

ザンビア共和国

マタディ橋梁建設計画調査報告書

橋梁下部工設計計算書

昭和53年5月

国際協力事業団

ザイール共和国
マタディ橋梁建設計画調査報告書

橋梁下部工設計計算書



昭和 53 年 5 月

国際協力事業団

国際協力事業団	
加入 期日 '84. 4. 11	532
登録No. 03263	61.5
	SDS

目 次

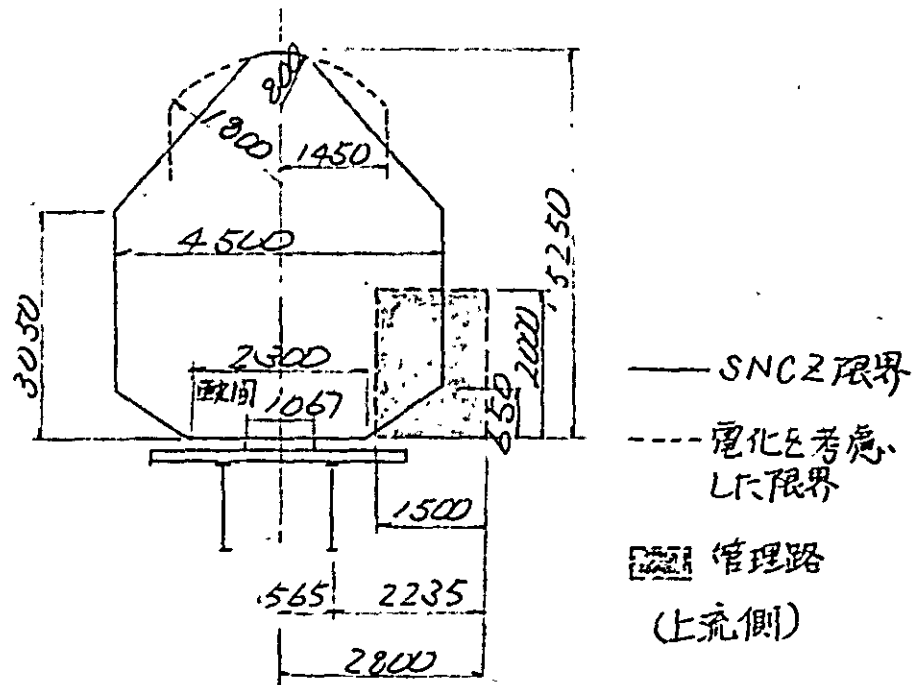
1. 設計目的と設計範囲	—— (3)
2. 設計条件	—— (4)
3. 主塔橋脚の設計	—— (13)
(1) 設計基本方針	—— (13)
(2) 軀体形状寸法の決定	—— (14)
(3) 一般形状寸法	—— (16)
(4) 安定計算	—— (18)
(5) 応力計算	—— (28)
4. アンカレッジの設計	—— (103)
(1) 設計基本方針	—— (103)
(2) 軀体形状寸法の決定	—— (105)
(3) 一般形状寸法	—— (127)
(4) 安定計算	—— (128)
(5) アンカレッジ本体主筋の計算	—— (133)
(6) 上屋構造の応力計算	—— (137)
5. アンカーフレームの設計	—— (187)

(1) 基本寸法 ——— (188)

(2) 礎着用部材の設計 ——— (197)

2. 設計条件

- | | |
|------------|----------------------|
| (1) 上部構造形式 | 3 径間連続補剛トラスを有する単径間吊橋 |
| (2) 橋床構造 | 道路, 鉄道併用ダブルデッキ形式 |
| (3) 鉄道建築限界 | |



- | | |
|----------|---|
| (4) 活荷重 | 列紙設計基準による設計荷重 |
| (5) 死荷重 | 鉄筋コンクリート 2.5 t/m^3
マスコンクリート 2.4 t/m^3 |
| (6) 地震荷重 | 設計水平震度 $k_H = 0.05$ |
| (7) 風荷重 | 無載荷時設計風速 $V_D = 40 \text{ m/sec}$
載荷時 $V_D = 30 \text{ "}$
架設時 $V_D = \text{"}$ |
| (8) 温度変化 | $\pm 15 \text{ deg.}$ |
| (9) 乾燥収縮 | $- 15 \text{ deg.}$ |

(10) 許容応力度

鉄筋 SD30

$$\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート $\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{ca} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

(11) 許容応力の割増

本州四国連絡橋下部構造設計示方書(案) 表22条より

荷重の状態 荷重の種類	完 成 時						施 工 ・ 架 設 時		
	常 時	常時 + 温度変化	暴 風 時	地 震 時	地震時 + 温度変化	船舶衝突時	施工時一般	施工中暴風時	施工中地震時
上部工からの荷重	○	○	○	○	○	○	○	○	○
死 荷 重	○	○	○	○	○	○	○	○	○
浮力または揚圧力	○	○	○	○	○	○	○	○	○
土 圧	○	○	○	○	○	○	○	○	○
温度変化および収縮ひび割の影響		○			○				
静 水 圧	○	○	○	○	○	○	○	○	○
流 水 圧	○	○	○	○	○	○	○	○	○
波 圧	○ ^(a)	○ ^(a)	○ ^(c)	○ ^(b)	○ ^(b)	○ ^(d)	○ ^(a)	○ ^(a)	○ ^(b)
風 荷 重			○ ^(g)			○ ^(d)		○ ^(d)	
地震の影響				○	○				○
船舶衝突力						○			
施工および架設時荷重							○	○	○
許容応力度の割増率 (%)	0	15	50	50	65	65	35	65	65

(12) 反力集計表

(a) T-アリアンカレシシ用

Unit: Ton

荷重状態	T-アリアン張力	水平張力	鉛直張力
D ₁	5789.1	5414.6	2048.4
D ₁ + D ₂	6903.6	6541.5	2387.6
D ₁ + D ₂ + L _(max)	9627.7	9101.5	3130.3
D ₁ + D ₂ + L _(min)	6910.0	6493.0	2363.3
(D ₁ + D ₂ + L + T) ^{max}	9783.8	9232.3	3238.4
(D ₁ + D ₂ + L + T) ^{min}	6336.9	6362.2	516.8

(b) 補剛折行端部反力

Unit: Ton

鉛直方向

荷重状態	反力
D ₁	302.0
D ₁ + D ₂	330.4
D ₁ + D ₂ + L _(max)	658.0
D ₁ + D ₂ + L _(min)	97.0
(D ₁ + D ₂ + L + T) ^{max}	---
(D ₁ + D ₂ + L + T) ^{min}	---

水平方向

Unit: Ton

荷重状態	反力
W ₁	154.1
W ₀	163.0

(c) 塔反力

橋軸直角方向

1/ヤト

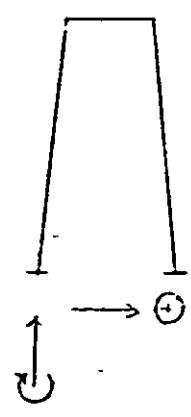
荷重状態	載荷時			振載荷時		
	鉛直反力	水平反力	弯矩	鉛直反力	水平反力	弯矩
D	444.3	3.6	93.3	4604.3	3.6	93.3
D ₂	1141.3	-4.3	131.8	1141.3	-4.3	131.8
(L+T) ^{max}	2482.9	-2.3	31.9	—	—	—
(L+T) ^{min}	—	—	—	—	—	—
W	±5151.6	±234.5	±5066.6	±617.0	±280.4	±5957.6

橋軸方向

荷重状態	弯矩
L+T	5110.0

==

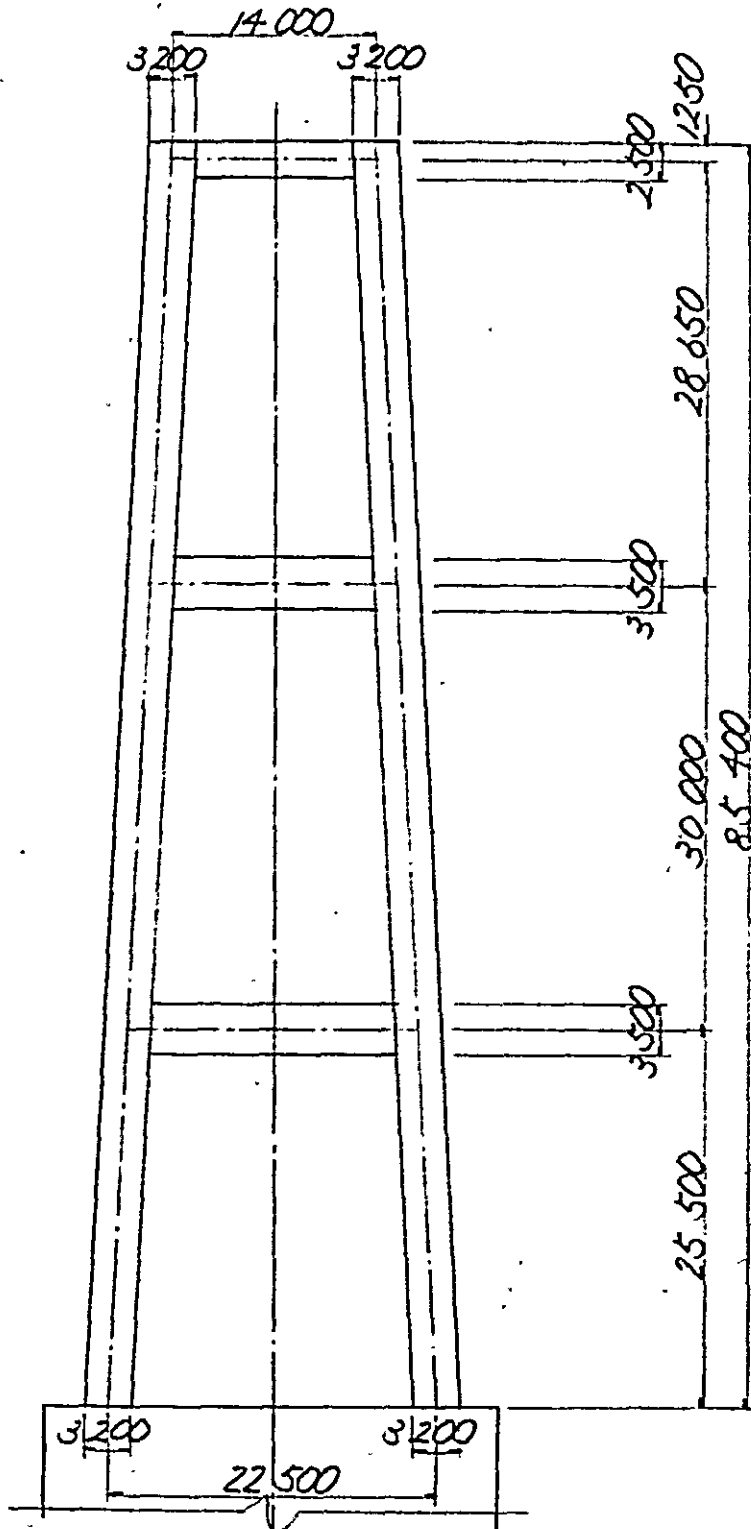
- D₁: 前死荷重
- D₂: 後 "
- L: 活荷重
- T: 温度変化
- W: 風荷重



(d) 主塔風荷重 (架設時 フリースタANDING状態) の計算

(i) 設計条件

- 風荷重算出用の基本風速は、 30 m/sec とする。
- 主塔寸法 (橋軸直角方向)



- ・ 架設工法は、タワークレーンによるブロック架設故、架設機材の荷重及び風荷重については、考えないものとする。

(ii) 設計荷重 (風荷重 (施工時) : F)

$$P_D = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^2 \cdot K_s \cdot C_D \cdot A_n$$

ρ : 空気密度 $0.12 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{m}^3$

V_D : 設計風速 30 m/sec

K_s : 鉛直方向に長い構造物に対する風荷重補正係数 1.3 (上端自由)

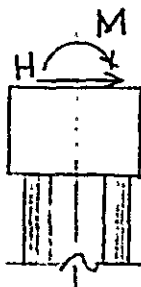
C_D : 抗力係数 1.5

A_n : 直角方向有効投影面積

- ① $2.5 \times 10.8 = 27.0 \text{ m}^2$
 ② $3.2 \times 85.4 \times 2 = 546.6 \text{ "}$
 ③ $3.5 \times 14.0 = 49.0 \text{ "}$
 ④ $3.5 \times 17.0 = 59.5 \text{ "}$

	P_D の算出	P_D (kg)	y (m)	M (t·m)
①	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 30^2 \times 1.3 \times 1.5 \times 27.0$	2843.1	84.150	239.2
②	" $\times 546.6$	56209.1	42.700	2400.1
③	" $\times 49.0$	5159.7	55.500	286.4
④	" $\times 59.5$	6265.4	25.500	179.8
合計	—————	70477.3	—————	3105.5

主塔基部 / シャフト当り荷重



$$H = P_D / 2 = \frac{70477.3}{1000} \times \frac{1}{2} = 35.2 \text{ t/シャフト}$$

$$M = \frac{3105.5}{2} = 1552.8 \text{ t·m/シャフト}$$

(13) ケーブル

素線 127 本/st.

ストランド数 56 本

素線総数 7112 本

ポイントトップ型

(14) 理論塔頂

EL 113.9

(15) バックステー長

 $l = 101.0 \text{ m}$

(16) バックステーサグ

 $f = 0.819 \text{ m}$

(17) 地盤

マアテ側

表土 2^m 軟岩 2^m 以下硬岩

ホマ側

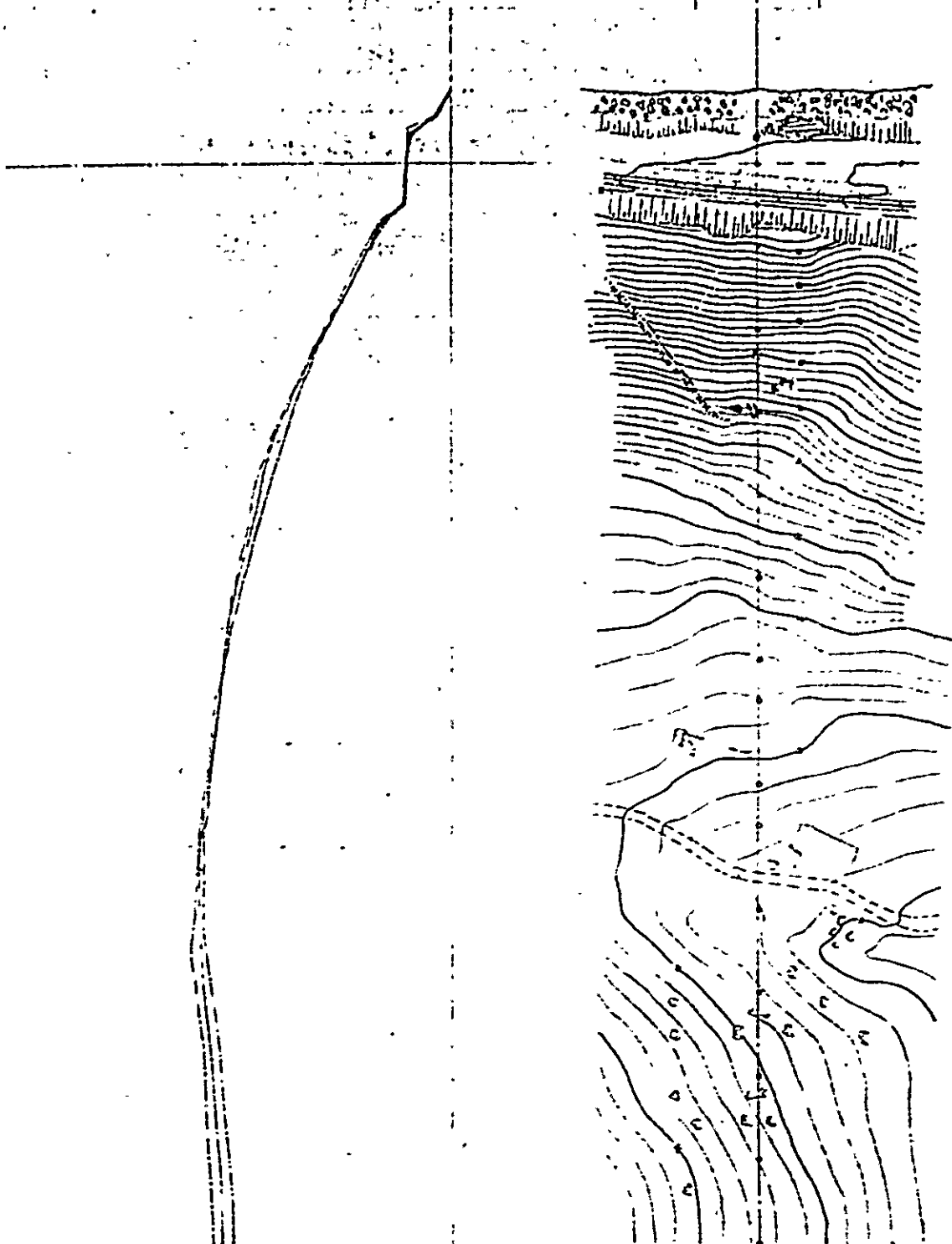
表土 5^m 軟岩 2^m 以下硬岩(18) 地盤許容推定支持力 100 kg/cm^2

(19) 静弾性係数

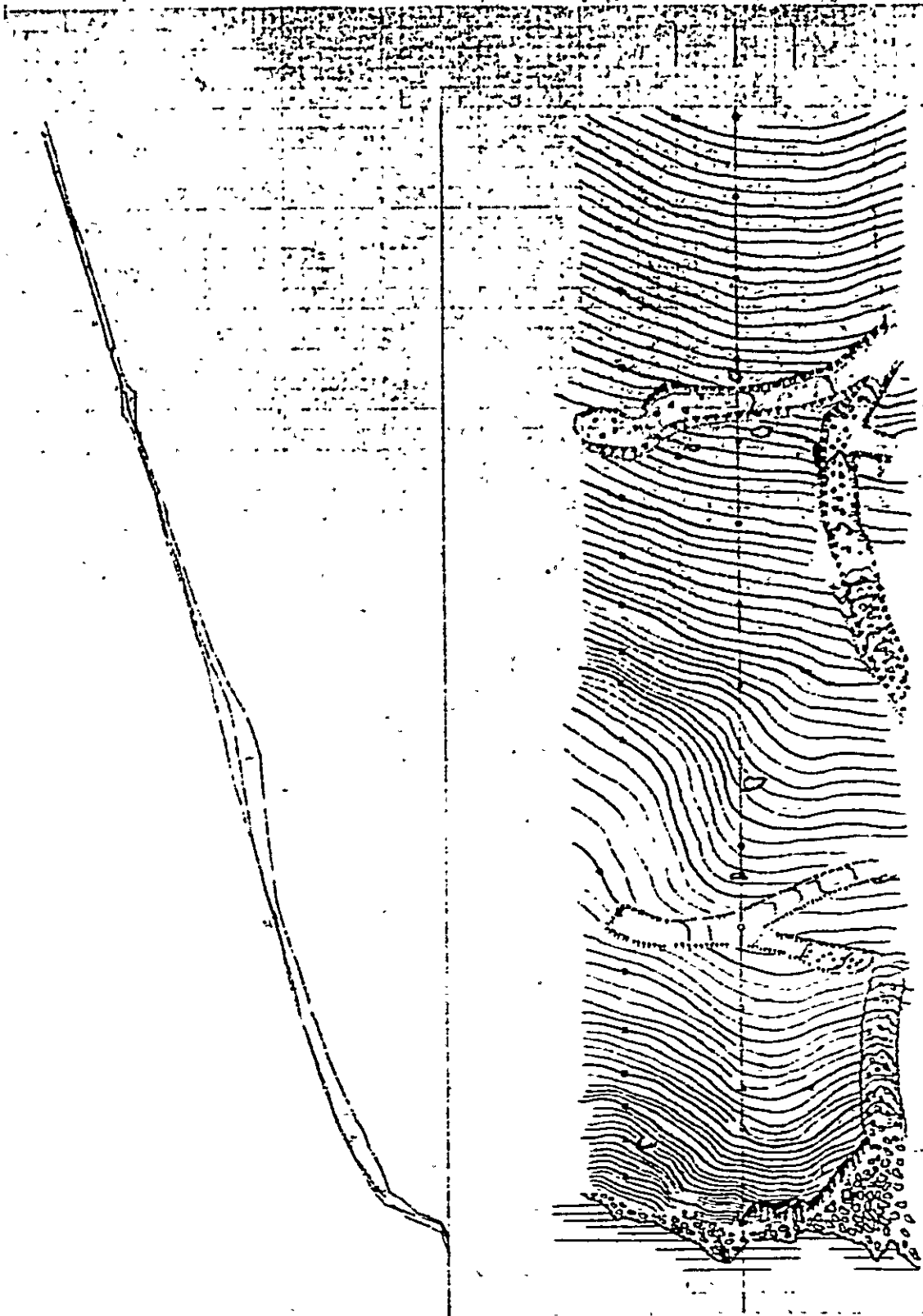
 $E_0 = 3000 \text{ kg/cm}^2$

(20) 地形

(a) マダテ側



(b) ホマ側



3. 主塔橋脚の設計

0) 設計基本方針

- (a) 主塔の基礎は、深礎工法による直径 $\phi 8\text{m}$ の剛体コンクリート円柱二本で支持される横梁を有した内型構造の剛体直接基礎を考へる。
- (b) 安定計算時は、円柱($\phi 8\text{m} \times 2$)を有効面積とする直接剛体基礎、断面検討時は、軸方向には片持梁、直角方向は内形ラーメンの弾性構造モデルで設計する。
- (c) 安定計算に於て、地盤内に埋設された円柱部側面土砂の影響は一切無視、底面のみを有効とする直接基礎として設計する。
- (d) 応力計算は、マタテ側で行なう。
円柱部側面地盤の影響は考慮した場合と、考慮しない場合の2ケースで解析し、どちらかの最大応力により断面設計を行なう。なお、側面地盤の影響としては、推定岩盤線より下を考慮する。
- (e) 設計荷重は、地震荷重が極めて小さいため、安定計算及び応力計算の照査は行わない。設計計算の対象荷重は、常時及び風荷重を対象に行う。
- (f) 使用鉄筋は、現地調査を考へ最大 $\phi 32$ 迄とする。
- (g) 主塔アンカーフレームのF.E.M解析は詳細時に行ふこととして、既成設計例より配筋図の作成を行う。

(2) 躯体形状寸法の決定

(a) 天端寸法の決定

橋脚の天端は、主塔中心間距離が、 22.5^m 、塔基部 / シヤフト
必要ベース面積が $3.8^m \times 5.8^m$ 、従って、橋軸方向中は 5.8^m
直角方向中は 26.3^m ($22.5 + 3.8$) が最低主塔外寸法
となる。

主塔は、大きな軸力及び曲げモーメントを基部で発生するた
め、軸力により、コンクリート梁はせん断破壊を生じさせない
様な天端中を有する必要があると同時に、高所作業に
安全な施工が出来る施工必要中とから決定される。

上記の寸法を求めると

(1) せん断破壊を生じさせない必要中

塔柱縁端より 約 2.0^m

(2) 施工余裕中

塔柱縁端より 約 $2 \sim 3^m$

以上の事から

軸方向、 $5.8 + 2 \times 2 = 9.8^m$ (ラウンド=1210^{mm})

直角方向、 $3.8 + 2 \times 2 + 22.5 = 30.3^m$

天端必要最小寸法は $9.8^m \times 30.3^m$ が計算上必要となる。

また、主塔には新鮮岩に岩着させるため、直径約 8^m
の深礎工法によるコンクリート円柱基礎を塔柱直下にもうけ

る構造となるため、コンクリート円柱外寸法は、直角方向に於て、 $22.5 + 8 = 30.5^m$ となり、これに縁端余裕を両側1寸ずつ見込むと、 $30.5^m + 2^m = 32.5^m$ となる。
従って、設計橋脚天端幅は、 $32.5^m \times 10^m$ を採用した。

(b) 梁高

梁高は、

(1). (アンカーフレーム高 + 設置時梁高)

$$3.5^m + 2^m$$

(2). 主塔に基礎工変形の影響が加味されない様な剛度の高い梁、

(3). 基礎コンクリート円形柱との剛比に余差がないと。

以上3点より、試算も含めた検討の結果、約8^m程度が妥当と判断し、8^mの梁高を採用した。

(c) コンクリート円形柱

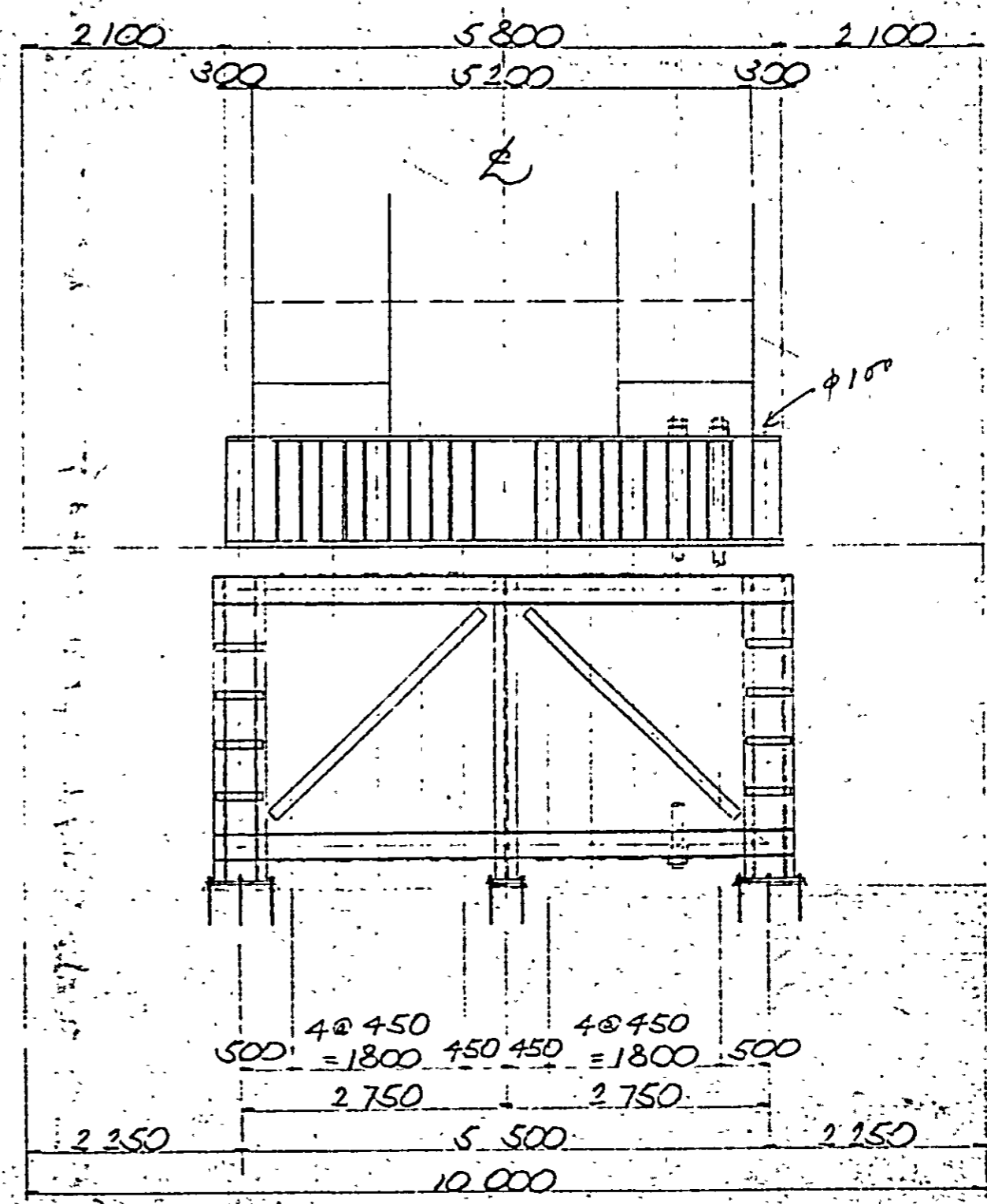
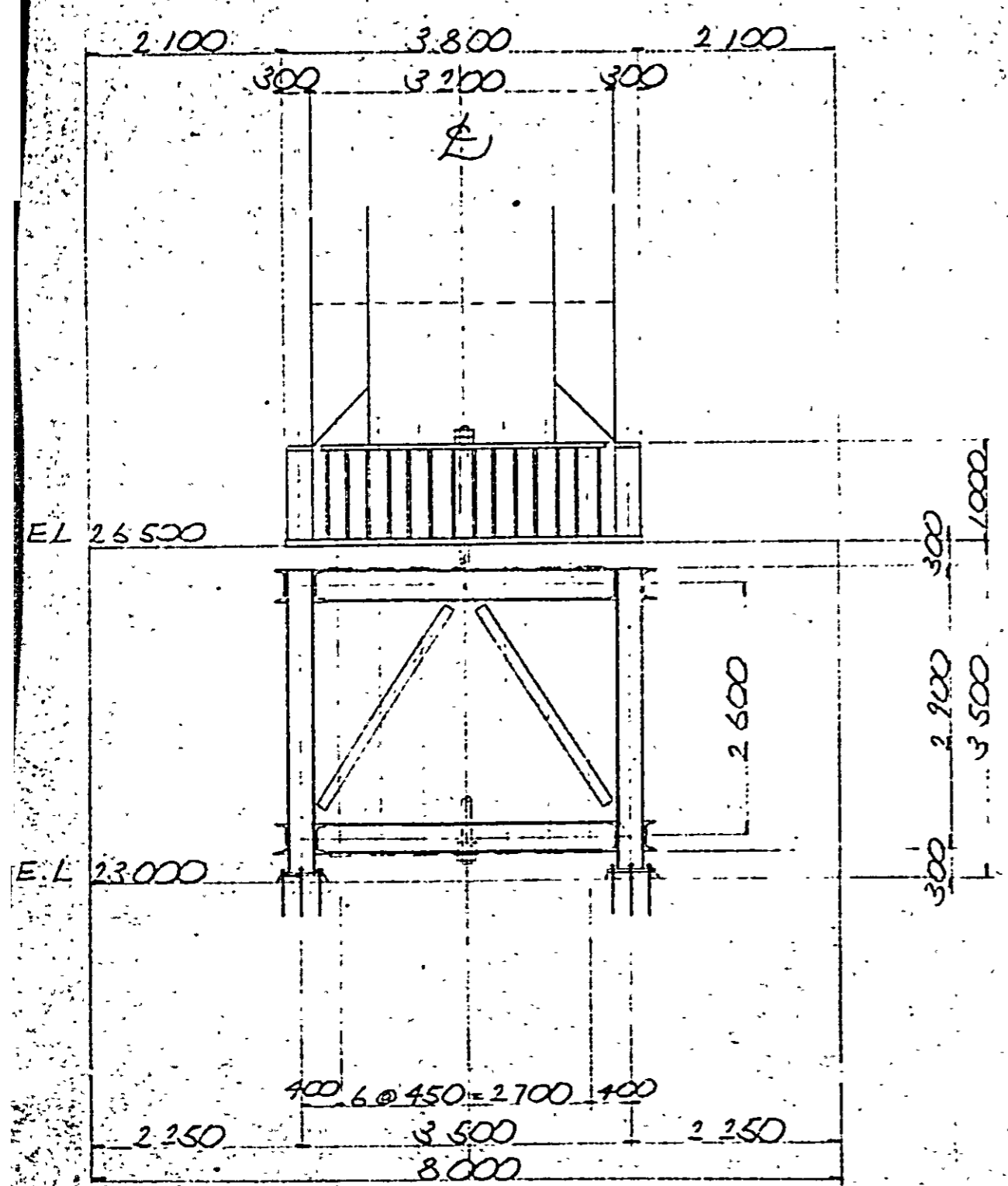
コンクリート円形柱は、支持力を最大400^t/m²以下程度を目安に決定すると同時に、MATADI側で、アングアング線との施工余裕がほとんどない事を配慮して、安定検討の試算の結果φ8^mでも、380^t/m²で、アングアング線の余裕が純間隔で約0.75^m確保出来、施工時1^m程度鉄道の物設を行えば施工は可能と判断し、φ8^mの採用を決定した。

(21) 主塔了力 7L-2
B/A 対称

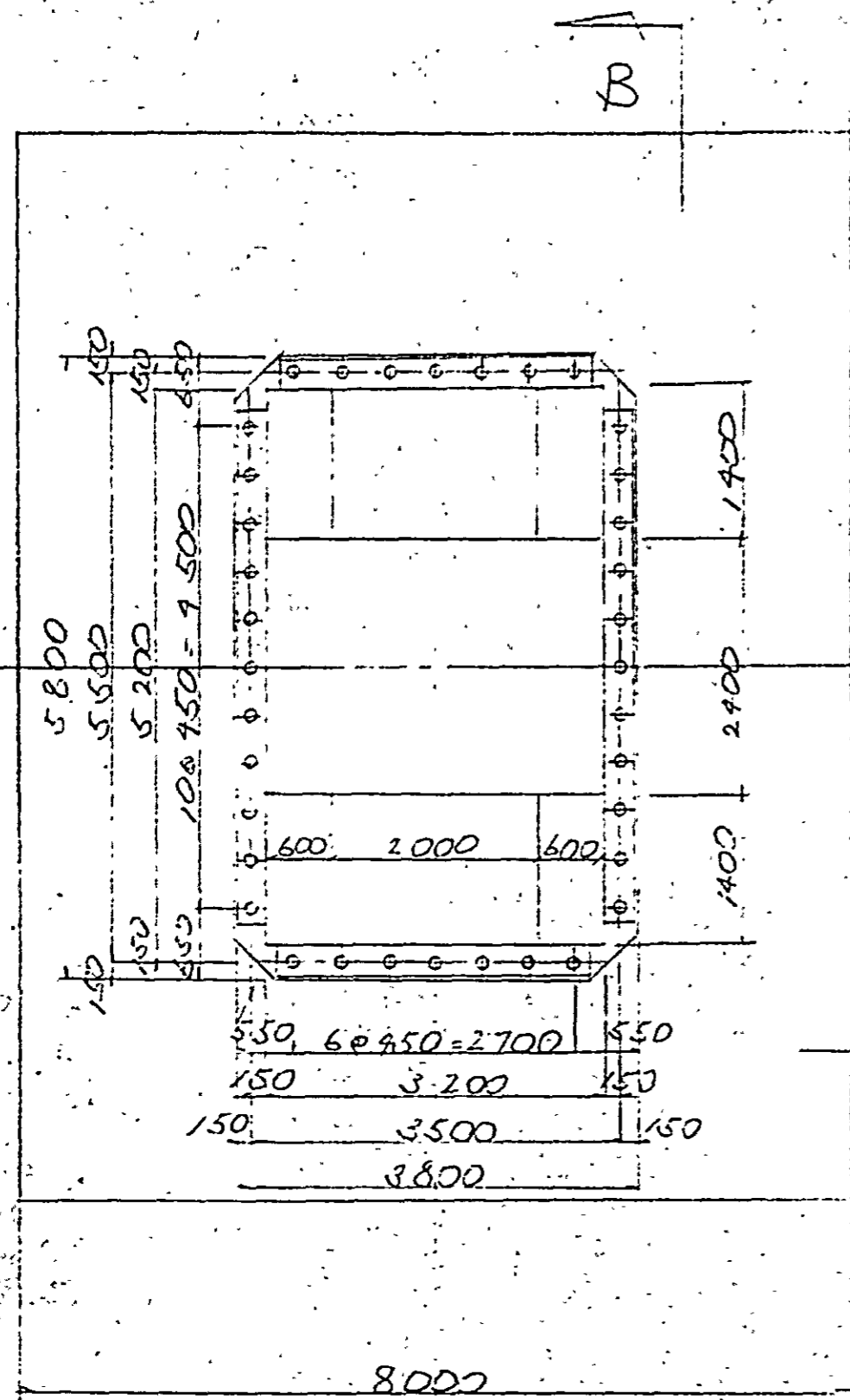
15-2

A

B



塔基詳法 $\sigma = \frac{1}{30}$

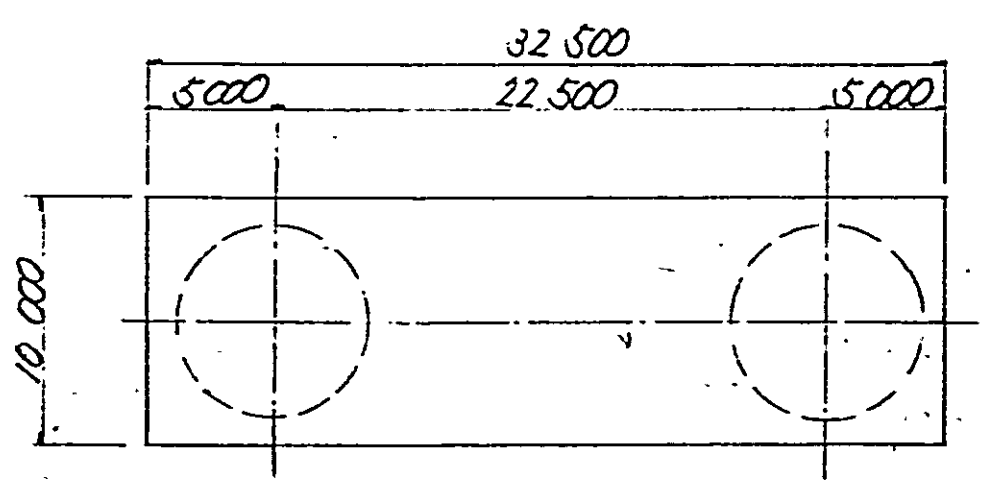
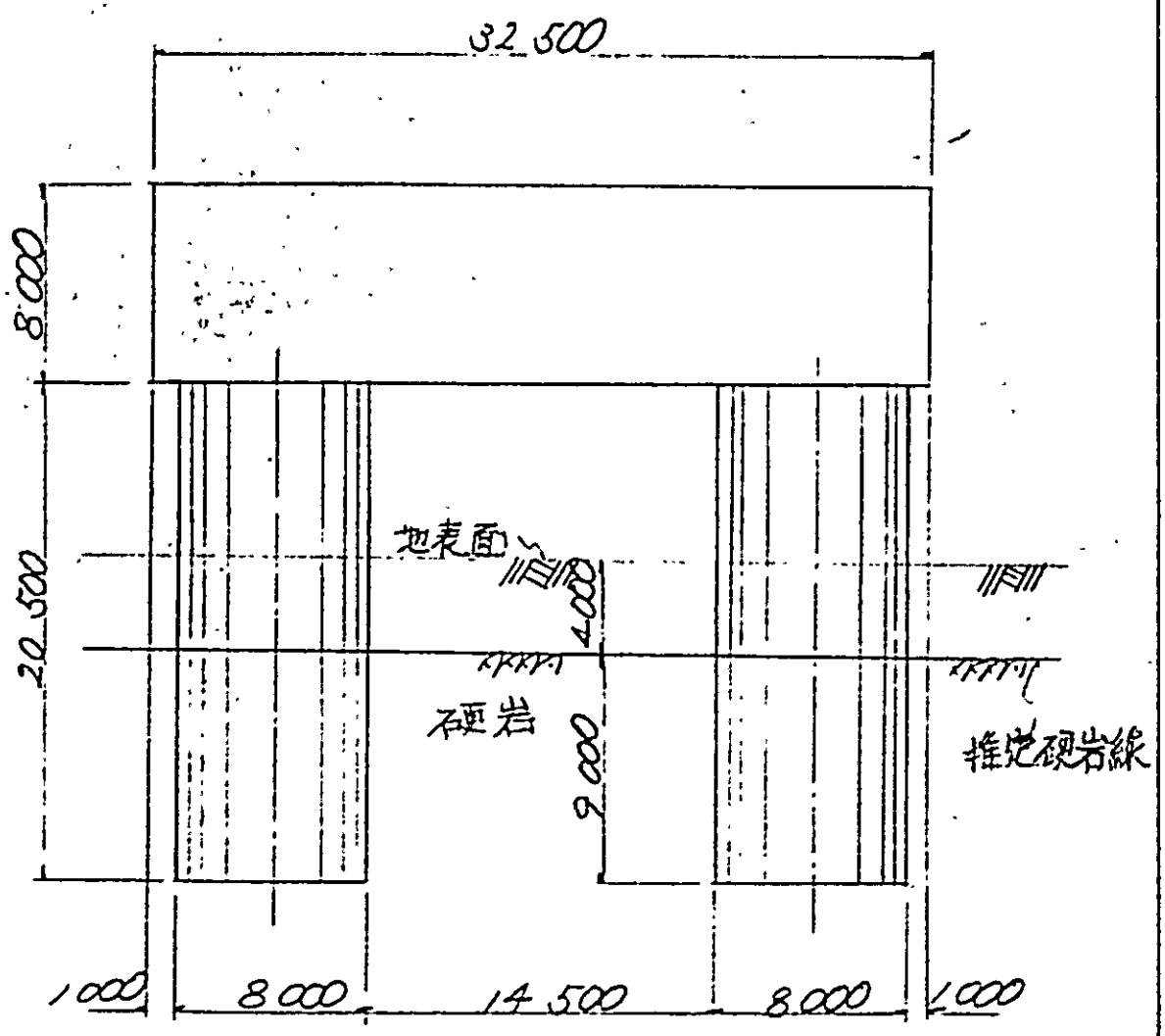


橋軸中心線

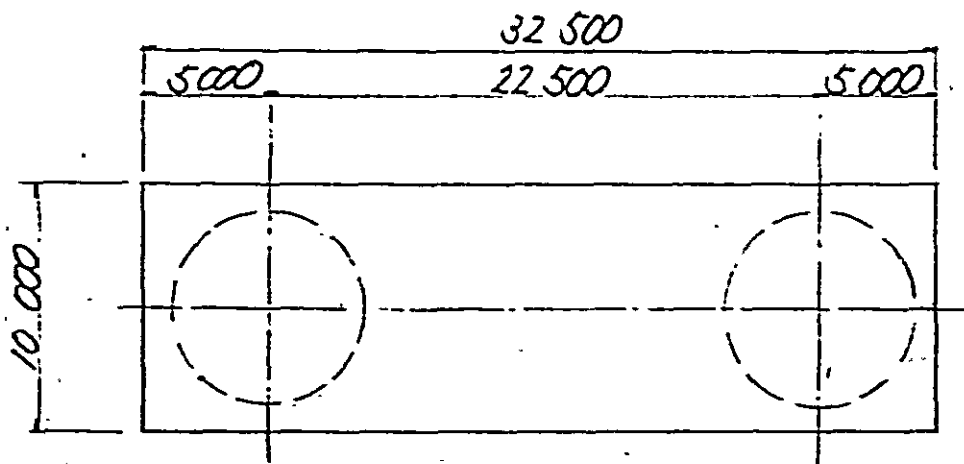
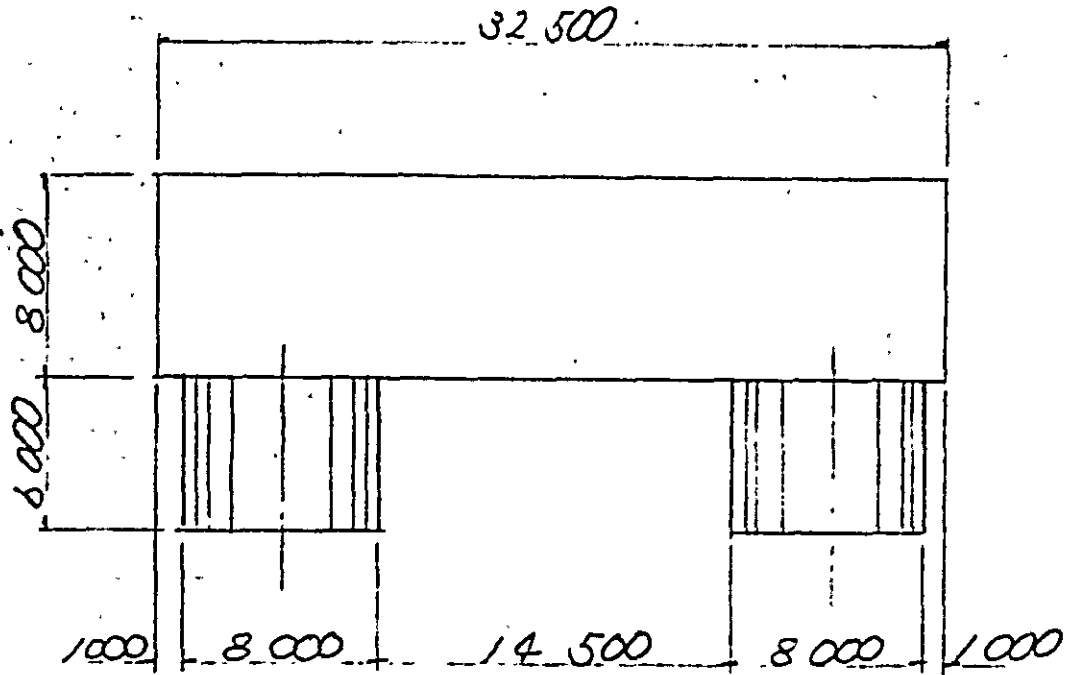
22500
(橋軸直角方向)

(3) 一般形状寸法

(a) マタテ側



(b) ボマ側



(4) 安定計算

(a) 計算方針

安定計算は 常時及び橋軸方向はフリースタANDING
(施工時)の風荷重, 橋軸直角方向は, 完成時の風荷重
に対し照査する。

この時には 側面地盤の抵抗は一切無視する。

計算ケース

Case 1 橋軸方向 (マタデ側)

Case 2 橋軸直角方向 (")

Case 3 橋軸方向 (ボマ側)

Case 4 橋軸直角方向 (")

記号

D : 死荷重

T : 温度荷重

W : 風荷重 (完成時)

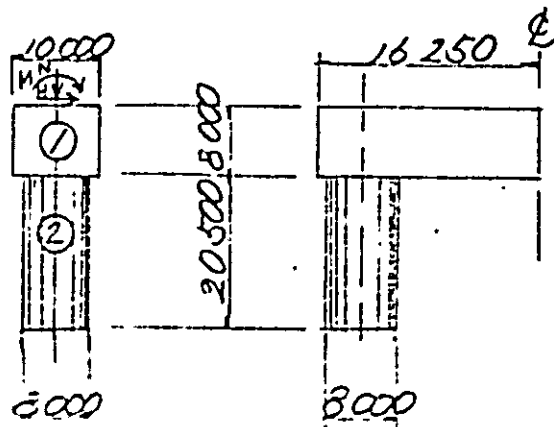
F : " (施工時)

(b) 安定計算結果一覽表

	底面	外力		地盤反力度		転倒	滑動	
		N (t)	H (t)	M (t·m)	Q_{max} (kg/cm ²)			Q_{min} (kg/cm ²)
マ タ リ 側	Case 1. (橋軸方向)	D + L + T	—	5110.0	381	178	0.364	—
		D + F	35.2	2556.0	190	88	0.367	1.19
ホ マ 側	Case 2. (橋軸直角方向)	D + L + T	—	—	280	280	—	—
		D + W	560.8	4180.6	279	182	1.805	2.5
マ タ リ 側	Case 3. (橋軸方向)	D + L + T	—	5110.0	345	142	0.418	—
		D + F	35.2	2045.6	143	62	0.398	8.8
ホ マ 側	Case 4. (橋軸直角方向)	D + L + T	—	—	243	243	—	—
		D + W	560.8	33649.0	233	155	1.726	2.1
許容値		—	—	—	600	—	1.000 直 5.083	2.0

※ 地盤許容支持力は、1000 kg/cm²と推定しているが、コンクリート圧縮強度以下と考えて、600~700 kg/cm²以下と仮定可る。(設計条件より)

(c) Case. 1 橋軸方向 (マタディ側) -----片側柱のみで計算



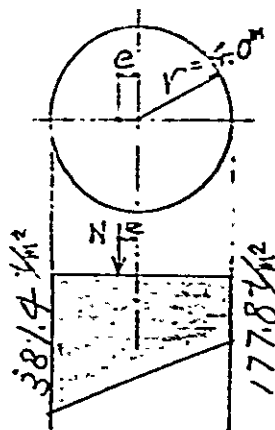
(i) 自重

$$\begin{aligned} \text{① } 2.5 \times 10 \times 16.25 \times 2.0 &= 3250.0 \quad N(t) \\ \text{② } 2.5 \times \pi \times 4.0^2 \times 20.5 &= 2576.1 \\ \hline \text{合計} &= 5826.1 \end{aligned}$$

(ii) 安定計算

(常時)

	N(t)	M(t·m)
三塔 { D(D ₁ +D ₂)	5745.6	—
{ L+T	2482.9	5110.0
自重	5826.1	—
合計	14054.6	5110.0



意倒
 $e = M/N = 0.364^m < \frac{r}{4} = 1.000^m$

意反力度
 $q = \frac{N}{A} \left\{ 1 \pm 4 \left(\frac{e}{r} \right) \right\}$

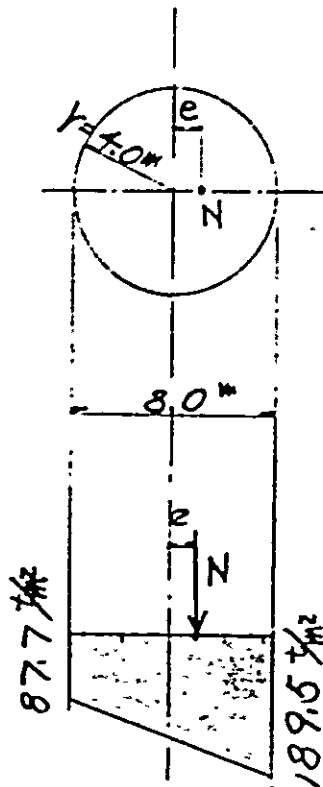
$$= \frac{14054.6}{\pi \times 4.0^2} \left\{ 1 \pm 4 \times \left(\frac{0.364}{4.0} \right) \right\} = \begin{cases} 381.4 \text{ t/m}^2 \\ 177.8 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

[无荷重+风荷重(施工時)]

	N(t)	H(t)	Y_{0m}	$M_y(t \cdot m)$	$M_0(t \cdot m)$
F	1141.3	35.2	28.500	1003.2	1552.8
自重	5826.1	—	—	—	—
合計	6967.4	35.2	—	1003.2	1552.8

$$\begin{cases} N = 6967.4^t \\ H = 35.2^t \\ M = M_y + M_0 = 2556.0^{t \cdot m} \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.367^m < \frac{r}{4} = 1.000^m$$

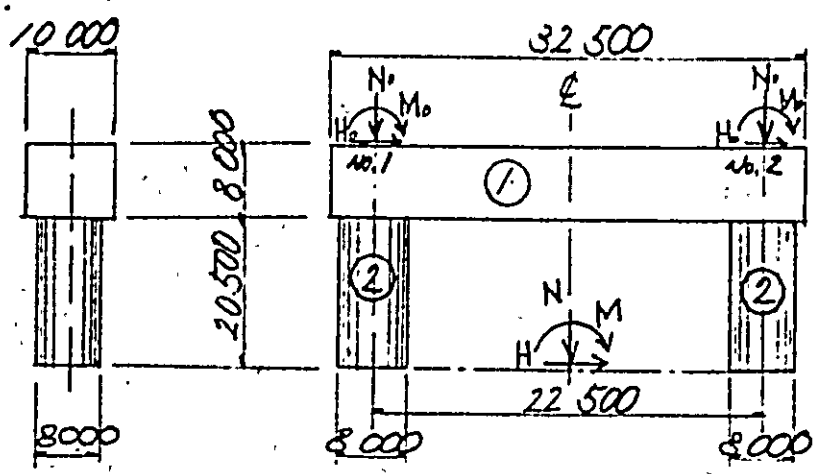


$$q = \frac{6967.4}{\pi \times 4.0^2} \left\{ 1 \pm 4 \left(\frac{0.367}{4.0} \right) \right\} = \begin{cases} 189.5 \text{ t/m}^2 \\ 87.7 \text{ "} \end{cases}$$

滑動 ($\tan \phi = 0.6$)

$$F = \frac{N \cdot \tan \phi}{H} = \frac{6967.4 \times 0.6}{35.2} = 119 > 2$$

(d) Case. 2 橋軸直角方向 (マタテ側.)



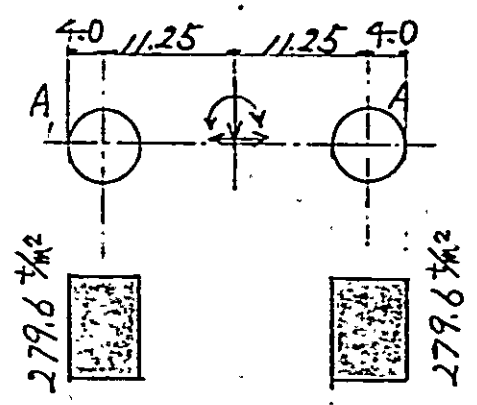
(i) 自重

$$\begin{aligned}
 & \text{① } 2.5 \times 10.0 \times 8.0 \times 32.5 = 6500.0 \quad N(t) \\
 & \text{② } 2.5 \times \pi \times 4.0^2 \times 20.5 \times 2 = 5152.2 \\
 & \text{合計 } 11652.2
 \end{aligned}$$

(ii) 安定計算

(常時)

	N(t)	x(m)	Mx(tm)	H(t)	y(m)	My(tm)	Mo(tm)
⊖(D ₁ +D ₂)(No.1)	5745.6	-11.250	-64638.0	0.7	28.500	20.0	225.1
" (No.2)	5745.6	11.250	64638.0	-0.7	-28.500	-20.0	-225.1
L+T (No.1)	2482.9	-11.250	-27932.6	-2.3	28.500	-65.6	31.9
" (No.2)	2482.9	11.250	27932.6	2.3	28.500	65.6	-31.9
自重	11652.2	—	—	—	—	—	—
合計	28109.2	—	0.0	0.0	—	0.0	0.0

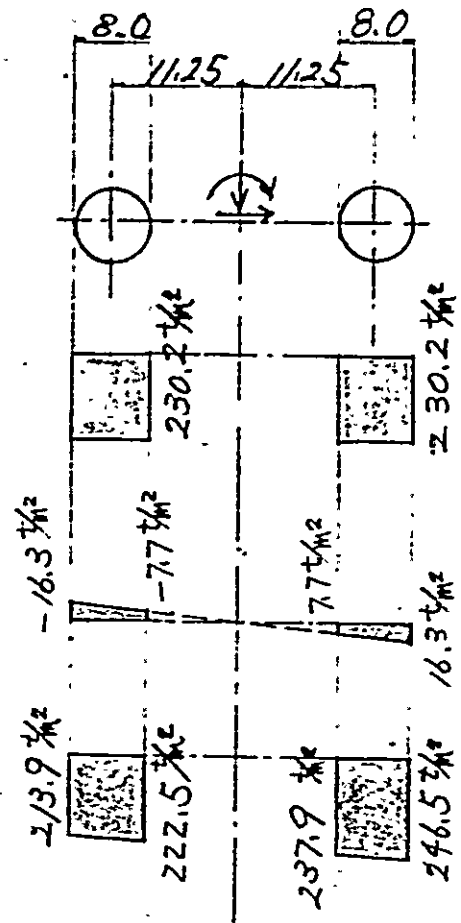


$$\begin{aligned}
 A &= \pi \cdot r^2 = 50.265 \text{ m}^2 \\
 Z &= \frac{(A \times 11.25^2 + \frac{\pi \times 4.0^4}{4}) \times 2}{15.25} = 860.7 \text{ m}^3 \\
 q_1 &= \frac{N}{ZA} \\
 &= \frac{28109.2}{2 \times 50.265} = 279.6 \text{ t/m}^2 \\
 q_2 &= \pm \frac{M}{Z} = 0 \\
 q &= q_1 + q_2
 \end{aligned}$$

(死荷重 + 風荷重 (完成時))

	N (t)	x (m)	Mx (t·m)	H (t)	y (m)	My (t·m)	Mo (t·m)
Dx·D1+D2 (No.1)	5745.6	-11.250	+4638.0	0.7	28.500	20.0	225.1
" (No.2)	5745.6	11.250	+4638.0	-0.7	28.500	-20.0	-225.1
W (完成時) (No.1)	-617.0	-11.250	+6941.3	280.4	28.500	7991.4	5957.6
" (No.2)	+617.0	11.250	+6941.3	280.4	28.500	7991.4	5957.6
自重	11652.2	—	—	—	—	—	—
合計	23143.4	—	43882.6	560.8	—	15982.8	11915.2

$$\left\{ \begin{aligned} N &= 23143.4 \text{ t} \\ H &= 560.8 \text{ t} \\ M &= M_x + M_y + M_o = 41780.6 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned} \right.$$



転倒

$$e = \frac{M}{N} = \frac{41780.6}{23143.4} = 1.805 \text{ m}$$

$$< \frac{1}{6}B = 5.083 \text{ m}$$

地盤反力

$$q_1 = \frac{23143.4}{2 \times 70 \times 4.0^2} = 230.2 \text{ t/m}^2$$

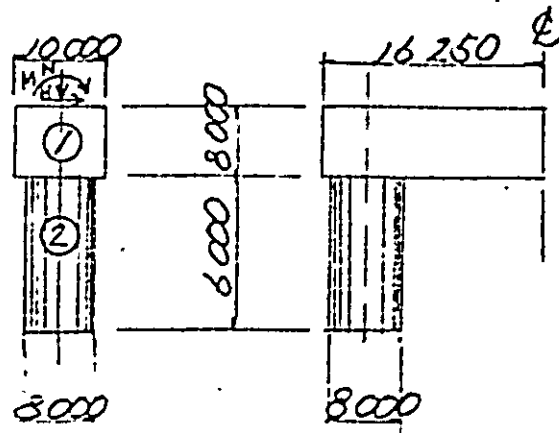
$$q_2 = \pm \frac{41780.6}{860.7} = \pm 48.5 \text{ t/m}^2$$

$$q = 230.2 \pm 48.5 = \begin{cases} 278.7 \text{ t/m}^2 \\ 181.7 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

滑動 (tan φ = 0.6)

$$F = \frac{N \cdot \tan \phi}{H} = \frac{23143.4 \times 0.6}{560.8} = 25 > 2.0$$

(e) Case. 3 橋軸方向 (ボマ側) ----- 片側柱のみで計算



(i) 自重

$$\textcircled{1} 2.5 \times 10 \times 16.25 \times 8.0 = 3250.0 \quad N(t)$$

$$\textcircled{2} 2.5 \times \pi \times 4.0^2 \times 6.0 = 754.0$$

合計 4004.0

(ii) 安定計算

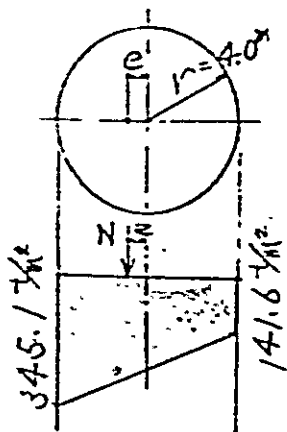
(常時)

	N(t)	H(t)	M(t·m)
三塔	$\frac{D}{D_1 + D_2}$ 5745.6	—	—
	L + T 2482.9	—	5110.0
自重	4004.0	—	—
合計	12232.5	—	5110.0

念倒 $e = M/N = 0.418^m < \frac{r}{4} = 1.000^m$

定盤反力度 $\phi = \frac{N}{A} \left\{ 1 + 4 \left(\frac{e}{r} \right) \right\}$

$$= \frac{12232.5}{\pi \times 4.0^2} \left\{ 1 \pm 4 \times \left(\frac{0.418}{4.0} \right) \right\} = \begin{cases} 1345.1 \text{ kg/cm}^2 \\ 141.6 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

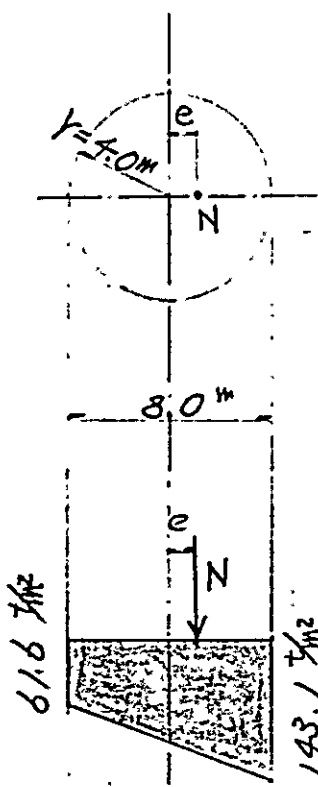


[死荷重+風荷重(施工時)]

	N(t)	H(t)	y(m)	M _y (t·m)	M ₀ (t·m)
F	1141.3	35.2	14.000	492.8	1552.8
自重	4004.0	—	—	—	—
合計	5145.3	35.2	—	492.8	1552.8

$$\begin{cases} N = 5145.3 \text{ t} \\ H = 35.2 \text{ t} \\ M = M_y + M_0 = 2045.6 \text{ t}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.398 \text{ m} < \frac{r}{4} = 1.000 \text{ m}$$

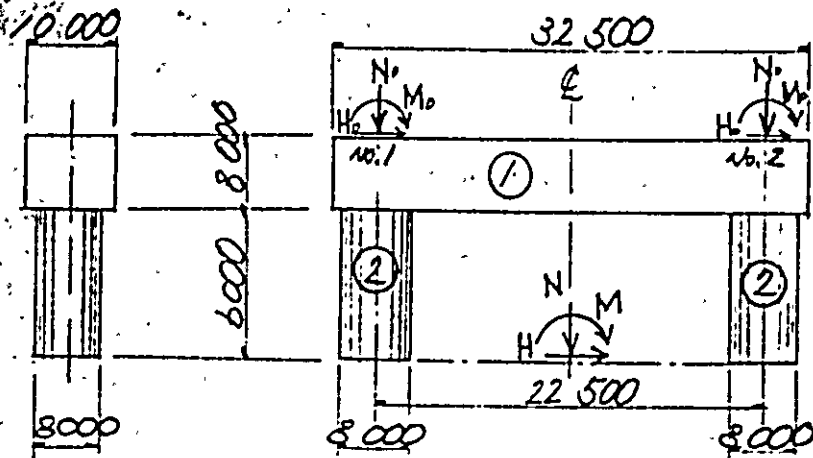


$$Q = \frac{5145.3}{\pi \times 4.0^2} \cdot \left\{ 1 \pm 4 \left(\frac{0.398}{4.0} \right) \right\} = \begin{cases} 143.1 \text{ t/m}^2 \\ 61.6 \text{ "} \end{cases}$$

滑動 (tanφ = 0.6)

$$F = \frac{N \cdot \tan \phi}{H} = \frac{5145.3 \times 0.6}{35.2} = 88 > 2$$

(f) Case. 4 橋軸直角方向 (ボラ側)



(i) 自重

$$\textcircled{1} 2.5 \times 10.0 \times 8.0 \times 32.5 = 6500.0 \quad N(t)$$

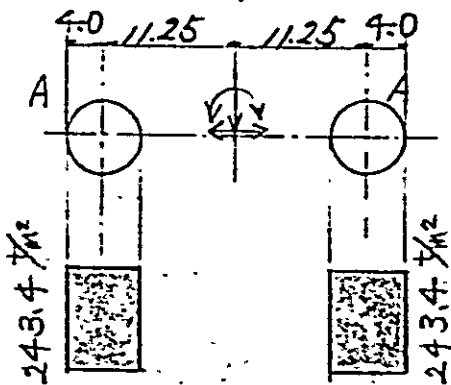
$$\textcircled{2} 2.5 \times \pi \times 4.0^2 \times 6.0 \times 2 = 1508.0$$

合計 8008.0

(ii) 安定計算

(常時)

	N(t)	α (m)	M_x (t·m)	H(t)	$\frac{1}{4}$ (m)	M_y (t·m)	M_z (t·m)
$D(D_1+D_2)$ (No.1)	5795.6	-11.250	-64638.0	0.7	28.500	20.0	225.1
" (No.2)	5795.6	11.250	64638.0	-0.7	-28.500	-20.0	-225.1
L+T (No.1)	2482.9	-11.250	-27932.6	-2.3	28.500	-65.6	31.9
" (No.2)	2482.9	11.250	27932.6	2.3	28.500	65.6	-31.9
自重	8008.0	—	—	—	—	—	—
合計	24465.0	—	0.0	0.0	—	0.0	0.0



$$A = \pi \cdot r^2 = 50.265 \text{ m}^2$$

$$Z = \frac{(A \times 11.25^2 + \frac{\pi \times 4.0^4}{4}) \times 2}{15.25} = 860.7 \text{ m}^3$$

$$e_1 = \frac{N}{2A}$$

$$= \frac{24465.0}{2 \times 50.265} = 243.4 \text{ t/m}^2$$

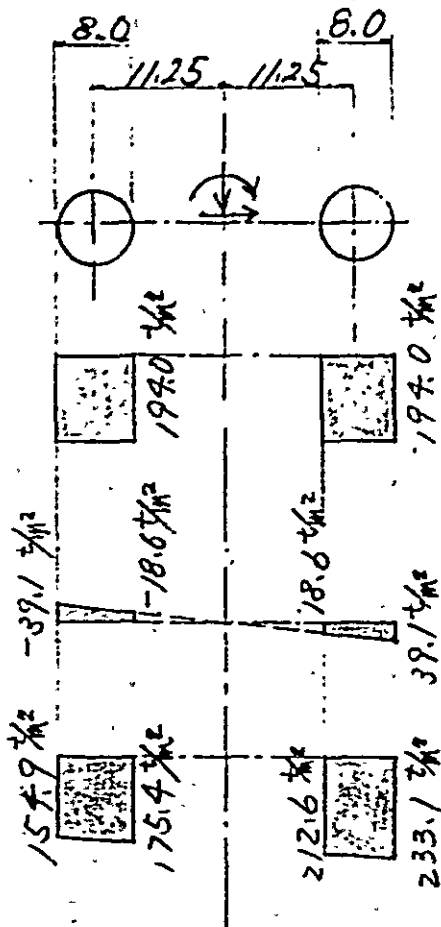
$$e_2 = \frac{M}{Z} = 0$$

$$e = e_1 + e_2$$

(死荷重 + 風荷重 (完成時))

	N (t)	x (m)	Mx (t·m)	H (t)	y (m)	My (t·m)	Mo (t·m)
D ₁ +D ₂ (No.1)	5745.6	-11.250	64638.0	0.7	14.000	9.8	225.1
" (No.2)	5745.6	11.250	64638.0	-0.7	14.000	-9.8	-225.1
W(完成時)(No.1)	+617.0	-11.250	+6944.3	280.4	14.000	3925.6	5957.6
" (No.2)	+617.0	11.250	+6944.3	280.4	14.000		5957.6
自重	8008.0	—	—	—	—	—	—
合計	19499.2	—	13882.6	560.8	—	7851.2	11915.2

$$\left\{ \begin{aligned} N &= 19499.2 \text{ t} \\ H &= 560.8 \text{ t} \\ M &= M_x + M_y + M_o = 33649.0 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned} \right.$$



転倒.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{33649.0}{19499.2} = 1.726 \text{ m}$$

$$< \frac{1}{6}B = 5.083 \text{ m}$$

地盤反力

$$q_1 = \frac{19499.2}{2 \times \pi \times 4.0^2} = 194.0 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = \pm \frac{33649.0}{860.7} = \pm 39.1 \text{ t/m}^2$$

$$q = 194.0 \pm 39.1 = \begin{cases} 233.1 \text{ t/m}^2 \\ 154.9 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

滑動 (tan φ = 0.6)

$$F = \frac{N \cdot \tan \phi}{H} = \frac{19499.2 \times 0.6}{560.8} = 21.72$$

(4) 応力計算

(a) 計算方針

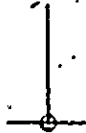
応力計算の解析モデルは 弾性梁理論による。

{ 橋軸方向 — 片持梁
 { 橋軸直角方向 — 内形ラーメン梁

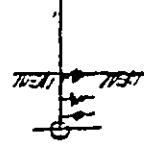
支点条件は 次の2ケースを考える。

(橋軸方向)

Case. 1 (側面バネ無視)

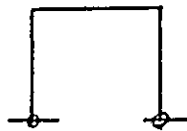


Case. 2 (側面バネ考慮)



(橋軸直角方向)

Case. 3 (側面バネ無視)



尚、応力計算は、電算を使用し行なうが、アウトプット記載は省略し、応力図にて結果を示す。

(b) 荷重の種類及び組合せ

荷重の組合せに於いて、橋軸方向は片持梁モデルであり、しかも (L+T) の状態での曲げモーメントの影響が大きいため、載荷時で検討を行なう。ただし、直角方向モデルでは (L+T) 状態での水平反力、曲げモーメントが鉛直力に比べて小さいため、部材断面がきびしくなる無載荷時で検討を行なう。

