

トラス上弦材と合成した鋼床版の構造特性

(櫃石島橋について)

能登宥愿*

1. まえがき

櫃石島橋は、本四連絡橋児島一坂出ルート海峡部の櫃石島、岩黒島間に架設される道路鉄道併用のケーブル2面のマルチ・ファン型3径間連続鋼斜張橋である。

主桁は、トラス形式で上弦材と鋼床版とが合成されており、一体として挙動するため、次の特徴がある。

- ① 上弦材と鋼床版を一体とするため、全体断面の中立軸が上弦材に近くなり、ケーブル水平分力による全体曲げモーメントが小さくなる。また、中立軸からの距離の関係より、上弦材の軸力は大きくなるが、下弦材の軸力はそれほど大きくなる。
- ② 上弦材側の断面積が非常に大きいため、斜張橋の特性、利点を発揮させるプレストレスが、かなり自由に選択でき、経済的にも有効と考えられる。
- ③ 上弦材上面と鋼床版が同一平面にあるため、自動車幅員を有効に使い、過大な主構幅を採用する必要がない。そこで製作、架設時のハンドリング、スペースの面においてもより有利となる。
- ④ 本橋のトラス斜張橋のように剛性が大きく、耐風安定上フラッターの心配がない場合は、鋼床版面を閉塞（吊橋のグレーチング床版のような必要がない）することが可能である。
- ⑤ 問題点としては、寸法上の拘束の多い構造物は、製作、架設時に精度管理を厳密に行わなければならないことが考えられる。特に、形状管理として、ケーブル張力、桁の出来上り形状が生命とも言える斜張橋ではなおさらのことである。

上弦材と鋼床版を合成することによるその特徴が浮き彫りにされた。そこでその構造特性を明確にするために、本検討を行うものである。

2. 概要

櫃石島橋の設計では、鋼床版が合成された上弦材について、簡易計算法¹⁾（平面骨組モデルは偏心を考慮せず、偏心に関する項は別途考慮する）が採用されている。

本検討では、特性が充分把握できる支間として8パネル（対称荷重のみを考慮し、振り対象外）をモデル化し、簡易計算法の考え方を活した計算法（以後、JV計算法と称す）によって解析を行った。またこれに対比すべく、慣用計算法²⁾（平面骨組モデルは偏心を考慮しており、又軸力の応力計算法も簡易計算法とは異なる）による解析を行った。これらの計算法を検証するために、応力函数法³⁾、立体有限要素法解析（以後、立体FEM解析と称す）を行った。そして、JV計算法、慣用計算法の妥当性、問題点を示し、さらに、構造物の特性をFEM解析によって調べるものである。

3. 解析法及び平面骨組モデルの選定

(1) 立体有限要素法解析

本解析の目的は、構造特性を調べることで、平面骨組モデルによる設計計算法を検証することである。

(a) 構造モデル

解析対象構造は、8パネル分とし、対称性を考えて $\frac{1}{4}$ モデルとする（図-1）。

構造モデルは、実際の構造形状と合わせるため、上弦材を箱桁とし、上フランジと鋼床版を連続体としている。板要素は板曲げを考慮している。

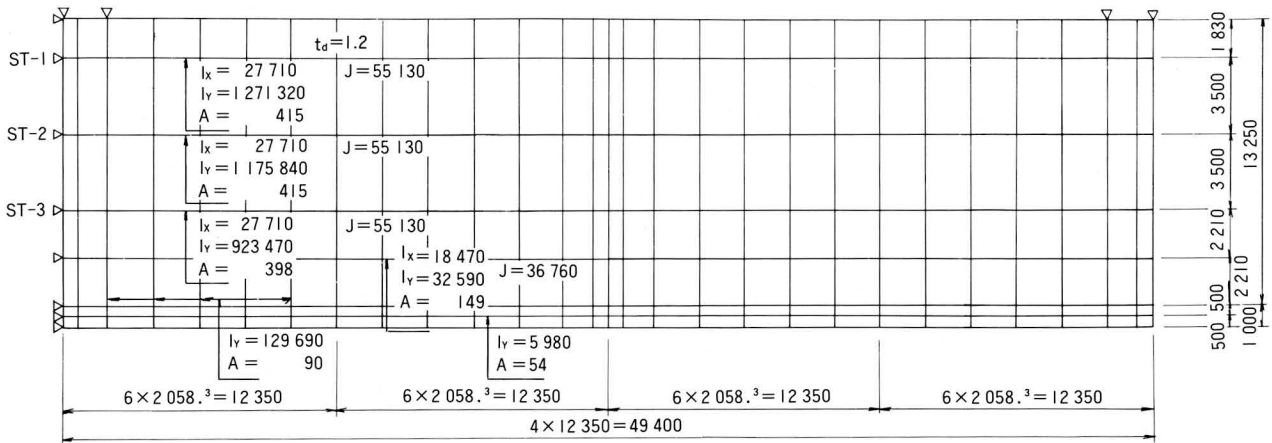
鋼床版は、縦リブ、縦桁、横リブを梁要素としてモデ

* 技術本部設計部設計第2課課長代理

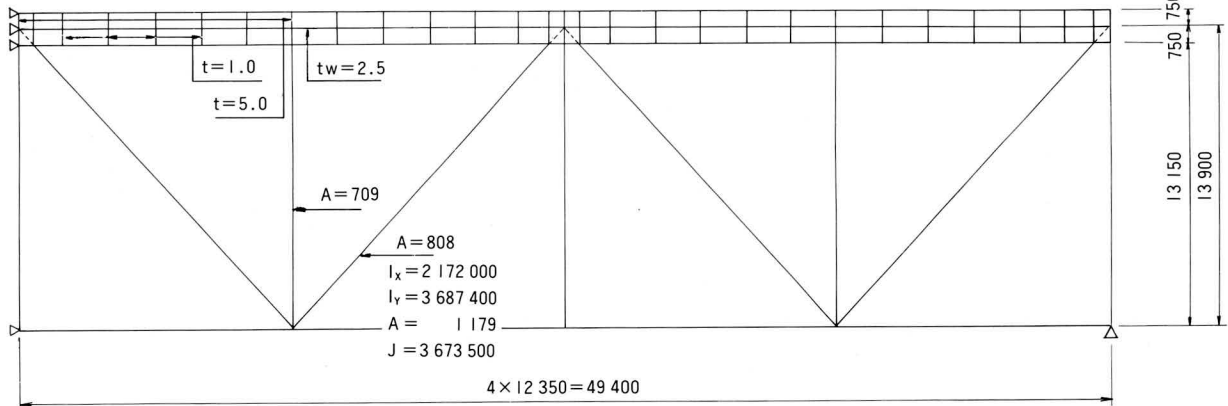
ル化し、直交異方性板として考えている。このことは、梁要素がそれぞれの方向の伸び剛性、曲げ剛性のみに関与し、せん断流を伝達しない要素として評価することができるからである。

また主構の斜材、垂直材、床トラス、下横構等は梁要素または棒要素として評価している。上弦材格点部は箱桁と斜材、垂直材の棒要素を簡潔な構造で連結でき、所要の構造性能を有するように、ウェブ高の $\frac{1}{2}$ の位置に水平に仮定の板を設けている(図-2)。

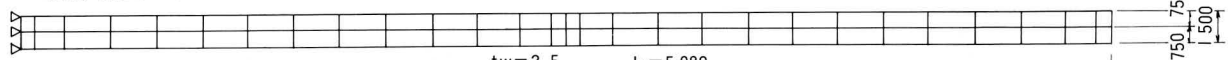
デッキプレートおよび上弦材上フランジ



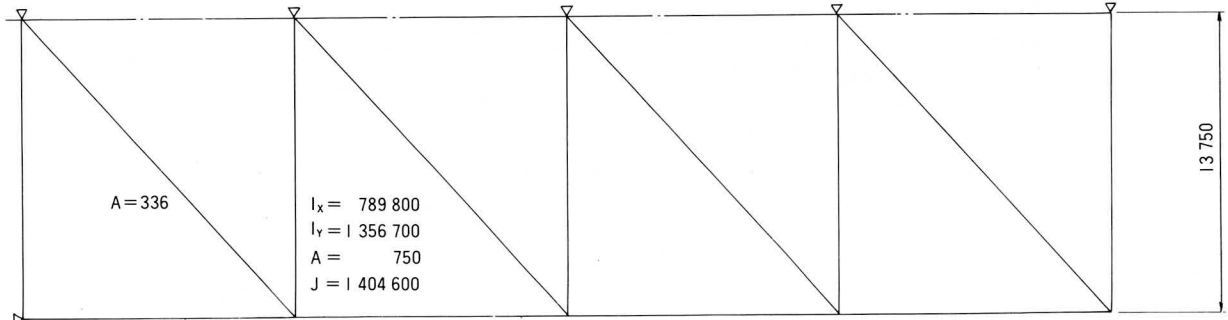
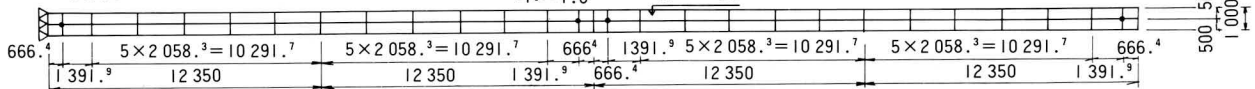
上弦材内側ウェブおよびトラス



上弦材外側ウェブ



上弦材下フランジ



下横構と床トラス下弦材

Iy : 水平軸まわり

図-1 構造要素(I)

