

## トラス補剛桁をもった連続吊橋のねじり解析

A TORSIONAL ANALYSIS OF STIFFENING TRUSS  
OF A CONTINUOUS SUSPENSION BRIDGE

倉西 茂\*・小森 和男\*\*

By Shigeru KURANISHI and Kazuo KOMORI

## 1. ま え が き

従来吊橋のねじり問題は、耐風安定性に関連して、吊橋のねじり剛性を求める<sup>1),2)</sup>という面より主に解析されてきた。しかし近年本州四国連絡橋が鉄道・道路併用橋として計画され、しかも複線の在来線と新幹線の両者を列車荷重として考えると、それ等荷重によるねじりの影響は道路橋の場合に比してかなり大きくなることが予想されるようになった。

そこで、本州四国連絡橋を対象とした吊橋のねじり解析についてすでに幾つかの論文、報告が発表されている。しかし、これらの論文においては、吊橋補剛桁に使用されているトラス構造をウラソフ理論より出発したせん断変形、断面の反り、断面変形を考慮した連続モデルに置き換えて解析を行っているか、あるいは単純ねじりのみを考慮し、弾性多元連立一次方程式を導き解析を行っている。前者の例としては、解法にラプラス変換を利用した岡村・片岡の論文<sup>3)</sup>、ガレルキン法を適用した小松・西村の論文<sup>4)</sup>がある。後者として福田の論文<sup>5)</sup>がある。

しかし、これらの解法においては、そのモデル化あるいは仮定上よりくる制約があり、充分にトラスとしての性質を反映させることが困難な面を持っている。そこで本論文では、補剛桁をトラスとしての性質が失われない範囲で簡略化し、一般性は少ないかも知れないが計算量を減少させた計算手法によりトラス補剛桁のねじり解析を行ったものである。主に連続吊橋を対象とし、断面変形がない場合の一般的性質を基本とし、横構剛度の影響、対傾構剛度の影響、中間支点付近で断面剛度を増大させたときの影響を取り扱っている。

また本論文で行っている仮定は、著者の一人がすでに発表しているトラス補剛桁の面内曲げ理論<sup>6)</sup>と対応して

おり、両者を結合して逐次近似計算を行えば、曲げとねじりの連成を考慮した解析に発展させることができる。

また本論文の内容の一部は本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会報告 50 年度版、および昭和 49 年度、昭和 51 年度土木学会全国大会で発表を行っているものである。

## 2. 基礎方程式

## (1) 仮 定

本解析で行った仮定は次のとおりである。

- ① 補剛トラスは図-1 に示したとおり、四隅を吊材で吊られた 1 パネル中に主構として 1 クレーン形、横構として 1 K トラス形に組まれている。
- ② トラス断面は上下左右対称である。
- ③ 垂直材は剛体とする。格点で断面を切断する場合はこの垂直材を切断する。
- ④ 断面変形を考慮する場合は、対傾構の変形を四隅のせん断変形で表わす。
- ⑤ 塔の曲げ剛性およびねじり剛性は無視する。
- ⑥ いわゆる線形化されたたわみ度理論に対応する微量のみを考慮する。

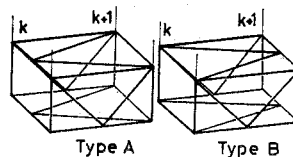


Fig. 1 A Unit Panel of Stiffening Truss

## (2) 基礎方程式の誘導

## a) 形式および記号

横構に使用されている K トラスは Fig. 1 (a) に示したものと、それを鉛直軸周りに 180° 回転させたものを

\* 正会員 工博 東北大学教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 工修 首都高速道路公団

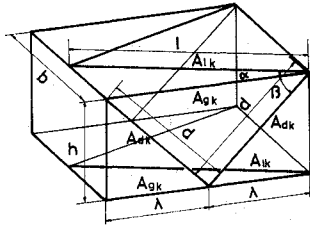


Fig. 2 Notations of Member Length and Cross Sectional Area

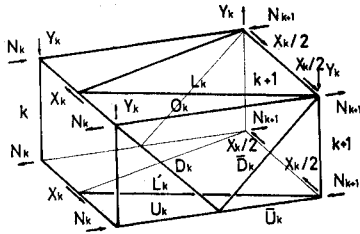


Fig. 3 Forces Acting on Unit Panel and Member Stresses

用いているが、前者をA形、後者をB形とよぶこととする。

Fig. 2 に示したように、各部材の部材長は小文字で、断面積はAにそれぞれの部材を示す小文字のサフィクスを付した形で表わす。α、βは横構および主構斜材がそれぞれ弦材となす角度である。部材力は Fig. 3 に示したように大文字に格点番号を付した形で示す。一パネルを切り出したとき各パネル断面に働いている応力は（格点応力とよぶことにする）、同じく Fig. 3 に示したように、反り応力に相当する  $N_k$ 、鉛直せん断力  $Y_k$  と水平せん断力  $X_k$  が各トラスヒンジに現われ、図に示したように働いているものとする。

b) 部材力と格点応力の関係

各部材力と格点応力との関係は各格点での力の平衡より得られ、A形の場合は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} O_k &= N_k - Y_k \cot \beta_k \\ U_k &= -N_k \\ \bar{U}_k &= -N_{k+1} + (X_k \cot \alpha_k) / 2 \\ L_k &= X_k / (2 \sin \alpha_k) \\ \bar{L}_k &= -X_k / (2 \sin \alpha_k) \\ D_k &= Y_k / \sin \beta_k \\ \bar{D}_k &= -Y_k / \sin \beta_k \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

B形のパネルについても同じようにして求めることができる。

部材力の項を格点での力の平衡条件より消去すると格点応力間の関係は次式で与えられる。

$$N_{k+1} - N_k = 2 X_k \lambda / b - 2 Y_k \lambda / h \dots \dots \dots (2)$$

上式で  $N_k = N_{k+1}$  と置くと、単純ねじりに対するせん断流一定理論で用いられている<sup>1)</sup>  $X_k / b - Y_k / h = 0$  の関

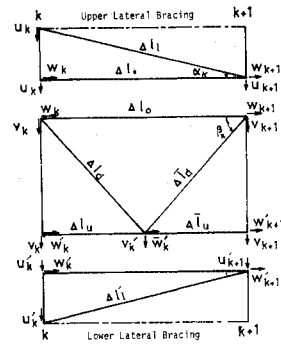


Fig. 4 Displacements of Panel Pts. and Elongations of Members

係が得られる。しかし曲げねじりによるせん断流も考慮されている本解析法のような場合には成立しないし、後で述べるように、この  $N_k$  は各部材応力に大きな影響を与える。

d) 部材応力と変形の関係

切り出された一格間  $k \sim k+1$  に生じている変形を Fig. 4 に示したようにとれば、弦材の伸びによる反り変位の差は

$$\left. \begin{aligned} w_{k+1} - w_k &= \Delta l_o = \frac{2 \lambda}{EA_{gk}} O_k \\ &= \frac{2 \lambda}{EA_{gk}} (N_k - Y_k \lambda / h) \\ w_{k+1}' - w_k' &= \Delta l_u + \Delta \bar{l}_u = \frac{\lambda}{EA_{gk}} (U_k + \bar{U}_k) \\ &= \frac{\lambda}{EA_{gk}} (-N_k - N_{k+1} + 2 X_k \lambda / b) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

