

7. 試設計

7. 1 はじめに

本章では、関西国際空港連絡橋を道路橋としてのみ機能させる条件のもとに、連絡橋の一部に浮体橋梁を適用することを想定し試設計を行った。

浮体橋梁の構造形式を大別すると、アメリカ・ワシントン湖に架橋される箱型ポンツーンを連結し、上床版をそのまま路面とする形式（アメリカタイプ）と、ノルウェーの Bergsoysund 橋や Nordhordland 橋（Salhus 橋）に代表される分離したポンツーンを基礎として、その上に上部工を設置する形式（ノルウェータイプ）に分類することができる。

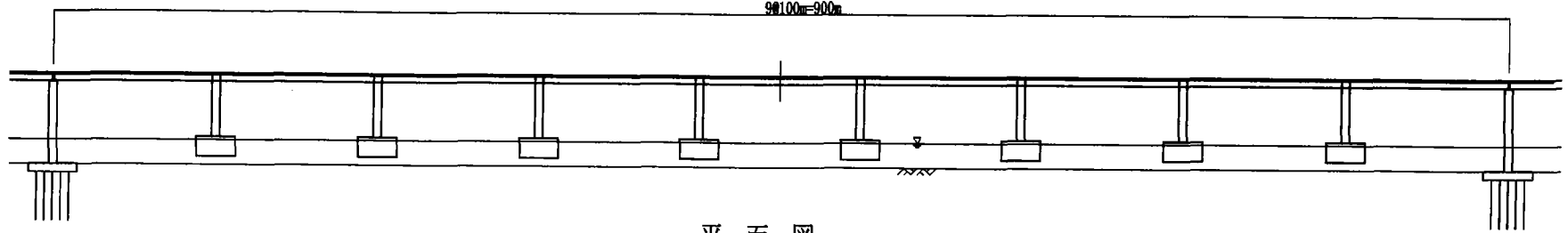
アメリカタイプは、交通荷重に対する安定性が大きく、上部工と下部工が一体型であるため構造が単純であり、相応の建設実績がある。しかし、表面水流を完全に遮断するため、船舶の航行や海水交換に支障をきたすとともに、漂流物を集積することとなり、生物環境への影響が懸念される形式であるということもできる。また、波力、潮流力および風力などの面外力に対し、多数のケーブルやチェーンまたはドルフィンなどによって係留する必要があり、その耐用年数や維持管理を鑑みた場合、経済的な問題が生じることとなる。

一方、ノルウェータイプは、水平面内における橋軸線形状をカーブさせ上部工端部のみを拘束する構造であることから、面外力により発生する曲げモーメントをアーチ効果によって軸力に置換することができるとともに、潮位変動を吸収することができ、アメリカタイプよりも力学的に有利な構造である。前記の2橋では、一部に高張力鋼を使用し鋼重を低減することによって、浮体橋梁の命題である軽量化を図っている。また、このタイプは海底に係留する必要がないので海底地盤をあまり乱すこともなく、将来橋体を撤去し、自然環境を再生する場合においても容易に架橋前と同じ状態に戻すことが可能であり、環境にやさしい構造形式であるといえる。しかし、交通荷重に対する鉛直方向および水平方向の加速度応答がアメリカタイプよりも大きく、その挙動も複雑である。また、既往の建設事例が少なく、我が国の環境下では、技術的に未知な課題が多々あることも事実である。

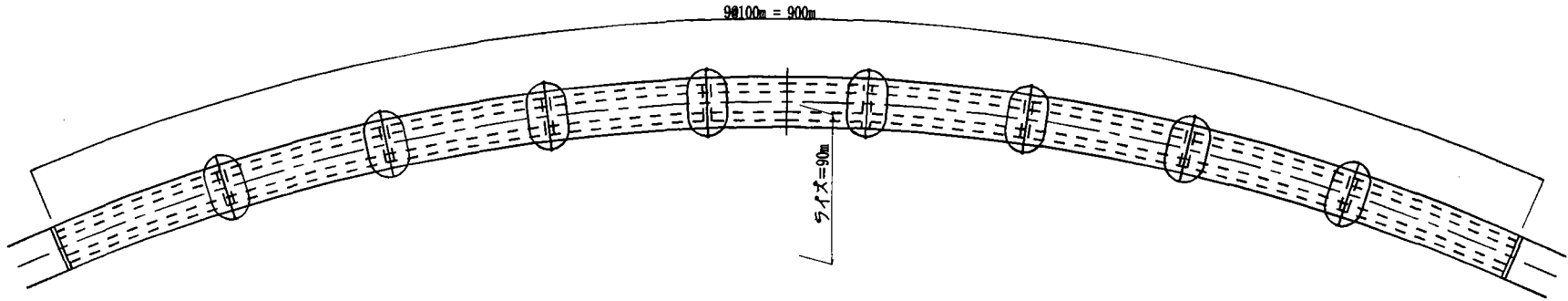
ここでは、空域制限（CDP+49.6m）と50t級漁船の航行を妨げないために桁下空間（12.4m以上）を確保する必要性から、ノルウェータイプの採用を前提として、上部工形式の相違による構造特性と全体重量（上部工；鋼重、ポンツーン；コンクリート体積）を比較するため、箱桁100m案（支間長100m、9径間連続）、箱桁225m案（支間長225m、5径間連続）およびトラス250m案（支間長250m、6径間連続）の3案について検討を行っている。

箱桁100m案 全体一般図

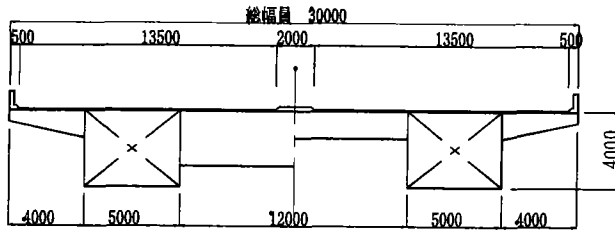
側面図



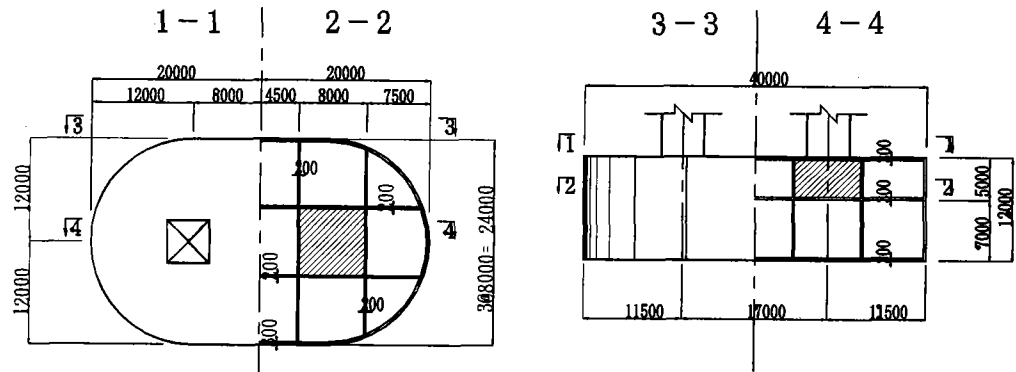
平面図



上部工標準断面図

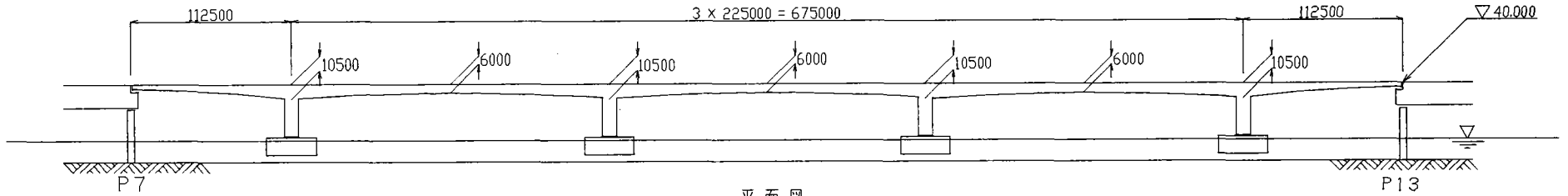


ポンプーン断面図

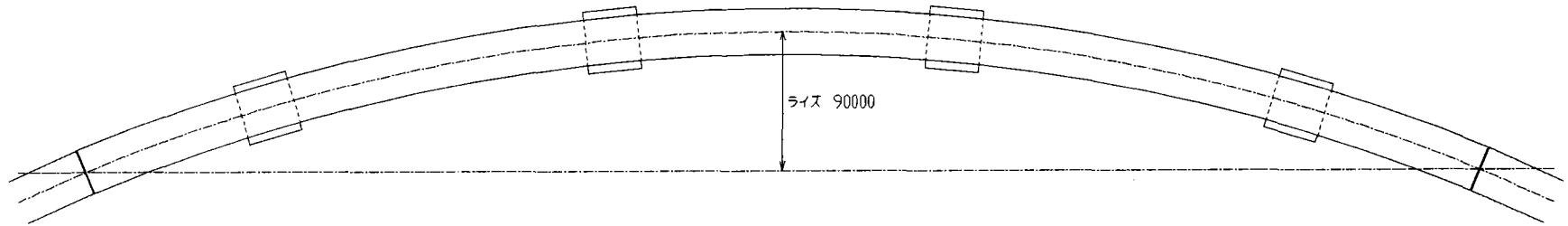


箱桁 225m案 全体一般図

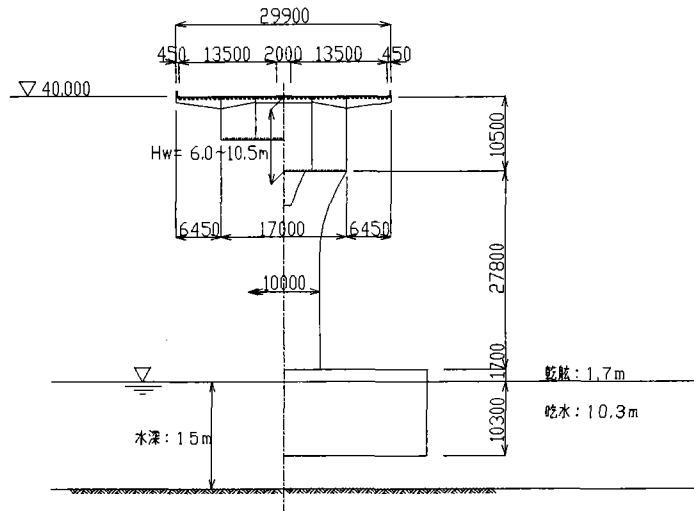
側面図



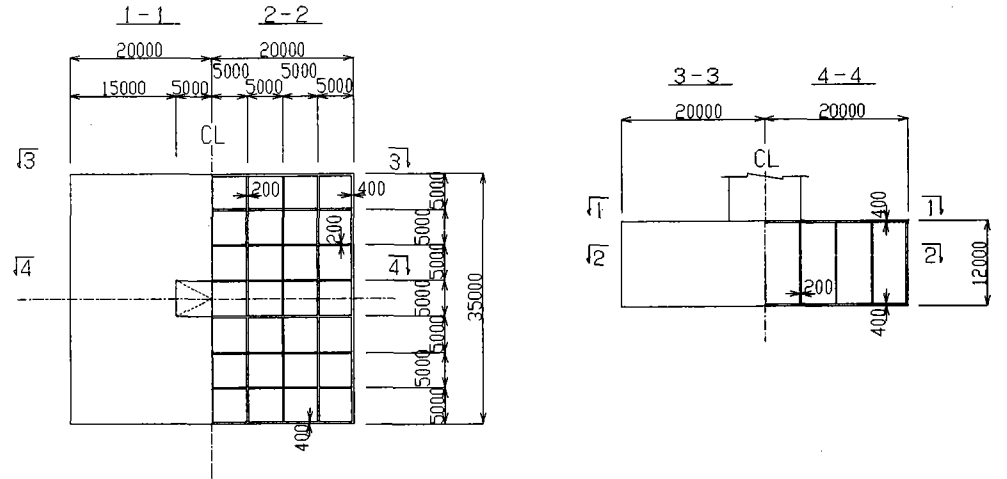
平面図



桁断面

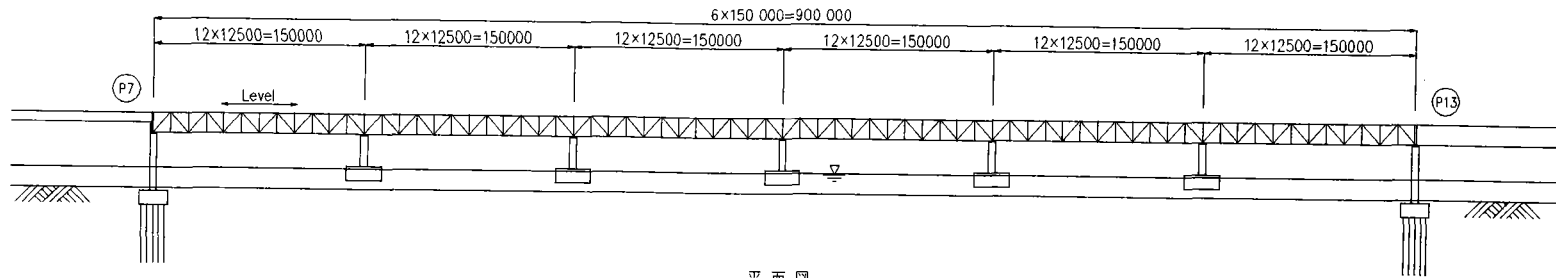


ポンツーン断面図

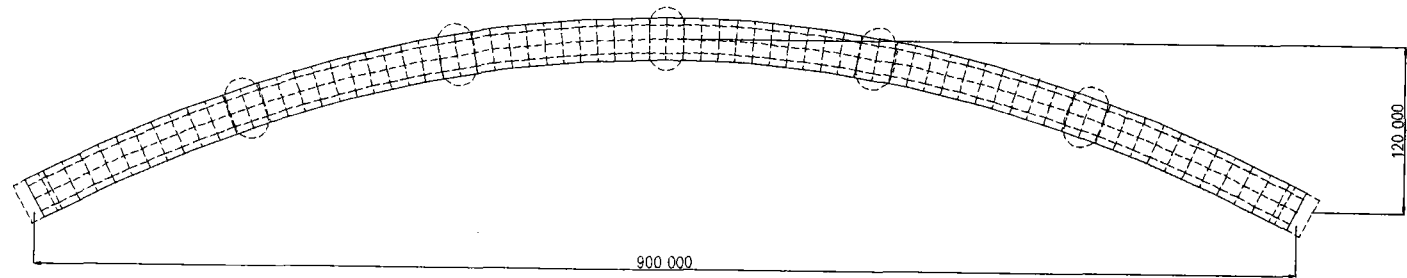


トラス150m案全体一般図

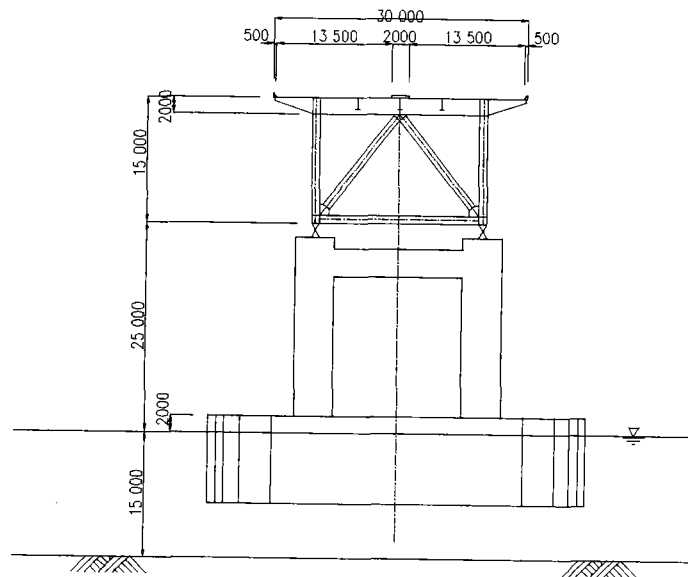
側面図



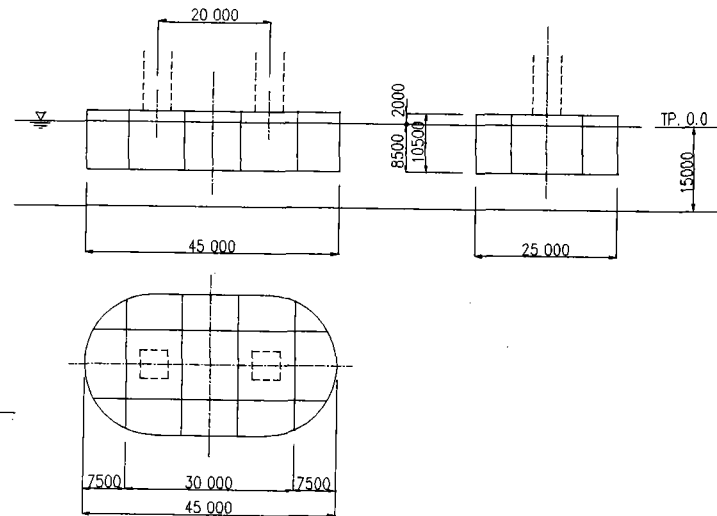
平面図



(P8) ~ (P12)



ポンツーン詳細図



7. 2 箱桁100m案

7. 2. 1 試設計概要

1. 橋梁諸元

支間長100mを有するポンツーン形式の浮体橋梁を試設計するにあたり、橋梁の基本諸元を以下のように設定する。

1)モデルの架橋地点の想定

架橋地点における自然条件データの入手さを考慮し、国内での橋梁建設の実績がある海域として、関西国際空港連絡橋（以下、関空連絡橋）付近の架橋位置を想定する。

2)橋長・平面線形

ノルウェーで建設された2つの浮体橋梁のプロポーシオンを参考にして、橋長は約1km程度の規模とし、平面線形は橋長の1/10程度のライズを有するアーチ型とする。

- ・試設計モデル ; 橋長= 900m、曲線半径=約1100m(ライズ=90m)
- ・ベルグソイス橋 ; 橋長=約 850m、曲線半径=約1300m
- ・ルトフォルランド(カルス)橋 ; 橋長=約1250m、曲線半径=約1700m

3)海上からの路面高および道路幅員構成

関空連絡橋の自動車走行路部と同程度とする。

4)上部工形式・下部工形式

上部工形式は死荷重の軽減するために鋼橋とし、支間長に対する通常の道路橋での適用例を考慮して鋼床版箱桁形式とする。下部工形式は、上部工と同様に死荷重を軽減するために鋼製橋脚とし、ポンツーンの平面形状を考慮してラーメン形式とする。なお、上部工と下部工の結合は剛構造とする。

5)ポンツーン形式

連続型と比較して波浪による影響が小さい分離型ポンツーン形式とする。また、橋梁の重心を浮心に近づけて浮体としての安定を図るために、ポンツーンはコンクリート製とする。

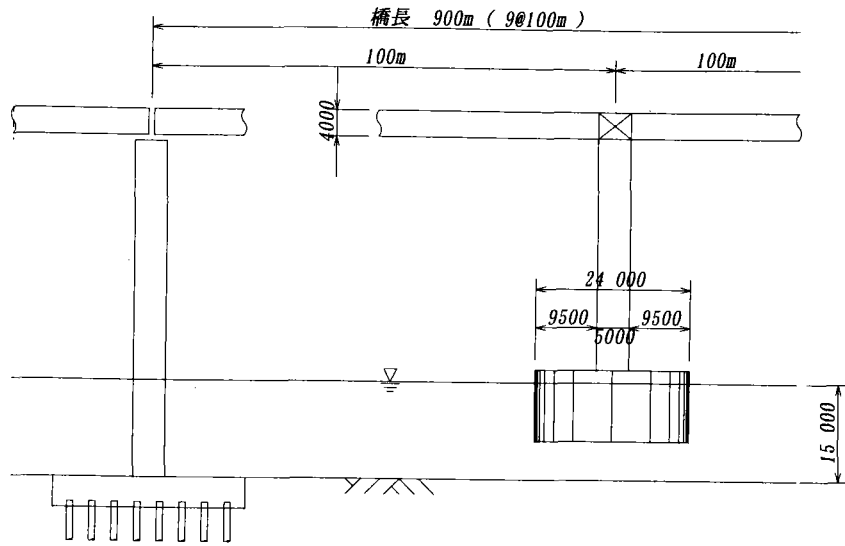
表-7. 2. 1 試設計モデルの橋梁諸元

上部工	形式 ; 連続鋼床版箱桁(2-Box)形式
	支間長 ; 9@100m = 900m
	桁高 ; 4.0m一定
	総幅員 ; 30.0m(0.5+13.5+2.0+13.5+0.5)
	平面線形 ; アーチ形状 (ライズ;90m, 曲線半径;約1100m)
橋脚	形式 ; 鋼製橋脚 (ラーメン形式)
	高さ ; 38m
ポンツーン	形式 ; コンクリート製分離型ポンツーン
	幅 ; 24.0m
	長さ ; 40.0m
	高さ ; 12.0m (吃水10.0m)

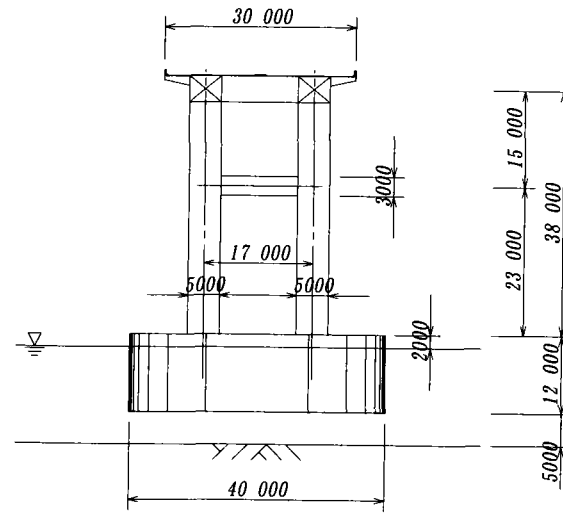
2. 構造一般図

図-7. 2. 1に浮体橋梁100m箱桁橋案の構造一般図を示す。

側面図



正面図



【橋梁諸元】

上部工	形式	； 鋼床版箱桁 (2-Box)
	支間長	； 9@100m
	桁高	； 4.0m一定
橋脚	形式	； 鋼製橋脚
	高さ	； 38m
ポンツーン	形式	； コンクリートポンツーン
	幅	； 24.0m
	長さ	； 40.0m
	高さ	； 12.0m (吃水10.0m)

— 118 —

ポンツーン断面図

上部工標準断面図

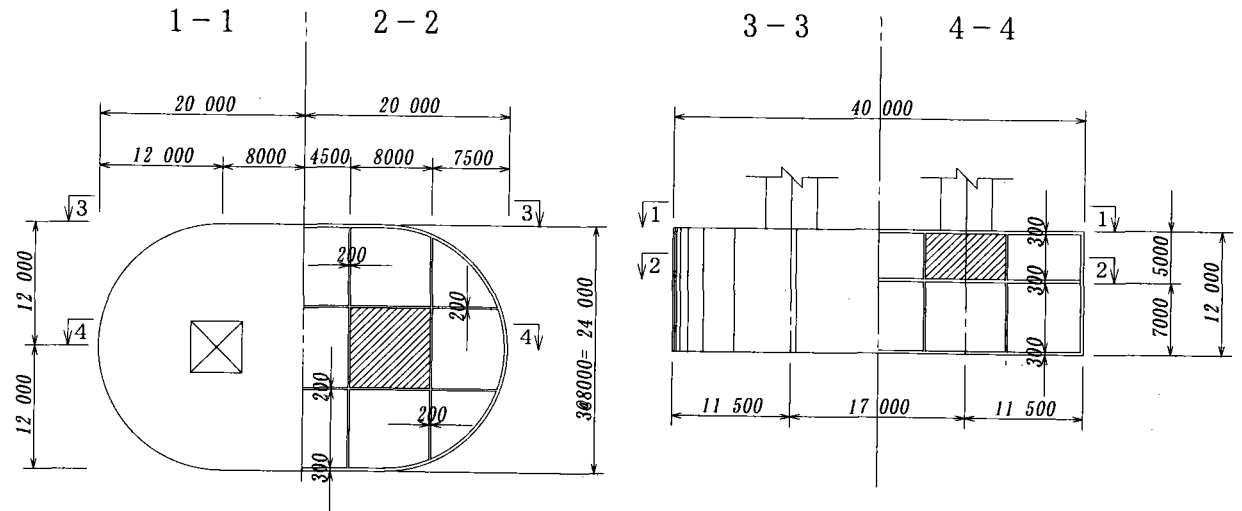
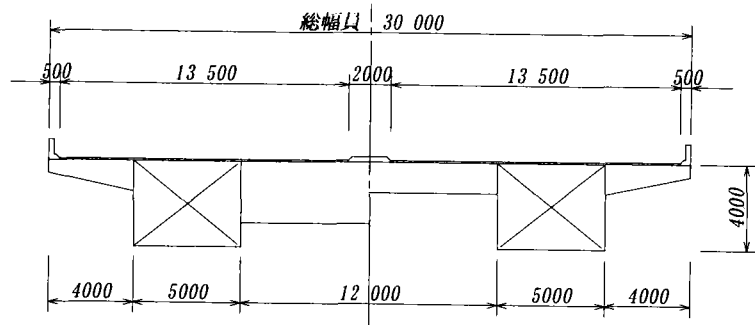


図-7. 2. 1 構造一般図

7. 2. 2 構造解析要領

試設計に用いる構造モデルは立体骨組モデルとし、静的線形解析によって、変位・断面力等の算出を行う。解析モデルを図-7. 2. 2に示す。

1. 解析モデルの設定

- 1)モデル化する部材は、上部工・橋脚とし、ポンツーンは橋脚部材の下端にバネとしてモデル化する。
- 2)格点は上部工の各支間を4等分した位置、橋脚の高さを2等分した位置に設ける。
- 3)上部工、下部工は梁要素からなる1本棒としてモデル化する。
- 4)上部工の両端部は橋脚をモデル化せずに上部工部材両端部の格点に境界条件を設定する。

2. 支点条件

解析モデルの支点上件を表-7. 2. 2のように設定する。

表-7. 2. 2 解析モデルの支点条件

		端支点	中間支点
橋軸方向	Dx	Fix	Free
橋直方向	Dy	Fix	Free
鉛直方向	Dz	Fix	バネ
橋軸軸回り	Rx	Fix	バネ
橋直軸回り	Ry	Free	バネ
鉛直軸回り	Rz	Free	Free

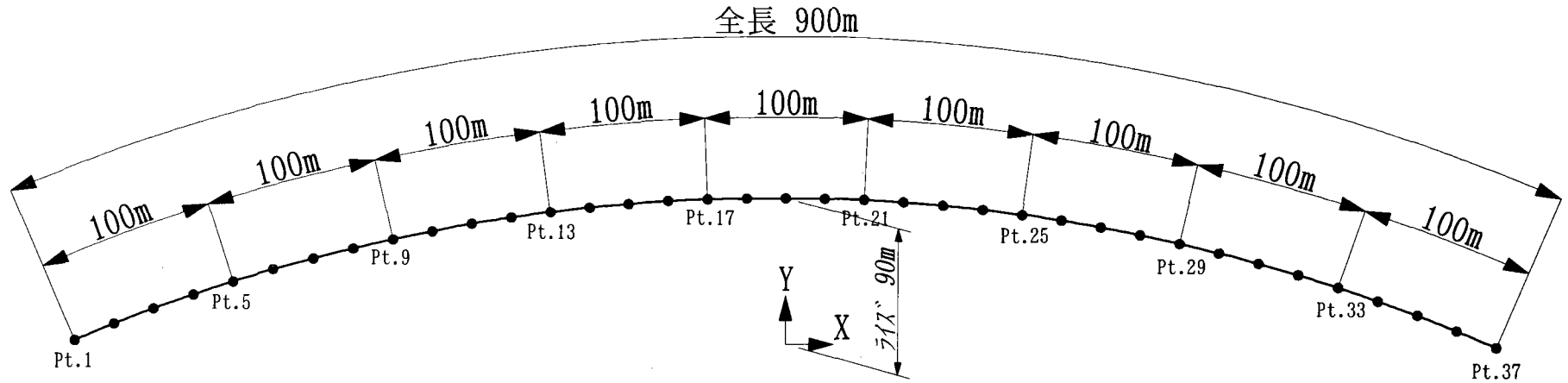
3. モデルの部材諸元

上部工、橋脚、ポンツーンの部材諸元を表-7. 2. 3に示す。

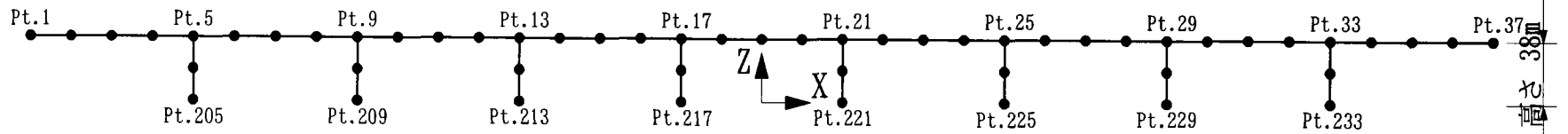
表-7. 2. 3 解析モデルの部材諸元

部材	諸元	立体モデル	
上部工	断面積	1.1370 m ²	
	ねじり定数	2.7680 m ⁴	
	断面2次モーメント (面内)	3.6360 m ⁴	
	断面2次モーメント (面外)	93.9100 m ⁴	
橋脚	断面積	0.8638 m ²	
	ねじり定数	2.3980 m ⁴	
	断面2次モーメント (面内)	64.0500 m ⁴	
	断面2次モーメント (面外)	1.9960 m ⁴	
部材	諸元	値	
ポンツーン	鉛直反力 (死+活)	3500 tf	
	重量	4300 tf	
	排水容積	8360 m ³	
	水線面2次モーメント (橋軸回り)	84528 m ⁴	
	水線面2次モーメント (橋直回り)	40128 m ⁴	
	バネ定数	鉛直方向	836 tf/m
		橋軸回り	70980 tf.m/rad
橋直回り		29640 tf.m/rad	

解析モデル平面図



解析モデル側面図



【部材構成】

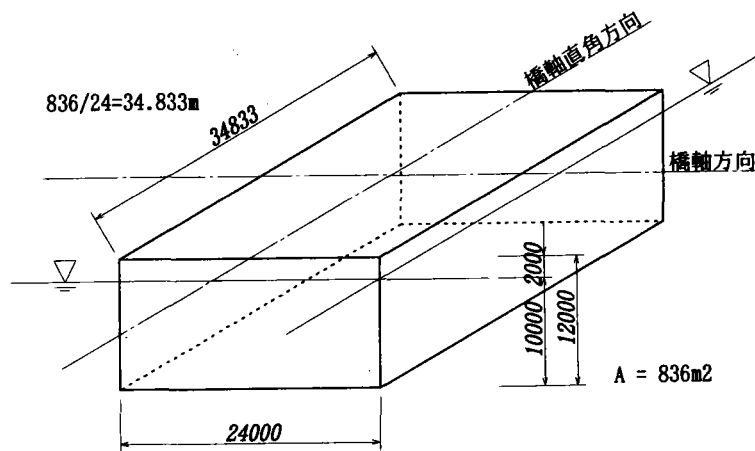
	格点番号	部材番号
上部工	Pt.1~Pt.37	Mb.1~Mb.36
橋脚	Pt.105,205	Mb. 51, 52
	Pt.109,209	Mb. 91, 92
	Pt.113,213	Mb.131,132
	Pt.117,217	Mb.171,172
	Pt.121,221	Mb.211,212
	Pt.125,225	Mb.251,252
	Pt.129,229	Mb.291,292
	Pt.133,233	Mb.331,332

端支点	A1	Pt. 1
	A2	Pt. 37
中間支点	P1	Pt.205
	P2	Pt.209
	P3	Pt.213
	P4	Pt.217
	P5	Pt.221
	P6	Pt.225
	P7	Pt.229
	P8	Pt.233

図-7.2.2 解析モデル図

4. ポンツーンのパネ定数の計算

ポンツーンの平面形状は小判型であるが、断面積を等価に置換した矩形形状としてパネ定数を算出する。



鉛直反力 F ; 3500tf
 重量 W ; 4300tf
 排水容積 V ; $836 \times 10.0 = 8360m^3$
 重心位置 G ; ポンツーン底面から 6.0m
 浮心位置 C ; // 5.0m

・水線面断面 2 次モーメント (橋軸回り) ; I_{px}

$$I_{px} = 34.833^3 \times 24.0 / 12 = 84528m^4$$

・水線面断面 2 次モーメント (橋軸直角回り) ; I_{py}

$$I_{py} = 34.833 \times 24.0^3 / 12 = 40128m^4$$

ポンツーンのパネ定数

・鉛直方向 ; K_z

$$K_{pz} = \text{排水重量} / \text{吃水} = 8360 / 10.0 = 836tf/m$$

ここに、海水の単重は $1.0tf/m^3$ と仮定。

・橋軸直角軸回り ; $K_{p\theta x}$

$$GM = I_{px} / V - GC = 84528 / 8360 - (6.0 - 5.0) = 9.1m$$

$$K_{p\theta x} = (F + W) * GM = (3500 + 4300) * 9.1 = 70980tf.m/rad$$

・橋軸直角軸回り ; $K_{p\theta y}$

$$GM = I_{py} / V - GC = 40128 / 8360 - (6.0 - 5.0) = 3.8m$$

$$K_{p\theta y} = (F + W) * GM = (3500 + 4300) * 3.8 = 29640tf.m/rad$$

注) ここでは、回転パネの算出における重心位置をポンツーンの重心位置とした。

7. 2. 3 荷重条件

1. 考慮する荷重

本試設計で考慮する荷重は以下とする。

1) 死荷重

- ・ 上部工 ; 1.75ton/m (鋼重、橋面荷重を考慮)
- ・ 橋脚 ; 1基あたり500ton
- ・ ポンツーン ; 1函あたり4300ton

2) 浮力

死荷重完成形状において、上部工部材がほぼレベル、橋脚がほぼ鉛直になるように、橋脚下端に鉛直荷重とモーメントを与える。

3) 活荷重

上部工部材全体にわたり6.0tf/m (固定載荷) とする。なお、衝撃はこの値に含まれるものとする。

4) 温度荷重

上部工・橋脚部材に一様温度荷重として $\pm 30^{\circ}\text{C}$ を与える。

5) 潮位差

関空連絡橋架橋位置での潮位差を参考にして、朔望満潮平均位～干潮位の潮位差 $\pm 0.770\text{m}$ を考慮する。解析モデルに対しては、橋脚下端位置での変位が $\pm 0.770\text{m}$ の変位が生じるような鉛直力を橋脚下端に作用させる。

6) 潮流力

各橋脚下端位置において、橋軸直角方向に作用させる。ただし、作用方向は1方向のみ考慮する(全体座標系Y軸のマイナス側に向かう方向)。荷重強度の算出における流速は関空連絡橋の架橋地点の潮流 0.3m/sec を採用する。

7) 波力

「浮体式係船岸の設計・施工マニュアル(案)」に示される算出式により強度を計算する。

8) 風荷重

設計風速は関空連絡橋の静的設計で採用されている値を採用して風荷重強度を算出する。

- ・ 基本風速 ; $V_{10}=50\text{m/sec}$ (風荷重無載荷時)
- ・ 高さ方向補正係数 ; $\nu_1 = 1.17$
- ・ 水平方向補正係数 ; $\nu_2 = 1.19$
- ・ 設計風速 ; $V_D = V_{10} * \nu_1 * \nu_2$

なお、風荷重は部材の骨組線上に橋梁の平面線形に対して法線方向に作用させる。ただし、作用方向は1方向のみ考慮する(全体座標系Y軸のマイナス側に向かう方向)。

2. 荷重一覧表および荷重の組合せ

表-7. 2. 4に荷重一覧表を、また、表-7. 2. 5に荷重の組合せを示す。

3. 潮流力、波力、風荷重強度の算出

1) 潮流力

算出条件	W ; 海水密度 (=1.03tf/m ³)
	g ; 重力加速度 (=9.8m/s ²)
	V ; 潮流速 (0.3m/s)
	Cd ; 抗力係数
	A ; 投影面積 (m ²)

$$\begin{aligned} F &= W / (2 * g) * V^2 * Cd * A \\ &= 1.03 / (2 * 9.8) * 0.3^2 * 1.05 * 240 \\ &= 1.192 \text{tf} \rightarrow 1.20 \text{tf/函} \end{aligned}$$

$$\text{ここに、} A = 10 \text{m} * 24 \text{m} = 240 \text{m}^2$$

$$Cd = 1.05$$

2) 波力

算出条件	w ; 海水単重 (1.025tf/m ³)
	H ; 最大波高 (=1.8 * H _{1/3} = 6.3m)
	L ; ポンツーンの幅 (24.0m)
	D ; ポンツーンの吃水 (10.0m)

$$\begin{aligned} F &= w * H * L * D \\ &= 1.03 * 6.3 * 24.0 * 10.0 \\ &= 1557 \text{tf/函} \end{aligned}$$

3) 風荷重 (活荷重無載荷時)

算出条件	ρ ; 空気密度 (=0.125kgf.s ² /m ⁴)
	V ; 設計基準風速 (=50m/s)
	ν_1 ; 高さ方向補正係数 (=1.17)
	ν_2 ; 水平方向補正係数 (=1.19)
	VD ; 設計風速
	D ; 投影幅 (m)
	Cd ; 抗力係数

a. 設計風速 ; VD

$$VD = 1.17 * 1.19 * 50 = 70 \text{m/s}$$

b. 主桁に作用する風荷重 ; Fg

$$\begin{aligned} Fg &= 1/2 * \rho * VD^2 * Cd * D \\ &= 1/2 * 0.125 * 70^2 * 1.5 * 5.0 \\ &= 2297 \text{kgf/m} \rightarrow 2.30 \text{tf/m} \end{aligned}$$

$$\text{ここに、} Cd = 2.1 - 0.1 * (B/D) = 1.5 \quad [B/D = 30 \text{m} / 5 \text{m} = 6.0]$$

$$D = 5.0 \text{ m}$$

c. 橋脚に作用する風荷重 ; Fp

・ 風上側 ; Fp1

$$\begin{aligned} Fp1 &= 1/2 * \rho * V^2 * Cd * D \\ &= 1/2 * 0.125 * 70^2 * 1.6 * 4.0 \\ &= 1960 \text{kgf/m} \end{aligned}$$

ここに、Cd = 1.6, D = 4.0m

・ 風下側 ; Fp2

$$\begin{aligned} Fp2 &= Fp1/2 \\ &= 980 \text{kgf/m} \end{aligned}$$

・ 橋脚に作用する風荷重

$$Fp = Fp1 + Fp2 = 1960 + 980 = 2940 \text{kgf/m} \rightarrow 2.94 \text{tf/m/基}$$

7. 2. 4 構造解析結果

1. 変位・断面力集計

ここでは、立体骨組解析の結果として以下の内容について示す。

1) 変位の集計

組合せ荷重ケース C1~C7

上部工格点 ; Pt.1,3,5,17,19 (表-7. 2. 6)

橋脚格点 ; Pt.205,217 (表-7. 2. 7)

2) 断面力の集計

基本荷重ケース C6~C9 (表-7. 2. 8~11)

上部工格点 ; Pt.1~19

橋脚格点 ; Pt.105,205,109,209,113,213,117,217

3) 断面力の集計

組合せ荷重ケース C1~C7

上部工格点 ; Pt.1,3,5,17,19 (表-7. 2. 12)

橋脚格点 ; Pt.205,217 (表-7. 2. 13)

※部材における $i \cdot j$ 端のうち、 i 端側になる場合についてのみ示す。

4) 断面力の最大・最小抽出

3) の集計結果を基に最大・最小の値とケース番号を抽出。

上部工 (表-7. 2. 14), 橋脚 (表-7. 2. 15)

なお、集計表の中に示す変位、断面力の記号は下記を意味する。

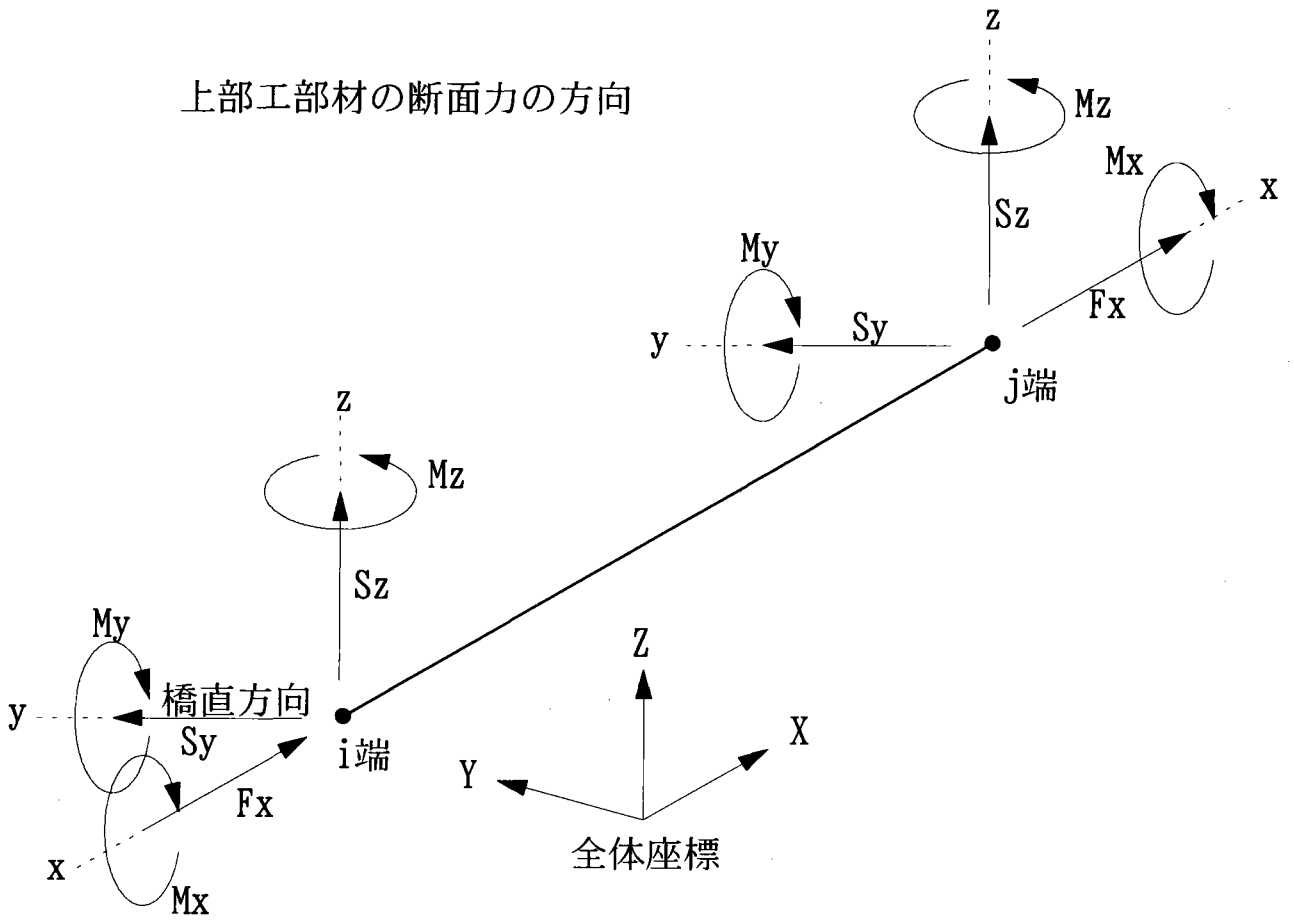
上部工変位 Dx ; 全体座標系 X 軸方向の変位
Dy ; 全体座標系 Y 軸方向の変位
Dz ; 全体座標系 Z 軸方向の変位
Rx ; 全体座標系 X 軸回りの回転角
Ry ; 全体座標系 Y 軸回りの回転角
Rz ; 全体座標系 Z 軸回りの回転角

橋脚変位 Dx ; 橋軸方向の変位
Dy ; 橋軸直角方向の変位
Dz ; 鉛直方向の変位
Rx ; 橋軸回りの回転角
Ry ; 橋軸直角軸回りの回転角
Rz ; 鉛直軸回りの回転角

部材断面力 Fx ; 部材 x 軸方向の軸力
Sy ; 部材 y 軸方向のせん断力
Sz ; 部材 z 軸方向のせん断力
Mx ; 部材 x 軸回りのねじねじりモーメント
My ; 部材 y 軸回りの曲げモーメント
Mz ; 部材 z 軸回りの曲げモーメント

※部材断面力の方向を図-7. 2. 3に示す。

上部工部材の断面力方向



橋脚部材の断面力方向

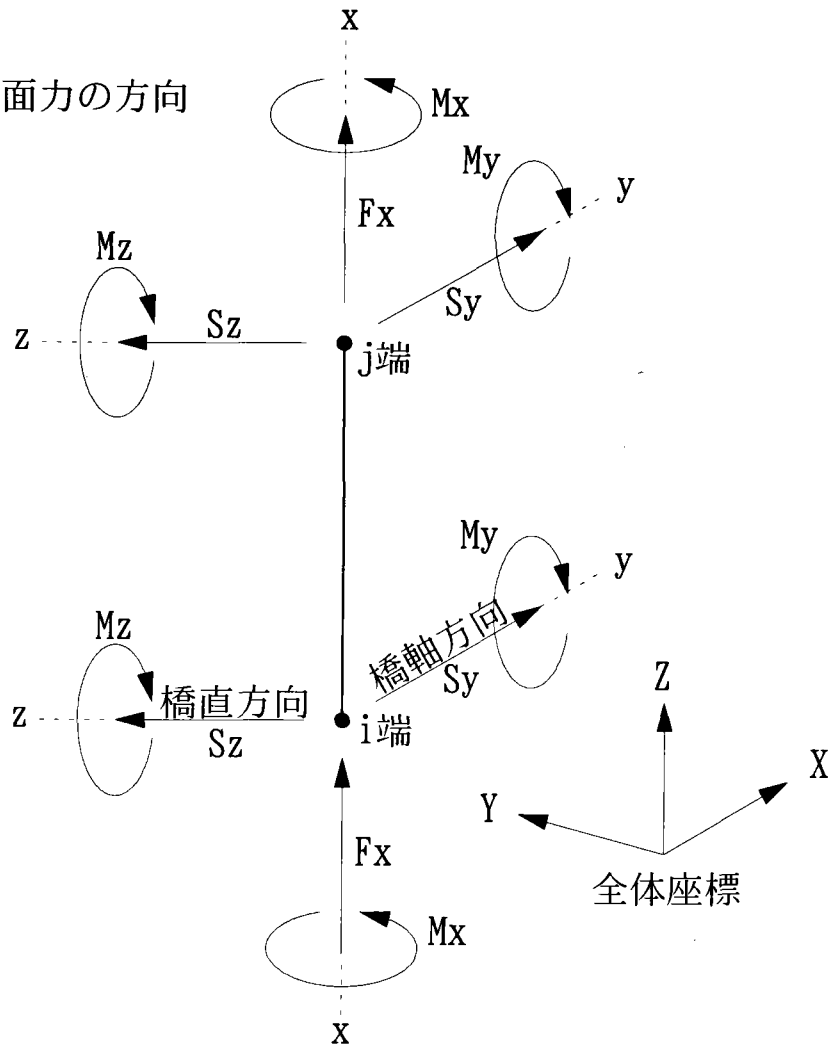


図-7. 2. 3 部材の断面力方向

表-7. 2. 4 荷重一覧表

荷重条件				
主桁	橋面荷重	舗装	4.106 tf/m	t = 70mm
		地覆	0.600 tf/m	
		中分	0.115 tf/m	
		防音壁	0.140 tf/m	
		防護柵	0.110 tf/m	
		小計	5.071 tf/m	
	主桁鋼重	12.000 tf/m		
	合計	17.071 tf/m		
	解析荷重	17.500 tf/m		
橋脚		500 tf/基	500tf/38m =13.16tf/m/基	
ポンツーン		4300 tf/函		
活荷重		6.000 tf/m	上部工部材に固定載荷	
浮力		鉛直方向	橋軸回り	橋直回り
	Pt. 205, Pt. 233	6783.0 tf/函	-96 tf.m/函	±1266 tf.m/函
	Pt. 209, Pt. 229	6488.6 tf/函	-79 tf.m/函	± 268 tf.m/函
	Pt. 213, Pt. 225	6565.8 tf/函	-84 tf.m/函	± 105 tf.m/函
	Pt. 217, Pt. 221	6546.8 tf/函	-83 tf.m/函	± 30 tf.m/函
潮位差		鉛直方向(±0.77m)		
	Pt. 205, Pt. 233	±855 tf/函		
	Pt. 209, Pt. 229	±494 tf/函		
	Pt. 213, Pt. 225	±683 tf/函		
	Pt. 217, Pt. 221	±636 tf/函		
潮流力		1.20 tf/函	橋直方向(-)に載荷	
風荷重 無載荷時	主桁	2.30 tf/m	橋直方向(-)に載荷	
	橋脚	2.94 tf/基	〃	
波力		1557 tf/函	橋直方向(-)に載荷	
温度差		±30 ℃	全部材に一様温度	

表-7. 2. 5 荷重の組合せ

荷重状態	NO.	荷重の組合せ	割増係数
基本荷重	1	死荷重 (橋面+主桁+橋脚)	/
	2	死荷重 (ポンツーン)	
	3	浮力	
	4	活荷重	
	5	潮流力 (-方向)	
	6	潮位差 (+方向)	
	7	風荷重 (-方向)	
	8	波力 (-方向)	
	9	温度 (+30℃)	
死荷重完成	10, C1	橋面+主桁+橋脚+ポンツーン+浮力 1 + 2 + 3	1.00
常時	11, C2	死+浮力+活+潮流力(-)+潮位差(+) 1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6	1.00
	12, C3	死+浮力+活+潮流力(-)+潮位差(-) 1 + 2 + 3 + 4 + 5 - 6	1.00
暴風+温度	13, C4	死+浮力+潮流力(-)+潮位差(+)+風(無-)+波力(-)+温度(+) 1 + 2 + 3 + 5 + 6 + 7 + 8 + 9	1.35
	14, C5	死+浮力+潮流力(-)+潮位差(-)+風(無-)+波力(-)+温度(+) 1 + 2 + 3 + 5 - 6 + 7 + 8 + 9	1.35
	15, C6	死+浮力+潮流力(-)+潮位差(+)+風(無-)+波力(-)+温度(-) 1 + 2 + 3 + 5 + 6 + 7 + 8 - 9	1.35
	16, C7	死+浮力+潮流力(-)+潮位差(-)+風(無-)+波力(-)+温度(-) 1 + 2 + 3 + 5 - 6 + 7 + 8 - 9	1.35

表-7. 2. 6 上部工の変位集計

上部工							
格点	CASE No.	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Rx (rad.)	Ry (rad.)	Rz (rad.)
Pt. 1	C1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0055	0.0000
	C2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0056	0.0000
	C3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0252	0.0000
	C4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0031	-0.0026
	C5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0164	-0.0026
	C6	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0028	-0.0069
	C7	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0167	-0.0069
Pt. 3	C1	0.0000	0.0000	-0.1462	-0.0002	-0.0011	0.0000
	C2	0.0000	-0.0002	-0.1193	0.0003	-0.0026	0.0000
	C3	0.0000	-0.0002	-1.0445	-0.0077	0.0119	0.0000
	C4	0.0265	-0.1338	0.2461	-0.1574	-0.0681	-0.0028
	C5	0.0265	-0.1338	-0.6792	-0.1654	-0.0536	-0.0028
	C6	0.0737	-0.3456	0.2329	-0.1575	-0.0679	-0.0071
	C7	0.0737	-0.3456	-0.6924	-0.1655	-0.0533	-0.0071
Pt. 5	C1	0.0000	0.0000	-0.0073	0.0004	-0.0011	0.0000
	C2	0.0001	-0.0003	0.0984	0.0007	-0.0013	0.0000
	C3	0.0001	-0.0003	-1.4409	-0.0049	0.0044	0.0000
	C4	0.0508	-0.2794	0.6452	-0.3247	-0.1106	-0.0029
	C5	0.0508	-0.2794	-0.8941	-0.3303	-0.1050	-0.0029
	C6	0.1332	-0.6978	0.6220	-0.3248	-0.1105	-0.0069
	C7	0.1332	-0.6978	-0.9173	-0.3304	-0.1048	-0.0069
Pt. 17	C1	0.0000	0.0000	-0.0041	0.0000	0.0000	0.0000
	C2	0.0000	-0.0010	0.0501	-0.0001	0.0001	0.0000
	C3	0.0000	-0.0010	-1.4898	-0.0010	-0.0001	0.0000
	C4	0.0249	-0.8955	0.7361	-0.6727	-0.0303	-0.0006
	C5	0.0249	-0.8955	-0.8037	-0.6737	-0.0305	-0.0006
	C6	0.0597	-2.1071	0.7089	-0.6727	-0.0303	-0.0013
	C7	0.0597	-2.1071	-0.8309	-0.6737	-0.0305	-0.0013
Pt. 19	C1	0.0000	0.0000	-0.0645	-0.0003	0.0000	0.0000
	C2	0.0000	-0.0010	-0.0319	-0.0005	0.0000	0.0000
	C3	0.0000	-0.0010	-1.5674	-0.0014	0.0000	0.0000
	C4	0.0000	-0.9088	0.6773	-0.6713	0.0000	0.0000
	C5	0.0000	-0.9088	-0.8582	-0.6722	0.0000	0.0000
	C6	0.0000	-2.1392	0.6501	-0.6713	0.0000	0.0000
	C7	0.0000	-2.1392	-0.8855	-0.6723	0.0000	0.0000

表-7. 2. 7 橋脚の変位集計

橋脚							
格点	CASE No.	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Rx (rad.)	Ry (rad.)	Rz (rad.)
Pt. 205	C1	0.0218	-0.0001	-0.0026	0.0000	0.0000	0.0000
	C2	0.0312	0.0087	0.1047	0.0002	-0.0002	0.0000
	C3	-0.2354	-0.1252	-1.4355	-0.0033	0.0067	0.0000
	C4	0.1069	-13.3250	0.6368	-0.3432	-0.0032	-0.0029
	C5	-0.1597	-13.4589	-0.9033	-0.3467	0.0037	-0.0029
	C6	0.0499	-13.7502	0.6410	-0.3432	-0.0031	-0.0069
	C7	-0.2167	-13.8841	-0.8991	-0.3468	0.0039	-0.0069
Pt. 217	C1	-0.0005	0.0003	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
	C2	-0.0020	-0.0054	0.0555	-0.0001	0.0000	0.0000
	C3	0.0043	-0.0408	-1.4843	-0.0010	-0.0001	0.0000
	C4	-0.0148	-26.4815	0.7267	-0.6729	0.0000	-0.0006
	C5	-0.0085	-26.5170	-0.8131	-0.6739	-0.0002	-0.0006
	C6	-0.0345	-27.6941	0.7268	-0.6729	0.0000	-0.0013
	C7	-0.0282	-27.7296	-0.8130	-0.6739	-0.0002	-0.0013

表-7. 2. 8 部材断面力 (基本荷重ケース NO.6)

潮位差 (+方向)

	部材 No.	格点 Pt.	Fx (tf)	Sy (tf)	Sz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	
上部工	1	i	1	0.00	0.00	-93.19	-372.98	-4.20	0.00
		j	2	0.00	0.00	93.19	372.98	2333.95	0.00
	2	i	2	0.00	0.00	-93.19	-320.32	-2341.76	0.00
		j	3	0.00	0.00	93.19	320.32	4671.58	0.00
	3	i	3	0.00	0.00	-93.19	-214.81	-4677.62	0.00
		j	4	0.00	0.00	93.19	214.81	7007.43	0.00
	4	i	4	0.00	0.00	-93.19	-57.05	-7010.49	0.00
		j	5	0.00	0.00	93.19	57.05	9340.25	0.00
	5	i	5	0.00	0.00	118.01	27.15	-9238.01	0.00
		j	6	0.00	0.00	-118.01	-27.15	6287.73	0.00
	6	i	6	0.00	0.00	118.01	168.76	-6285.53	0.00
		j	7	0.00	0.00	-118.01	-168.76	3335.21	0.00
	7	i	7	0.00	0.00	118.01	244.00	-3330.55	0.00
		j	8	0.00	0.00	-118.01	-244.00	380.31	0.00
	8	i	8	0.00	0.00	118.01	252.50	-374.72	0.00
		j	9	0.00	0.00	-118.01	-252.50	-2575.64	0.00
	9	i	9	0.00	0.00	-31.69	123.92	2552.54	0.00
		j	10	0.00	0.00	31.69	-123.92	-1760.32	0.00
	10	i	10	0.00	0.00	-31.69	84.21	1762.67	0.00
		j	11	0.00	0.00	31.69	-84.21	-970.46	0.00
	11	i	11	0.00	0.00	-31.69	62.33	972.11	0.00
		j	12	0.00	0.00	31.69	-62.33	-179.91	0.00
	12	i	12	0.00	0.00	-31.69	58.26	181.26	0.00
		j	13	0.00	0.00	31.69	-58.26	610.96	0.00
	13	i	13	0.00	0.00	7.62	27.23	-602.65	0.00
		j	14	0.00	0.00	-7.62	-27.23	412.07	0.00
	14	i	14	0.00	0.00	7.62	36.52	-411.35	0.00
		j	15	0.00	0.00	-7.62	-36.52	220.78	0.00
	15	i	15	0.00	0.00	7.62	41.48	-219.90	0.00
		j	16	0.00	0.00	-7.62	-41.48	29.32	0.00
	16	i	16	0.00	0.00	7.62	42.13	-28.38	0.00
		j	17	0.00	0.00	-7.62	-42.13	-162.20	0.00
	17	i	17	0.00	0.00	0.00	5.43	160.30	0.00
		j	18	0.00	0.00	0.00	-5.43	-160.30	0.00
	18	i	18	0.00	0.00	0.00	1.82	160.38	0.00
		j	19	0.00	0.00	0.00	-1.82	-160.38	0.00
橋脚	51	i	205	211.21	0.00	0.00	0.00	-124.96	102.57
		j	105	-211.21	0.00	0.00	0.00	124.96	-102.57
	52	i	105	211.21	0.00	0.00	0.00	-124.96	102.57
		j	5	-211.21	0.00	0.00	0.00	124.96	-102.57
	91	i	209	-149.70	0.00	0.00	0.00	-70.82	-27.34
		j	109	149.70	0.00	0.00	0.00	70.82	27.34
	92	i	109	-149.70	0.00	0.00	0.00	-70.82	-27.34
		j	9	149.70	0.00	0.00	0.00	70.82	27.34
	131	i	213	39.31	0.00	0.00	0.00	-44.70	7.35
		j	113	-39.31	0.00	0.00	0.00	44.70	-7.35
	132	i	113	39.31	0.00	0.00	0.00	-44.70	7.35
		j	13	-39.31	0.00	0.00	0.00	44.70	-7.35
	171	i	217	-7.62	0.00	0.00	0.00	-33.06	-2.43
		j	117	7.62	0.00	0.00	0.00	33.06	2.43
172	i	117	-7.62	0.00	0.00	0.00	-33.06	-2.43	
	j	17	7.62	0.00	0.00	0.00	33.06	2.43	

表-7. 2. 9 部材断面力 (基本荷重ケース NO.7)

風荷重 (-方向)

	部材 No.	格点 Pt.	Fx (tf)	Sy (tf)	Sz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	
上部工	1	i	1	3717.69	17.52	-10.07	2664.82	29.99	0.00
		j	2	-3717.69	39.97	10.07	-2664.82	221.77	-280.59
	2	i	2	3717.65	43.76	-10.07	2669.14	-161.70	280.59
		j	3	-3717.65	13.74	10.07	-2669.14	413.47	94.70
	3	i	3	3717.01	70.17	-10.07	2677.79	-353.13	-94.70
		j	4	-3717.01	-12.67	10.07	-2677.79	604.90	1130.20
	4	i	4	3715.78	96.32	-10.07	2690.73	-544.48	-1130.20
		j	5	-3715.78	-38.82	10.07	-2690.73	796.24	2819.35
	5	i	5	3715.23	10.76	-6.35	1432.40	-750.16	-2819.35
		j	6	-3715.23	46.74	6.35	-1432.40	908.92	2369.60
	6	i	6	3715.34	36.95	-6.35	1452.51	-876.43	-2369.60
		j	7	-3715.34	20.55	6.35	-1452.51	1035.19	2574.56
	7	i	7	3714.85	63.31	-6.35	1475.50	-1002.14	-2574.56
		j	8	-3714.85	-5.82	6.35	-1475.50	1160.90	3438.67
	8	i	8	3713.78	89.39	-6.35	1501.24	-1127.41	-3438.67
		j	9	-3713.78	-31.89	6.35	-1501.24	1286.18	4954.58
	9	i	9	3713.38	3.80	-3.12	717.16	-1260.56	-4954.58
		j	10	-3713.38	53.70	3.12	-717.16	1338.49	4330.91
	10	i	10	3713.65	30.00	-3.12	747.15	-1321.99	-4330.91
		j	11	-3713.65	27.49	3.12	-747.15	1399.93	4362.31
	11	i	11	3713.32	56.16	-3.12	778.49	-1382.74	-4362.31
		j	12	-3713.32	1.33	3.12	-778.49	1460.68	5047.68
	12	i	12	3712.41	82.30	-3.12	811.19	-1442.78	-5047.68
		j	13	-3712.41	-24.80	3.12	-811.19	1520.72	6386.39
	13	i	13	3712.17	-3.30	-1.25	273.67	-1508.07	-6386.39
		j	14	-3712.17	60.80	1.25	-273.67	1539.33	5585.22
	14	i	14	3712.60	22.89	-1.25	308.30	-1532.77	-5585.22
		j	15	-3712.60	34.61	1.25	-308.30	1564.03	5438.80
	15	i	15	3712.43	49.05	-1.25	343.46	-1556.69	-5438.80
		j	16	-3712.43	8.45	1.25	-343.46	1587.95	5946.38
	16	i	16	3711.69	75.05	-1.25	379.09	-1579.82	-5946.38
		j	17	-3711.69	-17.55	1.25	-379.09	1611.08	7103.88
	17	i	17	3711.60	-10.35	0.00	-54.90	-1607.31	-7103.88
		j	18	-3711.60	67.85	0.00	54.90	1607.28	6126.36
	18	i	18	3712.19	15.62	0.00	-18.74	-1608.10	-6126.36
		j	19	-3712.19	41.88	0.00	18.74	1608.07	5798.19
橋脚	51	i	205	3.72	0.00	0.00	0.00	847.02	-0.34
		j	105	-3.72	0.00	55.86	0.00	-316.35	0.34
	52	i	105	3.72	0.00	-55.86	0.00	316.35	-0.34
		j	5	-3.72	0.00	111.72	0.00	1275.66	0.34
	91	i	209	3.23	0.00	0.00	0.00	1309.97	0.63
		j	109	-3.23	0.00	55.86	0.00	-779.30	-0.63
	92	i	109	3.23	0.00	-55.86	0.00	779.30	0.63
		j	9	-3.23	0.00	111.72	0.00	812.71	-0.63
	131	i	213	1.87	0.00	0.00	0.00	1551.08	0.42
		j	113	-1.87	0.00	55.86	0.00	-1020.41	-0.42
	132	i	113	1.87	0.00	-55.86	0.00	1020.41	0.42
		j	13	-1.87	0.00	111.72	0.00	571.60	-0.42
	171	i	217	1.25	0.00	0.00	0.00	1652.38	0.11
		j	117	-1.25	0.00	55.86	0.00	-1121.71	-0.11
	172	i	117	1.25	0.00	-55.86	0.00	1121.71	0.11
		j	17	-1.25	0.00	111.72	0.00	470.30	-0.11

表-7. 2. 10 部材断面力 (基本荷重ケース NO.8)

波力 (-方向)

	部材 No.		格点 Pt.	Fx (tf)	Sy (tf)	Sz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)
上部工	1	i	1	16826.66	-398.22	-280.62	74252.34	835.73	0.00
		j	2	-16826.66	398.22	280.62	-74252.34	6179.39	-9955.09
	2	i	2	16831.36	-19.18	-280.62	74372.67	-4505.63	9955.09
		j	3	-16831.36	19.18	280.62	-74372.67	11520.93	-10434.47
	3	i	3	16827.50	360.70	-280.62	74613.74	-9839.46	10434.47
		j	4	-16827.50	-360.70	280.62	-74613.74	16854.76	-1417.10
	4	i	4	16815.12	739.31	-280.62	74974.16	-15171.34	1417.10
		j	5	-16815.12	-739.31	280.62	-74974.16	22186.48	17064.84
	5	i	5	16811.74	-439.18	-176.95	39912.20	-20902.36	-17064.84
		j	6	-16811.74	439.18	176.95	-39912.20	25326.04	6085.45
	6	i	6	16817.37	-60.43	-176.95	40472.48	-24420.69	-6085.45
		j	7	-16817.37	60.43	176.95	-40472.48	28844.44	4574.76
	7	i	7	16814.45	319.18	-176.95	41113.23	-27923.57	-4574.76
		j	8	-16814.45	-319.18	176.95	-41113.23	32347.20	12553.96
	8	i	8	16803.02	697.36	-176.95	41830.52	-31414.11	-12553.96
		j	9	-16803.02	-697.36	176.95	-41830.52	35837.93	29988.23
	9	i	9	16800.57	-481.29	-86.87	19982.93	-35123.98	-29988.23
		j	10	-16800.57	481.29	86.87	-19982.93	37295.65	17956.14
	10	i	10	16807.15	-102.54	-86.87	20818.38	-36835.83	-17956.14
		j	11	-16807.15	102.54	86.87	-20818.38	39007.46	15392.75
	11	i	11	16805.20	276.07	-86.87	21691.75	-38528.63	-15392.75
		j	12	-16805.20	-276.07	86.87	-21691.75	40700.26	22294.24
	12	i	12	16794.72	654.49	-86.87	22602.89	-40201.40	-22294.24
		j	13	-16794.72	-654.49	86.87	-22602.89	42373.09	38656.11
	13	i	13	16793.23	-524.28	-34.84	7625.43	-42020.77	-38656.11
		j	14	-16793.23	524.28	34.84	-7625.43	42891.79	25549.30
	14	i	14	16800.79	-145.62	-34.84	8590.30	-42709.02	-25549.30
		j	15	-16800.79	145.62	34.84	-8590.30	43580.03	21908.95
	15	i	15	16799.80	232.96	-34.84	9570.04	-43375.41	-21908.95
		j	16	-16799.80	-232.96	34.84	-9570.04	44246.44	27732.98
	16	i	16	16790.31	610.74	-34.84	10562.74	-44020.01	-27732.98
		j	17	-16790.31	-610.74	34.84	-10562.74	44891.04	43001.32
	17	i	17	16789.81	-567.17	0.04	-1529.65	-44785.80	-43001.32
		j	18	-16789.81	567.17	-0.04	1529.65	44784.90	28822.60
	18	i	18	16798.32	-189.50	0.04	-522.26	-44807.97	-28822.60
		j	19	-16798.32	189.50	-0.04	522.26	44807.07	24085.21
橋脚	51	i	205	103.67	0.00	-1557.00	0.00	23621.04	-9.36
		j	105	-103.67	0.00	1557.00	0.00	5961.90	9.36
	52	i	105	103.67	0.00	-1557.00	0.00	-5961.90	-9.36
		j	5	-103.67	0.00	1557.00	0.00	35544.85	9.36
	91	i	209	90.08	0.00	-1557.00	0.00	36520.63	17.69
		j	109	-90.08	0.00	1557.00	0.00	-6937.65	-17.69
	92	i	109	90.08	0.00	-1557.00	0.00	6937.65	17.69
		j	9	-90.08	0.00	1557.00	0.00	22645.32	-17.69
	131	i	213	52.03	0.00	-1557.00	0.00	43238.84	11.65
		j	113	-52.03	0.00	1557.00	0.00	-13655.89	-11.65
	132	i	113	52.03	0.00	-1557.00	0.00	13655.89	11.65
		j	13	-52.03	0.00	1557.00	0.00	15927.05	-11.65
	171	i	217	34.88	0.00	-1556.99	0.00	46061.54	3.18
		j	117	-34.88	0.00	1556.99	0.00	-16478.68	-3.18
	172	i	117	34.88	0.00	-1556.99	0.00	16478.68	3.18
		j	17	-34.88	0.00	1556.99	0.00	13104.18	-3.18

表-7. 2. 11 部材断面力 (基本荷重ケース NO.9)

温度 (+30°C)

	部材 No.	格点 Pt.	Fx (tf)	Sy (tf)	Sz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	
上部工	1	i	1	145.73	-60.63	-0.95	-4.41	-0.05	0.00
		j	2	-145.73	60.63	0.95	4.41	23.89	-1515.77
	2	i	2	147.06	-57.34	-0.95	-3.87	-23.98	1515.77
		j	3	-147.06	57.34	0.95	3.87	47.82	-2949.15
	3	i	3	148.32	-54.00	-0.95	-2.79	-47.89	2949.15
		j	4	-148.32	54.00	0.95	2.79	71.73	-4299.18
	4	i	4	149.50	-50.65	-0.95	-1.17	-71.77	4299.18
		j	5	-149.50	50.65	0.95	1.17	95.61	-5565.41
	5	i	5	150.60	-47.27	0.80	-0.74	-93.52	5565.41
		j	6	-150.60	47.27	-0.80	0.74	73.55	-6747.18
	6	i	6	151.63	-43.87	0.80	0.91	-73.55	6747.18
		j	7	-151.63	43.87	-0.80	-0.91	53.58	-7843.88
	7	i	7	152.58	-40.43	0.80	2.12	-53.54	7843.88
		j	8	-152.58	40.43	-0.80	-2.12	33.57	-8854.71
	8	i	8	153.45	-36.99	0.80	2.88	-33.52	8854.71
		j	9	-153.45	36.99	-0.80	-2.88	13.55	-9779.51
	9	i	9	154.24	-33.53	0.19	1.70	-13.47	9779.51
		j	10	-154.24	33.53	-0.19	-1.70	8.68	-10617.66
	10	i	10	154.96	-30.04	0.19	1.90	-8.64	10617.66
		j	11	-154.96	30.04	-0.19	-1.90	3.84	-11368.68
	11	i	11	155.60	-26.54	0.19	1.98	-3.80	11368.68
		j	12	-155.60	26.54	-0.19	-1.98	-1.00	-12032.26
	12	i	12	156.15	-23.03	0.19	1.96	1.04	12032.26
		j	13	-156.15	23.03	-0.19	-1.96	-5.84	-12608.07
	13	i	13	156.63	-19.51	-0.03	0.98	5.71	12608.07
		j	14	-156.63	19.51	0.03	-0.98	-4.87	-13095.81
	14	i	14	157.03	-15.97	-0.03	0.87	4.89	13095.81
		j	15	-157.03	15.97	0.03	-0.87	-4.05	-13495.15
	15	i	15	157.35	-12.43	-0.03	0.78	4.07	13495.15
		j	16	-157.35	12.43	0.03	-0.78	-3.24	-13805.95
	16	i	16	157.59	-8.89	-0.03	0.70	3.25	13805.95
		j	17	-157.59	8.89	0.03	-0.70	-2.42	-14028.19
	17	i	17	157.75	-5.33	0.00	0.08	2.39	14028.19
		j	18	-157.75	5.33	0.00	-0.08	-2.39	-14161.41
	18	i	18	157.83	-1.78	0.00	0.03	2.39	14161.41
		j	19	-157.83	1.78	0.00	-0.03	-2.39	-14205.92
橋脚	51	i	205	1.75	0.00	0.00	0.00	-1.70	2.11
		j	105	-1.75	0.00	0.00	0.00	1.70	-2.11
	52	i	105	1.75	0.00	0.00	0.00	-1.70	2.11
		j	5	-1.75	0.00	0.00	0.00	1.70	-2.11
	91	i	209	-0.61	0.00	0.00	0.00	-1.48	0.02
		j	109	0.61	0.00	0.00	0.00	1.48	-0.02
	92	i	109	-0.61	0.00	0.00	0.00	-1.48	0.02
		j	9	0.61	0.00	0.00	0.00	1.48	-0.02
	131	i	213	-0.23	0.00	0.00	0.00	-0.85	-0.16
		j	113	0.23	0.00	0.00	0.00	0.85	0.16
	132	i	113	-0.23	0.00	0.00	0.00	-0.85	-0.16
		j	13	0.23	0.00	0.00	0.00	0.85	0.16
	171	i	217	0.03	0.00	0.00	0.00	-0.57	-0.03
		j	117	-0.03	0.00	0.00	0.00	0.57	0.03
172	i	117	0.03	0.00	0.00	0.00	-0.57	-0.03	
	j	17	-0.03	0.00	0.00	0.00	0.57	0.03	

表-7. 2. 12 上部工の断面力集計

上部工

格点	CASE No.	割増係数	常時換算前断面力						常時換算後断面力					
			Fx (tf)	Sy (tf)	Sz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	Fx (tf)	Sy (tf)	Sz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)
Pt. 1	C1	1.00	0.00	0.00	683.77	343.48	3.87	0.00	0.00	0.00	683.77	343.48	3.87	0.00
	C2	1.00	12.97	-0.31	890.44	389.29	4.38	0.00	12.97	-0.31	890.44	389.29	4.38	0.00
	C3	1.00	12.97	-0.31	1076.83	1135.25	12.78	0.00	12.97	-0.31	1076.83	1135.25	12.78	0.00
	C4	1.35	20703.05	-441.63	298.72	76940.48	865.99	0.00	15335.59	-327.13	221.27	56992.95	641.47	0.00
	C5	1.35	20703.05	-441.63	485.11	77686.45	874.38	0.00	15335.59	-327.13	359.34	57545.52	647.69	0.00
	C6	1.35	20411.58	-320.37	300.63	76949.30	866.09	0.00	15119.69	-237.31	222.69	56999.48	641.55	0.00
	C7	1.35	20411.58	-320.37	487.02	77695.26	874.48	0.00	15119.69	-237.31	360.76	57552.04	647.76	0.00
Pt. 3	C1	1.00	0.00	0.00	-191.20	-196.63	12321.23	0.00	0.00	0.00	-191.20	-196.63	12321.23	0.00
	C2	1.00	12.97	0.28	-284.53	-288.94	15154.21	8.04	12.97	0.28	-284.53	-288.94	15154.21	8.04
	C3	1.00	12.97	0.28	-98.14	140.68	24509.44	8.04	12.97	0.28	-98.14	140.68	24509.44	8.04
	C4	1.35	20705.80	377.15	-576.25	76934.81	-2604.45	13296.96	15337.63	279.37	-426.85	56988.75	-1929.22	9849.60
	C5	1.35	20705.80	377.15	-389.87	77364.43	6750.78	13296.96	15337.63	279.37	-288.79	57306.99	5000.58	9849.60
	C6	1.35	20409.16	485.15	-574.35	76940.39	-2508.67	7398.66	15117.90	359.37	-425.44	56992.88	-1858.27	5480.49
	C7	1.35	20409.16	485.15	-387.96	77370.01	6846.57	7398.66	15117.90	359.37	-287.38	57311.12	5071.53	5480.49
Pt. 5	C1	1.00	0.00	0.00	919.00	77.33	-17853.28	0.00	0.00	0.00	919.00	77.33	-17853.28	0.00
	C2	1.00	12.96	-0.34	1290.99	163.45	-27180.06	-13.15	12.96	-0.34	1290.99	163.45	-27180.06	-13.15
	C3	1.00	12.96	-0.34	1054.97	109.14	-8704.04	-13.15	12.96	-0.34	1054.97	109.14	-8704.04	-13.15
	C4	1.35	20690.53	-476.04	854.37	41479.10	-48853.43	-14331.94	15326.32	-352.62	632.87	30725.26	-36187.73	-10616.25
	C5	1.35	20690.53	-476.04	618.34	41424.79	-30377.41	-14331.94	15326.32	-352.62	458.03	30685.03	-22501.79	-10616.25
	C6	1.35	20389.33	-381.49	852.77	41480.59	-48666.39	-25462.75	15103.21	-282.59	631.68	30726.36	-36049.18	-18861.30
	C7	1.35	20389.33	-381.49	616.75	41426.28	-30190.38	-25462.75	15103.21	-282.59	456.85	30686.13	-22363.24	-18861.30
Pt. 17	C1	1.00	0.00	0.00	874.98	124.30	-14552.81	0.00	0.00	0.00	874.98	124.30	-14552.81	0.00
	C2	1.00	12.94	-0.44	1174.97	168.17	-19505.17	-33.14	12.94	-0.44	1174.97	168.17	-19505.17	-33.14
	C3	1.00	12.94	-0.44	1174.97	157.32	-19825.77	-33.14	12.94	-0.44	1174.97	157.32	-19825.77	-33.14
	C4	1.35	20672.11	-583.28	875.02	-1455.91	-60817.75	-36110.15	15312.67	-432.06	648.16	-1078.45	-45050.19	-26748.26
	C5	1.35	20672.11	-583.28	875.02	-1466.77	-61138.35	-36110.15	15312.67	-432.06	648.16	-1086.50	-45287.67	-26748.26
	C6	1.35	20356.60	-572.63	875.02	-1456.07	-60822.53	-64166.53	15078.96	-424.17	648.16	-1078.57	-45053.73	-47530.76
	C7	1.35	20356.60	-572.63	875.02	-1466.93	-61143.13	-64166.53	15078.96	-424.17	648.16	-1086.61	-45291.21	-47530.76
Pt. 19	C1	1.00	0.00	0.00	0.00	-82.61	7323.50	0.00	0.00	0.00	0.00	-82.61	7323.50	0.00
	C2	1.00	12.95	0.15	0.00	-111.36	9871.62	-18.56	12.95	0.15	0.00	-111.36	9871.62	-18.56
	C3	1.00	12.95	0.15	0.00	-107.77	9550.85	-18.56	12.95	0.15	0.00	-107.77	9550.85	-18.56
	C4	1.35	20681.29	233.30	0.04	422.14	-38963.79	-15696.05	15319.47	172.81	0.03	312.70	-28862.07	-11626.70
	C5	1.35	20681.29	233.30	0.04	425.73	-39284.56	-15696.05	15319.47	172.81	0.03	315.36	-29099.67	-11626.70
	C6	1.35	20365.63	229.74	0.04	422.19	-38968.58	-44107.89	15085.65	170.18	0.03	312.73	-28865.61	-32672.51
	C7	1.35	20365.63	229.74	0.04	425.79	-39289.34	-44107.89	15085.65	170.18	0.03	315.40	-29103.21	-32672.51

表-7. 2. 13 橋脚の断面力集計

橋脚

格点	CASE No.	割増係数	常時換算前断面力						常時換算後断面力					
			Fx (tf)	Sy (tf)	Sz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	Fx (tf)	Sy (tf)	Sz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)
Pt. 205	C1	1.00	2485.18	0.00	0.00	0.00	-95.69	1266.00	0.76	0.00	0.00	0.00	-95.69	1266.00
	C2	1.00	3250.49	0.00	-1.20	0.00	-112.74	1273.25	3250.49	0.00	-1.20	0.00	-112.74	1273.25
	C3	1.00	2828.08	0.00	-1.20	0.00	137.17	1068.10	2828.08	0.00	-1.20	0.00	137.17	1068.10
	C4	1.35	2805.61	0.00	-1558.20	0.00	24263.92	1360.98	2078.23	0.00	-1154.22	0.00	17973.27	1008.13
	C5	1.35	2383.19	0.00	-1558.20	0.00	24513.84	1155.83	1765.33	0.00	-1154.22	0.00	18158.40	856.17
	C6	1.35	2802.10	0.00	-1558.20	0.00	24267.33	1356.76	2075.63	0.00	-1154.22	0.00	17975.80	1005.01
	C7	1.35	2379.69	0.00	-1558.20	0.00	24517.24	1151.61	1762.73	0.00	-1154.22	0.00	18160.92	853.04
Pt. 217	C1	1.00	2246.71	0.00	0.00	0.00	-83.50	-29.98	0.79	0.00	0.00	0.00	-83.50	-29.98
	C2	1.00	2836.43	0.00	-1.20	0.00	-74.68	-31.11	2836.43	0.00	-1.20	0.00	-74.68	-31.11
	C3	1.00	2851.67	0.00	-1.20	0.00	-8.56	-26.25	2851.67	0.00	-1.20	0.00	-8.56	-26.25
	C4	1.35	2275.27	0.00	-1558.19	0.00	47632.30	-29.15	1685.39	0.00	-1154.21	0.00	35283.19	-21.59
	C5	1.35	2290.52	0.00	-1558.19	0.00	47698.41	-24.29	1696.68	0.00	-1154.21	0.00	35332.16	-17.99
	C6	1.35	2275.21	0.00	-1558.19	0.00	47633.43	-29.08	1685.34	0.00	-1154.21	0.00	35284.02	-21.54
	C7	1.35	2290.45	0.00	-1558.19	0.00	47699.55	-24.22	1696.63	0.00	-1154.21	0.00	35333.00	-17.94