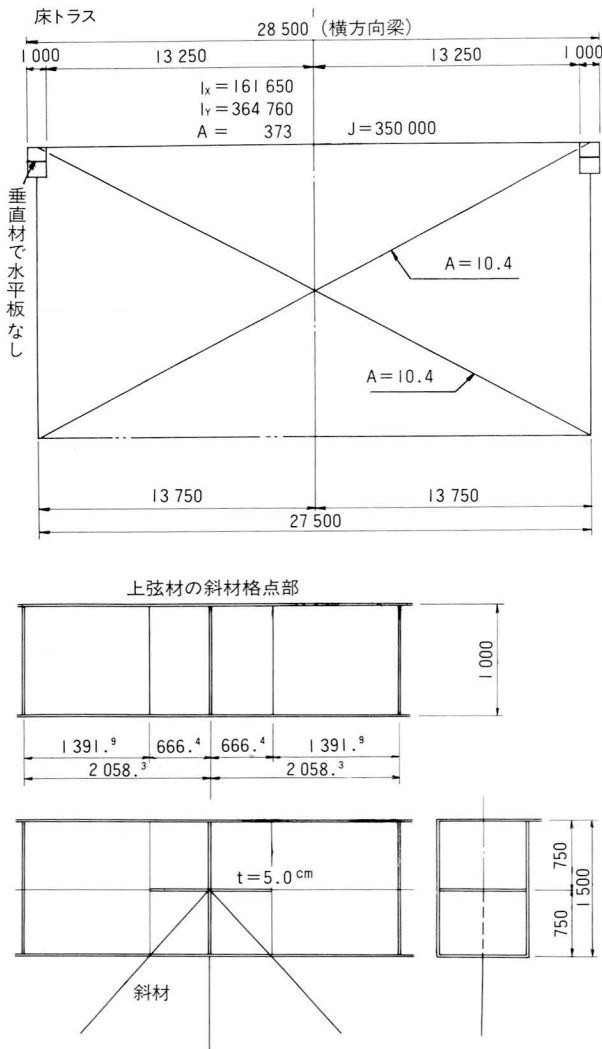


図-2 構造要素(2)

(b) 載荷荷重

ケーブル軸力の水平分力及び斜材軸力が上弦材、鋼床版にいかん力が伝達するかをみるため、それぞれ軸方向荷重、曲げ荷重を載荷している。

軸方向荷重（水平荷重）について、鋼床版応力がどのようなようにして均等に分布するかをみるため、端格点に2000t（case-1）、また多格点のケーブル水平分力による応力の流れをみるため、端格点から4格点に、各500t(case-2)を載荷する。

曲げ荷重（鉛直荷重）について、斜材からの水平分力による応力および合成上弦材の曲げモーメントによる応力の分布状態をみるため中央格点に1000t(case-3)また、各格点に125t(case-4)、さらに縦桁曲げモーメントの分布状態もみるために格間を6等分した位置に等分割

荷重20.833t(case-5)を載荷する。

(2) 応力函数による計算法

鋼床版が合成された、トラス形式の斜張橋は、主構造が充腹桁の場合と異なり、斜材軸力の水平分力または、ケーブル張力の水平分力がトラス格点に集中的に導入され、上弦材、鋼床版に伝達される過程で、格点付近に大きな応力集中が発生し、有効幅が減少することが考えられる。

そこで、本検討では、浦田、山村³⁾による軸方向力を橋軸方向に沿った一つのFourier級数に展開し、それぞれの級数項に対して、これらに対応する有効幅の値を用いて、断面の応力度を算出する方法によって応力を求めた。曲げモーメントについては、軸方向力の場合を拡張して、上フランジと鋼床版の応力を軸力に置換して、同様に計算を行った。

(a) 解析の仮定条件

- ① 構造、荷重とも横断面の鉛直軸に関して対称である。
- ② 鋼床版を等方性の板（板厚 t ）と考える。
- ③ 鋼床版の支持条件は、合成上弦材の軸方向力が同符号を有する範囲を等価スパンとする単純桁とみなす。
- ④ 支点上および主構造の位置では、板の橋軸直角方向の変位が拘束されている。

ここに B, t_d : デッキプレートの幅と厚さ

A_r, A_s : 縦リブ、縦桁の断面積

(b) 等方性板の微分方程式

$$\frac{\partial^4 F(x, y)}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F(x, y)}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F(x, y)}{\partial y^4} = 0 \quad (3.2.1)$$

ここに、 $F(x, y)$: Airyの応力函数

x, y : 橋軸および直角方向の座標

上式を満足する応力函数は一般に次式で表せる。

$$F(x, y) = \sum_{n=1}^{\infty} (A_n/k^2)(e^{-ky} + B_n \cdot e^{ky} + C_n \cdot ky \cdot e^{-ky} + D_n \cdot ky \cdot e^{ky}) \sin kx \quad (3.2.2)$$

ここで、 $k = n\pi/\ell$ ℓ : 等価支間長

A_n, B_n, C_n, D_n : 積分定数

式の展開等は文献³⁾を参照していただくことで省略する。境界部（主構造の位置）の応力、変形の条件や歪の適合条件等より、積分定数を求め、さらに軸方向力をFourier級数に展開することにより応力を求める。

上弦材応力は次のようになる

$$(\sigma_x)_g = \sum_{n=1}^{\infty} \left[N_n / \{ A_g + \lambda_n(N) \cdot t \} \right] \sin kx \quad (3.2.3)$$

ここで N_n : 軸力の級数項の係数
 $\lambda_n(N)$: 鋼床版のn項の有効幅
 A_g : 上弦材断面積

実際の計算は電算により行い、級数の項数は200項までとする。

(3) 平面骨組モデルの選定

平面骨組モデルは、通常的设计法において、鋼床版と合成された上弦材の取扱い方により、2通り(各2種類)が考えられる。

上弦材の中立軸は鋼床版と合成されることにより、格点位置(ウェブ高の1/2)より上方に偏心する。この偏心量は、鋼床版の有効幅のとり方により異なってくる。

また骨組を偏心させないで、偏心曲げモーメントを別途計算する方法もある。ここでは平面骨組を4種類について計算し、変位、部材力を立体FEM解析と比較し、モデルを選定する。

(a) 平面骨組モデルと荷重

- ① 鋼床版を全幅有効とし、上弦材との合成断面より中立軸を計算し、この位置を骨組線とする。
- ② 主構トラスを充腹桁とみなし、単純桁の有効幅の式(道示8.3.4)⁴⁾より、鋼床版の有効幅を算定し、合成断面の中立軸を求め、骨組線を決定する。
- ③ 鋼床版を全幅有効とし、骨組線は偏心させないで格点位置上に配置する。
- ④ 鋼床版の有効幅を②と同じく算定し、骨組線は偏心させないで、格点位置上に配置する。

以上の平面モデルに対して、case-1~case-5の荷重に対して解析を行った。

(b) 解析結果と考察

解析結果より、下弦材格点の鉛直方向変位と下弦材の軸力について考察する。

変位については、図-3より次のことが言える。

立体FEMの結果を基準とすると、曲げ荷重の方がFEMと良く一致を示し、最大でもその差は5%以内で、特に②、③では1~2.8%である。

軸方向荷重は多少差が大きく、最大で27%位であり、②、③では3~11%である。

軸力については、図-4より次のことが言える。

平面骨組の軸力はFEMの値より10%位大きい、偏

心を考慮した系同士、考慮しない同士では殆ど差がなく、両者間でも3%位の差である。

そこで、これ以降は、FEMとよく近似している、②、③を解析系とし、②を慣用計算法のモデル、③をJV計算法(簡易計算法のモデルと一致)のモデルとする。

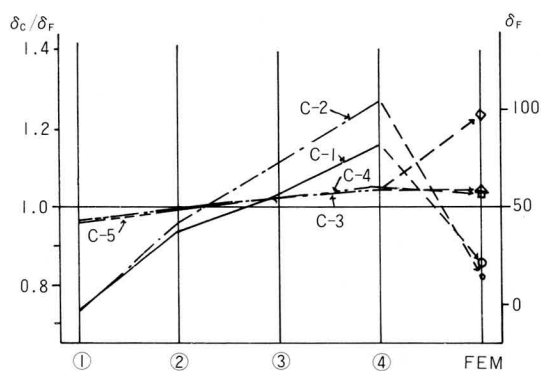


図-3 下弦材(Ⓛ)の各ケースのFEM値に対する撓比及びFEMの撓み

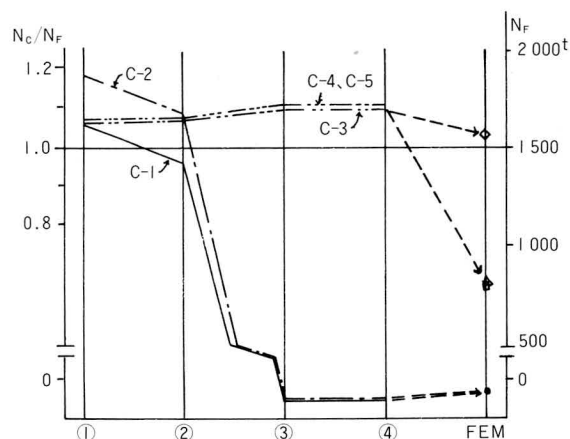


図-4 下弦材(Ⓛ)の各ケースのFEM値に対する軸力比及びFEMの軸力

(4) 慣用計算法

上弦材の軸力と曲げモーメントを図-5、図-6に示す。

(a) 軸力による応力

軸力による応力は次のように算定する。

$i \sim i+1$ 格間の軸力を前格間 ($i-1 \sim i$) から生じている軸力と $i \sim i+1$ 格間で生じた軸力に分け、 i 格点では各々の軸力を初期軸力、格点軸力、 $i+1$ 格点では全てを初期軸力とする。