で与えられる。式 (3) の右辺は式 (2) の関係より互いに絶対値が等しく異符号であることがわかる。

主構のせん断変形より

$$\{(w_{k+1}' - w_{k+1}) + (w_k' - w_k)\} \lambda / d + (v_{k+1} - v_k) h / d = Y_k (2 \lambda^3 / dh EA_{gk} + 2 d^2 / h EA_{dk}) \dots \dots (4)$$

上横構のせん断変形より

$$2 w_{k+1} \lambda / l + (u_{k+1} - u_k) b / 2 l = X_k (l^2 / b EA_{lk}) \dots \dots \dots (5)$$

下横構のせん断変形より

$$-2 w_{k+1}' \lambda / l + (u_{k+1}' - u_k') b / 2 l = X_k (l^2 / b EA_{lk}) \dots \dots \dots (6)$$

を得る。

いま考えているトラスの鉛直軸周りに曲げモーメントを加えると、曲げ変形のみが生じること、および断面が左右対称であることより、断面の回転は断面中心を中心として起こる。よって

$$u_k = u_k' \dots \dots \dots (7)$$

であり、式 (5)、(6) より

$$w_{k+1} = -w_{k+1}' \dots \dots \dots (8)$$

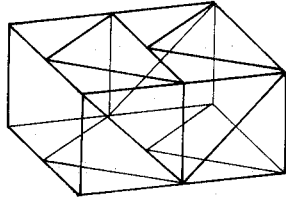


Fig. 5 An Example of Another Bracing of Truss

式 (3) と組合せて

$$w_k = -w_k' \dots \dots \dots (9)$$

も成立つ。

本論文のように、トラスの性質を反映させながら、方程式をつくっていく方法によると、トラスの組方により基礎方程式が変わってくる欠点は避けることはできない。たとえば、Fig. 5 に示したように、いま考えている一格間に横構としてKトラスを二重に用いる場合には異なった基礎式を導くことになる。また上下弦材の反りも必ずしも等しくなることはない。

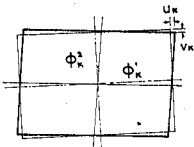


Fig. 6 Rotation of a Cross Section

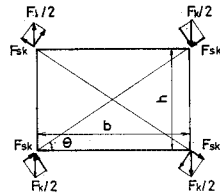


Fig. 7 Forces Acting on Sway Bracing

断面のねじり角は、図-6 に示したように、主構のねじり角  $\phi_k^1$  と横構のねじり角  $\phi_k^2$  とに分けて考えると、式 (7) の関係より

$$v_k = \phi_k^1 b/2, u_k = u_k' = \phi_k^2 h/2 \dots \dots \dots (10)$$

と置くことができる。また断面の反りも

$$w_k = -w_k' = \psi_k \dots \dots \dots (11)$$

と置けば、式 (3), (4), (5) および (6) は式 (10), (11) の関係を代入して

$$\psi_{k+1} - \psi_k = 2\lambda(N_k - Y_k h/h)/EA_{gk} \dots \dots \dots (12)$$

$$-(\psi_{k+1} + \psi_k) + (\phi_{k+1}^1 - \phi_k^1)bh/4\lambda = Y_k(\lambda^2/hEA_{gk} + d^3/\lambda hEA_{dk}) \dots \dots \dots (13)$$

$$\psi_{k+1} + (\phi_{k+1}^2 - \phi_k^2)bh/8\lambda = X_k l^3/2 b\lambda EA_{tk} \dots \dots \dots (14)$$

と書くことができる。

B形についても

$$\psi_{k+1} - \psi_k = 2\lambda(N_{k+1} + Y_k \lambda/h) \dots \dots \dots (15)$$

$$-(\psi_{k+1} + \psi_k) + (\phi_{k+1}^1 - \phi_k^1)bh/4\lambda = Y_k(\lambda^2/hEA_{gk} + d^3/\lambda hEA_{dk}) \dots \dots \dots (16)$$

$$\psi_k + (\phi_{k+1}^2 - \phi_k^2)bh/8\lambda = X_k l^3/2 b\lambda EA_{tk} \dots \dots \dots (17)$$

が得られる。

断面形不変を仮定して解く場合には、式 (12)~(17) で

$$\phi_k^1 = \phi_k^2 \dots \dots \dots (18)$$

と置けばよい。 $\phi_k^1$  と  $\phi_k^2$  の関係は対傾構に働くせん断力とせん断剛性の関係より得られる。すなわち、対傾構に働くモーメント荷重  $T_k$  はねじりモーメント分とせん断力分に分けて考えることができる。すると

$$T_k = F_k b \dots \dots \dots (19)$$

$$F_{sk} = F_k \sin \theta/2 = T_k (\sin \theta/2) b \dots \dots \dots (20)$$

を得る。対傾構に生じるせん断変形  $r_{sk}$  は

$$r_{sk} = \phi_k^1 - \phi_k^2 \dots \dots \dots (21)$$

で与えられるゆえ、 $F_{sk}$  との関係は

$$F_{sk} = G_{sk}' (\phi_k^1 - \phi_k^2) \dots \dots \dots (22)$$

となる。 $G_{sk}'$  は対傾構のせん断剛性を示す係数である。

e) 格点におけるつり合い式およびケーブル方程式

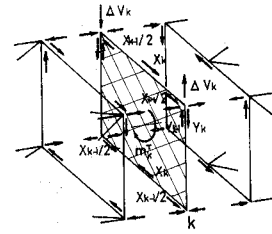


Fig. 8 Equilibrium of Forces at Panel Pt. k

Fig. 8 に示したように、格点  $k$  において、モーメント荷重  $m_k^T$  は補剛トラス断面に働いているねじりモーメント  $M_{k-1}^T, M_k^T$  の差と吊材応力増分  $V_k$  によるねじりモーメントとつり合う。

よって、

$$M_{k-1}^T = -X_{k-1}h - Y_k b, M_k^T = -X_k h - Y_k b \dots \dots \dots (23)$$

より

$$m_k^T = \Delta V_k b c - (X_k - X_{k-1})h - (Y_k - Y_{k-1})b \dots \dots \dots (24)$$

が得られる。

ここで、 $b_c$  はケーブル中心間隔である。 $\Delta V_k$  は文献 6) より、ケーブルサグを  $y_k$ 、ケーブル鉛直変位を  $v_{ck}$  とすれば

$$\Delta V_k = H(-v_{ck-1} + 2v_{ck} - v_{ck+1})/2\lambda + \Delta H(-y_{k-1} + 2y_k - y_{k+1})/2\lambda \dots \dots \dots (25)$$

