縦リブ 1 本の断面積

S_i : 縦リブ 1 本の断面 1 次モーメント

t_i : フランジ板厚

$\bar{t}_i = t_i + R_i/a_i$: 換算板厚

v : たわみ

x : 左側支点からの距離

$x' = d - x$ (集中荷重)

$= a - x$ (部分分布荷重)

$x'' = x - d$ (集中荷重)

$= x - a$ (部分分布荷重)

$x''' = x - a - b$ (部分分布荷重)

$r_i = 4/3 \cdot A_{f_i} \cdot h_{e_i}/J$

$4\bar{\sigma}_{e_i}$: 着目断面近傍の荷重によるフランジ中央部の応力度

$d\sigma_{ei}$: 同じくフランジ隅角部の応力度

$d\bar{\sigma}_i$: 同じく初等はり理論によるフランジ応力度

$$\eta_i = \lambda_i \cdot h_{ei} / EJ$$

$$\kappa_i^2 = 2 \cdot \lambda_i \cdot G \cdot t_i / (E \cdot \bar{t}_i \cdot B_i^2)$$

$$\lambda_i^2 = 1.5 / \{1.2 - (A_{fi} / F + J_i / J)\}$$

ν : ポアソン比

ρ : 応力集中係数

σ : 断面内の任意点における応力度

$\bar{\sigma}$: 初等はり理論における断面内の任意点における応力度

σ_i : 初等はり理論におけるフランジ応力度

σ_{ei} : フランジ中央点での応力度

σ_{ei} : フランジ隅角部での応力度

σ_{fi} : シアラグによるフランジ中央点での応力度の低減量

$\bar{\sigma}_{ei}^*$: 着目断面近傍以外の荷重によるフランジ中央部の応力度

$\bar{\sigma}_{ei}^*$: 同じくフランジ隅角部での応力度

$\bar{\sigma}_i^*$: 同じく初等はり理論によるフランジ応力度

参 考 文 献

- 1) 笹戸松二・江見 晋・北沢正彦：長大斜張橋の構造特性と耐風安定性（上，中），橋梁と基礎，昭和50年7月（pp. 14~20），8月（pp. 30~47）
- 2) 伊藤 学・友田純人・宮崎藤夫：床版トラス桁の有効幅について，土木学会第21回年次学術講演会概要集，I-121，昭和41年。
- 3) 浦田昭典・山村信道・牛尾正之：軸方向力と曲げモーメントを考慮した鋼床板トラス橋の応力計算と載荷実験，橋梁と基礎，第6巻，第12号，pp. 19~28，昭和47年12月。
- 4) 小松定夫・北田俊行：任意骨組主構造と鋼床版の協働作用に関する研究，昭和49年度土木学会関西支部年次講演会概要集，I-38，昭和49年。
- 5) 中井 博・事口寿男・水谷克己：斜張橋の有効幅に関する研究，昭和50年度土木学会関西支部講演会概要集，I-21，昭和50年4月。
- 6) 中井 博・村上泰男：Negative Shear Lag に関する研究，土木学会第30回年次学術講演会概要集，I-104，昭和50年10月。
- 7) 小松定夫：連続桁の Shear Lag について，土木学会論文集，第58号，pp. 1~9，昭和33年9月。
- 8) 近藤和夫・小松定夫・中井 博：鋼床板桁橋の有効幅に関する研究，土木学会論文集，第86号，pp. 1~17，昭和37年10月。
- 9) Kajita, T. and Cheung, Y.K. : Finite Element Analysis of Cable Stayed Bridges, Publication, IABSE, Vol. 33-II, pp. 101~112, 1973.
- 10) Kuhn, P. : Stresses in Aircraft and Shell Structures, McGraw-Hill, 1956, Chapter 4, Shear Lag, pp. 101~154
- 11) 小松定夫・中井 博・北田俊行：曲線桁橋の Shear Lag と有効幅に関する研究，土木学会論文報告集，第191号，pp. 1~14，1971年7月。
- 12) Moffatt, K.R. and Dowling, P.J. : Shear lag in steel box girder bridges, The Structural Engineer, Vol. 53, No. 10, pp. 439~448, 1975.

(1976.1.5・受付)