格点軸力は上弦材断面積のみで、初期軸力は軸力の符号変化点を等価支間長として、道示 8.3.4 より求めた有効幅で、負担するものとする。

(b) 曲げモーメントによる応力

曲げモーメントを次の3種類に分ける。

- ① 上弦材が曲げ剛性を有することにより生ずる、全体系の曲げモーメント

- ② 上弦材が偏心を有することにより生ずる偏心曲げモーメント

- ③ case-5のように、格間に鉛直荷重が載荷することにより生ずる縦桁曲げモーメント

各種曲げモーメントにより生ずる応力は次のように考える。

- 1) 全体系の曲げモーメントは、当該曲げモーメントの符号変化点を等価支間長として、道示 8.3.4.単純桁の式より求めた有効幅で負担するものとする。
- 2) 偏心曲げモーメントは、格間を支間とし、道示 8.3.4 のゲルバー桁の片持部の式より求めた有効幅で負担するものとする。
- 3) 縦桁曲げモーメントは、格間を支間とし、道示 8.3.4 の連続桁の式より求めた有効幅で負担するものとする。

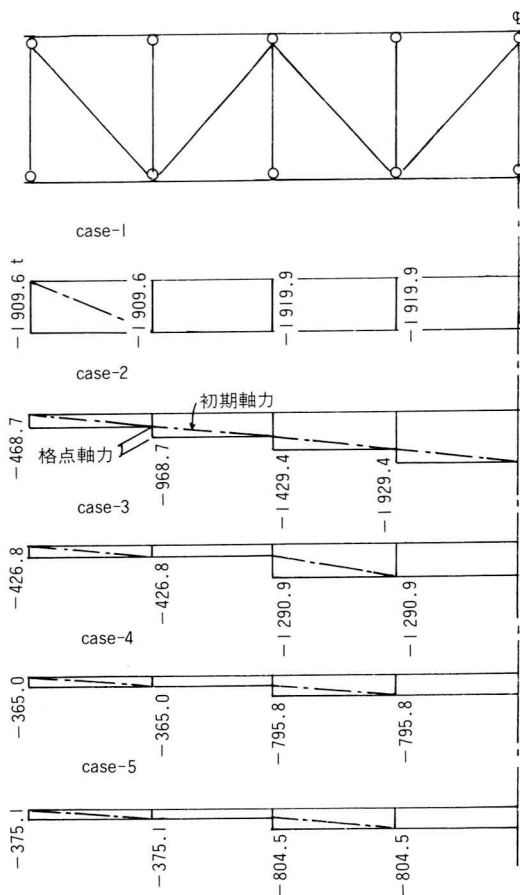


図-5 慣用計算法の軸力

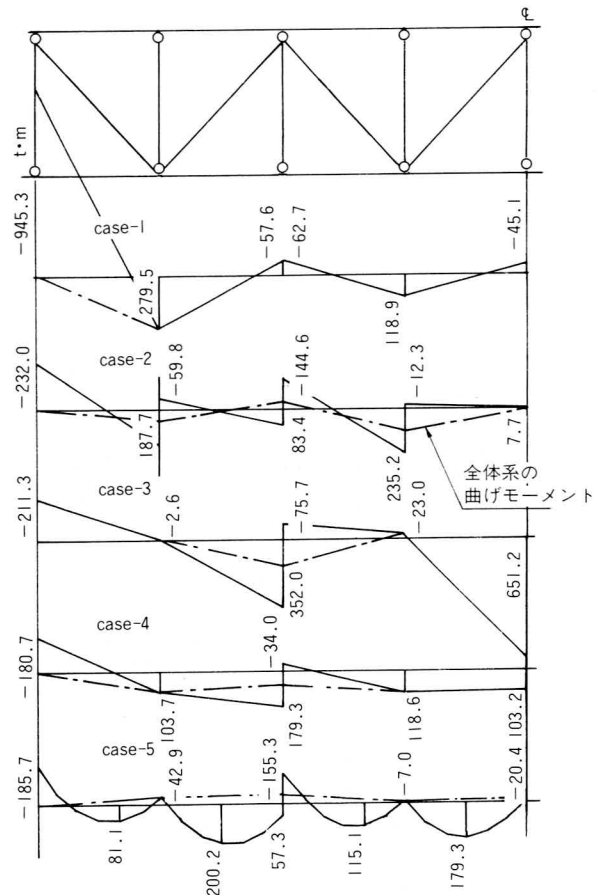


図-6 慣用計算法の曲げモーメント

(5) JV 計算法

上弦材の軸力と曲げモーメントを図-7、図-8に示す。但し偏心による曲げモーメントは次のように算定する。

軸力 N_2 , ΔN_1 , ΔN_0 に対して、有効断面積 A_2, A_1, A_0 があり、荷重導入点で有効なのは A_0 であるから、 A_0 の重心を有効断面の重心と考えるのが、1次近似的に正しいと言える。ところで、上弦材の軸応力という観点から見ると、この考え方は安全側の評価と言えるけれども、偏心モーメントの観点から見ると危険側である。なぜなら鋼床版の応力の伝達が早いほど、有効断面の中立軸は上方へ移行し、偏心量 e を増加させる。そこでここでは、 A_0 と A_1 の中間値を有効断面の中立軸と考え、 $e = 20\text{cm}$ とする。

(a) 軸力による応力

格点で導入される軸力が、漸次上弦材から鋼床版に広がっていくことを考慮して、次のように計算を行う。

$$\sigma = \frac{N_2}{A_2} + \frac{\Delta N_1}{A_1} + \frac{\Delta N_0}{A_0}$$

ここに、 N_2 : 2パネル前の軸力

ΔN_1 : 1パネル前の格点の軸力差

ΔN_0 : 着目パネルの格点の軸力差

A_2 : 上弦材+鋼床版 (全幅有効) の断面積

A_1 : " + " ($\frac{1}{2}$ 幅有効) の "

