

受付 No.

台帳 No. KL414002

■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □

プレキャスト

PCボックスカルバート

設計計算書

■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □

○内空寸法： 内 幅 (B) 2400 mm
内 高 (H) 2400 mm
長 さ (L) 2000 mm

○設計条件： 荷 重 T' 荷重 (横断)

土被り H1= 0.500 m
H2= 1.500 m

千葉窯業株式会社

1 設 計 条 件

1.1 一般条件

構造形式	: 一径間ボックスラーメン
内空寸法	: (B) 2400 × (H) 2400 × (L) 2000 [mm]
土被り	: H1 = 0.500 ~ H2 = 1.500 [m]
道路舗装厚	: t = 0.200 [m]
路盤厚	: t _b = 0.000 [m]

1.2 単位容積重量

舗 装 材	: $\gamma_a = 22.5$ [kN/m ³]
路盤材 (地下水位以上)	: $\gamma_b = 19.0$ [kN/m ³]
路盤材 (地下水位以下)	: $\gamma_{bw} = 10.0$ [kN/m ³]
鉄筋コンクリート	: $\gamma_c = 24.5$ [kN/m ³]
土 (地下水位以上)	: $\gamma_s = 18.0$ [kN/m ³]
土 (地下水位以下)	: $\gamma_w = 9.0$ [kN/m ³]

1.3 土圧係数 (水 平)

: $K_a = 0.500$

(鉛 直)

: $\alpha = 1.000$

1.4 活荷重 (上 載)

: T' 荷重 横断通行

(輪接地幅 a = 0.20m b = 0.50m)

(側 載)

: $Q = 10.0$ [kN/m²]

1.5 衝撃係数

: $i = 0.300$

1.6 鉄筋かぶり

	頂 版	底 版	側 壁
: (内側)	35 mm	35 mm	35 mm
: (外側)	35 mm	35 mm	35 mm

1.7 断面力低減係数 (土被り H1)

: $\beta = 0.9$

(土被り H2)

: $\beta = 0.9$

1.8 許容応力度

1.8.1 鉄筋

引張応力度	: $\sigma_{sa} = 160$ [N/mm ²]
降伏点応力度	: $\sigma_{sy} = 295$ [N/mm ²]
弾性係数	: $E_s = 2.0 \times 10^5$ [N/mm ²]

1.8.2 コンクリート

- (1) 設計基準強度 : $\sigma_{ck} = 40.0 \text{ N/mm}^2$
- (2) プレストレストコンクリート部材
- P S 導入時強度 : $\sigma_{ck}' = 35.0 \text{ N/mm}^2$
- P S 導入直後
- 許容曲げ圧縮応力度 : $\sigma_{cat} = 19.0 \text{ N/mm}^2$
- 許容曲げ引張応力度 : $\sigma_{tat} = -1.5 \text{ N/mm}^2$
- 設計荷重作用時
- 許容曲げ圧縮応力度 : $\sigma_{ca} = 15.0 \text{ N/mm}^2$
- 許容曲げ引張応力度 : $\sigma_{ta} = -1.5 \text{ N/mm}^2$
- (死荷重作用時)
- 許容曲げ引張応力度 : $\sigma_{ta}' = 0.0 \text{ N/mm}^2$
- 許容せん断応力度 : $\tau_a = 0.270 \text{ N/mm}^2$
- 許容斜引張応力度 : $\sigma_{ia} = -1.0 \text{ N/mm}^2$
- (3) 鉄筋コンクリート部材
- 許容曲げ圧縮応力度 : $\sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2$
- 許容せん断応力度 : $\tau_a = 0.270 \text{ N/mm}^2$
- (4) 弾性係数 : $E_c = 3.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

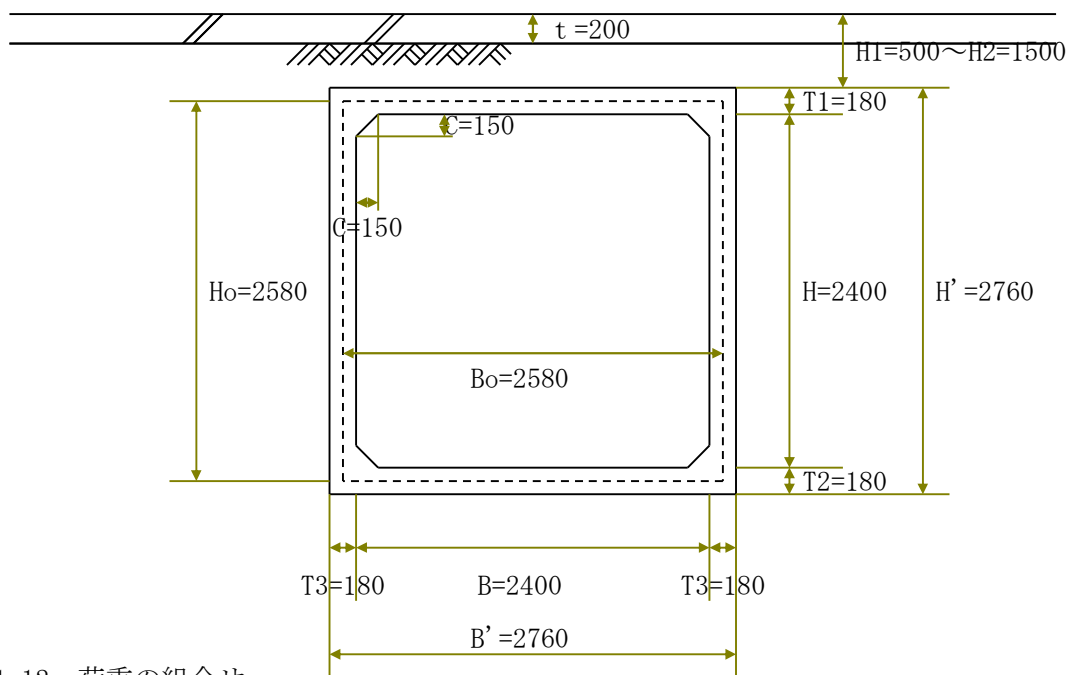
1.8.3 P C 鋼棒 (SBPR 1080 / 1230 C 種 1 号)

- (1) 許容引張応力度
- 引 張 強 度 : $\sigma_{pu} = 1230 \text{ N/mm}^2$
- 降 伏 点 強 度 : $\sigma_{py} = 1080 \text{ N/mm}^2$
- プレストレッシング中 : $\sigma_{pia} = 972 \text{ N/mm}^2$
- プレストレッシング直後 : $\sigma_{pca} = 861 \text{ N/mm}^2$
- 設計荷重作用時 : $\sigma_{pea} = 738 \text{ N/mm}^2$
- (2) 弾性係数 : $E_p = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

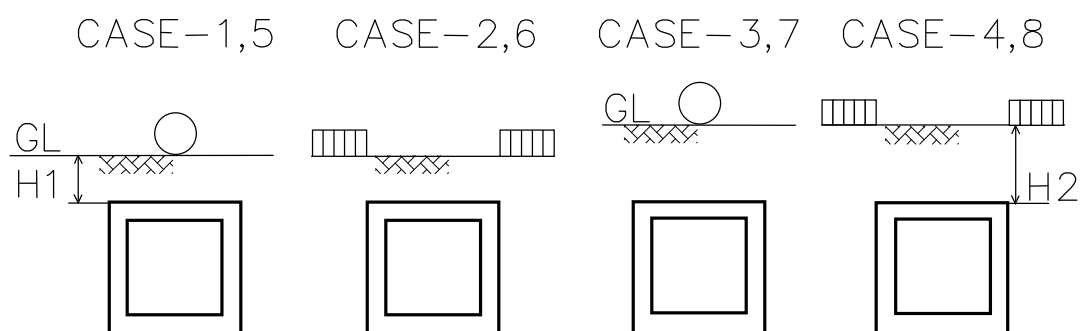
(3) 使用 P C 鋼棒

	頂版	底版	側壁	
径	$\phi 21$	$\phi 21$	*****	(mm)
断面積	346.40	346.40	*****	(mm ²)
設計引張力	290000	290000	*****	(N)

1.11 標準断面図



1.12 荷重の組合せ



[荷重 CASE]

CASE 1, 3, 5, 7 は、荷重がカルバート上載の場合

CASE 2, 4, 6, 8 は、荷重がカルバート側載の場合

また

CASE 1, 2, 5, 6 は、土被り H1 の場合

CASE 3, 4, 7, 8 は、土被り H2 の場合

また

CASE 1, 2, 3, 4 は、地下水の影響が無い場合

CASE 5, 6, 7, 8 は、地下水の影響が有る場合

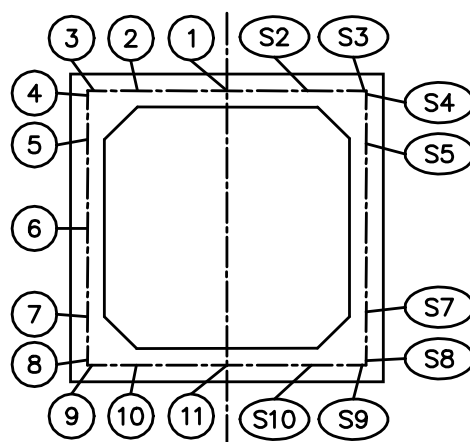
■ 本設計書は、CASE-1, 2, 3, 4 について行う。

2 断面力計算

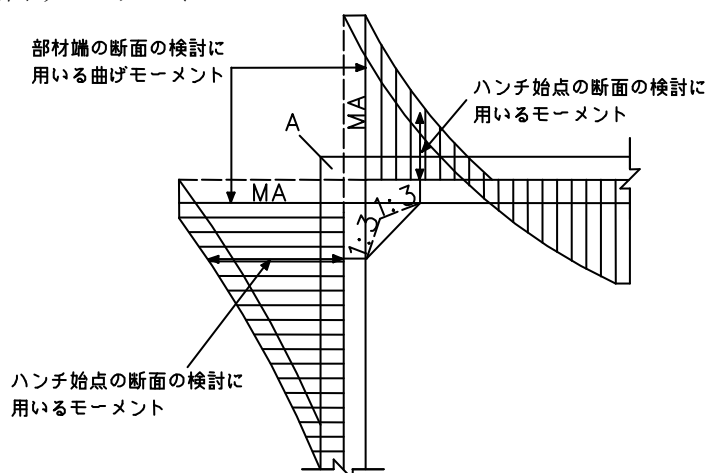
ボックスカルバートの曲げモーメント及びせん断力照査位置

曲げモーメント

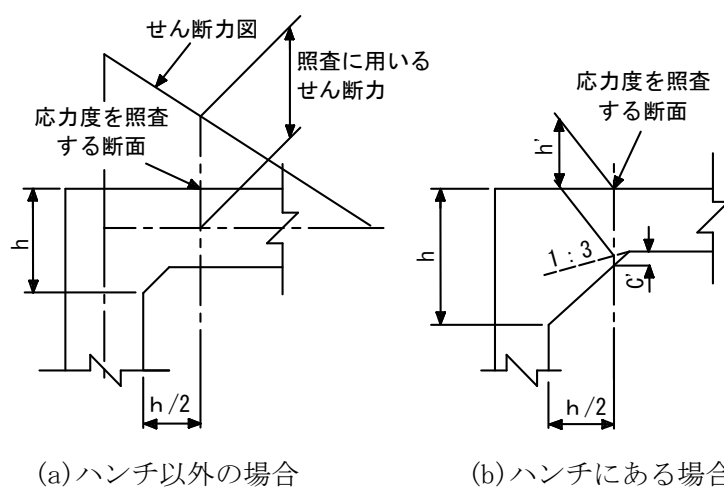
せん断力



1) 断面検討用曲げモーメント



2) せん断力に対する照査



b) について

ハンチにある場合の部材断面の高さは、ハンチにかかっている部分 C' の 1/3 まで大きくとります。

$$h' = T + C'/3$$

3 断面力の算定 (CASE-1, 2)