表-7. 2. 14 上部工断面力の最大・最小抽出

橋脚

格点		CASE No.	Fx (tf)	Sy (tf)	Sz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	
Pt. 1	Fx	MAX	C5	15335.59	-327.13	359.34	57545.52	647.69	0.00
		MIN	C1	0.00	0.00	683.77	343.48	3.87	0.00
	Sy	MAX	C1	0.00	0.00	683.77	343.48	3.87	0.00
		MIN	C7	15119.69	-237.31	360.76	57552.04	647.76	0.00
	Sz	MAX	C3	12.97	-0.31	1076.83	1135.25	12.78	0.00
		MIN	C4	15335.59	-327.13	221.27	56992.95	641.47	0.00
	Mx	MAX	C7	15119.69	-237.31	360.76	57552.04	647.76	0.00
		MIN	C1	0.00	0.00	683.77	343.48	3.87	0.00
	My	MAX	C7	15119.69	-237.31	360.76	57552.04	647.76	0.00
		MIN	C1	0.00	0.00	683.77	343.48	3.87	0.00
	Mz	MAX	-	-	-	-	-	-	-
		MIN	-	-	-	-	-	-	-
Pt. 3	Fx	MAX	C5	15337.63	279.37	-288.79	57306.99	5000.58	9849.60
		MIN	C1	0.00	0.00	-191.20	-196.63	12321.23	0.00
	Sy	MAX	C7	15117.90	359.37	-287.38	57311.12	5071.53	5480.49
		MIN	C1	0.00	0.00	-191.20	-196.63	12321.23	0.00
	Sz	MAX	C3	12.97	0.28	-98.14	140.68	24509.44	8.04
		MIN	C4	15337.63	279.37	-426.85	56988.75	-1929.22	9849.60
	Mx	MAX	C7	15117.90	359.37	-287.38	57311.12	5071.53	5480.49
		MIN	C2	12.97	0.28	-284.53	-288.94	15154.21	8.04
	My	MAX	C3	12.97	0.28	-98.14	140.68	24509.44	8.04
		MIN	C4	15337.63	279.37	-426.85	56988.75	-1929.22	9849.60
	Mz	MAX	C5	15337.63	279.37	-288.79	57306.99	5000.58	9849.60
		MIN	C1	0.00	0.00	-191.20	-196.63	12321.23	0.00
Pt. 5	Fx	MAX	C5	15326.32	-352.62	458.03	30685.03	-22501.79	-10616.25
		MIN	C1	0.00	0.00	919.00	77.33	-17853.28	0.00
	Sy	MAX	C5	15326.32	-352.62	458.03	30685.03	-22501.79	-10616.25
		MIN	C1	0.00	0.00	919.00	77.33	-17853.28	0.00
	Sz	MAX	C2	12.96	-0.34	1290.99	163.45	-27180.06	-13.15
		MIN	C7	15103.21	-282.59	456.85	30686.13	-22363.24	-18861.30
	Mx	MAX	C6	15103.21	-282.59	631.68	30726.36	-36049.18	-18861.30
		MIN	C1	0.00	0.00	919.00	77.33	-17853.28	0.00
	My	MAX	C3	12.96	-0.34	1054.97	109.14	-8704.04	-13.15
		MIN	C4	15326.32	-352.62	632.87	30725.26	-36187.73	-10616.25
	Mz	MAX	C1	0.00	0.00	919.00	77.33	-17853.28	0.00
		MIN	C7	15103.21	-282.59	456.85	30686.13	-22363.24	-18861.30
Pt. 17	Fx	MAX	C5	15312.67	-432.06	648.16	-1086.50	-45287.67	-26748.26
		MIN	C1	0.00	0.00	874.98	124.30	-14552.81	0.00
	Sy	MAX	C1	0.00	0.00	874.98	124.30	-14552.81	0.00
		MIN	C5	15312.67	-432.06	648.16	-1086.50	-45287.67	-26748.26
	Sz	MAX	C3	12.94	-0.44	1174.97	157.32	-19825.77	-33.14
		MIN	C7	15078.96	-424.17	648.16	-1086.61	-45291.21	-47530.76
	Mx	MAX	C2	12.94	-0.44	1174.97	168.17	-19505.17	-33.14
		MIN	C7	15078.96	-424.17	648.16	-1086.61	-45291.21	-47530.76
	My	MAX	C1	0.00	0.00	874.98	124.30	-14552.81	0.00
		MIN	C7	15078.96	-424.17	648.16	-1086.61	-45291.21	-47530.76
	Mz	MAX	C1	0.00	0.00	874.98	124.30	-14552.81	0.00
		MIN	C7	15078.96	-424.17	648.16	-1086.61	-45291.21	-47530.76
Pt. 19	Fx	MAX	C5	15319.47	172.81	0.03	315.36	-29099.67	-11626.70
		MIN	C1	0.00	0.00	0.00	-82.61	7323.50	0.00
	Sy	MAX	C5	15319.47	172.81	0.03	315.36	-29099.67	-11626.70
		MIN	C1	0.00	0.00	0.00	-82.61	7323.50	0.00
	Sz	MAX	C7	15085.65	170.18	0.03	315.40	-29103.21	-32672.51
		MIN	C1	0.00	0.00	0.00	-82.61	7323.50	0.00
	Mx	MAX	C7	15085.65	170.18	0.03	315.40	-29103.21	-32672.51
		MIN	C2	12.95	0.15	0.00	-111.36	9871.62	-18.56
	My	MAX	C2	12.95	0.15	0.00	-111.36	9871.62	-18.56
		MIN	C7	15085.65	170.18	0.03	315.40	-29103.21	-32672.51
	Mz	MAX	C1	0.00	0.00	0.00	-82.61	7323.50	0.00
		MIN	C7	15085.65	170.18	0.03	315.40	-29103.21	-32672.51

表-7. 2. 15 橋脚断面力の最大・最小抽出

橋脚

格点		CASE No.	Fx (tf)	Sy (tf)	Sz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	
Pt. 205	Fx	MAX	C2	3250.49	0.00	-1.20	0.00	-112.74	1273.25
		MIN	C1	0.76	0.00	0.00	0.00	-95.69	1266.00
	Sy	MAX	-	-	-	-	-	-	-
		MIN	-	-	-	-	-	-	-
	Sz	MAX	C1	0.76	0.00	0.00	0.00	-95.69	1266.00
		MIN	C7	1762.73	0.00	-1154.22	0.00	18160.92	853.04
	Mx	MAX	-	-	-	-	-	-	-
		MIN	-	-	-	-	-	-	-
	My	MAX	C7	1762.73	0.00	-1154.22	0.00	18160.92	853.04
		MIN	C2	3250.49	0.00	-1.20	0.00	-112.74	1273.25
	Mz	MAX	C2	3250.49	0.00	-1.20	0.00	-112.74	1273.25
		MIN	C7	1762.73	0.00	-1154.22	0.00	18160.92	853.04
Pt. 217	Fx	MAX	C3	2851.67	0.00	-1.20	0.00	-8.56	-26.25
		MIN	C1	0.79	0.00	0.00	0.00	-83.50	-29.98
	Sy	MAX	-	-	-	-	-	-	-
		MIN	-	-	-	-	-	-	-
	Sz	MAX	C1	0.79	0.00	0.00	0.00	-83.50	-29.98
		MIN	C7	1696.63	0.00	-1154.21	0.00	35333.00	-17.94
	Mx	MAX	-	-	-	-	-	-	-
		MIN	-	-	-	-	-	-	-
	My	MAX	C7	1696.63	0.00	-1154.21	0.00	35333.00	-17.94
		MIN	C1	0.79	0.00	0.00	0.00	-83.50	-29.98
	Mz	MAX	C7	1696.63	0.00	-1154.21	0.00	35333.00	-17.94
		MIN	C2	2836.43	0.00	-1.20	0.00	-74.68	-31.11

2. 変位・断面力図

次頁から、以下の変位・断面力図を示す。

1) 変位図

組合せ荷重ケースC1～C3 変位;DZ (図-7.2.4～6)

組合せ荷重ケースC4～C7 変位;DY (図-7.2.7～10)

2) 断面力図

組合せ荷重ケースC1～C7 上部工断面力;My (図-7.2.11～17)

組合せ荷重ケースC4～C7 上部工断面力;Mz (図-7.2.18～21)

組合せ荷重ケースC4～C7 橋脚断面力 ;My (図-7.2.22～25)

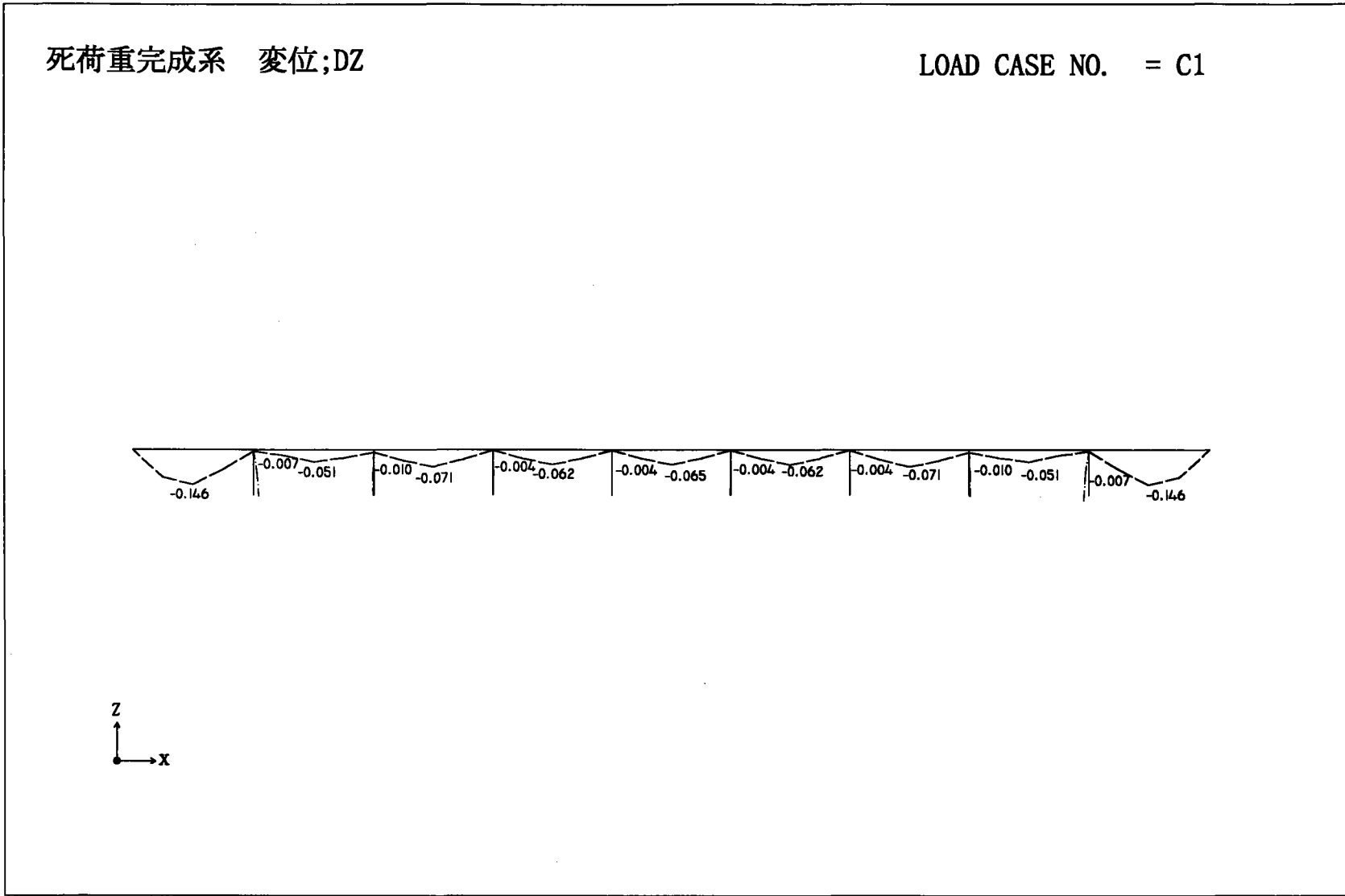


図-7. 2. 4 変位;DZ(荷重ケース.C1)

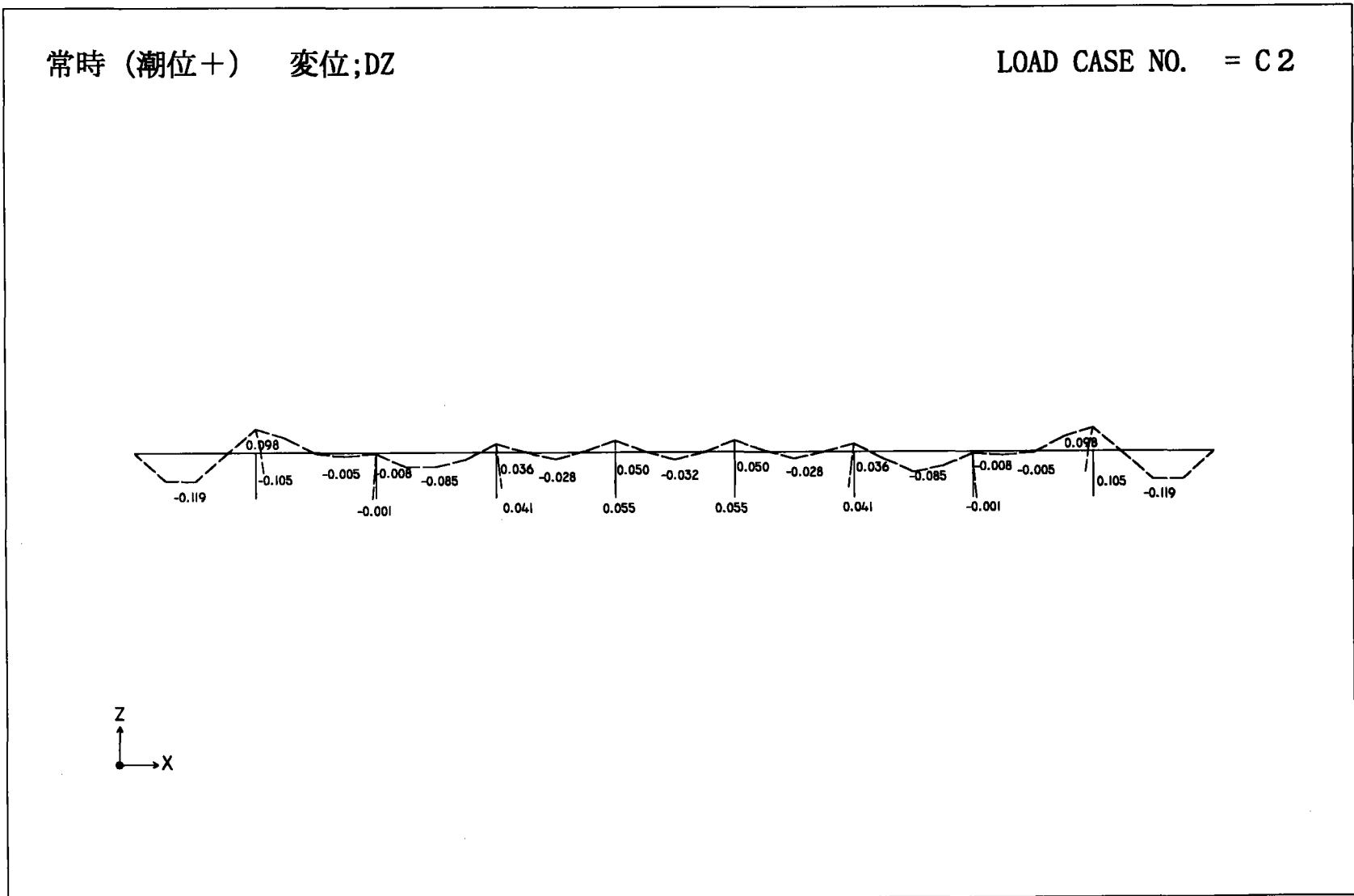


図-7. 2. 5 変位;DZ(荷重ケース.C2)

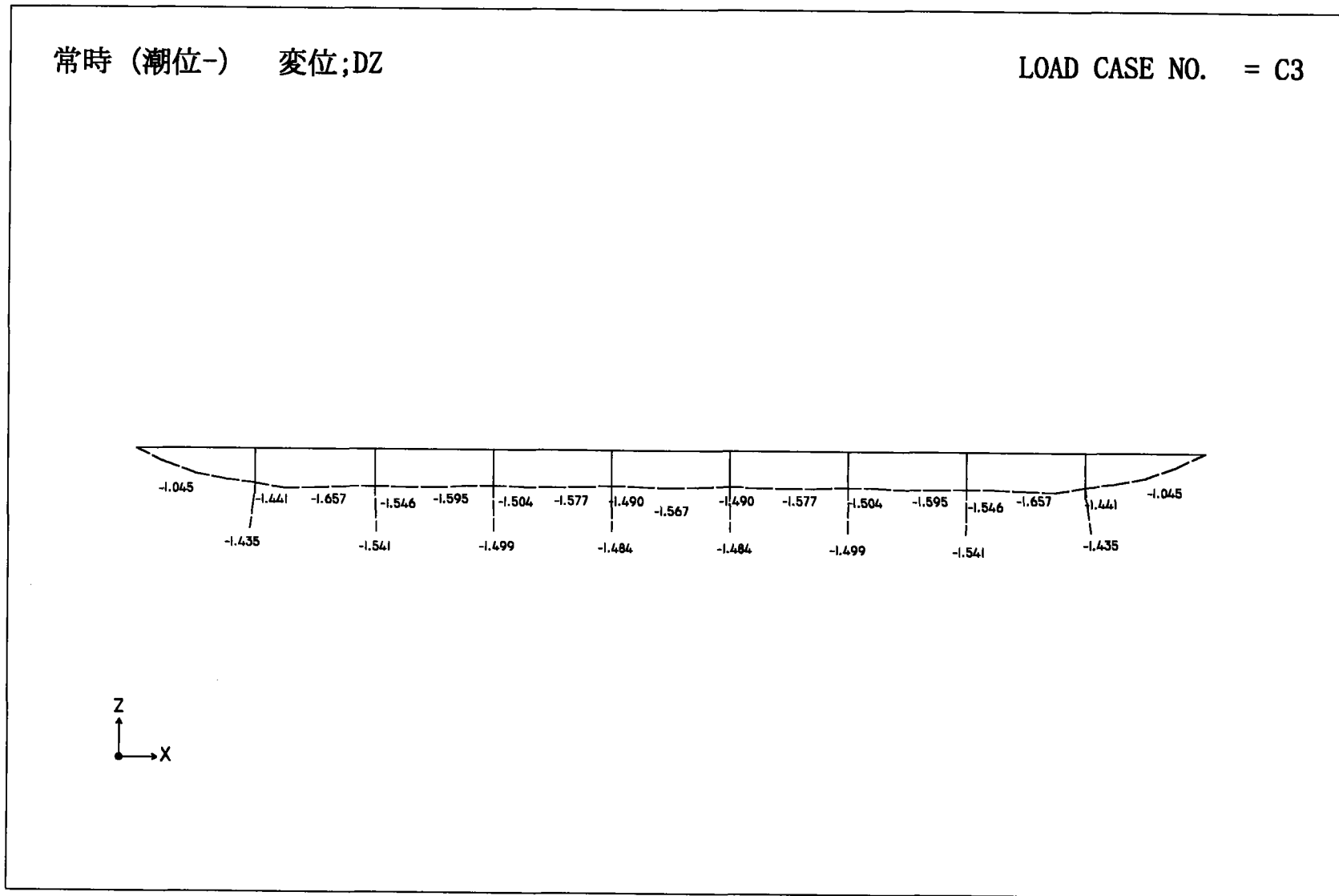


図-7. 2. 6 変位;DZ(荷重ケース.C3)

暴風+温度時 (潮位+, 温度+) 変位;DY

LOAD CASE NO. = C4

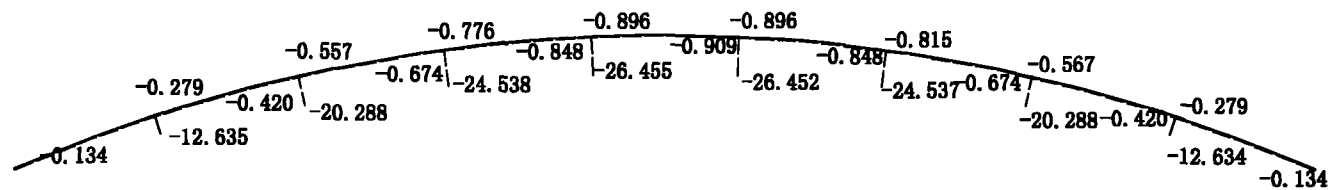


図-7. 2. 7 変位;DY(荷重ケース.C4)

暴風+温度時 (潮位-, 温度+) 変位;DY

LOAD CASE NO. = C5

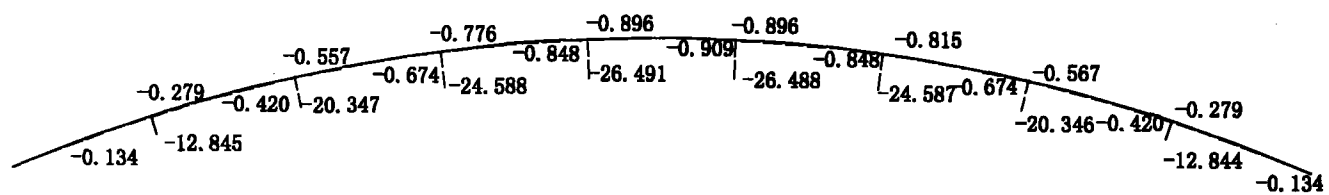
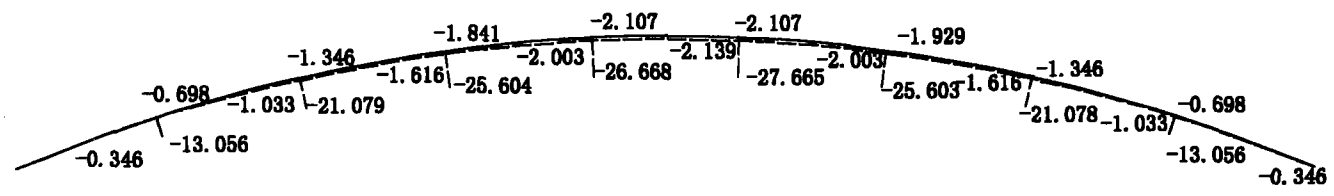


図-7. 2. 8 変位;DY (荷重ケース.C5)

暴風+温度時 (潮位+, 温度-) 変位;DY

LOAD CASE NO. = C6



暴風+温度時 (潮位-, 温度-) 変位;DY

LOAD CASE NO. = C7

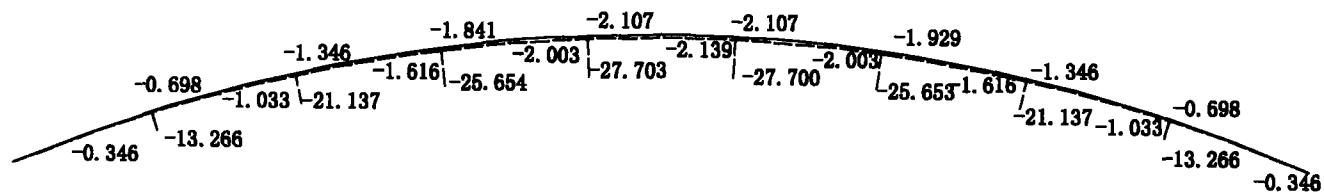


図-7. 2. 10 変位DY(荷重ケース. C7)

死荷重完成系 上部工断面力;MY

LOAD CASE NO. = C1

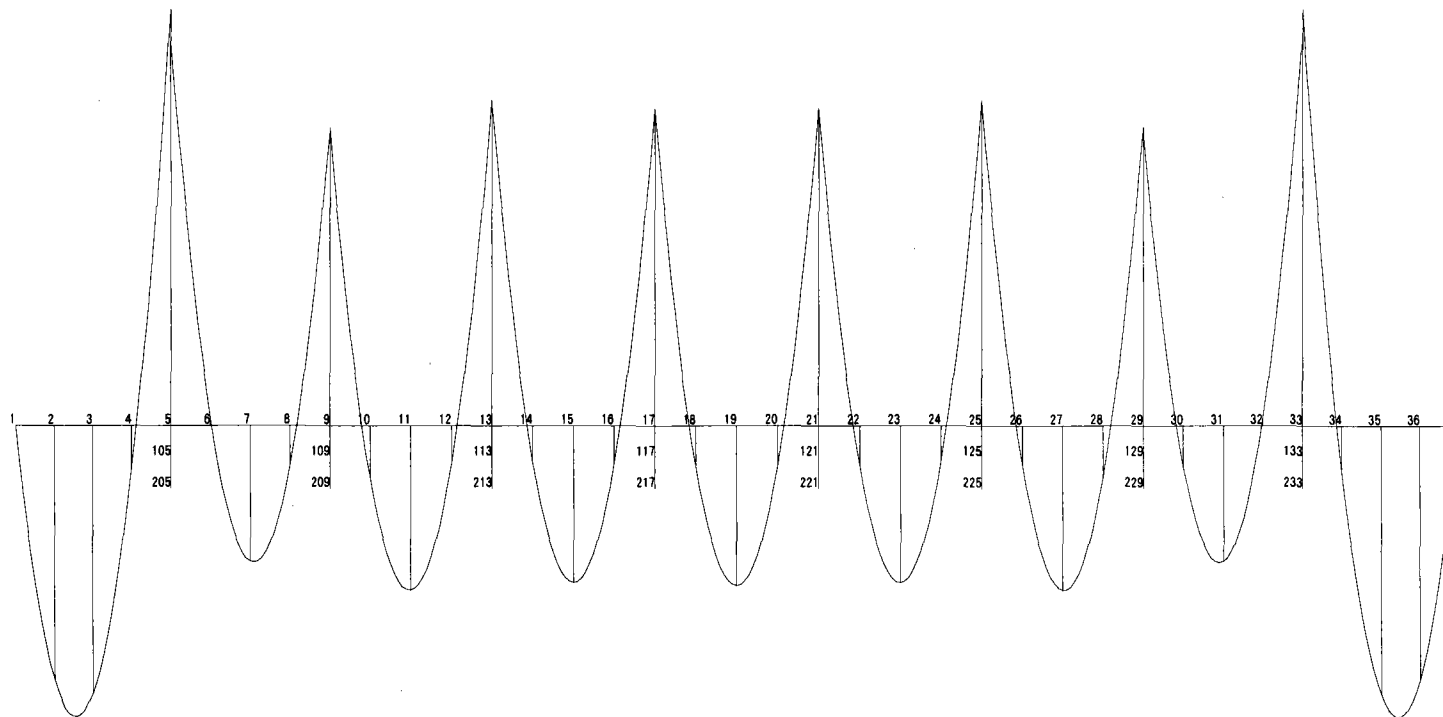


図-7.2.11 上部工断面力;My(荷重ケース.C1)

常時 (潮位+) 上部工断面力; MY

LOAD CASE NO. = C2

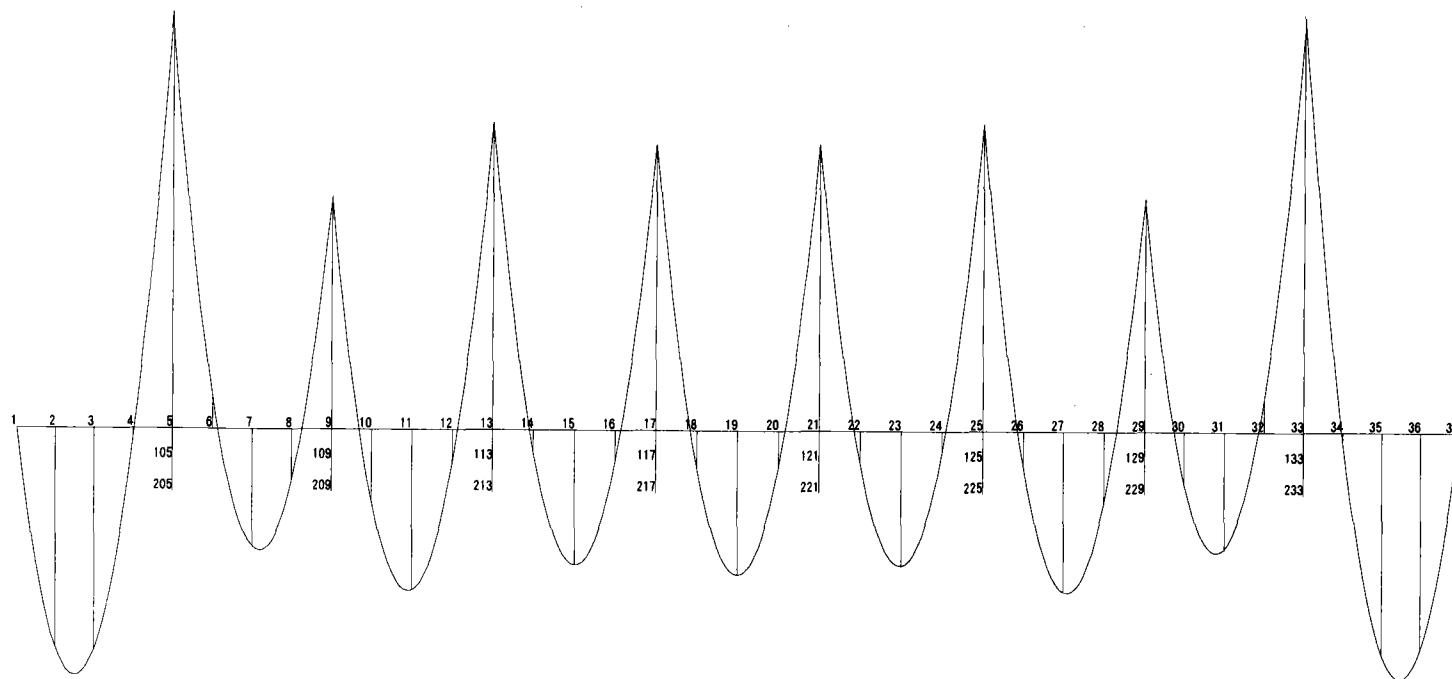


図-7.2.12 上部工断面力; My (荷重ケース.C2)

常時 (潮位-) 上部工断面力; MY

LOAD CASE NO. = C3

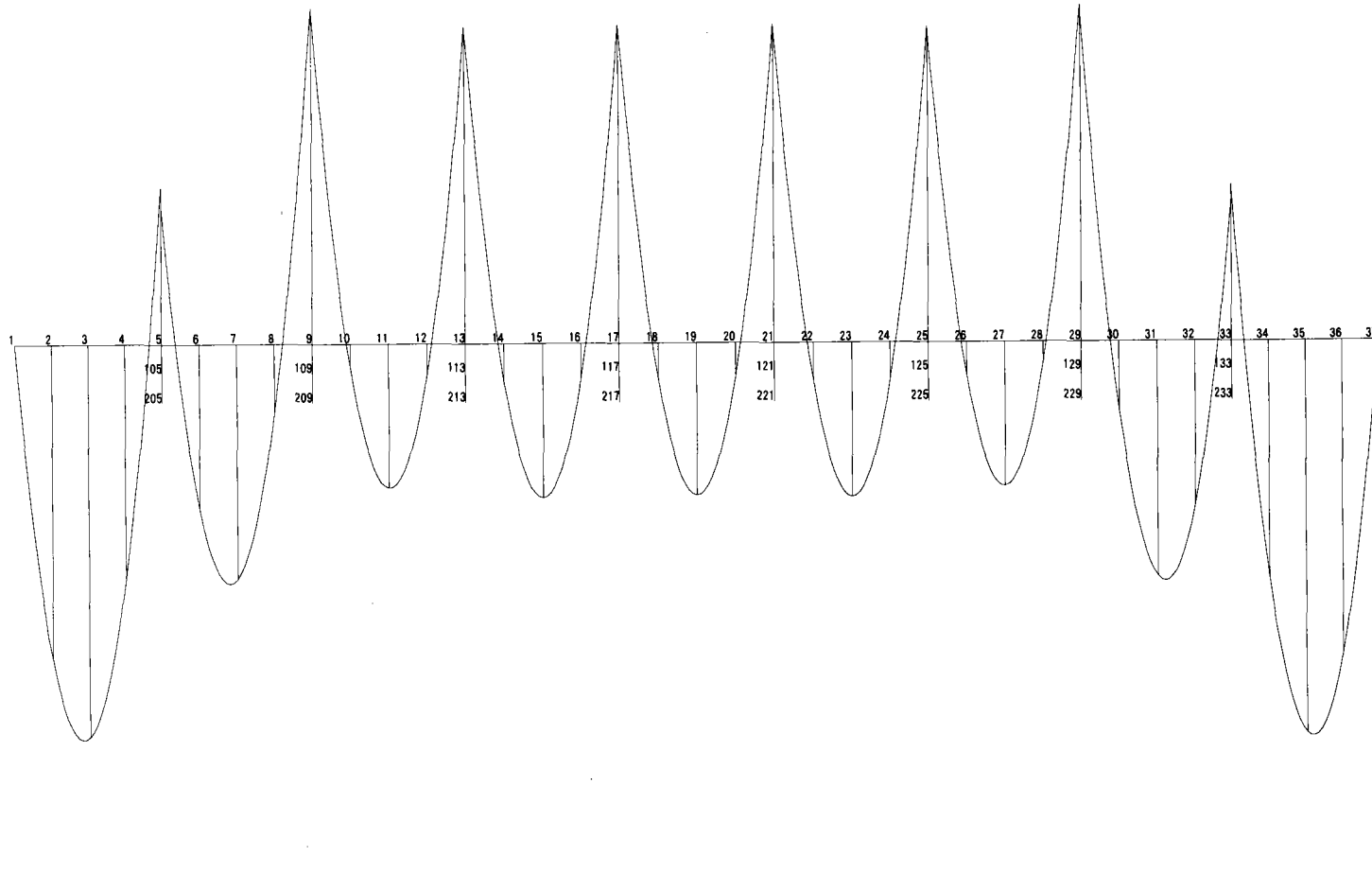


図-7.2.13 上部工断面力; My (荷重ケース.C3)

暴風+温度時 (潮位+, 温度+) 上部工断面力; MY

LOAD CASE NO. = C4

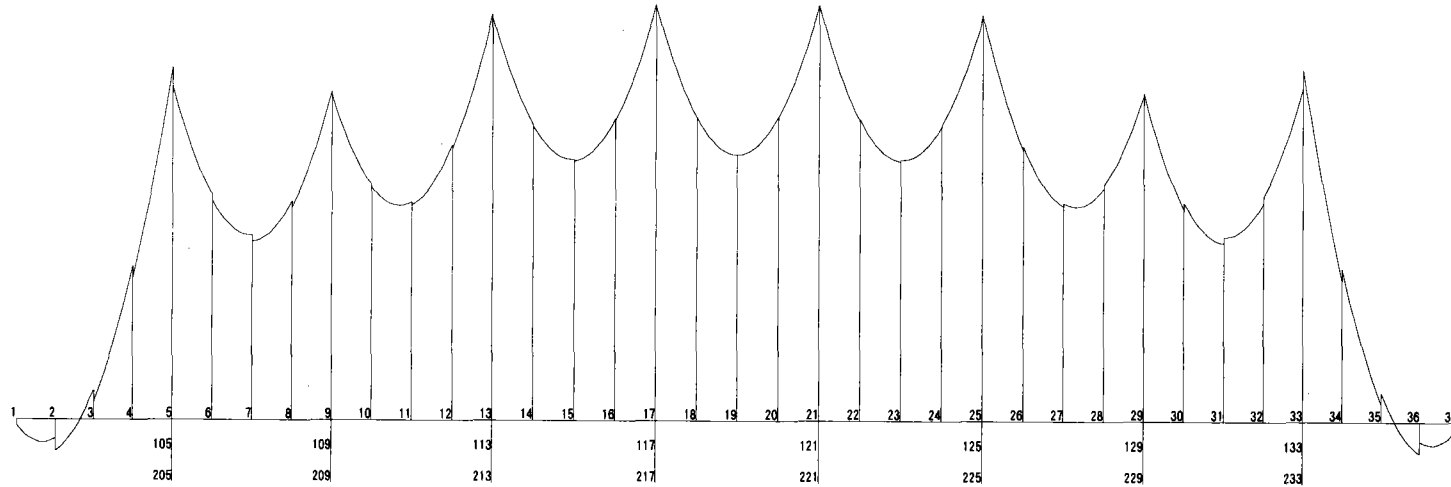


図-7.2.14 上部工断面力; My (荷重ケース.C4)

暴風+温度時 (潮位-, 温度+) 上部工断面力; MY

LOAD CASE NO. = C5

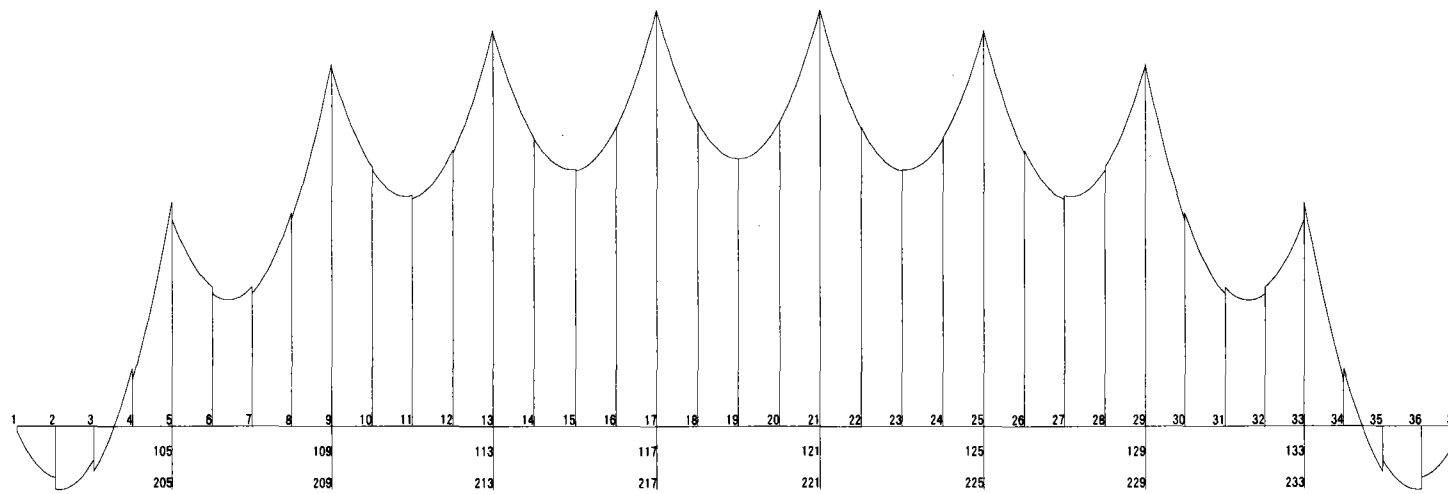


図-7.2.15 上部工断面力; My (荷重ケース.C5)

暴風+温度時 (潮位+, 温度-) 上部工断面力; MY

LOAD CASE NO. = C6

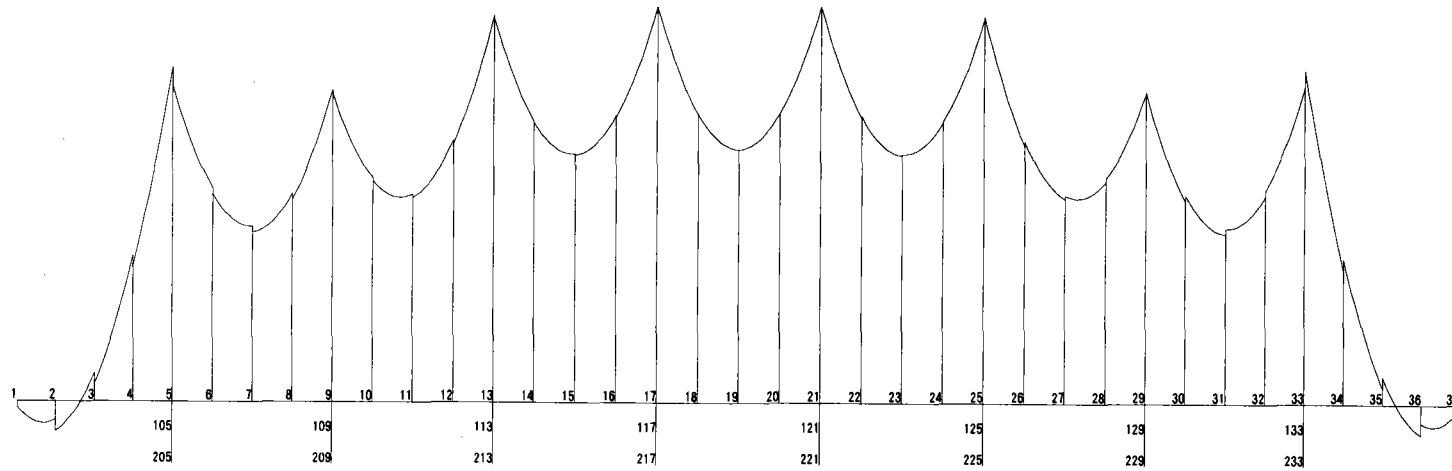


図-7.2.16 上部工断面力; My (荷重ケース.C6)

暴風+温度時 (潮位-, 温度-) 上部工断面力; MY

LOAD CASE NO. = C7

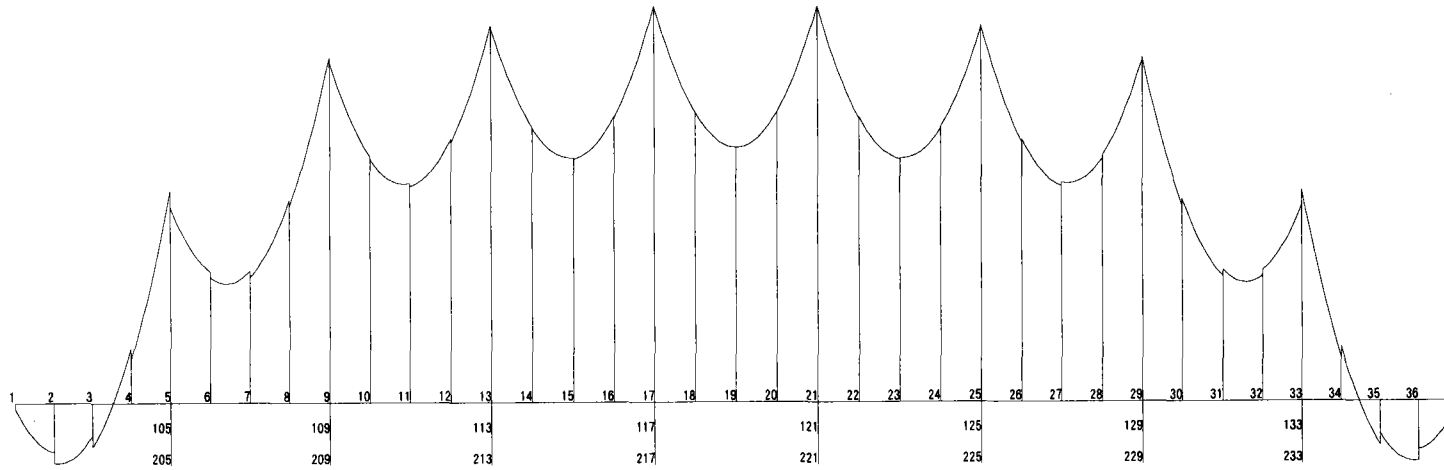


図-7.2.17 上部工断面力; My (荷重ケース.C7)

暴風+温度時 (潮位+, 温度+) 上部工断面力; Mz

LOAD CASE NO. = C4

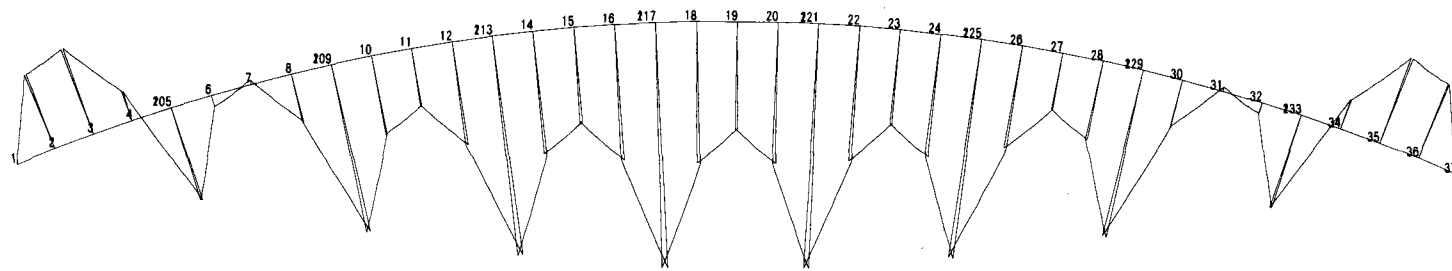


図-7.2.18 上部工断面力; Mz(荷重ケース.C4)

暴風+温度時（潮位-，温度+） 上部工断面力；Mz

LOAD CASE NO. = C5

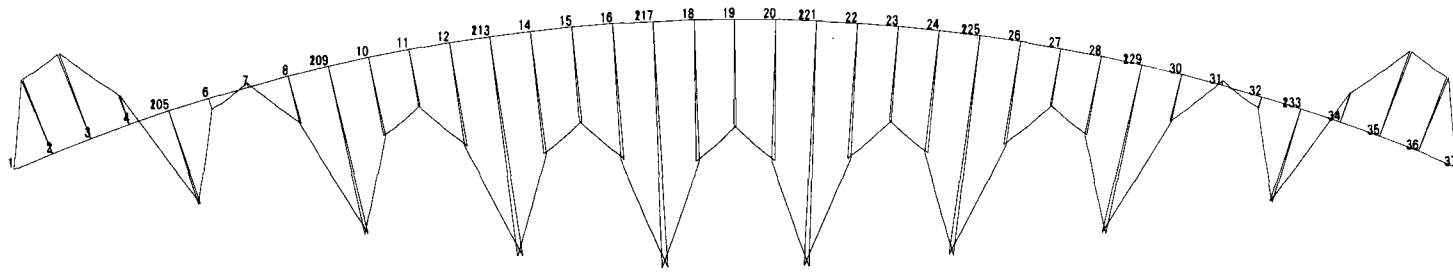


図-7.2.19 上部工断面力；Mz(荷重ケース.C5)

暴風+温度時 (潮位+, 温度-) 上部工断面力; Mz

LOAD CASE NO. = C6

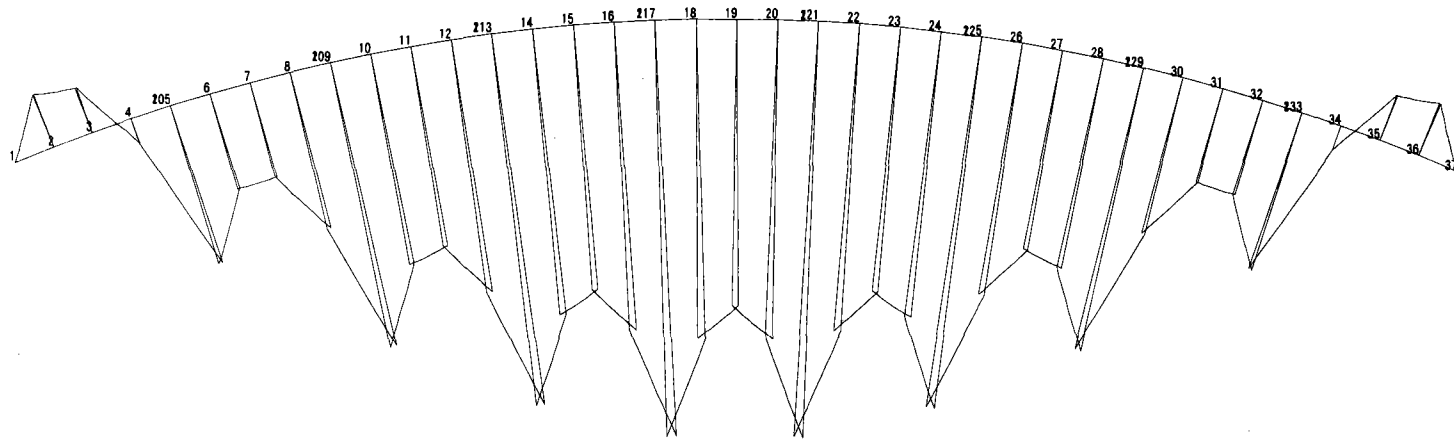


図-7.2.20 上部工断面力; Mz(荷重ケース.C6)

暴風+温度時 (潮位-, 温度-) 上部工断面力;Mz

LOAD CASE NO. = C7

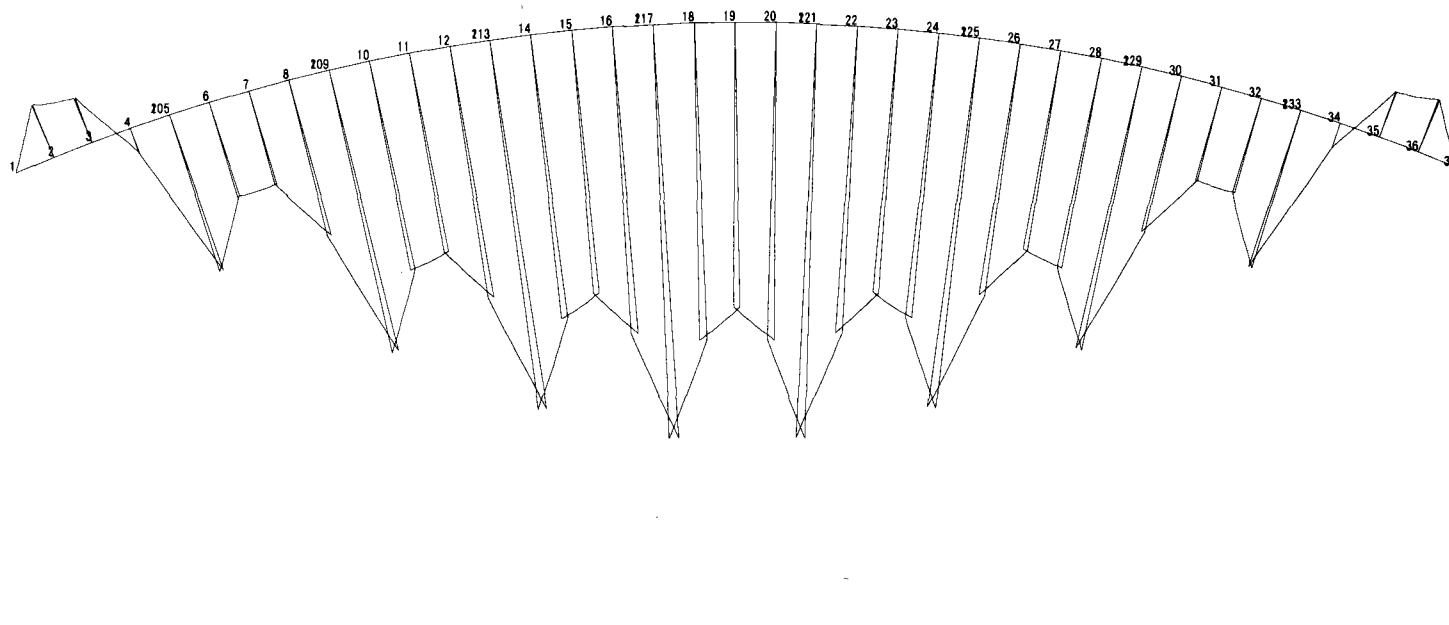


図-7.2.21 上部工断面力;Mz(荷重ケース.C7)

暴風+温度時 (潮位+, 温度+) 橋脚断面力;MY

LOAD CASE NO. = C4

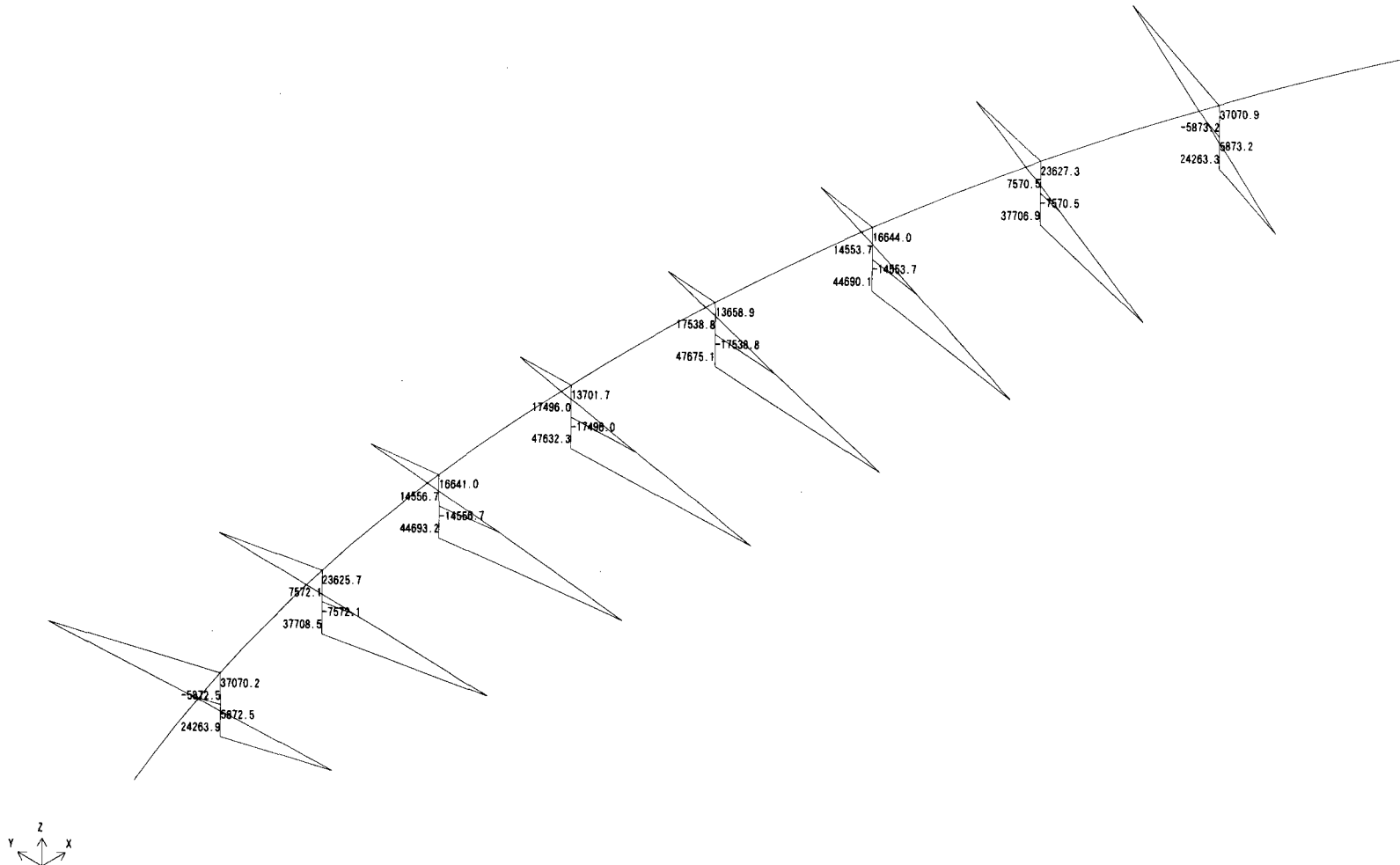


図-7.2.22 橋脚断面力;My(荷重ケース.C4)

暴風+温度時 (潮位-, 温度+) 橋脚断面力;MY

LOAD CASE NO. = C5

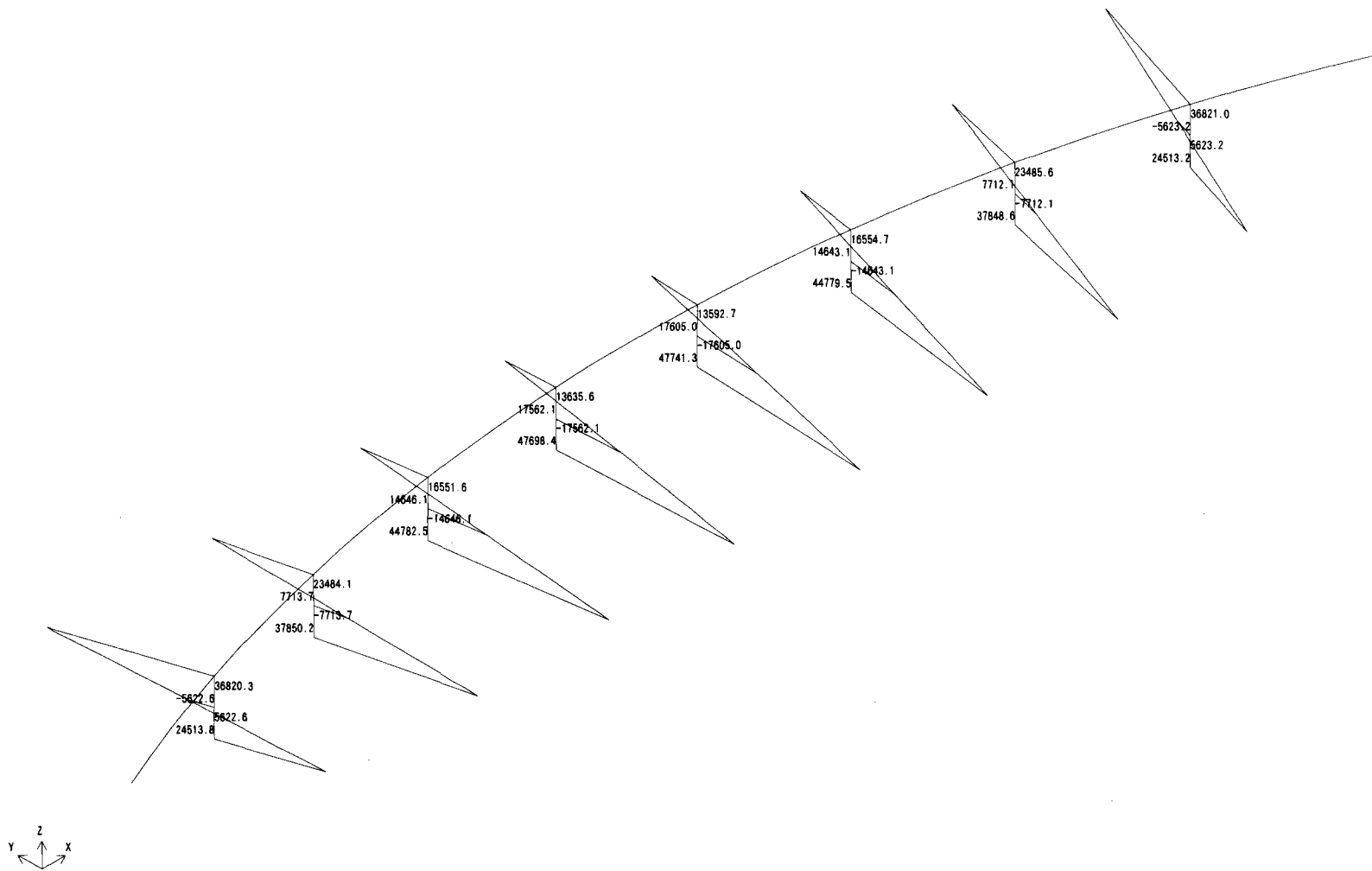


図-7.2.23 橋脚断面力;My(荷重ケース.C5)

暴風+温度時 (潮位+, 温度-) 橋脚断面力; My

LOAD CASE NO. = C6

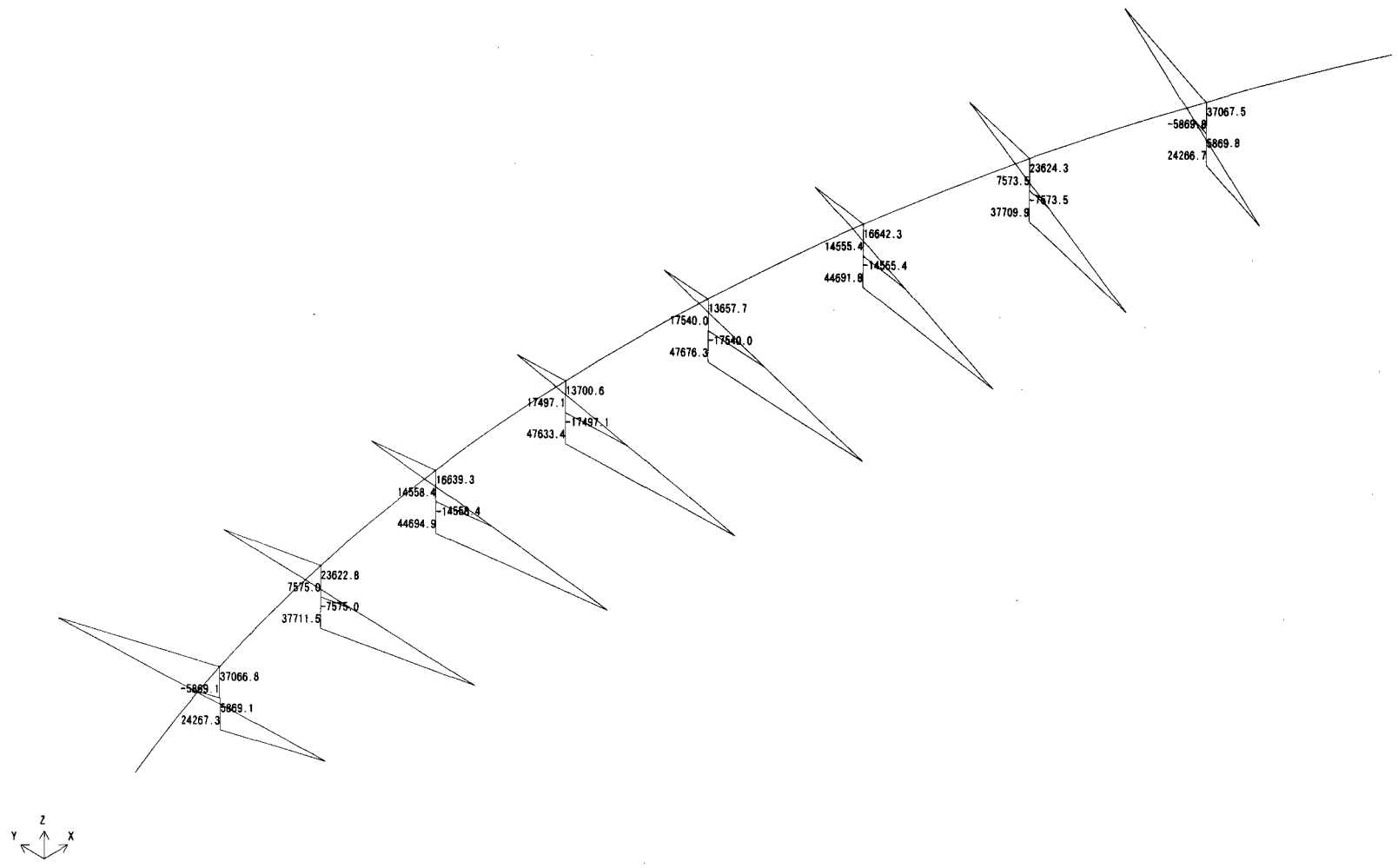


図-7.2.24 橋脚断面力; My(荷重ケース.C6)

暴風+温度時 (潮位-, 温度-) 橋脚断面力;MY

LOAD CASE NO. = C7

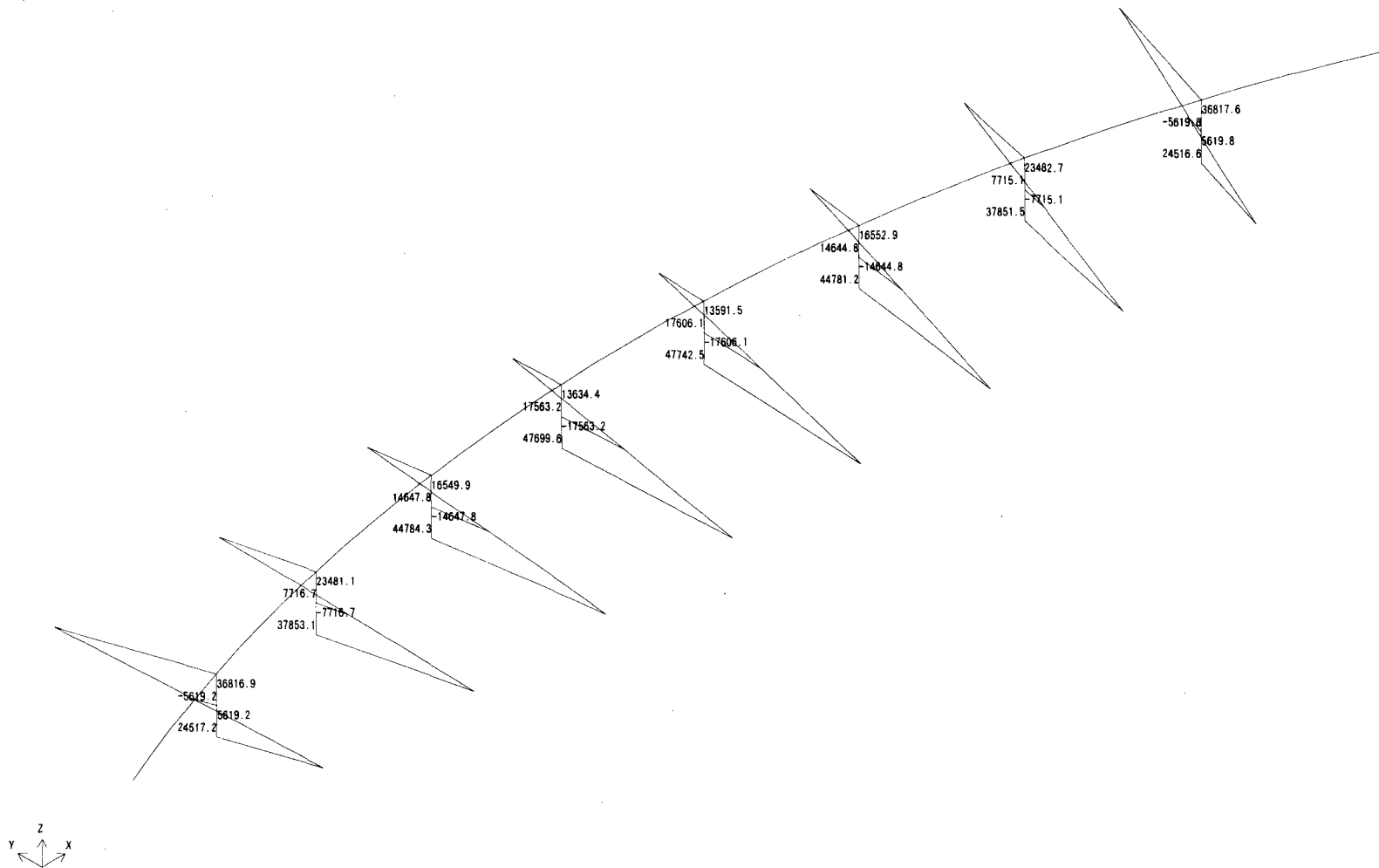


図-7.2.25 橋脚断面力;My(荷重ケース.C7)

7. 2. 5 上部工の概略断面計算結果

1. 計算断面力

解析モデルは1本棒として計算されているため、断面力を2主桁にそれぞれ分担させる。

表-7. 2. 16 上部工断面力

節点 No.	荷重 ケース	解析モデル常時換算値						1主桁あたりの分担値			
		AXIAL	SHEAR-y	SHEAR-z	MOMENT	MOMENT	MOMENT	AXIAL	SHEAR-y	SHEAR-z	MOMENT
		(t)	(t)	(t)	-x (t・m)	-y (t・m)	-z (t・m)	(t)	(t)	(t)	-y (t・m)
Pt.1	CASE1	0.00	0.00	683.77	343.48	3.87	0.00	0.00	0.00	362.09	1.94
	CASE2	12.97	-0.31	890.44	389.29	4.38	0.00	-6.49	-0.16	468.12	2.19
	CASE3	12.97	-0.31	1076.83	1135.25	12.78	0.00	-6.49	-0.16	605.19	6.39
	CASE4	15335.59	-327.13	221.27	56992.95	641.47	0.00	-7667.80	-163.57	3463.16	320.74
	CASE5	15335.59	-327.13	359.34	57545.52	647.69	0.00	-7667.80	-163.57	3564.70	323.85
	CASE6	15119.69	-237.31	222.69	56999.48	641.55	0.00	-7559.85	-118.66	3464.26	320.78
	CASE7	15119.69	-237.31	360.76	57552.04	647.76	0.00	-7559.85	-118.66	3565.79	323.88
Pt.3	CASE1	0.00	0.00	-191.20	-196.63	12321.23	0.00	0.00	0.00	-107.17	6160.62
	CASE2	12.97	0.28	-284.53	-288.94	15154.21	8.04	-6.01	0.14	-159.26	7577.11
	CASE3	12.97	0.28	-98.14	140.68	24509.44	8.04	-6.01	0.14	-40.79	12254.72
	CASE4	15337.63	279.37	-426.85	56988.75	-1926.22	9849.60	-7089.43	139.69	3138.85	-963.11
	CASE5	15337.63	279.37	-288.79	57306.99	5000.58	9849.60	-7089.43	139.69	3226.60	2500.29
	CASE6	15117.90	359.37	-425.44	56992.88	-1858.27	5480.49	-7236.57	179.69	3139.80	-929.14
	CASE7	15117.90	359.37	-287.38	57311.12	5071.53	5480.49	-7236.57	179.69	3227.55	2535.77
Pt.5	CASE1	0.00	0.00	919.00	77.33	-17853.28	0.00	0.00	0.00	464.05	-8926.64
	CASE2	12.96	-0.34	1290.99	163.45	-27180.06	-13.15	-7.25	-0.17	655.11	-13590.03
	CASE3	12.96	-0.34	1054.97	109.14	-8704.04	-13.15	-7.25	-0.17	533.91	-4352.02
	CASE4	15326.32	-352.62	632.87	30725.26	-36187.73	-10616.25	-8287.65	-176.31	2123.80	-18093.87
	CASE5	15326.32	-352.62	458.03	30685.03	-22501.79	-10616.25	-8287.65	-176.31	2034.02	-11250.90
	CASE6	15103.21	-282.59	631.68	30726.36	-36049.18	-18861.30	-8661.09	-141.30	2123.27	-18024.59
	CASE7	15103.21	-282.59	456.85	30686.13	-22363.24	-18861.30	-8661.09	-141.30	2033.49	-11181.62
Pt.17	CASE1	0.00	0.00	874.98	124.30	-14552.81	0.00	0.00	0.00	444.80	-7276.41
	CASE2	12.94	-0.44	1174.97	168.17	-19505.17	-33.14	-8.42	-0.22	597.38	-9752.59
	CASE3	12.94	-0.44	1174.97	157.32	-19825.77	-33.14	-8.42	-0.22	596.74	-9912.89
	CASE4	15312.67	-432.06	648.16	-1078.45	-45050.19	-26748.26	-9229.76	-216.03	260.64	-22525.10
	CASE5	15312.67	-432.06	648.16	-1086.50	-45287.67	-26748.26	-9229.76	-216.03	260.17	-22643.84
	CASE6	15078.96	-424.17	648.16	-1078.57	-45053.73	-47530.76	-10335.41	-212.09	260.63	-22526.87
	CASE7	15078.96	-424.17	648.16	-1086.61	-45291.21	-47530.76	-10335.41	-212.09	260.16	-22645.61
Pt.19	CASE1	0.00	0.00	0.00	-82.61	7323.50	0.00	0.00	0.00	-4.86	3661.75
	CASE2	12.95	0.15	0.00	-111.36	9871.62	-18.56	-7.57	0.08	-6.55	4935.81
	CASE3	12.95	0.15	0.00	-107.77	9550.85	-18.56	-7.57	0.08	-6.34	4775.43
	CASE4	15319.47	172.81	0.03	312.70	-28862.07	-11626.70	-8343.66	86.41	18.41	-14431.04
	CASE5	15319.47	172.81	0.03	315.36	-29099.67	-11626.70	-8343.66	86.41	18.57	-14549.84
	CASE6	15085.65	170.18	0.03	312.73	-28865.61	-32672.51	-9464.74	85.09	18.41	-14432.81
	CASE7	15085.65	170.18	0.03	315.40	-29103.21	-32672.51	-9464.74	85.09	18.57	-14551.61

2. 断面構成と応力度

表-7. 2. 17 上部工断面構成及び応力度

項目	内 訳	端支点上	側径間中 央	中間支 点上	中央径間 支点	中央径間 中央
断面構成 (mm)	1-U.Flг	15,000*25	15,000*25	15,000*15	15,000*14	15,000*12
	23-U. Rib	320*260*8	320*260*8	320*260*8	320*260*8	320*260*8
	2-Web	4,000*42	4,000*38	4,000*23	4,000*16	4,000*14
	13-Rib	280*28	250*25	360*36	360*36	360*36
	1-L. Flг	5,300*32	5,300*28	5,300*40	5,300*48	5,300*40
	断面積 (cm ²)	11,124	10,385	9,194	8,908	8,024
材 質	U.Flг	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y
	Web, L. Flг	SM490Y	SM490Y	SM570	SM570	SM490Y
応力度 (CASE1) (kgf/cm ²)	U.Flг	0	-397	914	803	-375
	Web	118	39	271	369	5
	L. Flг	0	560	-718	-556	279
	合成応力度	0.010	0.072	0.201	0.166	0.032
応力度 (CASE2) (kgf/cm ²)	U.FLG	-1	-489	1390	1075	-506
	Web	153	58	383	496	6
	L. Flг	-1	688	-1094	-747	376
	合成応力度	0.016	0.108	0.452	0.299	0.058
応力度 (CASE3) (kgf/cm ²)	U.FLG	-1	-790	445	1093	-490
	Web	197	15	312	495	6
	L. Flг	-1	1114	-351	-759	363
	合成応力度	0.027	0.281	0.089	0.306	0.054
応力度 (CASE4) (kgf/cm ²)	U.FLG	-709	-757	1087	1802	608
	Web	1131	1143	1265	258	39
	L. Flг	-666	-873	-2222	-2405	-1970
	合成応力度	0.997	0.969	1.184	0.856	0.880
応力度 (CASE5) (kgf/cm ²)	U.FLG	-709	-955	386	1815	620
	Web	1164	1175	1213	258	39
	L. Flг	-666	-590	-1671	-2414	-1979
	合成応力度	1.049	1.099	0.901	0.862	0.888
応力度 (CASE6) (kgf/cm ²)	U.FLG	-700	-723	1145	1952	776
	Web	1129	1146	1260	257	38
	L. Flг	-680	-844	-2151	-2255	-1802
	合成応力度	0.991	1.044	1.139	0.867	0.736
応力度 (CASE7) (kgf/cm ²)	U.FLG	-700	-922	444	1965	788
	Web	1162	1177	1208	257	38
	L. Flг	-657	-552	-1601	-2264	-1811
	合成応力度	1.043	1.090	0.862	0.879	0.744

7. 2. 6 橋脚の概略断面計算結果

1. 計算要領

- 1) 面内曲げモーメント（橋軸方向軸まわり曲げモーメント）は軸力に換算して計算する。
- 2) 隅角部については計算を省略する。

2. 面内曲げモーメントの換算

表-7. 2. 18(a) 面内曲げモーメントの換算(Pt.205)

Pt. 205	A (tf) AXIAL	B (tf.m) MOMENT-y	C (tf) B換算値	A/2+C (tf)
CASE1	0.76	95.69	5.63	6.01
CASE2	3250.49	112.74	6.63	1631.88
CASE3	2828.08	137.17	8.07	1422.11
CASE4	2078.23	17973.27	1057.25	2096.37
CASE5	1765.33	18158.40	1068.14	1950.81
CASE6	2075.63	17975.80	1057.40	2095.22
CASE7	1762.73	18160.92	1068.29	1949.65

表-7. 2. 18(b) 面内曲げモーメントの換算(Pt.217)

Pt. 217	A (tf) AXIAL	B (tf.m) MOMENT-y	C (tf) B換算値	A/2+C (tf)
CASE1	0.79	83.50	4.91	5.31
CASE2	2836.43	74.68	4.39	1422.61
CASE3	2851.67	8.56	0.50	1426.34
CASE4	1685.39	35283.19	2075.48	2918.18
CASE5	1696.68	35332.16	2078.36	2926.70
CASE6	1685.34	35284.02	2075.53	2918.20
CASE7	1696.63	35333.00	2078.41	2926.73

面外断面力はPt.205、面内断面力はPt.217の断面力を用いて計算する。

3. 柱の有効座屈長

橋軸方向

$$L = 2.2h = 2.2 \times 38 = 83.6 \text{ m}$$

橋軸直角方向

$$k = (I_c/h) / (I_b/L)$$

$$= (129000000/2300) / (39000000/1700)$$

4. 計算結果

1) 断面形状

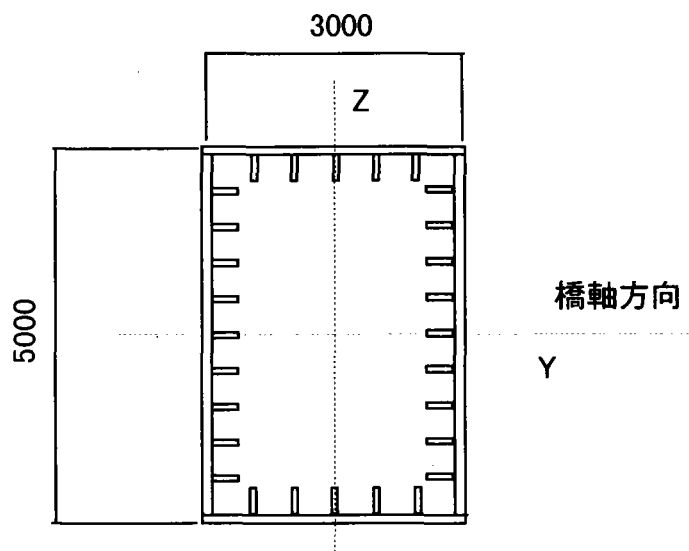


図-7. 2. 26 橋柱の断面形状

2) 断面構成と応力度

表-7. 2. 19 脚柱の断面構成・応力度

断面構成 (mm)	2-Flg PL	3000*17
	10-Rib PL	210*17
	2-Web PL	4966*17
	18-Rib PL	210*17
	断面積(m ²)	0.3708
材質	各部断面	SM400
応力度 (CASE-4) (kgf/cm ²)	Flg (σ)	988 < 1371
	(τ)	223 < 800
	Web (σ)	988 < 1365
	(τ)	223 < 800
	合成応力度	0.702 < 1.2

7. 2. 7 ポンツーンの概略断面計算結果

1. 基本形状

検討の対象とするポンツーンの基本形状を図-7. 2. 27に示す。

ポンツーン断面図

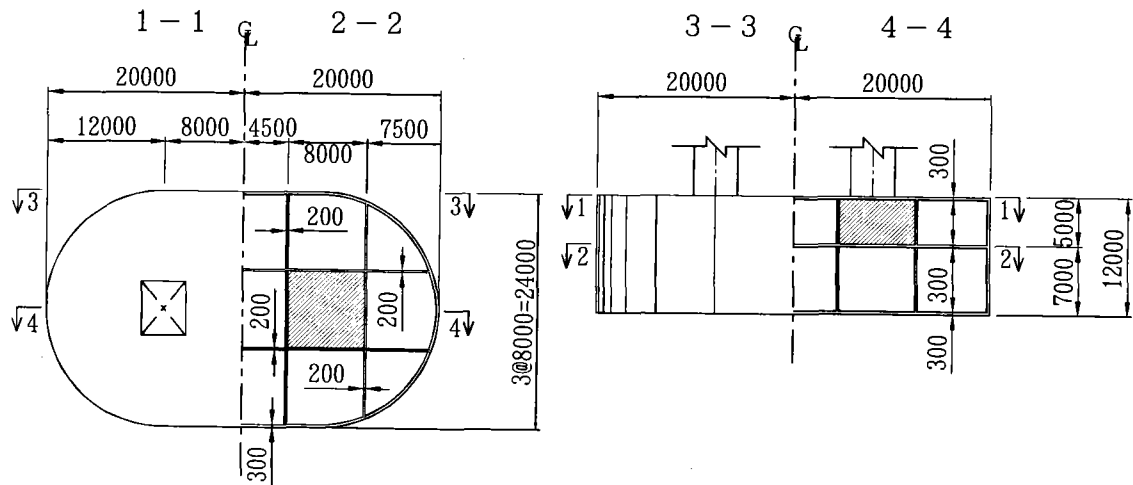


図-7. 2. 27 ポンツーンの基本形状

2. 荷重

ポンツーンの検討を以下の荷重に対して行う。

橋軸面：静水圧(1.00)

橋軸直角面：静水圧+潮流力(1.00)

静水圧+潮流力+波力(1.35)

底板：静水圧(1.00)

()内は許容応力度の割増し係数

ここで、静水圧の計算において、ポンツーンの鉛直変位に伴う水深の増加は考慮するが、回転変位に伴う増加は考慮しない。

また、潮流力および波力は次式で算定した。

潮流力 $f = w / (2 \times g) \times V^2 \times C_d$ <単位面積当たり>

w : 海水密度(1.03tf/m³)

g : 重力加速度(9.8m/s²)

V : 潮流速(0.3m/s)

C_d : 抗力係数(1.05)

波力 $f = w \times H$ <単位面積当たり>

H : 最大波高(1.8 × $H_{1/3} = 6.3\text{m}$)

3. 吃水

1) 完成時 [荷重ケースN0.C1]

浮力から計算する。

端部橋脚(pt205) :

$$D_{c1} = \frac{6783\text{tf/函}}{1.03\text{t/m}^3 \times 836\text{m}^2} = 7.87\text{m}$$

中間橋脚(pt217) :

$$D_{c1} = \frac{6547\text{tf/函}}{1.03\text{t/m}^3 \times 836\text{m}^2} = 7.60\text{m}$$

2) 常時 [荷重ケースN0.C2=C1+活荷重+潮位(+)]

C1およびC2の解析結果により、活荷重+潮位(+)によるポンツーンの鉛直変位量(上昇)は、端部橋脚で10.3cm、中間橋脚で5.5cmである。潮位の変動量は+0.77mであるから、吃水は以下に示すものとなる。

端部橋脚(pt205) :

$$D_{c2} = 7.87\text{m} + (0.77\text{m} - 0.10\text{m}) = 8.54\text{m}$$

中間橋脚(pt217) :

$$D_{c2} = 7.60\text{m} + (0.77\text{m} - 0.06\text{m}) = 8.31\text{m}$$

3) 常時 [荷重ケースN0.C3=C1+活荷重+潮位(-)]