A_0 : 上弦材のみの断面積

(b) 曲げモーメントによる応力

曲げモーメントによる応力は慣用計算法と同様に算定する。

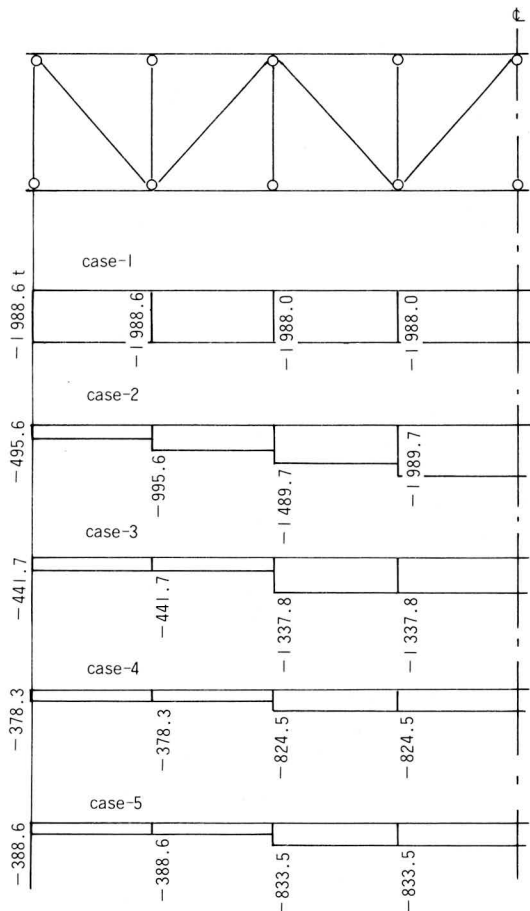


図-7 JV 計算法による軸力

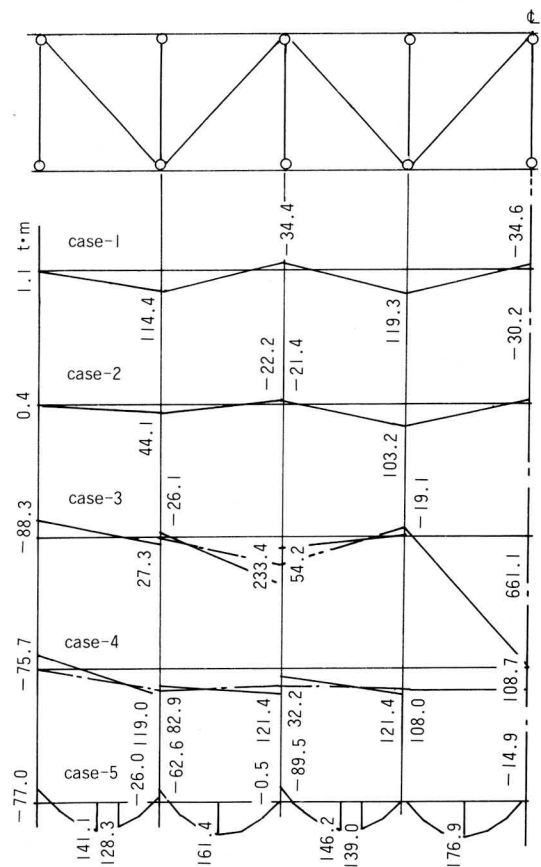


図-8 JV 計算法による曲げモーメント

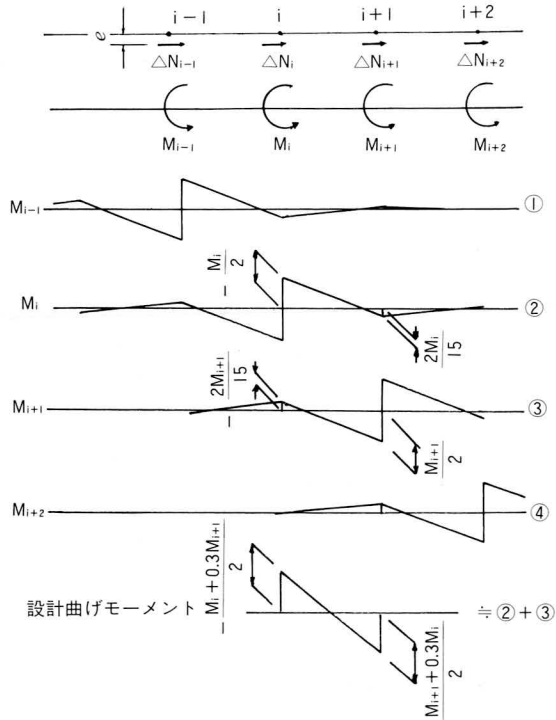


図-9 偏心曲げモーメントの計算

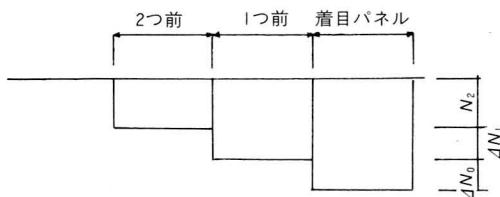


図-10 隣接パネルの軸力

4. 解析結果と考察

(1) 立体有限要素解析

(a) 橋軸方向荷重

case-1については図-11に示すように、デッキプレート上の応力の流れは、荷重近傍で極端に大きな応力 ($\sigma_{fu} = -1361 \text{ kg/cm}^2$ 参考：平均応力 $\sigma = -482.5$) が発生し、2パネル終端付近で $\sigma_{fu} = -543$ 、 $\sigma_d = -361$ 、4パネル終端付近で $\sigma_{fu} = -449$ 、 $\sigma_d = -453$ と順次均等化されている。

case-2については図-12に示す。多格点軸方向荷重をうける場合は、格点で新しく荷重が導入されるため、後方に引張応力が生じ、前方で圧縮応力が生じる。そのため、一度応力が減少し、次に急激に増大する。そこで、デッキプレートの応力は格点を境にして、ネガティブシャラグ、シャラグ現象が連続的に生じ、激しい応力変化となる。

(b) 曲げ荷重

case-3については斜材の軸力の水平分力が上弦材に伝達されるため、2パネルずつ同値の軸力が作用するが、図-13に示すように、応力はそれとはかなり異なったものとなっている。これは水平分力の導入前後（第3格点）のネガティブシャラグ、シャラグの影響および各種曲げモーメントの影響と考えられる。支間中央では、

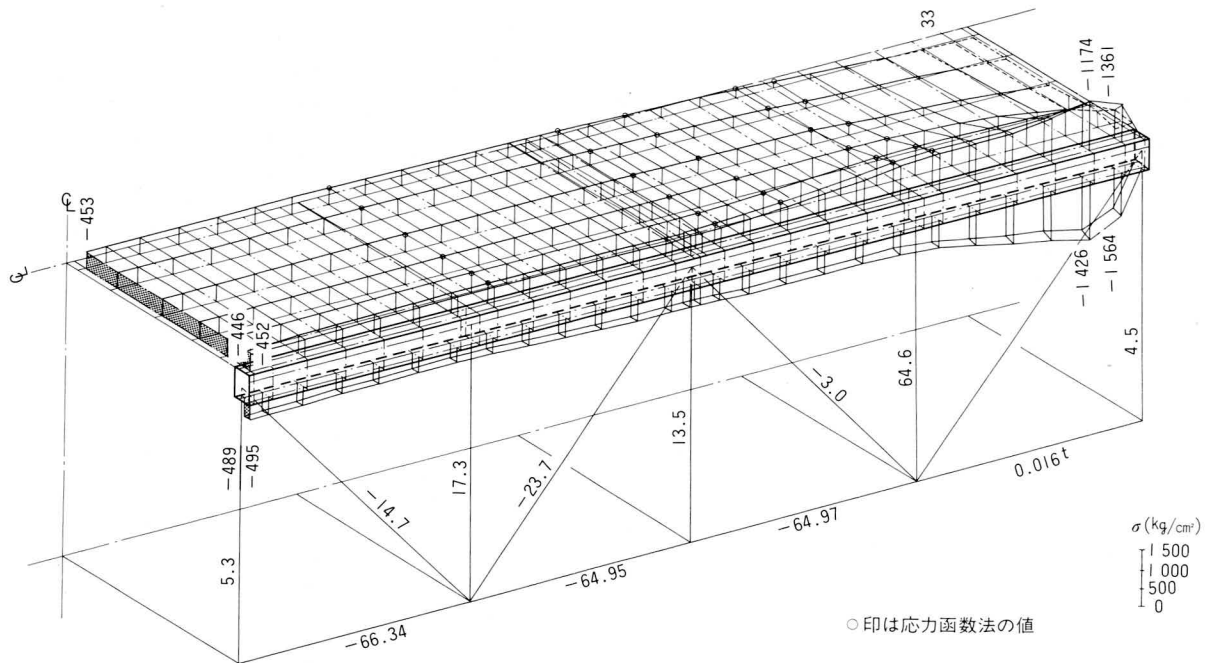


図-11 橋軸方向直応力 case-1

全体系の大きな曲げモーメントの影響がみられる
 ($\sigma_{ru} = -677 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_d = -307$, $\sigma_{fl} = 310$)。

