

Br. 77-08

副

一般国道直轄改修費による
新水郷大橋 載荷試験

土木研究所資料

第 1360 号

新水郷大橋斜張橋の静的載荷試験



昭和 53 年 3 月

建設省土木研究所

まえがき

新水郷大橋は、昭和52年3月に建設省千葉国道工事事務所が国道51号線において、利根川を渡る新橋として旧水郷大橋にかわって架設した主橋梁部が斜張橋から成る橋である。同斜張橋は、1本タワー形式の斜張橋としては、現在我国最大のスパン長を有するものであり、このような橋梁において載荷試験を行っておくことは、今後斜張橋を設計する場合の良い参考になるものと思われる。このようなことから、建設省土木研究所は、建設省千葉国道工事事務所の依頼により、昭和52年度に斜張橋の載荷試験を、また昭和53年度には、これらの試験結果の解析を行った。本報告書は、それらの結果について述べたものである。

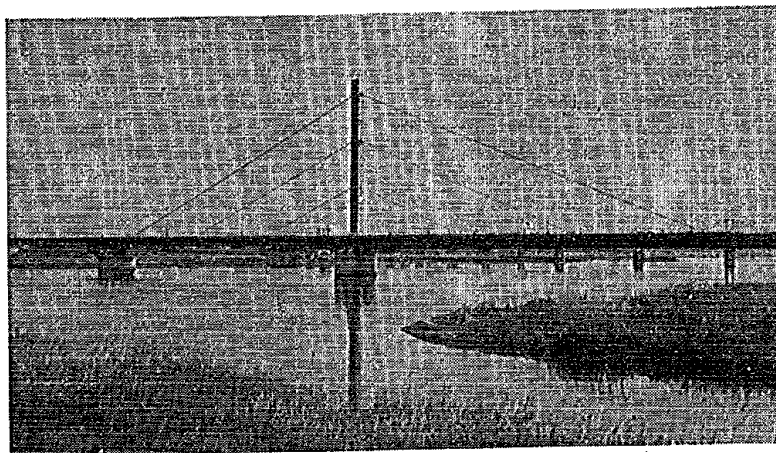
昭和53年3月

建設省土木研究所

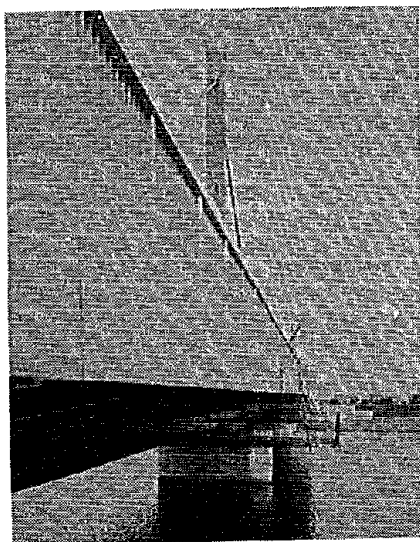
構造橋梁部橋梁研究室

室長	佐伯彰一
研究員	山本善行
	小笠原保博
	笹森伸博
	大塩俊男
	平山伸司

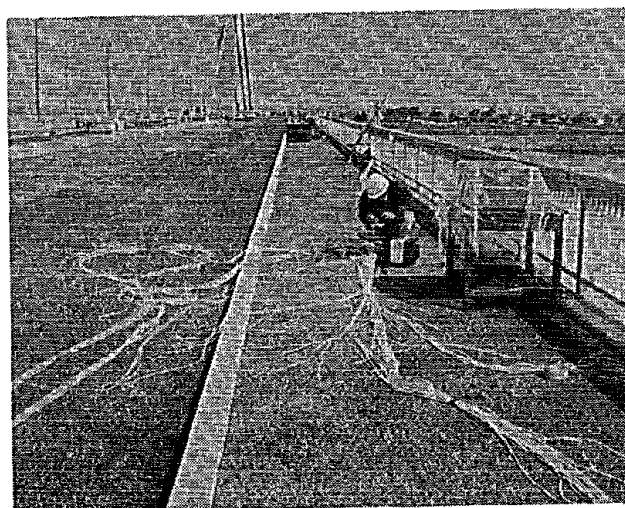




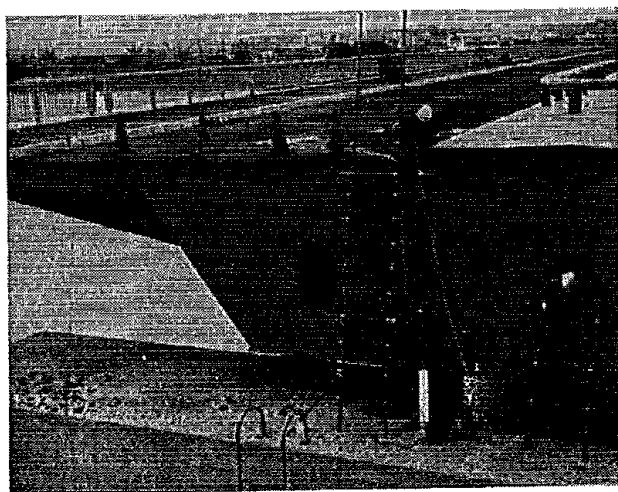
写真一 1 新水郷大橋斜張橋全景



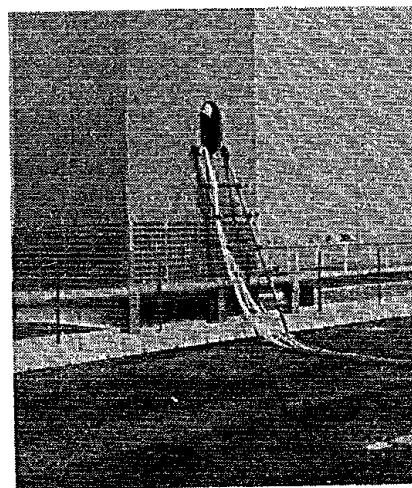
写真一 2 補剛桁測定断面足場



写真一 3 ひずみ測定用配線



写真一 4 ペンデル支承部ひずみ測定用配線



写真一 5 塔のひずみ測定用配線



写真-6

補剛げたフランジのひずみ測定用ゲージ



写真-7

ペンデル支保のひずみ測定用ゲージ貼付作業



写真-8

デジタル自動多点ひずみ測定器（4ヶ所に設定）

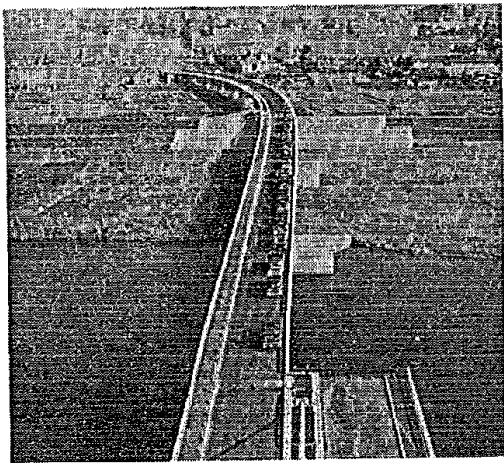


写真-9 荷重車待期状態

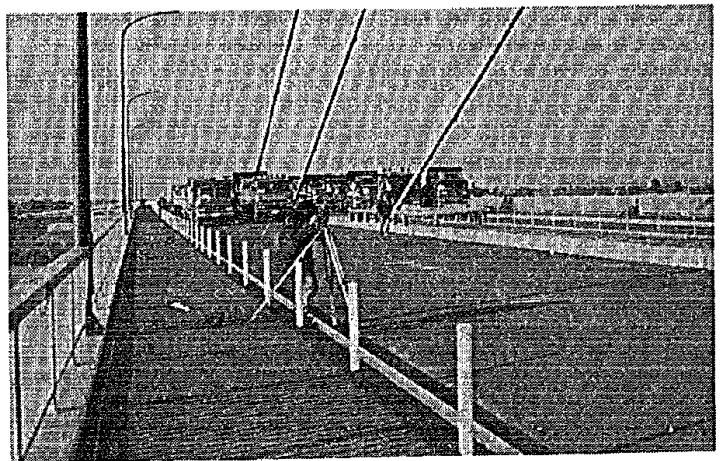


写真-10 載荷風景(ケーブルサグの測定状況)

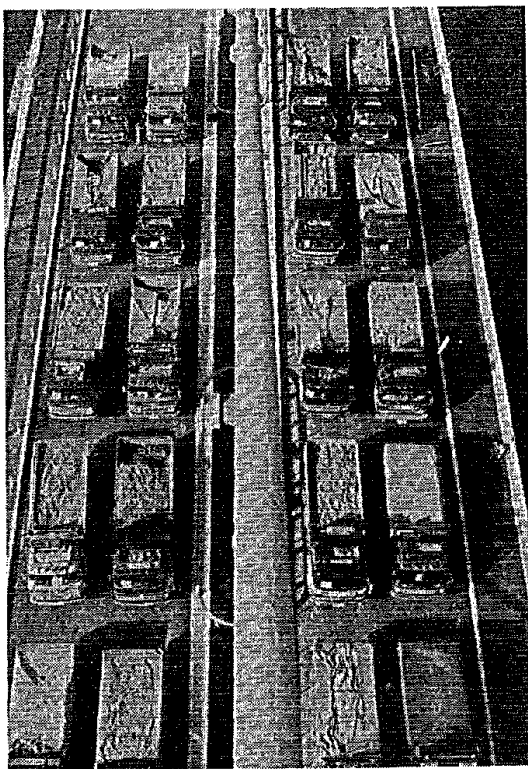


写真-11 載荷風景(Case-5)

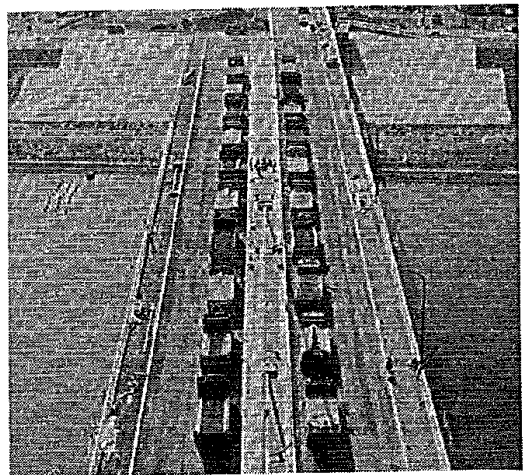


写真-12 載荷風景(Case-7)

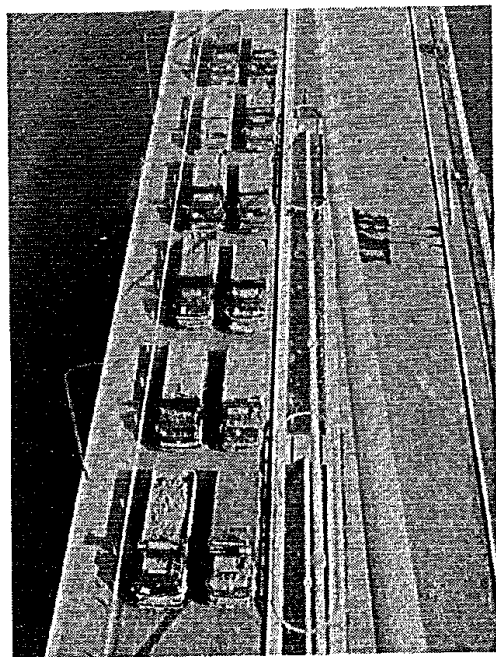


写真-13 載荷風景(Case-10)

目 次

まえがき

1. 載荷試験の目的	1
2. 新水郷大橋の概要	2
3. 載荷試験	3
3-1 概要	3
3-2 荷重および載荷の方法	3
3-3 測定項目および測定方法	5
4. 試験結果および解析結果	9
5. まとめ	72
あとがき	73
付録 I 補剛げたおよび塔の断面力の算出方法	74
II 偏載荷重によるねじれ変形の計算	74
III ケーブル張力の算出方法	75
IV 偏載荷重による応力の計算	77
V 対傾構に作用する軸力の計算	83

1 載荷試験の目的

斜張橋は、けたとタワーおよびケーブルといった全く剛性の異なる部材から構成され、解析計算にあたっては種々の仮定が置れている。たとえば、(1)変位は微小で無視できるものと考え、微小変位理論により解析する。(2)ケーブルはサグによる影響はないものとし、1本の直線部材とみなす。(3)けたのフランジ有効幅は、ケーブル碇着点を支点とみなして計算する。(4)ケーブル張力はアンカービームを通じてけたの腹板およびフランジに伝達されるが、このとき、腹板およびフランジへは、ある一定の角度の広がりで応力が伝達されるものとする。などである。

本載荷試験は、このような種々の仮定に基づいた斜張橋の設計方法が妥当であるか否かを検討することを目的とするものである。

新水郷大橋斜張橋は、総幅員が25.50m、橋長が290.45m、支間割りが17.885m+111.60mの2径間連続鋼床版斜張橋（1等橋）である（図-1）。補剛げたは耐風安定性を考慮した逆台形箱

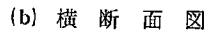


図-1 水郷大橋斜張橋の概略

形断面を用いており、断面は3室に分かれていて、両側に5.55mの張り出し部がある。また補剛げたは $83^{\circ}50'$ の斜橋となっている。補剛げたは、その中心線に沿って1面に張った3段の平行線ケーブルによって支持されている。ケーブルの張り方はハープ形式で、タワー上でのケーブルの支持条件は上段は可動、中下段は固定となっている。また、補剛げたとタワーは剛結されており、タワーの高さは45.00mである。

本橋は1本タワーの斜張橋としては現在わが国で最大のスパン長を有するものである。

3 載 荷 試 験

3-1 概 要

載荷試験には荷重車 20 台を用い、10 種類の載荷による試験を行った。8 種類の載荷状態は補剛げたに鉛直変位のみ生ぜしめるものであり、2 種類の載荷状態は補剛げたに鉛直変位およびねじり変形を生ぜしめるものである。各載荷の種類ごとに、補剛げた、タワーおよびケーブルの変位ならびに補剛げた、タワーおよびペンデル支承のひずみを測定した。

なお、載荷試験のための工程は表-1 に示すとおりであり、本測定は 1 日半で終えている。最初の 1 日間に 6 種類の載荷試験を、次の半日間に 4 種類の載荷試験を行った。

表-1 載荷試験の工程

作 業 項 目	工 程										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
資 材 現 場 搬 入											
ゲージ貼付											
配線、測定器機の調整											
載荷位置のマーキング											
たわみの予備測定											
荷重車準備											
本測定 載 荷											
ひずみ測定											
たわみ測定											
撤 去											

3-2 荷重および載荷の方法

荷重車としては、山砂を積載して約 20ton/台 に調整したダンプトラック（3 軸車）を 20 台用いた。これらの荷重車の総重量および軸重は載荷試験の前に台秤で測定した。また車軸間距離やタイヤの接地面積などの寸法諸元は載荷試験中に巻尺により測定した。

載荷の種類は図-2 に示した 10 種類である。これらの載荷状態での荷重強度は表-2 に示した値となる。(1)~(6)は、橋軸方向 10 m 間隔に 5 台、橋軸直角方向には左右対称に 4 台並列載荷したものである。また(7)および(8)は、橋軸方向 10 m 間隔に 10 台、橋軸直角方向には左右対称に 2 台並列載荷したものである。(1)~(8)の載荷は補剛げたに鉛直方向変位のみ生ぜしめる。(9)および(10)は橋軸方向 10 m 間隔に 6 台、橋軸直角方向には補剛げたの片側に 2 台並列載荷して、補剛げたに鉛直変位およびねじり変形を生ぜしめるものである。

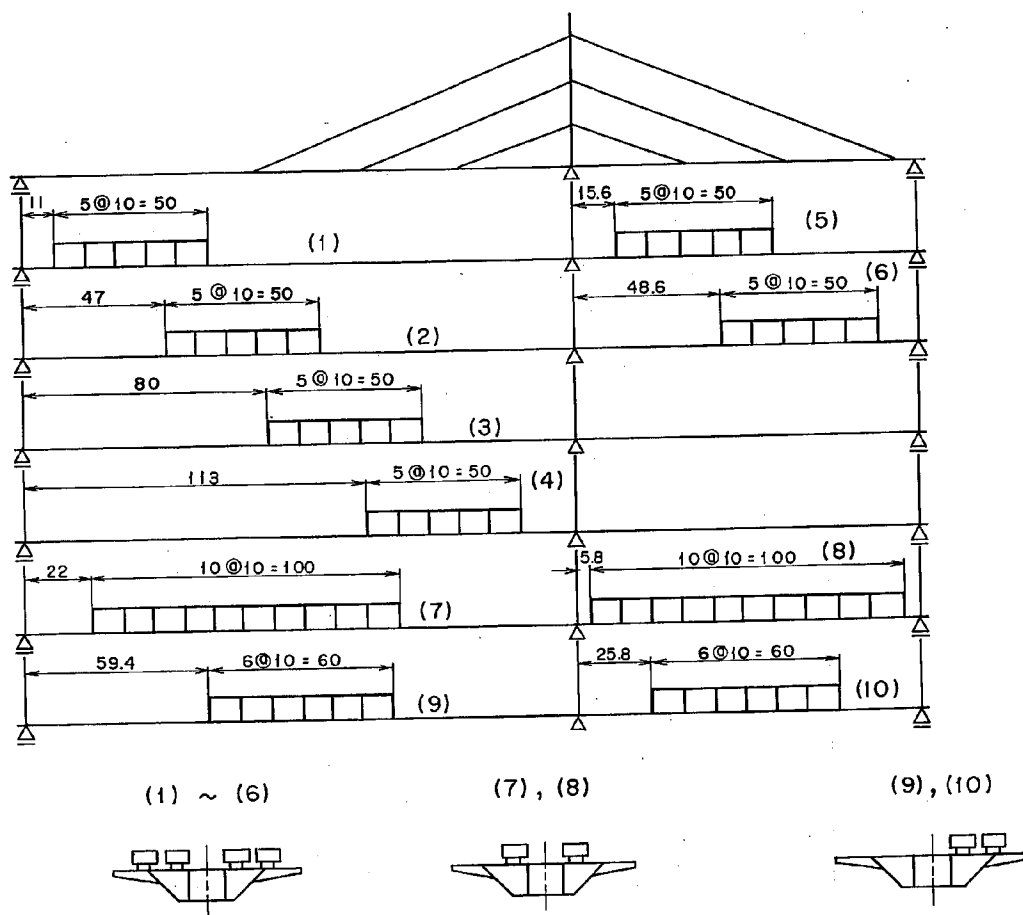


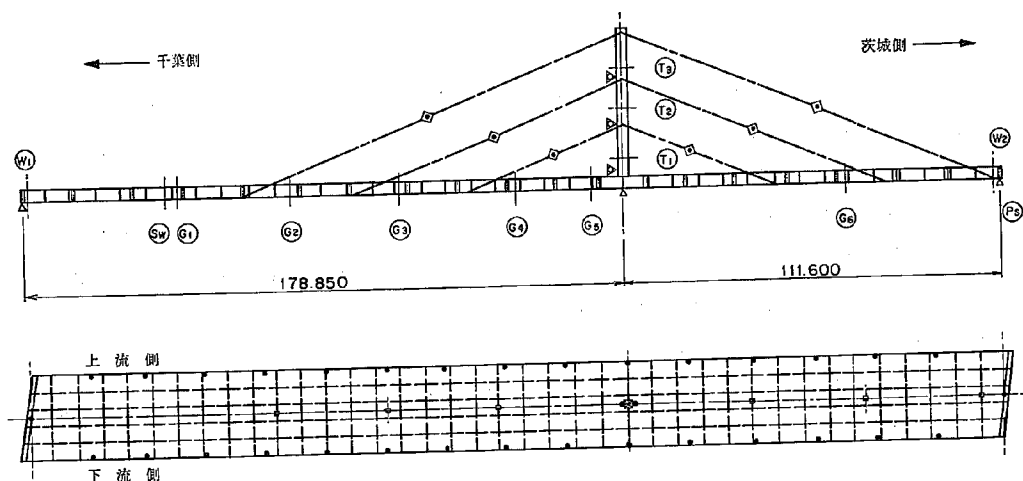
図 - 2 載荷の種類

表 - 2 荷重強度

載 荷 ケース	トラック 総 重 量	設計活荷重強度 ①	載荷荷重強度 ②	②/① (%)
1~4	400t	5.03 t/m	8 t/m	159
5, 6	400t	5.39 t/m	8 t/m	148
7	400t	5.03 t/m	4 t/m	80
8	400t	5.09 t/m	4 t/m	79
9, 10	240t	20.85t・m/m	20t・m/m	96

3-3 測定項目および測定方法

載荷試験の測定項目および測定位置の概略を図-3に示す。



記号	測定項目	測定器材
○	ひずみ(けた, 塔, 支承)	ワイヤストレーンゲージ
•	補剛げたのたわみ	レベル, 箱尺
▶	塔のたおれ	下げ振り
◆	ケーブルの変位	トランシット

図-3 新水郷大橋項目別測定位置

(1) 補剛げたのたわみ

補剛げたのたわみ測定点数は、両端支点上に2点、上・下流側に30点およびタワー基部に2点の合計34点である。たわみ測定には2組のレベルと箱尺を用い、上流側と下流側の補剛げたのたわみを別々に測定した。レベルのもりかえは1回で十分であり、1回の測定に必要な時間は約10～15分であった。読み取り精度は1mmである。

(2) タワーのたおれ

点検用道路を利用してタワーの頂部より基部まで下げ振りを下ろし、タワーの高さ方向3ヶ所の位置で橋軸方向ならびに橋軸直角方向へのたおれを測定した。測定にあたっては、下げ振りの周期的な

振れを減ずるために、バケツに水を入れたダンパーを用いた。また読み取りには、タワー内部に貼付けたスチールテープを用いた。

(3) ケーブル張力

ケーブル張力を求めるために、次のような2つの方法を用いた。

(i) ケーブルのサグを用いて張力を求める方法

載荷試験では直接サグを測定することができなかったため、間接的に求める方法を考えた（付録Ⅲ参照）。すなわち、次のような順序でケーブル張力を求めることにした。①各ケーブルに設けた標的の位置を、中間支点上の歩道に設置したトランシットの鉛直角の読みから計算。②補剛げたのたわみ測定結果を利用して補剛げたとケーブルの定着点の位置を求める。③タワーのたおれ測定結果を利用してタワーとケーブルの定着点の位置を求める。④上記①、②および③から求めた3点を通る放物線の式から、ケーブルのサグを計算して張力を求める。

(ii) ケーブル両端の変位から張力を求める方法

ケーブル部材を直線部材とみなし、ケーブル両端の変位（補剛げた、タワー定着点の変位）からケーブルの伸びを求め、ケーブル張力を計算する。

(4) ひずみの測定

補剛げた、タワー、対傾構およびペンデル支承のひずみをワイヤストレインゲージを用いて測定した。ひずみの測定点数および使用したゲージの種類は表-3に示したとおりである。

表-3 ストレインゲージの数と種類

測定部材	測定断面	ストレインゲージ貼付枚数
補剛げた	W_1, W_2	12枚（3軸ゲージ）
	G_1, G_3, G_4, G_6	32枚（単軸ゲージ）
	G_2	36枚（単軸ゲージ）
	G_5	24枚（単軸ゲージ）
	G_2	12枚（3軸ゲージ）
対傾構	SW	30枚（単軸ゲージ）
タワー	T_1, T_2, T_3	12枚（単軸ゲージ）
ペンデル支承	PS	8枚（単軸ゲージ）

(i) 補剛げた

補剛げたのひずみ測定断面は W_1, W_2 および $G_1 \sim G_6$ である。 W_1, W_2 および G_5 の断面の各腹板にはそれぞれ3枚の3軸ゲージを貼付け、各腹板が分担する支点反力を腹板のせん断応力から求めた。

また、 $G_1 \sim G_6$ の各断面には単軸ゲージを貼付け、橋軸方向応力の分布を求めた。図-4は、

断面 G_2 におけるストレインゲージ貼付け位置を一例として示したものである。

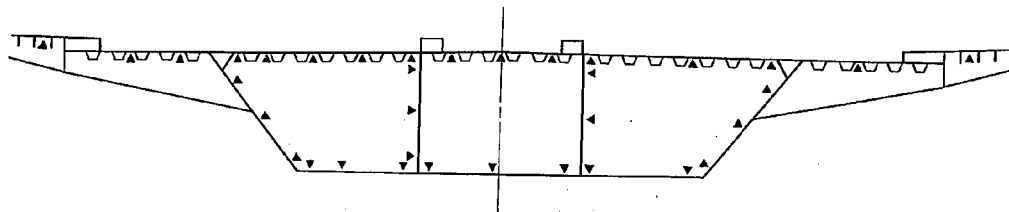


図-4 補剛げた断面 G_2 のひずみ測定位置 (36点)

(ii) 対傾構

補剛げたにねじりモーメントが作用する場合の、対傾構に作用する力を求めるために断面 SW (図-3) の対傾構および横リブに合計30枚のストレインゲージを貼付けた (図-5)。

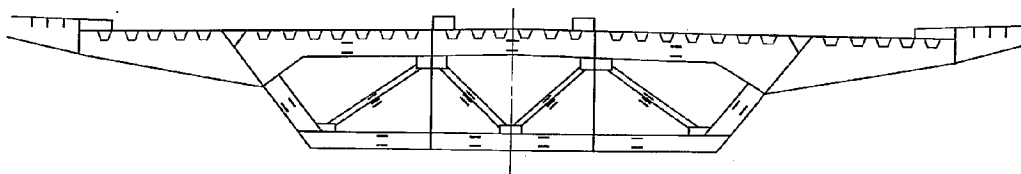


図-5 対傾構のひずみ測定位置 (30点)

(iii) タワー

タワーのひずみ測定位置は、図-6に示すとおりであり、タワーの内側に12枚のストレインゲージを貼付けて、曲げモーメントおよび軸力を求めた。

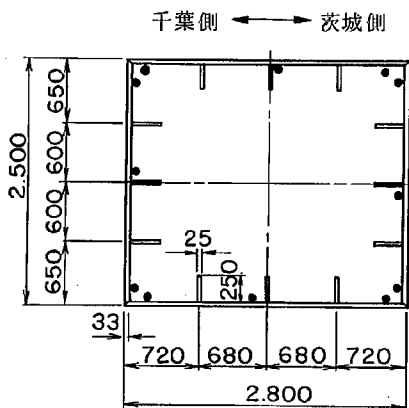


図-6 タワーのひずみ測定位置 (12点)

(iv) ペンデル支承

短支間側の端支点に作用する負の反力を受け持つペンデル支承のひずみを、8枚のストレインゲージにより測定した(図-7)。

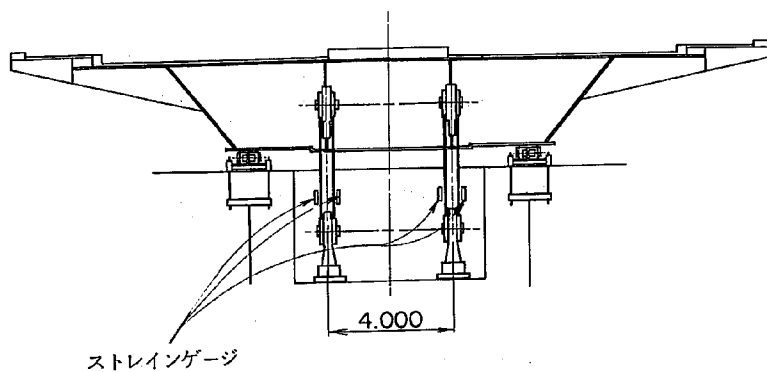


図-7 ペンデル支承のひずみ測定位置(8点)

4 測定結果および解析結果

4-1 補剛げたおよび塔の変位

(1) 鉛直載荷

鉛直荷重を載荷した場合（載荷ケース 1～8）の補剛げたおよび塔のたわみを図-8 に示す。実測値と微小変位理論による計算値はよく一致しており、全般的に次のようなことがいえる。

(i) けたのたわみは実測値の方が計算値よりも多少小さい。

(ii) けたにはねじり変位が若干生じており、上流側と下流側とでは、たわみに差がある。一般に長径間側では下流側の方が大きく、短径間側では上流側の方が大きいといえる。

以上の2点については次のようなことがいえよう。

まず(i)については、実際の補剛げたの剛性が計算に用いたそれよりも大きいために、実測によるたわみが計算値より小さくなるということが考えられる。その一つの理由がフランジの有効幅のとり方である。設計時に有効幅を決めるにあたっては、上段ケーブルの碇着点を支点と考えた3径間連続梁としているが、実際には、上段ケーブルの碇着点は変位を生じるので、有効幅を求める場合の支点とは若干性格が異なる。もう一つの要因としては、計算上無視している舗装、高欄、地覆および歩道部の縦げたなどの剛性によって、補剛げたの曲げ剛性が増加していることが考えられよう。

(ii)の原因としては、補剛げたが幾分斜橋（図-3参照）となっていることによる影響が考えられる。すなわち、長径間側では下流側のスパンが上流側のスパンよりわずかに大きく、短径間側ではこの逆になっているため、このような差が生じたのではないかと思われる。

(2) 偏心載荷

偏心荷重を載荷した場合（載荷ケース 9, 10）の補剛げたおよび塔のたわみを図-9 に示す。補剛げたのたわみは対象載荷のときと同様な傾向を示しており、ねじりを考慮した計算結果（付録I参照）ともよく合っている。タワーの変位についても、計算値と実測値とはほとんど一致している。

以上、補剛げたのたわみ、および塔の変位について測定値と解析値の比較を行ったが、これらの結果は、いずれも良く一致しており、全体として斜張橋は設計計算上の仮定どおりの挙動を示しているといえる。

4-2 補剛げたおよび塔の断面力

補剛げたおよび塔の断面力について以下に示す。ただし、ここで述べる実測値とは載荷による増分を表わしており、軸力および曲げモーメントは各断面の応力分布から求めたものである（付録I参照）。

(1) 軸力およびケーブル張力

軸力およびケーブル張力の実測値と計算値を図-10 に示す。

まず補剛げたの軸力を見ると、全断面有効として求めた実測値の方が有効幅のみ考慮した断面積から求めた実測値よりも計算値とよく一致しているが、それでもまだ計算値よりは小さい。すなわち、軸力に対しては設計計算では考慮していない歩道部の縦げたなどもある程度有効に働いているものと思われる。ただし、図中に示した補剛げたの軸力の実測値は断面の応力分布から求めているため、軸力が曲げモーメントに比較して小さいところでは、断面の応力度に示める軸力の割合が小さいため精度がよくないので考察の対象外としている。

(2) ケーブル張力

ケーブル張力は直接測定することができないため、3-3-(3)で述べたように2つの計算方法(付録Ⅲ参照)を用いた。

まず、ケーブルのサグを測定してケーブル張力を求める方法は、測定精度そのものが悪いので、計算値との対応は悪く、この結果から実測のケーブル張力について議論するのは妥当でないようである。そこで、ケーブル両端の変位から張力を求める方法によると、上段ケーブル張力は計算値と良く一致していることがわかる(図-10)。

しかし中、下段ケーブルに関しては、左右ケーブル張力の合計は、計算値に近い値を示しているものの、このケーブル張力は計算値と異なった値となっている。このため(3)に述べるように、塔の最下段断面の曲げモーメントは計算値より幾分大きくあらわれている。この原因については、塔の水平変位の測定誤差なども考えられるが、はっきりしたことはわからなかった。

(3) 曲げモーメント

けたおよびタワーの曲げモーメントを図-11に示す。

図-11からわかるように実測値と計算値は全般的に非常に近い値を示している。

タワーの曲げモーメントは T_1 、 T_2 および T_3 の3断面で測定している。そのうち断面 T_2 と T_3 における測定結果は計算値とよく一致している。しかし最下段断面 T_1 においては作用曲げモーメントが大きい場合、測定値は計算値より常に幾分大きくなっている。この原因としては、(i)下段左右ケーブルの張力差が計算値のそれより大きいことによる曲げモーメントの増加 (ii)塔の軸力とたわみによる付加曲げモーメント (iii)測定誤差などが考えられるが、直接塔の安全性の低下に繋がるようなものではないといえよう。