種類	記号	摘要
死荷重	D	
活荷重 + 温度荷重	L+T	橋軸方向
温度荷重	T	橋軸直角方向
風荷重 (完成時)	W	"
" (施工時)	F	橋軸方向

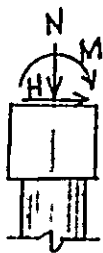
組合せ	記号	増大係数
橋軸方向		
死荷重 + 活荷重 + 温度荷重	D+L+T	1.00
風荷重 (施工時)	D+F	1.35
橋軸直角方向		
死荷重 + 温度荷重	D+T	1.15
死荷重 + 風荷重	D+W	1.50

※本州四国連絡橋下部構造設計示方書(案)
 第22条より

(c) 荷重

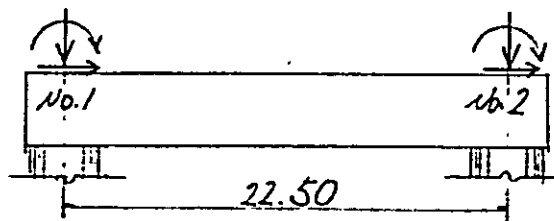
(i) 塔基部における外力

橋軸方向



荷重の種類	N (t)	H (t)	M (t·m)
D (D ₁ +D ₂)	5745.6	—	—
L+T	2482.9	—	5110.0
F	1141.3	32.7	1494.0

橋軸直角方向



	No. 1			No. 2		
	N (t)	H (t)	M (t·m)	N (t)	H (t)	M (t·m)
D (D ₁ +D ₂)	5745.6	0.7	225.1	5745.6	- 0.7	- 225.1
W	617.0	280.4	5957.6	- 617.0	280.4	5957.6

(1) 温度荷重

温度変化の影響は $\pm 15\text{deg}$ を考えるものとする。これと同時に乾燥収縮の影響を温度変化に換算して、 -15deg を考える。橋軸直角方向の内形ラーメン計算には、系断面がきびしくなる -30deg の温度荷重を考慮し、柱断面は、橋軸方向で決定するので(+)側の温度荷重は詳細時に検討する。

(d) 地盤反力係数 (道路橋下部構造設計指針

ケーソン基礎の設計篇 4.31による)

$E_0 = 3000 \text{ kg/cm}^2$

$\alpha = 4$ (供試体の一軸圧縮試験から

水平地盤反力係数 求めた変形係数と仮定)

$K_H = 12.8 \times 0.040 \times \alpha \times E_0 \times B_H^{-3/4}$

$= 12.8 \times 0.040 \times 4 \times 3000 \times (\sqrt{1800 \times 900})^{-3/4} = 39.1 \text{ kg/cm}^3$

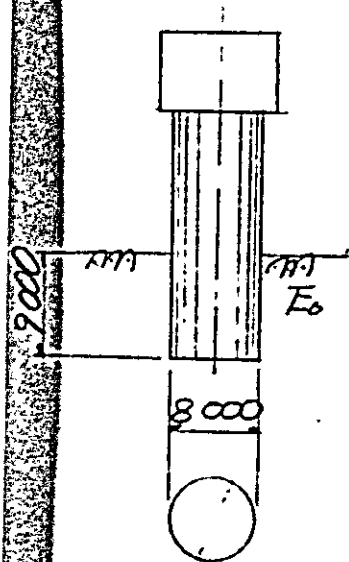
鉛直地盤反力係数

$K_V = 12.8 \times 0.033 \times \alpha \times E_0 \times B_V^{-3/4}$

$= 12.8 \times 0.033 \times 4 \times 3000 \times 800^{-3/4} = 33.7 \text{ kg/cm}^3$

水平方向のせん断バネ係数

$K_S = \frac{1}{3} K_V = 11.2 \text{ kg/cm}^3$



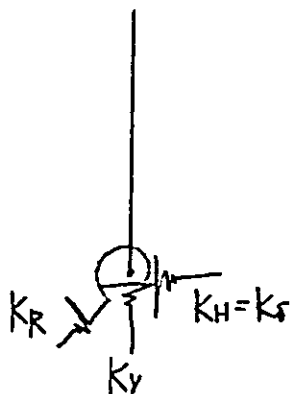
支点バネの計算

(水平バネを無視した場合)

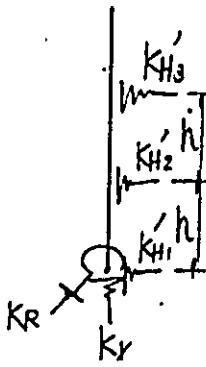
$K_V = K_V \times \pi \times r^2 = 1.69 \times 10^6 \text{ t/m}$

$K_H = K_S = K_S \times \pi \times r^2 = 5.65 \times 10^5 \text{ t/m}$

$K_R = K_V \times \frac{\pi \times r^4}{4} = 6.78 \times 10^6 \text{ t/m}$



(水平バネを考慮した場合)



$$K_V = K_{V1} \times \pi r^2 = 1.69 \times 10^6 \text{ Ym}$$

$$K_{H1}' = K_5 \times \pi r^2 + K_{H1} \times r \times \frac{h}{2}$$

$$K_{H2}' = K_{H1} \times r \times h$$

$$K_{H3}' = K_{H1} \times r \times \frac{h}{2}$$

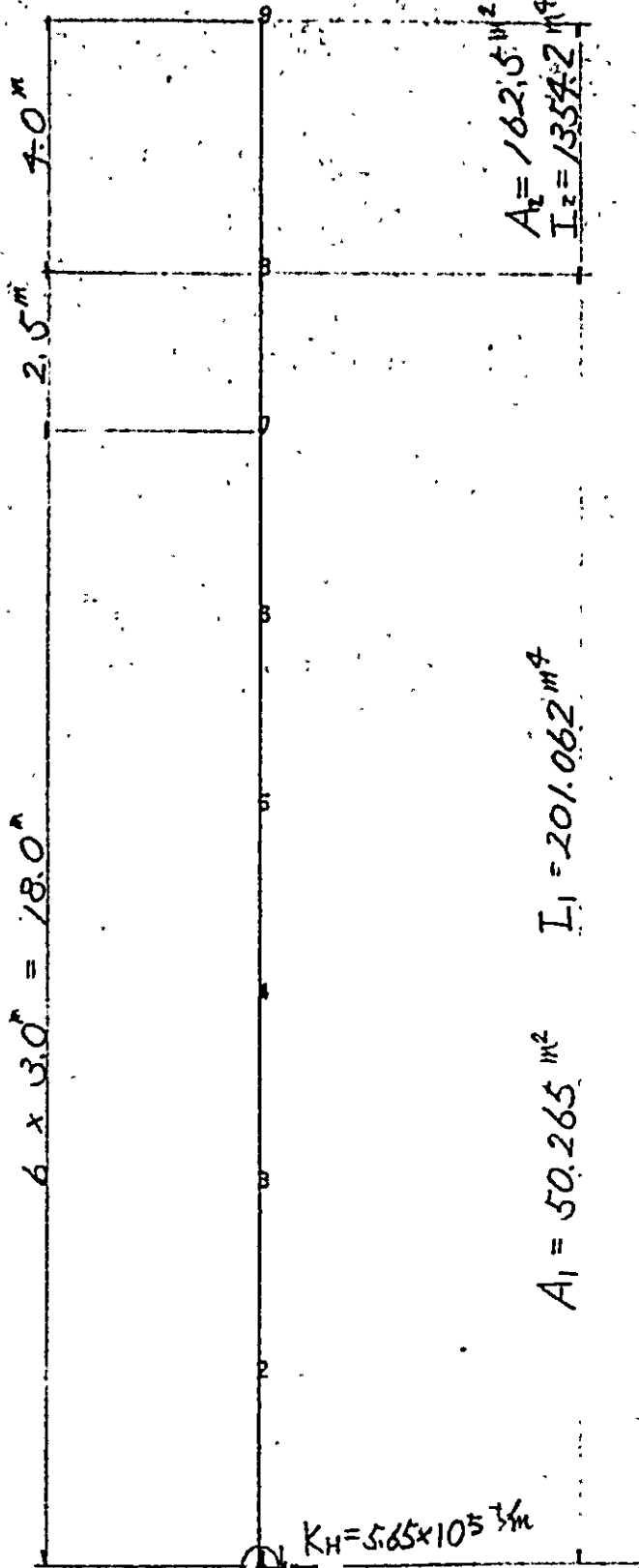
$$K_R = K_{V1} \times \frac{\pi r^4}{4} = 6.78 \times 10^6 \text{ Ym}$$

(e) 断面力の計算

計算結果は、全て図で示した。組合せにより許容応力度の割増がある場合には 他との比較のため常時換算値を示してある。

(1) case 1 橋軸方向 (水平バネを無視した場合)
 解析モデル (骨組図)

$E = 2.7 \times 10^6 \frac{t}{m^2}$



$6 \times 3.0 = 18.0 \text{ m}$

7.0 m
 2.5 m

$A_2 = 162.5 \text{ m}^2$
 $I_2 = 1354.2 \text{ m}^4$

$A_1 = 50.265 \text{ m}^2$
 $I_1 = 201.062 \text{ m}^4$

$K_H = 5.65 \times 10^5 \frac{t}{m}$

$K_R = 6.78 \times 10^6 \frac{t}{m}$

$K_V = 1.69 \times 10^6 \frac{t}{m}$

DEAD-LOAD(D)
LOAD CONDITION

$$5745.6^t + 1625.0^t = 7370.6^t$$

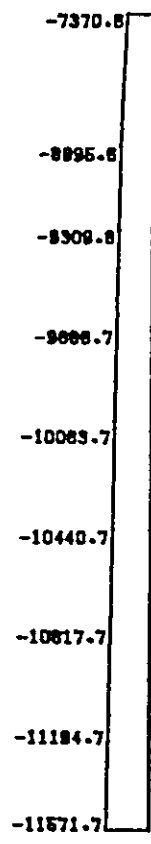
自重等分布荷重

$$(2.5 \text{ t/m}^3 \times A^{\text{m}^2}) \text{ t/m}$$

DEAD-LOAD(D)
DEFLECTION

AXIAL FORCE

0.8CM



20000.0t

DEAD-LOAD(D)
BENDING MOMENT

10.0tR

SHEAR FORCE

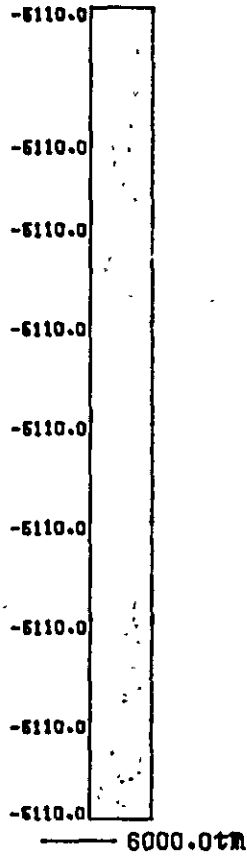
10.0t

LIVE-LOAD+TEMPERATURE-LOAD(L+T)
LOAD CONDITION

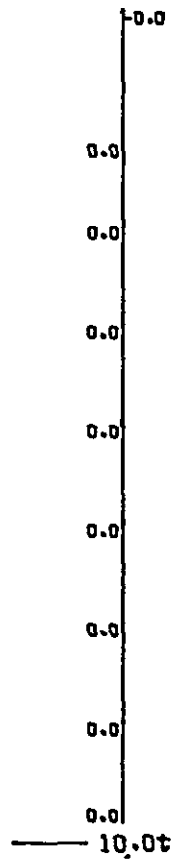
2482.90t

5110.00t

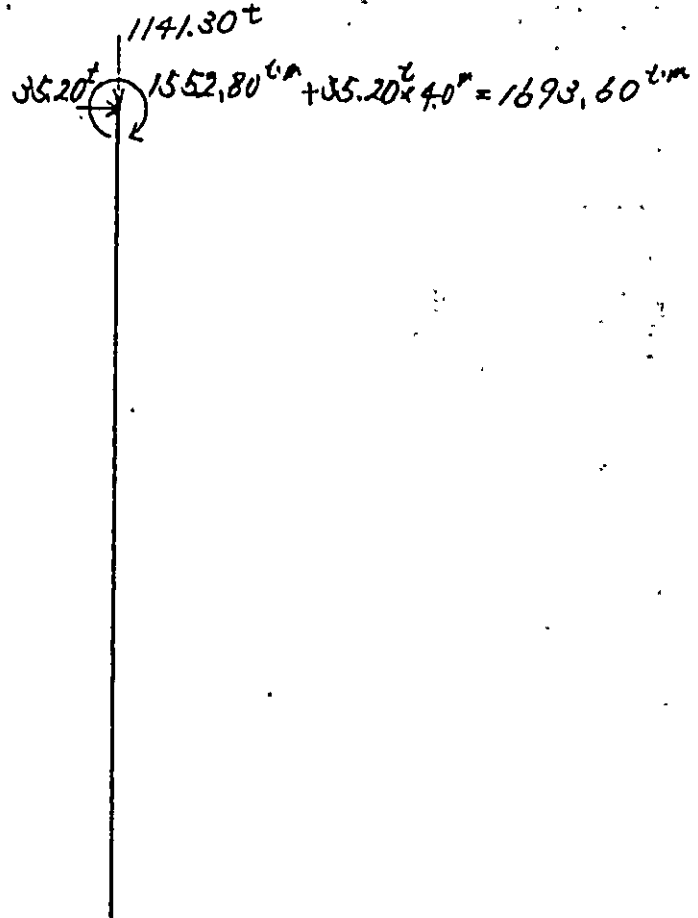
LIVE-LOAD+TEMPERATURE-LOAD(L+T) BENDING MOMENT



SHEAR FORCE

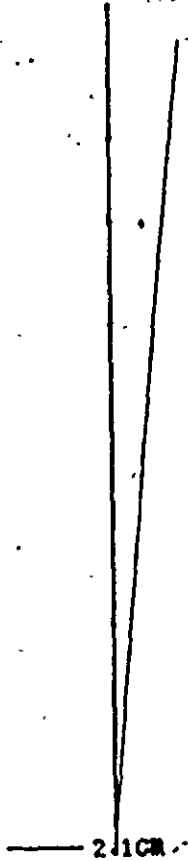


FREE STANDING-LOAD(F)
LOAD CONDITION



35.20^t 1141.30^t
 1552.80^{tm} $+35.20^t \times 4.0^m = 1693.60^{tm}$

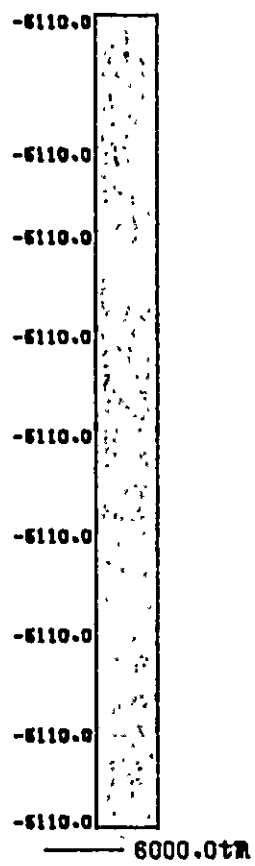
D+L+T DEFLECTION



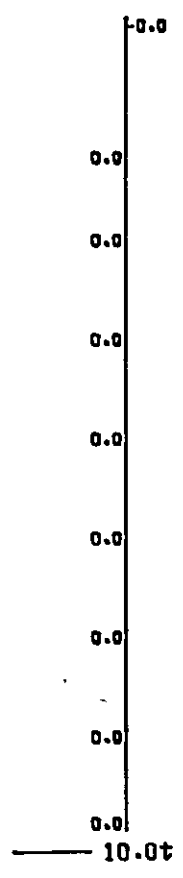
AXIAL FORCE



D+L+T BENDING MOMENT



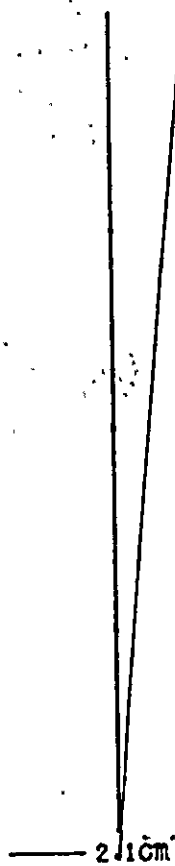
SHEAR FORCE



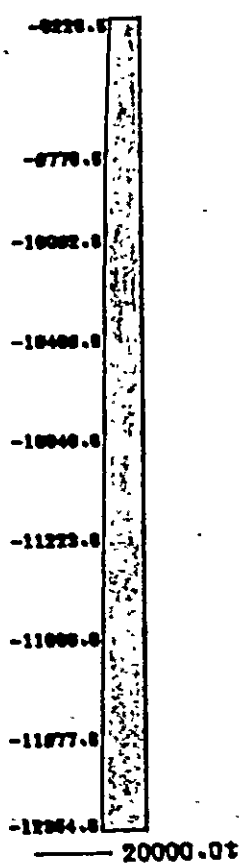
$D+F$

断面は、結果から明らかに $D+L+T$ で決定されるので省略する。

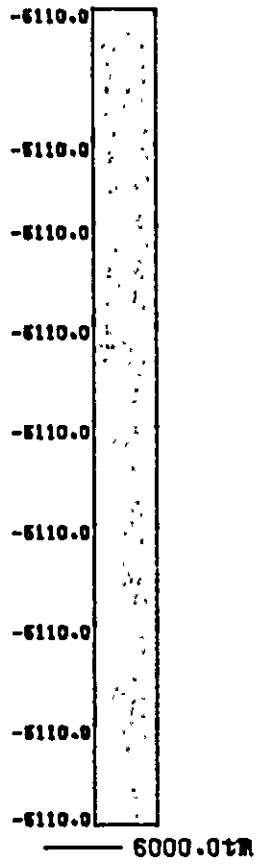
MAXIMUM SUMMARY DEFLECTION



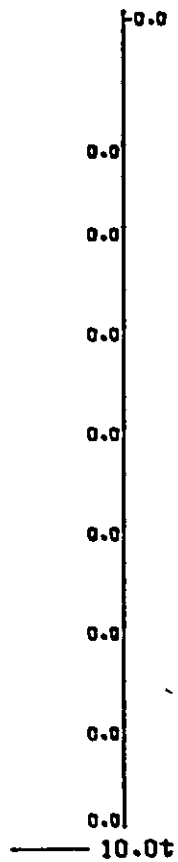
AXIAL FORCE



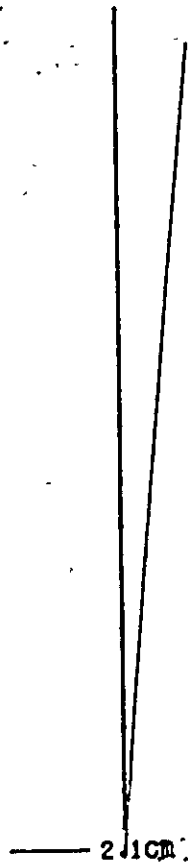
MAXIMUM SUMMARY BENDING MOMENT



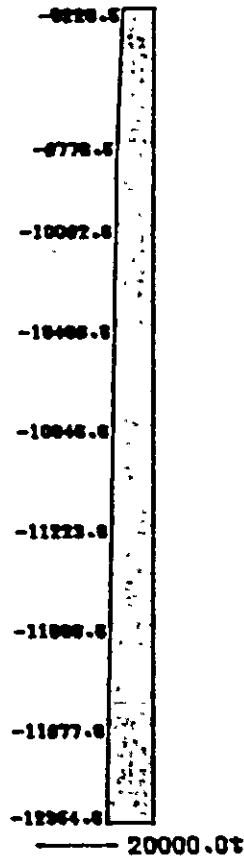
SHEAR FORCE



MINIMUM SUMMARY DEFLECTION

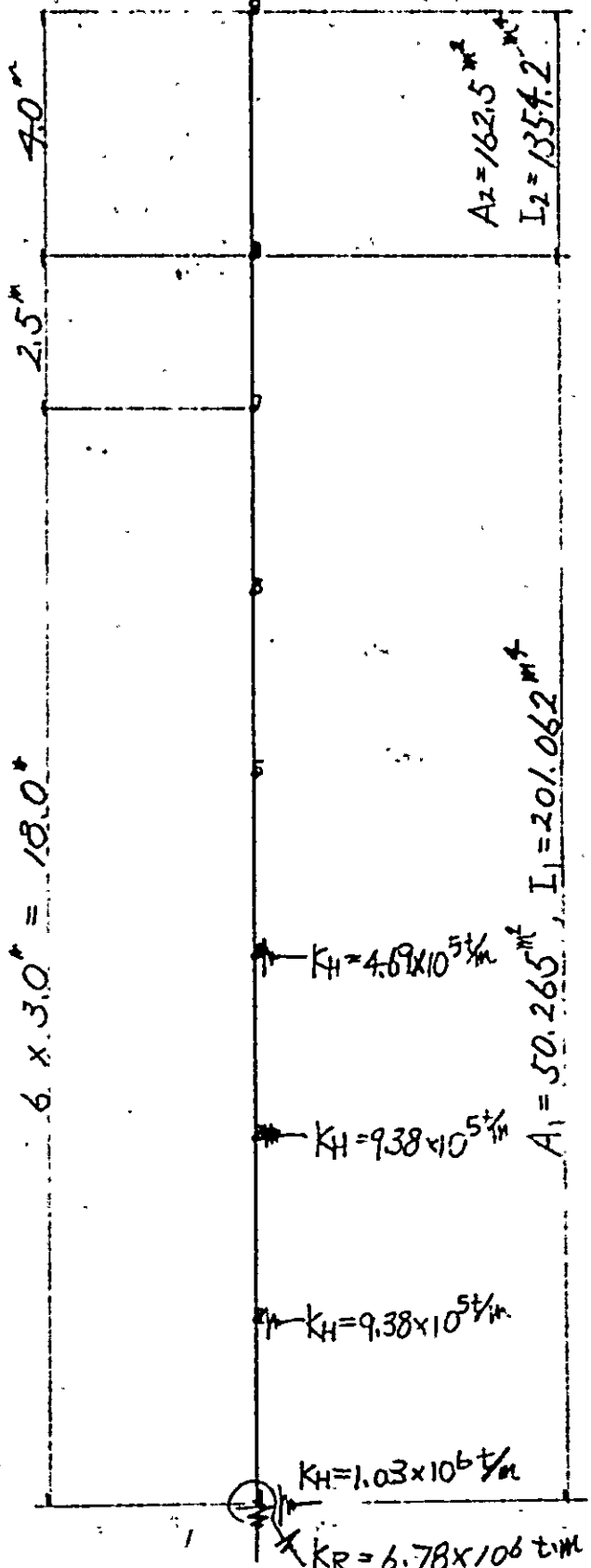


AXIAL FORCE



(1) case 2 橋軸方向 (水平バネを考慮した場合)

解析モデル (骨組図)



$E = 2.7 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

$K_V = 1.69 \times 10^6 \text{ t/m}$

$K_R = 6.78 \times 10^6 \text{ t/m}$

$K_H = 1.03 \times 10^6 \text{ t/m}$

$K_H = 9.38 \times 10^5 \text{ t/m}$

$K_H = 9.38 \times 10^5 \text{ t/m}$

$K_H = 4.69 \times 10^5 \text{ t/m}$

$6 \times 3.0 = 18.0$

$A_2 = 162.5 \text{ m}^2$
 $I_2 = 1354.2 \text{ m}^4$

$A_1 = 50.265 \text{ m}^2, I_1 = 201.062 \text{ m}^4$

DEAD-LOAD (D)
LOAD CONDITION

$$5745.60^t + 1625.00^t = 7370.6^t$$

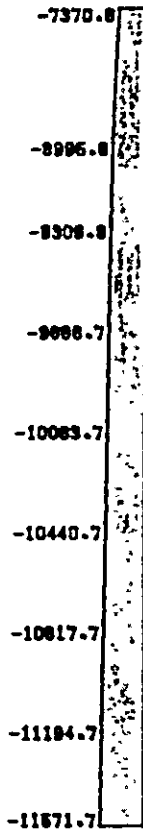
自重等分布荷重

$$(2.5 \frac{t}{m^3} \times A^{m^2}) \frac{t}{m}$$

DEAD-LOAD(D)
DEFLECTION

0.8CR .

AXIAL FORCE



20000.0t

DEAD-LOAD(D)
BENDING MOMENT

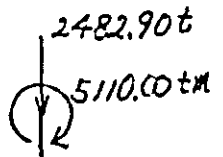
10.0tM

SHEAR FORCE

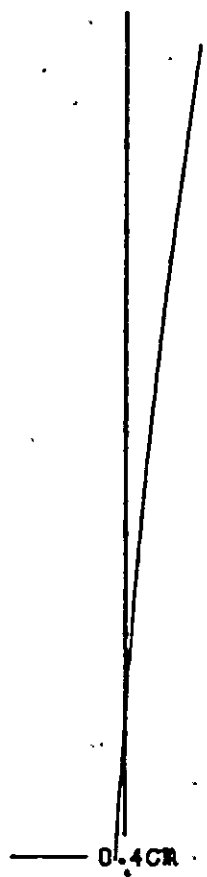
10.0t

LIVE-LOAD+TEMPERATURE-LOAD(L+T)
LOAD CONDITION

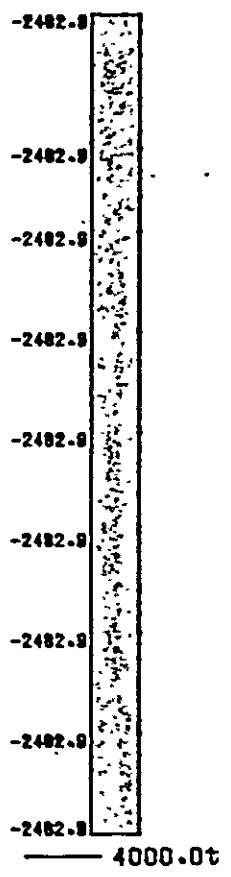
2482.90t
5110.00tM



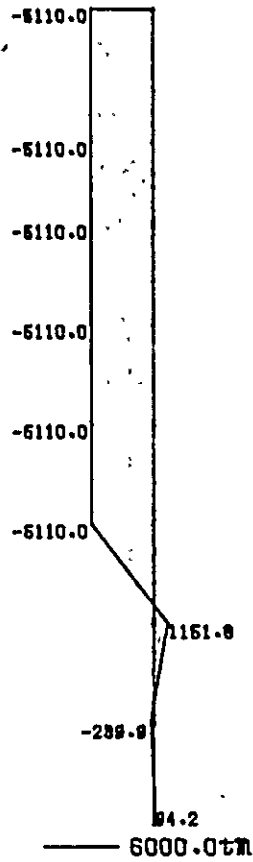
LIVE-LOAD+TEMPERATURE-LOAD(L+T) DEFLECTION



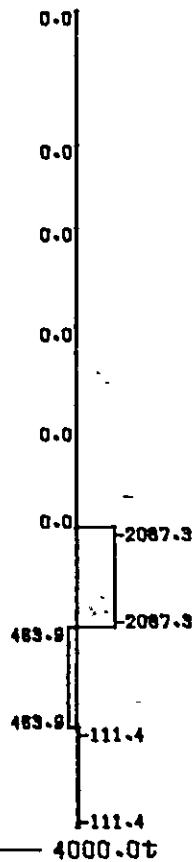
AXIAL FORCE



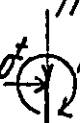
LIVE-LOAD+TEMPERATURE-LOAD(L+T) BENDING MOMENT



SHEAR FORCE

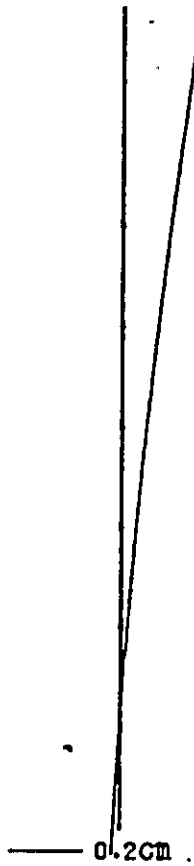


FREE STANDING-LOAD(F)
LOAD CONDITION

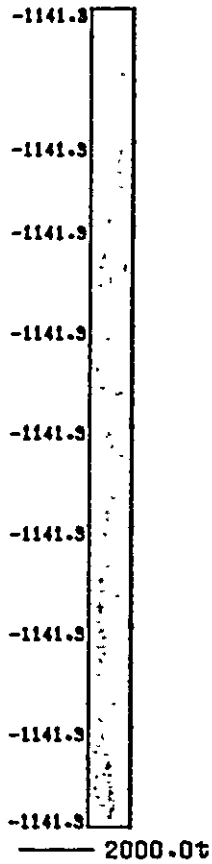


1141.30^t
 $35.20^t \times 4.0^m = 140.80^t \cdot m$
 $1552.80^t \cdot m + 35.20^t \times 4.0^m = 1693.60^t \cdot m$

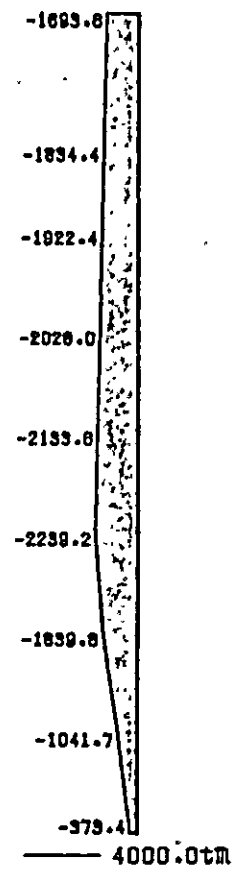
FREE STANDING-LOAD(F) DEFLECTION



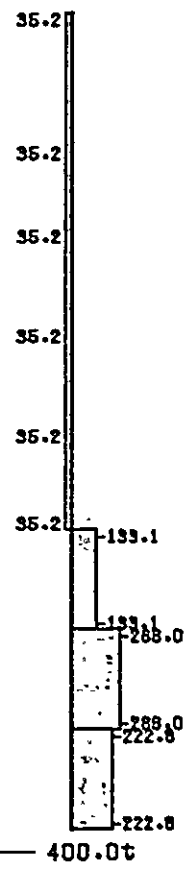
AXIAL FORCE



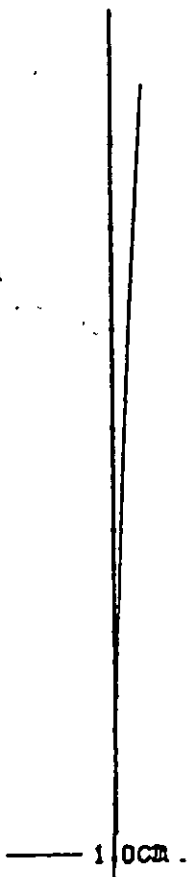
FREE STANDING-LOAD(F) BENDING MOMENT



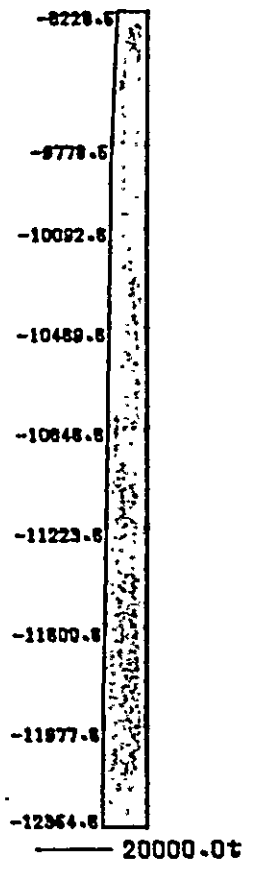
SHEAR FORCE



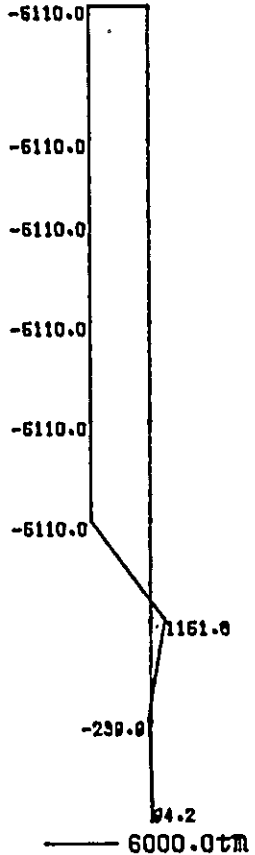
D+L+T DEFLECTION



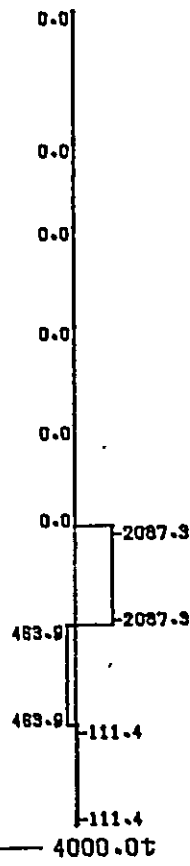
AXIAL FORCE



D+L+T BENDING MOMENT



SHEAR FORCE



$D+F$

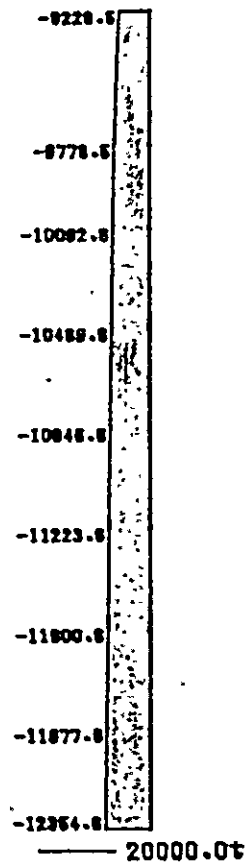
断面は、結果から明らかに $D+L+T$ で決定されるので省略する。

MAXIMUM SUMMARY DEFLECTION

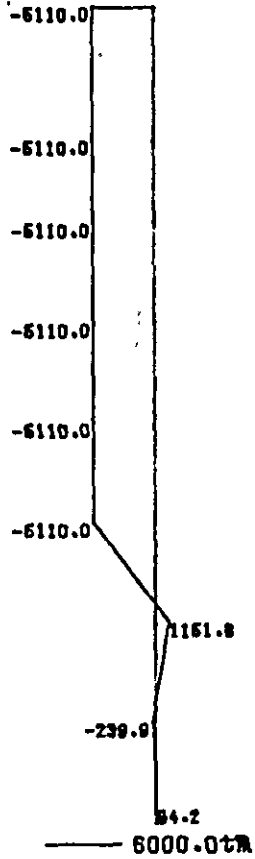


10CR

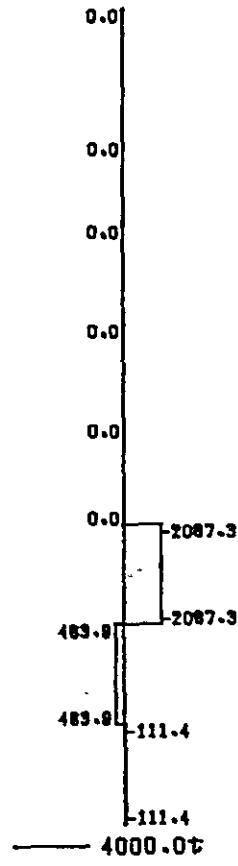
AXIAL FORCE



MAXIMUM SUMMARY BENDING MOMENT



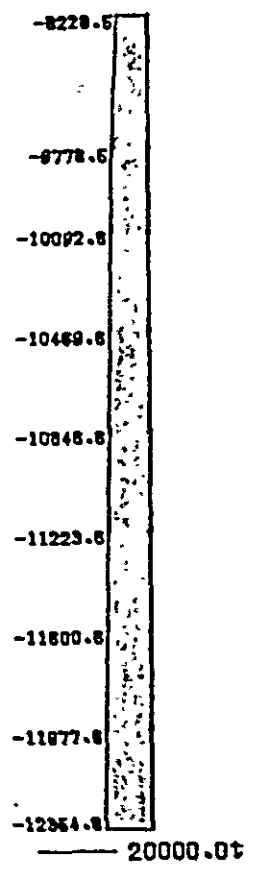
SHEAR FORCE



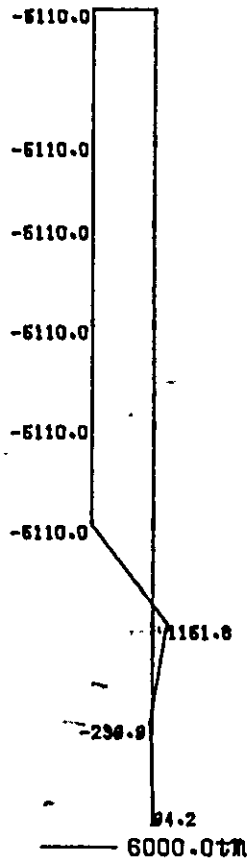
MINIMUM SUMMARY DEFLECTION

0.9cm

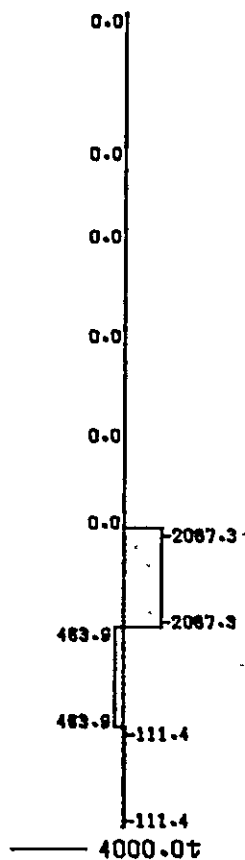
AXIAL FORCE



MINIMUM SUMMARY BENDING MOMENT



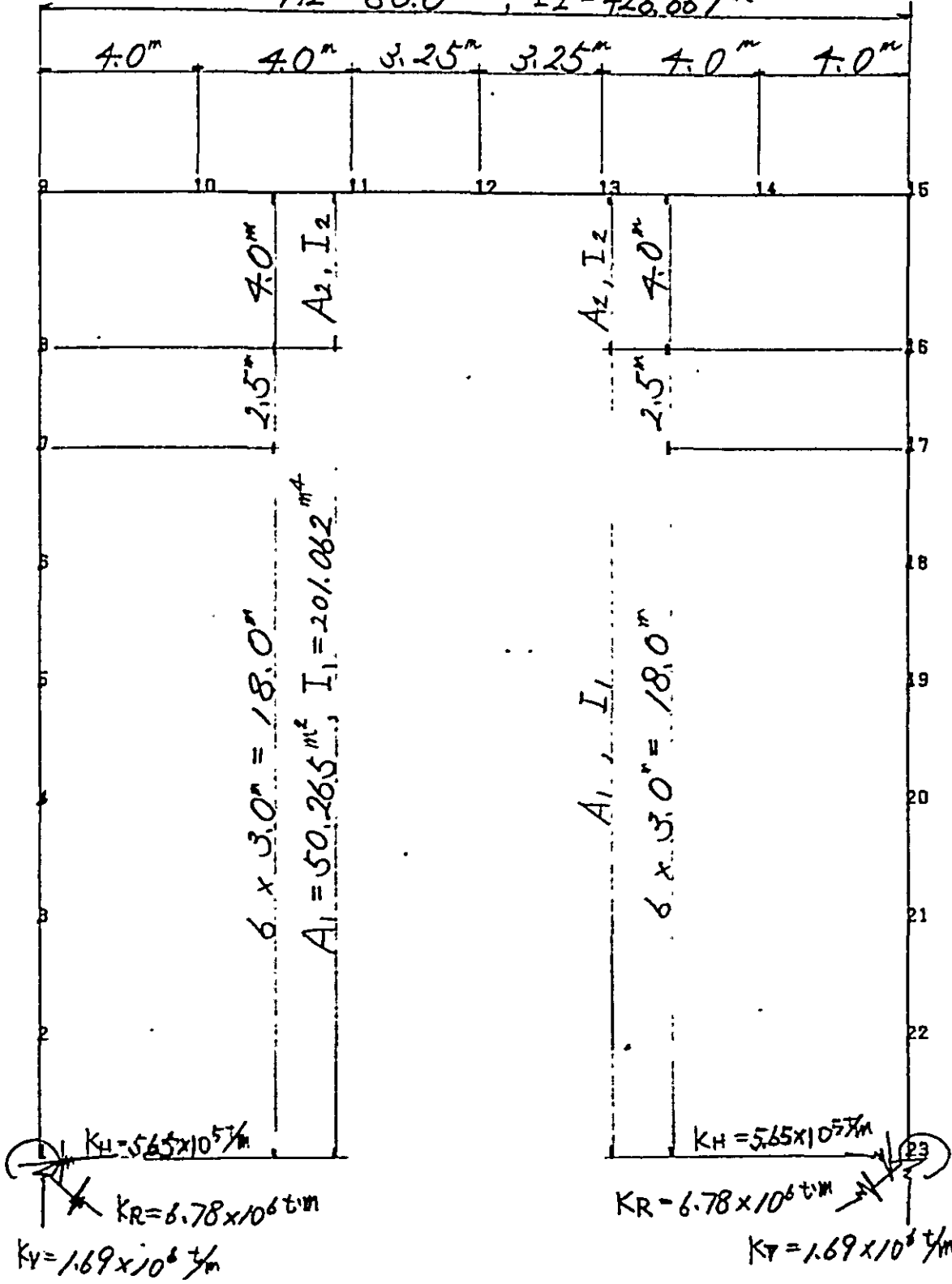
SHEAR FORCE



iii) case 3 橋軸直角方向 (水平バネを無視した場合)

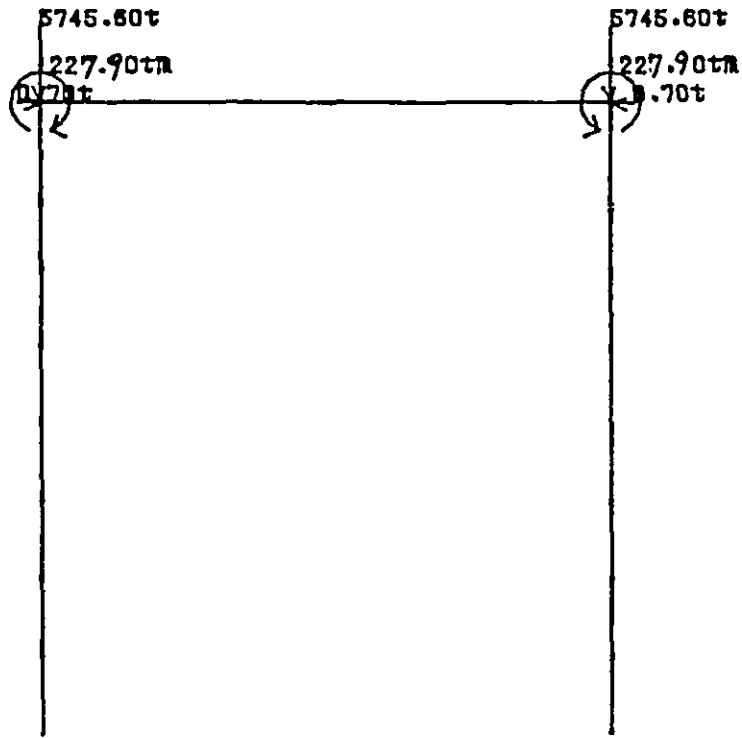
解析モデル (骨組図)