このため、平面トラスで軸力部材として求めた応力値
 とは著しく異なっている。

case-4は図-14に示すように、載荷荷重の関係より、
 case-3の応力分布と似ているが、値が小さい。

case-5は図-15に示すように、縦桁曲げモーメント
 の影響が良くでている。

また、各ケースについて、応力函数による値 (○印) を
 示してあるが、良く対応している。

ここに、 σ_{fu} 、 σ_{fl} 、 σ_d : 上弦材上、下フランジ応力お
 よび鋼床版 (C) 応力

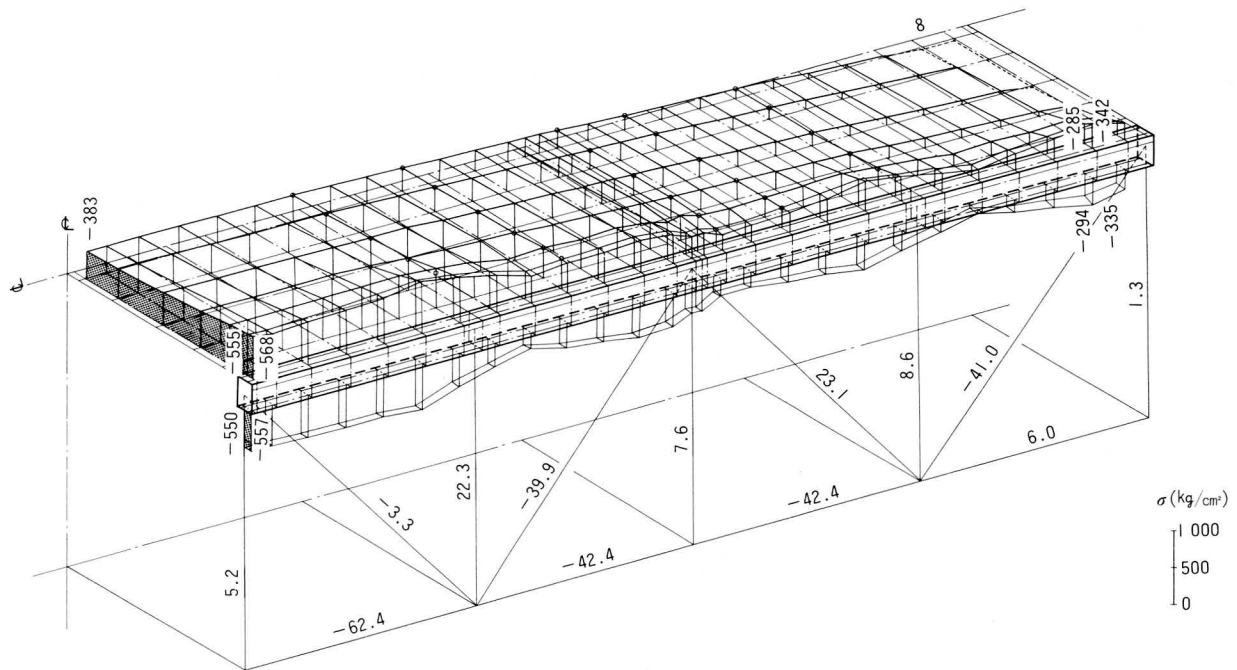


図-12 橋軸方向直応力 case-2

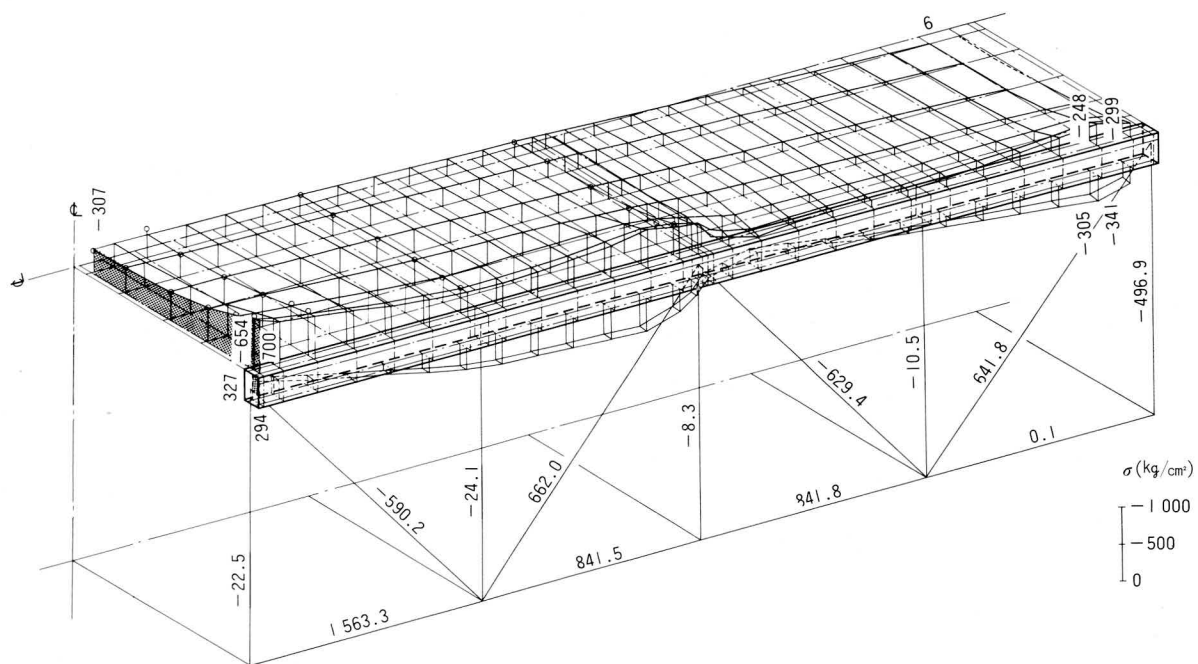


図-13 橋軸方向直応力 case-3

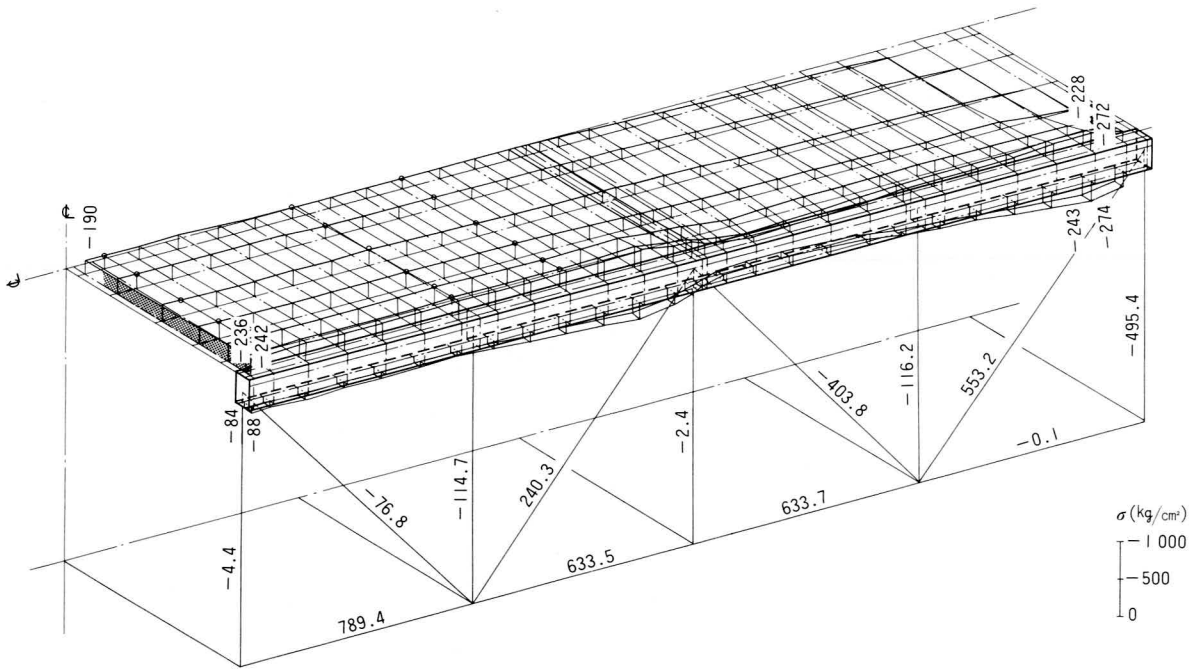


図-14 橋軸方向直応力 case-4

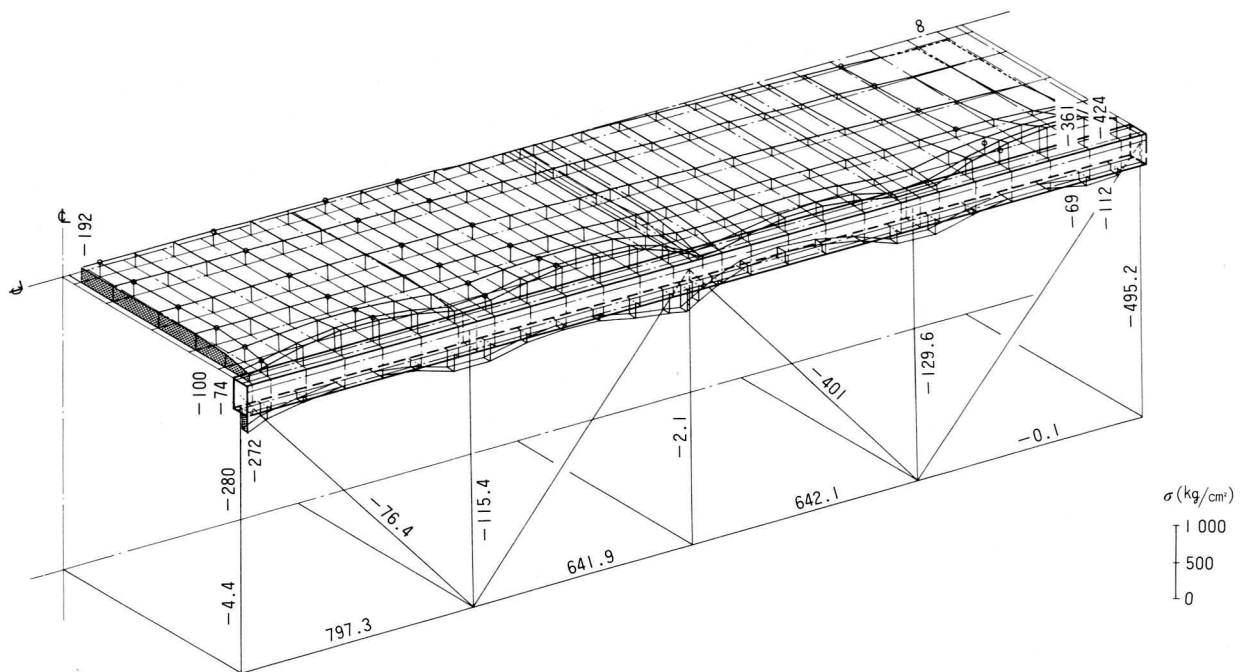


図-15 橋軸方向直応力 case-5

(c) せん断応力 (図-16~図-18)

せん断応力の分布は前項の軸応力とよく対応している。すなわち、軸応力の変化の激しい個所で大きなせん断応力値 (case-1で $\tau=701\text{kg}/\text{cm}^2$) を示しており、こ