同様に、

端部橋脚(pt205) :

$$D_{c2} = 7.87\text{m} + (-0.77\text{m} + 1.44\text{m}) = 8.54\text{m}$$

中間橋脚(pt217) :

$$D_{c2} = 7.60\text{m} + (-0.77\text{m} + 1.48\text{m}) = 8.31\text{m}$$

4. 断面力の算定

断面力の算定は、外壁および底版を中壁と中床版で支持された4辺固定板と考え、板の公式¹⁾を用いて行った。

橋軸直角面の荷重としては、静水圧+潮流力よりも静水圧+潮流力+波力の常時換算値の方が大きいため、後者で設計した。

表-7.2.20に断面力の算定結果を示す。

表-7.2.20 断面力の算定結果

部材	荷重状態	部材位置		断面力の方向	曲げモーメント (tf・m/m)
橋軸面	静水圧	板中央		水平軸回り	7.5
				鉛直軸回り	4.6
		板 支 点	下端	水平軸回り	-20.5
			左右端	鉛直軸回り	-14.6
橋軸直角面	静水圧 +潮流力 +波力 <常時換算>	板中央		水平軸回り	10.8
				鉛直軸回り	8.4
		板 支 点	下端	水平軸回り	-28.7
			左右端	鉛直軸回り	-23.9
底版	静水圧	板中央		橋軸直角回 り	14.1
				橋軸回り	11.3
		板支点		橋軸直角回 り	-35.0
				橋軸回り	-31.9

注) 曲げモーメントの符号：正は内側引張、負は外側引張。

(5) 断面検討

部材厚30cmの鋼コンクリート合成構造として設計した。ここで鋼板は外側のみに配置し、応力部材と防水層としての機能を有する。鋼板厚は道路橋示方書の最小肉厚8mmを参考に設定した。内側には応力部材として鉄筋を配置した。

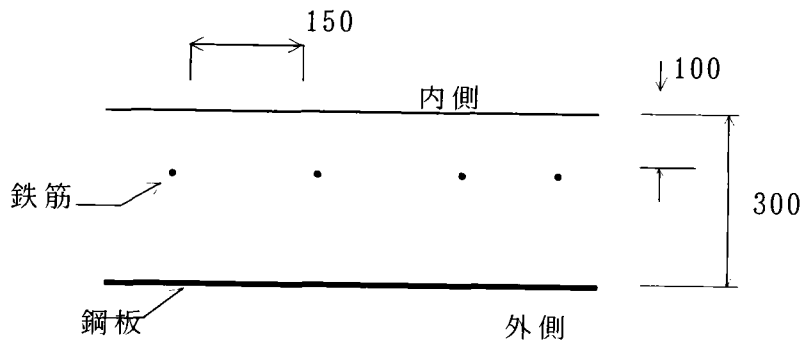


図-7.2.28 ポンツーン断面

表-7.2.21(a)~(c)に検討結果を示す。

橋軸直角面および底版の支点部におけるコンクリート応力度が大きくなる傾向にあるが、 $\sigma_{c,k} = 450 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートを用いれば、部材厚30cmのままで対応可能である。

また、部材厚を35cmとすれば、 $\sigma_{c,k} = 300 \sim 350 \text{ kgf/cm}^2$ 程度のコンクリートで対応できる。

表-7.2.21(a) 橋軸面の応力度の計算結果

		板中央		板支点	
				下端	左右端
		水平軸 回り	鉛直軸 回り	水平軸 回り	鉛直軸 回り
曲げモーメント (tf・m/m)		7.5	4.6	20.5	14.6
鋼材	引張側	D 22	D 19	t = 8	t = 8
	圧縮側	t = 8	t = 8	D 22	D 19
コンクリート厚 (cm)		3 0	3 0	3 0	3 0
応力度	コンクリート (kgf/cm ²) ($\sigma_{ck}=450\text{kgf/cm}^2$)	29 (150)	19 (150)	90 (150)	66 (150)
	引張鋼材 (kgf/cm ²) (SD295 or SM490)	1497 (1600)	1237 (1600)	1093 (1900)	776 (1900)
	圧縮鋼材 (kgf/cm ²) (SD295 or SM490)	400 (1900)	252 (1900)	527 (1800)	392 (1800)
コンクリート厚 (cm)		3 5	3 5	3 5	3 5
応力度	コンクリート (kgf/cm ²) ($\sigma_{ck}=350\text{kgf/cm}^2$)	22 (115)	14 (115)	68 (115)	50 (115)
	引張鋼材 (kgf/cm ²) (SD295 or SM490)	1195 (1600)	986 (1600)	918 (1900)	652 (1900)
	圧縮鋼材 (kgf/cm ²) (SD295 or SM490)	310 (1900)	196 (1900)	458 (1800)	340 (1800)

表-7. 2. 2 1 (b) 橋軸直角面の応力度の計算結果

		板中央		板支点	
				下端	左右端
		水平軸 回り	鉛直軸 回り	水平軸 回り	鉛直軸 回り
曲げモーメント (tf・m/m)		10.8	8.4	28.7	23.9
鋼材	引張側	D 29	D 25	t = 8	t = 8
	圧縮側	t = 8	t = 8	D 29	D 25
コンクリート厚 (cm)		3 0	3 0	3 0	3 0
応力度	コンクリート (kgf/cm ²) ($\sigma_{ck}=450\text{kgf/cm}^2$)	39 (150)	32 (150)	120 (150)	102 (150)
	引張鋼材 (kgf/cm ²) (SD295 or SM490)	1311 (1600)	1287 (1600)	1545 (1900)	1281 (1900)
	圧縮鋼材 (kgf/cm ²) (SD295 or SM490)	550 (1900)	437 (1900)	666 (1800)	585 (1800)
コンクリート厚 (cm)		3 5	3 5	3 5	3 5
応力度	コンクリート (kgf/cm ²) ($\sigma_{ck}=350\text{kgf/cm}^2$)	30 (115)	24 (115)	89 (115)	77 (115)
	引張鋼材 (kgf/cm ²) (SD295 or SM490)	1047 (1600)	1027 (1600)	1293 (1900)	1073 (1900)
	圧縮鋼材 (kgf/cm ²) (SD295 or SM490)	422 (1900)	337 (1900)	579 (1800)	508 (1800)

表-7.2.21(c) 底版の応力度の計算結果

		板中央		板支点	
		橋軸直角 回り	橋軸回り	橋軸直角 回り	橋軸回り
曲げモーメント (tf・m/m)		14.1	11.3	35.0	31.9
鋼材	引張側	D 32	D 29	t = 8	t = 8
	圧縮側	t = 8	t = 8	D 32	D 29
コンクリート厚 (cm)		3 0	3 0	3 0	3 0
応 力 度	コンクリート (kgf/cm ²) ($\sigma_{ck}=450\text{kgf/cm}^2$)	50 (150)	41 (150)	142 (150)	133 (150)
	引張鋼材 (kgf/cm ²) (SD295 or SM490)	1391 (1600)	1371 (1600)	1894 (1900)	1718 (1900)
	圧縮鋼材 (kgf/cm ²) (SD295 or SM490)	704 (1900)	575 (1900)	767 (1800)	740 (1800)
コンクリート厚 (cm)		3 5	3 5	3 5	3 5
応 力 度	コンクリート (kgf/cm ²) ($\sigma_{ck}=350\text{kgf/cm}^2$)	38 (115)	31 (115)	106 (115)	99 (115)
	引張鋼材 (kgf/cm ²) (SD295 or SM490)	1112 (1600)	1096 (1600)	1582 (1900)	1437 (1900)
	圧縮鋼材 (kgf/cm ²) (SD295 or SM490)	538 (1900)	441 (1900)	668 (1800)	644 (1800)

参考文献

- 1) 土木学会：構造力学公式集（昭和61年版）

7. 2. 8 概略数量

1. 上部工

表-7. 2. 22 上部工断面構成

項目	内 訳	端支点上	側径間中 央	中間支点上	中央径間支 点	中央径間 中央
断面構成 (mm)	1-U.Flг	15,000*25	15,000*25	15,000*15	15,000*14	15,000*12
	23-U.Rib	320*260*8	320*260*8	320*260*8	320*260*8	320*260*8
	2-Web	4,000*42	4,000*38	4,000*23	4,000*16	4,000*14
	13-Rib	280*28	250*25	360*36	360*36	360*36
	1-L.Flг	5,300*32	5,300*28	5,300*40	5,300*48	5,300*40
	断面積(cm ²)	11,124	10,385	9,194	8,908	8,024
材 質	U.Flг	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y
	Web,L.Flг	SM490Y	SM490Y	SM570	SM570	SM490Y

平均断面積の計算

$$11,124 \times 2 = 22,248$$

$$10,385 \times 2 = 20,770$$

$$9,194 \times 6 = 55,164$$

$$8,908 \times 2 = 17,816$$

$$8,024 \times 7 = 56,168$$

$$\text{合計} \quad 172,166$$

平均断面積 $9,061 \text{ cm}^2$

概算鋼重 $0.9061 \times 900.0 \times 7.85 \times 1.3 \times 2 = 16,600 \text{ ton}$

2. 橋脚

表-7. 2. 23 橋脚断面構成

項目	内 訳	柱	梁(上段)	梁(下段)
断面構成 (mm)	2-U.Flг	3,000*17	3,000*17	3,000*17
	10-Flг.Rib	210*17	210*17	210*17
	2-Web	4966*17	3966*17	2,966*17
	Web.Rib	18-210*17	14-210*7	10-210*7
	断面積(cm ²)	3,708	3,225	2,742
材 質	U.Flг	SM400	SM400	SM400
	Web,L.Flг	SM400	SM400	SM400

概算鋼重 356.814 ton/1脚

$$356.814 \times 8 = 2,850 \text{ ton}$$

3. ポンツーン(鋼・コンクリート合成構造とした場合)

概算数量

・コンクリート; $\sigma_{ck} = 450 \text{ kgf/cm}^2$

$$2,100 \text{ m}^3 / 1 \text{ 基} \quad 2,100 \times 8 = 16,800 \text{ m}^3$$

・鋼板及びずれ止め; $t = 8 \text{ mm}$ (SM490)

$$220 \text{ ton/1基} \quad 220 \times 8 = 1,760 \text{ ton}$$

・鉄筋; D19~D32 (SD295)

$$270 \text{ ton/1基} \quad 270 \times 8 = 2,160 \text{ ton}$$

7. 2. 9 考察

1. 橋梁全体の構造系について

1) 水平変位

暴風＋温度時（特に波力の影響）に橋脚下端の水平変位が27m程度となった。この要因と対策として以下のことが考えられる。

a. 橋脚の高さが高い（H=38m）。

航路との関係から問題が生じない場合には、橋脚高さを低くすることが可能である。ただし、この場合でも、波力によってある程度の水平変位が生じる可能性があると考えられる。

b. 橋脚下端の支点条件を水平方向に拘束していない。

係留設備（ドルフィン方式、テンションゲ方式、アソカケーブル方式など）を設置して、ポンツーンの水平変位を拘束することによって、おおきな水平変位の発生を避けることができる。ただし、係留設備設置によるコスト増が生じる可能性がある。

c. ポンツーンの橋軸回りの回転バネ値が小さい。

ポンツーンのプロポーションまたは構造を変更して、橋軸回りの回転バネを大きくす。

d. 波力が大きい（1557tf/函）。

波力の影響が低減できるようなポンツーン形状を検討していく必要がある。

2) 浮力の変動

活荷重によってポンツーンが受ける反力が変動するため、ポンツーンのパネ値は現実には変化する。そのため、実際の設計においては浮力変動による影響を考慮する必要がある。

2. 上部工について

暴風＋温度時の断面力から算出された上部工断面構成は、一般橋梁の場合と比較して板厚が厚くなった。

この要因として、

- ・ 横方向荷重に伴う軸力・面外曲げモーメントが大きい。
- ・ 端支点付近でのねじりモーメントを断面計算において鉛直方向せん断力に置換しているが、この値が大きい。

などが挙げられる。例えば、主桁の断面形状として閉断面扁平多室セル型箱断面を採用して、ねじり剛性および構成部材の増大を図ることが考えられる。

3. ポンツーンについて

本試設計では、コンクリートの外側に鋼板を接合した合成構造として設計した。この場合、応力部材と防水層の2つの役割を持つことになるが、別途、防食対策の検討が必要である。なお、コンクリートの内側に鋼板を設置する場合には、コンクリート内の鉄筋に対する紡織対策が必要になると考えられる。

P C構造を採用する場合には、2方向プレストレスを与えるため、部材厚は最低でも400mm～500mm程度必要になると考えられる。さらに、コーナ一部処理や定着部の処理などを勘案すると、P C構造としての最適な形状（例えば、曲面で構成された鏡餅のような形状）の検討が必要である。

7. 3 箱桁225m案

7. 3. 1 構造概要

一般図を図-7. 3. 1. 1に示す。

① 上部工：鋼床版箱桁橋 (3-Cell, 1-Box)

一般国道409号(東京湾アクアライン)のP7~P8間の断面に準ずる。

- ・桁高：3.0~10.5m
- ・総幅員：30.0m (0.5+13.5+2.00+13.5+0.5)

② 橋脚：鋼製Y型橋脚

一般国道409号(東京湾アクアライン)のP7の断面に準ずる。

- ・高さ：27.8m

③ ポンツーン：コンクリート製ポンツーン

- ・橋軸方向：35.0m
- ・橋直方向：40.0m
- ・高さ：12.0m
- ・吃水：10.3m
- ・重心：G=12.0/2=6.0m
- ・浮心：C=10.3/2=5.15m

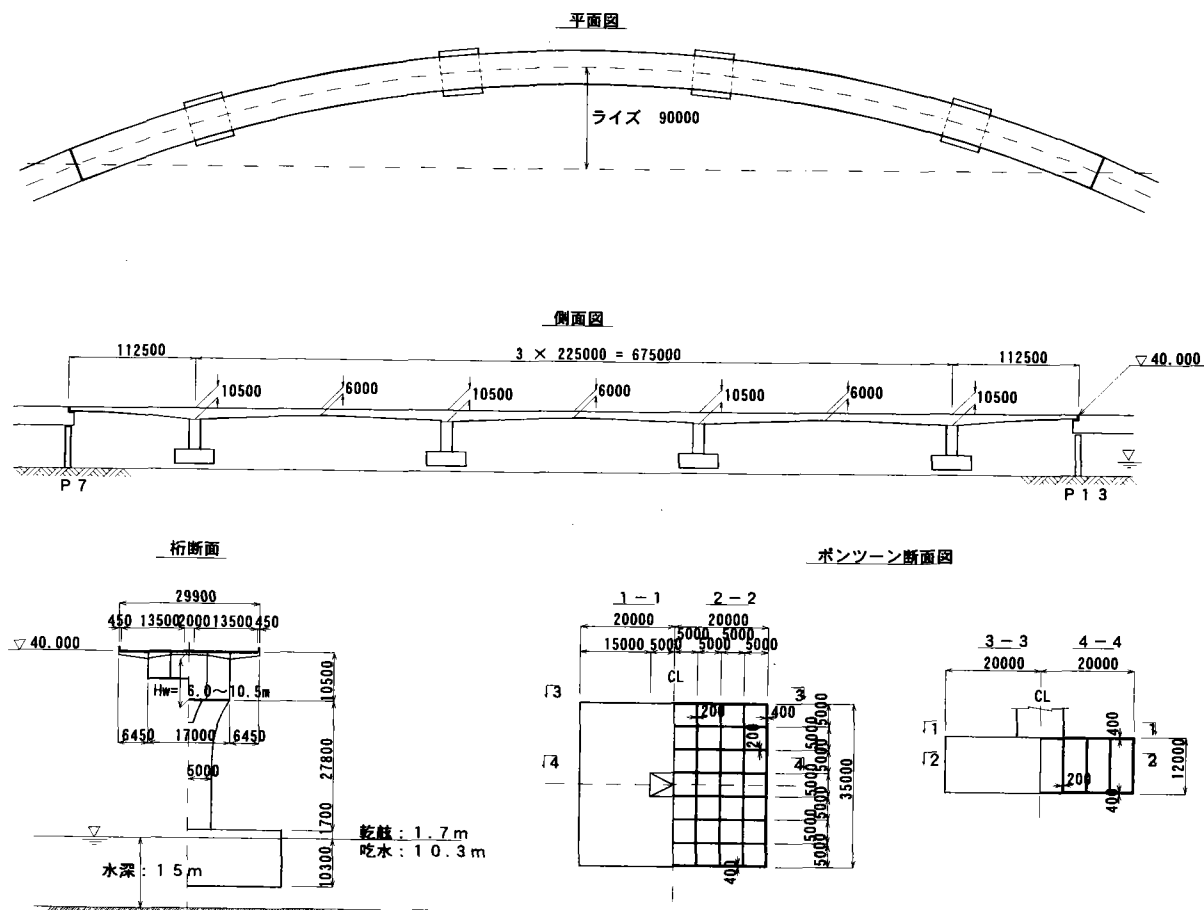


図-7. 3. 1. 1一般図

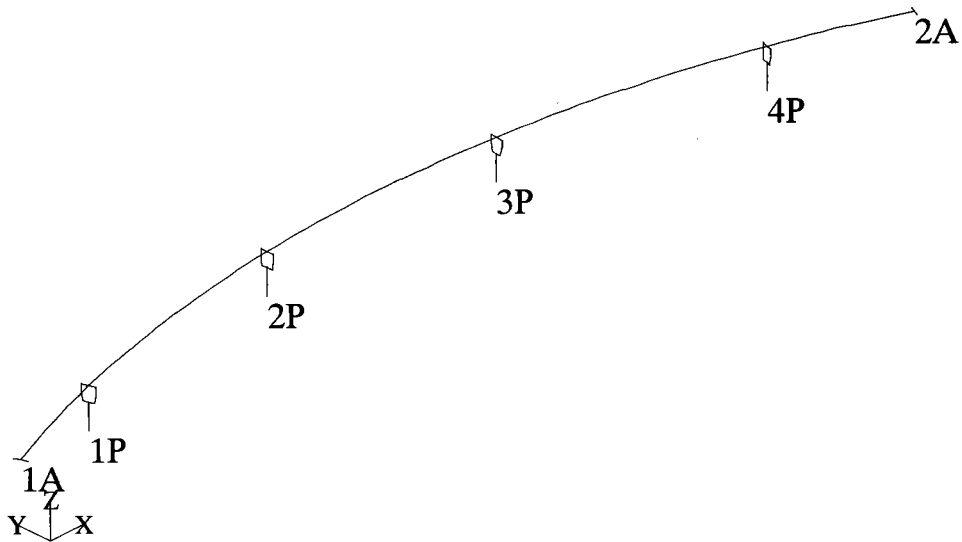
7. 3. 2 解析モデル

解析モデルを以下に示す。なお、ここでは上部工の断面構成による全体挙動の調査を目的としており、橋脚の部材構成の妥当性について検討していない。

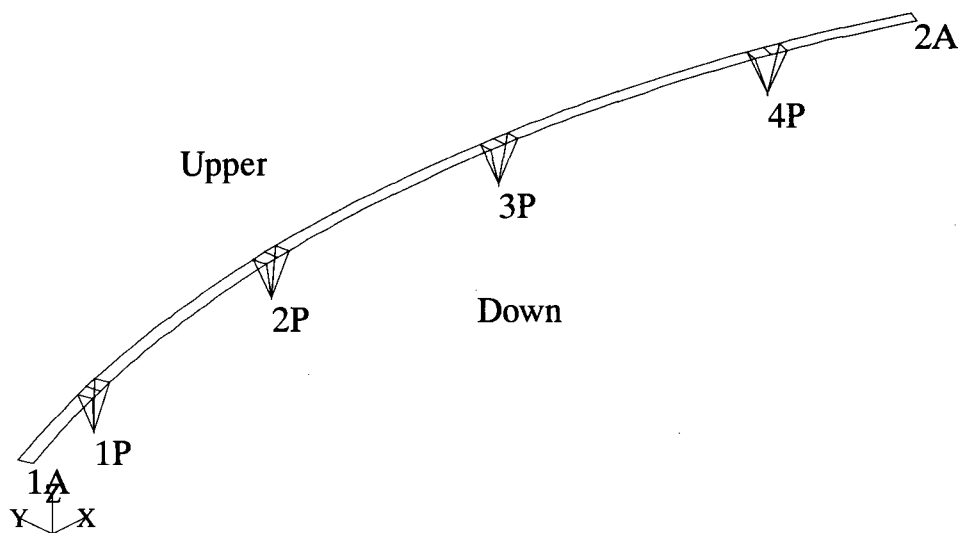
表-7. 3. 2. 1モデル化

解析モデル	上部工	橋脚	ポンツーン
Model-1	1本の曲げ部材に置換	曲げ部材に置換	バネに置換
Model-2	2本の曲げ部材に置換	軸力部材に置換	"

図中1A, 2Aは端支点を、1P~4Pはポンツーンを各々表わす。



a) Model-1



b) Model-2

図-7. 3. 2. 1モデル図

(1) 解析諸元

1) 座標系

座標系を以下に示す。

- ・ X, Y, Z 直交座標系：荷重条件および変位量を定義する。
- ・ r, t, z 円筒座標系：上部工の座標を定義する。
- ・ x, y, z 直交座標系：下部工の座標, 荷重条件および境界条件を定義する。

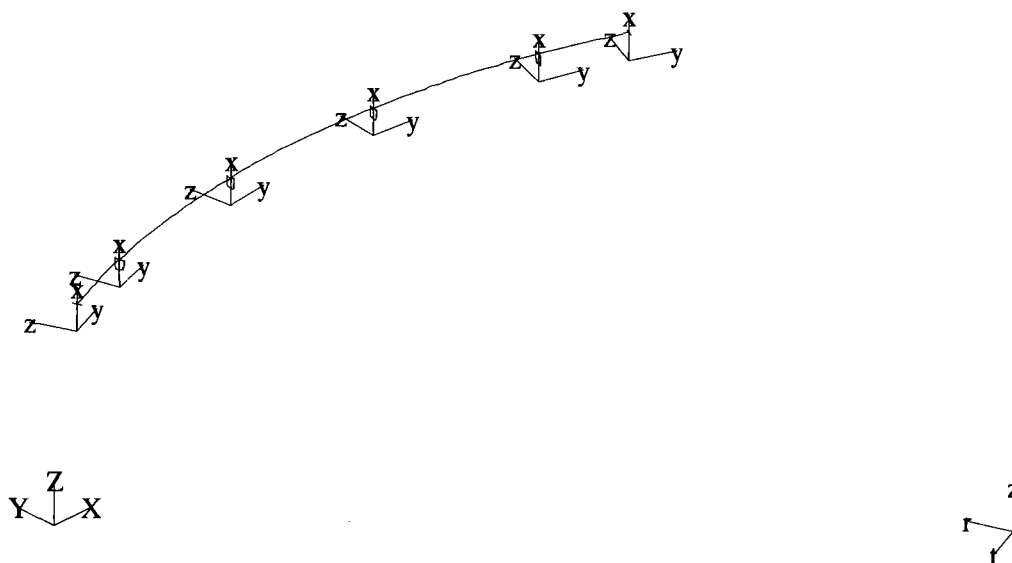


図-7.3.2.2 座標系

2) 支間長

支間長を以下に示す。

表-7.3.2.2 支間割り

支間	支間長(m)	z 軸回り(deg)	X 軸方向(m)	Y 軸方向(m)	備考*
1 A-1 P	115.430	5.655	108.611	39.086	L=900(m) l=90(m) r=1170(m)
1 P-2 P	230.578	11.310	226.101	45.220	
2 P-3 P	230.578	11.310	230.578	0.000	
3 P-4 P	230.578	11.310	226.101	45.220	
4 P-2 A	115.430	5.655	108.611	39.086	

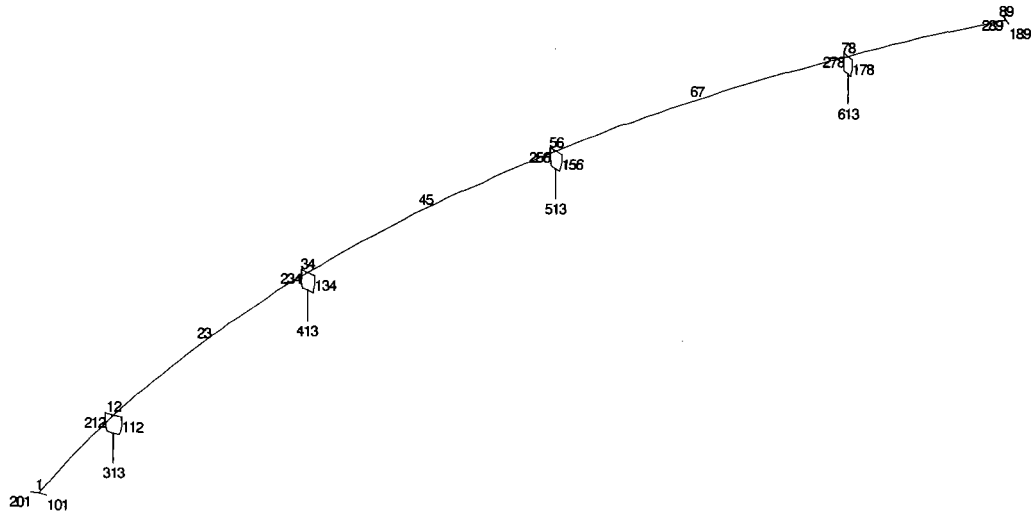
※ L : 1A-2A 間の最短距離 (X Y 平面)

l : アーチライズ (X Y 平面)

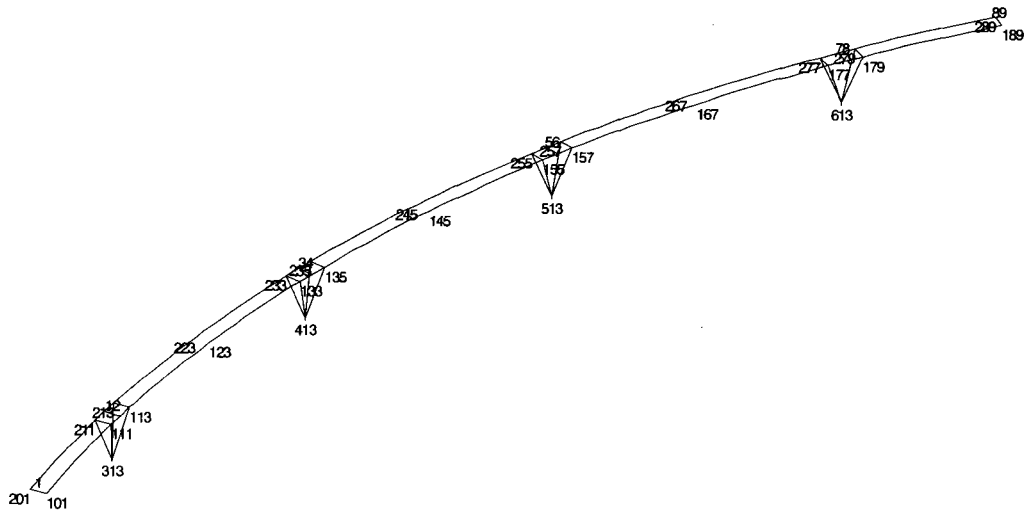
r : 曲率半径 (r t 平面)

3) 格点番号

格点番号を下図に示す。



a) Model-1

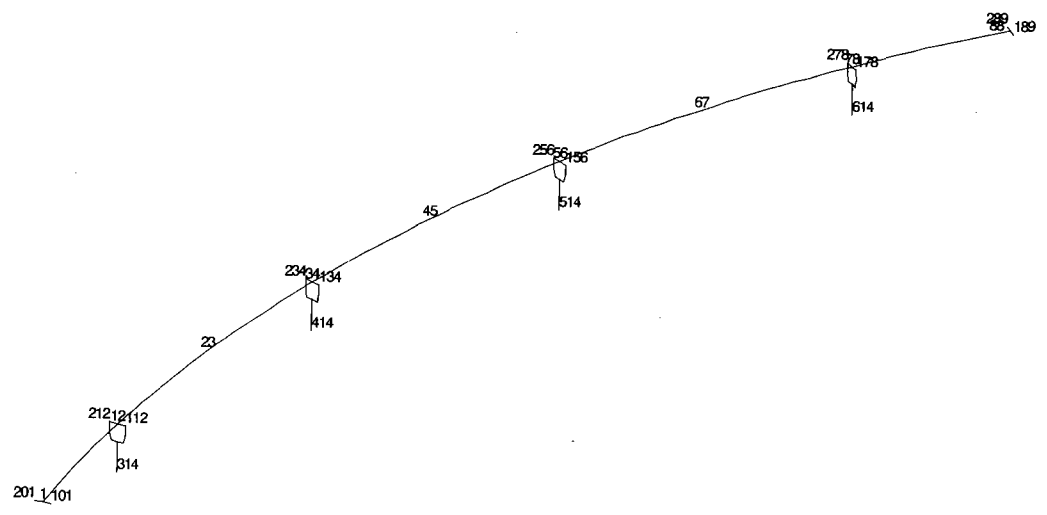


b) Model-2

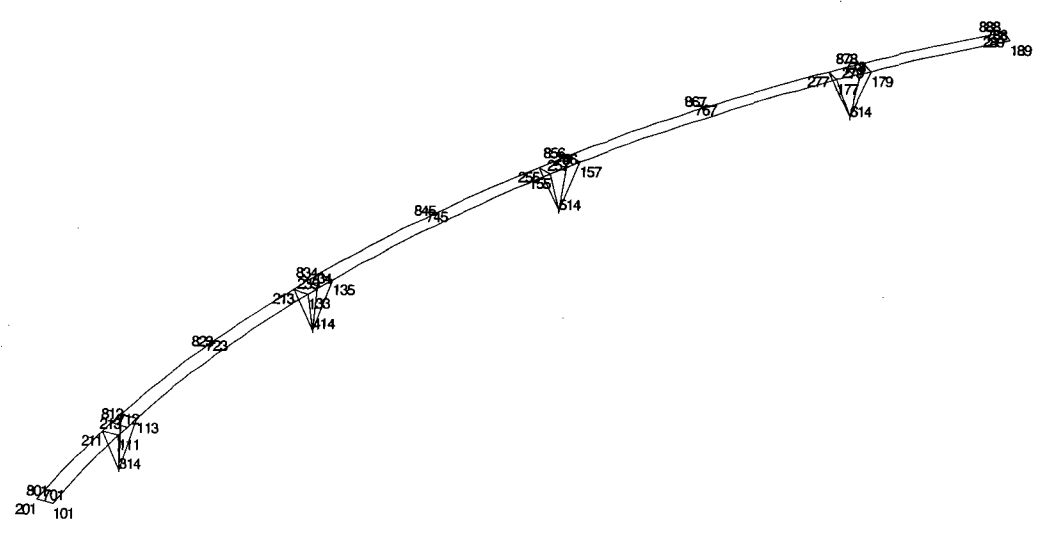
図-7.3.2.3 格点番号

4) 部材番号

部材番号を下図に示す。



a) Model-1



b) Model-2

図-7.3.2.4 部材番号

5) 断面定数

断面定数を下表に示す。

表-7. 3. 2. 3 断面定数 (Model-1)

	部材番号	断面積 (m ²)	面内曲げ 剛性(m ⁴)	面外曲げ 剛性(m ⁴)	ねじれ 剛性(m ⁴)
上部工	1, 22, 23, 44, 45, 66, 67, 88	1.327	9.452	64.964	14.048
	2, 21, 24, 43, 46, 65, 68, 87	1.327	9.930	64.964	14.321
	3, 20, 25, 42, 47, 64, 69, 86	1.338	10.544	66.683	15.816
	4, 19, 26, 41, 48, 63, 70, 85	1.376	11.213	67.978	16.234
	5, 18, 27, 40, 49, 62, 71, 84	1.495	15.673	71.672	20.251
	6, 17, 28, 39, 50, 61, 72, 83	1.565	17.195	73.988	22.202
	7, 16, 29, 38, 51, 60, 73, 82	1.869	23.788	84.024	30.656
	8, 15, 30, 37, 52, 59, 74, 81	1.983	28.214	88.888	36.213
	9, 14, 31, 36, 53, 58, 75, 80	2.055	30.926	91.842	39.554
	10, 13, 32, 35, 54, 57, 76, 79	2.362	41.419	103.000	51.761
	11, 12, 33, 34, 55, 56, 77, 78	2.544	47.652	109.302	59.472
橋脚	301, 401, 501, 601	500.000	500.000	500.000	500.000
	302, 402, 502, 602	500.000	500.000	500.000	500.000
	303, 403, 503, 603	0.485	1.045	1.570	2.230
	304, 404, 504, 604	0.485	1.045	1.570	2.230
	305, 405, 505, 605	0.485	1.045	1.570	2.230
	306, 406, 506, 606	0.485	1.045	1.570	2.230
	307, 407, 507, 607	500.000	500.000	500.000	500.000
	308, 408, 508, 608	500.000	500.000	500.000	500.000
	309, 409, 509, 609	1.100	9.400	3.450	6.000
	310, 410, 510, 610	1.150	8.070	3.550	5.990
	311, 411, 511, 611	1.270	7.850	4.140	6.720
	312, 412, 512, 612	8.280	87.600	18.300	44.300
	313, 413, 513, 613	8.320	87.800	18.500	44.600
	314, 414, 514, 614	500.000	500.000	500.000	500.000
剛棒	101, 112, 134, 156, 178, 189 201, 212, 234, 256, 278, 289	500.000	500.000	500.000	500.000

表-7. 3. 2. 4断面定数 (Model-2)

	部材番号	断面積 (m ²)	面内曲げ 剛性 (m ⁴)	面外曲げ 剛性 (m ⁴)	ねじれ 剛性 (m ⁴)	
上部工	701, 722, 723, 744, 745, 766, 767, 788 801, 822, 823, 844, 845, 866, 867, 888	0.6635	4.726	9.5809	7.024	
	702, 721, 724, 743, 746, 765, 768, 787 802, 821, 824, 843, 846, 865, 868, 887	0.6635	4.965	9.5809	7.1605	
	703, 720, 725, 742, 747, 764, 769, 786 803, 820, 825, 842, 847, 864, 869, 886	0.669	5.272	10.2505	7.908	
	704, 719, 726, 741, 748, 763, 770, 785 804, 819, 826, 841, 848, 863, 870, 885	0.688	5.6065	10.2423	8.117	
	705, 718, 727, 740, 749, 762, 771, 784 805, 818, 827, 840, 849, 862, 871, 884	0.7475	7.8365	10.0356	10.1255	
	706, 717, 728, 739, 750, 761, 772, 783 806, 817, 828, 839, 850, 861, 872, 883	0.7825	8.5975	9.9855	11.101	
	707, 716, 729, 738, 751, 760, 773, 782 807, 816, 829, 838, 851, 860, 873, 882	0.9345	11.894	9.7571	15.328	
	708, 715, 730, 737, 752, 759, 774, 781 808, 815, 830, 837, 852, 859, 874, 881	0.9915	14.107	10.2218	18.1065	
	709, 714, 731, 736, 753, 758, 775, 780 809, 814, 831, 836, 853, 858, 875, 880	1.0275	15.463	10.4562	19.777	
	710, 713, 732, 735, 754, 757, 776, 779 810, 813, 832, 835, 854, 857, 876, 879	1.181	20.7095	10.737	25.8805	
	711, 712, 733, 734, 755, 756, 777, 778 811, 812, 833, 834, 855, 856, 877, 878	1.272	23.826	10.7471	29.736	
	橋脚	321, 421, 521, 621	1.000	0.000	0.000	0.000
		322, 422, 522, 622				
		331, 431, 531, 631				
332, 432, 532, 632						
314, 414, 514, 614						
剛棒	101 201	500.000	500.000	500.000	500.000	
	111, 112, 113 211, 212, 213					
	133, 134, 135 233, 234, 235					
	155, 156, 157 255, 256, 257					
	177, 178, 179 277, 278, 279					
	189 289					

(2) 拘束条件

1) ポンツーンのばね定数

- ・ 上部工反力 : $F = 7700 \text{ t f}$
- ・ ポンツーン自重 : $W = 7100 \text{ t f}$
- ・ 排水容積 : $V = 40 \times 35 \times 10.3 = 14420 \text{ m}^3$
- ・ 水平面 2 次モーメント
橋軸回り : $I_y = 40 \times 35^3 / 12 = 142917 \text{ m}^4$
橋直回り : $I_z = 35 \times 40^3 / 12 = 186667 \text{ m}^4$
- ・ $GM = I / V - CG$

① 鉛直方向

$$K_x = 40 \times 35 \times 1.03 \\ = 1442 \text{ t f / m}$$

② 橋軸回り

$$\tan \theta = \theta = T / (W + F) \times GM \\ R_y = T / \theta = (W + F) \times GM \\ = (7100 + 7700) \times 12.1 \\ = 179080 \text{ t f} \cdot \text{m / rad} \\ \therefore GM = I_z / V - CG \\ = 186667 / 14420 - (6.0 - 5.15) \\ = 12.1 \text{ m}$$

③ 橋直回り

$$R_z = T / \theta = (W + F) \times GM \\ = (7100 + 7700) \times 9.1 \\ = 134680 \text{ t f} \cdot \text{m / rad} \\ \therefore GM = I_y / V - CG \\ = 142917 / 14420 - (6.0 - 5.15) \\ = 9.1 \text{ m}$$

2) 支点拘束条件

支点拘束条件は、 x 、 y 、 z 座標系において、下表のとおりとする。

表-7. 3. 2. 5 拘束条件

	格点番号	x 軸方向	y 軸方向	z 軸方向	x 軸回り	y 軸回り	z 軸回り
端支点 (1 A)	1	固定	固定	固定	自由	固定	自由
ポンツーン (1 P)	313	K_x	自由	自由	"	R_y	R_z
ポンツーン (2 P)	413	"	"	"	"	"	"
ポンツーン (3 P)	513	"	"	"	"	"	"
ポンツーン (4 P)	613	"	"	"	"	"	"
端支点 (2 A)	89	固定	固定	固定	"	固定	自由
バネ値： $K_x = 1,442$ (t f / m) $R_y = 179,080$ (t f m / rad) $R_z = 134,680$ (t f m / rad)							

7. 3. 3 荷重条件

(1) 荷重条件

- ・上部工自重（『東京湾横断道路工事報告書』に準ずる）

$$P_{\text{Dead-S1}} = 15.349 \sim 31.241 \text{ t f / m}$$

- ・橋脚自重（1基当たり）

$$P_{\text{Dead-S2}} = 9.400 \sim 142.000 \text{ t f / m}$$

- ・ポンツーン自重（1函当たり）

$$P_{\text{Dead-C}} = 7100 \text{ t f}$$

- ・橋面荷重

$$P_{\text{Dead-O}} = 5.8 \text{ t f}$$

- ・活荷重（衝撃込み）

$$P_{\text{Active}} = 6.0 \text{ t f}$$

- ・潮流力（ポンツーン1函当たり）

$$\begin{aligned} P_{\text{Current}} &= C_D \cdot \omega_0 / 2 g \cdot A \cdot U^2 \\ &= 2.0 \times 1.03 / (2 \times 9.8) \times 361 \times 0.3^2 \\ &= 3.4 \text{ t f} \end{aligned}$$

C_D : 抗力係数 = 2.0 (∵長方形で仮定)

ω_0 : 海水の単位体積重量 = 1.03 t f / m³

g : 重力加速度 = 9.8 m / s²

A : 投影面積 = 10.3 × 35 = 361 m²

U : 潮流速度 = 0.3 m / s

- ・潮位差（塑望平均満潮位～干潮位）

$$P_{\text{Tide}} = \pm 0.77 \text{ m}$$

- ・風荷重（関空工事報告書に準ずる）

$$P_{\text{Wind}} = 2.9 \text{ t f / m}$$

- ・波力（ポンツーン1函当たり）

$$\begin{aligned} P_{\text{Wave}} &= \omega_0 \cdot H_0 \cdot B \cdot d \\ &= 1.03 \times 6.3 \times 35 \times 10.3 \\ &= 2339 \text{ t f} \end{aligned}$$

ω_0 : 海水の単重 = 1.03 t f / m³

H_0 : 設計波高 = 1.8 × $H_{1/3}$ = 6.3 m (∵有義波高 : $H_{1/3}$ = 3.5 m)

B : ポンツーン幅 = 35 m (∵橋軸方向)

d : 吃水 = 10.3 m

- ・温度荷重

$$P_{\text{Temp}} = \pm 30^\circ\text{C}$$

以上をまとめると表-7.3.3.1に示す。

表-7. 3. 3. 1 荷重条件

基本荷重	名称	荷重		
		載荷位置	載荷方向	荷重強度
浮力	Buoyancy	ポンツーンの重心	x軸方向	1 P, 4 P : 13612 (t f/函) 2 P, 3 P : 14319 (t f/函)
			y軸回り	1 P : -2416 (t f m) 2 P : -4073 (t f m) 3 P : -4064 (t f m) 4 P : -2442 (t f m)
			z軸回り	1 P : -10913 (t f m) 2 P : 4147 (t f m) 3 P : -4166 (t f m) 4 P : 10903 (t f m)
鋼重	Dead-S	上部工の各点 橋脚の各点	Z軸方向	-15.349~-31.241 (t f/m) -9.400~-142.000 (t f/m)
ポンツーン自重	Dead-C	ポンツーンの重心	"	-7100 (t f/函)
橋面荷重	Dead-O	上部工の各点	"	-5.8 (t f/m)
活荷重	Active	"	"	-6.0 (t f/m)
潮流力	Current	ポンツーンの重心	Y軸方向	-3.4 (t f/函)
潮位差 (満潮)	Tide-P	"	Z軸方向	1110.34 (t f/函)
潮位差 (干潮)	Tide-M	"	"	-1110.34 (t f/函)
風荷重*	Wind	上部工・橋脚側面	Y軸方向	-2.90 (t f/m)
波力	Wave	ポンツーンの重心	Z軸方向	-2339 (t f/函)
温度荷重	Temp	上部工・橋脚	—	+30 (°C)

※ Model-2はUpper側のみ

(2) 解析ケース

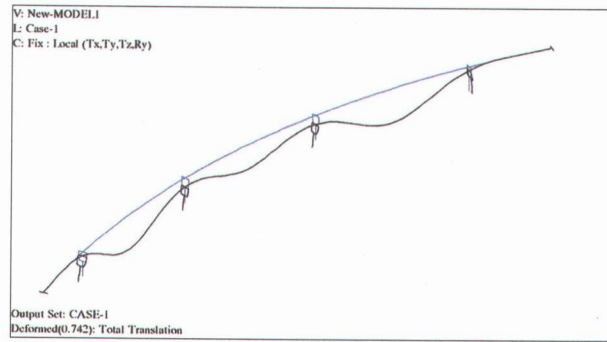
本検討で対象とする解析ケースを下表に示す。

表-7. 3. 3. 2 解析ケース

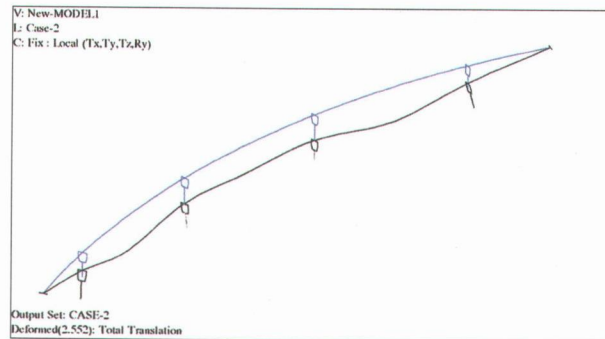
載荷状態	解析ケース	荷重の組合せ	割増係数
常時	Case-1	浮力+鋼重+ポンツーン自重+橋面荷重+活荷重 +潮流力+潮位差(満潮)	1.00
	Case-2	浮力+鋼重+ポンツーン自重+橋面荷重+活荷重 +潮流力+潮位差(干潮)	
暴風時 + 温度	Case-3	浮力+鋼重+ポンツーン自重+橋面荷重+活荷重 +潮流力+潮位差(満潮)+風荷重+波力+温度荷重	1.35
	Case-4	浮力+鋼重+ポンツーン自重+橋面荷重+活荷重 +潮流力+潮位差(干潮)+風荷重+波力+温度荷重	

7. 3. 4 構造解析結果の集計

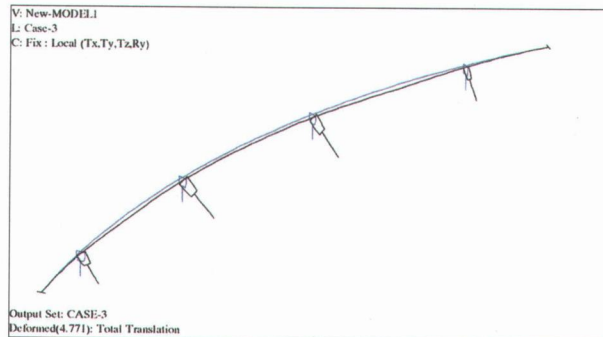
(1) 変位



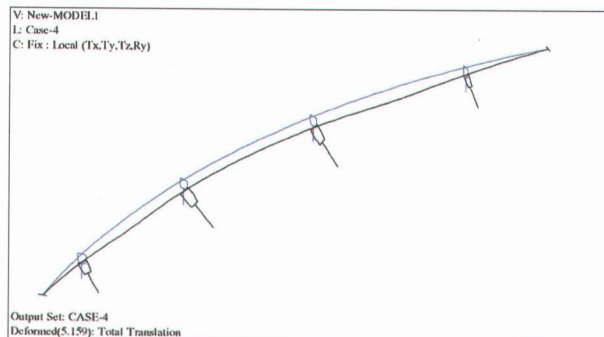
a) Case-1



b) Case-2

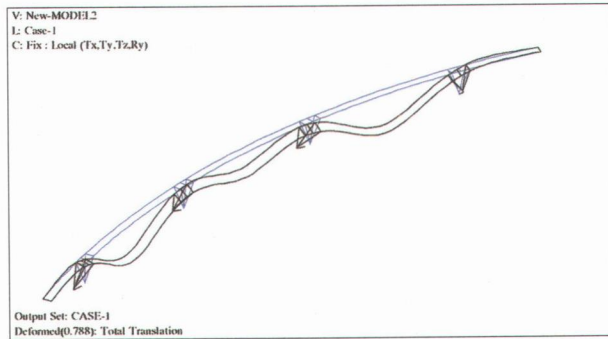


c) Case-3

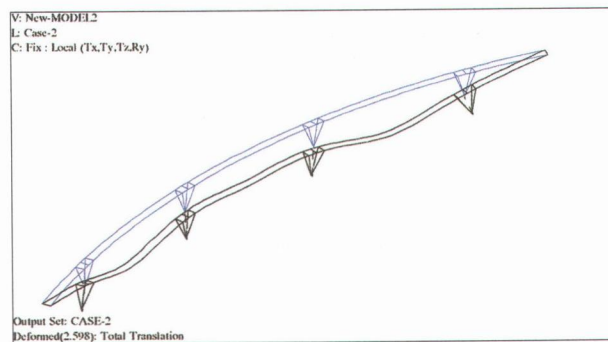


d) Case-4

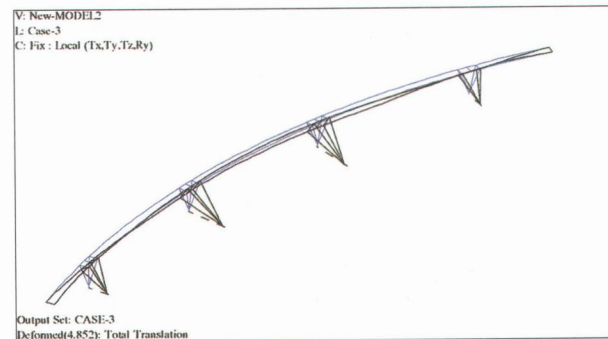
図-7. 3. 4. 1 変形図 (Model-1)



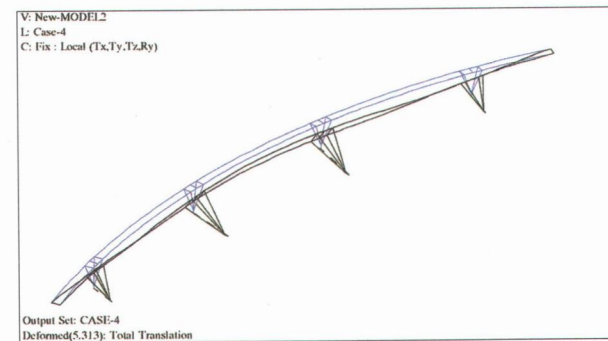
a) Case - 1



b) Case - 2

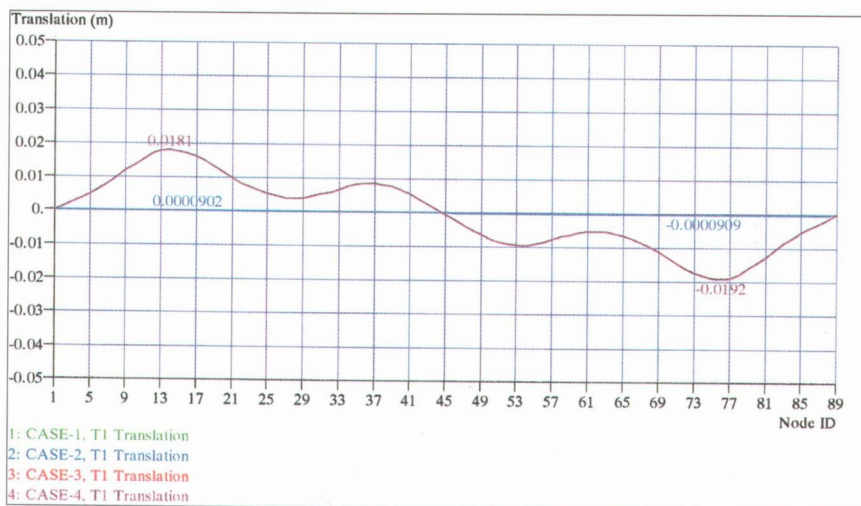


c) Case - 3

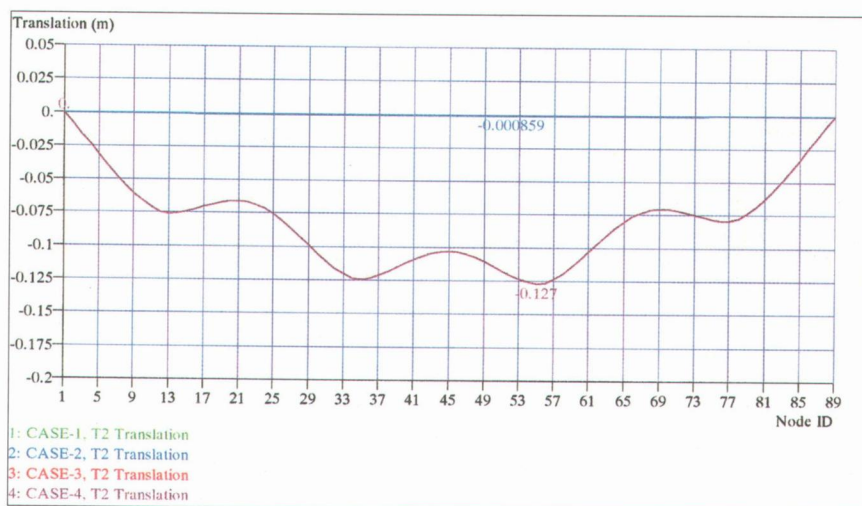


d) Case - 4

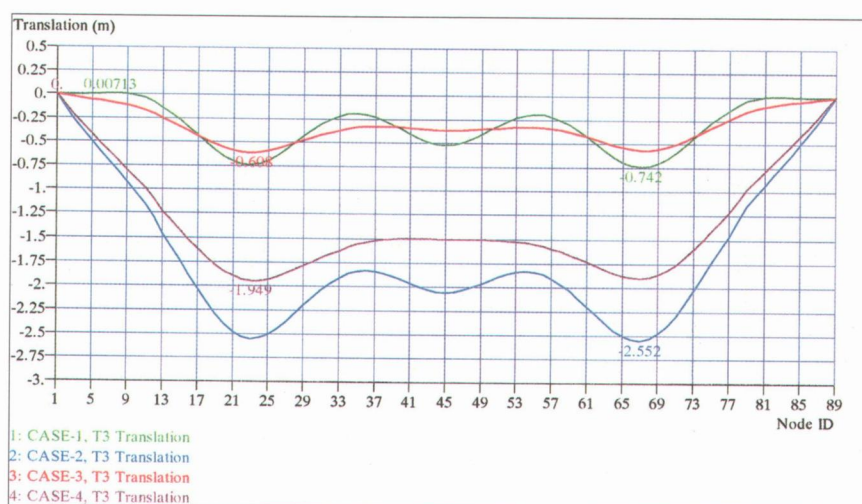
図-7.3.4.2 変形図 (Model-2)



a) X 軸方向

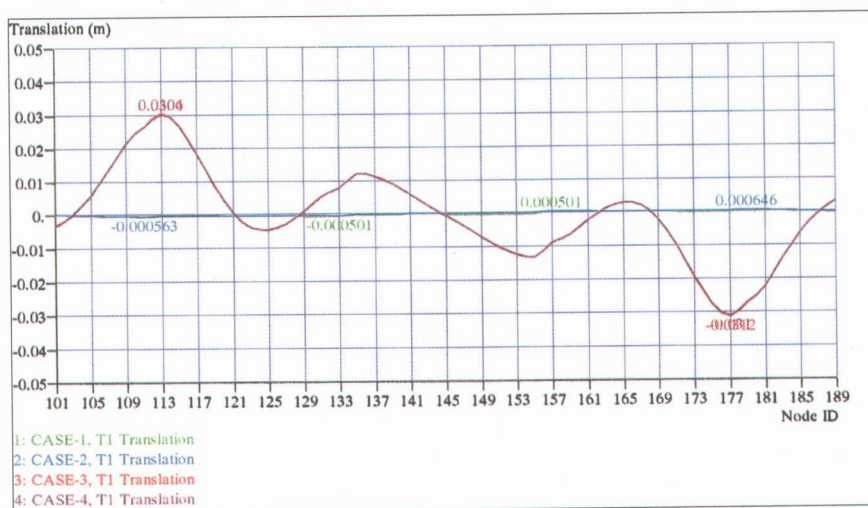


b) Y 軸方向

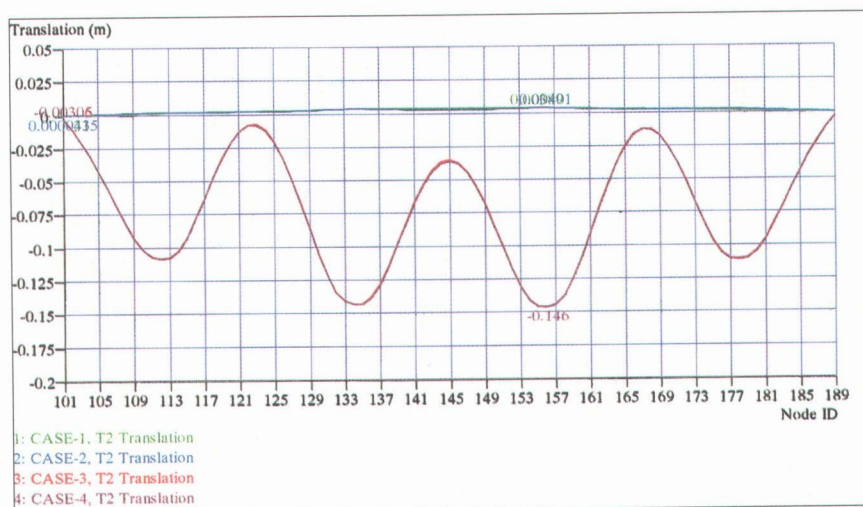


c) Z 軸方向

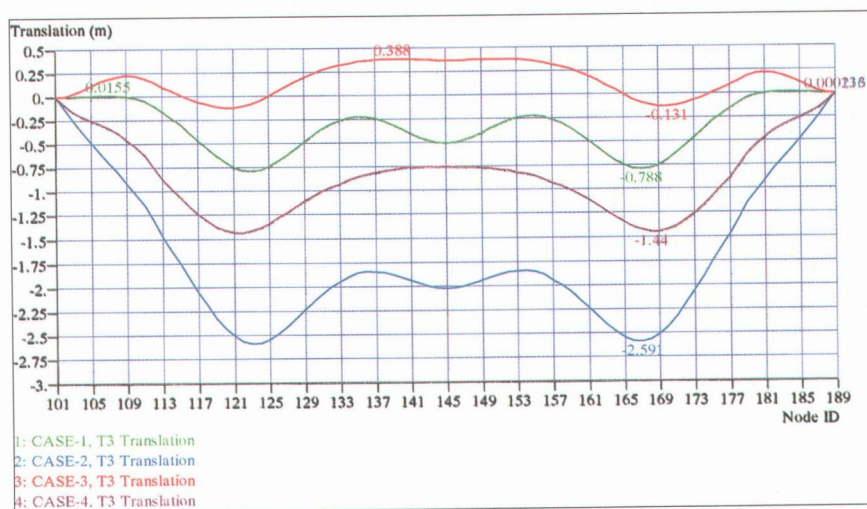
図-7.3.4. 3軸方向成分 (Model-1)



a) X 軸方向

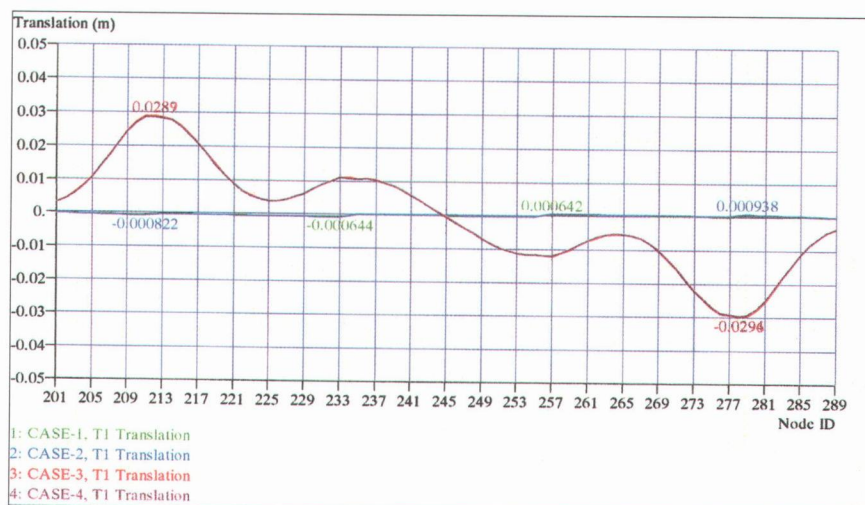


b) Y 軸方向

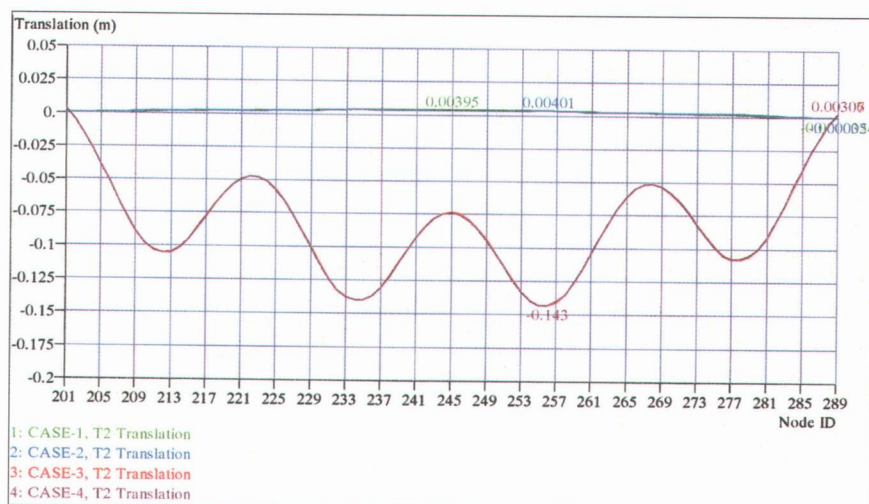


c) Z 軸方向

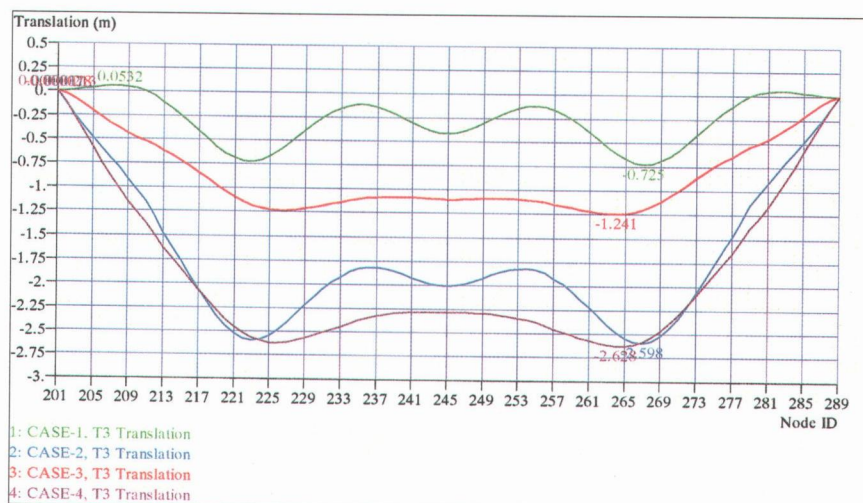
図-7.3.4. 4 軸方向成分 (Model-2 Upper)



a) X 軸方向

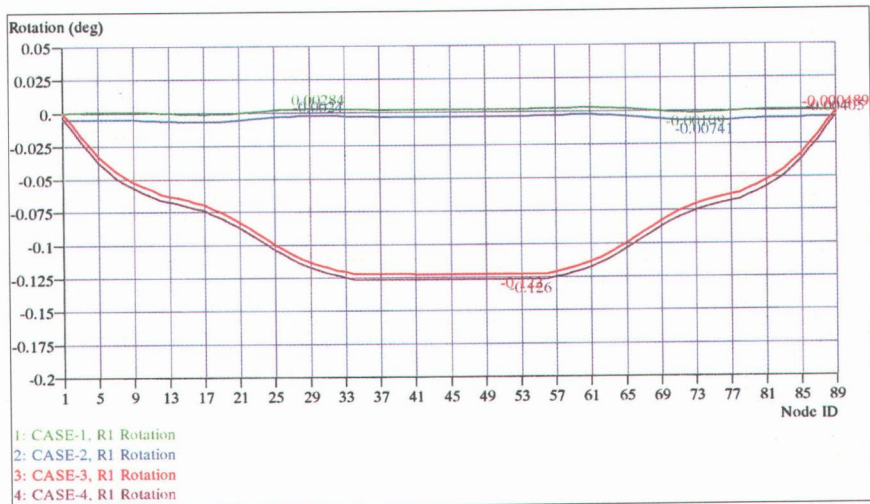


b) Y 軸方向

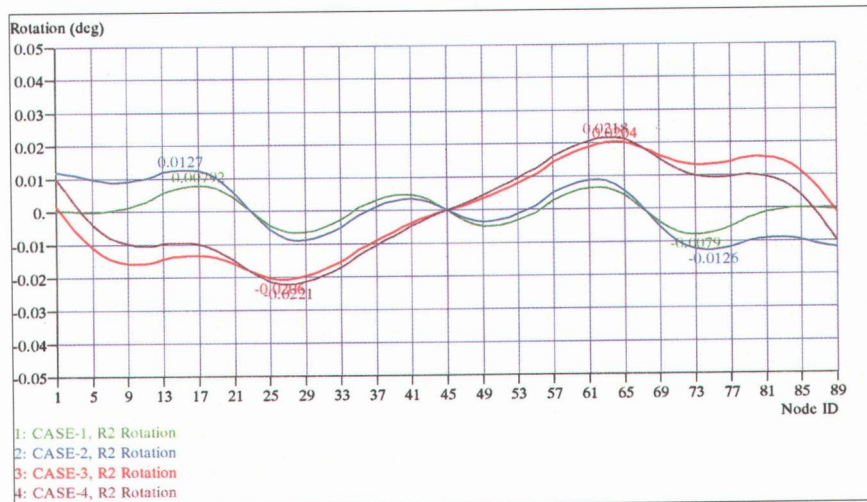


c) Z 軸方向

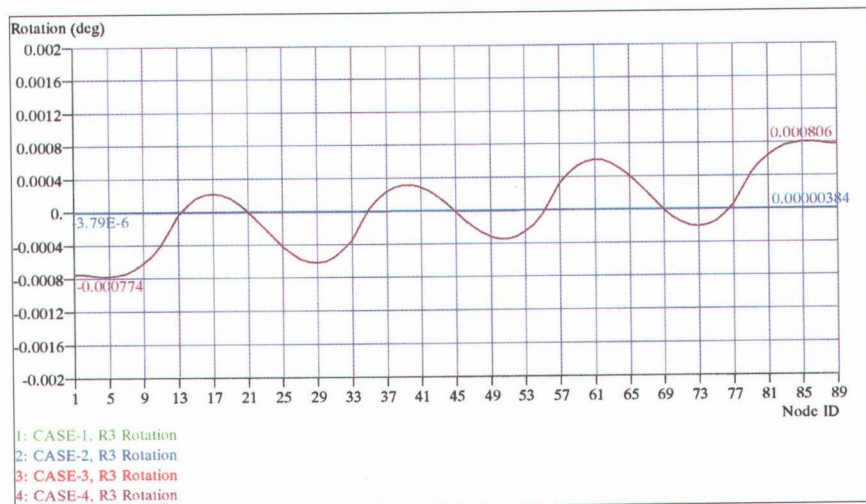
圖-7. 3. 4. 5 軸方向成分 (Model-2 Down)



a) X軸回り

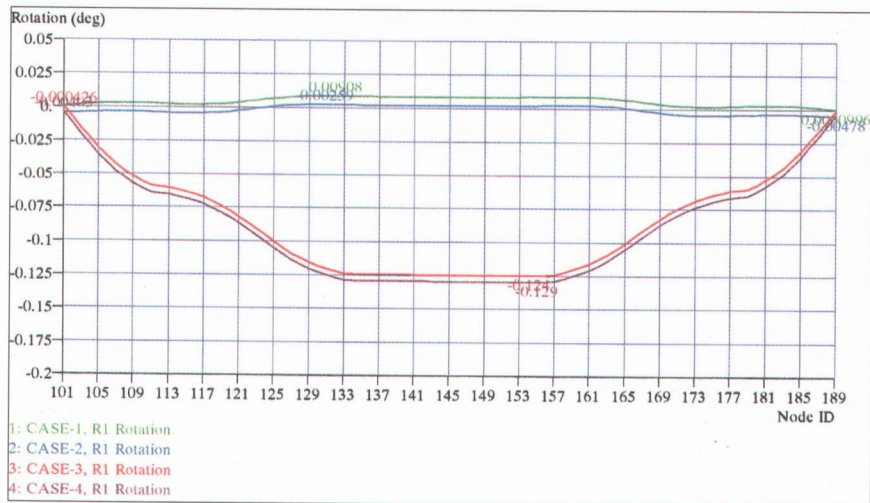


b) Y軸回り

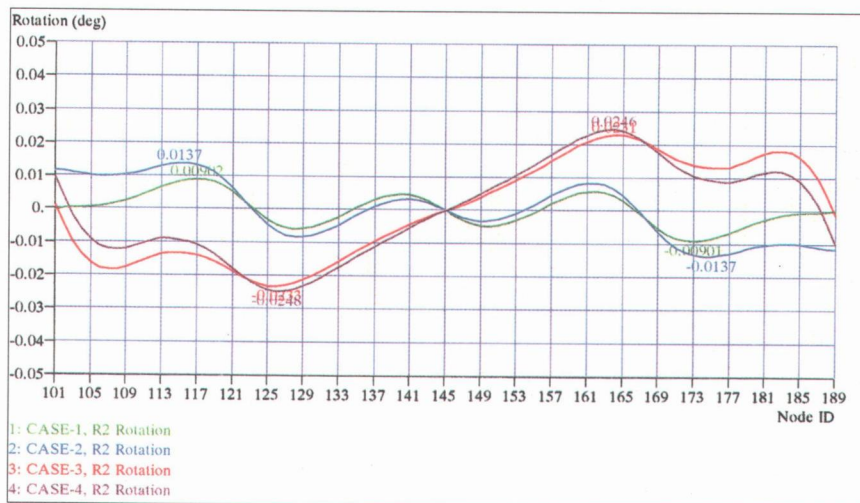


c) Z軸回り

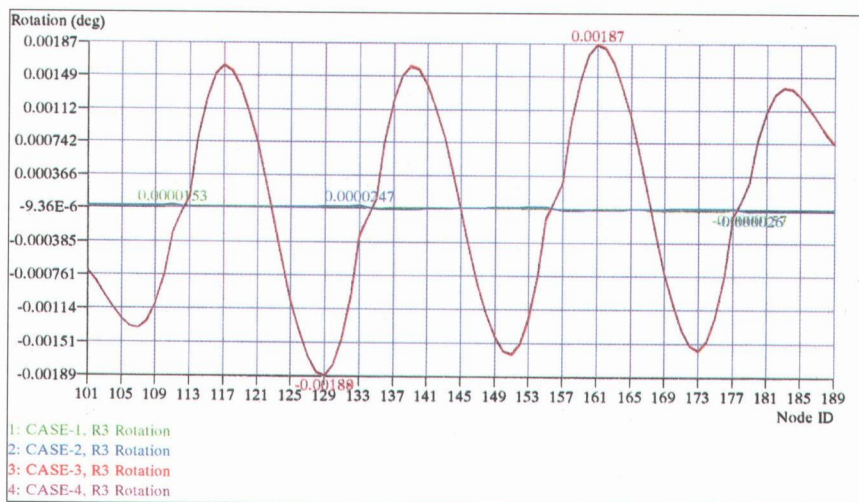
図-7. 3. 4. 6回転成分 (Model-1)



a) X軸回り

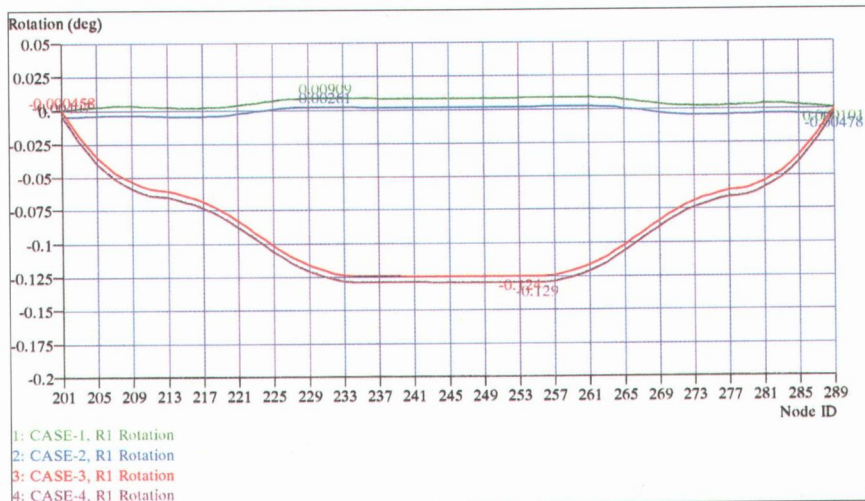


b) Y軸回り

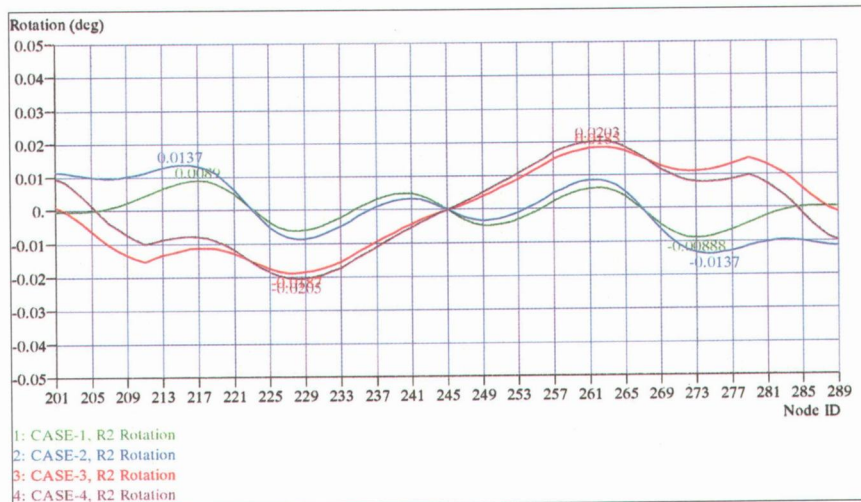


c) Z軸回り

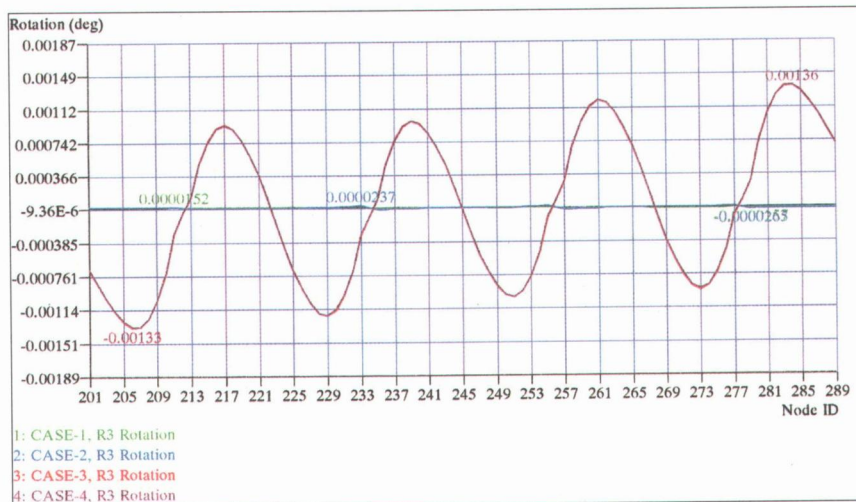
図-7. 3. 4. 7回転成分 (Model-2 Upper)



a) X軸回り



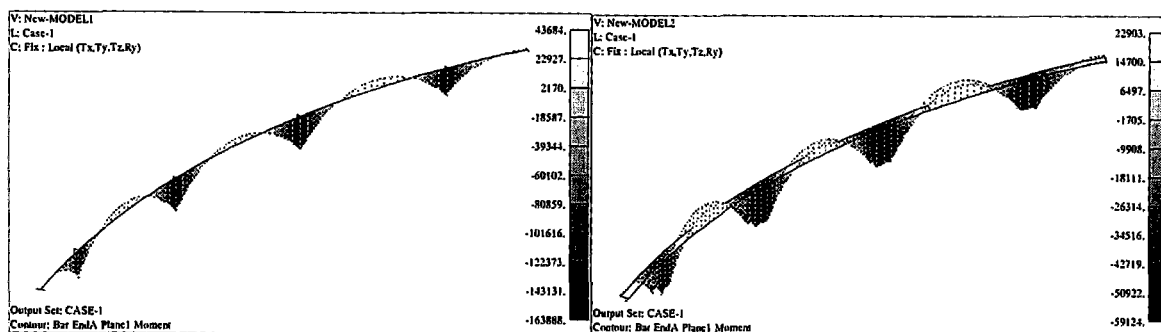
b) Y軸回り



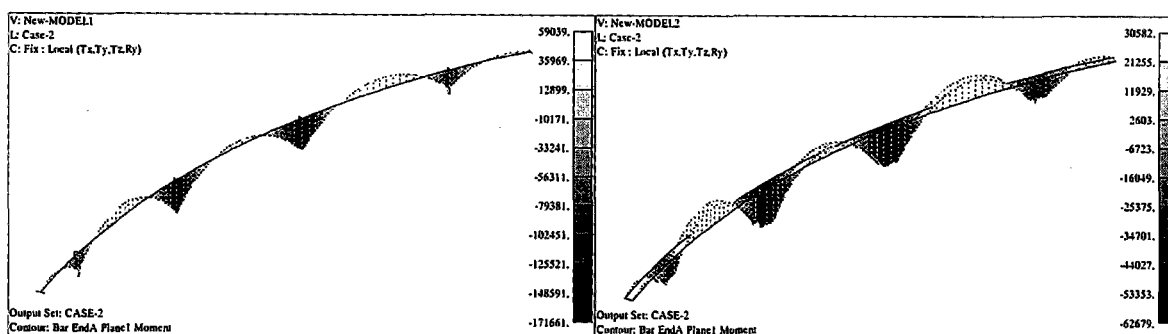
c) Z軸回り

図-7. 3. 4. 8回転成分 (Model-2 Down)