$A_2 = 80.0 \text{ m}^2, I_2 = 426.667 \text{ m}^4$



$E = 2.7 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

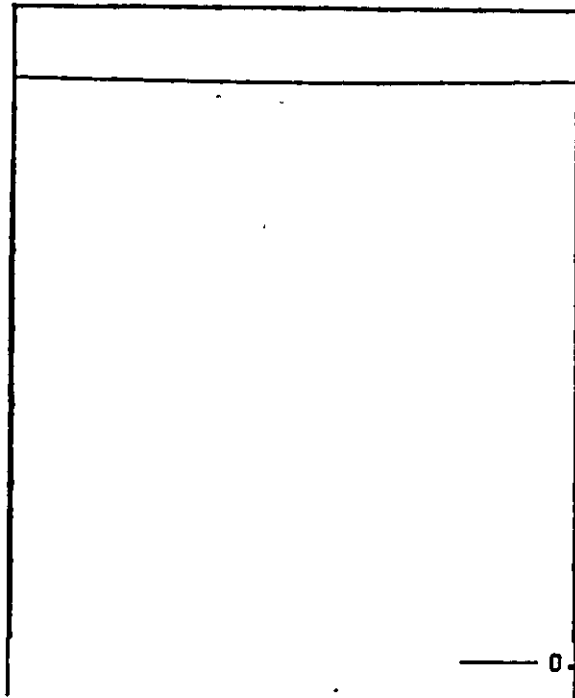
DEAD-LOAD(D)
LOAD CONDITION



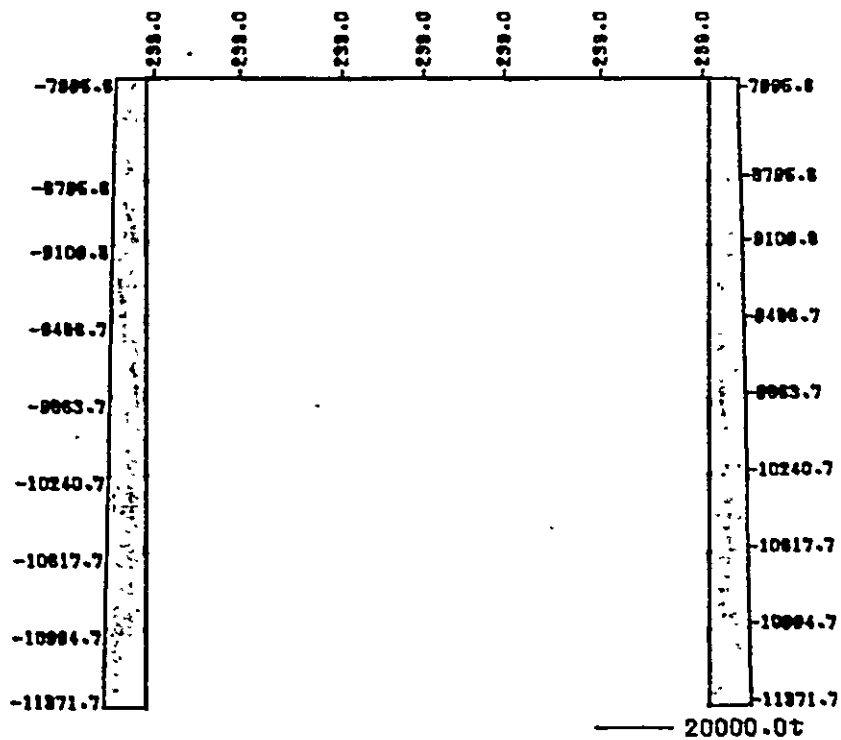
自重等分布荷重

$(2.5 \text{ t/m}^3 \times A \text{ m}^2) \text{ t/m}$

DEAD-LOAD(D) DEFLECTION

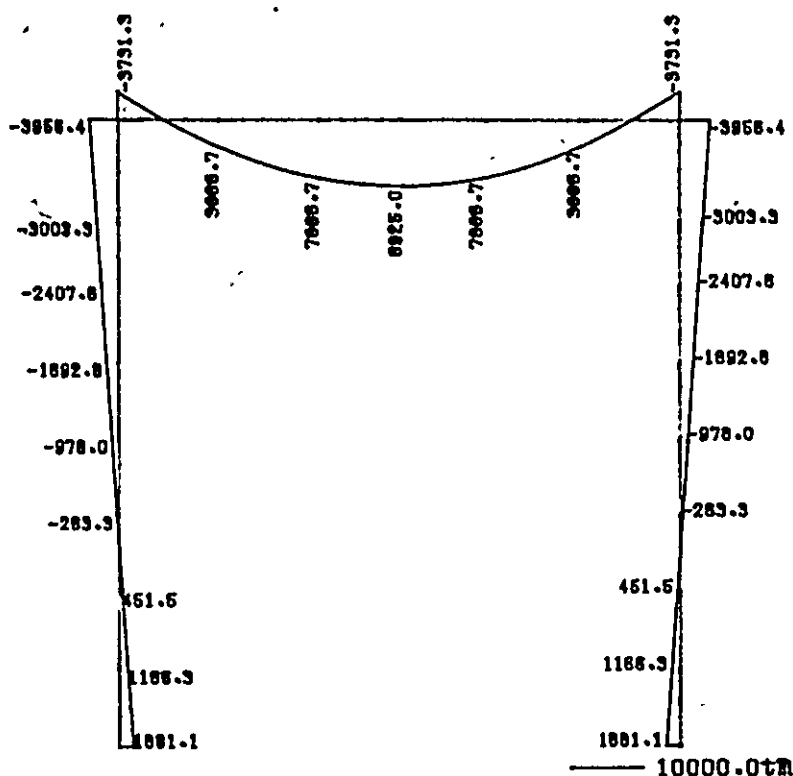


AXIAL FORCE

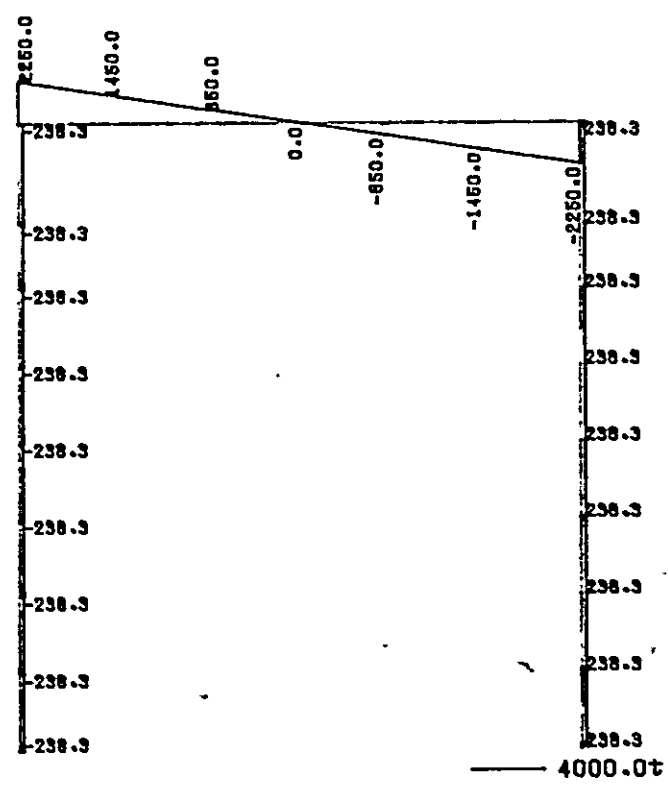


20000.0t

DEAD-LOAD(D) BENDING MOMENT

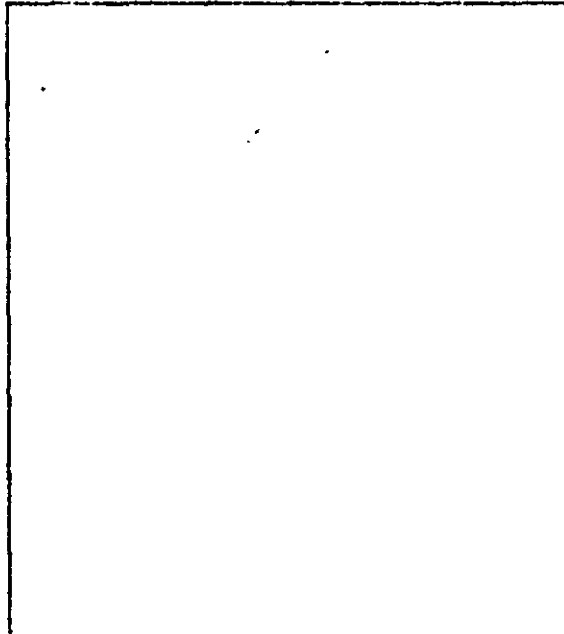


SHEAR FORCE

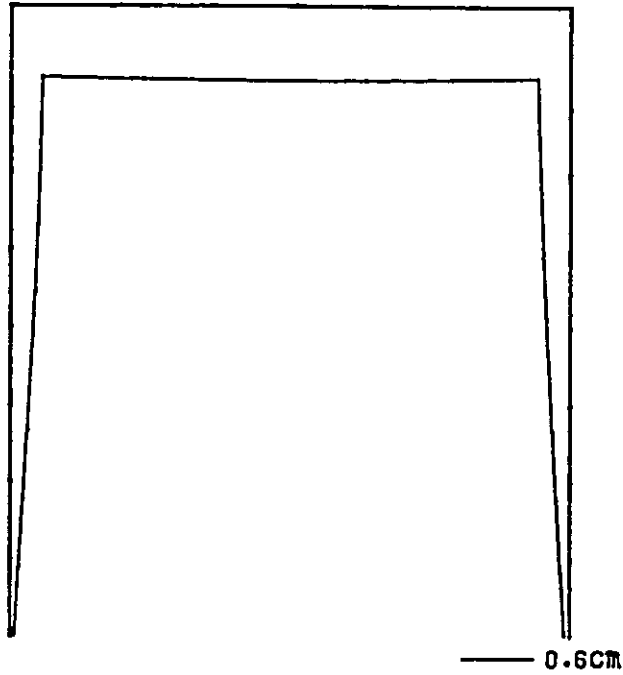


TEMPERATURE-LOAD(T)
LOAD CONDITION

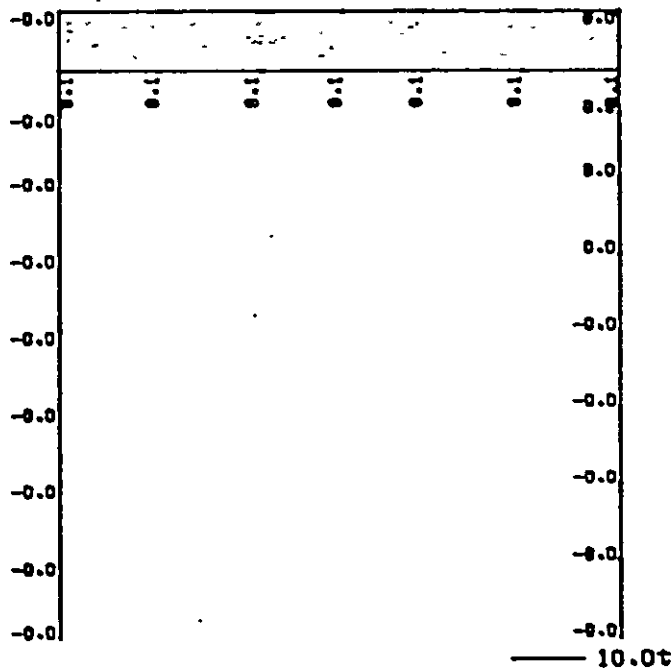
T=-30.0 °C



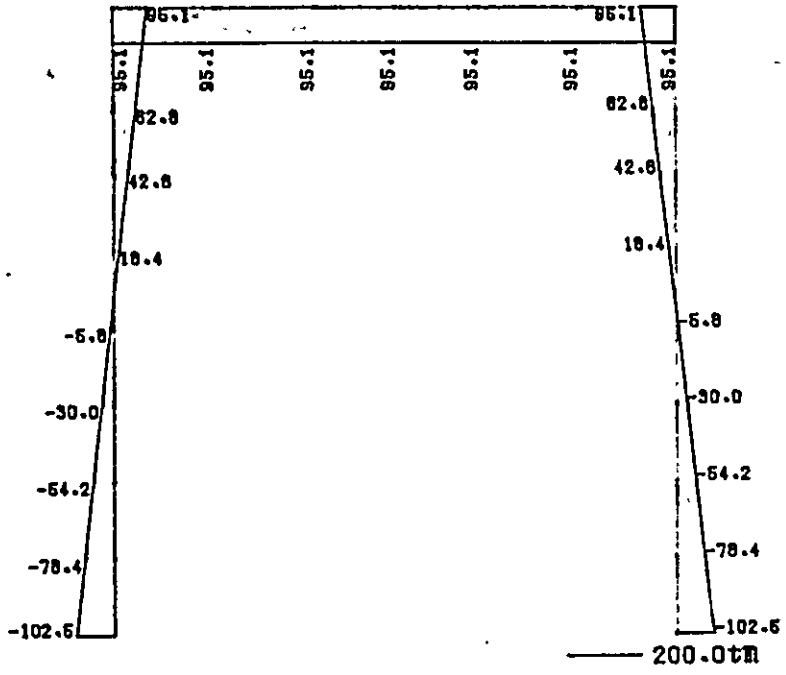
TENPERATURE-LOAD (T)
DEFLECTION



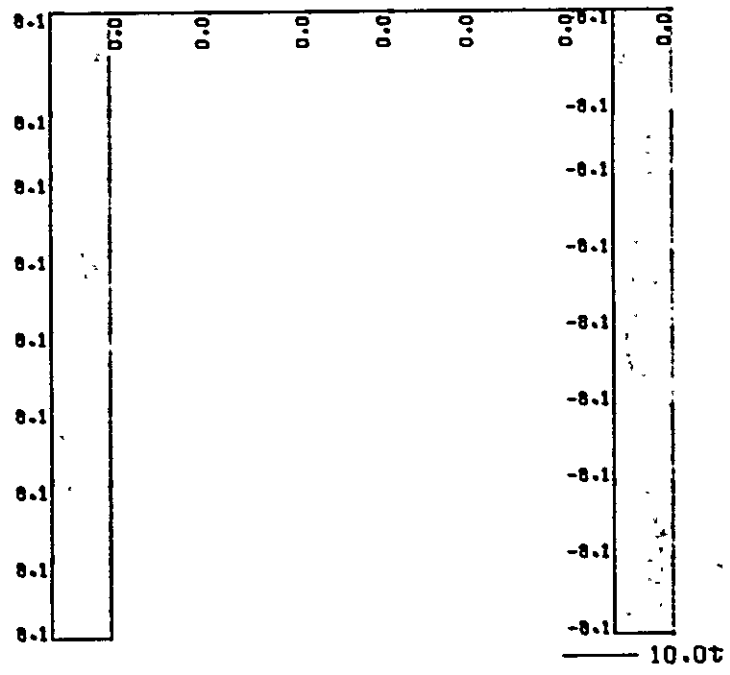
AXIAL FORCE



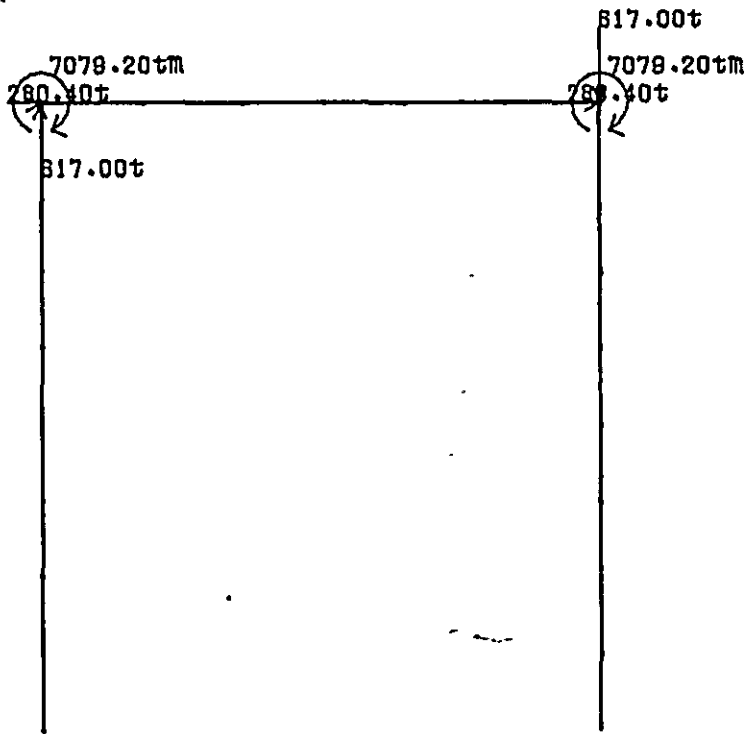
TENPERAIURE-LOAD(T) BENDING MOMENT



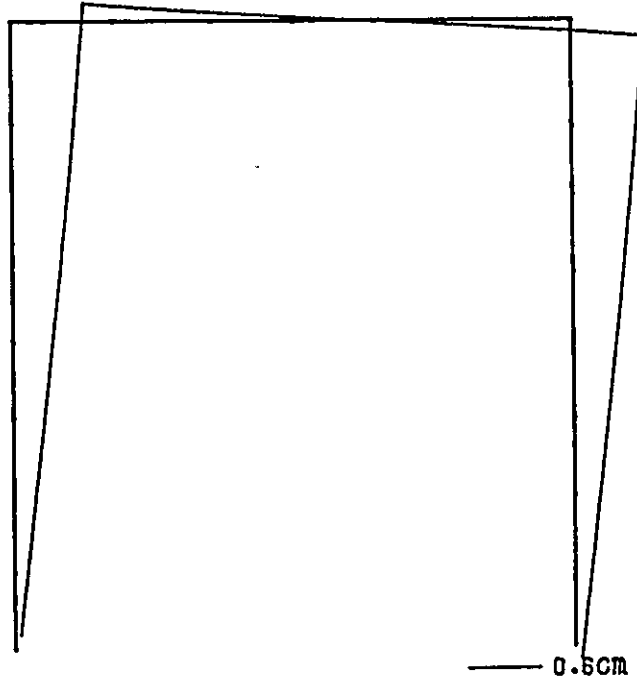
SHEAR FORCE



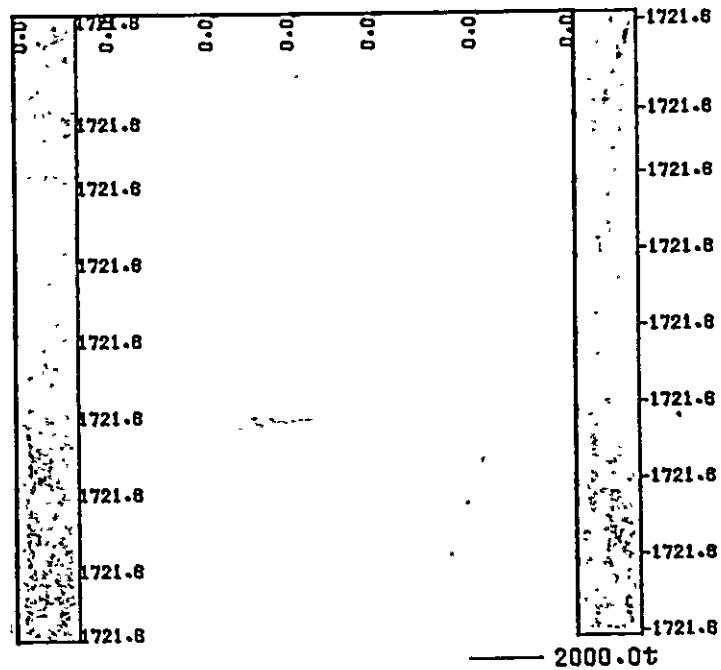
WIND-LOAD(W) LOAD CONDITION



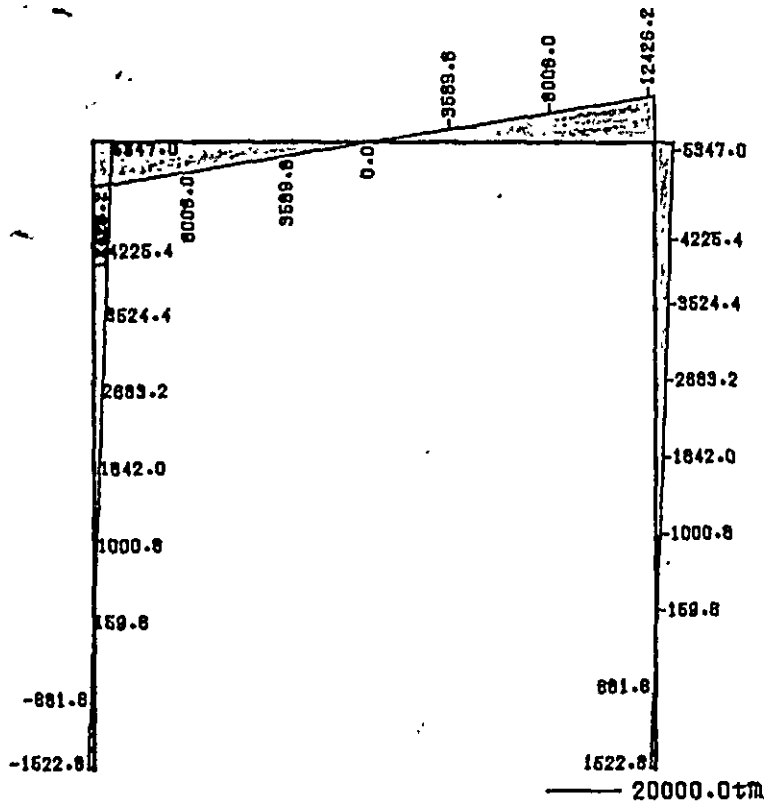
WIND-LOAD(W)
DEFLECTION



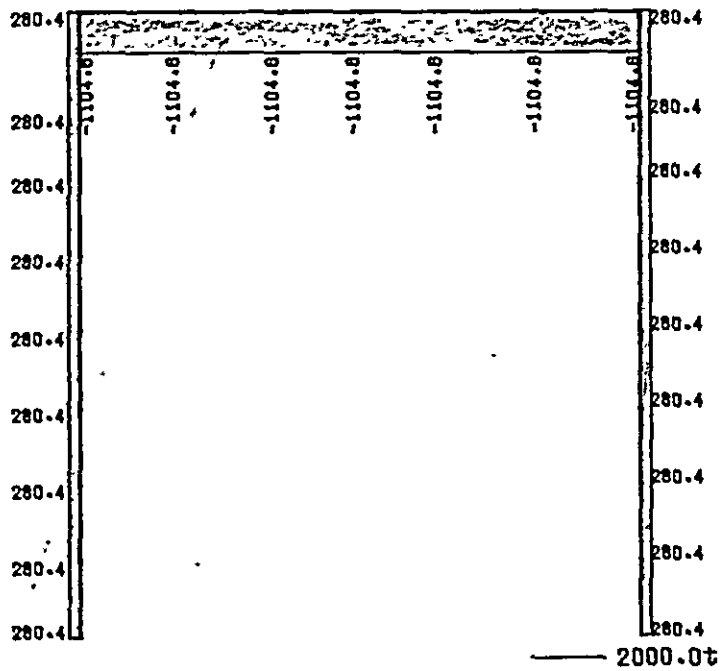
AXIAL FORCE



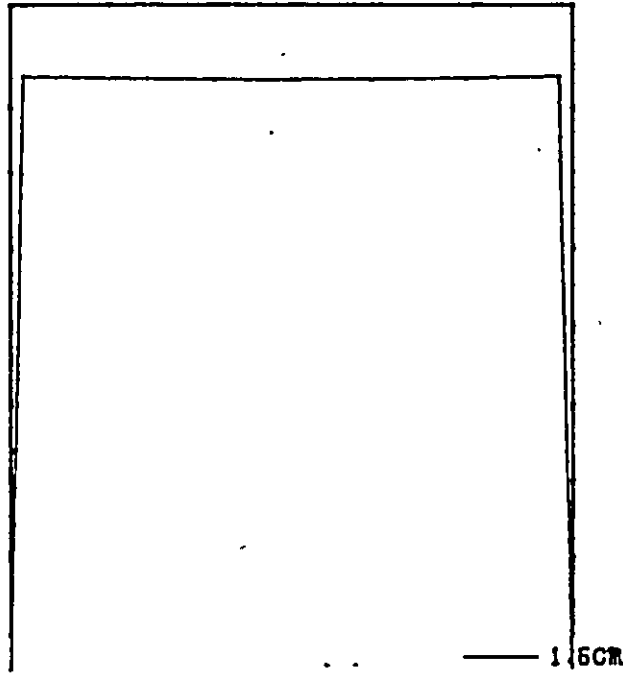
WIND-LOAD(W) BENDING MOMENT



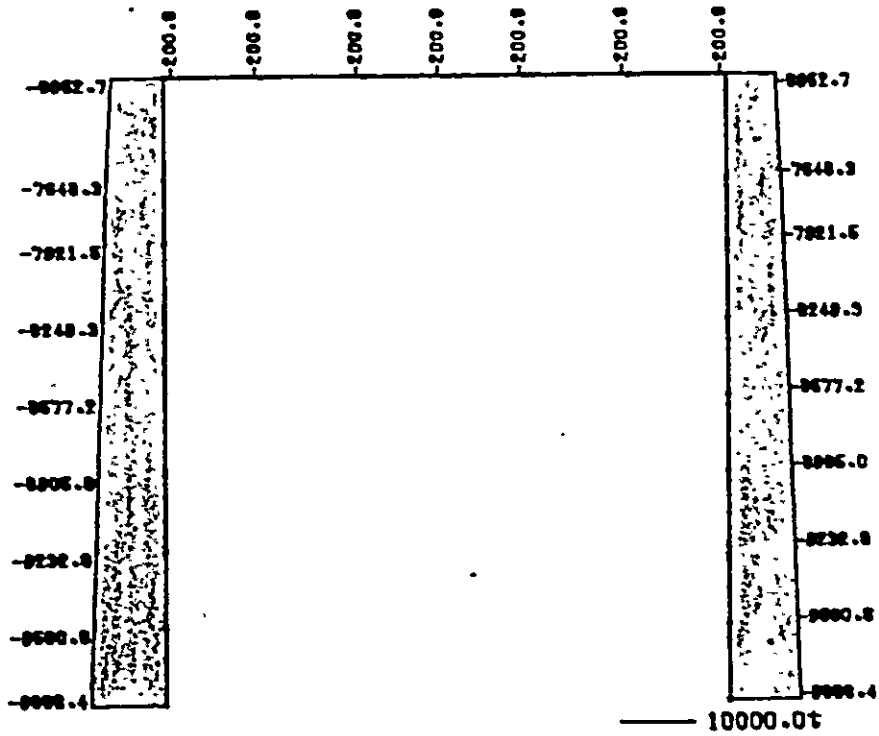
SHEAR FORCE



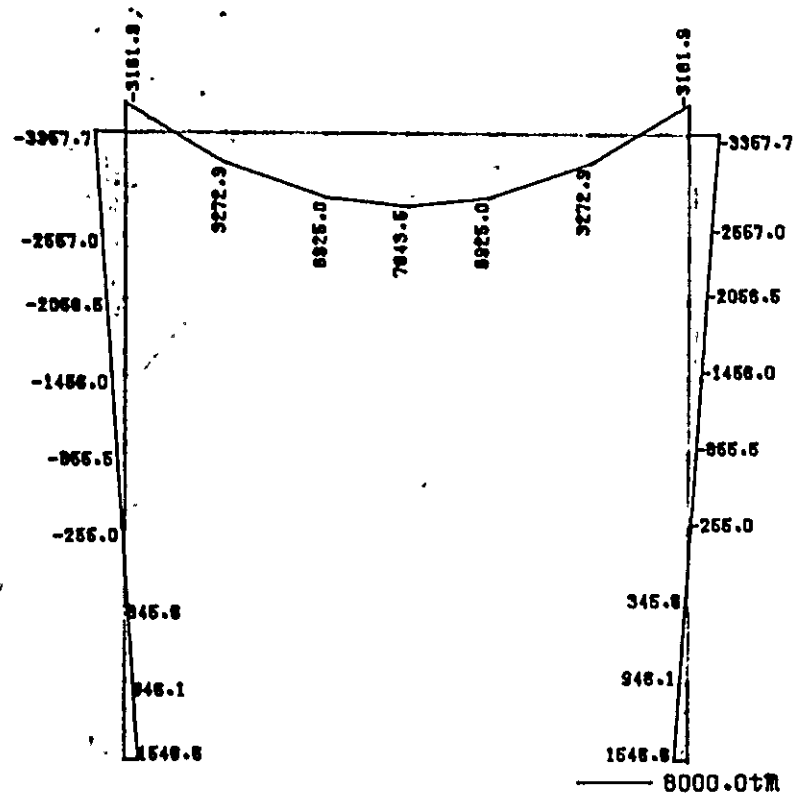
D+T DEFLECTION



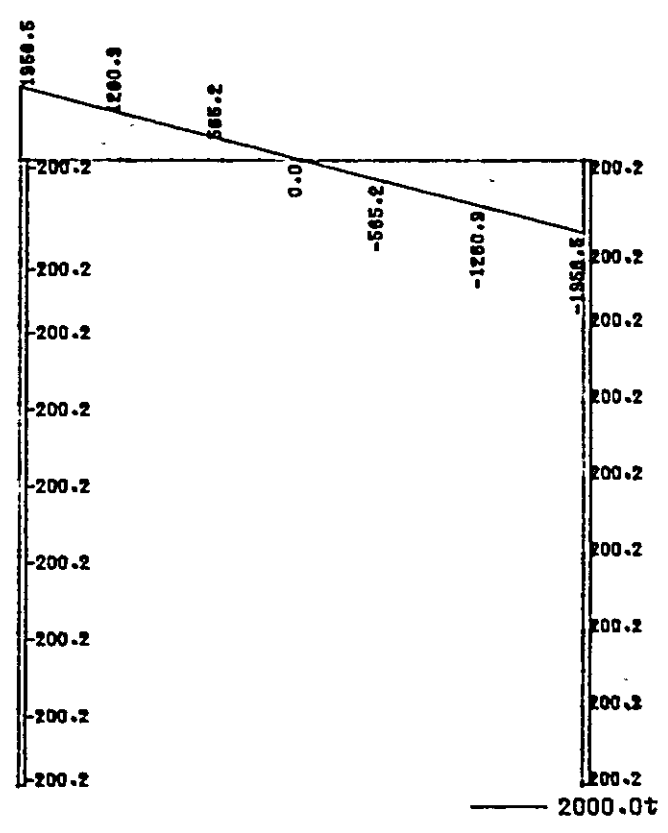
AXIAL FORCE



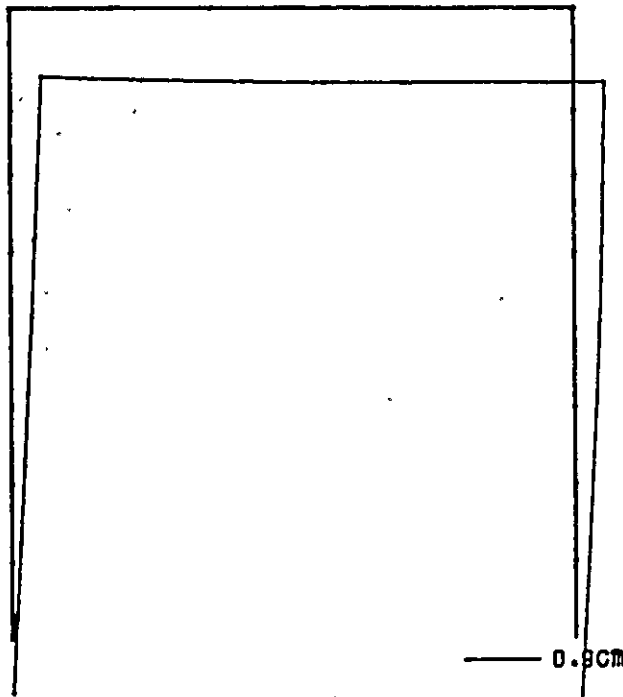
D+T BENDING MOMENT



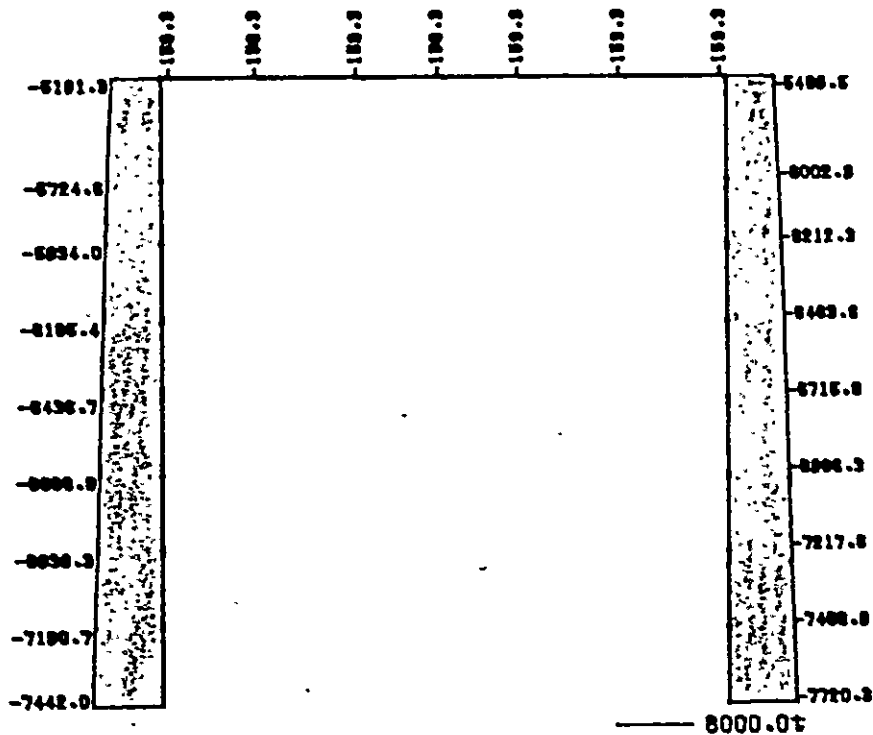
SHEAR FORCE



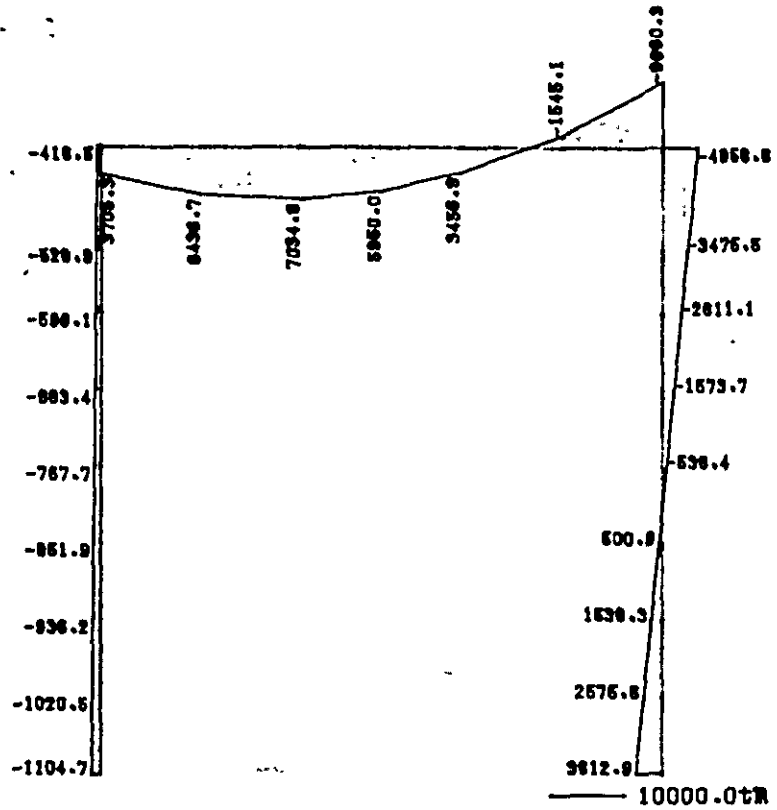
D+W DEFLECTION



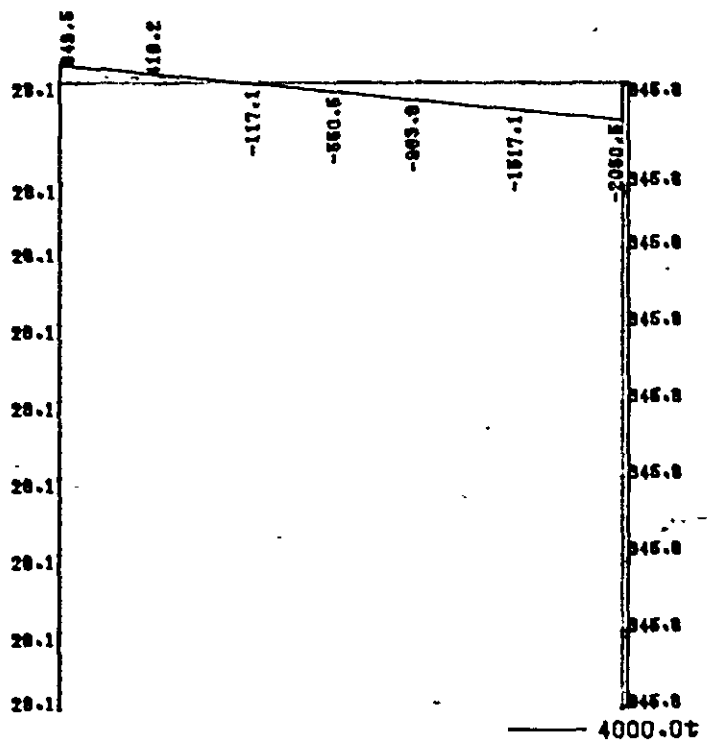
AXIAL FORCE



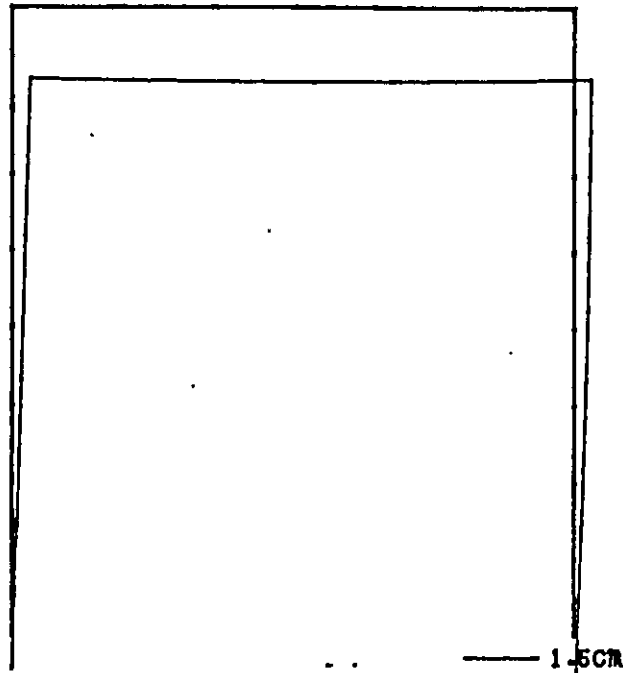
D+W BENDING MOMENT



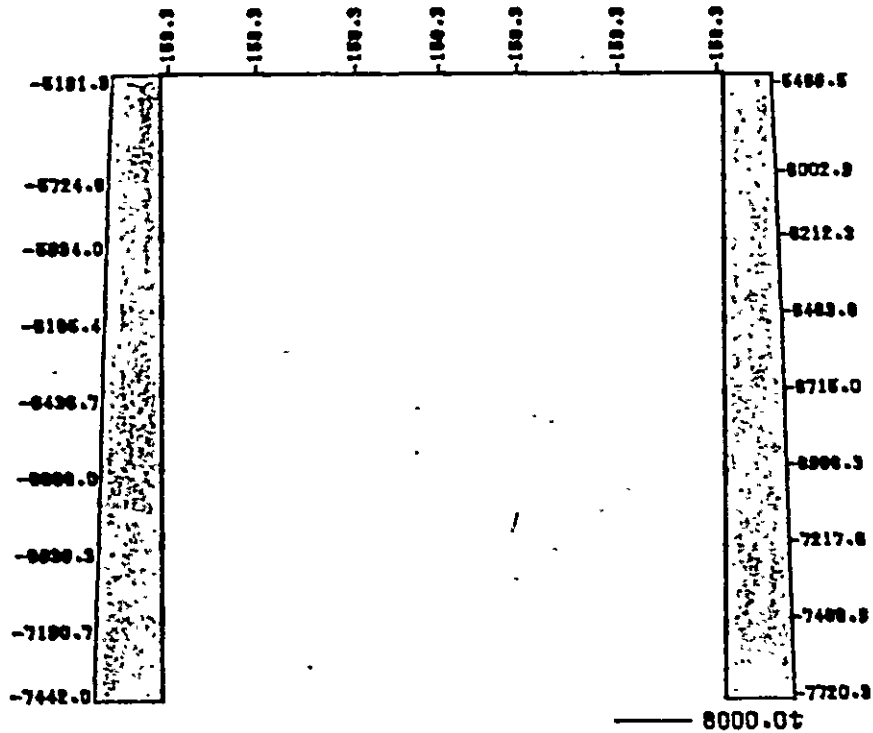
SHEAR FORCE



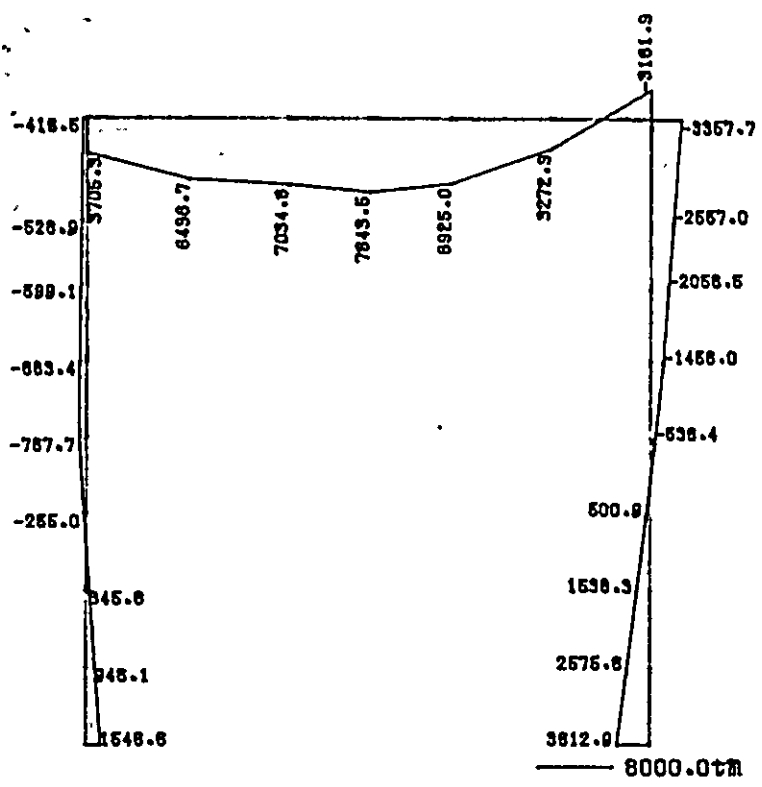
MAXIMUM SUMMARY DEFLECTION



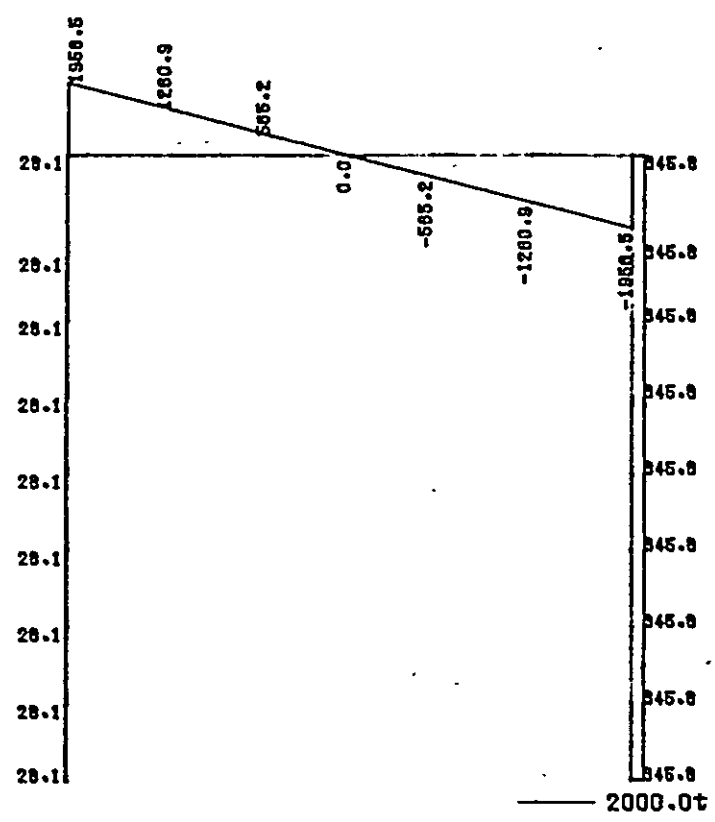
AXIAL FORCE



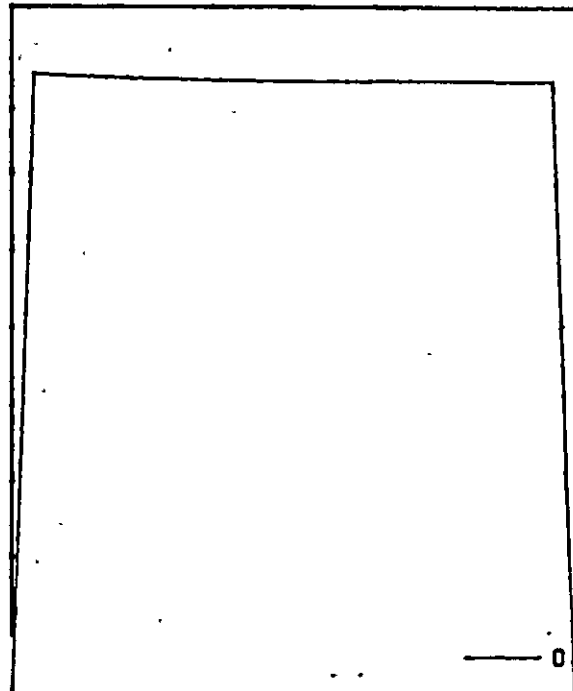
MAXIMUM SUMMARY BENDING MOMENT



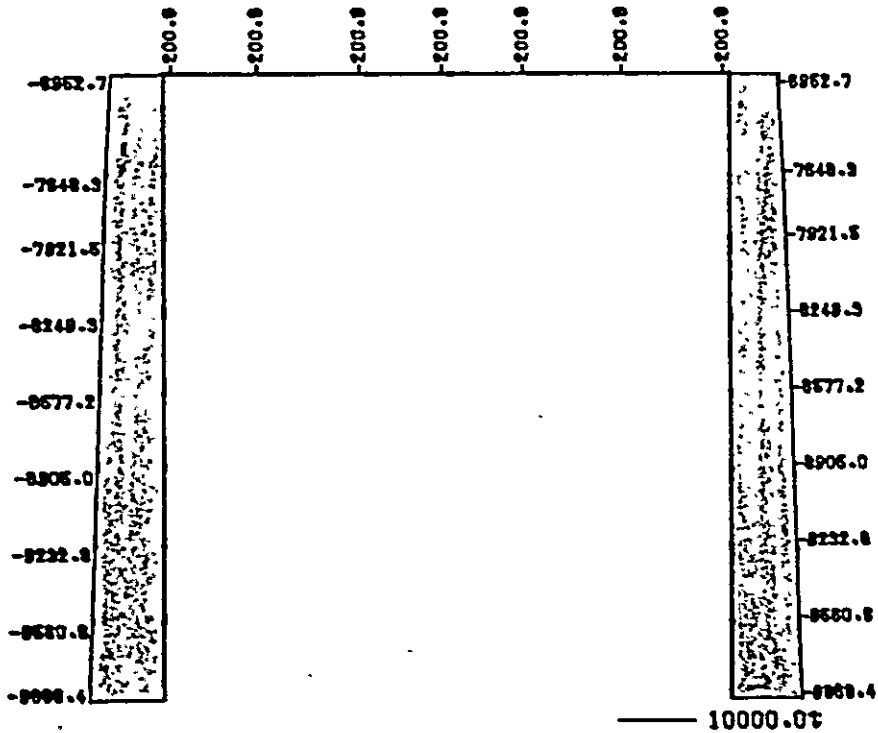
SHEAR FORCE



MINIMUM SUMMARY DEFLECTION



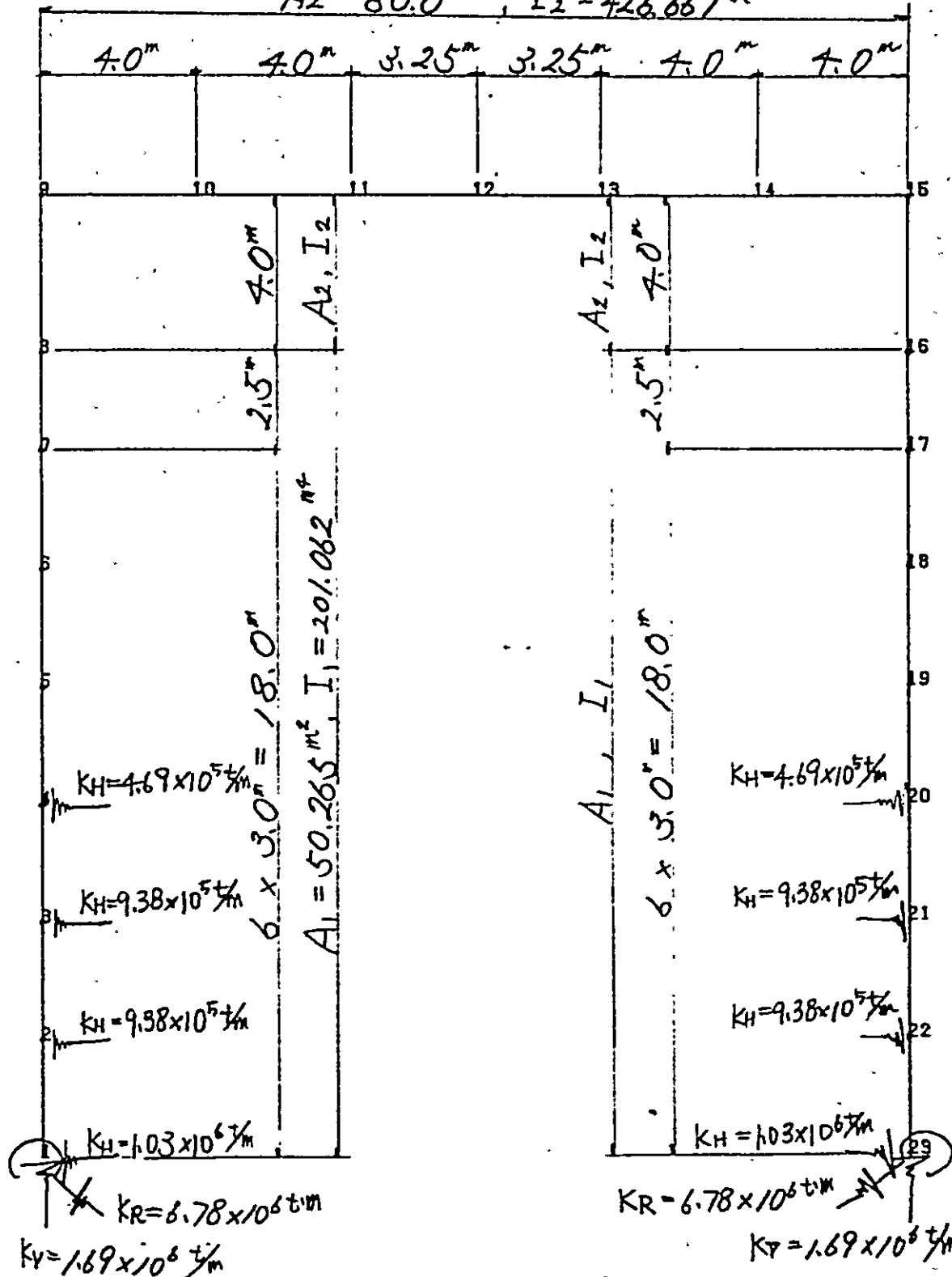
AXIAL FORCE



(iv) Case. 4. 橋軸直角方向 (水平バネを考慮した場合)

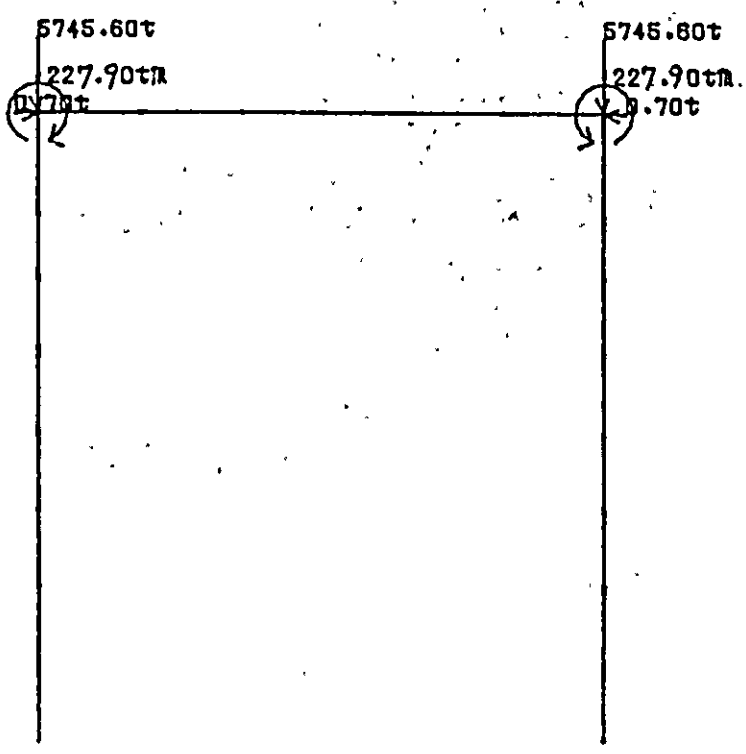
解析モデル (骨組図)

$A_2 = 80.0 \text{ m}^2, I_2 = 426.667 \text{ m}^4$



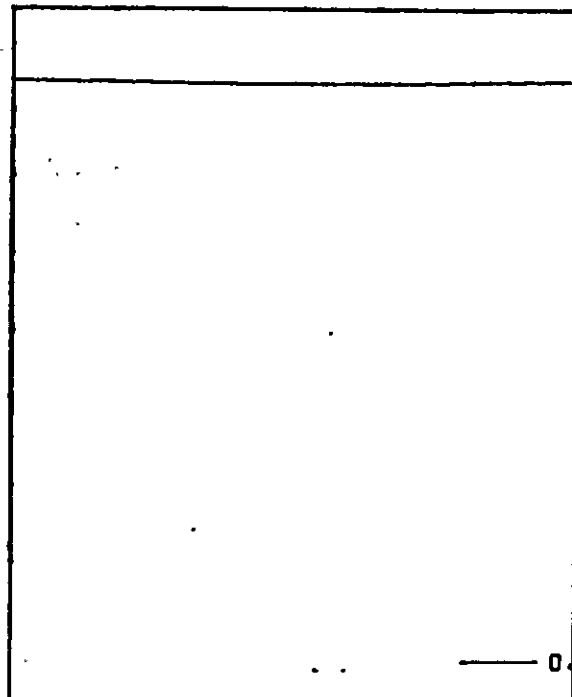
$E = 2.7 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

DEAD-LOAD(D) LOAD CONDITION



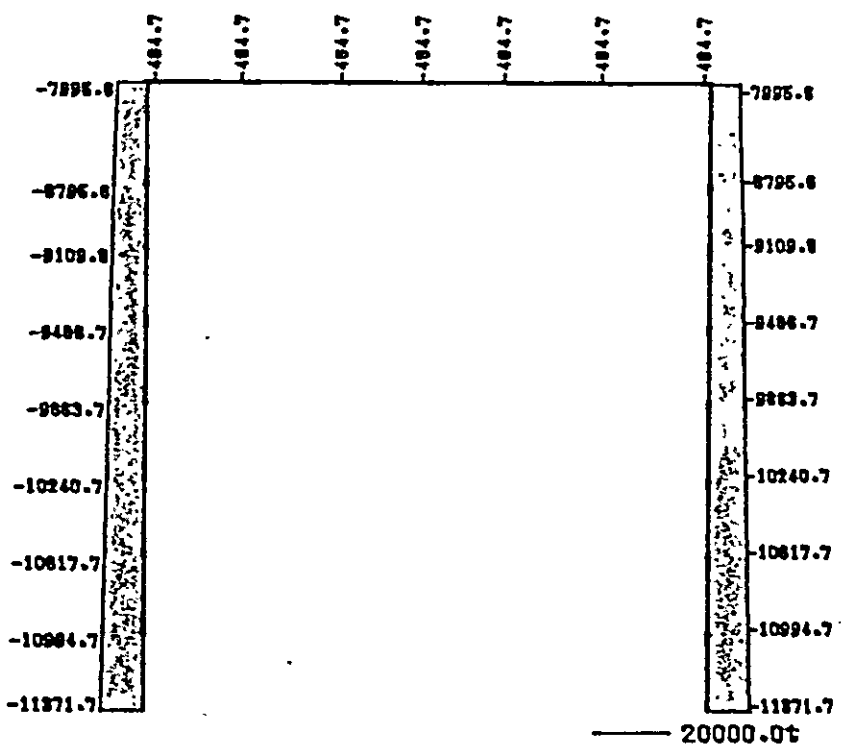
自重等分布荷重
($2.5 \text{ t/m}^3 \times A \text{ m}^2$) t/m