で与えられる。ここで  $H$  は死荷重によるケーブル水平反力、 $\Delta H$  はねじり荷重によるケーブル水平反力増分である。いま、

$$v_{ck} = \phi_k^1 b_c/2, S_k = -y_{k-1} + 2y_k - y_{k+1}$$

と置けば

$$\Delta V_k = H b_c (-\phi_{k-1}^1 + 2\phi_k^1 - \phi_{k+1}^1)/4\lambda + \Delta H S_k/2\lambda \dots \dots \dots (26)$$

となり、式 (24) に代入して

$$m_k^T - Hb_0^2(-\phi_{k-1}^1 + 2\phi_k^1 - \phi_{k+1}^1)/4\lambda - \Delta Hb_c S_k/2\lambda = (X_{k-1} - X_k)h + (Y_{k-1} - Y_k)b \dots (27)$$

が得られる。

対傾構に働くせん断力と変形の関係は

$$m_k^T \sin \theta/b - b_c \Delta V_k \sin \theta/b - (X_k - X_{k-1})\cos \theta + (Y_k - Y_{k-1})\sin \theta = 2G_{sk}'(\phi_k^1 - \phi_k^2)$$

で与えられる。

いま、

$$2G_{sk}' = G_{sk}/\sqrt{b^2 + h^2} \dots (28)$$

と置けば、上式は

$$m_k^T h/b - \Delta V_k b_c h/b - (X_k - X_{k-1})b + (Y_k - Y_{k-1})h = G_{sk}(\phi_k^1 - \phi_k^2) \dots (29)$$

となる。以後この  $G_{sk}$  を換算せん断剛性とよぶことにする。

式 (26) と式 (29) より  $\phi_k^2$  は次式で与えられる。

$$\phi_k^2 = -m_k^T h/b G_{sk} + (X_k - X_{k-1})b/G_{sk} - (Y_k - Y_{k-1})h/G_{sk} + H\{-\phi_{k-1}^1/G_{sk} + (2/G_{sk} + 4b\lambda/b_c^2 hH)\phi_k^1 - \phi_{k+1}^1/G_{sk}\} b_c^2 h/4b\lambda - \Delta Hb_c h S_k/2b\lambda G_{sk} \dots (30)$$

### 3. 基礎方程式の変形および解析計算

前章で得られた基礎方程式は  $\phi_k^1, \phi_k^2, \psi_k, X_k, Y_k$  および  $N_k$  なる未知数を含んでいるが、これらのうち、 $\phi_k^2, \psi_k$  および  $Y_k$  は簡単な代数計算により消去することができる。そこで結局、それぞれ  $\phi_k^1, X_k$  および  $N_k$  を含む連立方程式群とすることができる。これら連立方程式群とケーブル方程式とを組合せ、両端および中間支点での境界条件から各未知数を求めることができる。ここで中間支点および中央で横構の組方を変えることは考慮されている。なお支点上では主構ねじり角が零、すなわち  $\phi^1 = 0$

とした。

### 4. 数値計算例および考察

#### (1) 吊橋の形式および諸元

本解析で対象として取上げた吊橋はすでに文献(3)、(4)でも解析されているものと同じ3区間連続吊橋である。ただし前記文献例のものとは横構の組方が異なっている。等しいせん断剛性をもたせるように、横構斜材断面積を増加させてはいるが、ねじりに対する性状は等しいものではない。Fig. 9 に概略図、Table 1 に諸元を示す。全パネル数は62で、 $k=11, 32$ に中間支点すな

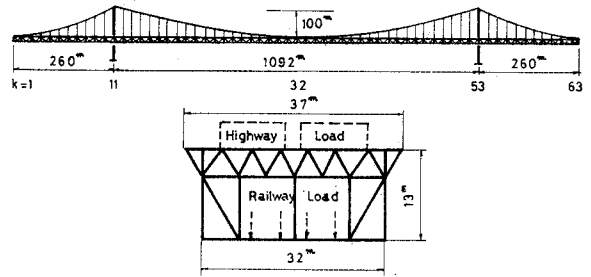


Fig. 9 General View of Analyzed Suspension Bridge

Table 1

	記号	諸元
スパン	$L_s + l + L_s$	260 + 1092 + 260 m
ケーブルサグ	$f$	100 m
トラス高	$h$	13 m
トラス幅	$b$	32 m
ケーブル間隔	$b_c$	37 m
格間長	$2\lambda$	26 m
弦材断面積	$A_d$	0.122 m <sup>2</sup>
斜材断面積	$A_g$	0.0668 m <sup>2</sup>
横構斜材断面積	$A_l$	0.0606 m <sup>2</sup>
ケーブル伸び剛性	$E_c A_c$	$1.541 \times 10^7$ t/cable
吊構造重量	$m_s$	14.35 t/m/cable
ケーブル重量	$m_c$	6.62 t/m/cable
モーメント荷重	$m^t$	半載道路荷重 393.12 t-m 鉄道荷重 1110.668 t-m
換算せん断剛性	$G_{sk}$	$1.40 \times 10^6$ t-m

(対傾構のせん断剛性  $r = 1.5 \times 10^5$  t)

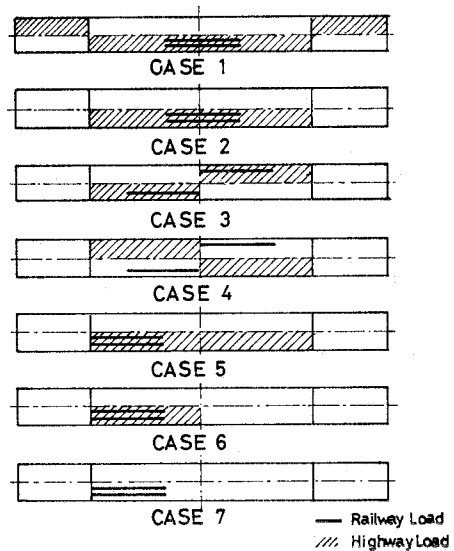


Fig. 10 Loading Patterns

Table 2

活荷重種別	載荷重	満載量	偏載量	偏心距離	モーメント荷重
道路部活荷重	任意	4.32 t/m	2.16 t/m	7.0 m	393.12 t-m
鉄道部在来線	370 m	8.06 t/m	4.03 t/m	3.1 m	324.82 t-m
鉄道部新幹線	370 m	8.06 t/m	4.03 t/m	7.5 m	785.85 t-m

わち塔がある。上路には道路6車線，下路には，新幹線および在来線の複線が載る。

(2) 荷重載荷法

活荷重の組合せは Fig. 10 に示したケースとした。各荷重の偏心距離および強度は Table 2 に示したとおりである。本解析では上記荷重によるねじりモーメント分についてのみ考慮している。ねじりモーメント 荷重強度は Table 2 に示したとおりである。

