

日立造船技報抜刷
第32巻第3号昭和46年9月

斜張橋のケーブル定着部付近の応力解析

松 川 昭 夫
牛 尾 正 之

日 立 造 船 株 式 会 社
技 術 研 究 所

斜張橋のケーブル定着部付近の応力解析

松川昭夫* 牛尾正之**

あ ら ま し

斜張橋において、ケーブル定着付近は他の主ゲタ部分と比較して複雑な構造となる。これは、斜め上方向に大きな集中力がケーブル張力の反力として作用し、この反力を主げた全体になめらかに分布させるための種々の部材が導入されるからである。したがって、この定着部の応力解析は困難をきわめ、適確な設計方法がないのが現状である。

本研究では、ノルドエルベ橋で採られた仮想応力分布法に基づいて設計された豊里大橋のケーブル定着部を対象に、有限要素法による応力解析を試み、仮想応力分布法の問題点を明らかにした。さらに、縦シャイベの応力状態について、二、三の定性的な検討を加え、今後の設計への一資料をも得た。

Analysis of Stresses at the Cable Attachment of a Cable-Stayed Bridge

By Akio Matsukawa and Masayuki Ushio

Abstract

Of the structural system that constitutes a cable-stayed bridge, the structures at the attachment of cables to main girder are very complicated, as distinct from the structures of main girders.

At the attachment of cables, a large concentrated force acts on the main girder as the reaction force of cable tension. The force is in the direction of cable axis, and can be divided to parallel and perpendicular components to the main girder axis. The introduction of several structural members for a smooth transmission of the reaction force, especially its parallel components, to the main girder complicates the structures at the cable attachment. As the result, the analysis of stresses at the cable attachment becomes extremely difficult, and an appropriate design method is not recognized at present.

This paper presents the analysis by the finite element method of the stresses in the structures at the cable attachment proposed by the design of TOYOSATO OHASHI bridge, projected by OSAKA MUNICIPAL WORKS BUREAU. The design was made according to the "assumed stress distribution method" which is adopted in the design of NORDERELBE bridge (in WEST GERMANY). The results of the analysis clarified the merits and demerits of the "assumed stress distribution method".

In addition to the above, a few qualitative studies were carried out on the state of stresses in the vertical diaphragm, in the purpose of obtaining useful information for the future design.

1. 緒 言

近年、長支間のけた橋の一形式として、斜張橋がわが国でも注目されるようになり、各地で建設されるようになった。斜張橋の全体構造そのものは比較的明確で、その構造解析法は検討されつくした感がある。反面、構造細目およびそれに伴う局部の応力状態の究明などの点で、まだ理論的根拠が明らかでなく検討すべき問題があると考えられる。

たとえば、ケーブル定着部に着目すると、主げたをつっているケーブルには大きな張力が作用していて、主げたにはケーブル軸方向（斜上方）に集中的外力が作用している。このケーブル張力を水平成分と鉛直成分に分けると、前者は主げたに軸方向力を、後者に曲げモーメントおよびせん断力を生ぜしめると考えられる。これらの断面力による応力が過大な集中をみることなく、できるだけ円滑に主げた全体に分布する構造が要求される。したがって、ケーブル

定着部付近の応力分布を適確には握ることが斜張橋の設計上きわめて重要な問題となる。とくに水平分力、すなわち、軸方向力の主げた全体の伝達状況は注目されるところで、過去の斜張橋では、形式・形状などが決まれば、改めて理論解析、模型実験、あるいは実橋実験で応力照査を行ない、その安全性を確認しているのが現状である。

一面ケーブル形式の斜張橋で箱げたのウェブプレート間隔の大きい場合、定着部に縦シャイベを設けて水平分力を間接的にデッキプレートあるいはボトムプレートに伝達させているが（ノルドエルベ橋、摩耶大橋、豊里大橋など）、この縦シャイベの応力状態は握は困難で、設計の段階では仮想応力分布法⁽¹⁾⁽²⁾によって計算している。

本文では、この仮想応力分布法による計算法で設計され、模型実験⁽³⁾⁽⁴⁾などを経て最終設計された豊里大橋の縦シャイベおよびその周辺部（定着部付近）に着目し、その設計々算応力と有限要素法による計算値とを対比させ、上記計算法の是非について検討する。さ

* 大阪市土木局 ** 日立造船技術研究所

らに、基礎的な資料を得るために、縦シャイベをモデル化して、2辺固定・2辺自由のシャイベとみなし、その平面応力状態を定性的に論じてみる。

2. 有限要素法による計算

2.1 計算方法

有限要素法による平面問題の解析は一般化し、その基礎理論は衆知のとおりである⁶⁾。本文で計算に使用したプログラムは立体薄板構造物の平面応力解析用のものである。一般に、有限要素法など変位法とか応力法では、連立一次方程式を解き節点の変位もしくは断面力を求めることに帰する。この連立一次方程式を解く方法として消去法、反復法および両者の特徴を兼ねそなえている共役傾斜法などの直接法が一般的であるが、構造解析に適用する場合、その境界条件、荷重条件などによって計算時間が左右され、精度上好ましくない事も起こりうる。これに対して、本プログラムではユニット分割法を採用している。すなわち、連立一次方程式の係数マトリックスの逆マトリックス計算を分割計算する手法であるが、いかなる条件に対しても同一精度で解ける反面、計算時間が多くなる欠点を持っている。しかし、本プログラムの場合、計算時間を短縮するための手法を随所に採り入れ、この欠点を補っている。その概要は次のようになる。

まず、対象構造物を三角形メッシュ群に分割し、さらにいくつかのメッシュごとにユニットと称する小メッシュ群を想定して、数個もしくは、数十個のユニット群に置き換える。このようなユニット群の中の第*i*番目のユニットに対して、次のつりあい方程式が成立つ。

$$F_i = K_i \cdot V_i \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 F_i : 外力ベクトル
 K_i : 剛性マトリックス
 V_i : 変位ベクトル