DEAD-LOAD (D) DEFLECTION

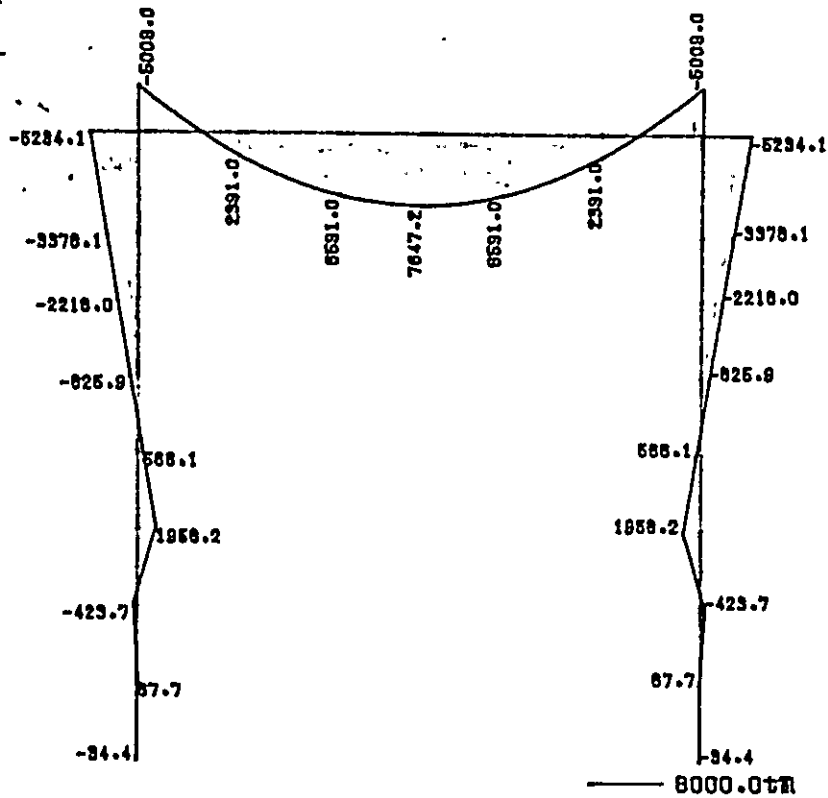


0.9CM

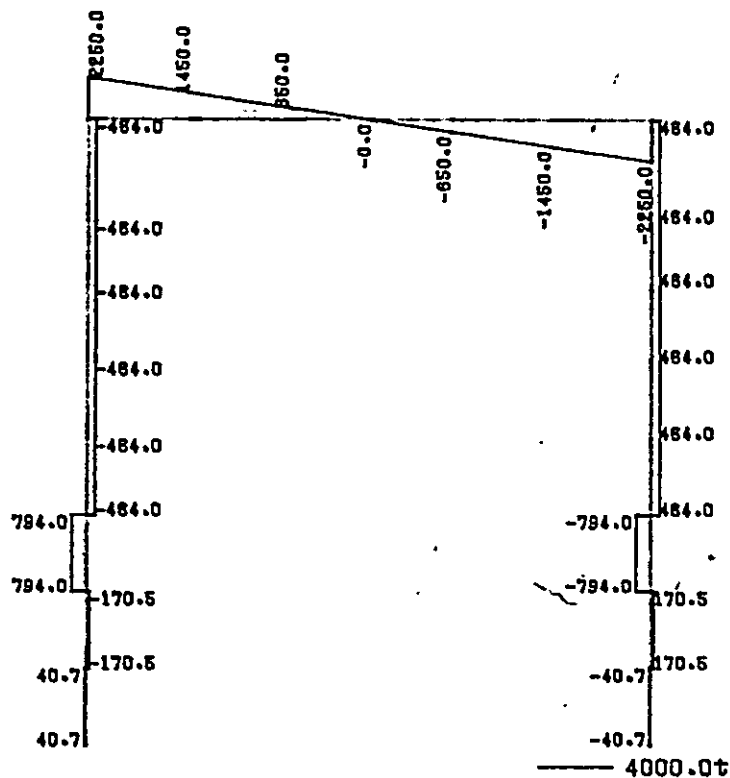
AXIAL FORCE



DEAD-LOAD(D) BENDING MOMENT

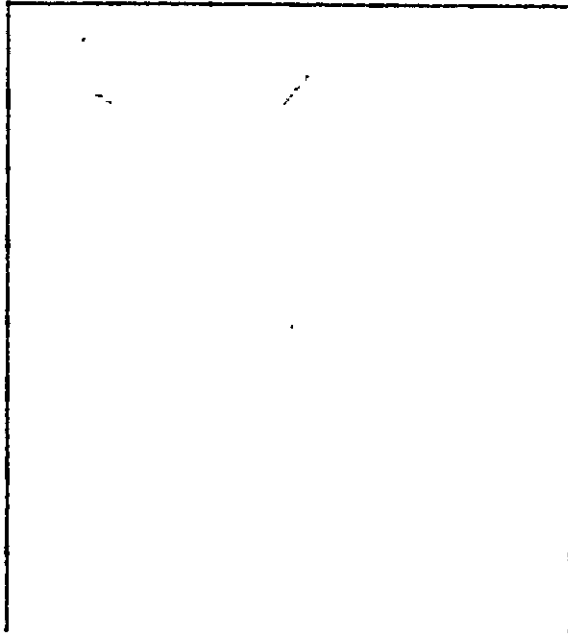


SHEAR FORCE

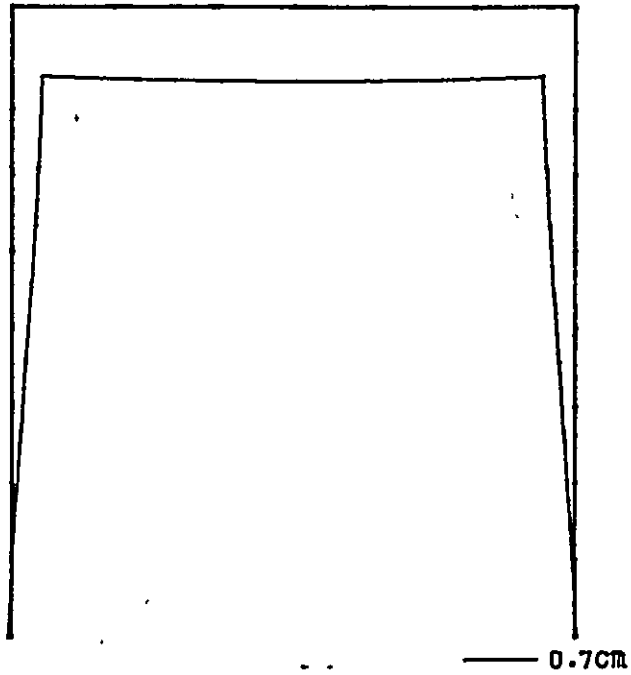


TEMPERATURE-LOAD(T)
LOAD CONDITION

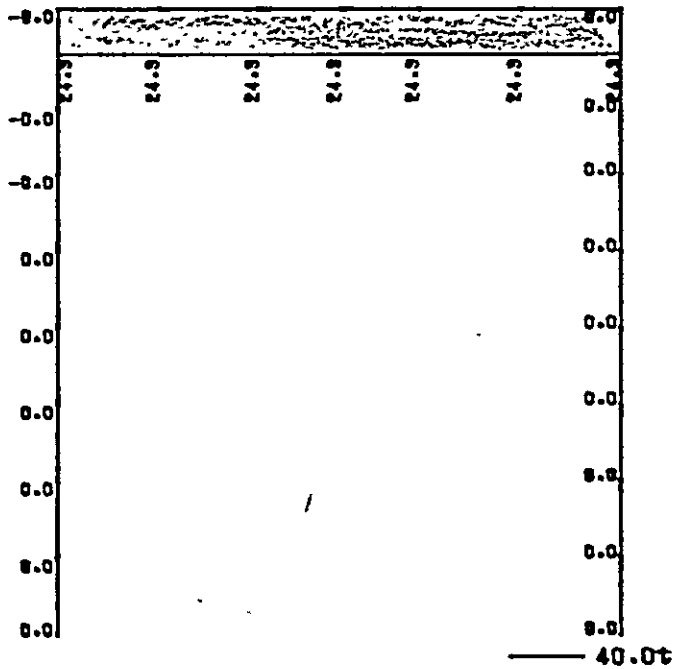
T=-30.0 °C



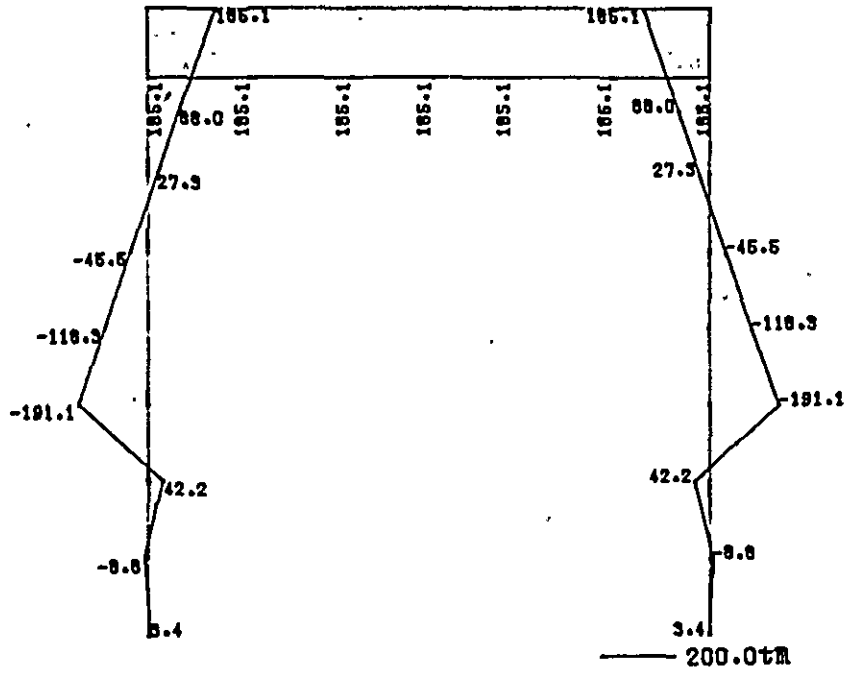
TEMPERATURE-LOAD(T)
DEFLECTION



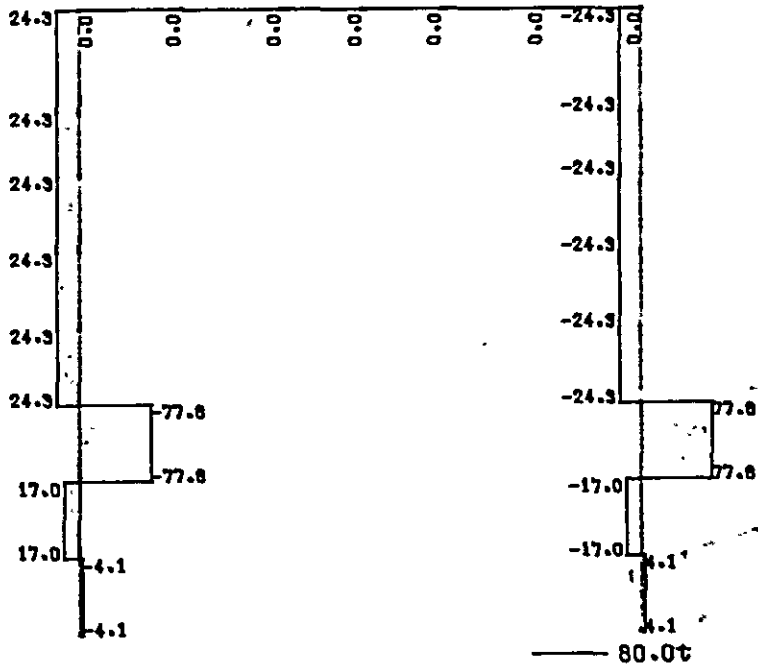
AXIAL FORCE



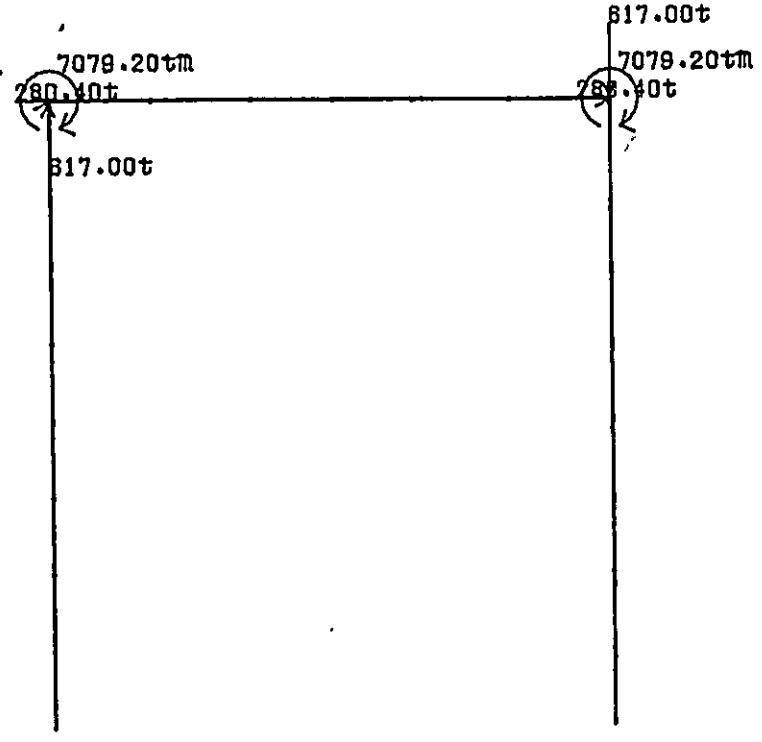
TEMPERATURE-LOAD(T) BENDING MOMENT



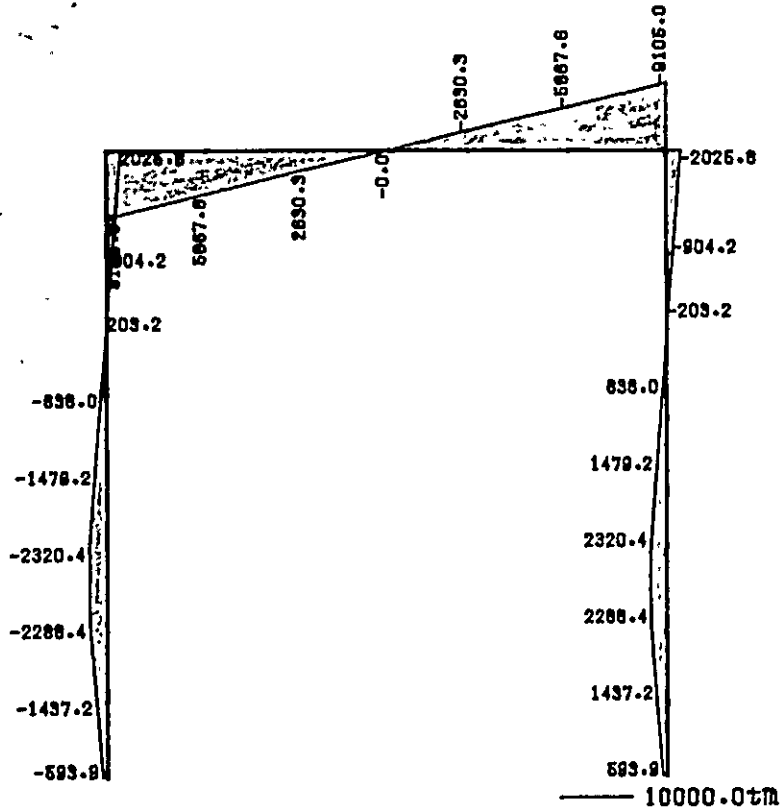
SHEAR FORCE



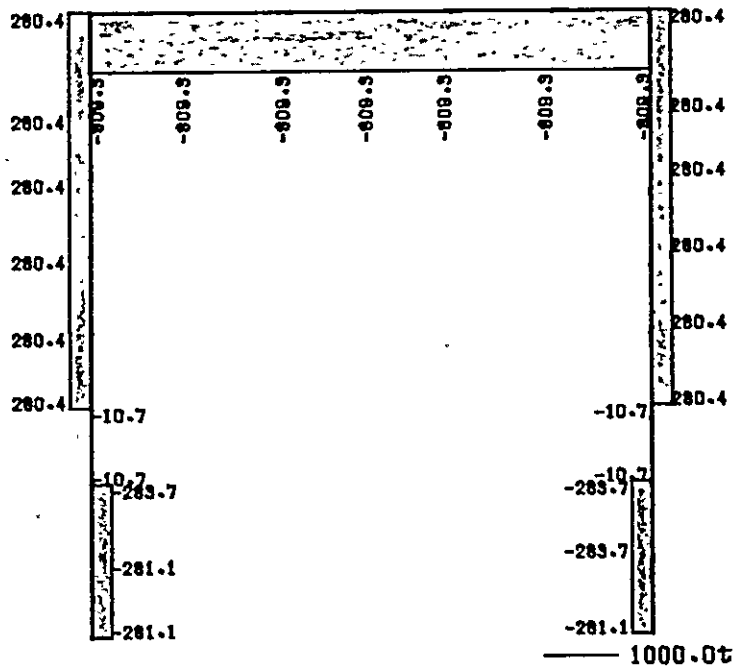
WIND-LOAD(W) LOAD CONDITION



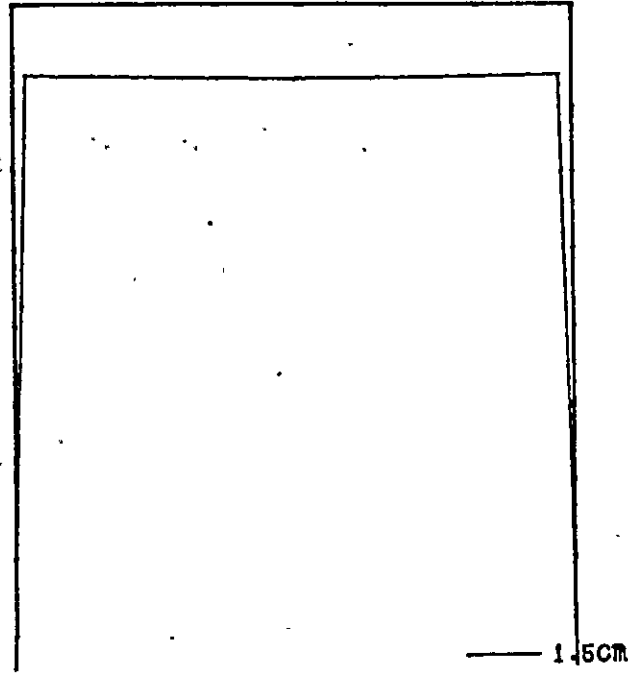
WIND-LOAD(W)
BENDING MOMENT



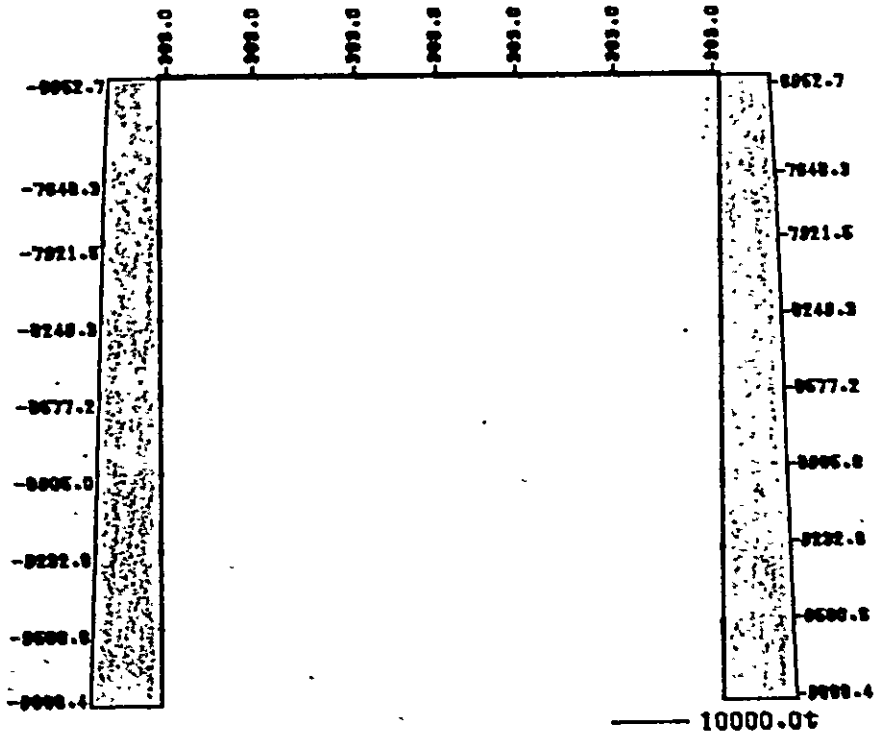
SHEAR FORCE



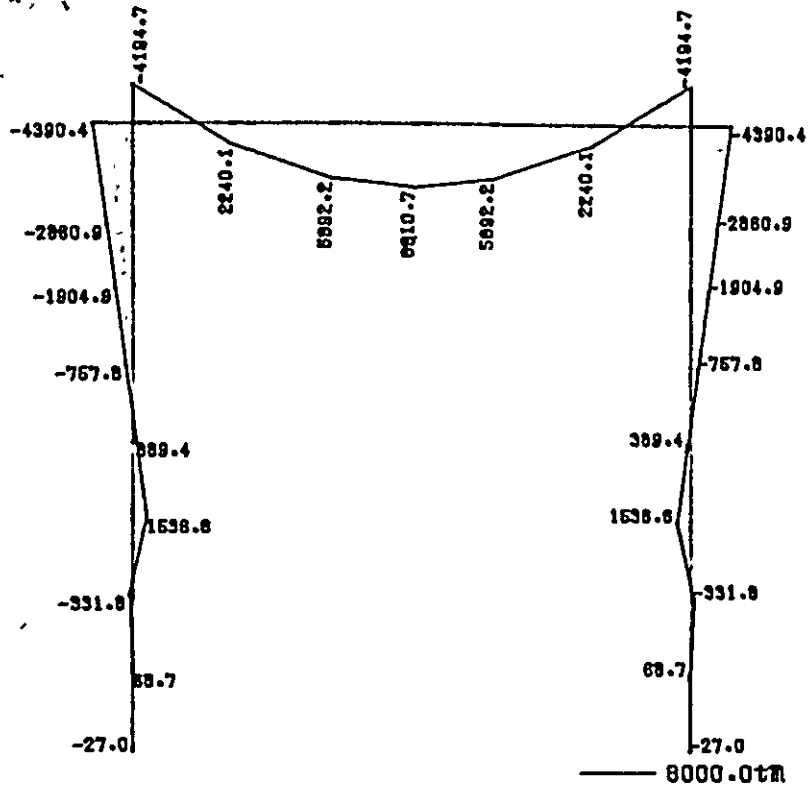
D+T DEFLECTION



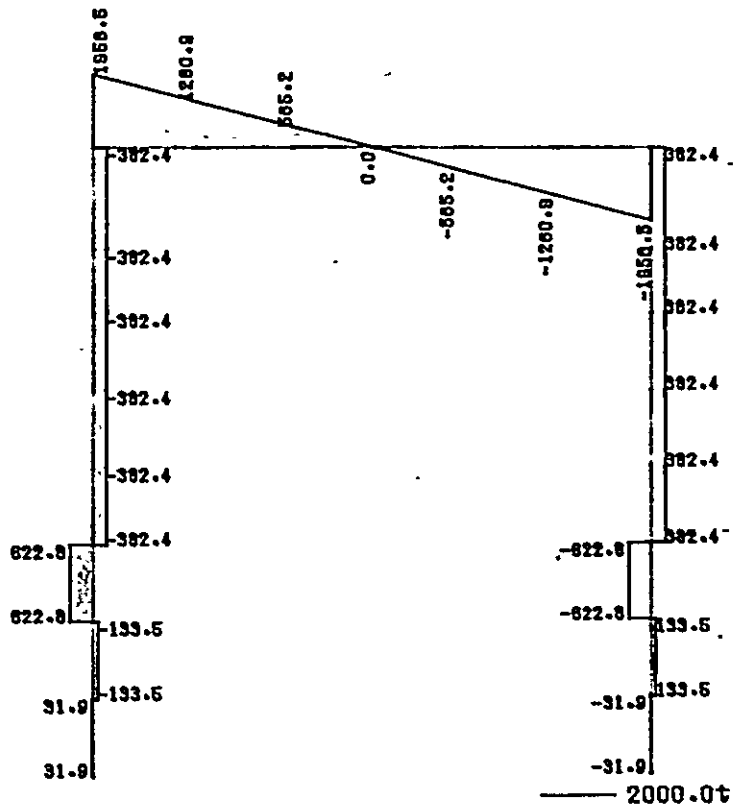
AXIAL FORCE



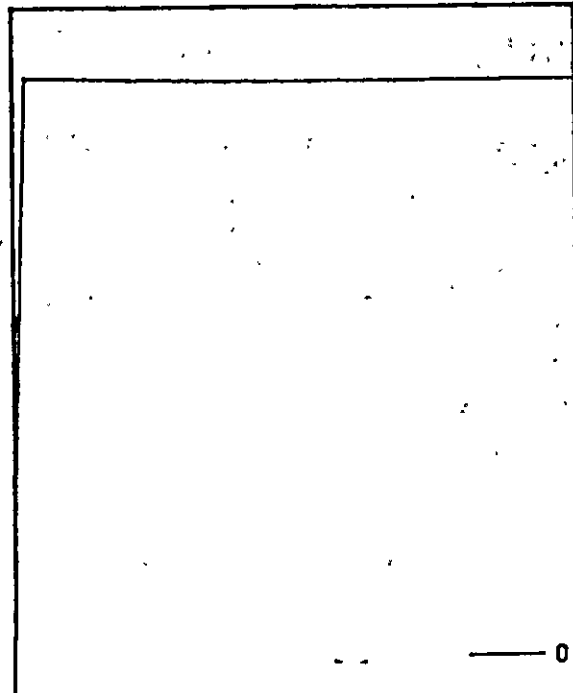
D+T BENDING MOMENT



SHEAR FORCE

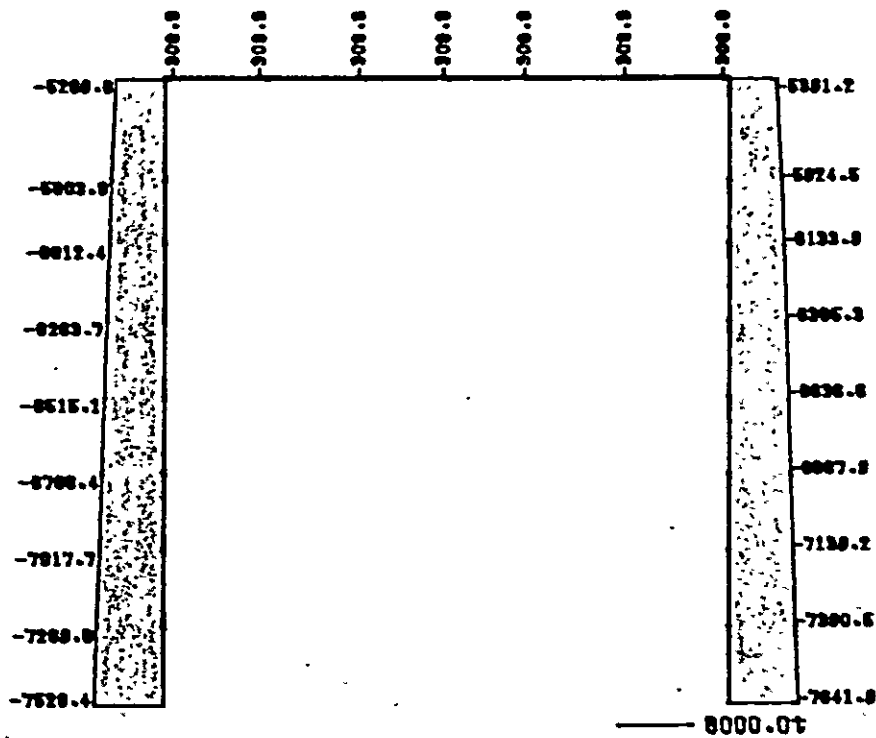


D+W DEFLECTION

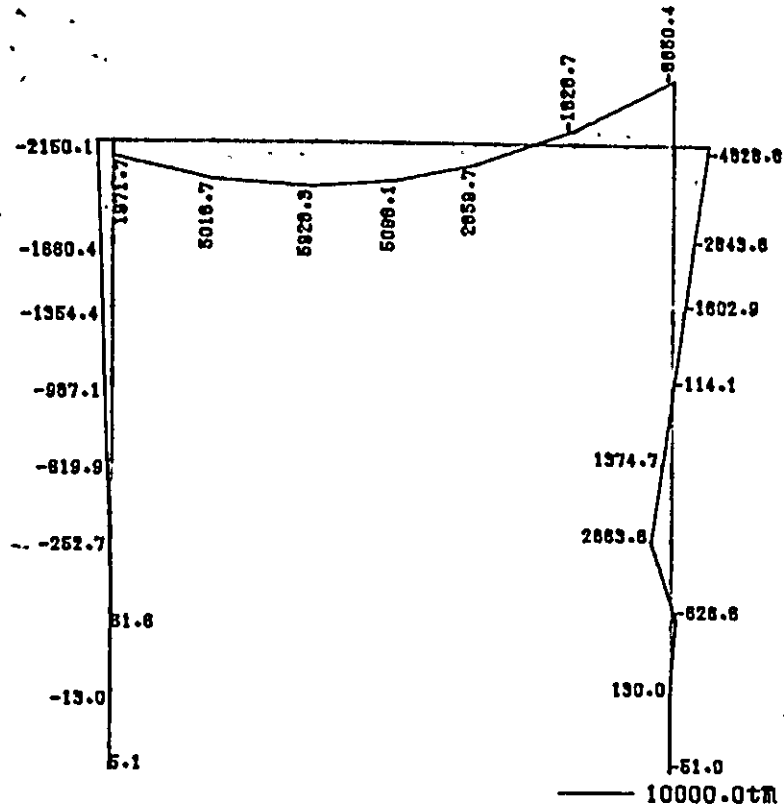


0.9CM

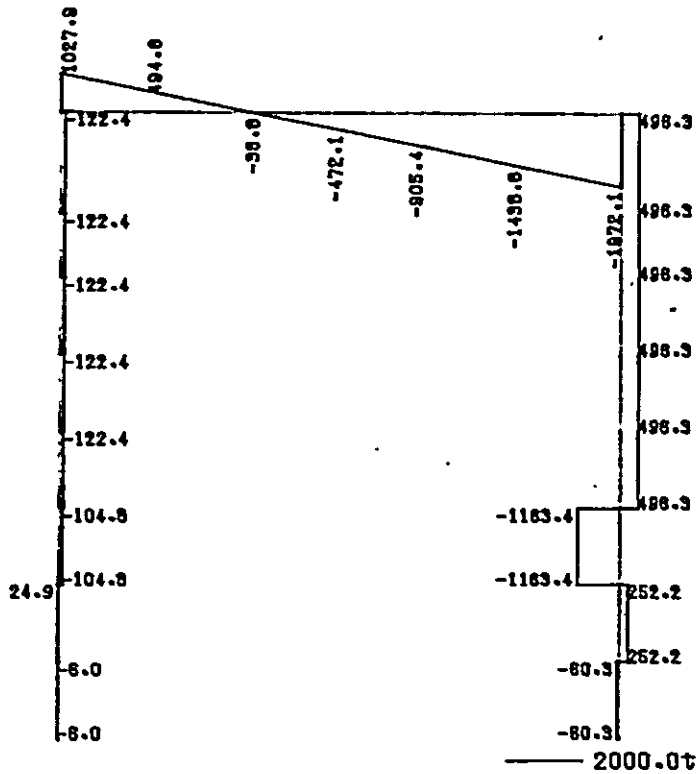
AXIAL FORCE



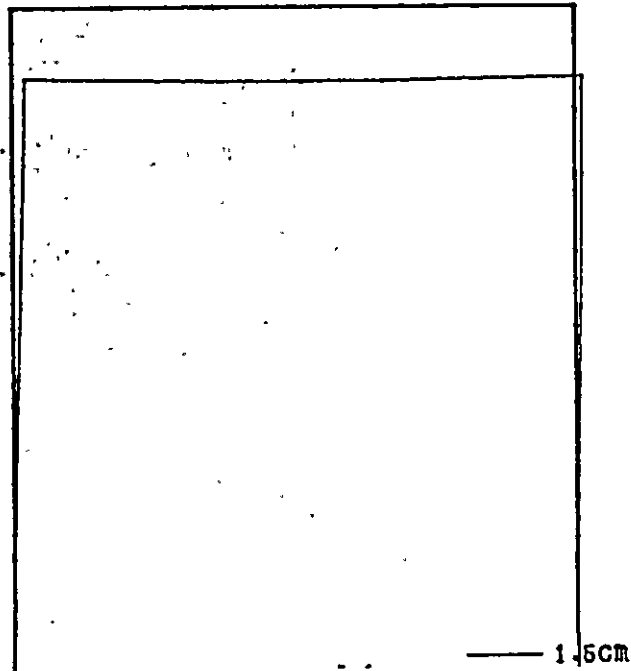
D+W BENDING MOMENT



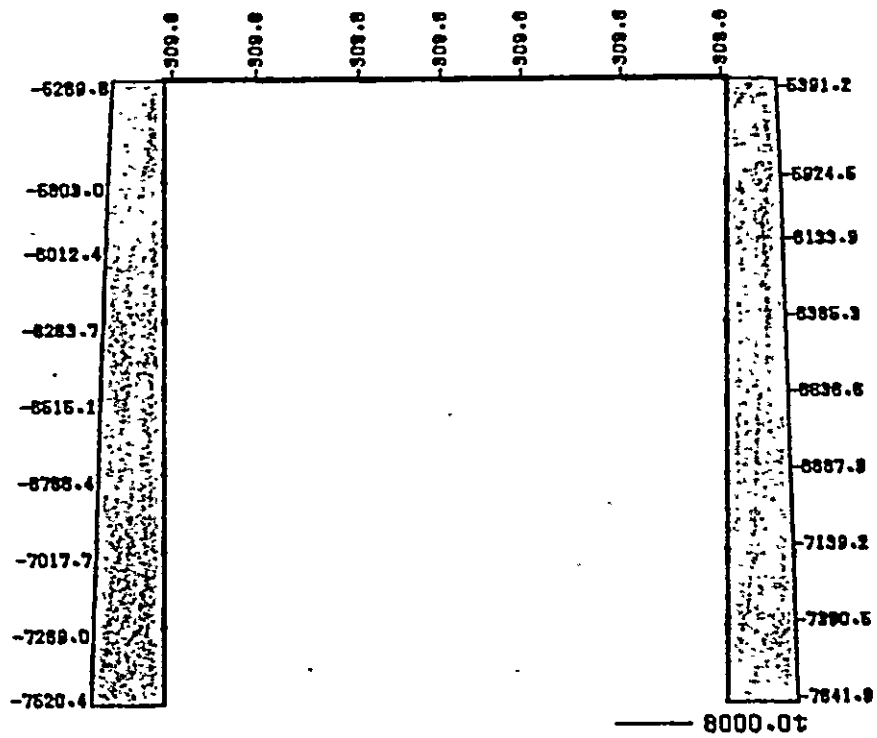
SHEAR FORCE



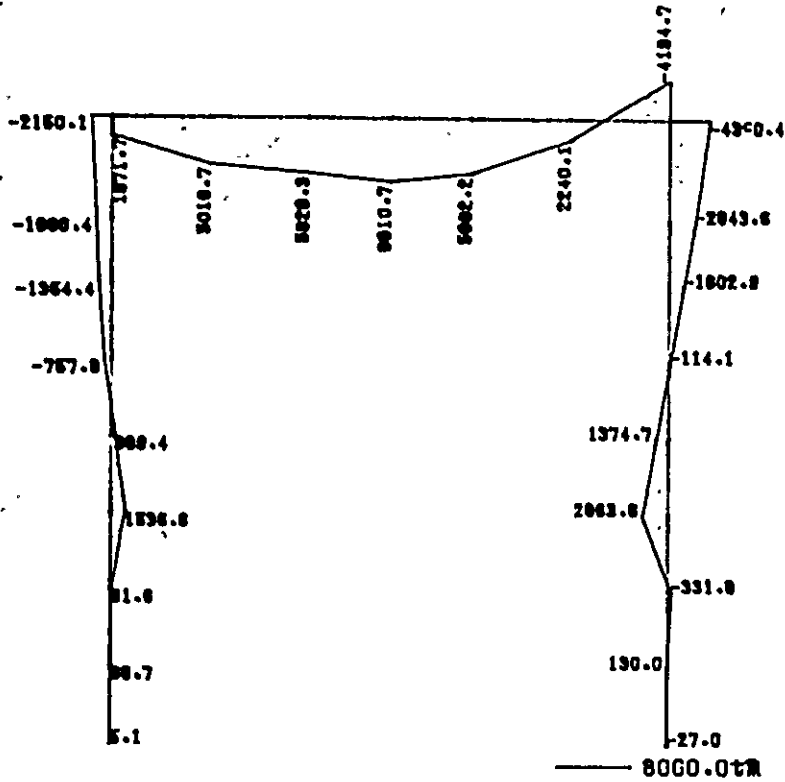
MAXIMUM SUMMARY DEFLECTION



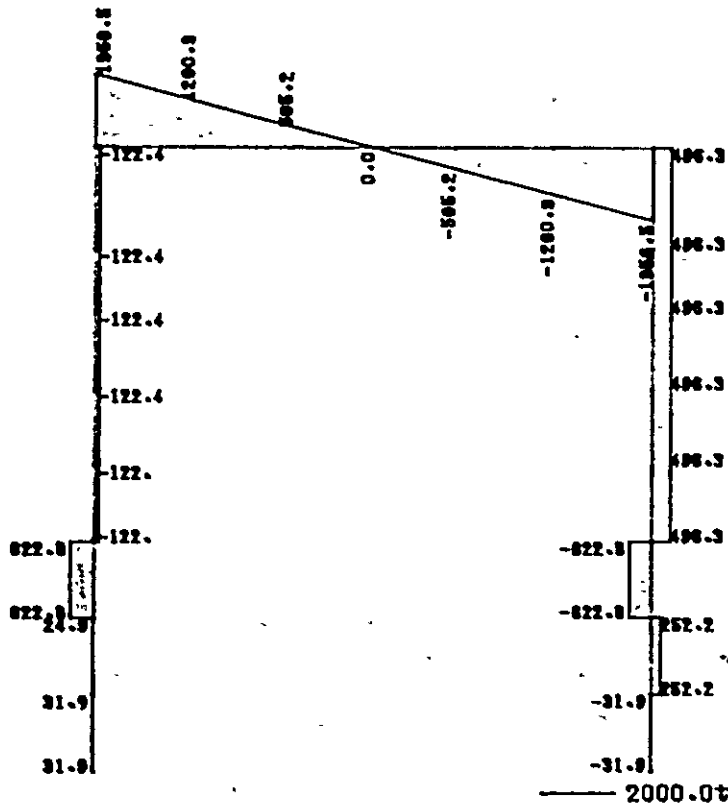
AXIAL FORCE



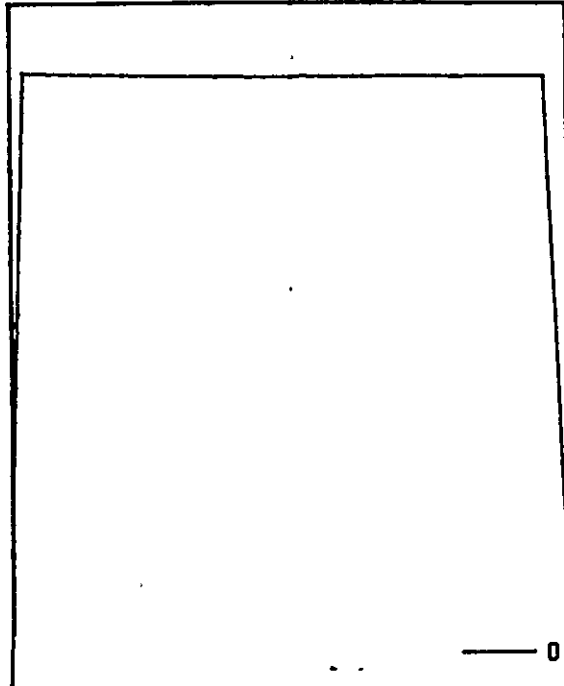
MAXIMUM SUMMARY BENDING MOMENT



SHEAR FORCE

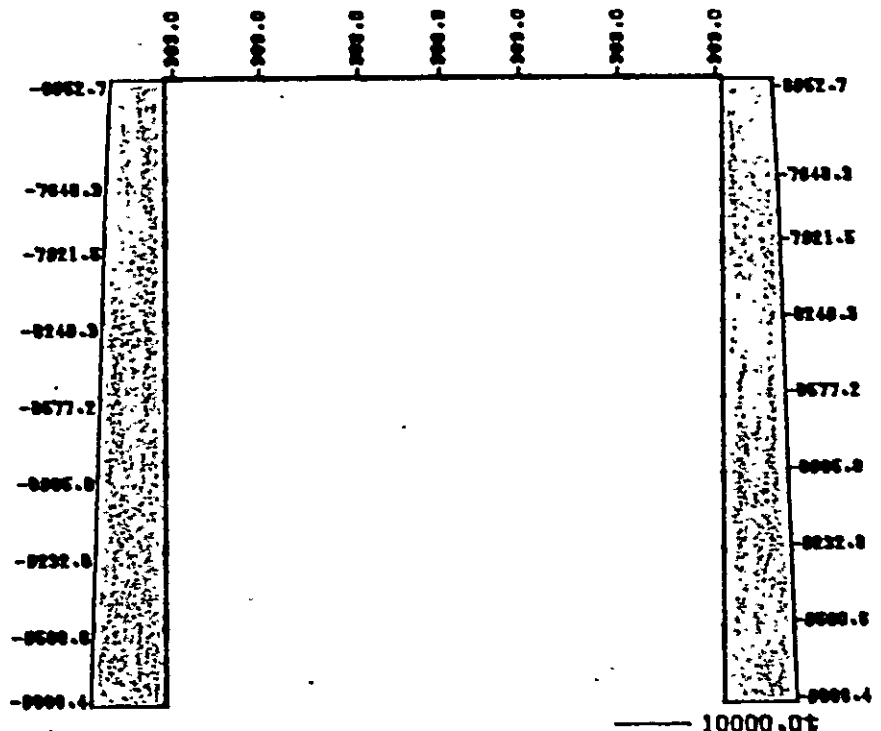


MINIMUM SUMMARY DEFLECTION



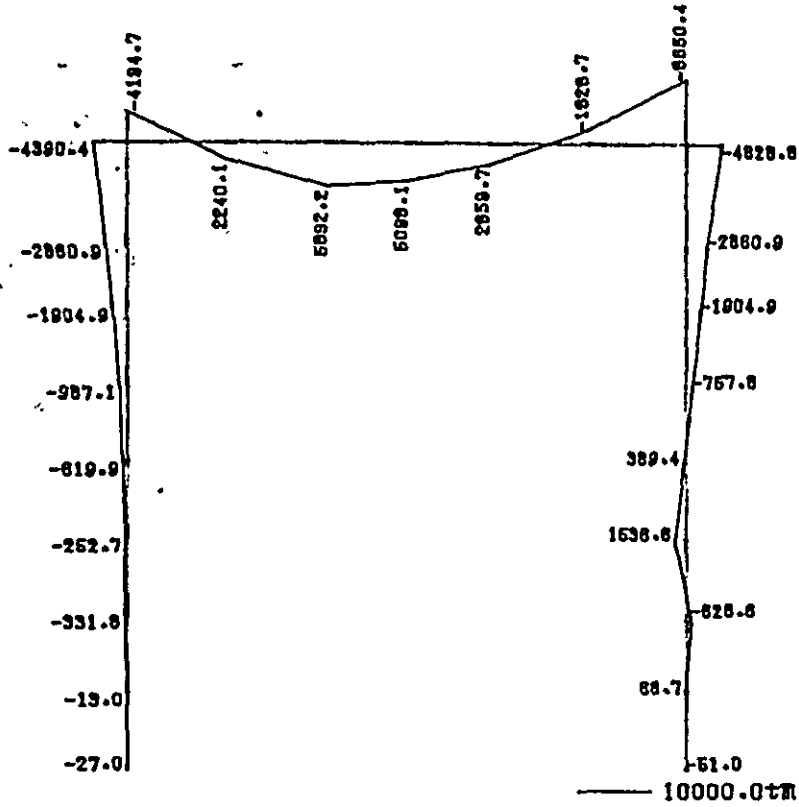
0.8CM

AXIAL FORCE

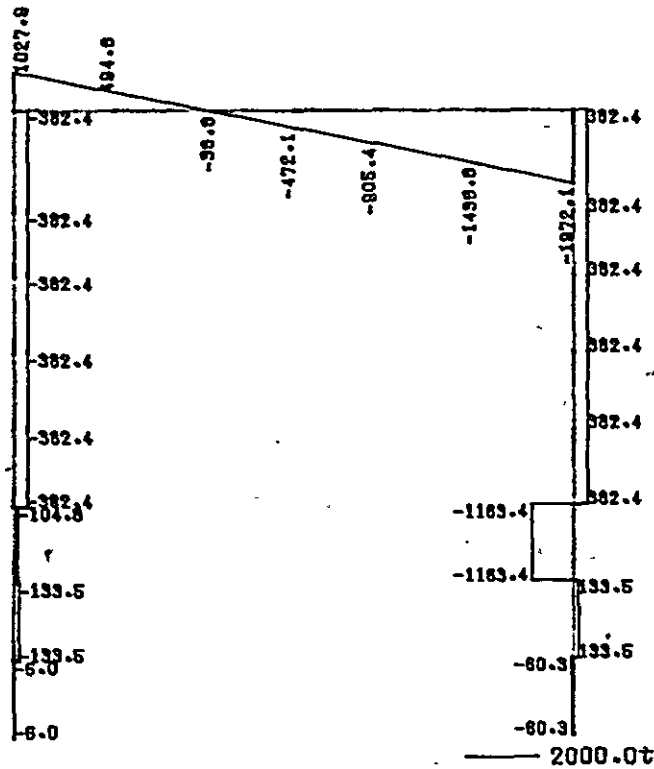


10000.0t

MINIMUM SUMMARY BENDING-MOMENT

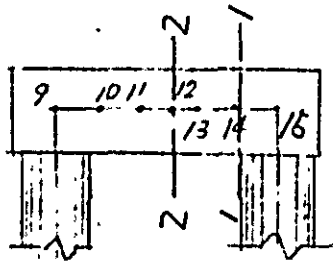


SHEAR FORCE



(f) 断面計算

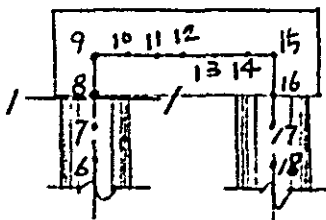
梁の断面力は、次の図を参照のこと。



1-1 case 3 MINIMUM SUMMARY図 格点 15

2-2 case 3 MAXIMUM SUMMARY図 格点 12

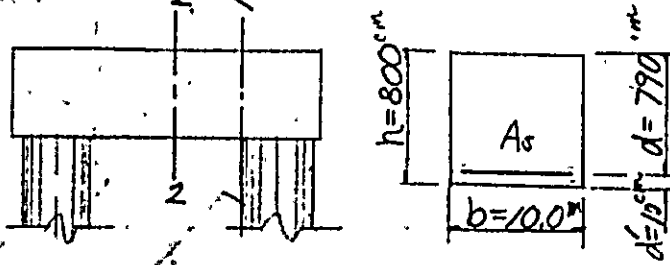
柱の断面力は、次の図を参照のこと。



1-1 橋軸方向 case 1. MINIMUM SUMMARY図 格点 8

橋軸直角方向 case 3 " "

(1) 梁

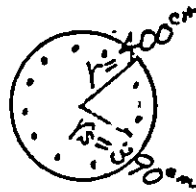
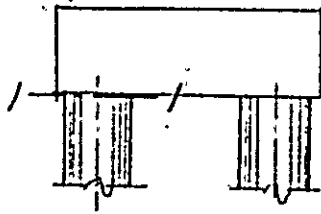


$\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$
 必要鉄筋量

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot 0.875 \cdot d}$$

	単位	1-1	2-2
M	t·m/m	868.0	784.4
As	cm ²	64.1	62.0
使用鉄筋	cm ²	64.2	64.2
		D29-200 ² (2本)	D29-200 ² (2本)

(ii) 柱



$\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$
 $n = 15$

$$S = \frac{\sigma_{sa} \cdot r^3}{n \cdot M'}$$

必要鉄筋量
$$A_s = \frac{\pi \cdot r^2}{n} [np]$$

	単位	橋軸方向	橋軸垂直方向
r/d	—	0.988	0.988
N	t	9778.5	7648.3
M	t·m	5110.0	3475.5
$e = M/N$	m	0.523	0.454
$M' = M + N \cdot r$	t·m	44224.0	34068.7
S	—	1.74	2.25
np*	—		
As*	cm ²		

注) R.G.を使用

*図表で求めず。

上記で e/r が小さすぎるので図表では求められない。よって、コンクリート標準示方書 50条 (4) による最小鉄筋量を配筋する。

$$A_s = \pi \cdot r^2 \times 0.0005 = 251.3 \text{ cm}^2$$

よって D19-120^本 (204.2^{etc}, 343.8^{cm²}) を配筋する。

4. アーチの設計

(1) 設計基本方針

- (a) アーチは、基礎地盤が良好故、重力式直接基礎形式で考える。
- (b) 形状決定に当っては、ケブルアーチフレームより最小形状は決定されるため、底面セト位置が深くなりやすいので、ケブル折れ角は出来るだけ浅くなる様に決定すると共に、底面は硬岩掘削を少なくすること、滑動抵抗に有利となる標斜面形状とした。
(形状決定根拠は (2) 参照)
- (c) アーチ本体は、左右岸共通とするが、道路平面・縦横断勾配の影響により、上屋ラマン構造は左右岸、若干高さが相違する。但し、本設計においてはMATADI側の上屋形状で設計を行う。
- (d) アーチ本体の内部応力は、F.E.M解析モデルによる設計が望ましいが、本設計ではこれ等の検討は詳細設計で行うこととし、本設計目的に反しない精度で主筋の計算が行える様、剛体のつ合い計算により行うこととする。
- (e) 安定計算は常時で支配されるが、セト荷重として地震時も行い、部材配筋計算は常時で決定されるため、その他のセト荷重による計算は省略する。

- (f) 上屋ラーメン計算は、変形法による電子計算機による応力算定により断面設計を行う。
- (g) 道路及び鉄道は換算等分布荷重で扱って載荷するものとする。
- (h) アーカリングはケーブル張力の荷重が圧倒的に大きいため、上屋ラーメン横梁の設計を除いては、直角方向の計算を省略する。

(2) アンカレッジ 躯体寸法の決定

(a) 寸法決定の考え方

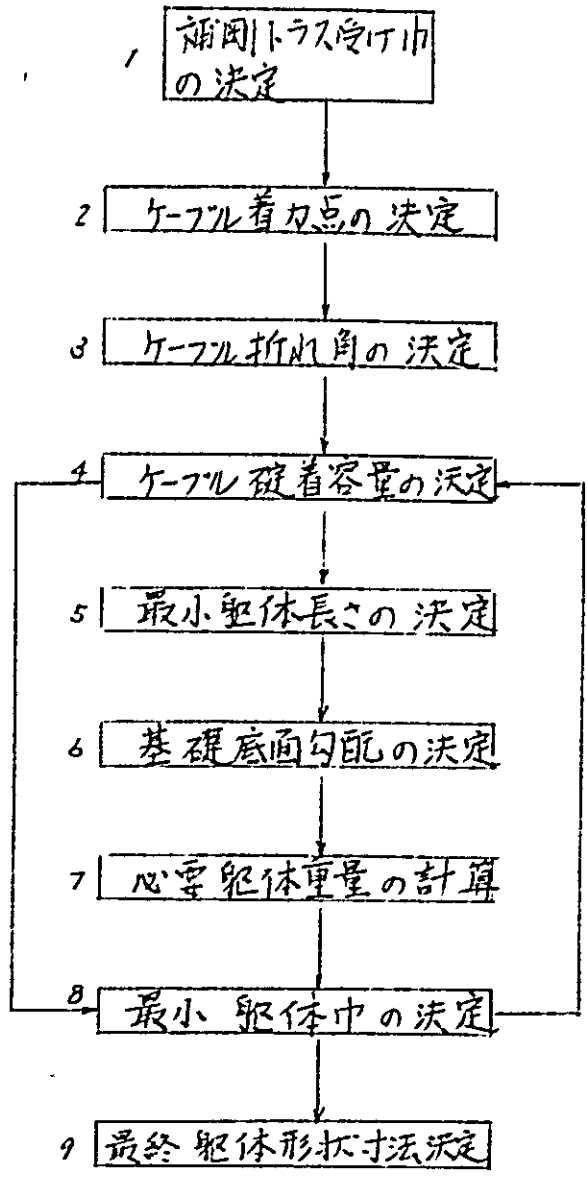
重カ式アンカレッジの躯体寸法を決定する場合には、色々な要素を組み合わせ、その各々の条件を満足する様に決定しなければならない。

要素として考えられるものには次の様なものがある。

1. ケーブル張力。
2. ケーブル着カ高さ。
3. ストランド構成及びそのスプレー方法。
4. 橋梁上部構造の収容能力。

これらから決定される寸法をもって躯体最小寸法とし、場合によっては、この寸法に因付けを行なって若干大きめのものにする：とある。

マタディ橋梁アンカレッジ躯体寸法の決定にあたっては、前記の基本的要素を踏まえながら、次の手順で作業を進めるものとする。

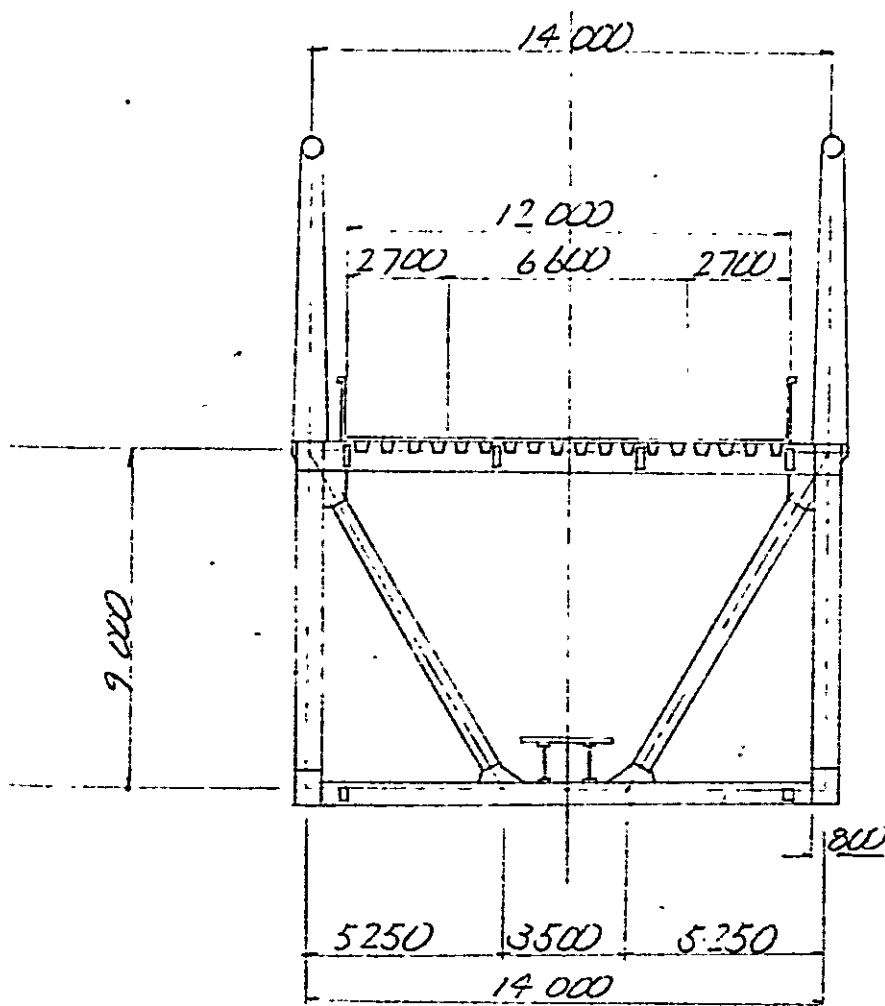


- 2. 道路巾員及び道路計画高との関係
- 3. ケーブル入射角, 掘削土量, との関係
- 4. ケーブルストランド構成, スプルー方法, アンカースパン長, ケーブル礎着長 との関係.
- 6. 地形, 地質, アンカレッジ安定性, 掘削土量 との関係.

(b) 補剛トラス受け中の決定

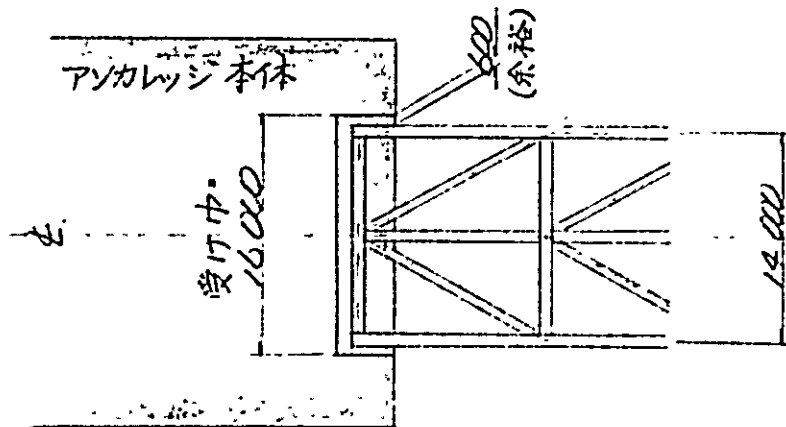
マツダ橋梁上部工は、側径間張り出し式単径間吊橋であり、側径間端部をアンカレッジで受け持つ構造形となっている。したがってここでは、アンカレッジの補剛トラスの受け中の寸法を決めることとする。

トラスの断面寸法は主構間隔14.0m（メインタワーは斜塔とし、トラスをフラケットで吊っている為、ケーブル間隔は14.0m）桁高9.0mである。（次図参照）



(i) 橋軸直角方向の受け巾

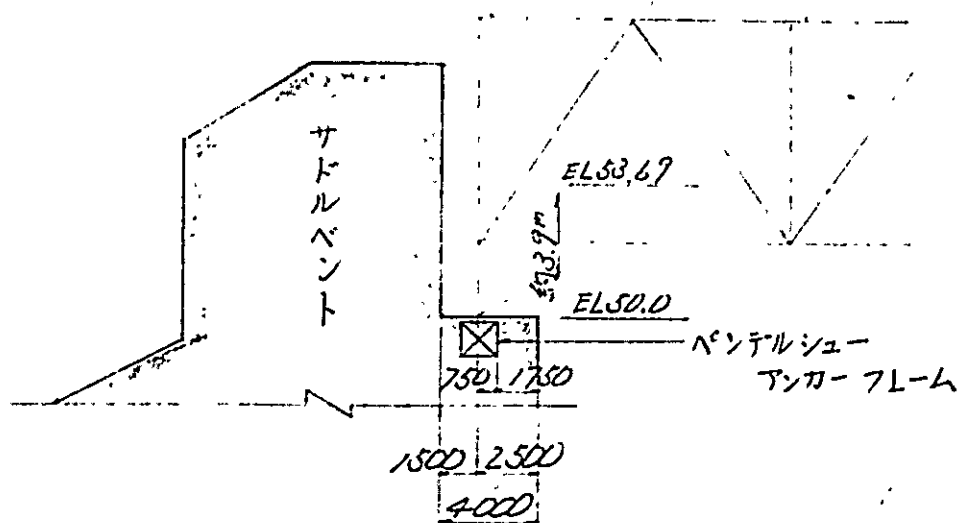
アンカレッジに於ける橋軸直角方向の受け巾は、主構間隔が14.0mであり、主構の部材巾が0.8mであるので合計14.8mである。従って、トラス材と躯体との間に片側60cm程度の余裕巾を見込むものとして、受け巾を16.0mとする。



(ii) 橋軸方向の受け巾

橋軸方向の受け巾は、主として伸縮量及びシユーの大きさ等によって決定される。マタフィ橋梁の伸縮量は、±210mm程度、シユーのアンカーフレームは概ね、1.5m四方位である。また、補剛トラス端横桁からブラケットを出して伸縮装置を乗せたり、トラスのストッパーを設けたりする等、補剛トラス端垂直材中心線からアンカレッジ躯体までの離れは約1.5m程度見込むものとする。一方、垂直材中心からシユー座面前端までの距離は、シユーアンカーフレームの大きさの半

分が 0.75m であるので フレームのかぶり厚として 1.75m を見込むと 2.5m となる。従って橋軸方向の受け巾は、 $1.5 + 2.5 = 4.0\text{m}$ とする。



(iii) シュー座面の高さ

シュー座面のエレベーションは、補剛トラス下弦材中心での計
画高さが $EL\ 53.69\text{m}$ であり、ペンテールシューの高さが約 3.9m
あるので $53.69 - 3.9 = 49.79$ となる。したがって現段階に於
いては、シュー座面のエレベーションをラウンドな数値にまるめて
 $EL\ 50.0\text{m}$ とする。

(c) ケーブル着カ点の決定.

ケーブル着カ点を決定するに当っては、上限値と下限値を次の様に決めた。

(i) 上限値.

ケーブルと道路中員との間には、1.0mのすき間しか確保されていない為、道路計画高より高い位置に着カ点を設けることは、サドルベントが道路中員に入り込むので事実上不可能である。したがって着カ点の上限値は、すくなくとも道路計画高より下にする。またこの時、スプレーサドルがストランド防護壁天井にぶつからない様に注意する。

(ii) 下限値.

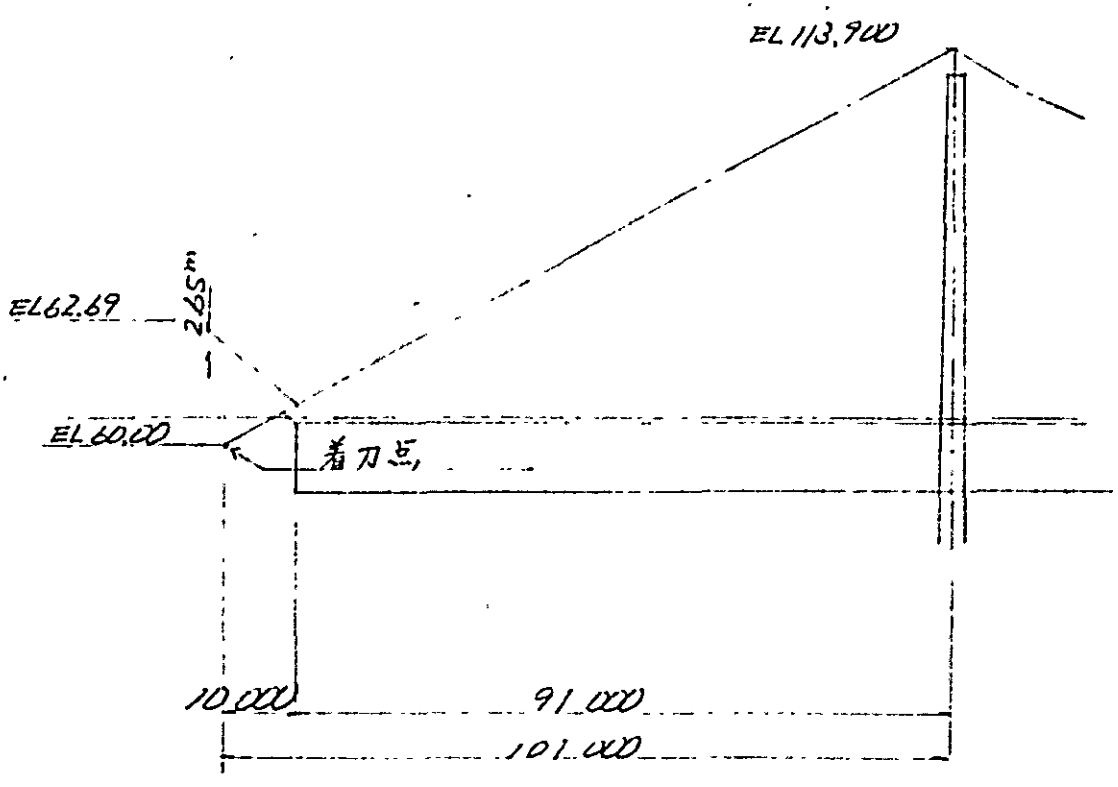
ケーブル着カ点を下げることは、基礎の安定上の問題に関しては好ましい状態となる。しかしながらケーブルについては、主塔のバックステー側でのケーブル折れ角がきつくなるので、応力上、だんだんきびしくなってくる。

マタティ橋梁の場合にはこの両者はさほど問題とはなることはなく、むしろ、ケーブルと上弦材がぶつからない程度の高さという物理的条件より下限値が決定される。

ここで、ぶつからない程度という範囲については、ケーブルラッピング作業に支障をきたさないものとして、ケーブル中心線と

上弦材中心との間隔を センターズパン中央と同様に 2m ~
6m を確保できる様にする。

上記の上限値と下限値の間で 着カ点 を ラウンドな 数値 で
おさえると 着カ点 高さ は EL 60.00 m と なる。



(d) ケーブル折れ角の決定

ケーブル折れ角は、きつくすればアンカレッジ躯体の長さは短くなるが、高さが高くなり陸上アンカレッジでは掘削量が増大する傾向にある。特にマタディ橋梁の様に、後に山がせまっている場合には、掘削の深さが深くなり、施工面で非常に困難をきわめる。したがってこの様な場合には、ケーブル折れ角を小さくして、広く浅い掘削とした方が優利となる。

ケーブル折れ角の最小値というものは、スプレーした最上段ケーブルがケーブル入射角に対して浮き上からない角度であり、最大値は、一般的に去って 45° 程度である。

マタディ橋梁の最小折れ角は次の様になる。

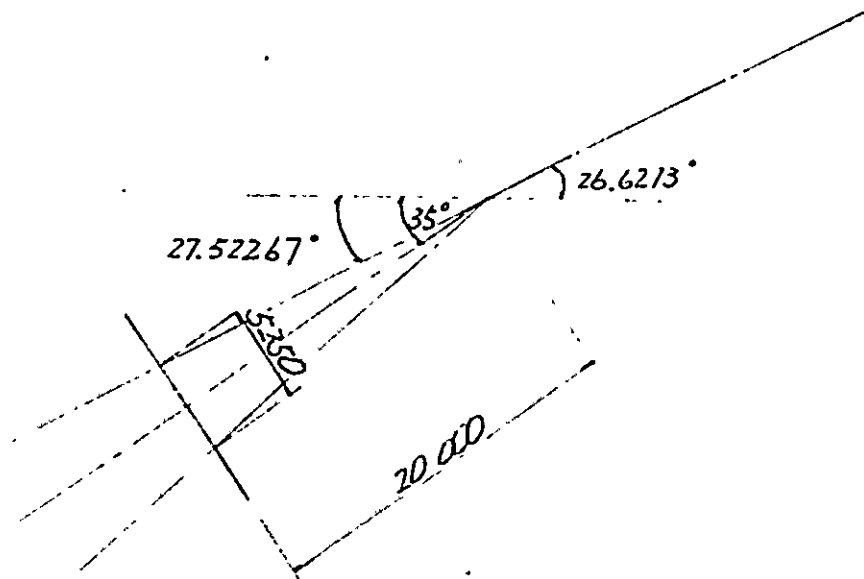
入射角は、ケーブル理論塔頂を $EL\ 113.9$ とし、着力点を $EL\ 60.00$ 、塔から着力点までの距離を 101.0m 、ケーブルサグを 0.819m とし計算すると、

$$\begin{aligned}\tan \phi_2 &= \tan \psi_1 - \frac{4f_1}{l_1} \\ &= \frac{h_1}{l_1} - \frac{4f_1}{l_1} \\ &= \frac{53.9}{101.0} - \frac{4 \times 0.819}{101.0} \\ &= 0.50123\end{aligned}$$

$$\therefore \phi_2 = 26.6213^\circ$$

となる。

一方 ケーブルは 8 段 7 列にスプレーするものとし、着地点から ケーブル碇着位置までの距離 (アンカースパン長) を 20m、また、碇着位置での 1 段の間隔を作業性を考慮して 0.75m とすると、ケーブル最小折れ角は 35° となる。



以上より、ケーブル折れ角は、掘削の施工性を考慮して最小折れ角である 35° を採用する。

(c) ケーブル 碇着容量の決定

ケーブル 碇着容量は、ケーブルストランド構成、スプレー方法、
 アンカースパン長、ケーブル碇着長、等々関係してくる。

(i) ケーブルストランド構成及びスプレー方法。

ケーブルストランドは 127[#]/sc. x 56 ストランドで構成されてお
 り、ポイントトップ型の変形型とする。

また、スプレー方法は、出来るだけ容量を小さくするために
 碇着部でのストランド配置を 8段7列とする。



スプレーサトル上

48	52	55	53	56	54	51
41	45	49	46	50	47	44
36	37	42	38	43	39	40
32	28	33	29	34	30	35
27	23	24	20	25	26	31
18	19	15	12	16	21	22
14	11	8	5	9	13	17
7	4	2	1	3	6	10

8段

碇着部

7列

(11) アンカースパン長及びケーブル碇着長

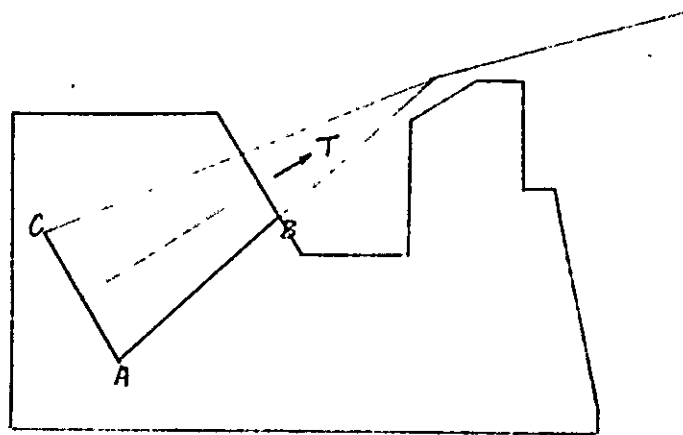
アンカースパン長の決定方法については、計算式があるわけではなく、むしろケーブルの施工性によって決定されている例がほとんどである。また、アンカースパン長は躯体体積、サドルバント背面の応力にも影響を与える。

前者については、躯体中の調整である程度カバーすることが可能であり、後者については、アンカースパン長が長くなればサドルバントの高さが高くなるのでアンカースパン長に比例して応力は増加することになる。しかし、ケーブルの施工性は最優先されるべきで、スプレー中 $(B_1)/\text{アンカースパン長}(l_1) \approx 0.3$ 程度が平均的値であり、既設の吊橋では B_1/l_1 は概ね $0.2 \sim 0.4$ の間に分布している。また、この値が大きく折れ角が小さい場合には、アンカーサドルとケーブルのスベリが生じ易くなる。

マタテイ橋梁の場合には規模からみてアンカースパン長は 20m (l_1) 程度が適当と思われる。また、碇着部でのケーブル1段当りの間隔を 75cm とすると $7 \times 0.75 = 5.25\text{m}$ (B_1) であるので $B_1/l_1 = 5.25/20 = 0.26$ となり、ほぼ妥当な値となる。なお、碇着位置からアンカレッジコンクリート面までは、碇着作業のスペース確保のため 2.0m を取ることにする。

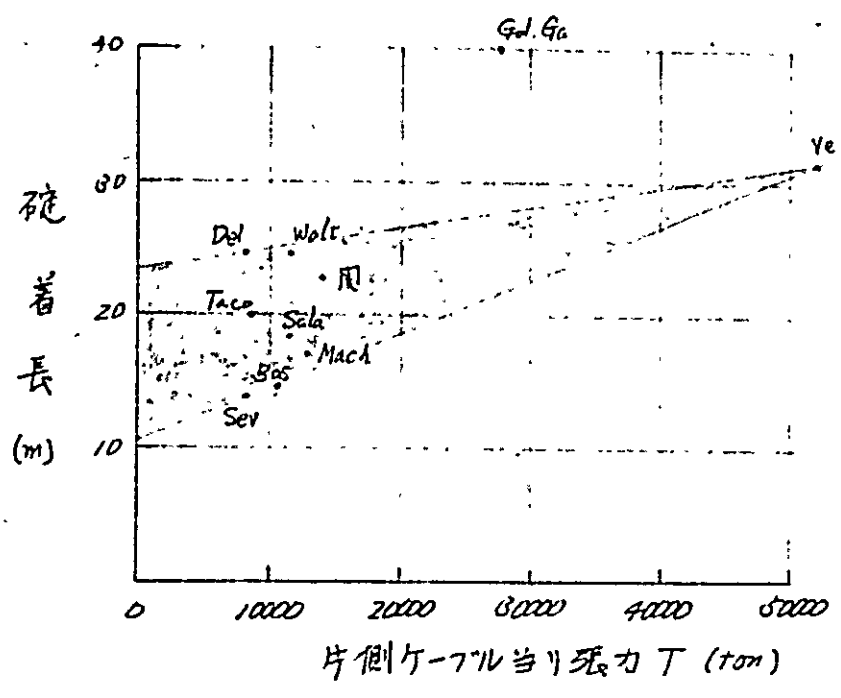
ケーブル碇首長については、アンカースパン長同様、特に決った計算方法があるわけではない。つまり、マスコンクリート内に有害な内部応力を発生させず、確実にケーブルを碇着できれば良いということになる。

ケーブル張力は引張材を通して後面ガーダーに伝達され、マスコンクリートに応力が伝わるという機構を肯定するならば、せん断断面は下図のAB面になるであろう。



したがって張力 T に対して AB 面のせん断抵抗がとりよれば良いことになり、これで AC 面で引張破壊を起すかと云えば、そうではなく、今までのアンカレッジの AC 面後方内部応力を FEM でみると 10 kg/cm^2 以上の引張応力が発生している例はほとんどないようである。

また世界の吊橋に於ける張力Tと碇着長との関係Eは下記のグラフの様になっている。



マダガスカル橋の場合には張力が約10000tであるので概ね20m 近辺になるであろう。

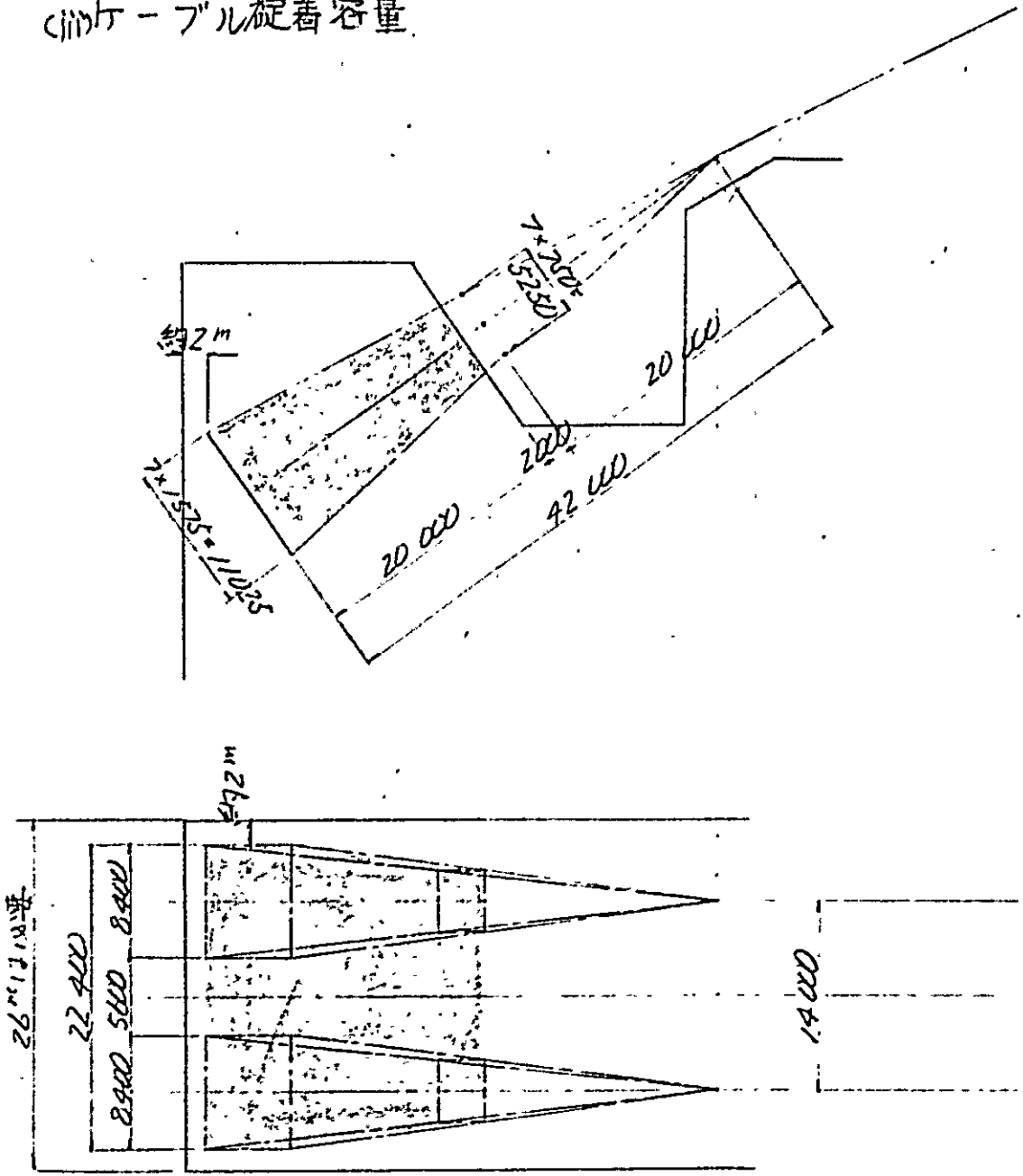
ここで碇着長 20m, コンクリートのせん断強度を 70 t/m² とし安全率を求めると

$$n = \frac{l \cdot B \cdot T_a}{T} = \frac{20 \times 8.4 \times 70}{10000} = 1.176$$

となる。

したがって碇着長は 20m と決定する。

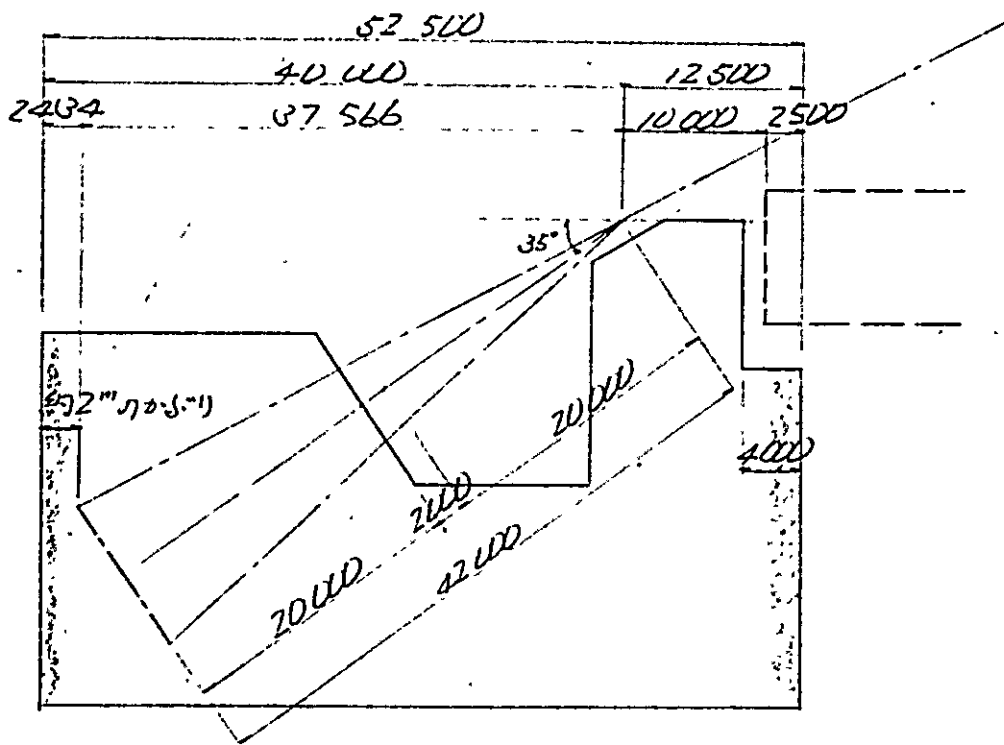
ケーブル着容量



図の着色部を、ケーブル着容量とする。

(f) 最小躯体長さの決定

最小躯体長さは、今までに決めてきた 補剛トラス受け巾、ケーブル着カ点高さ、ケーブル折れ角、アンカースパン長、ケーブル碇着長さより 必然的に図の様に決定される。



アンカーガーダー 中心線から 躯体背面までは、アンカーフレームとそのかぶり分を見込んで 2m 以上確保するものとすると、躯体最小長さは 52.50m となる。

なお、補剛トラス垂直材中心から、ケーブルスプレー点までの距離 10.0m は、橋梁計画で決定されている値である。

(8) 基礎底面勾配の決定

基礎底面の勾配は、地形及び地質、掘削土量に関係する他、基礎の安定性(滑動)に大きな影響を及ぼす。

マタテ橋梁の場合には、地震の影響がきわめて小さいため、基礎の安定は常時の滑動で決定される。(支持地盤は硬岩であるため、問題とはならない。また、アンカレッジが転倒できびしくなるということは、陸上アンカレッジでは通常考えられない)今基礎底面が水平の場合には、水平張力を $T = 20000 \text{ t}$ 、摩擦抵抗を $\mu = 0.6$ とすれば、躯体必要重量 N

は $n = \frac{N}{T} \mu$ であるから n : 安全率 2.0

$$N = \frac{nT}{\mu} = \frac{2.0 \times 20000}{0.6} = 66670 \text{ t}$$

となる。

また、仮に底面勾配を 10% とすると

$$n = \frac{N + T \tan \theta}{T - N \tan \theta} \mu \text{ とする。}$$

したがって 必要躯体重量 N は

$$N = \frac{T \left(\frac{2}{\mu} - \tan \theta \right)}{\left(1 + \frac{2}{\mu} \tan \theta \right)} = \frac{20000 \left(\frac{2}{0.6} - 0.1 \right)}{\left(1 + \frac{2}{0.6} \times 0.1 \right)} = 48500 \text{ t}$$

であるから

躯体重量は底面に10%の勾配を設けることにより18170^t
(7570^{m³})のコンクリートが節約できることになる。

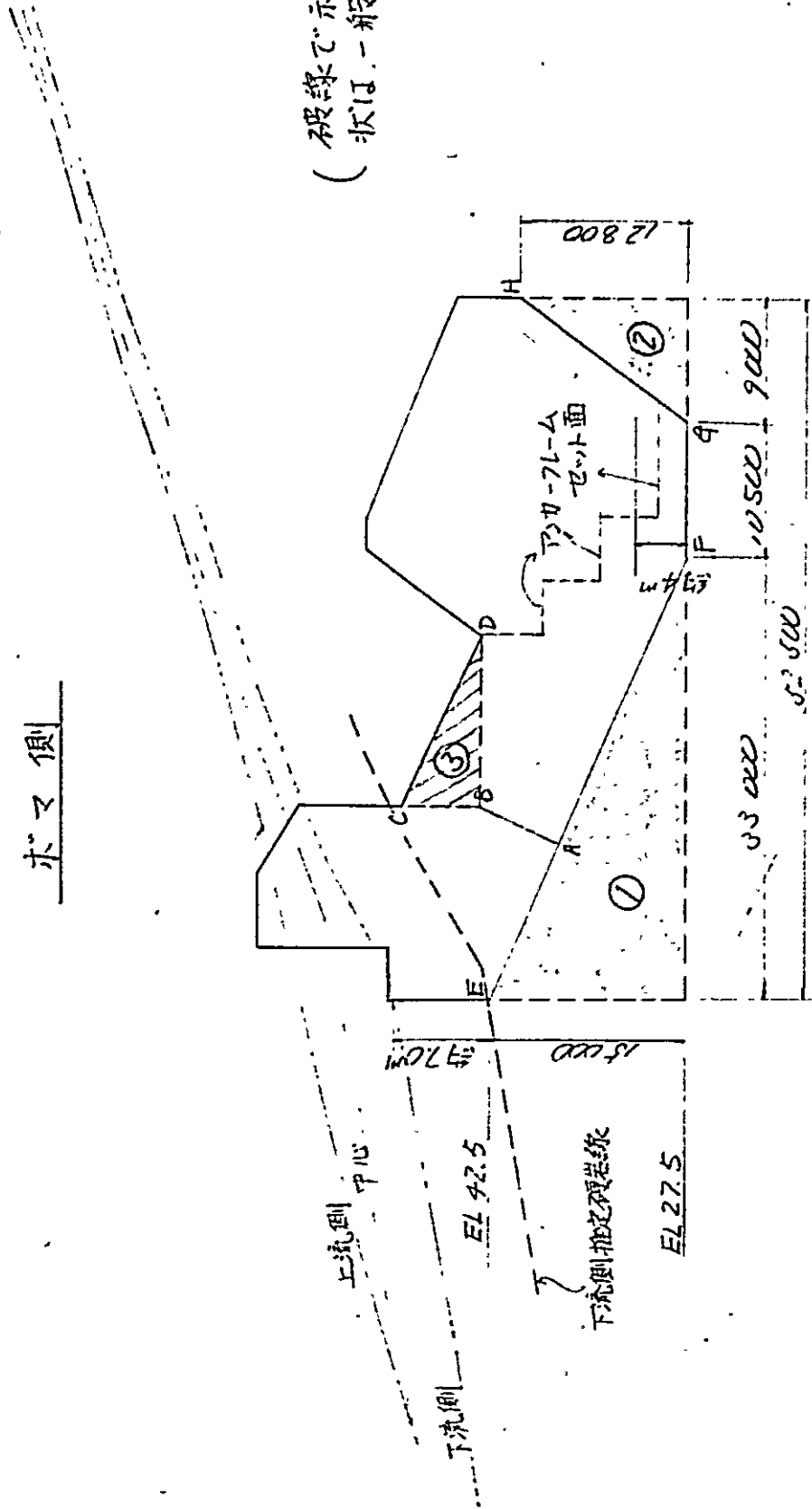
この様に基礎底面勾配は、滑動抵抗に影響を及ぼすことになる。
また、当然のことながら基礎底面に勾配を設けることにより掘削土量を減らすことが出来る。特にマタティ橋梁のアソカレッジ設置位置では、基礎底面に勾配を設けないと硬岩掘削が多くなるため、積極的に勾配を設けて硬岩掘削を減らすべく努力すべきであろう。

底面勾配を決定するにあたって、マタティ側とボマ側の地形を見ると、ボマ側の方がアソカレッジ左右側面位置での地盤に高低差が大きくなっている。また、ボマ側の推定岩盤線は、マタティ側よりも深くなっている。(表層より7.7m) したがって基礎底面が、かたらず硬岩にセツトされる様にボマ側の地形をもって基礎底面勾配を決定することにする。

ボマ側の地形は次頁に示す

ボマ側

(破線で示した形体形状は、一般的形状を示す)



図で示してある様に、アンカレッジ前面が推定硬岩線と接する位置は、おおよそ $EL 42.5$ になる。またアンカレッジのセット面は、アンカーフレームの関係で $EL 27.5$ 程度にする必要がある。しかしアンカレッジの前端から後端まで全て $EL 27.5$ とすると硬岩掘削が多くなるので、アンカーフレームのセットに影響のない位置（前端から $33.0m$ ）の点と、 $EL 42.5$ を結んだ線（ $E-F$ ）を基礎底面として ①の着色部はカットすることにする。それに伴ない、アンカレッジの鞍部にあたる $A-B$ 断面が小さくなり、応力上好ましくないので ③の部分を底面勾配と同じ傾きで上のせする。（ $E-F \parallel C-D$ ）。

またアンカレッジ背面は同じく硬岩掘削を減らすためにアンカーガードとほぼ平行にカットする（②の着色部）

以上の結果アンカレッジ底面勾配は

$$\frac{E-F}{\quad} \quad \tan \theta = 0.4545$$

$$\frac{G-H}{\quad} \quad \tan \theta = 1.4222$$

とする。

(h) 必要軀体重量の計算及び最小軀体巾

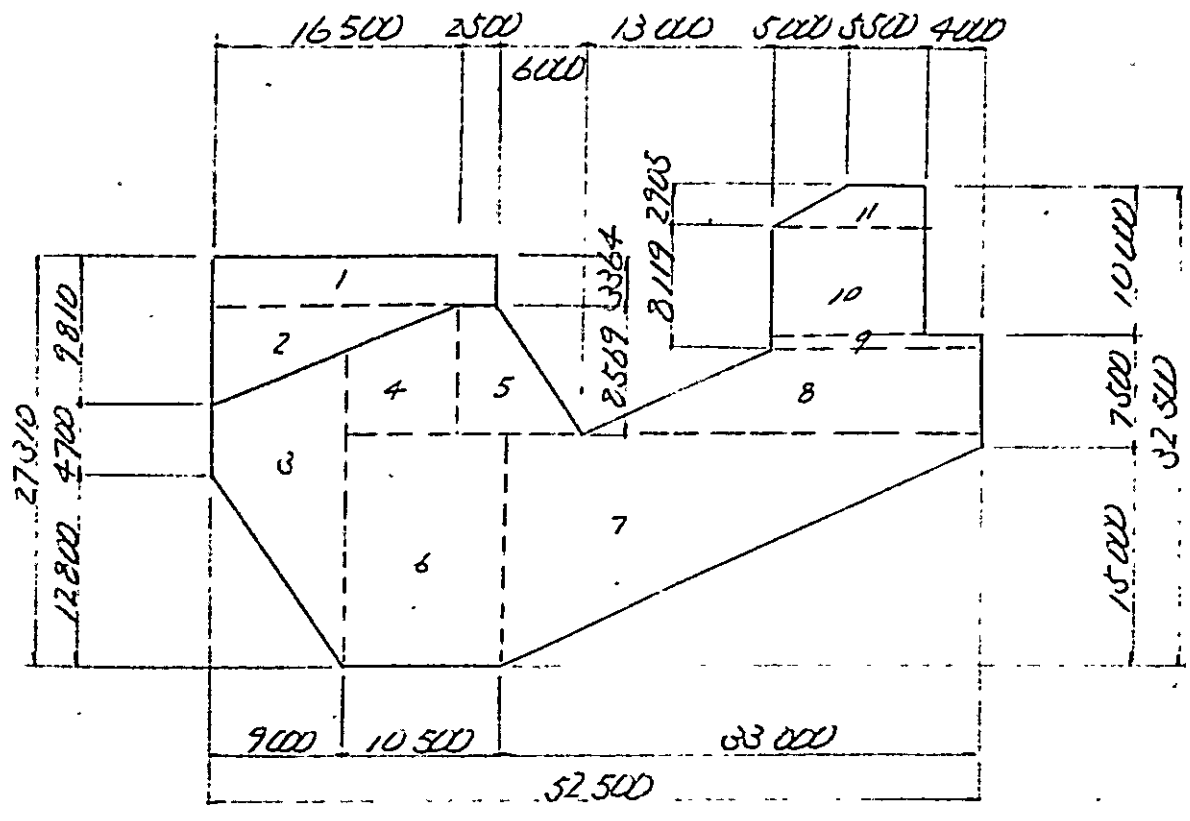
ケーブル張力の鉛直成分 $V = 8700.2 \text{ t}$

水平成分 $T = 18467.6 \text{ t}$

基礎底面勾配 $\tan \theta = 0.454545 \dots$

基礎底面摩擦係数 $\mu = 0.6$

軀体重量



$$\begin{array}{l} 1 \quad (0.364 + 0.174) \times 19 \times \frac{1}{2} \times 5 \times 2.4 = \\ 2 \quad 16.5 \times 6.636 \times \frac{1}{2} \times 5 \times 2.4 = \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1 \\ 2 \end{array}} \right\} 1402.3 \text{ t}$$

$$\begin{array}{l} 3 \quad (4.7 + 21.12) \times 9 \times \frac{1}{2} \times 2.4 = \\ 4 \quad (5.553 + 8.569) \times 7.5 \times \frac{1}{2} \times 2.4 = \\ 5 \quad (2.5 + 8.5) \times 8.569 \times \frac{1}{2} \times 2.4 = \\ 6 \quad 10.5 \times 15.567 \times 2.4 = \\ 7 \quad (15.567 + 0.567) \times 33 \times \frac{1}{2} \times 2.4 = \\ 8 \quad (27.5 + 14.5) \times 5.907 \times \frac{1}{2} \times 2.4 = \\ 9 \quad 14.5 \times 1.824 \times 2.4 = \\ 10 \quad 10.5 \times 6.295 \times 2.4 = \\ 11 \quad (10.5 + 5.5) \times 2.905 \times \frac{1}{2} \times 2.4 = \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \end{array}} \right\} 2126 \text{ t/m}$$

$$\begin{array}{l} 10 \quad 10.5 \times 6.296 \times 2.4 \times (-5) = \\ 11 \quad (10.5 + 5.5) \times 2.905 \times \frac{1}{2} \times 2.4 \times (-5) = \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 10 \\ 11 \end{array}} \right\} -1072 \text{ t} \quad (\text{控除})$$

$$W = 2126 \cdot \frac{\text{t}}{\text{m}} \cdot \text{m} + 330.3 \text{ t}$$

ここで滑動安全率 f_s は

$$f_s = \frac{(W - V) + T \tan \theta}{T - (W - V) \tan \theta} \mu \quad \text{で求められる。}$$

また上式の分母 $T - (W - V) \tan \theta = 0$ とすると基礎に作用する力の合力が基礎底面に対して直角に交わることになり基礎を滑動させる力は零になることを意味する。

したがってこの時の W を求めると

$$\begin{aligned} W &= \frac{T}{\tan \theta} + V \\ &= \frac{18464.6}{0.45454} + 8730.2 \\ &= 49352 \text{ t} \end{aligned}$$

これを前式のWに代入して躯体中xを求めると

$$49352 = 2126x + 330.3$$

$$\therefore x = 23 \text{ m}$$

したがって求める最小躯体中は23mということになるが
ケーブル破着容量の決定の所で示した様に、アンカーフレーム
を収容するためには最小躯体中が26m必要であるので
アンカレッジ 躯体中は26m とする。

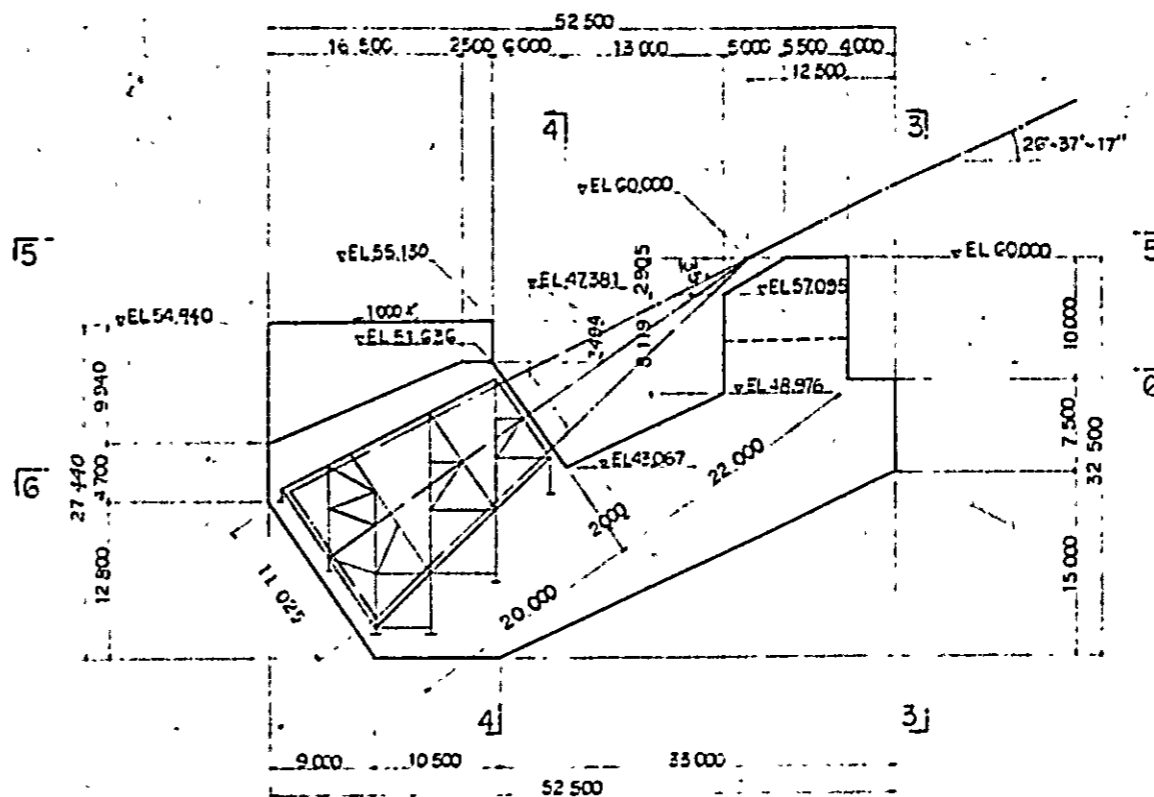
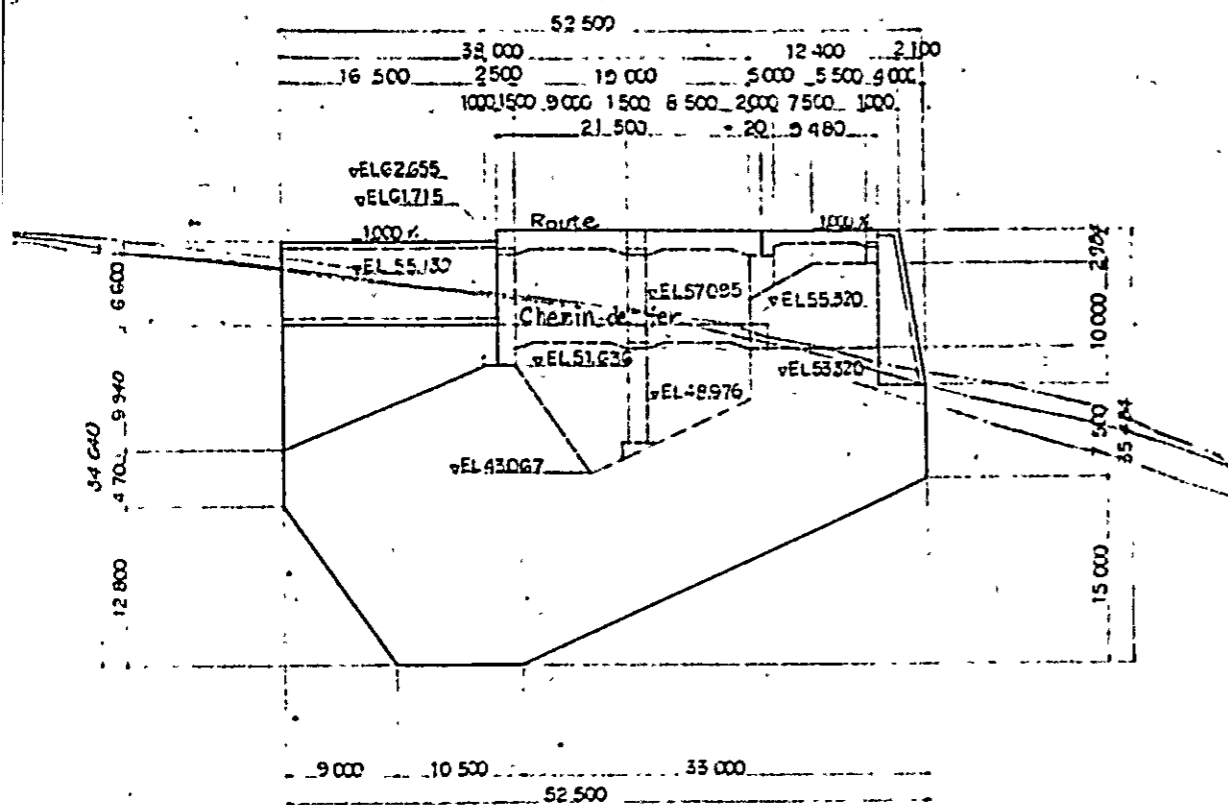
(3) 一般形状寸法

DESSIN GÉNÉRAL DE CONSTRUCTION (Béton massif d'ancrage)

ECH. 1:300

SECTION 1-1

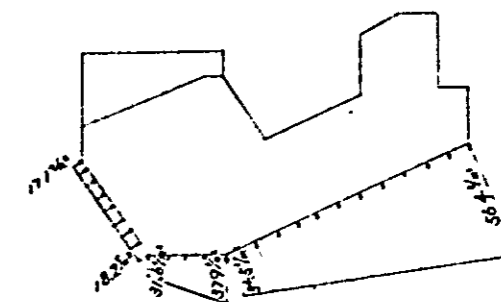
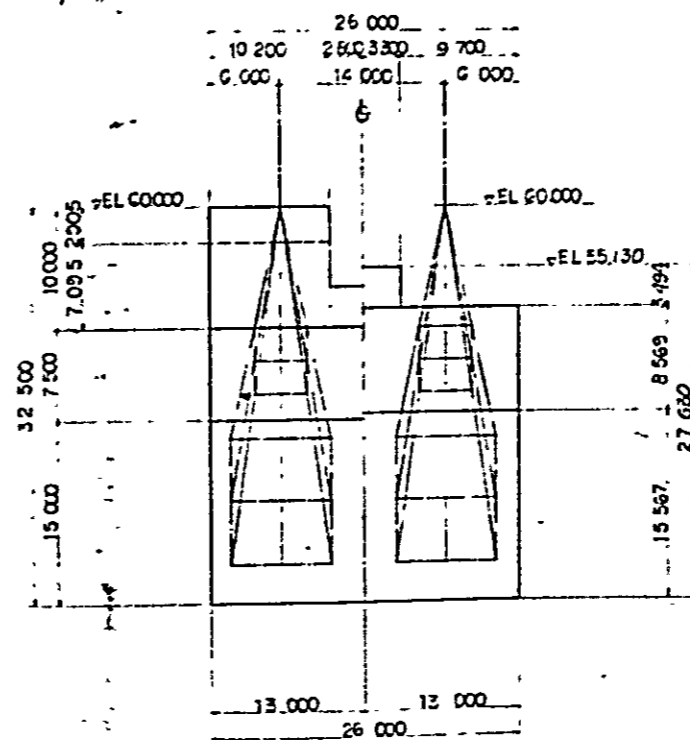
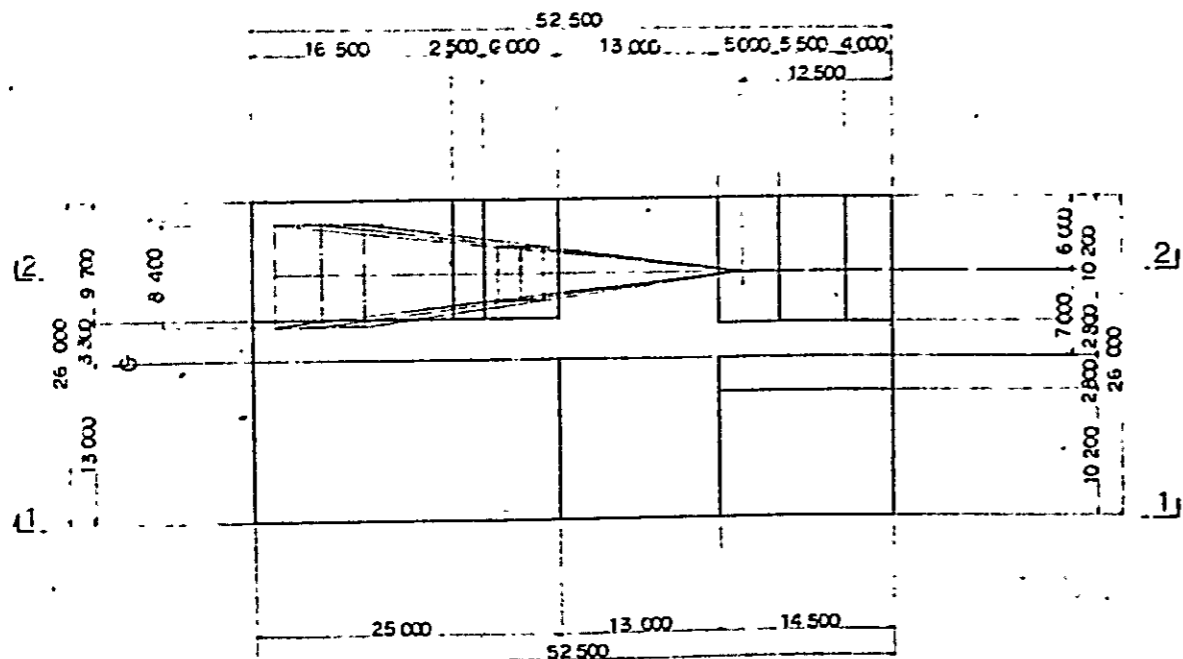
SECTION 2-2