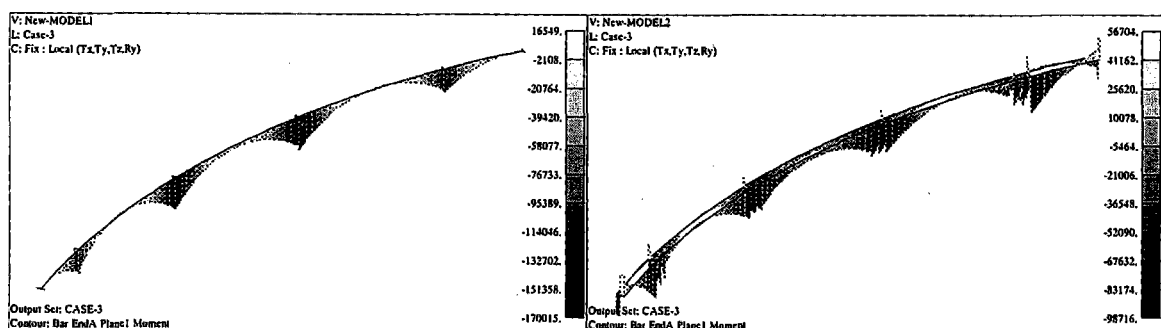
(2) 断面力



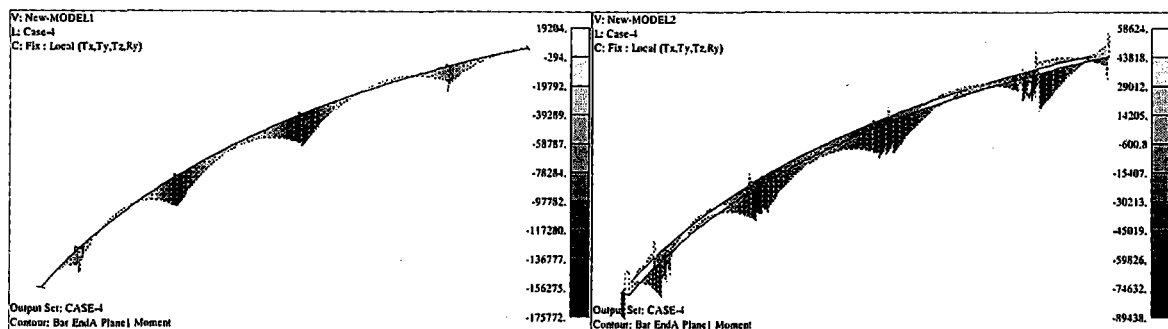
a) Case-1



b) Case-2

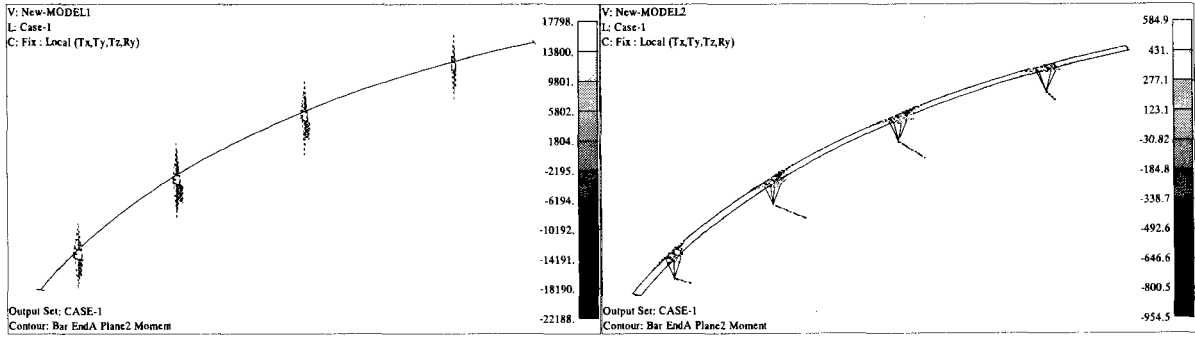


c) Case-3

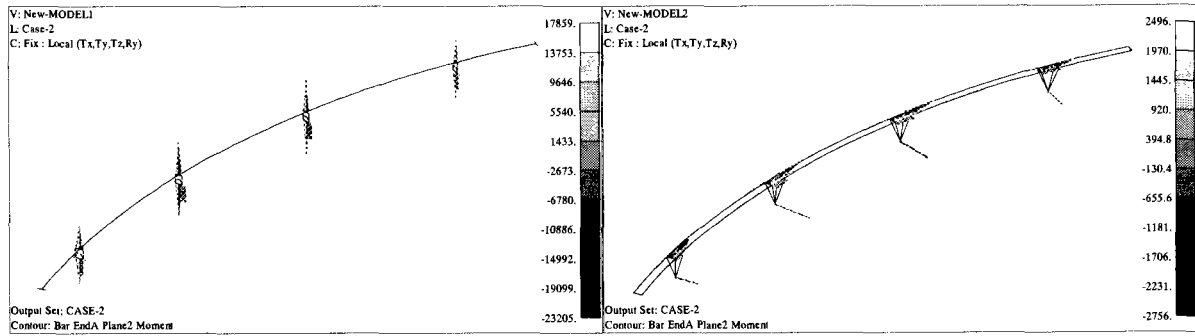


d) Case-4

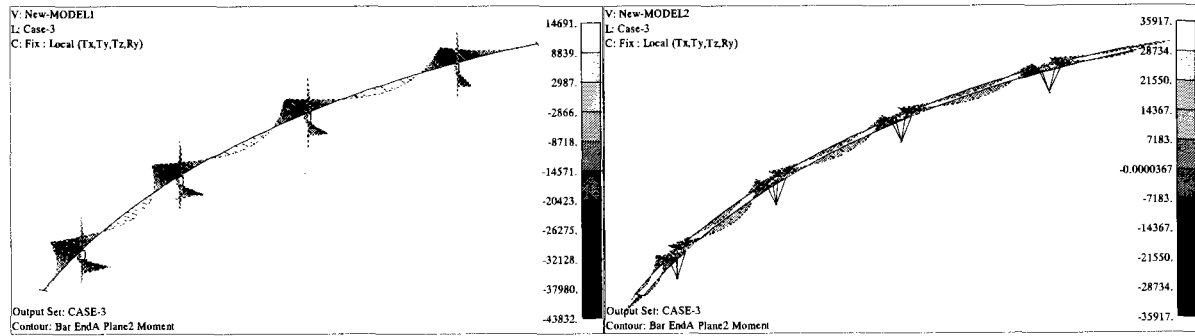
図-7. 3. 4. 9面内曲げモーメント



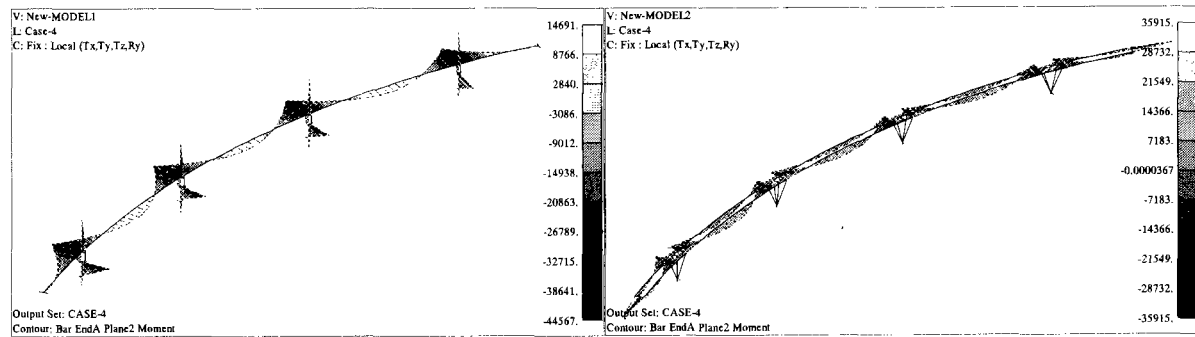
a) Case-1



b) Case-2

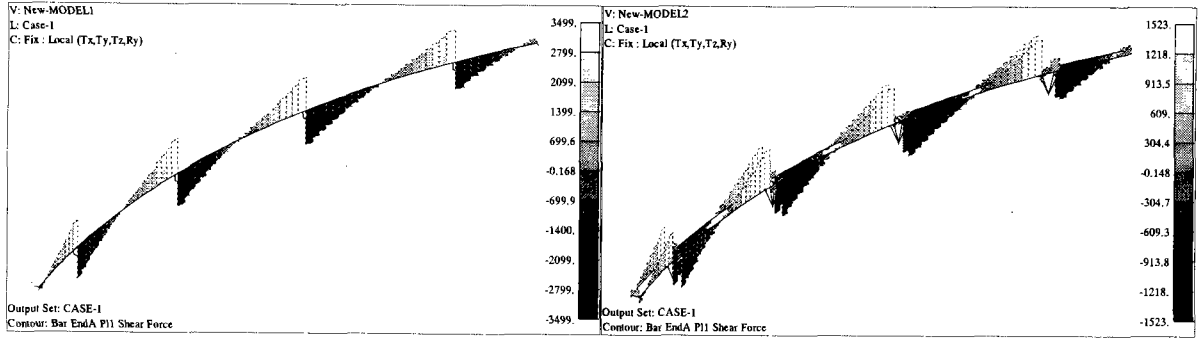


c) Case-3

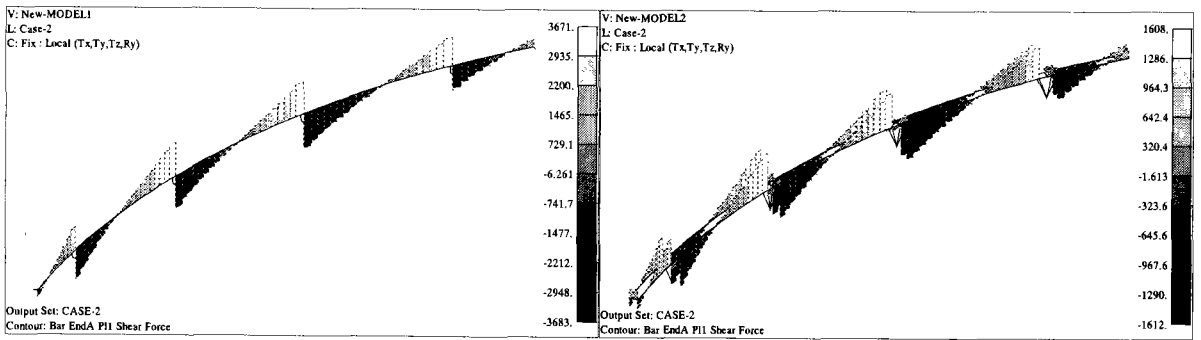


d) Case-4

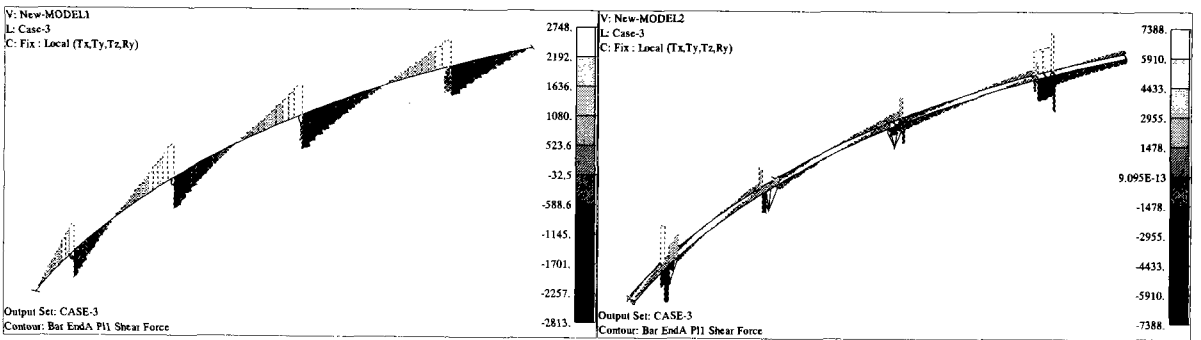
図-7. 3. 4. 10面外曲げモーメント



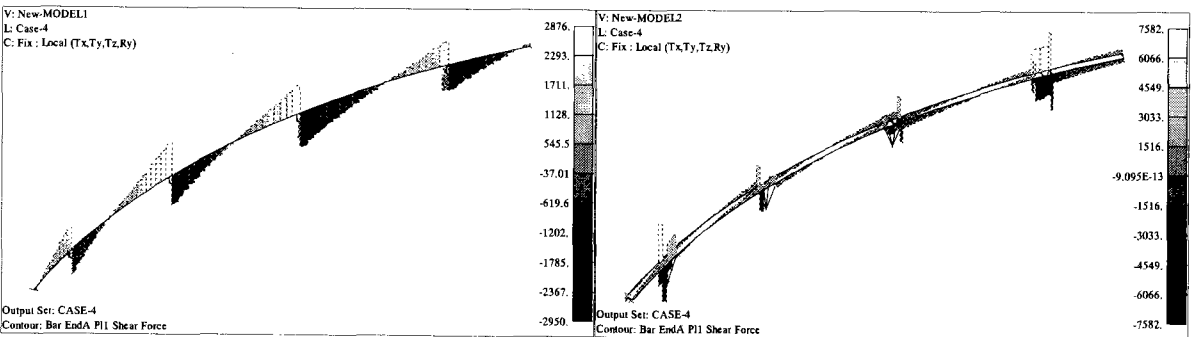
a) Case-1



b) Case-2

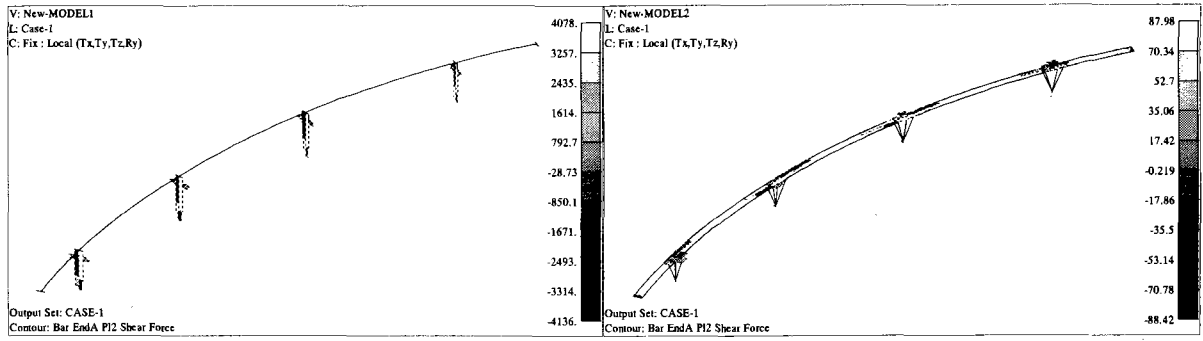


c) Case-3

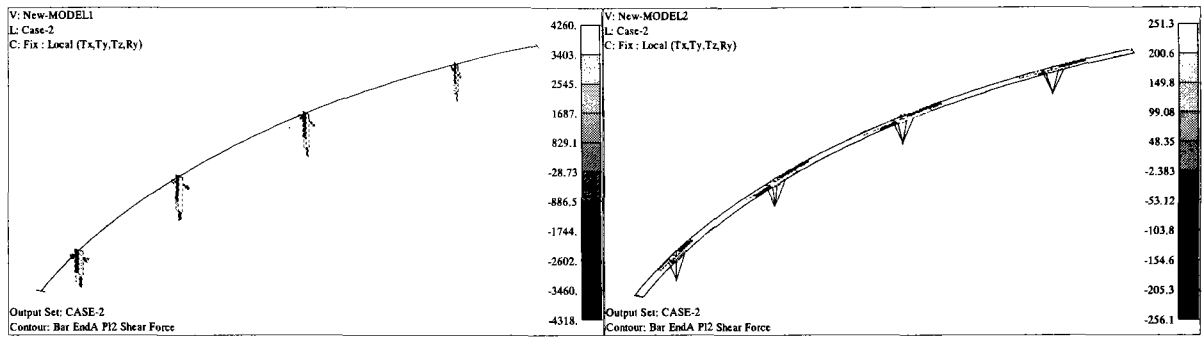


d) Case-4

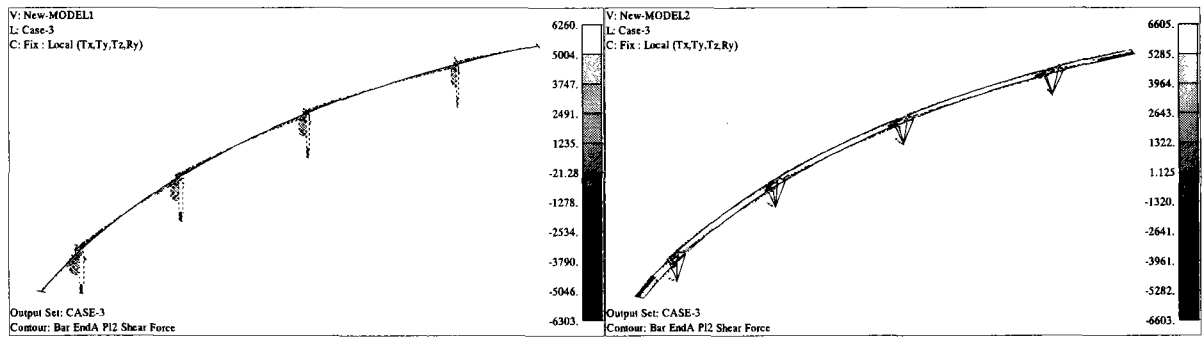
図-7. 3. 4-11面内せん断力



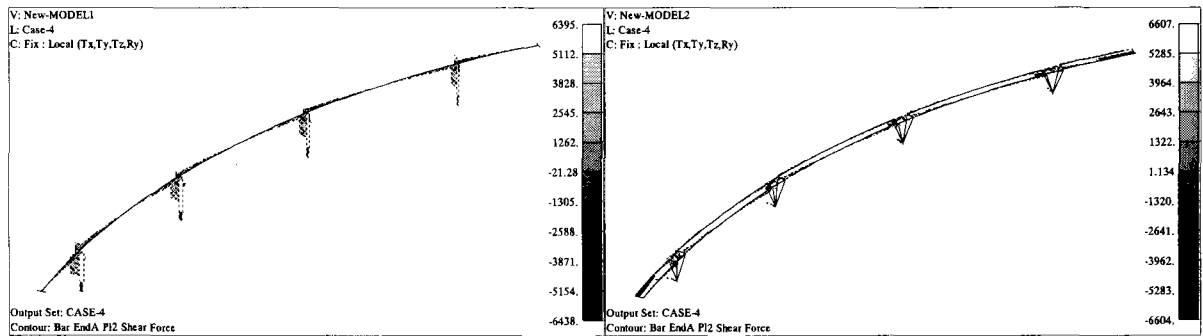
a) Case-1



b) Case-2

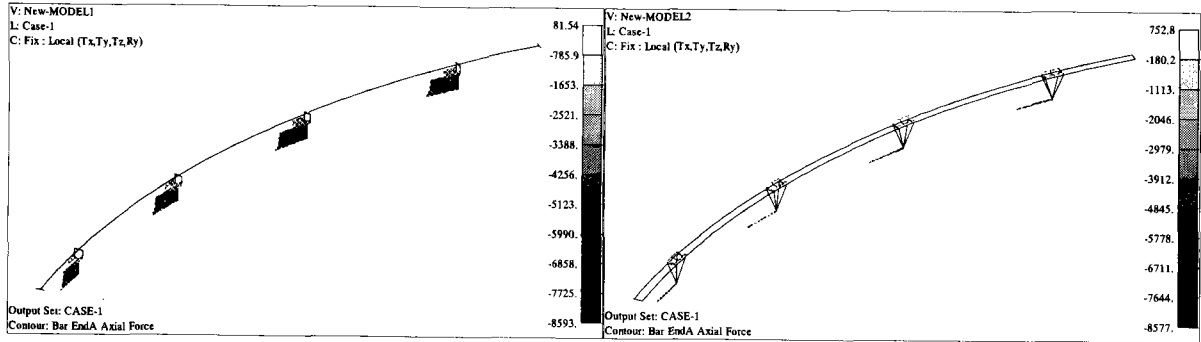


c) Case-3

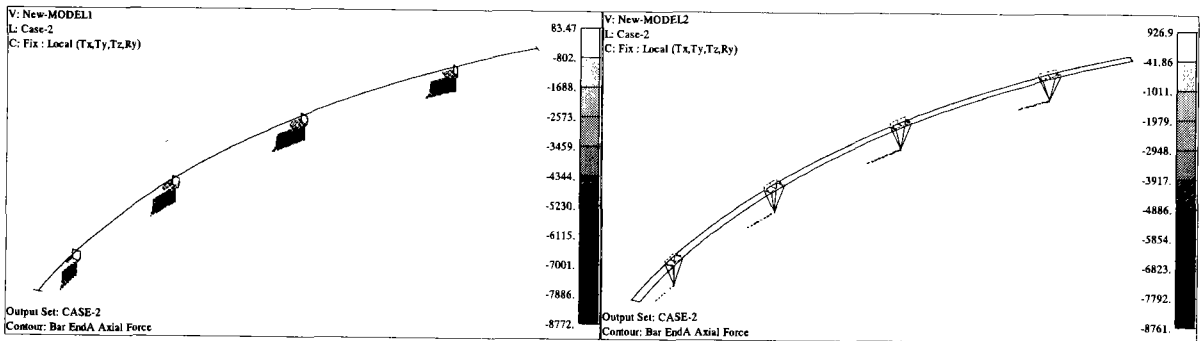


d) Case-4

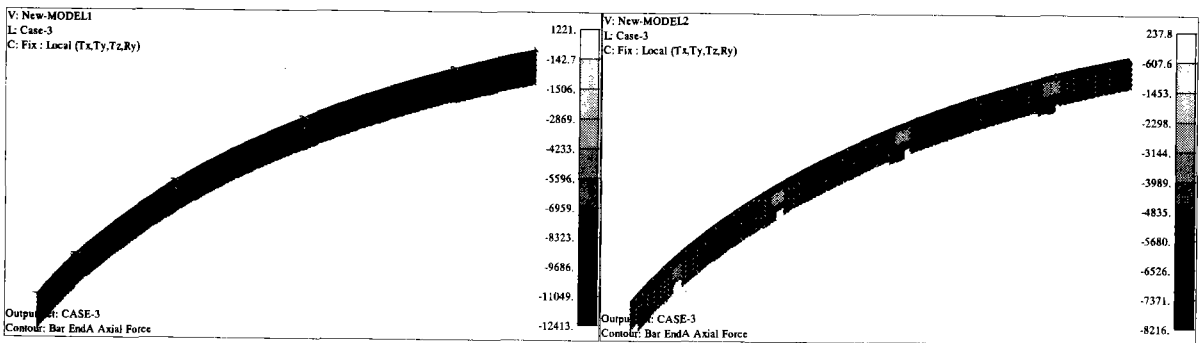
図-7.3.4. 12面外せん断力



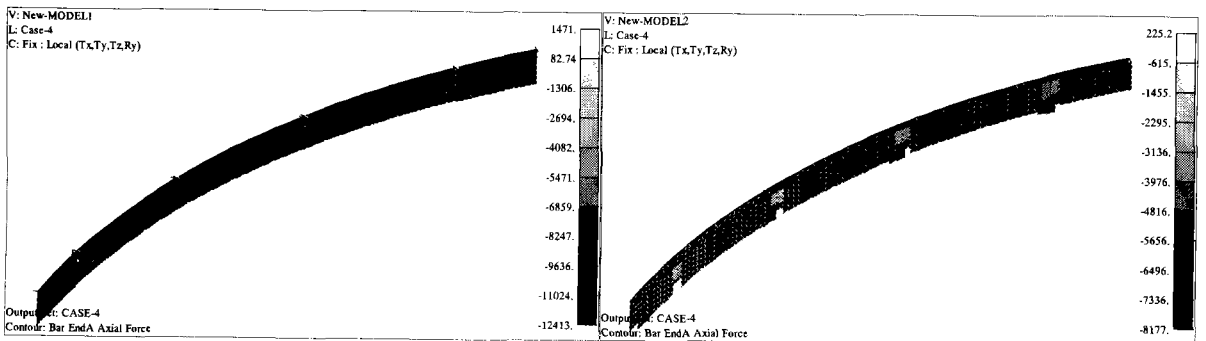
a) Case-1



b) Case-2

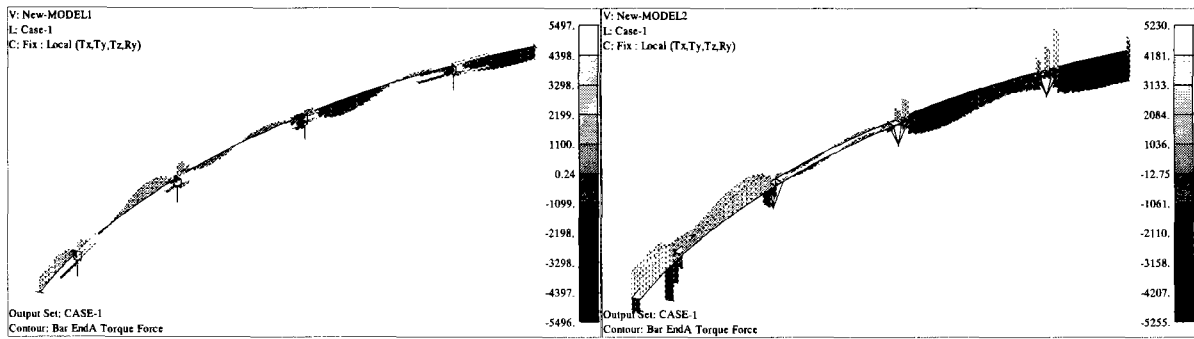


c) Case-3

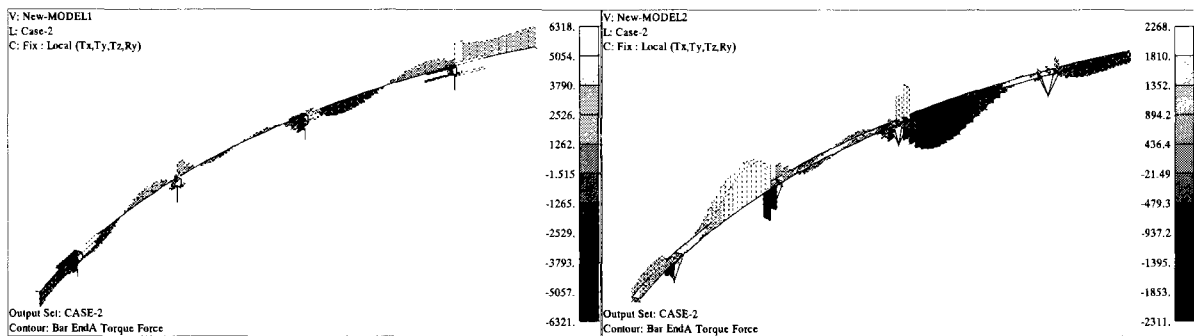


d) Case-4

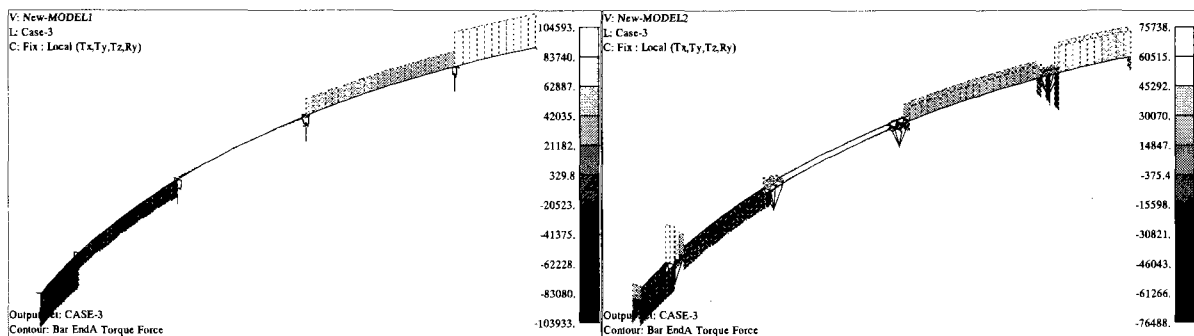
図-7.3.4.13軸力



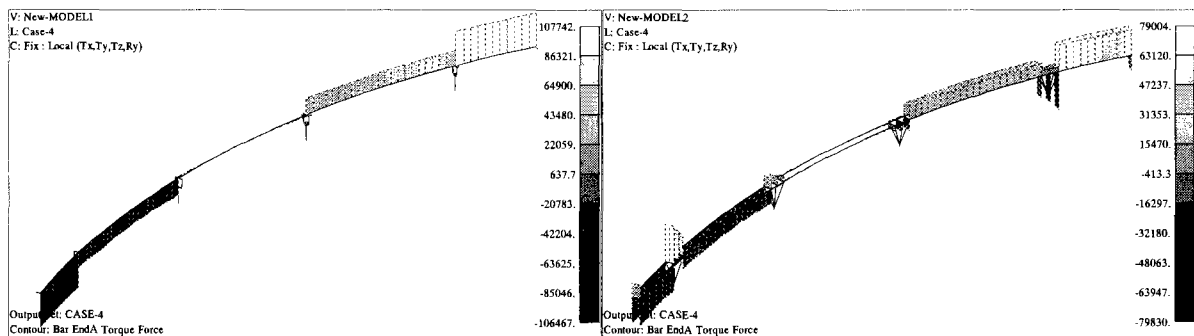
a) Case-1



b) Case-2



c) Case-3



d) Case-4

図-7.3.4.14 トルク

7.3.5 上部工の概略断面計算結果

(1) 設計断面力

各解析ケースの主要断面（支点部と支間中央部）の断面力は次に示す。

表 7.3.5-1 設計断面力一覧表

単位： 力 - tf
モーメント - tf・m

モデル		MODEL-1		MODEL-2			
				UPPER		DOWN	
断面位置	格点番号	支点部	支間中央	支点部	支間中央	支点部	支間中央
		56	68	56	68	56	68
CASE1	面内曲げモーメント	-163888	43626	-57301	22903	-55598	22644
	面内せん断力	-3499	277	-64	137	276	155
	面外曲げモーメント	-84	16	70	11	78	7
	面外せん断力	-2	0	-10	0	-9	0
	軸力	-17	-17	753	-10	574	-7
	ねじりモーメント	596	-511	-317	-1727	-321	-1751
CASE2	面内曲げモーメント	-171661	59027	-60379	30582	-58790	30470
	面内せん断力	-3683	92	-108	48	226	58
	面外曲げモーメント	-84	16	275	3	319	-27
	面外せん断力	-2	0	-14	0	-5	0
	軸力	-17	-17	922	-18	439	3
	ねじりモーメント	677	90	-299	-1004	-295	-1020
CASE3	面内曲げモーメント	-170015	6226	-53690	2262	-71977	4705
	面内せん断力	-2813	-16	1490	132	-1198	-131
	面外曲げモーメント	-39294	14000	-3290	5350	-3049	8856
	面外せん断力	-871	118	47	42	113	76
	軸力	-11669	-11750	-7788	-5826	-2764	-5922
	ねじりモーメント	52470	47810	2731	26186	2812	26480
CASE4	面内曲げモーメント	-175772	17634	-55970	7950	-74342	10502
	面内せん断力	-2950	-153	1457	67	-1235	-203
	面外曲げモーメント	-39294	14000	-3138	5344	-2871	8831
	面外せん断力	-871	118	44	42	116	75
	軸力	-11669	-11750	-7662	-5832	-2863	-5915
	ねじりモーメント	52529	48255	2744	26722	2831	27021

(2) 断面構成

モデル1の断面形状は東京湾アクアライン上部工断面を参考とし、幅員 29.9m、桁高 10.345m、外ウェブ間隔 17m の3室箱桁断面とした。モデル2は上り線 (UPPER) と下り線 (DOWN) に分かれているため、上り線と下り線の断面形状はそれぞれ幅員はモデル1の半分、桁高はモデル1のと同じ、ウェブ間隔はモデル1の半分の1室箱桁断面とした。

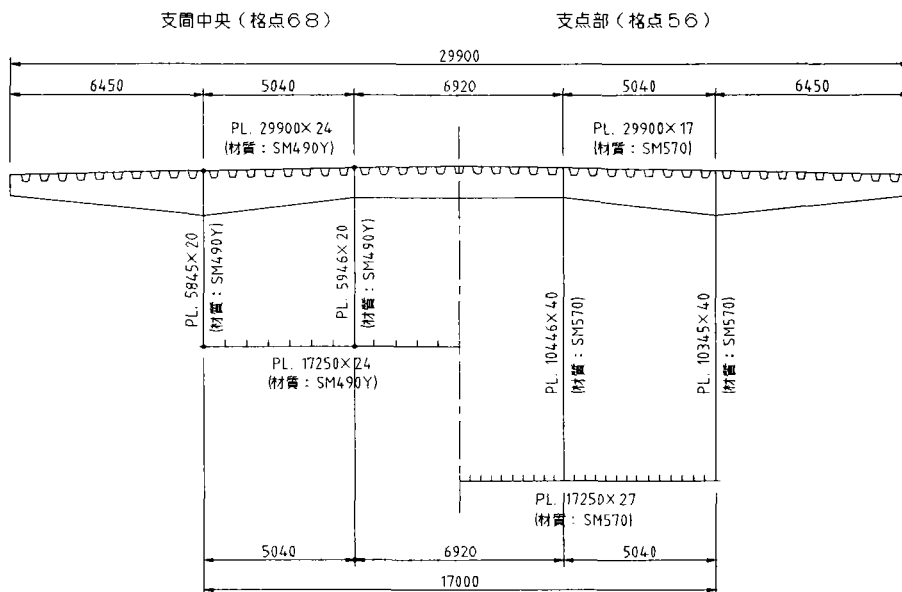


図 7.3.5-1 MODEL-1 上部工断面形状

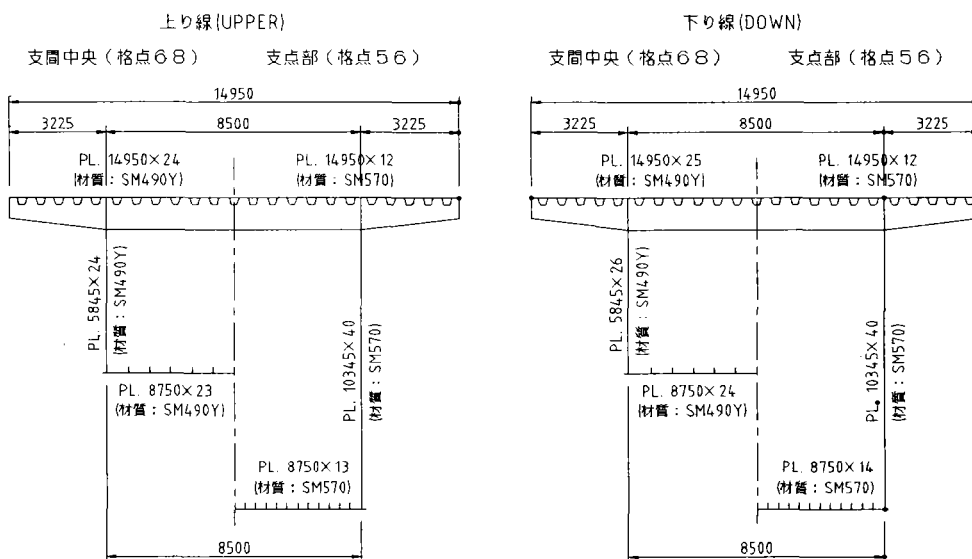


図 7.3.5-2 MODEL-2 上部工断面形状

(3) 断面応力計算

断面応力計算結果は次に示す。

表 7.3.5-2 断面応力計算一覧表

モデル		MODEL-1		MODEL-2				
				UPPER		DOWN		
断面位置		支点部	支間中央	支点部	支間中央	支点部	支間中央	
格点番号		56	68	56	68	56	68	
断面構成 (mm)	U. Flg	29900×17	29900×24	14950×12	14950×24	14950×12	14950×25	
	U. Rib	320×240×8	320×240×8	320×240×8	320×240×8	320×240×8	320×240×8	
	Web	10500×40	6000×20	10500×40	6000×24	10500×40	6000×26	
	Rib	200×21	200×19	200×21	200×19	200×21	200×19	
	L. Flg	17000×27	17000×24	8500×13	8500×23	8500×14	8500×24	
材質		SM570	SM490Y	SM570	SM490Y	SM570	SM490Y	
応力	Deck	σ (kgf/cm ²)	1816<2600	1109<2100	1585<2600	1115<2100	1733<2600	1322<2100
		τ (kgf/cm ²)	1312<1500	1165<1200	393<1500	1139<1200	387<1500	1137<1200
		合成応力K	1.11<1.20	1.15<1.20	0.37<1.20	1.13<1.20	0.49<1.20	1.20≤1.20
	Web	σ (kgf/cm ²)	2498<2600	1671<2100	2224<2600	1712<2100	2342<2600	1634<2100
		τ (kgf/cm ²)	539<1500	1114<1200	254<1500	1144<1200	218<1500	1114<1200
		合成応力K	1.03<1.20	1.00<1.20	0.74<1.20	1.05<1.20	0.82<1.20	1.15<1.20
	L. Flg	σ (kgf/cm ²)	2511<2600	1682<2100	2230<2249	1723<2100	2349<2380	1645<2100
		τ (kgf/cm ²)	718<1500	1160<1200	437<1500	1188<1200	389<1500	1192<1200
		合成応力K	1.16<1.20	0.94<1.20	0.82<1.20	1.05<1.20	0.88<1.20	1.00<1.20
断面決定理由	Deck	応力度	応力度	最小板厚	応力度	最小板厚	応力度	
	Web	最小板厚	最小板厚	最小板厚	応力度	最小板厚	応力度	
	L. Fig.	応力度	応力度	応力度	応力度	応力度	応力度	
断面積	(m ²)	3.08	1.936	1.341	1.006	1.350	1.053	
延長	(m)	450	450	450	450	450	450	
上部工鋼重	(tf)	17719		16779				
鋼重比率		1.000		0.947				

7.3.6 橋脚の概略断面計算結果

橋脚の概略断面計算はモデル2だけについて行うこととする。

(1) 設計断面力

各解析ケースの主要断面（上段部、中段部と下段部）の断面力は次に示す。

表 7.3.6-1 設計断面力一覧表

単位： 力 - tf
モーメント - tf・m

断面位置			上段部	中段部	下段部
CASE-1	面内曲げモーメント	Mi	-5,422	-10,950	-10,964
	面内せん断力	Si	-3	-1	-1
	面外曲げモーメント	Mo	-2,271	-2,698	-2,637
	面外せん断力	So	-690	3	3
	軸力	N	-3,465	-6,692	-7,488
	ねじりモーメント	T	782	0	0
CASE-2	面内曲げモーメント	Mi	-5,942	-12,001	-12,016
	面内せん断力	Si	-2	-1	-1
	面外曲げモーメント	Mo	-2,133	-2,809	-2,748
	面外せん断力	So	-644	3	3
	軸力	N	-3,238	-6,210	-7,006
	ねじりモーメント	T	857	0	0
CASE-3	面内曲げモーメント	Mi	2,055	2,564	-8,464
	面内せん断力	Si	-260	-510	-500
	面外曲げモーメント	Mo	-2,415	-30,484	6,274
	面外せん断力	So	-161	1,701	1,667
	軸力	N	-5,477	-4,839	-5,430
	ねじりモーメント	T	-301	0	0
CASE-4	面内曲げモーメント	Mi	1,670	1,784	-9,243
	面内せん断力	Si	-260	-510	-500
	面外曲げモーメント	Mo	-2,313	-30,566	6,191
	面外せん断力	So	-127	1,701	1,667
	軸力	N	-5,309	-4,483	-5,073
	ねじりモーメント	T	-245	0	0

(2) 断面構成

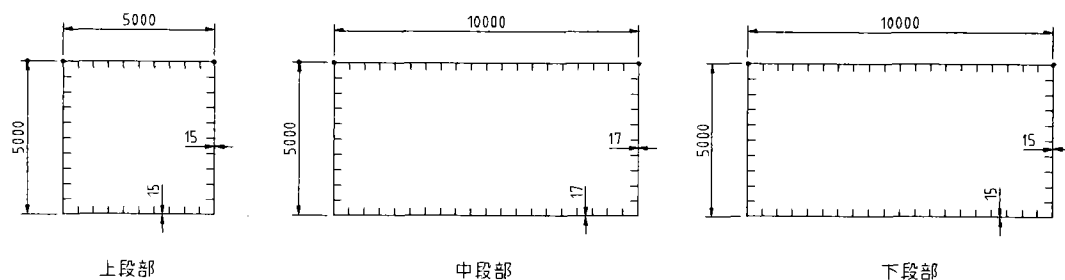


図 7.3.6-1 橋脚断面形状

(3) 断面応力計算

断面応力計算結果は次に示す。

表 7.3.6-2 断面応力計算一覧表

断面位置		上段部	中段部	下段部
断面構成 (mm)	2-Flg PL	5000×15	10000×17	10000×15
	38-Rib PL	250×28	250×28	250×28
	2-Web PL	4970×15	4966×17	4970×15
	18-Rib PL	250×28	250×28	250×28
	断面積(m ²)	0.5511	0.9008	0.8411
材質	各部断面	SM490Y	SM570	SM570
応力度 (kgf/cm ²)	Flg (σ)	1523 < 1598	1961 < 2125	1478 < 1847
	(τ)	465 < 1200	570 < 1500	634 < 1500
	Web (σ)	1519 < 1612	1960 < 2108	1474 < 1873
	(τ)	465 < 1200	570 < 1500	634 < 1500
	合成応力度	0.676 < 1.2	0.712 < 1.2	0.502 < 1.2

7.3.7 ポンツーンの概略断面計算

(1) 概要

ポンツーンの構造強度を検討する場合、全体としての構造強度と局部強度の検討を行う必要がある。ただし、本ポンツーンでは、縦、横および高さの寸法比から考えて、全体としての構造強度はほとんど問題とならないことから、以下では、局部強度の検討についてのみ示す。

ここで、局部強度の検討は外壁および隔壁で区切られた版について行う。

(2) 形状寸法

本体は、鉄筋コンクリート構造とする。

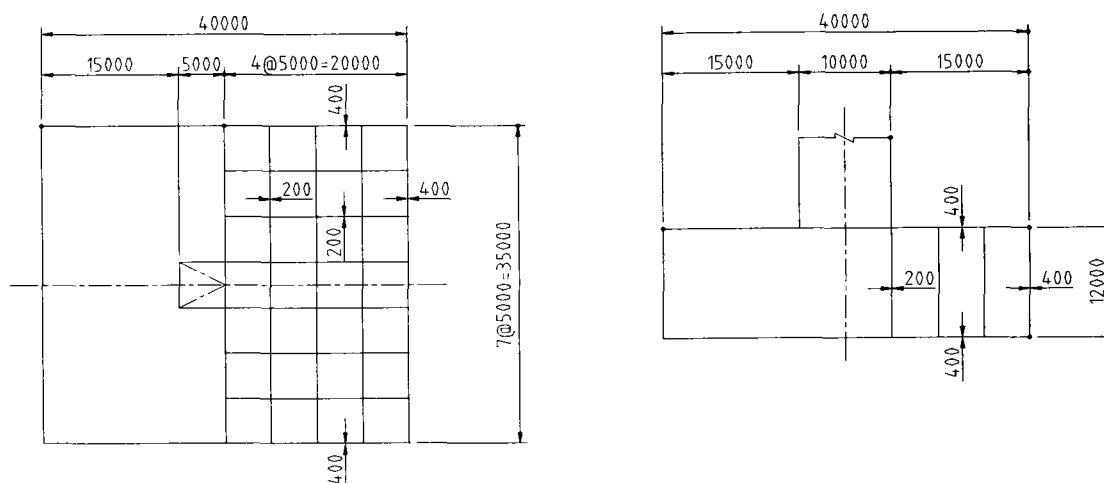


図 7.3.7-1 ポンツーン形状

(3) 荷重

ポンツーンに作用する荷重は、静水圧および波力とする。

波力

吃水 $d = 10.3\text{m}$

設計波高 $H = 6.3\text{m}$

海水の単重 $w = 1.03\text{t/m}^3$

波の周期 $T = 6\text{s}$

波長 $L = 1.56 T^2 = 56.2\text{m}$

水深 $h = 15\text{m}$

波向 $\beta = 0^\circ$

$\eta = 0.75 \times (1 + \cos \beta) \times H$

$= 9.45\text{m}$

$\alpha 1 = 0.6 + 0.5 \times \{4\pi h / L / \sinh(4\pi h / L)\}^2$

$= 0.63$

$\alpha 3 = 1 - d / h \times \{1 - 1 / \cosh(2\pi h / L)\}$

$= 0.56$

$p 1 = 0.5 \times (1 + \cos \beta) \times \alpha 1 \times w \times H$

$= 4.09\text{t}$

$p 3 = \alpha 3 \times p 1$

$= 2.29\text{t}$

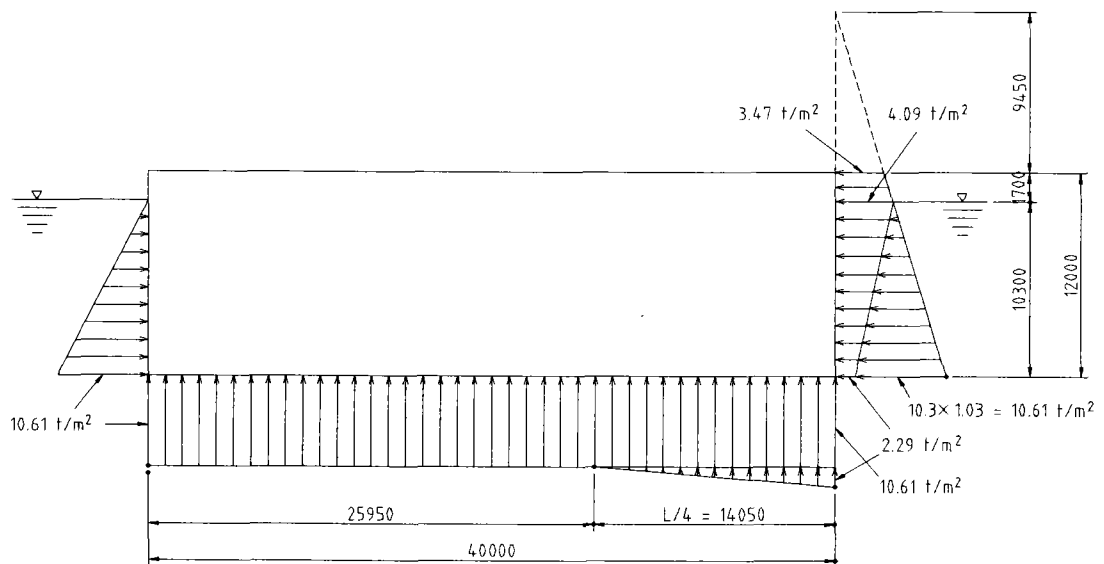


図 7.3.7-2 作用荷重

(4) 断面力

1) 底版

外壁および隔壁で支持された、5m×5mの四辺固定版とする。

版全面に等分布荷重が作用するものとし、荷重強度は以下とする。

$$q = 2.29 + 10.61 = 12.9 \text{ t/m}^2$$

最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= X \times q \times l_x^2 \\ &= 0.0513 \times 12.9 \times 5^2 \\ &= 16.5 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

表 7.3.7-1 底板座標

λ	荷重	曲げモーメント 係数	座標	1	2	3	4	5
1.00	等分布荷重	X	I	-0.0513	0.0096	0.0206	0.0096	-0.0513
			II	-0.0324	0.0059	0.0116	0.0059	-0.0324
			III	0.0000	-0.0054	-0.0086	-0.0054	0.0000
		Y	I	-0.0086	0.0116	0.0206	0.0116	-0.0086
			II	-0.0054	0.0059	0.0096	0.0059	-0.0054
			III	0.0000	-0.0324	-0.0513	-0.0324	0.0000
	三角分布荷重	X	I	-0.0179	0.0015	0.0103	0.0080	-0.0334
			II	-0.0101	0.0006	0.0058	0.0052	-0.0223
			III	0.0000	-0.0019	-0.0043	-0.0036	0.0000
		Y	I	-0.0030	0.0047	0.0103	0.0069	-0.0056
			II	-0.0017	0.0018	0.0048	0.0040	-0.0037
			III	0.0000	-0.0116	-0.0257	-0.0208	0.0000

2) 外壁

隔壁および底版で支持された、5m×12mの四辺固定版とする。

荷重強度は、面積の等しい等分布荷重に換算し、版全面に作用するものとする。

$$q = 93.92 / 12 = 7.83 \text{ t/m}^2$$

最大曲げモーメント

$$M = X \times q \times I_x^2 \qquad \lambda = I_x / I_y = 5 / 12 = 0.42 \rightarrow 0.4$$

$$= 0.0839 \times 7.83 \times 5^2$$

$$= 16.4 \text{ tm/m}$$

表 7.3.7-2 外壁座標

λ	荷重	曲げモーメント 係数	座標	1	2	3	4	5
1.00	等分布荷重	X	I	-0.0839	0.0107	0.0418	0.0107	-0.0839
			II	-0.0749	0.0106	0.0256	0.0106	-0.0749
			III	0.0000	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0.0000
		Y	I	-0.0140	0.0023	0.0080	0.0023	-0.0140
			II	-0.0125	0.0057	0.0129	0.0057	-0.0125
			III	0.0000	-0.0345	-0.0569	-0.0345	0.0000
	三角分布荷重	X	I	-0.0336	0.0017	0.0209	0.0090	-0.0503
			II	-0.0292	0.0017	0.0178	0.0089	-0.0457
			III	0.0000	-0.0021	-0.0048	-0.0036	0.0000
		Y	I	-0.0056	0.0005	0.0040	0.0017	-0.0084
			II	-0.0049	0.0021	0.0065	0.0036	-0.0076
			III	0.0000	-0.0127	-0.0284	-0.0218	0.0000

(5) 断面照査

底版、外壁ともに下図の断面とする。断面力の大きい底版にて照査する。

曲げモーメント $M = 16.5 \text{ tm/m}$

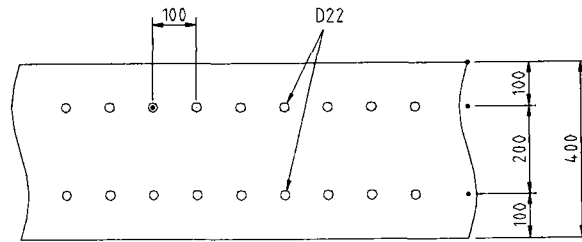


図 7.3.7-3 底板および外壁断面

コンクリート圧縮応力度	$\sigma_c = 86 \text{ kg/cm}^2$	$<$	$\sigma_a = 90 \text{ kg/cm}^2$
圧縮側鉄筋応力度	$\sigma_{sc} = 289 \text{ kg/cm}^2$	$<$	$\sigma_{sa} = 2000 \text{ kg/cm}^2$
引張側鉄筋応力度	$\sigma_{st} = 1726 \text{ kg/cm}^2$	$<$	$\sigma_{sa} = 2000 \text{ kg/cm}^2$

7.3.8 概略数量

概略数量計算はモデル2のだけについて行うこととする。

(1) 上部工数量

表 7.3.8-1 上部工数量

		MODEL-2			
		UPPER		DOWN	
断面位置		支点部	支間中央	支点部	支間中央
格点番号		56	68	56	68
断面構成 (mm)	U. Flg	14950×12	14950×24	14950×12	14950×25
	U. Rib	320×240×8	320×240×8	320×240×8	320×240×8
	Web	10500×40	6000×24	10500×40	6000×26
	Rib	200×21	200×19	200×21	200×19
	L. Flg	8500×13	8500×23	8500×14	8500×24
断面積 (m ²)		1.341	1.006	1.350	1.053
延長 (m)		450	450	450	450
上部工鋼重 (tf)		16779			

(2) 橋脚数量

表 7.3.8-2 橋脚数量

断面位置		上段部	中段部	下段部
断面構成 (mm)	2-Flg PL	5000×15	10000×17	10000×15
	38-Rib PL	250×28	250×28	250×28
	2-Web PL	4970×15	4966×17	4970×15
	18-Rib PL	250×28	250×28	250×28
	断面積 (m ²)	0.5511	0.9008	0.8411
	延長 (m)	6×2	13.4	8.4
	鋼重 (tf)	51.914	94.755	55.462
ダイヤフラム (3mt ² ッフ)	寸法 (m)	4.970×4.970	4.966×9.966	4.970×9.970
	板厚 (m)	0.5511	0.9008	0.8411
	枚数	2	4	2
	鋼重 (tf)	4.654	18.648	9.335
橋脚鋼重 (tf)		235×4基 = 940		

(3) ポンツーン数量

鉄筋コンクリート体積

床版	$35.0 \times 40.0 \times 0.4$	$= 560 \text{ m}^3$
底板	$35.0 \times 40.0 \times 0.4$	$= 560 \text{ m}^3$
橋直外壁	$(12.0 - 2 \times 0.4) \times 40.0 \times 0.4 \times 2$	$= 358 \text{ m}^3$
橋軸外壁	$(12.0 - 2 \times 0.4) \times (35.0 - 2 \times 0.4) \times 0.4 \times 2$	$= 306 \text{ m}^3$
橋直隔壁	$(12.0 - 2 \times 0.4) \times (40.0 - 2 \times 0.4) \times 0.2 \times 6$	$= 527 \text{ m}^3$
橋軸隔壁	$(12.0 - 2 \times 0.4) \times (35.0 - 2 \times 0.4 - 6 \times 0.2) \times 0.2 \times 7$	$= 517 \text{ m}^3$

合計 2828 m³

7.3.9 考 察

(1) 上部工について

断面力計算結果及び断面応力計算結果より、断面構成は CASE4（暴風時＋温度）で決まり、その内、支点部断面は面内曲げモーメント、支間中央部断面はねじりモーメントによって決まった。

上部工を上下線に分けることによって面内曲げモーメントは25%減ったが、断面構成において桁高を元のまま用いたため、ウェブの板厚は最小板厚で決まってしまったので、全体的に上部工鋼重は5%程度しか低減しなかった。最適桁高を採用することによって、上部工鋼重をさらに低減することは可能である。

(2) ポンツーンについて

試設計の結果、係留装置を設けない浮体橋梁では、浮体に作用する水平波力の影響が大きかった。よって、今後の検討課題としては、いかにして浮体に作用する波力を小さくするかということが挙げられる。

本試設計では、ポンツーンの構成部材を鉄筋コンクリート（RC）構造として検討した。他の部材構造として、鋼構造、合成構造あるいはプレストレストコンクリート（PC）構造などが考えられる。これらの部材は、RC構造に比べ軽量であるため、浮体高を小さくして水平波力を低減することが可能である。

さらに、ポンツーンの形状を直方体ではなく、流線形のような抗力係数の小さな形状にすることにより波力を低減するといった方策も考えられる。

トラス桁案 (支間150m)

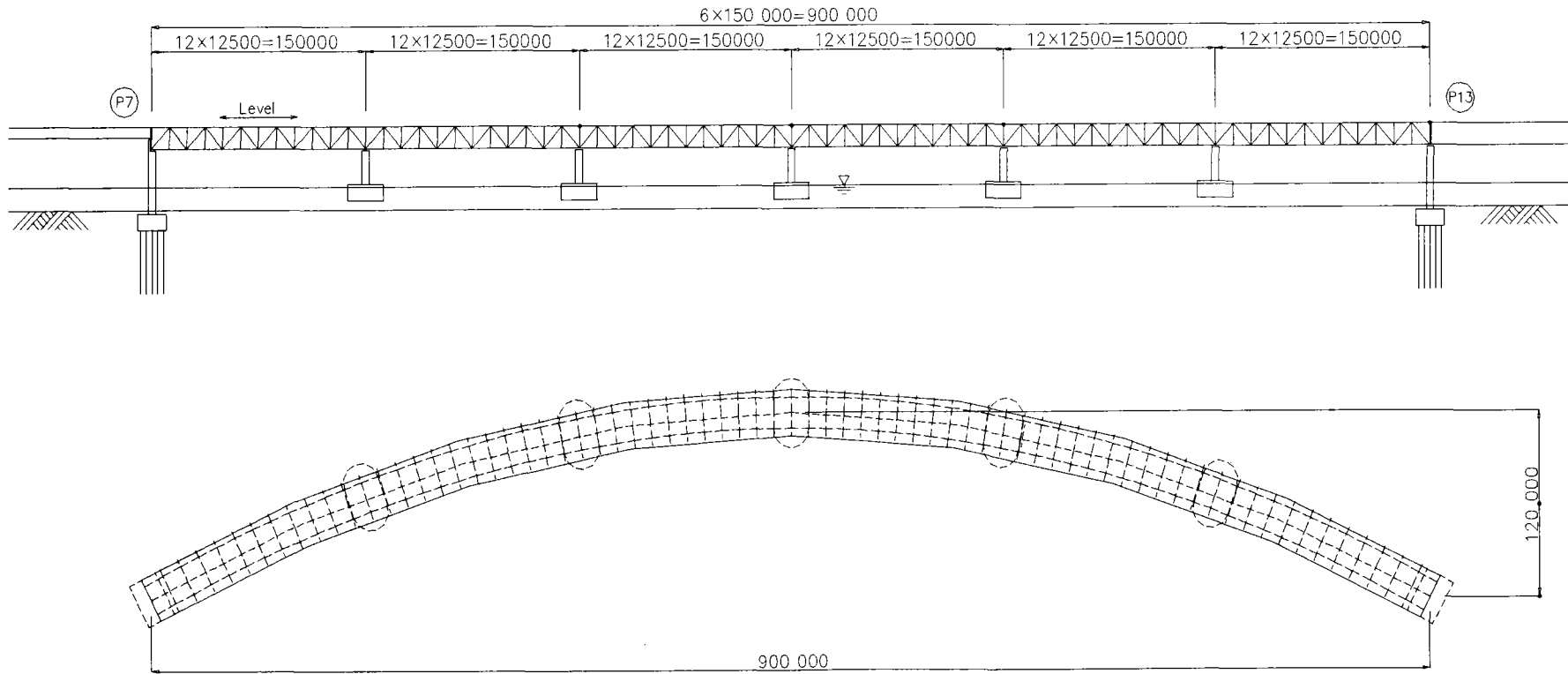


図 7. 4. 1 構造一般図 (1)

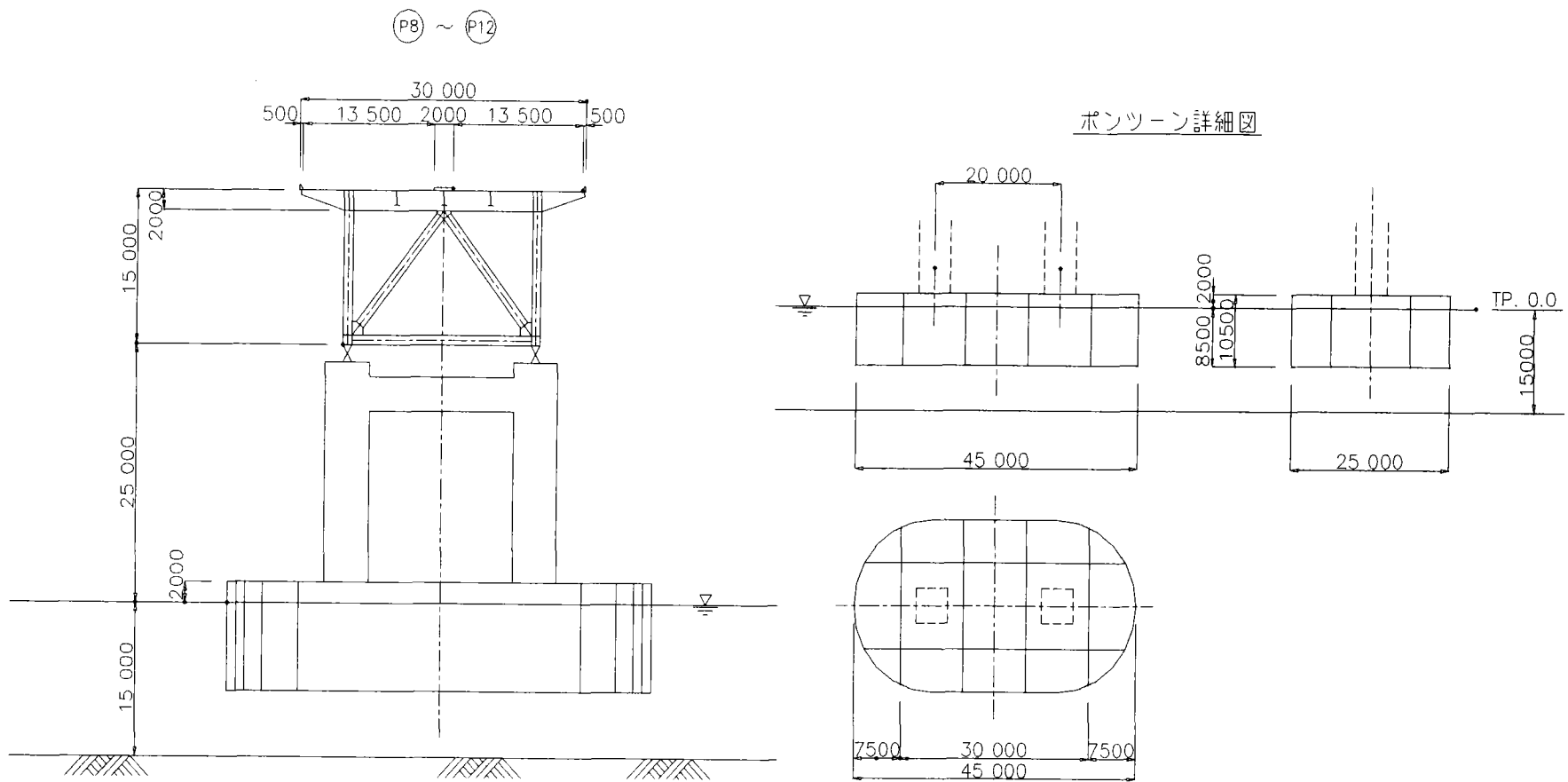


図 7. 4. 2 構造一般図 (2)

ポンツーン詳細図

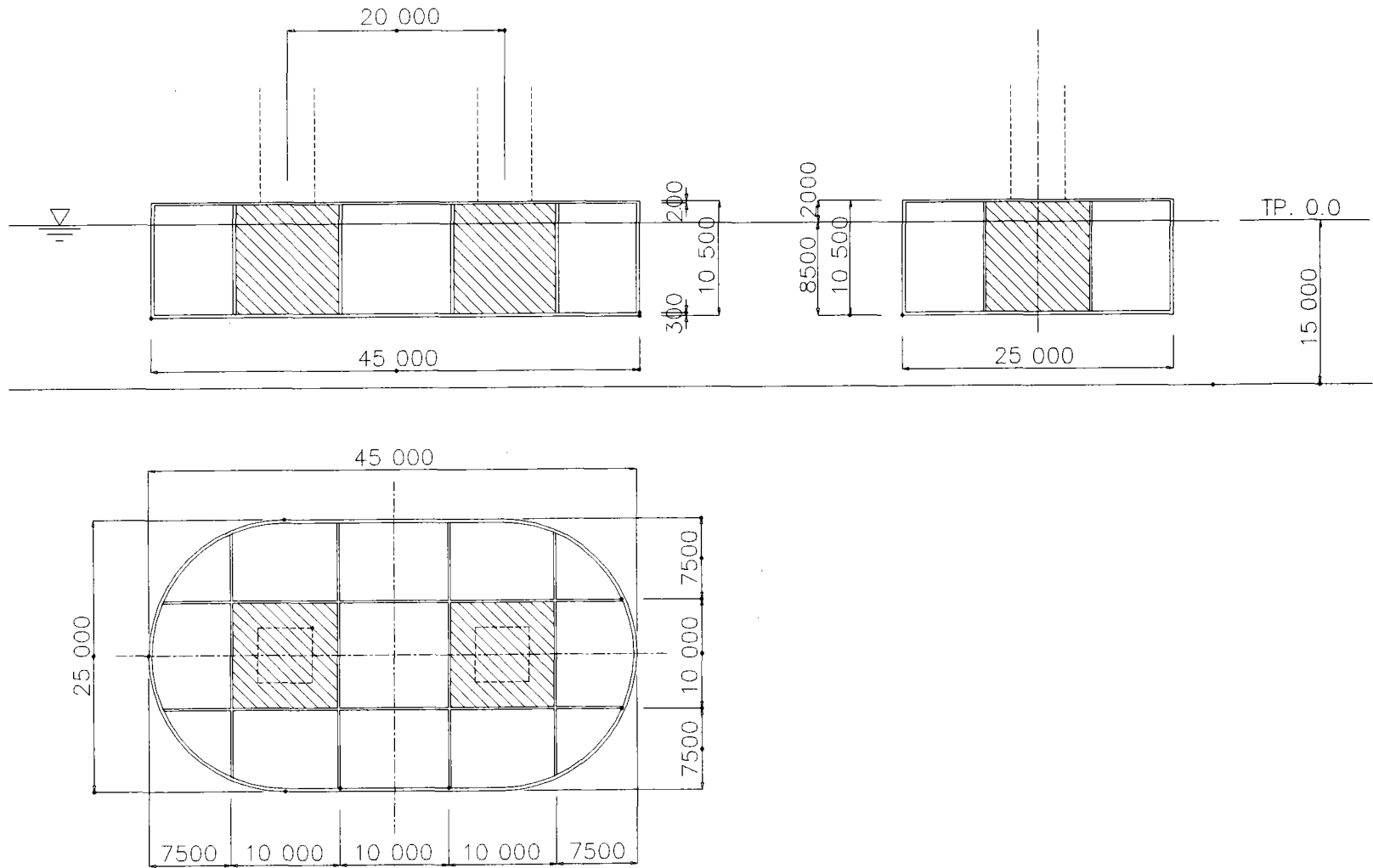


図 7. 4. 3 構造一般図 (3)

7. 4. 2 構造解析の要領

1. 解析モデル

解析モデルとしては、断面力の重ね合わせを考慮すると立体解析が有利であるが、本案はトラス橋であり、立体解析とした場合のモデル作成が煩雑になることから、トラス面内については平面解析によるものとし、アーチ面内については立体解析として断面力を重ね合わせることにした。

なお、各解析モデルに作用させる荷重は下記のとおりである。

表7. 4. 1 荷重

解析方向	解析モデル	荷 重
トラス面内	平面解析	死荷重, 活荷重, 潮位差
アーチ面内	立体解析	潮流力, 波力, 風荷重, 温度変化

2. 支点の拘束条件

(1) トラス面内

表7. 4. 2 トラス面内の支点拘束条件

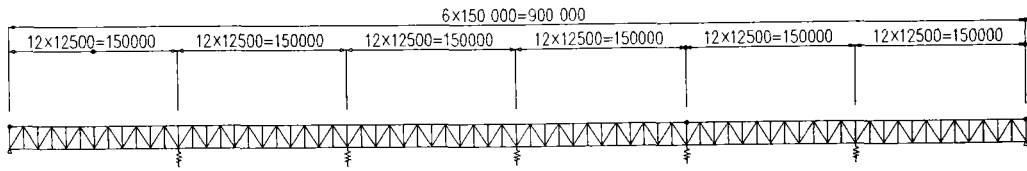
	X方向	Z方向	Y軸回り回転
両端支点	固 定	固 定	自 由
中間支点	自 由	バ ネ	自 由

(2) アーチ面内

表7. 4. 3 アーチ面内の支点拘束条件

	X方向	Y方向	Z方向	X回り回転	Y回り回転	Z回り回転
両端支点	固 定	固 定	固 定	固 定	自 由	固 定
ポンツーン下端	自 由	自 由	バ ネ	バ ネ	バ ネ	自 由

平面解析



立体解析

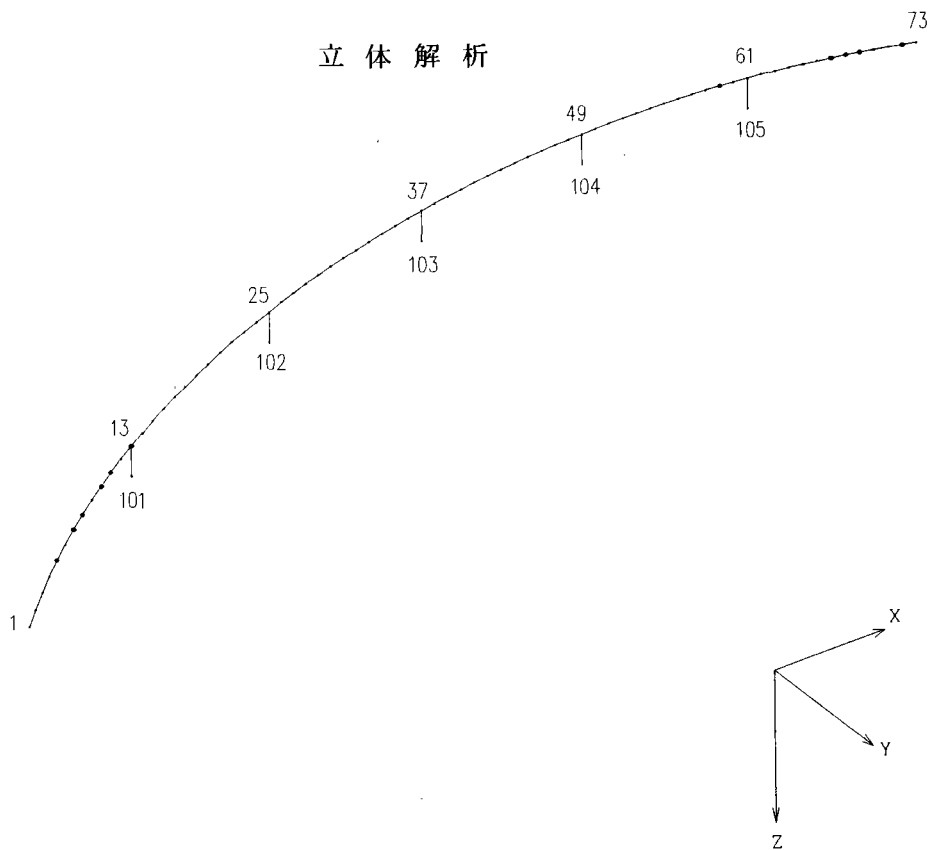


図 7. 4. 4 解析モデル

表 7. 4. 4 格点座標

全長 (L : m) 900

ライズ比 (f/L) 1/7.5

格点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
X	0.000	12.500	25.000	37.500	50.000	62.500	75.000	87.500	100.000	112.500	125.000	137.500	150.000	162.500
Y	0	6.574	12.963	19.167	25.185	31.019	36.667	42.130	47.407	52.500	57.407	62.130	66.667	71.019
Z	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
格点番号	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
X	175.000	187.500	200.000	212.500	225.000	237.500	250.000	262.500	275.000	287.500	300.000	312.500	325.000	337.500
Y	75.185	79.167	82.963	86.574	90.000	93.241	96.296	99.167	101.852	104.352	106.667	108.796	110.741	112.500
Z	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
格点番号	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
X	350.000	362.500	375.000	387.500	400.000	412.500	425.000	437.500	450.000	462.500	475.000	487.500	500.000	512.500
Y	114.074	115.463	116.667	117.685	118.519	119.167	119.630	119.907	120.000	119.907	119.630	119.167	118.519	117.685
Z	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
格点番号	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56
X	525.000	537.500	550.000	562.500	575.000	587.500	600.000	612.500	625.000	637.500	650.000	662.500	675.000	687.500
Y	116.667	115.463	114.074	112.500	110.741	108.796	106.667	104.352	101.852	99.167	96.296	93.241	90.000	86.574
Z	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
格点番号	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
X	700.000	712.500	725.000	737.500	750.000	762.500	775.000	787.500	800.000	812.500	825.000	837.500	850.000	862.500
Y	82.963	79.168	75.185	71.019	66.667	62.130	57.407	52.500	47.407	42.130	36.667	31.019	25.185	19.167
Z	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
格点番号	71	72	73	101	102	103	104	105						
X	875.000	887.500	900.000	150.000	300.000	450.000	600.000	750.000						
Y	12.963	6.574	0.000	66.667	106.667	120.000	106.667	66.667						
Z	0.000	0.000	0.000	-32.500	-32.500	-32.500	-32.500	-32.500						

・接合条件

表 7. 4. 5 部材の結合条件

部材番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
i 端	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
j 端	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
結合条件	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix
部材番号	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
i 端	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
j 端	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
結合条件	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix
部材番号	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
i 端	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
j 端	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43
結合条件	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix
部材番号	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56
i 端	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56
j 端	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57
結合条件	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix
部材番号	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
i 端	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
j 端	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71
結合条件	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-Fix
部材番号	71	72	73	74	75	76	77							
i 端	71	72	13	25	37	49	61							
j 端	72	73	101	102	103	104	105							
結合条件	Fix-Fix	Fix-Fix	Fix-ハ ^ネ	Fix-ハ ^ネ	Fix-ハ ^ネ	Fix-ハ ^ネ	Fix-ハ ^ネ							

表7. 4. 6 断定定数

	支間部	支点部
Au (m ²)	0.08	0.10
Al (m ²)	0.09	0.15
B (m)	20.00	20.00
H (m)	13.70	13.70
Ad (m ²)	0.07	0.10
Ab (m ²)	0.02	0.05
Ah (m ²)	0.02	0.05
d (m)	18.55	18.55
r (m)	16.01	16.01
λ1 (m)	12.50	12.50
λ2 (m)	12.50	12.50

	支間部	支点部
上・下弦材平均断面積 : Ac(m ²)	0.08	0.12
面内断面二次モーメント : Iv(m ⁴)	15.90	22.52
面内断面二次モーメント : Ih(m ⁴)	33.88	48.00
純ねじり定数 : J (m ⁴)	7.82	17.28
曲げねじり定数 : Cw (m ⁶)	1501.52	2252.28

		柱部
断面積 (m ²)		0.60
断面二次モーメント (m ⁴)	橋軸回り	0.88
	橋直回り	60.00

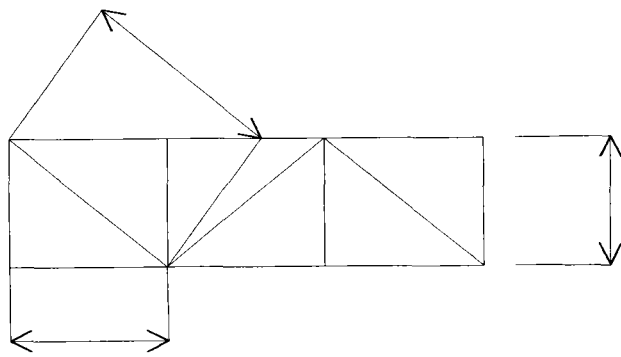
	部材番号
支間部	1~10, 15~22, 27~34, 39~46, 51~58, 63~72
支点部	11~14, 23~26, 35~38, 47~50, 59~62
柱部	73~77

表7. 4. 7 支点条件

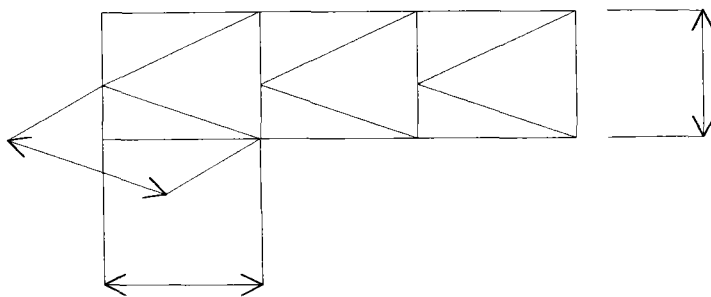
格点番号	1	73	101	102	103	104	105
条件	Fix	Fix	バネ	バネ	バネ	バネ	バネ

表7. 4. 8 バネ値

格点番号		101	102	103	104	105
鉛直バネ(tf/m)		1,021	1,021	1,021	1,021	1,021
回転バネ (tf・m/rad)	橋直回り	40,020	40,020	40,020	40,020	40,020
	橋軸回り	163,560	163,560	163,560	163,560	163,560



A_d : 斜材断面積



A_b : 横構断面積

A_h : 主横弦材断面積

純ねじり定数 : J

$$J = \frac{1}{G} \frac{b l^2 - b^2 l}{b l}$$

曲げねじり定数 : C_w

$$C_w = A_c \times \frac{B^2 \times H^2}{4}$$

ここで、

$$B_1 = G (t_1 \times B + t_2 \times H) \times B \times H / 2$$

$$B_2 = G (t_1 \times B - t_2 \times H) \times B \times H / 2$$

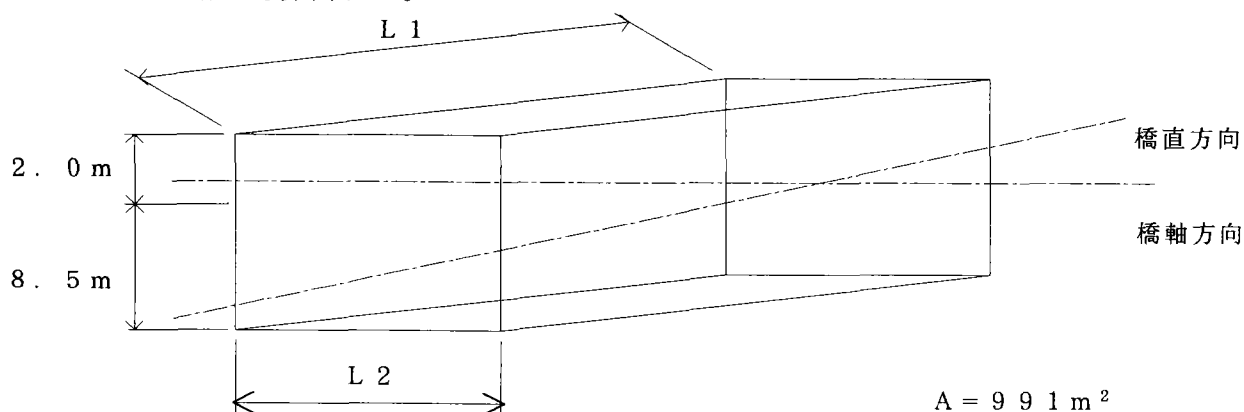
$$t_1 = \frac{E}{G} \frac{\lambda_1 \times H}{d^3 / A_d + 2 \lambda_1^3 / 3 A_c}$$

$$t_2 = \frac{E}{G} \frac{\lambda_2 \times B}{2 r^3 / A_b + B^3 / 4 A_h + \lambda_2^3 / 6 A_c}$$

3. ポンツーンのパネ定数

・ポンツーンの諸元

ポンツーンの平面形状は小判型であるが、断面積を等価置換した矩形形状として諸元を算出する。



鉛直反力 $F : 4500 \text{ tf}$

重量 $W : 4200 \text{ tf}$

排水要領 $V : 8423.5 \text{ m}^3$

重心位置 $G : 4.25 \text{ m}$

浮心位置 $C : 5.25 \text{ m}$

水線面断面二次モーメント

橋直方向回り

$L1 = 24.0 \text{ m}$

$L2 = 41.3 \text{ m}$

$I = 47578 \text{ m}^4$

橋軸方向回り

$L1 = 22.0 \text{ m}$

$L2 = 45.0 \text{ m}$

$I = 167063 \text{ m}^4$

ポンツーンのパネ定数

鉛直バネ : K

$K = \text{排水重量} / \text{吃水} \quad (\text{海水の単重} : 1.03 \text{ tf/m}^3)$

$K = 8,423.5 \times 0.13 / 8.5 = 1,021 \text{ tf/m}$

回転バネ : $K\theta$

$GM = I / V - GC$

$K\theta = (F + W) \times GM$

橋直方向回り

$GM = 47,578 / 8,423.5 - (5.25 - 4.25) = 4.6 \text{ m}$

$K\theta = (4,500 + 4,200) \times 4.6 = 40,020 \text{ tf}\cdot\text{m/rad}$

橋軸方向回り

$GM = 167,063 / 8,423.5 - (5.25 - 4.25) = 18.8 \text{ m}$

$K\theta = (4,500 + 4,200) \times 18.8 = 163,560 \text{ tf}\cdot\text{m/rad}$

7. 4. 3 荷重の組み合わせ

1. 下記の2ケースについて検討する。

表7. 4. 9 荷重の組み合わせ

荷重状態	荷重の組み合わせ	許容応力度の割増し
常時	死荷重+活荷重+潮流力+潮位差	1. 00
暴風時+温度変化	死荷重+潮流力+潮位差+風荷重(死)+波力+温度変化	1. 35

2. 荷重

・死荷重

$$W_d = 24.0 \text{ tf/m}$$

・活荷重

$$W_l = 6.0 \text{ tf/m} \quad (\text{衝撃込み})$$

・潮位差

$$\pm 0.77 \text{ m} \quad (\text{朔望平均満潮位} \sim \text{干潮位})$$

・風荷重（関空工事報告書）

$$V_d = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot v_{10}$$

$$\begin{aligned} \nu_1 &: \text{高さ方向補正係数} &= & 1.17 \text{ [H = 30m]} \\ \nu_2 &: \text{水平方向補正係数} &= & 1.19 \text{ [L > 300m]} \\ V_{10} &: \text{10分間平均風速} &= & 50 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\therefore V_d = 69.6 \text{ m/s}$$

$$P = 1/2 \rho \cdot V_d^2 \cdot C_d \cdot A$$

$$\begin{aligned} \rho &: \text{空気密度} &= & 0.125 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4 \\ A &: \text{受風面積} &= & 7.5 \text{ m}^2/\text{m} \\ C_d &: \text{抗力係数} &= & 1.1 \times \sqrt{(3/2 \Phi)} = 1.91 \\ &&& \text{(充実率: } \Phi = 0.5) \end{aligned}$$

$$\therefore P = \underline{4.34 \text{ tf/m}}$$

・温度変化

$$T = \pm 30^\circ$$

・潮流力

$$F = W/2 g \times C_D \times A \times V^2$$

$$\begin{aligned} W &: \text{海水の単位体積重量} &= & 1.03 \text{ tf/m}^3 \\ g &: \text{重量加速度} &= & 9.8 \text{ m/sec}^2 \\ C_D &: \text{抗力係数} &= & 0.4 \\ A &: \text{流速方向の投影面積} &= & 212.5 \text{ m}^2 \text{ (25.0} \times \text{8.5)} \\ V &: \text{流速} &= & 0.3 \text{ m/sec} \end{aligned}$$

$$\therefore F = \underline{0.40 \text{ tf}}$$

・波力（浮体式係船岸の設計・施工マニュアル（案））

$$P_w = w \cdot H \cdot L \cdot d$$

$$\begin{aligned} w &: \text{海水の単位体積重量} &= & 1.03 \text{ tf/m}^3 \\ H &: \text{波高 (1.8H}_{1/3}) &= & 6.3 \text{ m} \\ L &: \text{浮体の水中長さ} &= & 25.0 \text{ m} \\ d &: \text{浮体の吃水} &= & 8.5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\therefore P_w = \underline{1378.91 \text{ tf}}$$

7. 4. 4 構造解析結果のまとめ

表7. 4. 10 平面解析結果（常時）

			第1支間中央	第1中間支点	第2支間中央	第2中間支点	第3支間中央	第3中間支点	
上弦材	軸力	死荷重		-1355	1148	-865	980	-1069	759
		活荷重	最大	123	246	195	226	60	99
		活荷重	最小	-1109	-1259	-1568	-1003	-1232	-712
		潮位差	最大	503	1006	924	842	767	694
		潮位差	最小	-503	-1006	-924	-842	-767	-694
		潮流力		0	0	0	0	0	0
		合計	最大	-729	2400	254	2048	-232	1552
		合計	最小	-2967	-1117	-3357	-865	-3058	-647
下弦材	軸力	死荷重		700	-969	291	-910	481	-694
		活荷重	最大	665	673	884	555	753	506
		活荷重	最小	-617	-609	-51	-623	-589	-743
		潮位差	最大	128	208	223	141	66	8
		潮位差	最小	-128	-208	-223	-141	-66	-8
		潮流力		0	0	0	0	0	0
		合計	最大	1493	-88	1398	-214	130	-180
		合計	最小	-45	-1786	-446	-1674	-174	-1445

表7. 4. 11 平面解析結果（暴風時+温度変化）

			第1支間中央	第1中間支点	第2支間中央	第2中間支点	第3支間中央	第3中間支点	
上弦材	軸力	死荷重		-1355	1148	-865	980	-1069	759
		活荷重							
		潮位差	最大	503	1006	924	842	767	694
		潮位差	最小	-503	-1006	-924	-842	-767	-694
		潮流力		0	0	0	0	0	0
		合計	最大	-852	2154	59	1822	-292	1453
		合計	最小	-1858	142	-1789	138	-1826	65
下弦材	軸力	死荷重		700	-969	291	-910	481	-694
		活荷重							
		潮位差	最大	128	208	223	141	66	8
		潮位差	最小	-128	-208	-223	-141	-66	-8
		潮流力		0	0	0	0	0	0
		合計	最大	828	-761	514	-769	547	-686
合計	最小	572	-1177	68	-1051	415	-702		

表 7. 4. 1 2 立体解析結果 (暴風時 + 温度変化)

			第 1 支間中央	第 1 中間支点	第 2 支間中央	第 2 中間支点	第 3 支間中央	第 3 中間支点
軸力	風荷重		-3816	-3689	-3603	-3513	-3468	-3453
	波力		-8068	-7573	-7586	-7311	-7330	-7303
	潮流力		-2	-2	-2	-2	-2	-2
	温度	最大	288	297	303	310	314	315
		最小	-288	-297	-303	-310	-314	-315
	合計	最大	-11598	-10967	-10887	-10516	-10487	-10444
	合計	最小	-12175	-11561	-11494	-11136	-11114	-1073
曲げモーメント (鉛直軸回り)	風荷重		8540	2272	-1888	-6084	-8173	-8871
	波力		26424	-13170	2846	-31489	-10215	-37598
	潮流力		8	-4	1	-9	-3	-11
	温度	最大	12774	3335	2927	9249	12395	13443
		最小	-12774	-3335	-2927	-9249	-12395	-13443
	合計	最大	47744	-7566	3886	-28334	-5996	-33037
	合計	最小	22197	-14237	-1968	-46831	-30785	-59923
曲げモーメント (水平軸回り)	風荷重		0	0	0	0	0	0
	波力		-29225	-45733	-62370	-80277	-87339	-93957
	潮流力		-8	-13	-18	-23	-25	-27
	温度	最大	1	0	0	0	0	0
		最小	-0	-0	-0	-0	-0	-0
	合計	最大	-29233	-45746	-62748	-80301	-87365	-93984
	合計	最小	-29233	-45746	-62748	-80301	-87365	-93984
捻りモーメント	風荷重		0	0	0	0	0	0
	波力		-37125	-11355	-15144	2671	-4720	1417
	潮流力		-11	-3	-4	1	-1	3
	温度	最大	0	0	0	0	0	0
		最小	-0	-0	-0	-0	-0	-0
	合計	最大	-37136	-11358	-15149	2671	-4721	11420
	合計	最小	-37136	-11358	-15149	2671	-4721	11420
せん断力 (鉛直方向)	風荷重		0	0	0	0	0	0
	波力		-381	-273	-273	-95	-95	95
	潮流力		-0	-0	-0	-0	-0	-0
	温度	最大	0	0	0	0	0	0
		最小	-0	-0	-0	-0	-0	-0
	合計	最大	-381	-273	-273	-95	-95	95
	合計	最小	-381	-273	-273	-95	-95	95
せん断力 (水平方向)	風荷重		109	94	81	62	44	26
	波力		236	-446	66	-546	95	-635
	潮流力		0	-0	0	-0	0	-0
	温度	最大	126	103	83	53	26	2
		最小	-126	-103	-83	-53	-26	2
	合計	最大	471	-249	230	-431	164	607
	合計	最小	219	-456	64	-537	113	612