3.1.1 設計荷重

- (1) 頂版自重 $P_{vd1} = \gamma_c \times T1$
- (2) 鉛直土圧 $P_{vd2} = \alpha \times \{ \gamma_s \times (H1 - t - tb) + \gamma_a \times t + \gamma_b \times tb \}$
- (3) 水平土圧 $P_{hd1} = Ka \times \{ \gamma_a \times t + \gamma_b \times tb + \gamma_s \times (H1 - t - tb + T1/2) \}$
 $P_{hd2} = Ka \times \{ \gamma_a \times t + \gamma_b \times tb + \gamma_s \times (H1 - t - tb + T1/2 + Ho) \}$
- (4) 載荷重 $P_q = Ka \times Q$
- (5) 活荷重 輪分布幅 $u = a + 2 \times H1 = 1.200 \text{ m}$
 $v = b + 2 \times H1 = 1.500 \text{ m}$
 $P1 = 0.4 \times T \times (1 + i) \times \beta = 117.000 \text{ kN}$
 $P_{v1} = 2 \times P1 / 2.75 / u$
- (6) 底版反力 $q_v = P_{vd1} + P_{vd2} + \{ P_{v1} \times u + \gamma_c \times (2 \times T3 \times Ho + 2 \times C^2) \} / B_o$



設計荷重値	死荷重時 (kN/m ²)	設計荷重時 1 CASE-1 (kN/m ²)	設計荷重 2 CASE-2 (kN/m ²)
-------	------------------------------	---	--

P_{vd1}	4.410	4.410	4.410
P_{vd2}	9.900	9.900	9.900
$P_{hd1} = P_{hd1}$	5.760	5.760	*****
$P_{hd1} = P_{hd1} + P_q$	*****	*****	10.760
$P_{hd3} = P_{hd3}$	*****	*****	*****
$P_{hd3} = P_{hd3} + P_q$	*****	*****	*****
$P_{hd5} = P_{hd5}$	*****	*****	*****
$P_{hd5} = P_{hd5} + P_q$	*****	*****	*****
$P_{hd2} = P_{hd2}$	28.980	28.980	*****
$P_{hd2} = P_{hd2} + P_q$	*****	*****	33.980
$P_{hd4} = P_{hd4}$	*****	*****	*****
P_{v1}	0.000	70.909	0.000
q_v	*****	56.538	*****
$q_{v'}$	23.557	*****	23.557

注) $q_{v'}$ は、 $P_{v1} = 0$ とした場合の底版反力

3.1.2 構造解析

$$\begin{aligned}
 (1) \quad \text{ラーメン係数} \quad \alpha &= (H_o \times T_1^3) / (B_o \times T_3^3) \\
 \beta &= (H_o \times T_2^3) / (B_o \times T_3^3) \\
 N_1 &= 2 + \alpha \\
 N_2 &= 2 + \beta
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (2) \quad \text{荷重項} \quad CAD &= q_v \times B_o^2 / 12 \\
 CBC &= \{2 \times (P_{vd1} + P_{vd2}) \times B_o^3 + P_{v1} \times u \\
 &\quad \times (3 \times B_o^2 - u^2)\} / (24 \times B_o) \\
 CAB &= (H_o^2) \times (2 \times P_{hd1} + 3 \times P_{hd2}) / 60 \\
 CBA &= (H_o^2) \times (2 \times P_{hd2} + 3 \times P_{hd1}) / 60
 \end{aligned}$$

注1) 死荷重時、設計荷重時2のCADは、 $q_v = q_v'$

注2) 死荷重時、設計荷重時2のCBCは、 $P_{v1} = 0$

注3) $P_{hd1} \sim P_{hd5}$ は、水平荷重（設計荷重参照）

$$\begin{aligned}
 (3) \quad \text{たわみ角} \quad \theta_A &= \{N_1 \times (CAB - CAD) - (CBC - CBA)\} / (N_1 \times N_2 - 1) \\
 \theta_B &= \{N_2 \times (CBC - CBA) - (CAB - CAD)\} / (N_1 \times N_2 - 1)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4) \quad \text{端モーメント} \quad MAB &= 2 \times \theta_A + \theta_B - CAB \\
 MAD &= \beta \times \theta_A + CAD \\
 MBA &= 2 \times \theta_B + \theta_A + CBA \\
 MBC &= \alpha \times \theta_B - CBC
 \end{aligned}$$

$$MAB + MAD = 0 \quad MBA + MBC = 0$$

計 算 値	死荷重時	設計荷重時 1 CASE-1	設計荷重時 2 CASE-2
α	1.0000	1.0000	1.0000
β	1.0000	1.0000	1.0000
N1	3.0000	3.0000	3.0000
N2	3.0000	3.0000	3.0000
CAD (kN・m/m)	13.067	31.362	13.067
CBC (kN・m/m)	7.938	33.401	7.938
CAB (kN・m/m)	10.923	10.923	13.697
CBA (kN・m/m)	8.347	8.347	11.121
θ_A	-0.753	-10.796	0.634
θ_B	0.114	11.950	-1.272
MAB (kN・m/m)	-12.314	-20.566	-13.701
MAD (kN・m/m)	12.314	20.566	13.701
MBA (kN・m/m)	7.823	21.451	9.210
MBC (kN・m/m)	-7.823	-21.451	-9.210

3.1.3 各部材の断面力

(1) 頂 版

1) せん断力

$$S_{XBC} = \{(P_{vd1} + P_{vd2}) \times B_o + P_{v1} \times u\} / 2 - (P_{vd1} + P_{vd2}) \times x$$

2) 曲げモーメント

$$M_{max} = (P_{vd1} + P_{vd2}) \times B_o^2 / 8 + P_{v1} \times u \times (B_o / 2 - u / 4) / 2 + M_{BC}$$

(2) 底 版

1) せん断力

$$S_{XAD} = q_v \times B_o / 2 - q_v \times x$$

2) 曲げモーメント

$$M_{max} = q_v \times B_o^2 / 8 - M_{AD}$$

(3) 側 壁

1) せん断力

$$S_{XAB} = P_{hd1} \times H_o / 2 + (P_{hd2} - P_{hd1}) \times H_o / 3 - (M_{AB} + M_{BA}) / H_o \\ - P_{hd2} \times x + (P_{hd2} - P_{hd1}) \times x^2 / (2 \times H_o)$$

$$S_{XBA} = P_{hd1} \times H_o / 2 + (P_{hd2} - P_{hd1}) \times H_o / 3 - (M_{AB} + M_{BA}) / H_o \\ - P_{hd2} \times x + (P_{hd2} - P_{hd1}) \times x^2 / (2 \times H_o)$$

2) 曲げモーメント

節点間の極値は、せん断力が 0 となる位置に生じる。次式を解いて位置 x を求める。

$$S_x = S_{AB} - P_{hd2} \times x - (P_{hd1} - P_{hd2}) \times x^2 / (2 \times H_o)$$

$$M_{max} = S_{AB} \times x - P_{hd2} \times x^2 / 2 - (P_{hd1} - P_{hd2}) \times x^3 / (6 \times H_o) + M_{AB}$$

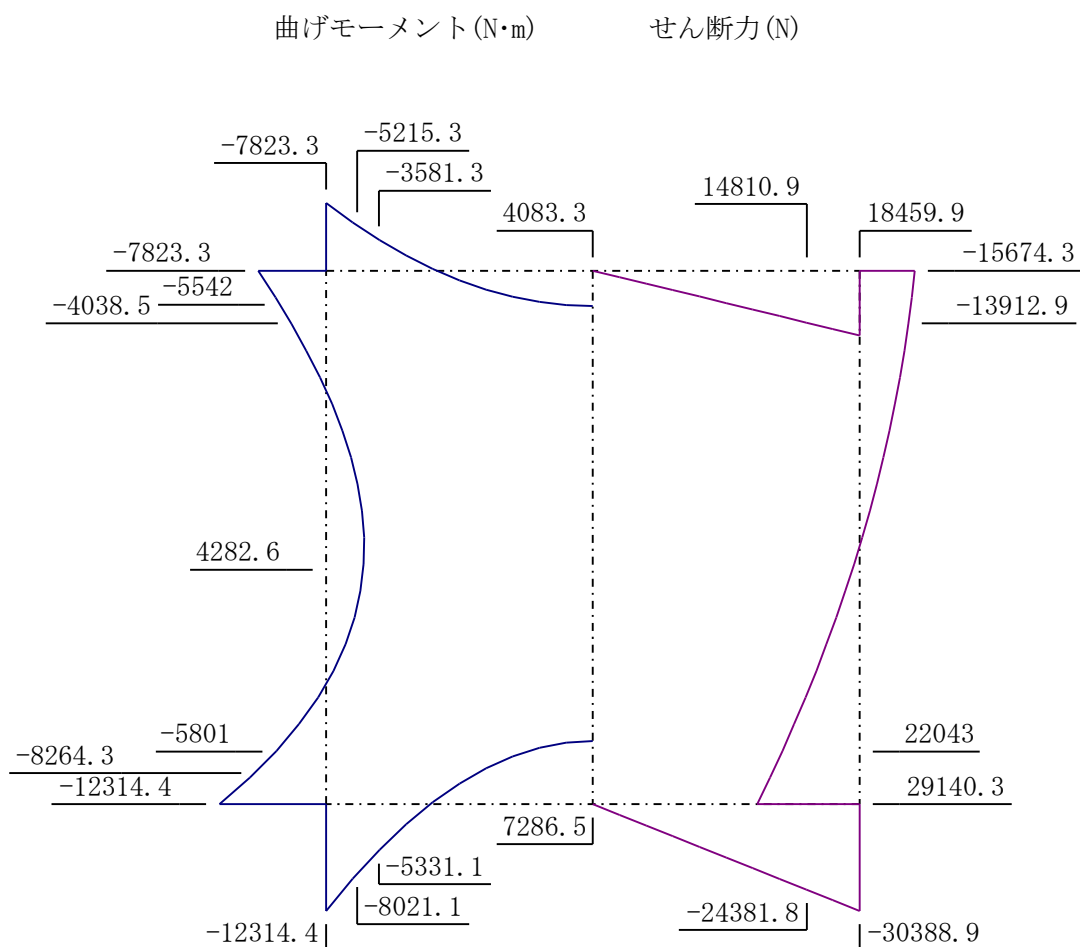
計 算 値		死荷重時	設計荷重時 1 CASE-1	設計荷重時 2 CASE-2
SBC	(kN/m)	18.460	61.005	18.460
SCB	(kN/m)	-18.460	-61.005	-18.460
Mmax	(kN・m/m)	4.083	32.576	2.697
SAD	(kN/m)	30.389	72.934	30.389
SDA	(kN/m)	-30.389	-72.934	-30.389
Mmax	(kN・m/m)	7.287	26.477	5.900
SAB	(kN/m)	29.140	27.056	35.590
SBA	(kN/m)	-15.674	-17.758	-22.124
x	(m)	1.133	1.133	*****
		1.256	*****	1.256
Mmax	(kN・m/m)	4.283	-6.330	*****
Mmax	(kN・m/m)	4.399	*****	7.170

