

受付 No.

台帳 No. KL413003

■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □ ■ □

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) 2000 mm
長 さ (L) 2000 mm

○設計条件： 荷 重 T' 荷重 (横断)

土被り H1= 1.510 m
H2= 3.000 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) 2000 × (L) 2000 [mm]
土被り	: H1 = 1.510 ~ H2 = 3.000 [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 : $E_c = 3.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

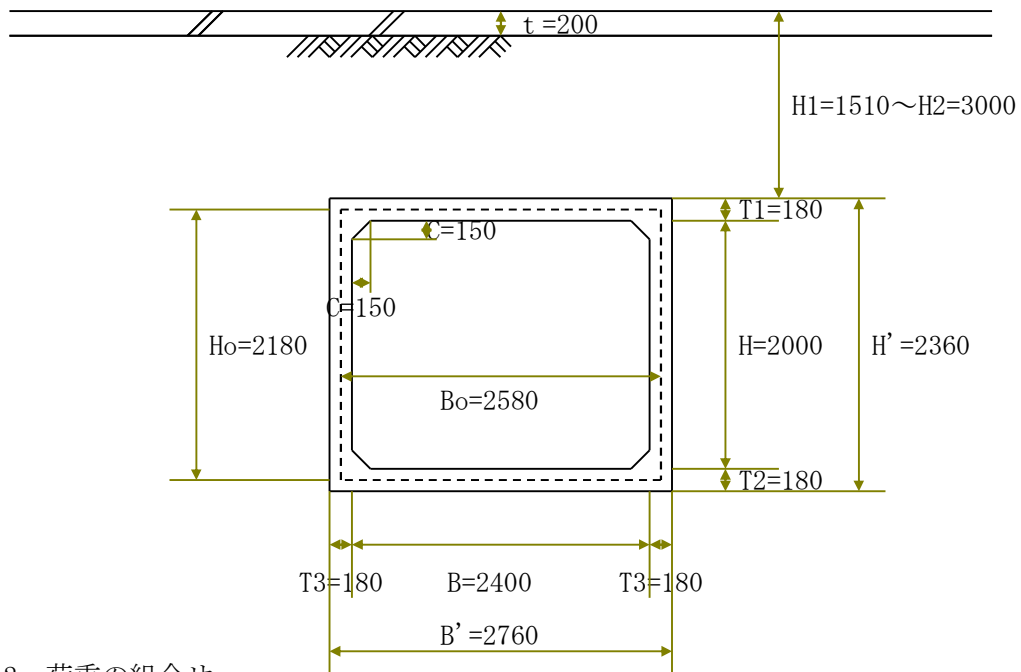
1.8.3 P C 鋼棒 (SBPR 1080 / 1230 C 種 1 号)

- (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 : $E_p = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

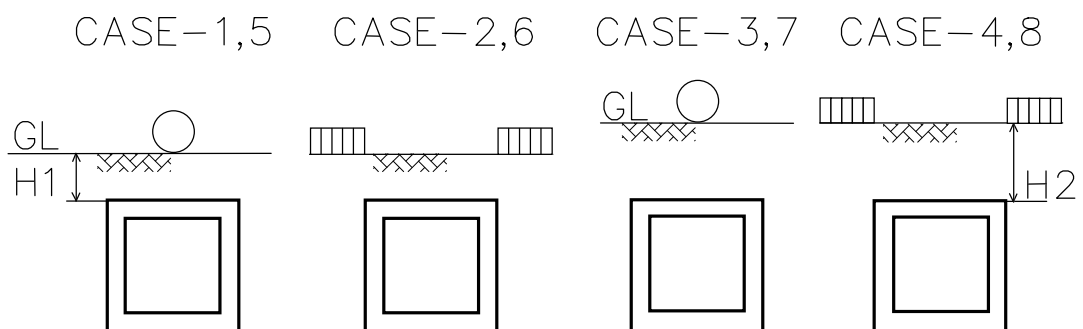
(3) 使用 P C 鋼棒

	頂版	底版	側壁	
径	$\phi 21$	$\phi 23$	*****	(mm)
断面積	346.40	415.50	*****	(mm ²)
設計引張力	290000	350000	*****	(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

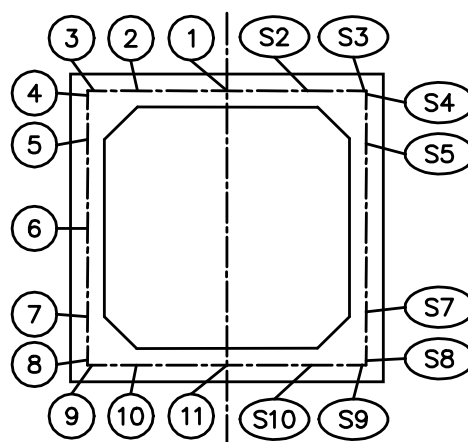
■ 本設計書は、CASE-1, 2, 3, 4 について行う。

2 断面力計算

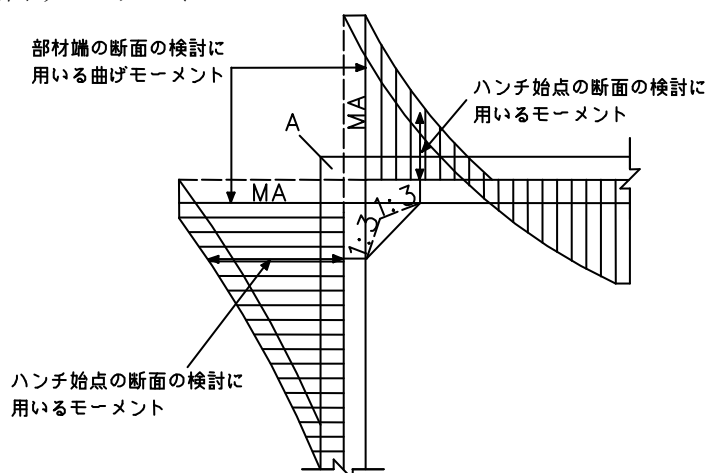
ボックスカルバートの曲げモーメント及びせん断力照査位置

曲げモーメント

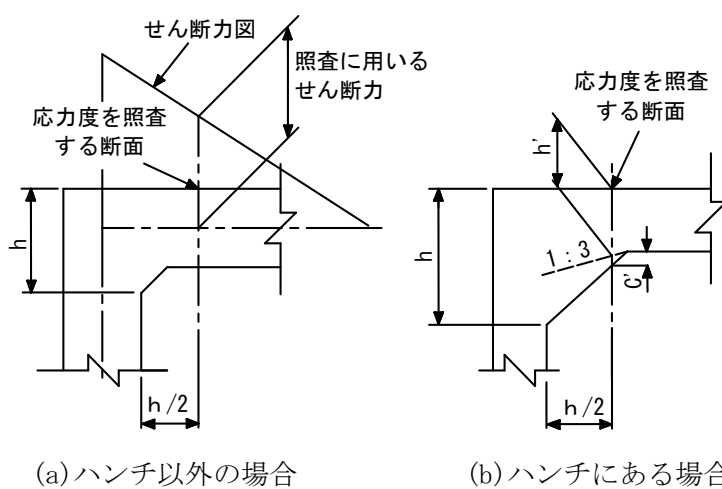
せん断力



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)