次に、この第*i*番目のユニットに含まれている節点をその外力条件、変位条件から、

- 1. 外力は既知、変位は未知で他のユニットと接合していない。
- 2. 外力は既知、変位は未知で他のユニットと接合している。
- 3. 外力(反力)は未知、変位は既知で他のユニットとの接合のいかんは問わない。

の3種類に分ける。(1)~(3)の条件をそのまま添字にして(1)式を分割すれば、(2)式ようになる。

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix}_i = \begin{Bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{Bmatrix}_i \begin{Bmatrix} V_1 \\ V_2 \\ V_3 \end{Bmatrix}_i \dots\dots\dots (2)$$

ここに、太字は未知ベクトルである。

そして、他のユニットとの境界線上の節点群(添字2.)のみのつりあい方程式を次のように定める。

$$P_i = A_i \cdot V_{2,i} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 P_i : 換算外力ベクトル
 A_i : 換算剛性マトリックス

(2)式より、 V_1 を消去すれば、
$$\{F_2 - K_{21} \cdot K_{11}^{-1} \cdot F_1 + K_{21} \cdot K_{11}^{-1} \cdot K_{13} \cdot V_3 - K_{23} V_3\}_i = \{K_{22} - K_{21} \cdot K_{11}^{-1} \cdot K_{12}\}_i \{V_2\}_i \dots\dots\dots (4)$$

となり、(3)式と(4)式とを対比すれば、
$$\left. \begin{aligned} P_i &= \{F_2 - K_{21} \cdot K_{11}^{-1} \cdot F_1 + K_{21} \cdot K_{11}^{-1} \cdot K_{13} \cdot V_3 - K_{23} \cdot V_3\}_i \\ A_i &= \{K_{22} - K_{21} \cdot K_{11}^{-1} \cdot K_{12}\}_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

となる。そして、対象物の全ユニットの境界線上にあるすべての節

点群に関して、つりあい方程式は(6)式ようになる。

$$P = A \cdot V_2 \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 $P = \sum_{i=1}^n P_i$

$$A = \sum_{i=1}^n A_i$$

$$V_2 = \sum_{i=1}^n V_{2,i}$$

n : ユニットの総数

(6)式より、

$$V_2 = A^{-1} \cdot P \dots\dots\dots (7)$$

となって、境界線上の節点群の変位がすべて求まる。

以上の考え方にもとづき、さらに、基準メッシュ、基準ユニットの手法を加えてプログラムを作成したが、そのフロー・チャートを図1に示す。

2.2 豊里大橋の定着部の計算

2.2.1 豊里大橋および定着部付近の概要 豊里大橋は昭和45年3月に淀川の平田渡しがあつた箇所に架設された斜張橋である。中央支間216.0m、幅員20.3mで、主げたは上ウェブ間隔10.5m、下ウェブ間隔7.0m、高さ3.09m(等高げた)の逆台形箱げたからなり、塔柱はA字形で塔柱下端は中間橋脚にピン結合され、橋軸方向に回転可能な構造となっている。また、ケーブルは上下2段の1面Fan-Typeに張られ、高強度($\sigma_B=165 \text{ kg/mm}^2$)で、かつ、高いヤング率を有するプレハブ・パラレルワイヤ・ストランドが使用されている(図2参照)。図3(a)にケーブル定着部付近の主げたの構造、図3(b)に上段ケーブル定着部の詳細を示す。ケーブルは直径5mmの素線154本からなるストランド16本が1本にたばねられている。斜め上方から導入されたケーブルは5段に配置された定着げたの間へ16箇所(4×4)に分散し、球面状に定着される。定着げたは2枚の縦シャイベの間に固定され、縦シャイベは

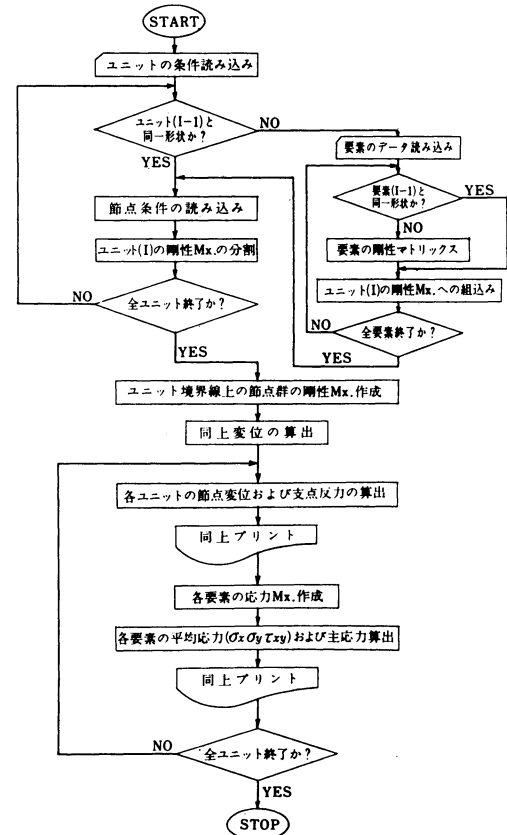
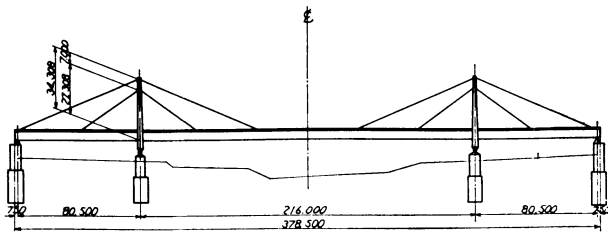
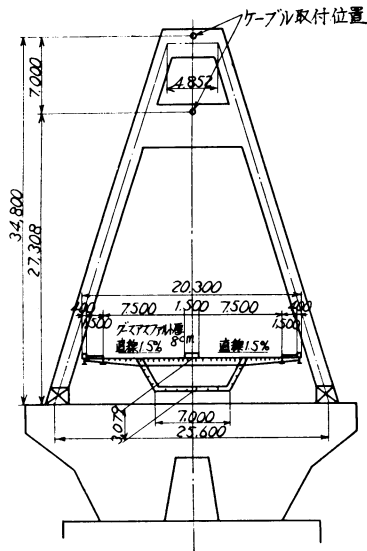