4-3 補剛げた断面の応力分布

(1) 対象載荷

対象載荷による補剛げた断面 $G_1 \sim G_6$ の応力分布図を図-12～17に示す。

応力分布においても計算値と実測値とは近い値を示しているが、全般的な傾向として実測値は計算値に対して、上フランジ側で小さく、下フランジ側では大きくなっている。この理由としては、設計

では無視しているけた断面部分、歩道部の縦げた、高欄、舗装および地覆などによる剛性の増加があるため、実際の重心軸が計算上の重心軸よりも上にずれ、そのために上フランジ側では計算値に比べて実測応力が小さく、下フランジではその逆になっているものと思われる。このような重心軸のずれが存在することは、ウェブの応力分布からみて容易に想像できる。このため、下フランジにおける計算値と実測値との差は最大約 100 Kg/cm^2 程度にもなることがあるので、設計にあたってはこのような剛性の付加による影響の度合を念頭に入れておくことも有用かと思われる。

(2)、偏心載荷

偏心載荷による補剛げた断面の応力分布図を図-18～23に示す。

偏心載荷によって生じるねじりによる直応力度は計算によれば十数 Kg/cm^2 程度であり（付録Ⅳ参照）、曲げや軸力による応力度に比べかなり小さい。

新水郷大橋の設計計算にあたっては、偏心載荷時のそりねじり応力度も考慮しているようであるが、道路橋示告書によれば、本橋のような断面を有するけたはそりねじりモーメントを考慮しなくてもよい範囲にある。図-18～23は必ずしもそりねじり応力が最大になる断面とは一致していないが、実際に生じるそりねじり応力は小さいものであり、偏心載荷時の斜張橋の安全性にとってクリティカルな問題ではないといえよう。

4-4 タワー断面の応力分布

タワー断面の応力分布を図-24に示す。

T_2 、 T_3 断面における応力分布は、いずれも計算値とよく一致しているが、 T_1 断面においては、載荷ケース 3、4、5、6 において計算値よりも大きな応力（曲げモーメント）が出ている。これは、4-2 の(3)曲げモーメントで述べたような理由によるものと考えられる。

偏心載荷時の応力分布も計算値とよく一致しており、偏心載荷によって塔に橋軸直角方向力が作用する恐れはほとんどないといえる。

4-5 ペンデル支承の応力分布および反力

ペンデル支承の応力分布を図-25に示す。

図より、ペンデル支承には曲げモーメントが作用しているのがわかる。これはペンデル支承の両端が完全なピン構造として働いていないためにプレートに曲げが作用しているからである。ペンデル支承に作用している曲げモーメントの大きさは Case-2 の場合で 1 プレート当たり約 $4.2 \text{ t} \cdot \text{m}$ であり、ペンデル支承を下端固定の片持ばりとして計算するとプレート上端に作用する水平力は約 5.5 t となる。しかし、負反力がペンデル支承の耐力に近いような値になった場合、摩擦によって拘束されていたプレートがピンを軸に回転することや、プレート内での応力の再配分も考えられるので、終局的な状態を考えた場合特に問題はないものと思われる。

反力の実測値は一般に計算値よりも幾分小さく設計としては安全側になっている。これは1つのペンデル支承の2つのプレートの間に挿入された補剛プレートも有効に作用しているため、実測値が小さくなっているものと思われる。実際この補剛プレートも有効とした場合の断面増加率は約11%であり、計算値と実測値との差は半減する。さらにもう一つの原因としてペンデル支承以外の2つの支承が負反力に対しても抵抗していることが考えられるが、今回の実験からは直接結論を下すまでには至っていない。

なお、2つのペンデル支承の反力は下流側の方が上流側の方よりも一般的に大きい、これは補剛板が斜橋になっていることによるものと思われる。

4-6 主げた各腹板のせん断力およびせん断応力分布

(1) 対象載荷

各支点付近において反力が各腹板にどのように分担されているかをみるために断面 W_1 、 W_2 および G_5 で求めた腹板のせん断応力分布を図-26~28に示す。以下各測定断面毎に述べる。

(i) W_1 (図-26)

1ウェブ当りのせん断力は一般に上流側の方が下流側の方よりも幾分大きい。これは補剛板が斜橋になっているためであろうと思われる。また各腹板の総せん断力は計算値とよく一致している。せん断応力度の分布は比較的均等である。

(ii) W_2 (図-27)

下流側の斜ウェブの中間測点は第1日目の載荷 (Case-1~6) に対してのみ極端に大きな値を示している、これは測定上の何らかのミスであり、実際にはこのような応力は作用していないものと思われる。そこでこの点の測定値を無視した場合の1ウェブ当りのせん断力を図中の()の中に示す。

W_2 断面の実測総せん断力と計算値とを比較すると、一般に実測値の方がかなり小さくなっている。これはこの測定点が支点のすぐ近くにあり、支点近傍の補強のために内側の腹板が厚くなっているためである。この支点近傍の補強を考慮に入れると内側腹板の断面積は約85%増加し、実測値は計算値にかなり近い値となる。

次に各腹板が受け持つせん断力に着目すると、①支点到負反力が作用する載荷ケース (1~4, 7) においては、内側の腹板が2に対し外側は約1となっている。②支点到正の反力が作用する載荷ケース (5, 6, 8) においては各腹板とも互いにはほぼ等しい割合でせん断力を分担していることがわかる。しかし、先に述べたように、内側腹板の補強材も考慮に入れると、全般的に内側腹板の分担率が大きくなる。これは、 W_2 断面近くにケーブル2の碇着点があり、ケーブルから内側の2腹板に直接せん断力の伝達が行われるためと考えられる。

(iii) G_5 (図-28)

各腹板の分担するせん断力はほぼ等しく、総せん断力は計算値より多少大き目であるがよく一致

している。

(2) 偏心載荷

偏心載荷による W_1 , W_2 , G_5 断面腹板のせん断応力分布を図-29~31に示す。長径間側 (W_1 , G_5) のせん断応力分布は計算値 (付録Ⅳ参照) とほぼ一致しているが, 短径間側 (W_2) は計算値との一致は見られない。これは, W_2 の近くに支点とケーブル碇着点とがあるために乱れが生じたためと思われる。

4-7 対傾構に作用する軸力

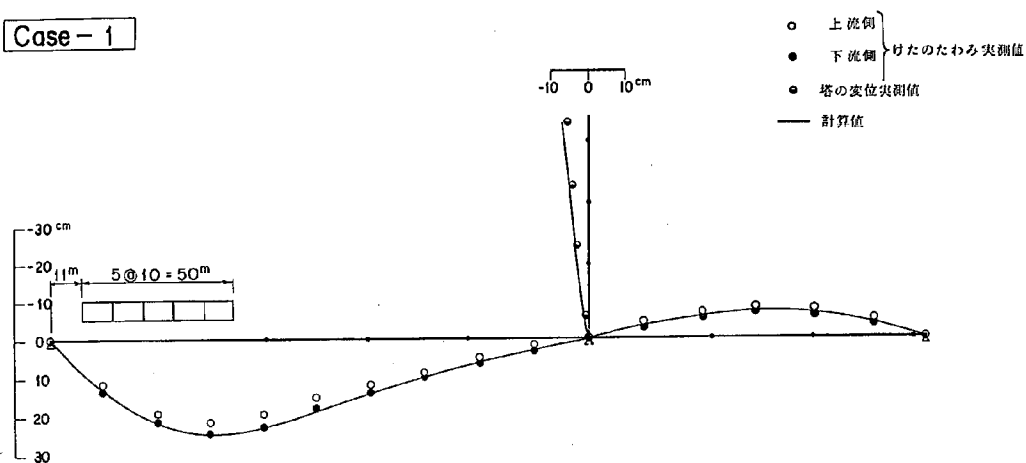
断面 SW の対傾構に作用する軸力を Case-1 および Case-7 について示したのが図-32である。

一般に, このような対傾構に作用する力をどのように計算すればよいかについては定まった方法がなく, 本橋においても大雑把な仮定に基づいて設計計算を行っている。その基本的な考え方は, 対傾構を局所的に載荷される荷重によるねじりモーメントやせん断力をせん断流に変換する機能を有する部材とみなしていることである。

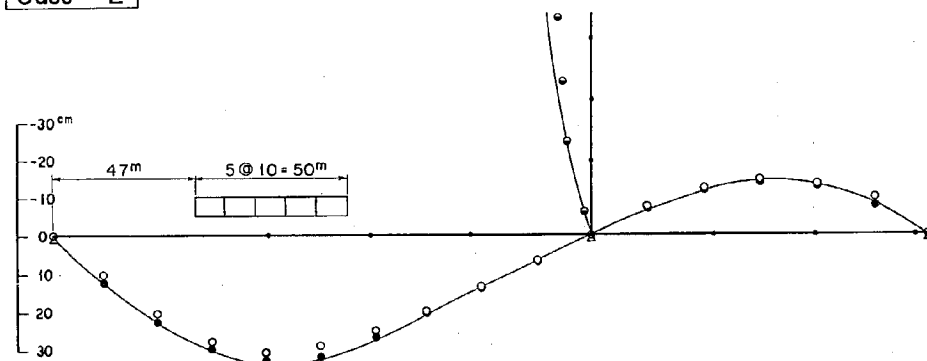
図-32から, Case-1 に対しては設計計算方法による計算値と実測値が比較的良く一致していることがわかるが, Case-7 に対しては軸力の符号が逆になっている。しかし, 対傾構部材に作用している応力は最大 130 kg/cm^2 程度であり, 応力の大きさからみれば, 十分安全側の設計がなされているものと思われる。

なお, 偏心載荷に対しては, 測定断面位置と載荷荷重の位置との関係から, 対傾構にはほとんど応力が生じなかったため, その影響をみることはできなかった。

Case - 1



Case - 2



Case - 3

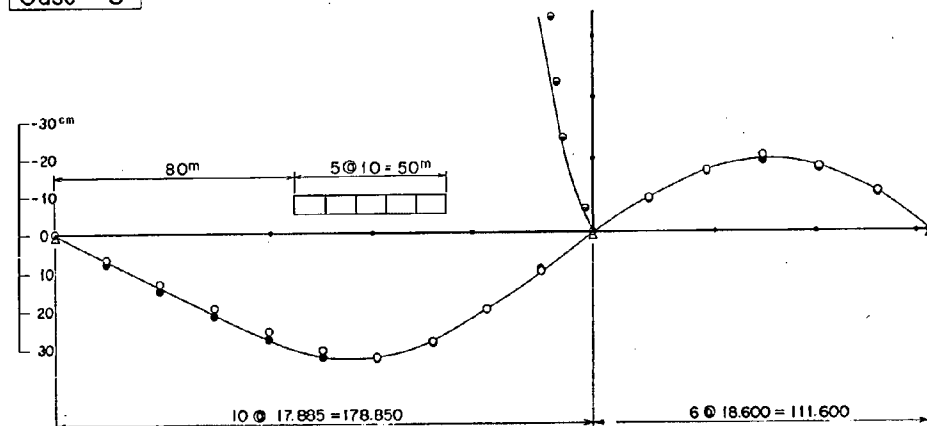
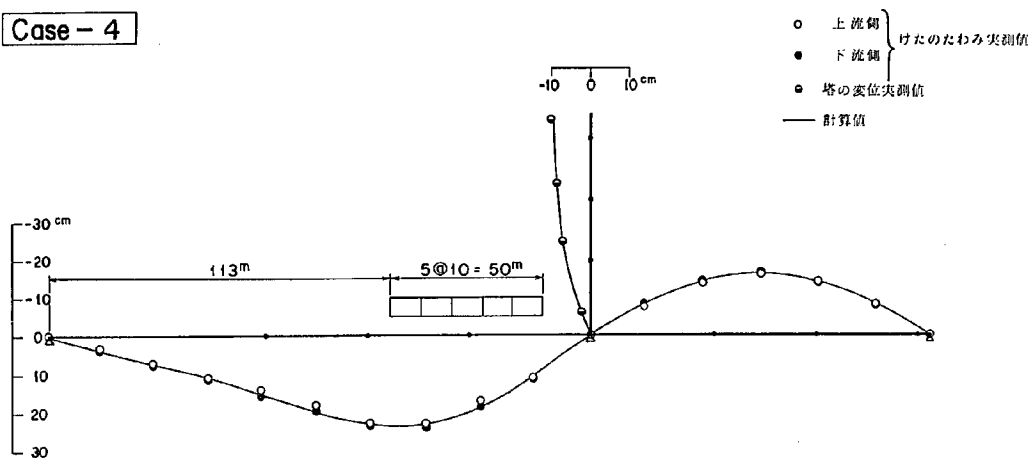
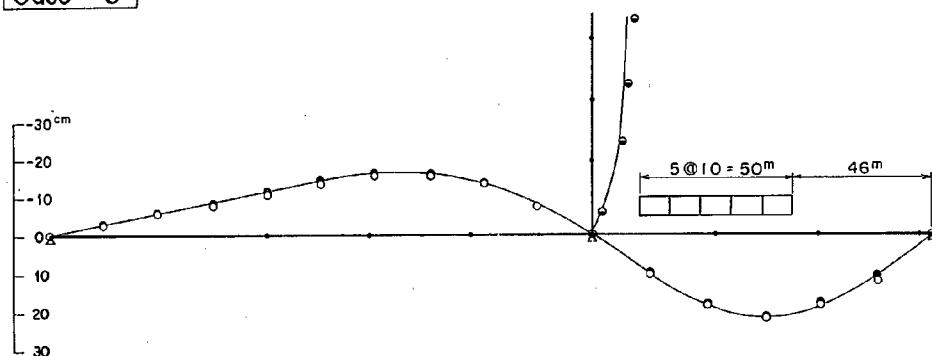


図-8 (その1) 対象載荷による補剛げたおよび塔の変位 (Case 1 ~ Case 3)

Case - 4



Case - 5



Case - 6

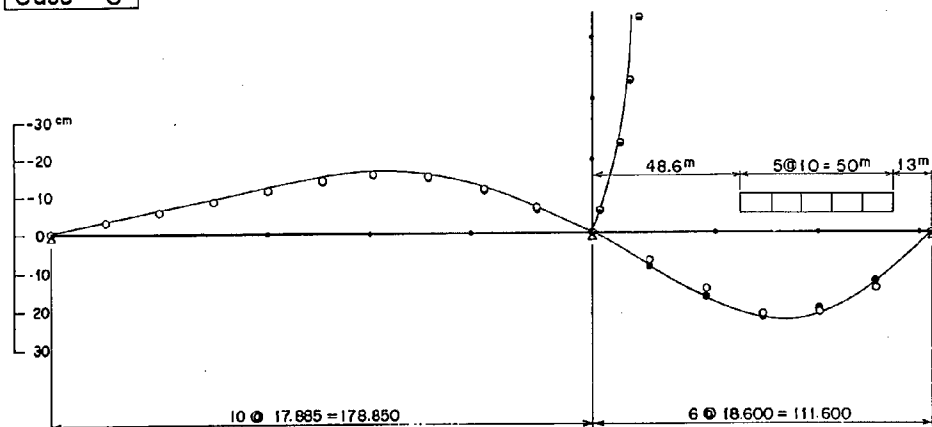
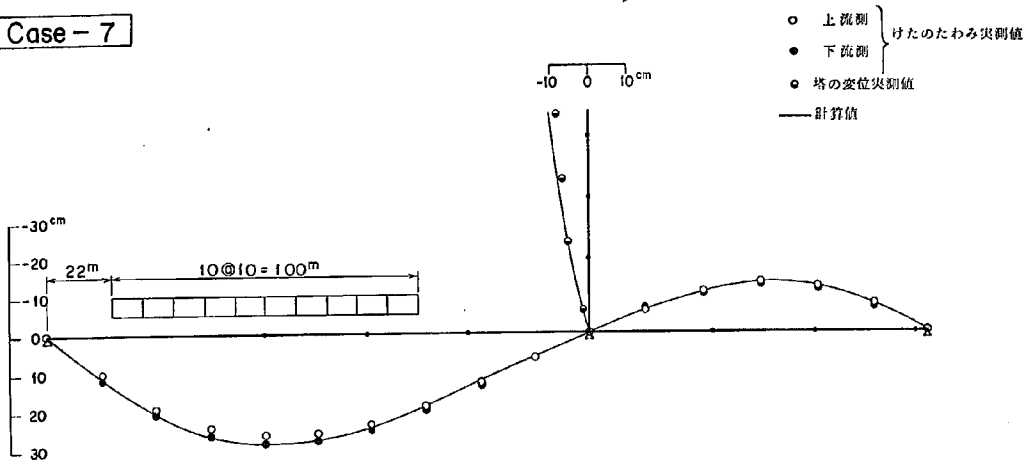


図-8 (その2) 対象载荷による補剛げたおよび塔の変位 (Case 4 ~ Case 6)

Case - 7



Case - 8

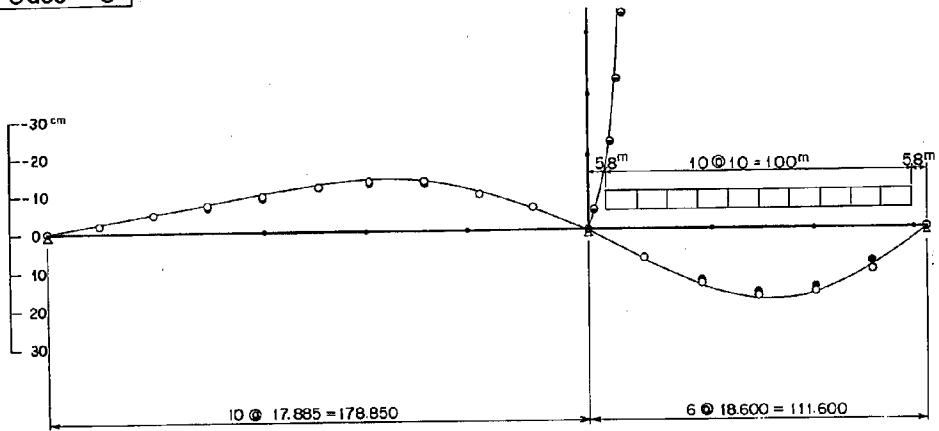
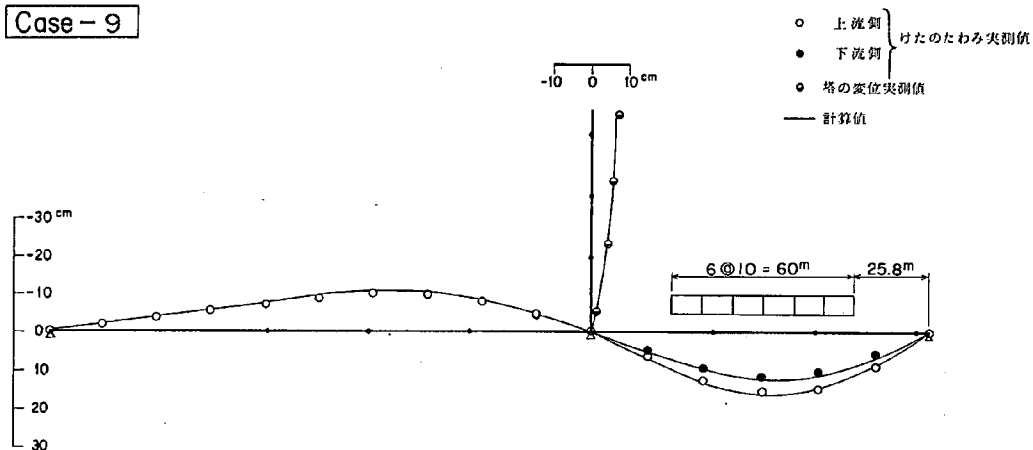


図-8 (その3) 対象载荷による補剛げたおよび塔の変位 (Case 7 ~ Case 8)

Case - 9



Case - 10

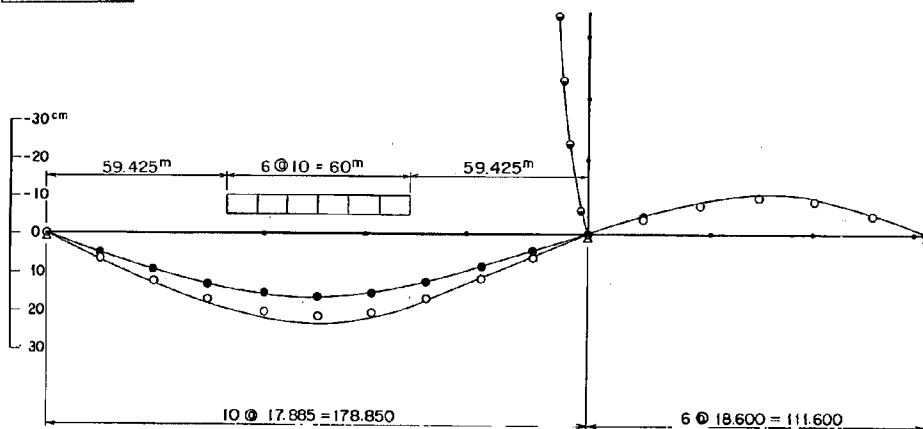
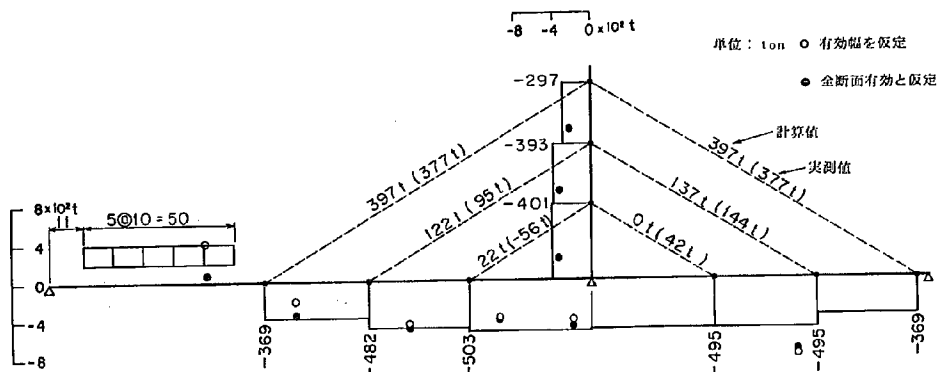
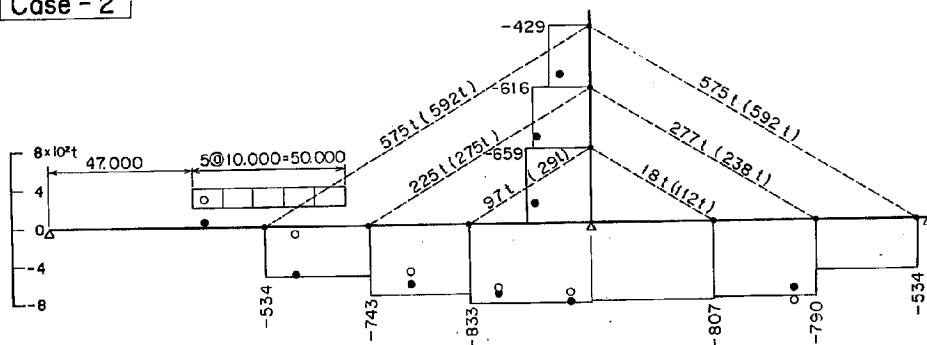


図-9 偏心載荷による補剛桁および塔の変位 (Case9 ~ Case10)

Case - 1



Case - 2



Case - 3

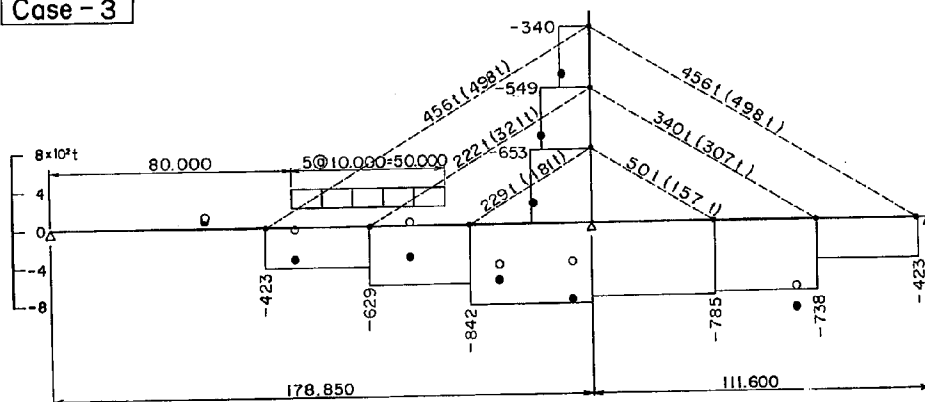
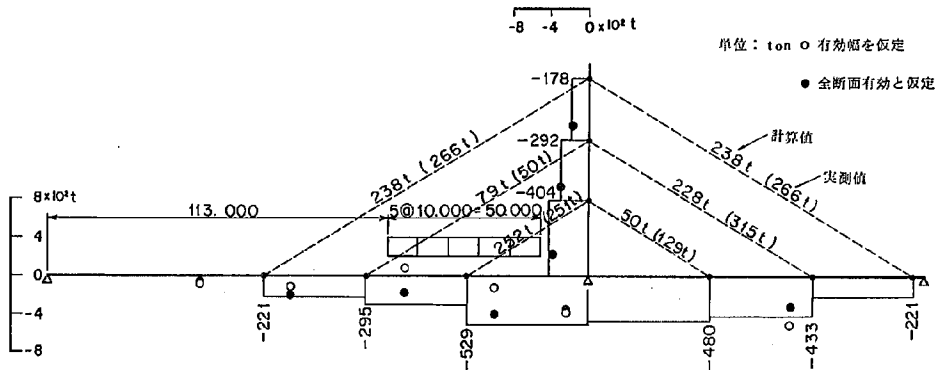
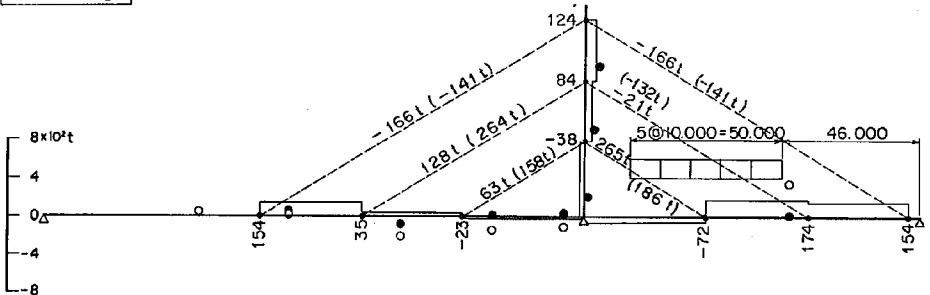


図-10(その1) 補剛げたおよび塔の軸力ならびにケーブル張力 (Case 1 ~ Case 3)

Case - 4



Case - 5



Case - 6

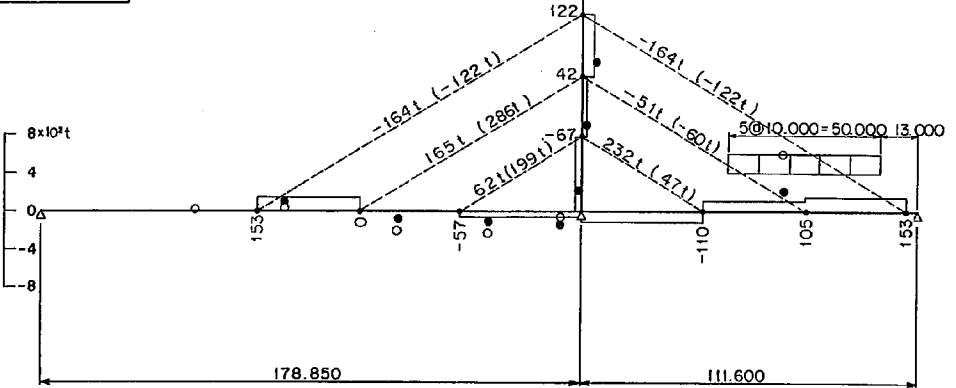
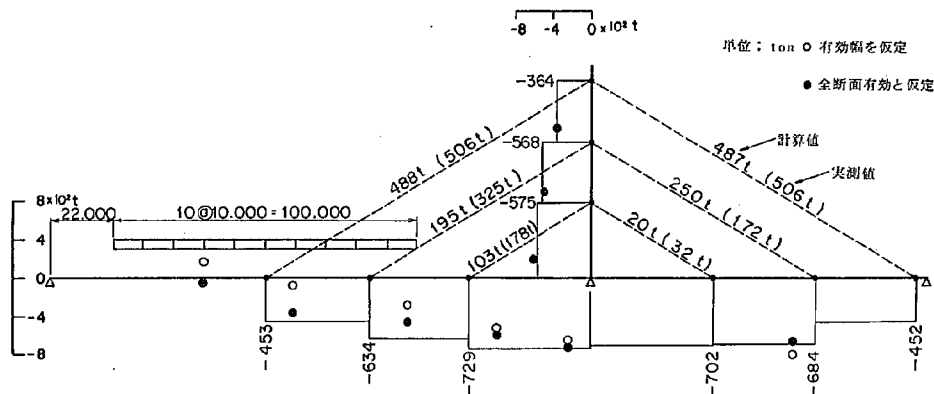
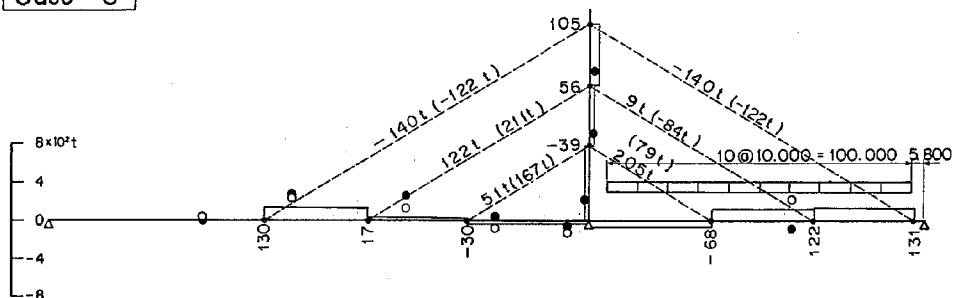


図-10 (その2) 補剛げたおよび塔の軸力ならびにケーブル張力 (Case 4 ~ Case 6)

Case - 7



Case - 8



Case - 9

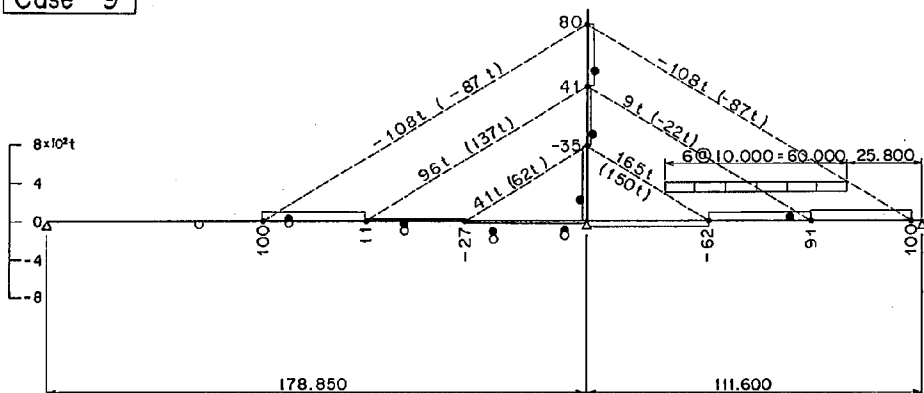


図-10(その3) 補剛げたおよび塔の軸力ならびにケーブル張力 (Case 7 ~ Case 9)