(3) 変形量，格点応力および部材応力の一般的性質

a) ねじり角

断面形を不変とした場合のねじり角を Fig. 11 に示す。ねじり角は荷重ケース1で最大値が生じる。その値も，他の解析法による値<sup>3),4)</sup>と構造条件の違いを考えに入れるとよく一致しているものと認められる。荷重ケース2はケース1の側径間の荷重を取除いた形となっているが，ねじり角の減少は側径間でもそれほど大きくはない。傾斜角の変化という点からいうと，荷重ケース6の場合に中間支点で大きくなる。部材応力も荷重ケース6で最大値となる場合が多い。

b) 反りおよび反り応力

断面形不変とした場合の反り  $\psi_k$  を Fig. 12 に示す。横構の組方が変わる中間支点および中央点で不連続点が生じることがわかる。このような性質はトラスを連続な板に置き換えた場合には見出すことは困難であろう。支間中央では Fig. 13 (a) のような組方となっており，反りが集中する結果となり，逆に中間支点では Fig. 13 (b) のような組方となっており，反りは減少する結果が得られた。反り応力  $N_k$  の値を Fig. 14 に示すが，荷重ケース1および3ともに横構の組方が変わる点でその値が複雑に変化している。

c) 部材応力

断面形不変とした場合の荷重各

ケースについての上弦材応力および下弦材応力を Fig. 15 および 16 に示す。斜材応力の影響を受けて上下弦材の応力にはかなりの違いが生じる。反りと同よう横構の組方が変わる点で応力の増加が見られる。Fig. 17, 18 は主構斜材および横構応力であるが，弦材応力に比較してな

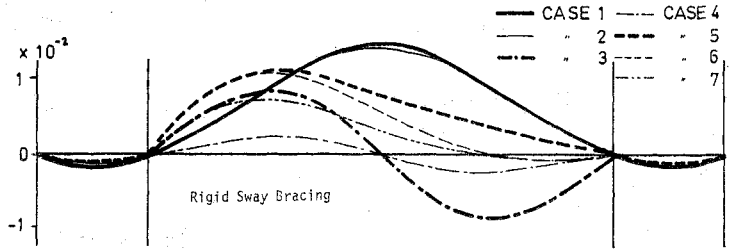


Fig. 11 Torsional Angles of Cross Sections

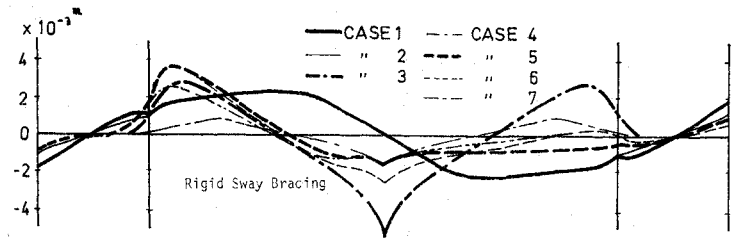


Fig. 12 Warpings of Cross Sections

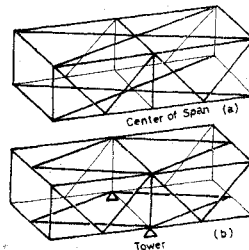


Fig. 13 Changing of Lateral Bracing at Center of Span and Towers

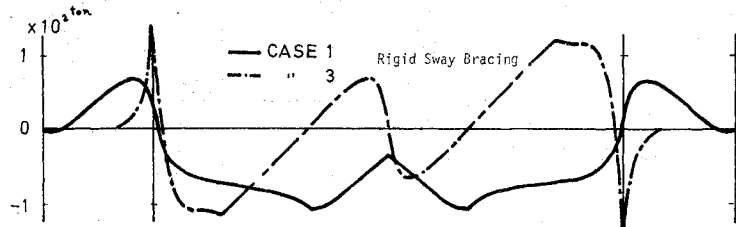


Fig. 14 Reaction  $N_k$  for Warping

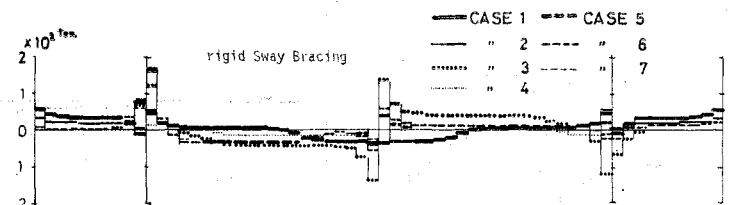


Fig. 15 Upper Chord Member Stresses  $O_k$  Diagram

めらかな変化を示している。このことより、ねじりに関しては斜材が主役であり、弦材はその影響を大きく受けることがわかる。

(4) 横構剛度の影響

横構剛度がねじりに及ぼす影響を検討するため、断面形の変形がない場合について、横構断面積を標準として採用している  $A_l=0.606 \text{ m}^2$  を2倍したものと1/2にしたものについて数値計算を行った。2倍したものは  $2A_l$ 、1/2にしたものは  $0.5A_l$  断面と以後よぶことにする。

予想されるように横構断面積が大きくなるとねじり角は減少し、逆になれば逆の関係となる (Fig. 19)。荷重ケース1の場合、標準断面積に対し、 $2A_l$  では24%減、 $0.5A_l$  では28%増、荷重ケース3では  $2A_l$  は27%減、 $0.5A_l$  は60%増となった。ねじり角はケース3の逆対称形の荷重の影響を受けやすく、標準断面より減少させるとその影響がさらに大きい。そり量については、先に述べた不連続点でのピークが横構断面積を大きくすることにより大きくなる傾向が現われた。

Fig. 20 に荷重ケース3に対する上弦材応力の値を示している。  $0.5A_l$  に横構断面積を小さくすると、上弦材の荷重分担は大きくなり部材力は増加する。荷重ケース1の場合は側径間での増加率が大きくなる。上弦材に比較して、下弦材、斜材は横構剛度の影響の受け方は小さい結果となった。 Fig. 21 に荷重ケース1, および3に対する横構応力の変化を示すが、荷重ケース1の場合の方が影響が大きい。両ケースとも側径間にはその影響が及ばないことがわかる

(5) 対傾構剛度の影響

a) 等しい対傾構剛度の場合

Fig. 22 は対傾構剛度が剛の場合、換算対傾構せん断剛度  $G_{sk}$  が  $1.4 \times 10^8 \text{ t}\cdot\text{m}$  の場合、  $9.3 \times 10^4 \text{ t}\cdot\text{m}$  と減