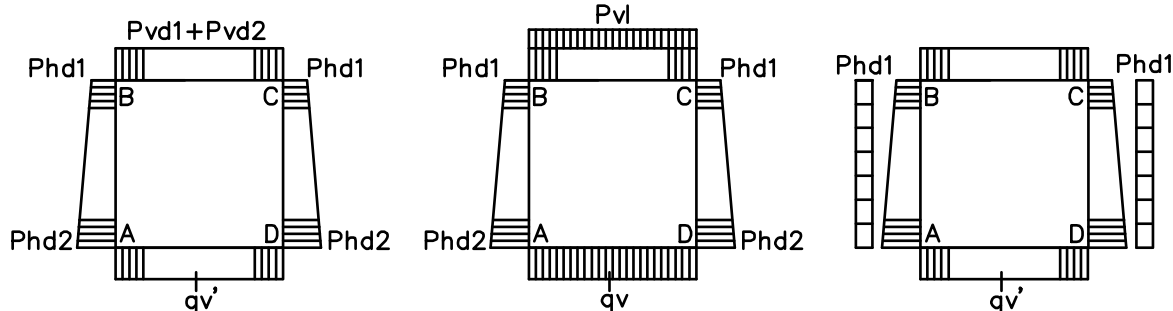
3.1.1 設計荷重

- | | | |
|----------|--|------------------------|
| (1) 頂版自重 | $P_{vd1} = \gamma_c \times T1$ | |
| (2) 鉛直土圧 | $P_{vd2} = \alpha \times \{ \gamma_s \times (H1 - t - t_b) + \gamma_a \times t + \gamma_b \times t_b \}$ | |
| (3) 水平土圧 | $P_{hd1} = K_a \times \{ \gamma_a \times t + \gamma_b \times t_b + \gamma_s \times (H1 - t - t_b + T1/2) \}$ | |
| | $P_{hd2} = K_a \times \{ \gamma_a \times t + \gamma_b \times t_b + \gamma_s \times (H1 - t - t_b + T1/2 + H_o) \}$ | |
| (4) 載荷重 | $P_q = K_a \times Q$ | |
| (5) 活荷重 | $輪分布幅 \quad u = a + 2 \times H1$ | $= 3.220 \text{ m}$ |
| | $v = b + 2 \times H1$ | $= 3.520 \text{ m}$ |
| | $P1 = 0.4 \times T \times (1 + i) \times \beta$ | $= 117.000 \text{ kN}$ |
| | $P_{v1} = 2 \times P1 / 2.75 / u$ | |
| (6) 底版反力 | $q_v = P_{vd1} + P_{vd2} + P_{v1} + \gamma_c \times (2 \times T3 \times H_o + 2 \times C^2) / B_o$ | |

死荷重時

設計荷重時 1

設計荷重時 2



設計荷重値

死荷重時

設計荷重時 1

設計荷重 2

	(kN/m ²)	CASE-1 (kN/m ²)	CASE-2 (kN/m ²)
P _{vd1}	4.410	4.410	4.410
P _{vd2}	28.080	28.080	28.080
Phd1 = Phd1	14.850	14.850	*****
Phd1 = Phd1 + P _q	*****	*****	19.850
Phd3 = Phd3	*****	*****	*****
Phd3 = Phd3 + P _q	*****	*****	*****
Phd5 = Phd5	*****	*****	*****
Phd5 = Phd5 + P _q	*****	*****	*****
Phd2 = Phd2	34.470	34.470	*****
Phd2 = Phd2 + P _q	*****	*****	39.470
Phd4 = Phd4	*****	*****	*****
P _{v1}	0.000	26.426	0.000
q _v	*****	66.796	*****
q _v '	40.370	*****	40.370

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

3.1.2 構造解析

$$\begin{aligned}
 (1) \quad \text{ラーメン係数} \quad \alpha &= (H_o \times T_1^3) / (B_o \times T_3^3) \\
 \beta &= (H_o \times T_2^3) / (B_o \times T_3^3) \\
 N1 &= 2 + \alpha \\
 N2 &= 2 + \beta
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (2) \quad \text{荷 重 項} \quad CAD &= q_v \times B_o^2 / 12 \\
 CBC &= \{(P_{vd1} + P_{vd2} + P_{vl}) \times B_o^2\} / 12 \\
 CAB &= (H_o^2) \times (2 \times P_{hd1} + 3 \times P_{hd2}) / 60 \\
 CBA &= (H_o^2) \times (2 \times P_{hd2} + 3 \times P_{hd1}) / 60
 \end{aligned}$$

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、 $P_{vl} = 0$

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

$$\begin{aligned}
 (3) \quad \text{た わ み 角} \quad \theta A &= \{N1 \times (CAB - CAD) - (CBC - CBA)\} / (N1 \times N2 - 1) \\
 \theta B &= \{N2 \times (CBC - CBA) - (CAB - CAD)\} / (N1 \times N2 - 1)
 \end{aligned}$$

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

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

計 算 値	死荷重時	設計荷重時 1 CASE-1	設計荷重時 2 CASE-2
α	0.8450	0.8450	0.8450
β	0.8450	0.8450	0.8450
N1	2.8450	2.8450	2.8450
N2	2.8450	2.8450	2.8450
CAD (kN・m/m)	22.393	37.052	22.393
CBC (kN・m/m)	18.022	32.681	18.022
CAB (kN・m/m)	10.543	10.543	12.523
CBA (kN・m/m)	8.989	8.989	10.969
θA	-6.026	-13.971	-4.953
θB	5.293	13.238	4.220
MAB (kN・m/m)	-17.302	-25.247	-18.209
MAD (kN・m/m)	17.302	25.247	18.209
MBA (kN・m/m)	13.550	21.495	14.457
MBC (kN・m/m)	-13.550	-21.495	-14.457