れを橋軸直角方向断面でみた場合、上弦材上フランジと鋼床版の境目に相当する。また、軸応力分布が均等な支間中央および鋼床版 Φ では、せん断応力は殆ど作用しない。

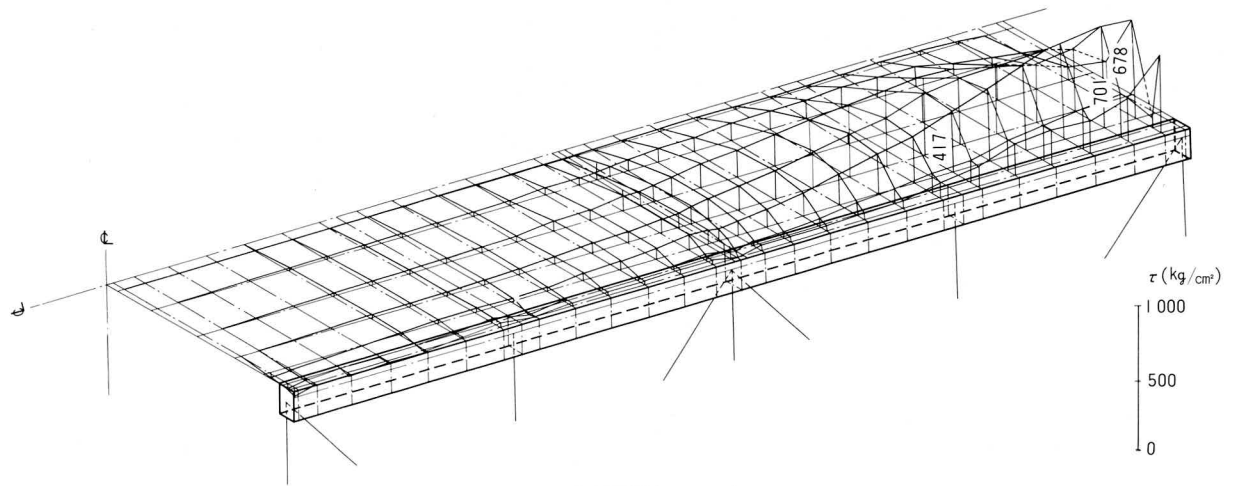


図-16 せん断応力 case-1

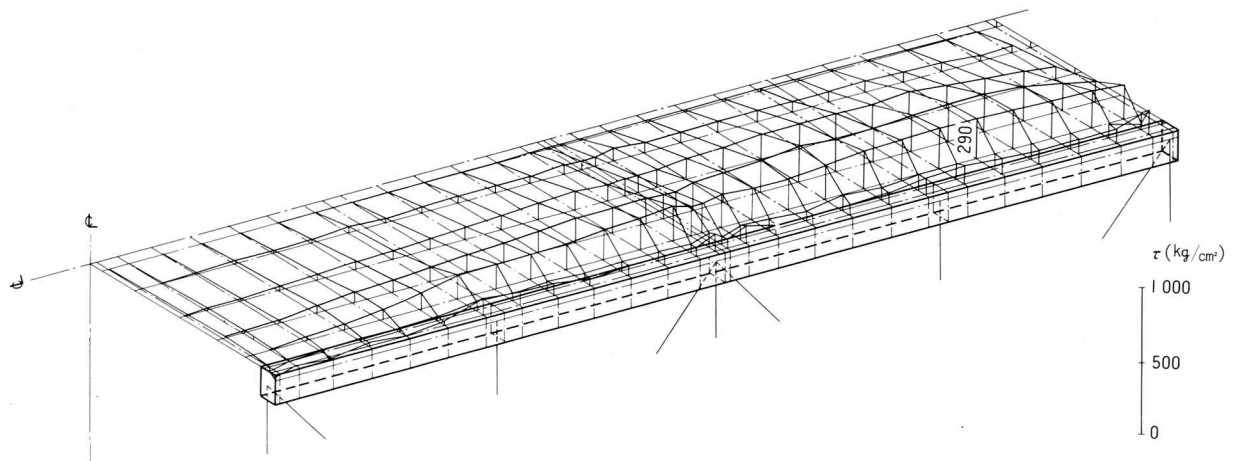


図-17 せん断応力 case-2

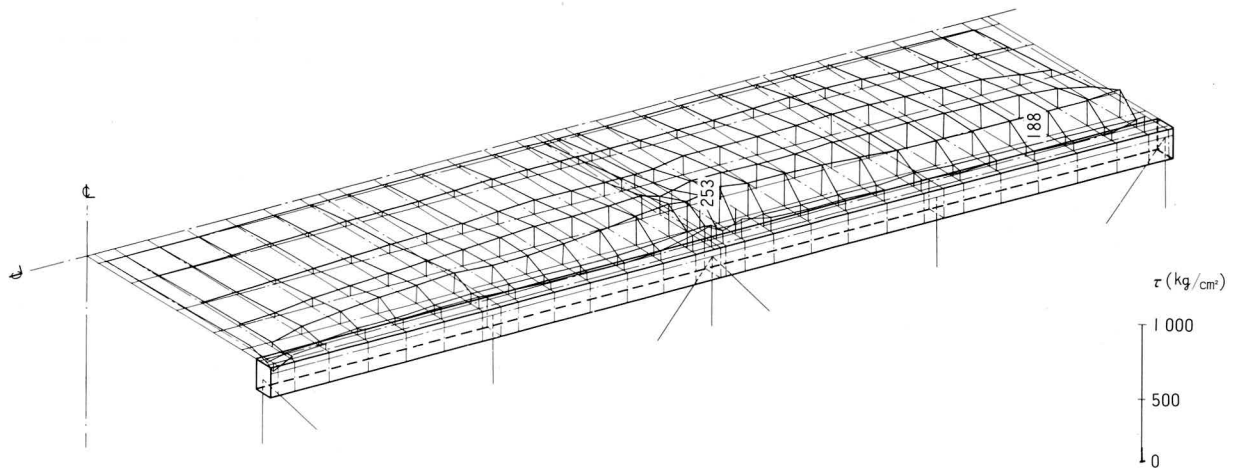


図-18 せん断応力 case-3

(d) 変位

橋軸方向変位 (u)、鉛直方向変位 (v) を図-19に示す。

一般に良く知られているように、変位と応力の関係では、軸応力はu (中立軸における) の一次微分、曲げ応力はvの二次微分である。このことを念頭におくと、この図の値と応力分布との相関性が認められる。

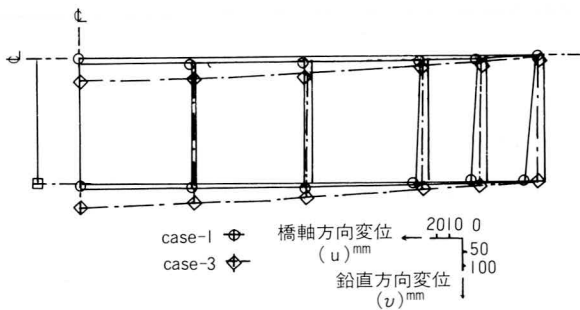


図-19 橋軸方向変位(u)と鉛直方向変位(v)

(2) 各計算法の対比

FEMによる応力値は、軸力と曲げモーメントの両成分が合成されているが、他の計算法による軸力と曲げモーメントの各々の応力と比較するため、上弦材の上下フランジの応力差を慣用計算法の中立軸位置を使用して、曲げ応力と軸応力に分ける。又フランジ応力は平均値(断面の)を使用する。

(a) case-1 (図-20)

軸力による応力は、慣用計算法に於いては、パネル内で勾配を有するのに対し、JV計算法は一定で隣接パネル間で階段状となる。このためパネルの始端側では等しく(図では軸力が異なるため等しくない)、終端側では、勾配分だけJV計算法が大きくなる。応力函数法とFEMとでは、橋軸直角方向の応力分布が変化している1、2パネルでは、FEMが大きく(応力函数法が過小評価)、応力分布が均等になっている3、4パネルでは殆ど一致している。これは、応力函数法が等方性板を使用しており、せん断剛性が大きいためである。然るに、応力分布が均等になれば、せん断剛性の影響がないので、両者は一致する。また全体として慣用計算法が良い近似を示している。3、4パネルは応力が均等になっているため、どの計算法も良く一致している。

曲げモーメントによる応力は、慣用計算法に於いて端部に $M = -945 \text{ t}\cdot\text{m}$ の偏心曲げモーメントが生ずるため、

第一パネルでは特異な応力分布となっており、FEM値とも大きな差がある。3、4パネルでは、どの計算法も良く似た値となっているが、FEM値より多少大き目である。

合計応力は、慣用計算法に於いて、1、2パネルで応力変化が大きく、FEM値を挟んで大きく上下しており、JV計算法の方が設計値としては望ましい。

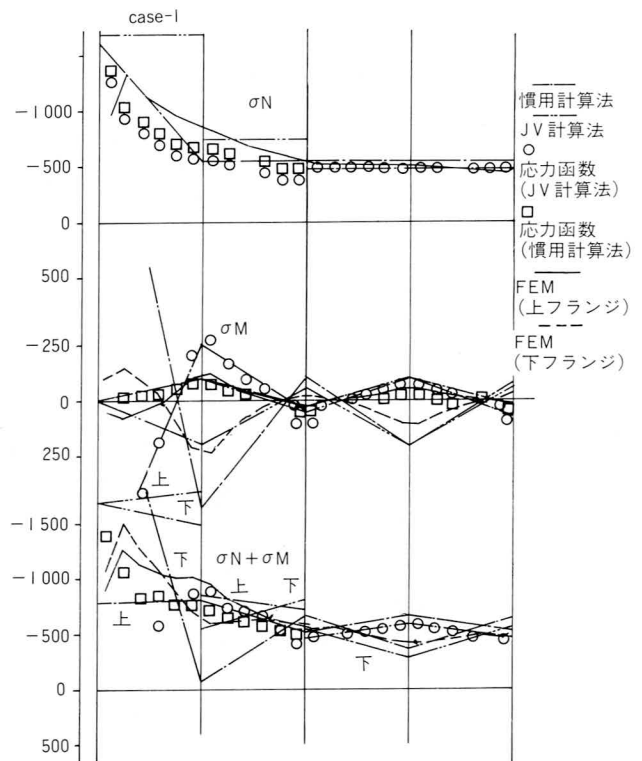


図-20 上弦材の橋軸方向直応力 case-1

(b) case-2 (図-21)

軸力による応力は、慣用計算法に於いては、隣接パネル間で支間中央に向かって増加しているが、パネル内では減少勾配となっており、FEM値、応力函数値と良く似た傾向(格点前後のネガティブシャラグ、シャラグの影響)を示しており、これらを含んでいる。