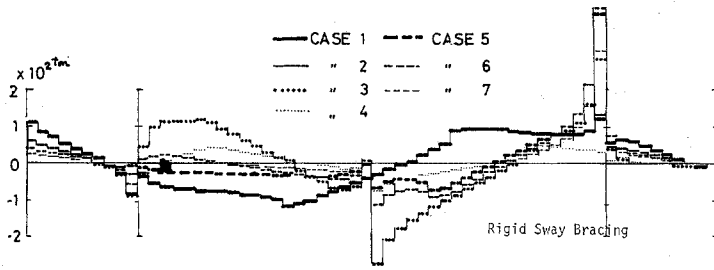


Fig. 16 Lower Chord Member Stresses  $U_k$  Diagram

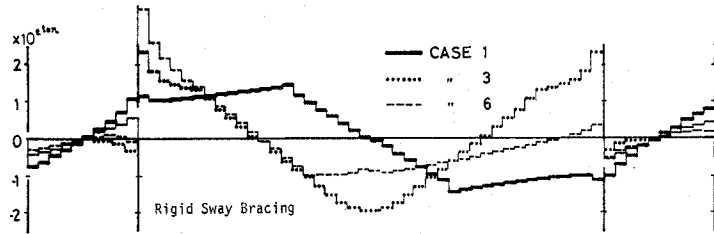


Fig. 17 Diagonal Member Stresses  $D_k$  Diagram

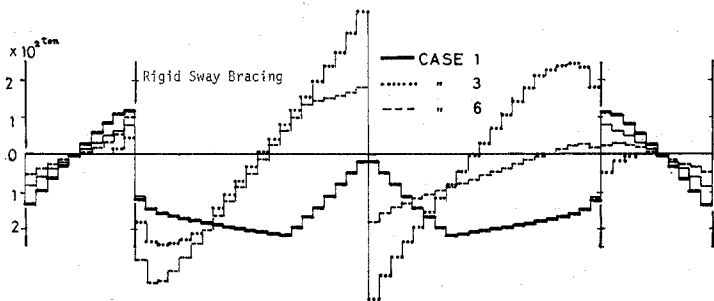


Fig. 18 Lateral Bracing Stresses  $L_k$  Diagram

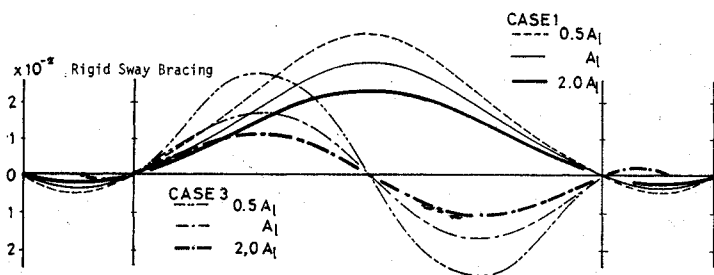


Fig. 19 Influence of Lateral Bracing Rigidity on Cross Sectional Rotation

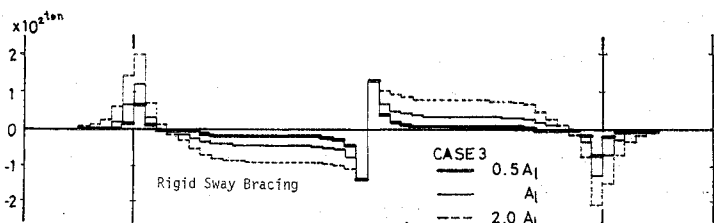


Fig. 20 Influence of Lateral Bracing Rigidity on Upper Chord Member Stresses

少させた場合の主構ねじり角  $\phi^1$  の変化の様子を示したものである。  $G_{sk}=1.4 \times 10^6 \text{ t}\cdot\text{m}$  は文献 3), 4) で採用している  $\tau$  値  $1.5 \times 10^5 \text{ t}$  に相当する推奨値である。 Fig. 23 は  $\phi^1-\phi^2$  すなわち、断面のずれ角を示したものであるが、ずれ角はねじり角と異なりきわめて複雑な変化を示す。対傾構剛度を減少させると、補剛トラスのねじり剛度が低下し、補剛トラスで受け持たされていたねじりモーメント分は減少し(本論文の場合は  $X_k, Y_k$  の減少となって現われる)、ケーブルによって受け持たされている分が増加するとともに反り応力も増加する傾向が見られた。 Fig. 24 は対傾構剛度と  $\phi^1, \phi^2, \phi^1-\phi^2$  の最大値との関係を示したものである。最大値が得られる荷重ケース、および剛度が無限大の場合の値は図中に書き込まれている。  $G_{sk}$  が  $1.4 \times 10^6 \text{ t}\cdot\text{m}$  以上となるとほとんど対傾構が剛の場合の値に近づくことは文献 3), 4) の結果と同じである。 Fig. 25 は部材応力およびケーブル水平反力増分と対傾構剛度との関係を Fig. 24 と同様の表示法により示したものである。弦材応力、およびケーブル水平反力増分に対しては  $G_{sk}=1.4 \times 10^6 \text{ t}\cdot\text{m}$  では断面変形がない場合の値に充分近づいているとはいえず、さらに 10 倍程度の剛度が必要であることが計算された。

(6) 支点上の対傾構剛度を大きくした場合の影響

一般の橋梁では、支点上の対傾構剛度、すなわち、橋門構剛度を大きく

くし、ねじりに対し抵抗させている場合が多い。また支点上の橋門構は、ねじりに対し大きな役割を果たしている。本橋のような連続吊橋においても、支点上の対傾構剛度の効果は大きいものと思われるので、支点上で対傾

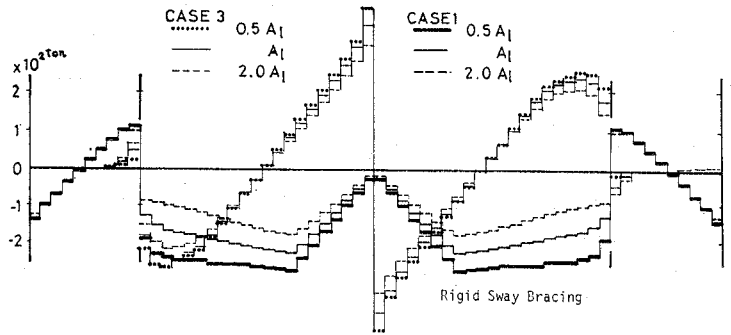


Fig. 21 Influence of Lateral Bracing Rigidity on Lateral Bracing Stresses

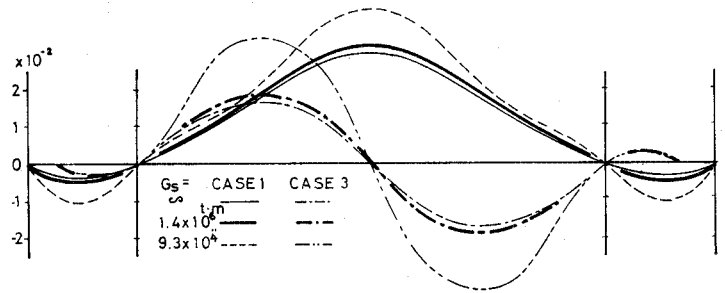


Fig. 22 Influence of Sway Bracing Rigidity on Rotation  $\phi^1$  of the Main Truss Girder

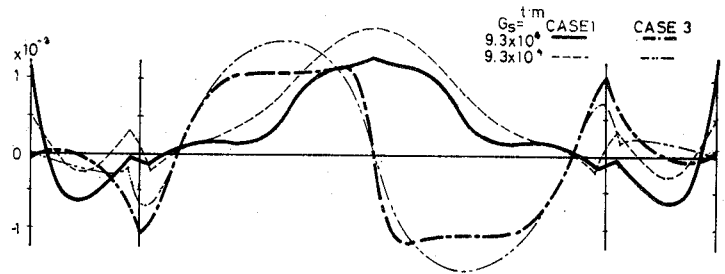


Fig. 23 Influence of Sway Bracing Rigidity on Shear Deformation  $\phi^1-\phi^2$  of Sway Bracing