注 1) 頂版 死荷重時・設計荷重時 2 は、 $P_{v1} = 0$ とする。

注 2) 底版 死荷重時・設計荷重時 2 は、 $q_v = q_v'$ とする。

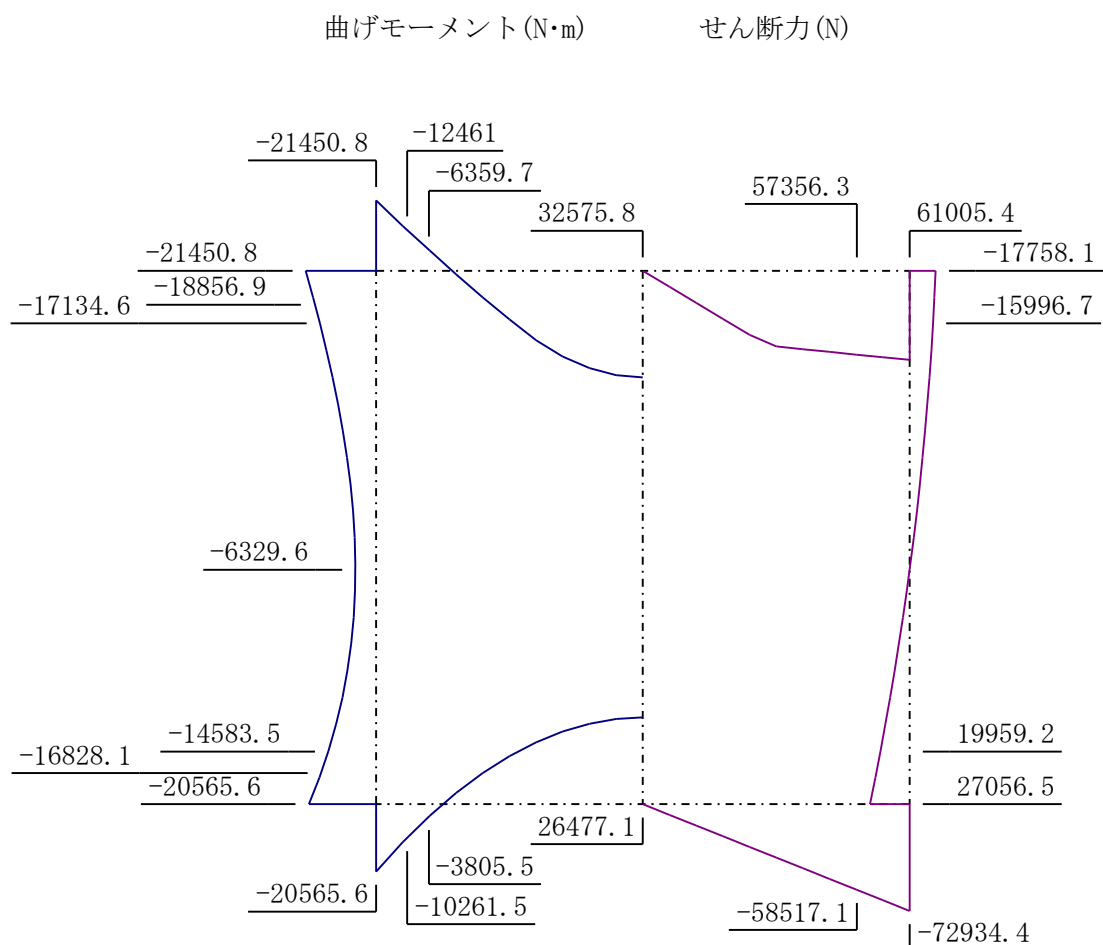
(1) 死荷重時 (CASE-1, 2)

[/単位長]					
部材	照査点	距 離 x (m)	曲げモーメント M (N・m)	せん断力 S (N)	軸 力 N (N)
頂版	3, S3 端 部	0.090	-7823	18460	15674
	2 ハチ始点	0.240	-5215	***	15674
	S2 τ 点	0.255	-3581	14811	15674
	1 中 央	1.290	4083	0	15674
底版	9, S9 端 部	0.090	-12314	30389	29140
	10 ハチ始点	0.240	-8021	***	29140
	S10 τ 点	0.255	-5331	24382	29140
	11 中 央	1.290	7287	0	29140
側壁	4, S4 上 端部	2.490	-7823	-15674	18460
	5 上ハチ点	2.340	-5542	***	19153
	S5 上 τ点	2.325	-4039	-13913	19639
	6 中 間	1.133	4283	*****	25150
		1.256	4399	*****	24582
	S7 下 τ点	0.255	-5801	22043	29210
	7 下ハチ点	0.240	-8264	***	29695
	8, S8 下 端部	0.090	-12314	29140	30389



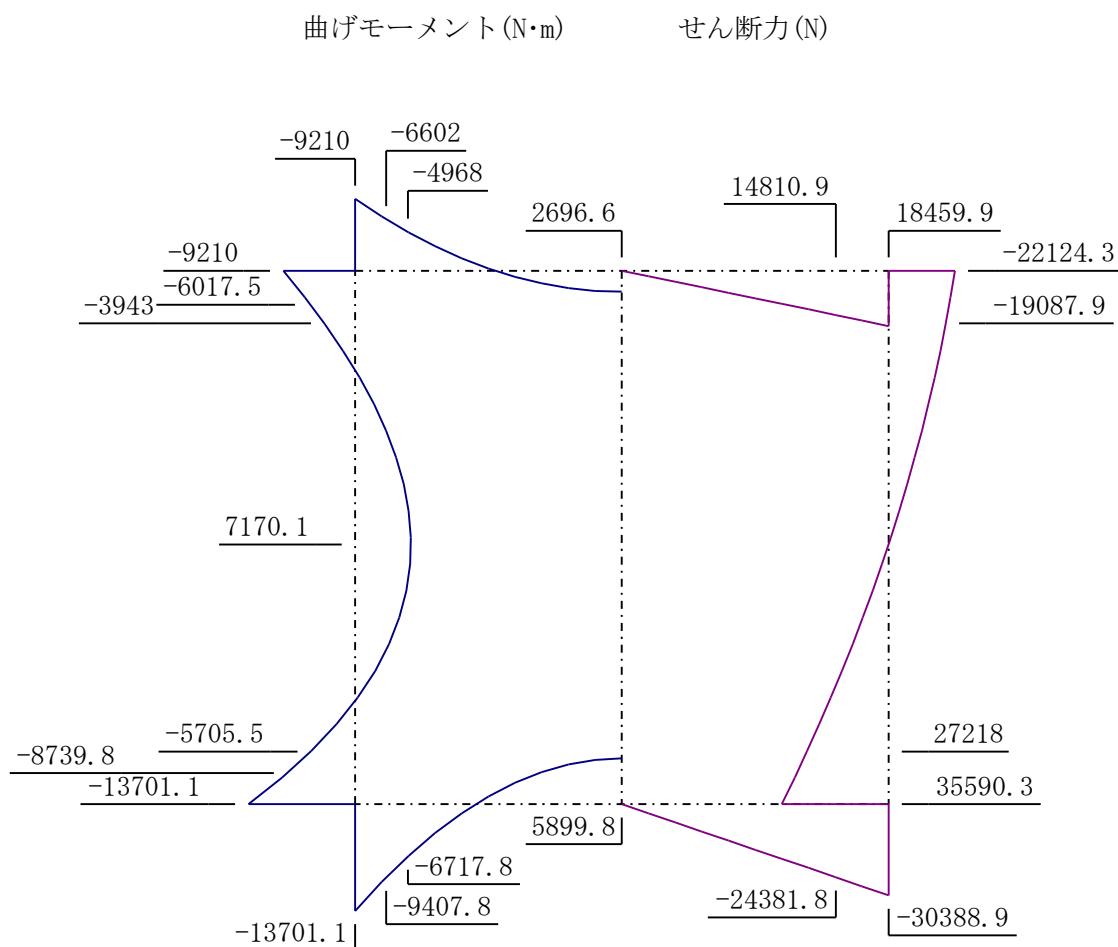
(1) 設計荷重時 1 (CASE-1)

[/単位長]					
部材	照査点	距 離 x (m)	曲げモーメント M (N・m)	せん断力 S (N)	軸 力 N (N)
頂版	3, S3 端 部	0.090	-21451	61005	17758
	2 ハチ始点	0.240	-12461	***	17758
	S2 τ 点	0.255	-6360	57356	17758
	1 中 央	1.290	32576	0	17758
底版	9, S9 端 部	0.090	-20566	72934	27057
	10 ハチ始点	0.240	-10262	***	27057
	S10 τ 点	0.255	-3806	58517	27057
	11 中 央	1.290	26477	0	27057
側壁	4, S4 上 端部	2.490	-21451	-17758	61005
	5 上ハチ点	2.340	-18857	***	61699
	S5 上 τ 点	2.325	-17135	-15997	62184
	6 中 間	1.133	-6330	0	67696
	S7 下 τ 点	0.255	-14584	19959	71755
	7 下ハチ点	0.240	-16828	***	72241
	8, S8 下 端部	0.090	-20566	27057	72934



(1) 設計荷重時 2 (CASE-2)