3.1.3 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

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

(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。

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

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

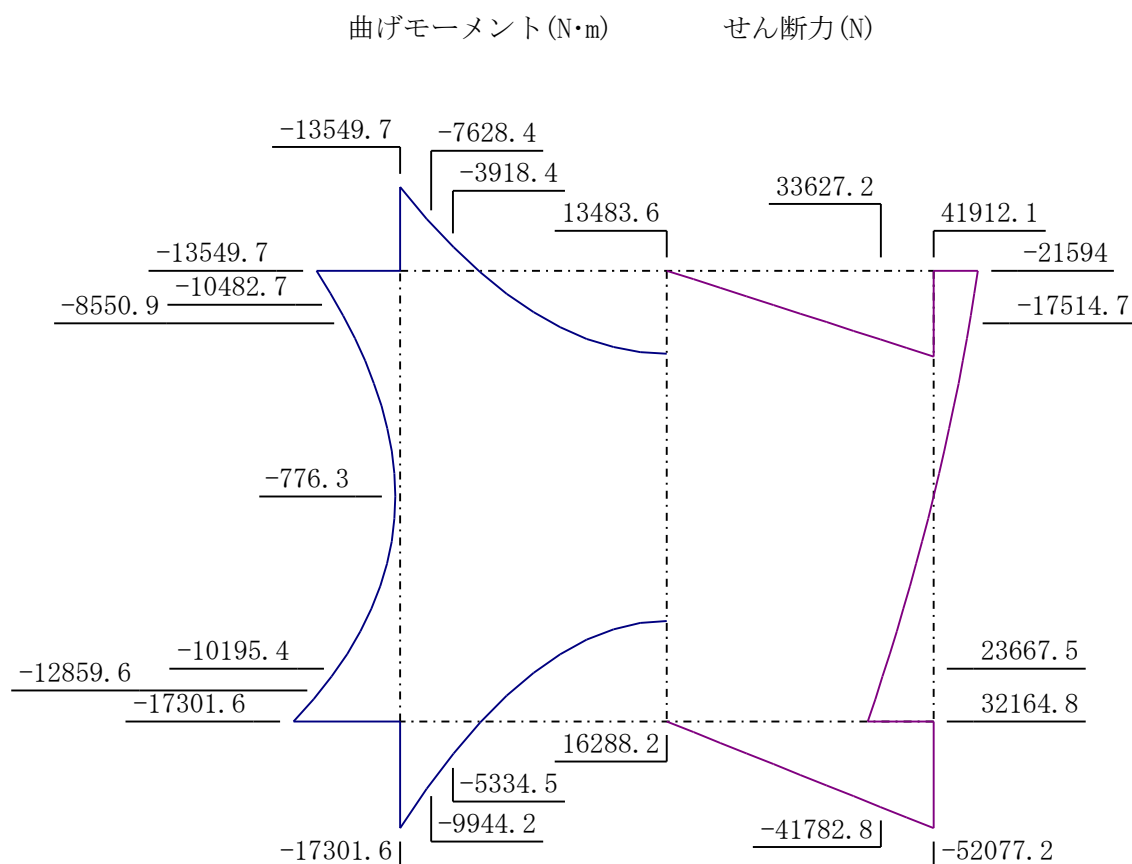
計 算 値		死荷重時	設計荷重時 1 CASE-1	設計荷重時 2 CASE-2
SBC	(kN/m)	41.912	76.001	41.912
SCB	(kN/m)	-41.912	-76.001	-41.912
Mmax	(kN・m/m)	13.484	27.526	12.577
SAD	(kN/m)	52.077	86.166	52.077
SDA	(kN/m)	-52.077	-86.166	-52.077
Mmax	(kN・m/m)	16.288	30.331	15.381
SAB	(kN/m)	32.165	32.165	37.615
SBA	(kN/m)	-21.594	-21.594	-27.044
x	(m)	1.088	1.088	*****
		1.088	*****	1.088
Mmax	(kN・m/m)	-0.776	-8.721	*****
Mmax	(kN・m/m)	-0.776	*****	1.287

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。

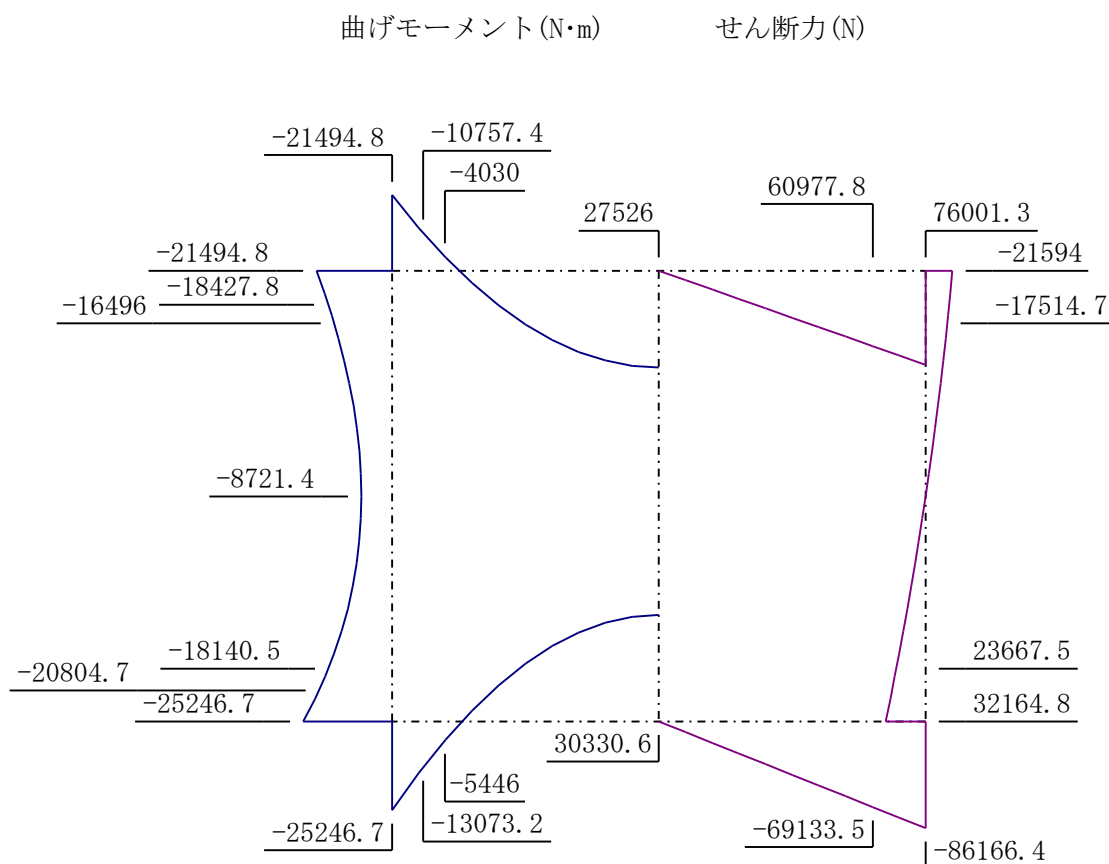
(1) 死荷重時 (CASE-1, 2)

