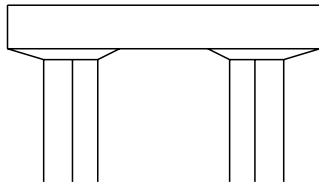
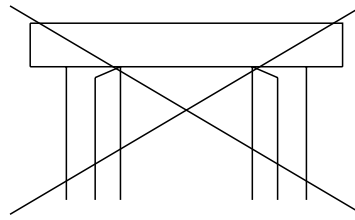


継ぎ足し樋門(1連函渠)門柱縦方向の検討計算(旧設計形状)

当門柱の形状は、平成13年に「土木構造物設計マニュアル(案) - 樋門編 - 国土交通省」が出る前まで、通常に設計を行っていた旧門柱形状による構造検討を行っています。



旧設計門柱形状



新設計門柱形状

この門柱縦方向の構造計算は以下のような特殊な条件となっていますのでご注意ください。

- 1) 継ぎ足し樋門であることから、土圧係数はクーロンの土圧公式を使用しています。
- 2) 門柱下端部にあるパラベットが高く、土圧と堤防内の残留水压を考慮しています。
- 3) パラベットに対し、土圧と水压が作用することから、地震時慣性力と風の向きは堤防側からのみの検討となっています。水压が必要ない場合は残留水に関する項目は削除するか、水位 = 0 としてください。

この「樋門門柱縦方向の構造計算」プログラムは、以下の書籍を参考文献として使用しています。

- 1) 「柔構造樋門設計の手引き：(財)国土開発技術研究センター編 平成10年11月30日発行」
- 2) 「道路橋示方書・同解説： 共通編 社団法人日本道路協会 平成14年3月発行」
- 3) 「道路橋示方書・同解説： 耐震設計編 社団法人日本道路協会 平成2年2月発行」
- 4) 「設計便覧(案)第2編河川編 近畿地方整備局」

別ケースとして、以下の形状、条件による構造計算をいずれ用意します。

- 1) 旧設計の門柱形状で函渠一体構造。
- 2) 新設計の門柱形状で継ぎ足し樋門。
- 3) 新設計の門柱形状で函渠一体構造。

その他、別条件の構造計算が必要でしたらご連絡下さい。可能な限り協力させていただきます。
上記プログラムも、このプログラムと販売金額は同じ金額とさせていただきます。

1. プログラムの内容

- 1) 旧設計門柱形状による、門柱縦方向の構造計算。
- 2) 土圧、残留水压がパラベットと門柱に作用しています。残留水が必要ない場合は、残留水に関する項目は削除するか、水位 = 0 としてください。

2. 設計の概略的な条件

- 1) 常時、風作用時、地震時の3ケースにて検討。
- 2) 継ぎ足し樋門であることから、土圧係数はクーロン土圧係数を使用。
- 3) 単位はSI単位を使用。ただし、ゲート、上屋荷重はt単位で入力してください。

3. 設計計算書の内容

樋門胸壁の検討計算書は以下の項目順序となっています。

1. 設計条件
2. 形状寸法図(CADにて別途作成部分有り)
3. 荷重の組み合わせ
4. 荷重の計算
 - (1) 躯体部
 - (2) 護岸土圧
 - (3) 水圧
 - (4) 群集荷重
 - (5) 巻上げ機自重
 - (6) ゲート荷重
 - (7) 上屋荷重
 - (8) 管理橋
 - (9) 風荷重(CADにて別途作成部分有り)
5. 外力の集計
 - (1) 常時
 - (2) 風作用時
 - (3) 地震時
6. 応力度の計算
7. 配筋要領図(CADにて別途作成)

4. 作業手順

- 1) シート「データ入力」にて、構造物形状寸法及び付属物の荷重、水位土圧条件、設計条件、許容応力度等データの入力。
- 2) シート「応力度計算」にて、鉄筋径、鉄筋本数のデータ入力。
- 3) 形状寸法図、風荷重図、配筋要領図をCADにて別途作成し、シート「計算書」と「配筋要領図」に貼付。
- 4) シート「表紙目次」～「配筋要領図」までを印刷。

5. データの入力方法

この樋門門柱縦方向の検討計算のプログラムで入力するデータは以下の通りです。

なお、着色部の数値は、手で入力します。網掛けについては自動計算になっています。

(シート「データ入力」)