Case -10

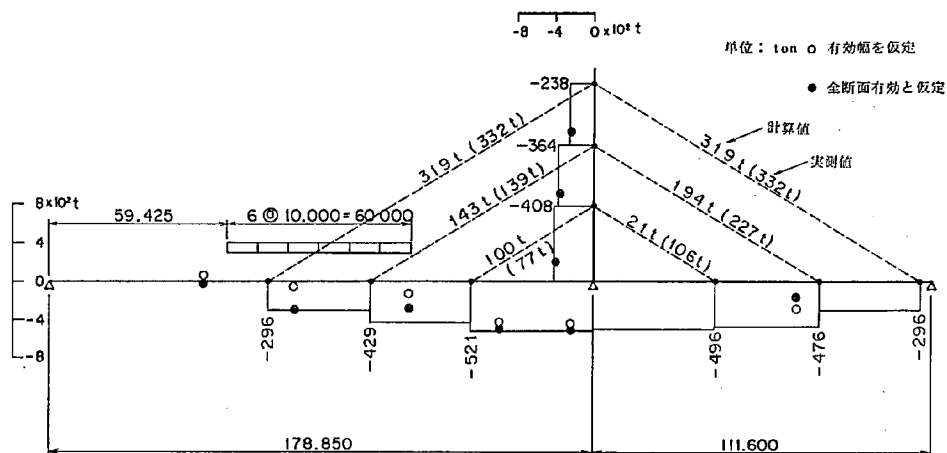
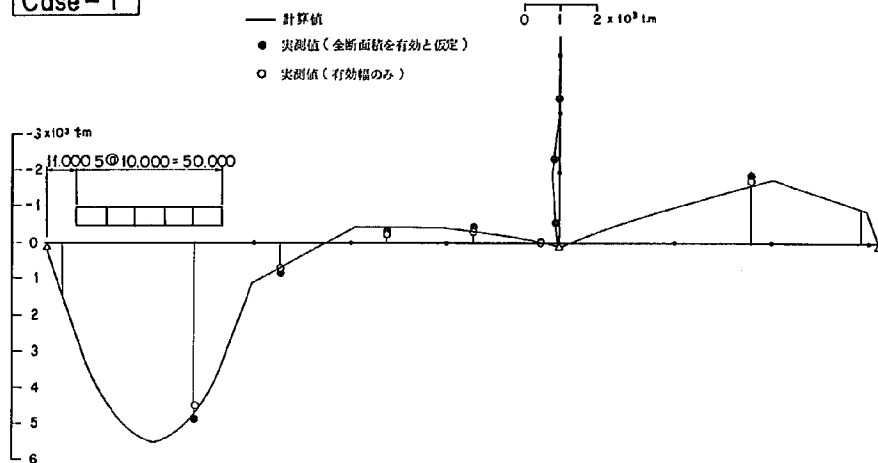
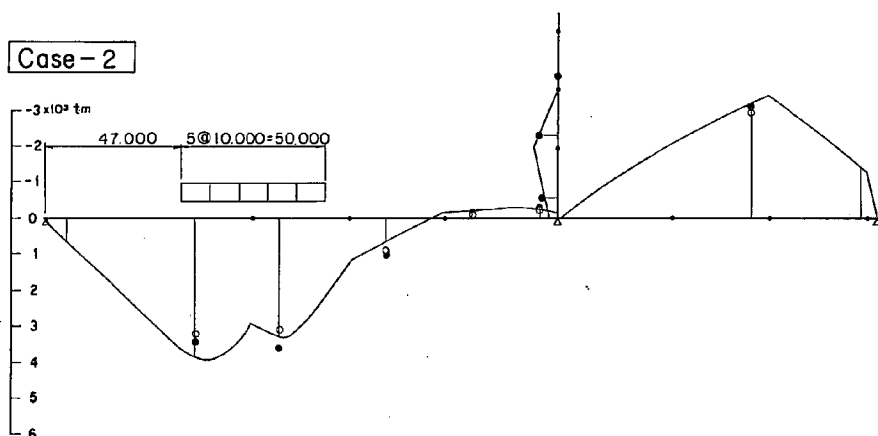


図-10 (その4) 補剛げたおよび塔の軸力ならびにケーブル張力 (Case 10)

Case-1



Case-2



Case-3

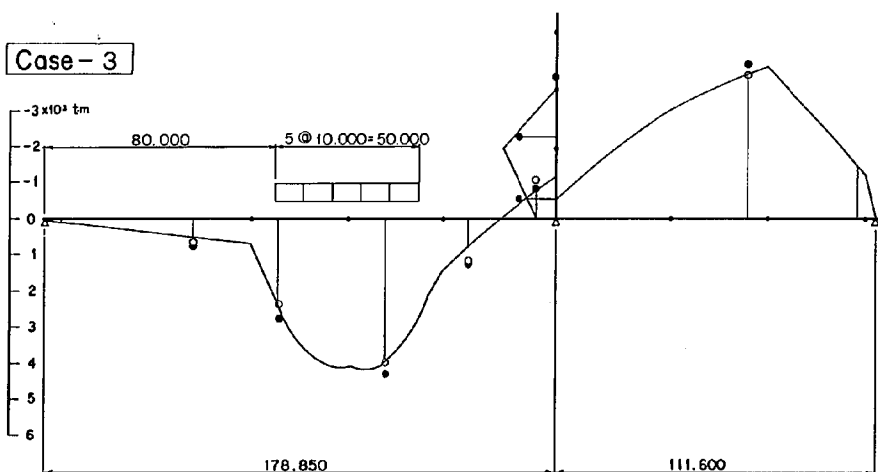
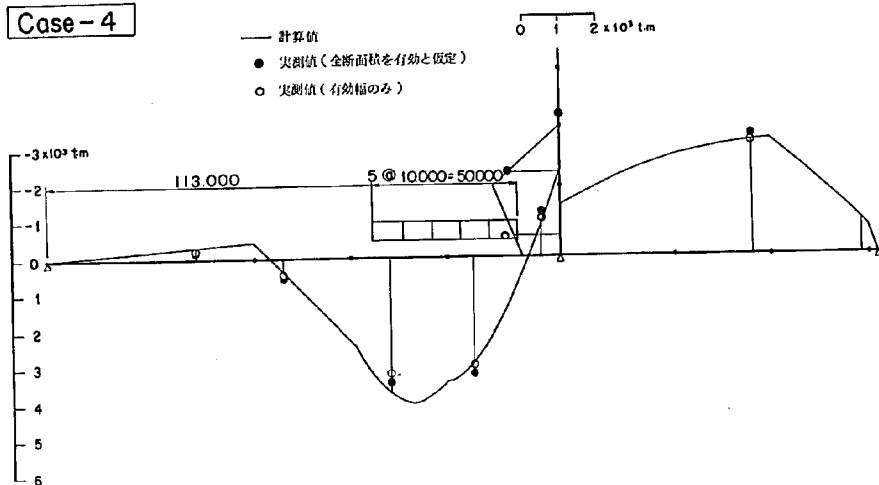
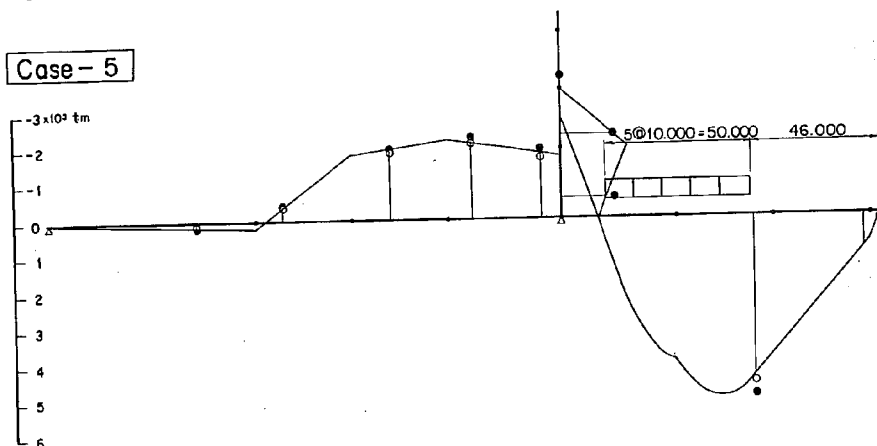


図-11(その1) 補剛げたおび塔の曲げモーメント (Case 1 ~ Case 3)

Case - 4



Case - 5



Case - 6

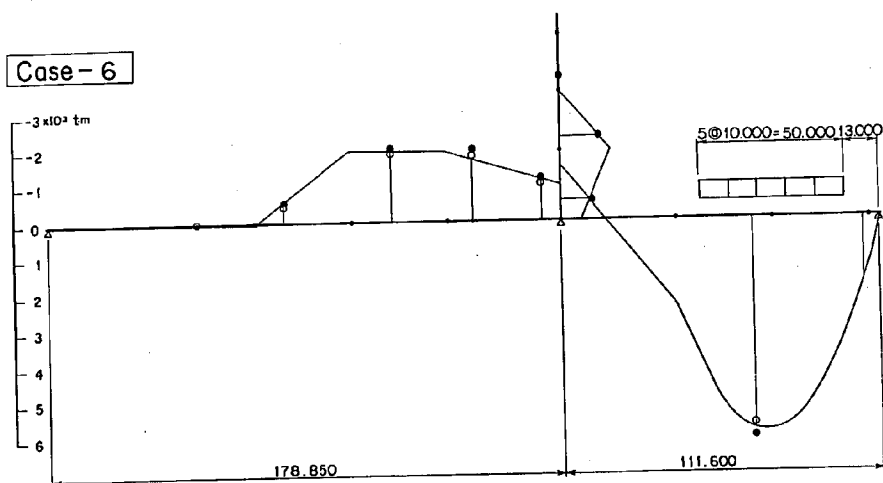
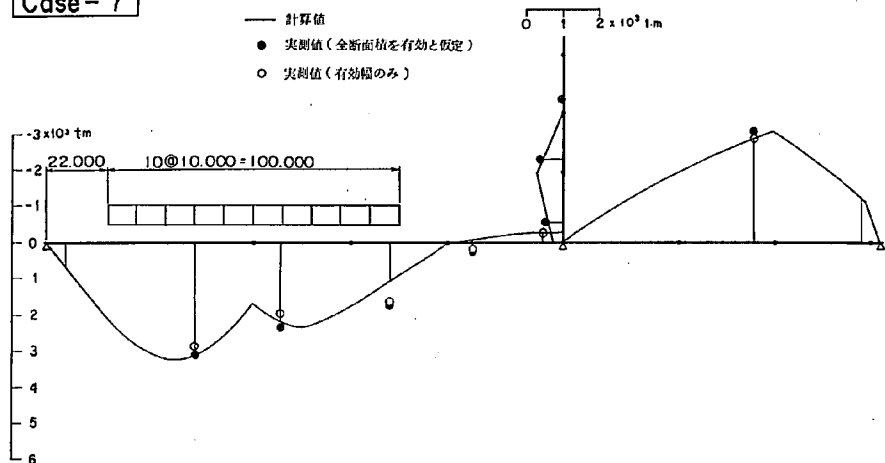
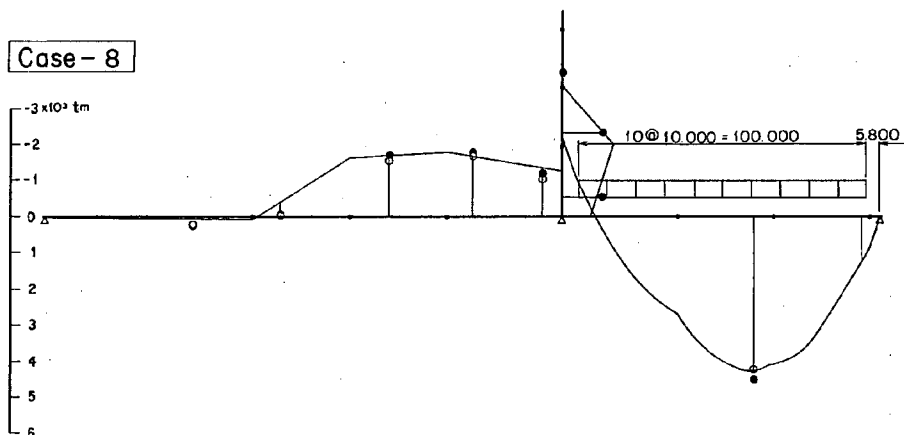


図-11（その2） 補剛げたおよび塔の曲げモーメント（Case 4～Case 6）

Case - 7



Case - 8



Case - 9

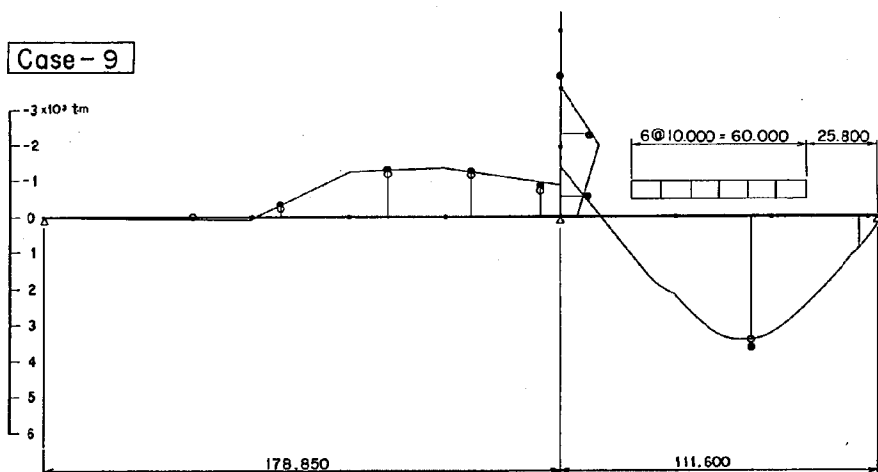


図-11 (その3) 補剛げたおよび塔の曲げモーメント (Case 7 ~ Case 9)

Case-10

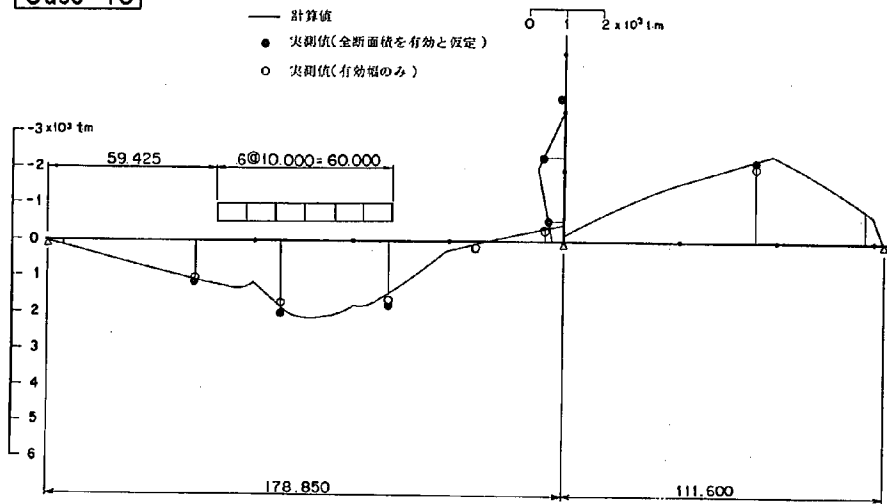
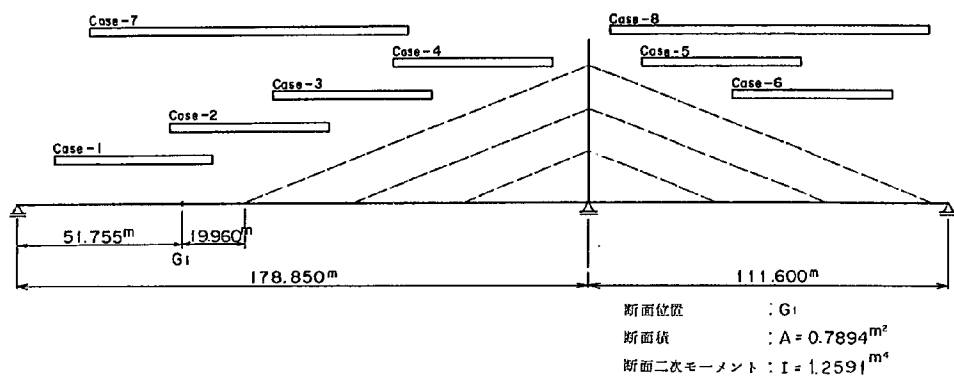


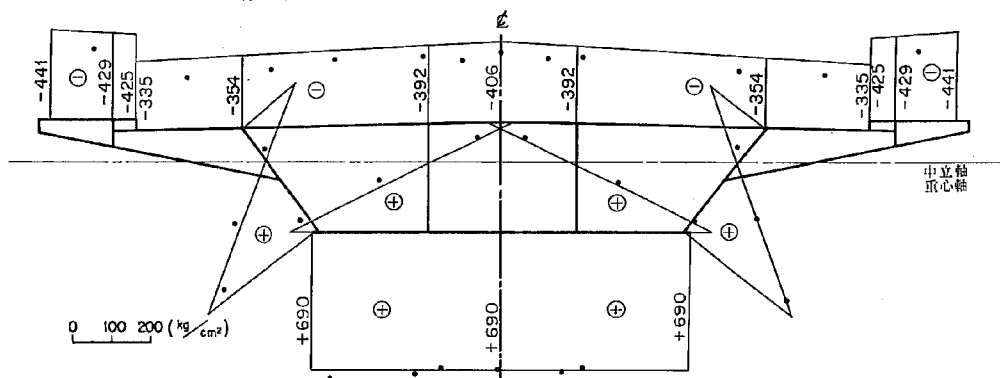
図-11(その4) 補剛げたおよび塔の曲げモーメント (Case 1 ~ Case 10)



Case - 1

計算値 $M = 4601 \text{ t.m}$

$N = 0 \text{ t}$



Case - 2

$M = 3785 \text{ t.m}$

$N = 0 \text{ t}$

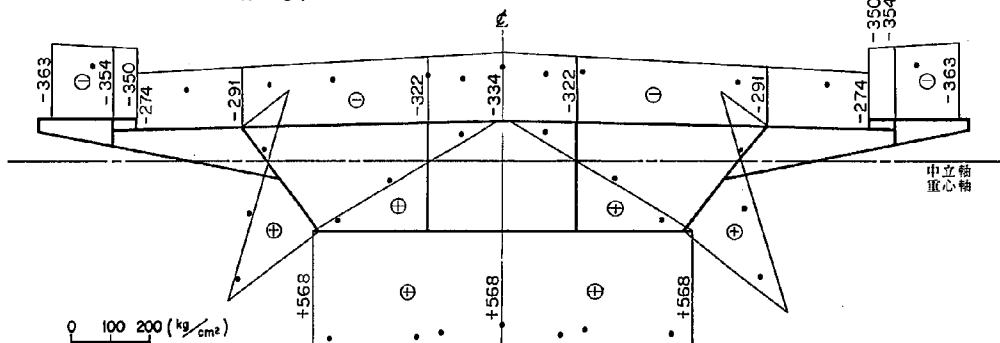
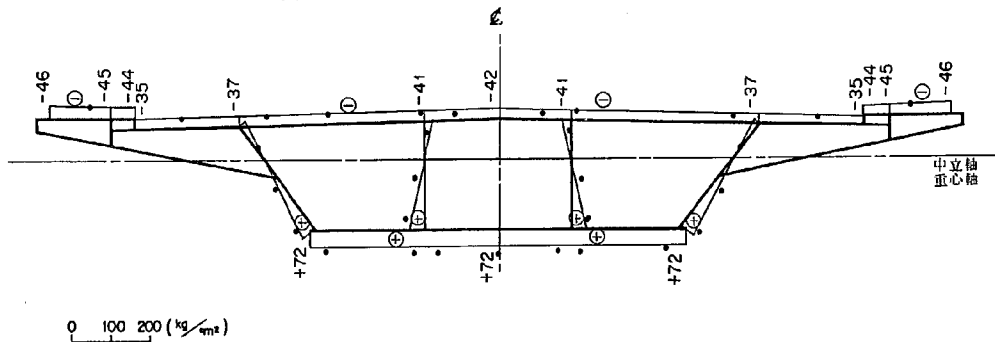


図-12(その1) 対象载荷による G_1 補剛げた断面の応力分布 (Case 1 ~ Case 2)

Case - 3

計算値 $M = 479 \text{ t.m}$

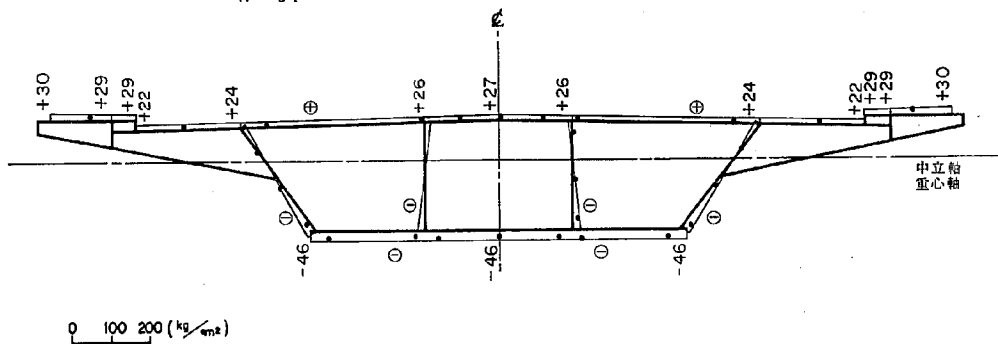
$N = 0 \text{ t}$



Case - 4

$M = -310 \text{ t.m}$

$N = 0 \text{ t}$



Case - 5

$M = 134 \text{ t.m}$

$N = 0 \text{ t}$

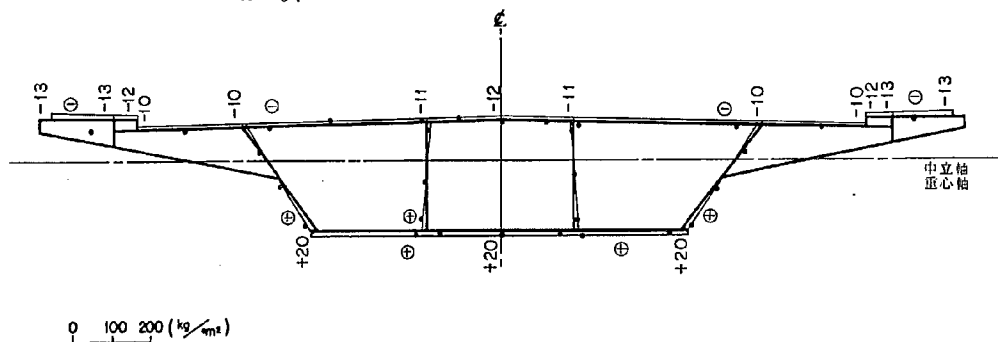
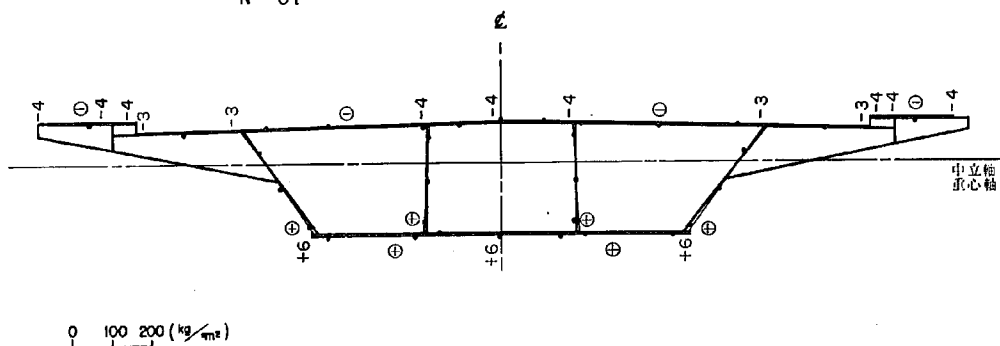


図 - 1 2 (その 2) 対象載荷による G_1 補剛げた断面の応力分布 (Case 3 ~ Case 5)

Case - 6

計算値 $M = 45 \text{ t.m}$

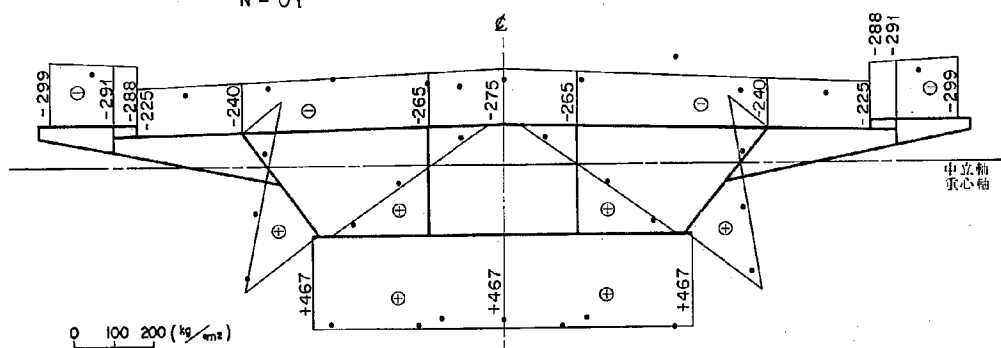
$N = 0 \text{ t}$



Case - 7

$M = 3116 \text{ t.m}$

$N = 0 \text{ t}$



Case - 8

$M = 80 \text{ t.m}$

$N = 0 \text{ t}$

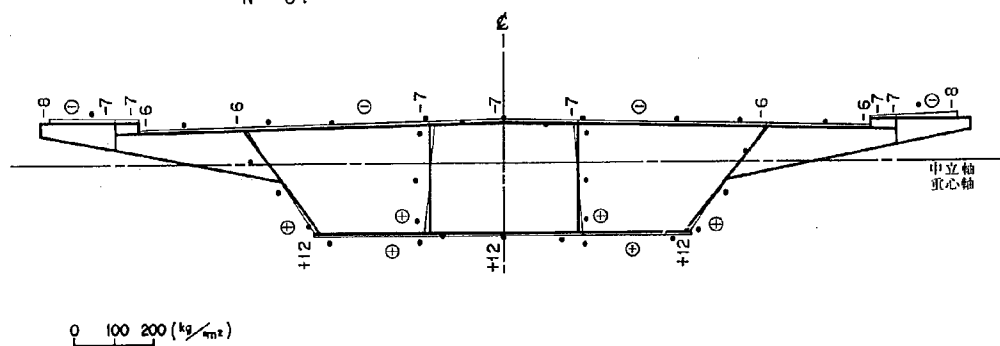
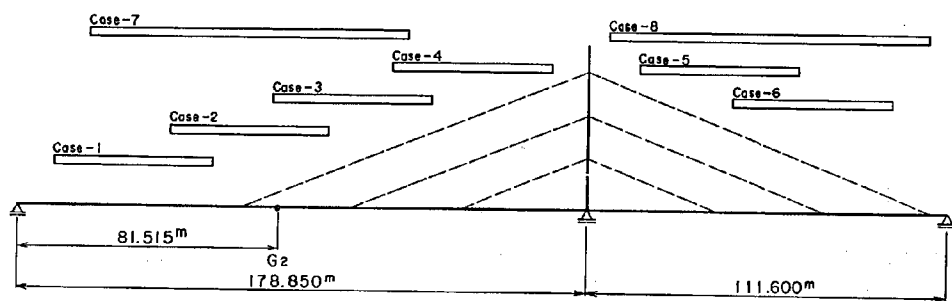


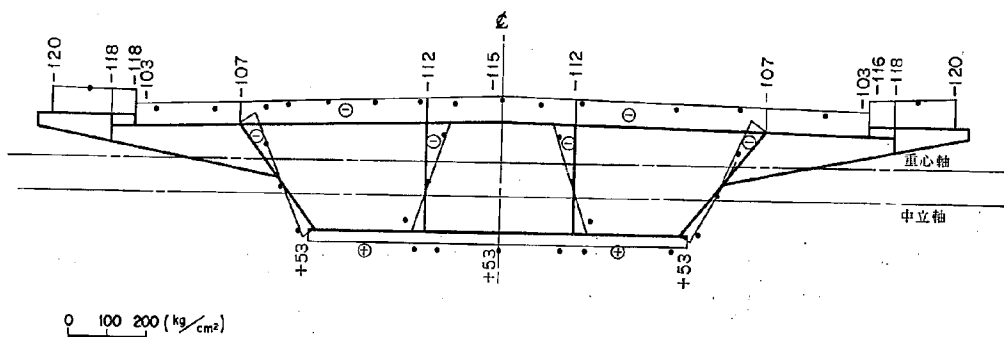
図-12 (その3) 対象载荷による G_1 補剛げた断面の応力分布 (Case 6 ~ Case 8)



断面位置 : G_2
 断面積 : $A = 0.7202 \text{ m}^2$
 断面二次モーメント : $I = 1.1107 \text{ m}^4$

Case - 1

計算値 $M = 622 \text{ t.m}$
 $N = -368.8 \text{ t}$



Case - 2

$M = 3236 \text{ t.m}$
 $N = -534.1 \text{ t}$

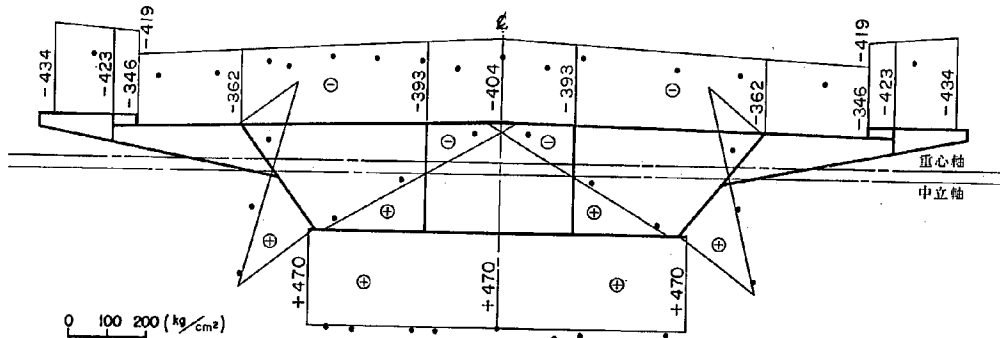
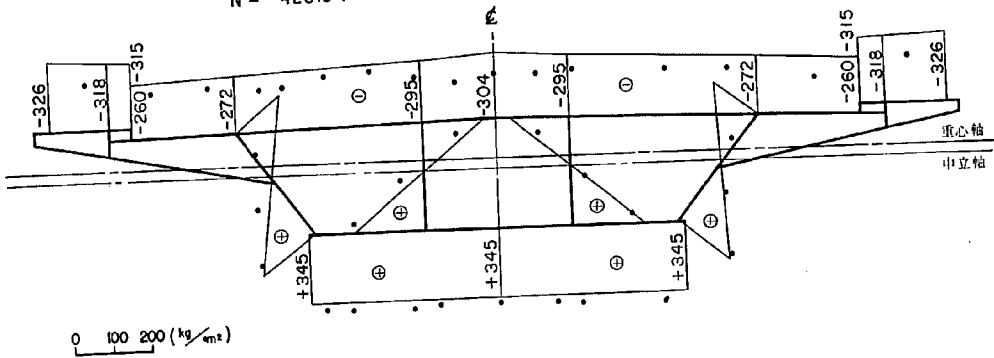


図-13 (その1) 対象載荷による G_2 補剛げた断面の応力分布 (Case 1 ~ Case 2)