[/単位長]					
部材	照査点	距 離 x (m)	曲げモーメント M (N・m)	せん断力 S (N)	軸 力 N (N)
頂版	3, S3 端 部	0.090	-9210	18460	22124
	2 ハチ始点	0.240	-6602	***	22124
	S2 τ 点	0.255	-4968	14811	22124
	1 中 央	1.290	2697	0	22124
底版	9, S9 端 部	0.090	-13701	30389	35590
	10 ハチ始点	0.240	-9408	***	35590
	S10 τ 点	0.255	-6718	24382	35590
	11 中 央	1.290	5900	0	35590
側壁	4, S4 上 端部	2.490	-9210	-22124	18460
	5 上ハチ点	2.340	-6018	***	19153
	S5 上 τ点	2.325	-3943	-19088	19639
	6 中 間	1.256	7170	0	24582
	S7 下 τ点	0.255	-5706	27218	29210
	7 下ハチ点	0.240	-8740	***	29695
	8, S8 下 端部	0.090	-13701	35590	30389



3. 断面力の算定 (CASE-3, 4)

3.2.1 設計荷重

- (1) 頂版自重 $P_{vd1} = \gamma_c \times T1$
- (2) 鉛直土圧 $P_{vd2} = \alpha \times \{ \gamma_s \times (H2 - t - tb) + \gamma_a \times t + \gamma_b \times tb \}$
- (3) 水平土圧 $P_{hd1} = K_a \times \{ \gamma_a \times t + \gamma_b \times tb + \gamma_s \times (H2 - t - tb + T1/2) \}$
 $P_{hd2} = K_a \times \{ \gamma_a \times t + \gamma_b \times tb + \gamma_s \times (H2 - t - tb + T1/2 + Ho) \}$
- (4) 載荷重 $P_q = K_a \times Q$
- (5) 活荷重
 輪分布幅 $u = a + 2 \times H2 = 3.200 \text{ m}$
 $v = b + 2 \times H2 = 3.500 \text{ m}$
 $P1 = 0.4 \times T \times (1 + i) \times \beta = 117.000 \text{ kN}$
 $P_{v1} = 2 \times P1 / 2.75 / u$
- (6) 底版反力 $q_v = P_{vd1} + P_{vd2} + P_{v1} + \gamma_c \times (2 \times T3 \times Ho + 2 \times C^2) / B_o$



設計荷重値

死荷重時

設計荷重時 1

設計荷重時 2

(kN/m²)CASE-3
(kN/m²)CASE-4
(kN/m²)

P _{vd1}	4.410	4.410	4.410
P _{vd2}	27.900	27.900	27.900
P _{hd1} = P _{hd1}	14.760	14.760	*****
P _{hd1} = P _{hd1} + P _q	*****	*****	19.760
P _{hd3} = P _{hd3}	*****	*****	*****
P _{hd3} = P _{hd3} + P _q	*****	*****	*****
P _{hd5} = P _{hd5}	*****	*****	*****
P _{hd5} = P _{hd5} + P _q	*****	*****	*****
P _{hd2} = P _{hd2}	37.980	37.980	*****
P _{hd2} = P _{hd2} + P _q	*****	*****	42.980
P _{hd4} = P _{hd4}	*****	*****	*****
P _{v1}	0.000	26.591	0.000
q _v	*****	68.148	*****
q _{v'}	41.557	*****	41.557

注) q_{v'} は、P_{v1}=0 とした場合の底版反力。

3.2.2 構造解析

- (1) ラーメン係数
- $$\alpha = (H_o \times T_1^3) / (B_o \times T_3^3)$$
- $$\beta = (H_o \times T_2^3) / (B_o \times T_3^3)$$
- $$N_1 = 2 + \alpha$$
- $$N_2 = 2 + \beta$$
- (2) 荷重項
- $$CAD = q_v \times B_o^2 / 12$$
- $$CBC = \{(P_{vd1} + P_{vd2} + P_{v1}) \times B_o^2\} / 12$$
- $$CAB = (H_o^2) \times (2 \times Phd1 + 3 \times Phd2) / 60$$
- $$CBA = (H_o^2) \times (2 \times Phd2 + 3 \times Phd1) / 60$$
- 注 1) 死荷重時、設計荷重時 2 の CAD は、 $q_v = q_v'$
 注 2) 死荷重時、設計荷重時 2 の CBC は、 $P_{v1} = 0$
 注 3) $Phd1 \sim Phd5$ は、水平荷重（設計荷重参照）
- (3) たわみ角
- $$\theta_A = \{N_1 \times (CAB - CAD) - (CBC - CBA)\} / (N_1 \times N_2 - 1)$$
- $$\theta_B = \{N_2 \times (CBC - CBA) - (CAB - CAD)\} / (N_1 \times N_2 - 1)$$
- (4) 端モーメント
- $$MAB = 2 \times \theta_A + \theta_B - CAB$$
- $$MAD = \beta \times \theta_A + CAD$$
- $$MBA = 2 \times \theta_B + \theta_A + CBA$$
- $$MBC = \alpha \times \theta_B - CBC$$

$$MAB + MAD = 0 \quad MBA + MBC = 0$$

計 算 値	死荷重時	設計荷重時 1 CASE-3	設計荷重時 2 CASE-4
α	1.0000	1.0000	1.0000
β	1.0000	1.0000	1.0000
N_1	3.0000	3.0000	3.0000
N_2	3.0000	3.0000	3.0000
CAD (kN・m/m)	23.052	37.802	23.052
CBC (kN・m/m)	17.922	32.672	17.922
CAB (kN・m/m)	15.915	15.915	18.689
CBA (kN・m/m)	13.339	13.339	16.113
θ_A	-3.249	-10.624	-1.862
θ_B	2.611	9.986	1.224
MAB (kN・m/m)	-19.803	-27.178	-21.190
MAD (kN・m/m)	19.803	27.178	21.190
MBA (kN・m/m)	15.312	22.687	16.698
MBC (kN・m/m)	-15.312	-22.687	-16.698

3.2.3 各部材の断面力

(1) 頂 版

1) せん断力

$$S_{XBC} = (P_{vd1} + P_{vd2} + P_{v1}) \times B_o / 2 - (P_{vd1} + P_{vd2} + P_{v1}) \times x$$

2) 曲げモーメント

$$M_{max} = (P_{vd1} + P_{vd2}) \times B_o^2 / 8 + P_{v1} \times B_o^2 / 8 + M_{BC}$$

(2) 底 版

1) せん断力

$$S_{XAD} = q_v \times B_o / 2 - q_v \times x$$

2) 曲げモーメント

$$M_{max} = q_v \times B_o^2 / 8 - M_{AD}$$

(3) 側 壁

1) せん断力

$$S_{XAB} = P_{hd1} \times H_o / 2 + (P_{hd2} - P_{hd1}) \times H_o / 3 - (M_{AB} + M_{BA}) / H_o \\ - P_{hd2} \times x + (P_{hd2} - P_{hd1}) \times x^2 / (2 \times H_o)$$

$$S_{XBA} = P_{hd1} \times H_o / 2 + (P_{hd2} - P_{hd1}) \times H_o / 3 - (M_{AB} + M_{BA}) / H_o \\ - P_{hd2} \times x + (P_{hd2} - P_{hd1}) \times x^2 / (2 \times H_o)$$

2) 曲げモーメント

節点間の極値は、せん断力が 0 となる位置に生じる。次式を解いて位置 x を求める。

$$S_x = S_{AB} - P_{hd2} \times x - (P_{hd1} - P_{hd2}) \times x^2 / (2 \times H_o)$$

$$M_{max} = S_{AB} \times x - P_{hd2} \times x^2 / 2 - (P_{hd1} - P_{hd2}) \times x^3 / (6 \times H_o) + M_{AB}$$

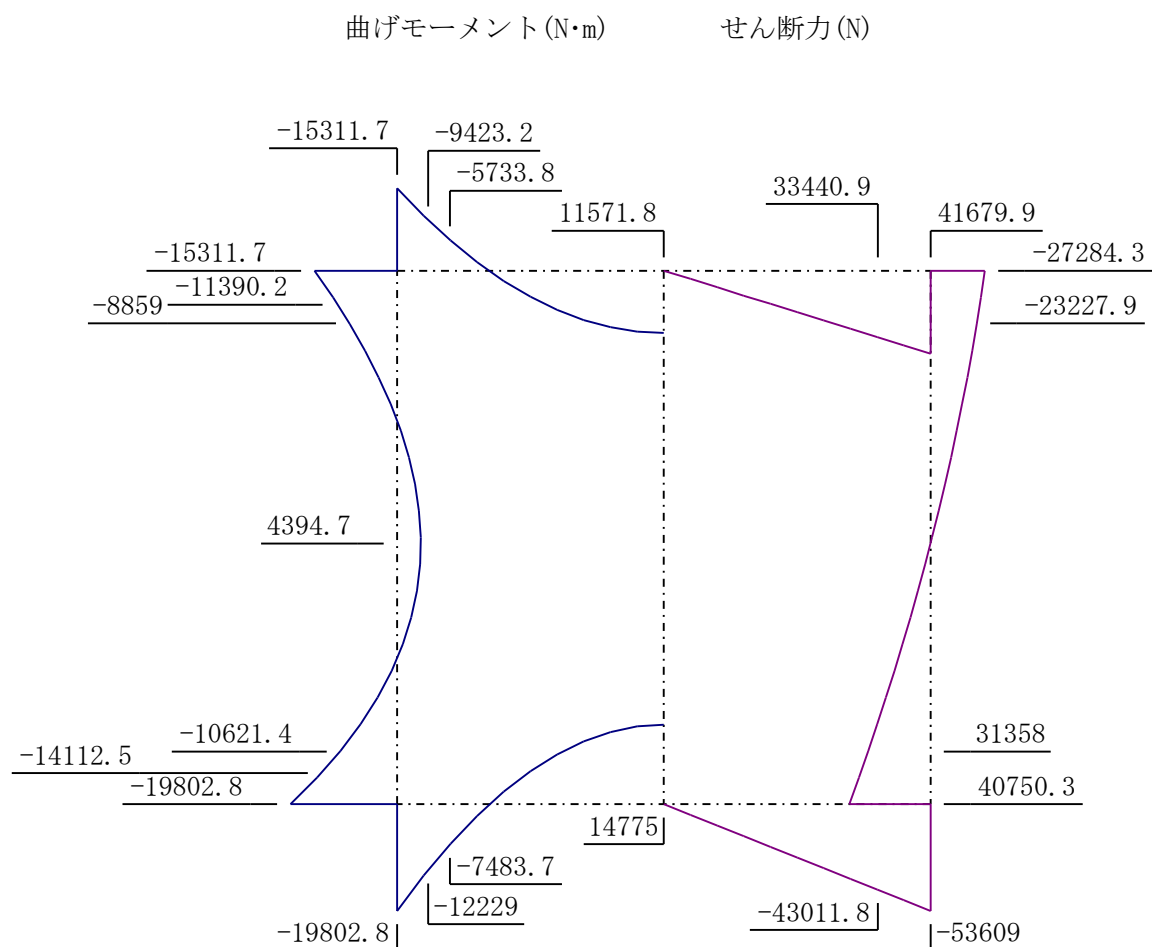
計 算 値	死荷重時	設計荷重時 1 CASE-3	設計荷重時 2 CASE-4
SBC (kN/m)	41.680	75.982	41.680
SCB (kN/m)	-41.680	-75.982	-41.680
Mmax (kN・m/m)	11.572	26.322	10.185
SAD (kN/m)	53.609	87.911	53.609
SDA (kN/m)	-53.609	-87.911	-53.609
Mmax (kN・m/m)	14.775	29.525	13.388
SAB (kN/m)	40.750	40.750	47.200
SBA (kN/m)	-27.284	-27.284	-33.734
x (m)	1.261	1.261	*****
	1.266	*****	1.266
Mmax (kN・m/m)	4.395	-2.980	*****
Mmax (kN・m/m)	4.394	*****	7.166