[/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	-13550	41912	21594
	2 ハチ始点	0.240	-7628	***	21594
	S2 τ 点	0.255	-3918	33627	21594
	1 中 央	1.290	13484	0	21594
底板	9, S9 端 部	0.090	-17302	52077	32165
	10 ハチ始点	0.240	-9944	***	32165
	S10 τ 点	0.255	-5335	41783	32165
	11 中 央	1.290	16288	0	32165
側壁	4, S4 上 端部	2.090	-13550	-21594	41912
	5 上ハチ点	1.940	-10483	***	42612
	S5 上 τ 点	1.925	-8551	-17515	43101
	6 中 間	1.088	-776	*****	47004
		1.088	-776	*****	47004
	S7 下 τ 点	0.255	-10195	23668	50888
	7 下ハチ点	0.240	-12860	***	51378
	8, S8 下 端部	0.090	-17302	32165	52077



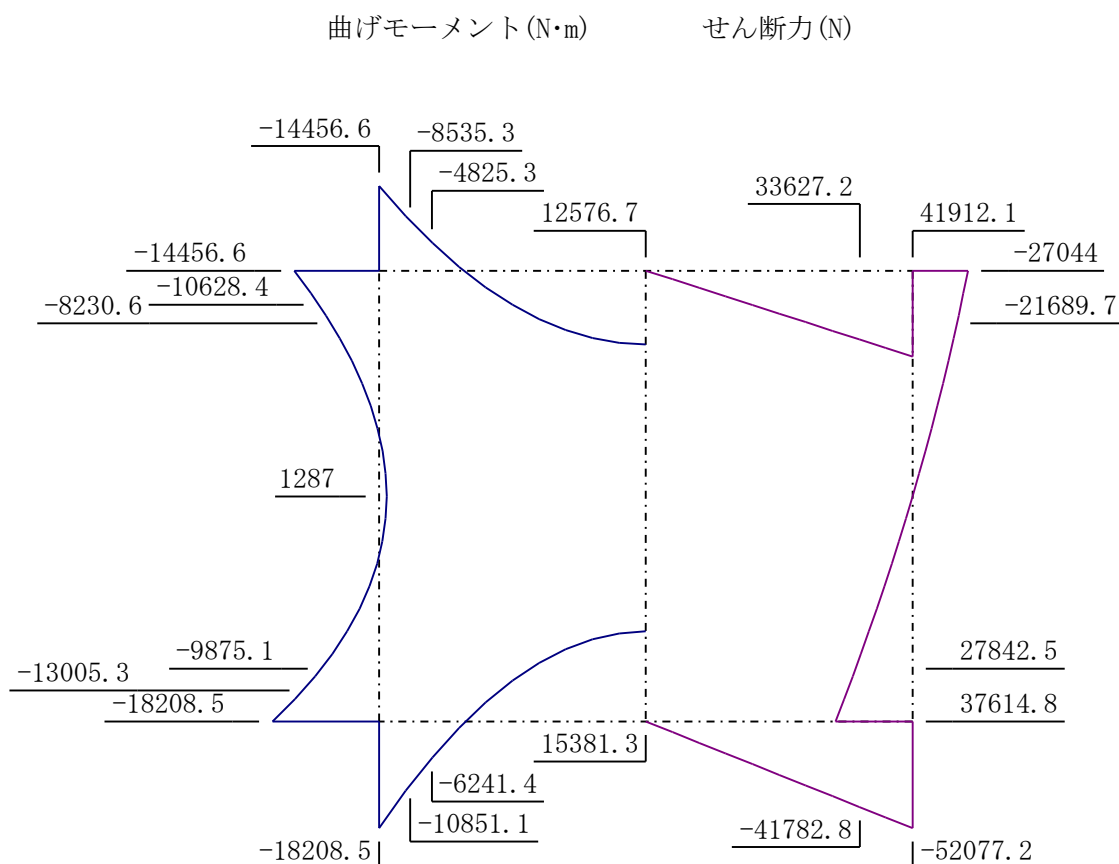
(1) 設計荷重時 1 (CASE-1)

[/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	-21495	76001	21594
	2 ハチ始点	0.240	-10757	***	21594
	S2 τ 点	0.255	-4030	60978	21594
	1 中 央	1.290	27526	0	21594
底板	9, S9 端 部	0.090	-25247	86166	32165
	10 ハチ始点	0.240	-13073	***	32165
	S10 τ 点	0.255	-5446	69134	32165
	11 中 央	1.290	30331	0	32165
側壁	4, S4 上 端部	2.090	-21495	-21594	76001
	5 上ハチ点	1.940	-18428	***	76701
	S5 上 τ 点	1.925	-16496	-17515	77190
	6 中 間	1.088	-8721	0	81093
	S7 下 τ 点	0.255	-18141	23668	84977
	7 下ハチ点	0.240	-20805	***	85467
	8, S8 下 端部	0.090	-25247	32165	86166



(1) 設計荷重時 2 (CASE-2)

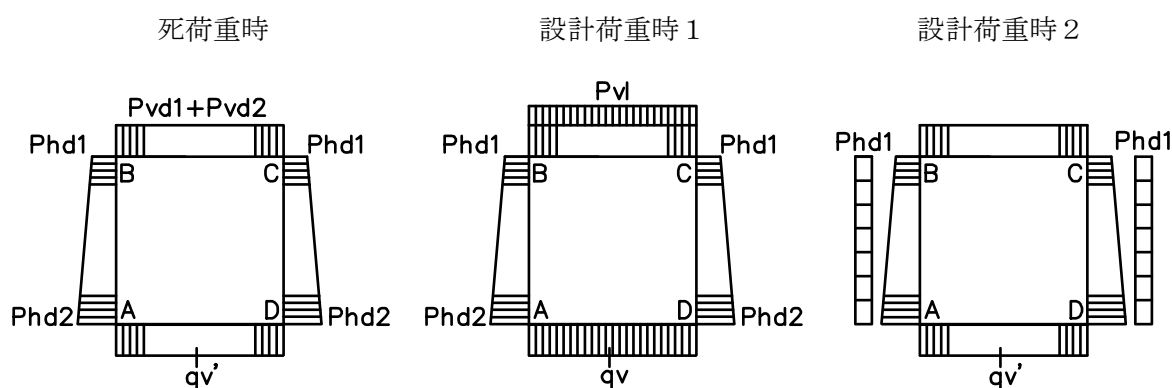
[/単位長]					
部材	照査点	距 離 x (m)	曲げモーメント M (N・m)	せん断力 S (N)	軸 力 N (N)
頂版	3, S3 端 部	0.090	-14457	41912	27044
	2 ハチ始点	0.240	-8535	***	27044
	S2 τ 点	0.255	-4825	33627	27044
	1 中 央	1.290	12577	0	27044
底板	9, S9 端 部	0.090	-18209	52077	37615
	10 ハチ始点	0.240	-10851	***	37615
	S10 τ 点	0.255	-6241	41783	37615
	11 中 央	1.290	15381	0	37615
側壁	4, S4 上 端部	2.090	-14457	-27044	41912
	5 上ハチ点	1.940	-10628	***	42612
	S5 上 τ点	1.925	-8231	-21690	43101
	6 中 間	1.088	1287	0	47004
	S7 下 τ点	0.255	-9875	27843	50888
	7 下ハチ点	0.240	-13005	***	51378
	8, S8 下 端部	0.090	-18209	37615	52077