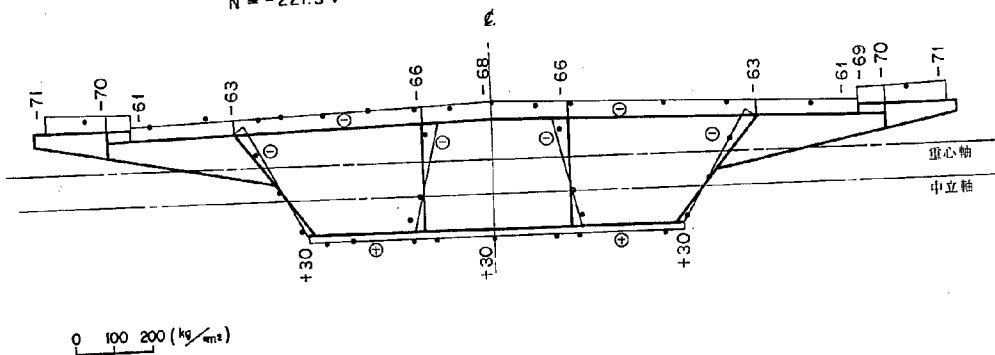
Case - 3

計算値 $M = 2400 \text{ t.m}$
 $N = -423.0 \text{ t}$



Case - 4

$M = 363 \text{ t.m}$
 $N = -221.3 \text{ t}$



Case - 5

$M = -382 \text{ t.m}$
 $N = 154.3 \text{ t}$

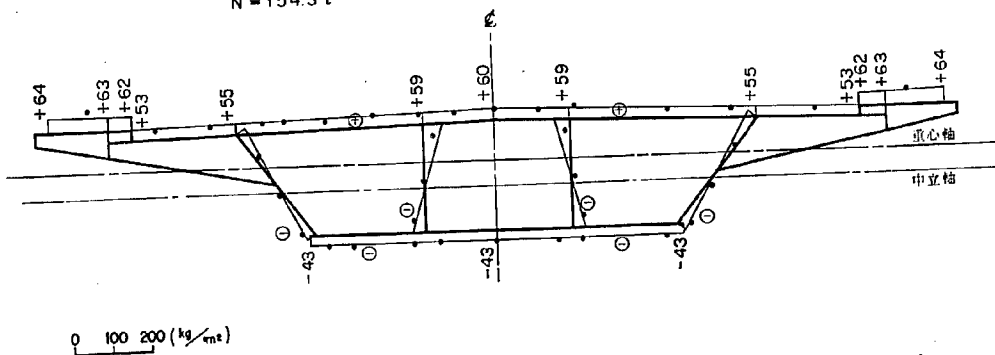
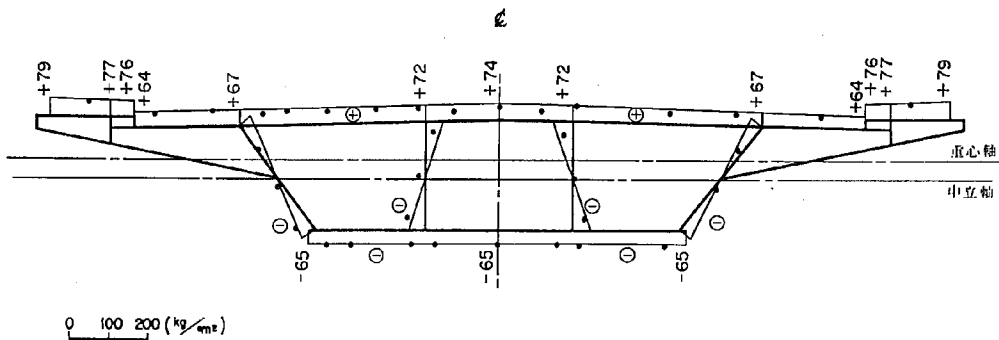


図 - 13 (その2) 対象载荷による G_2 補剛げた断面の応力分布 (Case 3 ~ Case 5)

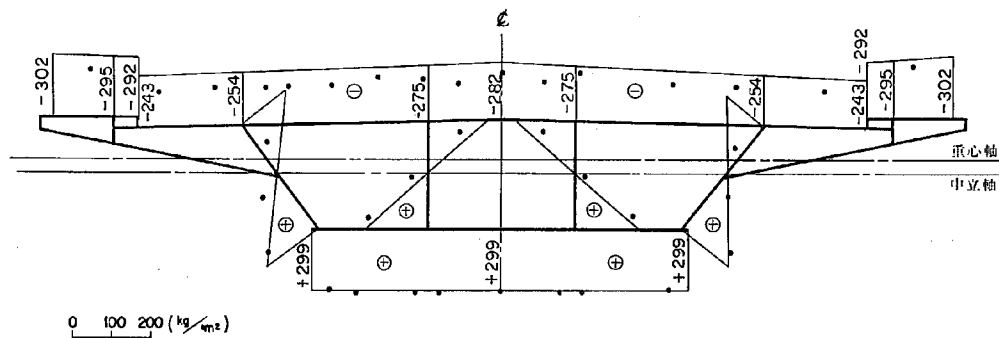
Case - 6

計算値 $M = -515 \text{ t.m}$

$N = 152.5 \text{ t}$



Case - 7

$$M = 2151 \text{ t.m}$$
$$N = -452.5 \text{ t}$$


Case - 8

$$M = -375 \text{ t.m}$$

N = 130.5 t

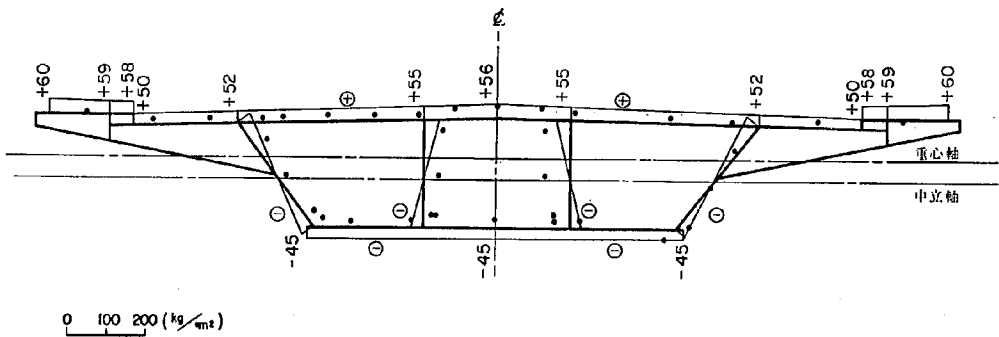
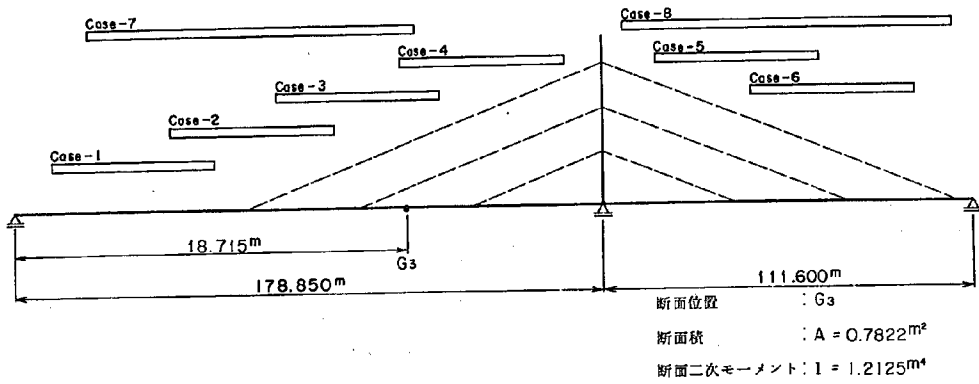
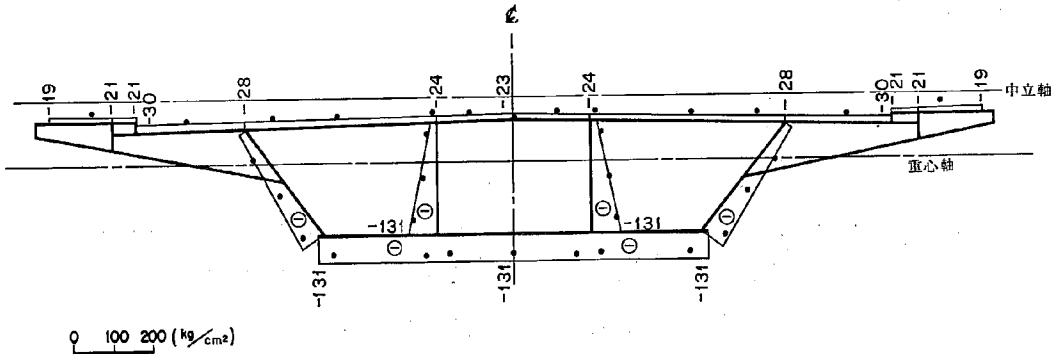


図-13(その3) 対象载荷による G_2 補剛げた断面の応力分布 (Case 6 ~ Case 8)



Case - 1

計算値 $M = -436 \text{ t.m}$
 $N = -482.1 \text{ t}$



Case - 2

$M = 632 \text{ t.m}$
 $N = -742.6 \text{ t}$

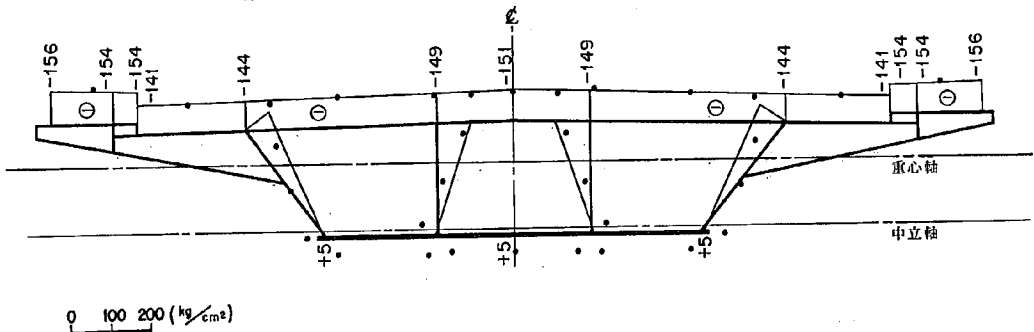
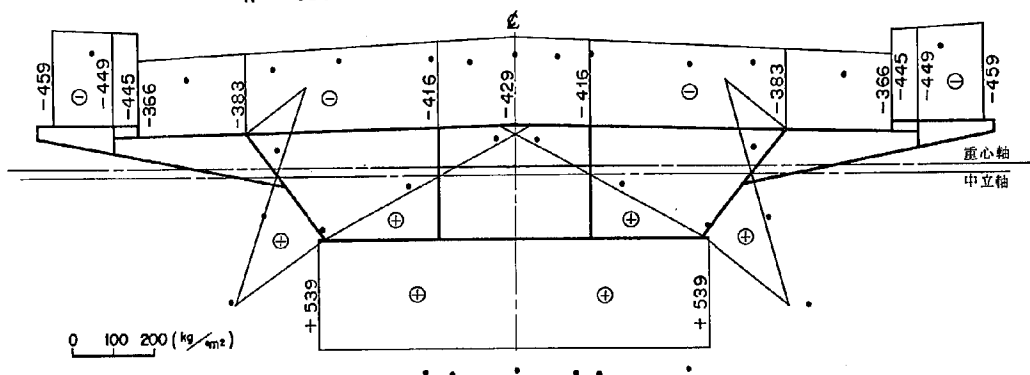


図-14(その1) 対象載荷によるG₃補剛げた断面の応力分布 (Case 1 ~ Case 2)

Case - 3

計算値 $M = 3914 \text{ t.m}$

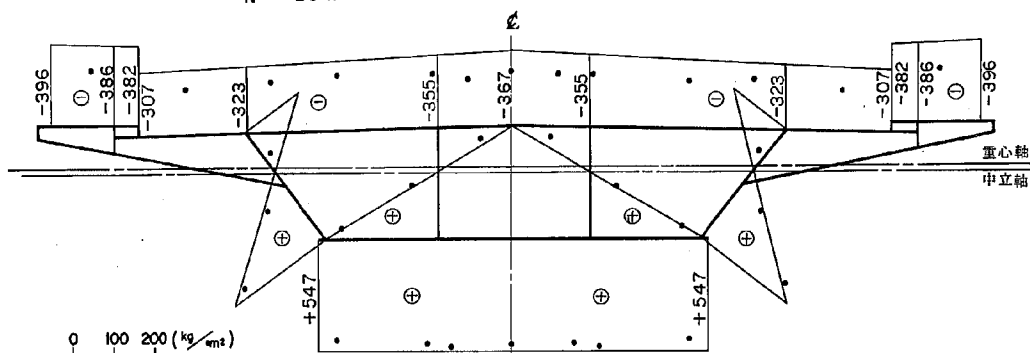
$N = -628.8 \text{ t}$



Case - 4

$M = 3695 \text{ t.m}$

$N = -294.9 \text{ t}$



Case - 5

$M = -1954 \text{ t.m}$

$N = 35.0 \text{ t}$

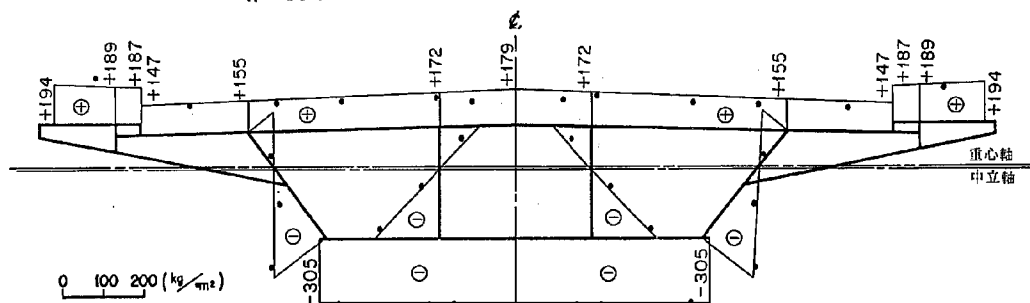
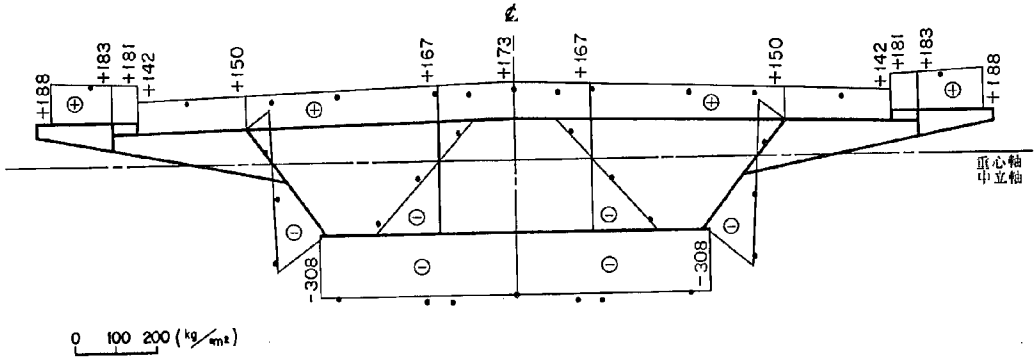


図-14(その2) 対象载荷による G_3 補剛げた断面の応力分布 (Case 3 ~ Case 5)

Case - 6

計算値 $M = -1945 \text{ t.m}$

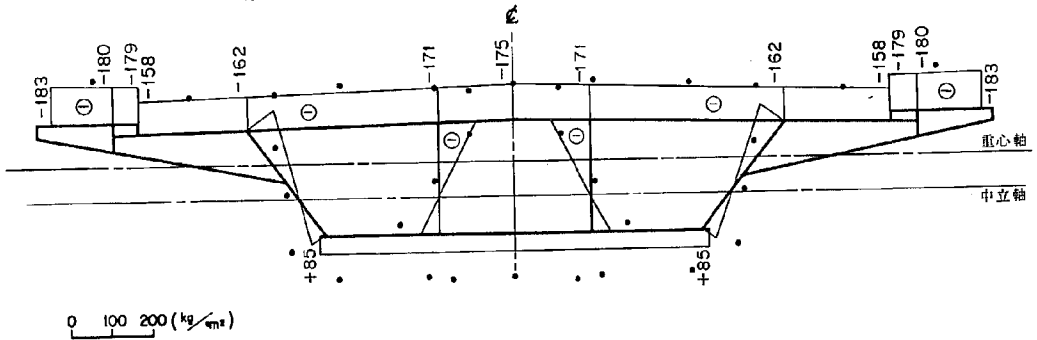
$N = -0.1 \text{ t}$



Case - 7

$M = 1051 \text{ t.m}$

$N = -633.6 \text{ t}$



Case - 8

$M = -1661 \text{ t.m}$

$N = 17.3 \text{ t}$

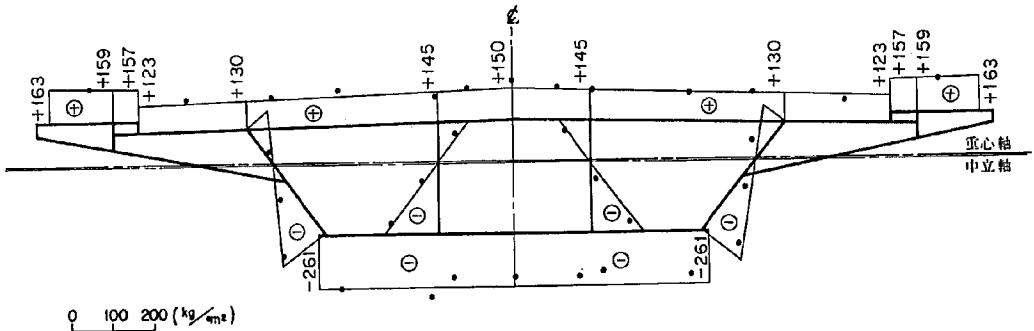
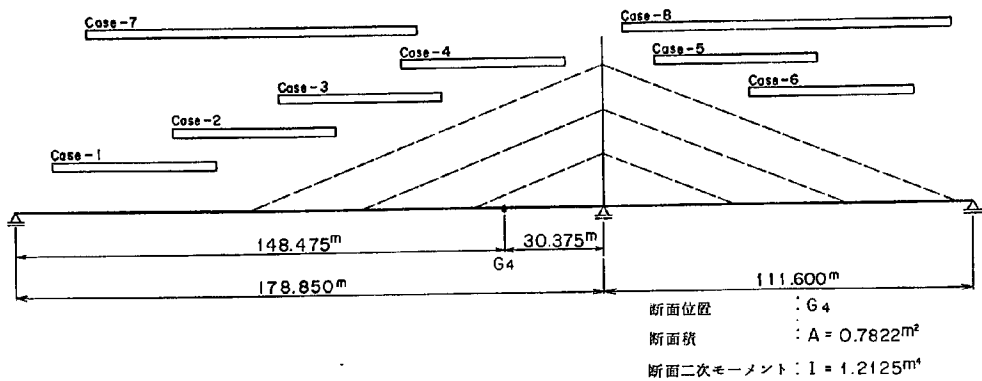
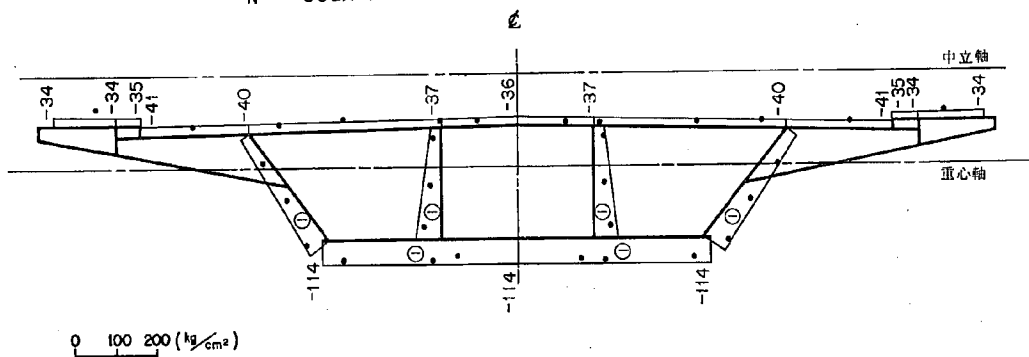


図-14(その3) 対象载荷による G_3 補剛げた断面の応力分布 (Case 6 ~ Case 8)



Case - 1

計算値 $M = -316 \text{ t.m}$
 $N = -502.9 \text{ t}$



Case - 2

$M = -239 \text{ t.m}$
 $N = -832 \text{ t}$

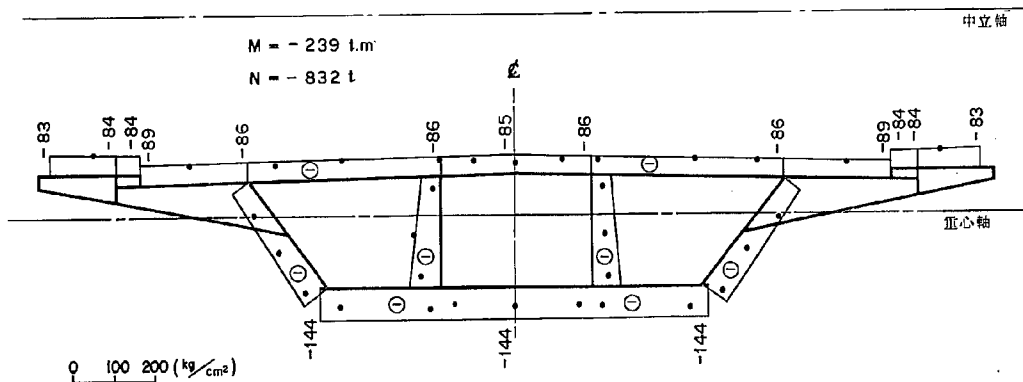
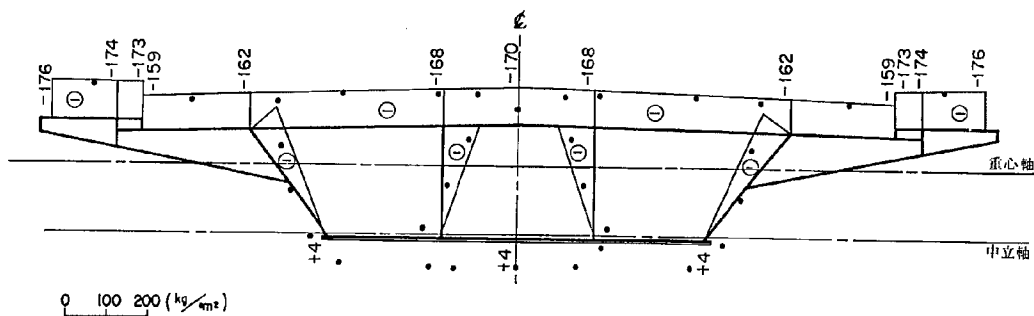


図-15(その1) 対象载荷によるG₄補剛げた断面の応力分布 (Case 1 ~ Case 2)

Case - 3

計算値 $M = 706 \text{ t.m}$

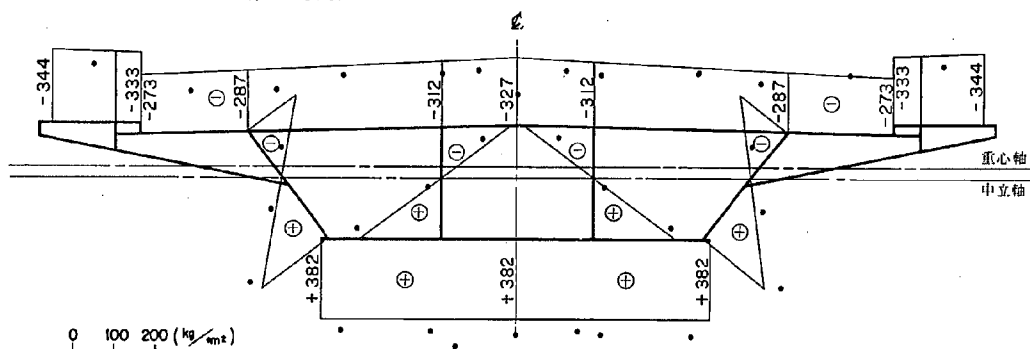
$N = -841.8 \text{ t}$



Case - 4

$M = 2842 \text{ t.m}$

$N = -529.1 \text{ t}$



Case - 5

$M = 2069 \text{ t.m}$

$N = -234 \text{ t}$

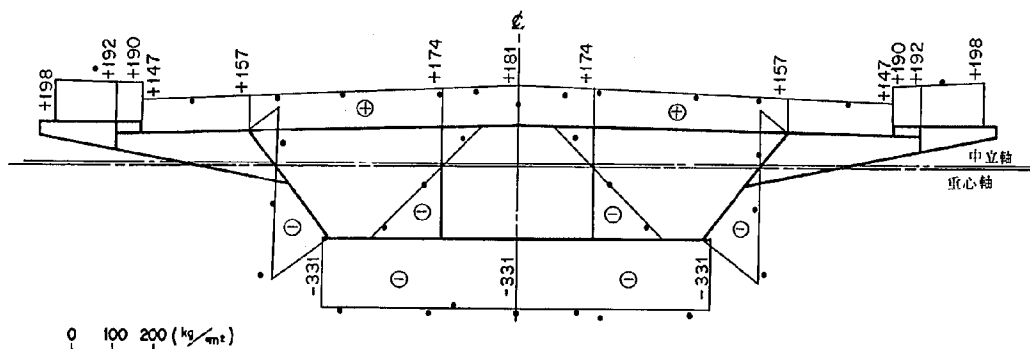
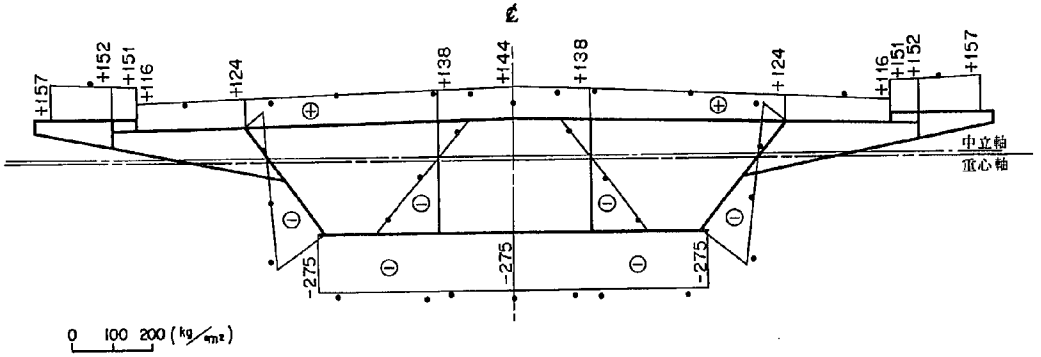


図-15(その2) 対象載荷による G_4 補剛げた断面の応力分布 (Case 3 ~ Case 5)

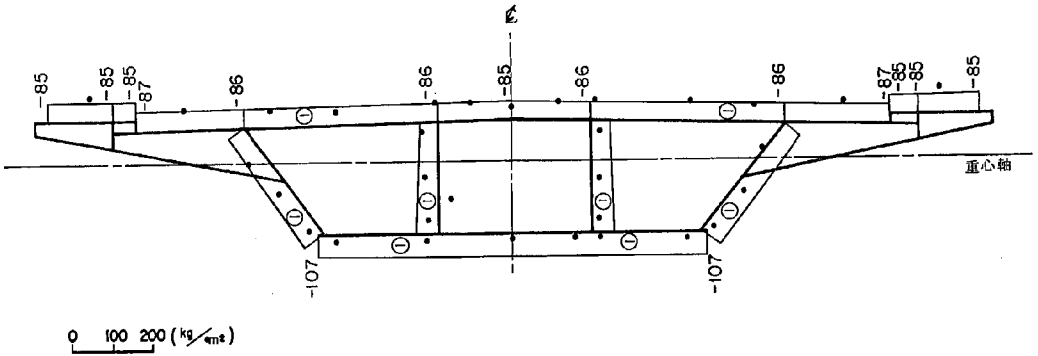
Case - 6

計算値 $M = -1695 \text{ t.m}$

N - - 57.3 t



Case - 7

$$M = -87 \text{ t.m}$$
$$N = -729.3 \text{ t}$$


Case - 8

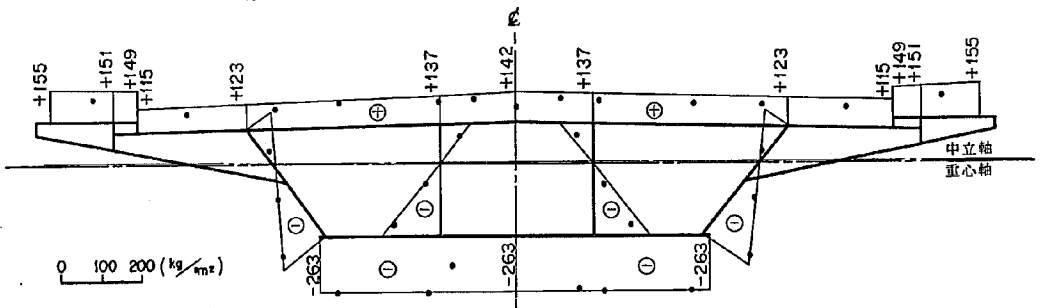
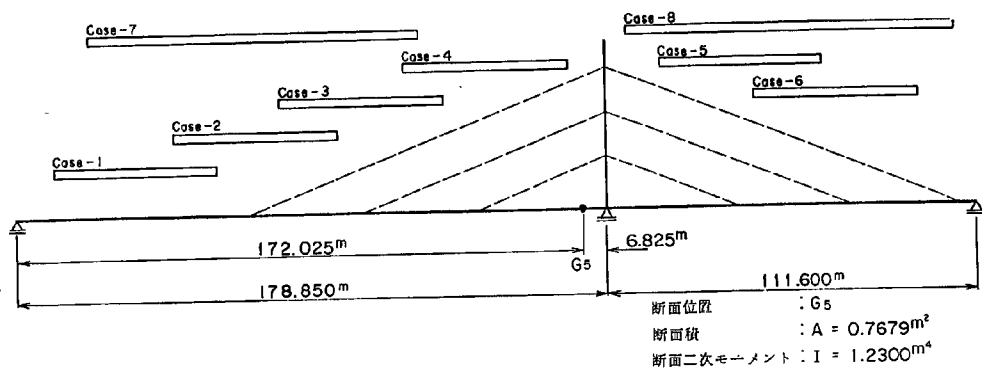
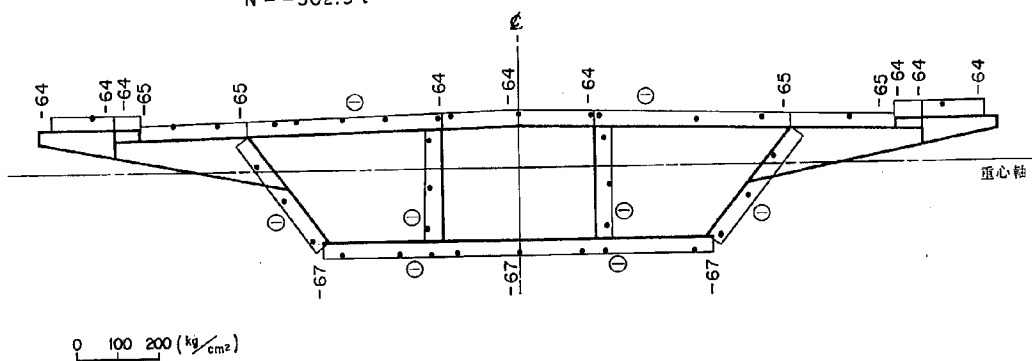
$$M = -1638 \text{ t.m}$$
$$N = -29.8 \text{ t}$$


図-15(その3) 対象载荷による G_4 補剛げた断面の応力分布 (Case 6 ~ Case 8)



Case - 1

計算値 $M = -12 \text{ t.m}$
 $N = -502.9 \text{ t}$



Case - 2

$M = -232 \text{ t.m}$
 $N = -832.8 \text{ t}$

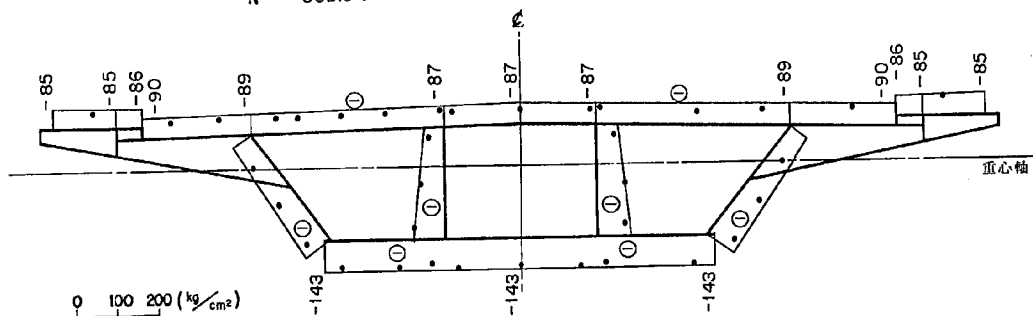
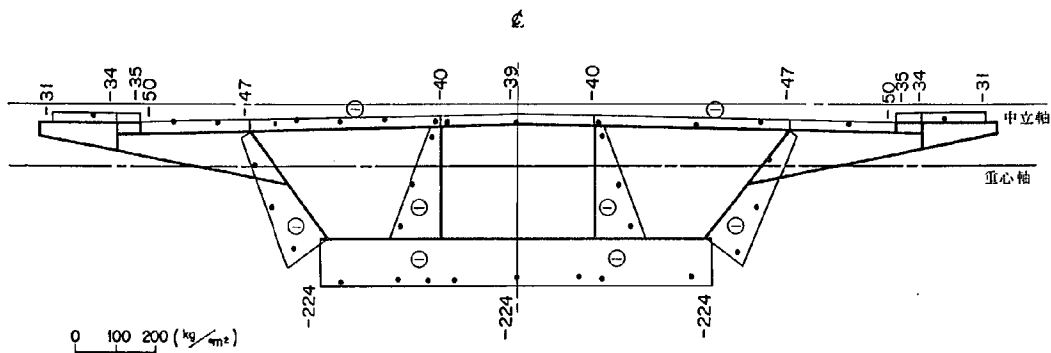