SECTION 3-3 SECTION 4-4

Reaction de la fondation

SECTION 5-5 SECTION 6-6



(4) 安定計算

(a) 計算方針

安定計算は常時及び地震時について行う。

この時、地盤の前面及び側面抵抗は一切考慮しないが、

底面の傾斜効果は、滑動抵抗には十分考えられるので、

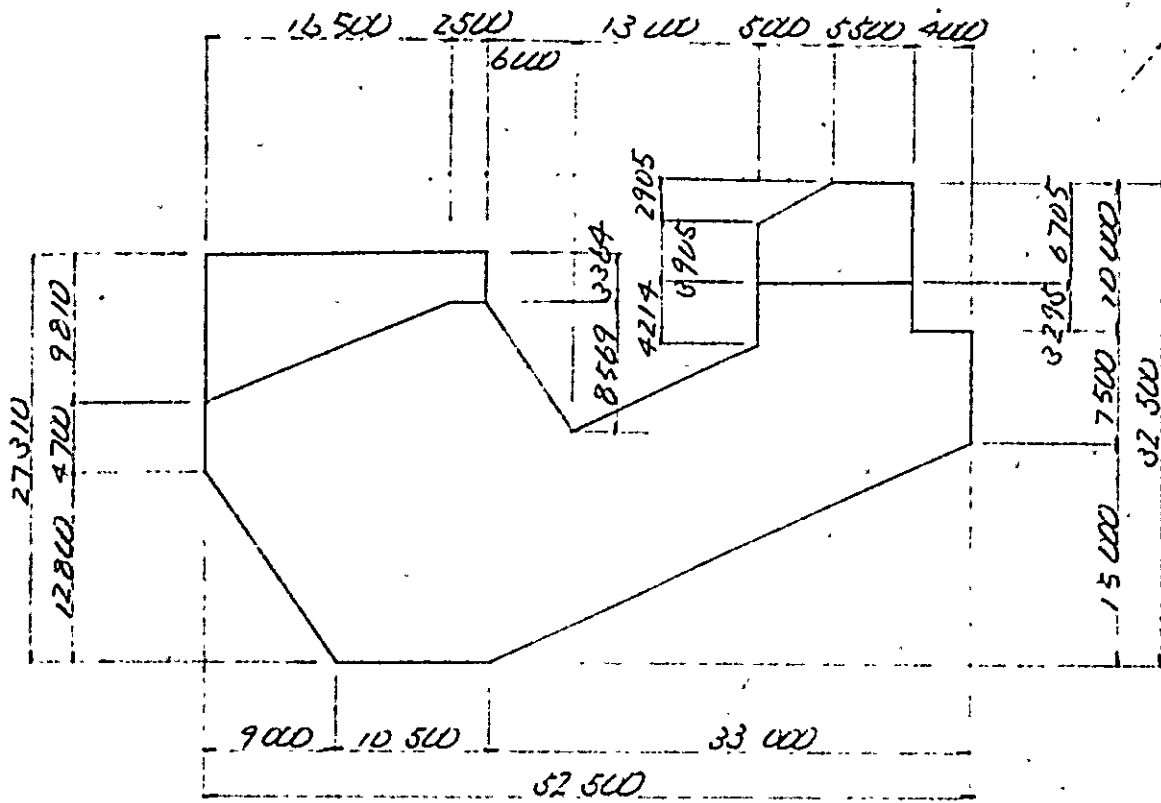
安全率計算に当ってはこれを考慮する。

(b) 安定計算結果

		橋軸方向	
		常時	地震時
底面外力	$N(t)$	52789	50353
	$M(t \cdot m)$	1134420	1094288
	$H(t)$	3712	5685
地盤反力	$B_{max}(t)$	56	60
	$B_{min}(t)$	27	29
転倒)	$e = \frac{M}{N}(m)$	$21.5 \geq \frac{B}{3} = 19.2$ OK	$20.8 \geq \frac{B}{3} = 8.1$ OK
滑動	$F = \frac{N_{total}}{H}$	8.53	5.81

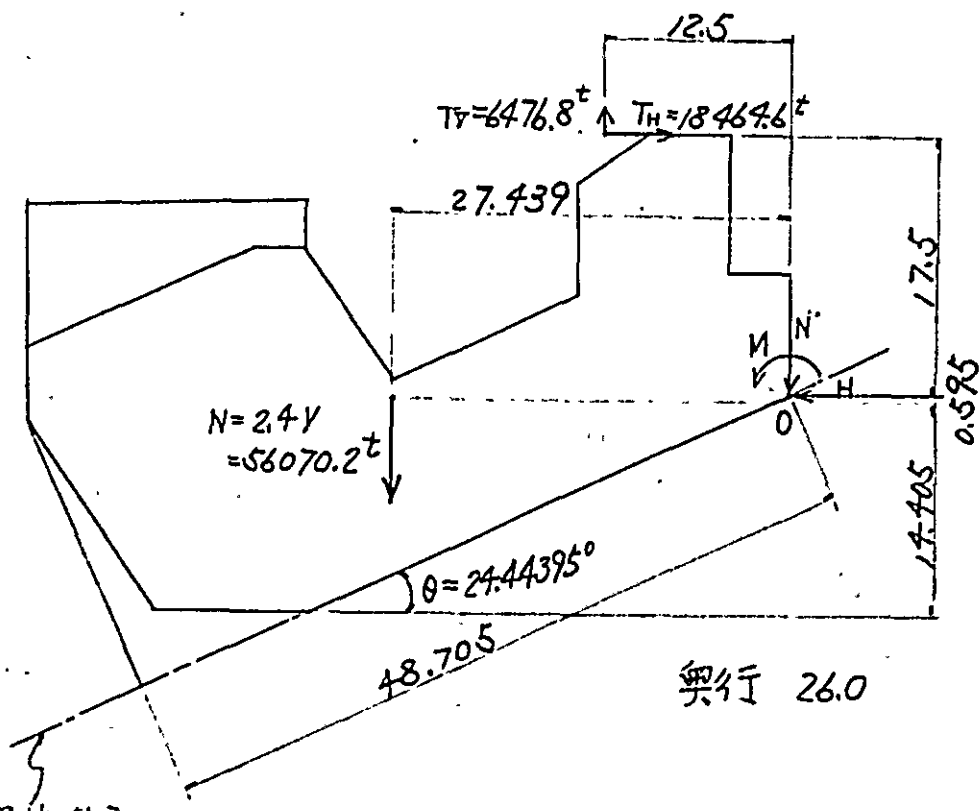
(c) 安定計算

(i) 粗体重量及び重心位置の算出



	算式	V (m³)	X (m)	Y (m)	VX (m⁴)	VY (m⁴)
①	$19.0 \times 0.19 \times \frac{1}{2} \times 6.6$	11.91	39.83	27.37	474.38	325.98
②	$19.0 \times 0.174 \times 6.6$	398.02	43.00	25.72	17114.86	10237.07
③	$16.5 \times 6.636 \times \frac{1}{2} \times 6.6$	361.33	47.00	21.92	16982.51	7920.35
④	$16.5 \times 6.636 \times \frac{1}{2} \times 26.0$	1423.42	41.50	19.71	59071.93	28055.61
⑤	$2.5 \times 8.569 \times 26.0$	556.99	34.75	19.85	19385.06	11056.05
⑥	$6.0 \times 8.569 \times \frac{1}{2} \times 26.0$	668.38	37.50	18.42	21053.97	12311.56
⑦	$16.5 \times 4.7 \times 26.0$	2016.30	44.25	15.15	89221.28	30546.95
⑧	$9.0 \times 12.8 \times \frac{1}{2} \times 26.0$	1497.60	46.50	9.53	69639.40	12774.53
⑨	$7.5 \times 12.8 \times 26.0$	2496.00	39.75	6.40	99216.00	15974.40
⑩	$3.0 \times 15.567 \times 26.0$	1214.23	34.50	7.72	41890.94	9446.71
⑪	$33.0 \times 0.567 \times 26.0$	486.49	16.50	15.28	8027.09	7433.57
⑫	$15.0 \times 33.0 \times \frac{1}{2} \times 26.0$	6435.00	22.00	10.00	141570.00	64350.00
⑬	$13.0 \times 5.909 \times \frac{1}{2} \times 26.0$	998.62	18.83	17.54	18804.01	17515.79
⑭	$10.176 \times 10.5 \times 26.0$	2772.05	9.25	20.66	25696.96	57394.51
⑮	$4.0 \times 6.933 \times 26.0$	721.03	2.00	19.03	1442.06	13721.20
⑯	$10.5 \times 0.852 \times 20.4$	825.10	9.25	27.67	7632.18	22830.52
⑰	$5.0 \times 2.905 \times \frac{1}{2} \times 20.4$	148.16	11.17	30.56	1654.95	4527.77
⑱	$5.5 \times 2.905 \times 20.4$	325.94	6.75	31.05	2200.10	10120.44
	合計	23362.57			641046.68	336543.01

(ii) 底面外力集計



仮想基礎底面
 • O点における外力
 (常時)

	V (ton)	x (m)	M _x (t·m)	H (tm)	y (m)	M _y (t·m)
N (躯体重)	56070.2	27.439	1538510.2	—	—	—
T _H	—	—	—	18464.6	17.500	323130.5
T _V	-6476.8	12.500	-80960.0	—	—	—
合計	49593.4	—	1457550.2	18464.6	—	323130.5

$$\begin{cases} \Sigma V = 49593.4 \text{ ton} \\ \Sigma H = -18464.6 \\ \Sigma M = M_x + M_y = 1134419.7 \text{ tm} \end{cases}$$

(地震時)

$$K_H = 0.05, \quad K_V = \frac{1}{2} \cdot K_H = 0.025$$

K_Vが支持力に及ぼす影響は小さいと考えられるので、

K_Vについては 上向きについてのみ検討する。

検討ケースは

- Case 1. K_V を上向き, K_H は背面方向へ考慮した場合.
- Case 2. K_V を上向き, K_H は前面方向へ考慮した場合とする.

(Case 1.)

	V (ton)	x (m)	M_x (t.m)	H (ton)	y (m)	M_y (t.m)
N (躯体自重)	56070.2	27.439	1538510.2	—	—	—
地震の慣性力	-1401.8	"	-38464.0	2803.5	-0.595	-1668.1
TH	—	—	—	-18464.6	17.500	-323130.5
Tv	-6476.8	12.500	-80960.0	—	—	—
合計	48191.6	—	1419086.2	-15661.1	—	-324798.6

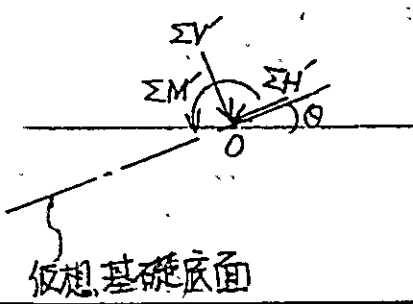
$$\begin{cases} \Sigma V = 48191.6 \text{ ton} \\ \Sigma H = -15661.1 \text{ ton} \\ \Sigma M = M_x + M_y = 1094287.6 \text{ t.m} \end{cases}$$

(Case 2)

	V (ton)	x (m)	M_x (t.m)	H (ton)	y (m)	M_y (t.m)
N (躯体自重)	56070.2	27.439	1538510.2	—	—	—
地震の慣性力	-1401.8	"	-38464.0	-2803.5	-0.595	1668.1
TH	—	—	—	-18464.6	17.500	-323130.5
Tv	-6476.8	12.500	-80960.0	—	—	—
合計	48191.6	—	1419086.2	-21268.1	—	321462.4

$$\begin{cases} \Sigma V = 48191.6 \text{ ton} \\ \Sigma H = -21268.1 \text{ ton} \\ \Sigma M = M_x + M_y = 1097623.8 \text{ t.m} \end{cases}$$

(iii) 安定計算



左記のように外力を置き換えて計算する。

$$\Sigma V' = \Sigma V \cdot \cos \theta - \Sigma H \cdot \sin \theta$$

$$\Sigma H' = \Sigma V \cdot \sin \theta + \Sigma H \cdot \cos \theta$$

$$\Sigma M' = \Sigma M$$

(常時)

$$\begin{cases} \Sigma V' = 52788.9 \text{ ton} \\ \Sigma H' = 3712.3 \text{ ton} \\ \Sigma M' = 1134419.7 \text{ t}\cdot\text{m} \end{cases}$$

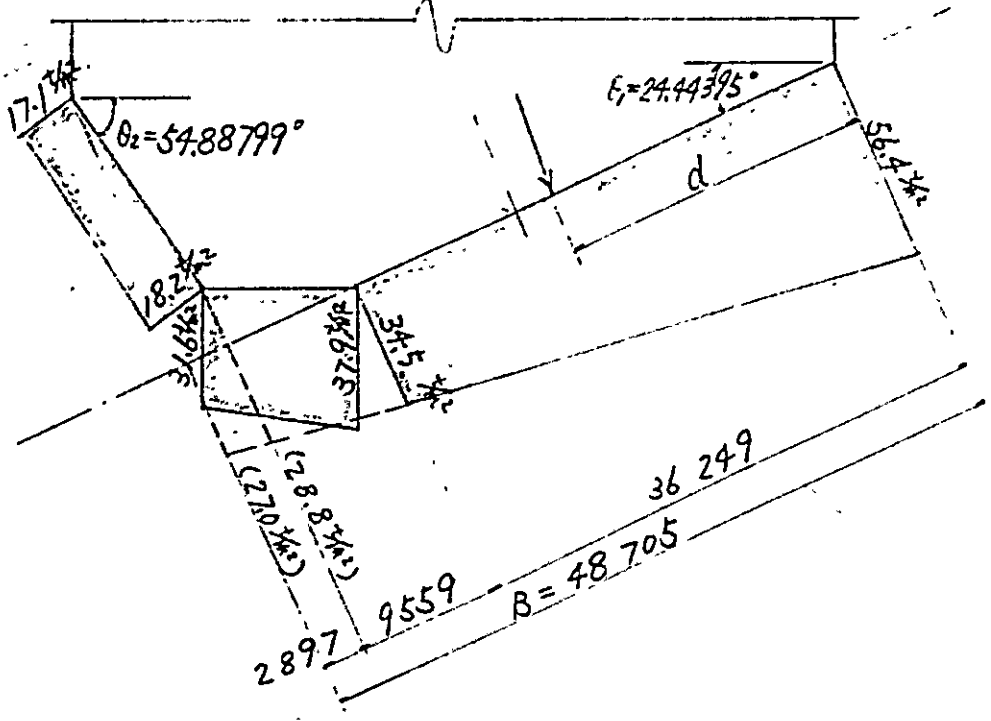
滑動=対する検討 ($\mu = 0.6$)

$$f_s = \frac{\Sigma V'}{\Sigma H'} \times \mu = 8.53$$

地盤反力

$$d = \frac{\Sigma M'}{\Sigma V'} = 21.490 \text{ m} \geq \frac{B}{3}$$

$$e = \frac{\Sigma V'}{B \times L} \pm \frac{6 \times \Sigma V' \times (B/2 - d)}{B^2 \times L} = \begin{cases} 56.4 \text{ t/m}^2 \\ 27.0 \text{ "} \end{cases}$$



(地震時)

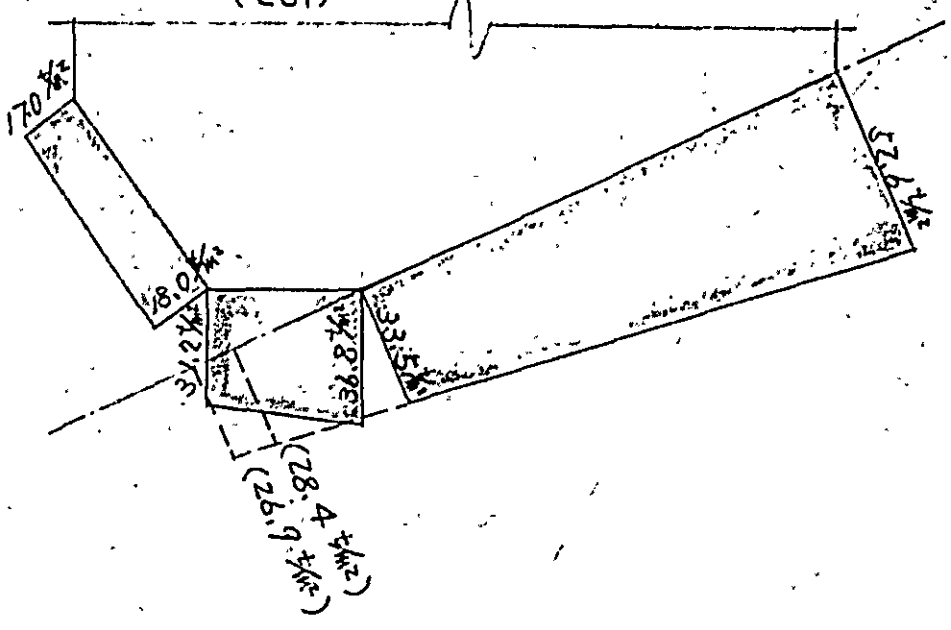
case 1.

$$\begin{cases} \Sigma V' = 50352.6 \text{ ton} \\ \Sigma H' = 5684.5 \text{ ton} \\ \Sigma M' = 1094287.6 \text{ t}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$f_s = 5.31$$

$$d = 21.732 \geq \frac{B}{3}$$

$$g = \begin{cases} 52.6 \text{ } \frac{1}{2} \text{ m}^2 \\ 26.9 \text{ "} \end{cases}$$



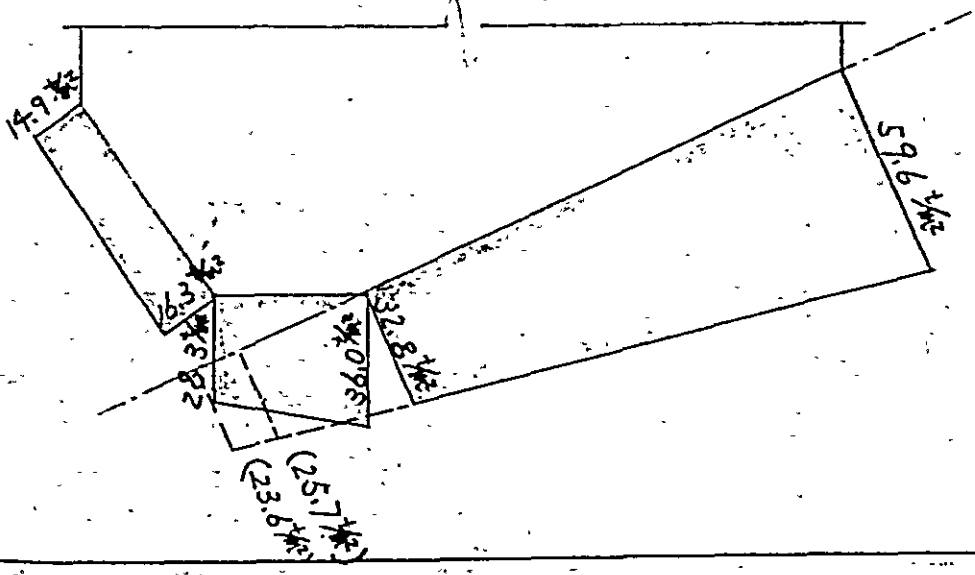
case 2.

$$\begin{cases} \Sigma V' = 52672.8 \text{ ton} \\ \Sigma H' = 580.1 \text{ ton} \\ \Sigma M' = 1097623.8 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$f_{\text{av}} = 57.5$$

$$d = 20.839 \text{ m} \geq \frac{B}{3}$$

$$g = \begin{cases} 59.6 \text{ } \frac{1}{2} \text{ m}^2 \\ 23.6 \text{ "} \end{cases}$$



(5) アンカレッジ本体主筋の計算

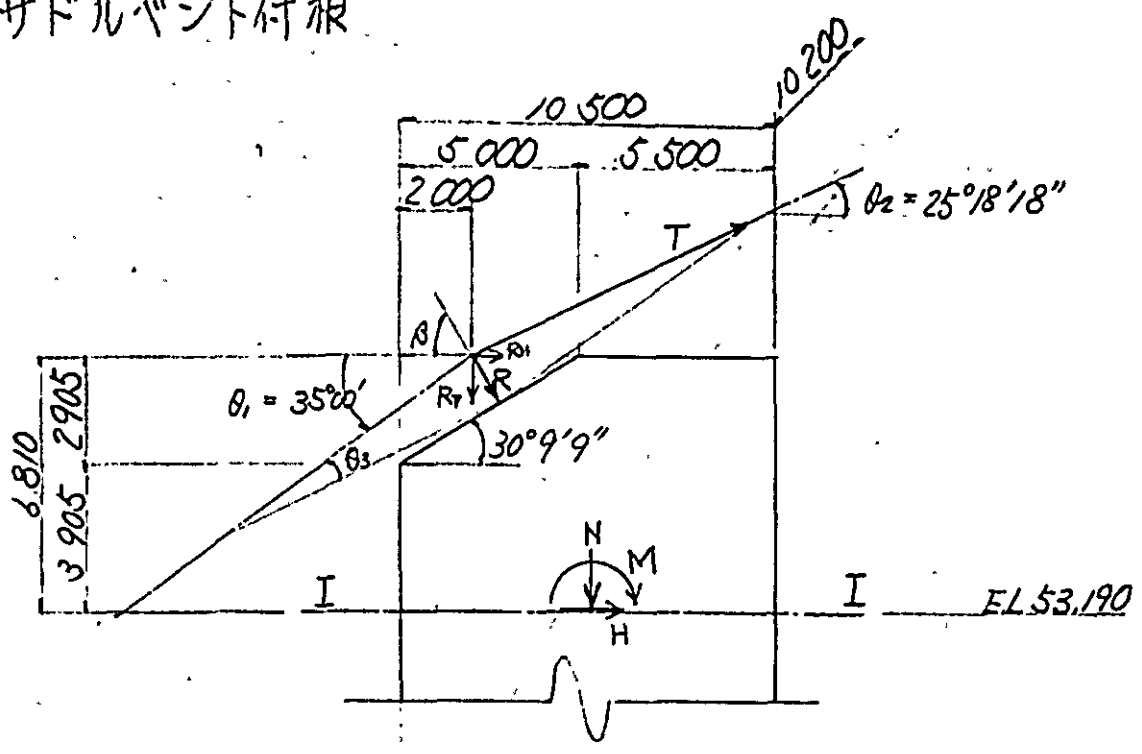
(a) 計算方針

アンカレッジ本体には、サドルベント付根部及び鞍部の断面に、引張応力が発生する可能性がある。

詳細時には F.E.M 解析により、詳細に検討し、圧縮領域と引張領域を判定し、鉄筋の碇着を定める必要がある。

しかし、剛体のつり合い計算によっても、F.E.M 解析に比較的近似するので、本設計では F.E.M 解析は行わない。

(b) サドルバント付根



$$T = 9783.8 \text{ t}$$

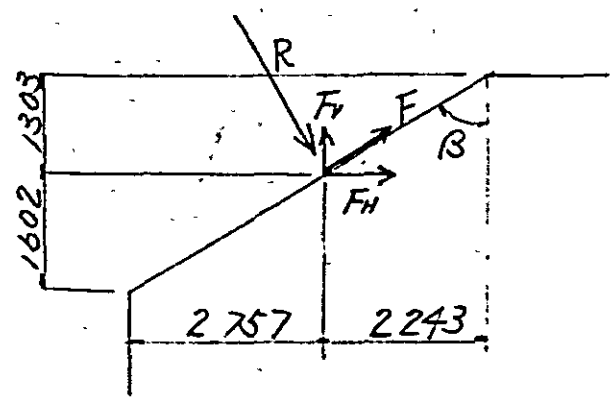
$$\beta = \frac{180^\circ - \theta_1 + \theta_2}{2} - \theta_2 = 59.8475^\circ = 59^\circ 50' 51''$$

$$\theta_3 = \theta_1 - \theta_2 = 9.695^\circ = 9^\circ 41' 42''$$

$$R = 2 \times T \times \sin\left(\frac{\theta_3}{2}\right) = 1653.5 \text{ t}$$

$$R_v = R \sin \beta = 1429.8 \text{ t}, \quad R_h = R \cos \beta = 830.6 \text{ t}$$

サドル摩擦力



$$F = 0.10 \times R = 165.4 \text{ t}$$

$$F_v = F \cos \beta = 83.1 \text{ t}$$

$$F_h = F \sin \beta = 143.0 \text{ t}$$

I-I 断面中心外力

	N (t)	x (m)	Mx (tm)	H (t)	y (m)	My (tm)
く体自重	1750.4	0.0	0.0	—	—	—
〃 (控除)	-355.6	-3.583	1274.1	—	—	—
	1429.8	-3.250	-4646.9	830.6	6.810	5656.4
サドル摩擦力	-83.1	-2493	207.2	143.0	5.507	787.5
合計	2741.5	—	-3165.6	973.6	—	6443.9

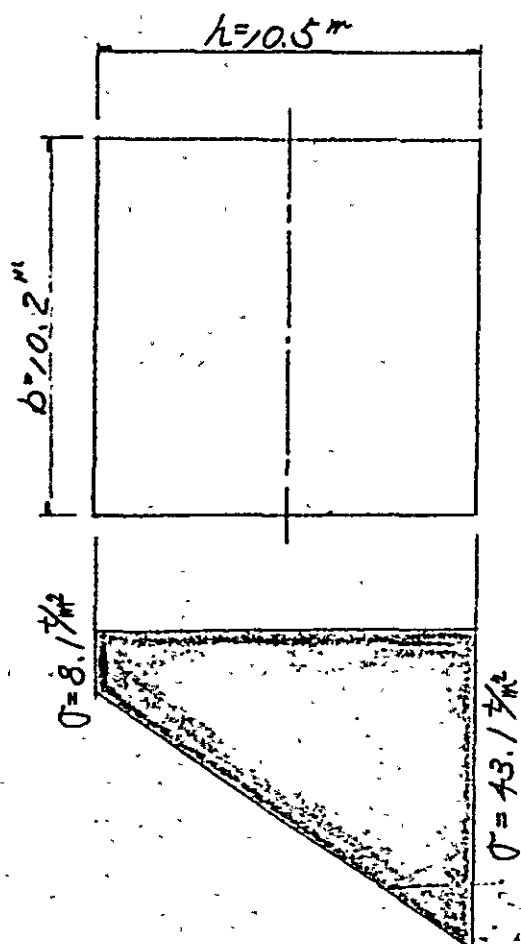
$$N = 2741.5 \text{ t}$$

$$H = 973.6 \text{ t}$$

$$M = M_x + M_y = 3278.3 \text{ tm}$$

$$e = 1.196 \text{ m}$$

I-I 断面応力度



断面二次モーメント

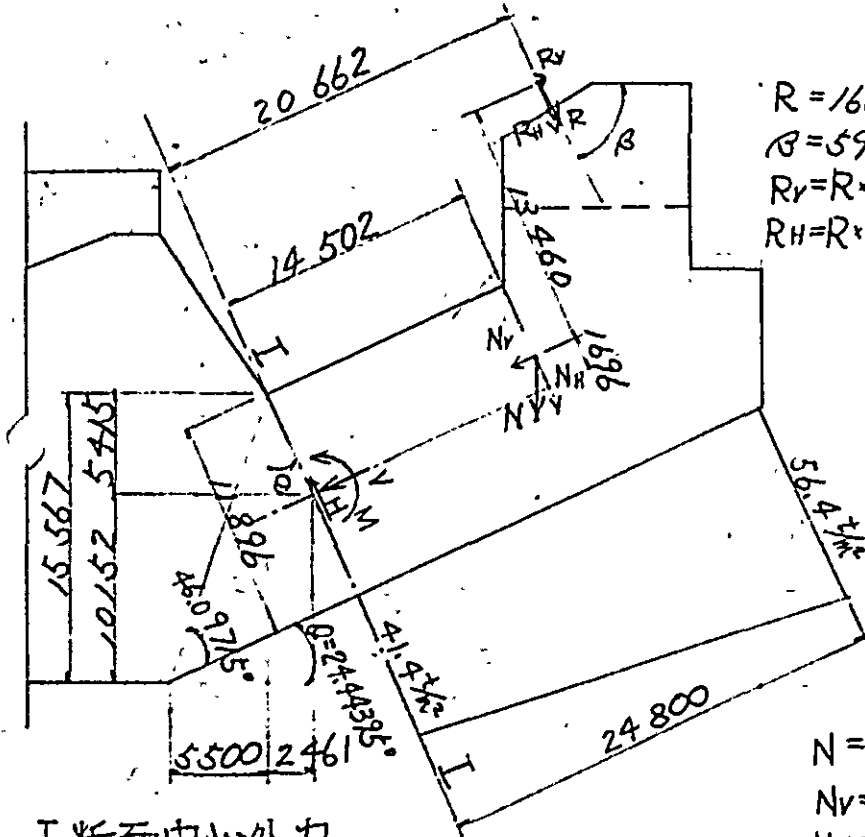
$$I = \frac{bh^3}{12} = 983.98 \text{ m}^4$$

応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{b \times h} \pm \frac{M}{I} x \\ &= \frac{2741.5}{10.2 \times 10.5} \pm \frac{3278.3}{983.98} \times 5.25 \\ &= \begin{cases} 43.1 \text{ t/m}^2 \\ 8.1 \text{ t/m}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

ゆえに 計算上の鉄筋は不要。

(C) 鞍部の断面検討 (常時)



$R = 1653.5 \times 2 \text{ ton}$
 $\theta = 59.8975^\circ$
 $R_V = R \cdot \sin(90^\circ - \theta - \theta)$
 $R_H = R \cdot \cos(90^\circ - \theta - \theta)$

5.70857

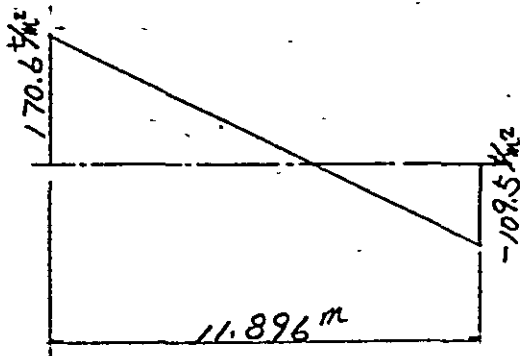
$N = 23603.5 \text{ ton}$
 $N_V = N \cdot \sin \theta$
 $N_H = N \cdot \cos \theta$

I-I 断面中心外力

	V (ton)	x (m)	M _x (ton·m)	H (ton)	y (m)	M _y (ton·m)
躯体自重	9767.2	1.696	16565.2	21487.8	14.502	-311616.6
サドル外反力	-328.9	15.156	-4984.8	3290.6	20.662	-67990.4
地盤反力	—	—	—	31530.7	13.034	410969.5
合計	9438.3	—	11580.4	6752.3	—	31362.5

$\therefore \Sigma V = 9438.3 \text{ ton}$
 $\Sigma H = 6752.3 \text{ ton}$
 $\Sigma M = M_x + M_y = 42942.9$

I-I 断面応力度



$b = 26.0 \text{ m}$
 $h = 11.896 \text{ m}$
 $I = 3647.50 \text{ m}^4$
 $\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{I} x$
 $= \begin{cases} 170.6 \text{ kg/cm}^2 \\ -109.5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$
 $A_s = \frac{I}{\sigma_{sa}} = 141.4 \text{ cm}^2$
 (D32 - 150 ctc 3段)

(6) 上屋構造の応力計算

(a) 計算方針

上屋構造とは、アンカレッジ本体に付随するところの道路高架部、鉄道高架部及びケーブルを保護するストラット防護壁等の構造物を云う。

応力計算としては、大別してスラブの設計とラーメン構造の設計の2種類になる。

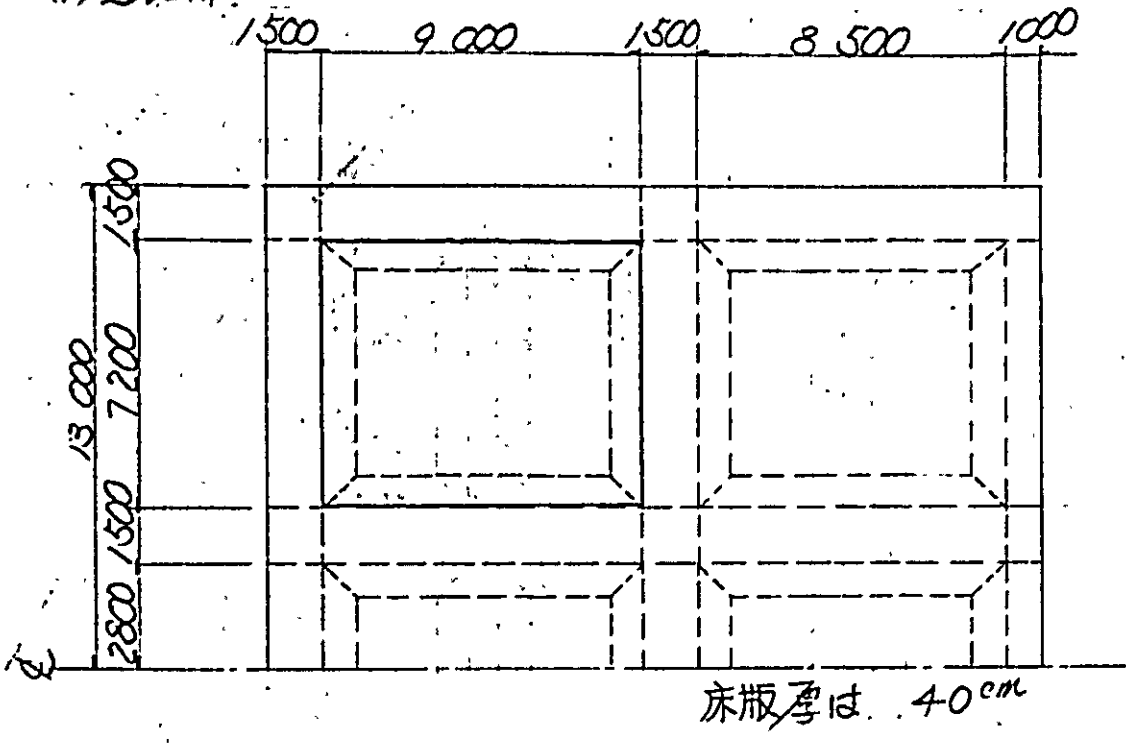
スラブは道路部と鉄道部に分けられ、設計荷重としては設計基準に示してある活荷重を換算等分布荷重として扱い、4辺固定2方向スラブとして解析する。

ラーメン構造は、上記スラブ及びストラット防護壁を支える骨組であり、実際には立体ラーメン構造と見るが平面ラーメンに置き換えてその分担荷重によって電算による変形法解析で行なう。

その他、アンカレッジ後部の箱については、建設省ボックスカルバートの標準設計、ストラット防護壁については経験技術を生かして既筋を決定しており、設計と算は詳細時に行なうものとして今回は計算を省略した。

(b) 天井スラブの設計

(i) 道路部



自動車荷重は、全重量を車両占有面積の換算等分布荷重で考える。

$$W_T = \frac{32.0}{20 \times 3.0} = 0.533 \text{ t/m}^2$$

$$W_a = 0.4 \times 2.5 = 1.000 \text{ t/m}^2$$

$$\Sigma W = 1.533 \text{ t/m}^2$$

$$l_x = 9.0 \text{ m}, l_y = 7.2 \text{ m}$$

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{7.2}{9.0} = 0.8 > 0.4$$

∴ 2方向スラブとして計算する。

(曲げモーメントの計算)

・ 支点部曲げモーメント

$$(l_x \text{ 方向}) \nu = \frac{l_y^2}{l_x^2 + l_y^2} = 0.2906$$

$$(l_y \text{ 方向}) \delta = \frac{l_x^2}{l_x^2 + l_y^2} = 0.7094$$

$$M_x = -\frac{1}{12} \nu \times w \times l_x^2 = -3.01 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$M_y = -\frac{1}{12} \delta \times w \times l_y^2 = -4.70 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

・ 中央部曲げモーメント

$$(l_x \text{ 方向}) \alpha = \left\{ 1 - \frac{5}{18} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \nu \right\} \times \frac{\nu}{24} = 0.01058$$

$$(l_y \text{ 方向}) \beta = \left\{ 1 - \frac{5}{18} \left(\frac{l_y}{l_x} \right)^2 \delta \right\} \times \frac{\delta}{24} = 0.02583$$

$$M_x = \alpha \times w \times l_x^2 = 1.31 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$M_y = \beta \times w \times l_y^2 = 2.05 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

(断面計算)

・ 支点部

$$M = 4.70 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

必要鉄筋量 A_s

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \alpha' d} = \frac{4.70 \times 10^5}{1800 \times 0.875 \times 30} = 9.95 \text{ cm}^2$$

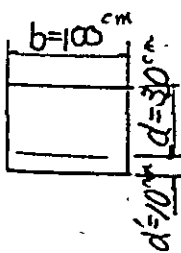
∴ D16-150^{etc} (13.24 cm²) を配筋する。

・ 中央部

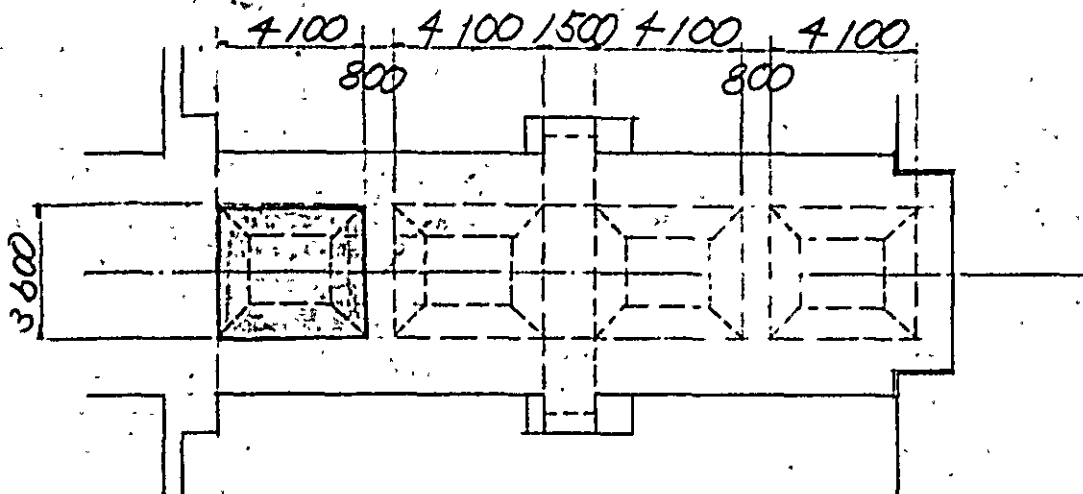
$$M = 2.05 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$A_s = \frac{2.05 \times 10^5}{1800 \times 0.875 \times 30} = 4.34 \text{ cm}^2$$

∴ D16-300^{etc} (6.62 cm²) を配筋する。



(ii) 鉄道部



活荷重

$$w_k = \frac{p}{a \times b} = \frac{18}{1.27 \times 2.1} = 6.75 \text{ t/m}^2$$

且し p : 軸重 18 t
 a : 軸距 1.27 m
 b : マクラ木の巾 2.1 m

死荷重

$$w_d = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ t/m}^2$$

荷重合計

$$w = w_k + w_d = 7.50 \text{ t/m}^2$$

$$l_x = 4.1 \text{ m}, l_y = 3.6 \text{ m}$$

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3.6}{4.1} = 0.878 > 0.4$$

∴ 2方向スラブとして計算する。

(曲げモーメントの計算)

支点部

$$\beta = \frac{l_y^2}{l_x^2 + l_y^2} = 0.3728$$

$$\delta = \frac{l_x^2}{l_x^2 + l_y^2} = 0.6272$$

$$M_x = -\frac{1}{12} \gamma \times w \times l_x^2 = 3.92 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$M_y = -\frac{1}{12} \delta \times w \times l_y^2 = 5.08 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

・中央部

$$\alpha = \left\{ 1 - \frac{5}{18} \times \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \times \gamma \right\} \times \frac{\gamma}{24} = 0.01345$$

$$\beta = \left\{ 1 - \frac{5}{18} \times \left(\frac{l_y}{l_x} \right)^2 \times \delta \right\} \times \frac{\delta}{24} = 0.02262$$

$$M_x = \alpha \times w \times l_x^2 = 1.70 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$M_y = \beta \times w \times l_y^2 = 2.20 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

(断面計算)

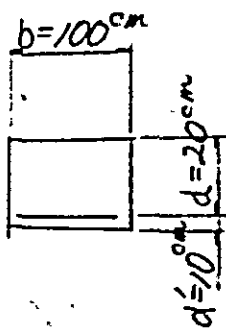
・支点部

$$M = 5.08 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

必要鉄筋量 A_s

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d} = \frac{5.08 \times 10^5}{1800 \times 0.875 \times 20} = 16.13 \text{ cm}^2$$

∴ D19-150^{c/c} (19.10^{cm}²) を配筋する。



・中央部

$$M = 2.20 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$A_s = \frac{2.20 \times 10^5}{1800 \times 0.875 \times 20} = 6.98 \text{ cm}^2$$

∴ D19-300^{c/c} (9.549^{cm}²) を配筋する。

(C) ラーマン構造の計算:

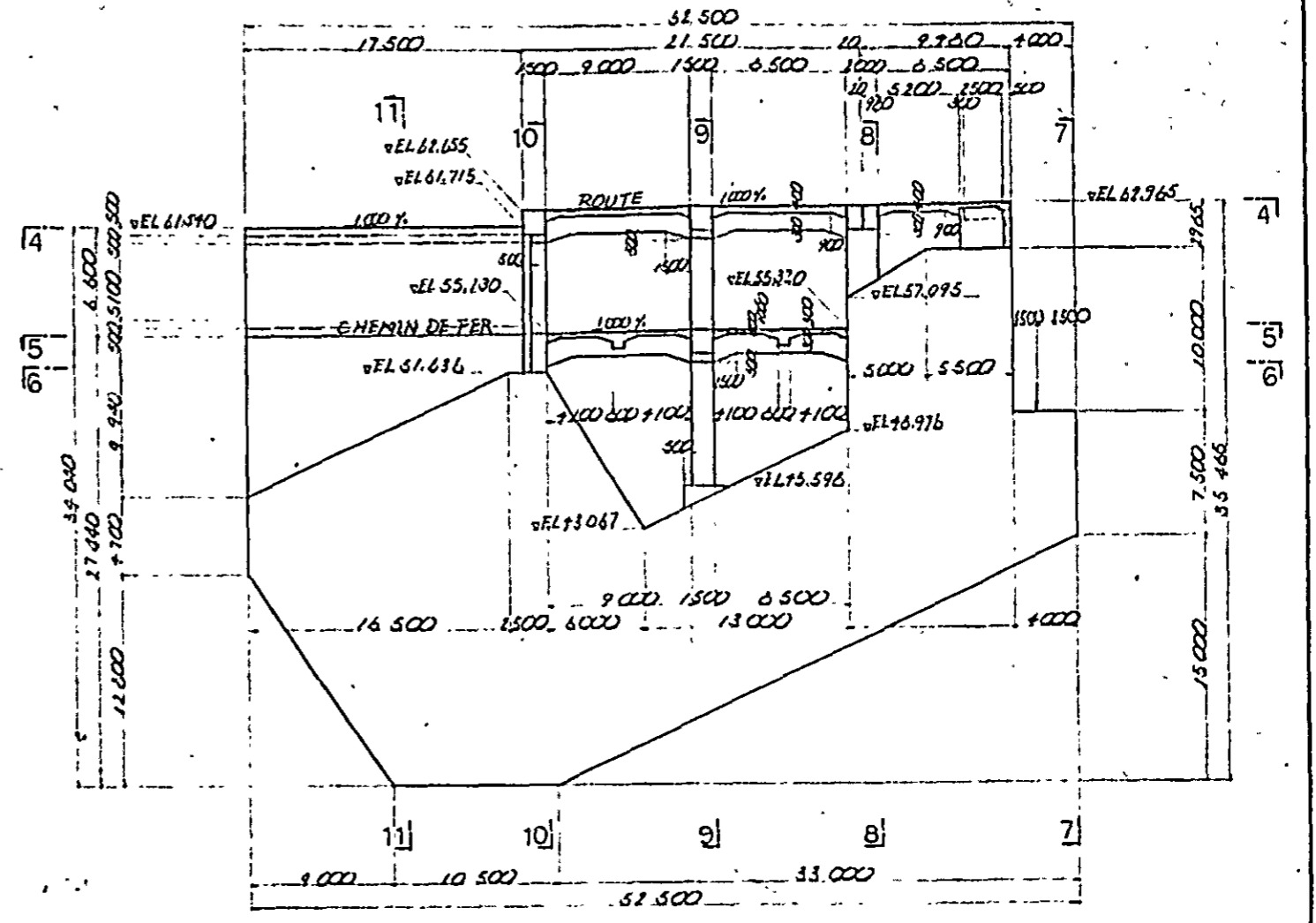
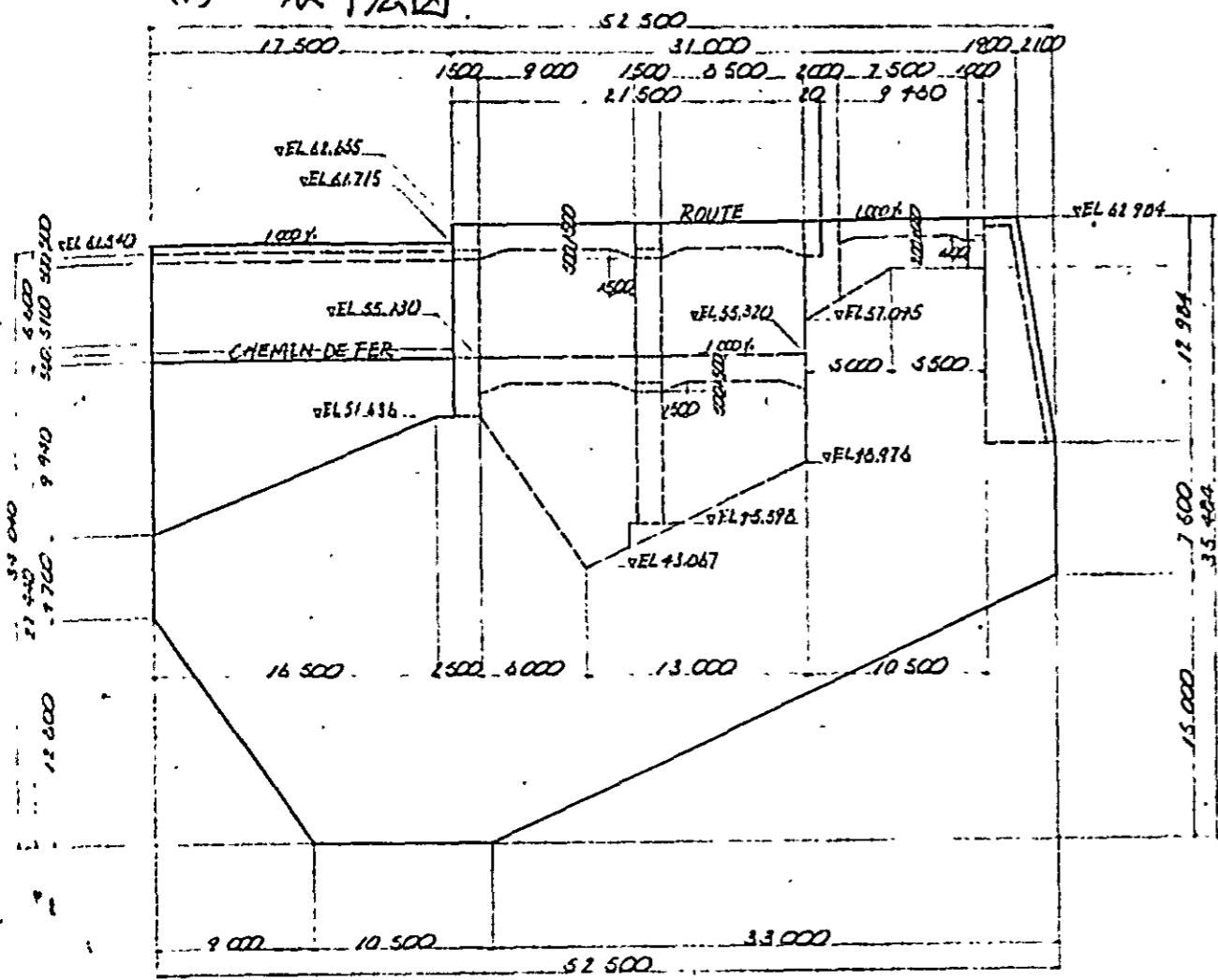
VUE DE SECTION - 1 ECHELLE 1:200

143-1

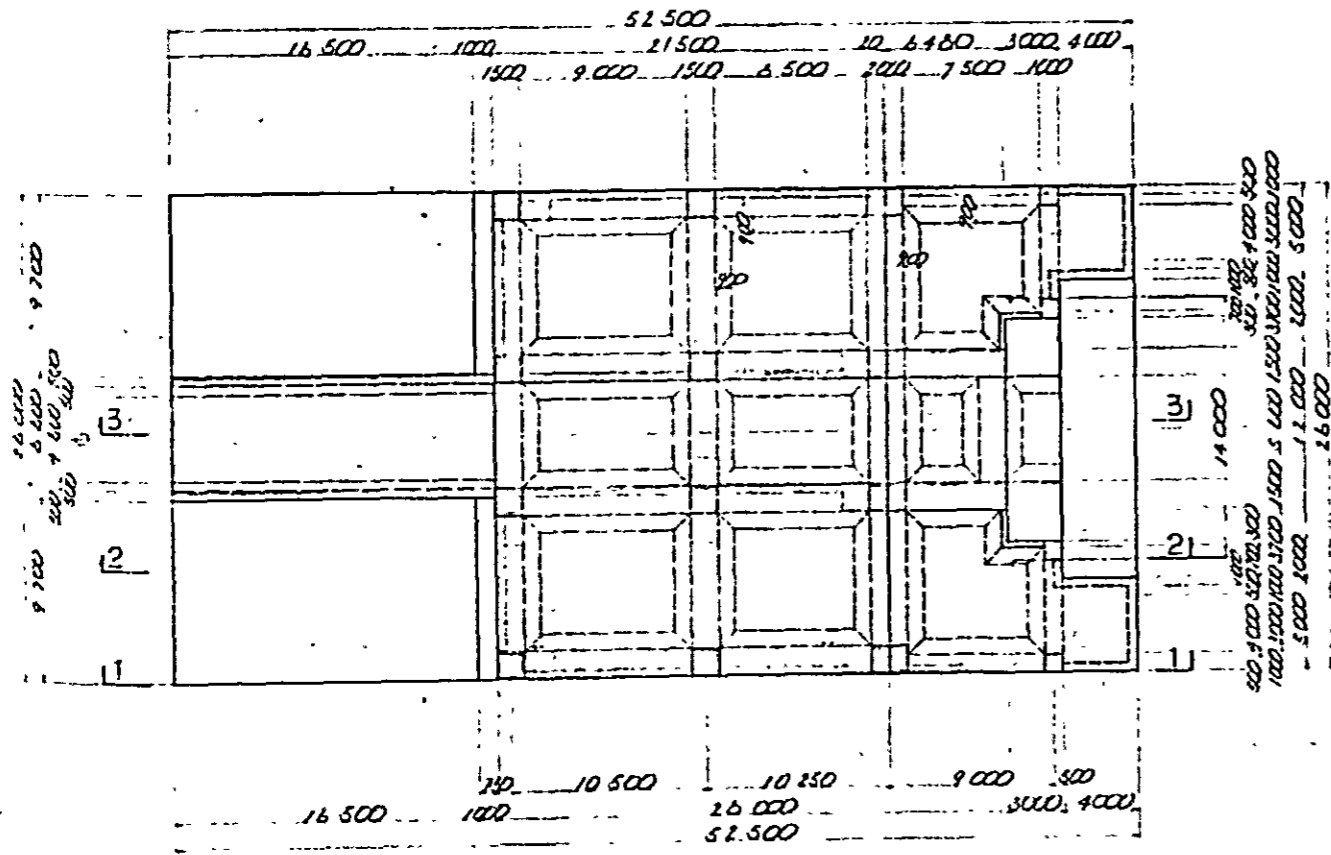
(i) 一般寸法図

1-1

2-2

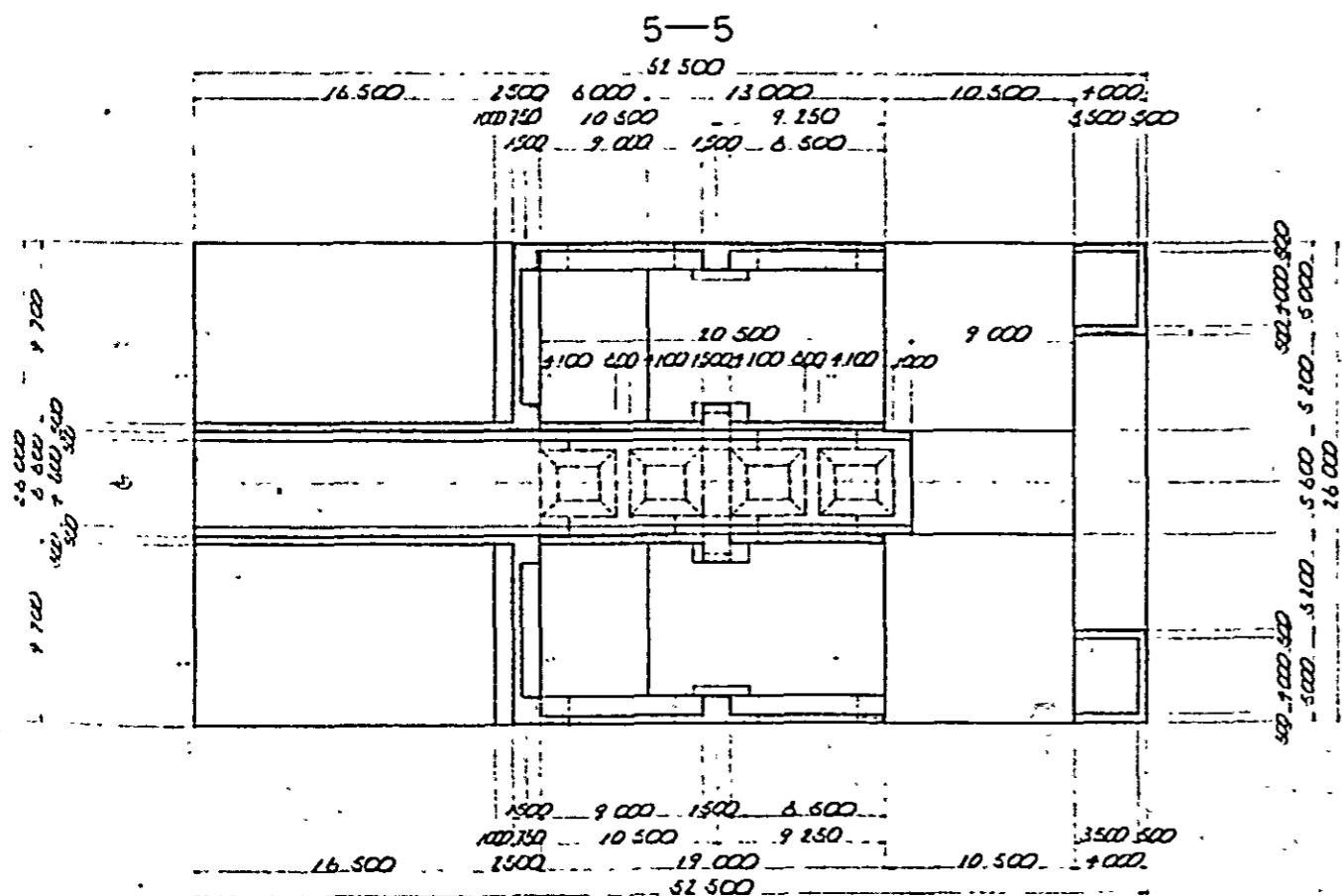
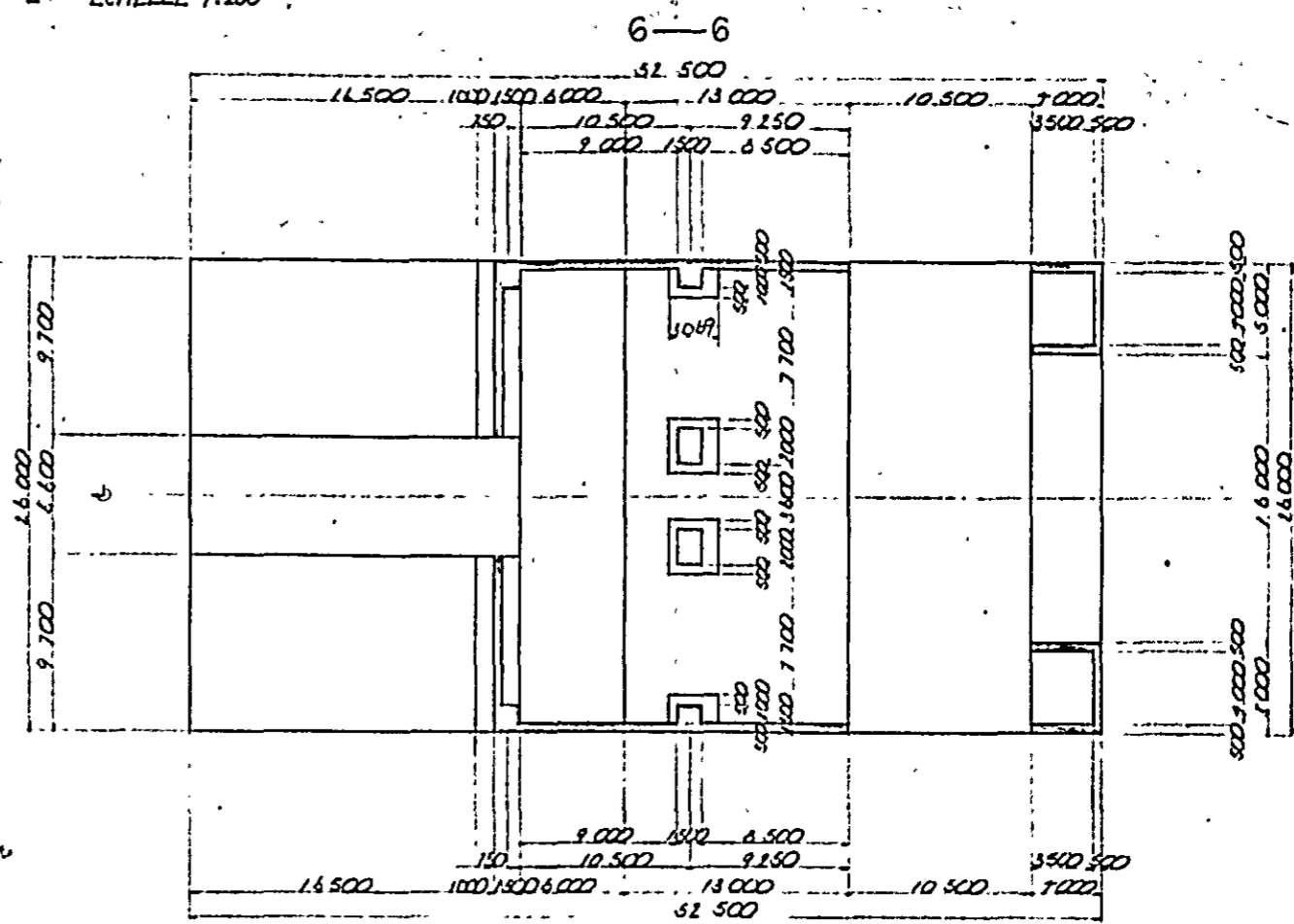
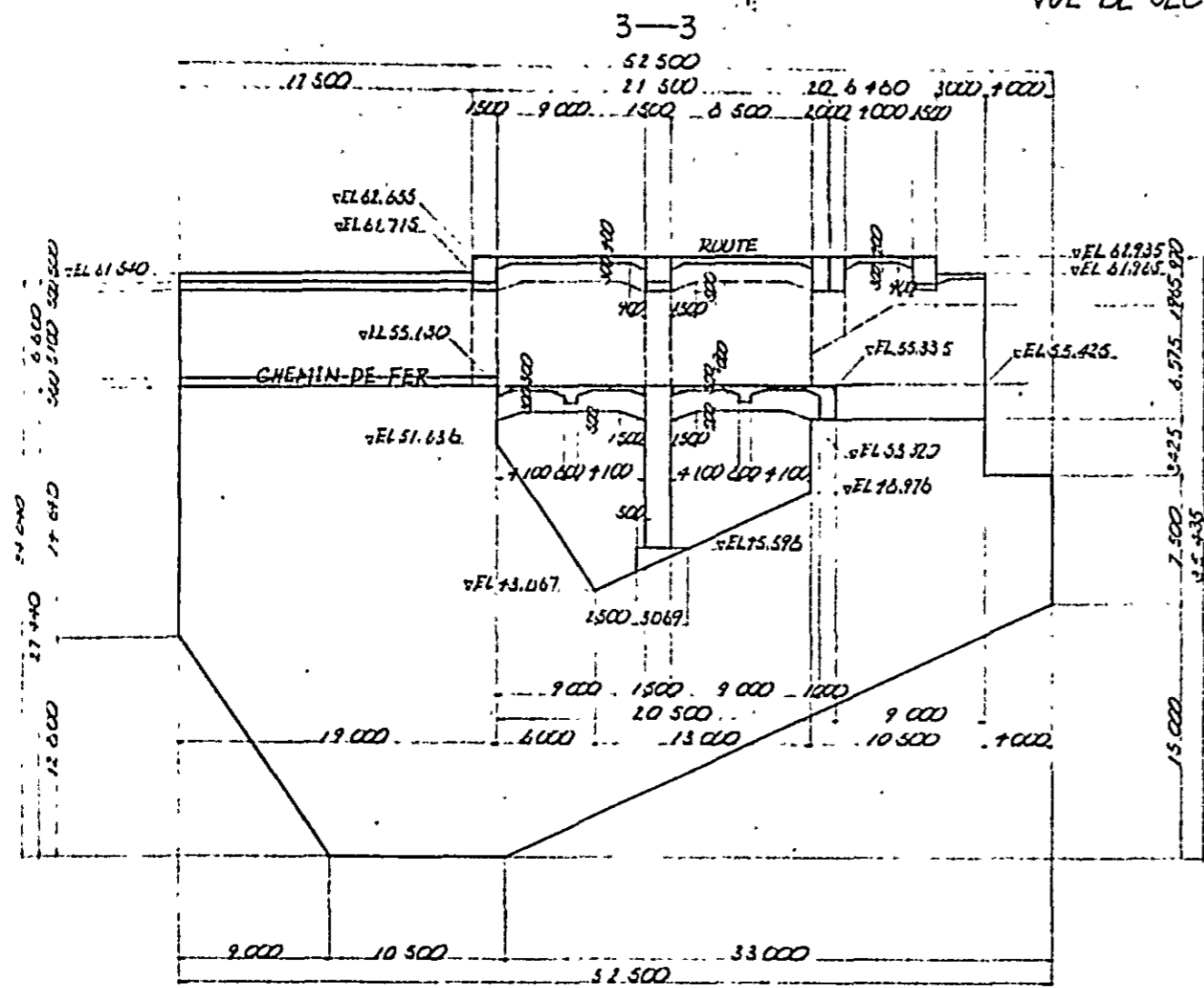