反力のまとめ

表7. 4. 13 面内解析による支点反力（1主構あたり）

	端支点		第1中間支点	第2中間支点	第3中間支点
	V	H	V	V	V
死荷重(1)	766.1	505.5	1953.5	1806.2	1751.4
死荷重(2)	371.9	1012.5	338.8	471.8	488.3
死荷重(3)	117.4	714.4	248.5	386.9	419.3
(1)+(2)+(3)	1255.4	2232.4	2540.8	2664.9	2659
(1)+(3)	883.5	1219.9	2202	2193.1	2170.7

表7. 4. 14 端支点の1支点あたり反力（暴風時+温度）

	HX（橋軸方向）			HY（直角方向）			V（鉛直方向）		
	Hによる	Mによる	合計	Hによる	Mによる	合計	Vによる	Mによる	合計
死荷重+潮位差	1219.9	0	1219.9	0	0	0	883.5	0	883.5
潮流+風+波力+温度	4353.1	2143.4	6496.5	29.1	0	29.1	141.3	1328.5	1469.8
合計			7716.4			29.1			2353.3

変形量のまとめ

表7. 4. 15 トラス部の変形量

(mm)

	端支点（上弦材）	中央部		
	水平方向変位	水平方向変位		鉛直変位
		橋軸方向	直角方向	
活荷重	83			980
潮位差	42			840
風荷重			380	
波力			814	187
温度			570	

7. 4. 5 上部工の概略断面計算結果

1. 検討対象部材

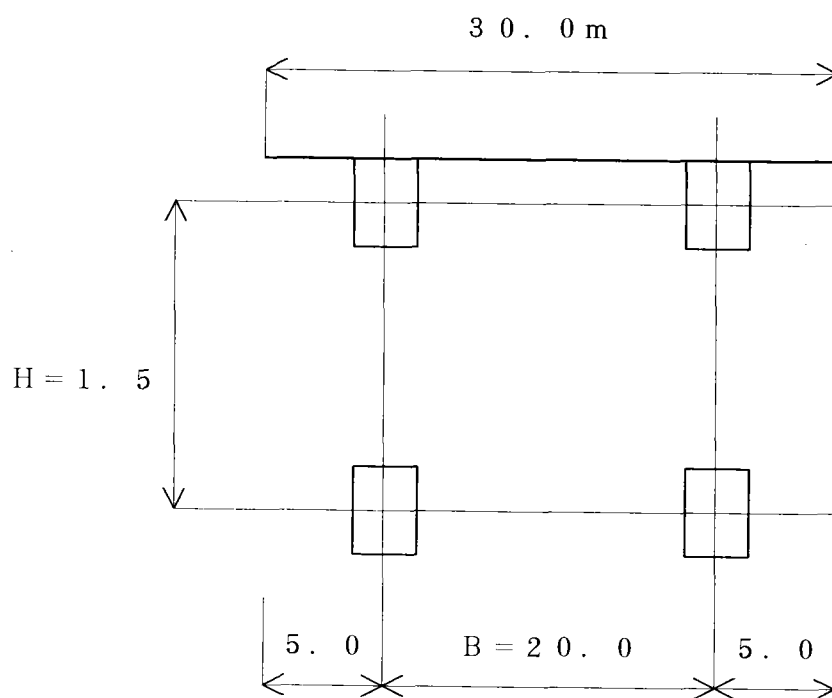
断面力の整理より，断面力の大きい下記の2ヶ所とする。

- 1) 第1支間中央
- 2) 第1中間支点

2. 上弦材，下弦材の断面

(1) 断面計算における断面力の整理

上弦材，下弦材の断面は，立体解析により算出された曲げモーメントを軸力に換算し，トラス面内の平面解析により算出された軸力と重ねあわせる。



$$N1 = N0 + \frac{M_z}{B} + \frac{M_y}{H}$$

$$N = N2 + N1$$

N : 設計軸力

N1 : 立体解析による軸力

N2 : 平面解析による軸力

表 7. 4. 16 常時の断面力

(tf)

		N 0	M_z/B	M_y/H	N 1	N 2	N
第 1	上弦材	0	0	0	0	-2967	-2967
中間支間	下弦材	0	0	0	0	1493	1493
第 1	上弦材	0	0	0	0	2400	2400
中間支点	下弦材	0	0	0	0	-1786	-1786

表 7. 4. 17 暴風時 + 温度変化の断面力

(tf)

		N 0	M_z/B	M_y/H	N 1	N 2	N
第 1	上弦材	-3044	-1194	-974	-5212	-1858	-7070
中間支間	下弦材	-3044	-1194	-974	-5212	828	-4384
第 1	上弦材	-2890	-356	-1525	-4771	2154	-2617
中間支点	下弦材	-2890	-356	-1525	-4771	-1177	-5948

(2) 断面決定方法

- 1) 最終的に概算鋼重を算出することから、仮定断面で応力度計算を行い、許容応力度との比を考慮して、断面積を算出する、
- 2) 上弦材には、鋼床版の床組作用による応力度を加算する。
- 3) 許容応力度は、関空設計概要による。

仮定断面

各部材の断面積・断面二次モーメント

(1) 上弦材 (鋼床版含む)

デッキプレート: 12mm (支点上16mm厚)

$$A = 12 \times 10^{-3} \times 30 = 0.4 \text{ m}^2 \quad (0.5 \text{ m}^2)$$

$$I = 12 \times 10^{-3} \times 30^3 / 12 = 27 \text{ m}^4 \quad (36 \text{ m}^4)$$

タブ: 320×260×6

$$a = (0.32 \times 2 + 0.26) \times 6 \times 10^3 = 5.4 \text{ E}_03 \text{ m}^2 \rightarrow A = 44 \times a = 0.2 \text{ m}^2$$

$$I = \Sigma a y^2 = 17 \text{ m}^4$$

縦桁: 1-Web 900×10, 1-Flg 280×14 (支点上: 1-Web 900×10, 1-Flg 200×10)

$$a = 0.9 \times 0.01 + 0.28 \times 0.014 = 1.292 \text{ E}_02 \text{ m}^2$$

$$I = \Sigma a y^2 = 1 \text{ m}^4$$

耳桁: 1-Web 500×10, 1-Flg 160×15

$$a = 0.05 \times 0.01 + 0.16 \times 0.015 = 7.4 \text{ E}_03 \text{ m}^2$$

$$I = \Sigma a y^2 = 7 \text{ m}^4$$

上弦材: 2-Web 1500×15, 1-Flg 1000×14 (支点上: 2-Web 1500×23, 1-Flg 1000×10)

$$a = 2 \times 1.5 \times 0.015 + 1.0 \times 0.014 = 5.9 \text{ E}_02 \text{ m}^2 \rightarrow A = 2 \times a = 0.1 \text{ m}^2 \quad (0.2 \text{ m}^2)$$

$$I = \Sigma a y^2 = 6 \text{ m}^4 \quad (0.2 \text{ m}^4)$$

合計:

$$A = 0.7 \text{ m}^2 \quad (0.9 \text{ m}^2)$$

$$I = 58 \text{ m}^4 \quad (70 \text{ m}^4)$$

(2) 下弦材: 2-Web 1000×30, 1-Flg 1000×30, 1-Flg 1150×27

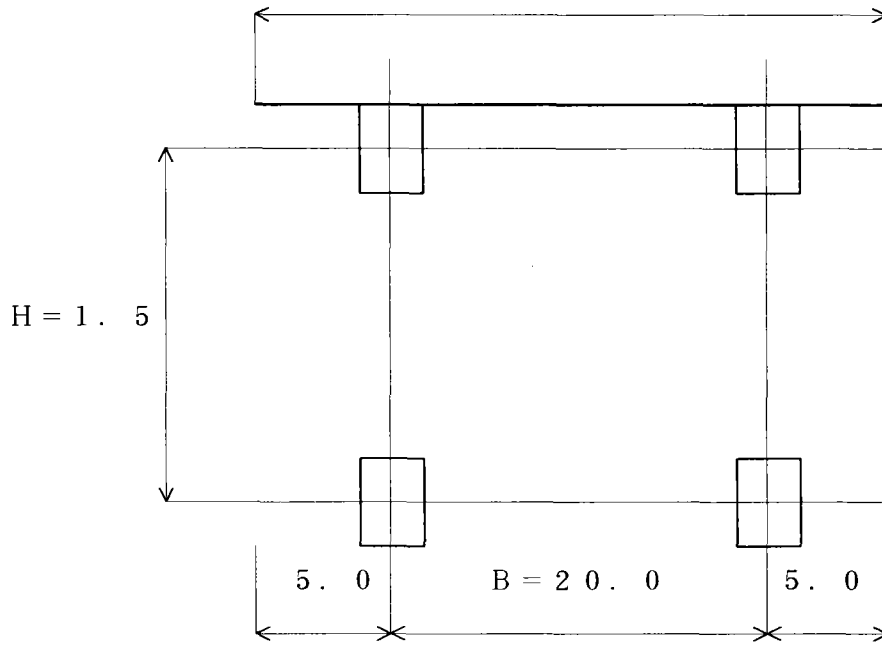
(支点上: 2-Web 1000×38, 1-Flg 1000×38, 1-Flg 1150×36)

$$a = 2 \times 1.0 \times 0.03 + 1.15 \times 0.027 = 1.2105 \text{ E}_01 \text{ m}^2 \rightarrow A = 2 \times a = 0.2 \text{ m}^2 \quad (0.3 \text{ m}^2)$$

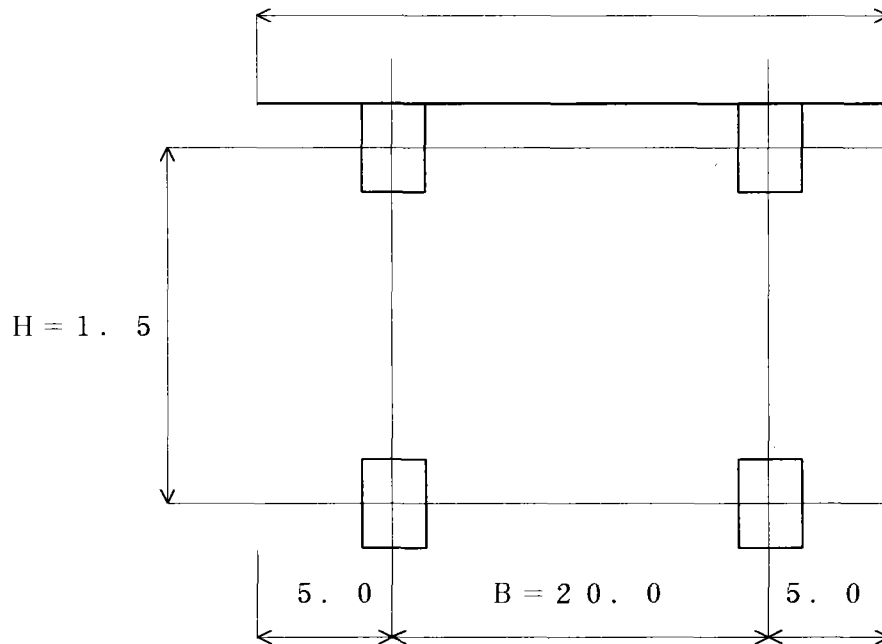
$$I = \Sigma a y^2 = 12 \text{ m}^4 \quad (16 \text{ m}^4)$$

断面計算時 仮定断面 (SM490Y)

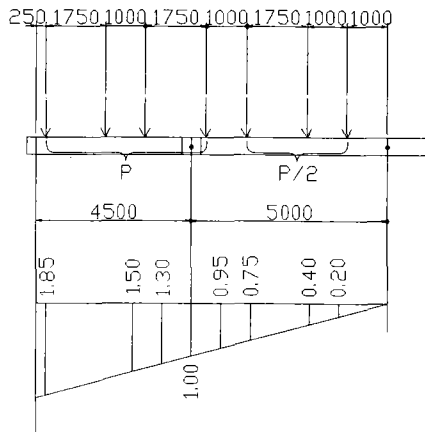
支間中央 $A = 0.9 \text{ m}^2$
30.0 m



中央支点 $A = 1.2 \text{ m}^2$
30.0 m



床組作用による応力度



$P = 10 \text{ tf}$
 $L = 12.5 \text{ m}$

$K = L / 32 + 7 / 8 = 1.266$

$i = 20 / (50 + 12.5) = 0.32$

$\Sigma \eta = 1.85 + 1.50 + 1.30 + 0.95 + (0.75 + 0.40 + 0.20) / 2$
 $= 6.275$

$P = 10 \times 6.275 = 62.75 \text{ tf}$

$M_0 = P \cdot L \cdot K \cdot (1 + i) / 4$
 $= 62.75 \times 12.5 \times 1.266 \times 1.32 / 4 = 327.7 \text{ tf}\cdot\text{m}$

上弦材中央部 : $M = 0.8 \times M_0 = 0.8 \times 327.7 = 262.2 \text{ tf}\cdot\text{m}$

上弦材垂直材上部 : $M = -0.7 \times M_0 = -0.7 \times 327.7 = -229.4 \text{ tf}\cdot\text{m}$

作用応力度

$\sigma = (M / I) y$

(最大) = $(262.2 / 4.440E_02) \times (1.5 - 0.2) = 7677 \text{ tf/m}^2 \rightarrow 767.7 \text{ kgf/cm}^2$
 (支点上 : 519.8)

(最小) = $(-229.4 / 4.440E_02) \times (1.5 - 0.2) = -6717 \text{ tf/m}^2 \rightarrow -671.7 \text{ kgf/cm}^2$
 (支点上 : -454.8)

表 7. 4. 18 床組作用による応力度

(kgf/cm²)

	支間中央	支点上
最大	767.7	519.8
最小	-671.7	-454.8

表 7. 4. 19 上弦材, 下弦材の応力度照査

着目点	荷重ケース		支間中央		中間支点上	
			常時	暴風+温度	常時	暴風+温度
上弦材	床組作用	①	768	0	520	0
	作用応力度	②	848	2020	534	582
A=0.10m ²	合計応力度	③=①+②	1616	2020	1054	582
(0.45)	許容応力度 (床組作用)	④	3000		3000	
	許容応力度	⑤	1500	2025	1500	2025
	照査	③/④	0.54		0.35	
	照査	②/⑤	0.56	0.99	0.36	0.29
下弦材	合計応力度	①	1494	4384	1190	3965
A=0.10m ²	許容応力度	②	2100	2025	2100	2025
(0.15)	照査	①/②	0.71	2.16	0.57	1.96

3. 斜材断面

常時の断面力を用いる。

第 1 支間中央	圧縮力	N = - 7 7 3 t
	引張力	N = 9 7 9 t
第 1 中間支点	圧縮力	N = - 1 6 6 7 t
	引張力	N = 0 t

圧縮力に対して, 細長比の関係より座屈に対する安定で断面が決定され, 簡単に断面が算出されないため, 空設計概要より軸力の酷似した断面とする。

第 1 支間中央	2 - F L G	1 0 0 0 × 1 9
	2 - R I B	1 9 0 × 1 9
	2 - W E B	9 0 0 × 2 1
	2 - R I B	1 9 0 × 1 9
	A = 9 0 2 cm ² (S M 4 9 0 Y)	
引張応力度	$\sigma = 9 7 9 0 0 0 / 9 0 2 = 1 0 8 5 \text{ kg/cm}^2$	$\leq 2 1 0 0$

第 1 中間支点	2 - F L G	1 0 0 0 × 2 5
	2 - R I B	2 1 0 × 2 2
	2 - W E B	9 0 0 × 2 5
	2 - R I B	2 1 0 × 2 2
	A = 1 1 3 5 cm ² (S M 5 7 0)	

4. 垂直材

主構造は波力により大きなねじりモーメントを受けるため、これを考慮する。

垂直材に作用する軸力（暴風時＋温度変化時）

第1支間中央

ねじりモーメント	$T = 29233 \text{ tf}$
ねじりモーメントによる軸力	$N 1 = T/B = 29233/20.0 = \pm 1461 \text{ tf}$
死荷重による軸力	$N 2 = -150 \text{ tf}$
合計	$N = -1461 - 150 = -1611 \text{ tf}$

第1中間支点

ねじりモーメント	$T = 11358 \text{ tf}$
ねじりモーメントによる軸力	$N 1 = T/B = 11358/20.0 = \pm 568 \text{ tf}$
死荷重による軸力	$N 2 = -150 \text{ tf}$
合計	$N = -568 - 150 = -718 \text{ tf}$

断面検討

第1支間中央は斜材の第1中間支点の軸力と同程度であり、逆に第1中間支点は、斜材の第1支間中央の軸力と同程度であるので、垂直材の断面は、斜材と同断面とする。

7. 4. 6 橋脚の概略断面計算結果

中間橋脚は鋼製橋脚とし、立体解析による橋脚上部の断面力を下記の門型ラーメンに作用させ、部材の断面力を求めた。(暴風時+温度変化)

$$V = 131.0 / 2 = 65.5 \text{ t}$$

$$H = 1022.0 / 2 = 511.0 \text{ t}$$

$$R = 19131 / 20.0 = 956.6 \text{ t}$$

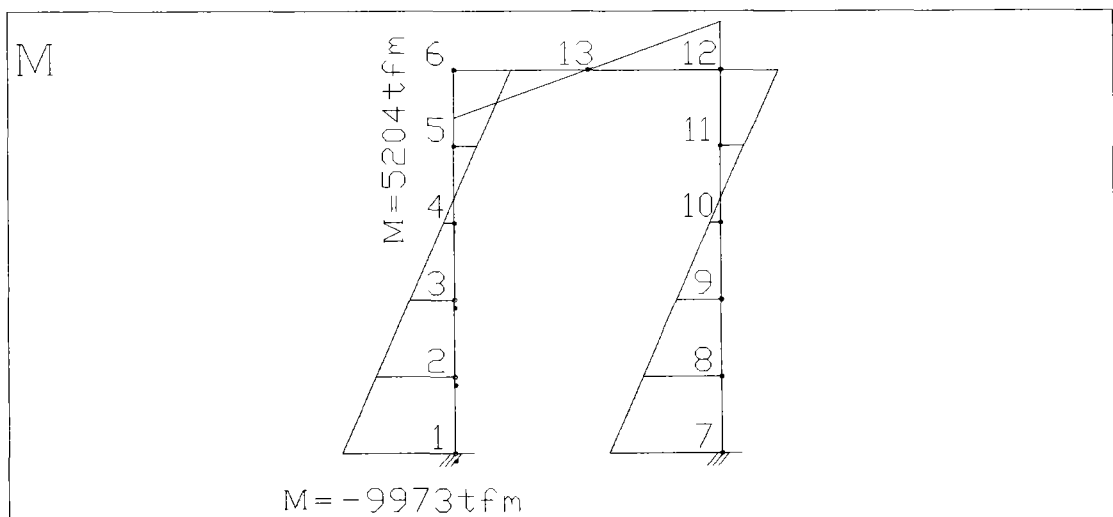
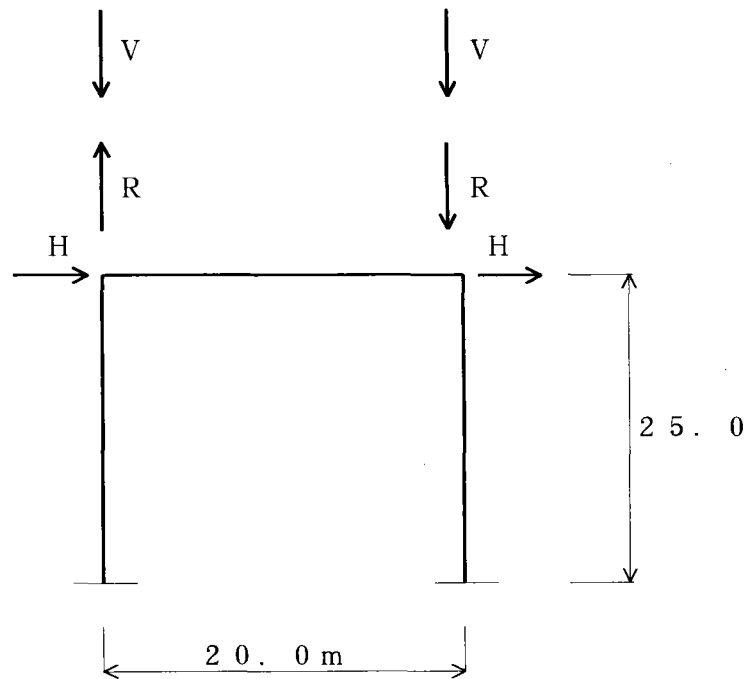


図 7. 4. 6 断面力図

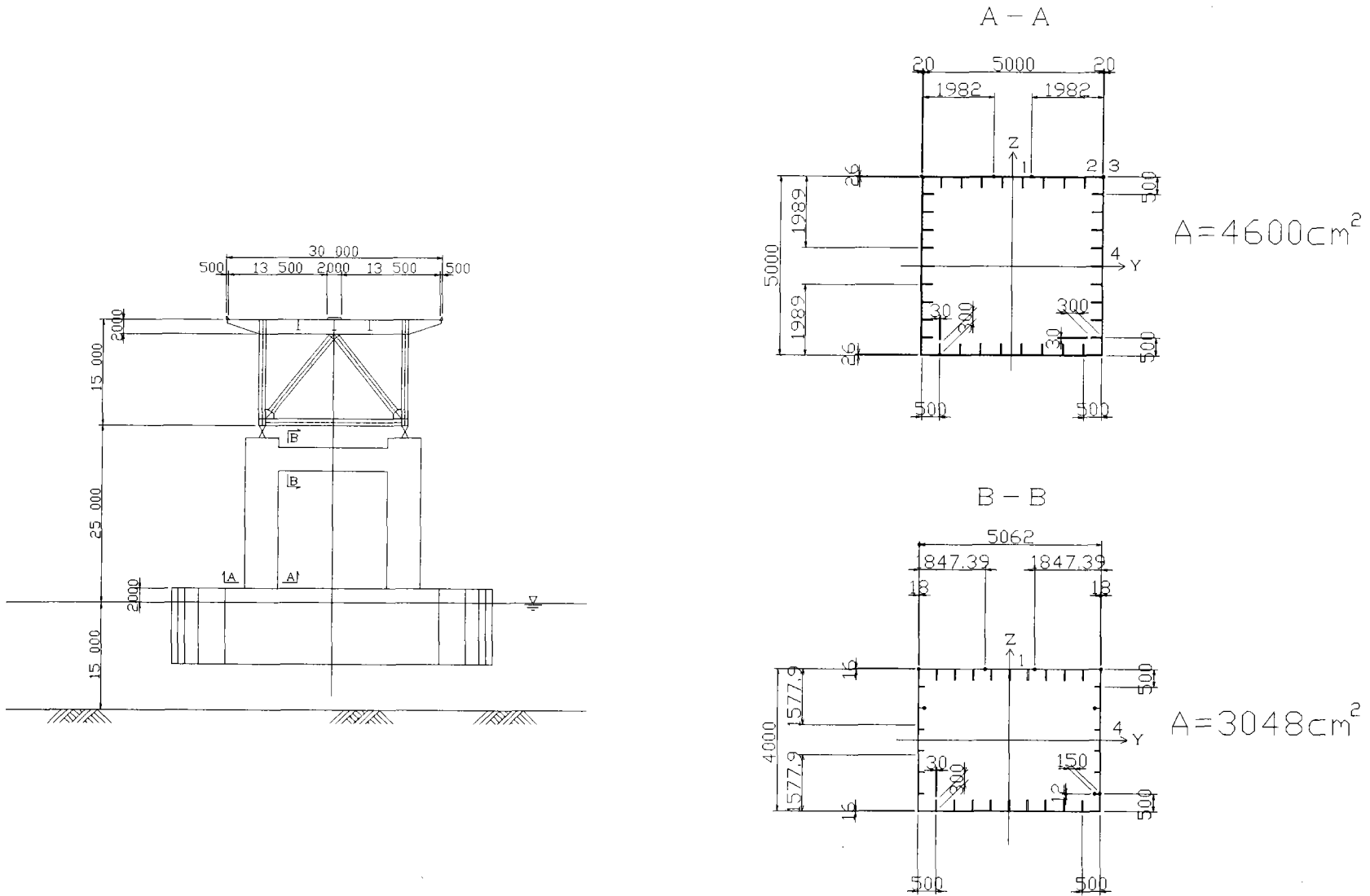


图 7. 4. 7 桥脚断面

7. 4. 7 ポンツーンの概略断面計算結果

本検討では、鋼構造、PC構造および鋼コンクリート合成構造について検討し、比較表としてまとめた。なお、各案で自重が異なるため、浮力との釣り合いによりポンツーン形状を変更すべきであるが、本検討では考慮していない。

7. 4. 7. 1 鋼構造

1. 検討概要

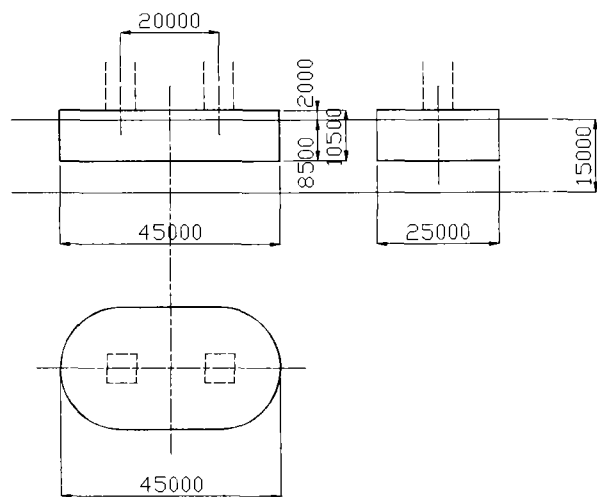
ポンツーン底版に発生する応力度でレベルを把握するために、以下のモデルを想定し検討を行う。

- ①：梁モデル
- ②：横桁および縦桁で囲まれた4辺固定板モデル

側壁については、横桁および縦桁で囲まれた4辺固定板モデルとして検討を行う。

2. 検討条件

- ①：ポンツーン形状
詳細図参照（トラス橋について試設計を行った際の形状）
- ②：荷重ケース
 - 1) 常時
死+活+潮流力+潮位差（許容応力度の割増係数=1.00）
 - 2) 暴風時+温度変化
死+潮流力+潮位差+風+波力+温度（許容応力度の割増係数=1.35）
- ③：解析モデル
梁および4辺固定板モデル（図参照）



7. 4. 8 ポンツーン詳細図

・底版

①：梁モデル

橋脚下端を支点とする梁モデルを想定する。

支間長 : 20.0 m 上板厚 : 3.2 cm

梁全長 L : 45.0 m 底版厚 : 3.2 cm

断面 B : 25.0 m 側壁厚 : 2.8 cm

断面 H : 10.5 m

$$\begin{aligned}
 I &= B \times H^3 / 12 \\
 &= (25.0 \times 10.5^3) / 12 - (24.944 \times 10.436^3) / 12 \\
 &= 49.136 \text{ m}^4 \\
 Z &= I / (H / 2) \\
 &= 49.1 / (10.5 / 2) \\
 &= 9.359 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

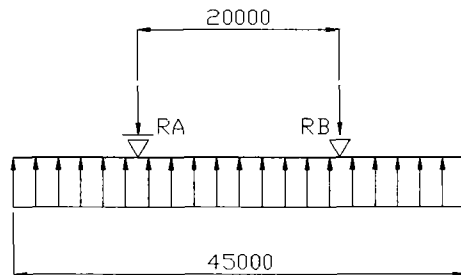


図 7. 4. 9 荷重状態

②：4 辺固定板モデル

図のハッチング部分を 4 辺固定板モデルとする。

Ly : 2.50 m

Lx : 2.08 m

$$\begin{aligned}
 Z &= B / H^2 / 6 \\
 &= 1.0 \times 3.2^2 / 6 \\
 &= 1.707 \text{ cm}^3/\text{cm}
 \end{aligned}$$

・側壁

4 辺固定板モデル

図のハッチング部分を 4 辺固定板モデルとする。

Ly : 2.63 m

Lx : 2.50 m

$$\begin{aligned}
 Z &= B / H^2 / 6 \\
 &= 1.0 \times 2.8^2 / 6 \\
 &= 1.307 \text{ cm}^3/\text{cm}
 \end{aligned}$$

3. 荷重

・揚水圧

喫水 (h) を 8.5 m とする。

・梁モデル

$$\begin{aligned} p &= w \times h \\ &= 1.027 \times 8.5 \\ &= 8.73 \text{ tf/m}^2 \\ w &= p \times h \\ &= 8.73 \times 25.0 \\ &= 218.3 \text{ tf/m} \end{aligned}$$

・4辺固定板モデル

$$\begin{aligned} p &= w \times h \\ &= 1.027 \times 8.5 \\ &= 8.73 \text{ tf/m}^2 \end{aligned}$$

・ポンツーンの回転による影響

ポンツーンの回転によるポンツーン下面に作用する付加水圧

回転量 長辺方向 : 7.45°
短辺方向 : 1.72°

参考資料より付加水圧を算定する。

長辺方向

$$\begin{aligned} \Delta p &= \rho g \times x \times \sin \theta \\ &= 1.027 \times 22.5 \times \sin(7.45^\circ) \\ &= 3.00 \text{ tf/m}^2 \\ \Delta w &= \Delta p \times B \\ &= 3.00 \times 25.0 \\ &= 75.0 \text{ tf/m} \end{aligned}$$

長辺方向

$$\begin{aligned} \Delta p &= \rho g \times x \times \sin \theta \\ &= 1.027 \times 12.5 \times \sin(1.72^\circ) \\ &= 0.39 \text{ tf/m}^2 \\ \Delta w &= \Delta p \times B \\ &= 0.39 \times 45.0 \\ &= 17.6 \text{ tf/m} \end{aligned}$$

4. 底版の応力度検討

・常時

揚圧力のみが作用する。

①：梁モデル

断面力の算定

$$\begin{aligned}MA &= w \times 12.5^2 / 2 \\ &= 218.3 \times 12.5^2 / 2 \\ &= 17,055 \text{ tf}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

応力度の算定

$$\begin{aligned}\sigma A &= MA / Z \\ &= 17,055 / 9.359 \\ &= 1,822 \text{ tf}\cdot\text{m} = 182.2 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

②：4辺固定モデル

断面力の算定

$$\begin{aligned}L_y / L_x &= 2.5 / 2.08 = 1.2 \\ M_{xl} &= \beta \times p \times L_x^2 \\ &= 0.064 \times 8.7 \times 2.08^2 \times 1,000 \\ &= 2,417 \text{ kgf}\cdot\text{cm/cm}\end{aligned}$$

応力度の算定

$$\begin{aligned}\sigma A &= M_{xl} / Z \\ &= 2,417 / 1.707 \\ &= 1,416 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

・暴風時+温度変化

揚圧力、ポンツーンの回転による付加水圧が作用する。

①：梁モデル

断面力の算定

$$\begin{aligned}MA &= w \times 12.5^2 / 2 \\ &= (218.3 + 75.0) \times 12.5^2 / 2 \\ &= 22,914 \text{ tf}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

応力度の算定

$$\begin{aligned}\sigma A &= MA / Z \\ &= 22,914 / 9.359 \\ &= 2,448 \text{ tf}\cdot\text{m} = 244.8 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

②：4辺固定モデル

断面力の算定

$$\begin{aligned}L_y / L_x &= 2.5 / 2.08 = 1.2 \\M_{xl} &= \beta \times p \times L_x^2 \\&= 0.064 \times (8.7 + 3.00) \times 2.08^2 \times 1,000 \\&= 3,248 \text{ kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm}\end{aligned}$$

応力度の算定

$$\begin{aligned}\sigma A &= M_{xl} / Z \\&= 3,248 / 1.707 \\&= 1,903 \text{ kgf}/\text{cm}^2\end{aligned}$$

5. 側壁の応力度検討

側壁については 暴風時+温度変化 についてのみ検討を行う。

・暴風時+温度変化

潮流力および波力について考慮し、荷重は等分布に作用すると仮定する。

・荷重

潮流力

$$\begin{aligned}F &= 0.700 \text{ tf} \\p &= F / (25.0 \times 8.5) \\&= 0.003 \text{ tf}/\text{m}^2\end{aligned}$$

波力

$$\begin{aligned}F &= 1,378.91 \text{ tf} \\p &= F / (25.0 \times 8.5) \\&= 6.489 \text{ tf}/\text{m}^2\end{aligned}$$

・4辺固定板モデル

断面力の算定

$$\begin{aligned}L_y / L_x &= 2.6 / 2.50 = 1.1 \\M_{xl} &= \beta \times p \times L_x^2 \\&= 0.058 \times (0.003 + 6.489) \times 2.50^2 \times 1,000 \\&= 2,353 \text{ kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm}\end{aligned}$$

応力度の算定

$$\begin{aligned}\sigma &= M_{xl} / Z \\&= 2,353 / 1.307 \\&= 1,800 \text{ kgf}/\text{cm}^2\end{aligned}$$

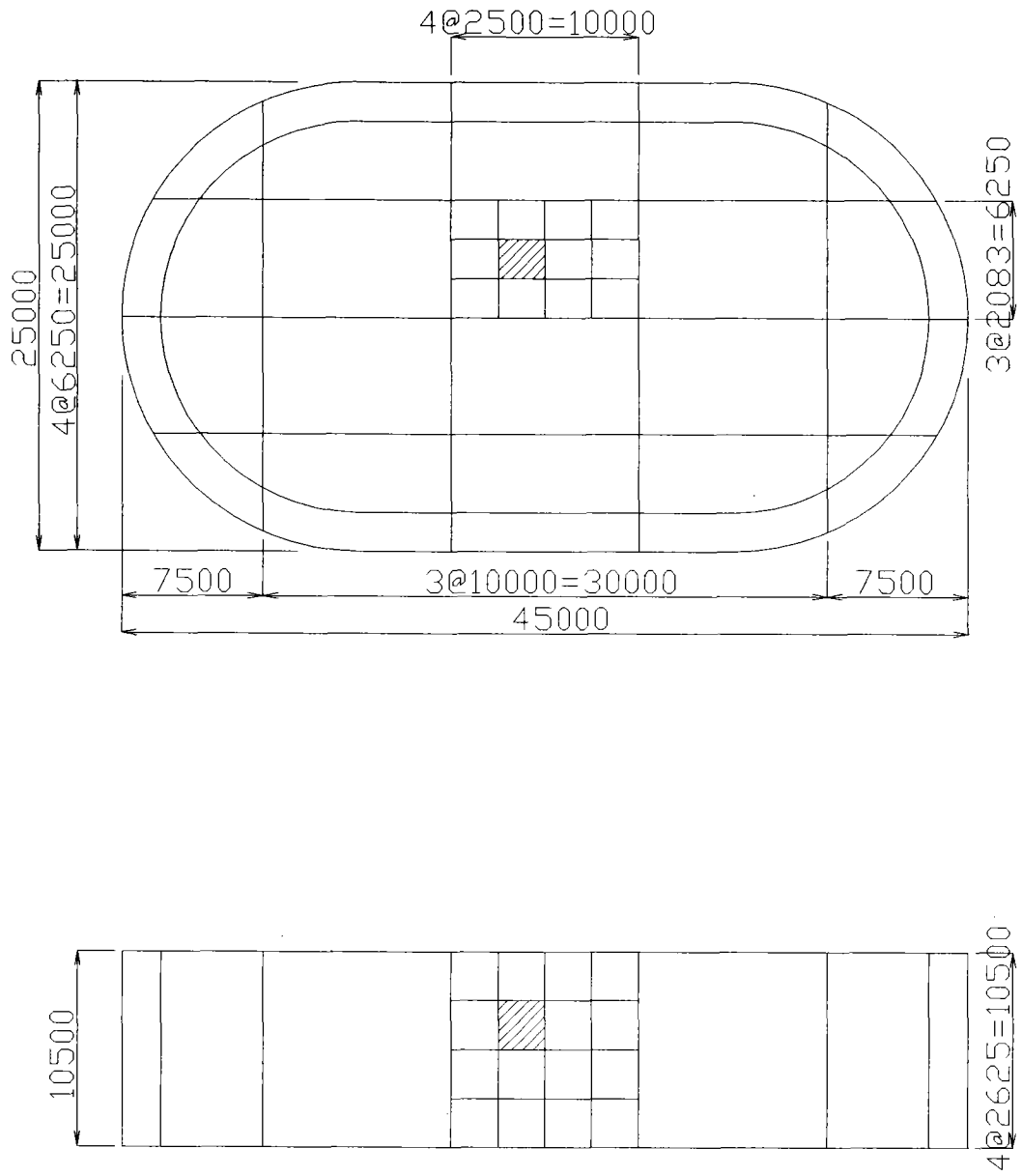


図7. 4. 10 ポンツーン構造図

7. 4. 7. 2 PC構造

(1) 検討概要

ポンツーン底版に発生する応力度のレベルを把握するために、

①梁モデル

②4辺固定板モデル

とモデル化し、検討を行う。

また、側壁については4辺固定板モデルとして検討を行う。

(2) 検討条件

①ポンツーン形状：図-7.4.11に示す。

(トラス橋について試設計を行ったときの形状)

②荷重ケース：1) 常時

死+活+潮流力+潮位差(許容応力度の割増し係数 1.00)

2) 暴風時+温度変化

死+潮流力+潮位差+風(死)+波力+温度

(許容応力度の割増し係数 1.35)

③解析モデル：梁および4辺固定板にモデル化する。

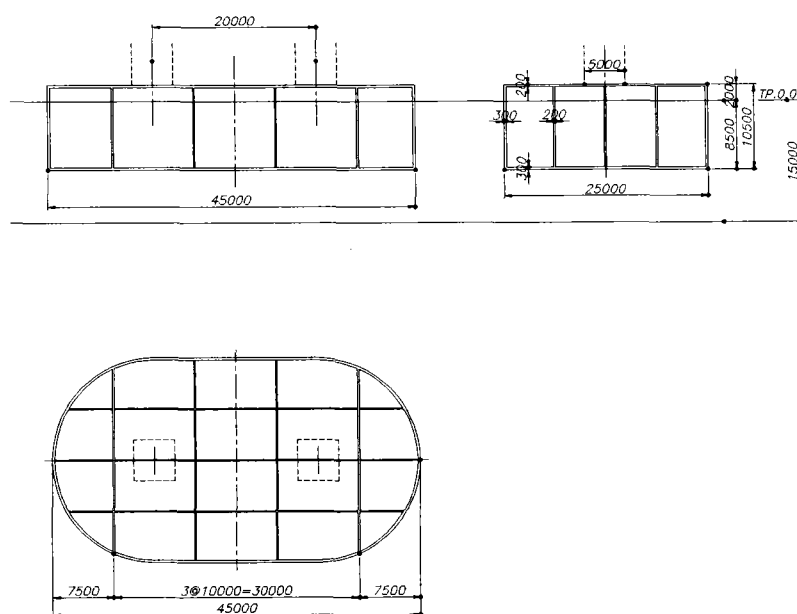


図-7.4.11 ポンツーン形状図

(a) 底版検討モデル

① 梁モデル

橋脚下端を支点とする。

支間長 20.0m、梁全長 L=45.0m、断面 B=25.0m、H=10.5m

$$I = B \cdot H^3 / 12$$

$$= (25.0 \times 10.5^3) / 12 - (23.8 \times 10.0^3) / 12 = 428.4 \text{m}^4$$

$$Z = I / (H / 2)$$

$$= 428.4 / (10.5 / 2) = 81.6 \text{m}^3$$

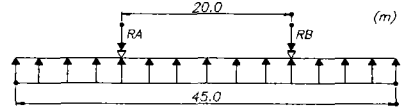


図 7.4.12 荷重状態

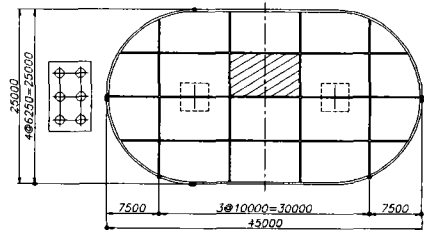
② 4 辺固定板モデル

図のハッチの部分をも 4 辺固定スラブとする。

a=6.25m、b=10.0m

$$Z = B \cdot H^2 / 6$$

$$= 1.0 \times 0.3^2 / 6 = 0.015 \text{m}^3 / \text{m}$$



(b) 側壁検討モデル (4 辺固定板モデル)

図のハッチの部分をも 4 辺固定スラブとする。

a=6.25m、b=10.5m

$$Z = B \cdot H^2 / 6$$

$$= 1.0 \times 0.3^2 / 6 = 0.015 \text{m}^3 / \text{m}$$

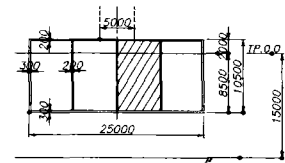


図 7.4.13 ポンツーン構造図

(3) 荷重

(a) 揚圧力

きつ水を 8.5m とする。

梁モデルの荷重を以下に示す。

$$p=w \cdot h \quad h: \text{きつ水}$$

$$=1.0 \times 8.5 = 8.5 \text{tf/m}^2$$

$$w=p \cdot B$$

$$=8.5 \times 25.0 = 212.5 \text{tf/m}$$

4 辺固定板モデルの荷重を以下に示す。

$$p=w \cdot h \quad h: \text{きつ水}$$

$$=1.0 \times 8.5 = 8.5 \text{tf/m}^2$$

(b) ポンツーンの回転による影響

ポンツーンの回転によるポンツーン下面に作用する付加水圧は、次式で求める。

$$\begin{aligned}\Delta p &= \rho g \cdot x \cdot \sin \theta \\ &= 1.027 \cdot 22.5 \cdot \sin \theta\end{aligned}$$

ここで、 θ は回転量で

$$\begin{aligned}\text{長辺方向} & 0.13\text{rad} (7.45^\circ) \\ \text{短辺方向} & 0.03\text{rad} (1.72^\circ) \text{である。}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{長辺方向 } \Delta p &= \rho g \cdot x \cdot \sin \theta \\ &= 1.027 \times 22.5 \times \sin 7.45^\circ \\ &= 3.00\text{tf/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta w &= \Delta p \cdot B \\ &= 3.00 \times 25.0 = 75.0\text{tf/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{短辺方向 } \Delta p &= \rho g \cdot x \cdot \sin \theta \\ &= 1.027 \times 22.5 \times \sin 1.72^\circ \\ &= 0.69\text{tf/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta w &= \Delta p \cdot B \\ &= 0.69 \times 25.0 = 17.3\text{tf/m}\end{aligned}$$

(4) 底版の応力度検討

(a) 常時

揚圧力のみが作用する。

① 梁モデルによる検討

断面力算定

$$\begin{aligned} MA &= w \times 12.5^2 / 2 \\ &= 212.5 \times 12.5^2 / 2 = 16602 \text{tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

応力度算定

$$\begin{aligned} \sigma A &= \pm MA / Z \\ &= \pm 16602 / 81.6 = \pm 203 \text{tf} / \text{m}^2 = \pm 20.3 \text{kgf} / \text{cm}^2 \quad \text{RC として成立する。} \end{aligned}$$

② 4 辺固定板モデルによる検討

断面力算定は土木学会構造力学公式集 表 10.6 (h) (等分布荷重を受ける 4 辺固定板) より算定する。

$$b / a = 10.0 / 6.25 = 1.6$$

$$\begin{aligned} M_x &= -0.0780 p a^2 \\ &= -0.0780 \times 8.5 \times 6.25^2 = -25.9 \text{tf} \cdot \text{m} / \text{m} \end{aligned}$$

応力度算定

$$\begin{aligned} \sigma &= \pm M_x / Z \\ &= \pm 25.9 / 0.015 = \pm 1727 \text{tf} / \text{m}^2 = \pm 172.7 \text{kgf} / \text{cm}^2 \quad \text{RC として成立しない。} \end{aligned}$$

(b) 暴風時+温度変化

揚圧力、ポンツーンの回転による付加水圧が作用する。

① 梁モデル

断面力算定

$$\begin{aligned} MA &= w \times 12.5^2 / 2 \\ &= (212.5 + 75.0) \times 12.5^2 / 2 = 22461 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

応力度算定

$$\begin{aligned} \sigma A &= \pm MA / Z \\ &= \pm 22461 / 81.6 = \pm 275 \text{ tf} / \text{m}^2 = \pm 27.5 \text{ kgf} / \text{cm}^2 \quad \text{RC として成立する。} \end{aligned}$$

② 4 辺固定板モデル

断面力算定は土木学会構造力学公式集 表 10.6 (h) (等分布荷重を受ける 4 辺固定板) より算定する。

$$b / a = 10.0 / 6.25 = 1.6$$

$$\begin{aligned} M_x &= -0.0780 p a^2 \\ &= -0.0780 \times (8.5 + 3.0) \times 6.25^2 = -35.0 \text{ tf} \cdot \text{m} / \text{m} \end{aligned}$$

応力度算定

$$\begin{aligned} \sigma &= \pm M_x l / Z \\ &= \pm 35.0 / 0.015 = \pm 2333 \text{ tf} / \text{m}^2 = \pm 233.3 \text{ kgf} / \text{cm}^2 \quad \text{RC として成立しない。} \end{aligned}$$

(5) 側壁の応力度検討

側壁については暴風時+温度変化時についてのみ検討を行う。

(a) 暴風時+温度変化

潮流力および波力について考慮し、荷重は等分布に作用すると仮定すると以下になる。

①潮流力

$$F=0.700\text{tf}$$

$$p=F/(25.0 \times 8.5)=0.003\text{tf/m}^2$$

②波力

$$F=1378.91\text{tf}$$

$$p=F/(25.0 \times 8.5)=6.5\text{tf/m}^2$$

③断面力

断面力算定は土木学会構造力学公式集 表 10.6 (h) (等分布荷重を受ける4辺固定板) より算定する。

$$b/a=10.5/6.25=1.68$$

$$b/a=1.6 : -0.0780$$

$$b/a=1.7 : -0.0799$$

より係数を補間して、

$$M_x=-0.0795p_0a^2$$

$$=0.0795 \times (0.003 + 6.5) \times 6.25^2 = 20.2 \text{ tf} \cdot \text{m/m}$$

④応力度算定

$$\sigma = \pm M_x I / Z$$

$$= \pm 20.2 / 0.015 = \pm 1347\text{tf/m}^2 = \pm 134.7\text{kgf/cm}^2 \quad \text{RC として成立しない。}$$

(6) 引張補強としてのP C鋼材の検討

(4) 底版の応力度検討及び(5) 側壁の応力度検討より版には大きな引張応力が作用する結果となった。

そこで、引張応力度を打ち消すためにP C鋼材によりプレストレスを与えることとし、その本数を算定する。

概略検討であること、版の厚さが30cmであることから版厚中心(図心)にP C鋼材を配置するとして、必要本数を算定する。

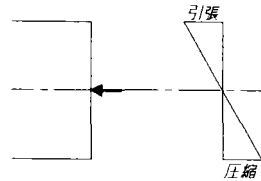


図 7.4.14 鋼材配置

(a) 使用P C鋼材：19S15.2B

$$P_u=505.4\text{tf}$$

$$P_y=429.4\text{tf}$$

(b) 設計導入力

供用時 $0.60P_u$ として導入力を定める。

$$P_t=0.6P_u=303.2\text{tf}$$

(c) プレストレスによる版に作用する応力度(1m 当たり 1 本配置として)

$$\begin{aligned}\sigma &= P_t / A \\ &= 303.2 / (1.0 \times 0.3) = 1010.7\text{tf/m}^2\end{aligned}$$

(d) 必要本数

①底版

暴風時+温度変化の4辺固定スラブモデルについて必要本数を配置する。

$$2333 / 1010.7 = 2.31 \text{ (本/m)} \rightarrow 3 \text{ (本)} \quad @30\text{cm 配置となる。}$$

②側壁

暴風時+温度変化の4辺固定スラブモデルについて必要本数を配置する。

$$1347 / 1010.7 = 1.33 \text{ (本/m)} \rightarrow 2 \text{ (本)} \quad @50\text{cm 配置となる。}$$

7. 4. 7. 3 合成構造

(1) 検討概要

ポンツーン底版に発生する応力度のレベルを把握するために、

① 梁モデル

② 4 辺固定板モデル

とモデル化し、検討を行う。

また、側壁については4 辺固定板モデルとして検討を行う。

(2) 検討条件

① ポンツーン形状：図-7.4.15 に示す。（トラス橋について試設計を行ったときの形状）

② 荷重ケース : 1) 常時

死+活+潮流力+潮位差（許容応力度の割増し係数 1.00）

2) 暴風時+温度変化

死+潮流力+潮位差+風（死）+波力+温度

（許容応力度の割増し係数 1.35）

③ 解析モデル : 梁および4 辺固定板にモデル化する。

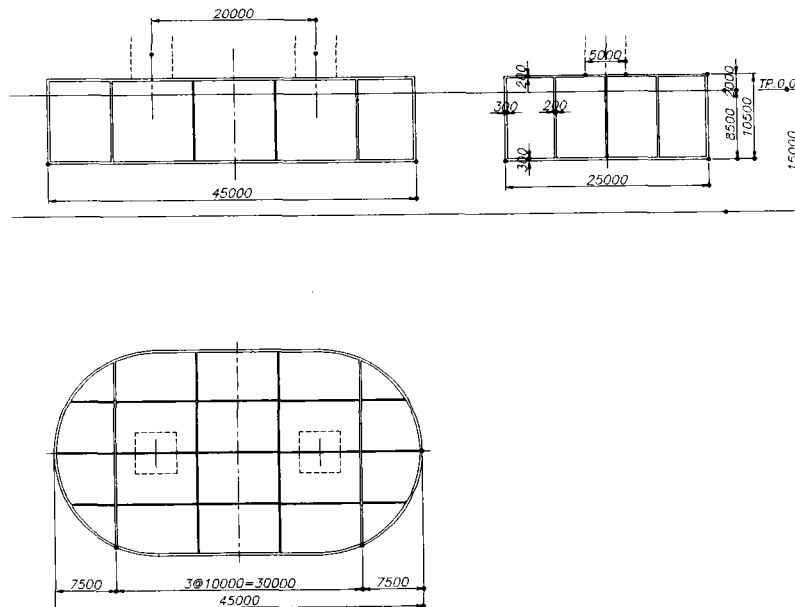


図-7.4.15 ポンツーン形状図

(a) 底版検討モデル

① 梁モデル

橋脚下端を支点とする。

支間長 20.0m、梁全長 L=45.0m、断面 B=25.0m、H=10.5m

$$I = B \cdot H^3 / 12$$

$$= (25.0 \times 10.5^3) / 12 - (23.8 \times 10.0^3) / 12 = 428.4 \text{m}^4$$

$$Z = I / (H / 2)$$

$$= 428.4 / (10.5 / 2) = 81.6 \text{m}^3$$

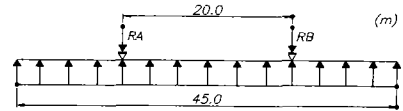


図 7.4.16 荷重状態

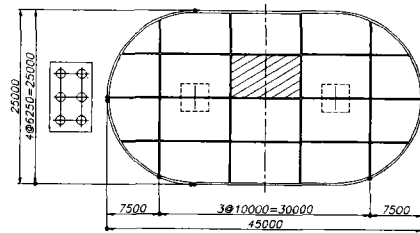
② 4 辺固定板モデル

図のハッチの部分をも 4 辺固定板とする。

$$a = 6.25 \text{m}、b = 10.0 \text{m}$$

$$Z = B \cdot H^2 / 6$$

$$= 1.0 \times 0.3^2 / 6 = 0.015 \text{m}^3 / \text{m}$$



(b) 側壁検討モデル (4 辺固定板)

図のハッチの部分をも 4 辺固定板とする。

$$a = 6.25 \text{m}、b = 10.5 \text{m}$$

$$Z = B \cdot H^2 / 6$$

$$= 1.0 \times 0.3^2 / 6 = 0.015 \text{m}^3 / \text{m}$$

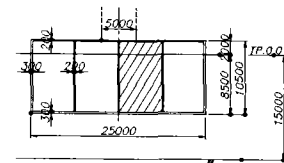


図 7.4.17 ポンツーン構造図

(3) 検討方法

合成構造として鋼材と鋼材の間にコンクリートを挟んだ構造とする。

なお、梁モデルおよび4辺固定板モデルに対して、部材断面に生じるコンクリート及び鋼材の応力度は以下の規定により算出する。

①梁モデル

- 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
- 2) コンクリートの全断面を有効とする

②4辺固定板モデル

- 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
- 2) コンクリートの引張強度は無視する。
- 3) 鋼材とコンクリートのヤング係数比は15とする。

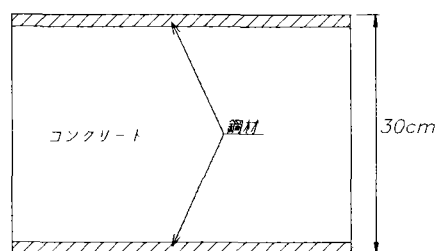


図 7.4.18 底版断面

(4) 荷重

(a) 揚圧力

きっ水を 8.5m とする。

梁モデルの荷重を以下に示す。

$$p = w \cdot h \quad h : \text{きっ水} \\ = 1.0 \times 8.5 = 8.5 \text{tf/m}^2$$

$$w = p \cdot B \\ = 8.5 \times 25.0 = 212.5 \text{tf/m}$$

4辺固定板モデルの荷重を以下に示す。

$$p = w \cdot h \quad h : \text{きっ水} \\ = 1.0 \times 8.5 = 8.5 \text{tf/m}^2$$

(b) ポンツーンの回転による影響

ポンツーンの回転によるポンツーン下面に作用する付加水圧は、次式で求める。

$$\begin{aligned}\Delta p &= \rho g \cdot x \cdot \sin \theta \\ &= 1.027 \cdot 22.5 \cdot \sin \theta\end{aligned}$$

ここで、 θ は回転量で

長辺方向 0.13rad (7.45°)

短辺方向 0.03rad (1.72°) である。

$$\begin{aligned}\text{長辺方向 } \Delta p &= \rho g \cdot x \cdot \sin \theta \\ &= 1.027 \times 22.5 \times \sin 7.45^\circ \\ &= 3.00 \text{tf/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta w &= \Delta p \cdot B \\ &= 3.00 \times 25.0 = 75.0 \text{tf/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{短辺方向 } \Delta p &= \rho g \cdot x \cdot \sin \theta \\ &= 1.027 \times 22.5 \times \sin 1.72^\circ \\ &= 0.69 \text{tf/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta w &= \Delta p \cdot B \\ &= 0.69 \times 25.0 = 17.3 \text{tf/m}\end{aligned}$$

(5) 底版の応力度検討

(a) 常時

揚圧力のみが作用する。

① 梁モデルによる検討

断面力算定

$$\begin{aligned} MA &= w \times 12.5^2 / 2 \\ &= 212.5 \times 12.5^2 / 2 = 16602 \text{tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

応力度算定

$$\begin{aligned} \sigma A &= \pm MA / Z \\ &= \pm 16602 / 81.6 = \pm 203 \text{tf} / \text{m}^2 = \pm 20.3 \text{kgf} / \text{cm}^2 \quad \text{RC として成立する。} \end{aligned}$$

② 4 辺固定板モデルによる検討

断面力算定は土木学会構造力学公式集 表 10.6 (h) (等分布荷重を受ける 4 辺固定板) より算定する。

$$b / a = 10.0 / 6.25 = 1.6$$

$$\begin{aligned} M_x &= -0.0780 p a^2 \\ &= -0.0780 \times 8.5 \times 6.25^2 = -25.9 \text{tf} \cdot \text{m} / \text{m} \end{aligned}$$

応力度算定

鋼材厚を 9mm として、曲げ応力度の検討を行う。

$$\text{コンクリート応力度} \quad \sigma_a = 48 \text{kgf} / \text{cm}^2$$

$$\text{鋼材応力度} \quad \sigma_s = 1030 \text{kgf} / \text{cm}^2 < \sigma_{sa} = 1400 \text{kgf} / \text{cm}^2$$

(b) 暴風時+温度変化

揚圧力、ポンツーンの回転による付加水圧が作用する。

① 梁モデル

断面力算定

$$\begin{aligned} MA &= w \times 12.5^2 / 2 \\ &= (212.5 + 75.0) \times 12.5^2 / 2 = 22461 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

応力度算定

$$\begin{aligned} \sigma A &= \pm MA / Z \\ &= \pm 22461 / 81.6 = \pm 275 \text{ tf} / \text{m}^2 = \pm 27.5 \text{ kgf} / \text{cm}^2 \quad \text{RC として成立する。} \end{aligned}$$

② 4 辺固定板モデル

断面力算定は土木学会構造力学公式集 表 10.6 (h) (等分布荷重を受ける 4 辺固定板) より算定する。

$$b / a = 10.0 / 6.25 = 1.6$$

$$\begin{aligned} M_x &= -0.0780 p a^2 \\ &= -0.0780 \times (8.5 + 3.0) \times 6.25^2 = -35.0 \text{ tf} \cdot \text{m} / \text{m} \end{aligned}$$

応力度算定

鋼材厚を 9mm として、曲げ応力度の検討を行う。

$$\text{コンクリート応力度} \quad \sigma_a = 66 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{鋼材応力度} \quad \sigma_s &= 1392 \text{ kgf} / \text{cm}^2 < \sigma_{sa} = 1400 \times 1.35 \\ &= 1890 \text{ kgf} / \text{cm}^2 \end{aligned}$$

(6) 側壁の応力度検討

側壁については暴風時+温度変化時についてのみ検討を行う。

(a) 暴風時+温度変化

潮流力および波力について考慮し、荷重は等分布に作用すると仮定する。

①潮流力

$$F=0.700tf$$

$$p=F/(25.0 \times 8.5)=0.003tf/m^2$$

②波力

$$F=1378.91tf$$

$$p=F/(25.0 \times 8.5)=6.5tf/m^2$$

③断面力

断面力算定は土木学会構造力学公式集 表 10.6 (h) (等分布荷重を受ける 4 辺固定板) より算定する。

$$b/a=10.5/6.25=1.68$$

$$b/a=1.6 : -0.0780$$

$$b/a=1.7 : -0.0799$$

より係数を補間して、

$$b/a=1.6 : -0.0780$$

$$b/a=1.7 : -0.0799 \quad \text{であるので、}$$

$$M_x = -0.0795p a^2$$

$$= 0.0795 \times (0.003 + 6.5) \times 6.25^2 = -20.2tf \cdot m/m$$

④応力度算定

鋼材厚を 4.5mm として、曲げ応力度の検討を行う。

$$\text{コンクリート応力度} \quad \sigma_a = 60\text{kgf/cm}^2$$

$$\text{鋼材応力度} \quad \sigma_s = 1600\text{kgf/cm}^2 < \sigma_{sa} = 1890\text{kgf/cm}^2$$

表7. 4. 20 ポンツーン材料の比較 (小判型)

	鋼製ポンツーン	PC構造ポンツーン	合成構造ポンツーン (鋼 コンクリートサンドイッチ構造)
概要図			
応力度	底板 $t = 32 \text{ mm (SM490Y)}$ $\sigma = 1903 \text{ kgf/cm}^2 \leq 2835 \text{ kgf/cm}^2$ 側壁 $t = 28 \text{ mm (SM490Y)}$ $\sigma = 1800 \text{ kgf/cm}^2 \leq 2835 \text{ kgf/cm}^2$	使用PC鋼材 19S15. 2B 底板 必要本数 3本/m 側壁 必要本数 2本/m	底板 鋼板厚 $t = 9 \text{ mm (SM400)}$ コンクリート $\sigma = 66 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma = 1392$ $\leq 1890 \text{ kgf/cm}^2$ 側壁 鋼板厚 $t = 4.5 \text{ mm (SM400)}$ コンクリート $\sigma = 60 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma = 1600$ $\leq 1890 \text{ kgf/cm}^2$
概算数量	鋼材 1502 t	コンクリート 1339 m ³ PC鋼材 144 t 鉄筋 134 t	コンクリート 1339 m ³ 鋼材 476 t 鉄筋 100 t
特徴	<ol style="list-style-type: none"> ポンツーンの軽量化を図れることより、PC構造ポンツーン案より、ポンツーン高さを焼く1m低くできる。 腐食に対する配慮が必要である。腐食に対しては下記の方法が考えられる。 平均干潮面以上：塗装 平均干潮面以下：電気腐食 その他、ライニング、クラッド鋼 腐食しろを考慮する方法が考えられるが、構造的な費用を考えると上記の方法が適当と考えられる。 橋梁下部工が鋼製の場合、ポンツーンとの結合構造はコンクリート案に比較して簡単である。 場合によっては、ポンツーンを分解して、架設現場の組立ができる。 	<ol style="list-style-type: none"> 腐食に対する懸念が無く、PC鋼材によるひびわれ制御が可能であり、耐久性に優れる。 ポンツーンには比較的頻度の高い繰返し荷重が作用することから、PC鋼材の長期的な挙動についての検討が必要。 橋脚が鋼製の場合、ポンツーンとの結合構造が鋼製ポンツーンより複雑となる。 	<ol style="list-style-type: none"> 鋼製ポンツーン案と同様、腐食に対する配慮が必要である。 検討結果より、鋼板厚が比較的薄いことから、コンクリート部材厚をもう少し薄くし、ポンツーン重量の軽減及び経済性の向上が図れる可能性がある。

7. 4. 8 概略数量

1. トラス橋部概算鋼重

表 7. 4. 2 1 概算鋼重

部材		断面積 (m ²)	延長 (m)	個数	鋼重 (t)
上弦材	支間部	0.347	12.5	84	2860.1
	支点部	0.162	12.5	60	953.8
下弦材	支間部	0.216	12.5	84	1780.4
	支点部	0.294	12.5	60	1730.9
斜材	支間部	0.090	19.5	84	1157.2
	支点部	0.114	19.5	60	1047.0
垂直材	支間部	0.114	15.0	96	1288.7
	支点部	0.090	15.0	50	529.9
対傾構		0.114	18.0	146	2351.8
横構	斜材	0.030	16.0	144	542.6
	垂直材	0.030	20.0	146	687.7
合計					14930.1

上弦材，下弦材断面積は応力計算及び仮定断面積より算出

$$\text{上弦材（支間部）} \quad 0.35 \times 0.99 = 0.347$$

$$\text{上弦材（支点部）} \quad 0.45 \times 0.36 = 0.162$$

$$\text{下弦材（支間部）} \quad 0.10 \times 2.16 = 0.216$$

$$\text{下弦材（支点部）} \quad 0.15 \times 1.96 = 0.294$$

対傾構断面積は，垂直材と同じとした。

横構断面積は，関空設計概要を参照した。

トラス橋部全体鋼重は，上記の合計鋼重に補剛材，添接材料を考慮して1，2倍する。

$$\text{トラス橋部全体鋼重} = 14,930 \times 1.2 = 17,906 \text{ t}$$

2. 橋脚部鋼重

表 7. 4. 2 2 橋脚 1 基当たり鋼重

部材	断面積 (m ²)	延長 (m)	個数	鋼重 (tf)
柱	0.460	20.0	2	144.4
梁	0.305	20.0	1	47.9
合計				192.3

橋脚鋼重は、上記の合計鋼重に、補剛材、添接材料を考慮して 1.2 倍

$$\text{橋脚鋼重} = 192.3 \times 1.2 = 231 \text{ tf}$$

橋脚 5 基分の全体鋼重は

$$231 \times 5 = 1155 \text{ tf}$$

3. 全体鋼重

表 7. 4. 2 3 全体鋼重 (tf)

トラス橋部	1 7 9 0 6
橋脚部	1 1 5 5
合計	1 9 0 6 1

7. 4. 9 考察, まとめ

1. トラス部の応力計算において, 今回は立体解析により算出された曲げモーメントを全て軸力に換算したが, 面外方向曲げモーメントに対しては, トラス全体で抵抗する曲げ部材として応力を算出する必要がある。

また, 今回は考慮していないが, 面内曲げモーメントにより斜材にも軸力が作用するものと考えられる。

従って, 正確な断面力を算出するためには, 全体系を立体解析した方が良いと考えられる。

2. アーチ形状であるため, 仮定剛度の設定が解析結果に大きく影響するため留意が必要である。

3. 今回の解析では, 微小変位理論により解析を行ったが, 事前検討では, アーチの変形による影響が大きく有限変位解析の結果が, 曲げモーメントで2倍程度となることから, この影響を考慮した設計が必要である。

4. 暴風時+温度時の端支点の橋軸方向反力が7700 tとかなり大きいことから, この大反力に対応した支承構造の検討が必要である。

7. 4. 10 その他の検討

7. 4. 10. 1 最適アーチライズの検討

1. 目的

本資料は、トラス案の平面線形をアーチ形とする場合において、その最適なライズ比について検討するものである。

2. 検討方法

下図に示す構造系において、クラウン・1/4点における断面力を求め、トラス上弦材に作用する軸力に換算する。ライズ比を増加させていくと、圧縮側の上弦材に生じる軸力は低下していき、引張側に生じる軸力は逆に増加していく傾向にある（ただし、荷重全載の場合）。上弦材の断面は、通常、左右対称としていることから、圧縮側・引張側の軸力が等しくなった時のライズ比が最適値ということになる。

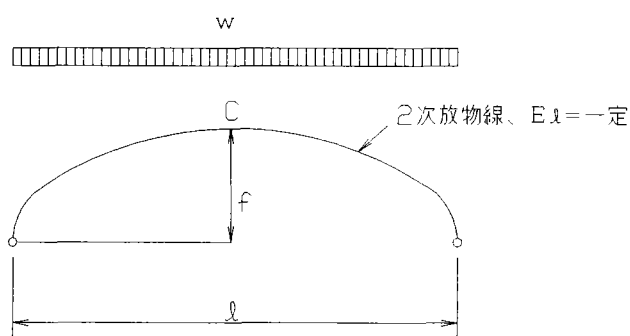


図7. 3. 19 アーチ形状

3. 検討条件

検討にあたっては、下記に示す条件に従っている。

- ・ 想定する荷重は、アーチに圧縮力を生じさせる方向のみとし、全載荷とする（ここでは、試設計の条件より全載荷とした）。
- ・ 両端の支持条件はピン条件とする（固定とした場合と断面力は異なるが、傾向的には同様であると考えられる）。
- ・ 計算において、アーチリブの剛性は一定とする。
- ・ 上弦材の間隔は、以前検討した断面の20mとし、スパンは900mとする。

4. 検討結果

次ページに示すグラフより、最適なライズ比（ f/l ）は約 $1/7.5$ であると考えられる。

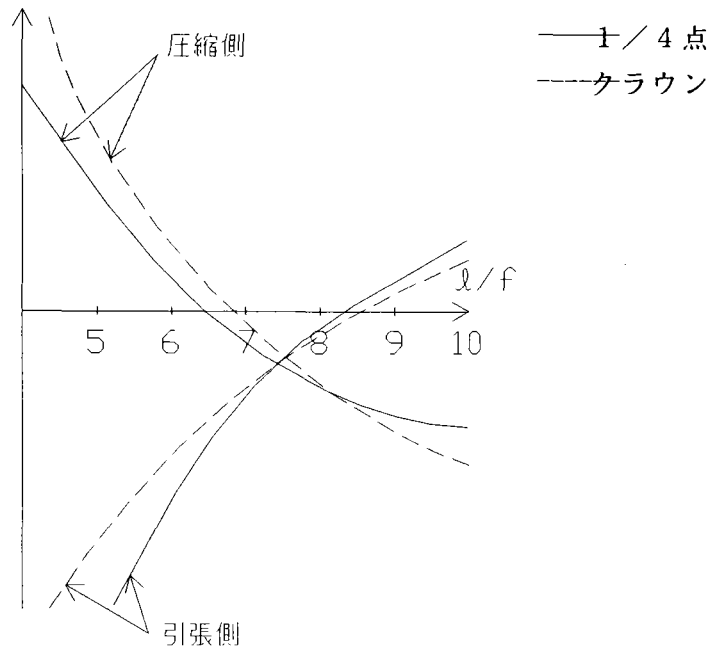
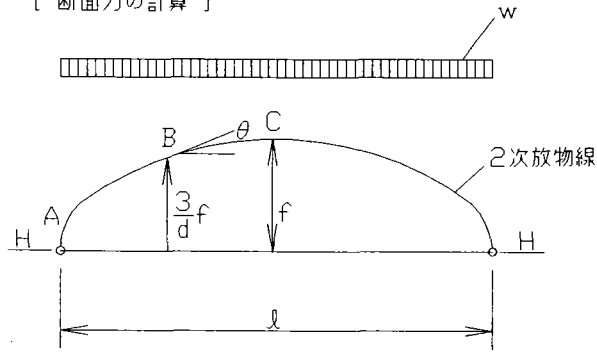


図 7. 4. 20 最適ライズ比

断面力の計算過程を次ページに示す。

[断面力の計算]



$$y = \frac{4f}{\lambda^2}(\lambda - x)$$

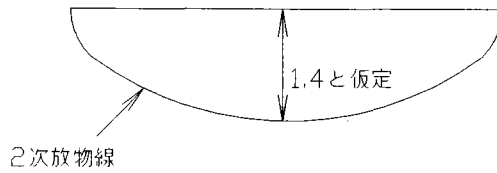
$$y' = \frac{4f}{\lambda^2}(\lambda - 2x) \Big|_{x=\frac{1}{4}\lambda}$$

$$= \frac{2f}{\lambda}$$

$$\cos\theta_B = \frac{\lambda}{\sqrt{4f^2 + \lambda^2}}$$

$$\cos\theta_A = \frac{\lambda}{\sqrt{16f^2 + \lambda^2}}$$

水平力Hの影響線



$$F = 1.4 \times \frac{2}{3} \lambda$$

$$F = 1.4 \times \frac{2}{3} \lambda \times w$$

軸力 N

C 点

$$N = 1.4 \times \frac{2}{3} \lambda \times w$$

B 点

$$N = H / \cos\theta = 1.4 \times \frac{2}{3} \lambda w \times \frac{\sqrt{4f^2 + \lambda^2}}{\lambda}$$

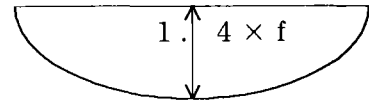
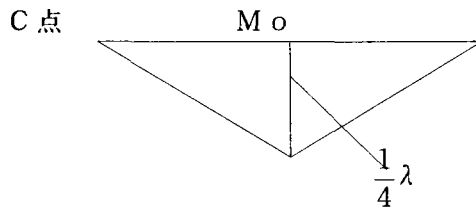
$$= \frac{2.8}{3} w \lambda \sqrt{1 + \left(\frac{2f}{\lambda}\right)^2}$$

A 点

$$N = \frac{2.8}{3} w \lambda \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{\lambda}\right)^2}$$

モーメントM

$$M = M_o - H y$$

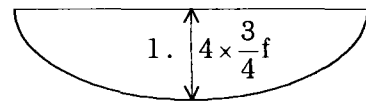
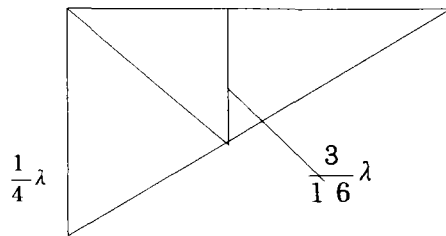


$$A = \frac{1}{4} \lambda \times \frac{\lambda}{2} = \frac{1}{8} \lambda^2$$

$$A = 1.4 \times f \times \frac{2}{3} \lambda = \frac{2.8}{3} f \lambda$$

$$M = \left(\frac{1}{8} \lambda^2 - \frac{2.8}{3} f \lambda \right) w = \frac{\lambda}{24} (3 \lambda - 22.4 f) w$$

B点



$$A = \frac{1}{4} \lambda \times \frac{\lambda}{2} = \frac{3}{32} \lambda^2$$

$$A = 1.4 \times f \times \frac{2}{3} \lambda = \frac{2.8}{3} f \lambda$$

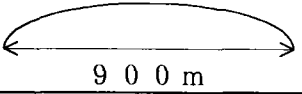
$$M = \left(\frac{1}{8} \lambda^2 - \frac{2.8}{3} f \lambda \right) w = \frac{\lambda}{24} (3 \lambda - 22.4 f) w$$

A点

$$M = 0$$

表 7. 4. 2 4 断面力

		$\frac{\lambda}{f}$	5	6	7	8	9	10
N	A 点		1.195	1.122	1.075	1.043	1.021	1.005
	B 点		1.005	0.984	0.971	0.962	0.956	0.951
	C 点		0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933
M	A 点		0	0	0	0	0	0
	B 点		-0.046	-0.023	-0.006	+0.006	+0.016	+0.024
	C 点		-0.062	-0.031	-0.008	+0.021	+0.021	+0.032

		5	6	7	8	9	10
							
A 点	上	-538	-505	-484	-469	-459	-452
	下	-538	-505	-484	-469	-459	-452
B 点	上	-452 + 1863 + 1411	-443 + 932 + 489	-437 + 243 - 194	-433 - 243 - 676	-430 - 648 - 1078	-428 - 972 - 1400
	下	-452 - 1863 - 2315	-443 - 932 - 1375	-437 - 243 - 680	-433 + 243 - 190	-430 + 648 + 218	-428 + 972 + 554
C 点	上	+2091	+836	+96	-744	-1271	-1716
	下	-2931	-1676	-744	-96	+431	+846

7. 4. 1 0. 2 アーチ部材の剛度が断面力に与える影響

構造解析において、アーチ部材の仮定剛度（断面積，断面二次モーメント）が断面力に与える影響が大きいと考えられるため，その傾向を把握するために検討を行う。

別紙に示す算出法 1 は，明石海峡大橋の解析時に用いられた算出式である。
算出法 2 は，算出法 1 の断面積の算出式を変更したものである。

検討の結果

断面二次モーメントが一定の場合，断面積が小さいほど曲げモーメントが大きく増大し，軸力は若干減少する傾向にある。

算出法 2 によって断面積を算出した方が算出法 1 による場合より

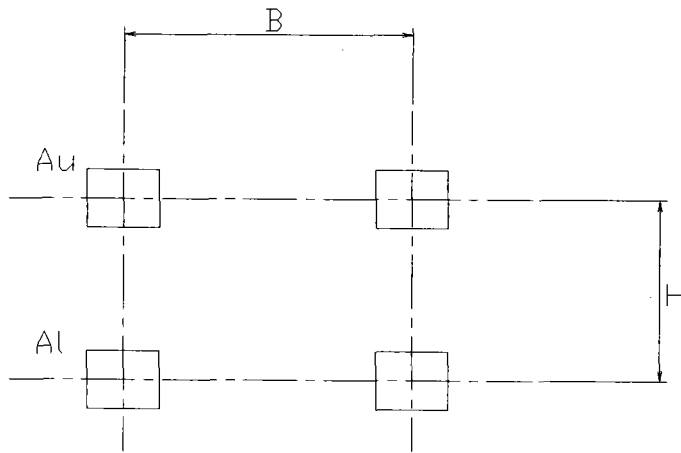
曲げモーメント : 70%の減少
軸力 : 30%の減少

となる。

構造解析にあたり，仮定剛度と実剛度とをある程度，整合させる必要があるが，現段階では実剛度を正確に把握することは困難であることと，前回の検討より波力等の作用力が大きく，断面がかなり大きくなることが予想されることから，曲げモーメントが小さく算出される算出法 2 により仮定剛度を算出することとした。

また，算出法 2 において，断面積と断面二次モーメントの組み合わせを変化させ断面力の傾向をみると，両者が大きくなるにつれて曲げモーメントは減少し，軸力は若干減少する傾向にある。

・トラスの断面諸元（算出法1）



A_u : 上弦材断面積
 A_l : 下弦材断面積
 B : 主構間隔
 H : 主構高

上・下弦材平均断面積 : A_c

$$A_c = \frac{2 \times A_u \times A_l}{A_u + A_l}$$

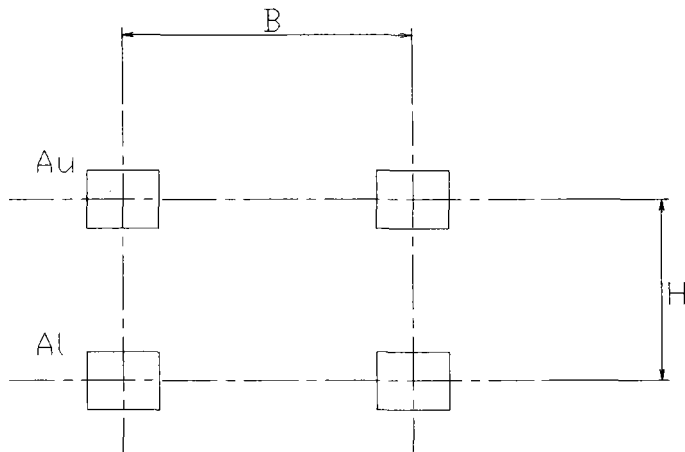
面内断面二次モーメント : I_v

$$I_v = \frac{2 \times A_u \times A_l}{A_u + A_l} \times H^2$$

面外断面二次モーメント : I_h

$$I_h = \frac{2 \times A_u \times A_l}{A_u + A_l} \times B^2$$

・トラスの断面諸元（算出法2）



A_u : 上弦材断面積
 A_l : 下弦材断面積
 B : 主構間隔
 H : 主構高

上・下弦材平均断面積 : A_c

$$A_c = 2 \times (A_u + A_l)$$

面内断面二次モーメント : I_v

$$I_v = \frac{2 \times A_u \times A_l}{A_u + A_l} \times H^2$$

面外断面二次モーメント : I_h

$$I_h = \frac{2 \times A_u \times A_l}{A_u + A_l} \times B^2$$

表 7. 4. 2 5 諸元算出法 1 の断面諸元と断面力

	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
A u (m ²)	0.08	0.15	0.20	0.25
A l (m ²)	0.10	0.10	0.10	0.10
B (m)	20.00	20.00	20.00	20.00

		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
断面諸元	上・下弦材平均断面積 (m ²)	0.09	0.12	0.13	0.14
	面外断面二次モーメント (m ⁴)	35.56	48.00	53.33	57.14
断面力	曲げモーメント (tf・m)	228,668	230,621	234,654	233,837
	軸力 (tf)	8,247	8,217	8,153	8,166

表 7. 4. 2 6 諸元算出法 2 の断面諸元と断面力

	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
A u (m ²)	0.08	0.15	0.20	0.25
A l (m ²)	0.10	0.10	0.10	0.10
B (m)	20.00	20.00	20.00	20.00

		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
断面諸元	上・下弦材平均断面積 (m ²)	0.36	0.50	0.60	0.70
	面外断面二次モーメント (m ⁴)	35.56	48.00	53.33	57.14
断面力	曲げモーメント (tf・m)	69,200	67,188	61,973	56,566
	軸力 (tf)	10,745	10,777	10,858	10,943

※ Case-4 を採用する。

7. 4. 10. 3 アーチ部材の微小変位解析と有限変位解析の比

先のアーチ形状において、等分布荷重（10 t/m）をアーチ部材に載荷した場合について、微小変位解析と有限変位解析により平面解析を行い、断面力を算出した。

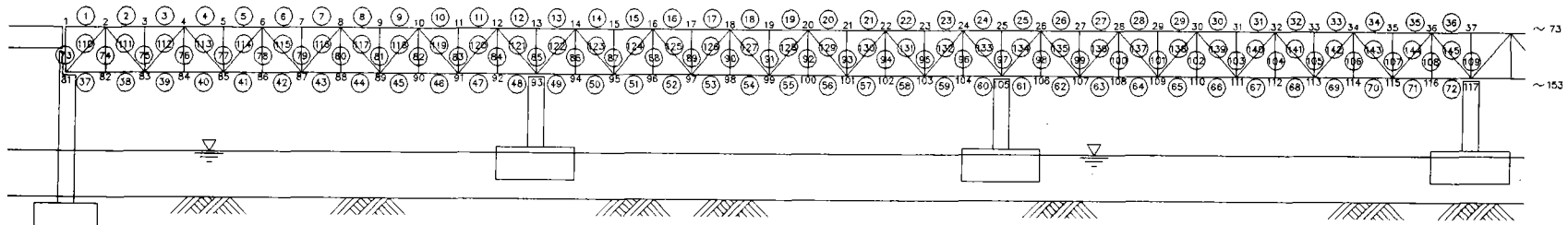
この結果、アーチ部材の変位の影響が断面力に大きな影響を与えることが判明し、有限変位解析の結果が微小変位解析によるものより、曲げモーメントで約2倍、せん断力で約1.5倍となる。

表7. 4. 27 微小変位解析と有限変位解析の比

	端支点			支間中央		
	M	S	N	M	S	N
微小変位解析	- 90,155	669	- 8,836	- 44,620	56	- 7,509
有限変位解析	-167,460	928	- 8,216	- 95,018	81	- 6,853
比	1.86	1.39	0.93	2.13	1.45	0.91

1 面内解析

トラス番号表



- | | | |
|-------|-------------|--------|
| 各点 番号 | (1 ~ 153 | 各点 番号 |
| 部材 番号 | (1 ~ 36 | 上弦材 番号 |
| | (37 ~ 72 | 下弦材 番号 |
| | (73 ~ 109 | 垂直材 番号 |
| | (110 ~ 145 | 斜材 番号 |

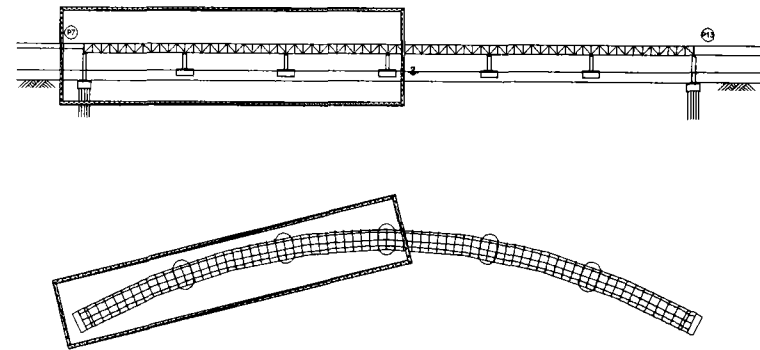
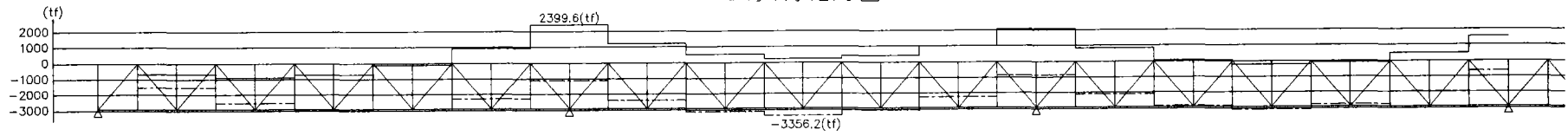
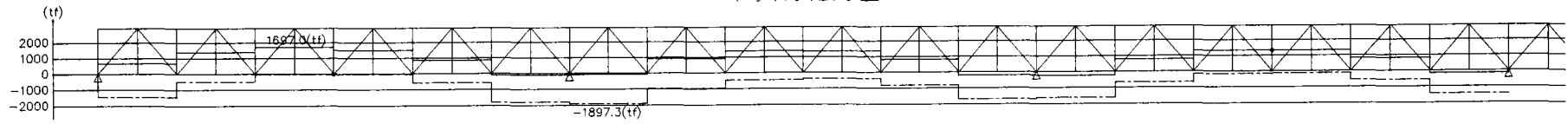