図-16(その1) 対象載荷によるG₅補剛げた断面の応力分布 (Case 1 ~ Case 2)

Case - 3

計算値 $M = -762 \text{ t.m}$

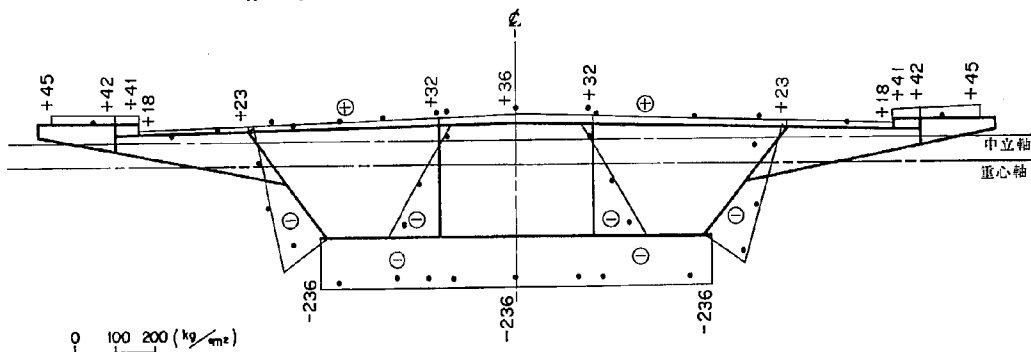
$N = -841.8 \text{ t}$



Case - 4

$M = -1114 \text{ t.m}$

$N = -529.1 \text{ t}$



Case - 5

$M = -1791 \text{ t.m}$

$N = -23.4 \text{ t}$

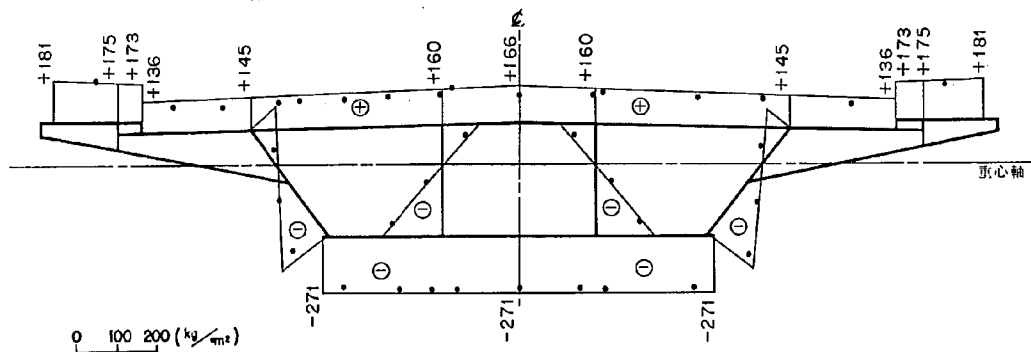
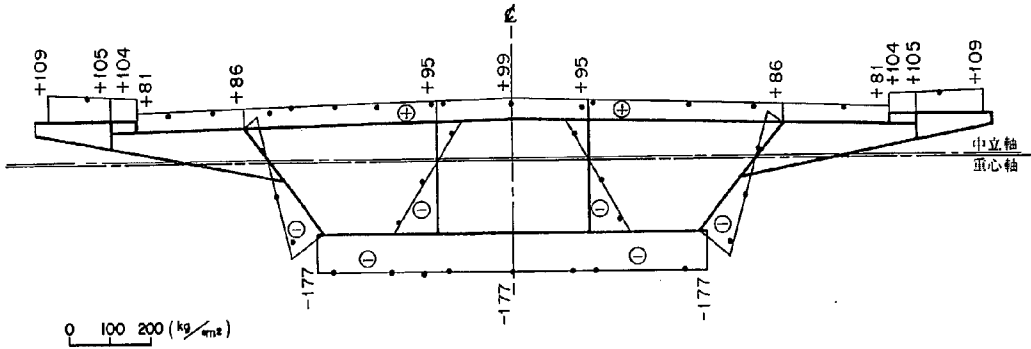


図-16 (その2) 対象載荷による G_s 補剛げた断面の応力分布 (Case 3 ~ Case 5)

Case - 6

計算値 $M = -1130 \text{ t.m}$

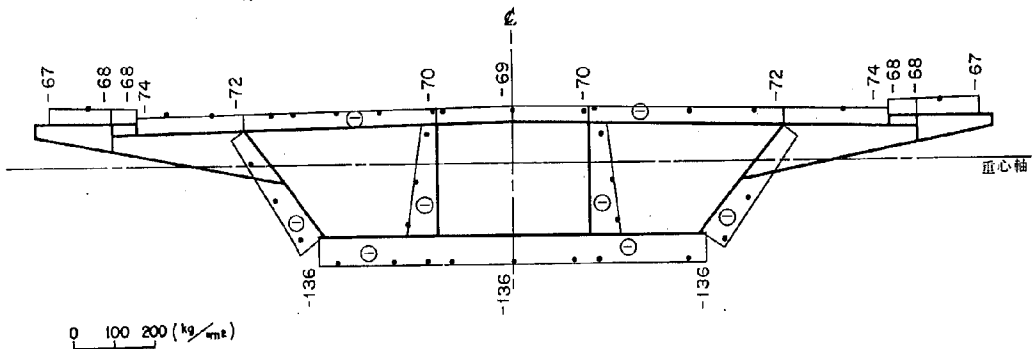
$N = -57.3 \text{ t}$



Case - 7

$M = -275 \text{ t.m}$

$N = -729.3 \text{ t}$



Case - 8

$M = -1321 \text{ t.m}$

$N = -29.8 \text{ t}$

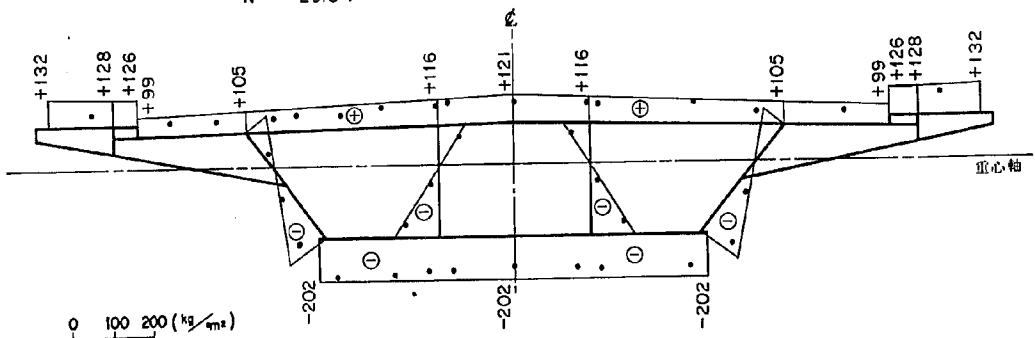
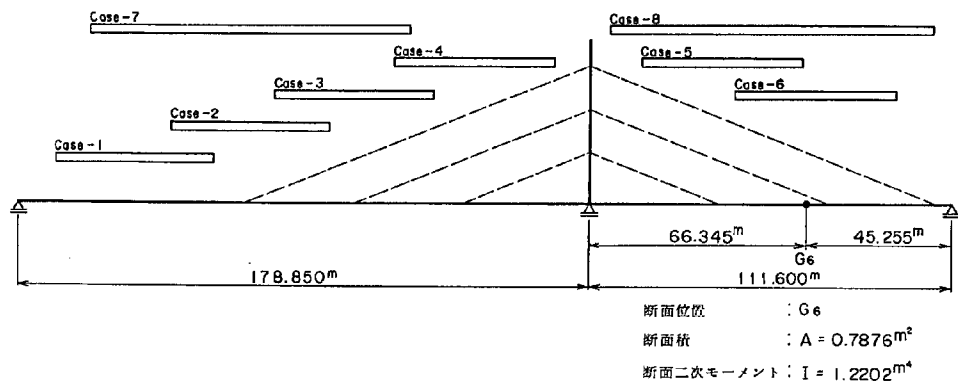


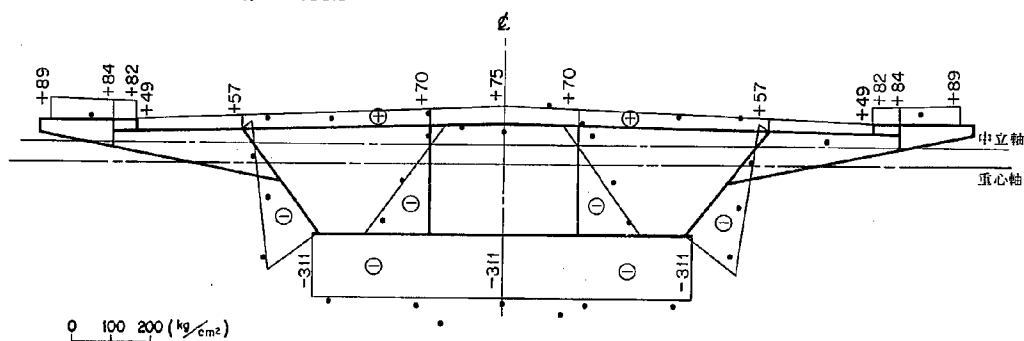
図-16 (その3) 対象載荷による G_s 補剛げた断面の応力分布 (Case 6 ~ Case 8)



Case - 1

計算値 $M = -1572 \text{ t.m}$

$N = -495.5 \text{ t}$



Case - 2

$M = -3136 \text{ t.m}$

$N = -790.3 \text{ t}$

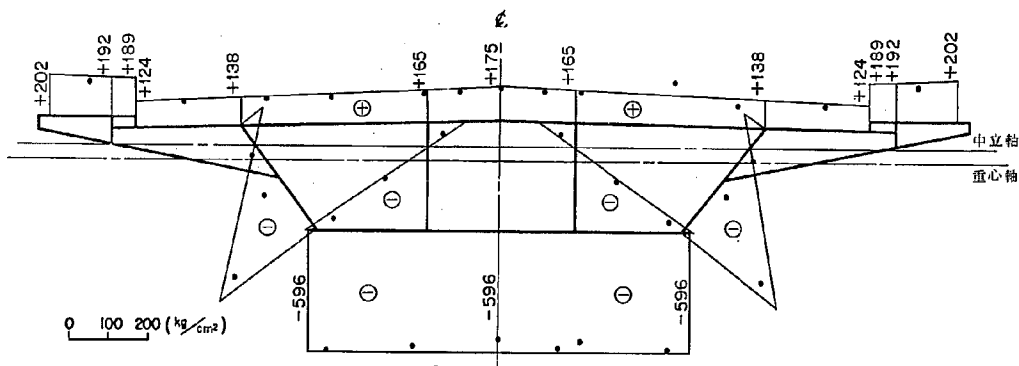
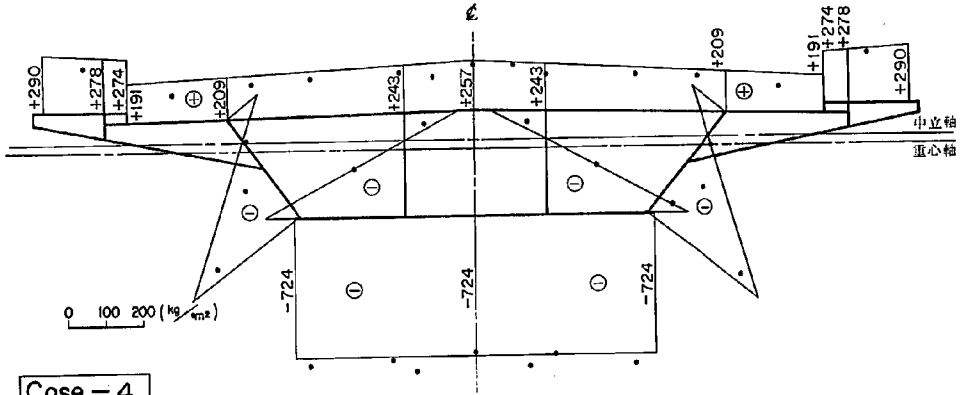


図-17(その1) 対象载荷によるG₆補剛げた断面の応力分布 (Case 1 ~ Case 2)

Case - 3

計算値 $M = -3988 \text{ t.m}$

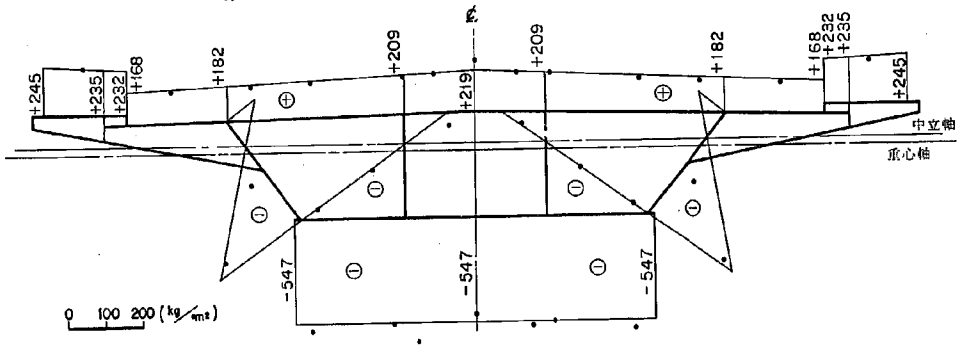
$N = -737.7 \text{ t}$



Case - 4

$M = -3116 \text{ t.m}$

$N = -432.8 \text{ t}$



Case - 5

$M = 4438 \text{ t.m}$

$N = 174.0 \text{ t}$

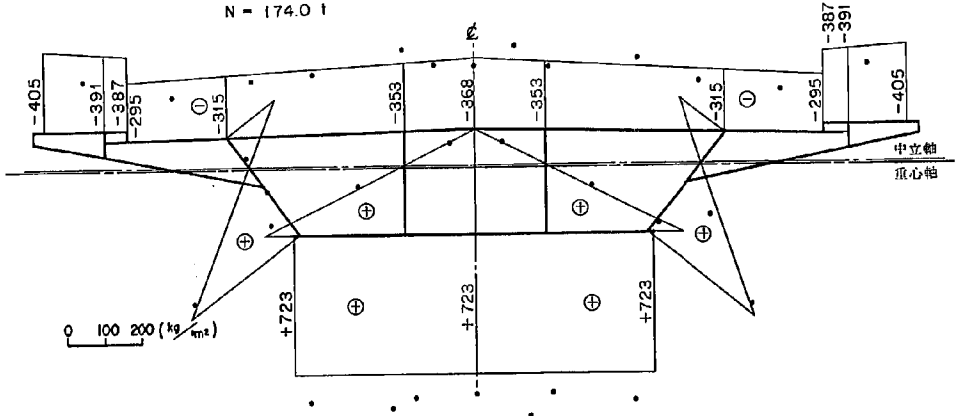
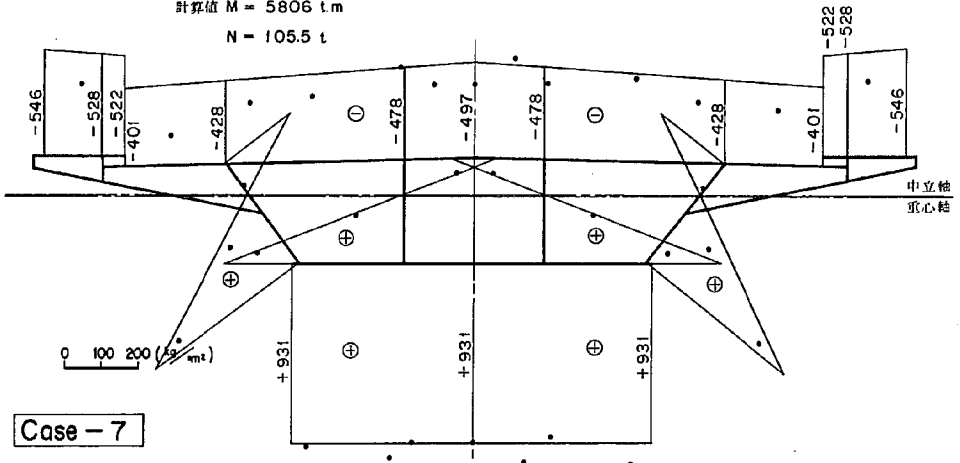


図-17 (その2) 対象載荷による G_0 補剛げた断面の応力分布 (Case 3 ~ Case 5)

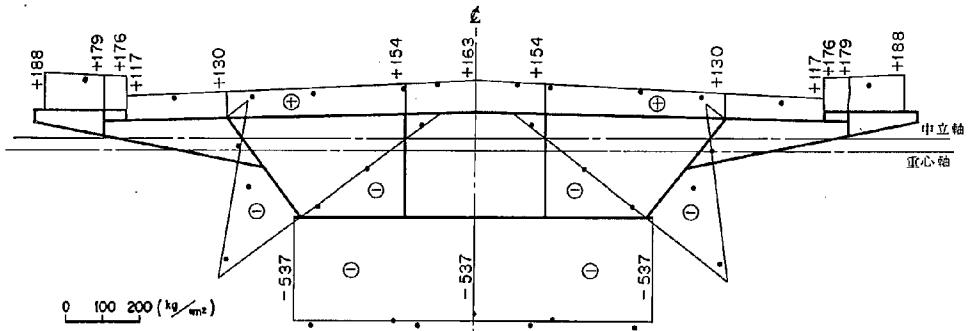
Case - 6

計算値 $M = 5806 \text{ t.m}$
 $N = 105.5 \text{ t}$



Case - 7

$M = -2850 \text{ t.m}$
 $N = -683.7 \text{ t}$



Case - 8

$M = 4200 \text{ t.m}$
 $N = 122.2 \text{ t}$

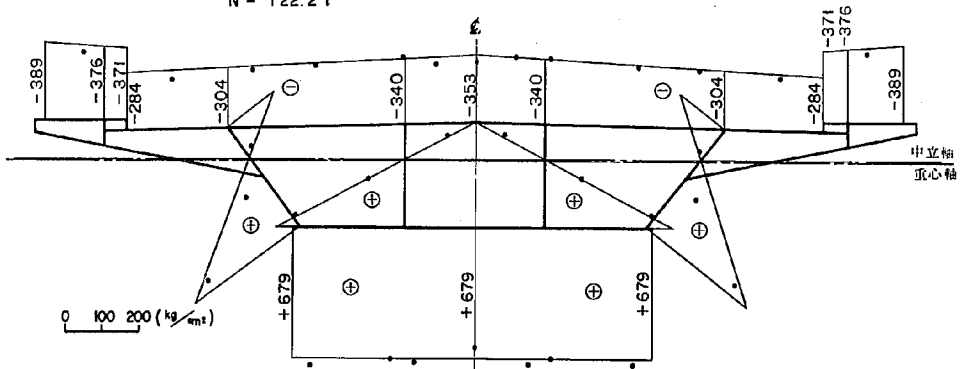
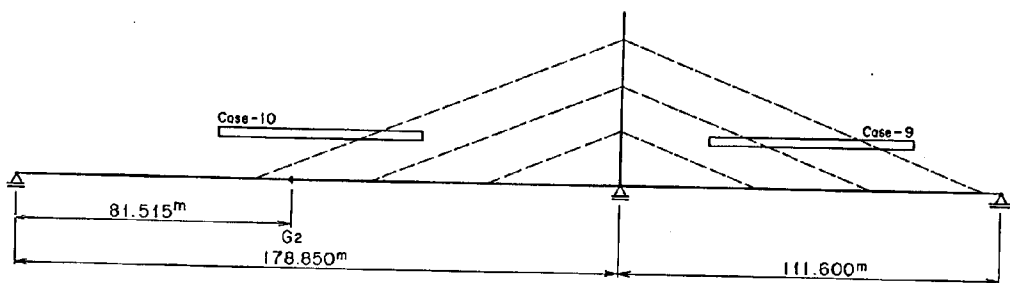


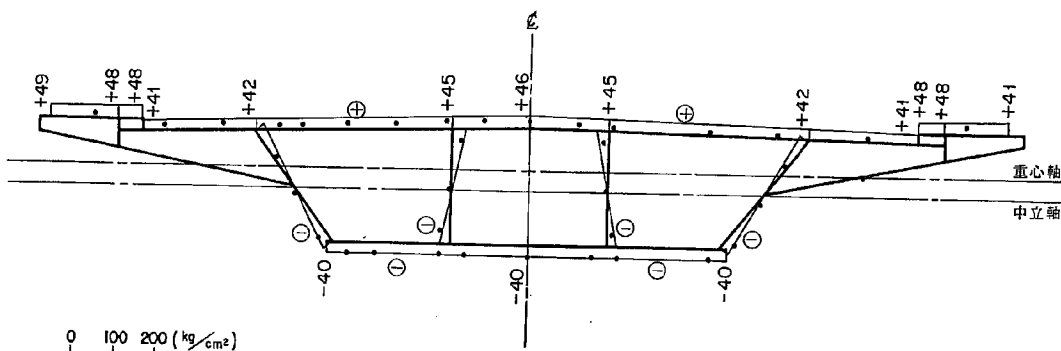
図-17 (その3) 対象載荷による G_0 補剛げた断面の応力分布 (Case 6 ~ Case 8)



断面位置 : G₂
 断面積 : $A = 0.7202 \text{ m}^2$
 断面二次モーメント : $I = 1.1107 \text{ m}^4$

Case - 9

$M = -319 \text{ t.m}$
 $N = 100.1 \text{ t}$



Case -10

$M = 1832 \text{ t.m}$
 $N = -296.1 \text{ t}$

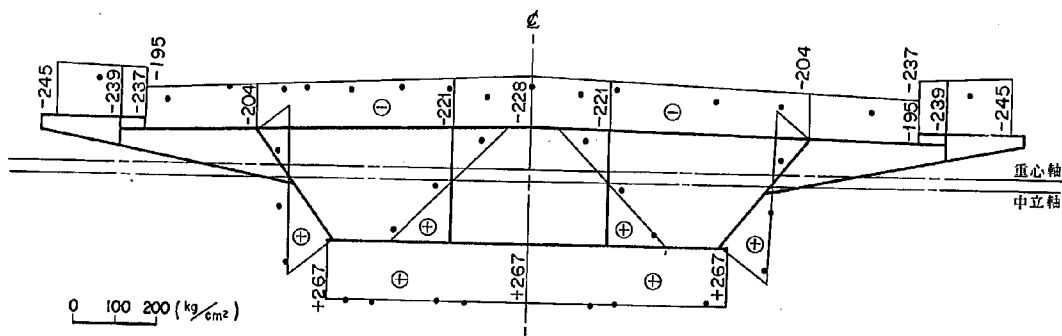
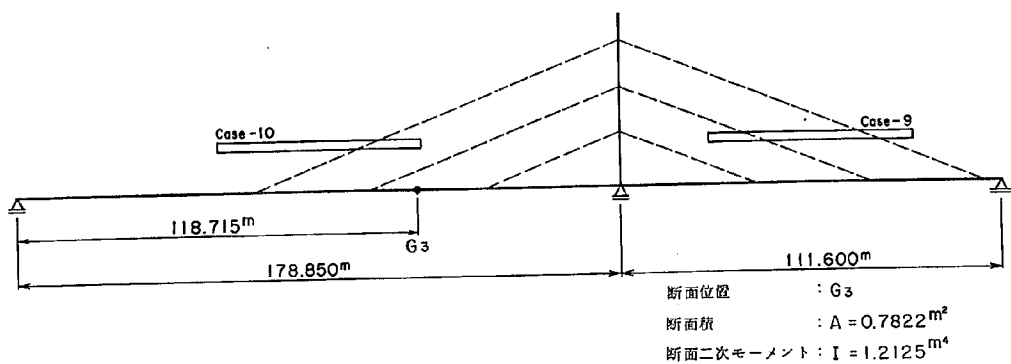


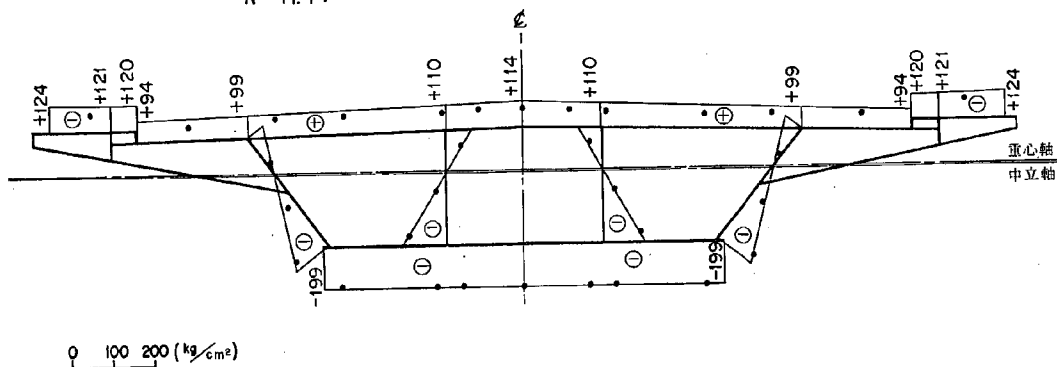
図-19 偏心載荷による G_2 補剛げた断面の応力分布 (Case 9 ~ Case 10)



Case - 9

計算値 $M = -1268 \text{ t.m}$

$N = 11.41$



Case - 10

$M = 1455 \text{ t.m}$

$N = -4285 \text{ t}$

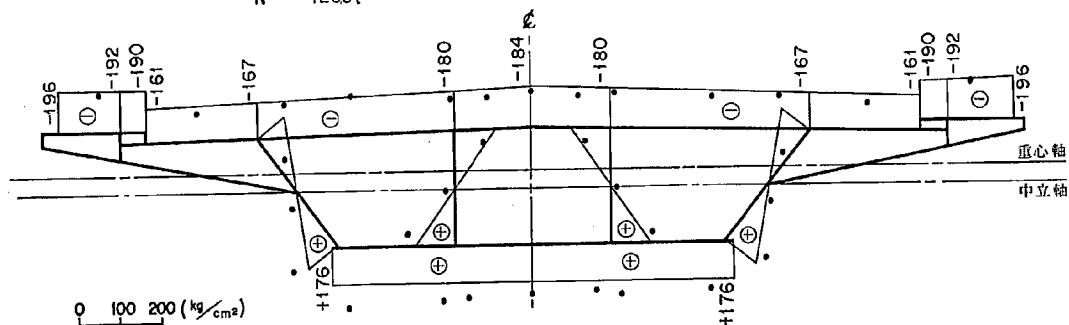
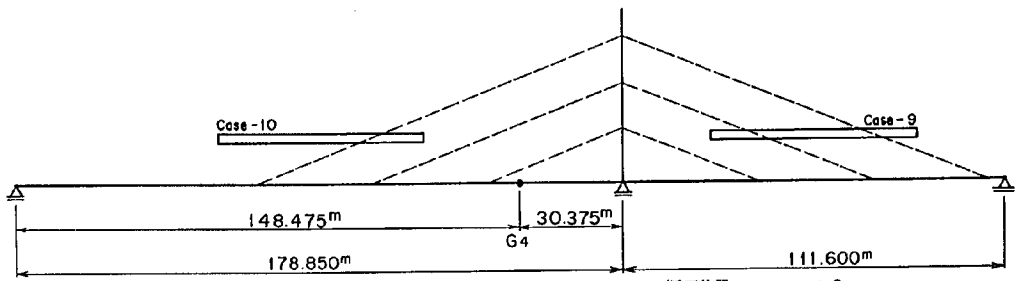


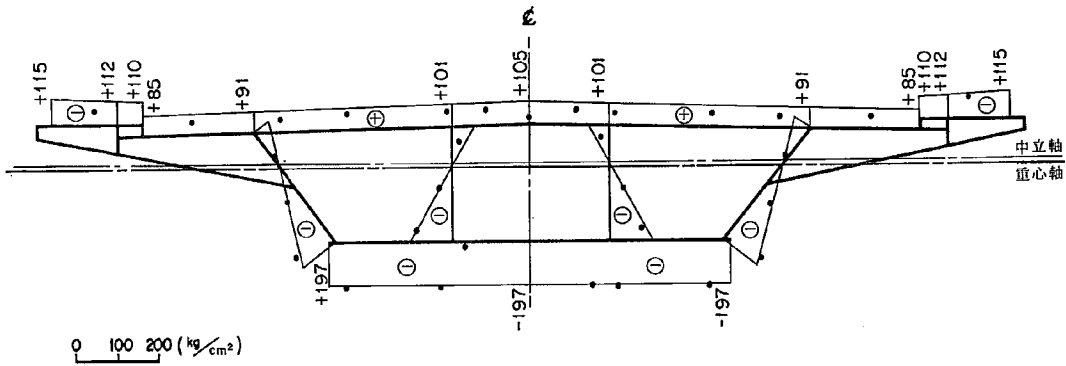
図-20 偏心载荷による G_3 補剛げた断面の応力分布 (Case 9 ~ Case 10)



断面位置 : G4
 断面積 : $A = 0.7822 \text{ m}^2$
 断面二次モーメント : $I = 1.2125 \text{ m}^4$

Case - 9

計算値 $M = -1220 \text{ t.m}$
 $N = -27.1 \text{ t}$



Case -10

$M = 96 \text{ t.m}$
 $N = -521.3 \text{ t}$

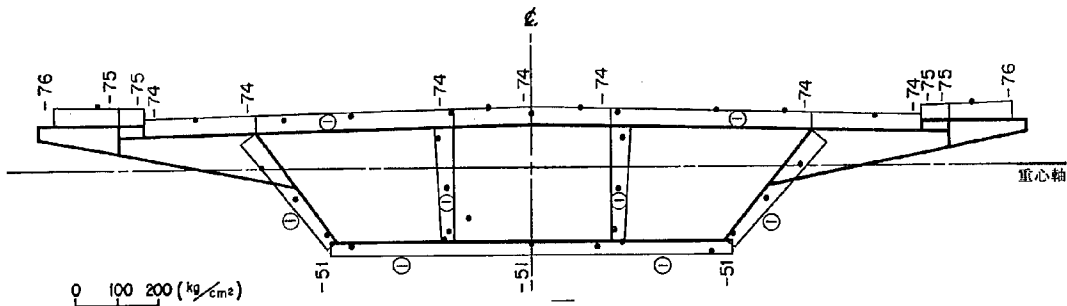
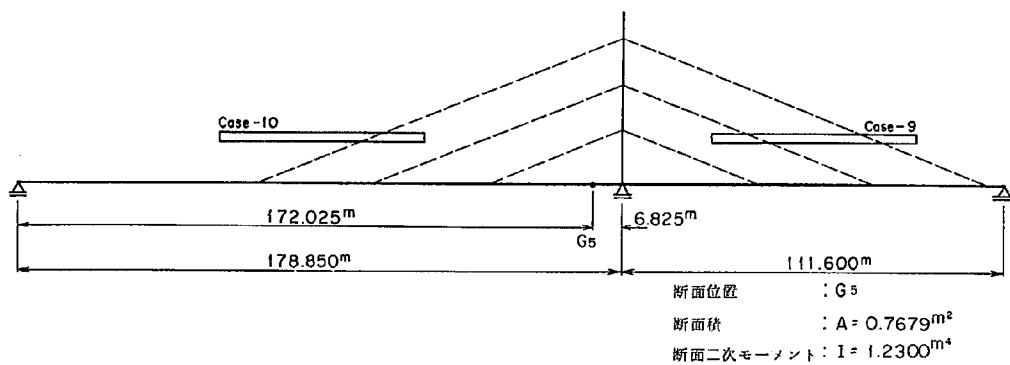