図1 プログラムのフローチャート



(a) 側面図



(b) 断面図

図2 豊里大橋の概略図

前後で横シャイベ、上下でデッキおよびボトムプレートに結合されている。横シャイベは、デッキ、ボトムおよびウェブプレートに結合されている。

2.2.2 計算条件および計算結果 計算対象部分は、中央支間側の上段ケーブル定着断面約 9 m を中心に、塔柱側の標準断面約 35 m, 中央支間中央側約 25mの合計 70m とする。また、設計々算と同様に、水平分力に抵抗する部材は主げた板材のみとし、縦リブ、横シャイベおよび他の補強材はすべて除く。

計算手順は、計算機の容量、計算の目的を考慮して、

- (1) 定着げたを介して縦シャイベに作用するケーブル張力の水平反力分布を計算。
- (2) 主げたおよび縦シャイベから成る全長 70 m の部分を対象に (1) で得られた荷重を作用させる (Case 1)。
- (3) Case 1 で得られた変位部分を強制変位として、縦シャイベを除く主げた部材のみの応力分布を計算する (Case 2)。

の要領で行なう。この手法は、いわゆる、ズーミング法で、Case 1 では、Case 2 の計算のためデッキプレートおよびボトムプレートの縦シャイベ取付け点の変位分布を得るとともに、ケーブル張力水平分力による縦シャイベ内の応力分布を計算する。なお、作用させたケーブル張力・水平分力は、上段ケーブルの中央支間側の設計張力 2528 t の水平分力と等しくした。Case 1 および Case 2 の要素分割状況を図 4 に、また計算結果のうち、縦シャイベの応力分布 (Case 1) を図 5 に、主げたの応力分布 (Case 2) を図 6 に示す。