図 7. 4. 2 1 面内解析モデル

上弦材軸力図

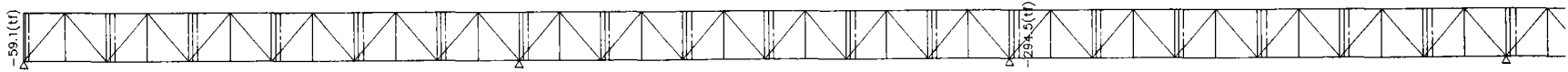


下弦材軸力図



垂直材軸力図

←(+)(-)→



斜材軸力図

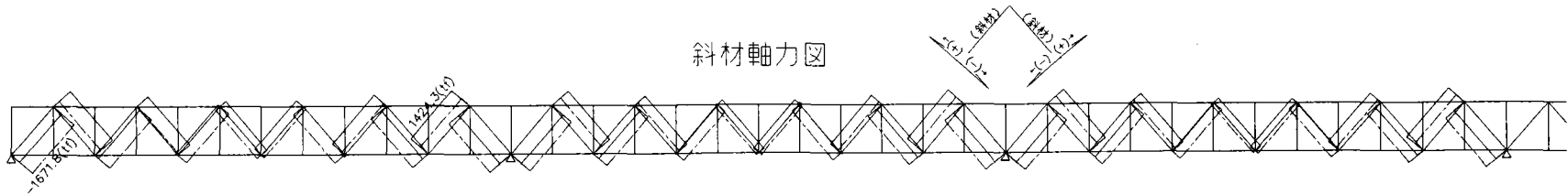


図 7. 4. 2 2 トラス断面力図

表 7. 4. 2 8 上弦材の断面力 端支点 (両端: H) 常時

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
死荷重		0.0	-880.1	-880.1	-1331.6	-1331.6	-1354.5	-1354.5	-948.9	-948.9	-114.7	-114.7	1148.1	1148.1	48.6	48.6	-622.2	-622.2	-864.5
活荷重	最大	0.0	41.3	41.3	82.4	82.4	123.4	123.4	164.7	164.7	205.9	205.9	245.6	245.6	209.0	209.0	237.9	237.9	238.7
	最小	0.0	-473.5	-473.5	-845.3	-845.3	-1108.7	-1108.7	-1265.5	-1265.5	-1314.0	-1314.0	-1258.9	-1258.9	-1446.1	-1446.1	-1554.3	-1554.3	-1567.9
死+活	最大	0.0	-838.8	-838.8	-1249.2	-1249.2	-1231.1	-1231.1	-784.2	-784.2	91.2	91.2	1393.7	1393.7	257.6	257.6	-384.3	-384.3	-625.8
	最小	0.0	-1353.6	-1353.6	-2176.9	-2176.9	-2463.2	-2463.2	-2214.4	-2214.4	-1428.7	-1428.7	-110.8	-110.8	-1397.4	-1397.4	-2176.5	-2176.5	-2432.4
潮位差	最大	0.0	167.7	167.7	335.3	335.3	503.0	503.0	670.6	670.6	838.3	838.3	1005.9	1005.9	978.5	978.5	951.1	951.1	923.8
	最小	0.0	-167.7	-167.7	-335.3	-335.3	-503.0	-503.0	-670.6	-670.6	-838.3	-838.3	-1005.9	-1005.9	-978.5	-978.5	-951.1	-951.1	-923.8
合計	最大	0.0	-671.1	-671.1	-913.9	-913.9	-728.1	-728.1	-113.6	-113.6	929.5	929.5	2399.6	2399.6	1236.1	1236.1	566.8	566.8	298.0
	最小	0.0	-1521.3	-1521.3	-2512.2	-2512.2	-2966.2	-2966.2	-2885.0	-2885.0	-2266.9	-2266.9	-1116.7	-1116.7	-2375.9	-2375.9	-3127.6	-3127.6	-3356.2

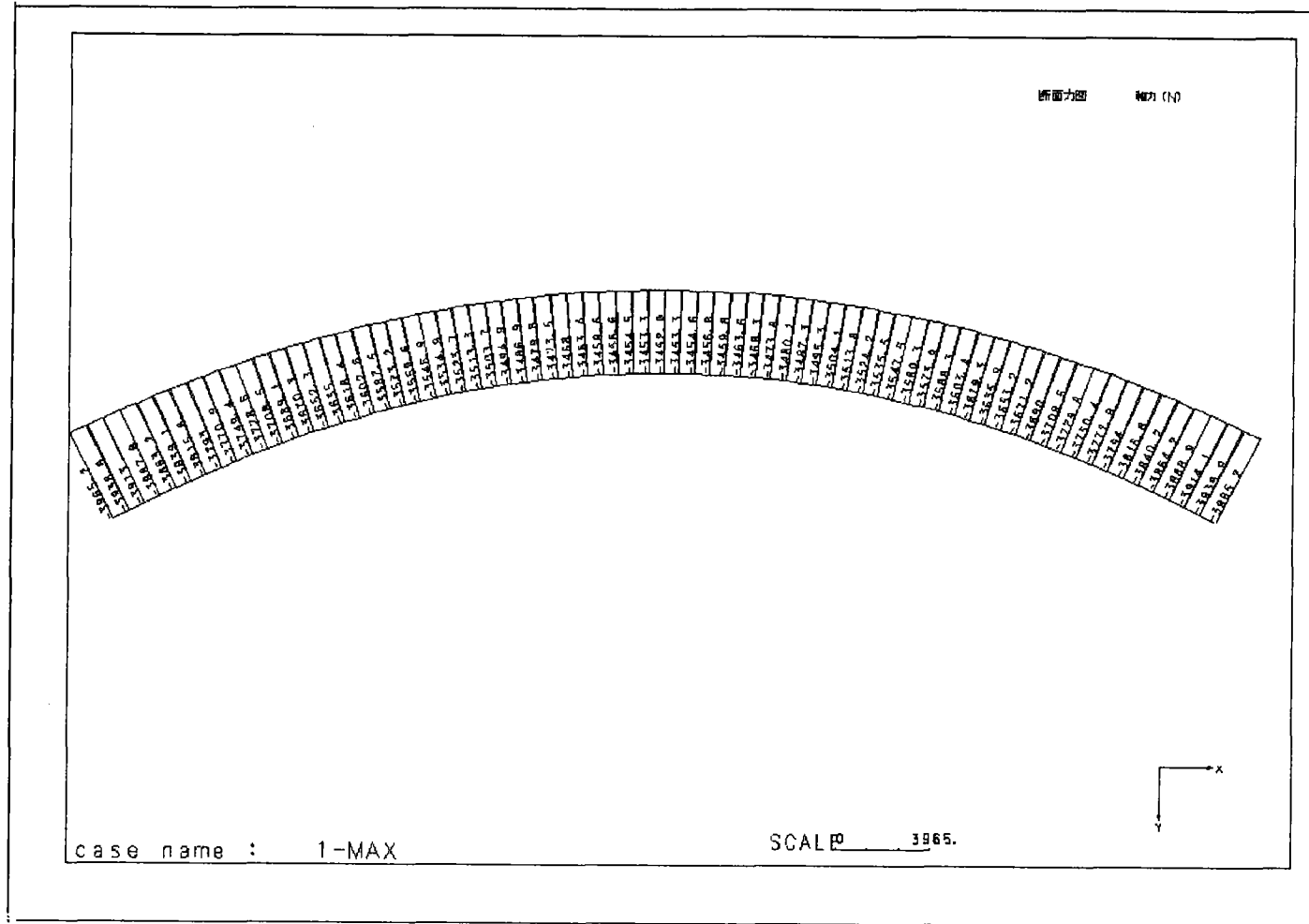
		19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
死荷重		-864.5	-678.2	-678.2	-63.3	-63.3	980.2	980.2	-128.1	-128.1	-807.8	-807.8	-1058.9	-1058.9	-881.5	-881.5	-275.4	-275.4	759.2
活荷重	最大	195.3	202.1	202.1	213.1	213.1	225.5	225.5	133.1	133.1	84.1	84.1	60.2	60.2	50.3	50.3	48.2	48.2	98.5
	最小	-1567.9	-1480.6	-1480.6	-1291.7	-1291.7	-1002.8	-1002.8	-1144.1	-1144.1	-1229.4	-1229.4	-1232.2	-1232.2	-1141.7	-1141.7	-950.9	-950.9	-711.6
死+活	最大	-669.2	-476.1	-476.1	149.8	149.8	1205.7	1205.7	5.0	5.0	-723.7	-723.7	-998.7	-998.7	-831.2	-831.2	-227.2	-227.2	857.6
	最小	-2432.4	-2158.8	-2158.8	-1355.0	-1355.0	-22.6	-22.6	-1272.2	-1272.2	-2037.2	-2037.2	-2291.1	-2291.1	-2023.1	-2023.1	-1226.3	-1226.3	47.5
潮位差	最大	923.8	896.4	896.4	869.0	869.0	841.6	841.6	817.0	817.0	792.4	792.4	767.8	767.8	743.2	743.2	718.6	718.6	694.0
	最小	-923.8	-896.4	-896.4	-869.0	-869.0	-841.6	-841.6	-817.0	-817.0	-792.4	-792.4	-767.8	-767.8	-743.2	-743.2	-718.6	-718.6	-694.0
合計	最大	254.6	420.3	420.3	1018.8	1018.8	2047.3	2047.3	822.0	822.0	68.7	68.7	-230.9	-230.9	-88.0	-88.0	491.4	491.4	1551.6
	最小	-3356.2	-3055.2	-3055.2	-2224.0	-2224.0	-864.2	-864.2	-2089.2	-2089.2	-2829.6	-2829.6	-3058.9	-3058.9	-2766.3	-2766.3	-1944.9	-1944.9	-646.4

表 7. 4. 2 9 下弦材の断面力 端支点 (両端: H) 常時

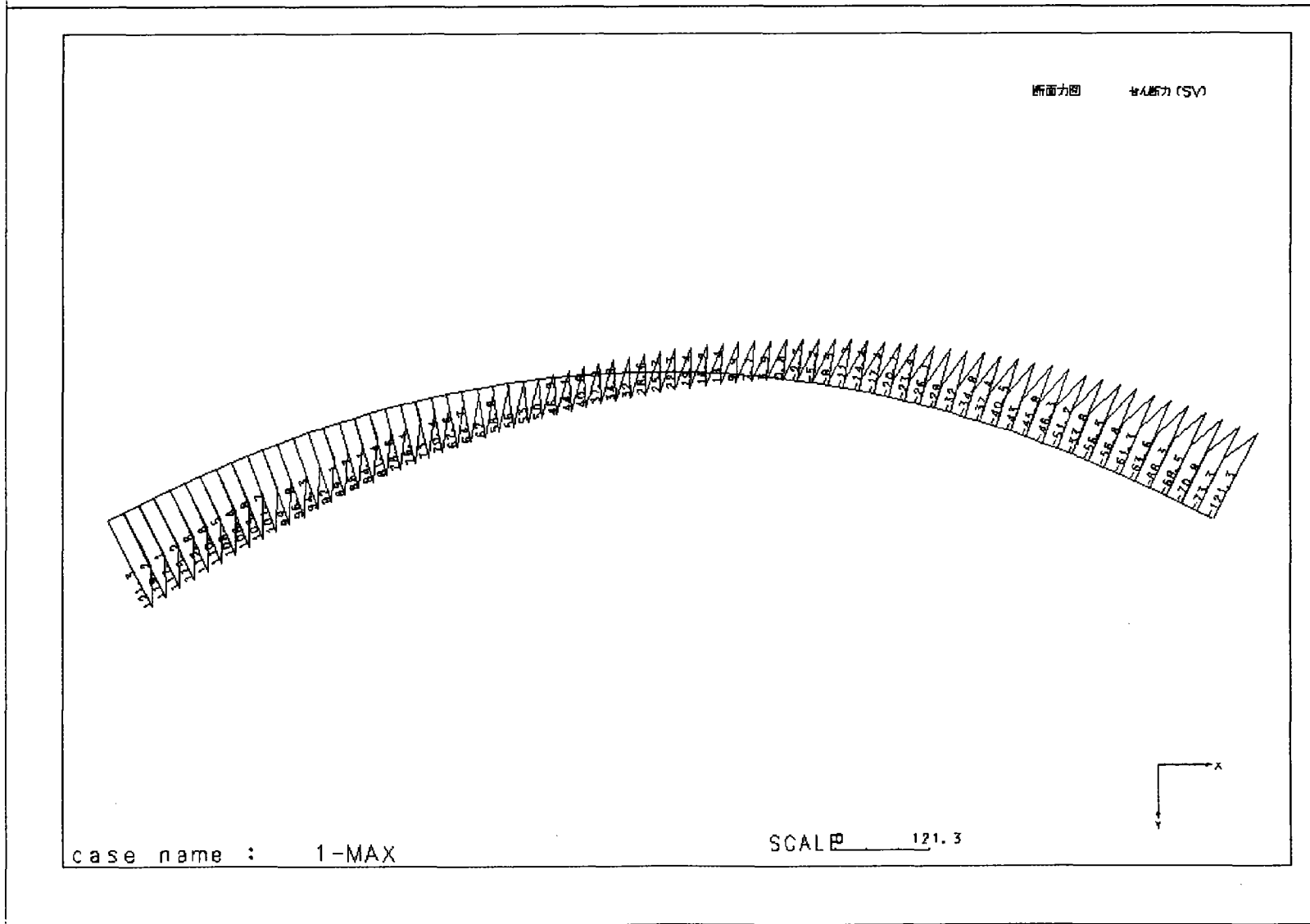
		37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54
死荷重		-11.9	-11.9	653.9	653.9	891.1	891.1	699.7	699.7	79.8	79.8	-968.7	-968.7	-1050.3	-1050.3	-165.2	-165.2	291.3	291.3
活荷重	最大	39.6	39.6	274.9	274.9	510.7	510.7	664.7	664.7	717.7	717.7	672.9	672.9	697.9	697.9	830.6	830.6	883.6	883.6
	最小	-812.7	-812.7	-667.9	-667.9	-631.2	-631.2	-617.2	-617.2	-608.7	-608.7	-608.9	-608.9	-569.2	-569.2	-528.0	-528.0	-514.4	-514.4
死+活	最大	27.6	27.6	928.8	928.8	1401.8	1401.8	1364.5	1364.5	797.5	797.5	-295.8	-295.8	-352.4	-352.4	665.4	665.4	1174.9	1174.9
	最小	-824.7	-824.7	-14.0	-14.0	259.9	259.9	82.6	82.6	-528.9	-528.9	-1577.6	-1577.6	-1619.5	-1619.5	-693.2	-693.2	-223.0	-223.0
潮位差	最大	630.5	630.5	462.9	462.9	295.2	295.2	127.6	127.6	40.1	40.1	207.7	207.7	277.8	277.8	250.5	250.5	223.1	223.1
	最小	-630.5	-630.5	-462.9	-462.9	-295.2	-295.2	-127.6	-127.6	-40.1	-40.1	-207.7	-207.7	-277.8	-277.8	-250.5	-250.5	-223.1	-223.1
合計	最大	658.1	658.2	658.2	1391.7	1697.0	1697.0	1492.0	1492.0	837.6	837.6	-88.1	-88.1	-74.6	-74.6	915.9	915.9	1398.0	1398.0
	最小	-1455.2	-1455.2	-476.9	-476.9	-35.4	-35.4	-45.0	-45.0	-568.9	-568.9	-1785.3	-1785.3	-1897.3	-1897.3	-943.6	-943.6	-446.1	-446.1

		55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72
死荷重		319.3	319.3	-81.3	-81.3	-910.4	-910.4	-878.0	-878.0	16.0	16.0	481.4	481.4	518.2	518.2	126.5	126.5	-693.8	-693.8
活荷重	最大	846.4	846.4	731.2	731.2	554.6	554.6	540.9	540.9	680.2	680.2	753.1	753.1	747.1	747.1	660.9	660.9	505.5	505.5
	最小	-516.4	-516.4	-546.3	-546.3	-623.4	-623.4	-642.8	-642.8	-595.5	-595.5	-589.5	-589.5	-611.0	-611.0	-657.8	-657.8	-742.8	-742.8
死+活	最大	1165.7	1165.7	649.9	649.9	-355.9	-355.9	-337.1	-337.1	696.1	696.1	1234.5	1234.5	1265.3	1265.3	787.4	787.4	-188.3	-188.3
	最小	-197.1	-197.1	-627.5	-627.5	-1533.9	-1533.9	-1520.8	-1520.8	-579.5	-579.5	-108.2	-108.2	-92.8	-92.8	-531.3	-531.3	-1436.6	-1436.6
潮位差	最大	195.7	195.7	168.3	168.3	141.0	141.0	115.0	115.0	90.3	90.3	65.7	65.7	41.1	41.1	16.5	16.5	8.1	8.1
	最小	-195.7	-195.7	-168.3	-168.3	-141.0	-141.0	-115.0	-115.0	-90.3	-90.3	-65.7	-65.7	-41.1	-41.1	-16.5	-16.5	-8.1	-8.1
合計	最大	1361.5	1361.5	818.2	818.2	-214.9	-214.9	-222.2	-222.2	786.5	786.5	1300.2	1300.2	1306.4	1306.4	803.9	803.9	-180.2	-180.2
	最小	-392.8	-392.8	-795.9	-795.9	-1674.8	-1674.8	-1635.8	-1635.8	-669.8	-669.8	-173.9	-173.9	-134.0	-134.0	-547.9	-547.9	-1444.7	-1444.7

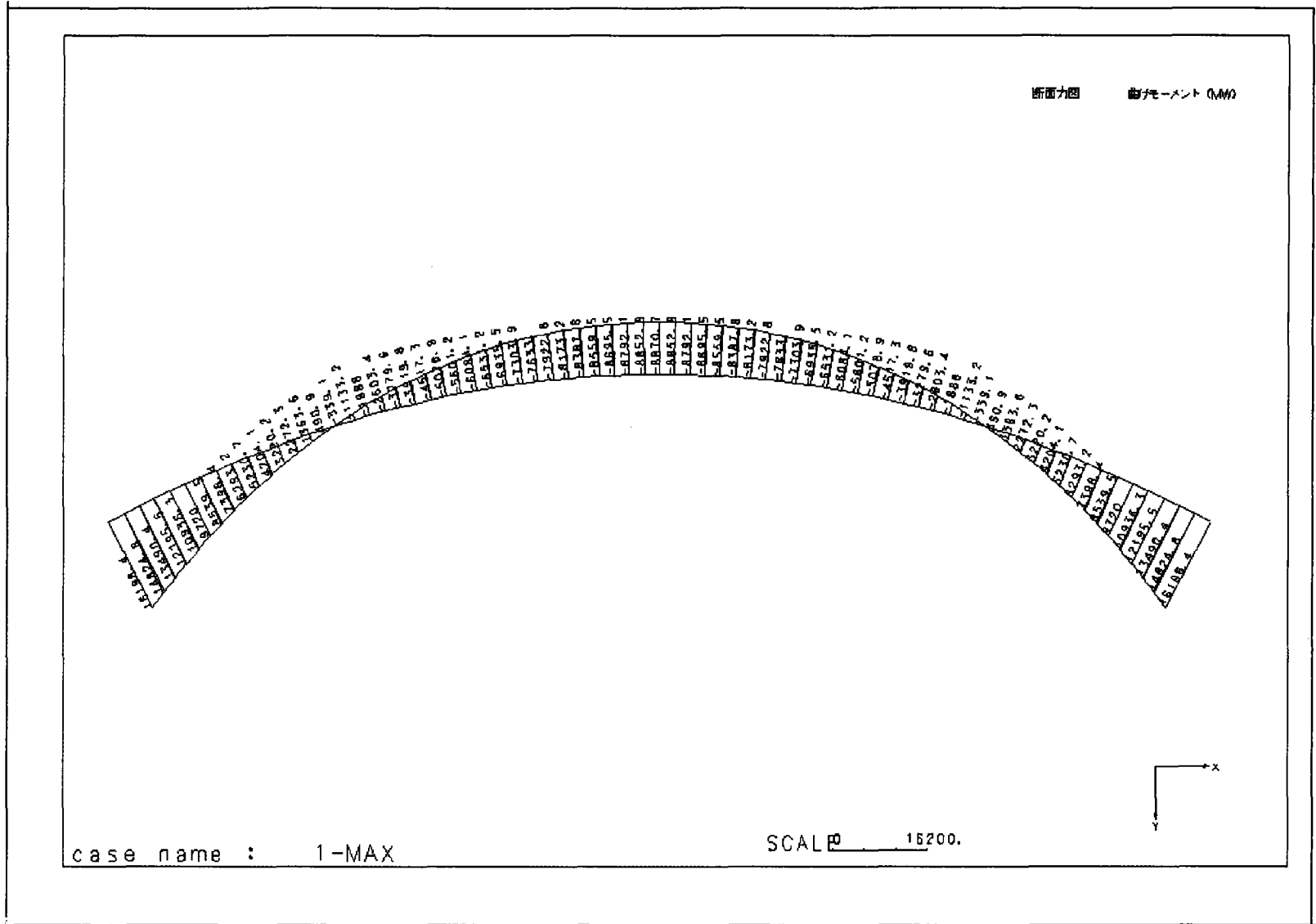
2. 立体解析



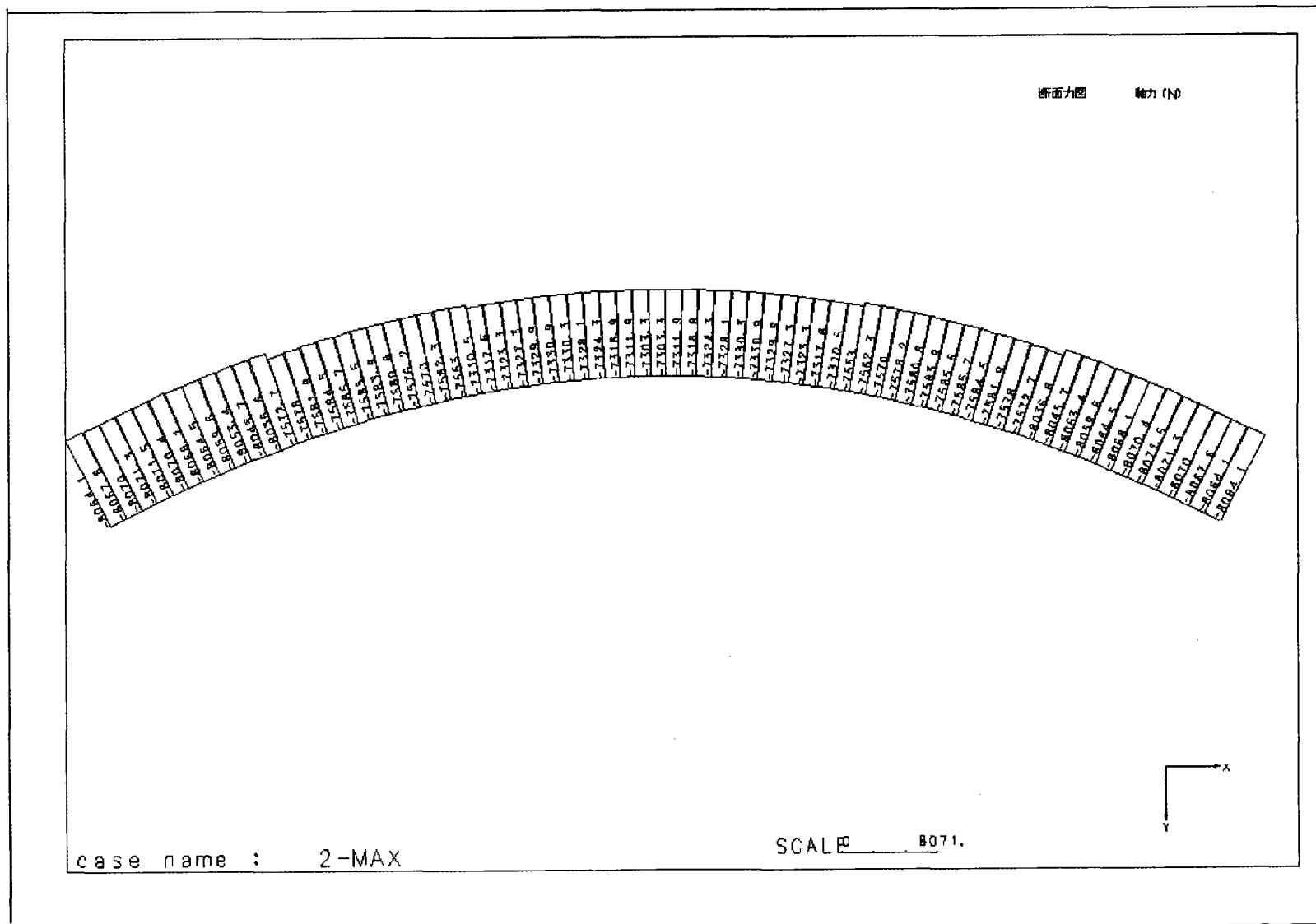
風荷重 (軸力)



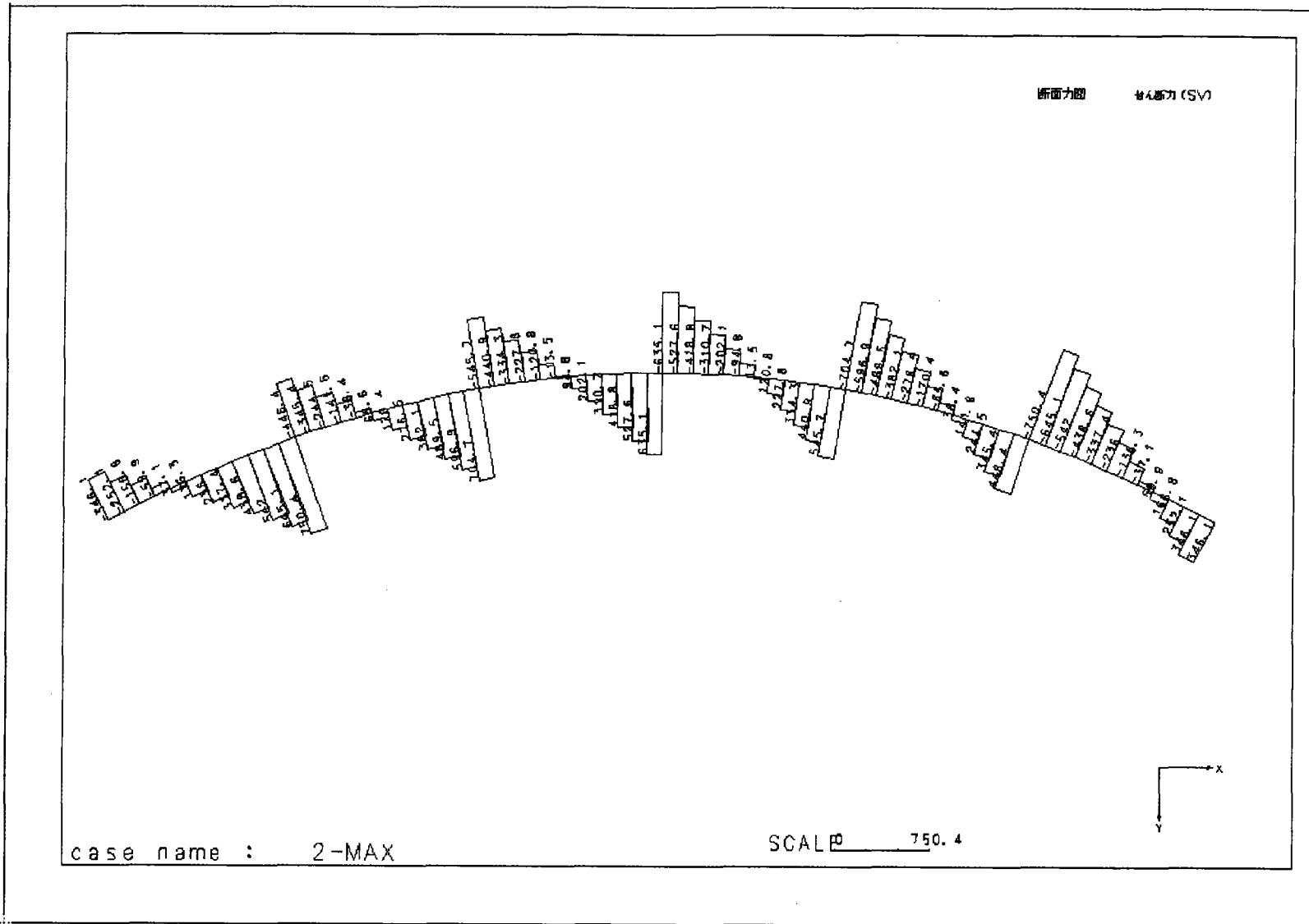
風荷重 (せん断力 : 面外)



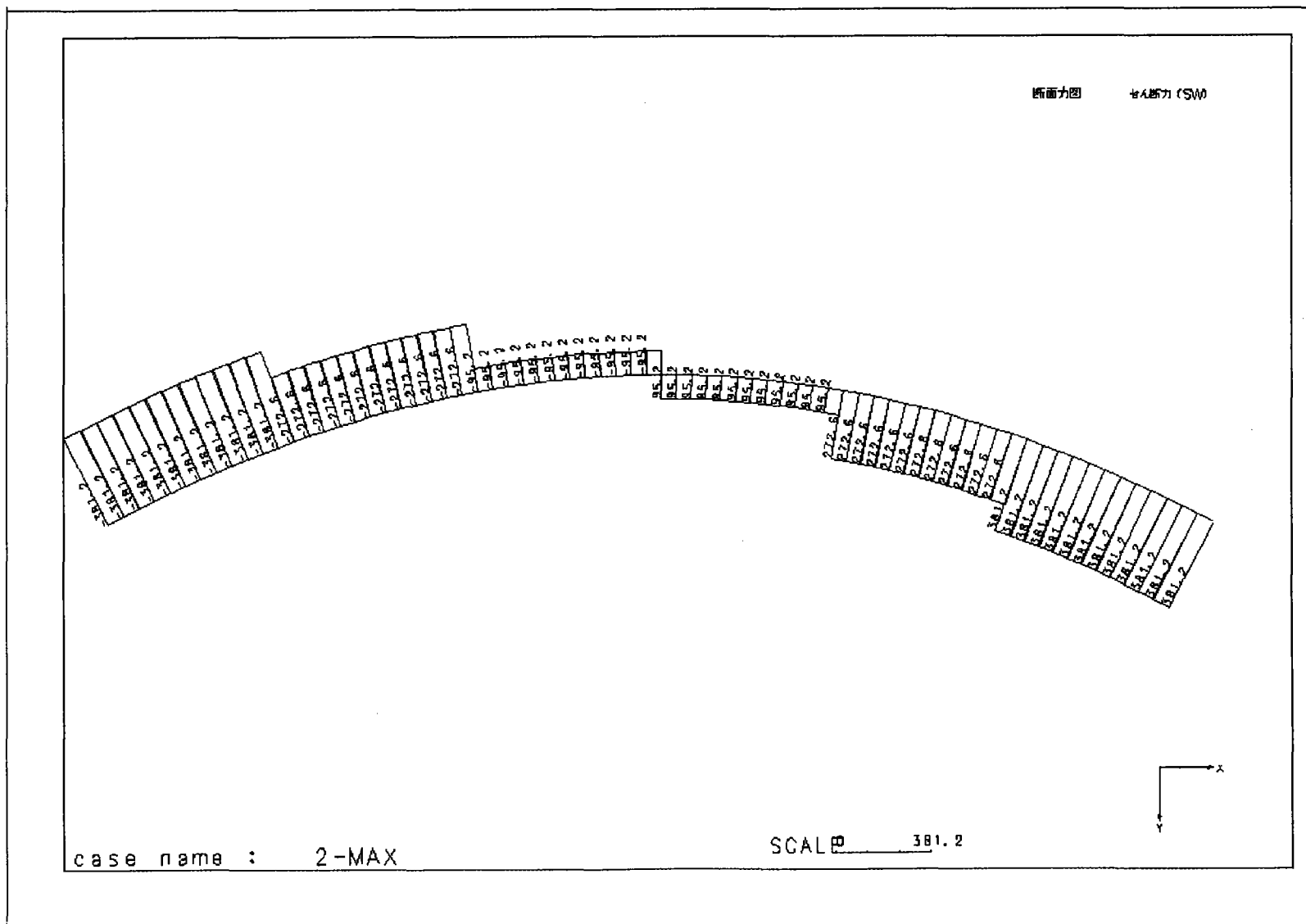
風荷重 (曲げモーメント : 面外)



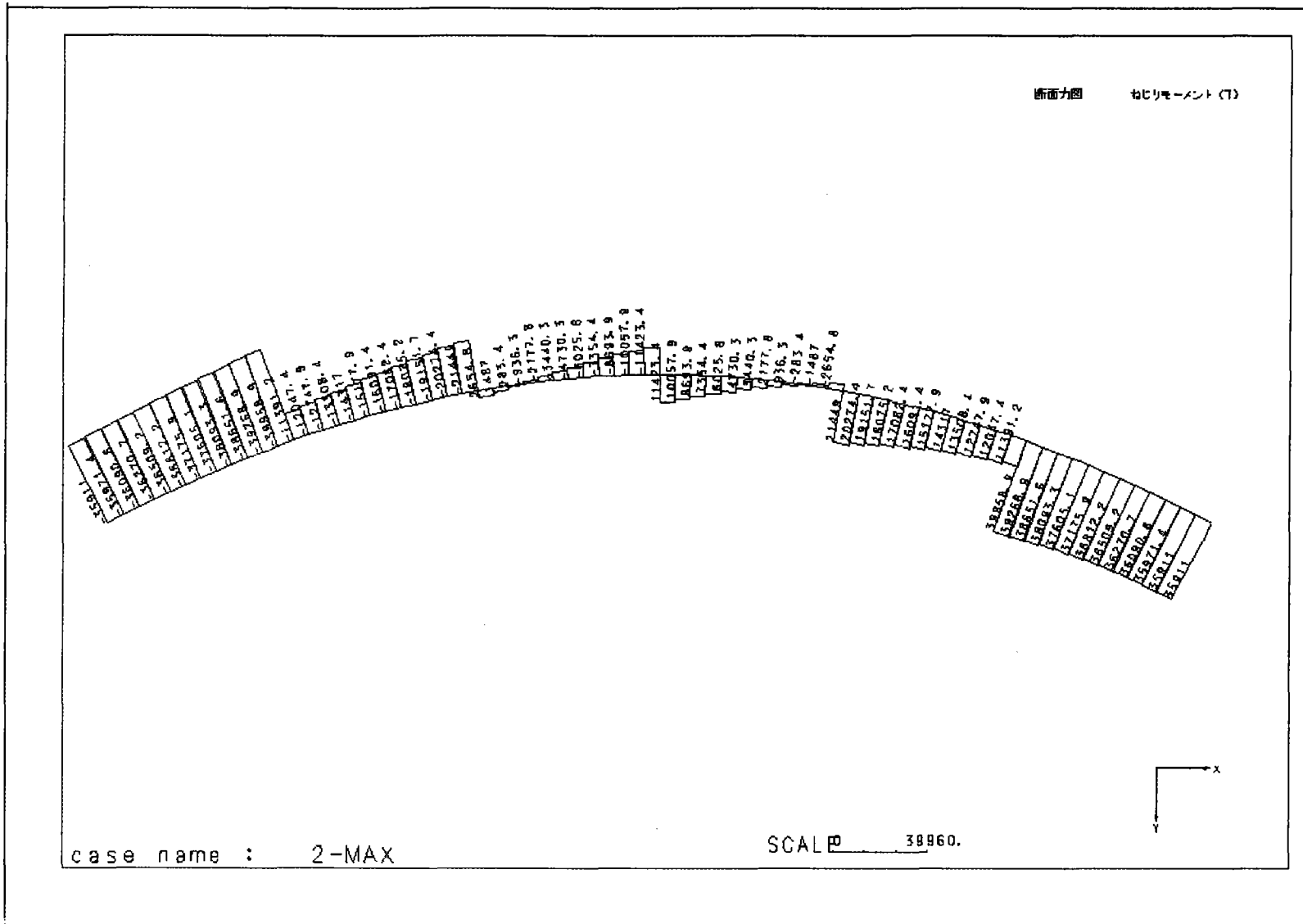
波力 (軸力)



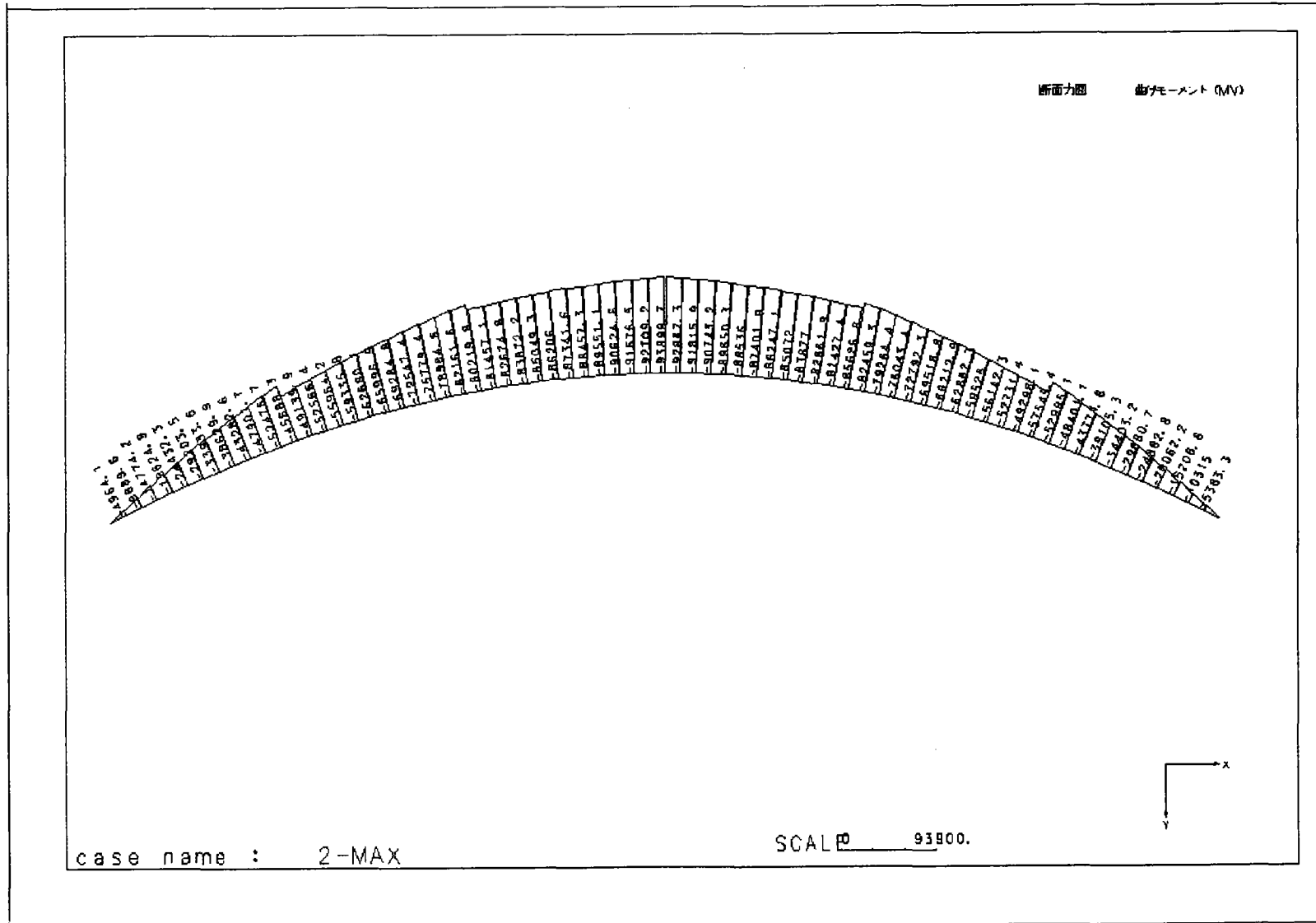
波力 (せん断力 : 面外)



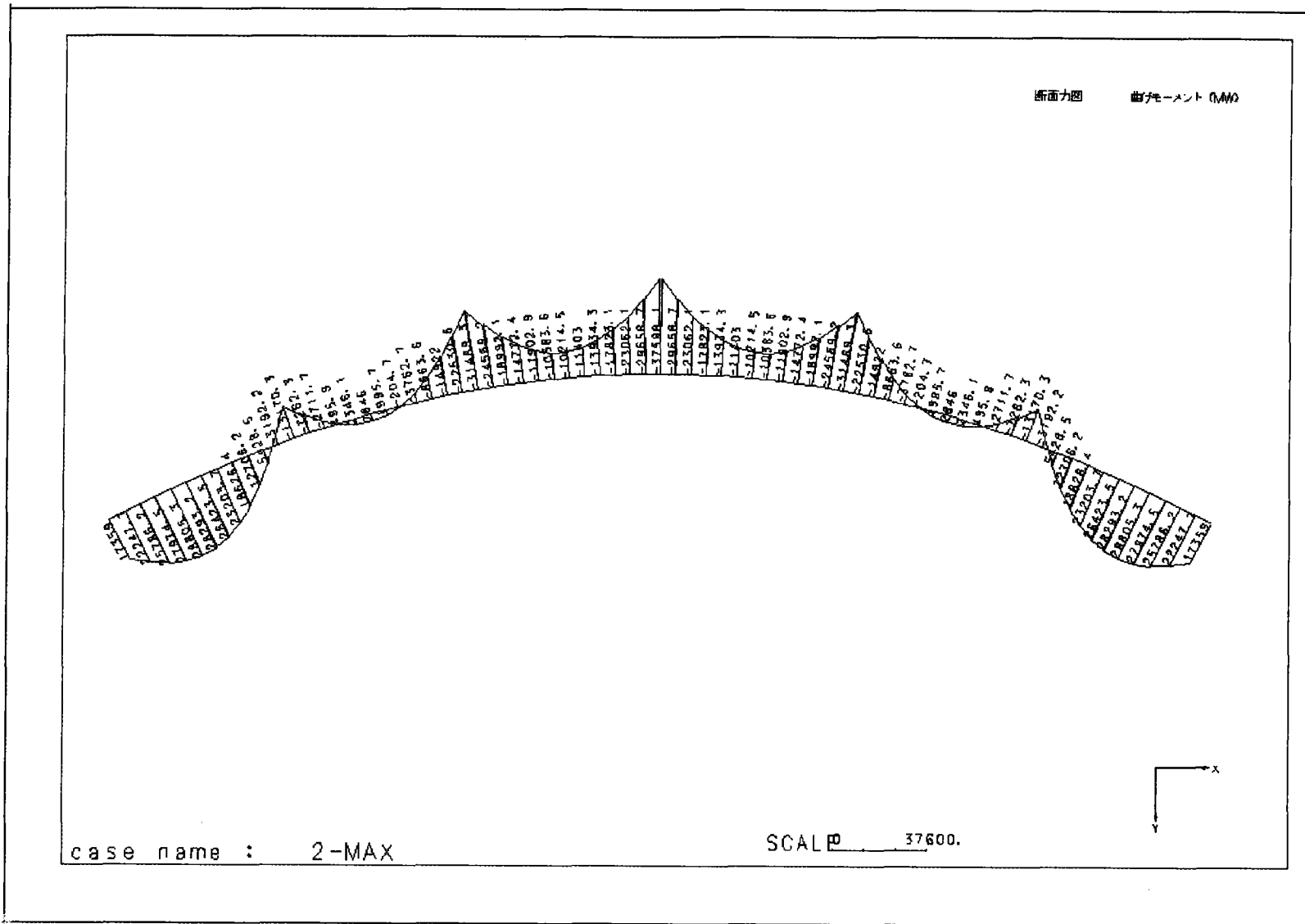
波力 (せん断力 : 面内)



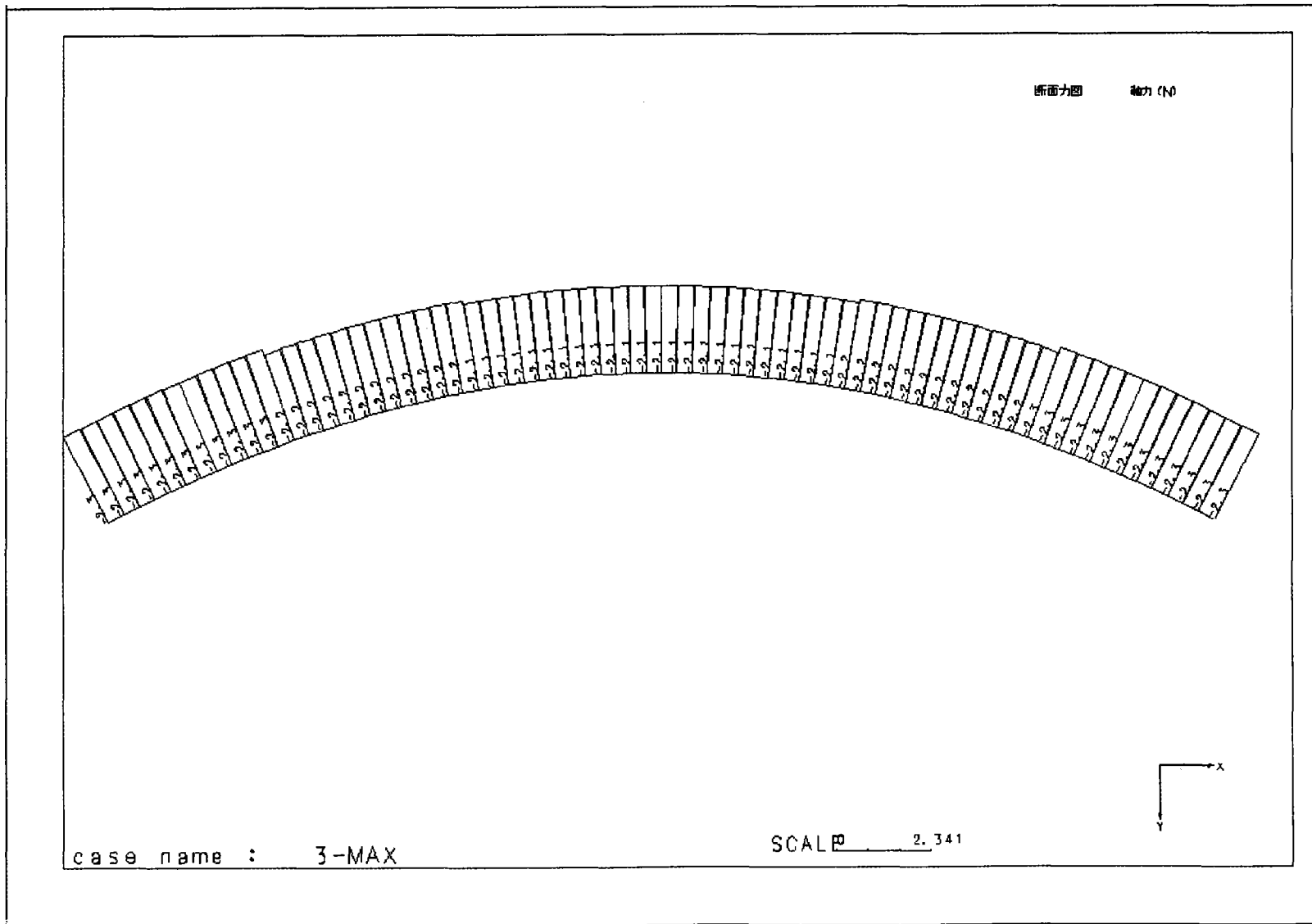
波力 (ねじりモーメント)

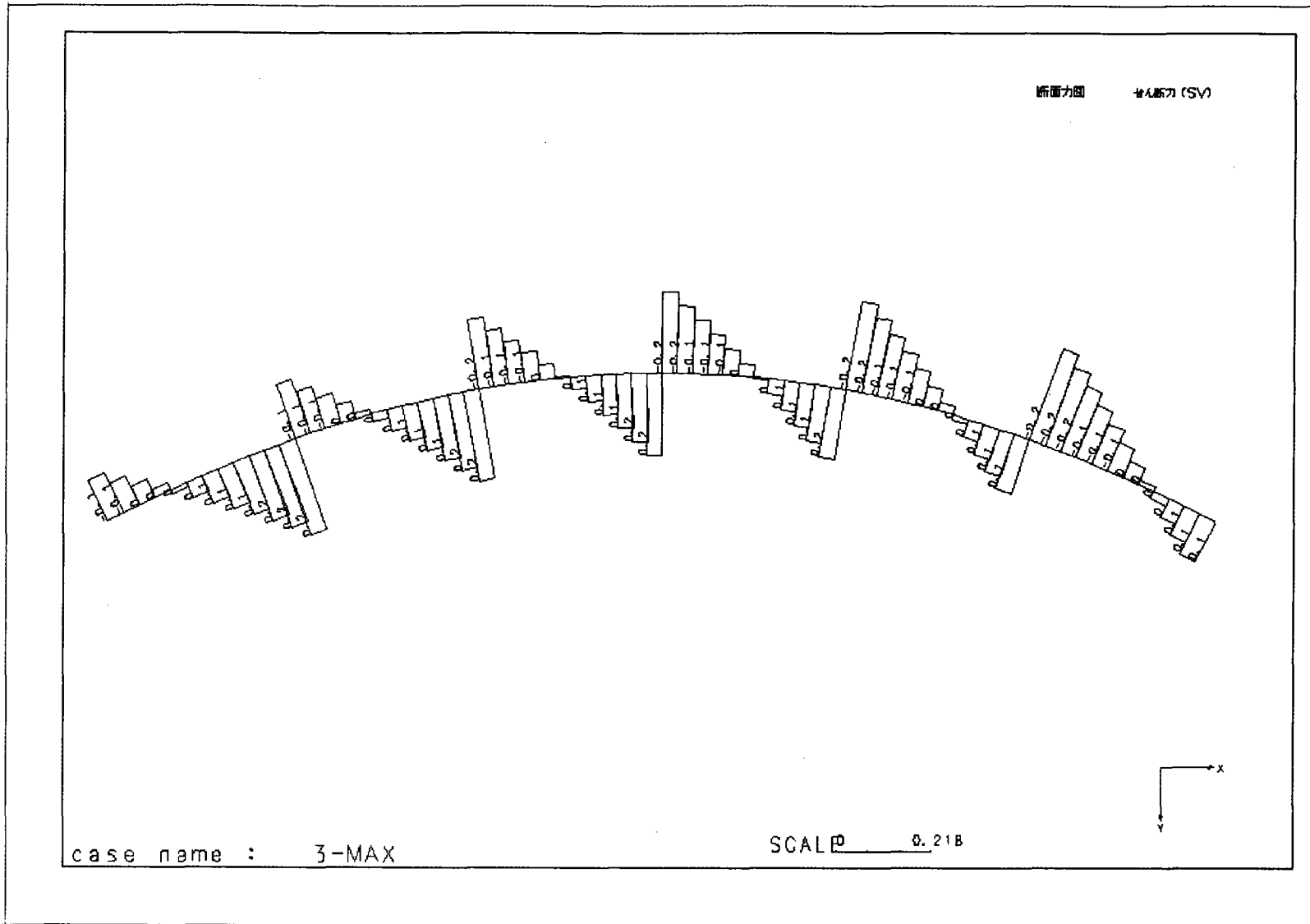


波力 (曲げモーメント : 面内)

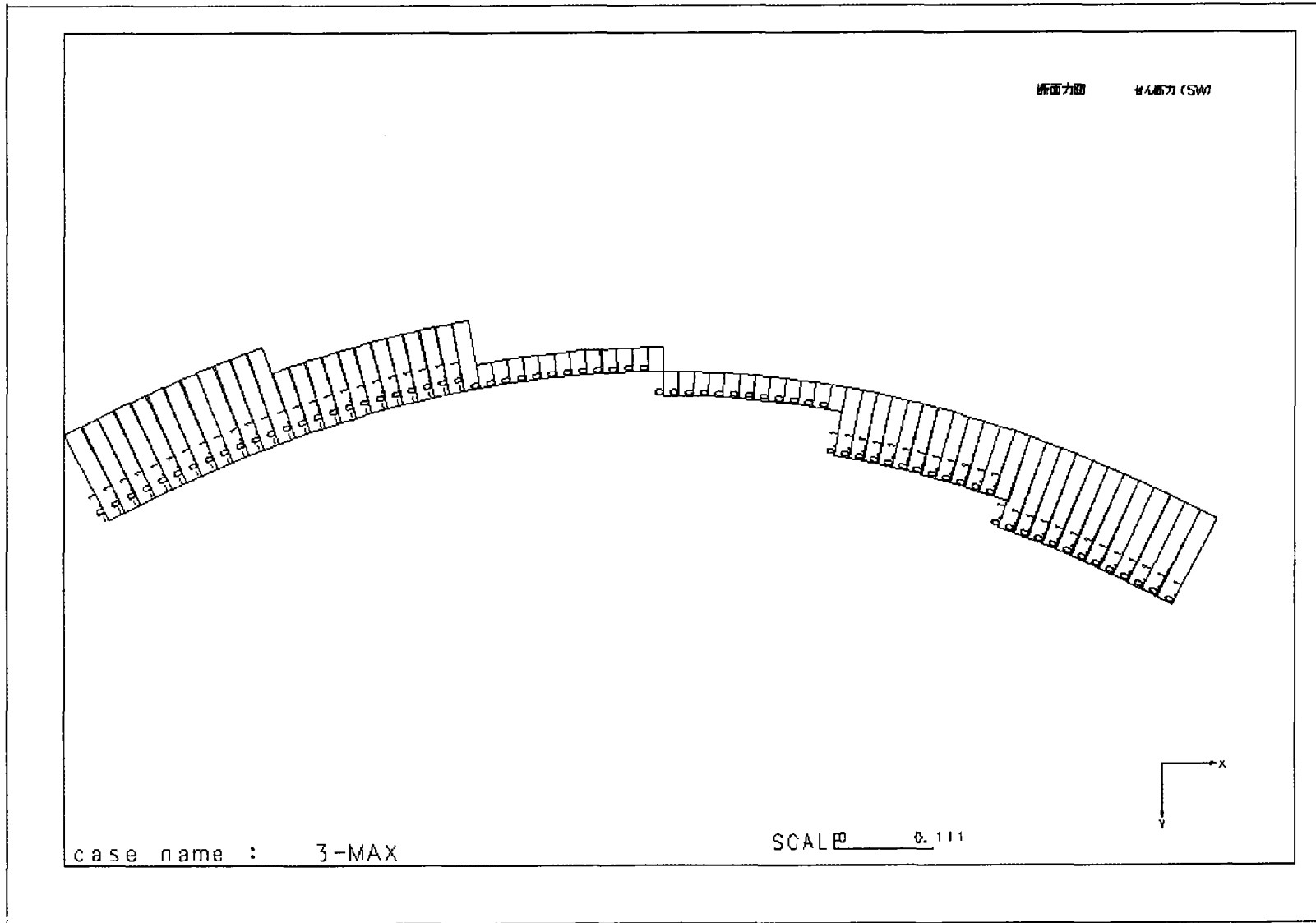


波力 (曲げモーメント : 面外)

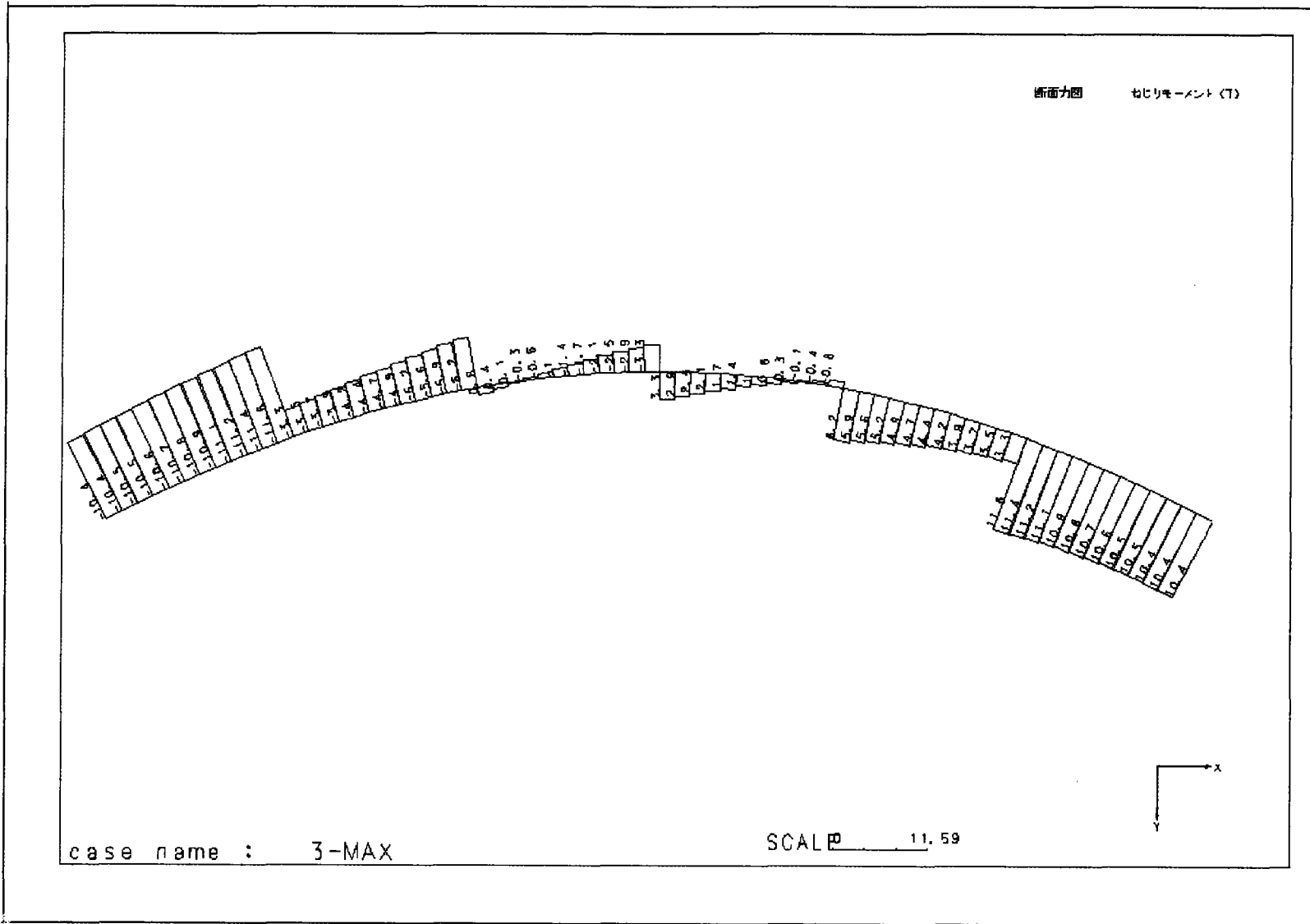




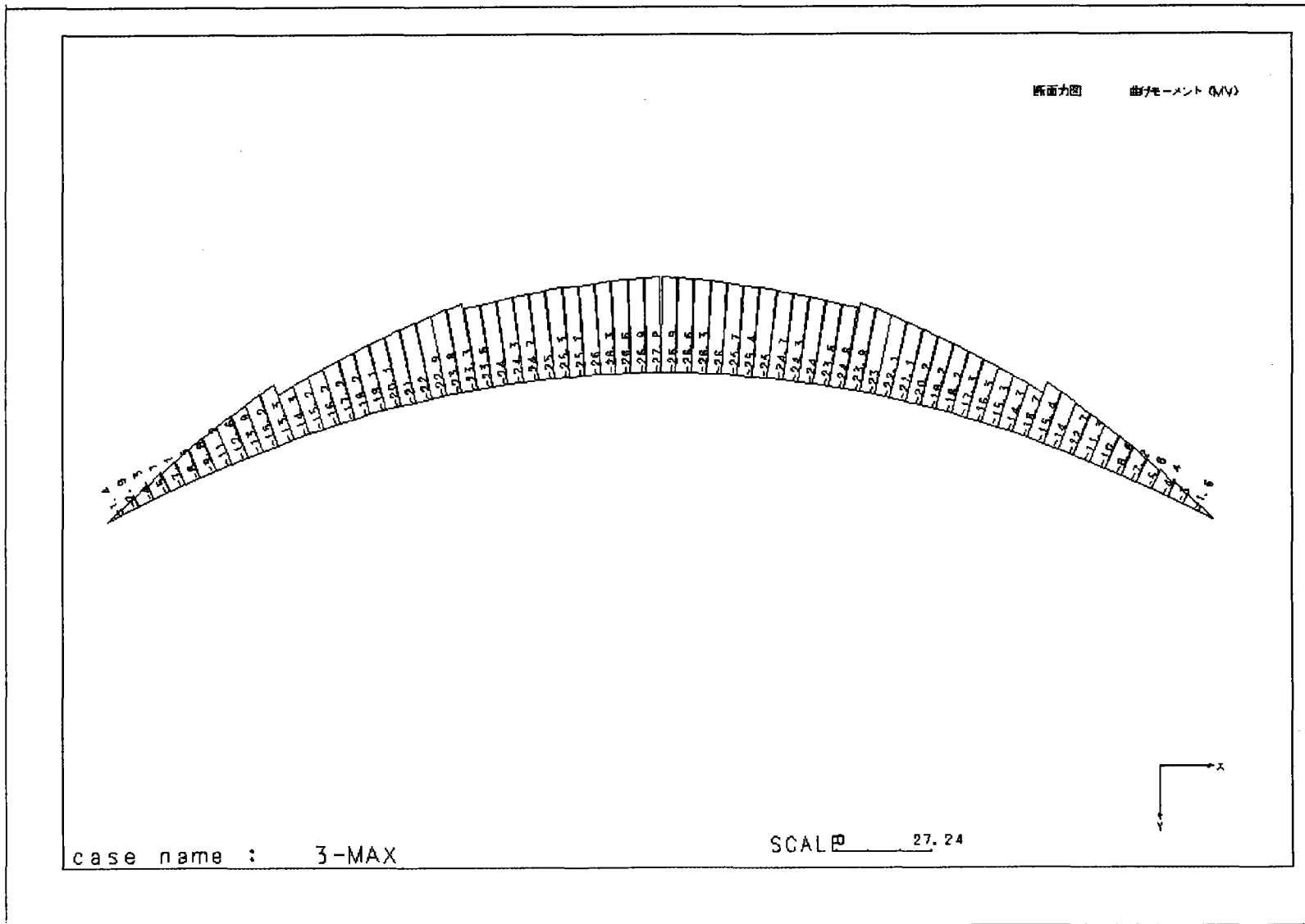
潮流力 (せん断力 : 面外)



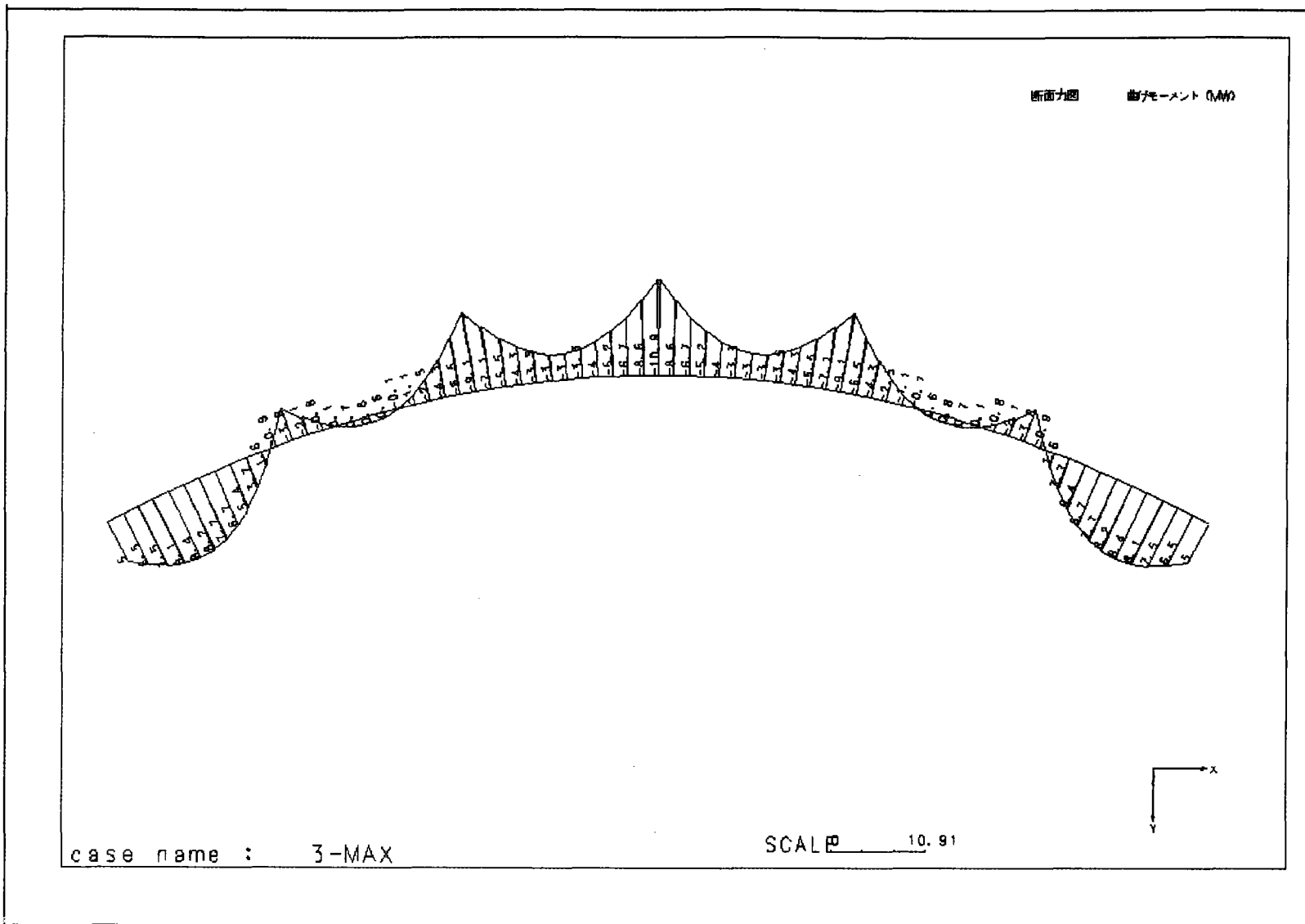
潮流力 (せん断力 : 面内)



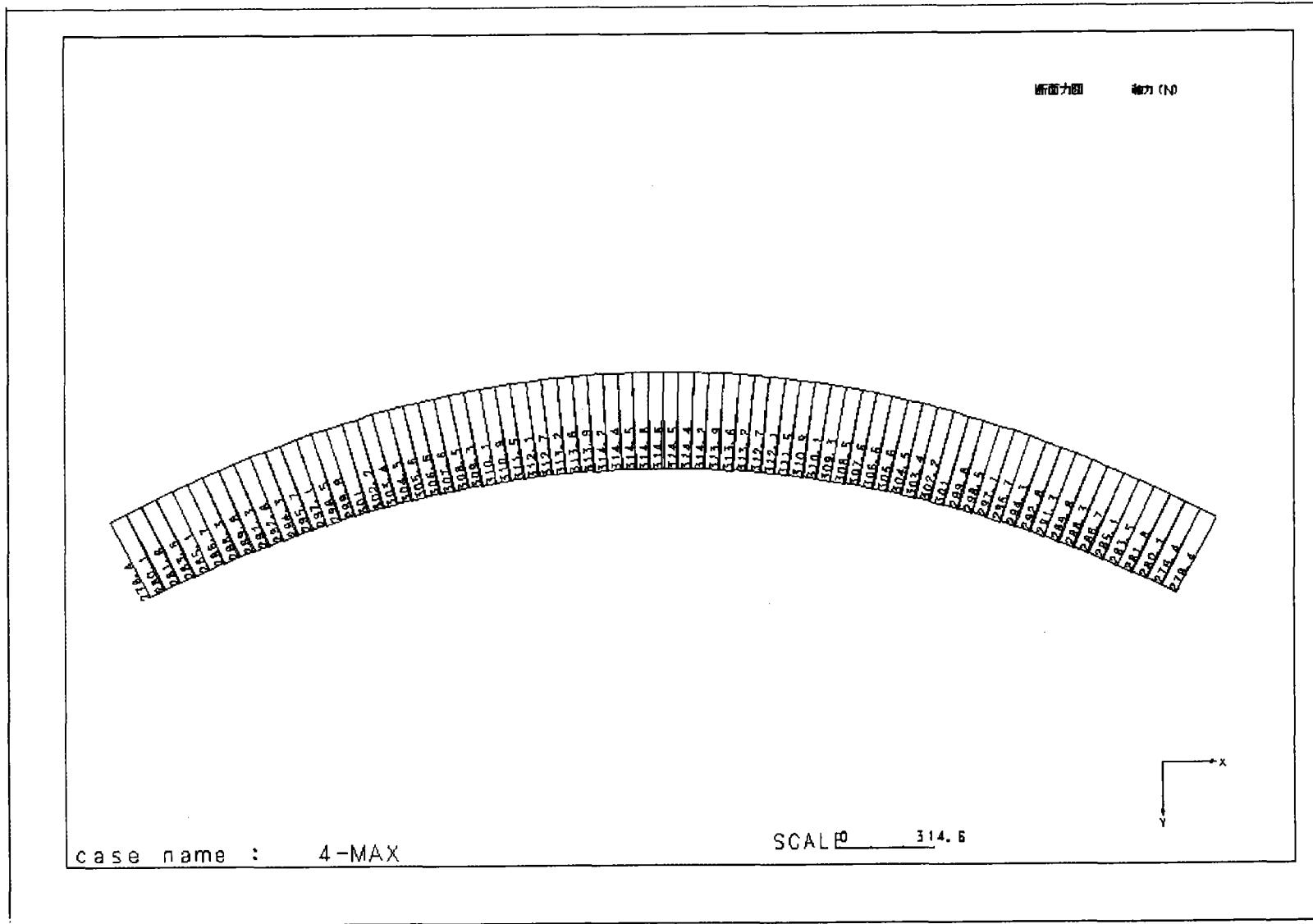
潮流力 (ねじりモーメント)



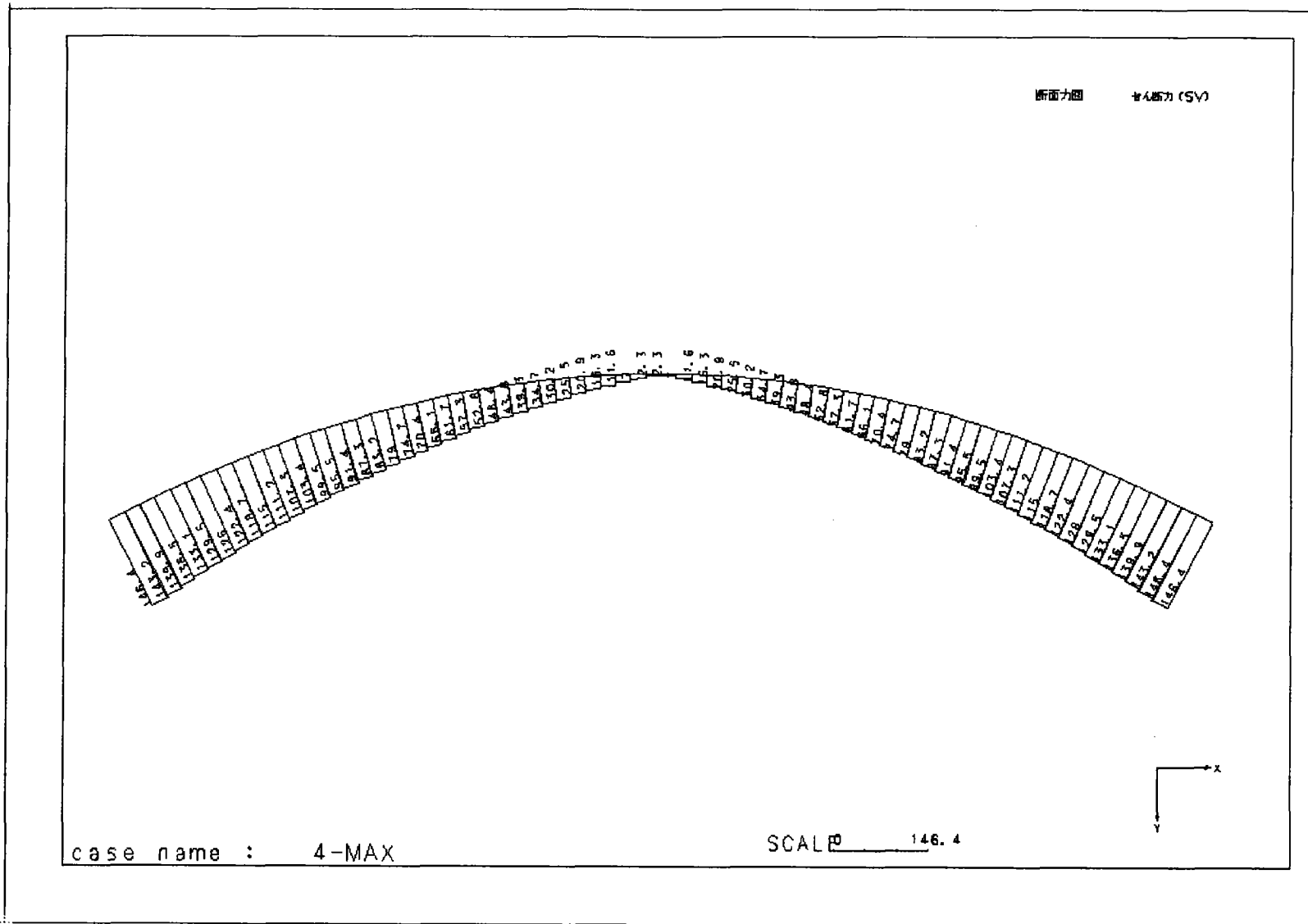
潮流力 (曲げモーメント : 面内)

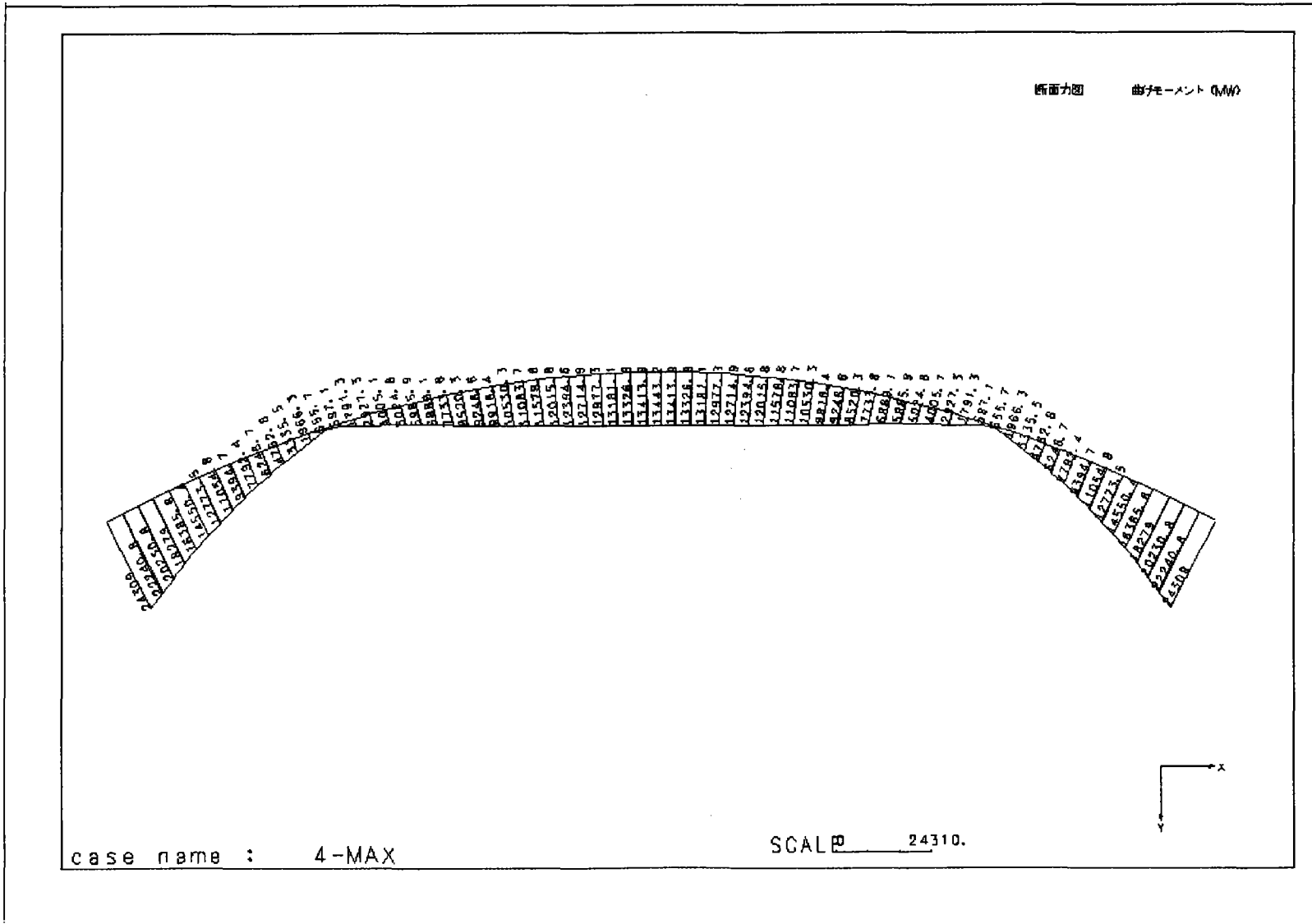


潮流力 (曲げモーメント : 面外)

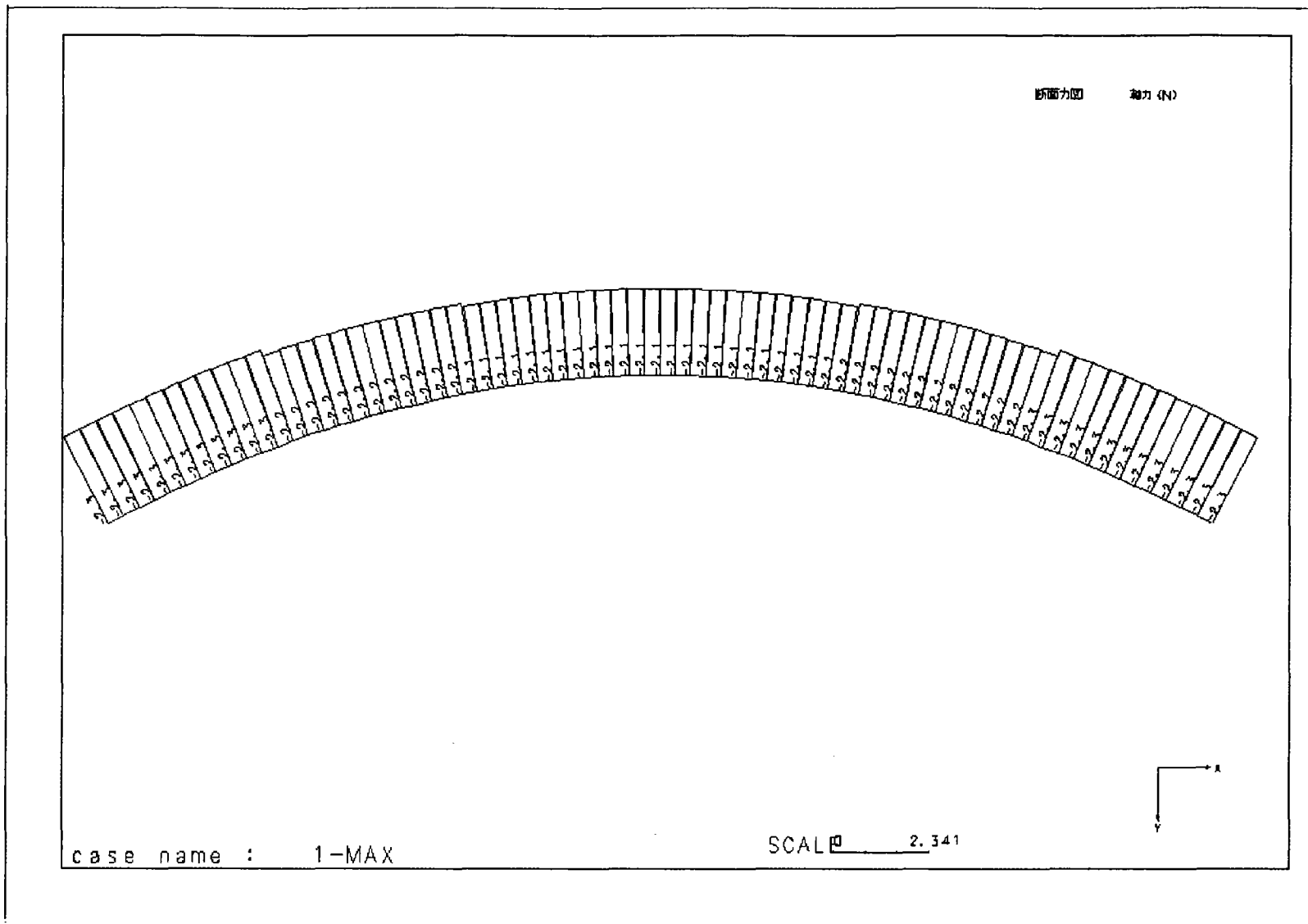


温度 30℃ (軸力)