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 $P_{hd1} = Ka \times \{ \gamma_a \times t + \gamma_b \times tb + \gamma_s \times (H2 - t - tb + T1/2) \}$
 $P_{hd2} = Ka \times \{ \gamma_a \times t + \gamma_b \times tb + \gamma_s \times (H2 - t - tb + T1/2 + Ho) \}$
- (4) 載荷重 $P_q = Ka \times Q$
- (5) 活荷重
 輪分布幅 $u = a + 2 \times H2 = 6.200 \text{ m}$
 $v = b + 2 \times H2 = 6.500 \text{ m}$
 $P1 = 0.4 \times T \times (1 + i) \times \beta = 117.000 \text{ kN}$
 $P_{v1} = 2 \times P1 / 2.75 / u$
- (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}	54.900	54.900	54.900
$P_{hd1} = P_{hd1}$	28.260	28.260	*****
$P_{hd1} = P_{hd1} + P_q$	*****	*****	33.260
$P_{hd3} = P_{hd3}$	*****	*****	*****
$P_{hd3} = P_{hd3} + P_q$	*****	*****	*****
$P_{hd5} = P_{hd5}$	*****	*****	*****
$P_{hd5} = P_{hd5} + P_q$	*****	*****	*****
$P_{hd2} = P_{hd2}$	47.880	47.880	*****
$P_{hd2} = P_{hd2} + P_q$	*****	*****	52.880
$P_{hd4} = P_{hd4}$	*****	*****	*****
P_{v1}	0.000	13.724	0.000
q_v	*****	80.914	*****
$q_{v'}$	67.190	*****	67.190

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	0.8450	0.8450	0.8450
β	0.8450	0.8450	0.8450
N_1	2.8450	2.8450	2.8450
N_2	2.8450	2.8450	2.8450
CAD (kN・m/m)	37.270	44.883	37.270
CBC (kN・m/m)	32.899	40.512	32.899
CAB (kN・m/m)	15.854	15.854	17.834
CBA (kN・m/m)	14.300	14.300	16.280
θ_A	-11.211	-15.337	-10.138
θ_B	10.478	14.605	9.405
MAB (kN・m/m)	-27.797	-31.924	-28.704
MAD (kN・m/m)	27.797	31.924	28.704
MBA (kN・m/m)	24.046	28.172	24.952
MBC (kN・m/m)	-24.046	-28.172	-24.952

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。

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

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

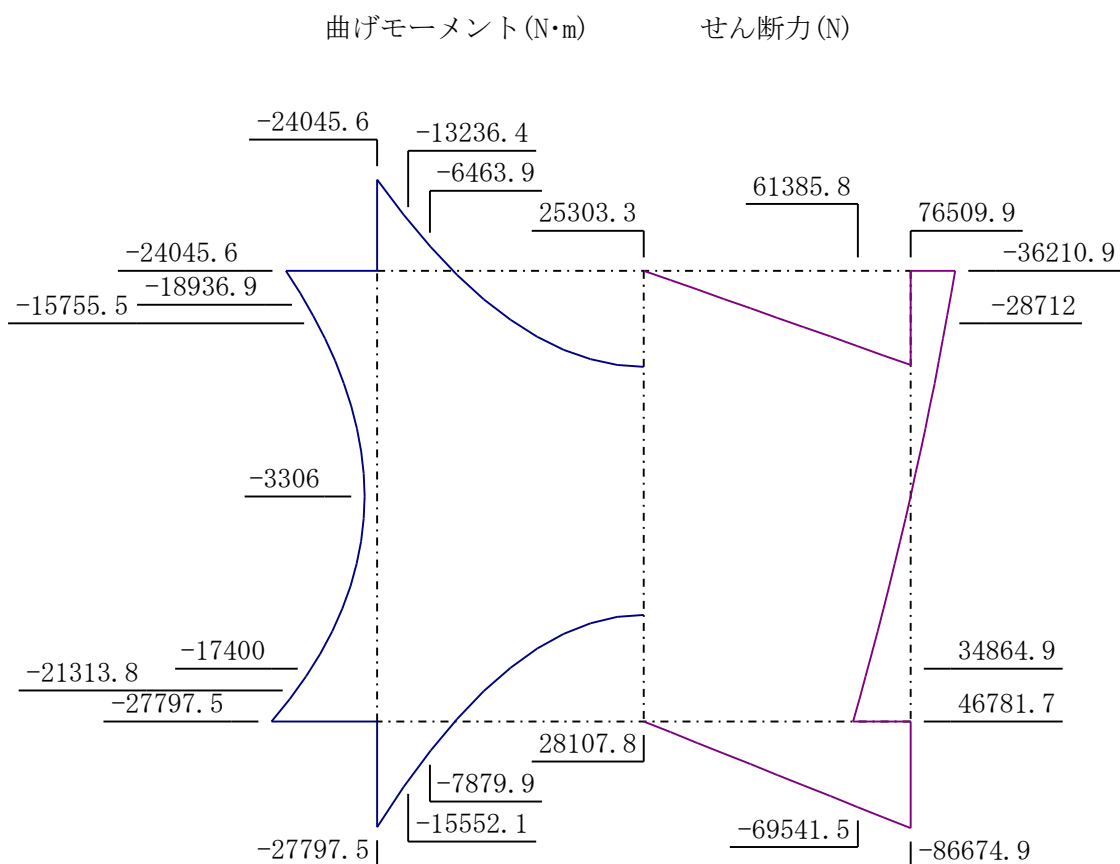
計 算 値	死荷重時	設計荷重時 1 CASE-3	設計荷重時 2 CASE-4
SBC (kN/m)	76.510	94.214	76.510
SCB (kN/m)	-76.510	-94.214	-76.510
Mmax (kN・m/m)	25.303	32.596	24.396
SAD (kN/m)	86.675	104.379	86.675
SDA (kN/m)	-86.675	-104.379	-86.675
Mmax (kN・m/m)	28.108	35.401	27.201
SAB (kN/m)	46.782	46.782	52.232
SBA (kN/m)	-36.211	-36.211	-41.661
x (m)	1.088	1.088	*****
	1.089	*****	1.089
Mmax (kN・m/m)	-3.306	-7.432	*****
Mmax (kN・m/m)	-3.306	*****	-1.243