注 1) 頂版 死荷重時・設計荷重時 2 は、 $P_{v1} = 0$ とする。

注 2) 底版 死荷重時・設計荷重時 2 は、 $q_v = q_v'$ とする。

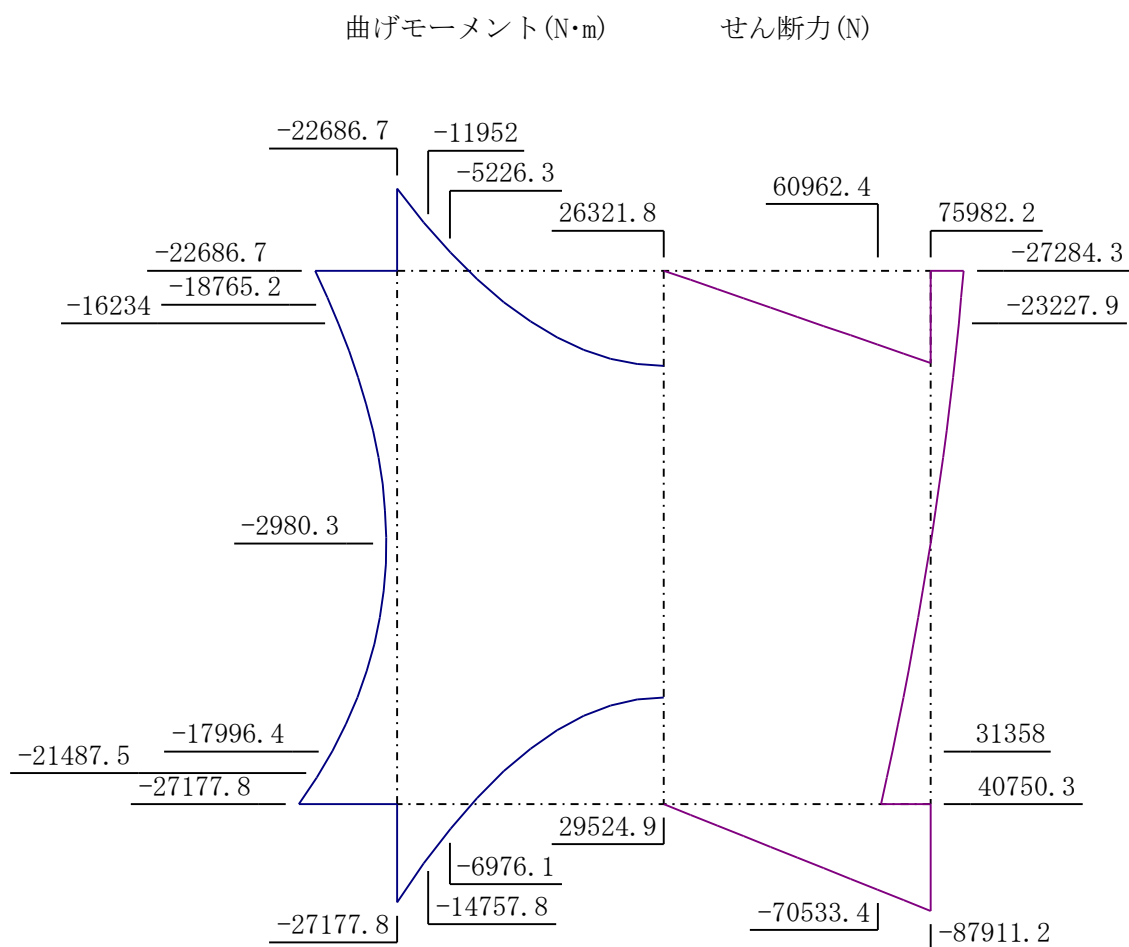
(1) 死荷重時 (CASE-3, 4)

		[/単位長]			
部材	照査点	距 離 x (m)	曲げモーメント M (N・m)	せん断力 S (N)	軸 力 N (N)
頂版	3, S3 端 部	0.090	-15312	41680	27284
	2 ハッチ始点	0.240	-9423	***	27284
	S2 τ 点	0.255	-5734	33441	27284
	1 中 央	1.290	11572	0	27284
底版	9, S9 端 部	0.090	-19803	53609	40750
	10 ハッチ始点	0.240	-12229	***	40750
	S10 τ 点	0.255	-7484	43012	40750
	11 中 央	1.290	14775	0	40750
側壁	4, S4 上 端部	2.490	-15312	-27284	41680
	5 上ハッチ点	2.340	-11390	***	42373
	S5 上 τ 点	2.325	-8859	-23228	42859
	6 中 間	1.261	4395	*****	47779
		1.266	4394	*****	47755
	S7 下 τ 点	0.255	-10621	31358	52430
	7 下ハッチ点	0.240	-14113	***	52915
	8, S8 下 端部	0.090	-19803	40750	53609



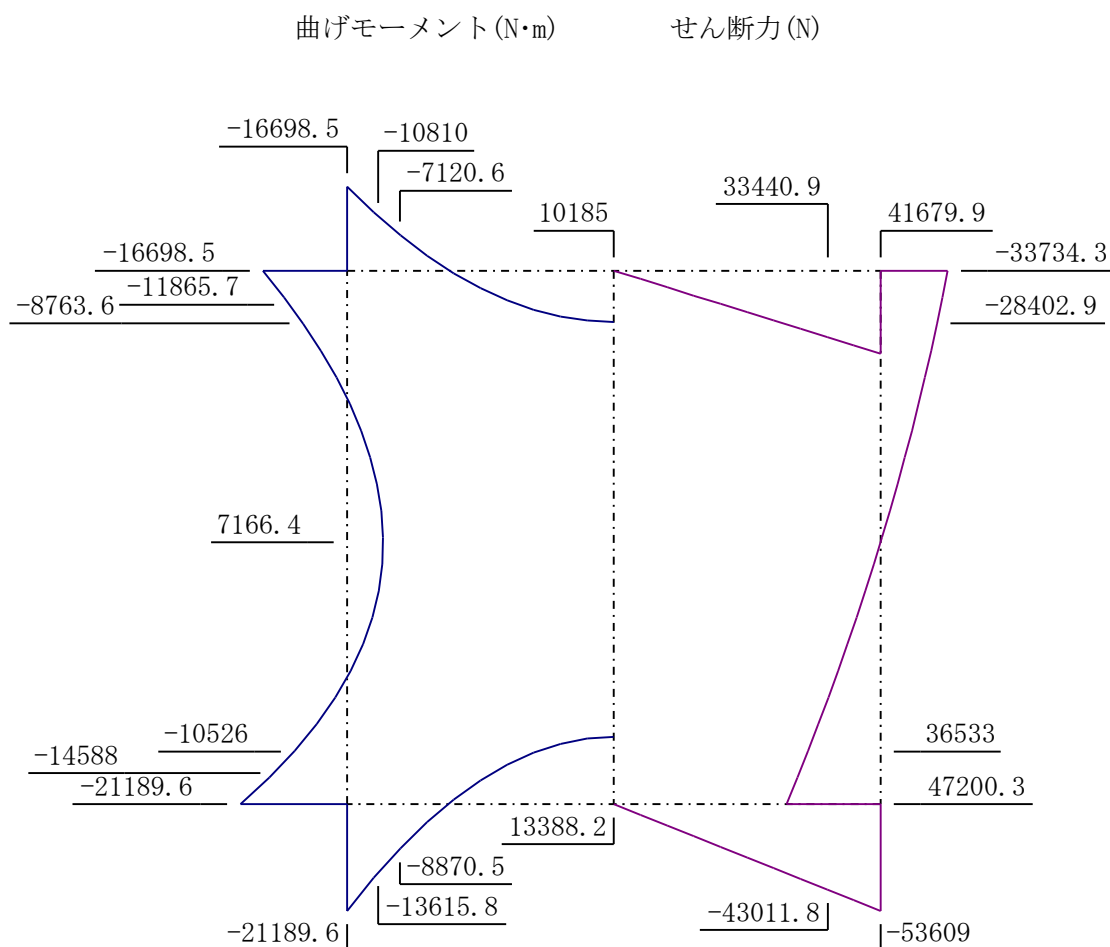
(2) 設計荷重時 1 (CASE-3)

[/単位長]					
部材	照査点	距 離 x (m)	曲げモーメント M (N・m)	せん断力 S (N)	軸 力 N (N)
頂版	3, S3 端 部	0.090	-22687	75982	27284
	2 ハチ始点	0.240	-11952	***	27284
	S2 τ 点	0.255	***	60962	***
	1 中 央	1.290	26322	0	27284
底版	9, S9 端 部	0.090	-27178	87911	40750
	10 ハチ始点	0.240	-14758	***	40750
	S10 τ 点	0.255	***	70533	***
	11 中 央	1.290	29525	0	40750
側壁	4, S4 上 端部	2.490	-22687	-27284	75982
	5 上ハチ点	2.340	-18765	***	76676
	S5 上 τ 点	2.325	***	-23228	***
	6 中 間	1.261	-2980	0	82081
	S7 下 τ 点	0.255	***	31358	***
	7 下ハチ点	0.240	-21488	***	87218
	8, S8 下 端部	0.090	-27178	40750	87911



(3) 設計荷重時 2 (CASE-4)

[/単位長]					
部材	照査点	距 離 x (m)	曲げモーメント M (N・m)	せん断力 S (N)	軸 力 N (N)
頂版	3, S3 端 部	0.090	-16699	41680	33734
	2 ハチ始点	0.240	-10810	***	33734
	S2 τ 点	0.255	***	33441	***
	1 中 央	1.290	10185	0	33734
底版	9, S9 端 部	0.090	-21190	53609	47200
	10 ハチ始点	0.240	-13616	***	47200
	S10 τ 点	0.255	***	43012	***
	11 中 央	1.290	13388	0	47200
側壁	4, S4 上 端部	2.490	-16699	-33734	41680
	5 上ハチ点	2.340	-11866	***	42373
	S5 上 τ点	2.325	***	-28403	***
	6 中 間	1.266	7166	0	47755
	S7 下 τ点	0.255	***	36533	*****
	7 下ハチ点	0.240	-14588	***	52915
	8, S8 下 端部	0.090	-21190	47200	53609