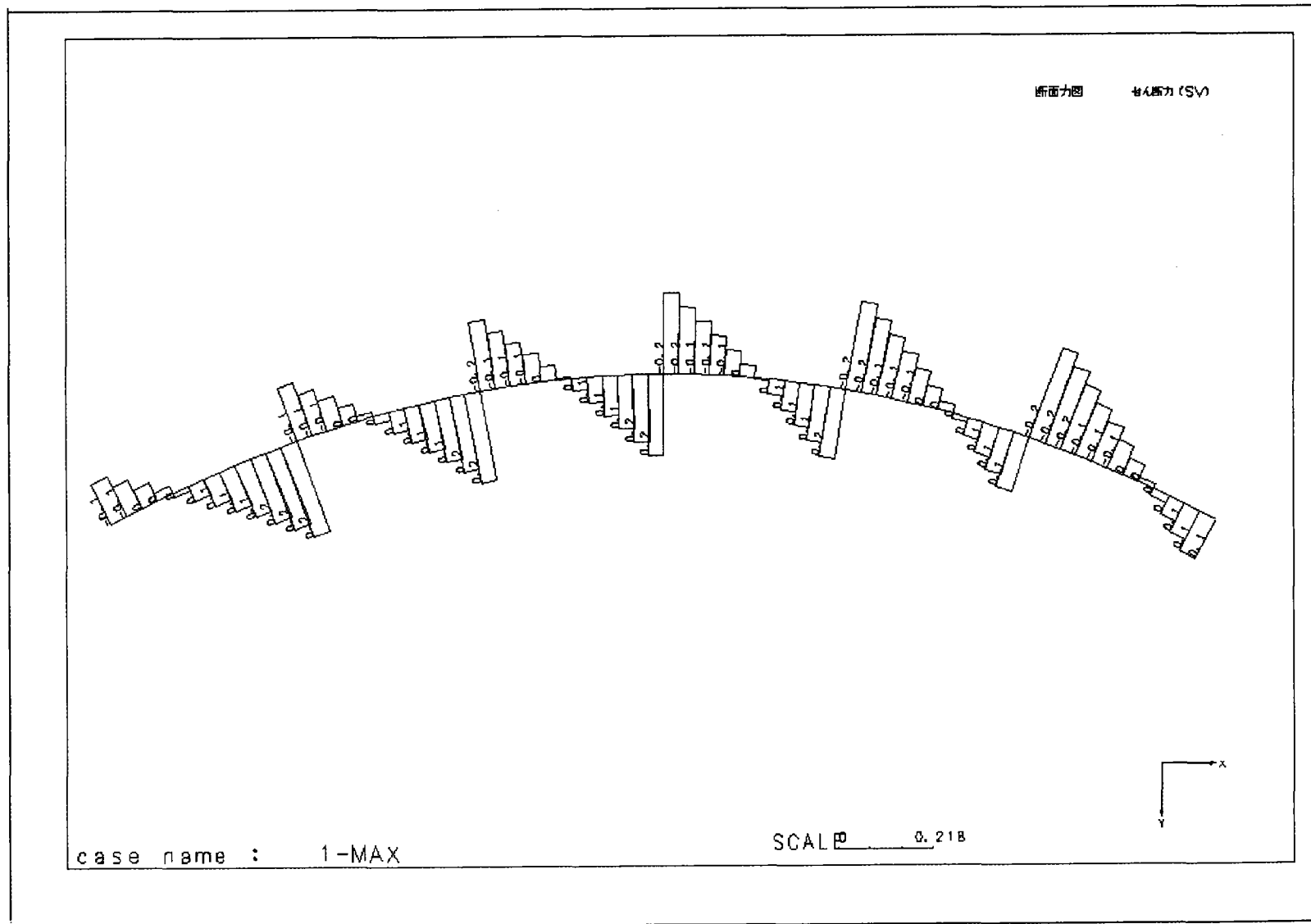




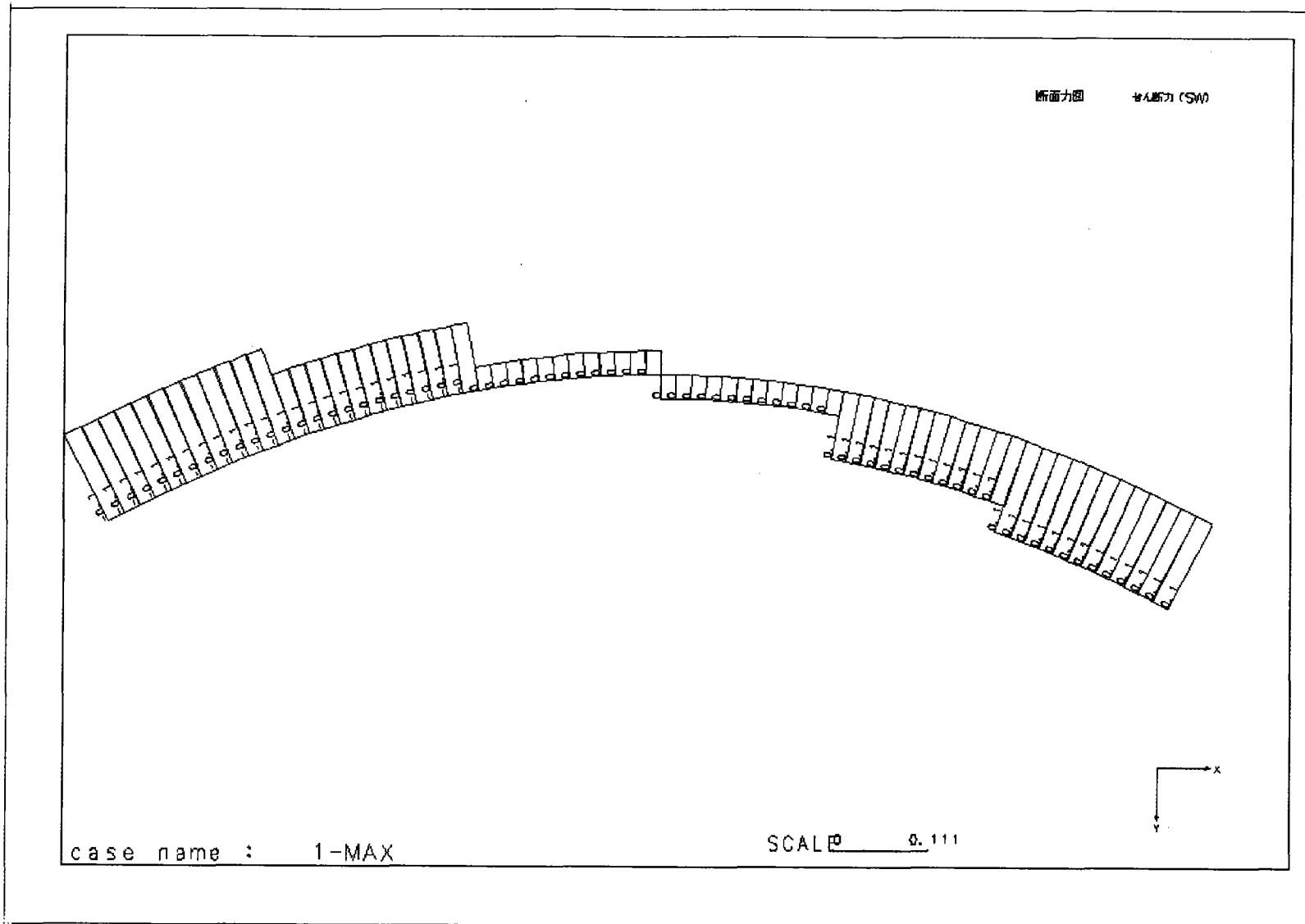
温度 30℃ (曲げモーメント : 面外)



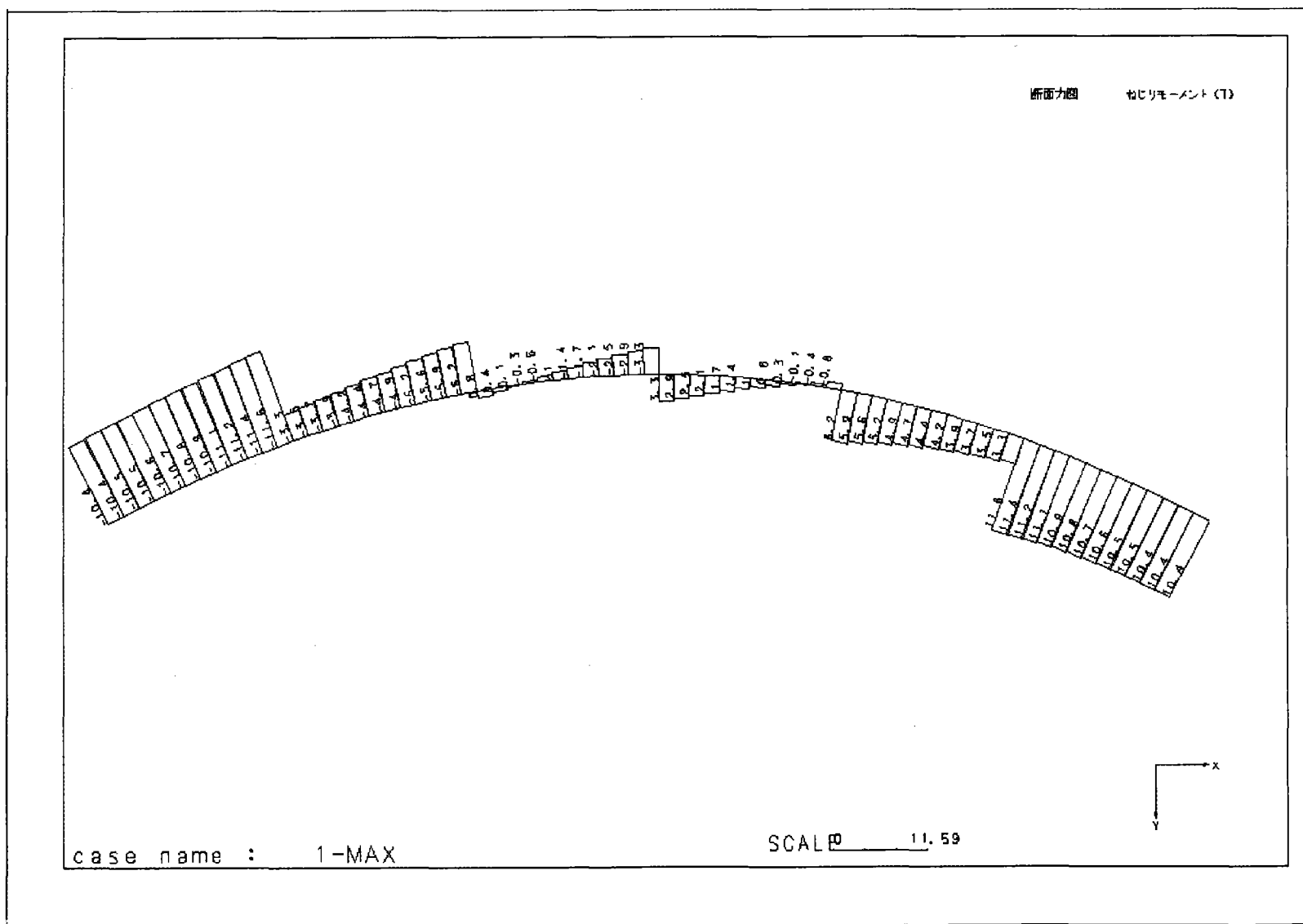
常時 (軸力)



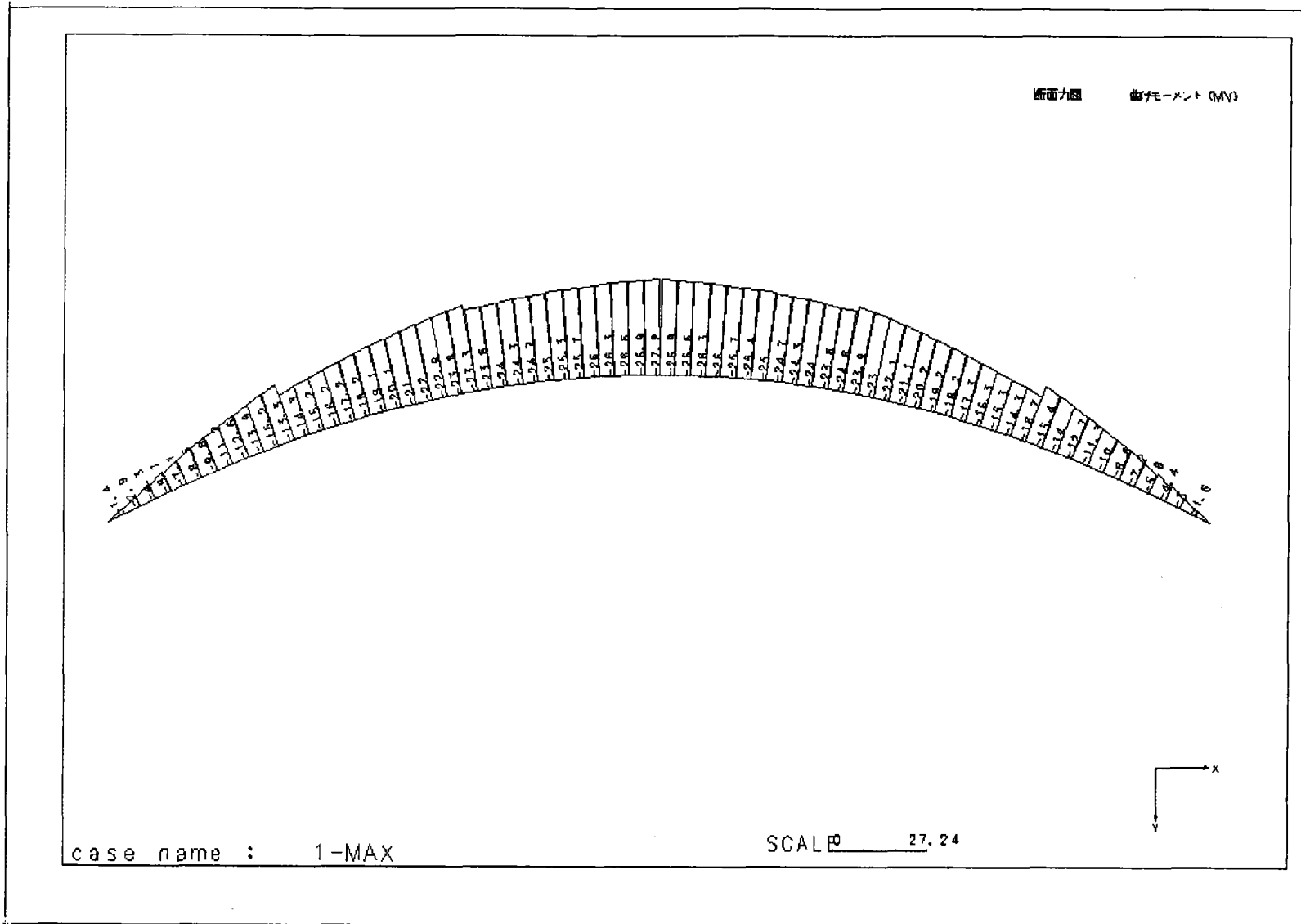
常時 (せん断力 : 面外)



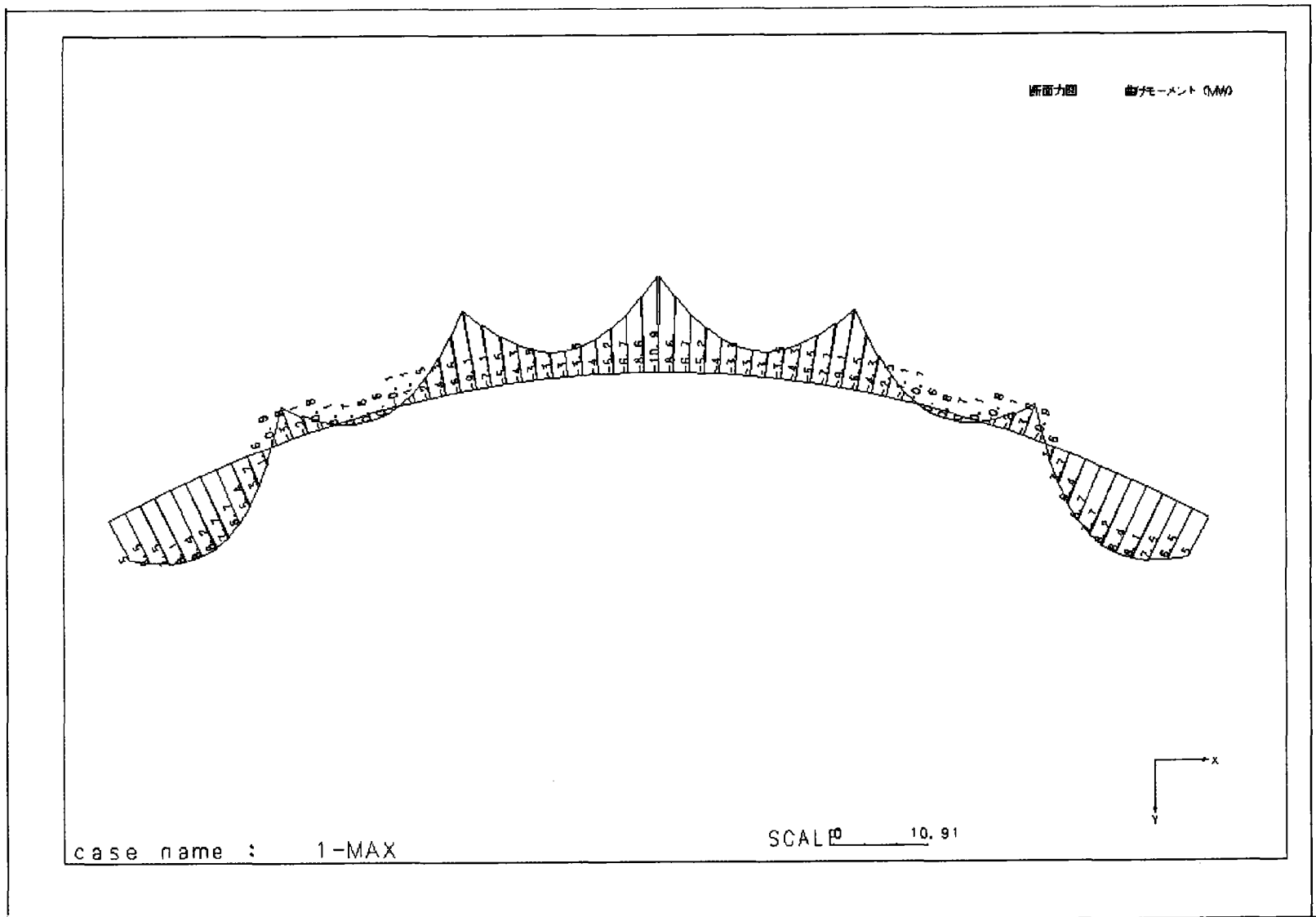
常時（せん断力：面内）



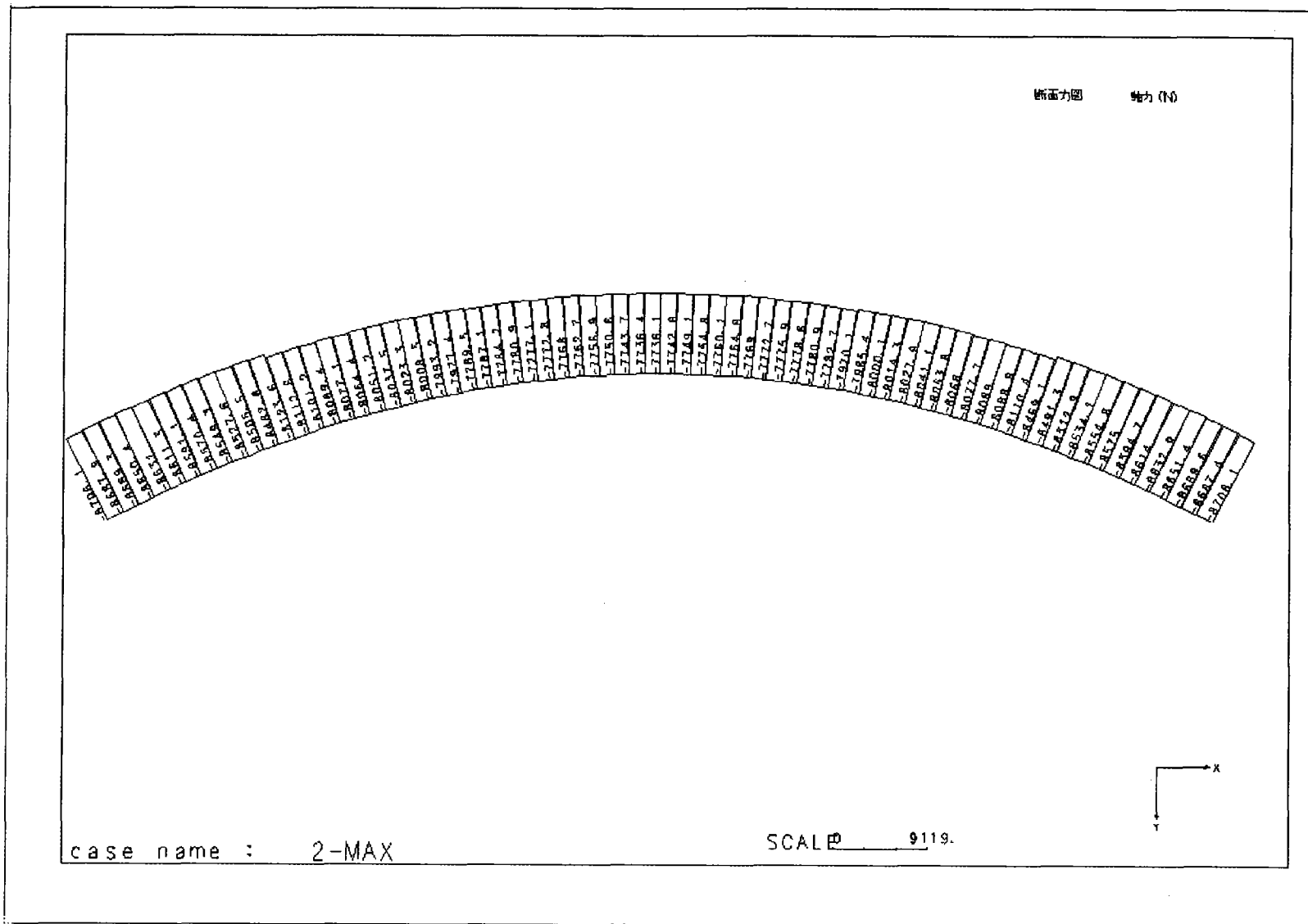
常時 (ねじりモーメント)



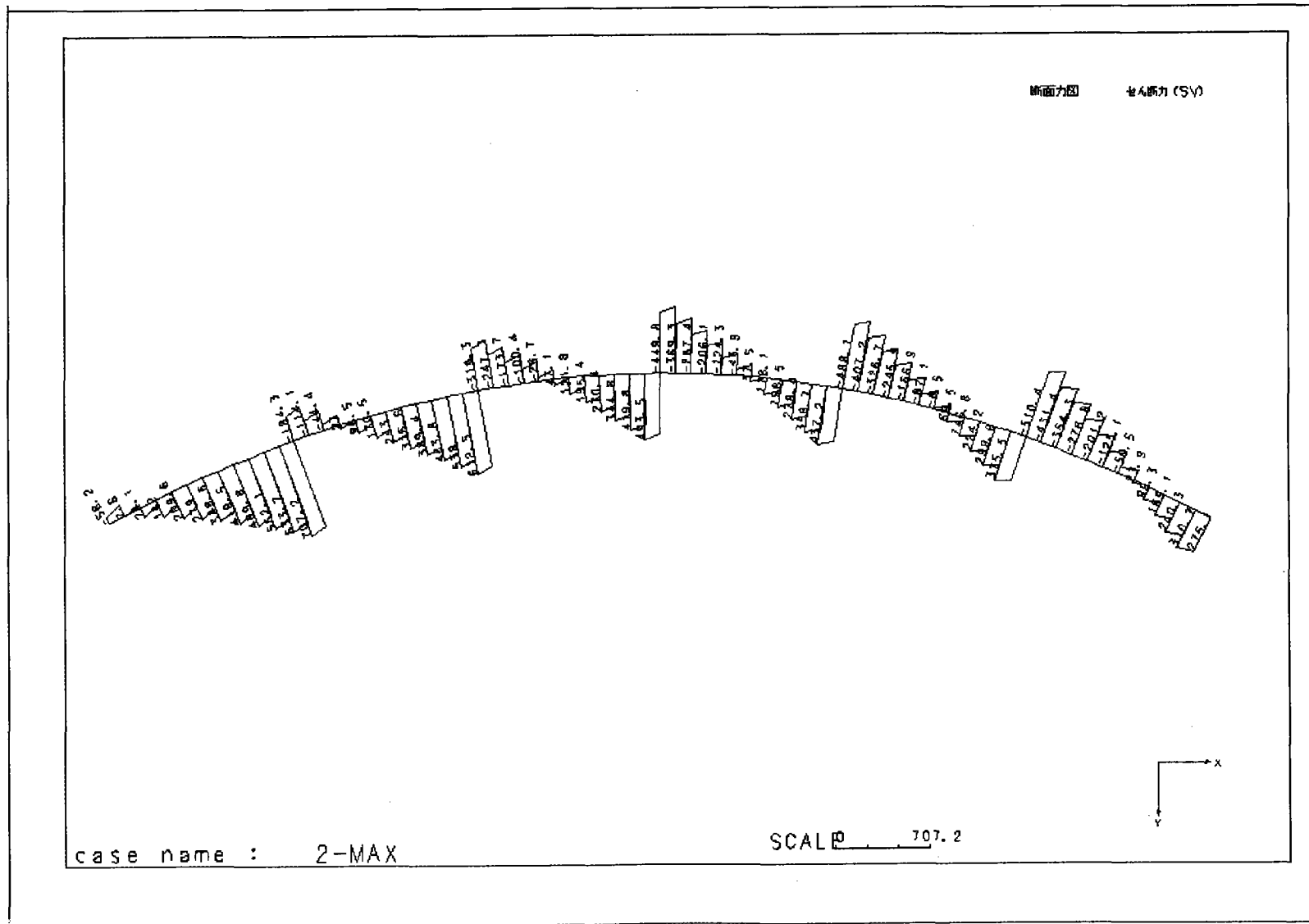
常時 (曲げモーメント : 面内)



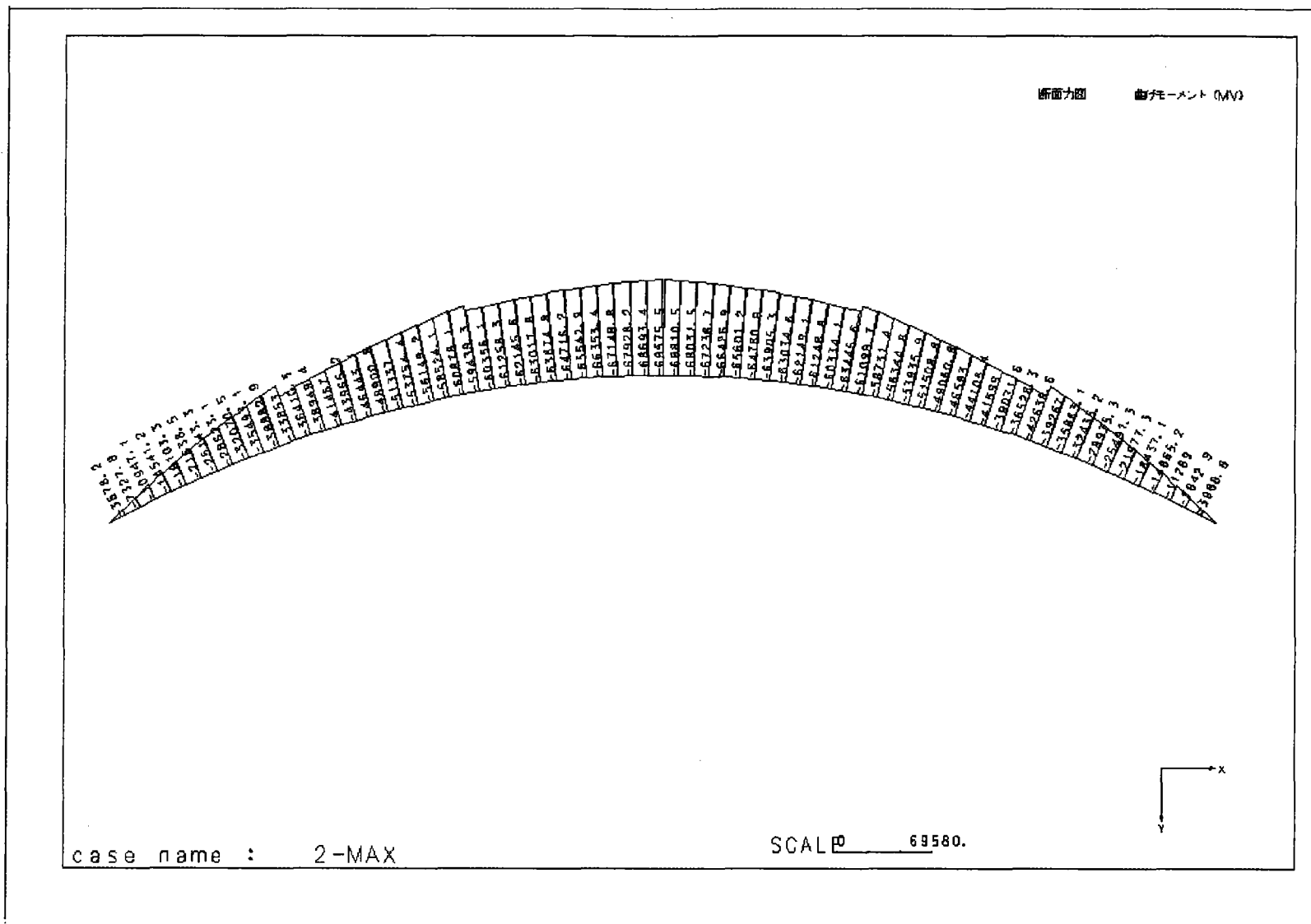
常時 (曲げモーメント : 面外)



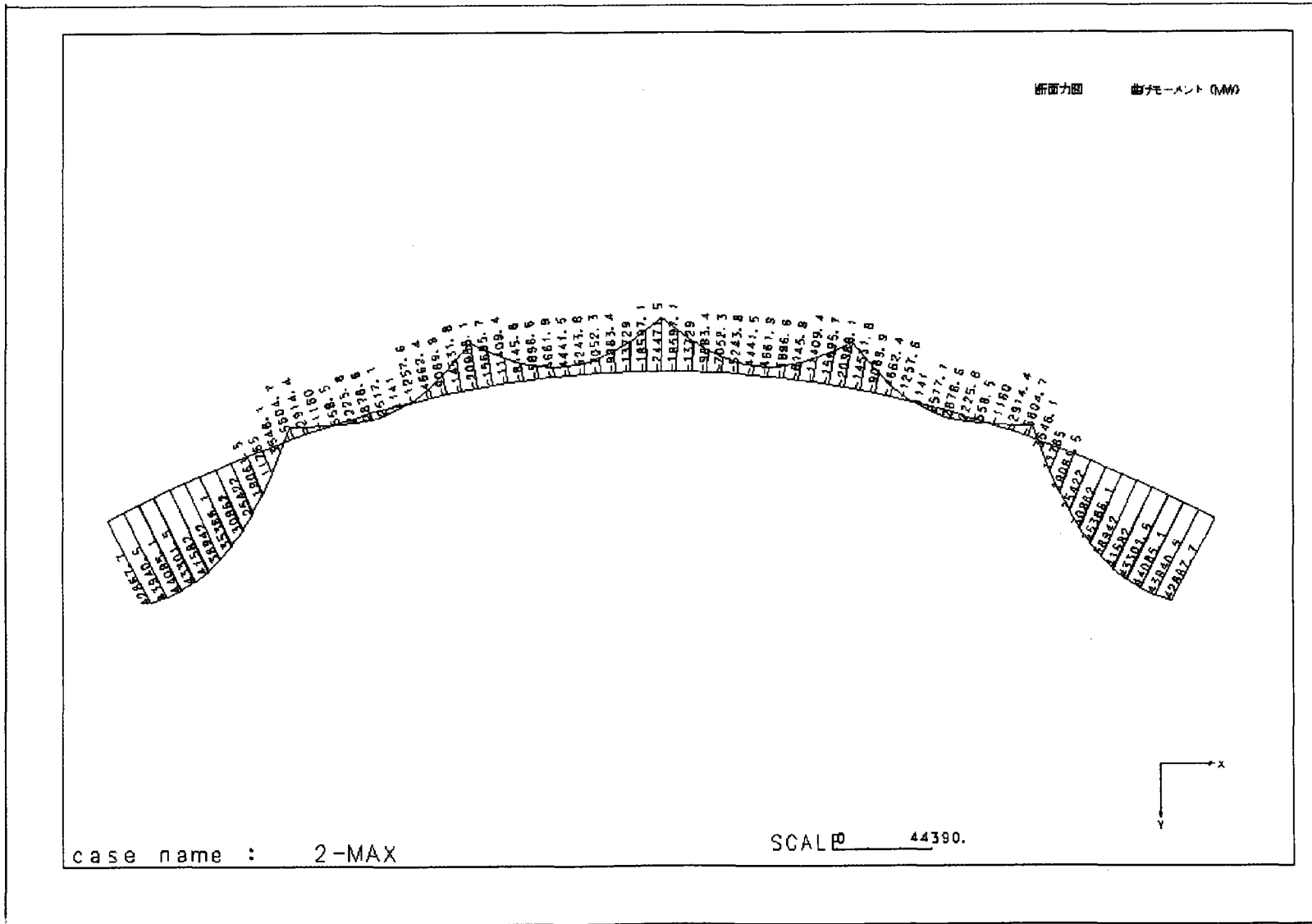
暴風+温度時 (軸力)



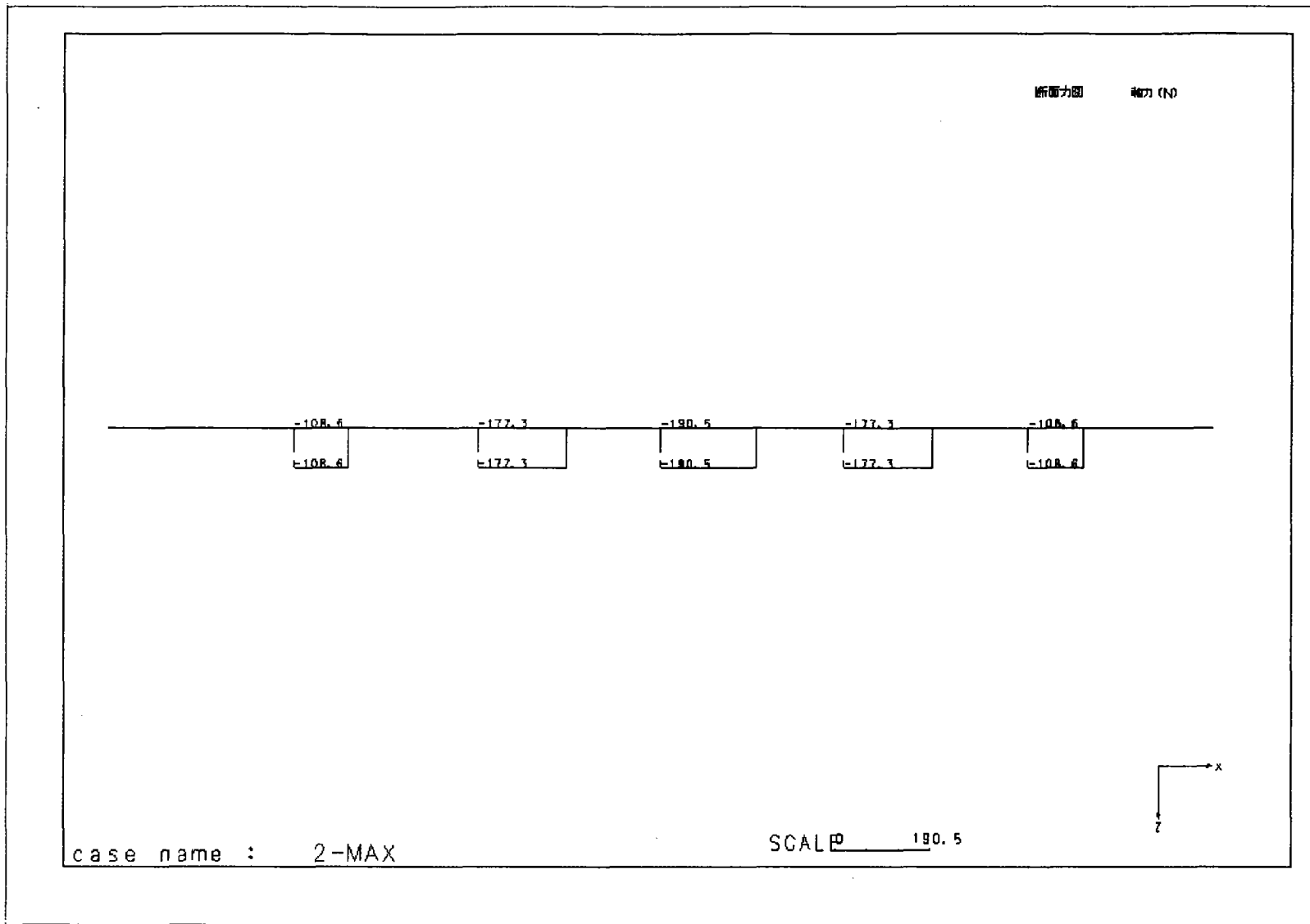
暴風+温度時（せん断力：面外）



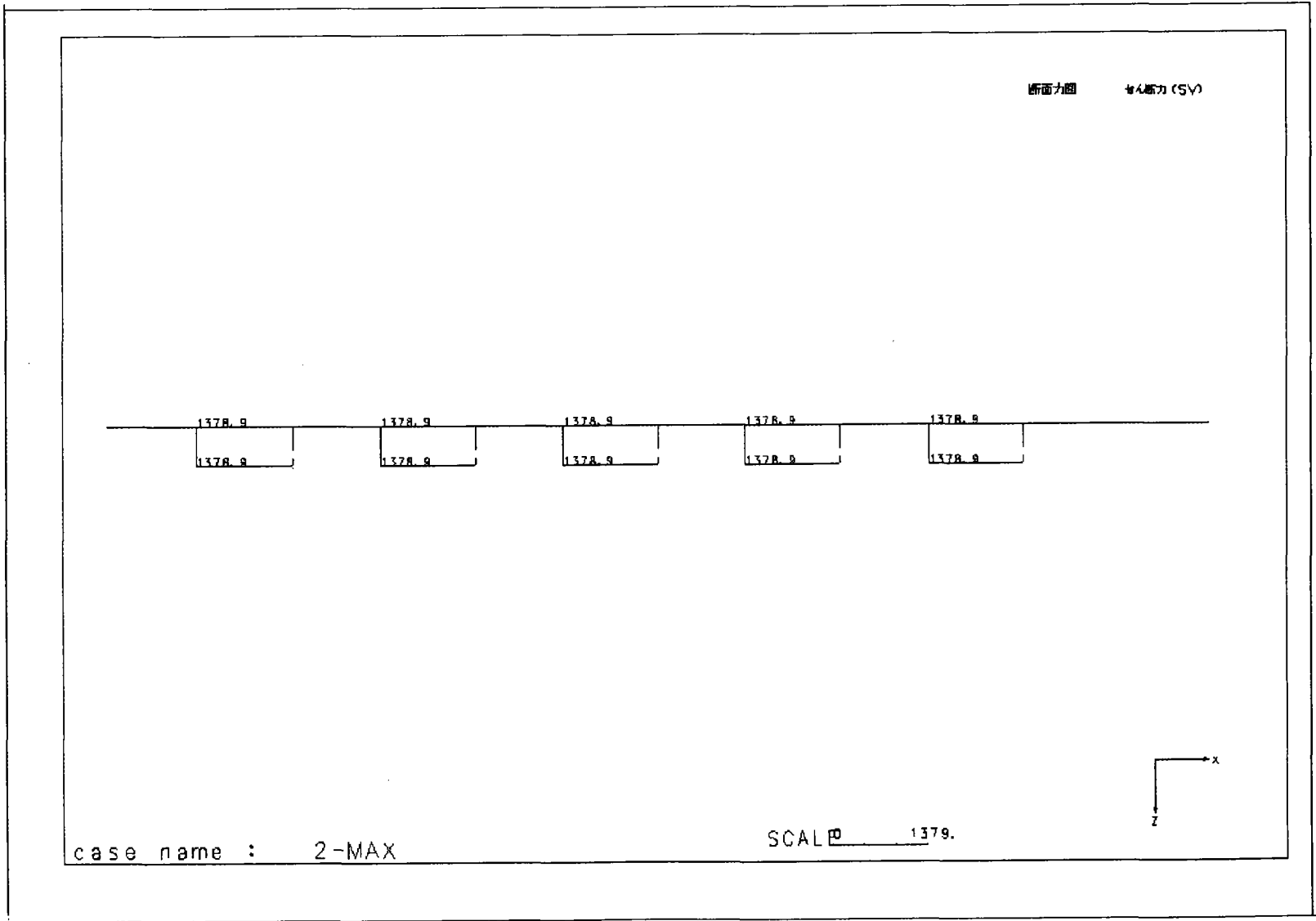
暴風+温度時 (曲げモーメント: 面内)



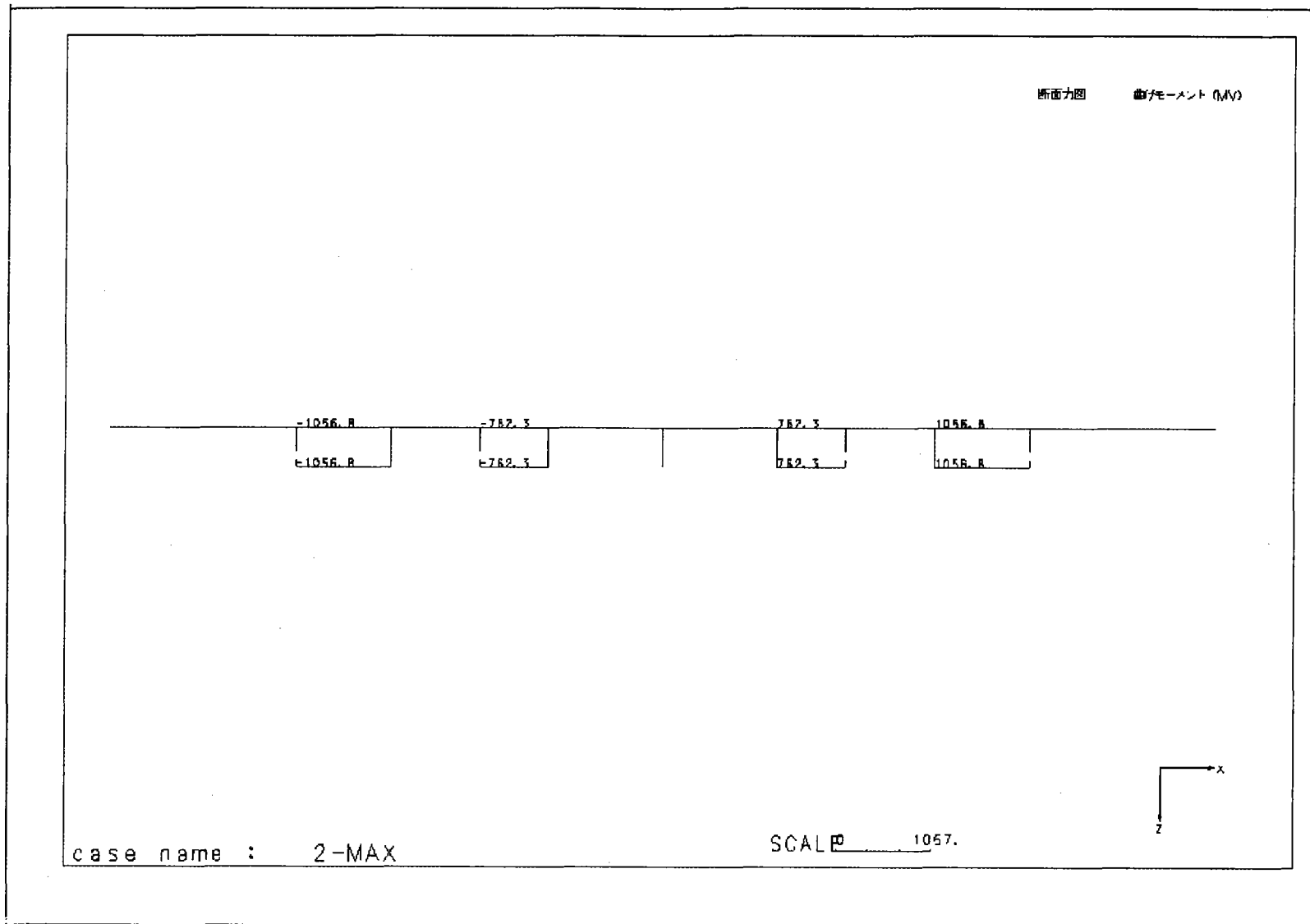
暴風+温度時 (曲げモーメント: 面外)



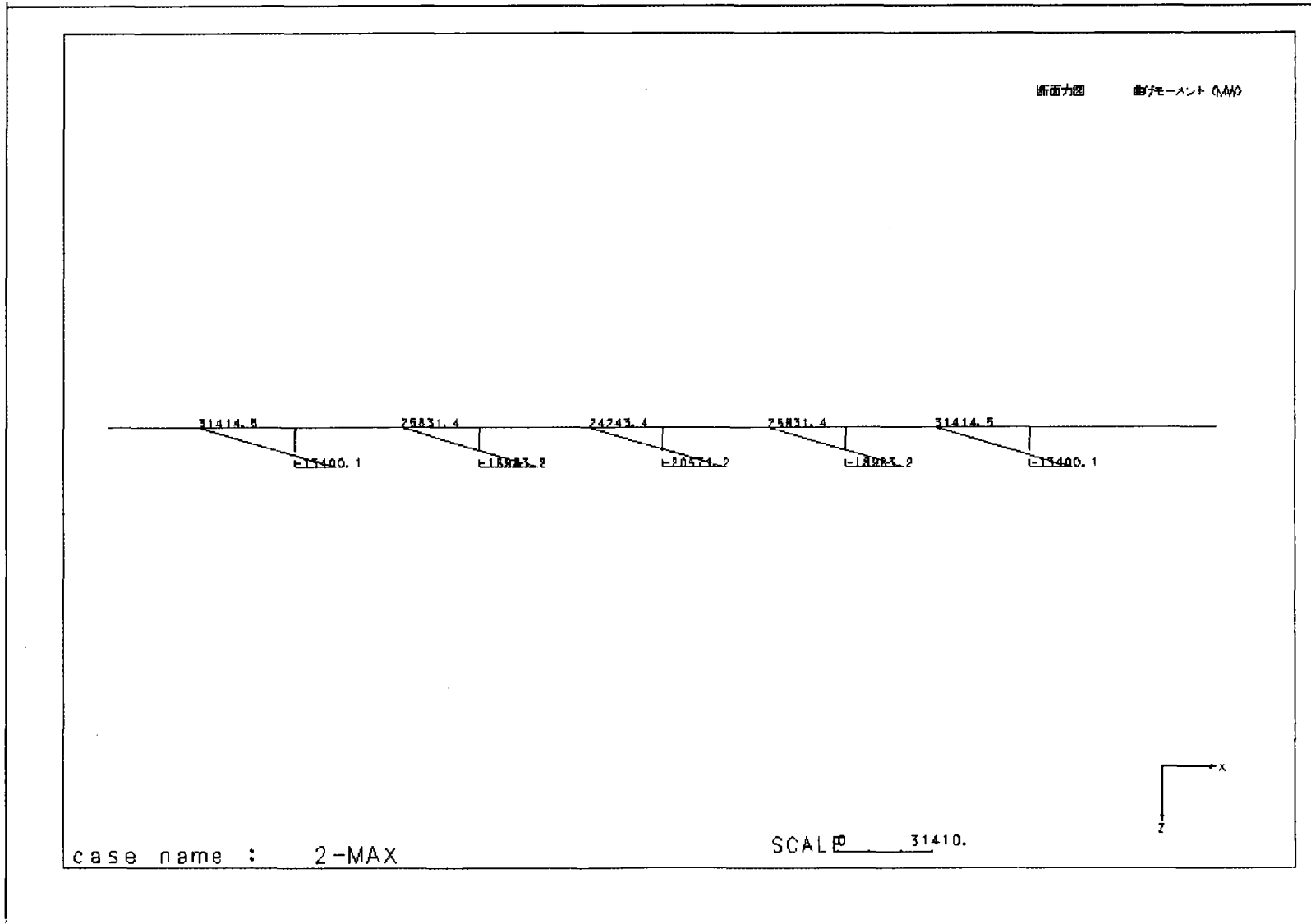
波力 (軸力)



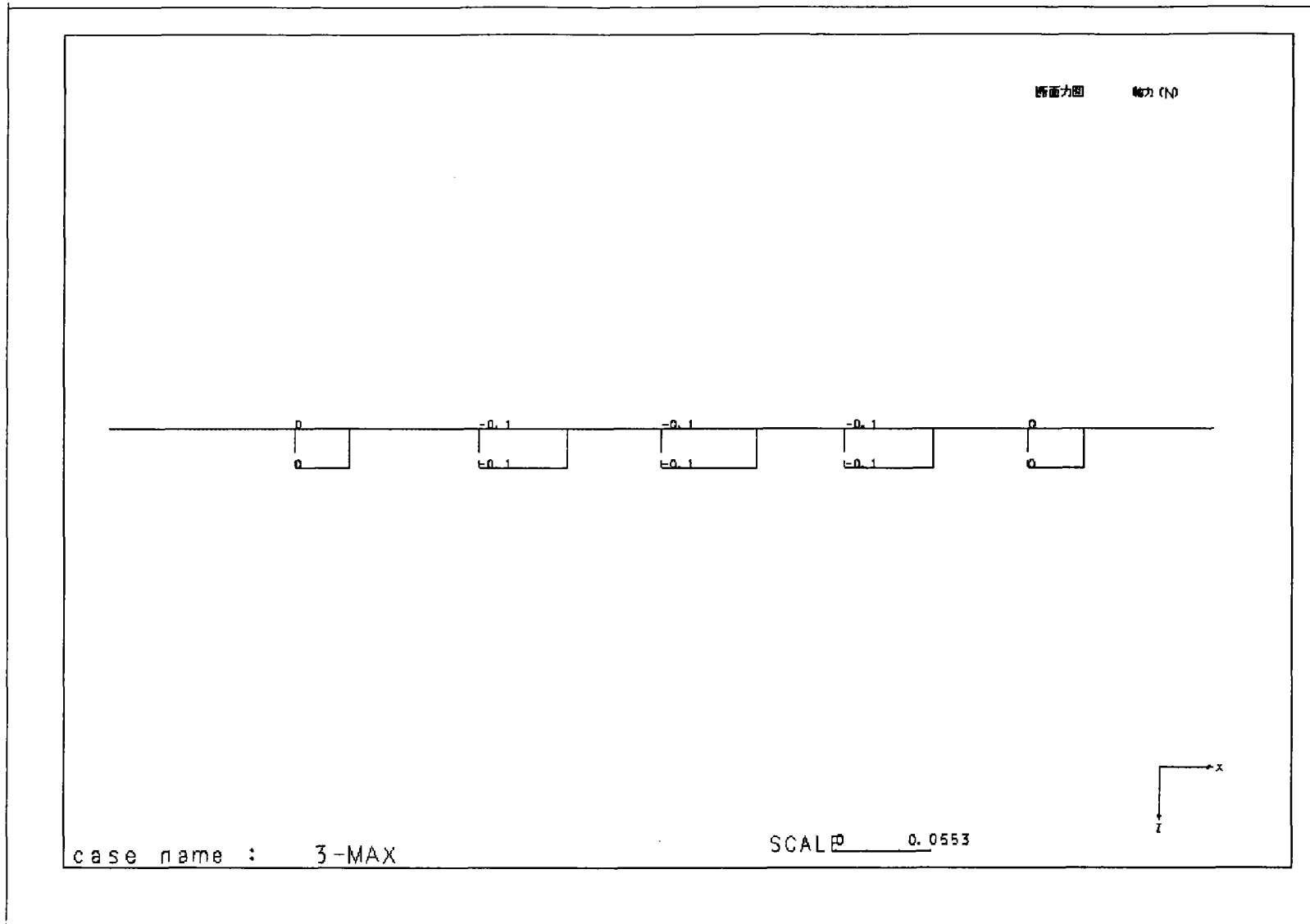
波力 (せん断力 : 面内)



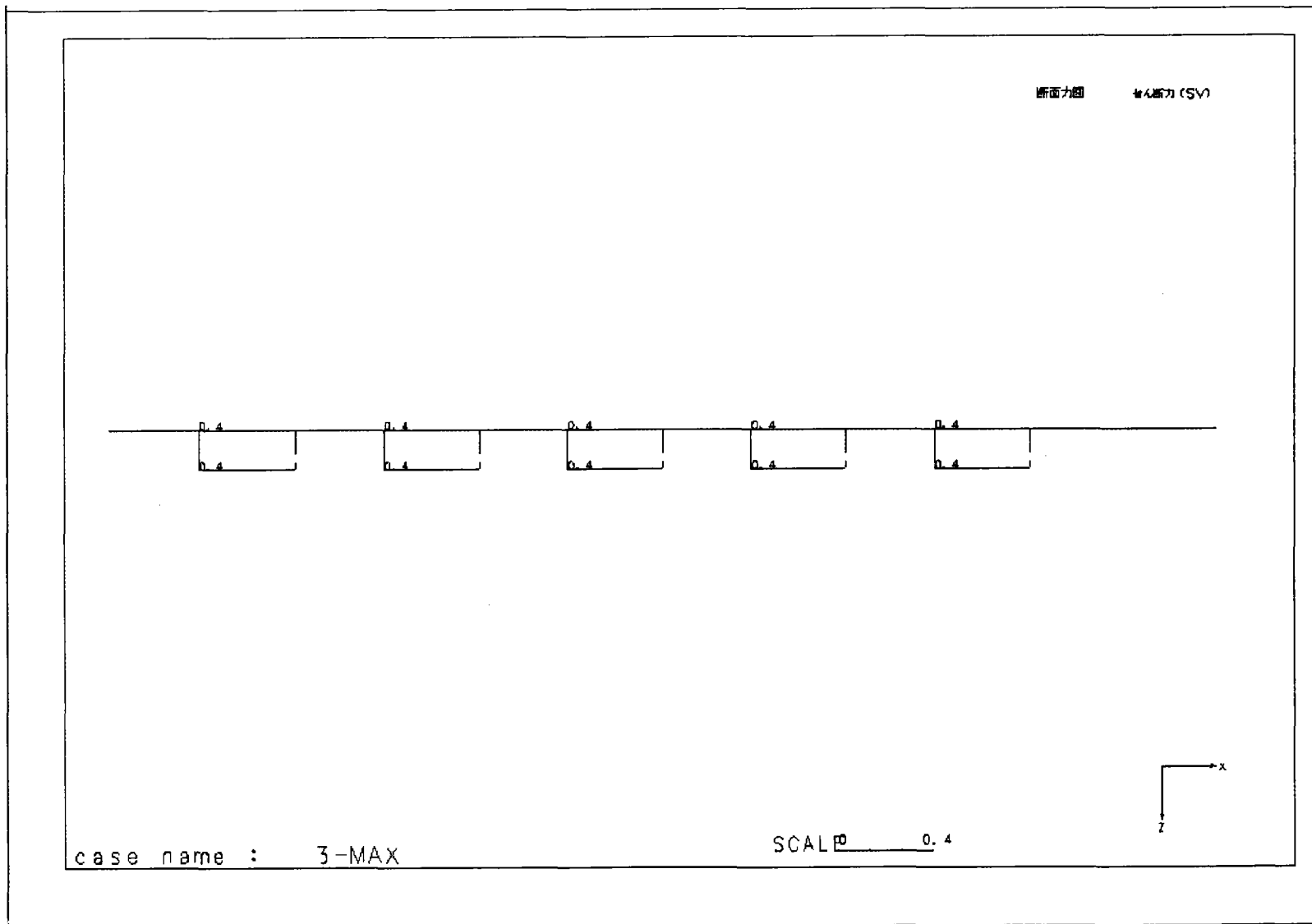
波力 (曲げモーメント : 面外)



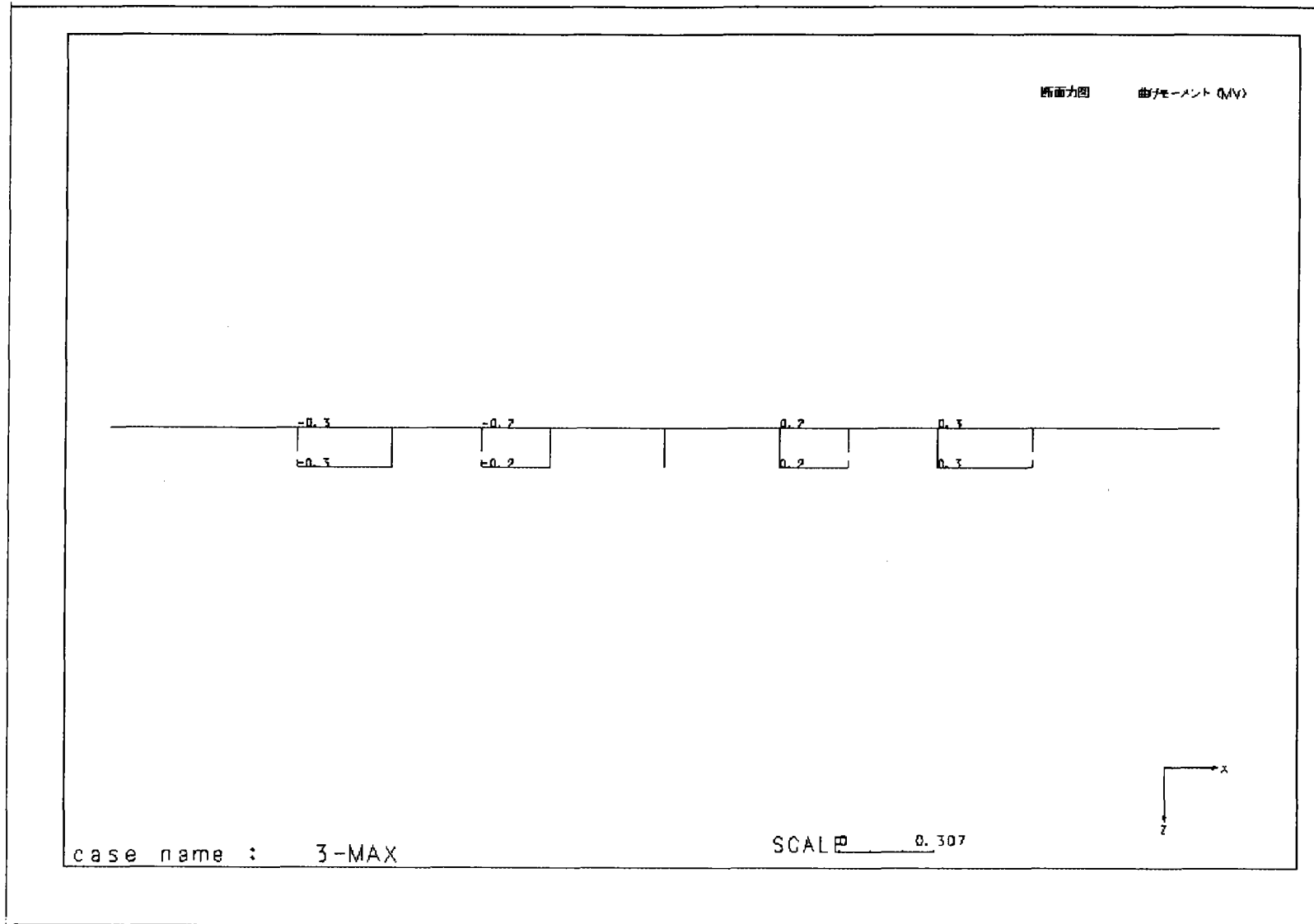
波力 (曲げモーメント : 面内)



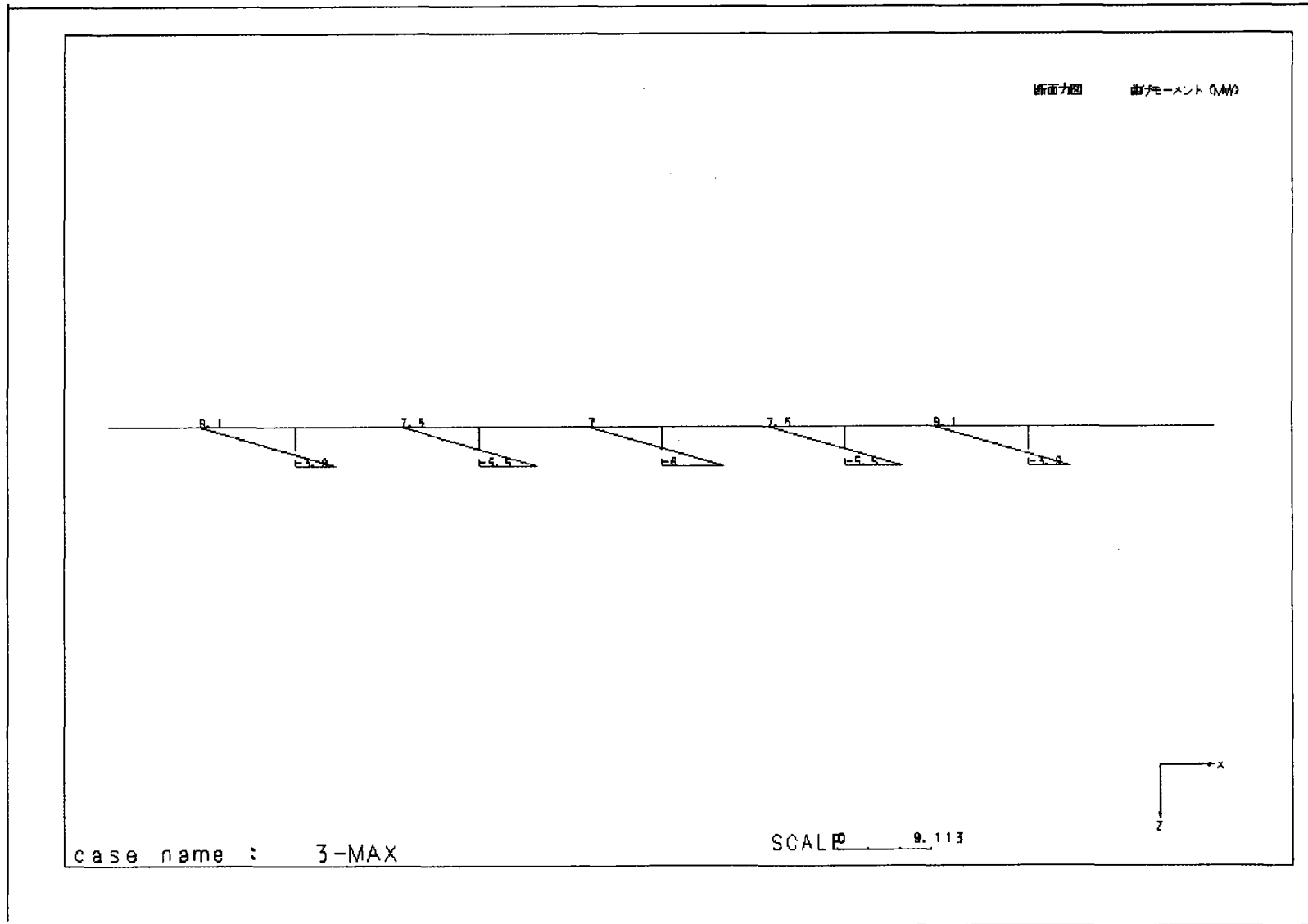
潮流力 (軸力)



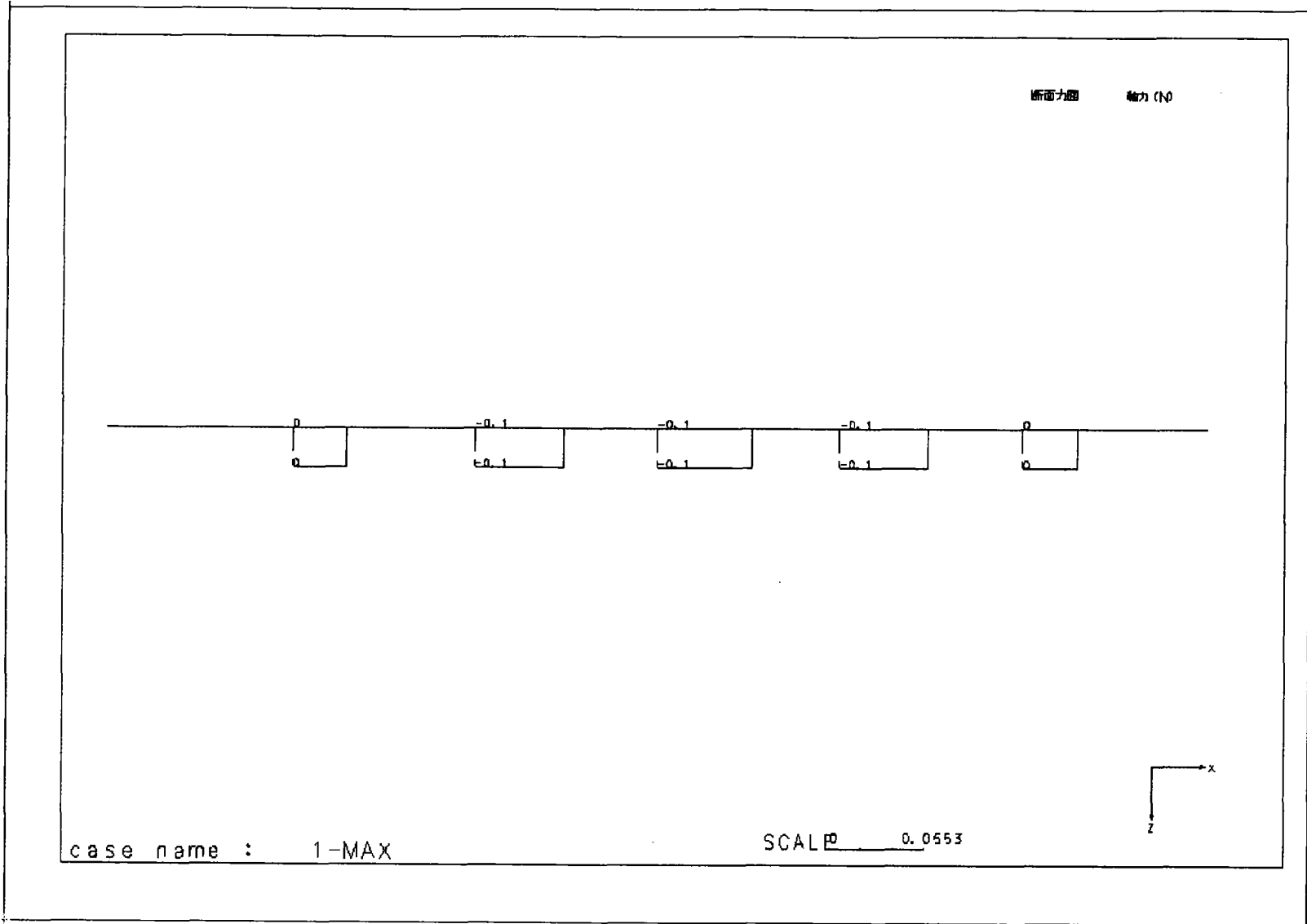
潮流力 (せん断力 : 面内)



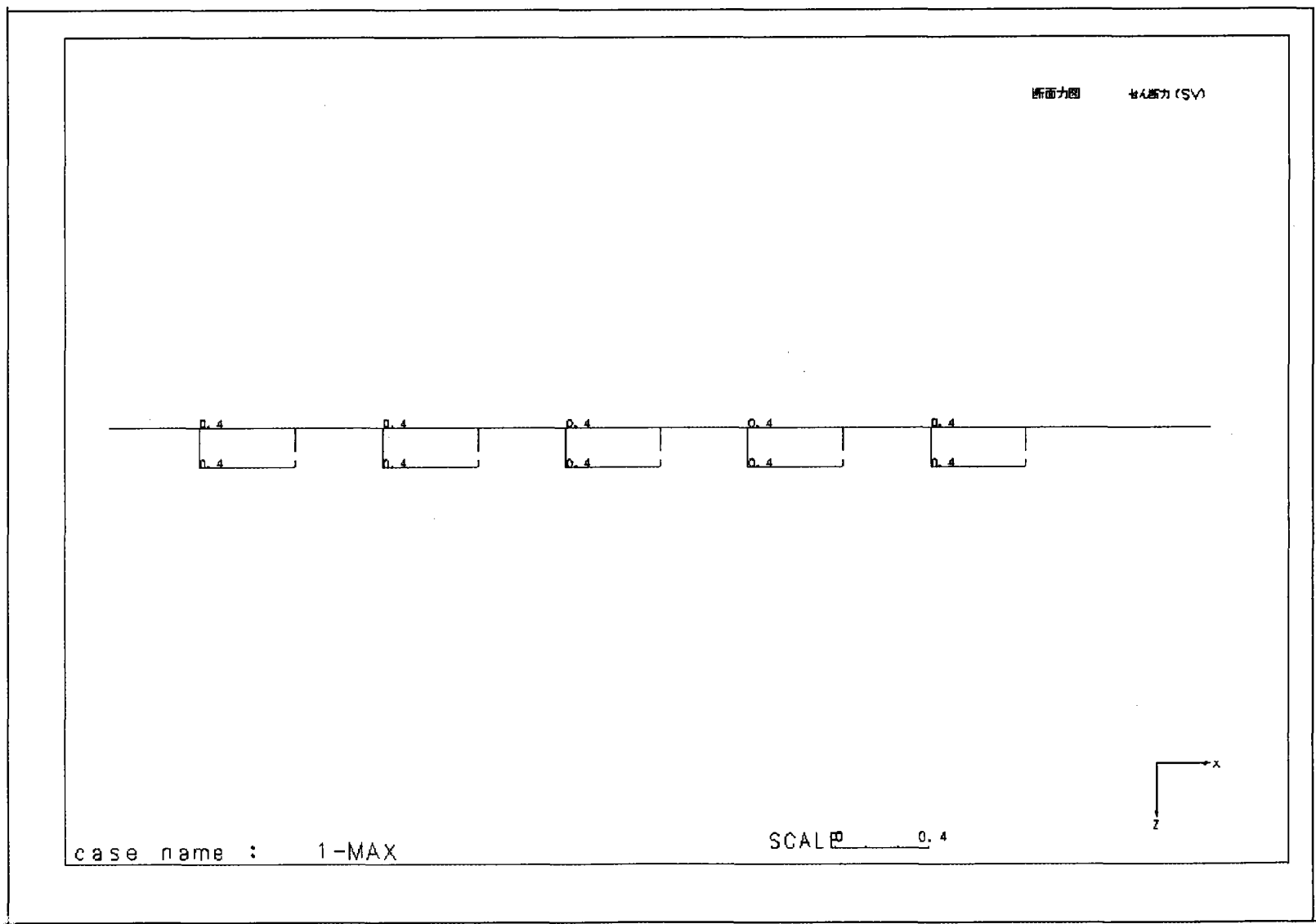
潮流力 (曲げモーメント : 面外)



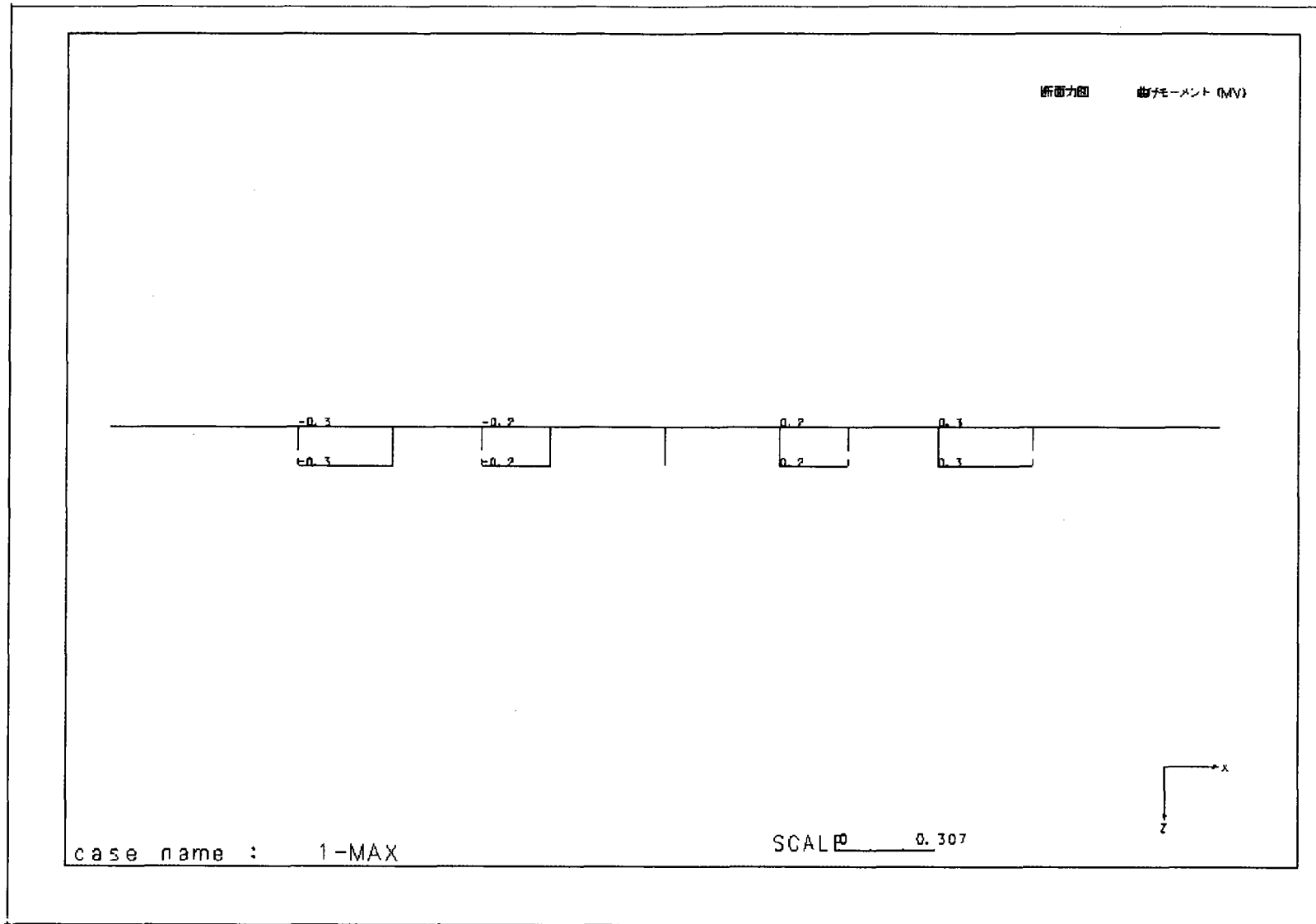
潮流力 (曲げモーメント : 面内)



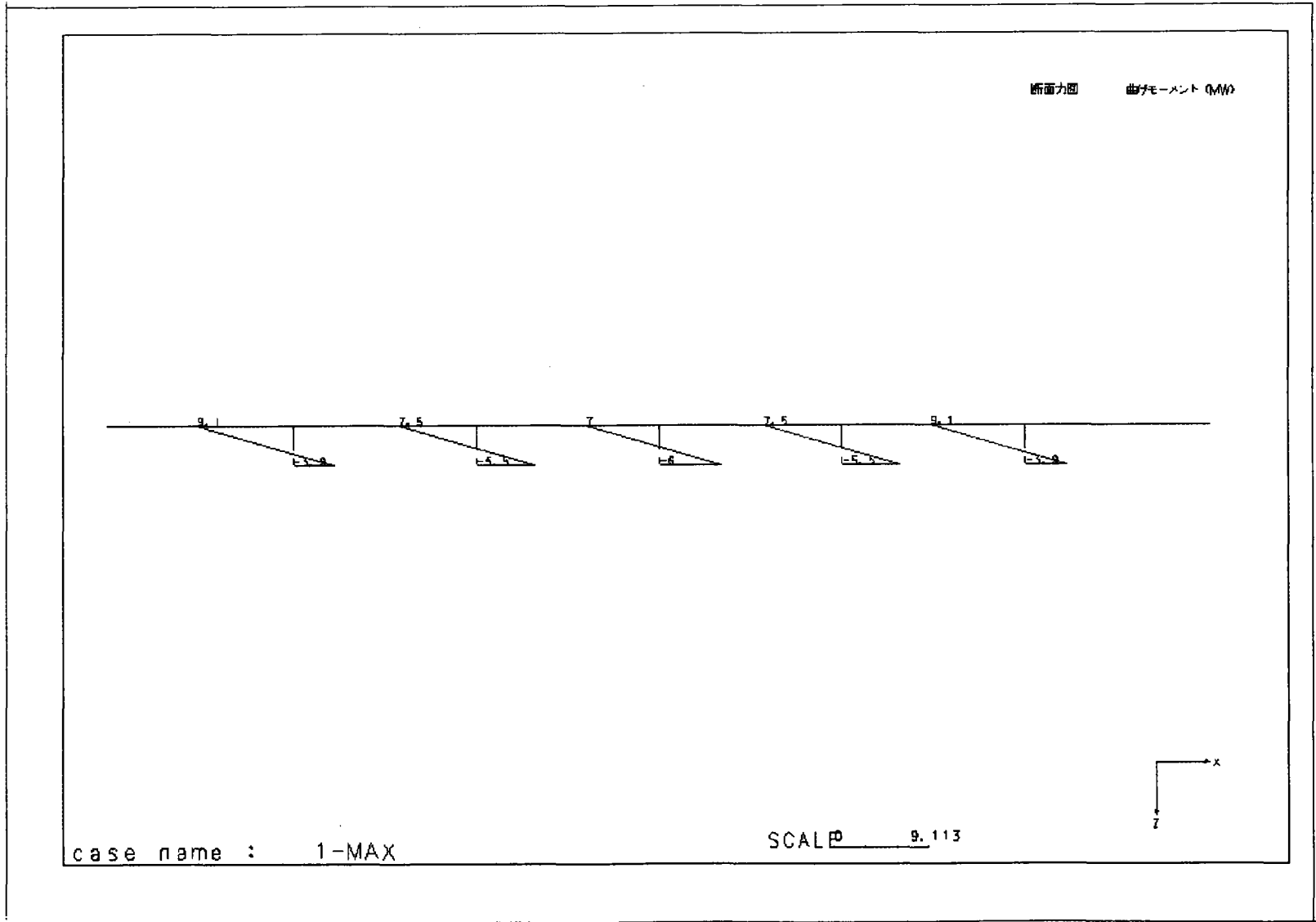
常時 (軸力)



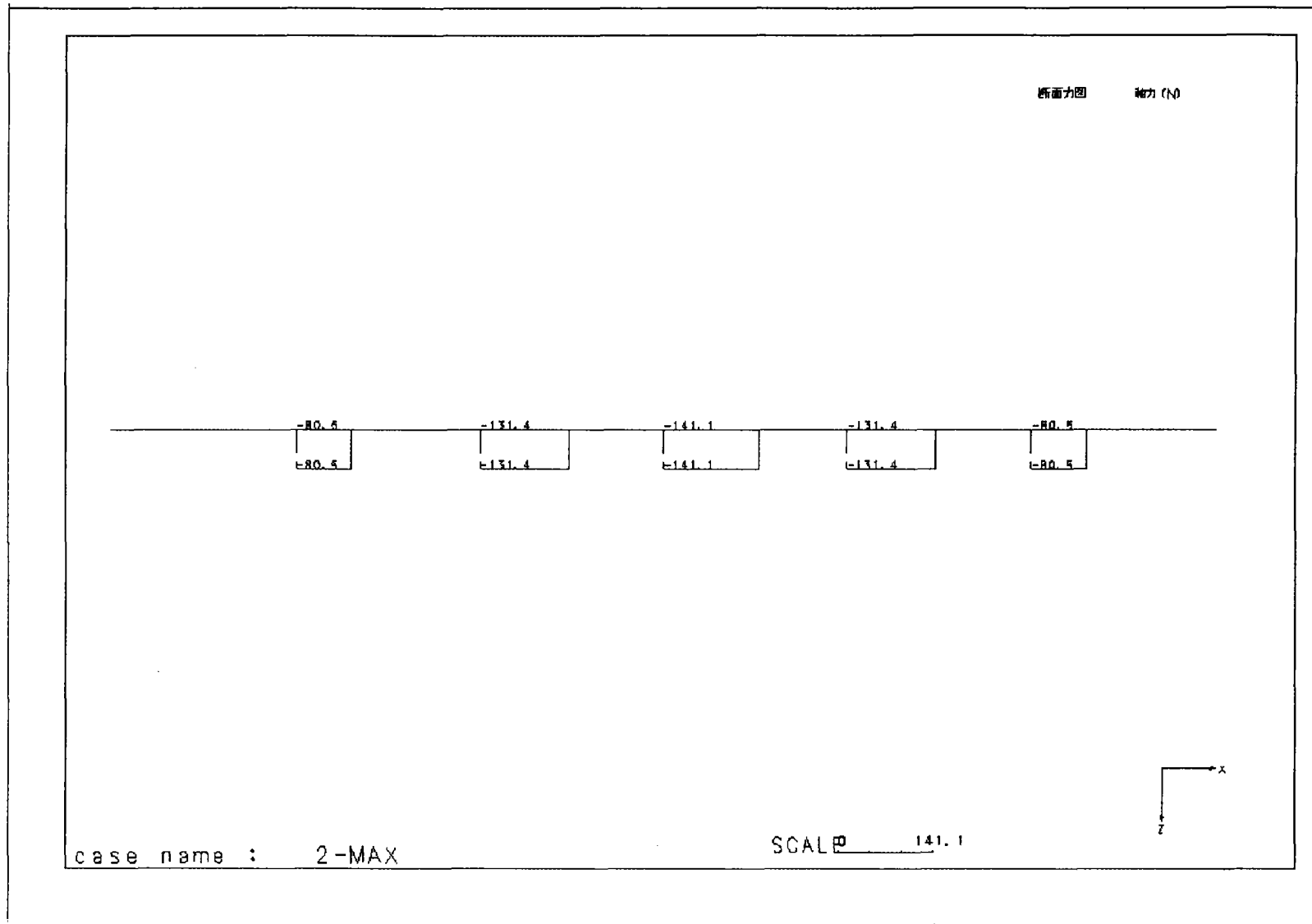
常時 (せん断力 : 面内)