3. 有限要素法による計算結果と仮想応力分布法による設計々算値との対比

豊里大橋の場合、基本的には主としてノルドエルベ橋の仮想応力分布法に準じ、文献 (2) の報告を参考に次のような考え方で設計

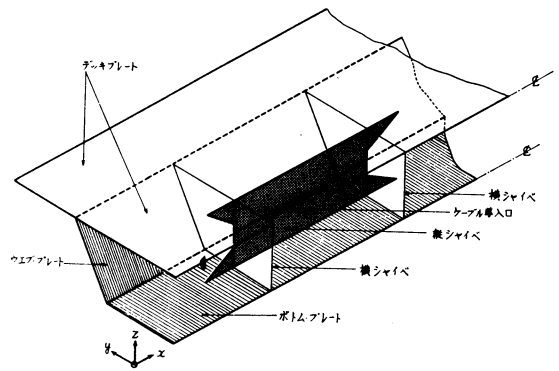


図3 (a) ケーブル定着部付近の主げたの概略図

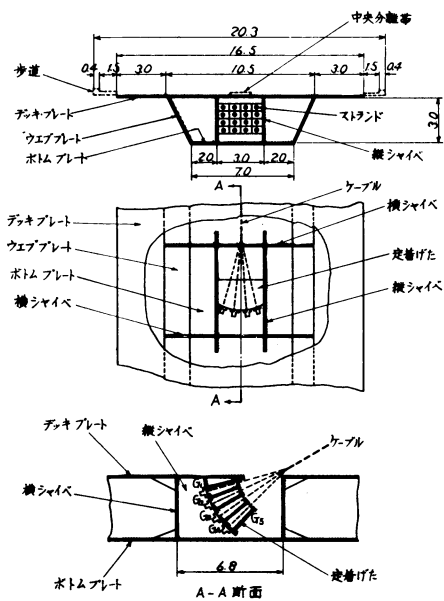


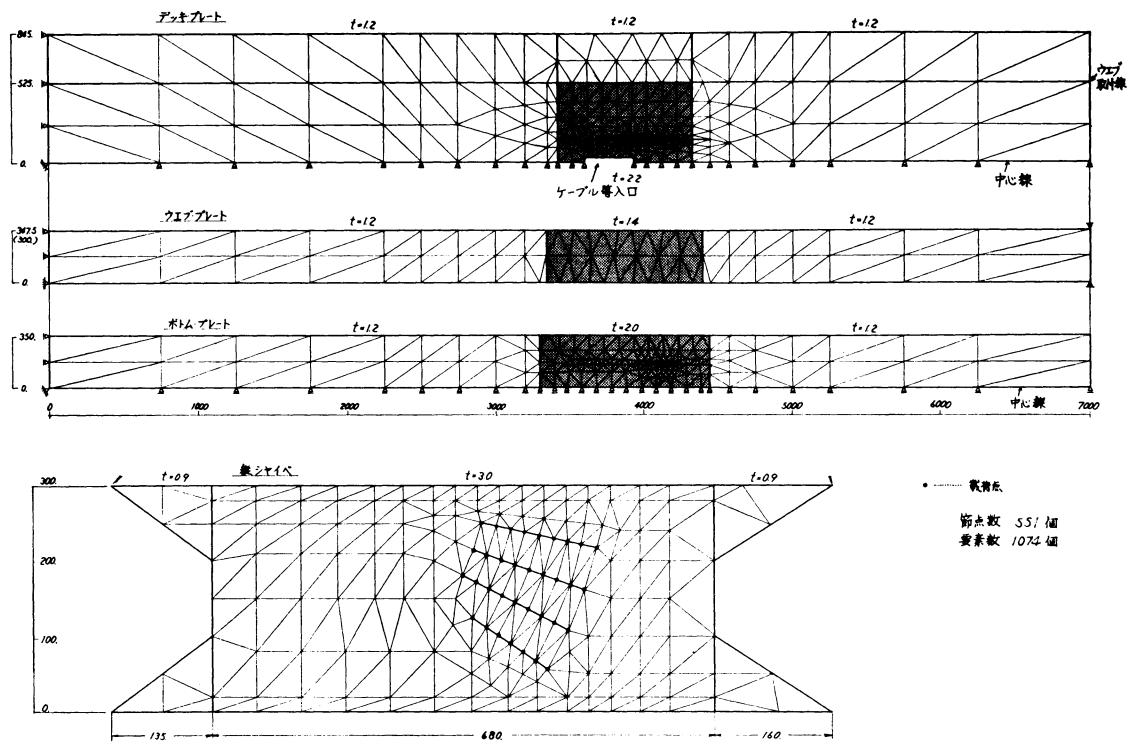
図3 (b) ケーブル定着部付近の詳細

された。

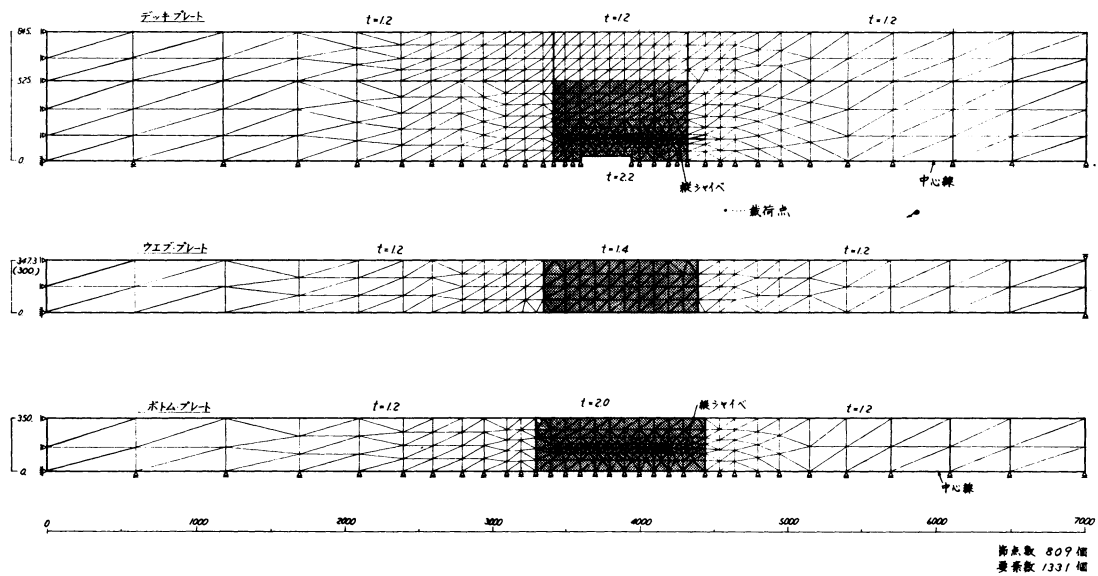
まず、図 3 (b) に示した G_1 定着げたに導入されたケーブル張力の水平分力はデッキプレートから、鉛直分力は縦シャイベから伝達されるものと仮定する。また、 $G_2 \sim G_5$ 定着げたは縦シャイベとの接合辺で単純支持されているものとし、縦シャイベ面内に生じる定着げたの反力を鉛直分力と水平分力に分けて考える。

鉛直分力が主げたに伝達されるまでの応力解析は、横シャイベに支持された縦シャイベをウェブとする箱げたおよび主げたウェブに支持された横シャイベをウェブとする I 形げたに、それぞれはり理論を適用した。

一方、水平分力のうち、縦シャイベからデッキおよびボトムプレートへ伝達されるせん断応力は、「テコの法則」もしくはデッキとボトムプレートとの断面積 (ウェブプレートの影響を考慮して、図 7 のような断面積を採用する) 比に従って分配されるものと仮定する。各部材の設計には、両者の大きい方の分配値を採用した。縦シャイベ、デッキおよびボトムプレート内でのせん断応力は、図 8 に示すように、ケーブル張力の作用方向前面に対して 30° 、後面に対して 45° に伝達分布するものと仮定した。図 8 より、デッキプレートと縦シャイベとの境界線上の各点に作用する縦シャイベのせん断応力 τ_u およびこのせん断応力に対する有効幅 B_u は、それぞれ (8), (9) 式となる。ただし、 G_1 定着げたからデッキプレートを介して縦シャイベに伝達されるせん断応力は小さく、かつ、安全側にあるので無視している。



(a) Case 1 のメッシュ分割状況



(b) Case 2 のメッシュ分割状況

図4 メッシュ分割図

$$\tau_u = \frac{\sum_{i=1}^4 S_{u,i}}{\sum_{i=1}^4 B_{u,i} \cdot t_s} \dots\dots\dots (8)$$

$$B_u = \frac{\sum_{i=1}^4 S_{u,i}}{\tau_{u,max} \cdot t_s} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $S_{u,i}$: デッキプレートに伝達されるせん断力
 $B_{u,i}$: せん断応力の分布幅
 t_s : 縦シャイベの板厚

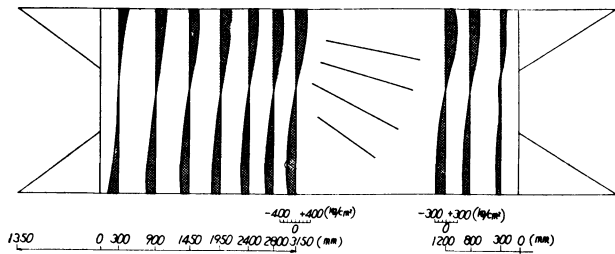
デッキプレートに生じるせん断力は、縦シャイベ上縁で B_u の分布幅をもって $\sum_{i=1}^4 S_{u,i}$ が分布するものと考え、そこからデッキプレートの左右の断面積比に従って、橋軸直角方向に伝達分布するものと仮定する。 G_1 定着げたから直接デッキプレートに入力される水平分力についても同様に考えた。ただし、 G_1 定着げたは4箇所