又、JV計算法は、慣用計算法も包括している。応力函数値は第2パネル目から以降、FEM値と良く一致している。

曲げモーメントによる応力は、慣用計算法に於いて、第1、3パネルの偏心曲げモーメント成分が顕著である。

合計応力について次のように言える。慣用計算法は上弦材下フランジのパネル終端側で過小評価しているところ

ろがある。JV計算法は、多少余裕はあるがFEM値を全てクリアーしている。また、応力函数値（JV計算法部材力による□印）は、FEM値と良い近似を示している。

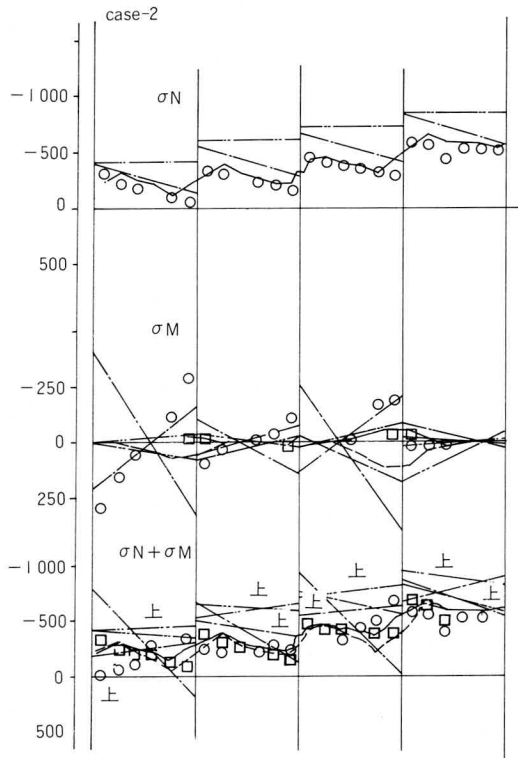


図-21 上弦材の橋軸方向直応力 case-2

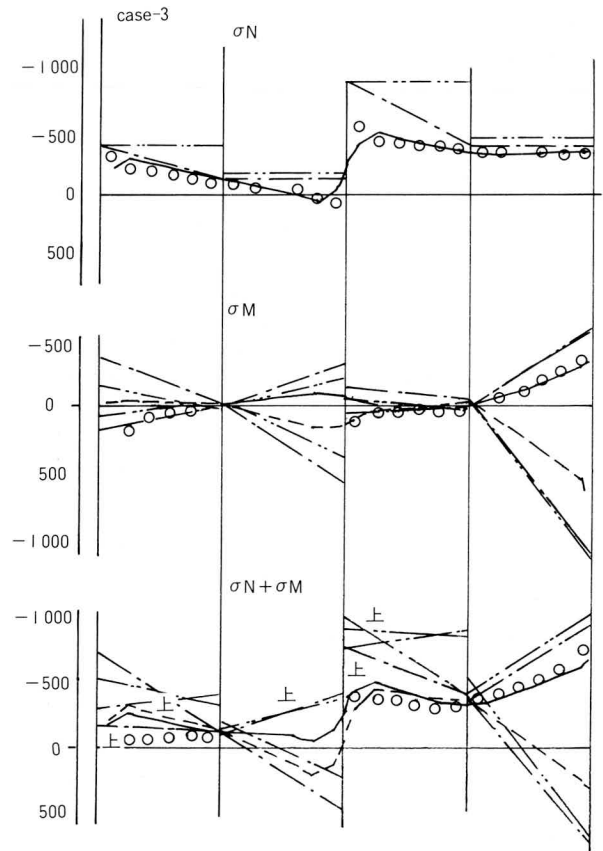


図-22 上弦材の橋軸方向直応力 case-3

(c) case-3、case-4 (図-22、図-23)

軸力による応力について次のように言える。case-4はcase-3の80%前後であり、応力分布形状は良く似ている。斜材軸力が上弦材、鋼床版に導入される第3格点で、応力は大きな変曲点を有し、この格点を挟んだ近傍の支点側、中央径間側で、各々零および圧縮の最大値を示す。慣用計算法、JV計算法は、第3パネルに60%強の余裕がみられる。応力函数値は第1パネル目こそ多少低目であるが、2パネル目以降はFEM値と良く一致している。

曲げモーメントによる応力について次のように言える。case-3は集中荷重が支間中央に1000t 載荷（case-4は全格点に125t）しているため、偏心曲げモーメントおよび全体系の支間中央曲げモーメントがcase-4に比べて、かなり大きい。それが応力分布に良く表れている。またJV計算法は慣用計算法に比べて、偏心曲げモーメントの評価が1/2.5位であり、これが第

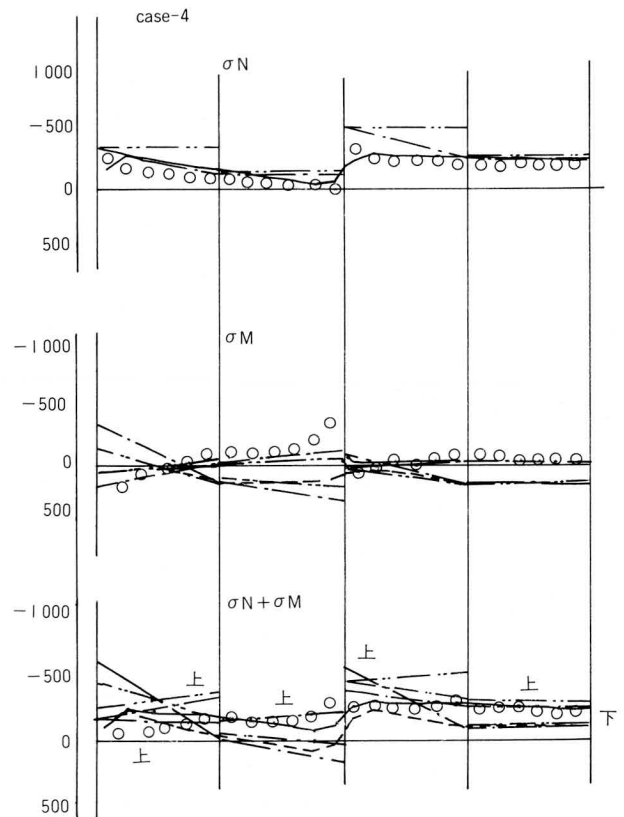


図-23 上弦材の橋軸方向直応力 case-4

1、2パネルに表れている。両計算法とも、FEM値と比べ大き目の値を示しているが、応力函数値とFEM値は良く一致している。

合計応力については、上弦材の上下フランジ共、第3格点で応力の大きな変曲点を有するなど、前述の特性を重ね併せた結果になっている。

(d) case-5 (図-24)

軸力による応力はcase-4と殆ど同じである。

曲げモーメントによる応力は、等分割荷重による縦桁曲げモーメントの応力が顕著に表れている。

合計応力についても、このケースのみ特徴があり、縦桁曲げモーメントの影響が表れている。JV計算法は他の計算法を包括しており、応力函数値は2パネル目以降順次、FEM値と一致していく。

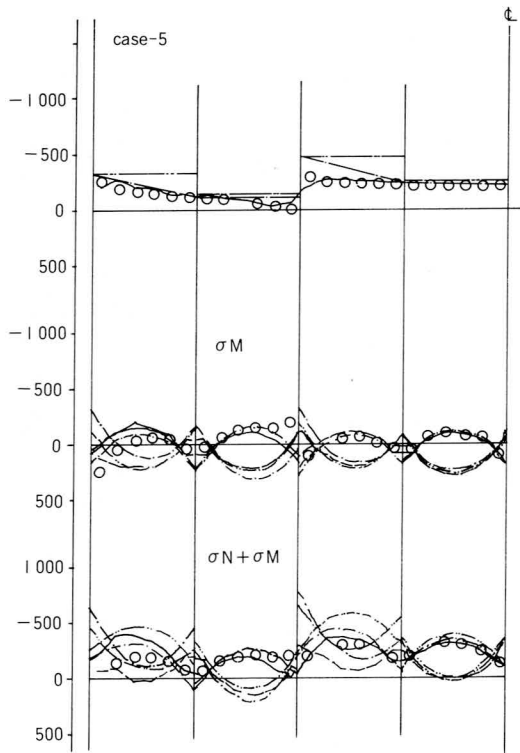


図-24 上弦材の橋軸方向直応力 case-5

(3) 有効幅

FEM値（対象は合計応力）と応力函数値（対象は軸応力、曲げ応力、合計応力）による有効幅を各々調べ、有効幅の性状を知り、かつ両解析法の相関性を把握するものである。

有効幅率の算出は次式による。

$$\mu_{(1)} = \frac{N - \sigma_g \cdot A_g}{\sigma_g \cdot A_D} \quad (4.3.1)$$

$$\mu_{(2)} = \frac{N - \sigma_g (\text{or } \sigma_{gu}) \cdot A_g}{\sigma_{gu} \cdot A_D} \quad (4.3.2)$$