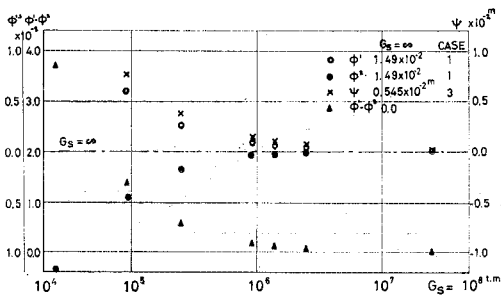


Fig. 24 Influence of Sway Bracing Rigidity on the Max. Values of the Deformations

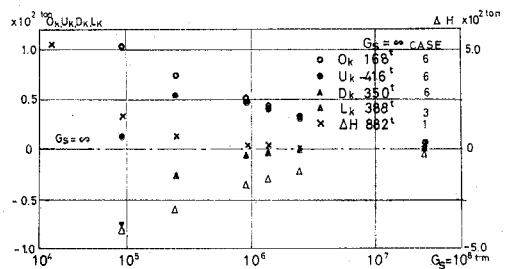


Fig. 25 Influence of Sway Bracing Rigidity on the Max. Values of the Member Stresses

構剛度を剛とした場合の影響を検討する。計算上支点上の  $G_{sk}$  は  $2.5 \times 10^{11} \text{ t}\cdot\text{m}$  とし、他の中間対傾構は低くめの値  $9.3 \times 10^4 \text{ t}\cdot\text{m}$  ( $r=1.0 \times 10^4 \text{ t}$ ) とした。

**Fig. 26** は主構ねじり角  $\phi_k^1$  を示しているが、支点付近での勾配は断面形不変の場合の値に近いものとなっている。全体としては5~10%程度の減少となり、全支間にわたりねじり剛度の増加に役立っている。この減少は逆対称形荷重の場合や側径間で大きくなっている。**Fig. 27** はずれ角  $\phi_k^1 - \phi_k^2$  の値を与えているが、ずれ角は支点付近で大きな影響を受け、支点より離れるとあまり影響を受けないことがわかる。

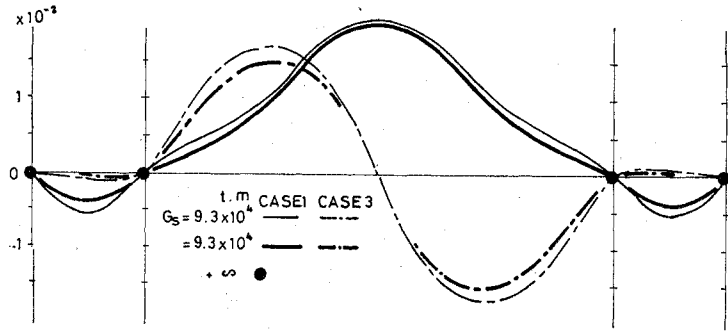
下弦材応力を **Fig. 28** に示す。荷重ケース 1, 3 とも、中央径間では中間支点に近づくに従いその値は減少し、側径間では全支点にわたって部材応力が大きく減少する。この傾向は上弦材応力についても同様である。これに対し横構応力は支点上の対傾構剛度の影響を受けて部材応力の大きな増加が支点付近で見られる (**Fig. 29**)。この傾向は主構斜材でも見られるが、横構ほど影響は大きくない。

(7) 変断面の影響

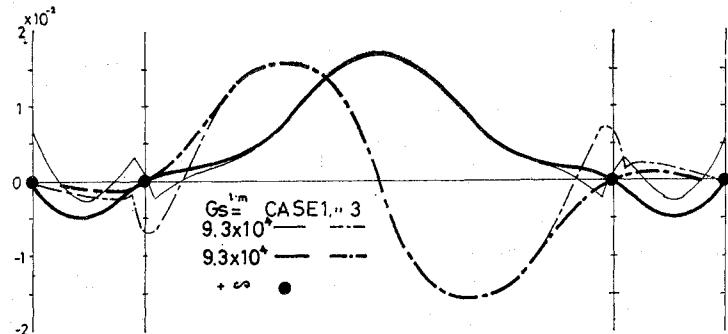
補剛桁を連続構造とすると、中間支点付近で大きな曲げモーメントが生じ、その付近での部材断面積の増加が必要となってくる場合が生じる。そこで、中間支点両側4格間の全部材の断面積を4倍させたもの(以後4 VS とよぶ)、2格間を4倍、さらにその外側2格間を2倍させたもの(24 VS とよび、標準のものをSS とよぶ)について数値計算を行った。計算は断面形不変の場合と、対傾構剛度  $G_{sk}$  を  $1.4 \times 10^6 \text{ t}\cdot\text{m}$  にとった場合について行った。

a) 断面形不変とした場合

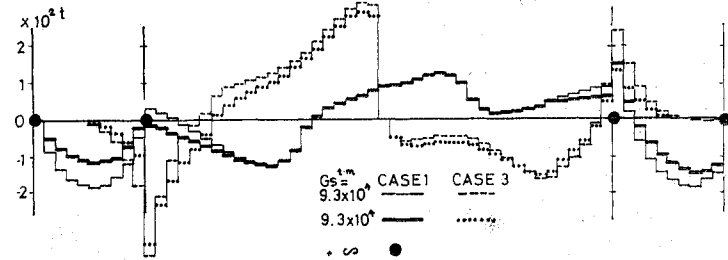
中間支点付近の断面の増加によるねじれ角の減少は中間支点付近で



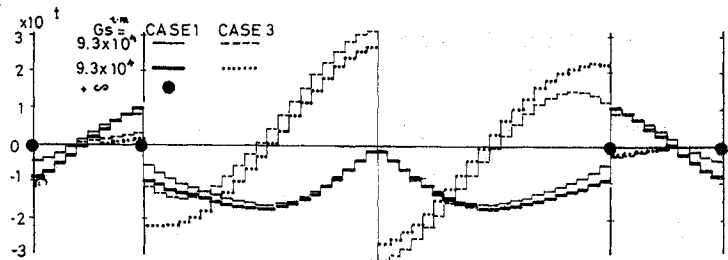
**Fig. 26** Effect of Rigid Sway Bracing on Supports on  $\phi^1$



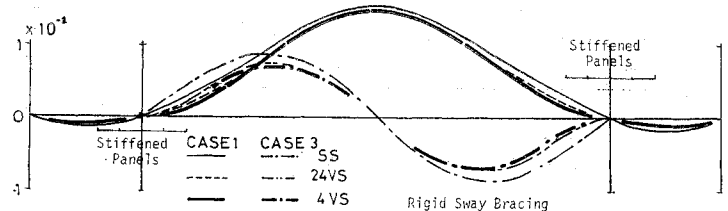
**Fig. 27** Effect of Rigid Sway Bracing on Supports on  $\phi^1 - \phi^2$