デッキプレートに接合されているが、計算がいたずらに複雑となることをさけて、入力点を2箇所まとめて計算した。図9の断面Aでのせん断応力は(10)式となる。

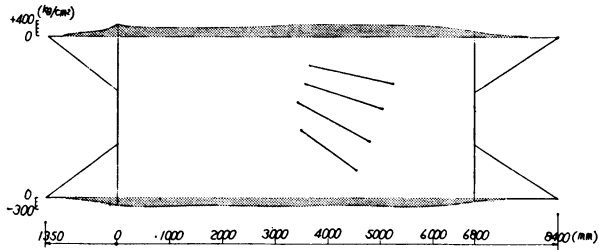
$$\tau_A = \sum_{i=1}^4 S_{u,i} \left\{ \frac{1}{F_u \cdot t_d} \cdot \left(\frac{F_{u1}}{B_u} + \frac{F_{u2}}{B_1} \right) \right\} + P \cdot \left\{ \frac{1}{F_u \cdot t_d} \cdot \left(\frac{F_{u3}}{B_3} + \frac{F_{u4}}{B_2} \right) \right\} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 P : G_1 定着げたからの水平分力
 F_u, F_{u1} : 図9参照
 t_d : デッキプレートの板厚

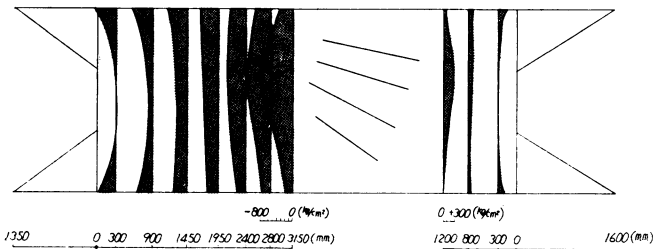
また、水平分力によって生じる圧縮応力に関しては次のように考えた。縦シャイベ内の圧縮応力はデッキプレートの板厚の24倍を有効と仮定し、これを縦シャイベの断面積に加算した抵抗断面積を採用して計算した。この場合、 G_1 定着げたからの水平分力が縦



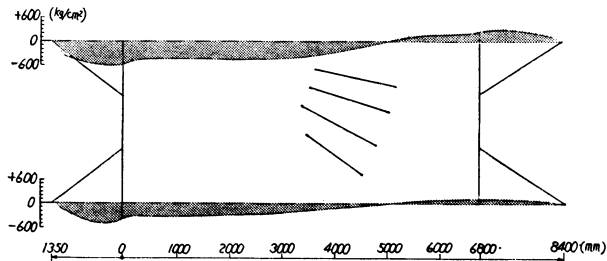
(a) せん断応力分布



(b) せん断応力分布 (主げたとの境界線上)



(c) 垂直応力分布



(d) 垂直応力分布 (主げたとの境界線上)

図5 縦シャイベの応力分布 (Case 1)

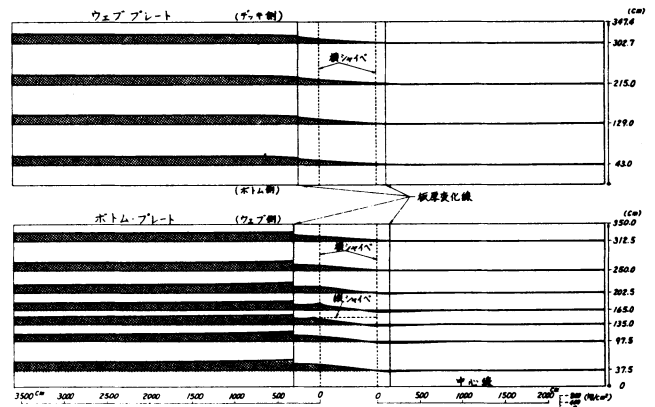
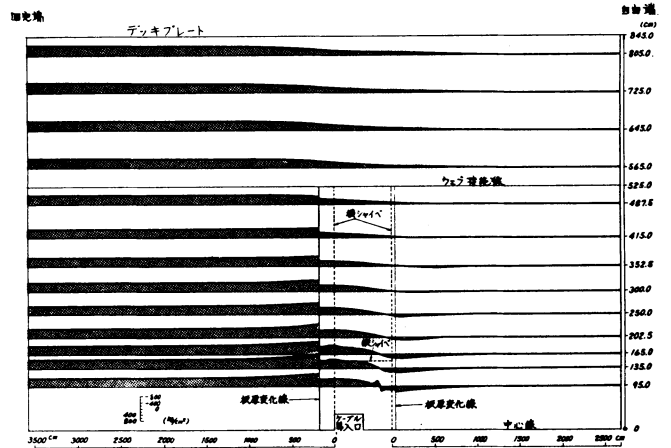
シャイベ内の圧縮応力に与える影響は小さいので無視した。

デッキプレートに分配伝達されたせん断力による垂直応力の分布には、次のような仮定を設けた。

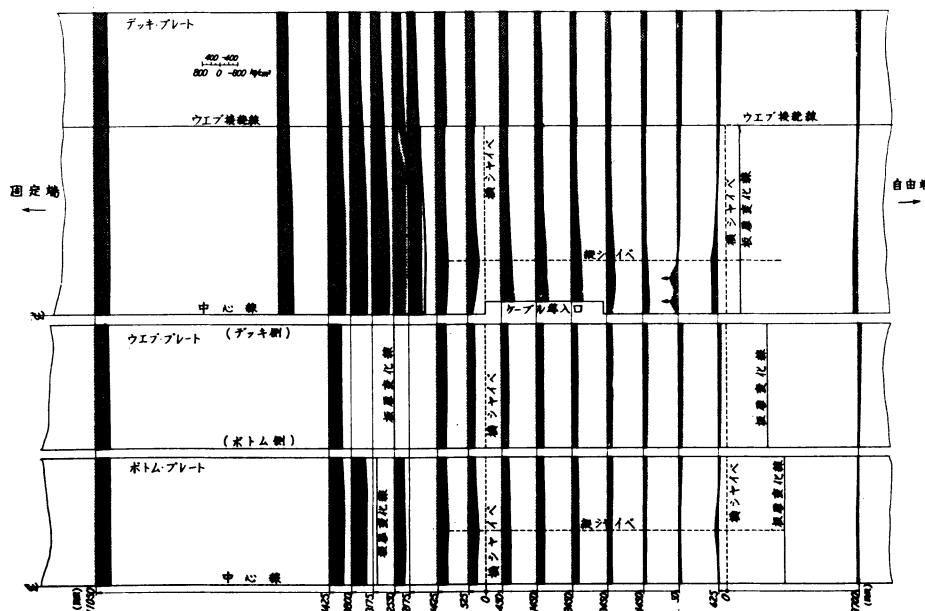
(1) 圧縮応力の橋軸方向の分布形状は、図10中の太い実線で示すように、分布角度30°の線上で極大値、45°の線上で零となるような放物線とする。