- 1) 計算書のタイトル。
- 2) 形状寸法、各付属物の荷重。
 - ・管理橋、上屋荷重は標準図集より逆算しますので、標準図集の形状に近い所の荷重を入力してください。巻き上げ機、ゲートはメーカーからの値を使用します。
- 3) 常時、風作用時、地震時それぞれの水位条件。
- 4) パラペットに土圧が作用します。従いまして、裏込め土条件を入力します。
- 5) 設計震度等の設計条件

- 6) 上載土、活荷重等单位重量の入力。
- 7) コンクリート、鉄筋の許容値等、また鉄筋の被り。
(シート「応力度計算」)
- 8) 鉄筋径、鉄筋本数が、鉄筋材料の許容値内に収まるよう入力。

6. CADによる作図

プログラムに添付してある、以下の説明図はプログラムとはリンクしていません。別途CADにて作図し、シート「計算書」及び「配筋要領図」に貼付して下さい。

- ・ 門柱形状寸法図
- ・ 風荷重図
- ・ 配筋要領図

プログラムに添付してある図のCADデータを、プログラムと同じフォルダーに入れています。添付したCADは以下のもので、元のCADは「(株)ビッグバン BV-CAD」を使用して作成しました。

- ・ BV - CAD(ver.3) (株)ビッグバン
- ・ AutoCAD2000 AutoCAD.CC
- ・ JW CAD
- ・ SXFファイル(SFC)

7. シート「計算書」の説明

計算書の印刷枠は、表示メニュー「改ページプレビュー」にて表示できます。印刷枠より外に以下のコメントがあります。参考にして下さい。

- | | |
|----------------|---------------------------------|
| ← 入力データより | : 入力したデータを読み取ります。 |
| ← 先計算結果より | : 計算書内で計算された値を読み取ります。 |
| ← 自動計算 | : 数値の中に計算式が組み込まれてあり、自動計算します。 |
| ← 自動条件判定 | : 計算書枠外にある変数から、条件判定をし、読み込みます。 |
| 条件用変数 → | : 条件判定用の数値です。(文字変数もあります) |
| CADにて作図 | : CADで別途作図して下さい、プログラムとは別に作成します。 |

8. 計算書枚数

19枚(表紙、目次2枚込み)