**Fig. 28** Influence of Rigid Sway Bracing on Supports on Lower Chord Member Stresses



**Fig. 29** Influence of Rigid Sway Bracing on Supports on Lateral Bracing Stresses



**Fig. 30** Effect of Reinforcement in the Neighbourhood of Tower Supports on  $\phi^1$



大きく現われる。特に荷重ケース 3 の場合その減少は著しい (Fig. 30). 4 VS と 24 VS とでは 4 VS の方が減少は大きいとその差はそれほど大きくはない。4 VS の場合のように急激に変化させると、その変化点で大きな不連続点となり、図示しなかったが、反り量  $\phi_k$  にその影響が大きく現われる。

Fig. 31 は上弦材応力を示している。4 VS の場合、中央径間でピーク状の応力の増加が断面変化点に現われるが、側径間では応力が小さいこともあってこういった傾向は見られない。24 VS の場合はこの傾向は緩和されるが、中間支点付近で応力の増加することには変りはない。荷重ケース 3 の場合が図示されているが、荷重ケース 1 の場合も同様の傾向にあり、また 24 VS でもピーク状の応力増加が見られる。しかしどの場合も 4 VS の場合に応力度はもっとも減少する。主構斜材応力も同様の傾向はあるが、変断面による影響の受け方は少ない。横構応力は弦材と同様の変化を示すが、標準断面に移ると応力の減少が生じる (Fig. 33, 34).

b) 対傾構の変形を考慮した場合 対傾構剛度としては対傾構の効果が充分に現われると見られる  $G_{sk} = 1.4 \times 10^8 \text{ t}\cdot\text{m}$  のものを採用し、断面の変化は、断面形不変の場合と同様に行った。

主構ねじり角  $\phi_k^1$  は、Fig. 35 に示したように、断面形不変の場合と同様の性質を示した。横構ねじり角  $\phi_k^2$  は変断面の影響を強く受け、断面増加格間で大きく減少する (Fig. 36)。しかし、ずれ角に関しては変断面の影響は小さい。これはずれ角は主に対傾構剛度によることを示しているためと思われる。Fig. 36, 37 に上下弦材応力の値を示しているが、断面形不変とした場合に見られた断面変化点での応力のピークはなくなり、なめらかに部材応力は変化して

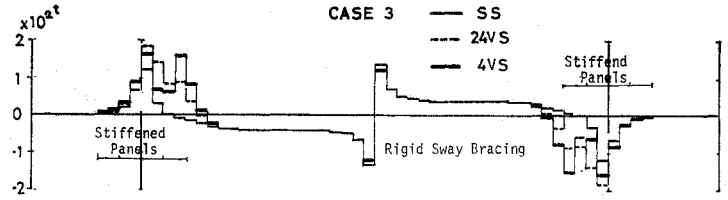


Fig. 31 Influence of Reinforcement in the Neighbourhood of Tower Supports on Upper Chord Member Stresses

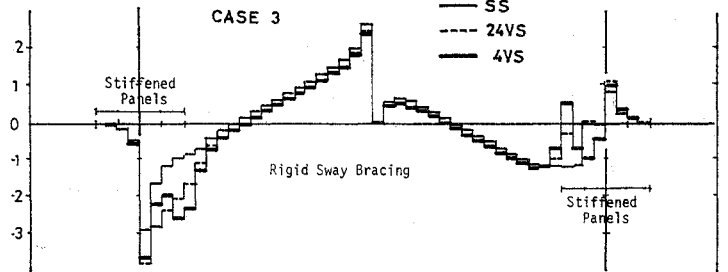


Fig. 32 Influence of Reinforcement in the Neighbourhood of Tower Supports on Lower Chord Member Stresses

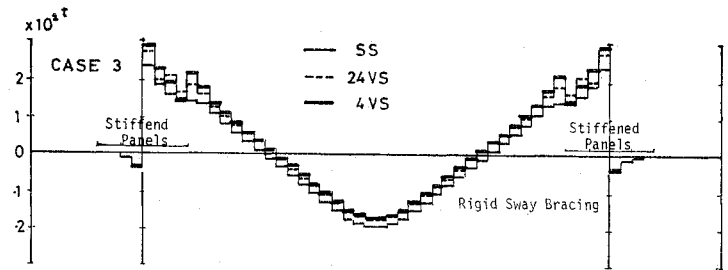


Fig. 33 Influence of Reinforcement in the Neighbourhood of Tower Supports on Diagonal Member Stresses

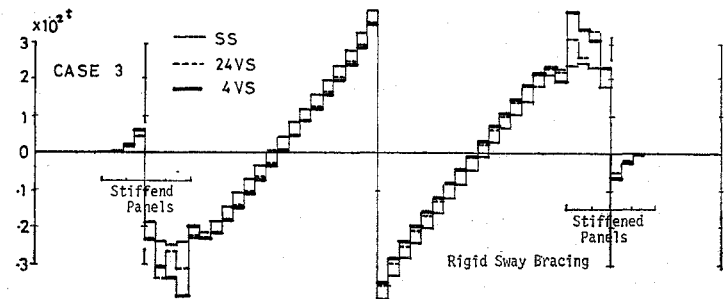


Fig. 34 Influence of Reinforcement in the Neighbourhood of Tower Supports and on Lateral Bracing Stresses

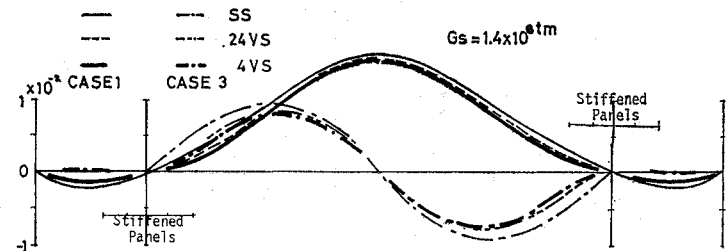


Fig. 35 Effect of Reinforcement in the Neighbourhood of Tower Supports and Elastic Sway Bracing on  $\phi^1$

いる。これは対傾構が変形することにより応力の集中を緩和させているためと思われる。また断面不変の場合に見られたような4 VSと24 VSの差はほとんど現われない。主構斜材、横構とも変断面の影響はかなり小さい (Fig. 39, 40)。

### 5. む す び

本州四国連絡橋で計画されているような連続吊橋を例にとり、偏心載荷のねじり分のみを取り出し、トラスとしての性質が現われるような手法でねじり解析を行った。

断面形が不変の場合を基本として断面形が変化する場合、横構剛度を変えた場合、変断面とした場合などについての影響を数値計算結果より論じ次の結論を得た。

(1) トラス斜材の伸びをそのパネルでのせん断変形として平均化して取扱う場合に現われないトラスの組方による違いの影響がねじり特性に現われる。特にこの違いは断面の反り、断面変形に現われる。

(2) ねじり荷重に対し、横構剛度は主構剛度と密接な相互作用を持ち、ねじり変形および部材力の分布に大きな影響を与える。

(3) 対傾構剛度を増大させることにより、ねじり角、断面ずれ角、弦材応力は減少させることはできるが、横構、主構斜材応力は増加する。解析を行った吊橋では、変形量に対し、断面形不変の場合に近い値を得るには換算せん断剛性として  $1.4 \times 10^6 t \cdot m$  程度の値で充分であるが、部材応力に関してはさらに 10 倍程度の剛度を必要とする。