(2) 抵抗断面はせん断応力の計算の場合と同様である。(図7参照)

1枚の縦シャイベから伝達されたせん断力の影響について考える。図10において、左右に伝達分配されたせん断力 Q_1 、 Q_2 がそれぞれ



(b) 縦断面垂直応力分布



(a) 横断面垂直応力分布

図6 主げたの応力分布 (Case 2)

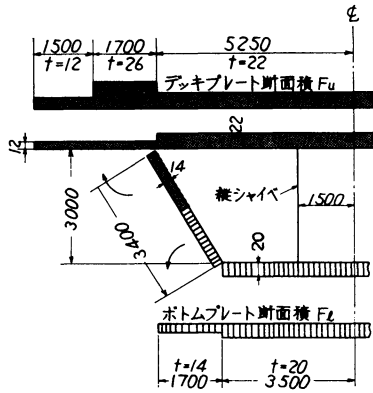


図 7 ウェブのデッキ・ボトムプレートへの展開

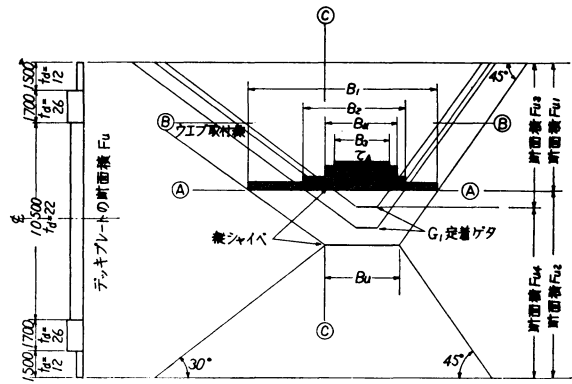


図 9 デッキプレートのせん断応力分布

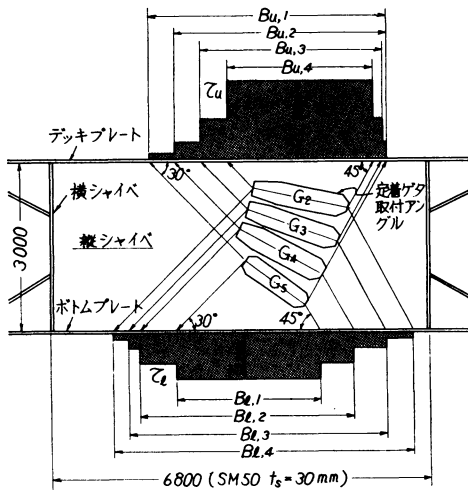


図 8 せん断応力の分布

分布角度 30° の線上とデッキプレートの自由端との交点 ㉔, ㉕ の断面上で、均等化された圧縮応力に分散されると仮定すると、これらの等分布圧縮応力 $\sigma_1^{(1)}$, $\sigma_2^{(1)}$ は (11) 式となる。また、分布角度 30° の線上での圧縮応力 $\sigma_1^{(1)}$ は、断面積 F_i の部分に作用する圧縮応力が、 $\sigma^{(1)}$ と $\sigma^{(1-1)}$ の平均値であると仮定して、橋軸に直角な断面上での橋軸方向の力のつあいから (12) 式で表わされる。 $\sigma_1^{(1)}$ についても同様な考え方である。

$$\sigma_1^{(1)} = \frac{Q_1}{\sum_{i=2}^6 F_i}, \quad \sigma_1^{(1-1)} = \frac{Q_2}{\sum_{i=2}^7 F_i} \dots\dots\dots (11)$$

$$\sigma_1^{(1)} = \frac{1}{F_i + 2(F_{i+1} + F_{i+2} + \dots + F_n)} \{ 2Q_1 - (\sigma_1^{(1)} \cdot F_2 + \sigma_1^{(1-1)} \cdot (F_2 + F_3) + \sigma_1^{(1-2)} \cdot (F_3 + F_4) + \dots + \sigma_2^{(1-1)} \cdot (F_{i-1} + F_i)) \} \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 F_i : デッキプレートの分割断面積 (図10参照)

$$i \geq 2, n = 6$$

以上の計算方法を適用して、縦シャイブおよび G1 定着ゲタからの影響を重ね合わせることに、デッキプレートの圧縮応力を計算した。この結果を図 11 に示す。なお、応力の算出にあたっては、安全側を考慮して縦リブを無視した。また、ボトムプレートにおいても同様な方法で計算した。

次にこれまで述べてきた設計々算結果と有限要素法による結果を対比して表 1 に示す。

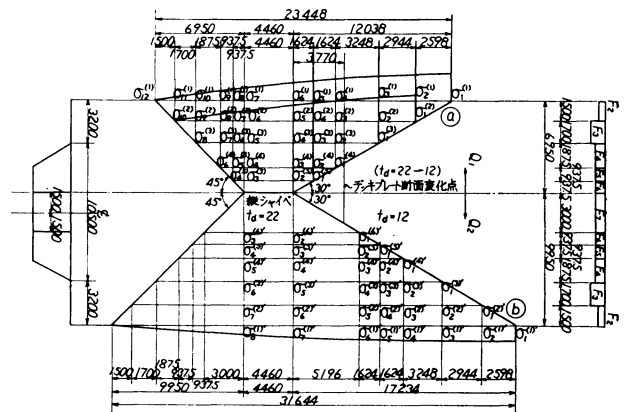


図 10 縦シャイブからのデッキプレートに生ずる圧縮応力

いずれの場合も設計々算値が大きくなっていて、それも、縦シャイブの応力計算の段階から相当の差がある。有限要素法で計算した図 5 のせん断応力分布と図 8 の設計々算のそれとで分布形状に相違がみられる。また、図 6 (b) および図 11 とでも同様なことと言える。したがって、設計々算では応力分布の角度を一率に、前面 30° 後面 45° としたが、これらの角度を想定する場合、