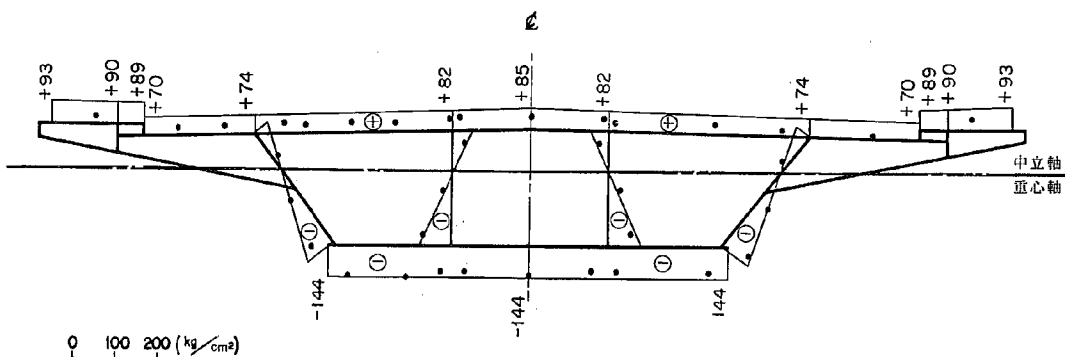
図-21 偏心載荷による G_4 補剛げた断面の応力分布 (Case 9 ~ Case 10)



Case - 9

計算値 $M = -938 \text{ t.m}$

$N = -27.11$



Case-10

$M = -297 \text{ t.m}$

$N = -521.3 \text{ t}$

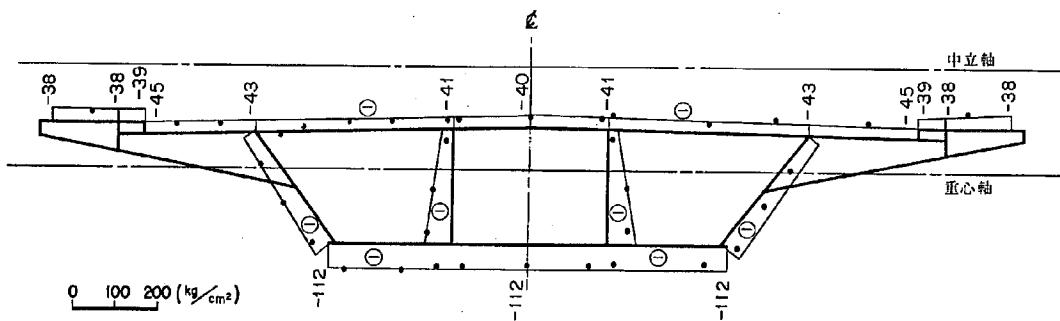
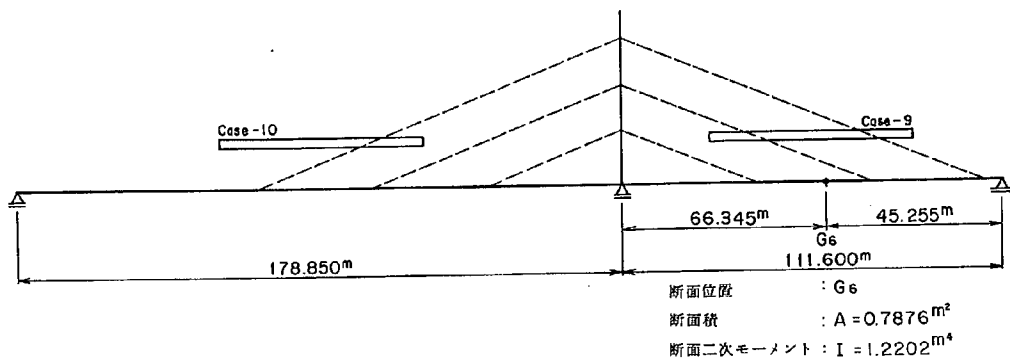


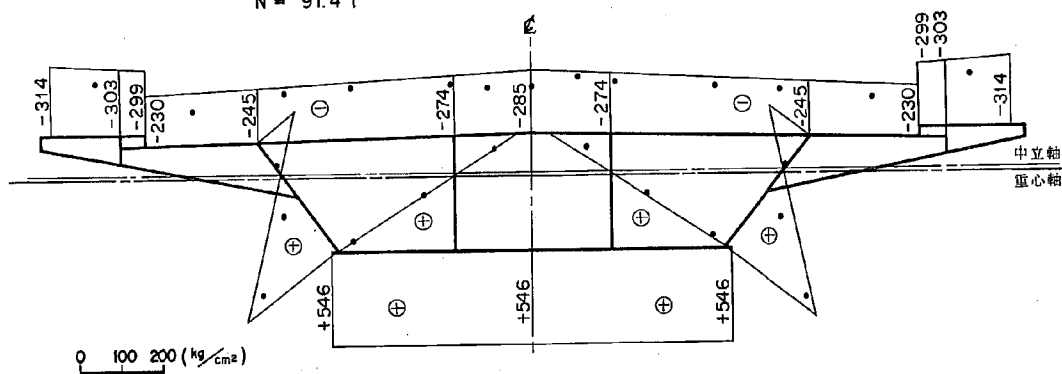
図-22 偏心載荷による G_5 補剛げた断面の応力分布 (Case 9 ~ Case 10)



Case - 9

計算値 $M = 3380 \text{ t.m}$

$N = 91.4 \text{ t}$



Case - 10

$M = -2227 \text{ t.m}$

$N = -476.0 \text{ t}$

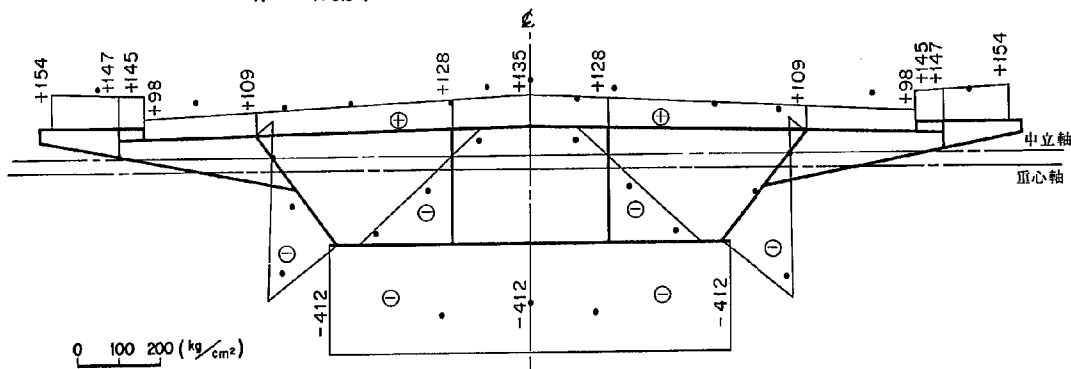
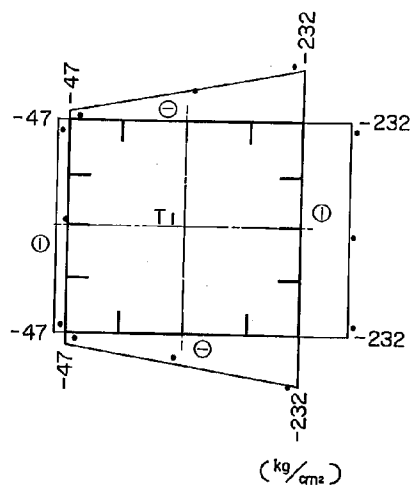
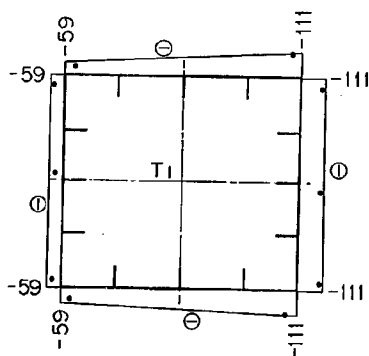
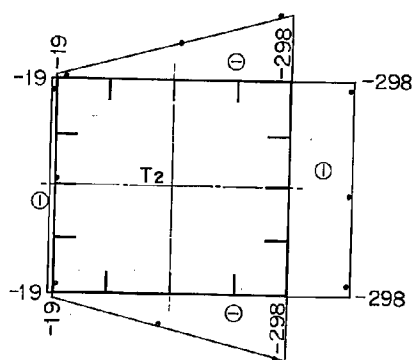
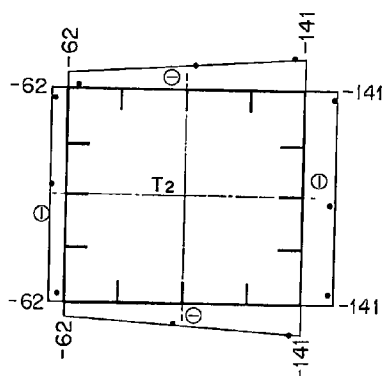
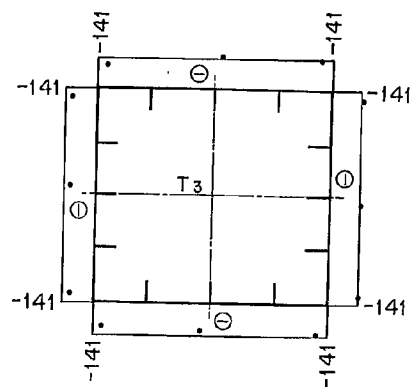
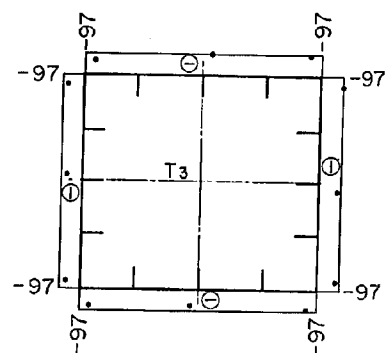


図-23 偏心荷荷による G₆ 補剛げた断面の応力分布 (Case 9 ~ Case 10)

Case - 1

Case - 2



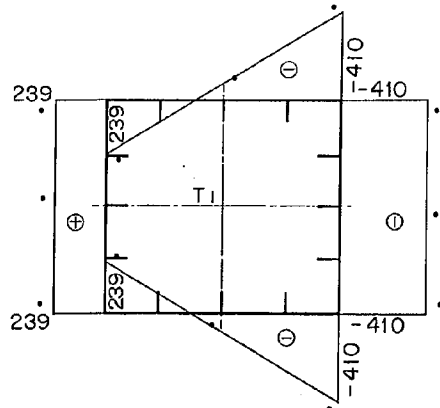
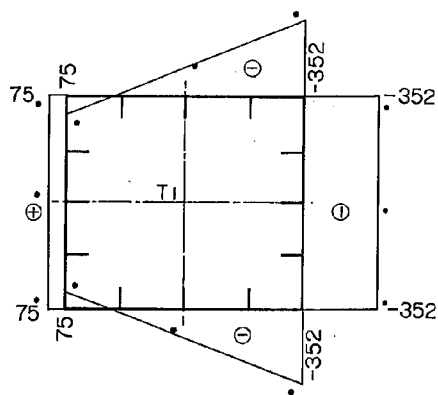
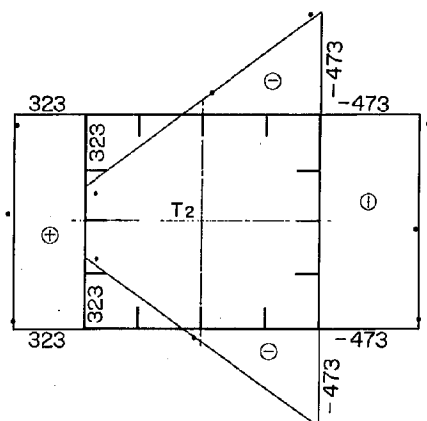
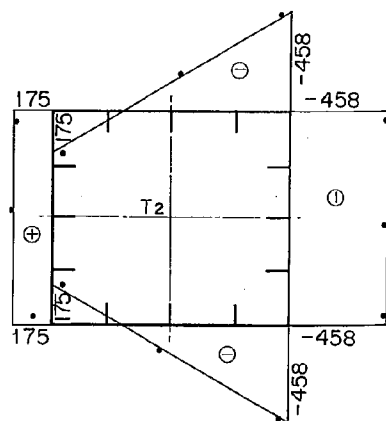
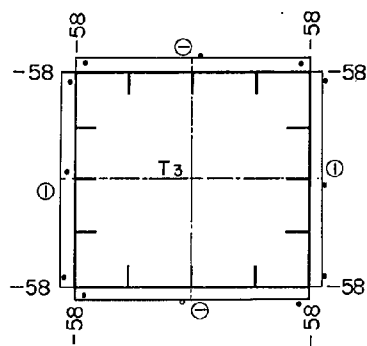
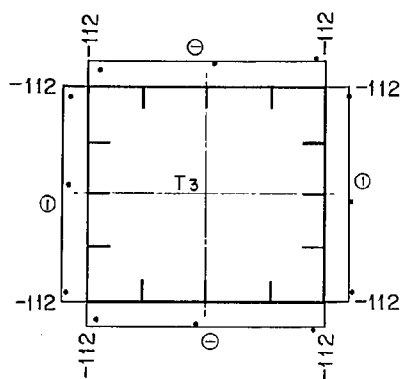
(kg/cm^2)

(kg/cm^2)

図-24(その1) 塔断面の応力分布 (Case 1 ~ Case 2)

Case - 3

Case - 4



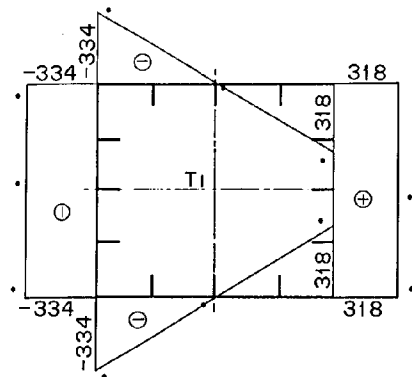
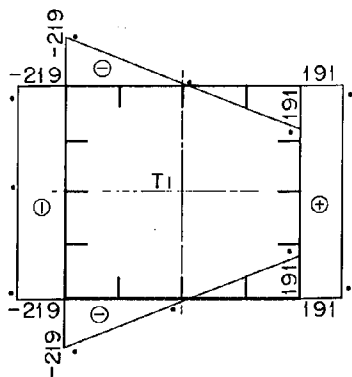
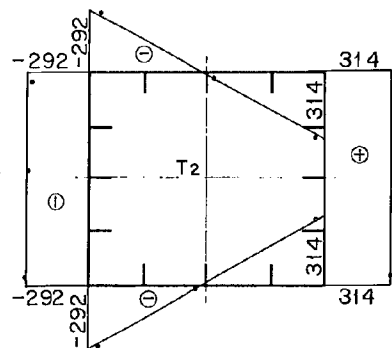
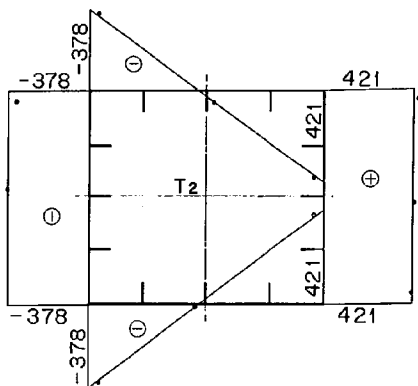
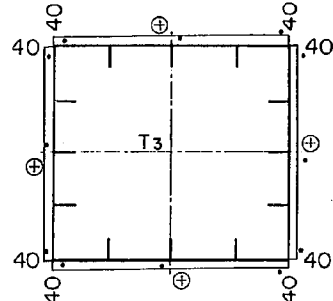
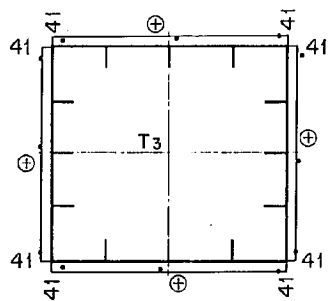
(kg/cm²)

(kg/cm²)

図-24(その2) 塔断面の応力分布 (Case 3 ~ Case 4)

Case - 5

Case - 6



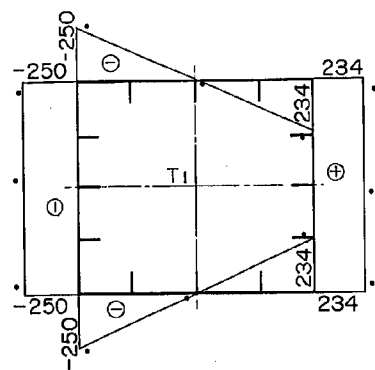
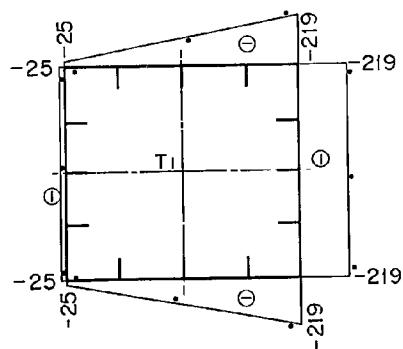
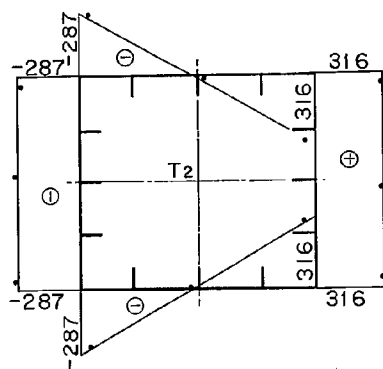
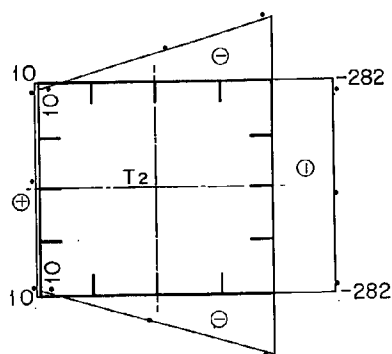
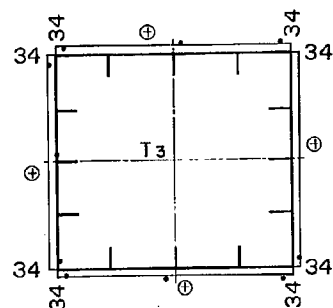
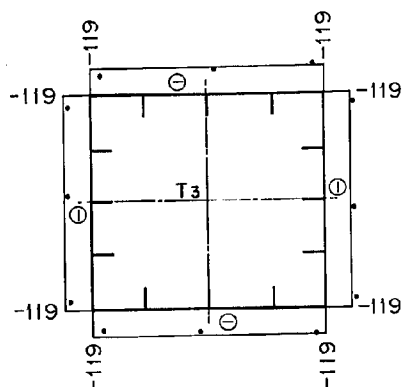
(kg/cm^2)

(kg/cm^2)

図-24 (その3) 塔断面の応力分布 (Case 5 ~ Case 6)

Case - 7

Case - 8



(kg/cm^2)

(kg/cm^2)

図-24(その4) 塔断面の応力分布 (Case 7 ~ Case 8)

Case - 9

Case - 10

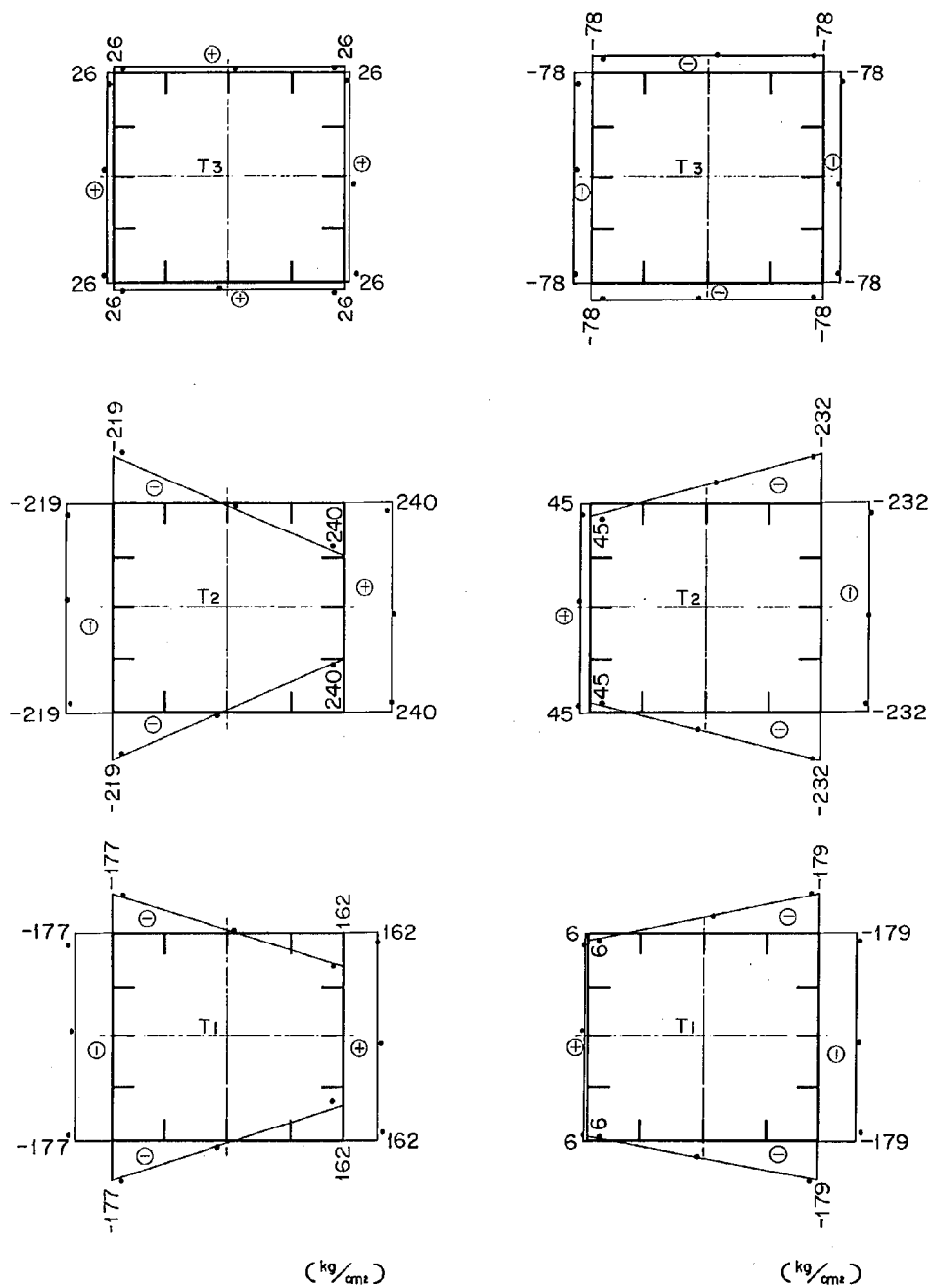


図-24 (その5) 塔断面の応力分布 (Case 9 ~ Case 10)

载荷状態 Case - 1

载荷状態 Case - 2

载荷状態 Case - 3

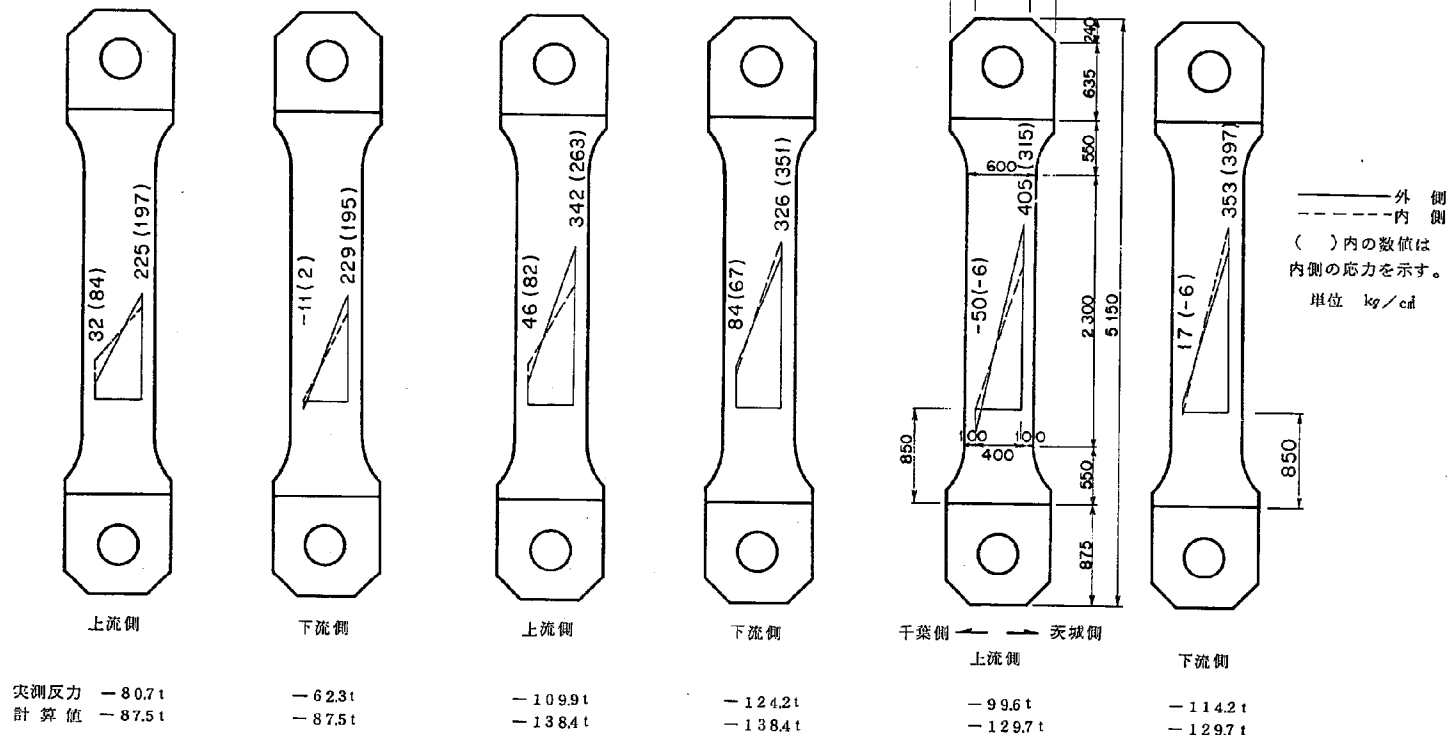


図-25 (その1) ペンデル支承の応力分布・反力 (Case 1 ~ Case 3)

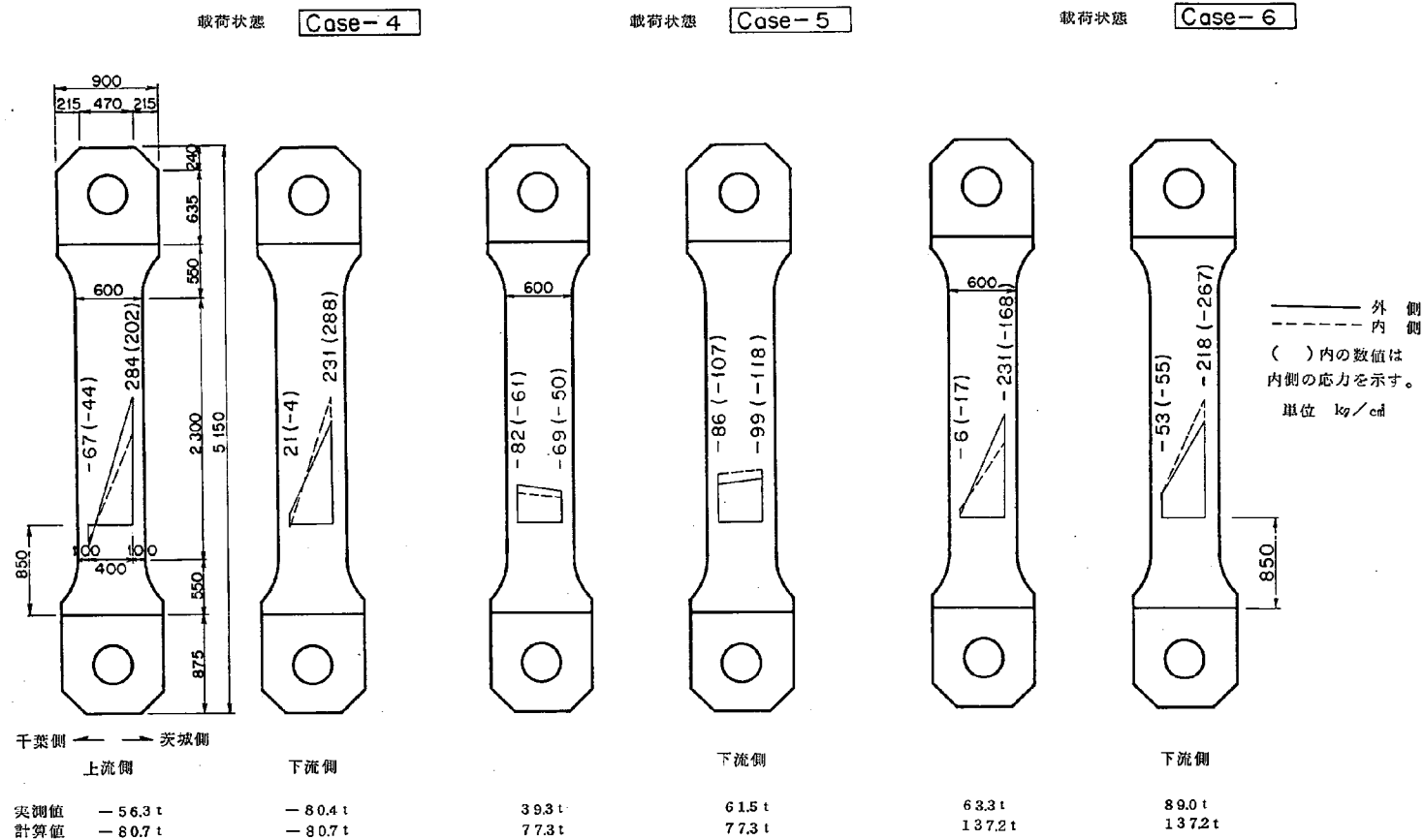
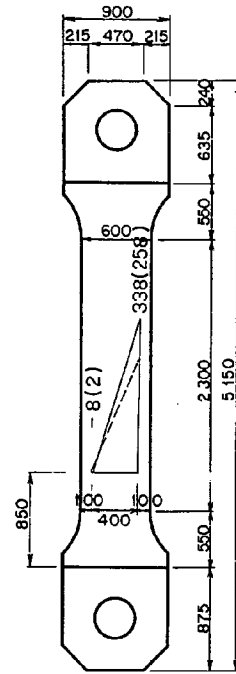


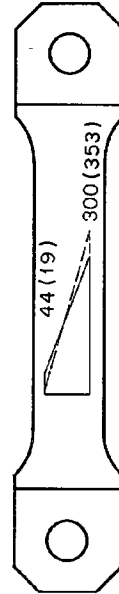
図-25 (その2) ペンデル支承の応力分布・反力 (Case 4 ~ Case 6)

載荷状態 **Case-7**



千葉側 ← → 茨城側
上流側 下流側

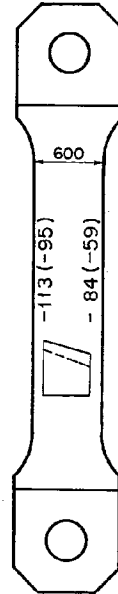
実測値 -88.5 t
計算値 -119.8 t



下流側

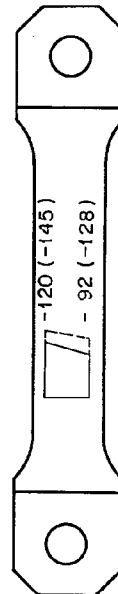
-107.4 t
-119.8 t

載荷状態 **Case-8**



上流側

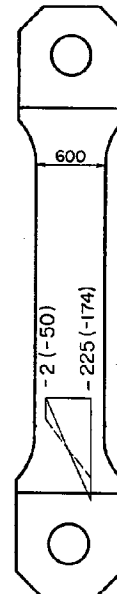
52.7 t
91.0 t



下流側

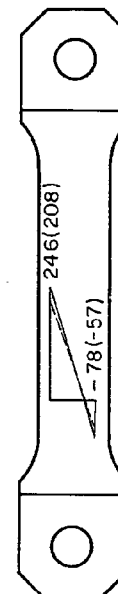
72.8 t
91.0 t

載荷状態 **Case-9**



上流側

67.7 t
237.9 t



下流側

-47.9 t
-110.9 t

—— 外側
- - - 内側
() 内の数値は
内側の応力を示す。
単位 kg/cm²

図-25 (その3) ペンデル支承の応力分布・反力 (Case 7 ~ Case 9)