4-4



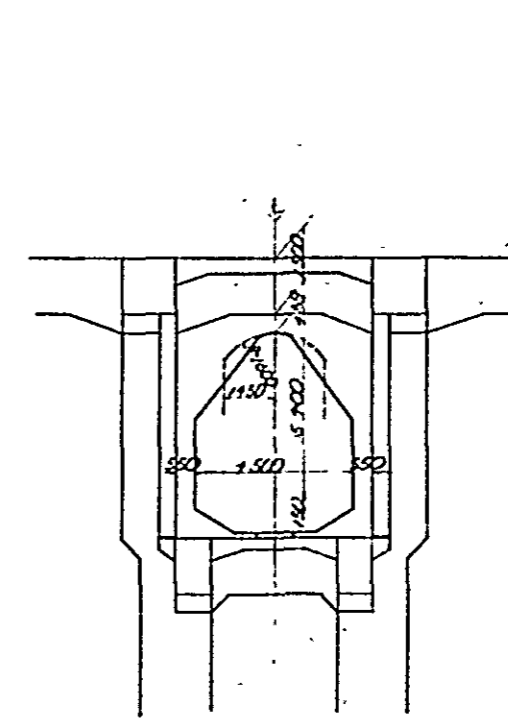
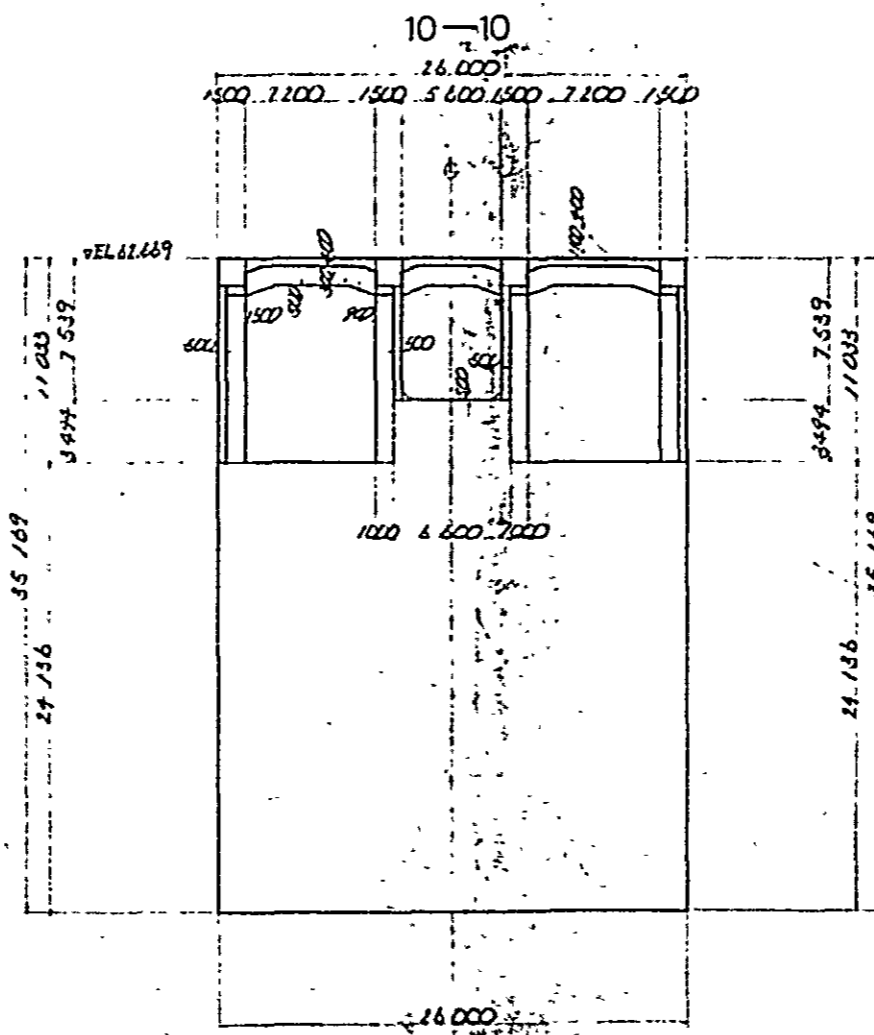
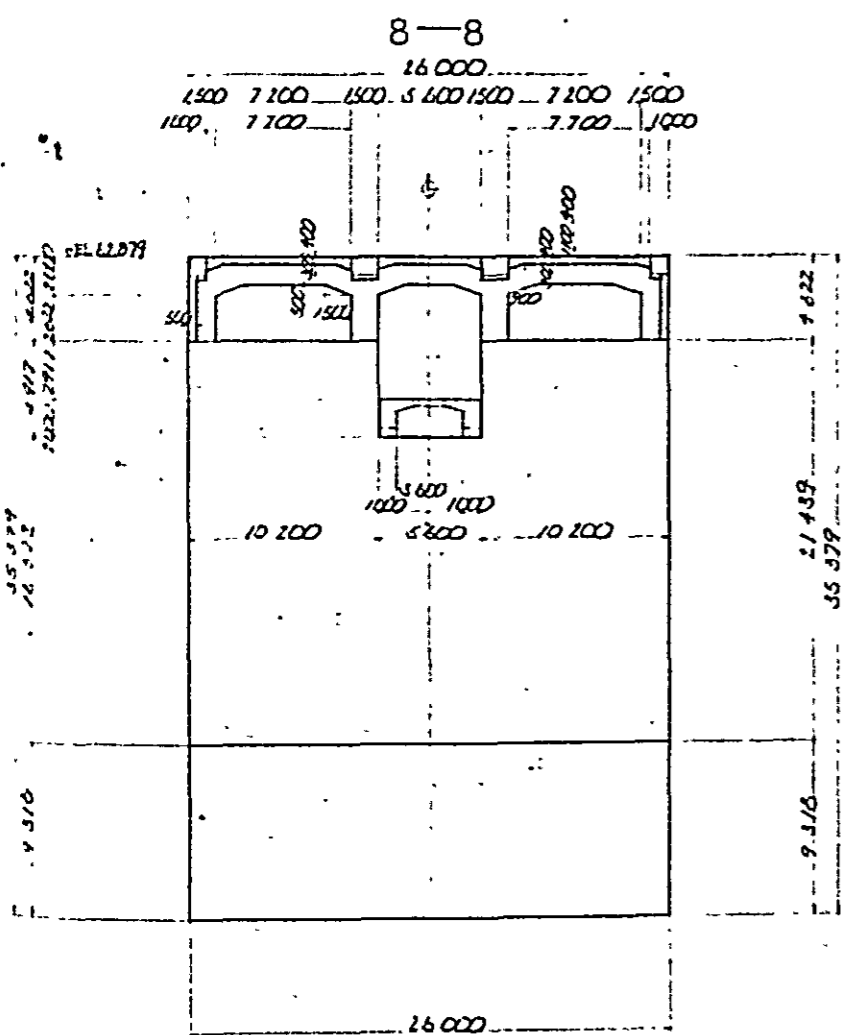
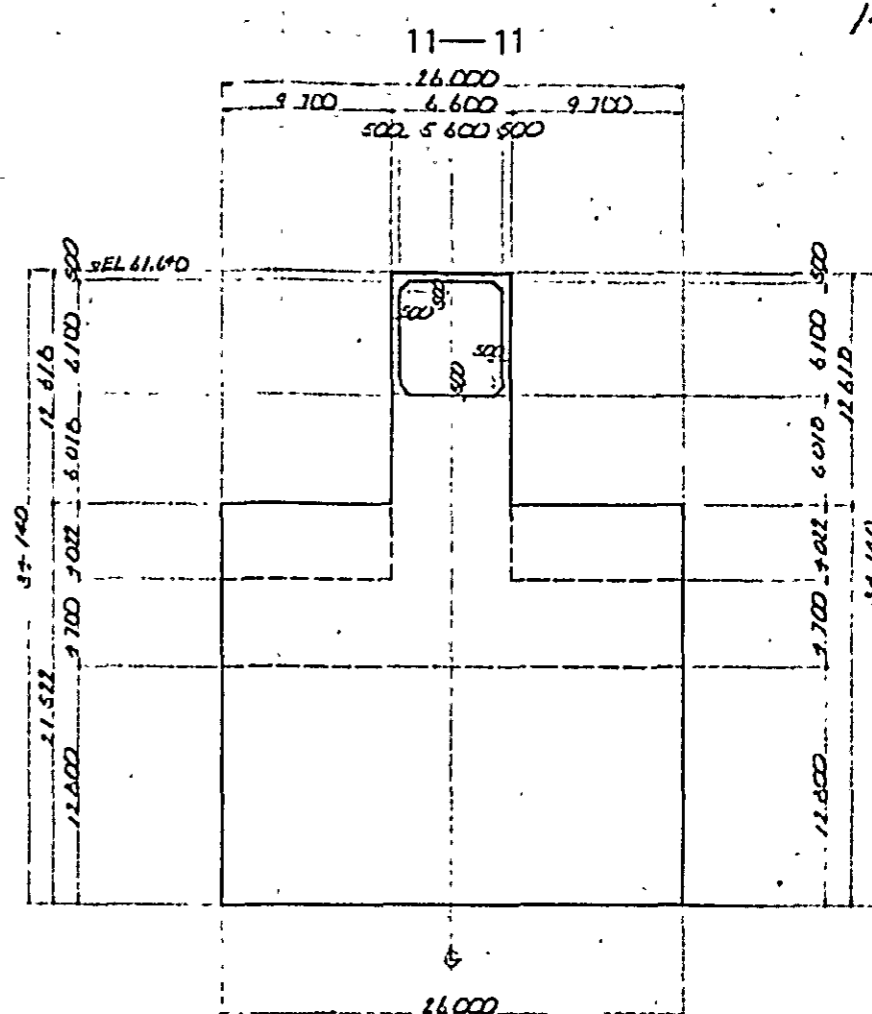
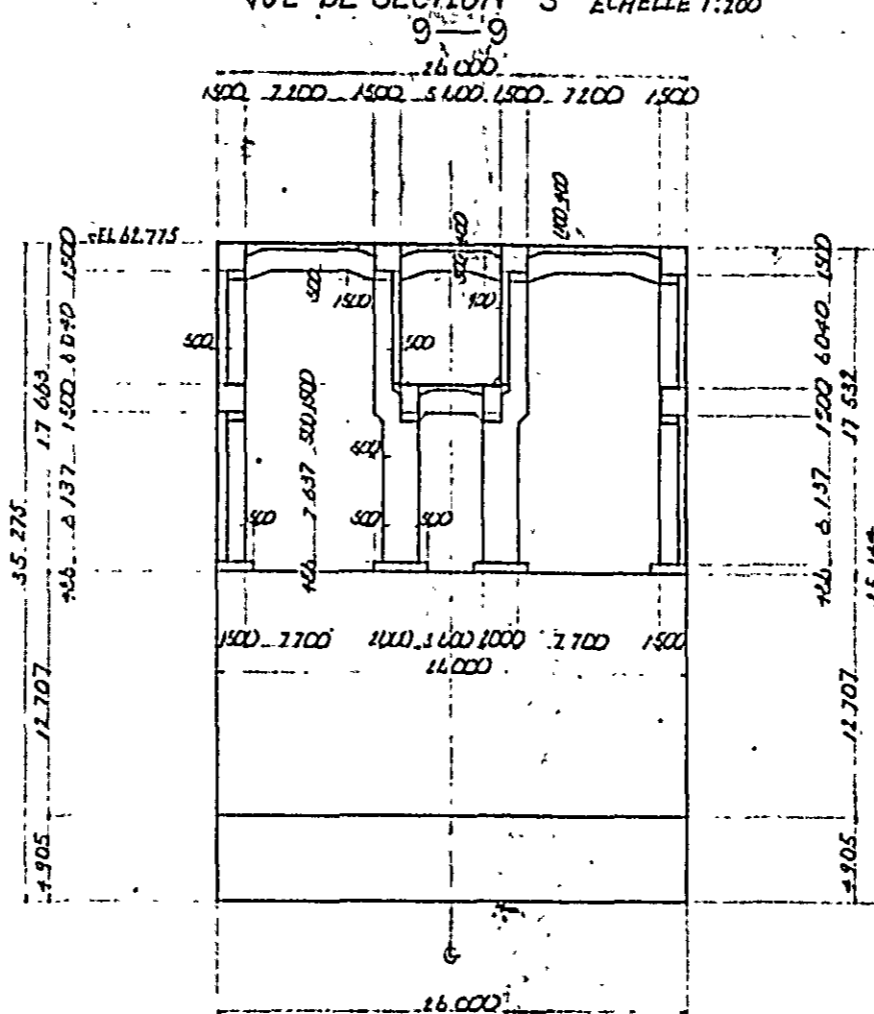
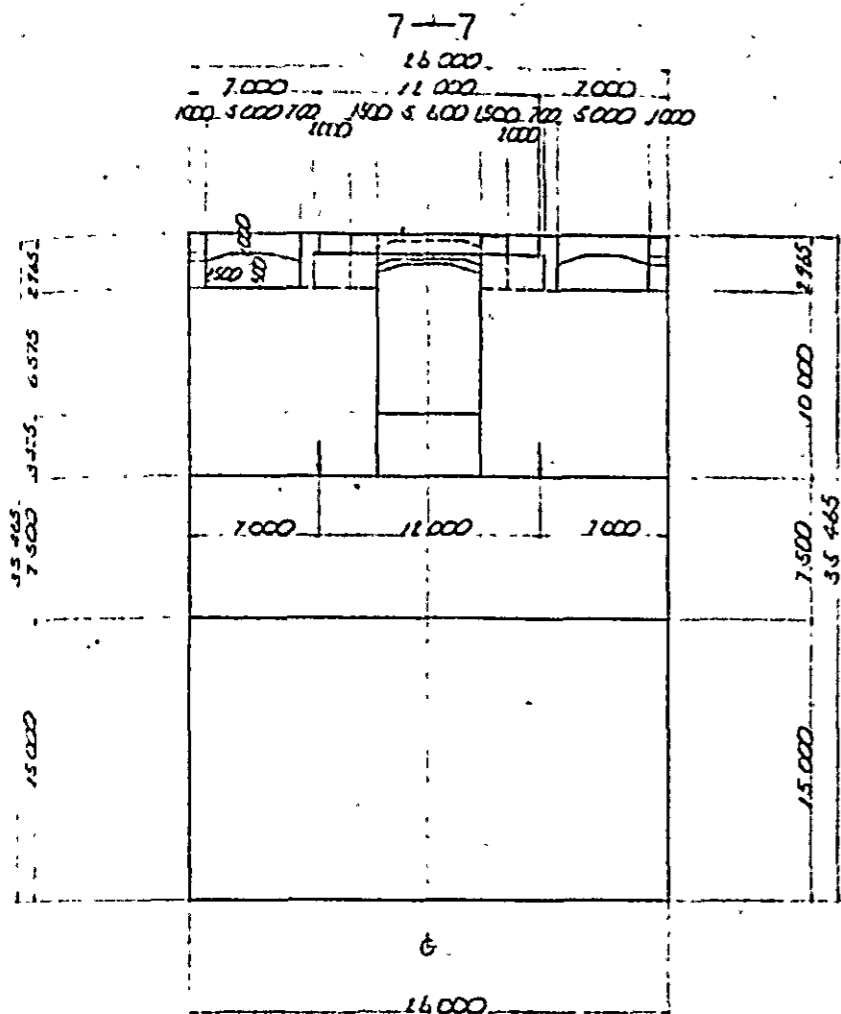
VUE DE SECTION - 2. ECHELLE 1:200

143-2



VUE DE SECTION - 3 ECHELLE 1:200

143-3



(ii) 荷重の種類及び組合せ

種 類	記号
死 荷 重	D
活 荷 重	L
温度荷重 (並凍収縮含)	T

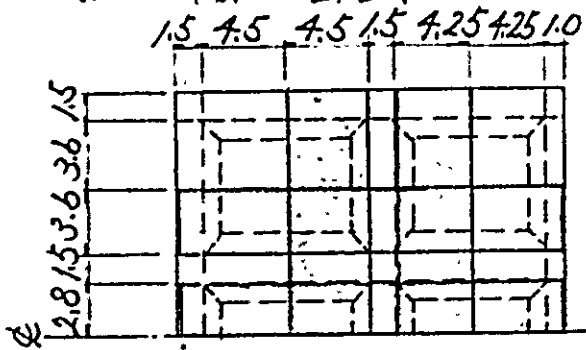
組 合 せ	記号	割当係数
死荷重 + 活荷重	D + L	1.00
死荷重 + 活荷重 + 温度荷重	D + L + T	1.15

※本州四国連絡橋下部橋脚設計告示(案)第22条より

(iii) 各荷重の計算

1) 死荷重

(道路部床版自重)



橋軸方向

$$2.5 \frac{1}{2} \times (1.5^2) \times (2.8 + 3.6) = 36.0 \text{ t}$$

$$2.5 \times 2.0 \times 1.0 \times (2.8 + 3.6) = 32.0 \text{ t}$$

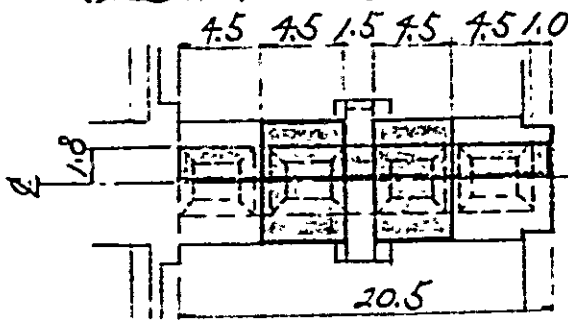
$$2.5 \times 0.4 \times (2.8 + 3.6) = 6.40 \frac{1}{2} \text{ m}$$

橋軸直角方向

$$2.5 \times 1.5^2 \times (4.5 + 4.25) = 49.2 \text{ t}$$

$$2.5 \times 0.4 \times (4.5 + 4.25) = 8.75 \frac{1}{2} \text{ m}$$

(鉄道部床版自重)



橋軸方向

$$2.5 \times 1.5^2 \times 1.8 = 10.1 \text{ t}$$

$$2.5 \times 2.0 \times 1.0 \times 1.8 = 9.0 \text{ t}$$

$$2.5 \times 0.3 \times 1.8 = 1.35 \frac{1}{2} \text{ m}$$

橋軸直角方向

$$2.5 \times 1.5 \times 1.0 \times (4.5 + 4.5) = 33.8 \text{ t}$$

$$2.5 \times 0.3 \times (4.5 + 4.5) = 6.75 \frac{1}{2} \text{ m}$$

2) 活荷重

(自動車荷重) --- 車両全重量を占有面積換算等分布とする。

橋軸方向 $(i = 1 + \frac{20}{50+L} = 1.342, L = 5.6 \text{ m})$

$$\frac{32.0 \times (1+L)}{20.0 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}} \times (2.8 + 1.5 + 3.6) = 5.65 \frac{1}{2} \text{ m}$$

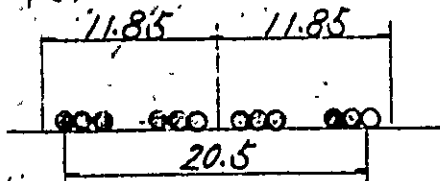
橋軸直角方向 ($i = 0.342$)

$$\frac{32.0 \times (1+i)}{200 \times 3.0} \times (4.5 + 1.5 + 4.25) = 7.34 \text{ t/m}$$

(鉄道荷重)

$i = 0.48, L = 5.0 \text{ m}$ (国鉄建築物設計標準解説より)

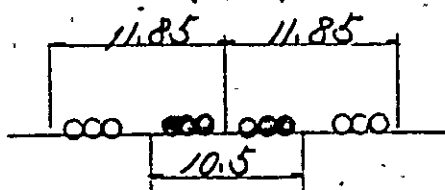
橋軸方向



$$\frac{108 \text{ t}}{6 \text{ 個}} \times 11 \text{ 個} = 198 \text{ t}$$

$$\frac{198 \text{ t} \times (1+i)}{20.5 \text{ m} \times 5.6 \text{ m}} \times 2.8 \text{ m} = 7.15 \text{ t/m}$$

橋軸直角方向



$$\frac{108}{6} \times 6 = 108 \text{ t}$$

$$\frac{108 \times (1+i)}{10.5 \times 5.6} \times 10.5 = 28.55 \text{ t/m}$$

3) 温度荷重

温度変化の影響は、 $\pm 15 \text{ deg}$ を考えるものとする。

これと同時に乾燥収縮の影響を温度変化に換算して

-15 deg を考える。しかし、今回の検討では、一般

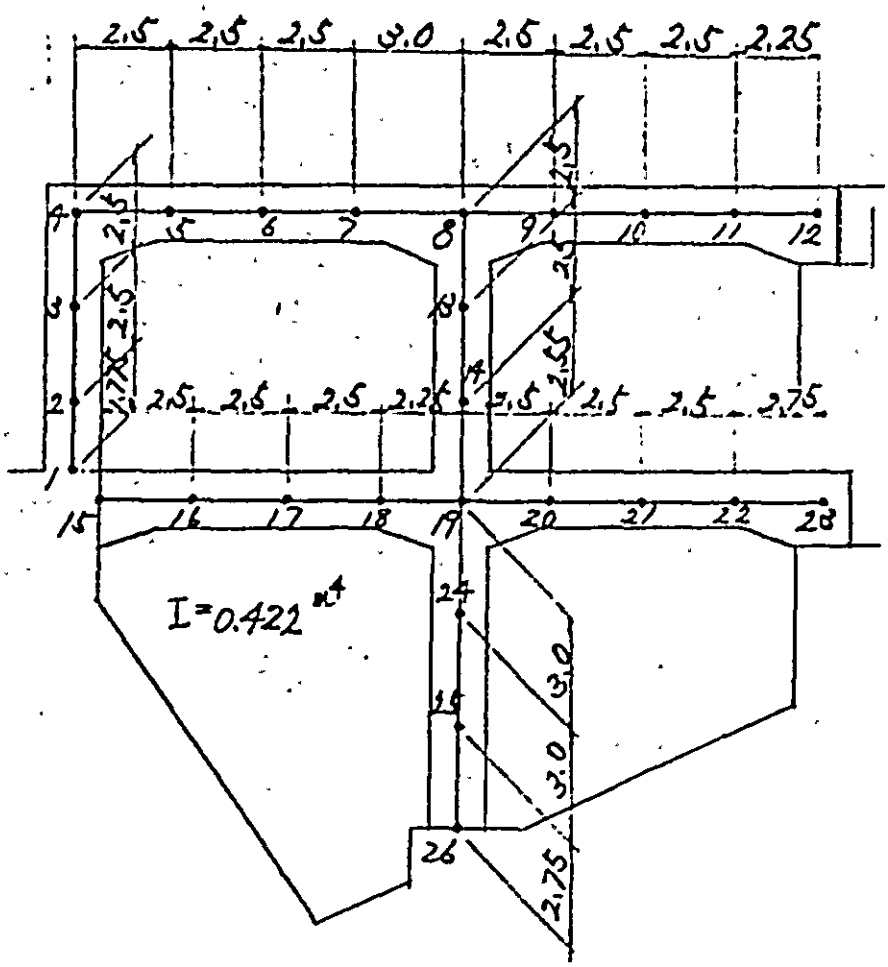
的に(-)側で断面が決定することが多いので -30 deg

を考慮する。(+)側の照査は、詳細設計で検討する。

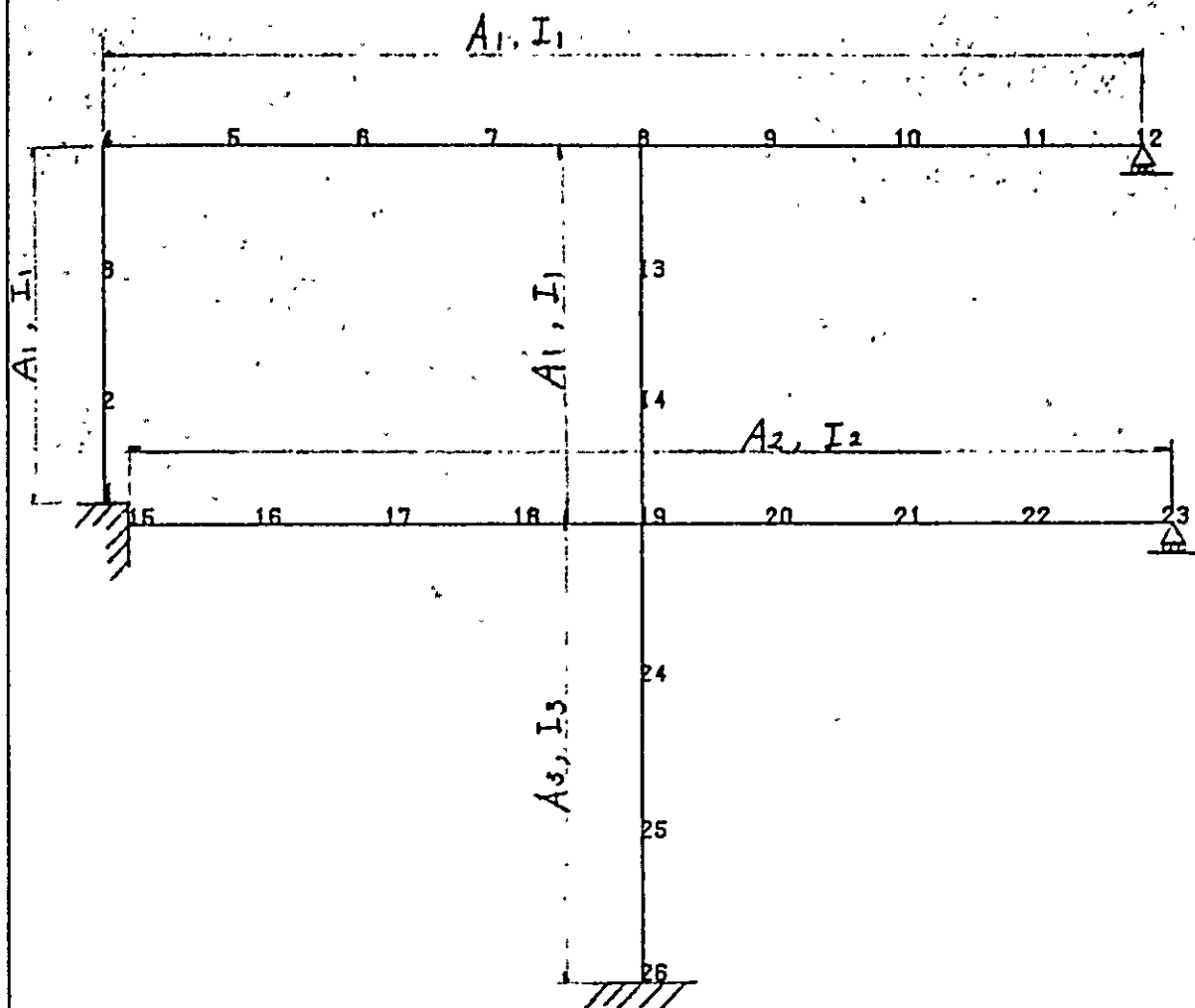
(IV) 橋軸方向ラーメン

1) 断面力の計算

計算結果は全て図に示した。組合せにより許容応力度の割増がある場合には、他との比較のため常時換算応力値を示した。



骨組図



部材ヤング係数 $E = 2.7 \times 10^6 \text{ kg/m}^2$

断面積 $A_1 = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2$

$A_2 = 1.5 \times 1.0 = 1.50 \text{ m}^2$

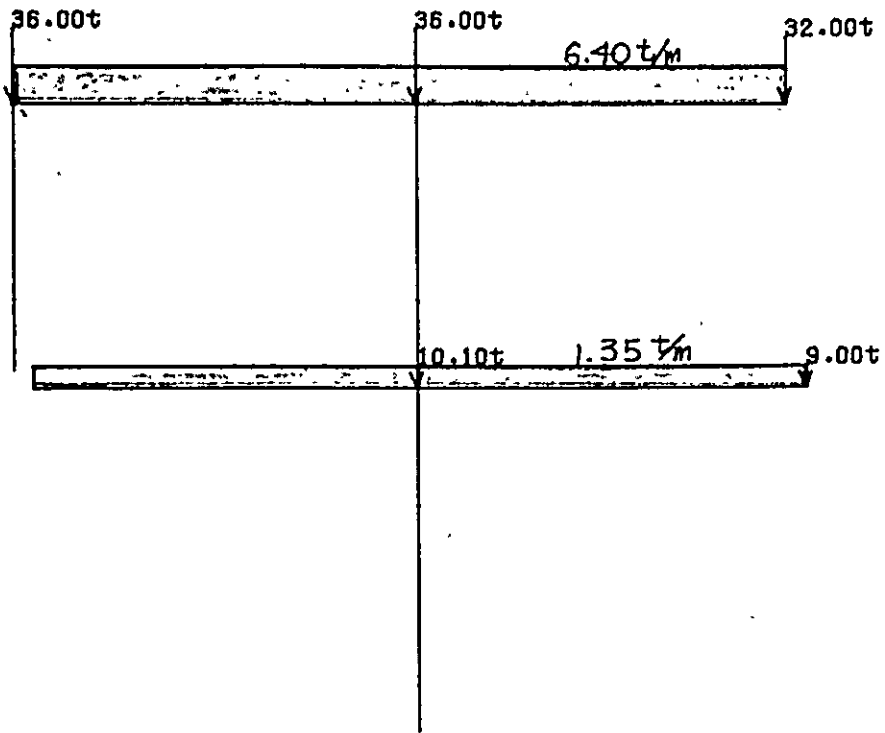
$A_3 = 1.5 \times 2.0 = 3.00 \text{ m}^2$

断面二次モーメント $I_1 = \frac{1.5 \times 1.5^3}{12} = 0.422 \text{ m}^4$

$I_2 = \frac{1.0 \times 1.5^3}{12} = 0.281 \text{ m}^4$

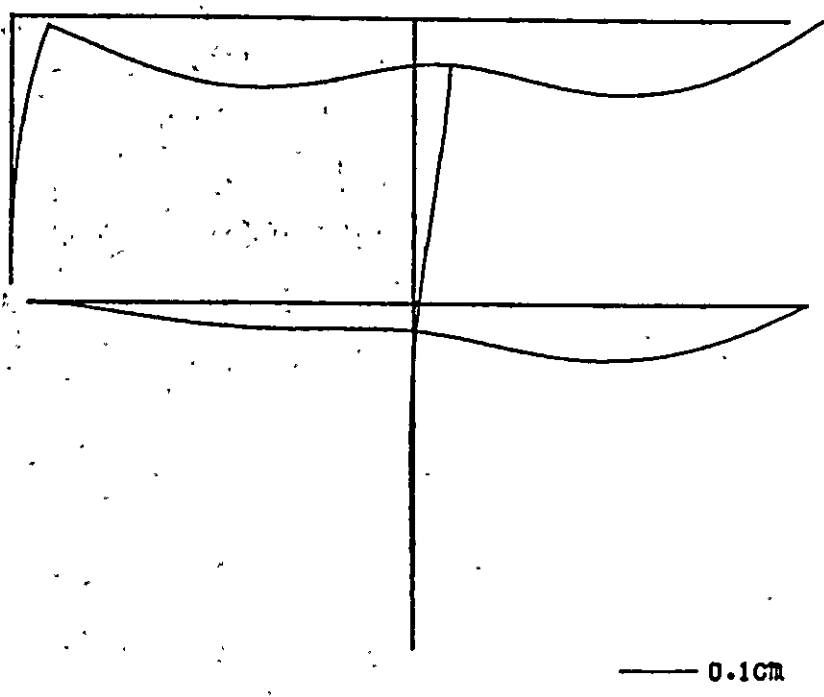
$I_3 = \frac{2.0 \times 1.5^3}{12} = 0.563 \text{ m}^4$