- (1) 縦シャイブの形状比 (縦横比)
- (2) 水平荷重の載荷位置
- (3) 縦シャイブと主げたの剛性比 (寸法比, 板厚比など)

などの要因を考慮する必要があると考えられる。

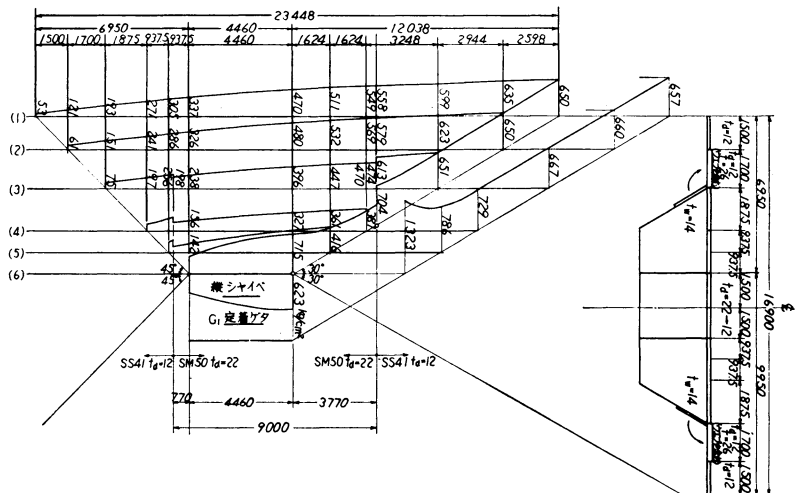


図 11 仮想応力分布法によるデッキプレートの圧縮応力分布

表1 設計々算値および有限要素法による応力の比較

位置	計算方法	最大せん断応力	位置	計算方法	(kg/cm ²)		
					せん断力		垂直応力
					④断面	⑤断面	
縦シャイベ 上 辺	設計々算	469	デッキ プレート	設計々算	537	354	-715
	F.E.M	310		F.E.M	350	163	-630
縦シャイベ 下 辺	設計々算	266	ボトム プレート	設計々算	—	245	-582
	F.E.M	260		F.E.M	—	160	-540

備考：④，⑤，⑥断面は図9参照

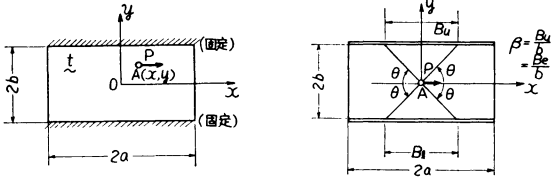


図12 縦シャイベのモデル化 図13 有効幅の広がり角θの定義

4. 縦シャイベのモデル化計算

前章で述べた要因が縦シャイベの応力分布に与える影響を簡単に検討する。まず、縦シャイベを図12に示すようにモデル化し、荷重Pの作用する位置をA(x, y)とし、シャイベの形状比(a/b)および荷重の位置をパラメータにして、二、三のシリーズ計算を行なう。解析はすべて2. で述べた有限要素法で行なった。各計算でその規模は異なるが、だいたい、メッシュが300~600個、節点が200~500個位である。

(1) 荷重位置Aを中心Oとし、a/bを変化させた場合上下の固定辺に作用するせん断応力に対して、3. と同様な概念で有効幅Bu(=Bi)を次式のように定義する。

$$B_u = \frac{1}{\tau_{xy, \max}} \int_{-a}^{+a} \tau_{xy}(x, b) dx$$

さらに、図13に示すように、有効幅の広がり角θを定義し、有効幅と載荷位置から固定辺までの距離bとの比をβ(=Bu/b=Bi/b)とし、有効幅を無次元化する。計算は、a/b=0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0の7種について行ない、図14にa/bとθおよびβとの関係を示す。図より、a/b>2.0でθおよびβは収れんし、a/b→∞ではθ≒25°, β≒4.0になるであろう。次に、固定辺でのせん断応力分布をその平均せん断応力τmeanとの比で図15に示す。図で明らかのように、a/b≥1.0でx=0付近にτxy,maxが2個存在する特異な分布形状となる。また、この解は有限要素法によるものであるから、x=0での曲線の形状が図示したようになめらかか、折線になるかは明らかでない。

(2) a/b=2.0で、荷重位置Aをx軸上を移動させた場合

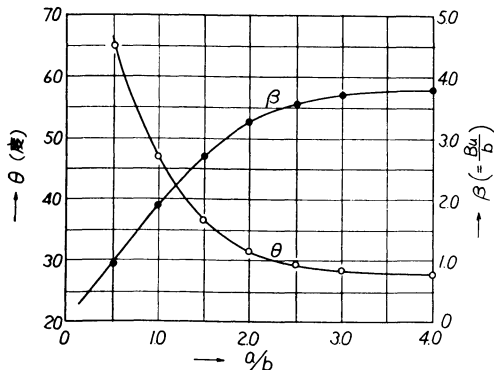


図14 a/bとθおよびβとの関係

荷重位置Aの座標は(x, 0)となり、ξ=x/aとし、ξと有効幅の係数βとの関係を図16に示す。ξ=1の場合、すなわち、荷重が側辺の中央に作用する場合は、シャイベの中央に作用するξ=0の場合の約6割に低下することがわかる。次に、図15と同様に固定辺でのせん断応力分布を図17に示す。ξ=0の場合は図15にすでに示したが、その時の分布形状とξ=1の場合の形状とに明確な差があり、中間に荷重がある場合(0<ξ<1)は両者の特徴を兼ね備えている。

(3) a/b=1.0および2.0で、荷重位置は任意の場合 前述した2項で基本的な場合について検討し、二、三の特徴ある傾向がつかめたと考えられるが、ここではa/b=1.0および2.0を対象に荷重位置を任意に移動させた場合について同様な計算を行ない、その結果を図18に示す。a/b=2.0の場合はη=-1/3と-2/3との間で、また、a/b=1.0の場合はη=0とη=-2/3との間で有効幅の係数βの値の増減の率が小さくなる一方、大小が逆になる。これは、荷重位置Aから対象固定辺までの距離に対して、自由辺である側辺までの距離が大きくなってくると、そのせん断応力分布形状が