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。

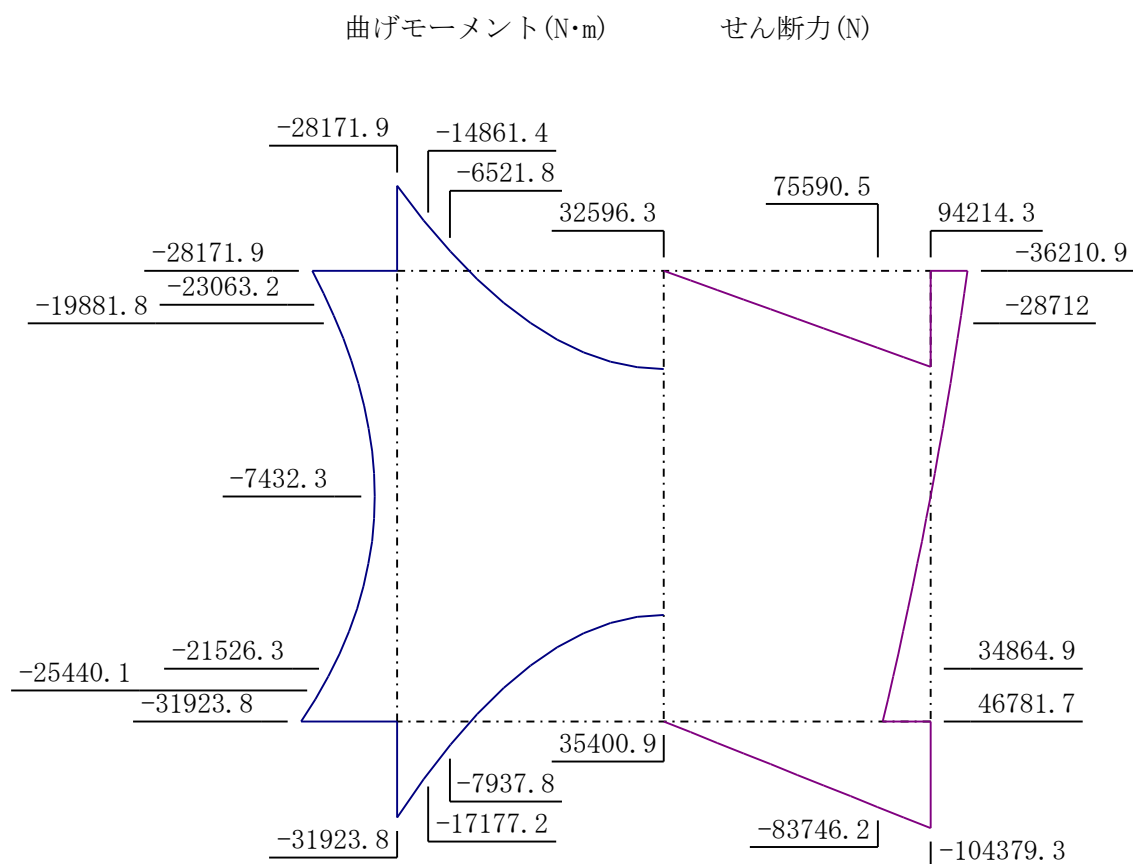
(1) 死荷重時 (CASE-3, 4)

		[/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	-24046	76510	36211
	2 ハッチ始点	0.240	-13236	***	36211
	S2 τ 点	0.255	-6464	61386	36211
	1 中 央	1.290	25303	0	36211
底版	9, S9 端 部	0.090	-27798	86675	46782
	10 ハッチ始点	0.240	-15552	***	46782
	S10 τ 点	0.255	-7880	69542	46782
	11 中 央	1.290	28108	0	46782
側壁	4, S4 上 端部	2.090	-24046	-36211	76510
	5 上ハッチ点	1.940	-18937	***	77209
	S5 上 τ 点	1.925	-15756	-28712	77699
	6 中 間	1.088	-3306	*****	81602
		1.089	-3306	*****	81597
	S7 下 τ 点	0.255	-17400	34865	85486
	7 下ハッチ点	0.240	-21314	***	85976
	8, S8 下 端部	0.090	-27798	46782	86675



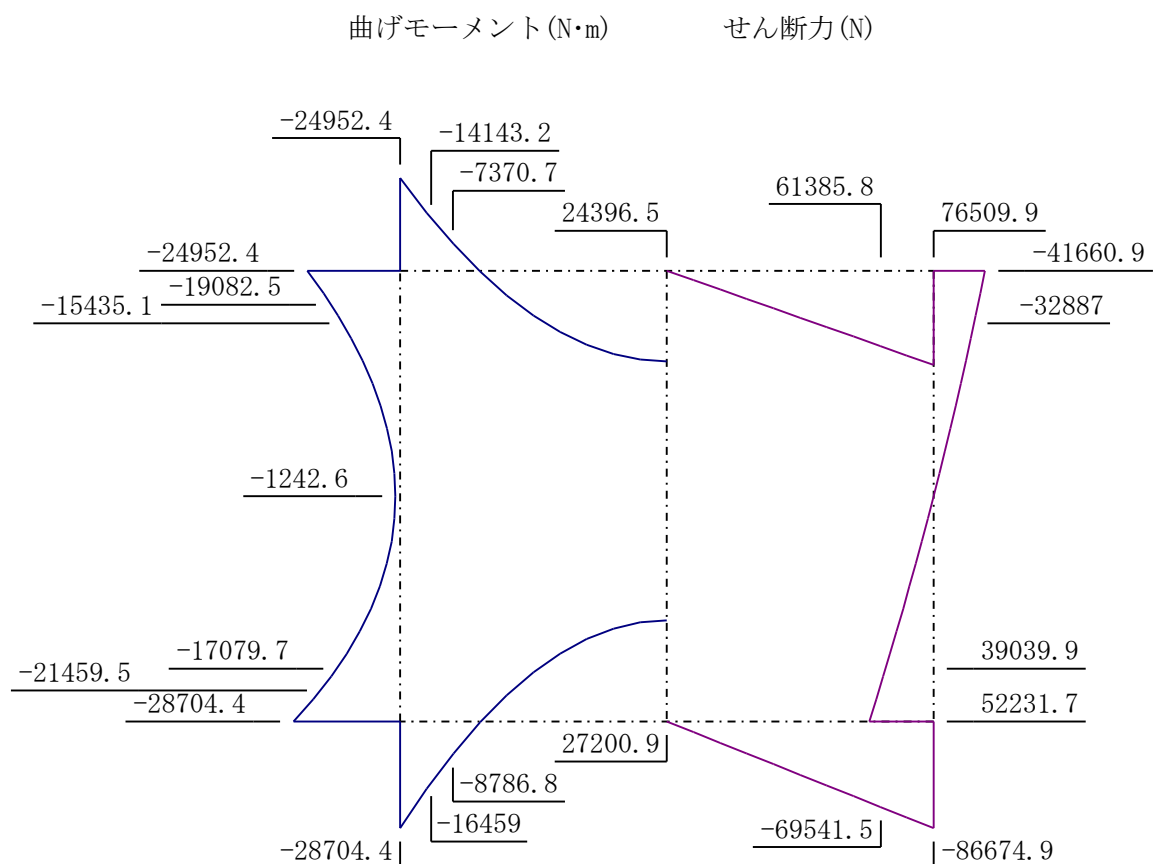
(2) 設計荷重時 1 (CASE-3)