4 プレストレスの計算

4.1 荷重による曲げ応力度

$$\sigma_m = \pm M / Z = \pm 6 \times M / (b \times T^2) \times 1000$$

ここに、	σ_m : 曲げ応力度	(N/mm ²)
	M : 曲げモーメント	(kN・m)
	Z : 断面係数	(cm ³)
	B : 部材幅	(cm)
	T : 部材厚	(cm)

4.2 有効プレストレス

(1) 有効係数 η

$$\eta = \sigma_{pe} / \sigma_{pt}$$

$$\sigma_{pt} = P_t / A_p \times 1/100$$

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{pcs} - \Delta\sigma_{pr}$$

$$\Delta\sigma_{pcs} = [n \times \phi \times (\sigma_{cd} + \sigma_{cpt}) + E_p \times \varepsilon_{cs}] / [1 + n \times (\sigma_{cpt} / \sigma_{pt}) \times (1 + \phi / 2)]$$

$$\sigma_{cpt} = N_p \times P_t \times (1 / A_c + e_p^2 / I) \times 10$$

$$\Delta\sigma_{pr} = \gamma \times \sigma_{pt}$$

ここに、	σ_{pt} : 有効引張応力度	(N/mm ²)
	P_t : 緊張作業直後のPC鋼棒引張応力度	(kN)
	A_p : 1本当りのPC鋼棒断面積	(cm ²)
$\Delta\sigma_{pcs}$:	コンクリートの乾燥収縮及びクリープによるPC鋼棒の応力度の減少量	(N/mm ²)
n :	弾性係数比 ($E_p / E_c = 6.45$)	
E_p :	PC鋼棒の弾性係数 (2.0×10^5 N/mm ²)	
E_c :	コンクリートの弾性係数 (3.1×10^4 N/mm ²)	
ϕ :	クリープ係数 (= 2.5)	
σ_{cd} :	考えているPC鋼棒位置における永久荷重によるコンクリートの圧縮応力度	(N/mm ²)
σ_{cpt} :	考えているPC鋼棒位置における緊張作業直後のプレストレス	(N/mm ²)
ε_{cs} :	コンクリートの乾燥収縮度 (= 200 μ)	
σ_{pt} :	緊張作業直後のPC鋼棒の引張応力度	(N/mm ²)
N_p :	m当りPC鋼棒本数	(本)
A_c :	コンクリート断面積	(cm ²)
e_p :	PC鋼棒偏心率	(cm)
I :	断面二次モーメント	(cm ⁴)
$\Delta\sigma_{pr}$:	PC鋼棒のリラクセーションによる引張応力度の減少量	(N/mm ²)
γ :	PC鋼棒の見掛けのリラクセーション (= 0.03)	

(2) 有効プレストレス σ_{ce}

$$\sigma_{ce} = N_p \times P_t \times \eta \times (1 / A_c \pm e_p / Z) \times 10 \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに、	N_p	: m当り P C 鋼棒本数	(本)
	P_t	: 引張作業直後	(kN)
	η	: 有効係数	
	A_c	: コンクリート断面積	(cm^2)
	e_p	: P C 鋼棒偏心量	(cm)
	Z	: 断面係数	(cm^3)

4.3 合成応力度

$$\sigma_c = \sigma_m + \sigma_{ce} + N / A_c \times 10$$

ここに、	σ_c	: 合成応力度	(N/mm^2)
	σ_m	: 曲げ応力度	(N/mm^2)
	σ_{ce}	: 有効プレストレス	(N/mm^2)
	N	: 軸方向圧縮力	(kN)
	A_c	: コンクリート断面積	(cm^2)

4.4 引張鉄筋量の計算

(1) 曲げモーメント

引張鉄筋は次の荷重作用に対して、引張応力の作用する区間に配置する。

$$\text{荷重の組み合わせ (永久荷重 + 変動荷重)} \times 1.35$$

(2) 配置鉄筋量

配置鉄筋量は次の 1)、2) のうちいずれか大きい値以上とする。

1) の値

$$\begin{aligned} A_{s1} &= T_c / \sigma_{sa} \times 10 \\ &= b \times x \times | \sigma_{c1} | / (2 \times \sigma_{sa}) \\ \therefore x &= | \sigma_{c1} | / (\sigma_{c2} + | \sigma_{c1} |) \times T \end{aligned}$$

2) の値

$$A_{s2} = 0.005 \times b \times x$$

ここに、	A_{s1}	: 引張鉄筋断面積	(cm^2)
	A_{s2}	: 引張鉄筋断面積	(cm^2)
		引張応力の作用する コンクリート面積の 0.5%	
	T_c	: 断面に生じる引張力の合力	(kN)
	σ_{sa}	: 鉄筋の許容引張応力度	(N/mm^2)
	σ_{c1}	: 引張縁に生じる引張応力度	(N/mm^2)
	σ_{c2}	: 圧縮縁に生じる圧縮応力度	(N/mm^2)
	b	: 部材幅	(cm)
	x	: 引張縁から中立軸までの距離	(cm)
	T	: 部材厚	(cm)

4.5 斜引張応力度の計算

斜引張応力度は次式を用いて、断面図心位置における値を求める。

$$\sigma_i = 1/2 \times [\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4 \times \tau^2)}]$$

$$\sigma_x = [P_e / A_c + N / A_c] \times 10$$

$$\tau = S \times G / (b \times I) \times 10$$

$$I = b \times T^3 / 12$$

$$G = b \times T^2 / 8$$

ここに、	σ_i	: 斜引張応力度	(N/mm ²)
	σ_x	: 部材軸方向圧縮応力度	(N/mm ²)
	τ	: せん断応力度	(N/mm ²)
	P_e	: m当り全有効引張力	(kN)
	S	: せん断力	(kN)
	G	: 断面一次モーメント	(cm ³)
	b	: 部材幅	(cm)
	I	: 断面二次モーメント	(cm ⁴)
	T	: 部材厚	(cm)

4.6 破壊安全度の検討

(1) 曲げモーメント

1) 安全係数

破壊に対する安全度の検討に使用する安全係数を次のように定める。

材料強度に関するもの	-----	1.0
荷重作用に関するもの (永久荷重作用)	-----	1.3 または 1.7
(変動荷重作用)	-----	2.5 または 1.7

2) 終局荷重作用時の曲げモーメント

終局荷重作用時の曲げモーメントは、次に示す荷重作用の大きい方とする。

$$M_d = 1.3 \times M_1 + 2.5 \times M_2 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_d = 1.7 \times M_1 + 1.7 \times M_2 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

ここに、	M_d	: 終局荷重作用時曲げモーメント
	M_1	: 永久荷重による曲げモーメント
	M_2	: 変動荷重による曲げモーメント (設計荷重時 - 死荷重時)

(2) 曲げ破壊安全度

$$S_f = M_u / M_d > 1.0$$

$$\begin{aligned} M_u = & 0.7 \times (0.93 \times A_p \times \sigma_{pud} \times d_p) \\ & \times [1 - A_p / (1.7 \times b \times d_p) \\ & \times 0.93 \times \sigma_{pud} / \sigma_{ck}] \times 1/1000 \\ & + A_s \times \sigma_{syd} \times d_s \times [1 - A_s / (1.7 \times b \times d_s) \\ & \times \sigma_{syd} / \sigma_{ck}] \times 1/1000 \end{aligned}$$

ここに、	Mu	： 破壊抵抗曲げモーメント	(kN・m)
	Ap	： P C 鋼棒断面積	(cm ²)
	As	： 鉄筋の断面積	(cm ²)
	σ pud	： P C 鋼棒引張強度	(N/mm ²)
	σ syd	： 引張鉄筋の降伏点応力度	(N/mm ²)
	σ ck	： コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
	d p	： 圧縮縁から P C 鋼棒図心迄の距離	(cm)
	d s	： 圧縮縁から鉄筋図心迄の距離	(cm)
	b	： 部材幅	(cm)
	S f	： 曲げ破壊安全度	

終局つり合い鋼材比が配置される引張鋼材比より大であることを確認する。

$$\begin{aligned}
 P_{pb} &= 0.68 \times \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sp}) \\
 &\quad \times \sigma_{ck} / (0.93 \times \sigma_{pud}) + \\
 &\quad 0.68 \times \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s) \\
 &\quad \times \sigma_{ck} / \sigma_{syd} \\
 P_{pd} &= A_p / (b \times d_p) + A_s / (b \times d_s) \\
 &\quad \times \sigma_{syd} / (0.93 \times \sigma_{pud}) \times d_s / d_p < P_{pb}
 \end{aligned}$$

ここに、	Ppb	： 終局つり合い鋼材比	
	Ppd	： 引張鋼材比	
	ε cu	： コンクリートの終局ひずみ	(0.0035)
	ε sp	： P C 鋼棒の終局ひずみ	(0.015)
	σ pud	： P C 鋼棒の引張強さ	(N/mm ²)
	ε s	： 引張鉄筋の降伏ひずみ	(σ syd / E s)

5 P C 部材の検討

5.1 頂版

5.1.1 断面諸元

位 置	部材幅 (cm)	部材厚 (cm)	断面積 (cm ²)	断面二次モーメント (cm ⁴)	中立軸 (cm)	断面係数 (cm ³)
端 部	100.00	23.00	2300.0	101391.67	11.50	8816.67
ハチ始点	100.00	18.00	1800.0	48600.00	9.00	5400.00
τ 点	100.00	18.00	1800.0	48600.00	9.00	5400.00
中 央	100.00	18.00	1800.0	48600.00	9.00	5400.00

5.1.2 使用 P C 鋼棒

位 置	径	本数 (本/m)	断面積 (cm ²)	設計引張力 (N/本)	偏心量 (cm)	モーメント方向 (部材軸より)
端 部	φ 21	3.00	3.464	290000	2.00	外 側
ハチ始点	φ 21	3.00	3.464	290000	-0.50	外 側
τ 点	φ 21	3.00	3.464	290000	-0.50	外 側
中 央	φ 21	3.00	3.464	290000	0.50	内 側

5.1.3 有効係数

計算項／ 位 置	σ pt	σ cpt	σ cd	△ σ pcs (N/mm ²)	△ σ pr	σ pe	有効係数	ケース
(1) 死荷重時 (最大圧縮)								
端 部	837.18	4.13	-0.30	94.89	25.12	717.18	0.857	3
ハチ始点	837.18	4.88	0.10	110.86	25.12	701.20	0.838	3
τ 点	837.18	4.88	0.06	110.30	25.12	701.77	0.838	3
中 央	837.18	4.88	-0.12	107.65	25.12	704.41	0.841	3
(2) 死荷重時 (最大引張)								
端 部	837.18	4.13	-0.30	94.89	25.12	717.18	0.857	3
ハチ始点	837.18	4.88	0.10	110.86	25.12	701.20	0.838	3
τ 点	837.18	4.88	0.06	110.30	25.12	701.77	0.838	3
中 央	837.18	4.88	-0.12	107.65	25.12	704.41	0.841	3
(3) 設計荷重時 (最大圧縮)								
端 部	837.18	4.13	-0.30	94.89	25.12	717.18	0.857	3
ハチ始点	837.18	4.88	0.05	110.22	25.12	701.85	0.838	1
τ 点	837.18	4.88	0.06	110.30	25.12	701.77	0.838	4
中 央	837.18	4.88	-0.04	108.80	25.12	703.27	0.840	1
(4) 設計荷重時 (最大引張)								
端 部	837.18	4.13	-0.30	94.89	25.12	717.18	0.857	3
ハチ始点	837.18	4.88	0.05	110.22	25.12	701.85	0.838	1
τ 点	837.18	4.88	0.06	110.30	25.12	701.77	0.838	4
中 央	837.18	4.88	-0.04	108.80	25.12	703.27	0.840	1