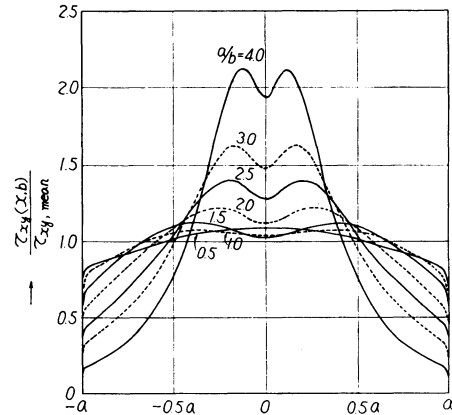


図15 固定辺でのせん断応力分布

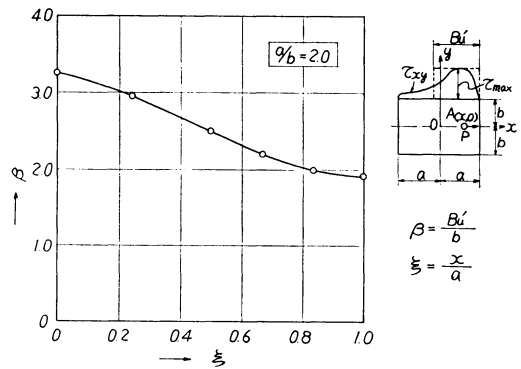


図16 ξとβとの関係

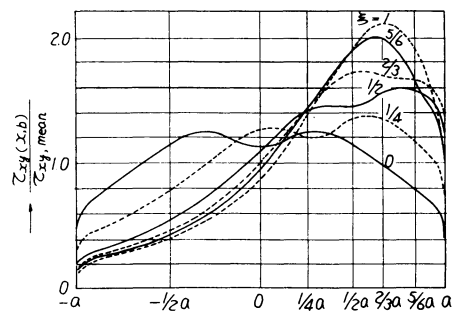


図17 固定辺でのせん断応力分布(a/b=2.0)

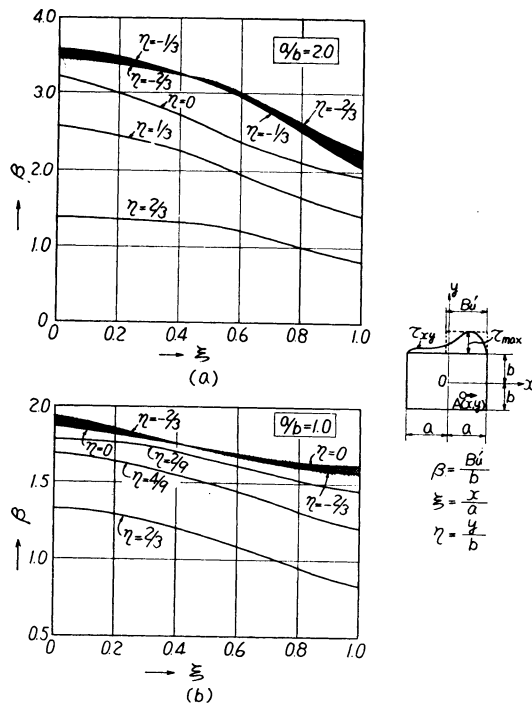


図18 荷重位置と有効幅との関係 ($a/b=2.0$ および $a/b=1.0$)

変わってくるためである。

(4) 総括 以上、豊里大橋の縦シャイベの設計々算で考慮されていなかった、(1) 形状比、(2) 荷重位置、(3) 主げたとの剛性比、のうち(1)、(2)の影響について述べた。すなわちモデル化した縦シャイベの上下辺は固定とした一連の考察であるがもし、弾性支持の条件で計算すれば、有効幅は大きくなる傾向が予想される。この結果、仮想応力分布法は、簡便さが認められるものの、その各種条件を十分に考慮して、有効幅の広りを仮定する必要があると考えられる。

5. 結 言

二次元あるいは三次元連続弾性体の構造解析法として最近好んで

用いられるようになった有限要素法を適用して、豊里大橋のケーブル定着部近傍(とくに縦シャイベ)でのケーブル張力水平分力によって発生する応力分布を計算した。そして、仮想応力分布法による設計々算応力と対比させてみた。その結果、本橋のケーブル張力水平分力に対する設計々算値は安全側にあることが判明した。しかし、4.で述べた縦シャイベをモデル化した一連の計算結果からは、縦シャイベのような構造物の応力分布は、

- (1) 形状比
- (2) 荷重位置
- (3) 周辺の支持条件

などの要因によって影響されることが明らかとなった。

なお、その後、文献(3)、(4)などの結果を参考に、照査検討を行ない、豊里大橋は合理的な最終設計を経て製作架設され、完成後の実橋実験でもその健全性が確認されている。

また、本研究を実施するにあたって、終始、適切な御助言をたまわった大阪大学小松定夫教授に謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- (1) Aschenberg ほか：Die Brücke über die Norderelbe im Zuge der Bundesautobahn Südliche Umgehung Hamburg, Der Stahlbau, 32 (1963), H. 9.
 - (2) 市場 悟, 東口洋一：斜張橋のケーブル定着部の応力解析, 三菱重工技報, Vol. 5, No. 5 (1967)
 - (3) 大阪市土木局, 日立造船(株)：豊里大橋模型実験(ケーブル定着点全体模型) その1 (1970)
 - (4) 大阪市土木局, 三菱重工業(株)：豊里大橋模型実験(ケーブル定着点部分模型) その2 (1970)
 - (5) Zienkiewicz ほか：The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics, McGraw-Hill (1967)
 - (6) 小松定夫, 小林 紘, 松川昭夫：豊里大橋の載荷実験について, 第25回土木学会講演集 (1969)
- (注) (3)、(4)は内容の一部を、第24回土木学会講演集に掲載。