		[/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	-28172	94214	36211
	2 ハッチ始点	0.240	-14861	***	36211
	S2 τ 点	0.255	***	75591	***
	1 中 央	1.290	32596	0	36211
底板	9, S9 端 部	0.090	-31924	104379	46782
	10 ハッチ始点	0.240	-17177	***	46782
	S10 τ 点	0.255	***	83746	***
	11 中 央	1.290	35401	0	46782
側壁	4, S4 上 端部	2.090	-28172	-36211	94214
	5 上ハッチ点	1.940	-23063	***	94914
	S5 上 τ 点	1.925	***	-28712	***
	6 中 間	1.088	-7432	0	99306
	S7 下 τ 点	0.255	***	34865	***
	7 下ハッチ点	0.240	-25440	***	103680
	8, S8 下 端部	0.090	-31924	46782	104379



(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	-24952	76510	41661
	2 ハチ始点	0.240	-14143	***	41661
	S2 τ 点	0.255	***	61386	***
	1 中 央	1.290	24397	0	41661
底版	9, S9 端 部	0.090	-28704	86675	52232
	10 ハチ始点	0.240	-16459	***	52232
	S10 τ 点	0.255	***	69542	***
	11 中 央	1.290	27201	0	52232
側壁	4, S4 上 端部	2.090	-24952	-41661	76510
	5 上ハチ点	1.940	-19083	***	77209
	S5 上 τ 点	1.925	***	-32887	***
	6 中 間	1.089	-1243	0	81597
	S7 下 τ 点	0.255	***	39040	*****
	7 下ハチ点	0.240	-21460	***	85976
	8, S8 下 端部	0.090	-28704	52232	86675



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P C鋼棒引張応力度	(kN)
	A_p : 1本当たりのP C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P C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	: P C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P C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P C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P C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	: P C鋼棒偏心量	(cm)
I	: 断面二次モーメント	(cm ⁴)
$\Delta\sigma_{pr}$: P C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	: P C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	-0.47	92.29	25.12	719.77	0.860	3
ハチ始点	837.18	4.88	0.14	111.45	25.12	700.62	0.837	3
τ 点	837.18	4.88	0.07	110.41	25.12	701.65	0.838	3
中 央	837.18	4.88	-0.26	105.55	25.12	706.51	0.844	3
(2) 死荷重時 (最大引張)								
端 部	837.18	4.13	-0.47	92.29	25.12	719.77	0.860	3
ハチ始点	837.18	4.88	0.14	111.45	25.12	700.62	0.837	3
τ 点	837.18	4.88	0.07	110.41	25.12	701.65	0.838	3
中 央	837.18	4.88	-0.26	105.55	25.12	706.51	0.844	3
(3) 設計荷重時 (最大圧縮)								
端 部	837.18	4.13	-0.47	92.29	25.12	719.77	0.860	3
ハチ始点	837.18	4.88	0.14	111.45	25.12	700.62	0.837	3
τ 点	837.18	4.88	0.07	110.41	25.12	701.65	0.838	4
中 央	837.18	4.88	-0.26	105.55	25.12	706.51	0.844	3
(4) 設計荷重時 (最大引張)								
端 部	837.18	4.13	-0.47	92.29	25.12	719.77	0.860	3
ハチ始点	837.18	4.88	0.14	111.45	25.12	700.62	0.837	3
τ 点	837.18	4.88	0.07	110.41	25.12	701.65	0.838	4
中 央	837.18	4.88	-0.26	105.55	25.12	706.51	0.844	3

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	2.73	0.16	1.56	4.44	3
ハチ始点	2.45	0.20	4.72	7.37	3
中 央	4.69	0.20	3.40	8.29	3
$\sigma_c < 15.0$				CHECK OK	
(2) 死荷重時 (最大引張)					
端 部	-2.73	0.16	4.95	2.38	3
ハチ始点	-2.45	0.20	3.37	1.12	3
中 央	-4.69	0.20	4.76	0.27	3
$\sigma_t > 0.0$				CHECK OK	
(3) 設計荷重時 (最大圧縮)					
端 部	3.20	0.16	1.56	4.91	3
ハチ始点	2.75	0.20	4.72	7.67	3
中 央	6.04	0.20	3.40	9.64	3
$\sigma_c < 15.0$				CHECK OK	
(4) 設計荷重時 (最大引張)					
端 部	-3.20	0.16	4.95	1.91	3
ハチ始点	-2.75	0.20	3.37	0.82	3
中 央	-6.04	0.20	4.76	-1.08	3
$\sigma_t > -1.5$				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	-38.032	0.85	6.08	2.8	0.0	0.000	0.000	3
ハッチ始点	-20.063	-0.07	8.71	0.1	0.1	0.003	0.075	3
中 央	44.005	-3.12	11.82	3.8	58.6	3.662	1.879	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	—	D 0	—	0	0
内 側	D 10	—	D 0	—	0	0

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	36.211	94.214	747.99	3.41	0.61	-0.107	3
τ 点	100.0	4050	36.211	75.591	729.16	4.25	0.63	-0.091	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	-24.046	-4.126	-41.575	-47.892	-47.892	3
ハッチ始点	-13.236	-1.625	-21.270	-25.264	-25.264	3
中 央	25.303	7.293	51.127	55.414	55.414	3