5.1.4 合成応力度

位 置	曲げ応力度 σ_m (N/mm ²)	N/Ac (N/mm ²)	有効プレストレス σ_{ce} (N/mm ²)	合成応力度 σ_c (N/mm ²)	ケース
(1) 死荷重時 (最大圧縮)					
端 部	1.74	0.12	1.55	3.41	3
ハチ始点	1.75	0.15	4.72	6.62	3
中 央	2.14	0.15	3.39	5.68	3
$\sigma_c < 15.0$				CHECK OK	
(2) 死荷重時 (最大引張)					
端 部	-1.74	0.12	4.93	3.31	3
ハチ始点	-1.75	0.15	3.37	1.78	3
中 央	-2.14	0.15	4.74	2.75	3
$\sigma_t > 0.0$				CHECK OK	
(3) 設計荷重時 (最大圧縮)					
端 部	2.57	0.12	1.55	4.24	3
ハチ始点	2.31	0.10	4.73	7.13	1
中 央	6.03	0.10	3.38	9.51	1
$\sigma_c < 15.0$				CHECK OK	
(4) 設計荷重時 (最大引張)					
端 部	-2.57	0.12	4.93	2.48	3
ハチ始点	-2.31	0.10	3.38	1.17	1
中 央	-6.03	0.10	4.74	-1.20	1
$\sigma_t > -1.5$				CHECK OK	

5.1.5 引張鉄筋量

位 置	曲げモーメント (kN・m/m)	合成応力度		x (cm)	Tc (kN)	引張鉄筋量		ケース
		外側 (N/mm ²)	内側 (N/mm ²)			As1 (cm ² /m)	As2 (cm ² /m)	
端 部	-30.627	1.62	5.18	5.5	0.0	0.000	0.000	3
ハチ始点	-16.822	0.39	7.98	0.8	0.0	0.000	0.000	1
中 央	43.977	-3.27	11.66	3.9	64.6	4.037	1.973	1

----- 使用鉄筋及び鉄筋量 -----

	径	本数	径	本数	断面積	判定
外 側	D 10	— 12	D 0	— 0	4.280 cm ² /m	> As1 or As2
内 側	D 13	— 12	D 0	— 0	7.602 cm ² /m	> As1 or As2

5.1.6 斜引張応力度

位 置	部材幅 (cm)	断面一次 モーメント (cm ³)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)	Pe (kN)	$\sigma c'$	τ (N/mm ²)	σi	ケース
端 部	100.0	6612	27.284	75.982	745.29	3.36	0.50	-0.072	3
τ 点	100.0	4050	27.284	60.962	729.28	4.20	0.51	-0.061	3
						$\sigma i > -1.00$		CHECK OK	

5.1.7 破壊安全度の検討

終局荷重時の曲げモーメント

位 置	M1 (kN・m)	M2 (kN・m)	1.3M1+2.5M2 (kN・m)	1.7(M1+M2) (kN・m)	Md (kN・m)	ケース
端 部	-7.823	-13.628	-44.239	-36.466	-44.239	1
ハチ始点	-5.215	-7.246	-24.894	-21.184	-24.894	1
中 央	4.083	28.492	76.540	55.379	76.540	1

位 置	Ap (cm ² /m)	As (cm ² /m)	dp (cm)	ds (cm)	Ppb	Ppd	Mu (kN・m)	Sf	ケース
端 部	10.392	4.280	13.5	19.5	0.069	0.009	122.17	2.8	1
ハチ始点	10.392	4.280	8.5	14.5	0.069	0.014	74.26	3.0	1
中 央	10.392	7.602	9.5	14.5	0.069	0.013	96.28	1.3	1
$Ppb > Ppd$						$Sf > 1.0$	CHECK OK		

5.2 底版

5.2.1 断面諸元

位 置	部材幅 (cm)	部材厚 (cm)	断面積 (cm ²)	断面二次モーメント (cm ⁴)	中立軸 (cm)	断面係数 (cm ³)
端 部	100.00	23.00	2300.0	101391.67	11.50	8816.67
ハチ始点	100.00	18.00	1800.0	48600.00	9.00	5400.00
τ 点	100.00	18.00	1800.0	48600.00	9.00	5400.00
中 央	100.00	18.00	1800.0	48600.00	9.00	5400.00

5.2.2 使用P C鋼棒

位 置	径	本数 (本/m)	断面積 (cm ²)	設計引張力 (N/本)	偏心量 (cm)	モーメント方向 (部材軸より)
端 部	φ 21	3.00	3.464	290000	2.50	外 側
ハチ始点	φ 21	3.00	3.464	290000	0.00	外 側
τ 点	φ 21	3.00	3.464	290000	0.00	外 側
中 央	φ 21	3.00	3.464	290000	0.00	内 側

5.2.3 有効係数

計算項／ 位 置	σ pt	σ cpt	σ cd	△ σ pcs (N/mm ²)	△ σ pr	σ pe	有効係数	ケース
(1) 死荷重時 (最大圧縮)								
端 部	837.18	4.32	-0.49	94.69	25.12	717.37	0.857	3
ハチ始点	837.18	4.83	0.00	108.84	25.12	703.23	0.840	3
τ 点	837.18	4.83	0.00	108.84	25.12	703.23	0.840	3
中 央	837.18	4.83	0.00	108.84	25.12	703.23	0.840	3
(2) 死荷重時 (最大引張)								
端 部	837.18	4.32	-0.49	94.69	25.12	717.37	0.857	3
ハチ始点	837.18	4.83	0.00	108.84	25.12	703.23	0.840	3
τ 点	837.18	4.83	0.00	108.84	25.12	703.23	0.840	3
中 央	837.18	4.83	0.00	108.84	25.12	703.23	0.840	3
(3) 設計荷重時 (最大圧縮)								
端 部	837.18	4.32	-0.49	94.69	25.12	717.37	0.857	3
ハチ始点	837.18	4.83	0.00	108.84	25.12	703.23	0.840	3
τ 点	837.18	4.83	0.00	108.84	25.12	703.23	0.840	4
中 央	837.18	4.83	0.00	108.84	25.12	703.23	0.840	3
(4) 設計荷重時 (最大引張)								
端 部	837.18	4.32	-0.49	94.69	25.12	717.37	0.857	3
ハチ始点	837.18	4.83	0.00	108.84	25.12	703.23	0.840	3
τ 点	837.18	4.83	0.00	108.84	25.12	703.23	0.840	4
中 央	837.18	4.83	0.00	108.84	25.12	703.23	0.840	3

5.2.4 合成応力度

位 置	曲げ応力度 σ_m (N/mm ²)	N/A _c (N/mm ²)	有効プレストレス σ_{ce} (N/mm ²)	合成応力度 σ_c (N/mm ²)	ケース
(1) 死荷重時 (最大圧縮)					
端 部	2.25	0.18	1.13	3.55	3
ハチ始点	2.26	0.23	4.06	6.55	3
中 央	2.74	0.23	4.06	7.02	3
$\sigma_c < 15.0$				CHECK OK	
(2) 死荷重時 (最大引張)					
端 部	-2.25	0.18	5.36	3.29	3
ハチ始点	-2.26	0.23	4.06	2.02	3
中 央	-2.74	0.23	4.06	1.55	3
$\sigma_t > 0.0$				CHECK OK	
(3) 設計荷重時 (最大圧縮)					
端 部	3.08	0.18	1.13	4.39	3
ハチ始点	2.73	0.23	4.06	7.02	3
中 央	5.47	0.23	4.06	9.75	3
$\sigma_c < 15.0$				CHECK OK	
(4) 設計荷重時 (最大引張)					
端 部	-3.08	0.18	5.36	2.45	3
ハチ始点	-2.73	0.23	4.06	1.55	3
中 央	-5.47	0.23	4.06	-1.18	3
$\sigma_t > -1.5$				CHECK OK	

5.2.5 引張鉄筋量

位 置	曲げモーメント (kN・m/m)	合成応力度		x (cm)	Tc (kN)	引張鉄筋量		ケース
		外側 (N/mm ²)	内側 (N/mm ²)			As1 (cm ² /m)	As2 (cm ² /m)	
端 部	-36.690	1.43	5.53	4.7	0.0	0.000	0.000	3
ハッチ始点	-19.923	0.68	8.06	1.4	0.0	0.000	0.000	3
中 央	39.859	-3.02	11.75	3.7	55.4	3.465	1.838	3

----- 使用鉄筋及び鉄筋量 -----

	径	本数	径	本数	断面積	判定
外 側	D 10	— 12	D 0	— 0	4.280 cm ² /m	> As1 or As2
内 側	D 13	— 6	D 10	— 6	5.941 cm ² /m	> As1 or As2

5.2.6 斜引張応力度

位 置	部材幅 (cm)	断面一次 モーメント (cm ³)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)	Pe (kN)	σ c' (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ i	ケース
端 部	100.0	6612	40.750	87.911	745.49	3.42	0.57	-0.094	3
τ 点	100.0	4050	40.750	70.533	730.80	4.29	0.59	-0.079	3
σ i > -1.00								CHECK OK	

5.2.7 破壊安全度の検討

終局荷重時の曲げモーメント

位 置	M1 (kN・m)	M2 (kN・m)	1.3M1+2.5M2 (kN・m)	1.7(M1+M2) (kN・m)	Md (kN・m)	ケース
端 部	-19.803	-7.375	-44.181	-46.202	-46.202	3
ハッチ始点	-12.229	-2.529	-22.220	-25.088	-25.088	3
中 央	7.287	19.191	57.449	45.011	57.449	1

位 置	Ap (cm ² /m)	As (cm ² /m)	dp (cm)	ds (cm)	Ppb	Ppd	Mu (kN・m)	Sf	ケース
端 部	10.392	4.280	14.0	19.5	0.069	0.008	126.34	2.7	3
ハッチ始点	10.392	4.280	9.0	14.5	0.069	0.013	78.42	3.1	3
中 央	10.392	5.941	9.0	14.5	0.069	0.013	85.30	1.5	1
Ppb > Ppd Sf > 1.0								CHECK OK	