載荷状態 Case-10

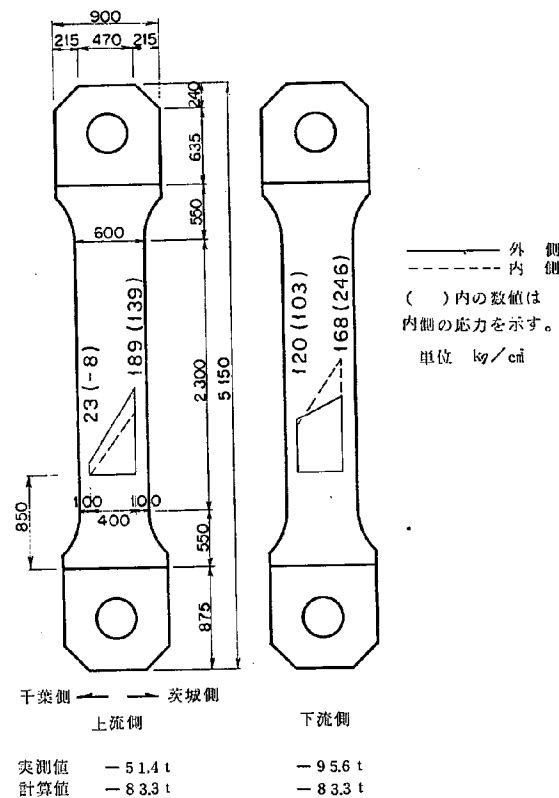


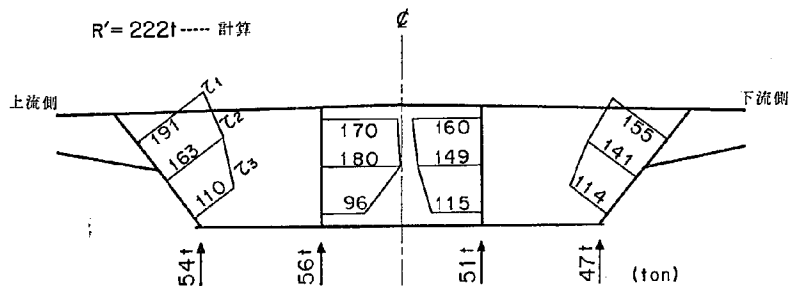
図-25 (その4) ペンデル支承の応力分布・反力 (Case 10)

Case - 1

$$R = \frac{1}{4}(\tau_1 + 2\tau_2 + \tau_3) \times (\text{腹板断面積})$$

$$\Sigma R = 208\text{t} \text{----- 実測}$$

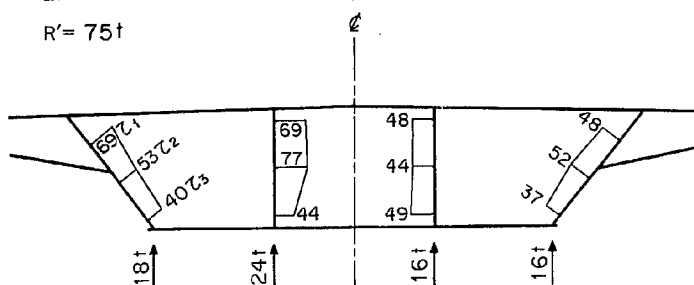
$$R' = 222\text{t} \text{----- 計算}$$



Case - 2

$$\Sigma R = 74\text{t}$$

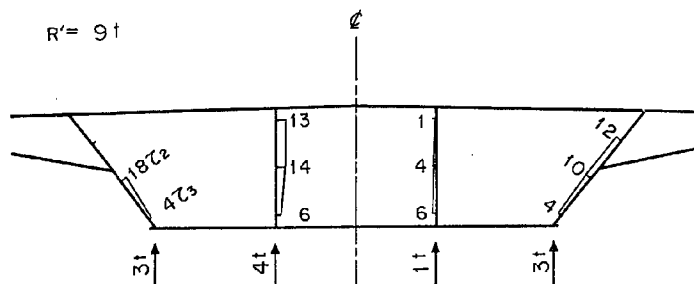
$$R' = 75\text{t}$$



Case - 3

$$\Sigma R = 11\text{t}$$

$$R' = 9\text{t}$$



単位 kg/cm

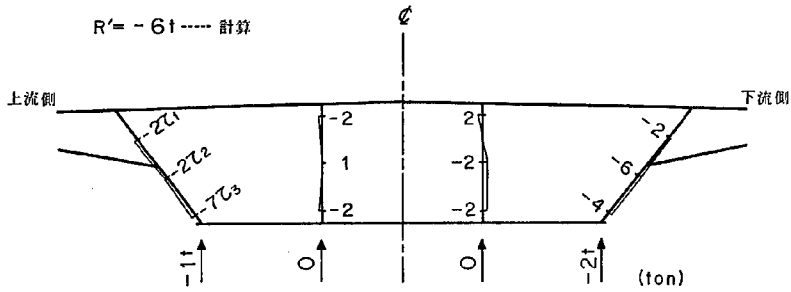
図-26(その1) 対象載荷によるW₁断面の腹板に作用するせん断力 (Case 1 ~ Case 3)

Case - 4

$$R = \frac{1}{4}(\tau_1 + 2\tau_2 + \tau_3) \times (\text{腹板断面積})$$

$$\Sigma R = -3\text{t} \text{ ---- 実測}$$

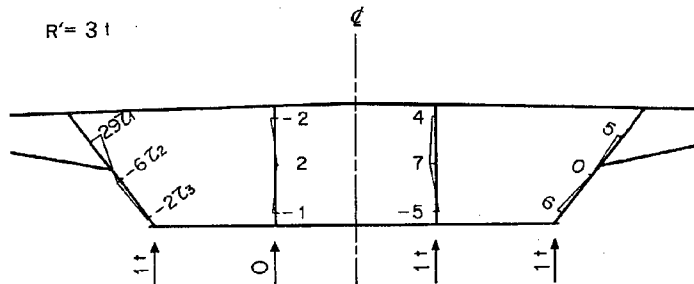
$$R' = -6\text{t} \text{ ---- 計算}$$



Case - 5

$$\Sigma R = 3\text{t}$$

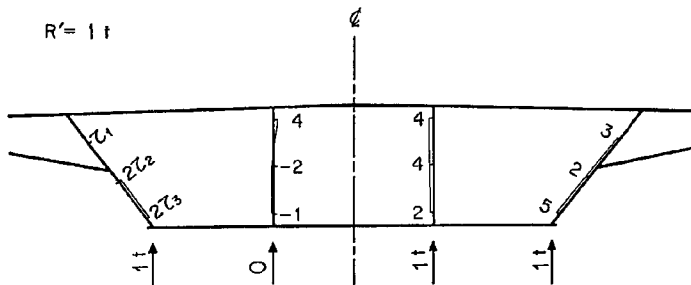
$$R' = 3\text{t}$$



Case - 6

$$\Sigma R = 3\text{t}$$

$$R' = 1\text{t}$$



単位 kg/cm

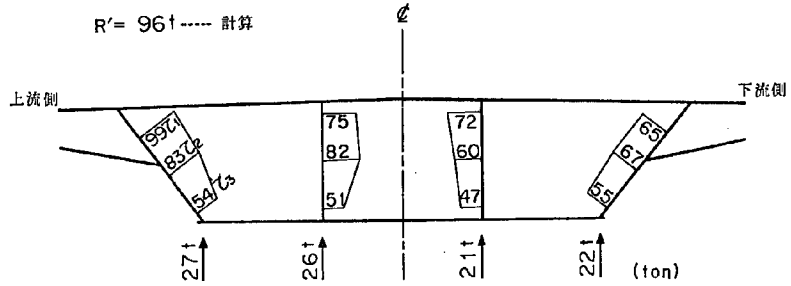
図-26(その2) 対象載荷による W₁ 断面の腹板に作用するせん断力 (Case 4 ~ Case 6)

Case - 7

$$R = \frac{1}{4} (\tau_1 + 2\tau_2 + \tau_3) \times (\text{腹板断面積})$$

$$\Sigma R = 96 \text{ t} \text{ ---- 実測}$$

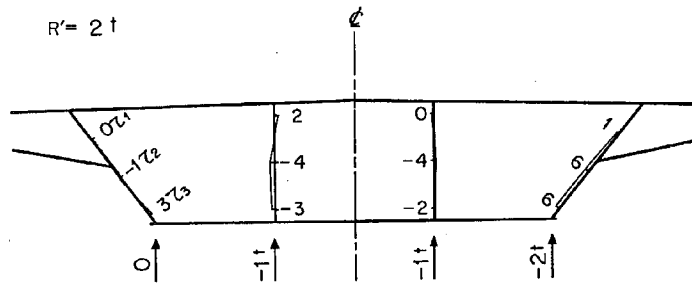
$$R' = 96 \text{ t} \text{ ---- 計算}$$



Case - 8

$$\Sigma R = 0 \text{ t}$$

$$R' = 2 \text{ t}$$



単位 kg/cm

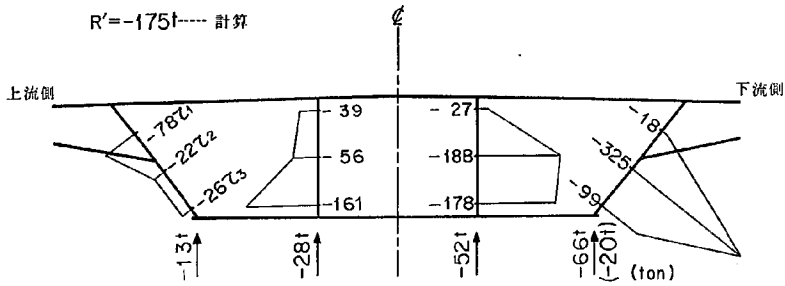
図-26 (その3) 対象载荷による W_1 断面の腹板に作用するせん断力 (Case 7 ~ Case 8)

Case - 1

$$R = \frac{1}{4}(\tau_1 + 2\tau_2 + \tau_3) \times (\text{腹板断面積})$$

$$\Sigma R = -159\text{t} (-113\text{t}) \text{----- 実測}$$

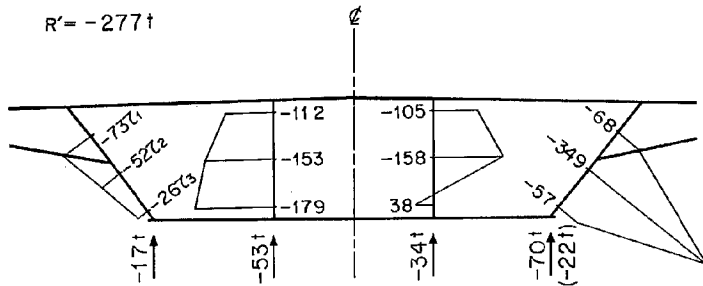
$$R' = -175\text{t} \text{----- 計算}$$



Case - 2

$$\Sigma R = -174\text{t} (-126\text{t})$$

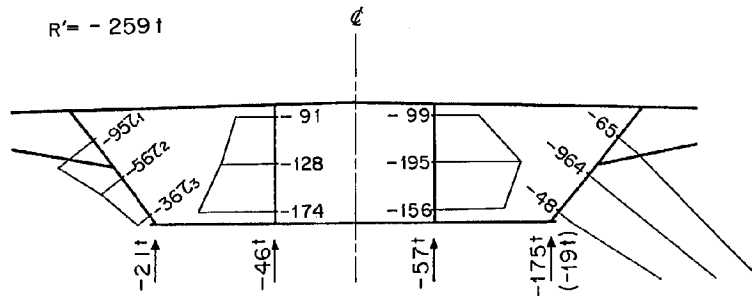
$$R' = -277\text{t}$$



Case - 3

$$\Sigma R = -299\text{t} (-143\text{t})$$

$$R' = -259\text{t}$$



単位 kg/cd

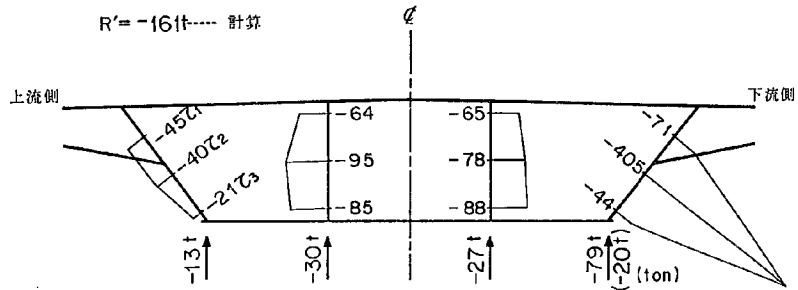
図-27(その1) 対象载荷によるW₂断面の腹板に作用するせん断力 (Case 1 ~ Case 3)

Case - 4

$$R = \frac{1}{4}(\tau_1 + 2\tau_2 + \tau_3) \times (\text{腹板断面積})$$

$$\Sigma R = -149(-90\text{t}) \cdots \text{実測}$$

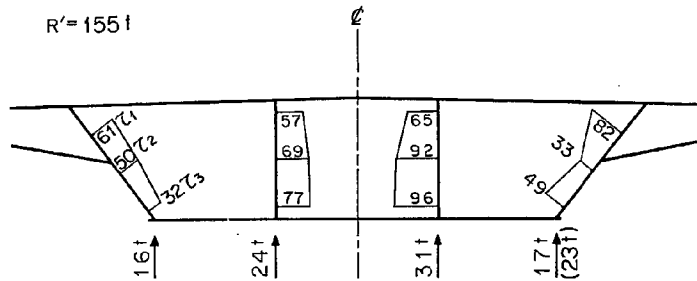
$$R' = -16\text{t} \cdots \text{計算}$$



Case - 5

$$\Sigma R = 88\text{t}(94\text{t})$$

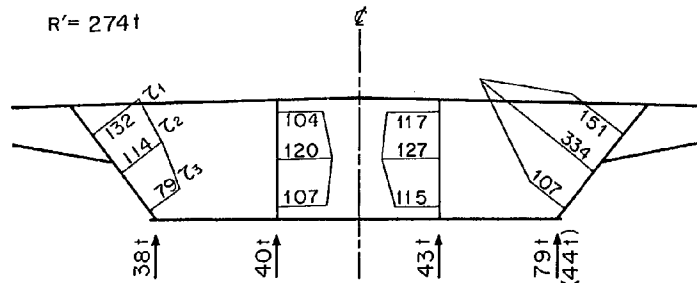
$$R' = 155\text{t}$$



Case - 6

$$\Sigma R = 200\text{t}(165\text{t})$$

$$R' = 274\text{t}$$



単位 kg/cm²

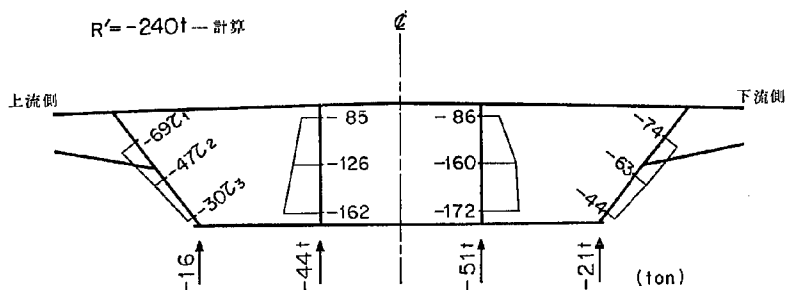
図-27(その2) 対象载荷によるW₂断面の腹板に作用するせん断力 (Case 4 ~ Case 6)

Case - 7

$$R = \frac{1}{4}(\tau_1 + 2\tau_2 + \tau_3) \times (\text{腹板断面積})$$

$$\Sigma R = -132\text{t} \cdots \text{実測}$$

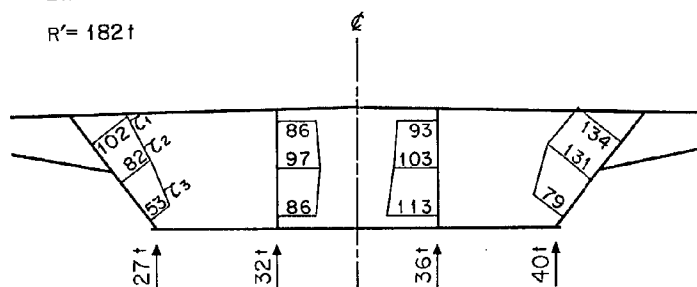
$$R' = -240\text{t} \cdots \text{計算}$$



Case - 8

$$\Sigma R = 135\text{t}$$

$$R' = 182\text{t}$$



単位 kg/cd

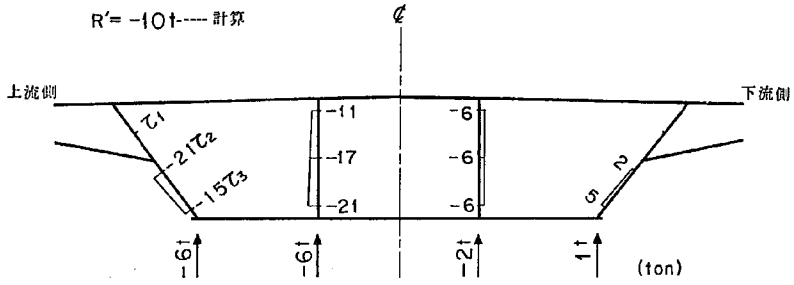
図-27(その3) 対象載荷によるW₂断面の腹板に作用するせん断力 (Case 7 ~ Case 8)

Case - 1

$$R = \frac{1}{4}(\tau_1 + 2\tau_2 + \tau_3) \times (\text{腹板斷面積})$$

$\Sigma R = -131$ ----- 実測

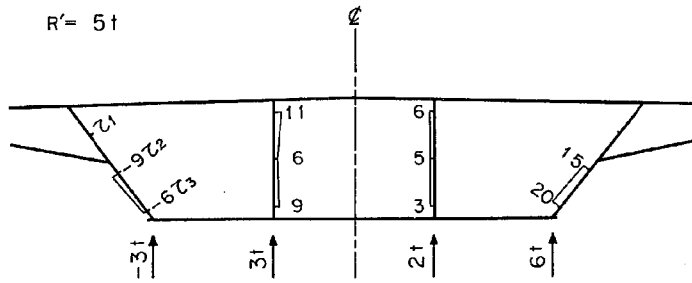
$R' = -10t$ ---- 計算



Case - 2

$$\Sigma R = 8 \text{ t}$$

$$R' = 5t$$



Case - 3

$$\Sigma R = 74 \text{ t}$$

$$R' = 64t$$

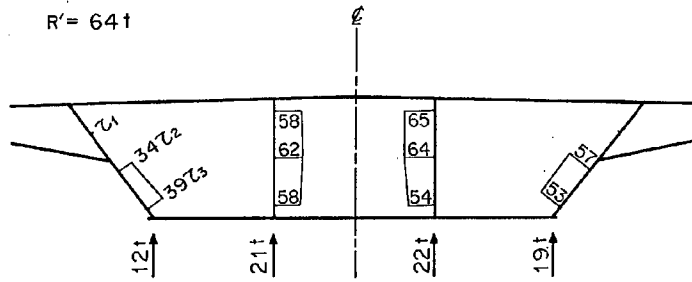
單位 kg/cm^3

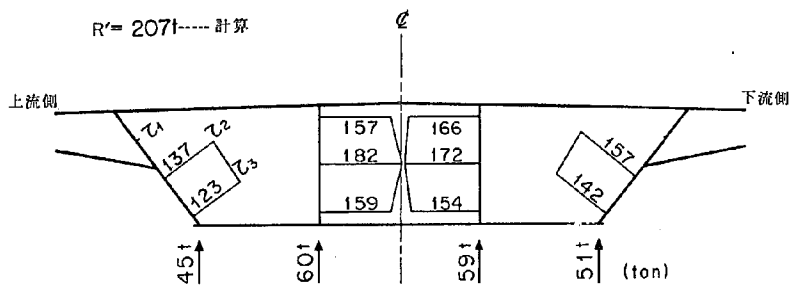
図-28(その1) 対象载荷による G_s 断面の腹板に作用するせん断力 (Case 1 ~ Case 3)

Case - 4

$$R = \frac{1}{4}(\tau_1 + 2\tau_2 + \tau_3) \times (\text{腹板断面積})$$

$$\Sigma R = 215\text{t} \cdots \text{実測}$$

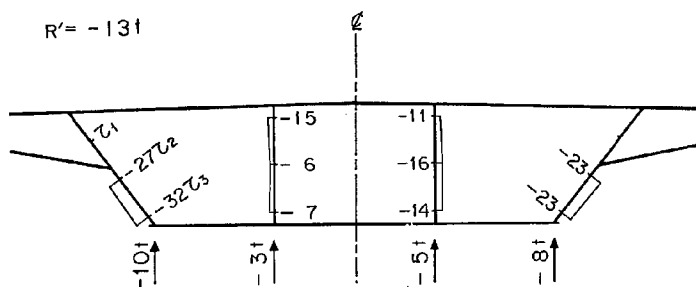
$$R' = 207\text{t} \cdots \text{計算}$$



Case - 5

$$\Sigma R = -26\text{t}$$

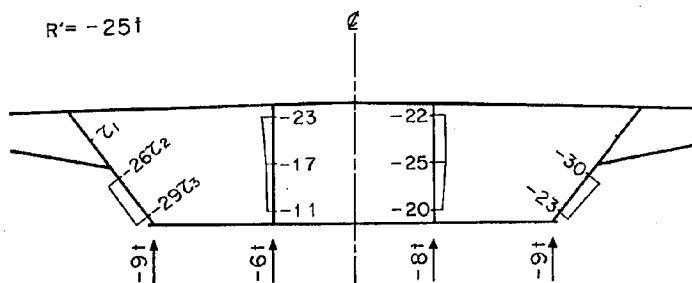
$$R' = -13\text{t}$$



Case - 6

$$\Sigma R = -32\text{t}$$

$$R' = -25\text{t}$$



単位 kg/cm

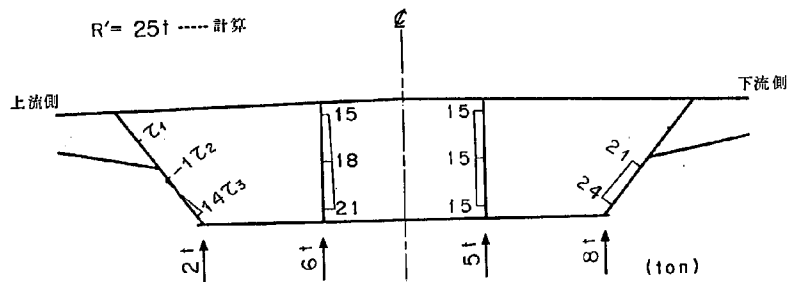
図-28(その2) 対象載荷によるG₅断面の腹板に作用するせん断力 (Case 4 ~ Case 6)

Case - 7

$$R = \frac{1}{4}(\tau_1 + 2\tau_2 + \tau_3) \times (\text{腹板断面積})$$

$$\Sigma R = 21 \text{ t} \text{ ----- 実測}$$

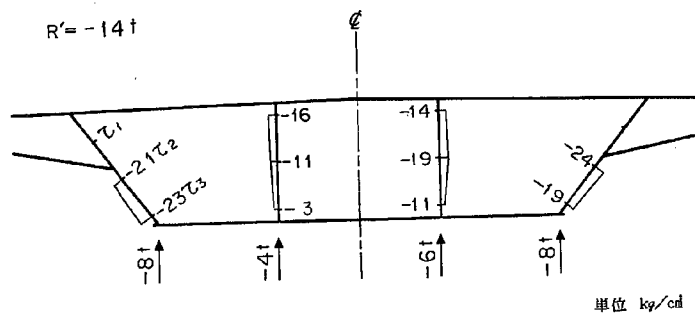
$$R' = 25 \text{ t} \text{ ----- 計算}$$



Case - 8

$$\Sigma R = -26 \text{ t}$$

$$R' = -14 \text{ t}$$



単位 kg/cm

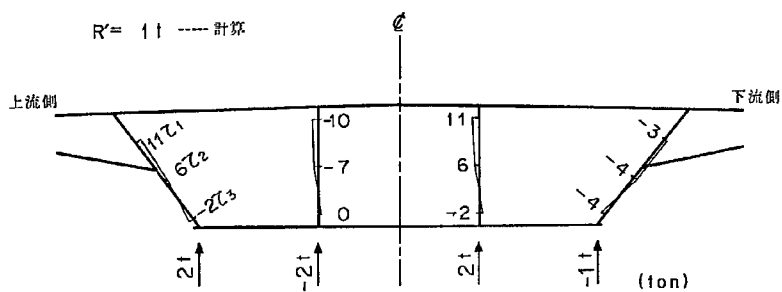
図-28(その3) 対象载荷によるG₅断面の腹板に作用するせん断力 (Case 7 ~ Case 8)

Case - 9

$$R = \frac{1}{4}(\tau_1 + 2\tau_2 + \tau_3) \times (\text{腹板断面積})$$

$\Sigma R = 1 \text{ t}$ ----- 実測

$R' = 1 \text{ t}$ ----- 計算



Case -10

$\Sigma R = 24 \text{ t}$

$R' = 21 \text{ t}$

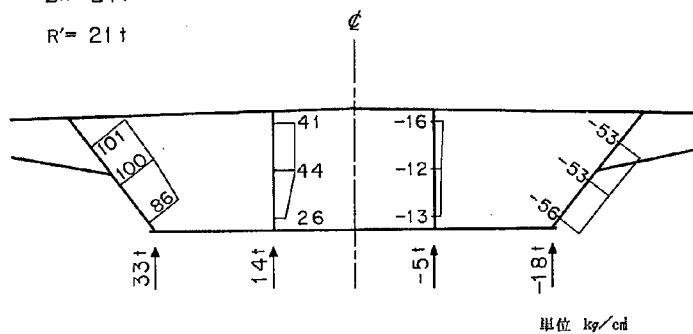


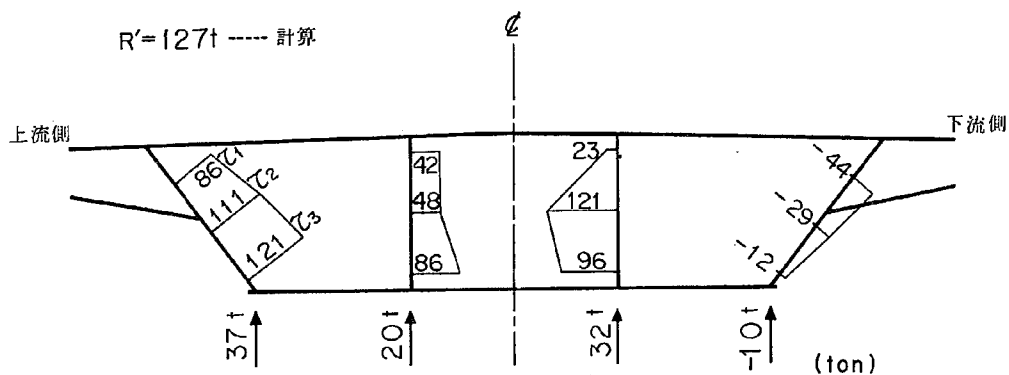
図-29 偏心載荷による W_1 断面の腹板に作用するせん断力 (Case 9 ~ Case 10)

Case - 9

$$R = \frac{1}{4}(\tau_1 + 2\tau_2 + \tau_3) \times (\text{腹板断面積})$$

$\Sigma R = 79\text{t}$ ---- 実測

$R' = 127\text{t}$ ---- 計算



Case - 10

$$\Sigma R = -88\text{t}$$

$$R' = -167\text{t}$$

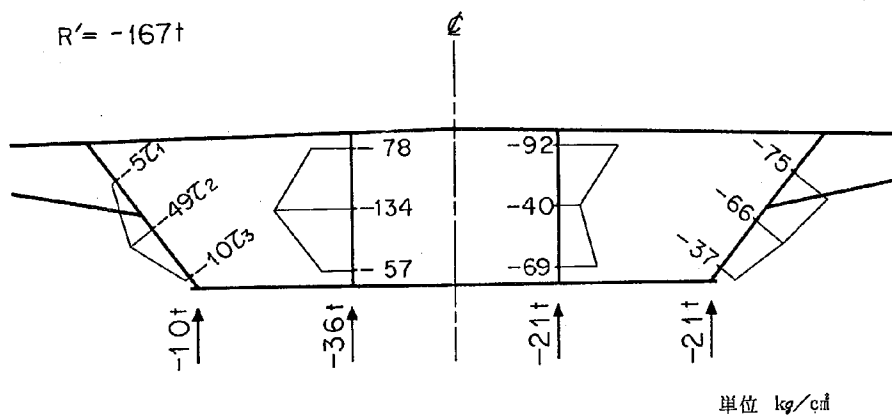


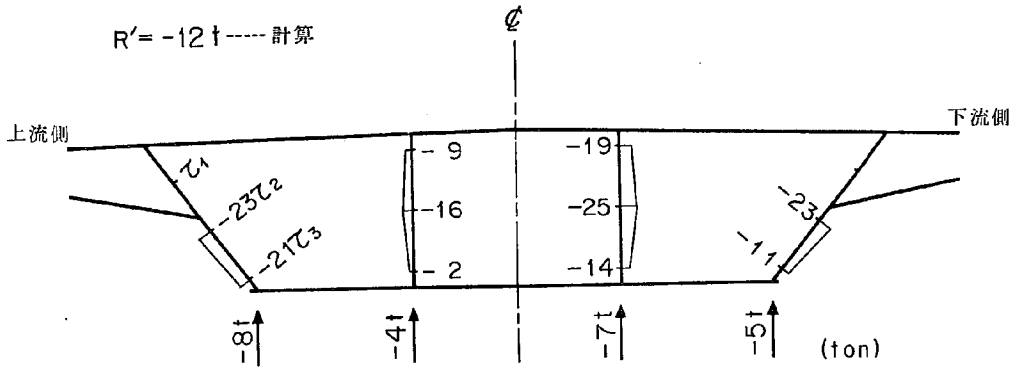
図-30 偏心載荷によるW₂断面の腹板に作用するせん断力 (Case 9 ~ Case 10)

Case - 9

$$R = \frac{1}{4} (\tau_1 + 2\tau_2 + \tau_3) \times (\text{腹板断面積})$$

$$\Sigma R = -24 \text{ t} \text{ ---- 実測}$$

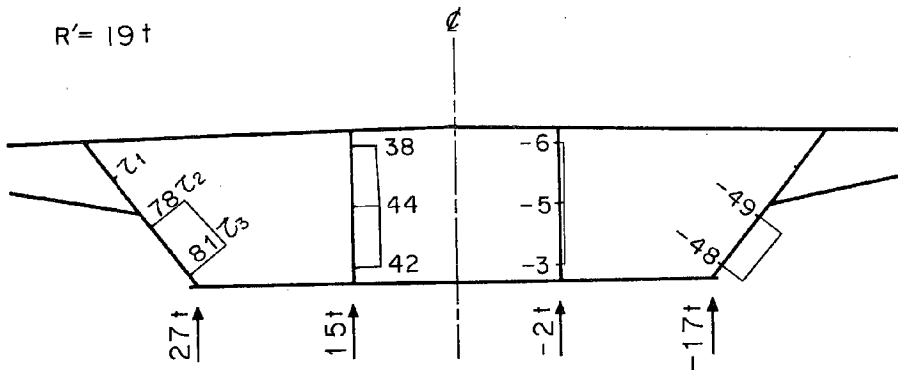
$$R' = -12 \text{ t} \text{ ---- 計算}$$



Case - 10

$$\Sigma R = 23 \text{ t}$$

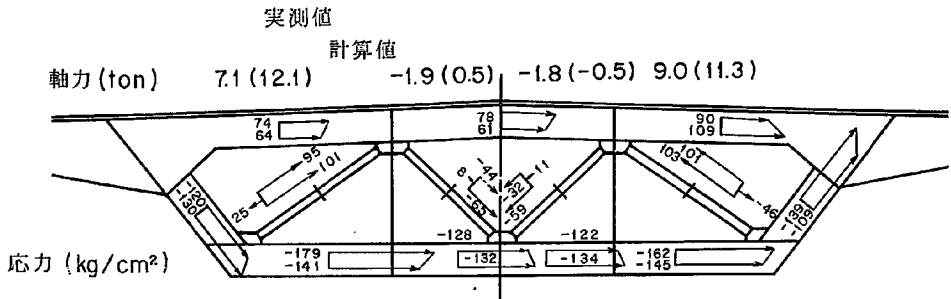
$$R' = 19 \text{ t}$$



単位 kg/cm²

図-31 偏心載荷によるG₅断面の腹板に作用するせん断力 (Case 9 ~ Case 10)