ここに $\mu_{(1)}$ ：上弦材平均応力に対する有効幅率

$\mu_{(2)}$ ：上弦材上フランジ応力に対する有効幅率

N ：軸力（曲げモーメントの時は、上フランジ、デッキプレートの軸力）

σ_g ：上弦材の平均応力

σ_{gu} ：上弦材上フランジの応力

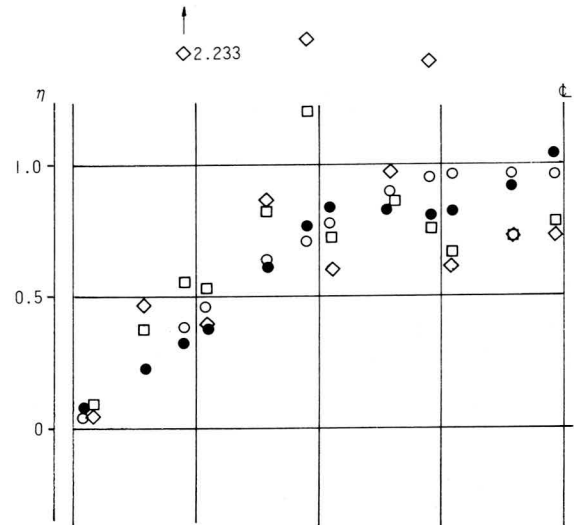
A_g ：上弦材断面積（曲げモーメントの時は上フランジ断面積）

A_D ：鋼床版断面積

(a) FEM値による合計応力の有効幅率

case-1 (図-25) については、端格点から支間中央にいくに従い、零から1.0に漸増し、第4格点付近から、ほぼ全幅有効になる。

case-2については、多格点軸力であるので、2、3、4格点で不連続となり、支点側でネガティブシャラグが生じ、1.0を越し（設計的には余り意味がない）、支間中央側でシャラグにより0.4~0.6位となる。



- case-1 (1)
- case-1 (2)
- ◇ case-2 (1)
- case-2 (2)

図-25 軸方向荷重による全軸応力(FEM値)の有効幅率

曲げ荷重 (図-26) の有効幅率の変化は、大局的にみれば、3 ケースとも同様な傾向にあり、第3 格点を変曲点とした、2つの右上りの曲線で表される。この格点は斜材軸力が導入される位置で、端支点側でネガティブシャラグが生じるため、有効幅率が1.0を超えた大きな値となっている。また曲げ応力が卓越しているcase-3の支間中央および、縦曲げモーメントの生じているcase-5は $\mu_{(1)}$ と $\mu_{(2)}$ の間に顕著な差がみられる。

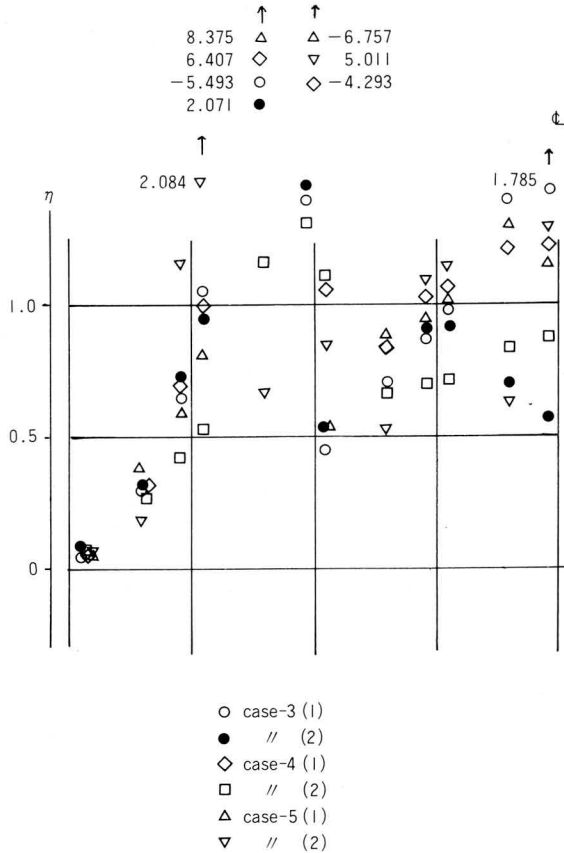


図-26 曲げ荷重による全軸応力(FEM)の有効幅率

(b) 各種軸応力による有効幅率

応力関数法による各有効幅率を図-27、図-28に示す。軸方向荷重については、端格点に載荷された荷重が各パネル間で、どのような割合で鋼床版に伝達されるかをみるため、case-1について調べる。

軸力による応力の有効幅率は、端格点を零とし、支間中央を1.0とする放物線形状で表される。

曲げ応力は、慣用計算法、JV計算法とも、全体系の曲げモーメントとしては、一定の有効幅をとっているが、図-27から、格点より格間 ($\eta_{max} \approx 0.5$) の方が大きいことが判る。

合計応力の有効幅率は、第2 格点近傍から、軸応力の

それを挟んで上下する格好で与えられる。また、この値はFEM(2) (○印) と等価となるはずであるが、有効幅の小さい範囲 (端支点側) では、等方性板と仮定しているため応力関数法の方が大きく、全幅有効の付近 (支間中央側) では、両者は良く一致している。

曲げ荷重については、縦桁曲げモーメントが作用するcase-5 (図-28) について調べる。

軸応力の有効幅率は、斜材から軸力が上弦材、鋼床版に導入されるため、この時のせん断力の影響により大きな変曲点が生ずる。第3 格点を境として、端支点側は、変化率の激しい下に凸の形状、支間中央側は中央を1.0とする上に凸の形状となっている。

曲げ応力の有効幅率は、パネル中央で大きく ($\eta_{max} \approx 0.5$)、格点では負の値となっている。これは上弦材上フランジの応力の符号が異なっているためである。

合計応力の有効幅率は、格点2、4、5が剣のように尖った形で1.0を超えている。この理由の一つは、曲げモーメントによって、負の有効幅が生じているためである。有効幅率としては、局部的には、鋭い変化を示しながら全体的に支間中央に向かって増加している複雑な形状となっている。FEM(2) (▽印) と比較すると、格点部、格間部とも良く一致していることが判る。

また、このことは、FEM値の応力の分離の方法が妥当であることも確認できる。

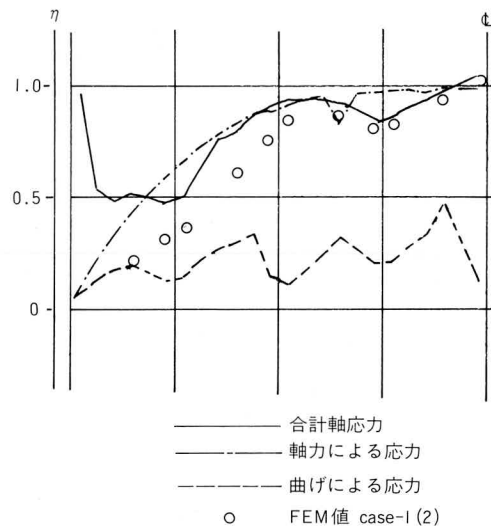


図-27 軸方向荷重(case-1)の各軸応力(応力関数値)の有効幅率

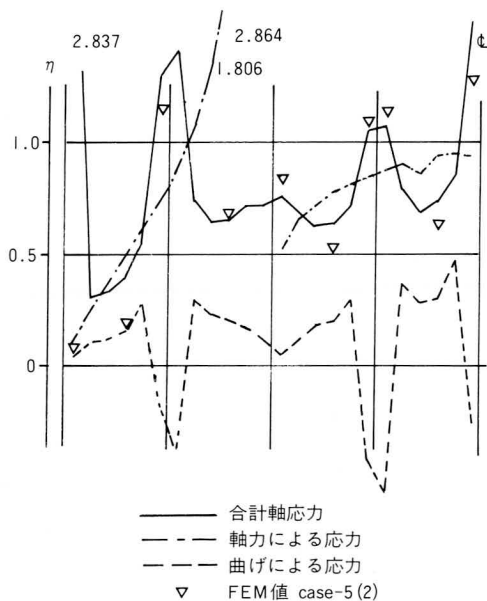


図-28 曲げ荷重(case-5)の各軸応力(応力函数値)の有効幅率

5. あとがき

鋼床版を上弦材と剛性するトラス形式の構造について本検討より次のことがいえる。

- ① 平面トラスへのモデル化は、骨組に偏心を考慮する場合は、鋼床版の有効幅を考慮し、偏心を考慮しない場合は全幅有効とするのが良い。
- ② 慣用計算法による軸応力(軸力分の)は局部的にFEM値を下まわることもあるが、一般的には、安全側であるので、設計時に注意して使用すれば問題はないと思われる。JV計算法は慣用計算法を包括しており、設計法としてはこれも一方法と思われる。
- ③ 曲げモーメントによる応力は、次のことが言える。

慣用計算法による偏心曲げモーメントの応力は過大評価と考えられる。JV計算法の方が現実に近いと思われる。

全体系、縦桁および偏心曲げモーメントの応力は、本検討の手法により、道示8.3.4の有効幅を使用して計算している。これは妥当と考えられる。

- ④ 応力函数による方法は、等方性板としても良い結果を示すが、直交異方性板とすれば、より精度が向上すると考えられる。

- ⑤ 格点部近傍の特異な応力分布および、均等な応力の範囲が特にFEM解析により明確になった。

ここでは、設計の使用頻度の多い対称荷重についてのみ検討したが、何かの役に立てば幸いである。

非対称荷重による振りについては、そり応力が支間長(すなわち、パネル数)に関係するため、モデル化の都合で対象からはずした。今後検討していきたい。

立体FEM解析は、日本電子計算機科学技術事業部に行った。

また本稿を執筆するにあたって、本州四国連絡橋公団第二建設局児島工事事務所、第四工事、第五工事ならびに、櫃石島橋上部工共同企業体の皆様に御協力いただいたことを、心から感謝する次第であります。

〈参考文献〉

- 1) 櫃石島橋上部工共同企業体；櫃石島橋上部工詳細設計；昭和59年2月
- 2) 首都高速道路公団；日本橋梁建設協会；特殊構造部材検討(その2)報告書第1編；昭和56年3月
- 3) 浦田、山村；補剛トラス桁と鋼床版床組を合成した橋梁の実用計算法 土木技術27巻6号(昭和47、6)
- 4) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説；昭和55年2月