6 断面力集計表

各ケースより断面力の最大値を抽出する。

M	: 部材モーメント	(kN・m)
S	: せん断力	(kN)
N	: 軸力	(kN)
e	: M/N偏心位置	(cm)
c	: 部材中心軸と鉄筋間距離	(cm)
Ms	: 軸力を考慮した曲げモーメント	(kN・m)

$$Ms = N \times (e + c) / 100 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

但し、軸力は

頂版端部軸力	=	側壁上端部せん断力
底版端部軸力	=	側壁下端部せん断力
側壁上端部軸力	=	頂版端部せん断力
側壁下端部軸力	=	底版端部せん断力

とし、側壁中間点の軸力は側壁自重による軸力を考慮する。

[/単位長]

部材	点	M (kN・m)	N (kN)	e (cm)	c (cm)	Ms (kN・m)	CASE M
	端 部	*****	*****	*****	*****	*****	**
頂版	ハチ始点	*****	*****	*****	*****	*****	**
	中 央	*****	*****	*****	*****	*****	**
	端 部	*****	*****	*****	*****	*****	**
底版	ハチ始点	*****	*****	*****	*****	*****	**
	中 央	*****	*****	*****	*****	*****	**
	上端部	-21.451	61.005	35.16	8.00	26.331	1
	上ハチ点	-18.857	61.699	30.56	5.50	22.250	1
側壁	中 間	7.170	24.582	29.17	5.50	8.522	2
	下ハチ点	-21.488	87.218	24.64	5.50	26.284	3
	下端部	-27.178	87.911	30.92	8.00	34.211	3

注1) CASEのMは、曲げモーメント抽出ケースを示す。

注2) ***** 表示は、P C部材。

7 必要有効高および必要鉄筋量

7.1 必要有効高

$$\begin{aligned}
 k &= n \times \sigma_{ca} / (n \times \sigma_{ca} + \sigma_{sa}) &= 0.568 \\
 c_1 &= \sqrt{[6 / \sigma_{ca} / (3 - k) / k]} &= 0.557 \\
 d &= c_1 \times \sqrt{(M_s / b)} &h = d + d' < T
 \end{aligned}$$

ここに、 M_s : 軸力を考慮した曲げモーメント (kN・m/m)
 b : 単位長 (cm)
 d' : 鉄筋かぶり (cm)
 h : 必要部材厚 (cm)
 n : ヤング係数比 (15)

7.2 必要鉄筋量

鉄筋の曲げ引張応力度が許容値(σ_{sa})に達する場合の必要鉄筋量(A_s)

$$A_s = [\sigma_c / 2 \times s - N / (b \times d_a)] / \sigma_{sa} \times b \times d_a$$

$$\begin{aligned}
 \therefore \sigma_c^3 + [3 \times \sigma_{sa} / (2 \times n) - 3 \times N \times (e + c) / (b \times d_a^2)] \times \sigma_c^2 \\
 - 6 \times N \times (e + c) / (n \times b \times d_a^2) \times \sigma_{sa} \times \sigma_c \\
 - 3 \times N \times (e + c) / (n^2 \times b \times d_a^2) \times \sigma_{sa}^2 = 0
 \end{aligned}$$

上式を解いて σ_c を求める。また $d_a = T - d'$ とする。

$$\therefore s = n \times \sigma_c / (n \times \sigma_c + \sigma_{sa})$$

部材	点	M_s (kN・m/m)	必要有効高 d (cm)	必要部材厚 $d + d'$ (cm)	部材厚 T (cm)	必要鉄筋量 A_s (cm ² /m)
	端 部	*****	*****	*****	*****	*****
頂版	ハチ始点	*****	*****	*****	*****	*****
	中 央	*****	*****	*****	*****	*****
	端 部	*****	*****	*****	*****	*****
底版	ハチ始点	*****	*****	*****	*****	*****
	中 央	*****	*****	*****	*****	*****
	上端部	26.331	9.04	12.54	23.00	5.617
	上ハチ点	22.250	8.31	11.81	18.00	7.110
側壁	中 間	8.522	5.14	8.64	18.00	2.470
	下ハチ点	26.284	9.03	12.53	18.00	7.633
	下端部	34.211	10.31	13.81	23.00	6.928
				$d + d' < T$	CHECK OK	

8 配筋及び実応力度

実応力度は、次式により計算する。

8.1 コンクリート及び鉄筋

$$\sigma_c = N / \{ b \times x / 2 - n \times A_s / x \times (c + T / 2 - x) \}$$

$$\sigma_s = n \times \sigma_c / x \times (c + T / 2 - x)$$

ここに、
 N : 軸力 (kN)
 b : 部材幅 (cm)
 T : 部材厚 (cm)
 c : 部材中心軸と鉄筋間距離 (cm)
 A_s : 主鉄筋断面積 (cm²)
 x : 中心軸。次の3次元方程式より求める。 (cm)

$$x^3 - 3 \times (T / 2 - e) \times x^2 + 6 \times n \times A_s / b \times (e + c) \times x - 6 \times n \times A_s / b \times (c + T / 2) \times (e + c) = 0$$

 e : 偏心位置 (M / N) (cm)

配筋(製品当り)

頂版内側	頂版外側	底版内側	底版外側	側壁内側	側壁外側
D 0 - 0	D 0 - 0	D 0 - 0	D 0 - 0	D 13 - 6	D 16 - 6
D 0 - 0	D 0 - 0	D 0 - 0	D 0 - 0	D 10 - 6	D 13 - 6

部材	点	部材幅 b (cm)	使用鉄筋量 A _s (cm ² /m)	x (cm)	実応力度 (N/mm ²)		
					σ_c	σ_s	$\sigma_{s'}$
頂版	端部	*****	*****	*****	*****	*****	*****
	ハチ始点	*****	*****	*****	*****	*****	*****
	中央	*****	*****	*****	*****	*****	*****
底版	端部	*****	*****	*****	*****	*****	*****
	ハチ始点	*****	*****	*****	*****	*****	*****
	中央	*****	*****	*****	*****	*****	*****
側壁	上端部	100.00	9.759	7.583	4.09	96.5	0.0
	上ハチ点	100.00	9.759	6.122	5.83	119.8	0.0
	中間	100.00	5.941	5.141	2.59	70.8	0.0
	下ハチ点	100.00	9.759	6.360	6.68	128.2	0.0
	下端部	100.00	9.759	7.787	5.20	117.3	0.0

$$\sigma_c < \sigma_{ca} \quad \sigma_s < \sigma_{sa}$$

CHECK OK

9 セン断力に対する検討

9.1 セン断力照査点の断面力と最大値抽出

部材	断面力	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5	CASE-6	CASE-7	CASE-8
頂版 τ点	S	57.356	14.811	60.962	33.441				
	M			-5.226					
	N			27.284					
	最大			○					
底版 τ点	S	58.517	24.382	70.533	43.012				
	M			-6.976					
	N			40.750					
	最大			○					
側壁上 τ点	S	-15.997	-19.088	-23.228	-28.403				
	M				-8.764				
	N				42.859				
	最大				○				
側壁下 τ点	S	19.959	27.218	31.358	36.533				
	M				-10.526				
	N				52.430				
	最大				○				

ここに、S：せん断力(kN)、M：モーメント(kN・m)、N：軸力(kN)を示す。

9.2 セン断応力度の検討

コンクリートのせん断応力度は、平均せん断応力度として算出する。

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \times 10 < C_e \cdot C_{pt} \cdot C_N \cdot \tau_a$$

ここに、 S : セン断力 (kN)
d : 有効高さ (cm)
b : 部材幅 (cm)

各せん断応力度照査位置の許容せん断応力度は、以下の補正係数を乗じて求める。

① 部材断面の有効高 d の影響

次表に示す部材断面の有効高さに関する補正係数(Ce)をτaに乘じる。

有効高さ (m)	0.3 以下	1.0	3.0	5.0	10.0 以上
補正係数(Ce)	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

② 軸方向引張鉄筋比の影響

次表に示す軸方向引張鉄筋比に関する補正係数(Cpt)をτaに乘じる。

鉄筋比は中立軸よりも引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和をbdで除して求める。

引張鉄筋比 (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
補正係数(Cpt)	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

③ 軸方向圧縮力の影響

軸方向圧縮力が大きな部材の場合、次式により計算される軸方向圧縮力による補正係数(CN)を τ_a に乘じる。

$$CN = 1 + Mo/M \quad Mo = \{(Pe+N) \cdot Z/Ac + Pe \cdot ep\} \quad \text{ただし } 1 \leq CN \leq 2$$

ここに、CN：軸方向力による補正係数

Mo：有効プレストレス力及び軸方向力によりコンクリートの応力度が引張縁で0となる曲げモーメント(kN・m)

M：断面に作用する曲げモーメント(kN・m)

N：断面に作用する軸方向圧縮力(kN)

Pe：P C鋼棒に作用するm当りの全有効引張力(kN)

Z：図心軸に関する断面係数(m³)

Ac：部材断面積(m²)

ep：P C鋼棒の偏心率＜引張縁側＋／圧縮縁側－＞(m)

照査位置	T (cm)	d' (cm)	d (cm)	Ce	引張鉄筋		Pt (%)	Cpt
					径-本数	As (cm ²)		
頂版 τ 点	18.0	3.5	14.5	1.400	D10-6	4.280	0.295	0.995
底版 τ 点	18.0	3.5	14.5	1.400	D10-6	4.280	0.295	0.995
側壁上 τ 点	18.0	3.5	14.5	1.400	D16-3 D13-3	9.759	0.673	1.304
側壁下 τ 点	18.0	3.5	14.5	1.400	D16-3 D13-3	9.759	0.673	1.304

照査位置	M (kN・m)	Pe (kN)	N (kN)	Ac (m ²)	Z (m ⁴)	ep (m)	Mo (kN・m)	Cn
頂版 τ 点	-5.226	729.3	27.284	0.180	0.00540	-0.01	22.698	2.000
底版 τ 点	-6.976	730.8	40.750	0.180	0.00540	0.00	23.146	2.000
側壁上 τ 点	-8.764	0.0	42.859	0.180	0.00540	0.00	1.286	1.147
側壁下 τ 点	-10.526	0.0	52.430	0.180	0.00540	0.00	1.573	1.149

照査位置	τ_a	補正係数			補正 τ_a
		Ce	Cpt	Cn	
頂版 τ 点	0.270	1.400	0.995	2.000	0.752
底版 τ 点	0.270	1.400	0.995	2.000	0.752
側壁上 τ 点	0.270	1.400	1.304	1.147	0.565
側壁下 τ 点	0.270	1.400	1.304	1.149	0.567

照査位置	せん断力 S (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	補正 τ_a (N/mm ²)
頂版 τ 点	60.962	14.5	0.420	0.752
底版 τ 点	70.533	14.5	0.486	0.752
側壁上 τ 点	28.403	14.5	0.196	0.565
側壁下 τ 点	36.533	14.5	0.252	0.567

$\tau < \tau_a$ CHECK OK

以上