DEAD-LOAD (D) LOAD CONDITION

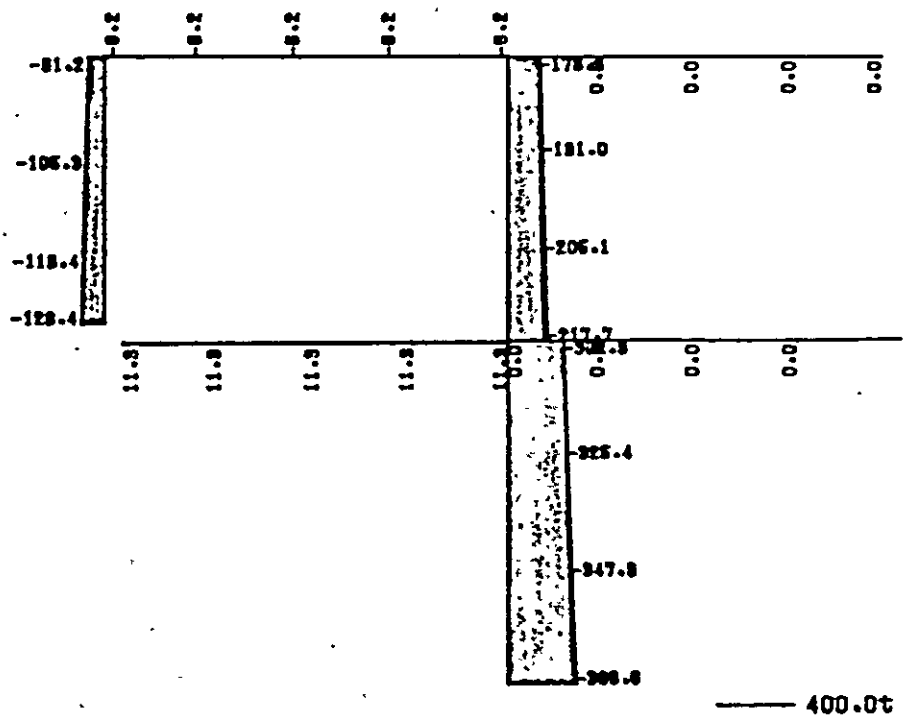


自重 $2.5 \frac{t}{m^2} \times A$

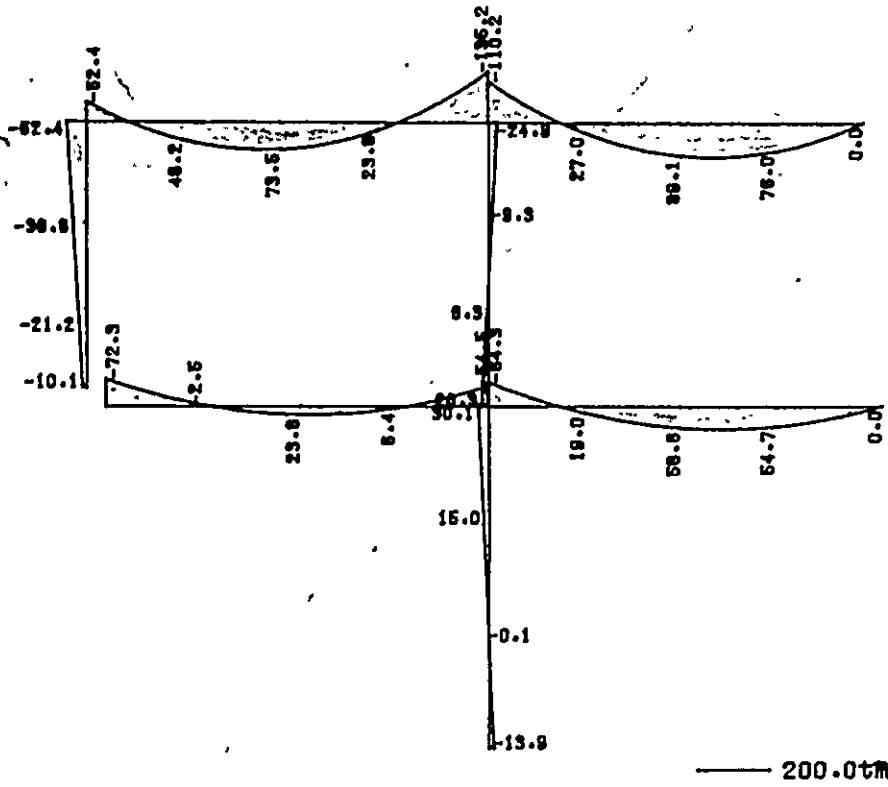
DEAD-LOAD (D) DEFLECTION



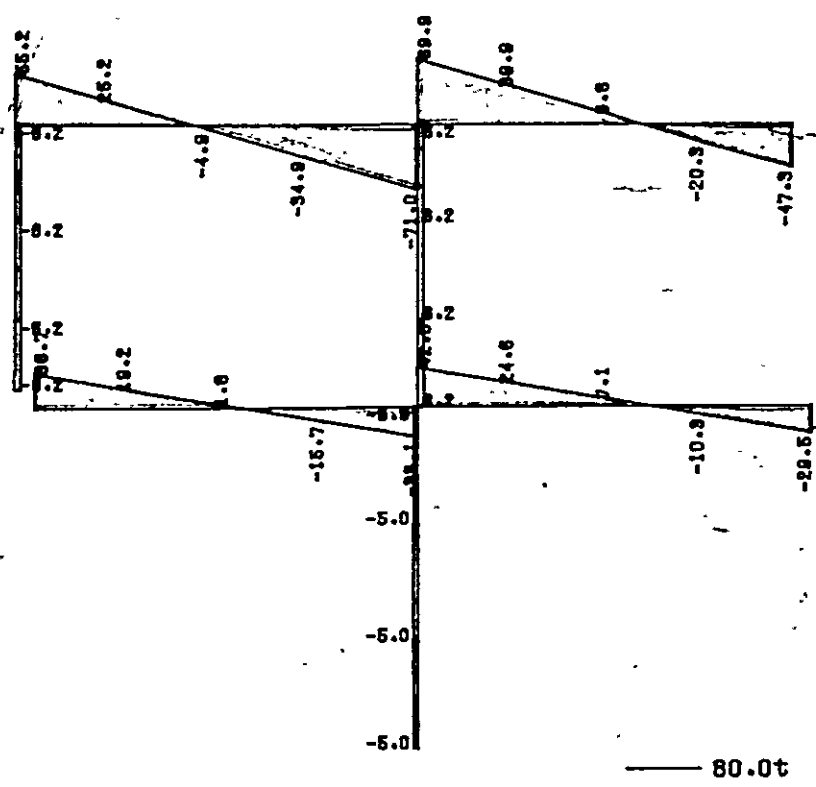
AXIAL FORCE



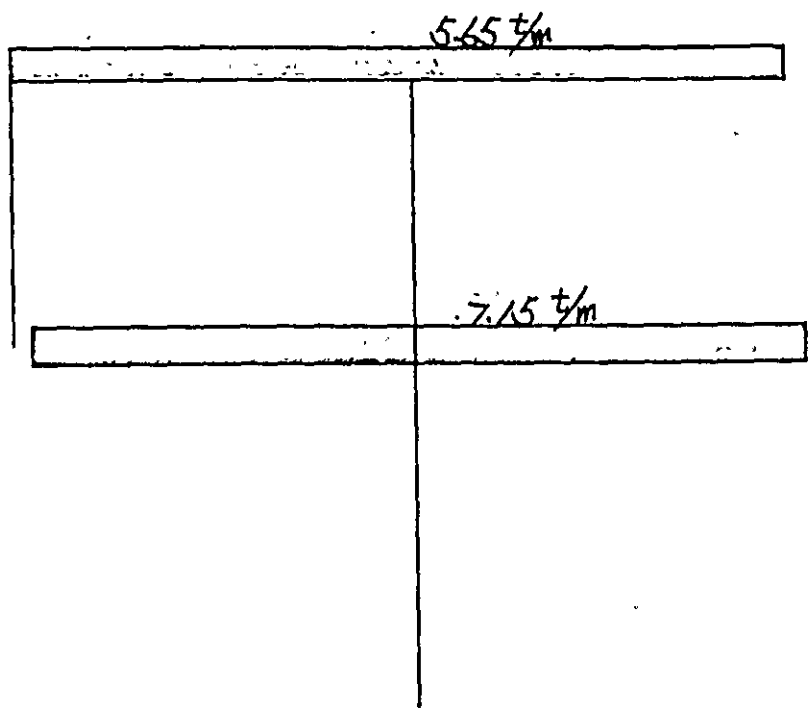
DEAD-LOAD (D) BENDING MOMENT



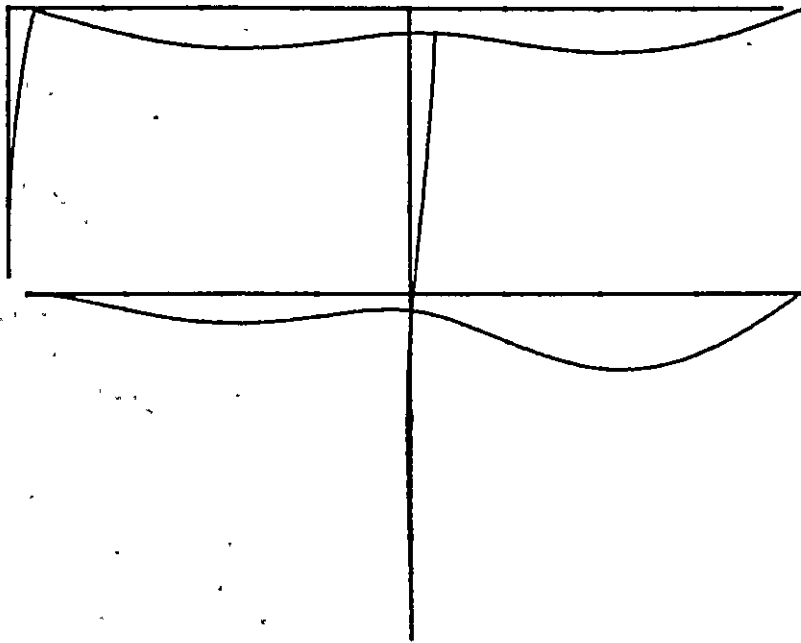
SHEAR FORCE



LIVE-LOAD (L)
LOAD CONDITION

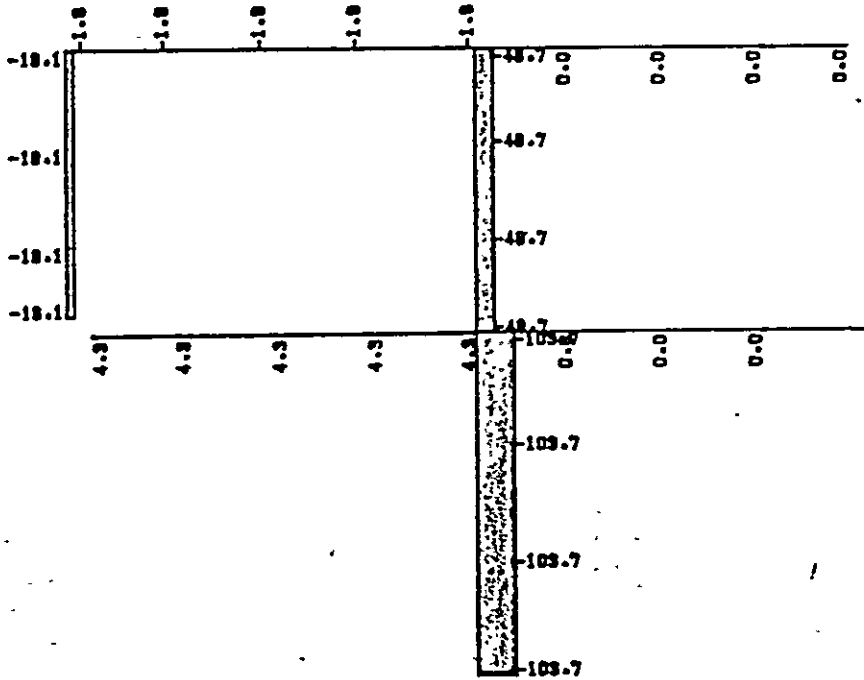


LIVE-LOAD (L) DEFLECTION



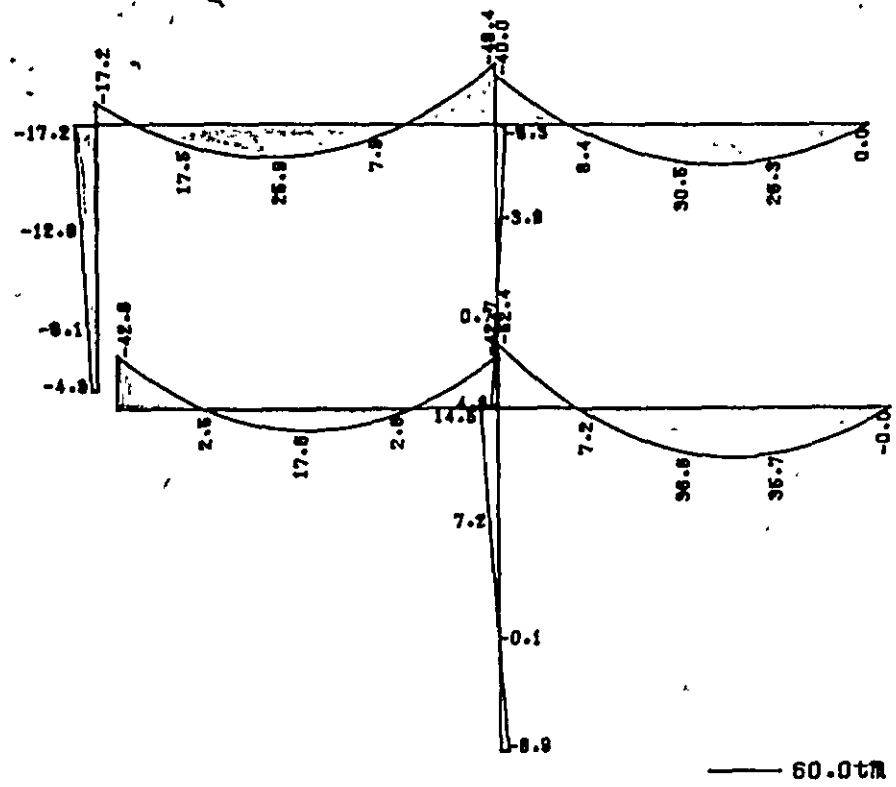
— 0.1CM

AXIAL FORCE

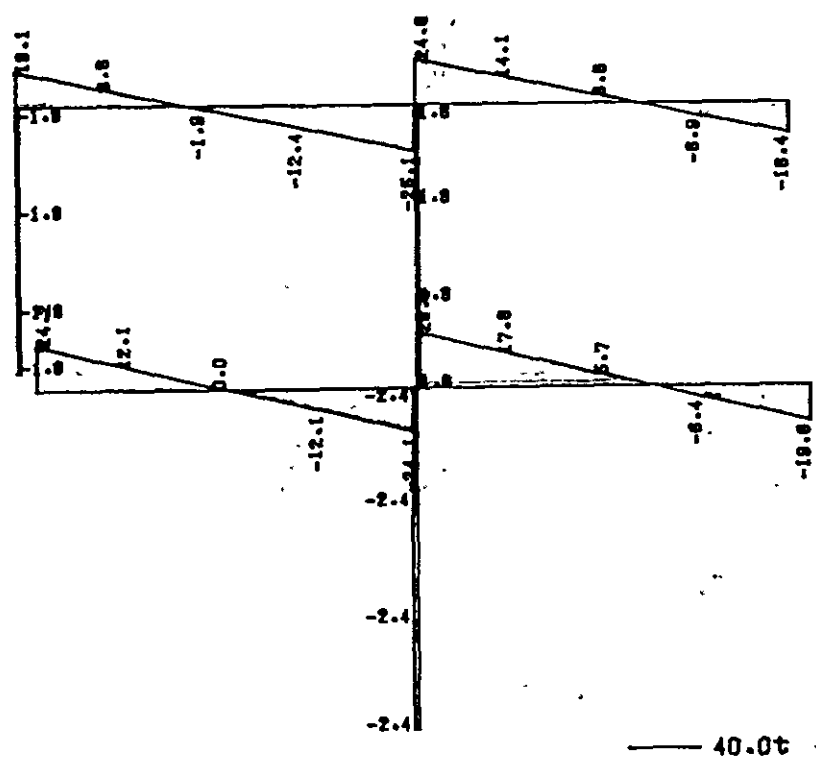


— 200.0t

LIVE-LOAD (L) BENDING MOMENT

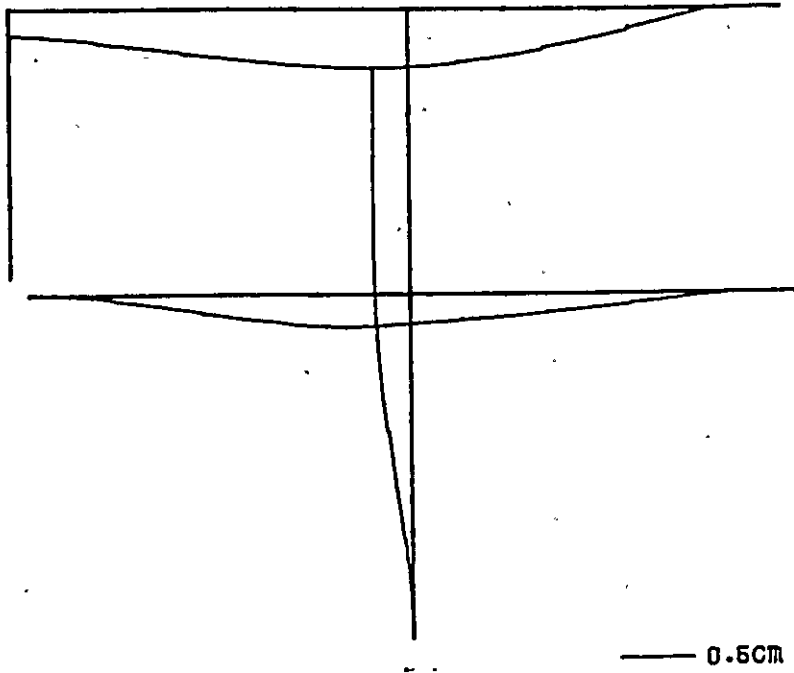


SHEAR FORCE

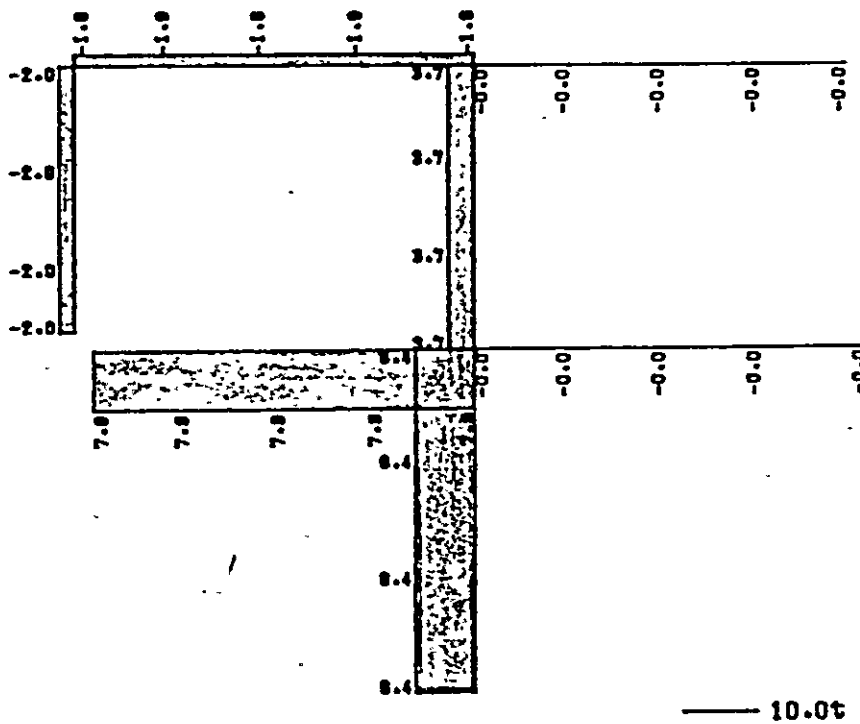


TEMPERATURE-LOAD (T)
LOAD CONDITION T=-30.0 °C

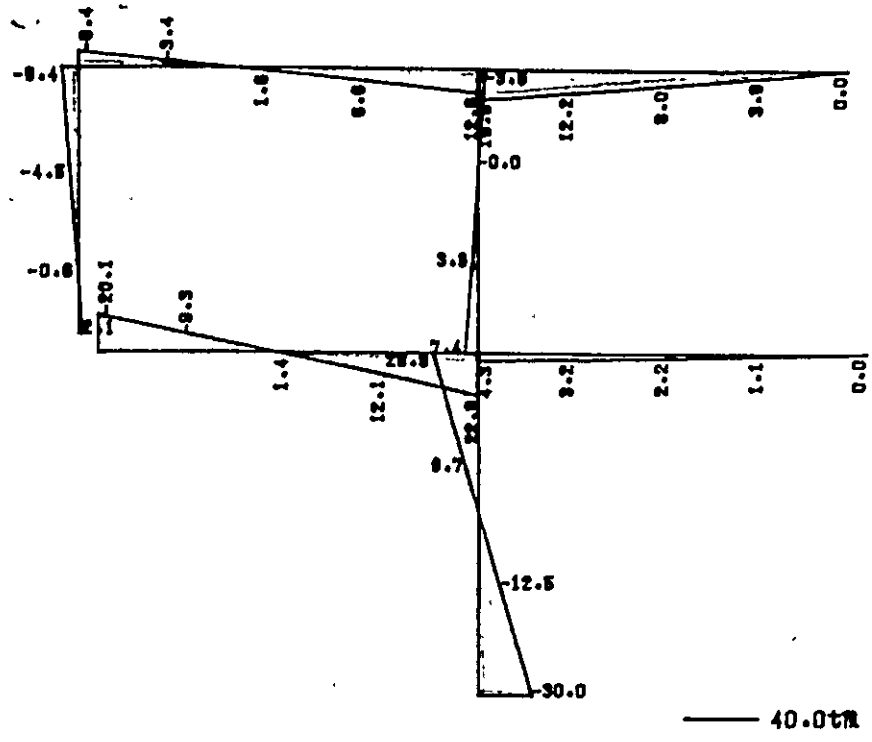
TEMPERATURE-LOAD (T) DEFLECTION



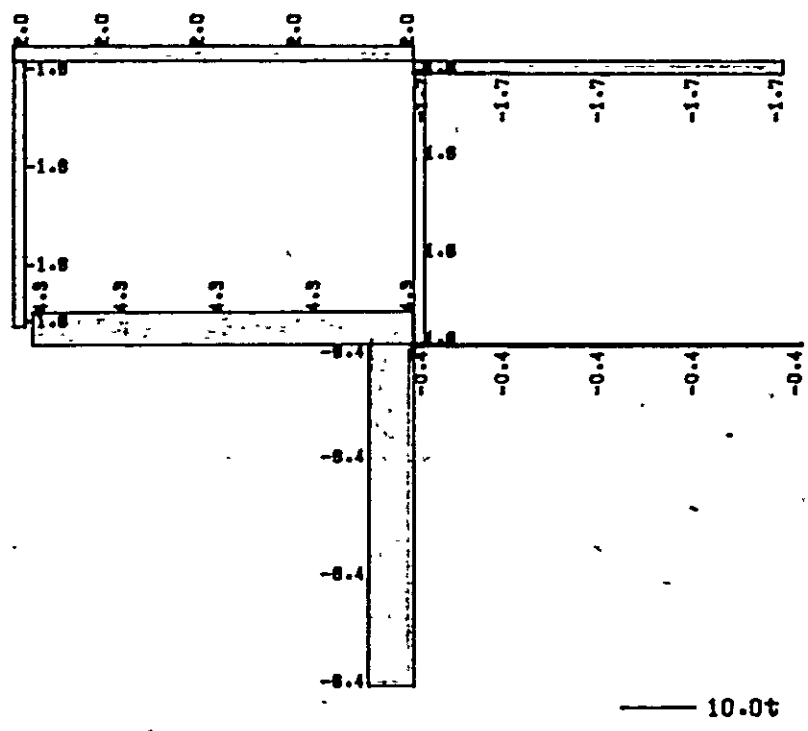
AXIAL FORCE



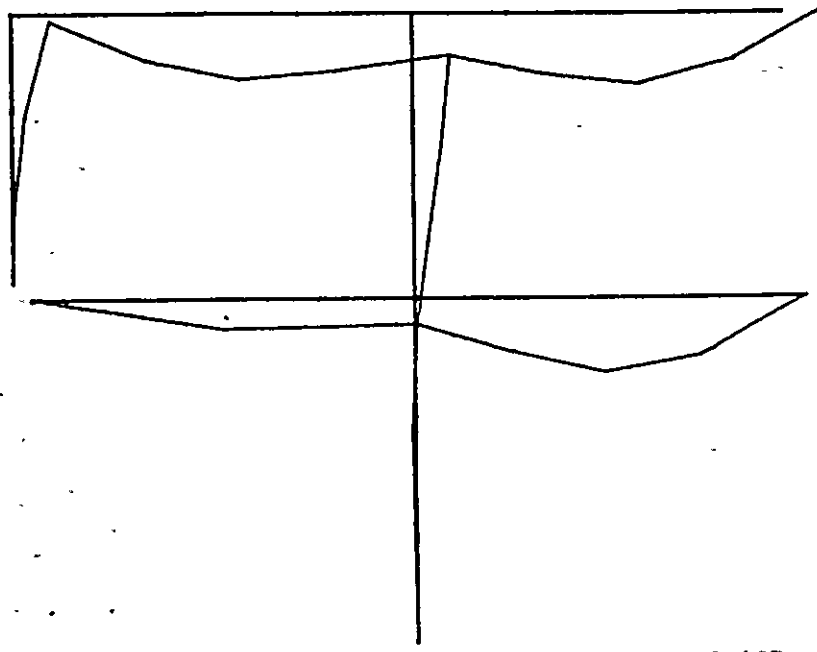
TEMPERATURE-LOAD (T) BENDING MOMENT



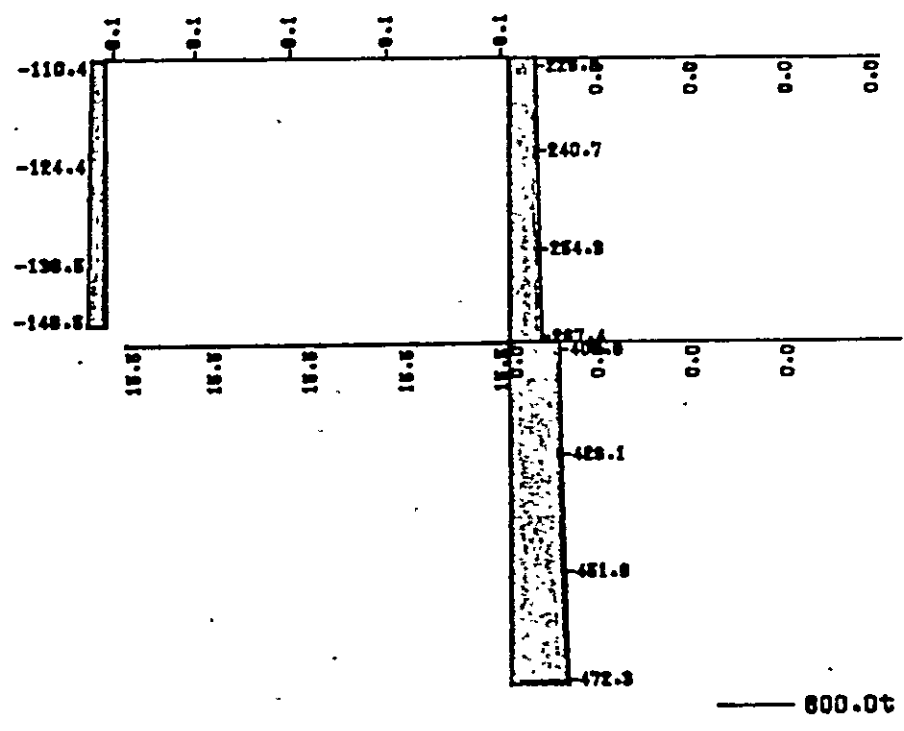
SHEAR FORCE



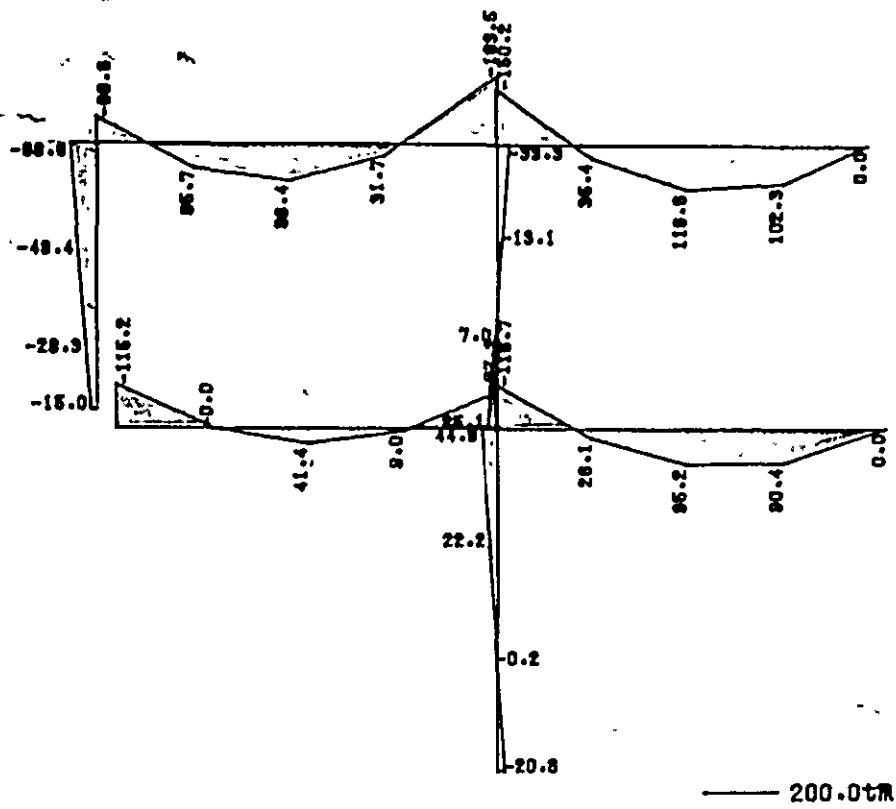
D+L DEFLECTION



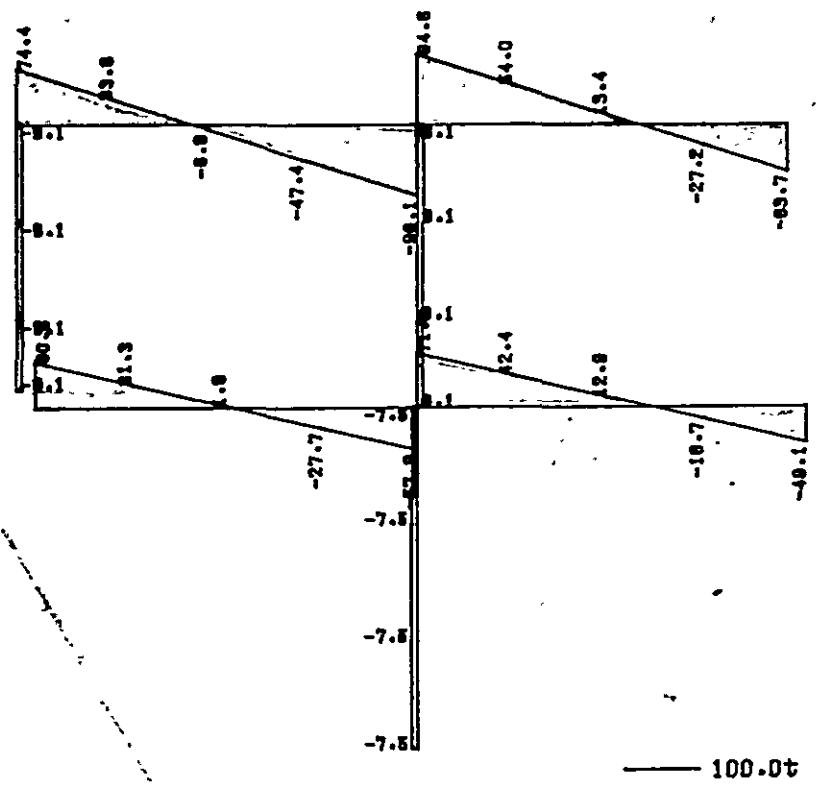
AXIAL FORCE



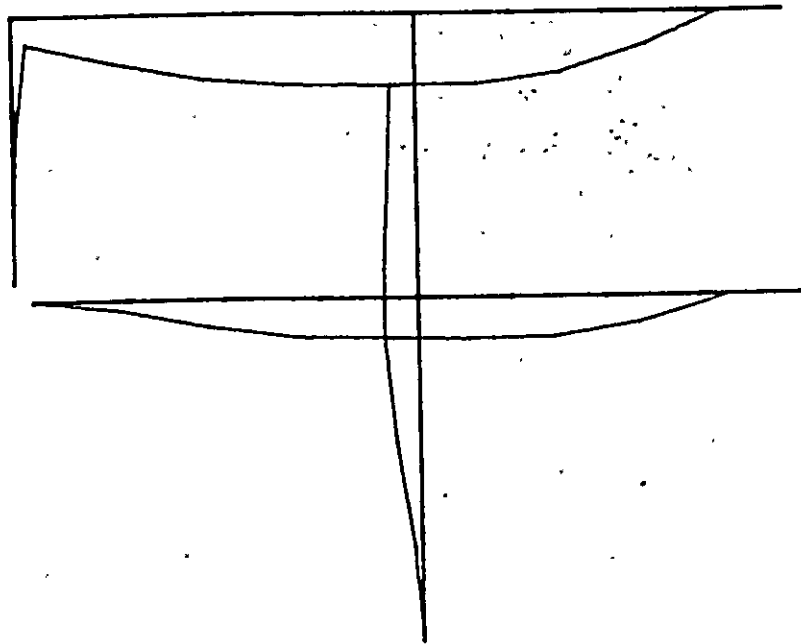
D+L BENDING MOMENT



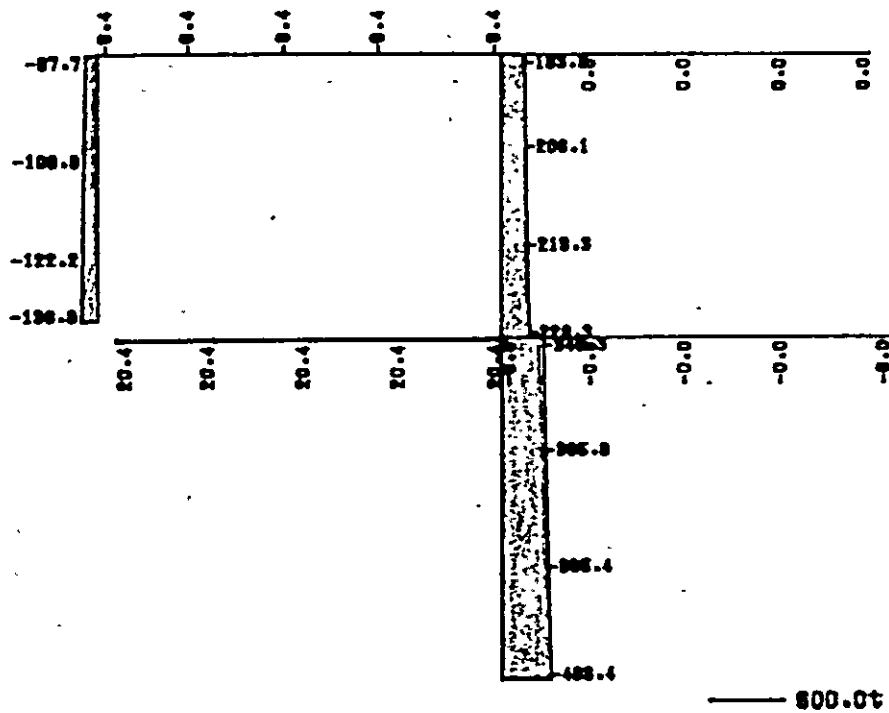
SHEAR FORCE



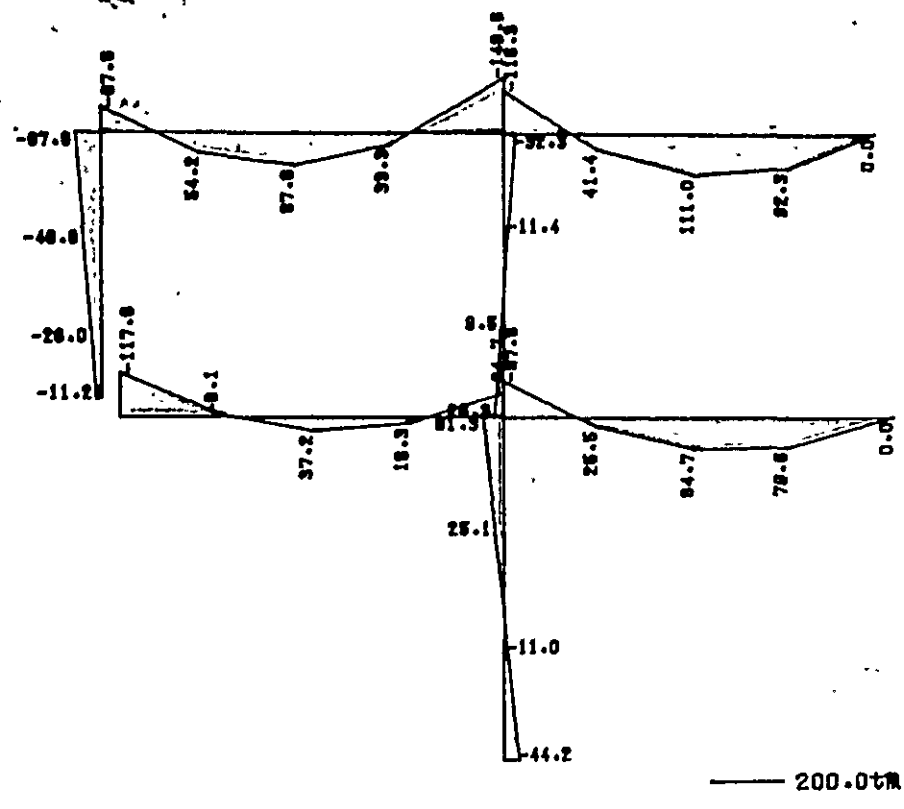
D+L+T DEFLECTION



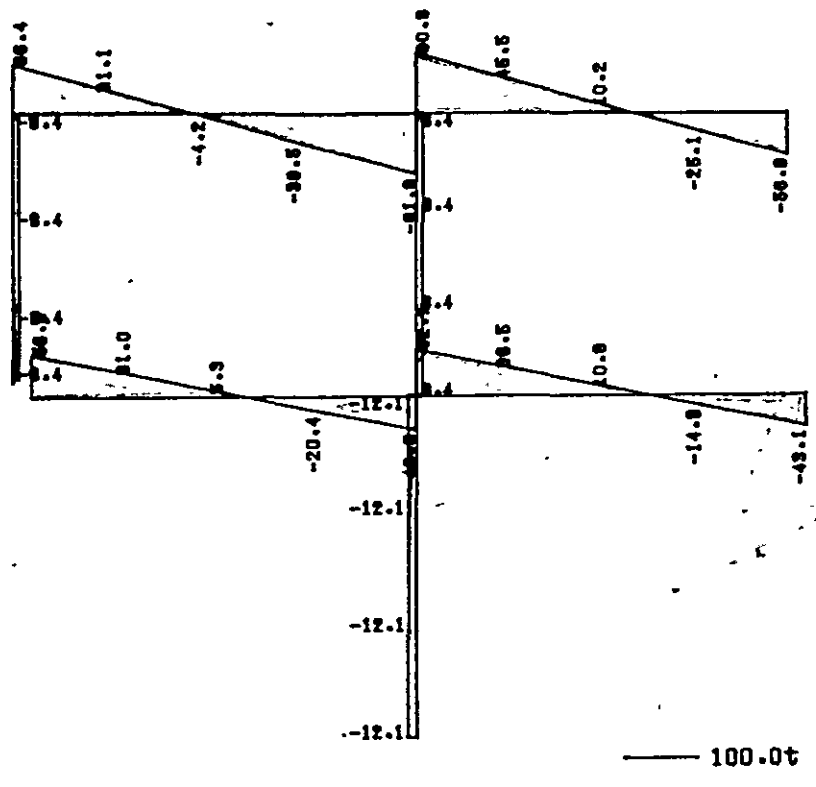
AXIAL FORCE



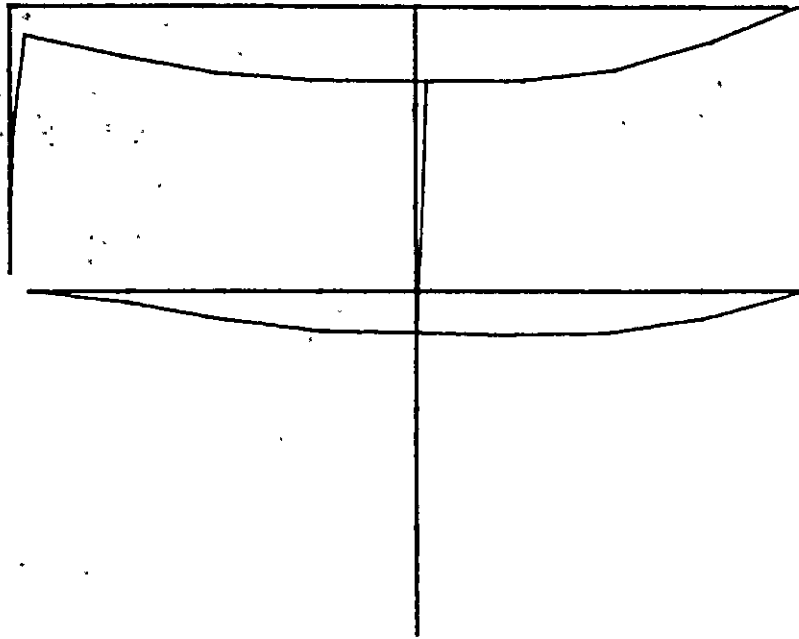
D+L+T BENDING MOMENT



SHEAR FORCE

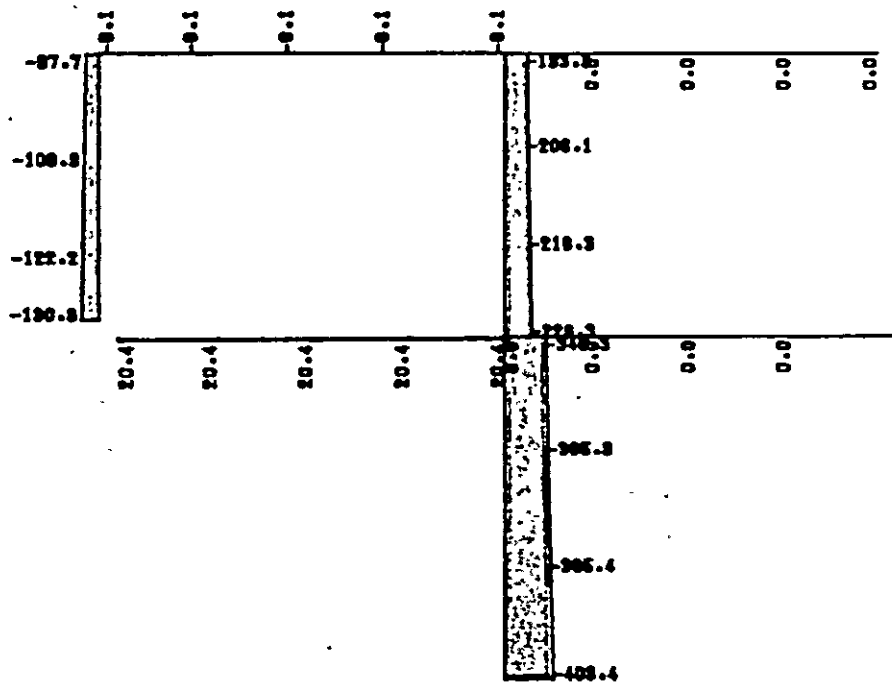


MAXIMUM SUMMARY DEFLECTION



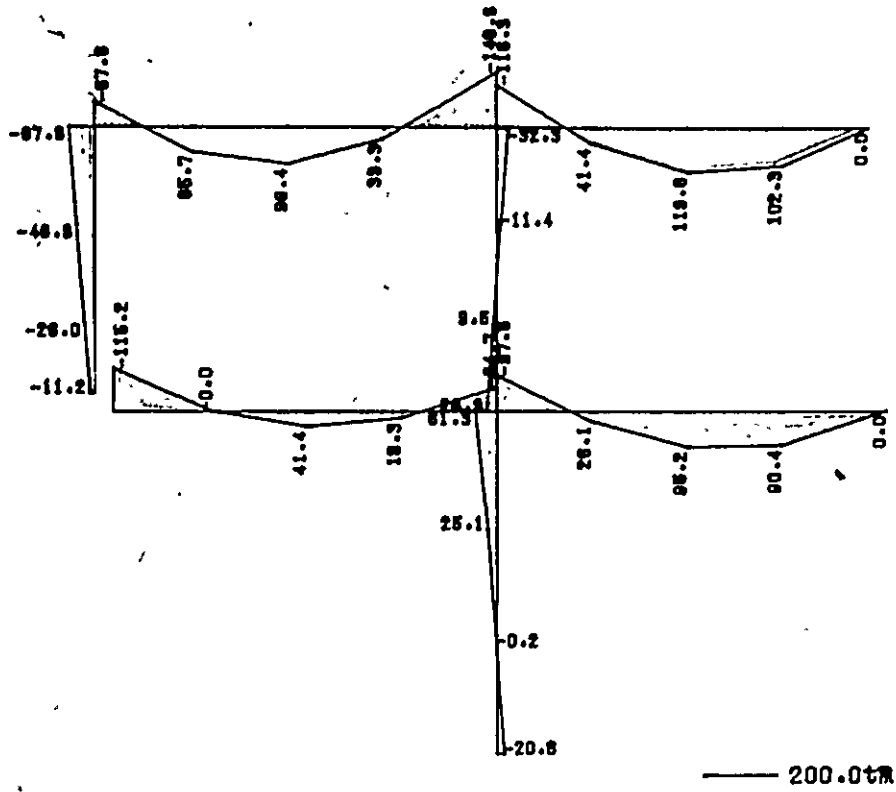
0.5CR

AXIAL FORCE

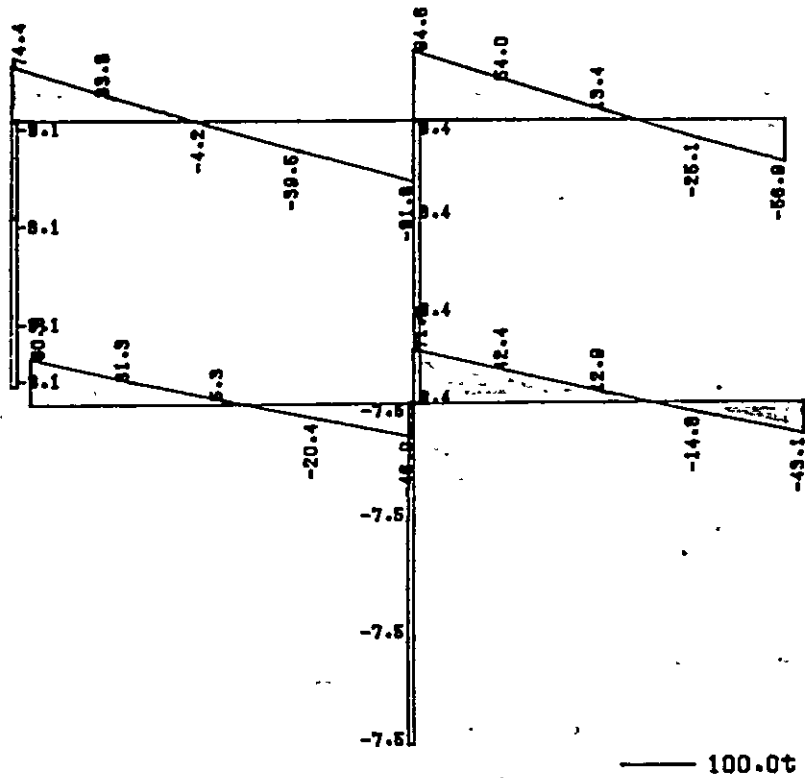


600.0t

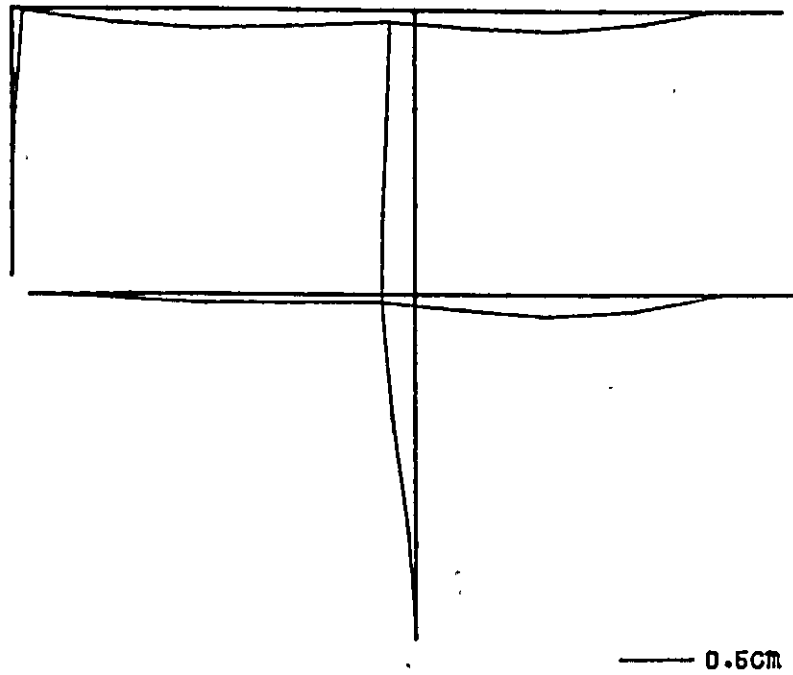
MAXIMUM SUMMARY BENDING MOMENT



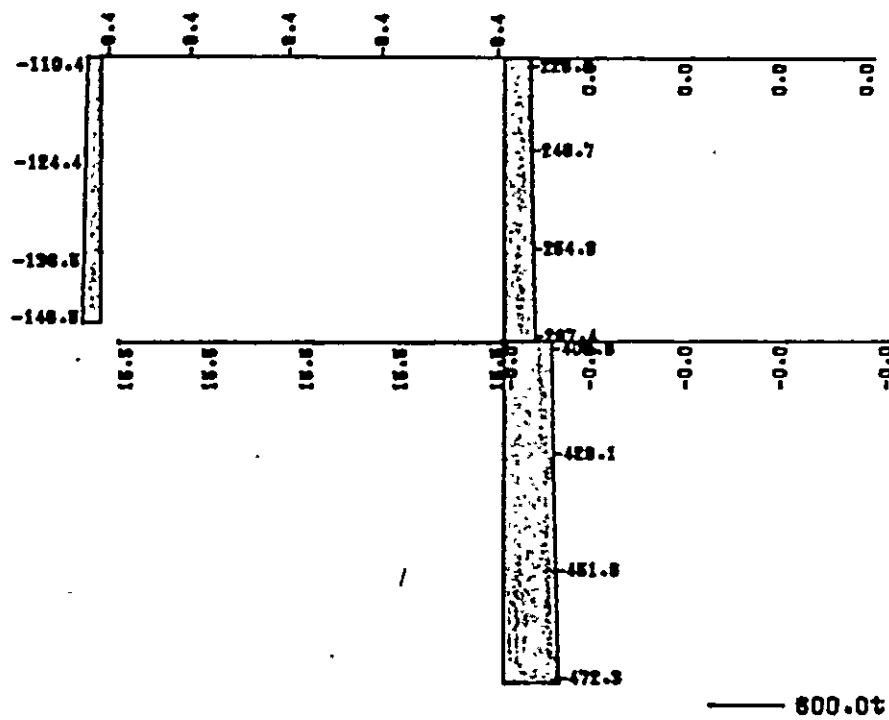
SHEAR FORCE



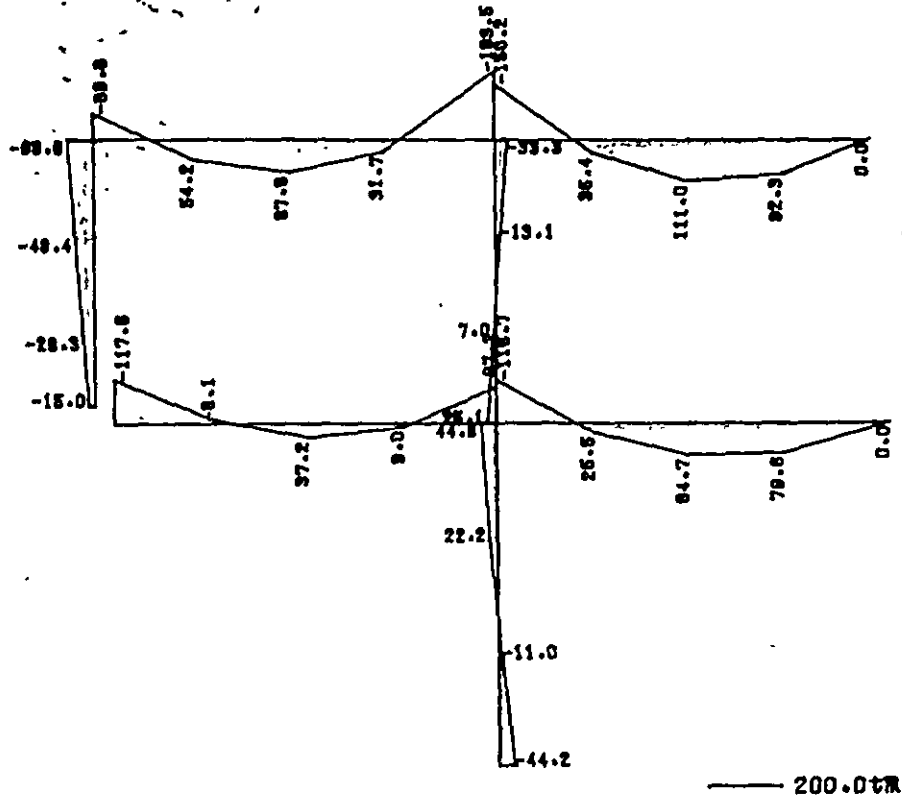
MINIMUM SUMMARY DEFLECTION



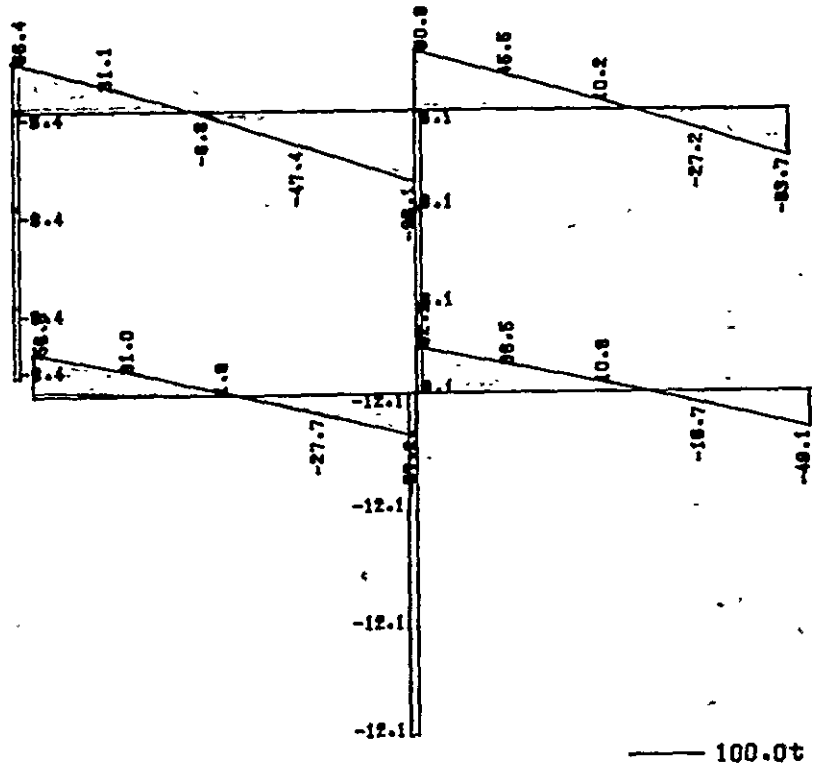
AXIAL FORCE



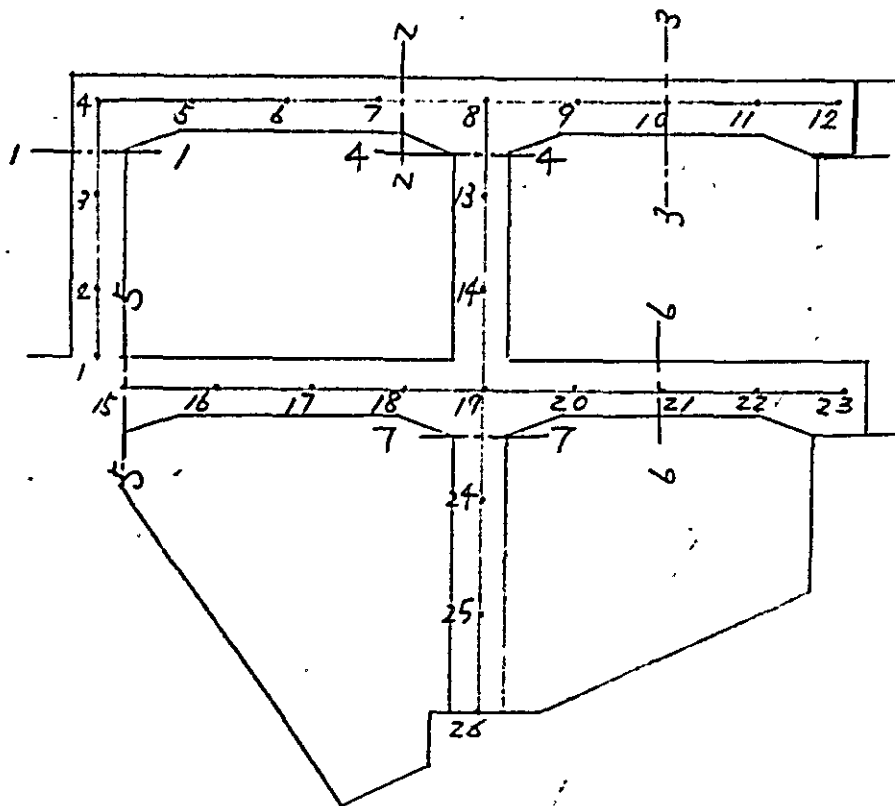
MINIMUM SUMMARY BENDING MOMENT



SHEAR FORCE



2) 断面計算



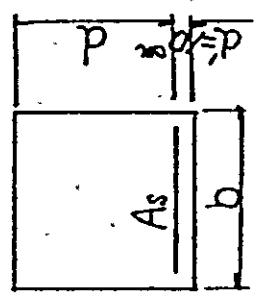
断面計算に用いる断面力は、安全側となるものを用いる。ここで用いた断面力は、次の図を参照のこと。

1-1	MINIMUM SUMMARY図	格点 4
2-2	"	" 8
4-4	"	" 8
5-5	"	" 15
7-7	"	" 19
3-3	MAXIMUM SUMMARY図	格点 10
6-6	"	" 21

$$\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

必要鉄筋量

$$A_s = \frac{M/b}{\sigma_{sa} \times 0.875 \times d}$$

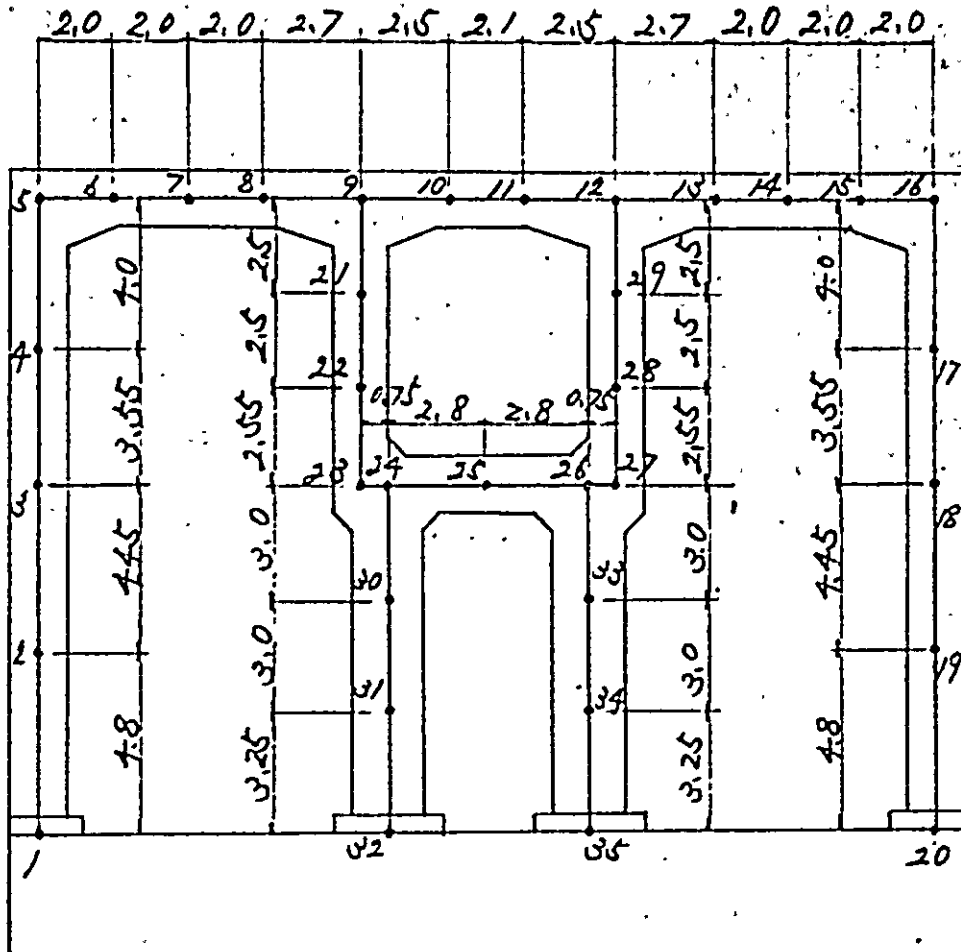


單位	1—1	2—2	3—3	4—4	5—5	6—6	7—7
b	1.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	2.0
d	140	140	140	140	140	140	140
M/b	-46.4	-122.3	80.0	-33.3	-117.6	95.2	30.7
A _s	21.0	55.5	36.3	15.1	53.3	43.2	13.9
使用鉄筋	28.7	上段 28.7 下段 38.7 上段 D19-100 ^{etc} 下段 D12-100 ^{etc}	38.7	19.4	64.2	50.7	19.4
	- D19-100 ^{etc}		D22-100 ^{etc}	D22-200 ^{etc}	D29-100 ^{etc}	D25-100 ^{etc}	D22-200 ^{etc}

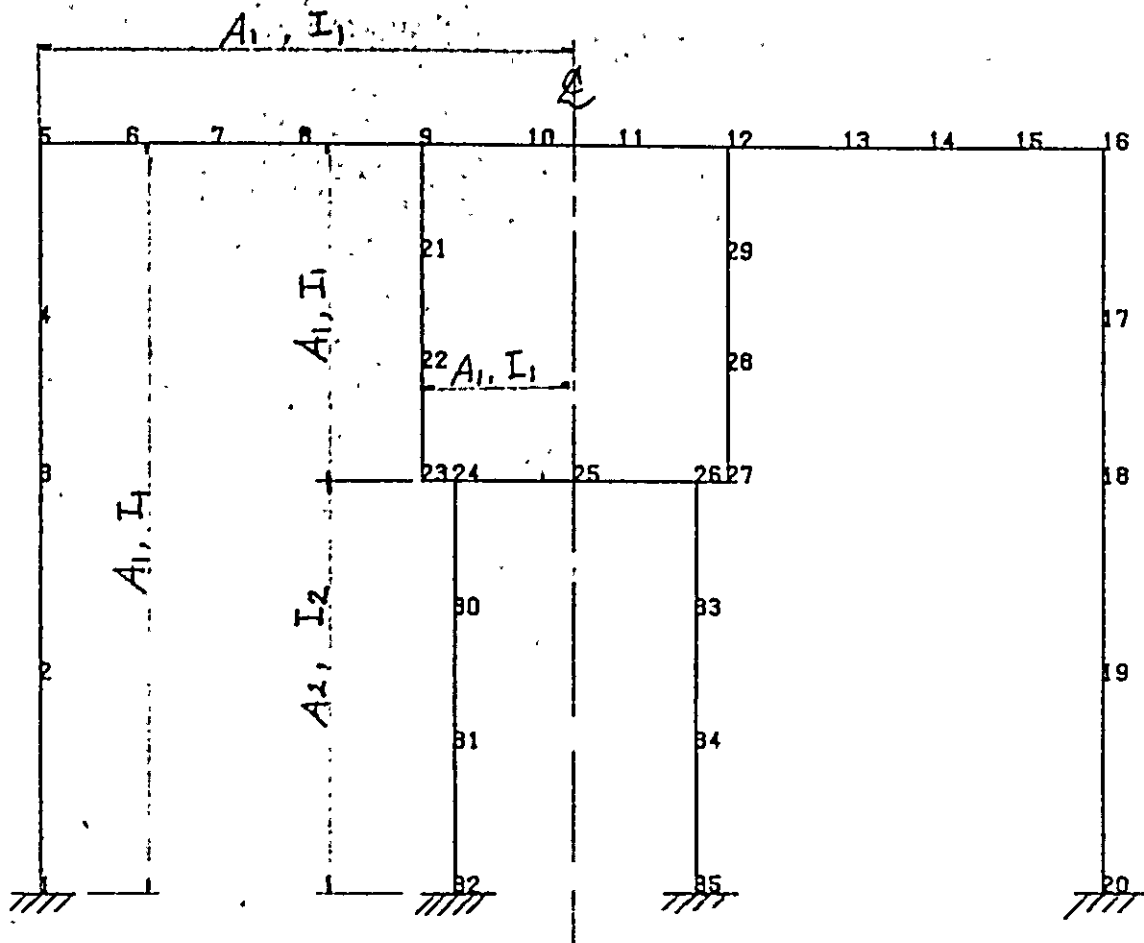
V) 橋軸直角方向ラーメン

1) 断面力の計算

計算結果は、全く図で示した。組合せによる許容応力度の割増があるものについては、他との比較のため常時換算値を示してある。



骨組図



部材ヤング係数 $E = 2.7 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

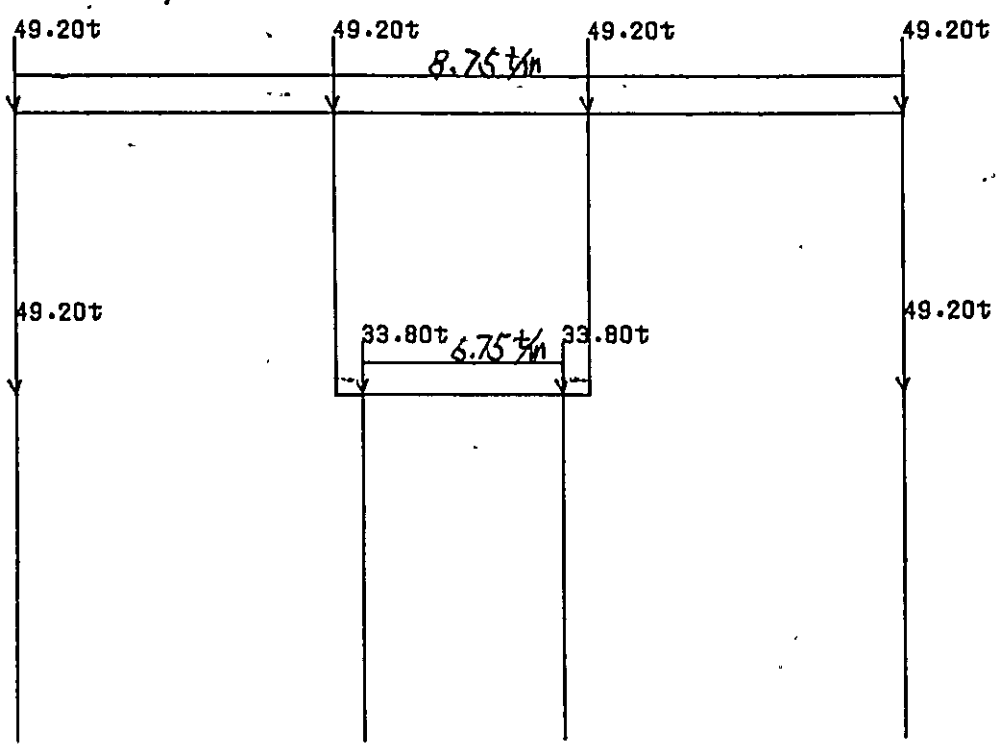
断面積 $A_1 = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2$

$A_2 = 2.0 \times 1.5 = 3.00 \text{ m}^2$

断面二次モーメント $I_1 = \frac{1.5 \times 1.5^3}{12} = 0.422 \text{ m}^4$

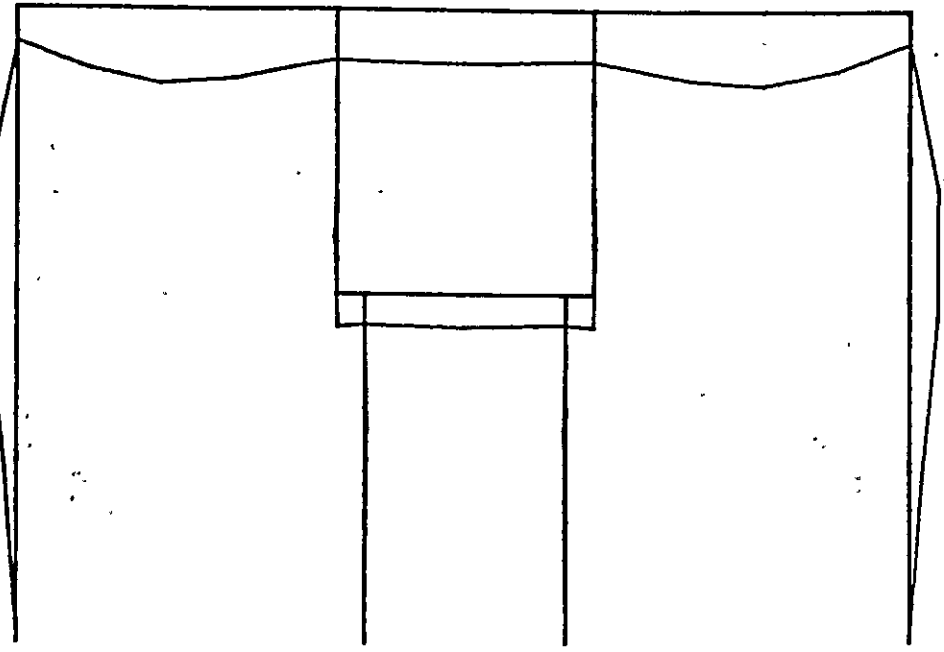
$I_2 = \frac{1.5 \times 2.0^3}{12} = 1.000 \text{ m}^4$

DEAD-LOAD (D) LOAD CONDITION



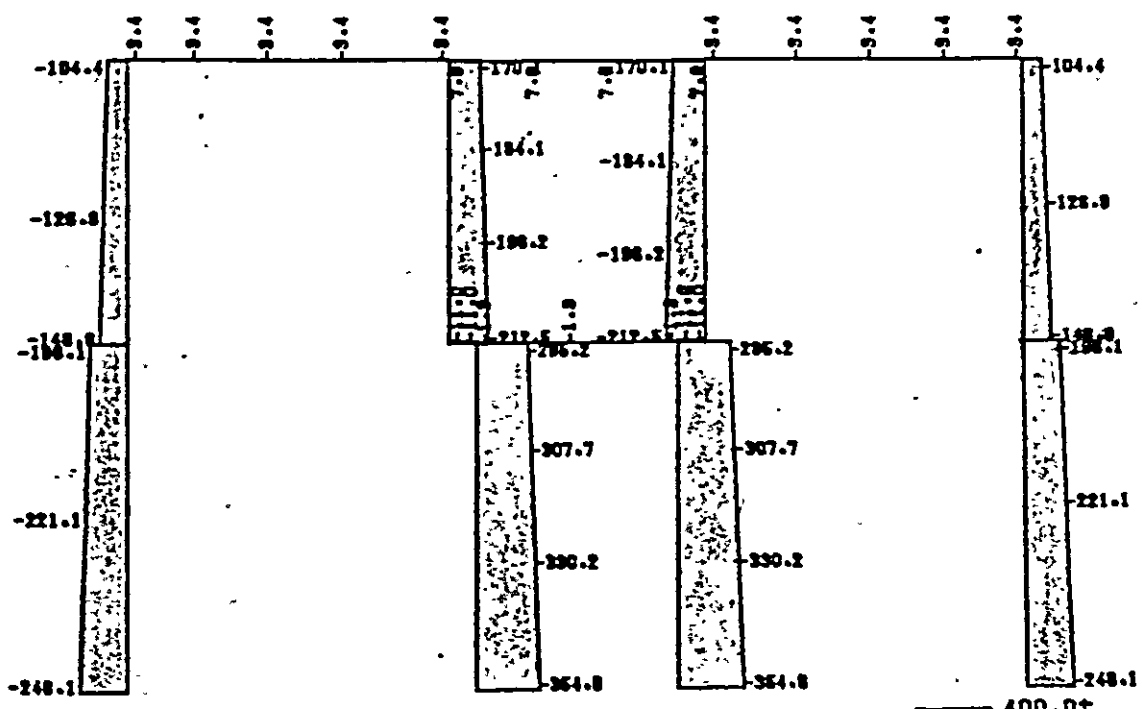
自重 $2.5 \text{ t/m}^3 \times A \text{ m}^2$