9. 印刷方法について

- ・ 印刷の際、計算書の順番は、別フォルダー「計算書のPDF & DW」の中に、以下の2つのファイルが入っていますので、参考にしてください。

PDFファイル

使用説明、データ入力、断面計算、計算書作成の全てのシートが順番に入っています。

DWファイル

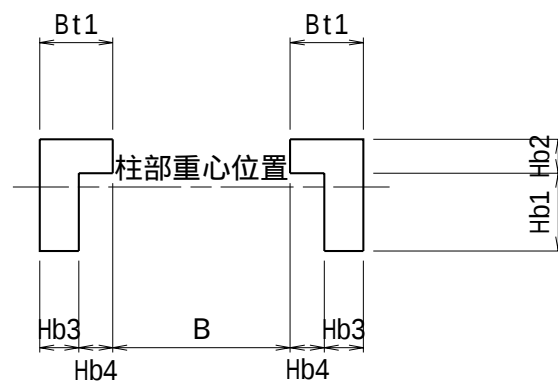
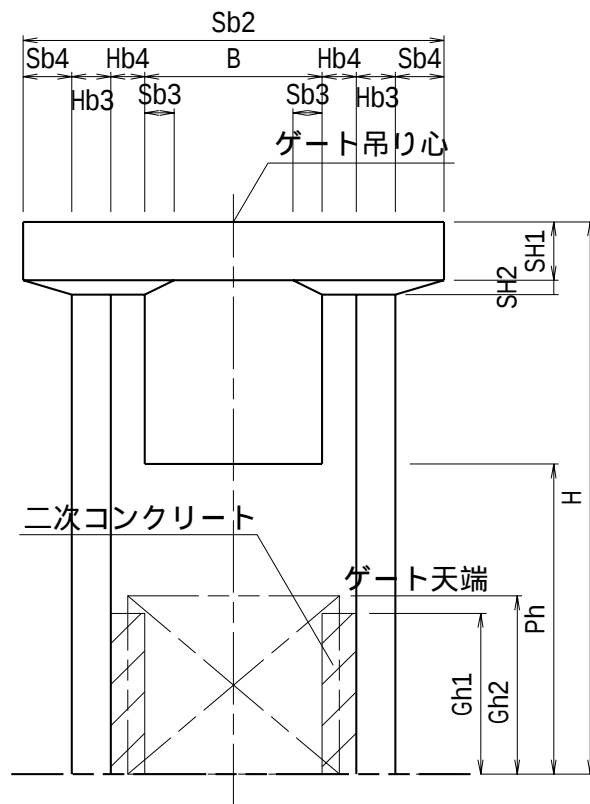
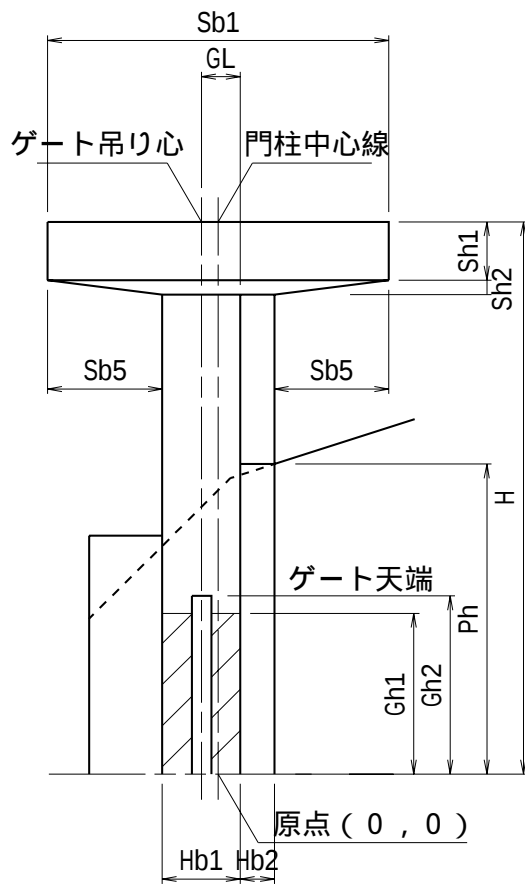
DocuWorks ファイルです。計算書作成と断面計算を、提出できる形に順番に並べています、成果品提出の際は参考にしてください。

データ入力

計算書タイトル

門柱縦方向の検討

(構造寸法図)



網目が入っているセルは、自動計算です。修正しても結構ですが、
構造寸法、水位等はつじつまが合うように注意してください。

ボックス部	内径寸法	幅	B =	1.820 m
樋門	全体寸法	門柱高(函渠頂版上面より)	H =	5.700 m
		パラペット高	Ph =	3.200 m
	柱	軸方向内側長さ	Hb1 =	0.800 m
		長手方向の部材厚	Hb3 =	0.400 m
		軸直角方向内側幅	Hb4 =	0.350 m
		短手方向の部材厚	Hb2 =	0.350 m
	操作台	軸方向幅	Sb1 =	3.500 m
		軸直角方向幅	Sb2 =	4.320 m
		操作台厚さ	Sh1 =	0.600 m
	操作台ハンチ	内側ハンチ長さ	Sb3 =	0.300 m
		軸直角方向張出し	Sb4 =	0.500 m
		軸方向張出し	Sb5 =	1.175 m
		ハンチ厚さ	Sh2 =	0.150 m
扉取付2次コン(BOX天端より高さ)		管渠天よりの高さ	Gh1 =	1.660 m
川表補強部	部材厚	側壁	Bt =	0.750 m
管理橋	(標準図集の橋長:計画橋長に近い図集の管理橋使用)			4.0 m
	(上記標準図集でを使用した管理橋の荷重)			0.700 t
	設計管理橋の橋長			4.200 m
巻上げ機	重量			6.0 kN
	吊芯(横方向柱前面より)	GL =		0.396 m
ゲート	重量			1.4 t
	管渠天よりの高さ	Gh2 =		1.840 m
上屋荷重	函軸方向長さ(参考長さ)	(計画に近似した標準図集の操作台長さ)		3.500 m
	軸直角方向長さ(参考長さ)	(計画に近似した標準図集の操作台幅)		4.500 m
	高さ	設計計画		3.000 m
	重量(参考重量)	(計画に近似した標準図集の上屋荷重を、計算書の中で再計算)		12.5 t