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	2.6	3
ハッチ始点	10.392	4.280	8.5	14.5	0.069	0.014	74.26	2.9	3
中 央	10.392	4.280	9.5	14.5	0.069	0.012	82.58	1.5	3
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 23	3.00	4.155	350000	2.00	外 側
ハチ始点	φ 23	3.00	4.155	350000	-0.50	外 側
τ 点	φ 23	3.00	4.155	350000	-0.50	外 側
中 央	φ 23	3.00	4.155	350000	0.50	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	842.36	4.98	-0.55	102.66	25.27	714.43	0.848	3
ハチ始点	842.36	5.89	0.16	124.87	25.27	692.22	0.822	3
τ 点	842.36	5.89	0.08	123.71	25.27	693.37	0.823	3
中 央	842.36	5.89	-0.29	118.29	25.27	698.80	0.830	3
(2) 死荷重時 (最大引張)								
端 部	842.36	4.98	-0.55	102.66	25.27	714.43	0.848	3
ハチ始点	842.36	5.89	0.16	124.87	25.27	692.22	0.822	3
τ 点	842.36	5.89	0.08	123.71	25.27	693.37	0.823	3
中 央	842.36	5.89	-0.29	118.29	25.27	698.80	0.830	3
(3) 設計荷重時 (最大圧縮)								
端 部	842.36	4.98	-0.55	102.66	25.27	714.43	0.848	3
ハチ始点	842.36	5.89	0.16	124.87	25.27	692.22	0.822	3
τ 点	842.36	5.89	0.08	123.71	25.27	693.37	0.823	4
中 央	842.36	5.89	-0.29	118.29	25.27	698.80	0.830	3
(4) 設計荷重時 (最大引張)								
端 部	842.36	4.98	-0.55	102.66	25.27	714.43	0.848	3
ハチ始点	842.36	5.89	0.16	124.87	25.27	692.22	0.822	3
τ 点	842.36	5.89	0.08	123.71	25.27	693.37	0.823	4
中 央	842.36	5.89	-0.29	118.29	25.27	698.80	0.830	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	3.15	0.20	1.85	5.21	3
ハチ始点	2.88	0.26	5.59	8.73	3
中 央	5.21	0.26	4.03	9.50	3
$\sigma_c < 15.0$				CHECK OK	
(2) 死荷重時 (最大引張)					
端 部	-3.15	0.20	5.89	2.94	3
ハチ始点	-2.88	0.26	3.99	1.37	3
中 央	-5.21	0.26	5.65	0.70	3
$\sigma_t > 0.0$				CHECK OK	
(3) 設計荷重時 (最大圧縮)					
端 部	3.62	0.20	1.85	5.68	3
ハチ始点	3.18	0.26	5.59	9.03	3
中 央	6.56	0.26	4.03	10.85	3
$\sigma_c < 15.0$				CHECK OK	
(4) 設計荷重時 (最大引張)					
端 部	-3.62	0.20	5.89	2.47	3
ハチ始点	-3.18	0.26	3.99	1.07	3
中 央	-6.56	0.26	5.65	-0.65	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	-43.097	1.28	7.01	3.5	0.0	0.000	0.000	3
ハッチ始点	-23.189	0.05	10.24	0.1	0.0	0.000	0.000	3
中 央	47.791	-2.85	13.23	3.2	45.6	2.847	1.596	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 10	— 12	D 0	— 0	4.280 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)	$\sigma c'$	τ (N/mm ²)	σi	ケース
端 部	100.0	6612	46.782	104.379	890.54	4.08	0.68	-0.111	3
τ 点	100.0	4050	46.782	83.746	864.29	5.06	0.70	-0.094	3
$\sigma i > -1.00$ 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	-27.797	-4.126	-46.453	-54.270	-54.270	3
ハッチ始点	-15.552	-1.625	-24.280	-29.201	-29.201	3
中 央	28.108	7.293	54.773	60.182	60.182	3

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	12.465	4.280	13.5	19.5	0.069	0.010	138.20	2.5	3
ハッチ始点	12.465	4.280	8.5	14.5	0.069	0.016	81.98	2.8	3
中 央	12.465	4.280	9.5	14.5	0.069	0.014	91.96	1.5	3
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	-28.172	94.214	29.90	8.00	35.709	3
	上ハチ点	-23.063	94.914	24.30	5.50	28.283	3
側壁	中 間	-8.721	81.093	10.75	5.50	13.182	1
	下ハチ点	-25.440	103.680	24.54	5.50	31.142	3
	下端部	-31.924	104.379	30.58	8.00	40.274	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)

$$\begin{aligned}
 A_s &= [\sigma_c / 2 \times s - N / (b \times d_a)] / \sigma_{sa} \times b \times d_a \\
 \therefore \sigma_c^3 + [3 \times \sigma_{sa} / (2 \times n) - 3 \times N \times (e + c) / (b \times d_a^2)] \times \sigma_c^2 \\
 &\quad - 6 \times N \times (e + c) / (n \times b \times d_a^2) \times \sigma_{sa} \times \sigma_c \\
 &\quad - 3 \times N \times (e + c) / (n^2 \times b \times d_a^2) \times \sigma_{sa}^2 = 0 \\
 &\text{上式を解いて } \sigma_c \text{ を求める。また } d_a = T - d' \text{ とする。} \\
 \therefore s &= n \times \sigma_c / (n \times \sigma_c + \sigma_{sa})
 \end{aligned}$$

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	35.709	10.53	14.03	23.00	7.109
	上ハチ点	28.283	9.37	12.87	18.00	8.211
側壁	中 間	13.182	6.40	9.90	18.00	1.250
	下ハチ点	31.142	9.83	13.33	18.00	9.189
	下端部	40.274	11.18	14.68	23.00	8.236
$d + d' < T$					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。

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

 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 0 - 0	D 16 - 12
D 0 - 0	D 0 - 0	D 0 - 0	D 0 - 0	D 0 - 0	D 0 - 0

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	11.916	8.415	5.08	100.4	0.0
	上ハチ点	100.00	11.916	6.822	6.78	114.5	0.0
	中間	100.00	11.916	8.606	2.63	27.1	0.0
	下ハチ点	100.00	11.916	6.810	7.48	126.7	0.0
	下端部	100.00	11.916	8.375	5.76	114.7	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	60.978	33.627	75.591	61.386				
	M			-6.522					
	N			36.211					
	最大			○					
底版 τ点	S	69.133	41.783	83.746	69.541				
	M			-7.938					
	N			46.782					
	最大			○					
側壁上 τ点	S	-17.515	-21.690	-28.712	-32.887				
	M				-15.435				
	N				77.699				
	最大				○				
側壁下 τ点	S	23.668	27.843	34.865	39.040				
	M				-17.080				
	N				85.486				
	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 鋼棒の偏心量<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	D16-6	11.916	0.822	1.393
側壁下 τ 点	18.0	3.5	14.5	1.400	D16-6	11.916	0.822	1.393

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	-6.522	729.2	36.211	0.180	0.00540	-0.01	22.962	2.000
底版 τ 点	-7.938	864.3	46.782	0.180	0.00540	-0.01	27.332	2.000
側壁上 τ 点	-15.435	0.0	77.699	0.180	0.00540	0.00	2.331	1.151
側壁下 τ 点	-17.080	0.0	85.486	0.180	0.00540	0.00	2.565	1.150

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	1.393	1.151	0.606
側壁下 τ 点	0.270	1.400	1.393	1.150	0.606

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	75.590	14.5	0.521	0.752
底版 τ 点	83.746	14.5	0.578	0.752
側壁上 τ 点	32.887	14.5	0.227	0.606
側壁下 τ 点	39.040	14.5	0.269	0.606

$\tau < \tau_a$ CHECK OK

以上