DEAD-LOAD (D) DEFLECTION



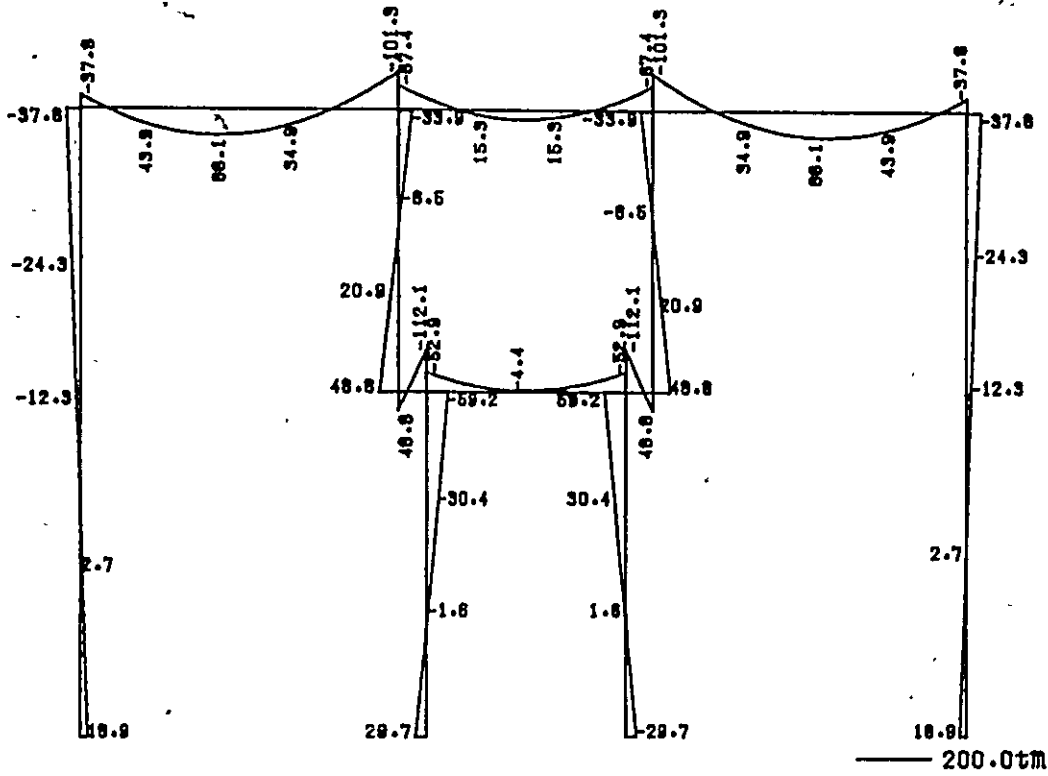
0.1cm

AXIAL FORCE

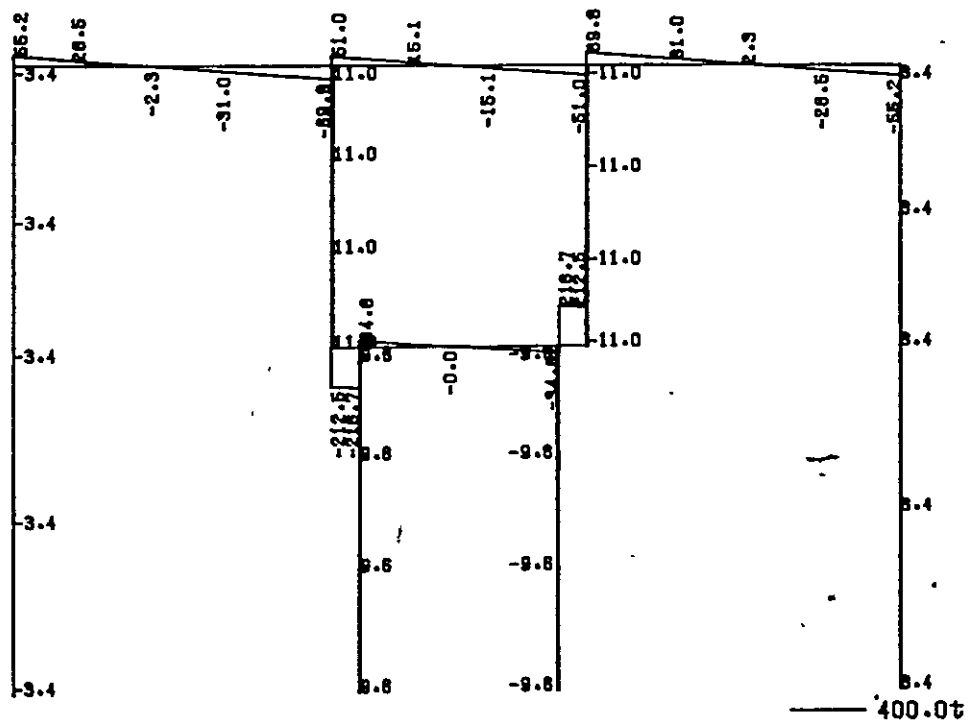


400.0k

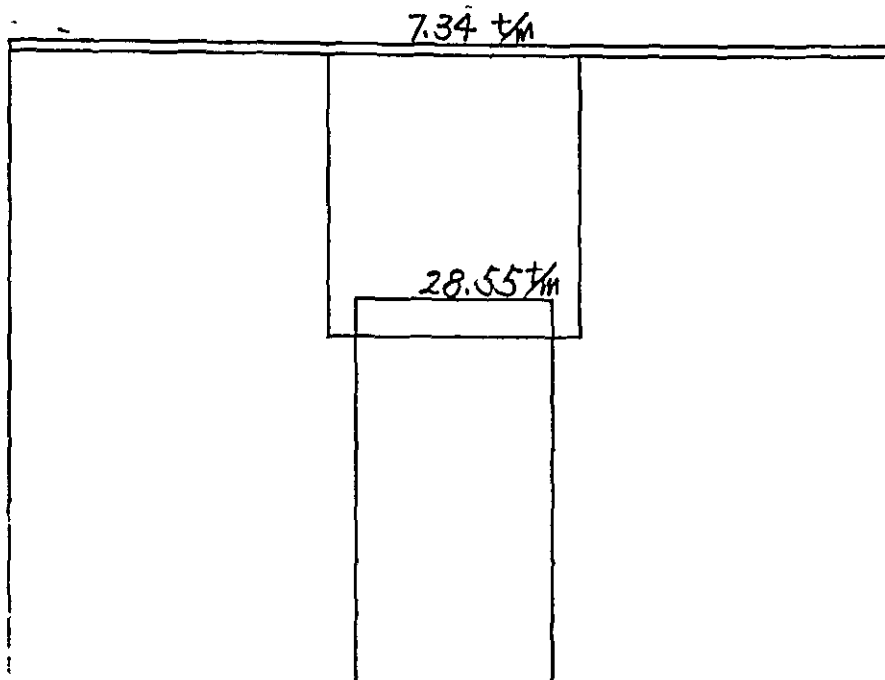
DEAD-LOAD (D) BENDING MOMENT



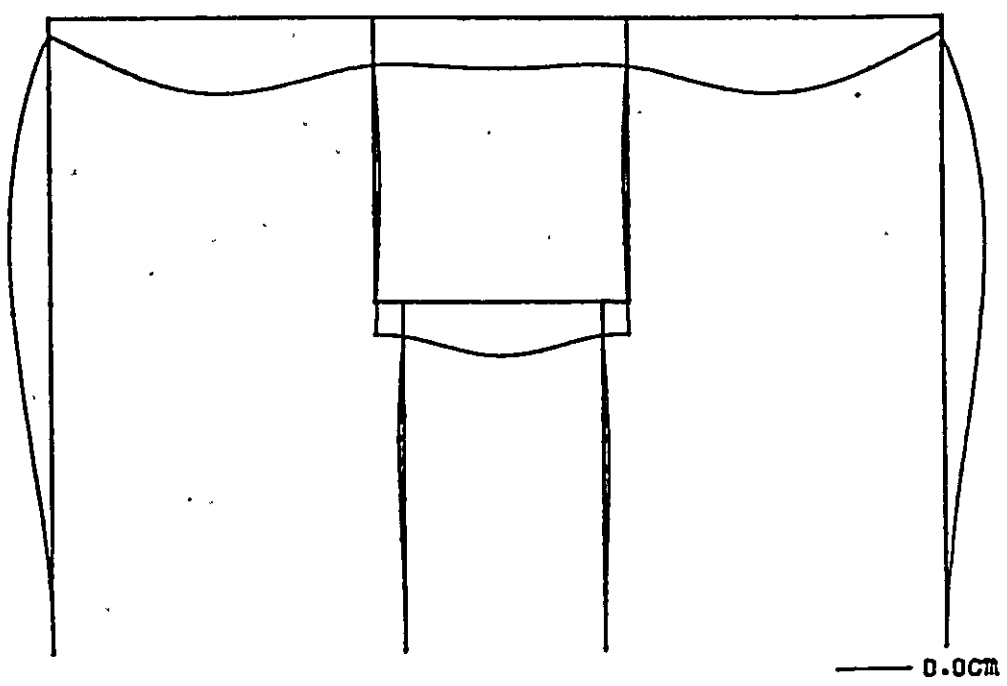
SHEAR FORCE



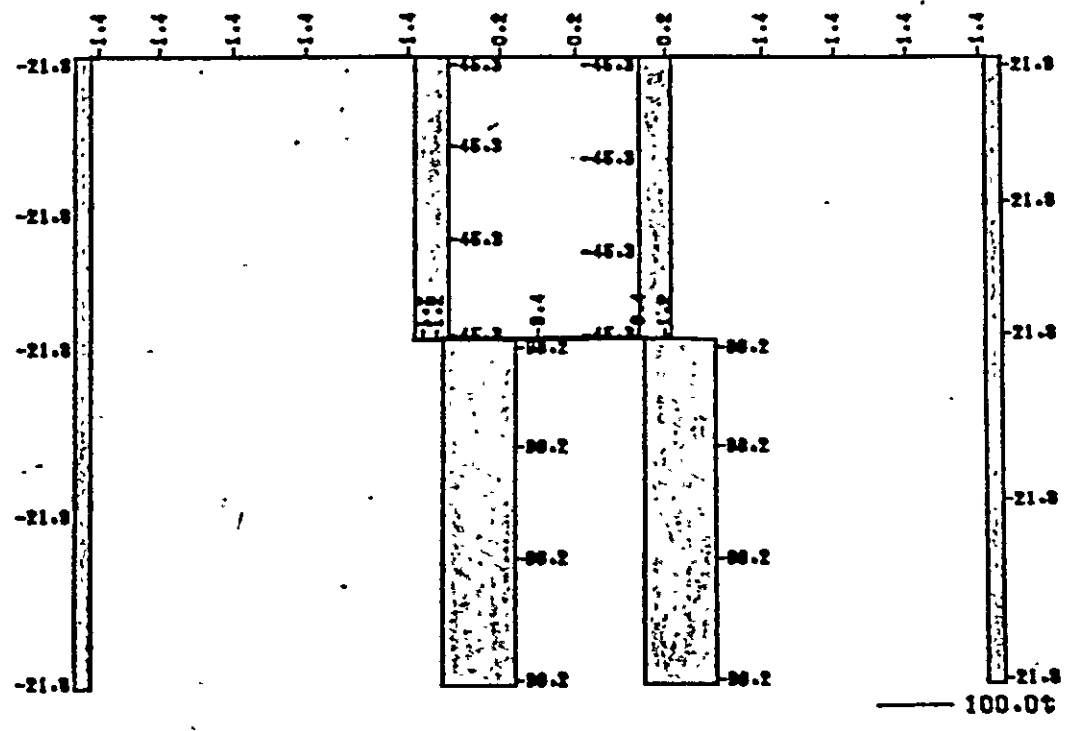
LIVE-LOAD (L)
LOAD CONDITION



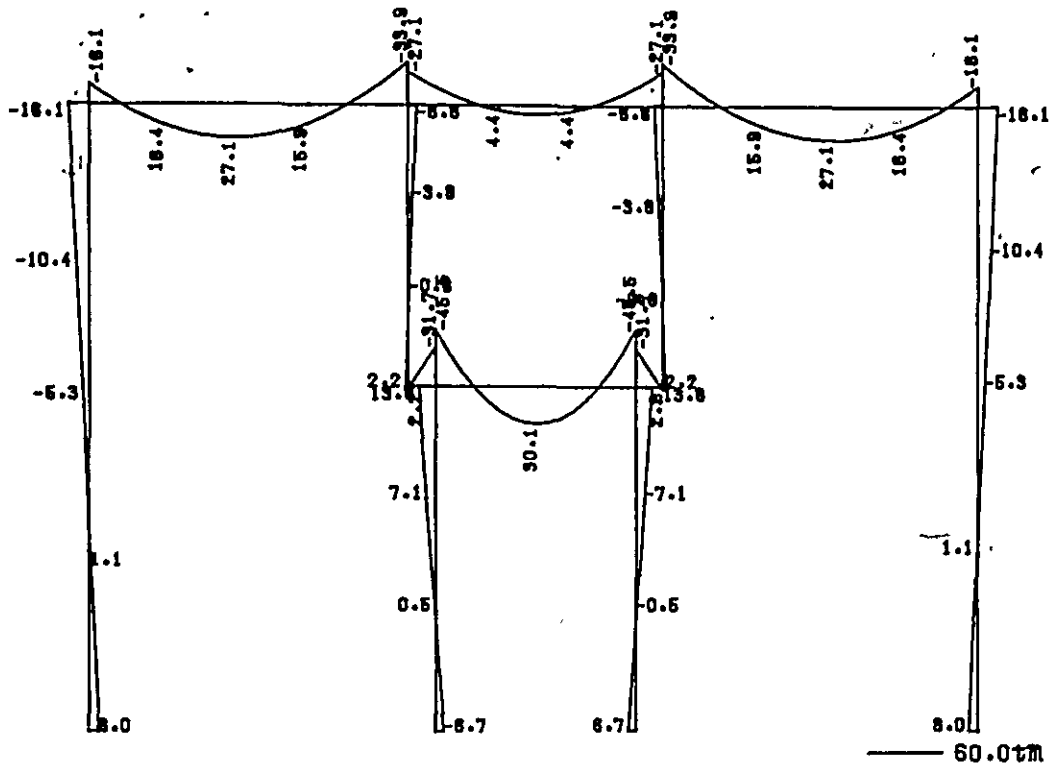
LIVE-LOAD (L) DEFLECTION



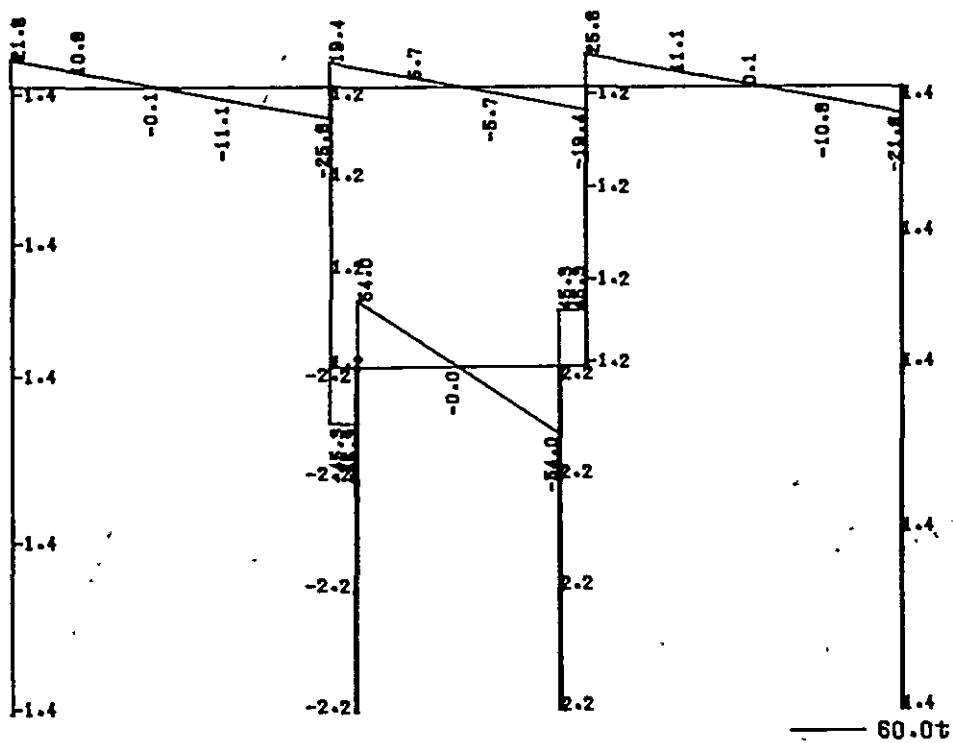
AXIAL FORCE



LIVE-LOAD (L) BENDING MOMENT

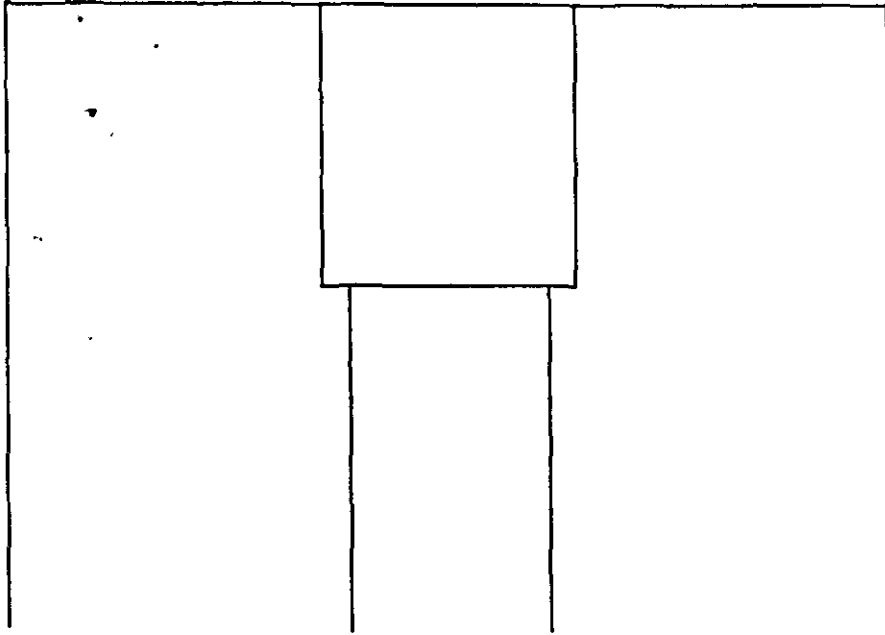


SHEAR FORCE

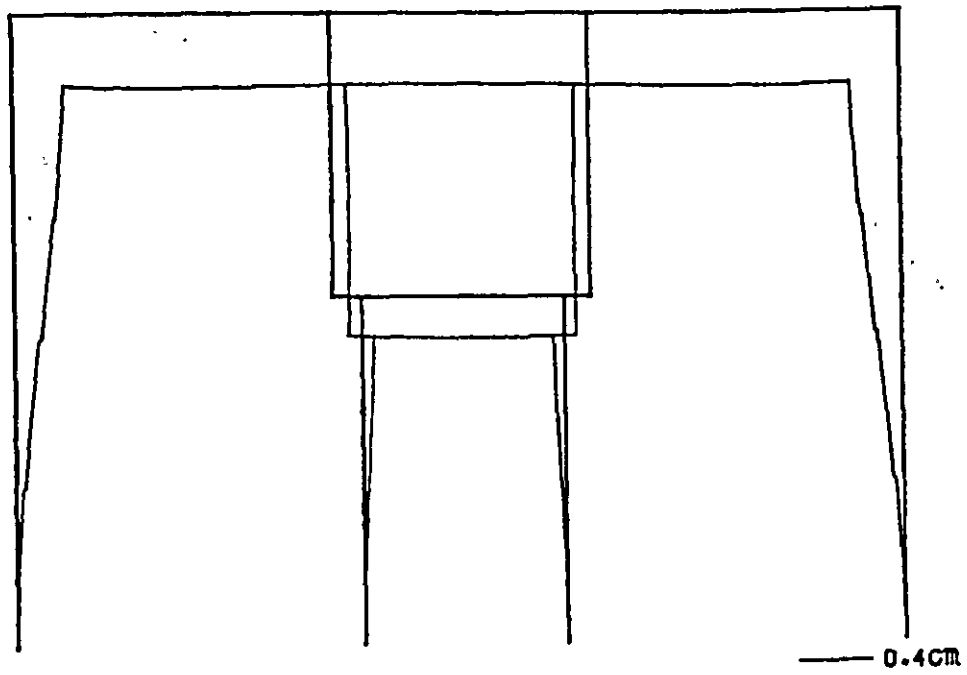


TEMPERATURE-LOAD (T)
LOAD CONDITION

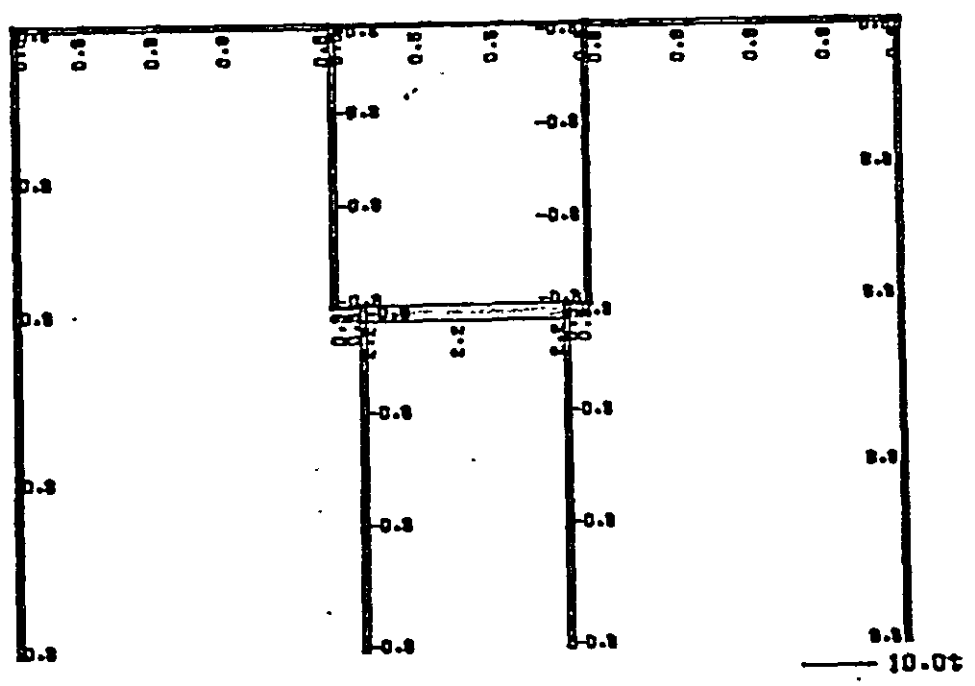
$T = -30.0^{\circ}\text{C}$



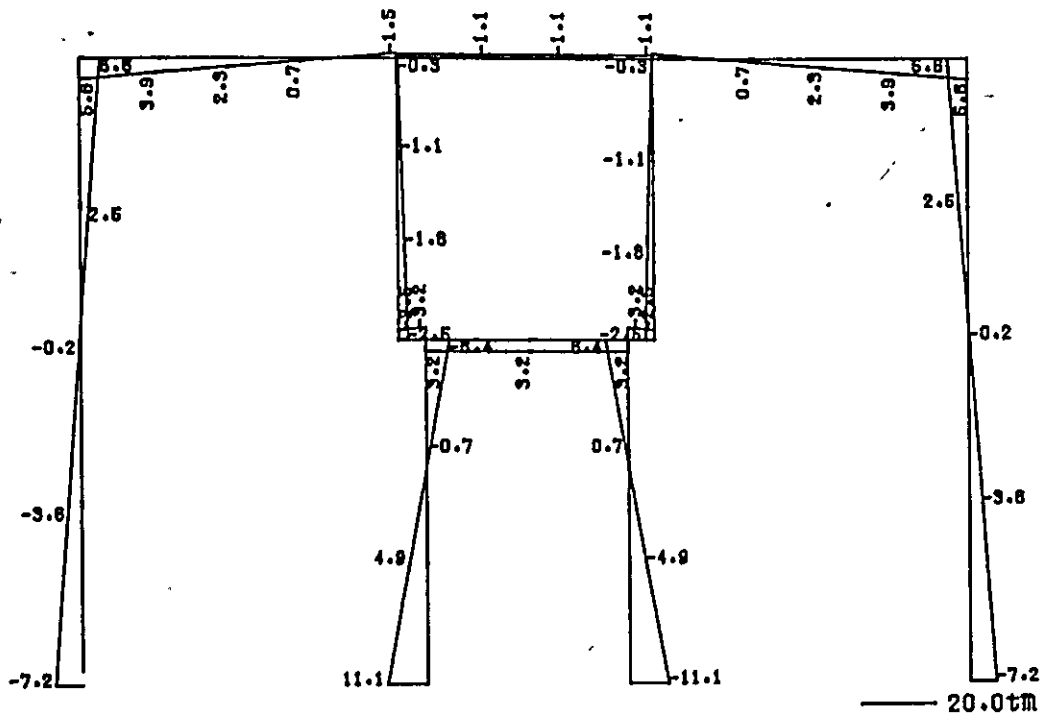
TEMPERATURE-LOAD (T) DEFLECTION



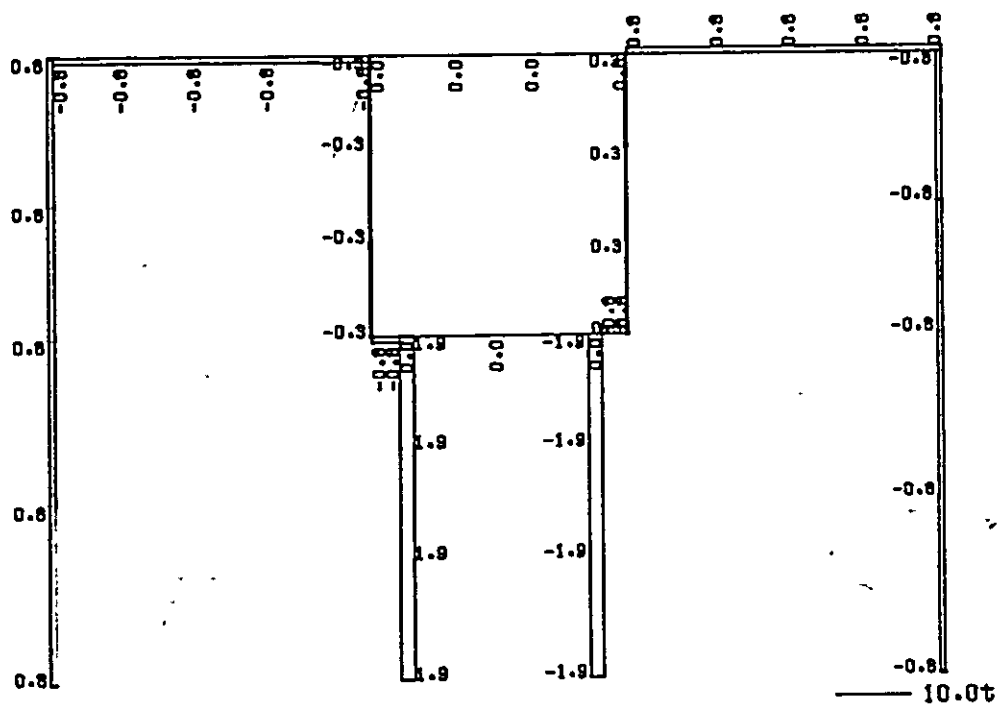
AXIAL FORCE



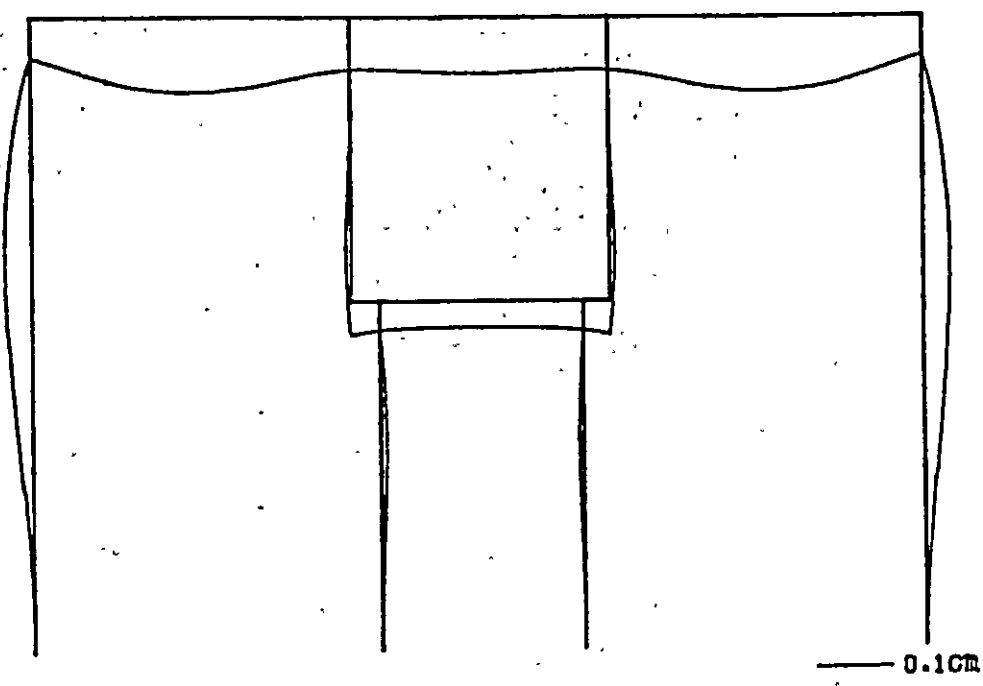
TEMPERATURE-LOAD (T) BENDING MOMENT



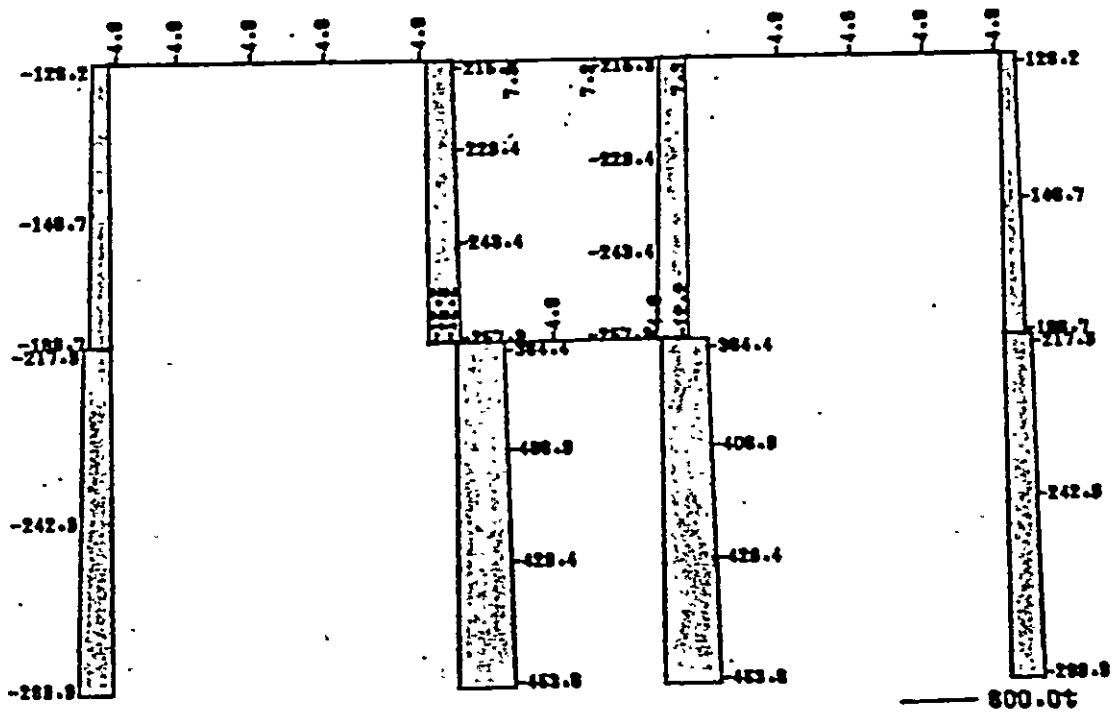
SHEAR FORCE



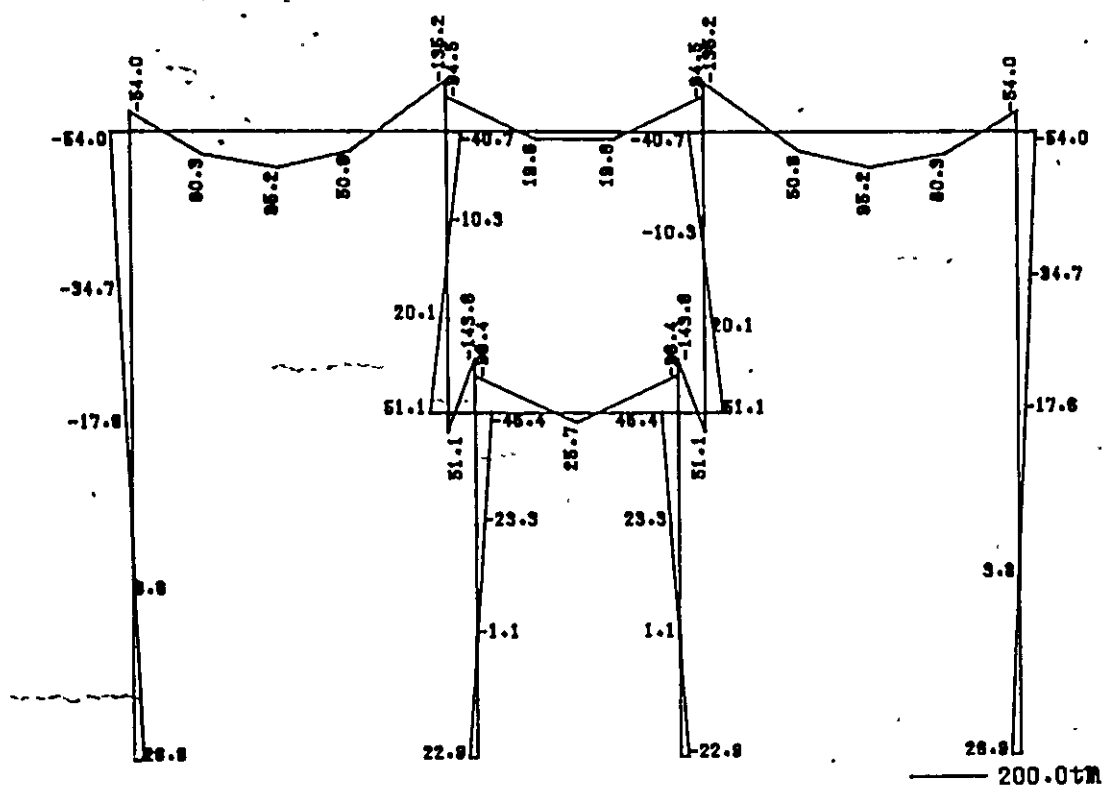
D+L DEFLECTION



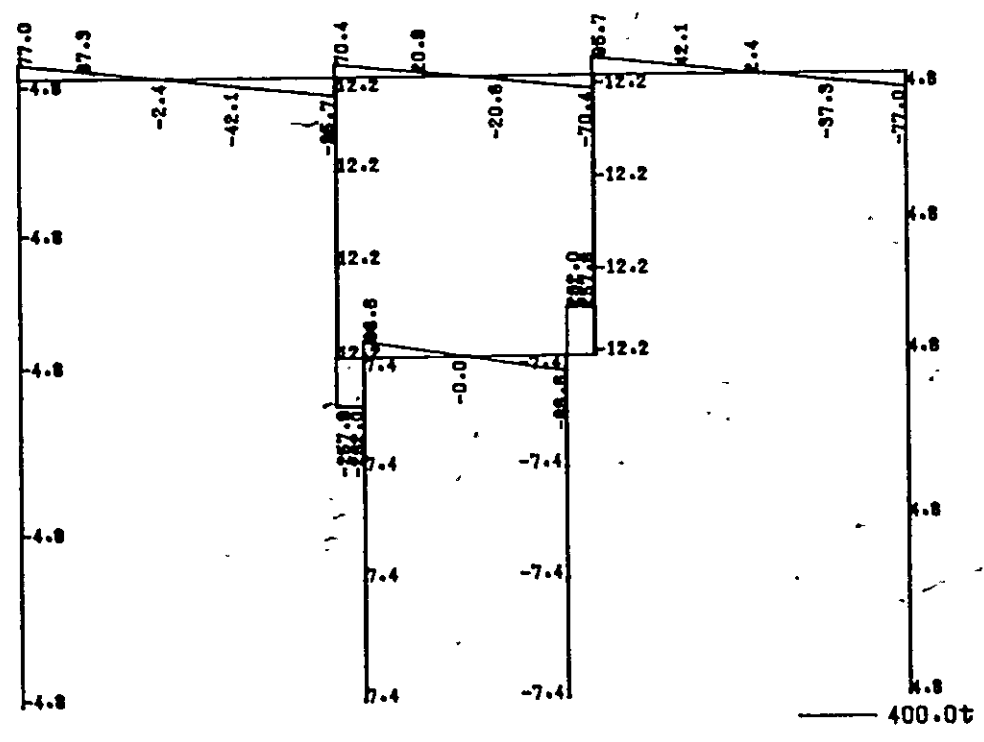
AXIAL FORCE



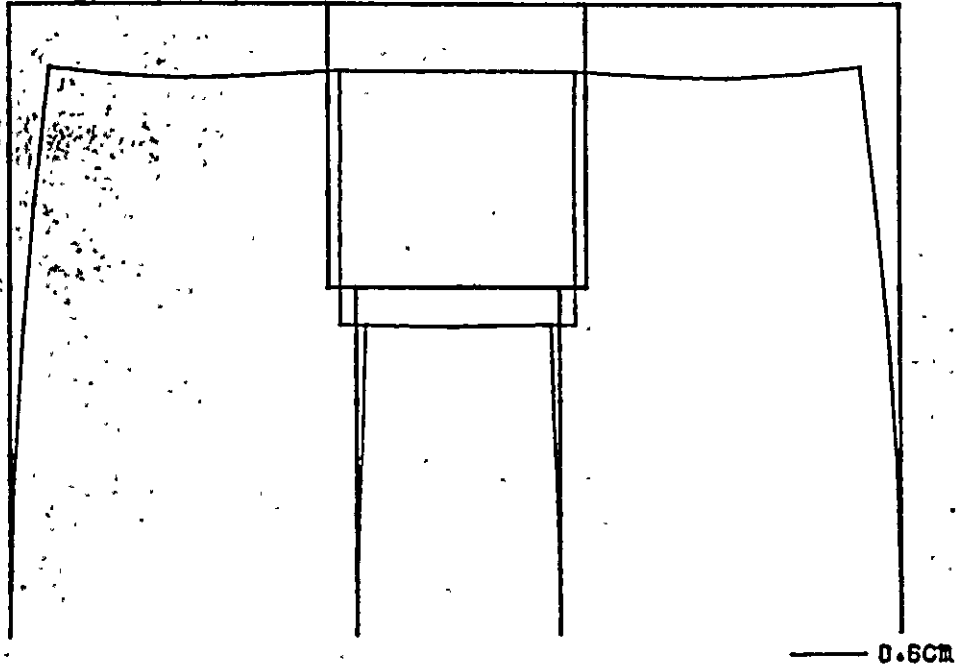
D+L BENDING MOMENT



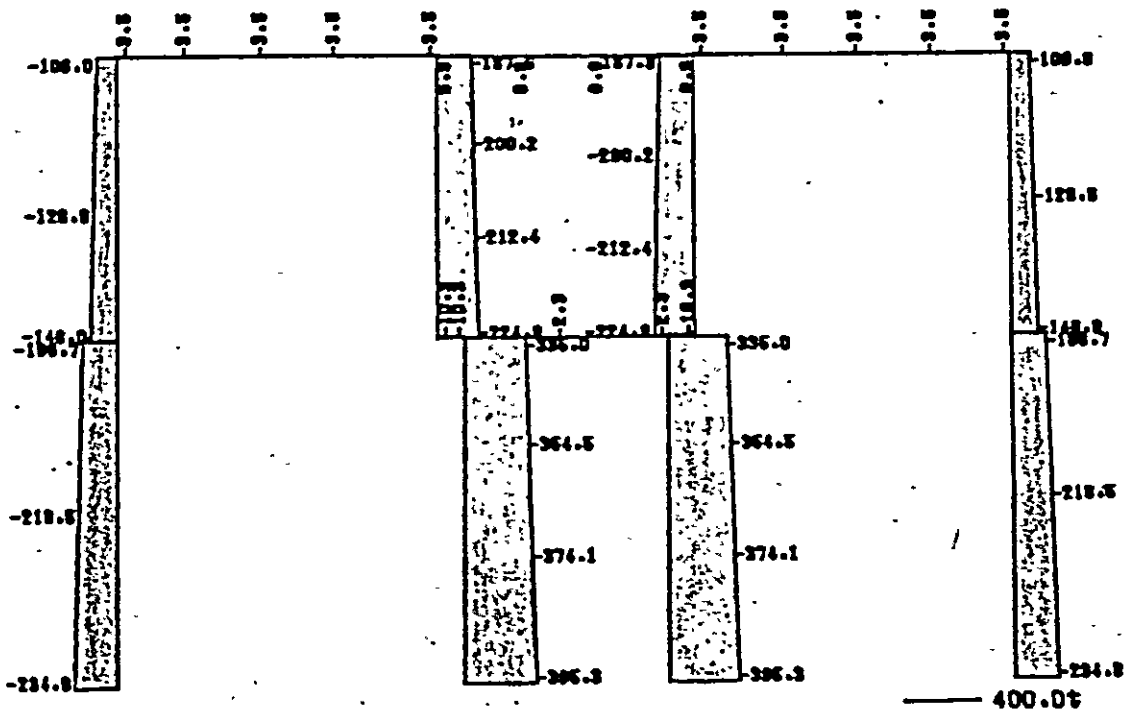
SHEAR FORCE



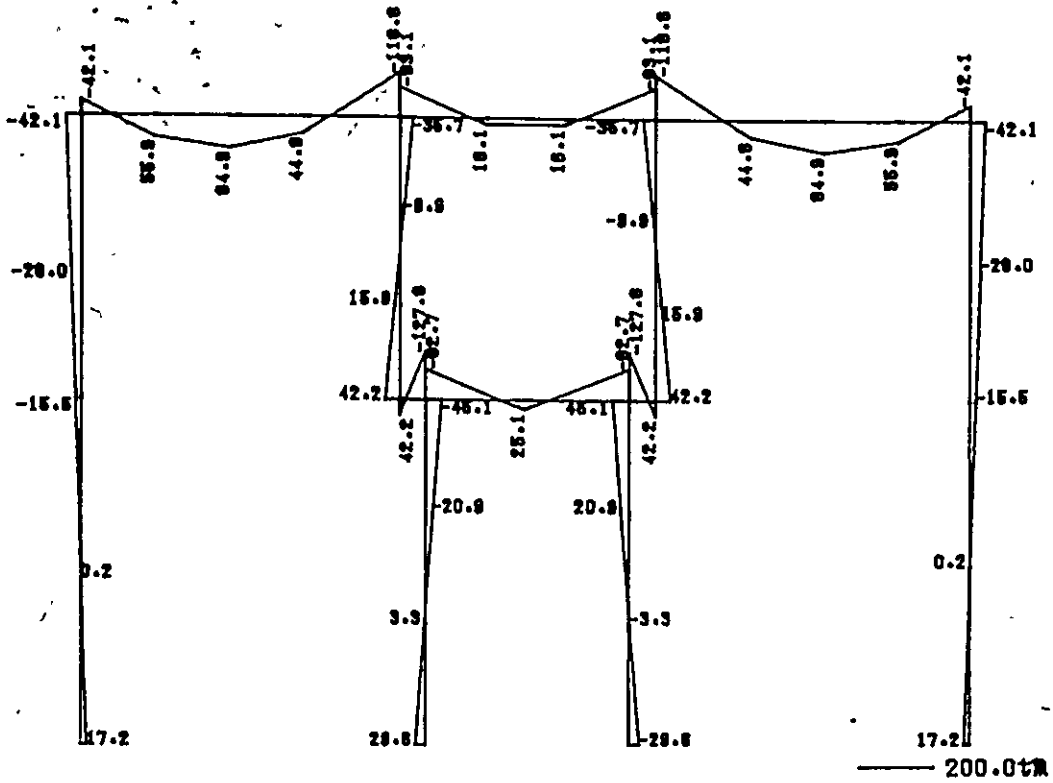
D+L+T DEFLECTION



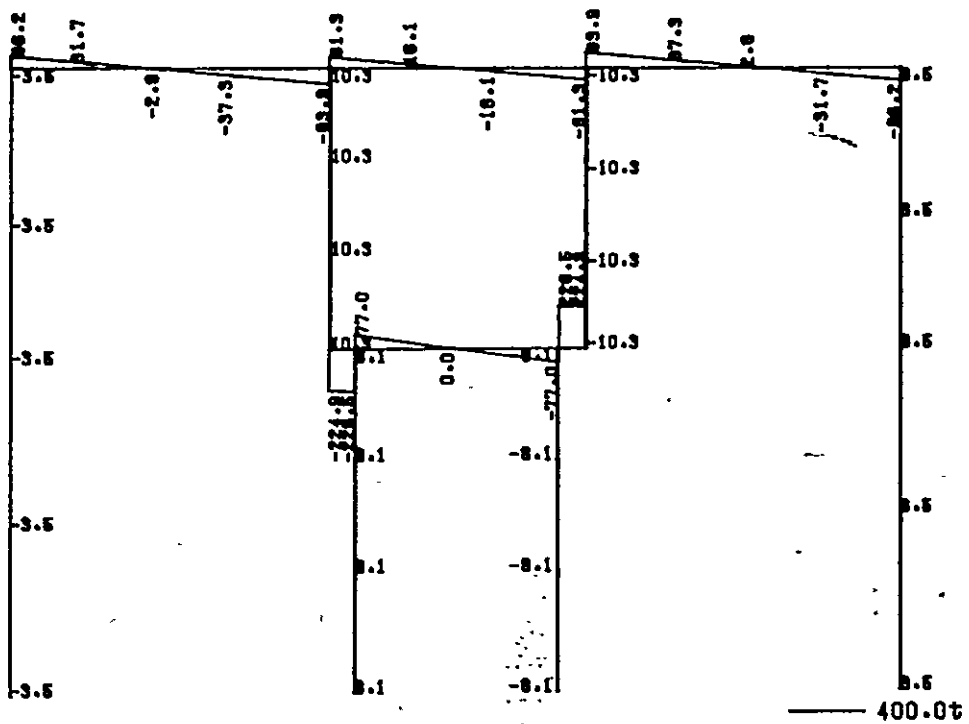
AXIAL FORCE



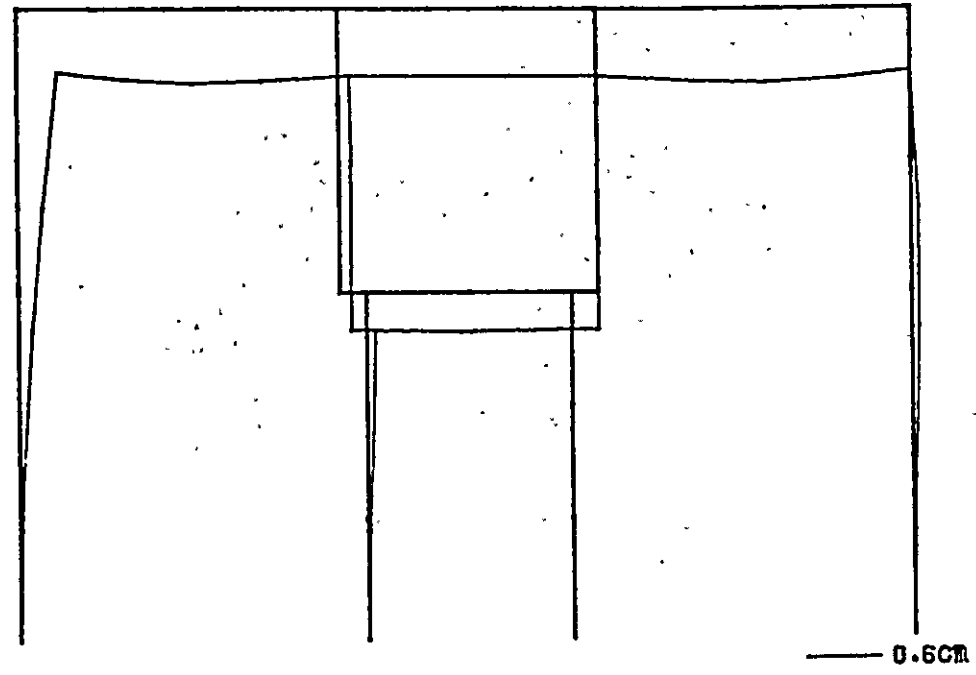
D+L+T BENDING MOMENT



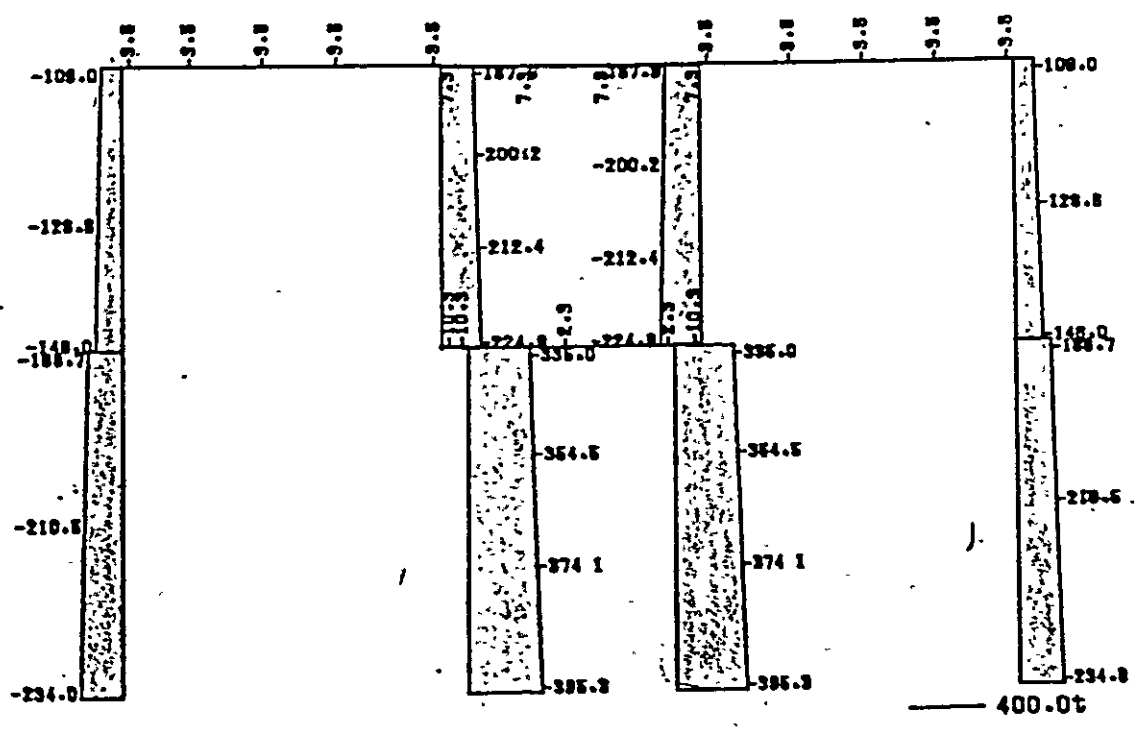
SHEAR FORCE



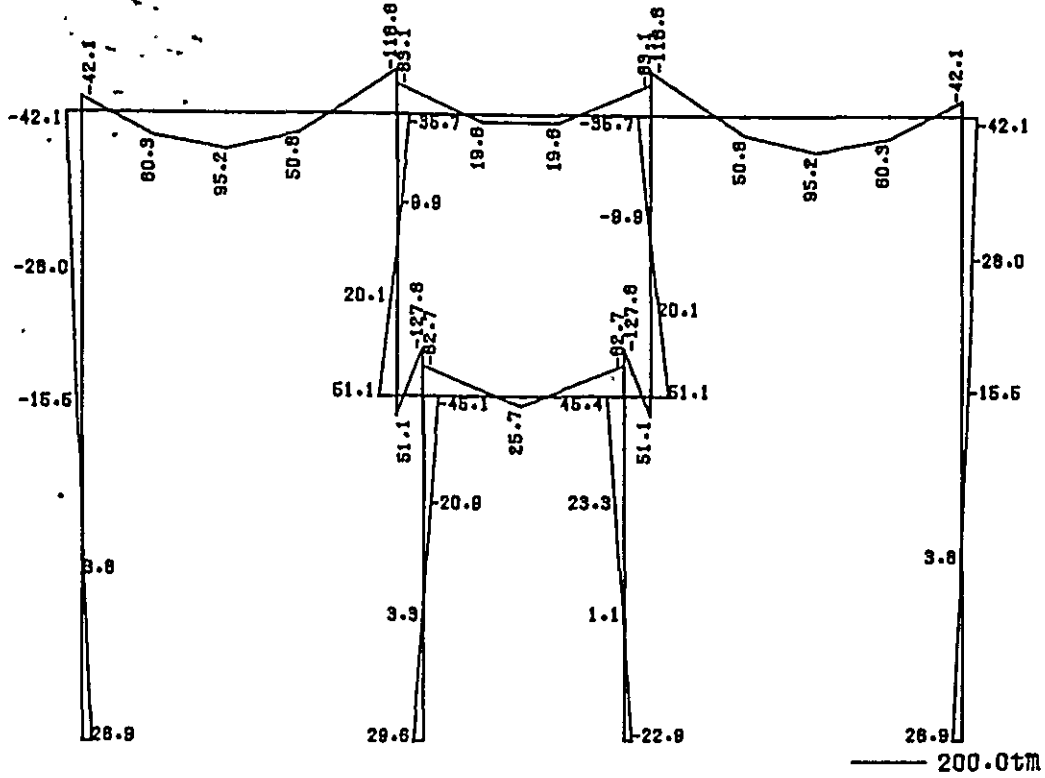
MAXIMUM SUMMARY DEFLECTION



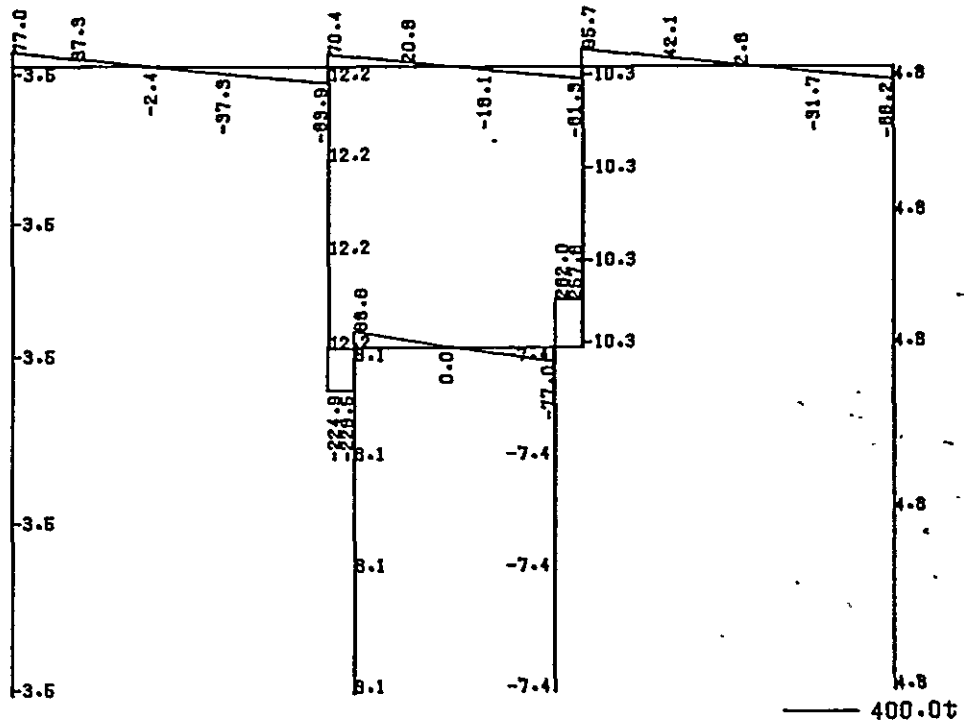
AXIAL FORCE



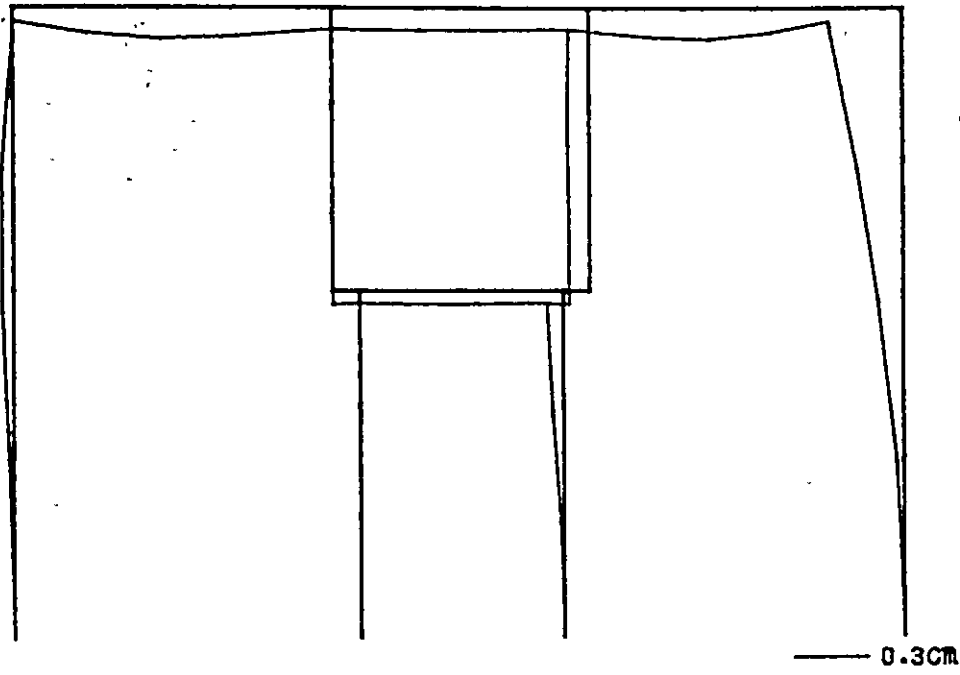
MAXIMUM SUMMARY BENDING MOMENT



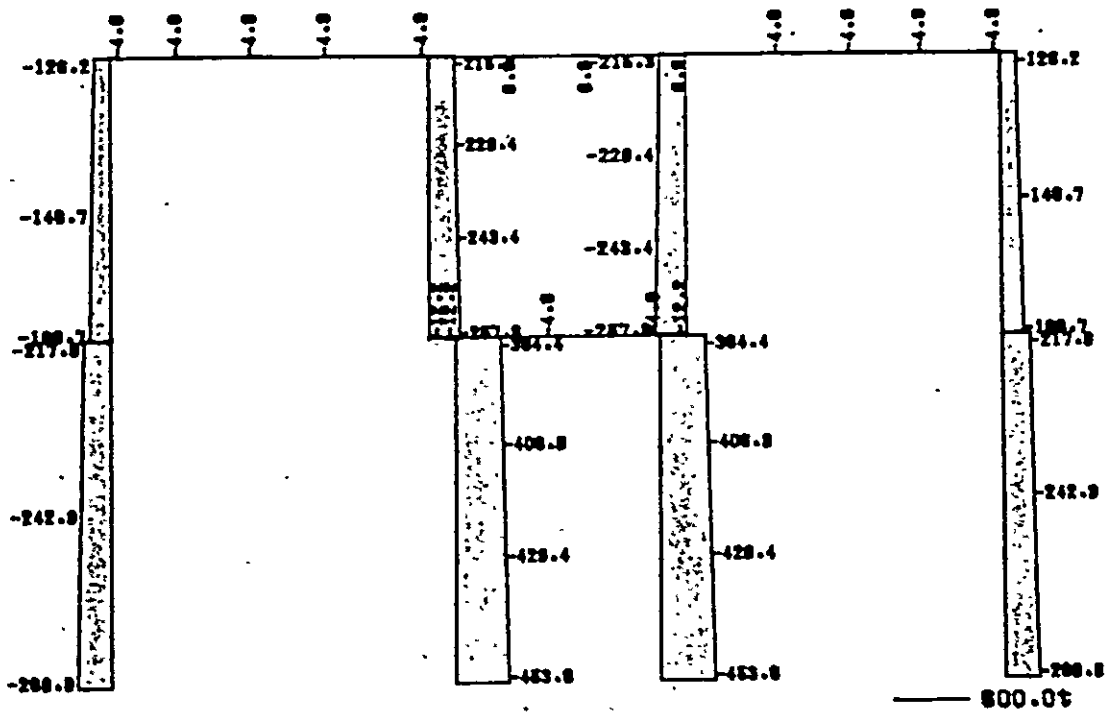
SHEAR FORCE



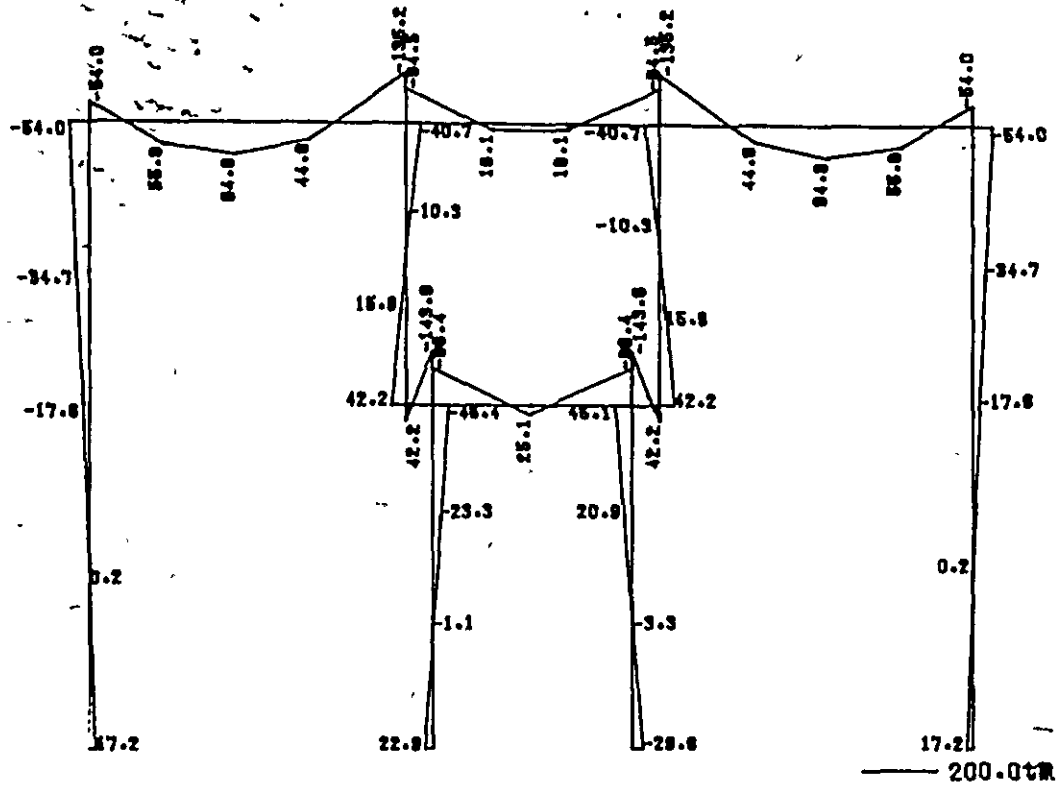
MINIMUM SUMMARY DEFLECTION



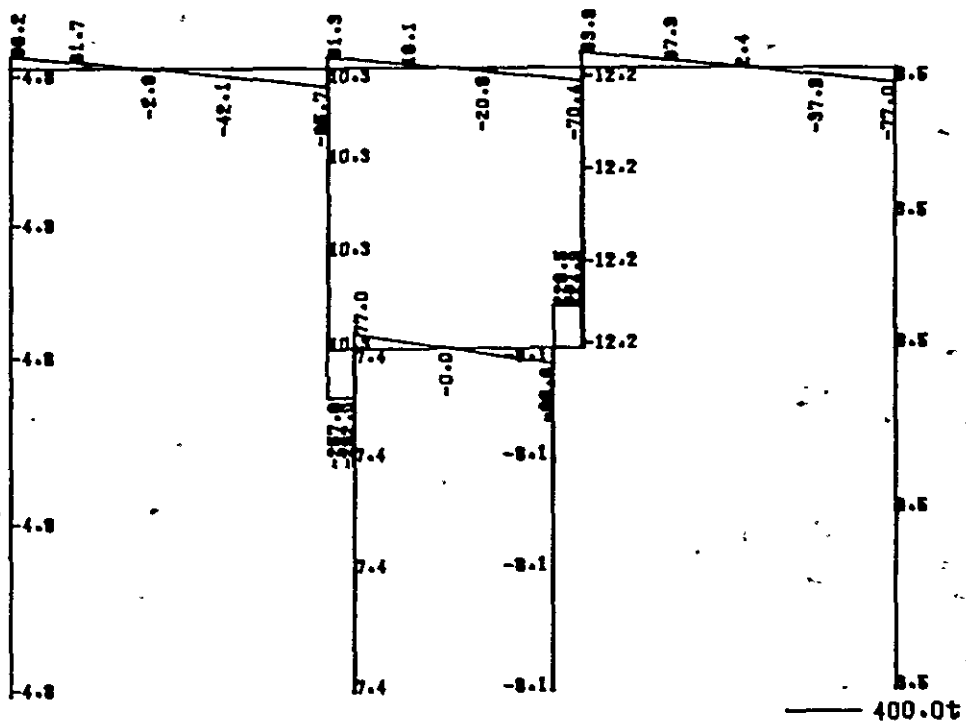
AXIAL FORCE



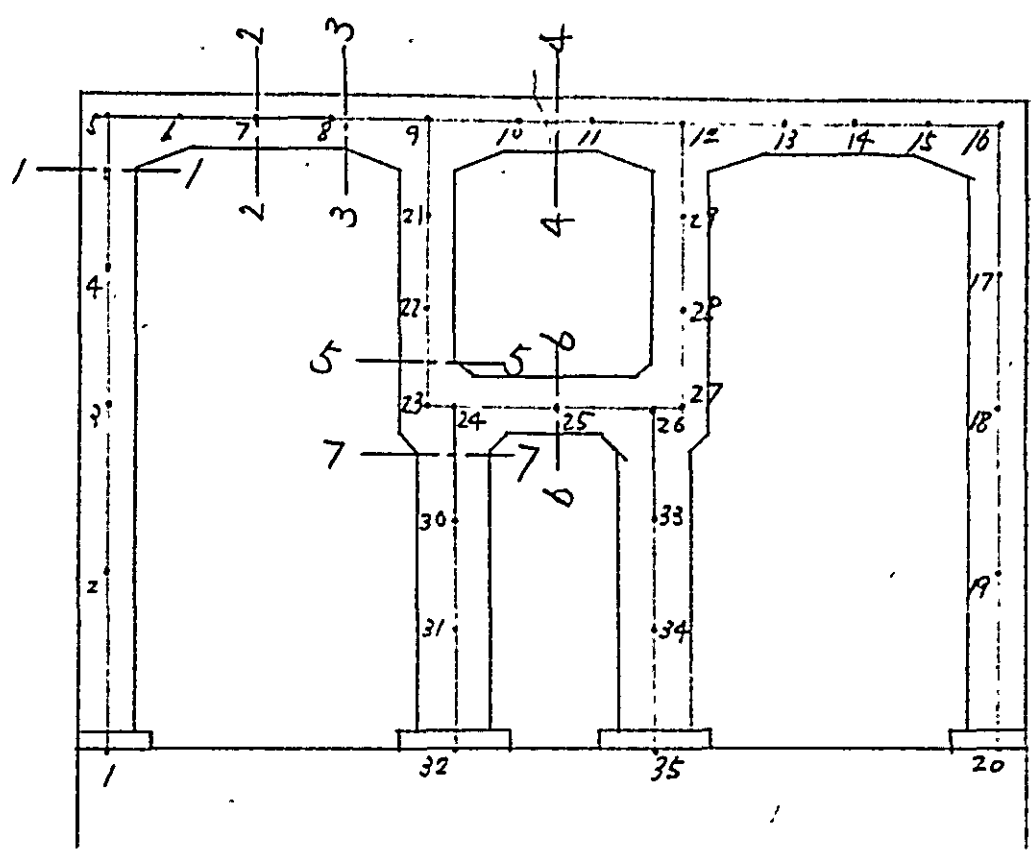
MINIMUM SUMMARY BENDING MOMENT



SHEAR FORCE



2) 断面計算



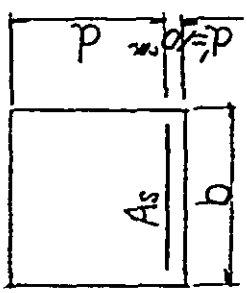
ここで用いる断面力は、次の図を参照のこと。

1-1	MINIMUM SUMMARY 図	格点 5
3-3	"	" 9
5-5	"	" 23
7-7	"	" 24
2-2	MAXIMUM SUMMARY 図	格点 7
6-6	"	" 10~11

$$\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

必要鉄筋量

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \times 0.875 \times d}$$

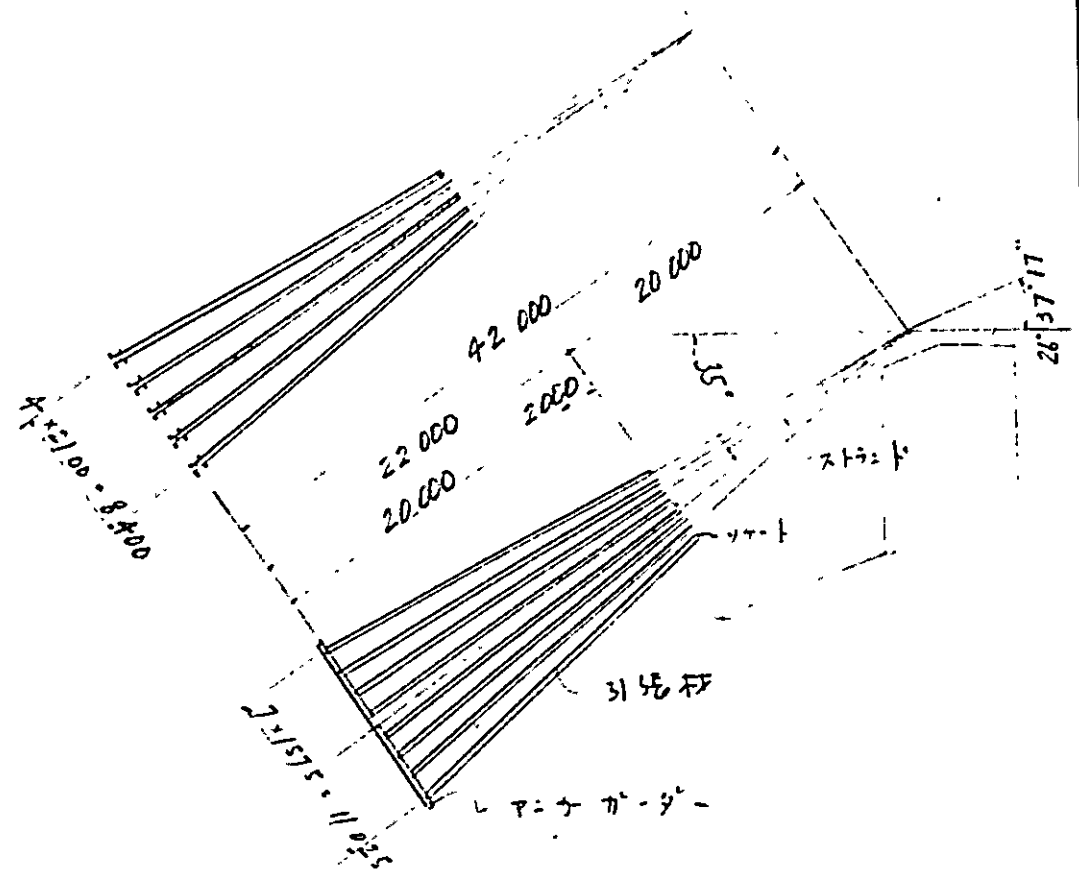


單位	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7
b	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
d	140	140	140	140	140	140	190
M	-36.0	63.5	-20.1	46.7	37.1	17.1	-30.3
A _s	16.3	28.7	40.9	21.2	15.5	7.8	9.8
使用鉄筋	D22-200 ^{etc}	D19-100 ^{etc}	D19-100 ^{etc} (2FB)	D19-100 ^{etc}	D22-200 ^{etc}	D16-200 ^{etc}	D16-200 ^{etc}

5. アンカーフレームの設計

(1) 基本寸法

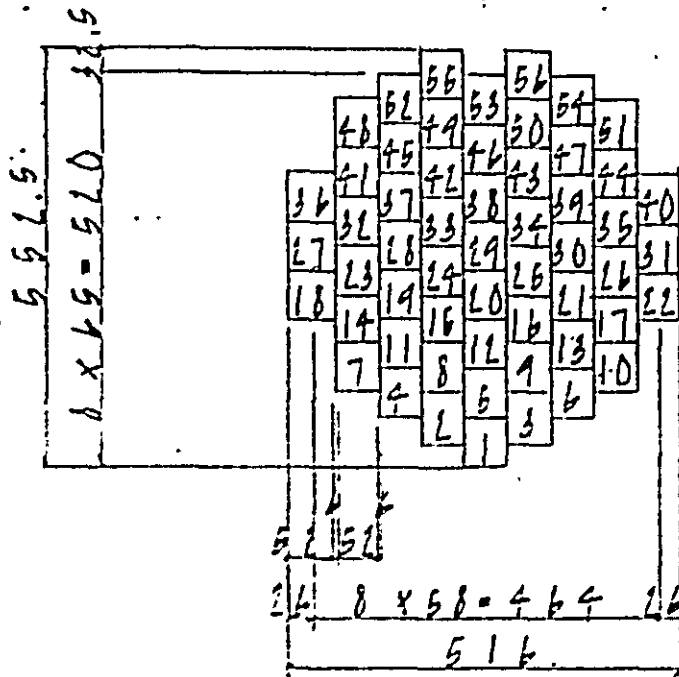
(a) T-7-7-10 旋着方法



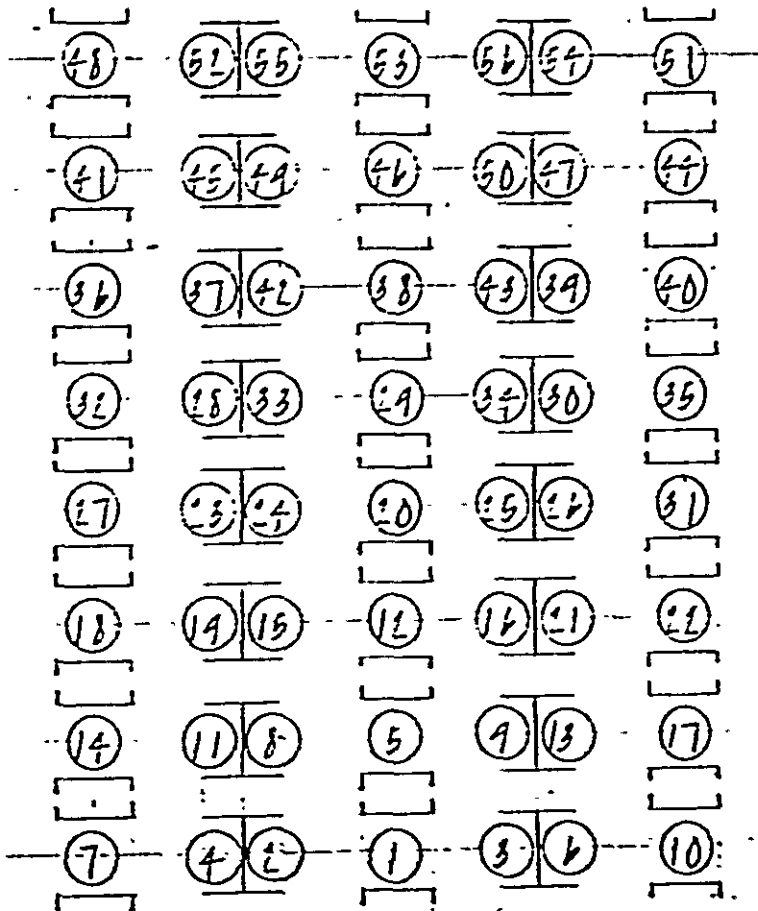
上図の如くは、主T-7-7-10の各ストランドのソケットを引張材に直接旋着し、引張材の中心をT-7-7-10に伝達しT-7-7-10の中心から伝達される構造とする。引張材には1ストランド旋着、2ストランド旋着の2種類とする。

(b) スラニド配列. 碁の碁者配置

i) スラニド配列

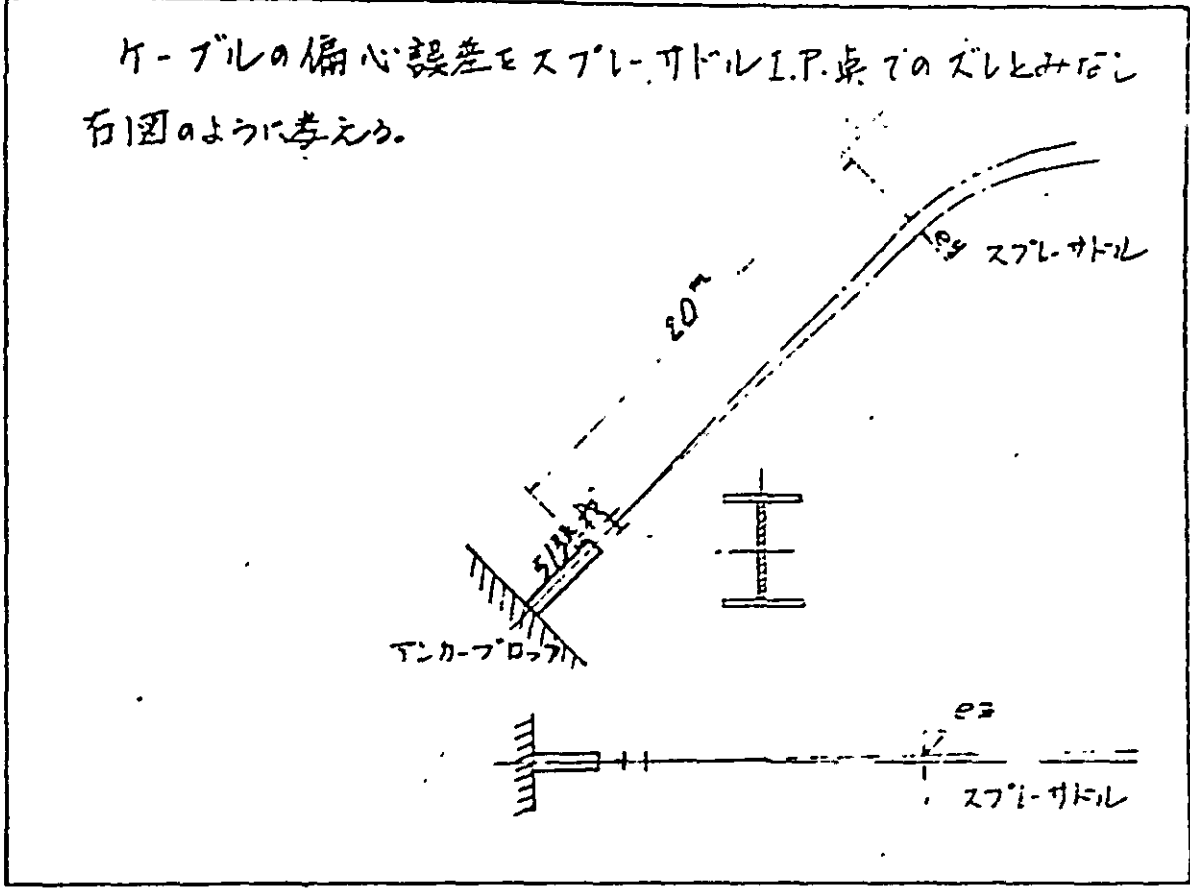


ii) 碁者配置



(c) 偏心誤差

ケーブルの偏心誤差をスプレッドI.P.点でのズレとみれば右図のように考えらる。



偏心偏差、要因の要因値

事 因	推定値		設計値	
	偏心量 e_y	荷重 e_z	偏心量 e_y	荷重 e_z
(1) 設計上より発生				
a) スラブサドルでのスタンド配列とアンカフレームでの配列の差が生ずる差				線形計算書の考慮 算より指定
b) セパレートアンカフレームの傾きと時々の傾き	± 2			2
(2) 構造上より発生				
・ スラブサドルの移動による生ずる偏心	$-1 \sim 0$	$-1 \sim 5$		計算書の 指定
(3) 製法上より発生				
a) スラブサドルの成形製作時の偏差	± 2	± 2		鋼材の 指定
b) アンカフレーム板組時の活設差	± 8	± 8		10 10
	(5-10) (5-10)			指示 有り
(4) 施工上より発生				
a) アンカフレーム据付位置測定誤差	± 10	± 10		鋼材の 指定
b) アンカフレーム据付誤差	± 4	± 10		5 10
c) コンクリート打設によるアンカフレームの移動	± 10	± 10		10 10
d) グラウトによるコンクリートブロックの移動	± 10	± 10		鋼材の 指定
e) スラブサドル据付位置測定誤差	± 10	± 10		10 10
f) スラブサドル据付誤差	± 5	± 4		5 5
g) サドル上でのスタンド傾斜による誤差	$+ \sim - 5$	± 8		5 10
h) 設置位置へのコンクリート取付け誤差	± 5	± 5		5 5
計				137 87

1 不確か e_z ± 30 e_y 線形計算より

(d) 設計張力

設計張力は設計条件より、下記の表に準ずる。

張力		構造部分	碇着部	先端部	一般部	添接部	アンカー ゲージ
2. 本 碇 着	ストラッド設計張力(56%)						
	1本分 N_1	154.6 t					
	2本分 $N_2=2N_1$	309.2			○	○	○
	張力差 (10%) $\Delta N=0.1N$	37.1	○	○			
1 本 碇 着	ストラッド設計張力(56%)						
	1本分 N_1	154.6			○	○	○
	張力差 (20%) $N=1.2N_1$	185.5	○	○			

[解説]

ケーブルの断面は、塔付近側径間側の最も均配の大きな部分で決定される。したがってスプレ支脚部においては、ストラッド設計張力より、低い値となるが、ケーブルアンカーフレームの設計には安全性を考慮して、ストラッド設計張力を基準として考えることにした。本文中のストラッド張力 N は、ストラッド1本分の設計張力である。

ストラッド設計張力を適用する構造部分は、一般部、添接部

カ-ガーダ-のようにインフリットに埋め込まれた部分とする。
この部分は、誤差等の影響を受け割合が比較的安く
ストラット自体の耐力に同等のもので充分であると考えらるであ
る。

一方、スプレー支間部において、各ストラットにバラツキが生じ
る。バラツキの表わし方として、張力が異なることと2本定着の場合
のストラットの張力アンバランスがある。

張力レベルを20%増とみた時は、ジョイントン橋における
計測結果に基づいた。

又、2本定着の場合の張力差は、調整誤差等と誤差に10%
といた。

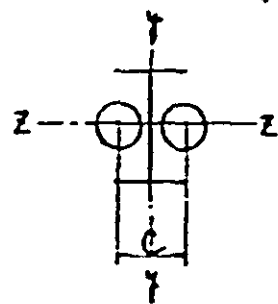
(算) 先端部の設計法

引張材・先端部の応力計算は下表の応力を考慮す。

応力種類	計算式	
	2本絶着	1本絶着
張力による応力	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$
張力差による応力	$\frac{\Delta N \cdot c/2}{W_y}$	
鉛直誤差による応力	$\frac{N \cdot \theta_1 \cdot l}{W_z}$	$\frac{N \cdot \theta_2 \cdot l}{W_z}$
水平誤差による応力	$\frac{N \cdot \theta_2 \cdot l - \Delta M}{W_y}$	$\frac{\Delta M}{W_y}$
計	$\Sigma \sim$	$\Sigma \sim$

$N, \Delta N$; 設計張力と差

c ; 2本ストラット・絶着間隔



$\theta_1 = \frac{l_1}{20 \cdot 10^3}$ $\theta_2 = \frac{l_2}{20 \cdot 10^3}$; $\frac{l_1}{l_2}$ 偏心誤差

A ; 断面積 W_y, W_z ; 断面係数

引張材長; $l = 2.90 \text{ m}$

ΔM ; 引張材方向と鉛直方向の差による
先端部のモーメント (水平誤差)

(5) 許容応力度

構造各部の設計を行う場合には、下表の方針に基づいて計算するものとする。

許容応力度

定着部 先端部 アンカーガード部	許容応力度
一般部 添接部	ケーブル耐力と鋼材耐力の合算

(解説)

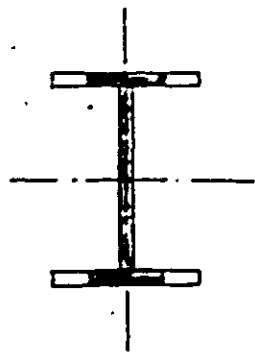
コンクリート内に埋め込まれた一般部、添接部は、ほぼ軸力だけを用いると考えられ、ケーブル耐力と同等であれば、必要且つ十分である。したがってケーブル耐力 ($\sigma_u = \sigma_s \cdot A_{ca}$) と引張耐力 (鋼材耐力) と一致させて設計することとした。

定着部、先端部は、軸力以外に誤差等の影響により応力増大が必ずしも明らかでなく、安全度を低下させない意味で従来の許容応力度法に基づくものとした。

又アンカーガード部もコンクリートとの境界面であり、応力増大も明らかでないため、従来の許容応力度法による。

(9) 2本溶接部・溶着部有効断面について.

2本溶接部・溶着部・有効断面について1/4要素大橋
FEM・応力解析よりフランジと溶着部100%
を有効に計算する.



着色部が有効断面です.

(2) 礎着用部材の設計

(a) 設計方針

アンカ-ボルトの設計に用いるセ-フルの張力の設計条件に準ずる。

セ-フル張力の引張材を通してすべりアンカ-ボルトに伝達される。

備心誤差による

- | | |
|--------|---------|
| 1) 設計上 |) 5% 容差 |
| 2) 荷重上 | |
| 3) 製作上 | |
| 4) 検査上 | |

上記4種類による考慮する。(参照)

部材の設計の許容応力度等には、セ-フル耐力と鋼材耐力とを一致させる設計方法を採用する。

礎着部材造形式の溶接構造とする。

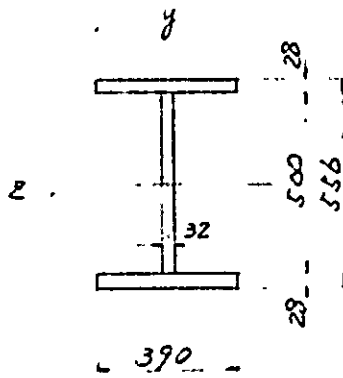
部材最小板厚は 10mm とする。

(但し、添付板を除く)

(b) 引張部材設計

i) 先端部

2本碇着部材



$$\begin{array}{r}
 A \text{ cm}^2 \\
 2\text{-PL } 390 \times 28 = 218.4 \\
 1\text{-PL } 500 \times 32 = 160.0 \\
 \hline
 378.4
 \end{array}$$

$$W_z = \frac{BH^3 - bh^3}{6H} = \frac{39 \times 556^3 - 36.2 \times 50^3}{6 \times 55.6} = 6530 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{2SB^3 + ht^3}{6B} = \frac{2 \times 2.8 \times 39^3 + 50 \times 32^3}{6 \times 39} = 1424 \text{ cm}^3$$

$$\frac{N}{A} = \frac{371}{0.003784} = 980 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\Delta N \cdot c/z}{W_y} = \frac{37.1 \times 0.320/z}{0.001} = 417 \text{ "}$$

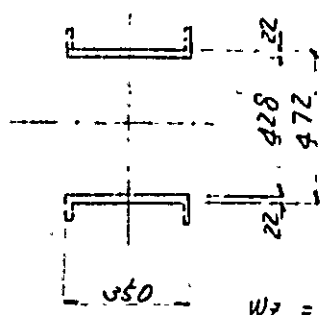
$$\frac{N \cdot \theta_y \cdot e}{W_z} = \frac{371.3 \times 0.137/20 + 2.9}{0.006530} = 112 \text{ "}$$

$$\frac{N \cdot \theta_z \cdot l + \Delta M}{W_y} = \frac{371.3 \times 0.087/20 + 2.9 + 0.9}{0.001424} = 391 \text{ "}$$

$$\Sigma \sigma = 980 + 417 + 112 + 391$$

$$= 1900 \text{ kg/cm}^2 \leq 1900 \text{ kg/cm}^2$$

1本碓着部材



2-PL 350 × 22 = 154.0

$A_n = 154 - 4 \times 2.5 \times 2.2 = 132.0 \text{ cm}^2$

$\sigma = \frac{185500}{132.0} = 1405 \text{ kg/cm}^2$

$W_z = 3306 \text{ cm}^3$

$W_y = 898 \text{ cm}^3$

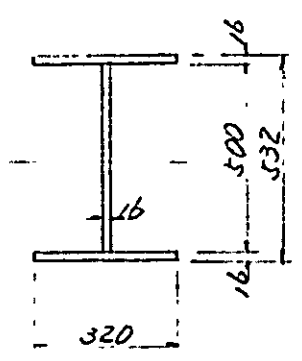
$\frac{N \cdot 0.8 \cdot L}{W_z} = 24 \text{ kg/cm}^2$

$\frac{\Delta H}{W_y} = 134 \text{ kg/cm}^2$

$\Sigma \sigma = 1563 \text{ kg/cm}^2$

iii) 一般部材

2本碓着部材



2-PL 320 × 16 = 102.4 $A \text{ cm}^2$

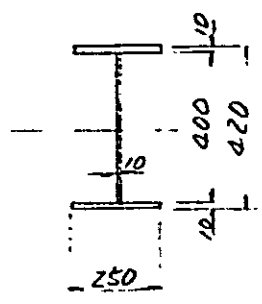
1-PL 500 × 16 = 80.0

182.4

$\sigma = \frac{309200}{182.4}$

= 1695 $\text{kg/cm}^2 < 1720 \text{ kg/cm}^2$

1本碓着部材



2-PL 250 × 10 = 50.0 $A \text{ cm}^2$

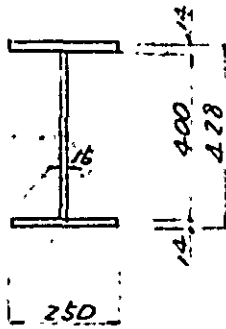
1-PL 400 × 10 = 40.0

90.0

$\sigma = \frac{154600}{90.0}$

= 1718 $\text{kg/cm}^2 < 1720 \text{ kg/cm}^2$

1本 礎着部材



$$\begin{aligned} 2-PL \quad 250 \times 14 &= 70.0 \text{ cm}^2 \\ 1-PL \quad 400 \times 16 &= 64.0 \\ \hline &134.0 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$W_z = \frac{25.0 \times 42.8^3 - 23.6 \times 40^3}{6 \times 22.8} = 1751 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{2 \times 1.4 \times 25.0^3 + 40 \times 16^3}{6 \times 25.0} = 292 \text{ cm}^3$$

$$\frac{N}{A} = \frac{185.5}{0.0134} = 1427 \text{ kg/cm}^2$$

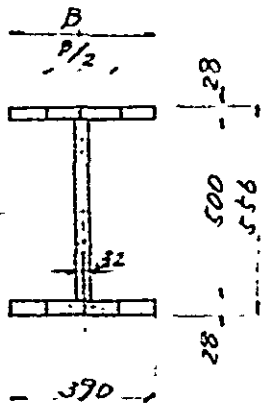
$$\frac{N \cdot O_y \cdot l}{W_z} = \frac{185.5 \times 0.030/20 \times 2.9}{0.001751} = 46$$

$$\frac{\Delta M}{W_y} = \frac{1.2}{0.000292} = 411$$

$$\begin{aligned} \Sigma \sigma &= 1427 - 46 + 411 \\ &= 1884 \text{ kg/cm}^2 < 1900 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

ii) 礎着部

i) 2本 礎着部材



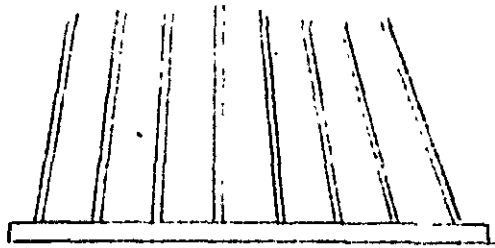
$$\begin{aligned} 2-PL \quad 195 \times 28 &= 109.2 \\ 1-PL \quad 500 \times 32 &= 160.0 \\ \hline &269.2 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{371000}{269.2}$$

$$= 1438 \text{ kg/cm}^2 < 1900 \text{ kg/cm}^2$$

(4) T: H - G - S - m 設計

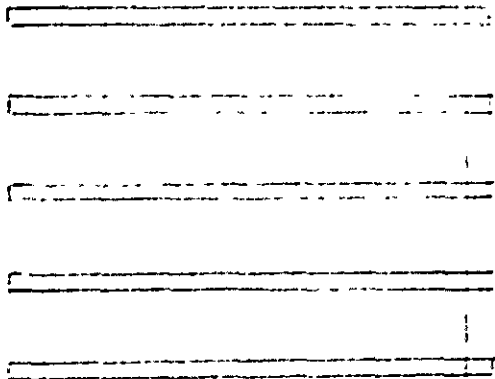
(i) 基本寸法



$$7 \times 1575 = 11025$$

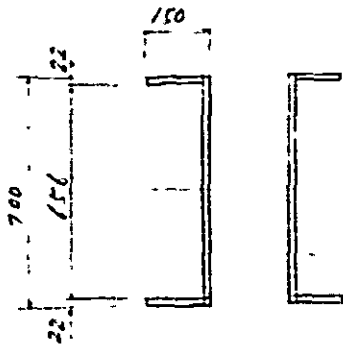


$$4 \times 2100 = 8400$$



$$4 \times 2100 = 8400$$

$$7 \times 1575 = 11025$$



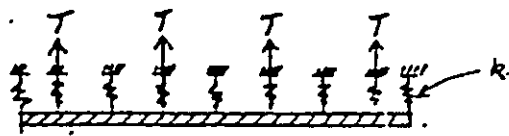
$$A = 420.6 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 255260 \text{ cm}^4$$

11) 設計方針

アンカーボルトは、引張材を分けて依り4本
張かせ、コンクリートに支圧を以て依えりも有る。
計算方法は下記の力学モデルにより行う。

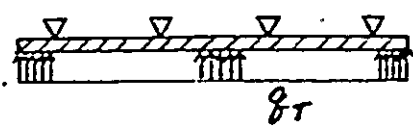
強性支保上の無限長梁として解析する。



川木完数は、道路橋下部構造設計指針 直撐基礎の設計等
より

$$K_v = \frac{E_c}{(1-\mu^2) E_v \cdot I_P} \quad \text{として算出する。}$$

引張材の位置を考慮する連続梁として荷重を
等分布荷重として計算する。



アンカーボルトのフランジ板厚は、次の

- 1) 3辺固定、1辺自由
- 2) 3辺固定、1辺単純支持

上記の2種類で計算する。

iii) 応力計算

弾性支承上の無限長梁



$$7 \times 1575 = 11.025$$

鉛直方向の地盤反力係数

$$K_v = \frac{E_c}{(1-\mu^2) \cdot B_v \cdot IP}$$

K_v : 鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm^3)

E_c : " " " " の変形係数 $2.70 \cdot 10^5$ (kg/cm^2)

B_v : 基礎の換算載荷幅 (cm)

$$B_v = \sqrt{A_v} \quad A_v: \text{載荷面積}$$

μ : ポアソン比 0.17

IP : 0.88

$$K_v = \frac{2.70 \times 10^5}{(1-0.17^2) \times \sqrt{30 \times 1575} \times 0.88}$$

$$= 4810 \text{ kg/cm}^3$$

応力計算

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{\frac{K_v \cdot P}{4 \cdot E \cdot I}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{4.81 \times 10^3 \times 30}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.553 \times 10^5}} \\ &= 1.611 \times 10^{-2} \text{ cm}^{-1} \end{aligned}$$

着目位置の応力

曲げモーメント

$$M = \frac{T}{4 \cdot \beta} = \frac{309.8}{4 \times 1.611 \times 10^{-2}} = 48.1 \text{ t}\cdot\text{m}$$

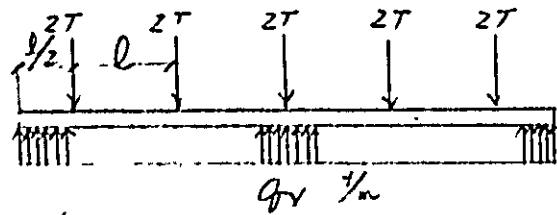
せん断力

$$Q = \frac{T}{2} = \frac{309.800}{2} = 154.9 \text{ t}$$

圧力

$$R = \frac{\beta \cdot T}{2} = \frac{1.611 \times 10^{-2} \times 309.800}{2} = 249.5 \text{ t}$$

引張材の位置を 変長とする連続梁として計算する。
 アンカーボルトはコンクリート中にあり、引張材によって生じる反力は
 アンカーボルトに反圧として、等分布にかかるとして仮定し計算する。



$$l = 1.575 \text{ m}$$

$$2T = 309.8 \text{ t}$$

$$qv = 196.7 \text{ t/m}$$

曲げモーメント

$$M = - \frac{196.7 \times 1.575^2}{8} = 61.0 \text{ t.m}$$

応力計算

$$\left(\begin{array}{l} M = 61.0 \text{ t.m} \\ Q = 154.9 \text{ t} \\ R = 309.8 \text{ t} \end{array} \right) \text{ (材質 SM50)}$$

$$\sigma = \frac{610000}{255260} \times 35.0 = 836 \text{ kg/cm}^2 < 1700 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{154900}{308} = 503 \text{ kg/cm}^2 < 1100 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = \frac{309.8}{2 \times 157.5 \times 1.5} = 66 \text{ kg/cm}^2 < 72 \text{ kg/cm}^2$$

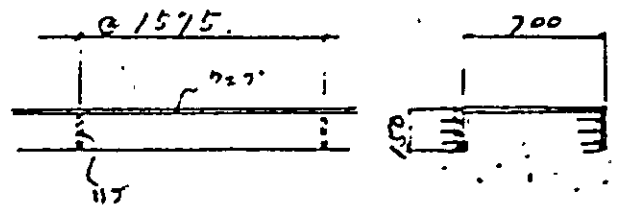
IV) アニカ-ガード-フランジ板厚の決定.

アニカ-ガード-フランジ板厚は、ガード全体の剛性
 (曲げ応力に對して) 確保の面と局部的なフランジの応力
 に對して照査する必要がある。ここでは局部的な応力
 に對して検討を行なう。

フランジの局部応力

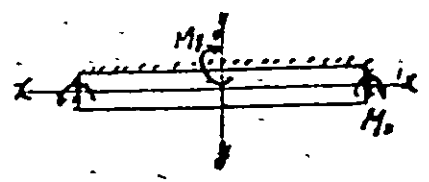
アニカ-ガード-のフランジは引張材から張力をガード
 へ受けるとの反力はガード-フランジと通してアニカ-ドロウ
 ン支圧応力として伝達される。

フランジの板厚決定の解析方法としては次の3通り
 が考えられる。



- 1) リブとウエブで固定される3辺固定-1辺自由の板。
- 2) リブとウエブで固定される3辺固定-1辺はコンクリートの拘束を考慮して単純支持としての板。
- 3) コンクリートの拘束をコンクリートの単性バネで支持する板。

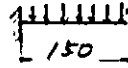
以上の3通りとも基本系は板解法であるが上図の
 様に長辺と短辺との比率約10倍と成り(通常2倍
 程度から)なると長辺方向との板としての分配はな



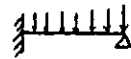
$M_x = 0$ とする板解法で
 なく、梁計算となる。

以上より前ページ 1) ii) iii) の梁計算と此の時の解析モデルは、次の様になる。

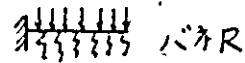
i) 片持梁



ii) 一端固定、一端単純支持



iii) 一端固定の弾性支承上の梁



上記3通りについて、極厚の計算を行なうとフランジ面に作用する

コンクリート圧強度 エフランジと下フランジの合力負担率は

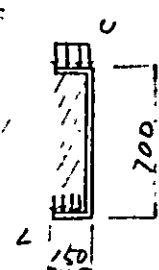
次の様な考え方により決定した。

今 ガーダーの周りにコンクリートが詰まっているとすれば

上フランジのみで圧縮応力と負担することなく下フランジも

負担するはあてである。下フランジの負担はウエブ高のコンクリートの

せん断抵抗は期待できようと思つた。今この抵抗力を計算すると



$$P = \frac{2 \times 157.5 \times 70 \times 7}{1000} = 154 \text{ t}$$

引張材からの張力 $T = 309.2 \text{ t}$

下フランジの負担 $\alpha = \frac{154.0}{309.2} = 50\%$

以上より上フランジの負担率は50~55%程度

である(余裕を見て55%とする)

上フランジに作用するコンクリートの圧強度

$$\sigma = \frac{309.200 \times 0.55}{2 \times 157.5 \times 15} = 36 \text{ kg/cm}^2$$

片持梁とL2の所要板厚

$$M = \frac{1}{2} \times 36 \times 15.0^2 = 4050 \text{ kg/cm}$$

$$t_0 = \sqrt{\frac{b \times 4050}{1720}} = 3.8 \text{ cm}$$

一端固定、一端単純又持梁

$$M = \frac{1}{8} \times 36 \times 15.0^2 = 1013 \text{ kg/cm}$$

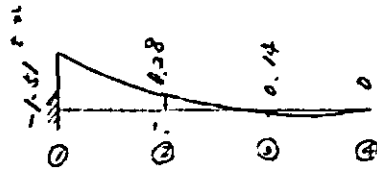
$$t = \sqrt{\frac{b \times 1013}{1720}} = 1.9 \text{ cm}$$

一端固定、弾性床上の梁

バネ固定

$$K_D = \frac{270,000}{(1-0.17^2) \times \sqrt{15 \times 100} \times 0.88} = 8164 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 8164 \times 5 \times 100 = 4082000 \text{ kg/cm}$$



電算結果より

$$t_0 = \sqrt{\frac{b \times 1.51}{1720}} = 0.022 \text{ m} \rightarrow 22 \text{ mm}$$

「以上より実際の構造系に最も近いのは iii) の一端固定の弾性床上の梁であり、上フランジ厚は 22 mm とし下フランジ厚も同とした。」