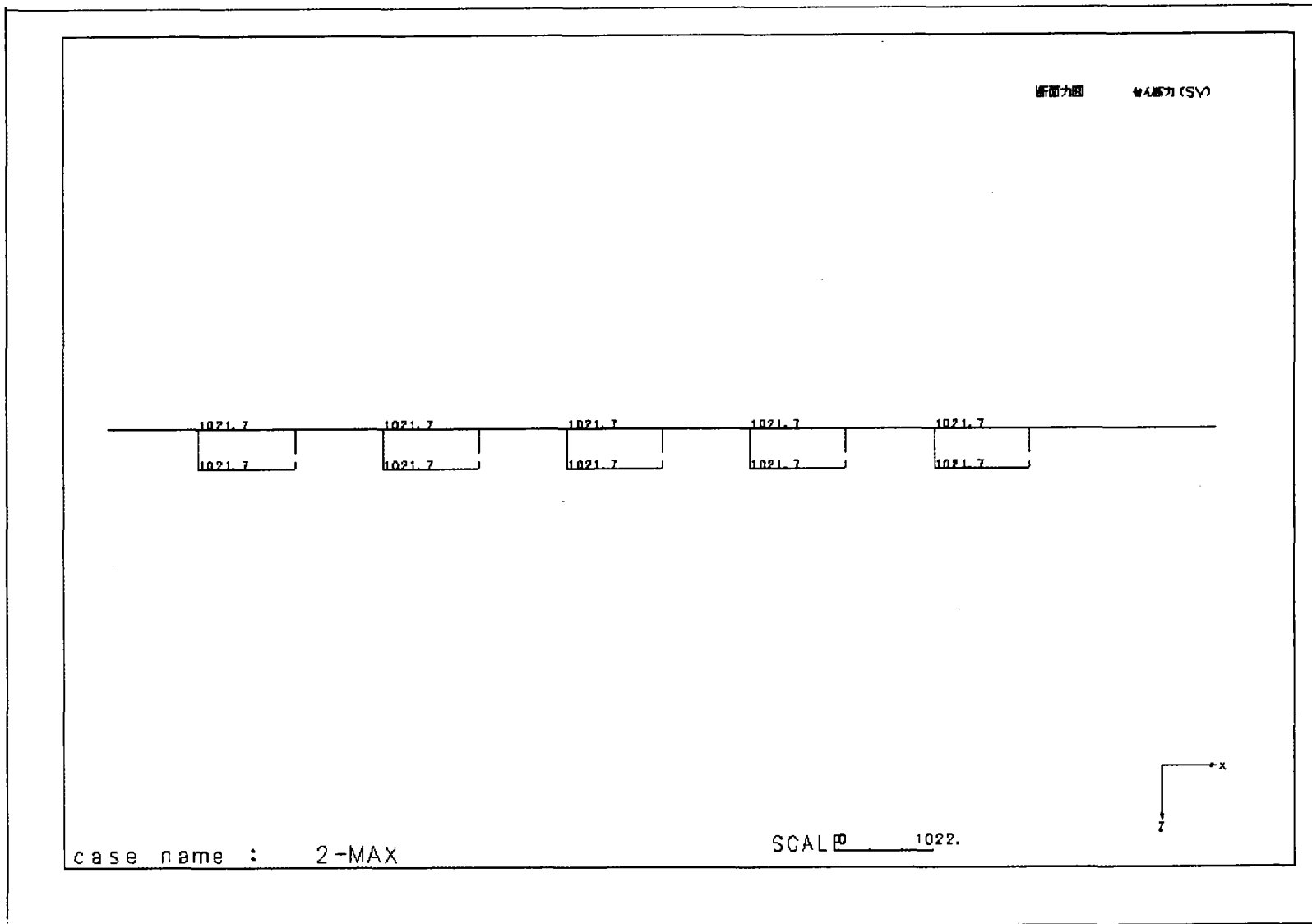
常時 (曲げモーメント : 面外)



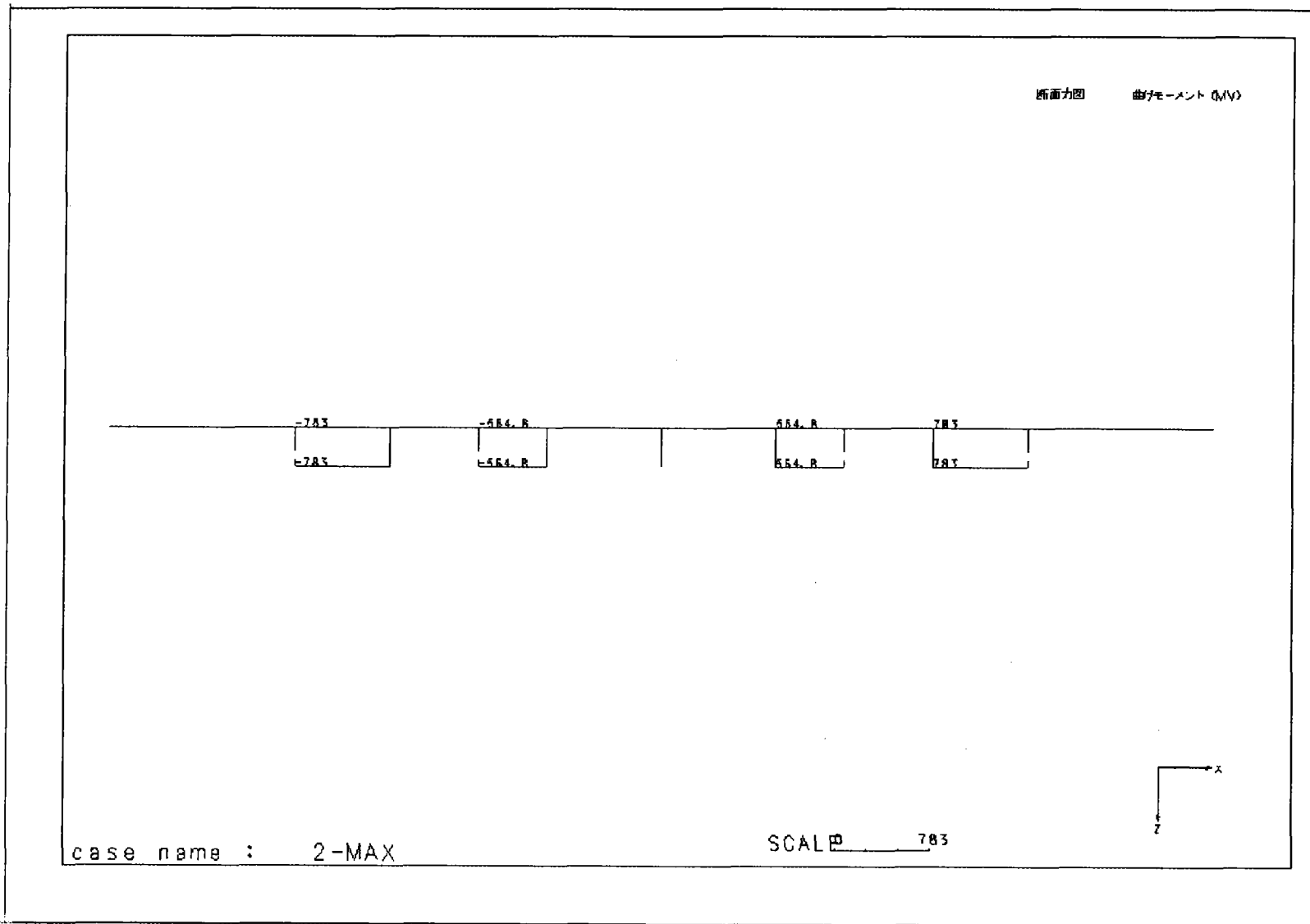
常時 (曲げモーメント : 面内)



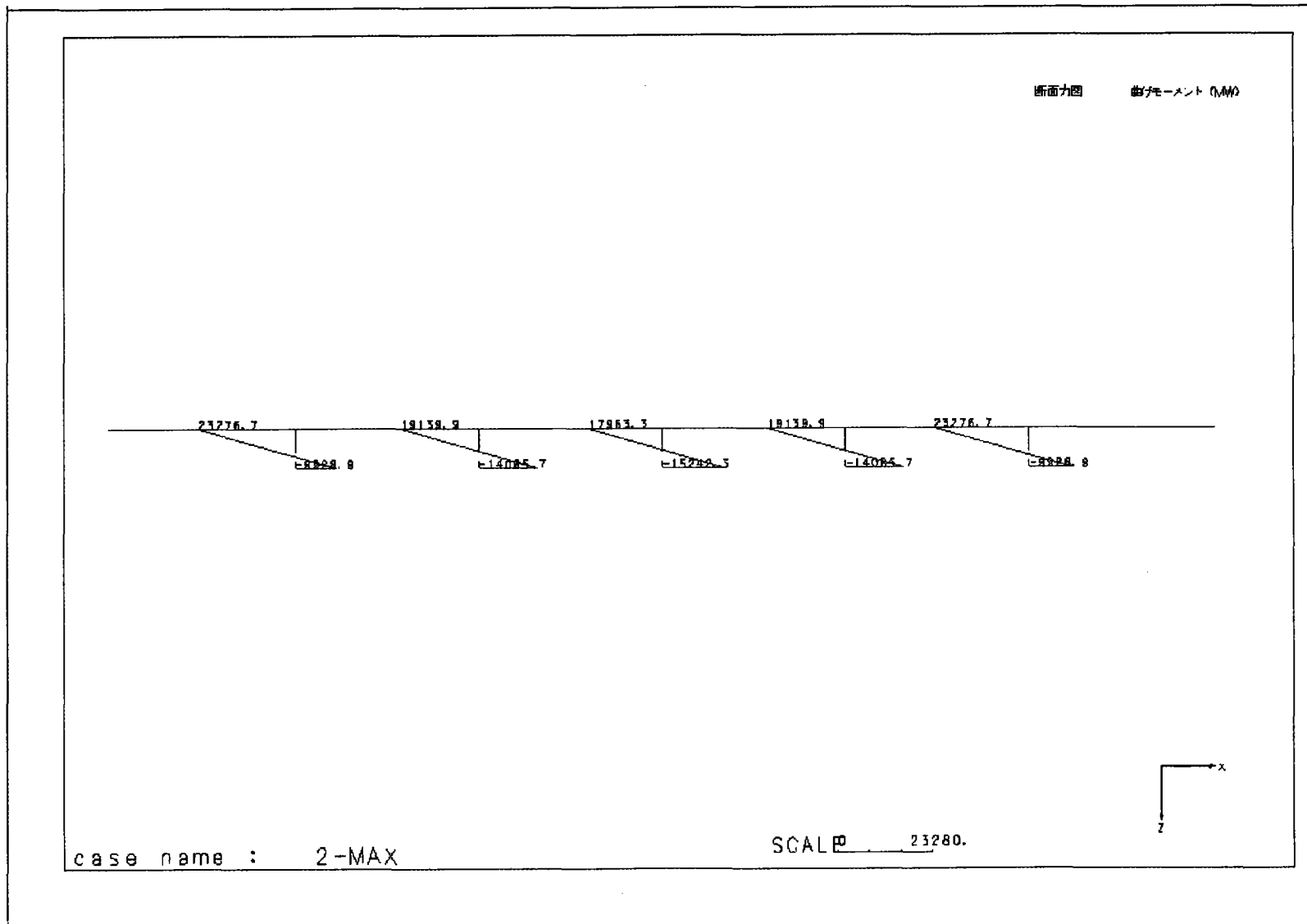
暴風+温度時 (軸力)



暴風+温度時 (せん断力 : 面内)



暴風+温度時 (曲げモーメント: 面外)



暴風+温度時 (曲げモーメント : 面内)

7. 5 まとめ

今回行った試設計の解析結果をまとめる.

表. 7. 5. 1 試設計概要

案	一般図	橋梁緒言	概算数量
箱 桁 100 m		上部工形式：連続鋼床版箱桁橋（2-Box） 支間長：9x100m=900m 桁高：4m 一定 総幅員：30m 平面線形：アーチ形状（ライズ：90m） 橋脚：門型鋼製橋脚（二段） ポンツーン：鋼コンクリート合成構造小判型	上部工 鋼重：16600 t 橋脚 鋼重：2850 t ポンツーン 鉄筋コンクリート体積：16800 m ³
箱 桁 225 m		上部工形式：連続鋼床版箱桁橋（1-Box） 支間長：112.5m+3x225+112.5m=900m 桁高：6~10.5m 総幅員：29.9m 平面線形：アーチ形状（ライズ：90m） 橋脚：Y型鋼製橋脚 ポンツーン：鉄筋コンクリート構造角型	上部工 鋼重：16800 t 橋脚 鋼重：940 t ポンツーン 鉄筋コンクリート体積：11300 m ³
ト ラ ス 150 m		上部工形式：連続鋼トラス橋 支間長：6x150m=900m 桁高：2m 一定（トラス部材高：15m） 総幅員：30m 平面線形：アーチ形状（ライズ：120m） 橋脚：門型鋼製橋脚（一段） ポンツーン：鋼コンクリート合成構造小判型	上部工 鋼重：17900 t 橋脚 鋼重：1160 t ポンツーン 鉄筋コンクリート体積：6700 m ³

今回行った試設計では、関西国際空港連絡橋を道路橋とした浮体橋梁として想定し、設計条件、解析方法を簡略化しているため、実際の実地設計では以下の項目において留意すべきである。

1) 荷重条件

上部工断面は荷重ケース（暴風時+温度）の断面力にて決定した。よって、自然外力（波力、潮位差等）は浮体橋梁に大きく作用するため、架橋地点の条件は十分調査し、荷重を決定する必要がある。

2) 端支点の境界条件

水平面内における橋軸線形状をカーブさせ、上部工端支点の境界条件のみ固定とし、面外曲げモーメントを軸力に置換するため、支点反力が端部に集中する結果となった。よって、端支点の支承を大反力に対応できるような構造の検討をする必要がある。

また、端支点の境界条件、鉛直軸回りの回転条件が3つの試設計では異なっている。実際の設計では桁端部の構造を考慮して、決定する必要がある。

3) ポンツーンのバネ常数

固定されていないポンツーンに水平応力が作用することにより、端部が固定されている上部工との相対変位が大きくなり、ポンツーンの安定性が得られなくなる。よって、ポンツーンは波力等の水平力を受けにくく、橋軸回りバネを大きくするような構造、形状とするよう検討が必要である。

また、3つの試設計ではポンツーンのパネ値として＜鉛直バネ、橋軸回りバネ、橋軸直角回りバネ＞のみを考慮しているが、水平バネ、連成バネ等の条件をどう捉えるかが問題となる。また、外力を受けて実際にはポンツーンの吃水面が変化するがこれによるバネ値変化に伴う全体挙動の影響も検討する必要がある。

4) 構造形式

上部工の鋼重のみの比較では3案ともほぼ同じような結果となった。橋長、支間長、端支点の構造、架設などの条件による最適な上部工形式の検討が必要である。

また、橋脚やポンツーンの構造形式も上部工形式、架設地点の自然条件などにより左右されるため、新しい構造の検討も必要である。

7.6 波力に対する動的解析

7.6.1 検討概要

前節までの試設計では、ポンツーンに作用する波力を静的な荷重に置き換えて検討を行った。しかし、本来、波力は周期的に変動する荷重であり、また、浮体橋梁も固有の振動特性を有するため、波力の卓越する周期と浮体橋梁の固有周期が近接する場合などは、静的解析で算定された断面力や変位よりも大きな動的応答が生じる場合も考えられる。また、逆に波と橋梁の固有周期が近接していない場合は、一方向に荷重を載荷する静的解析は過大な結果を与える場合がある。

そこで本節では、ポンツーンに作用する波力を動的荷重として算定し、これを浮体橋梁全体系のモデルに与えることで、浮体橋梁の動的挙動を算定した。

検討手順は、図-7.6.1.1に示すように、まず、ポンツーンの規則波に対する動揺解析を実施し、波力（波強制力）、水の付加質量、造波減衰を算定する。次に、水の付加質量、造波減衰を考慮した浮体橋梁全体系の解析モデルを作成し、規則波による波強制力と現地の波高のスペクトルから求めた波力のパワースペクトルを与えることで、橋梁の応答変位を算定した。

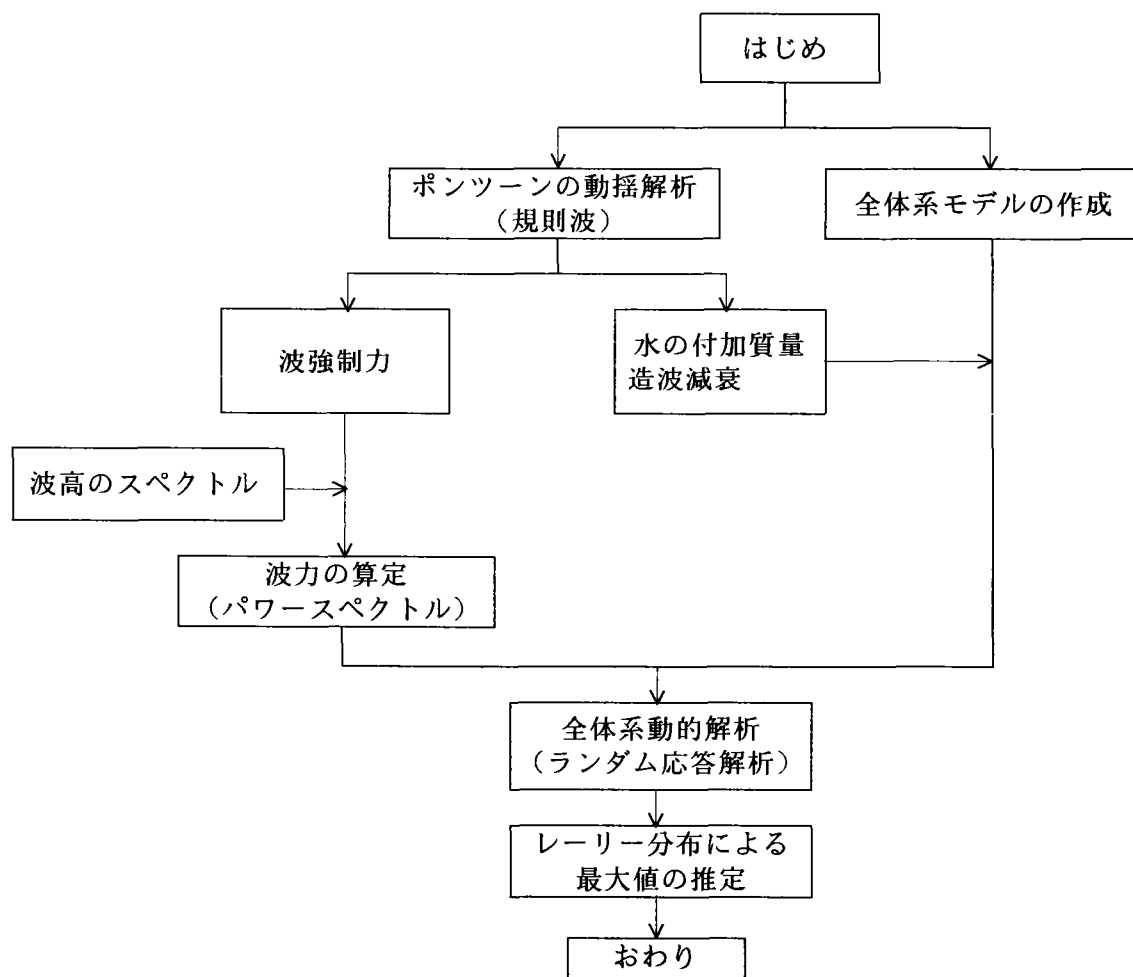


図-7.6.1.1 動的解析の検討フロー

7.6.2 対象橋梁

動的解析を実施した対象橋梁は、図-7.6.2.1に示す支間100m案（上部工は箱桁，ポンツーンは小判型）の浮体橋梁である。基本的な諸元に関しては、7.2.2に示したとおりである。

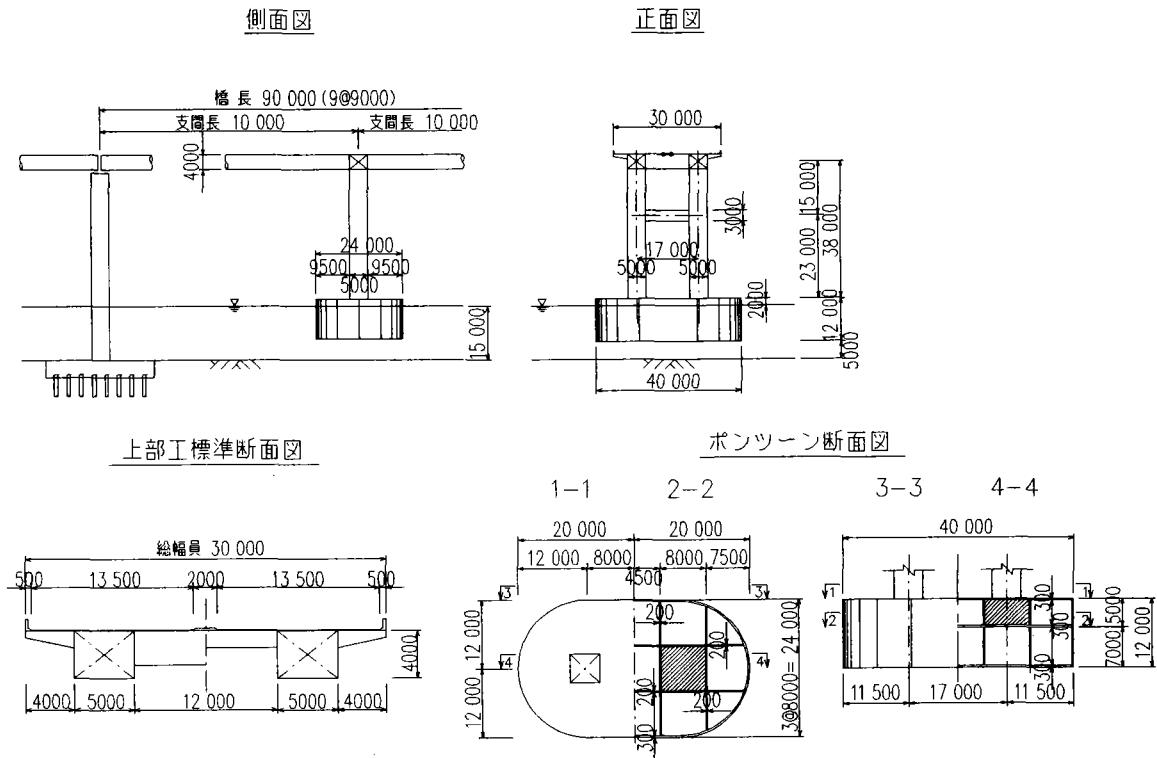


図-7.6.2.1 対象橋梁

7.6.3 ポンツーンの規則波に対する動揺解析

(1) 解析モデル

ポンツーンおよび橋体の1径間分を取り出して船舶の動揺解析に用いている流体力計算プログラム(特異点分布法)によりポンツーンの付加質量、減衰係数および流体力を算定する。

このとき浮体を剛体として計算するため、桁の剛性を等価なバネとして置き換える。また、動揺解析では水面下の表面形状のみ計算に反映されるため、上部については質量分布を与えればよい(質量、重心位置、慣性モーメントを与える)。

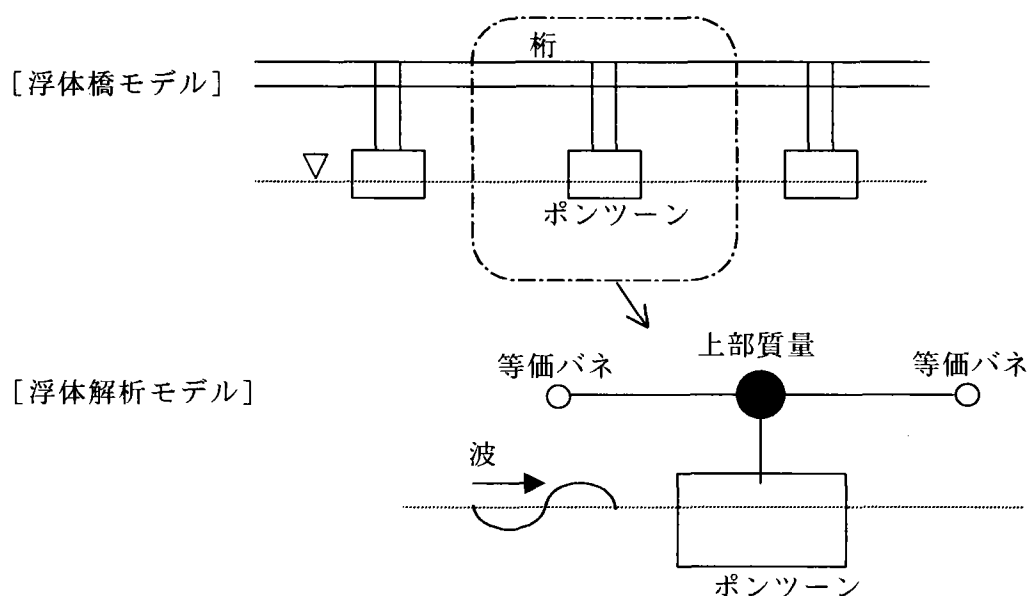


図-7.6.3.1 解析モデル概念図

(2) 解析方法

下記運動方程式を用いて周波数応答解析を行う。

$$\sum_{k=1}^6 (M_{jk} + A_{jk}) \ddot{\eta}_k + B_{jk} \dot{\eta}_k + C_{jk} \eta_k = F_{ej} \quad (j = 1 \sim 6)$$

η_k : kモードの動揺 ($\ddot{\eta}$: 加速度, $\dot{\eta}$: 速度, η : 変位)

M_{jk} : 浮体の質量、慣性モーメント

A_{jk} : 付加質量

B_{jk} : 減衰力係数

C_{jk} : 復原力係数

F_{ej} : 波強制力

ここで、 A_{jk} (付加質量)はポンツーンの周囲の流体で、浮体と共に運動する流体の質量、 B_{jk} (減衰力係数)は、線形減衰力係数であり造波減衰に相当する。ここでは、粘性減衰であり非線形減衰力は、線形減衰力係数に比べ無視できるため方程式に入れていない。 C_{jk} (復原力係数)、 F_{ej} (波強制力)は浮体の形状により求められる。

この運動方程式を解くことにより、各係数および浮体の動揺量を求めることができる。運動モードは次の6成分である。

- 1 : Surging (橋軸方向)
- 2 : Swaying (橋軸直角方向)
- 3 : Heaving (鉛直方向)
- 4 : Rolling (橋軸周り)
- 5 : Pitching (橋軸直角周り)
- 6 : Yawing (鉛直軸周り)

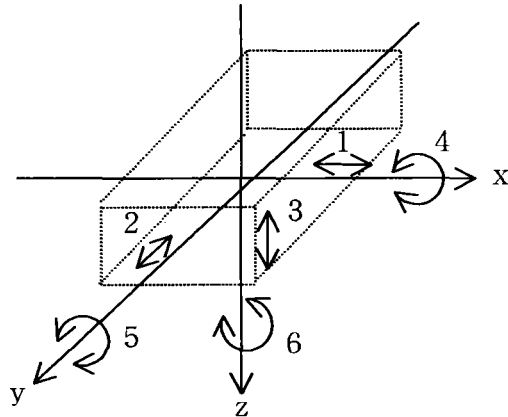
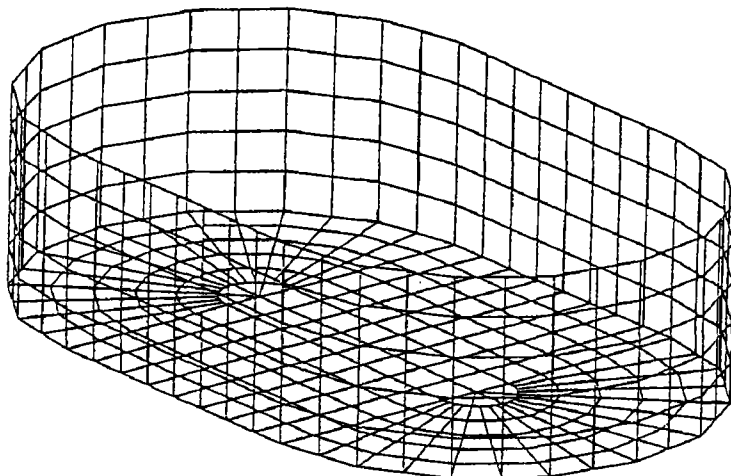


図-7.6.3.2 運動の6成分

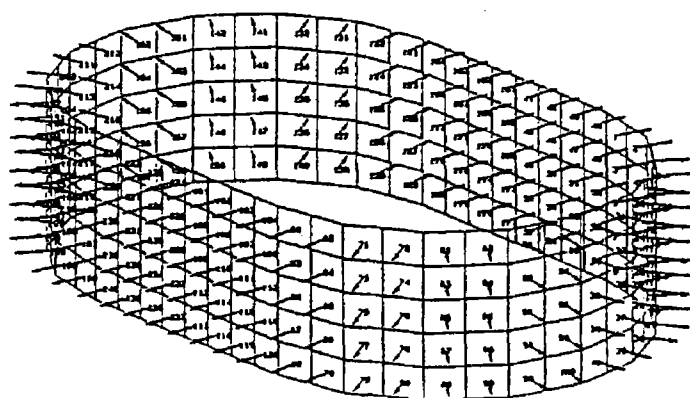
この解析では、x軸を橋軸方向としている(通常は浮体の長手方向がxなので注意)。

(3) ポンツーン部の解析モデルおよび流体ベクトル

解析モデル(水中部)



流体ベクトル(側面)



流体ベクトル(底面)

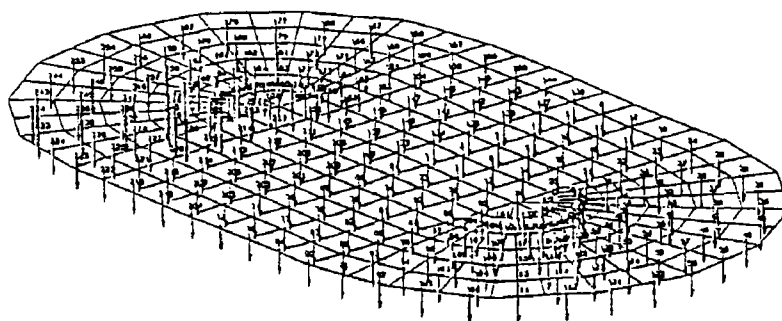


図-7.6.3.3 解析モデルおよび流体ベクトル

7.6.4 浮体橋梁全体系の動的解析

(1) 解析手法^{1), 2)}

浮体橋梁全体系の解析は、ランダム応答解析により行った。

ランダム応答解析は、風や波浪等の不規則な荷重に対して、構造物の応答の二乗平均値を算定する解析手法である。

具体的には、調和外力に対する構造物の周波数応答関数 (A_s) を求め、この絶対値を二乗することで、力学アドミッタンス $|H(f)|^2$ を算定する。応答変位のパワースペクトル $S_x(f)$ は力学アドミッタンスに外力のパワースペクトル $S_p(f)$ を乗じることで導かれ、応答速度、応答加速度のパワースペクトル ($S_v(f)$, $S_a(f)$) は、応答変位のパワースペクトルに、各々 $(2\pi f)^2$, $(2\pi f)^4$ を乗じることにより求めることができる。

$$S_x(f) = |H(f)|^2 \cdot S_p(f) \quad \text{-----} \quad (7.6.4-1)$$

$$S_v(f) = (2\pi f)^2 \cdot S_x(f) \quad \text{-----} \quad (7.6.4-2)$$

$$S_a(f) = (2\pi f)^4 \cdot S_x(f) \quad \text{-----} \quad (7.6.4-3)$$

一方、応答変位、応答速度、応答加速度の時刻歴波形の自己相関関数 ($C_x(\tau)$, $C_v(\tau)$, $C_a(\tau)$) は、各々のパワースペクトルと逆フーリエ変換の関係がある。

$$C_x(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) \cdot e^{i\omega\tau} d\omega \quad \text{-----} \quad (7.6.4-4)$$

$$C_v(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_v(\omega) \cdot e^{i\omega\tau} d\omega \quad \text{-----} \quad (7.6.4-5)$$

$$C_a(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_a(\omega) \cdot e^{i\omega\tau} d\omega \quad \text{-----} \quad (7.6.4-6)$$

よって、応答変位波形 (x)、応答速度波形 (v)、応答加速度波形 (a) の二乗平均値は、自己相関関数の定義から次式で求めることができる。

$$\overline{x^2} = C_x(0) \quad \text{-----} \quad (7.6.4-7)$$

$$\overline{v^2} = C_v(0) \quad \text{-----} \quad (7.6.4-8)$$

$$\overline{a^2} = C_a(0) \quad \text{-----} \quad (7.6.4-9)$$

次に、ランダム応答解析で得られた二乗平均値から、最大期待値を算定する。

応答振幅の確率分布がレーリー分布に従うものとすれば、1000波中の最大振幅の期待値 (1/1000最大期待値) は次式で算定される^{3), 4)}。

$$x = 3.87 \cdot \overline{x} \quad \text{-----} \quad (7.6.4-10)$$

$$v = 3.87 \cdot \overline{v} \quad \text{-----} \quad (7.6.4-11)$$

$$a = 3.87 \cdot \overline{a} \quad \text{-----} \quad (7.6.4-12)$$

(2) 解析モデル

解析モデルを図-7.6.4.1に示す。上部構造および橋脚は梁でモデル化し、ポンツーンは重心位置に質量、ばね、ダッシュポットを設けることで考慮した。橋脚下端からポンツーン重心までは剛な梁で結合した。上部構造および橋脚のモデル諸元は7.2.2に示したとおりである。

なお、ポンツーン部のモデル諸元は以下のように設定した。

- ①質量はポンツーン躯体質量（7.2.2参照）と水の付加質量を考慮した。
- ②ばねは鉛直方向と橋軸回りおよび橋軸直角回りの成分を考慮し、浮力を基に算定した（7.2.2参照）。
- ③ダッシュポットの減衰係数は造波減衰に基づいて設定した。

ここで、水の付加質量と造波減衰に関しては、ポンツーンの動揺解析結果に基づき、ポンツーンの上下運動が卓越する周期（10秒）における値を用いた。図-7.6.4.2に動揺解析から算定したポンツーンの運動を、図-7.6.4.3、7.6.4.4に水の付加質量と造波減衰を示す。

また、陸上部との境界条件は以下のとおりとした。

- ・橋軸方向，橋軸直角方向，鉛直方向，橋軸回り----- 固定
- ・橋軸直角回り，鉛直回り----- 自由

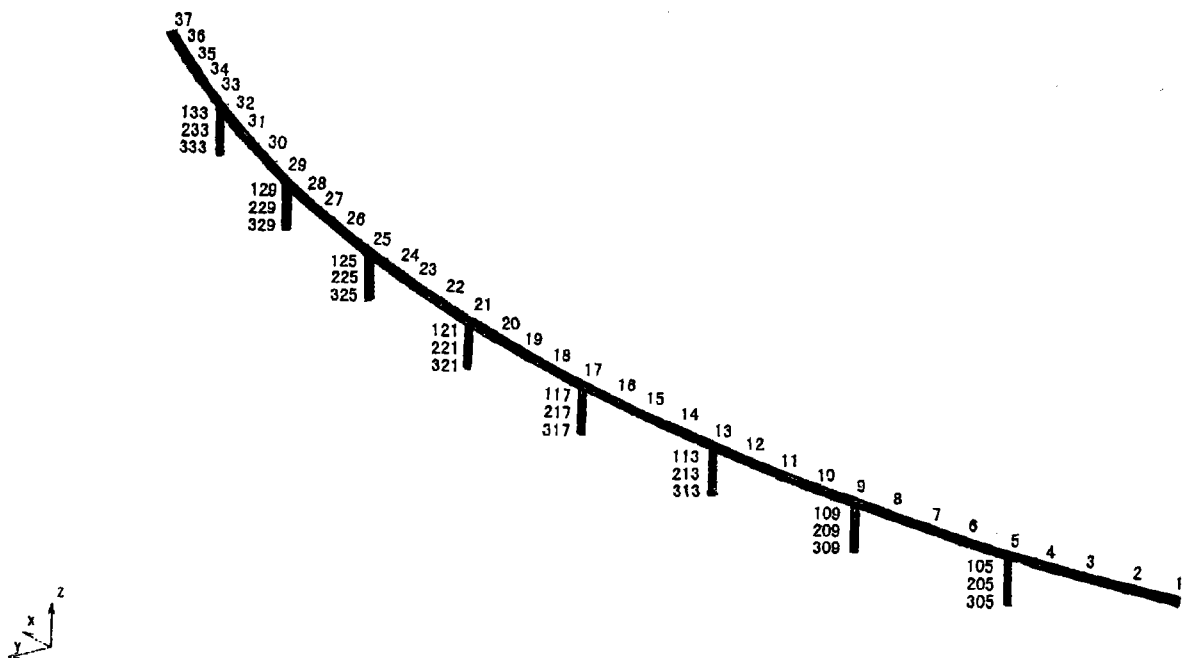
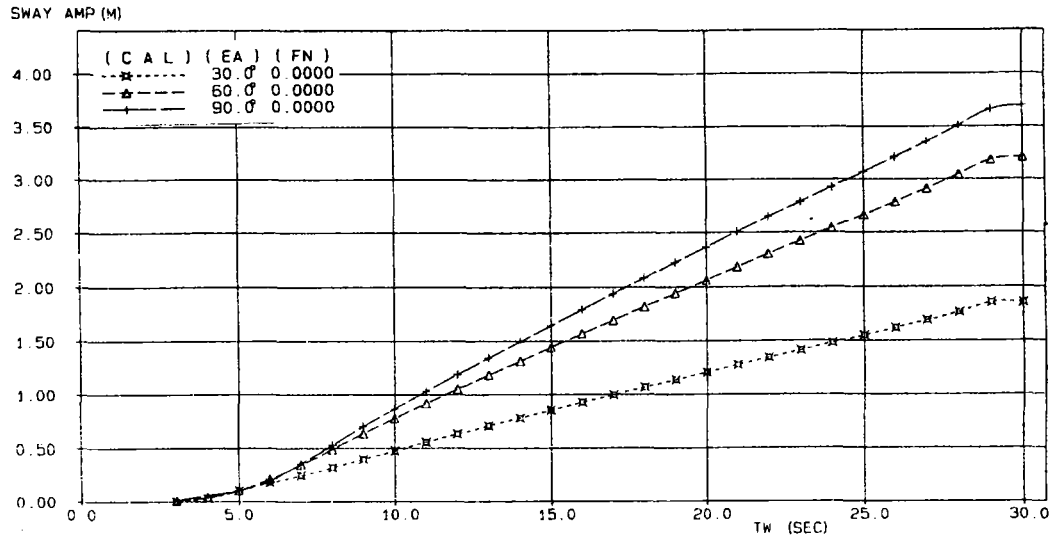
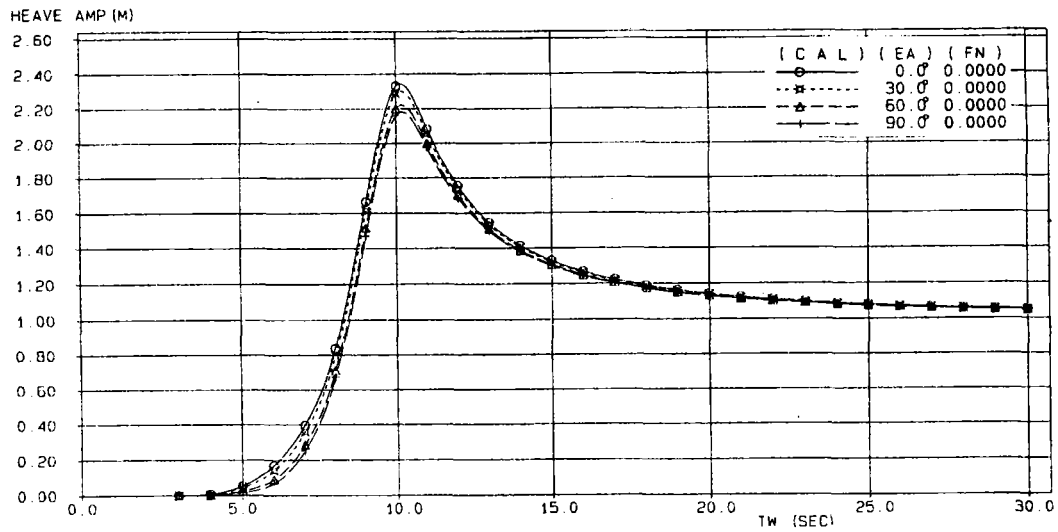


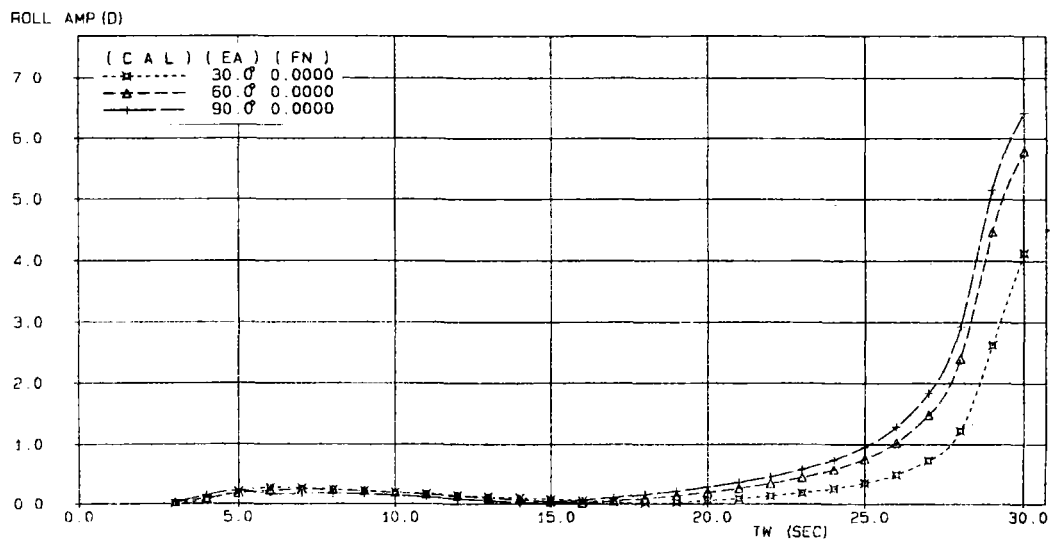
図-7.6.4.1 解析モデル図



(a) 橋軸直角方向並進



(b) 上下方向並進



(c) 橋軸まわり回転

図-7.6.4.2 動揺解析によるポンツーンの運動

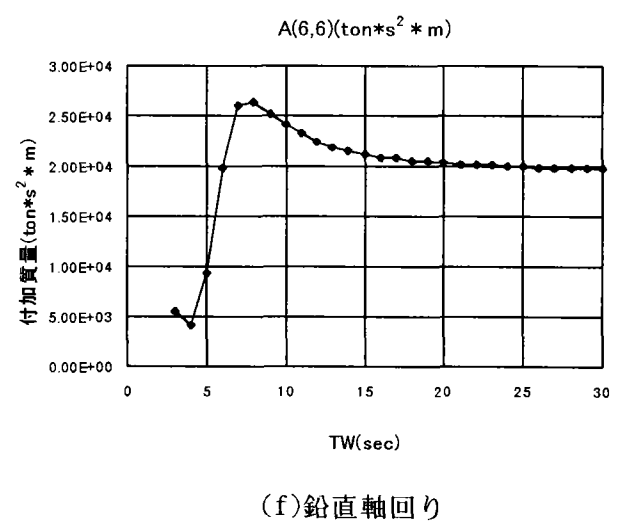
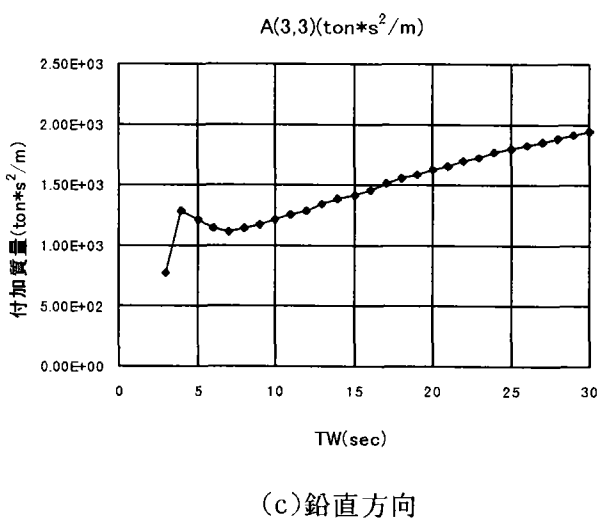
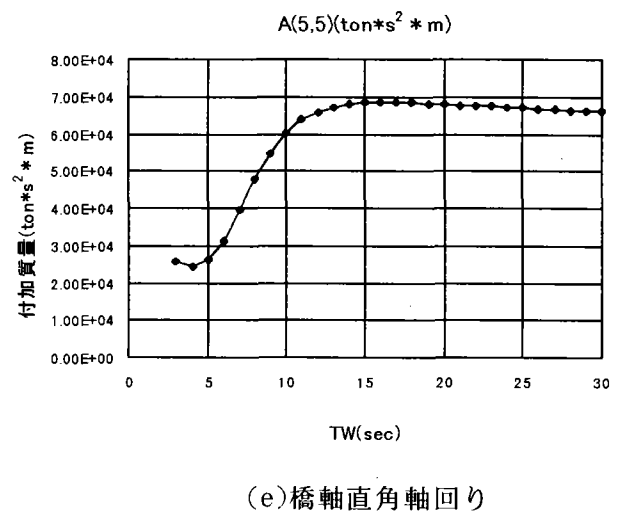
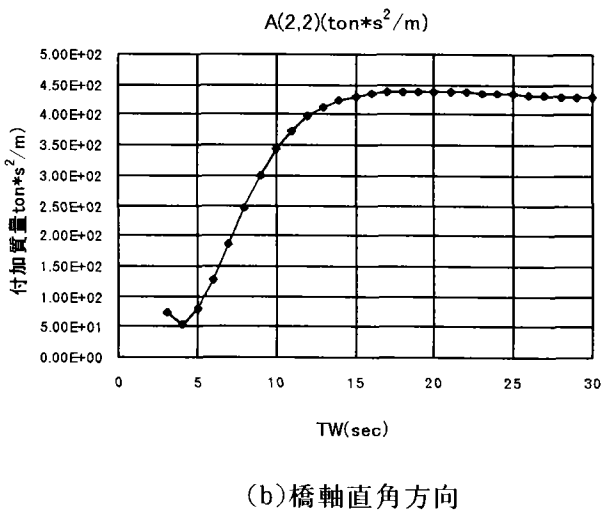
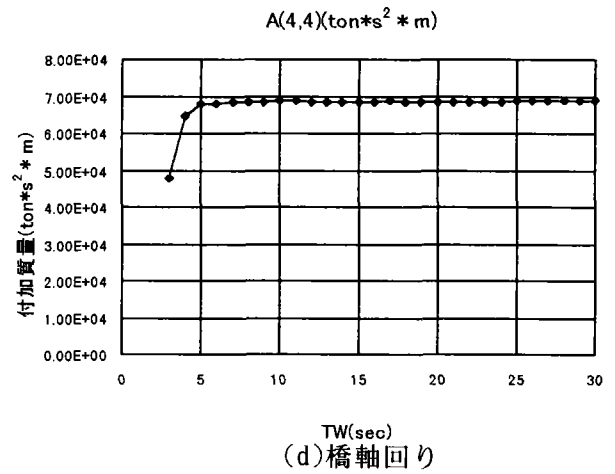
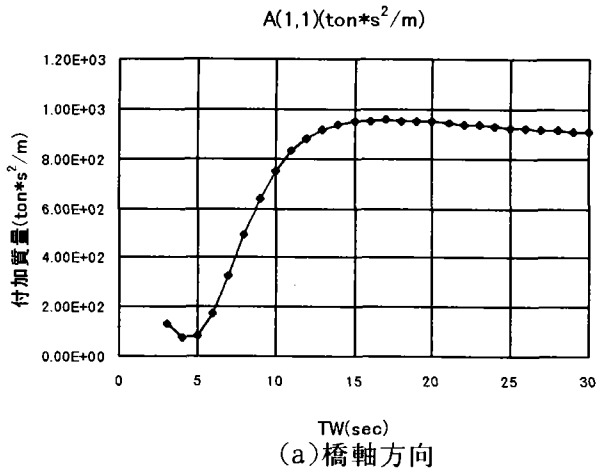


図-7.6.4.3 付加質量

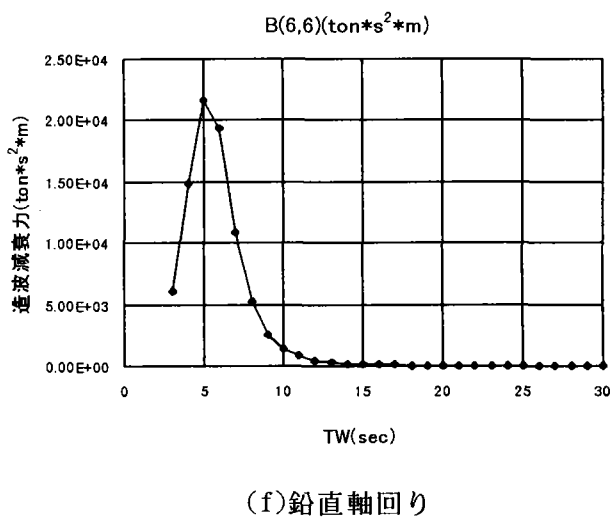
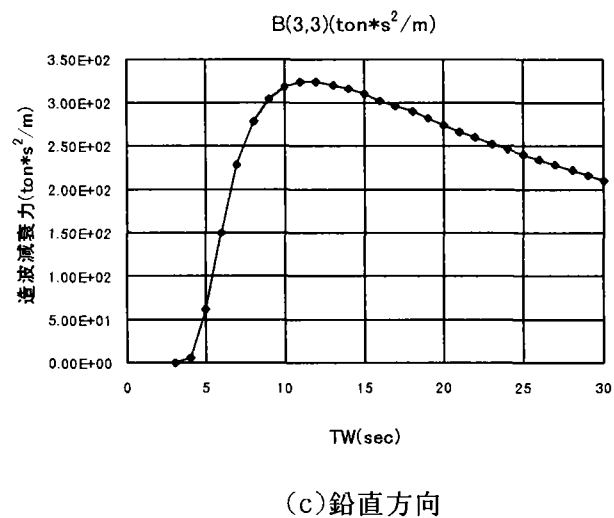
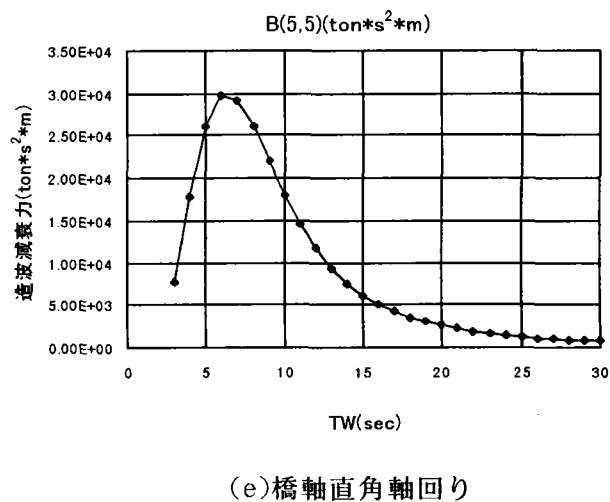
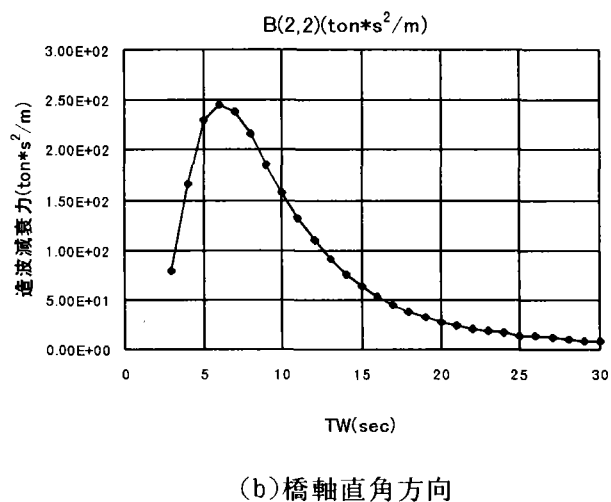
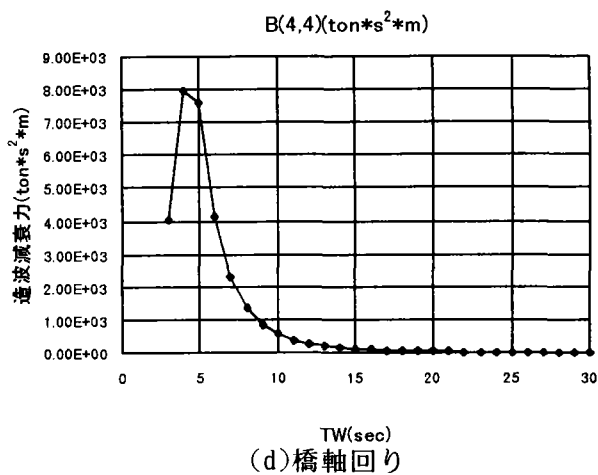
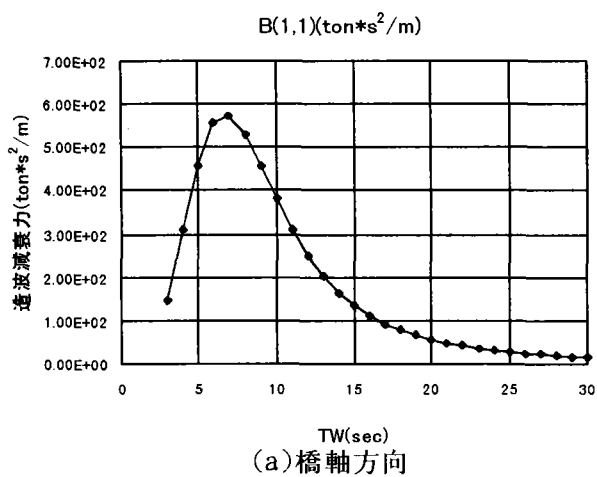


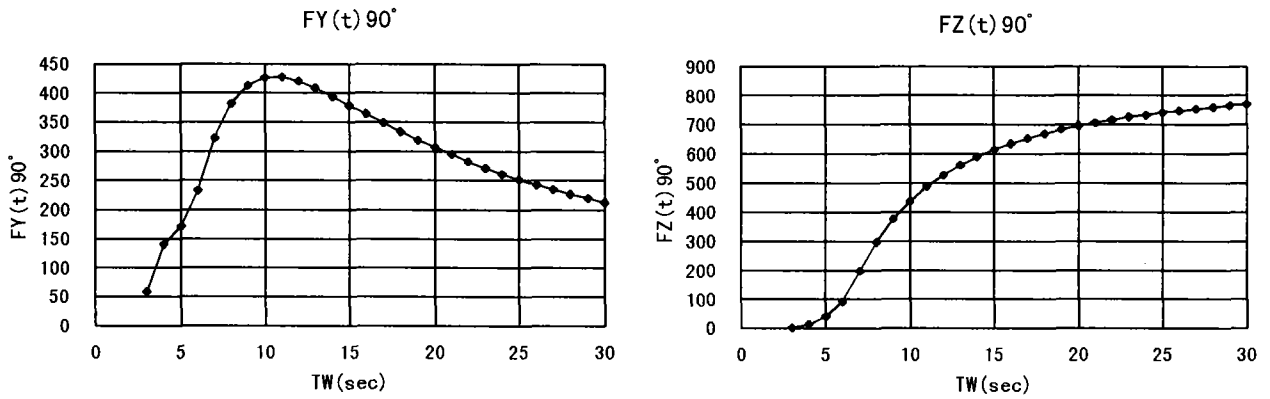
図-7.6.4.4 造波減衰

(3) 荷重

ポンツーンに作用させる荷重は、前述の動揺解析による波強制力から算定した（図-7.6.4.5）。動揺解析は波高 $H=1\text{ m}$ （片振幅 1 m ）の規則波に対して行われているため、解析結果の波強制力を2乗し、式(7.6.4.13)で算定される波高のスペクトル⁵⁾（図-7.6.4.6）を乗じることで、不規則波の波力のパワースペクトルを設定した。

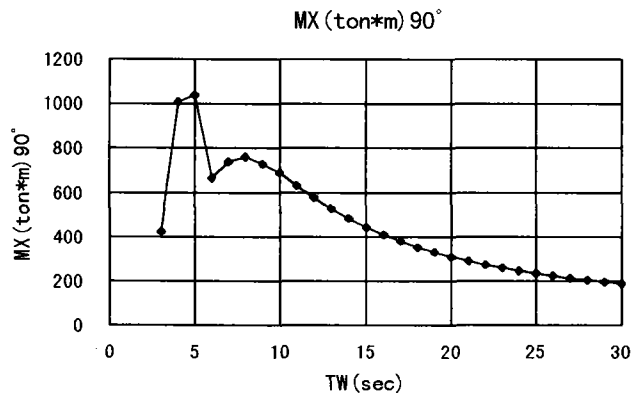
$$S(f) = 0.257 H_{1/3}^2 T_{1/3} (T_{1/3} f)^{-5} \exp[-1.03 (T_{1/3} f)^{-4}] \quad \text{----- (7.6.4.13)}$$

$S(f)$: 周波数 f の波のスペクトル密度 ($\text{m}^2 \cdot \text{sec}$)
 $H_{1/3}$: 有義波高 (= 3.5 m)
 $T_{1/3}$: 有義波周期 (= 6.0 sec)



(a) 橋軸直角方向

(b) 鉛直方向



(c) 橋軸まわりの回転

図-7.6.4.5 波強制力のスペクトル

荷重の作用方向は、橋軸直角方向，鉛直方向，橋軸まわりの回転とした（ここでは、両端の橋台を結んだ方向を橋軸方向とする）。また、各ポンツーンに作用する荷重の大きさと位相差は、全て同じとした。

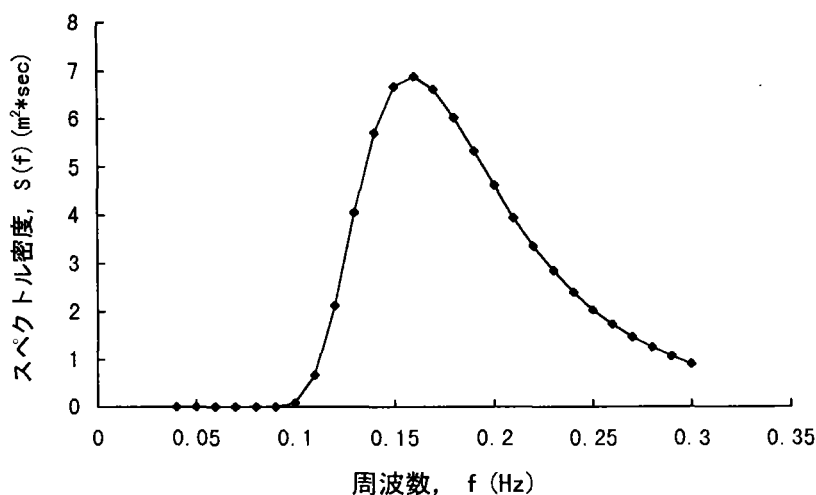


図-7.6.4.6 波高のスペクトル

(4)固有値解析結果

固有値解析結果のうち、卓越する主なものについて表-7.6.4.1に示す。有義波の卓越する周期6秒前後にも、12次（T=6.15秒），13次（T=5.87秒）などの固有値は存在するが、有効質量比が小さく卓越の度合いは小さい。

また、ポンツーンの動揺解析では、上下運動が卓越する周期は10秒であったが、全体系では上部構造の剛性と陸上部の境界条件の影響により、やや短い9.5秒（4次モード）となっている。

表-7.6.4.1 固有値解析結果（主要モード）

次数	固有周期(秒)	有効質量比	モード形状
1	19.0	Y : 64.2%	ポンツーンの橋軸直角方向変位
2	16.0	X : 8.6%	ポンツーンの橋軸方向変位
3	10.8	Y : 4.7%	ポンツーンの橋軸直角方向変位
4	9.5	Z : 85.5%	ポンツーンの鉛直方向変位
6	9.2	Z : 9.8%	ポンツーンの鉛直方向変位
9	7.6	Z : 2.6%	ポンツーンの鉛直方向変位
10	7.0	Y : 1.0%	ポンツーンの橋軸直角方向変位
16	5.0	X : 38.6%	ポンツーンの橋軸方向変位

注) X : 橋軸方向, Y : 橋軸直角方向, Z : 鉛直方向

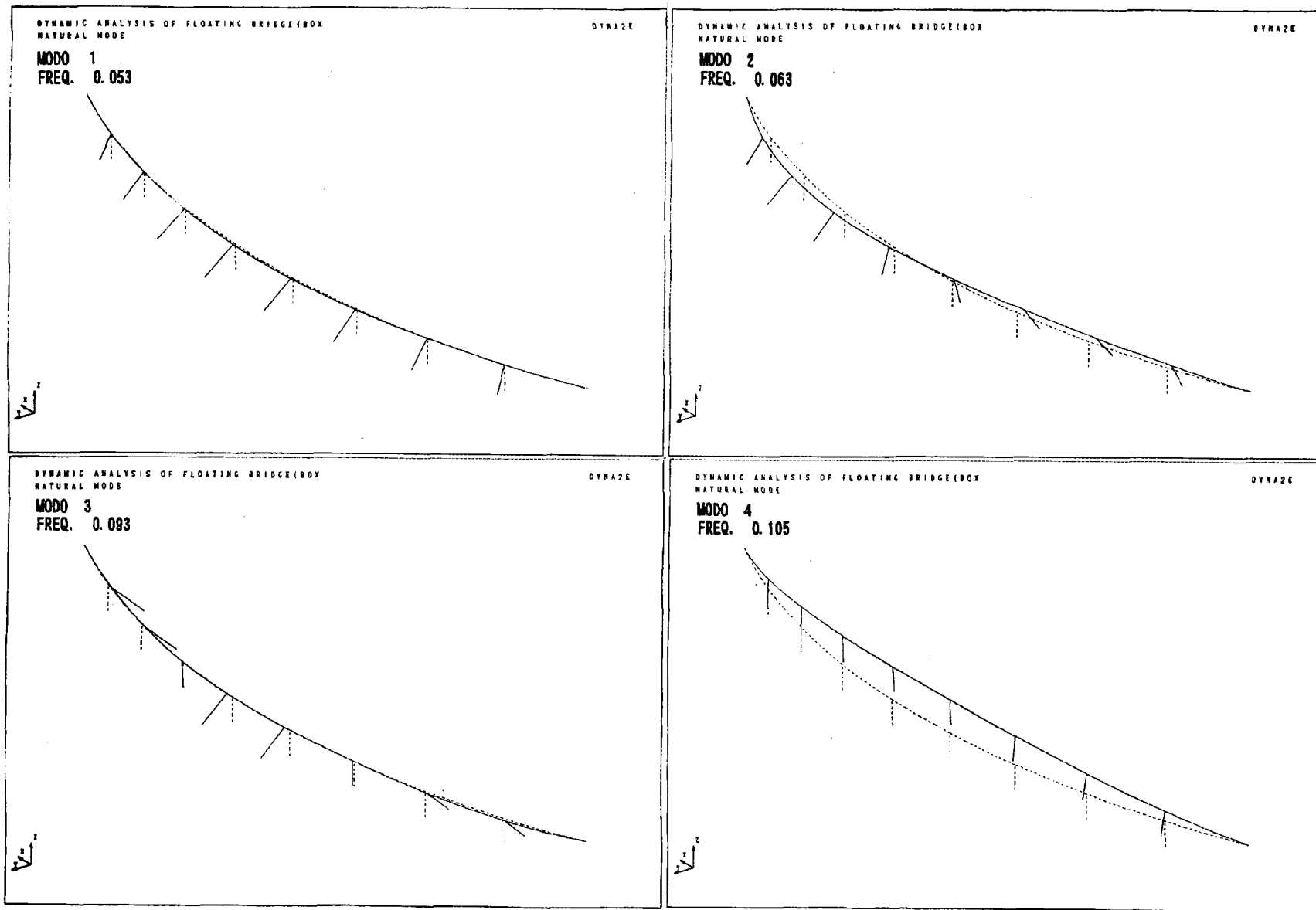


図-7.6.4-7(a) モード図(その1: 1次から4次まで)

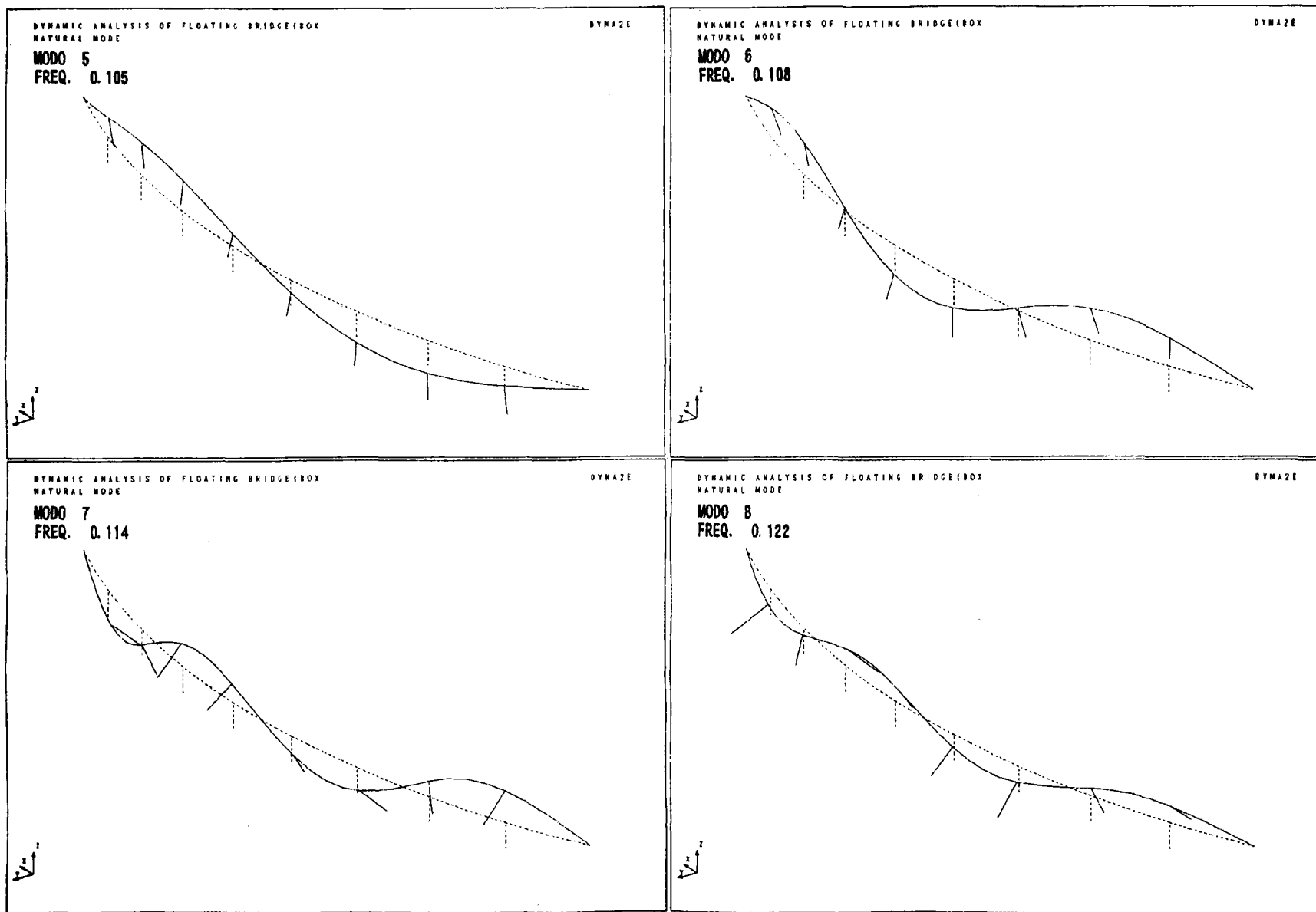


図-7.6.4-7(b) モード図(その2 : 5次から8次まで)

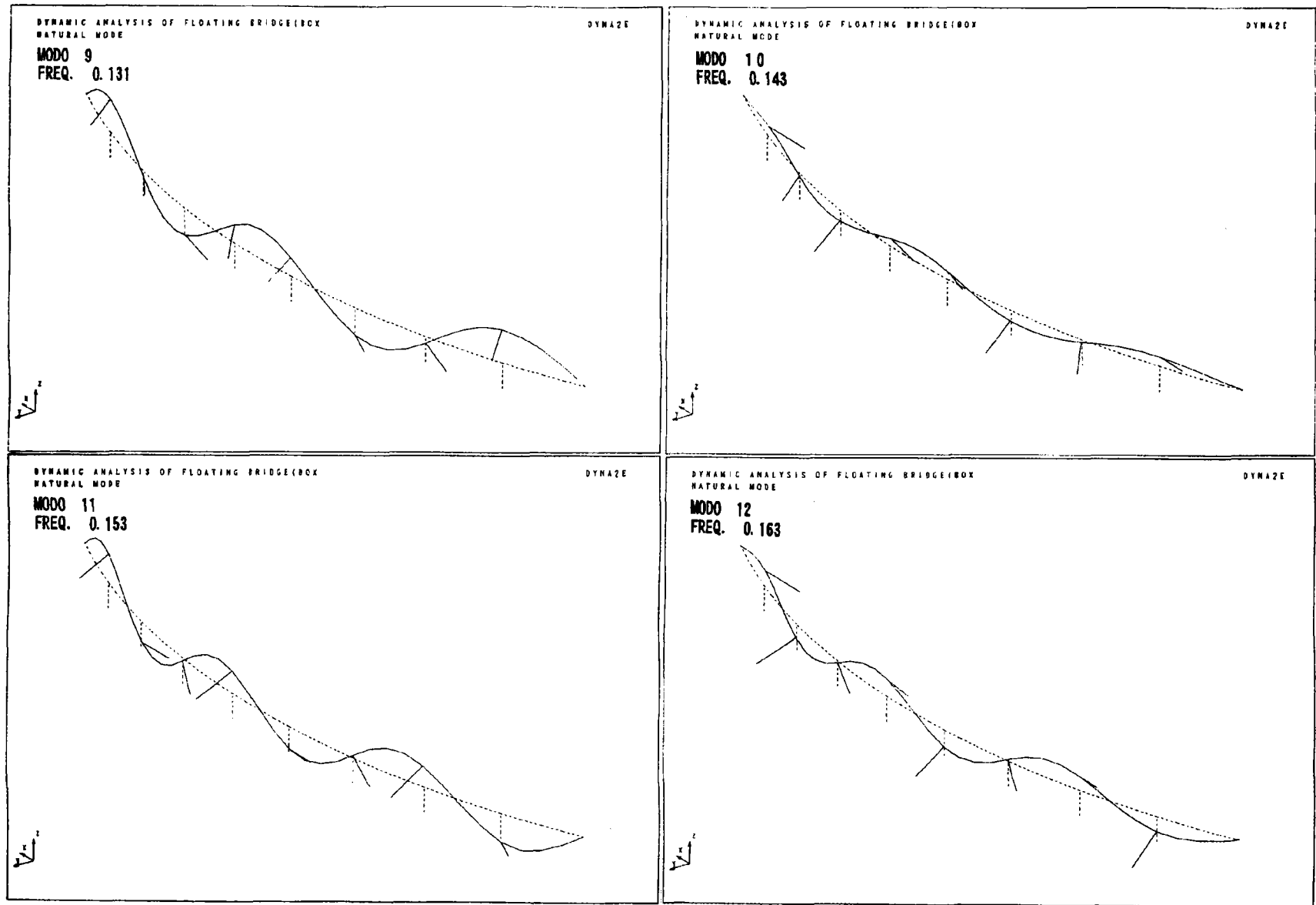
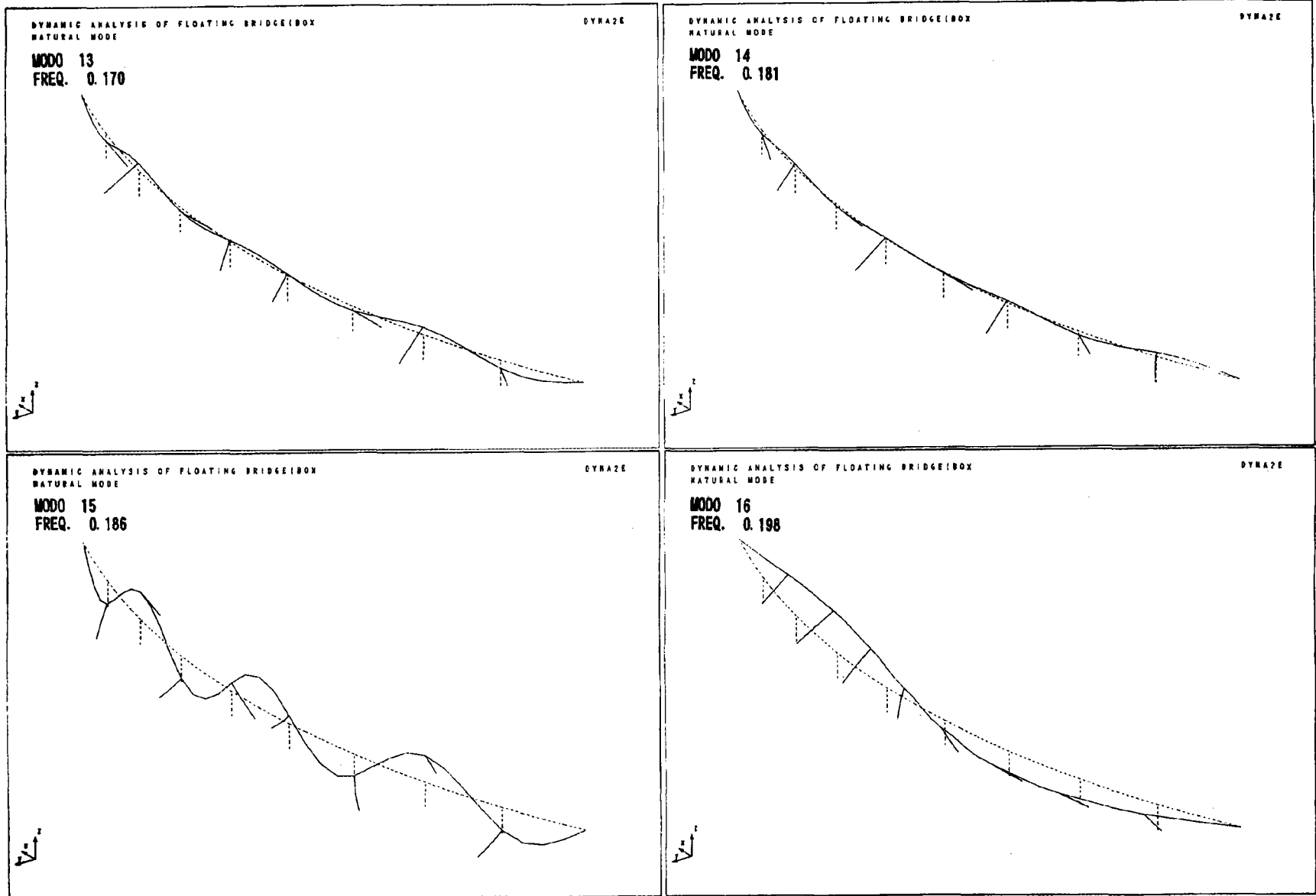


図-7.6.4-7(c) モード図(その3 : 9次から12次まで)



☒-7.6.4-7(d) モード図(その4 : 13次から16次まで)

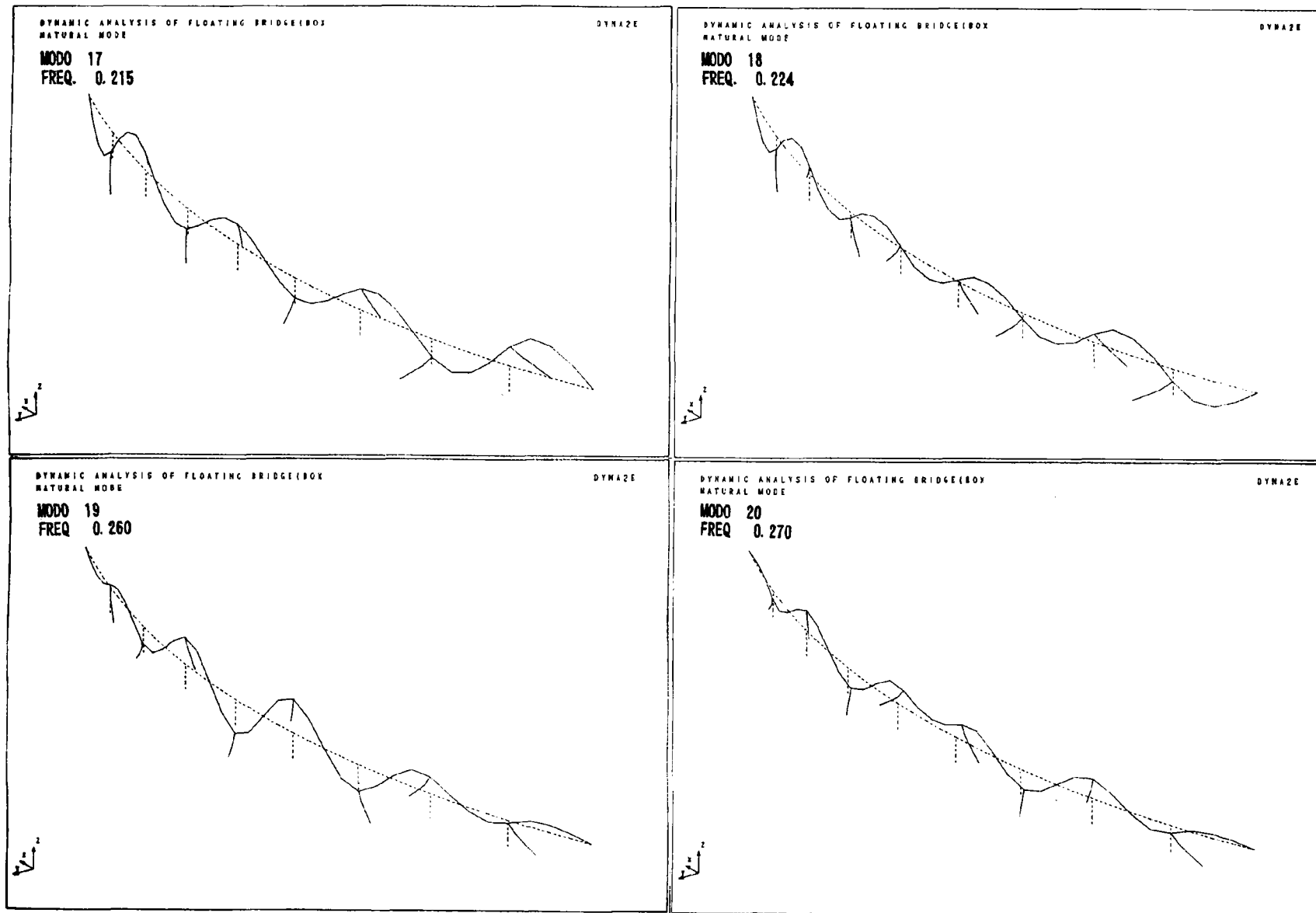


図-7.6.4-7(e) モード図(その5 : 17次から20次まで)

(5) 波力に対する応答解析結果

加振方向別の応答変位（1/1000最大期待値）を表-7.6.4.2に示す。

同表によれば、橋軸直角方向の変位および橋軸回りの回転は、橋軸直角方向荷重によるものが大きく、橋軸回りの荷重による影響は小さいことがわかる。また、ポンツーンの橋軸直角方向変位は最大で2 m程度であり、鉛直変位は1.5m程度となっている。

また、動的解析による橋脚下端の橋軸直角方向変位は、静的解析結果の約1/7と小さな値にとどまっている。荷重の算定方法の違い、動的・静的解析の違いに加え、当該地点の有義波の固有周期（6秒）付近の橋梁の振動モード（12, 13次）が、いずれも各ポンツーンが逆位相に振動するモードであるため、各ポンツーン一様（同位相）の荷重条件では、このような振動モードが励起されにくいことも、解析結果の差の原因と考えられる。

表-7.6.4.2 動的解析による応答変位

荷重の方向	着目位置	軸直角方向(cm)	鉛直方向(cm)	橋軸回り(rad)
橋軸直角方向	上部構造	14.3 <130.3>	18.2	0.070 <0.469>
	橋脚下端	150.2 <1066.5>	15.9	0.070 <0.469>
	ポンツーン中心	199.3	15.9	0.070
鉛直方向	上部構造	1.5	146.7	0.004
	橋脚下端	11.6	146.7	0.008
	ポンツーン中心	15.9	146.7	0.008
橋軸まわり	上部構造	15.5	2.3	0.004
	橋脚下端	14.7	1.9	0.004
	ポンツーン中心	17.4	1.9	0.004

注：< >は静的解析。