(4) 支点上の対傾構剛度を増加させることにより、変形量を減少させることができる。この場合部材応力も大きな影響を受ける。

(5) 中間支点付近の各部材断面積を増加させる変断面設計法は変形量および応力度の減少には有効な手

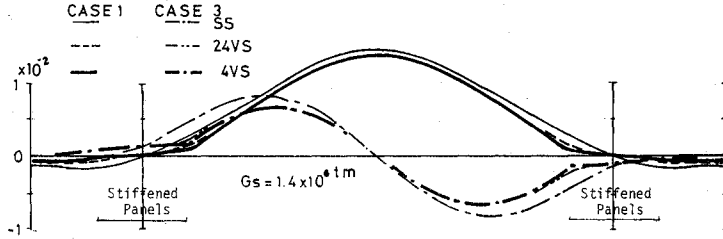


Fig. 36 Effect of Reinforcement in the Neighbourhood of Tower Supports and Elastic Sway Bracing on  $\phi^2$

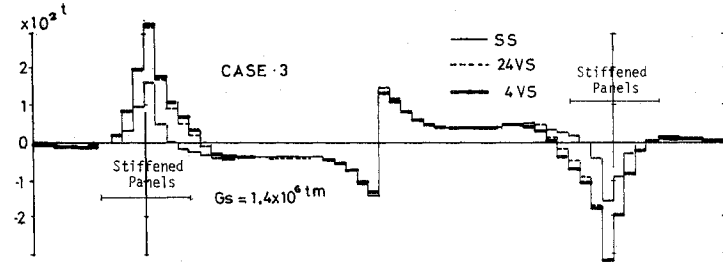


Fig. 37 Influence of Reinforcement in the Neighbourhood of Tower Supports and Elastic Sway Bracing on Upper Chord Member Stresses

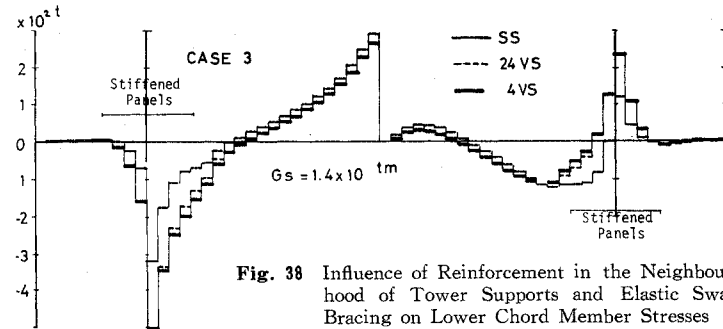


Fig. 38 Influence of Reinforcement in the Neighbourhood of Tower Supports and Elastic Sway Bracing on Lower Chord Member Stresses

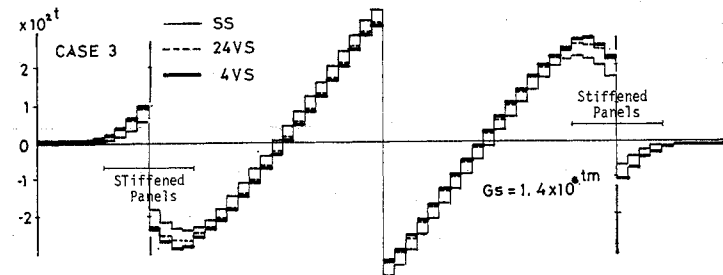


Fig. 39 Influence of Reinforcement in the Neighbourhood of Tower Supports and Elastic Sway Bracing on Lower Chord Member Stresses

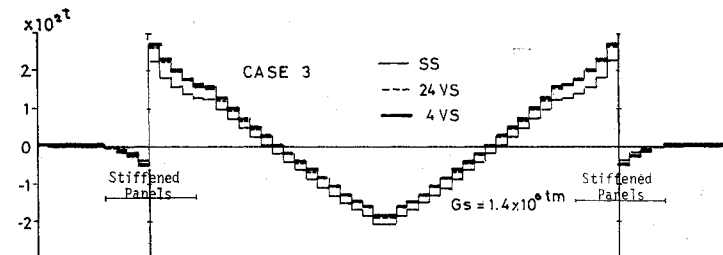


Fig. 40 Influence of Reinforcement in the Neighbourhood of Tower Supports and Elastic Sway Bracing on Lateral Bracing Stresses

段である。しかし、変断面による部材応力の変化に対し、対傾構剛度は大きな影響を与える。

## 6. あとがき

本論文は著者の一人が東北大学工学部大学院前期課程在学中に修士論文としてまとめたものである。前東北大学大学院生（現 住友金属（株）中央研究所）北坂昭久君は在学中本論文の一部の解析を行った。

## 7. 主な記号

- $b$  : 補剛トラス間隔
- $h$  : 補剛トラス高
- $2\lambda$  : 補剛トラス格間長
- $d$  : 補剛トラス斜材長
- $l$  : 横構斜材長
- $b_c$  : ケーブル中心間隔
- $A_c$  : ケーブル断面積
- $A_g$  : 補剛トラス弦材断面積
- $A_d$  : 補剛トラス斜材断面積
- $A_t$  : 横構斜材断面積
- $G$  : 対傾構の換算せん断剛性 (t·m)
- $u$  : トラス格点の水平変位
- $v$  : トラス格点の鉛直変位

$w$  : トラス格点の橋軸方向変位

$\eta$  : ケーブルの鉛直変位

$y$  : ケーブルの鉛直座標

$\psi$  : 補剛桁の格点での反り

$\phi^1$  : 主構のねじれ角

$\phi^2$  : 横構のねじれ角

$\phi^1 - \phi^2$  : 対傾構のずれ角

$O_k$  : 上弦材応力

$U_k, \bar{U}_k$  : 下弦材応力

$D_k$  : 主構斜材応力

$L_k$  : 横構斜材応力

$\Delta V$  : ねじりによる付加ハンガー張力

$\Delta H$  : ねじりによる付加ケーブル水平反力

$H$  : 死荷重によるケーブル水平圧力

## 参考文献

- 1) Bleich, F ほか: The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges, pp. 137~160.
- 2) 平井 敦ほか: 鋼橋 III, p. 19, 技報堂.
- 3) 岡村隆夫・片岡 敬: 吊橋補剛トラスの断面変形を考慮したねじり解析, Proc. JSCE, No. 231, 1974.
- 4) 小松定夫・西村宣男: 吊構造の横断面変形を考慮した吊橋の立体解析, Proc. JSCE, No. 236, 1975.
- 5) 福田武雄: Multispan Suspension Bridges Under Torsional Loading, Proc. JSCE, No. 242, 1975.
- 6) 倉西 茂: 行列による吊橋の解析, Proc. JSCE, No. 81, 1962.

(1976.7.23・受付)