Case - 1



Case - 7

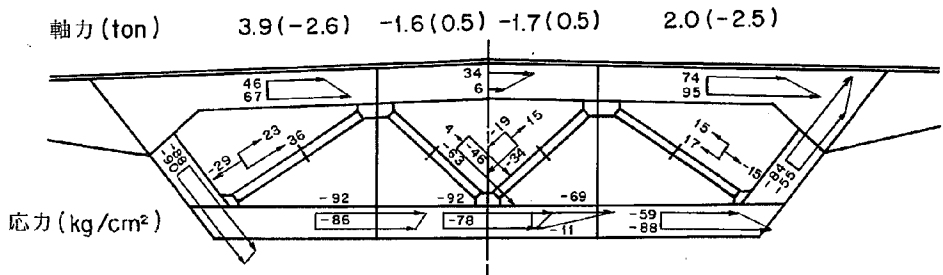


図-3 2 対傾構に作用する応力

5 ま と め

前節の結果をまとめると次のようなことがいえよう。

- ① 補剛げたに関しては、設計上無視している 2 次的な部材もある程度断面の一部として有効に働いているものと思われる。このため、中立軸の位置が若干ずれることもあり、設計計算においてはこのことを念頭に置くことも有用かと思われる。
- ② 塔については、基部の曲げモーメントが計算値よりも大きくなることがあるので、さらに規模の大きな斜張橋になると、塔の変形の影響などを十分考慮する必要性も考えられる。
- ③

ケーブル両端の変位から求めたケーブル張力の実測値は、上段ケーブルについてはほぼ計算値どおりであったが、中、下段ケーブルには計算値との相違が見られた。このため塔基部に幾分大きな曲げモーメントが作用していた。

- ④ 対傾構の設計は十分安全側の設計になっているものと思われる。
- ⑤ この部材としてみた場合、応力状態が計算値と若干異なるものもあるが、斜張橋全体系としての変形挙動全般的に計算結果と良く一致している。したがって、本斜張橋はほぼ設計計算で期待したものに近い挙動を示しているものと思われる。

あとがき

今回の載荷試験においては、主として斜張橋全体としての挙動が設計計算で期待した通りであるか否かを調査することを目的とした。このため、ケーブル碇着点付近の局所的な応力分布などは、測定上の制限などもあり、詳細な計測を行っていない。

本載荷試験は相当規模も大きく、載荷、測定およびそれらの準備等に当たっては千葉国道工事事務所より全面的な御協力をいただいた。

付 録

I 補剛げたおび塔の断面力の算出方法

測定値から直接得られるのは各断面内の応力であるが、この応力から断面力を算定する方法を以下に示す。

補剛げたおび塔の各断面は一般に曲げモーメント M と軸力 N が作用しており、応力 σ は次式によって計算できる。

$$\sigma = \frac{M}{I} y + \frac{N}{A}$$

I : 断面二次モーメント

A : 断面積

y : 図心軸よりの距離

従って応力値 σ が二ヶ所で測定されていれば

$$\sigma_1 = \frac{M}{I} y_1 + \frac{N}{A}$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{I} y_2 + \frac{N}{A}$$

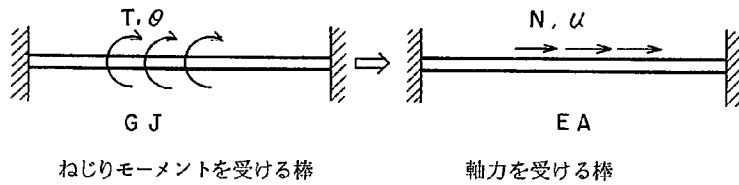
であるから、次式により M と N が求まる。

$$M = \frac{I}{y_1 - y_2} (\sigma_2 - \sigma_1)$$

$$N = \frac{A}{y_1 - y_2} (-\sigma_1 y_2 + \sigma_2 y_1)$$

II 偏心载荷によるねじれ変形の計算

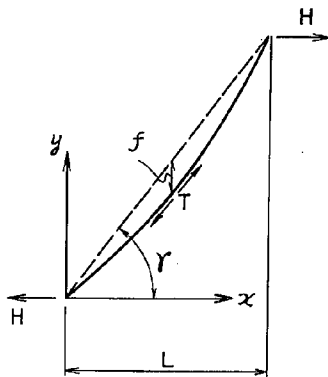
ねじり変形の計算ではサングナンのねじり剛性のみを考慮し、そりねじり剛性は影響が小さいので無視する。短径間と長径間はそれぞれ独立に取り扱かうことができ、ケーブルは中央に配置されているので考慮する必要はない。従って、長径間、短径間ともに両端で回転が拘束された棒として計算する。この問題はねじりモーメント T を軸力 N 、回転角 θ を軸方向変位 u 、せん断弾性係数 G をヤング係数 E 、ねじり定数 J を断面積 A に置き換えれば、軸力 N を受ける棒の問題になる。このようにして求めた回転角 θ から補剛げたのねじれによるたわみを計算することができる。



II ケーブル張力の算出方法

(i) サグ測定結果から算出する方法

ケーブル形状を放物線と仮定すると、下図を参考にケーブル張力Tが次式で与えられる。



T : ケーブル張力

f : サグ

q : ケーブルの単位長さ当り重量

$$y = x \tan \gamma + \frac{4hx}{L^2} (x - L)$$

$$y' = \tan \gamma + \frac{4h}{L^2} (2x - L)$$

$$y' / x = \frac{L}{2} = \tan \gamma$$

$$H = \frac{qL^2}{8h}$$

$$T = H \sqrt{1 + \left(y' \Big|_{x=\frac{L}{2}} \right)^2} = H \sqrt{1 + \tan^2 \gamma}$$

実際には、ケーブル両端の座標とケーブル中央付近の1座標を測定から求め、計算により3点を通る放物線を決めてケーブル張力を求めている。

(ii) ケーブル両端の変位から張力を求める方法

両側のケーブル張力は等しいとすると、次式が成り立つ。

$$\delta_1 \sin \theta - \delta_H \cos \theta = \delta_2 \sin \theta + \delta_H \cos \theta$$

$$\delta_H = \frac{\delta_1 - \delta_2}{2} \tan \theta \quad \cdots \cdots (a)$$

δ_1 : 1点のたわみ (測定値があり既知量)

δ_2 : 2点のたわみ (")

δ_H : 塔位置での水平変位 (未知量)

この式より δ_H を求めケーブル張力を計算すると

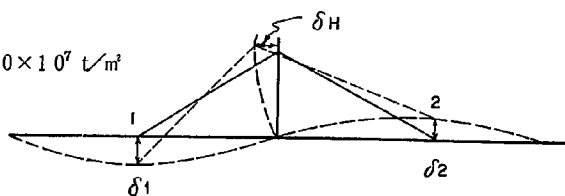
$$N = \frac{\delta_1 \sin \theta - \delta_H \cos \theta}{L} \cdot EA \quad \cdots \cdots (b)$$

L : ケーブルの長さ

E : ヤング係数 $2.0 \times 10^7 \text{ t/m}^2$

A : 断面積

N : ケーブル張力



ただし、式(a)の仮定は最上段のケーブル
のみにあてはまるものであり、その他のケ
ーブルに対しては実測による δ_H を用いて直接式(b)よりケーブル張力を求めた。

ケーブル張力の計算結果

(単位 ton)

載荷 ケース	ケーブル番号 計算方法	1	2	3	4	5	6
1	計 算 値	397	397	122	137	22	0
	変位から計算	377	377	95	144	-56	42
	サグから計算	229	567	45	273	-28	107
2	計 算 値	575	575	225	277	97	18
	変位から計算	592	592	275	238	29	112
	サグから計算	370	649	115	325	-13	67
3	計 算 値	455	455	222	340	229	50
	変位から計算	498	498	321	307	181	157
	サグから計算	267	348	109	287	90	-108
4	計 算 値	238	238	79	228	252	50
	変位から計算	266	266	50	315	251	129
	サグから計算	134	-16	28	99	99	-93
5	計 算 値	-166	-166	129	-21	63	265
	変位から計算	-141	-141	264	-132	158	186
	サグから計算	-125	42	42	55	-8	290
6	計 算 値	-164	-164	165	-51	62	232
	変位から計算	-122	-122	286	-60	199	47
	サグから計算	-156	-107	48	-39	8	-56
7	計 算 値	487	487	195	250	103	20
	変位から計算	506	506	325	172	178	32
	サグから計算	285	464	115	281	158	126
8	計 算 値	-140	-140	122	9	51	205
	変位から計算	-122	-122	211	-84	167	79
	サグから計算	-154	25	26	86	4	167
9	計 算 値	-108	-108	96	-9	41	165
	変位から計算	-87	-87	137	-22	62	150
	サグから計算	-104	26	18	73	-4	153
10	計 算 値	319	319	143	194	100	21
	変位から計算	332	332	139	227	77	106
	サグから計算	229	189	100	156	171	-11

IV 偏心載荷による応力の計算

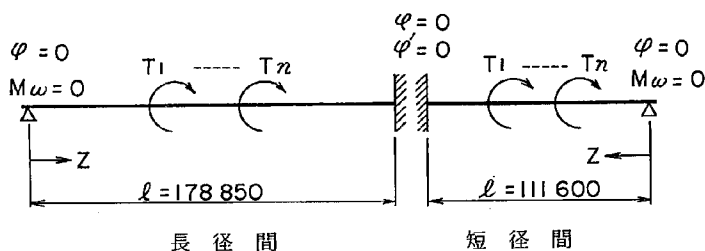
(1) そりねじりの微分方程式とその解

二次せん断変形を全く無視した一般のそりねじり理論では、分布ねじりモーメント荷重 m_D のみが作用するとき微分方程式は

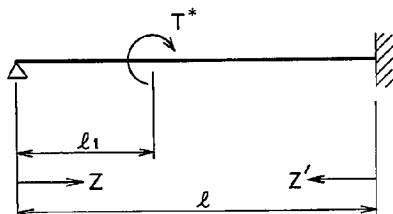
$$E'I_\omega \psi'''' + GK \psi'' = m_D$$

$$E' = \frac{E}{1 - \nu^2}$$

で表わされる。本斜張橋の構造系および荷重状態をみると、下图のようになっており長径間、短径間とも同じ境界条件である。



したがって次図に示すような境界条件の下で、集中ねじりモーメント T^* が作用した場合の解が求められていればよい。この解は次式で与えられている。



$0 \leq z \leq l_1$ に対して

$$T_\omega = \left(\frac{k \tilde{M}_{\omega l} \cosh kz - \sinh kl_1 \cosh kz'}{\sinh kl} + \cosh(kl_1 - kz) \right) T^*$$

$$T = - \left(1 - \frac{l_1 - \tilde{M}_{\omega l}}{l} \right) T^*$$

$$T_s = T - T_\omega$$

$$M_\omega = \left(\frac{\sinh kl_1 \sinh kz' + k \tilde{M}_{\omega l} \sinh kz}{k \sinh kl} - \frac{1}{k} \sinh k(l_1 - z) \right) T^*$$

$$\tilde{M}_{\omega\ell} = \frac{1}{k} \frac{k\ell_1 \sinh k\ell - k\ell \sinh k\ell_1}{\sinh k\ell - k\ell \cosh k\ell}$$

$\ell_1 \leq z \leq \ell$ に対して

$$T_{\omega} = \frac{k M_{\omega\ell} \cosh kz - \sinh k\ell_1 \cosh kz'}{\sinh k\ell} T^*$$

$$T = - \frac{\tilde{M}_{\omega\ell} - \ell_1}{\ell} T^*$$

$$T_s = T - T_{\omega}$$

$$M_{\omega} = \frac{\sinh k\ell_1 \sinh kz' + k \tilde{M}_{\omega\ell} \sinh kz}{R \sinh k\ell} T^*$$

ここに

$$k = \sqrt{\frac{GK}{EI_{\omega}}}$$

$$M_{\omega} = -E'I_{\omega} \phi'' \quad \text{そりモーメント}$$

$$T_s = GK \phi' \quad \text{サンプナンのねじりモーメント}$$

$$T_{\omega} = -E'I_{\omega} \phi''' \quad \text{そりねじりモーメント}$$

$$T = T_s + T_{\omega} \quad \text{ねじりモーメント}$$

(2) そりねじり応力度の計算 (断面 $G_1 \sim G_4, G_6$)

$G_1 \sim G_4, G_6$ 断面における, そりねじりによる応力度を計算する。これらの中の断面で荷重作用領域からはずれる G_1, G_4 断面ではそりモーメント M_{ω} は 0 と考えてよく, そりねじりによる応力度も 0 となる。従って G_2, G_3, G_6 についてのみ考えればよい。

そりねじりによる応力としてはそりモーメント M_{ω} による直応力 σ とそりモーメント T_{ω} によるせん断応力 τ がある。

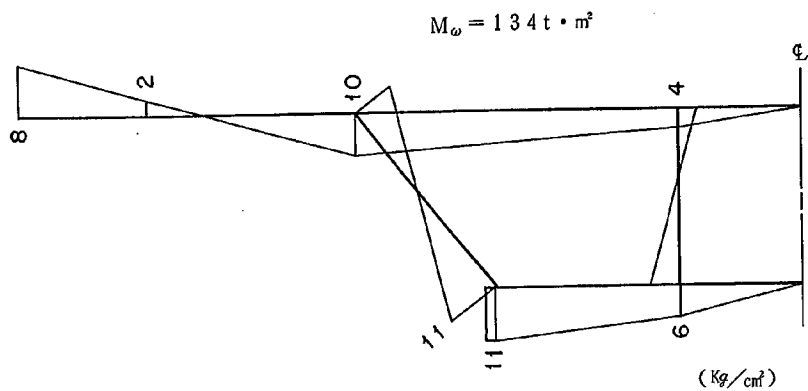
(i) そりねじりによる直応力度 σ

直応力度 σ は

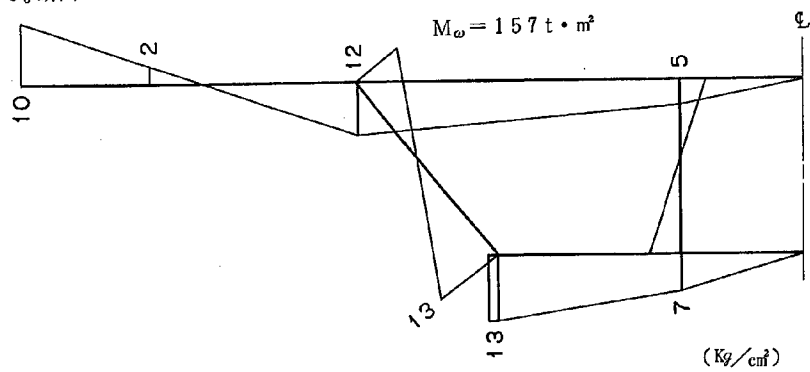
$$\sigma = \frac{M_{\omega}}{I_{\omega}} \cdot \omega_D$$

で計算できる。結果を下図に示す。ただし G_3 断面は省略する。

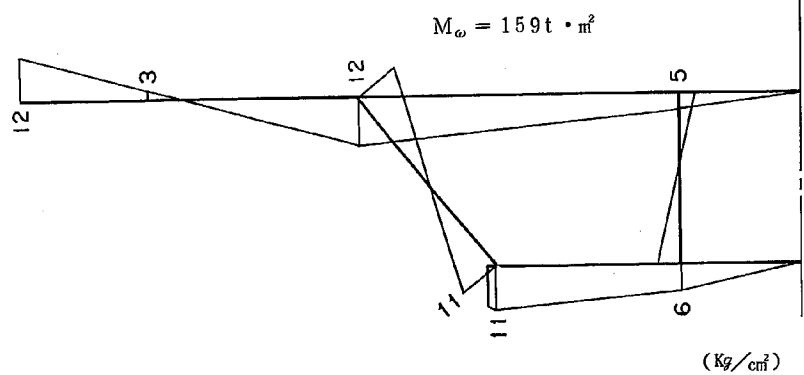
G₂ 断面



G₆ 断面



G₅ 断面

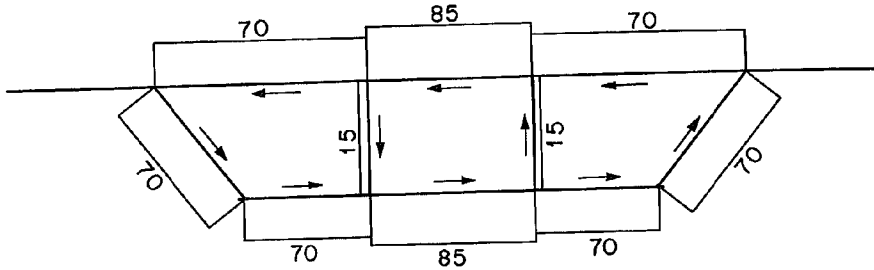


(ii) W_1

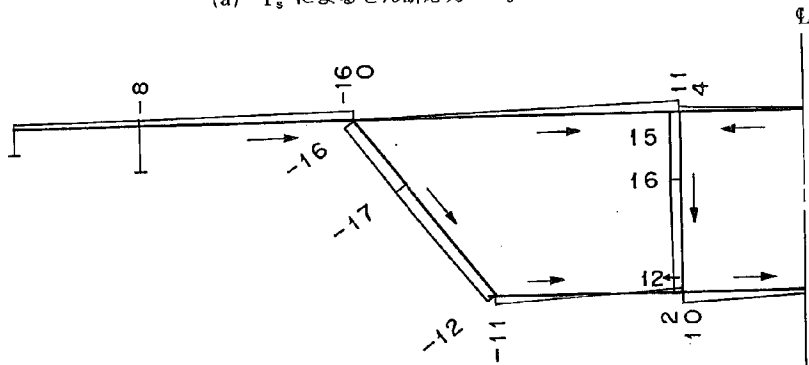
計算値

$$T_s = 688.26 \text{ t} \cdot \text{m}$$

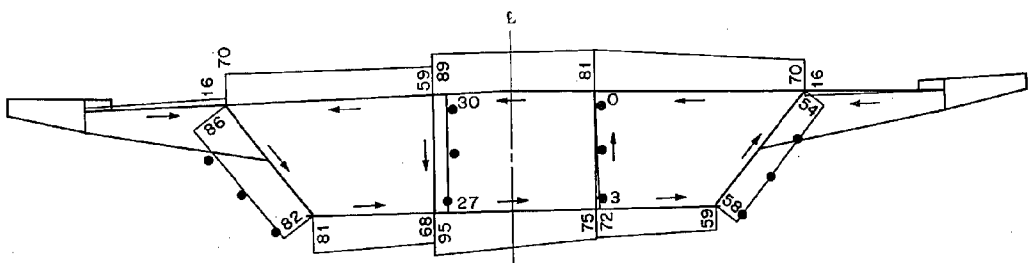
$$T_{\omega} = 0$$

$$S_y = 21 \text{ t (曲げによるせん断力)}$$


(a) T_s によるせん断応力 τ_s (Kg/cm²)



(b) S_y によるせん断応力 τ_y (Kg/cm²)



● 測定値

(c) せん断応力の分布 (a)+(b) (Kg/cm^2)

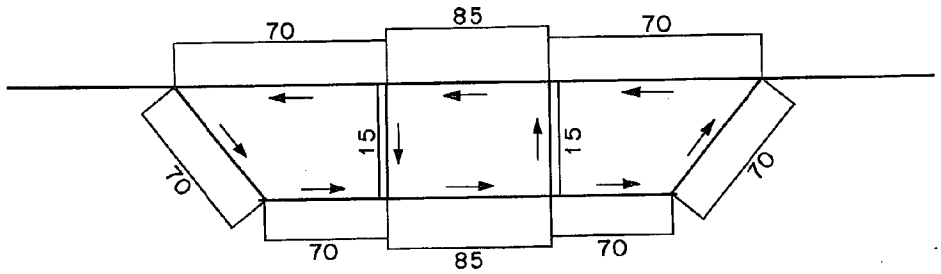
W_2

計算値 $T_s = 687.09 \text{ t} \cdot \text{m}$

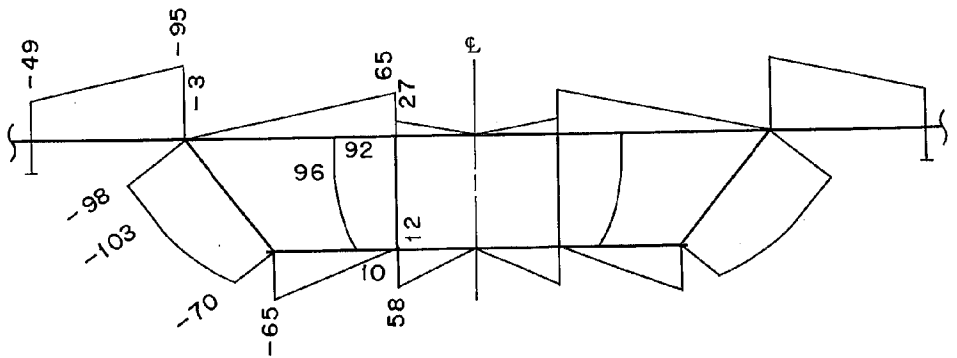
$T_w = 0$

$S_y = 127.0 \text{ t} \cdot \text{m}$

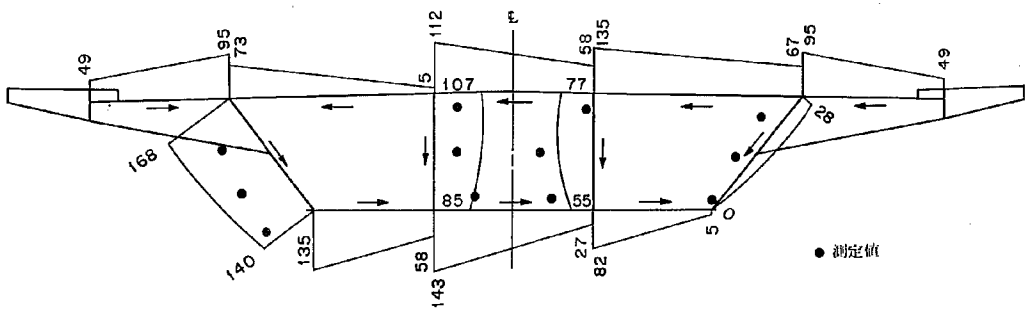
断面諸元は W_1 と全く同じである。



(a) T_s によるせん断応力 τ_s (Kg/cm^2)



(b) S_y によるせん断応力 τ_y (Kg/cm^2)



(c) せん断応力の分布 (a)+(b) (Kg/cm^2)

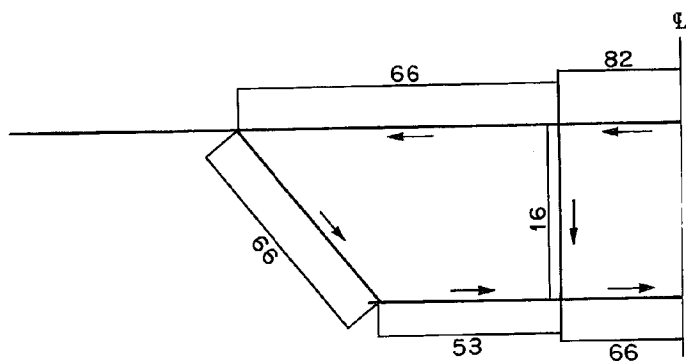
G_5

計算値

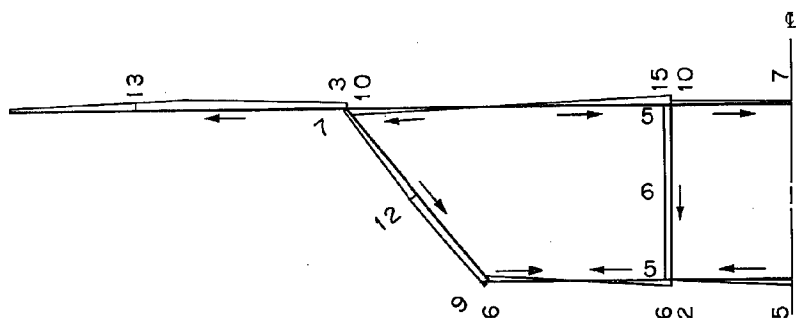
$$T_s = 655.77 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$T_w = 58.42 \text{ t} \cdot \text{m}$$

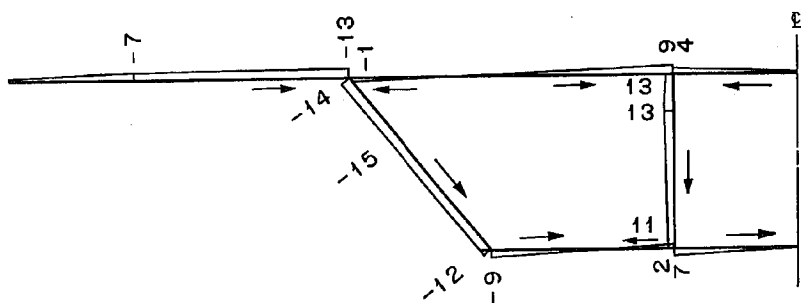
$$S_y = 19.0 \text{ t}$$



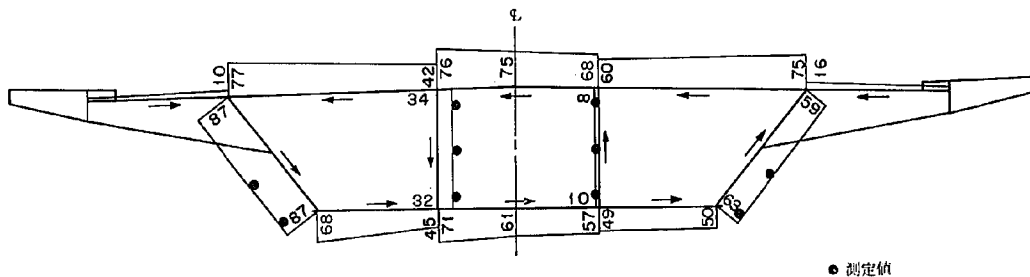
(a) T_s によるせん断応力 τ_s (Kg/cm^2)



(b) T_w によるせん断応力 τ_w (Kg/cm^2)



(c) S_y によるせん断応力 τ_y (Kg/cm^2)



(d) せん断応力の分布 (a)+(b)+(c) (Kg/cm²)

V 対傾構に作用する軸力の計算

(i) 測定応力から対傾構に作用している軸力を算出する方法

各部材に対する軸力の作用位置を下图の×印の位置と仮定すると、
各ゲージ位置での応力度と軸力の関係は次式で与えられる。

$$\text{部材 1, 4} \cdots \cdots N = \frac{\sigma_w}{4.16} (\text{ton})$$

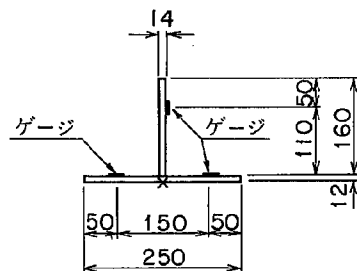
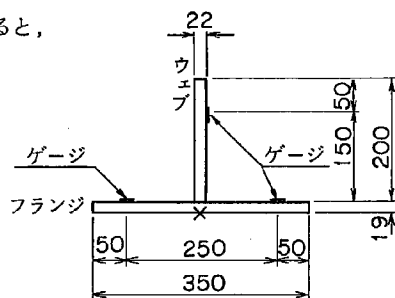
σ_w : ウェブの応力 (Kg/cm²)

$$N = \frac{\sigma_f}{12.94}$$

σ_f : フランジの応力 (Kg/cm²)

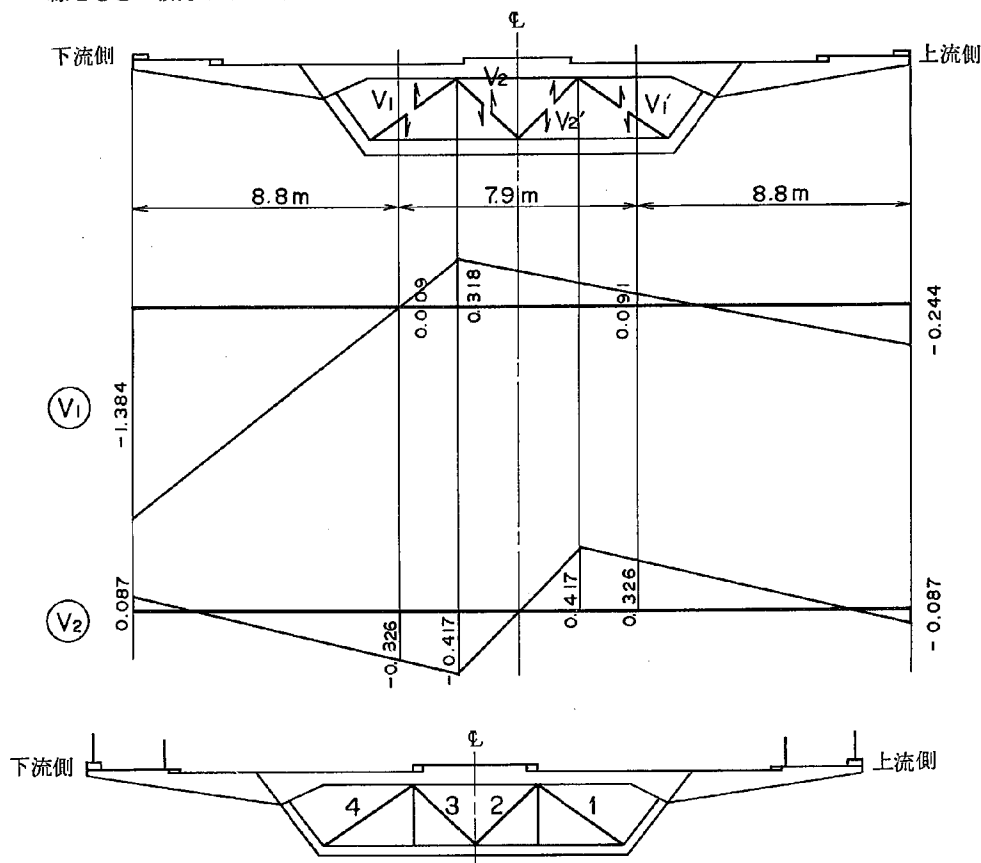
$$\text{部材 2, 3} \cdots \cdots N = \frac{\sigma_w}{4.60}$$

$$N = \frac{\sigma_f}{28.25}$$



(ii) 対傾構応力の計算方法

設計計算において対傾構応力を算出する場合には、対傾構は、けたの断面形状を保持し、局所的に載荷される荷重によるねじりモーメントやせん断力をせん断流に変換する機能を有する部材としてみなしている。その詳細については設計計算書（水郷大橋上部工詳細設計計算書）に譲り、その結果のみ示すと、下図のように各対傾構に対する軸力の影響線が得られる。この影響線をもとに載荷 Case 1 および 7 について求めた対傾構軸力と実測値とを次表に示す。



部 材	部材要素	Case - 1 (ton)					Case - 7 (ton)				
		ひずみ	応 力	軸 力	平均値	計算値	ひずみ	応 力	軸 力	平均値	計算値
1	ウエブ	-22	-46.2	11.1	9.0	11.3	-7	-14.7	3.5	2.0	-2.5
	フランジ	49	102.9	8.0			8	16.8	1.3		
		48	100.8	7.8			7	14.7	1.1		
2	ウエブ	5	10.5	-2.3	-1.8	-0.5	7	14.7	-3.2	-1.7	0.5
	フランジ	-28	-58.8	-2.1			-16	-33.6	-1.2		
		-15	-31.5	-1.1			-9	-18.9	-0.7		
3	ウエブ	4	8.4	-1.8	-1.9	-0.5	2	4.2	-0.9	-1.6	0.5
	フランジ	-21	-44.1	-1.6			-22	-46.2	-1.6		
		-31	-65.1	-2.3			-30	-63.0	-2.2		
4	ウエブ	-12	-25.2	6.1	7.1	12.1	-14	-29.4	7.1	3.9	-2.6
	フランジ	45	94.5	7.3			11	23.1	1.8		
		48	100.8	7.8			17	35.7	2.8		