水位条件

水位	常時(函渠上面より)	0.100 m
	(大気中層厚)	(3.100 m)
	風作用時(函渠上面より)	1.130 m
	(大気中層厚)	(2.070 m)
	地震時(函渠上面より)	0.100 m
	(大気中層厚)	(3.100 m)

裏込め土条件

土のせん断抵抗角	$\varphi =$	30.000 °
地表面と水平面とのなす角	$\alpha =$	26.500 °
壁背面と鉛直面とのなす角	$\theta =$	0.000 °
壁背面と土の壁面摩擦角	常 時(土とコンクリート)	$\delta =$ 10.000 °
	地震時(土とコンクリート)	$\delta e =$ 0.000 °

設計条件

設計水平震度

0.160

単位体積重量

コンクリート(鉄筋)

24.50 kN/m³

(無筋)

23.00 kN/m³

水

9.8 kN/m³

土

(大気中)

18.6 kN/m³

(飽和状態)

19.6 kN/m³

(水中)

9.8 kN/m³

上載荷重

強度(常時)

9.80 kN/m²

強度(地震時)

0 kN/m²

群集荷重

3.43 kN/m²

風荷重

2.94 kN/m²

コンクリート設計基準強度

 $\sigma_{ck} = 23.5$ N/mm²

許容応力度

常 時 (圧縮)

 $\sigma_{ca} = 8$ N/mm²

(引張)

 $\sigma_{sa} = 160$ N/mm²

(剪断)

 $\tau_a = 0.39$ N/mm²

風作用時 (圧縮)

 $\sigma_{ca} = 10$ N/mm²

(引張)

 $\sigma_{sa} = 200$ N/mm²

(剪断)

 $\tau_a = 0.49$ N/mm²

地震時 (圧縮)

 $\sigma_{ca} = 12$ N/mm²

(引張)

 $\sigma_{sa} = 300$ N/mm²

(剪断)

 $\tau_a = 0.59$ N/mm²(地震時 σ_{sa}) / (常時 σ_{sa}) (1.875)

鉄筋被り

11.0 cm

門柱縦方向の検討

門柱縦方向の検討

目 次

1. 設計条件	- - - - -
2. 形状寸法図	- - - - -
3. 荷重の組み合わせ	- - - - -
4. 荷重の計算	- - - - -
(1) 躯体部	- - - - -
(2) 護岸土圧	- - - - -
(3) 水圧	- - - - -
(4) 群集荷重	- - - - -
(5) 巻上げ機自重	- - - - -
(6) ゲート荷重	- - - - -
(7) 上屋荷重	- - - - -
(8) 管理橋	- - - - -
(9) 風荷重	- - - - -
5. 外力の集計	- - - - -
(1) 常時	- - - - -
(2) 風作用時	- - - - -
(3) 地震時	- - - - -
6. 応力度の計算	- - - - -
7. 配筋要領図	- - - - -

門柱縦方向の検討

1. 設計条件

1) 材料の単位体積重量

コンクリート	(鉄筋)	γ_c	=	24.5 kN/m ³
	(無筋)	γ_c	=	23.0 kN/m ³
裏込土	(大気中)	γ_s	=	18.6 kN/m ³
	(水中)	γ_{sw}	=	9.8 kN/m ³
	(飽和状態)	$\gamma_{sw'}$	=	19.6 kN/m ³
水		γ_w	=	9.8 kN/m ³

2) 設計水平震度

$KH = 0.16$

3) 水位

パラペット背面(函渠頂版上面より)

常時	h	=	0.100 m
風作用時	h	=	1.130 m
地震時	h	=	0.100 m

4) 上載荷重

堤防道路より、活荷重を 45° 分布で作用させても、パラペ
ット背面にはほとんど作用しないことから、上載荷重は考慮しない。

5) その他荷重

群集荷重	P_l	=	3.43 kN/m ²
風荷重	P_w	=	2.94 kN/m ²

6) 鉄筋の被り

柱	11 cm
---	-------

7) コンクリート設計基準強度

$\sigma_{ck} = 23.50 \text{ N/mm}^2$

8) 許容応力度

従荷重許容応力度の割増係数

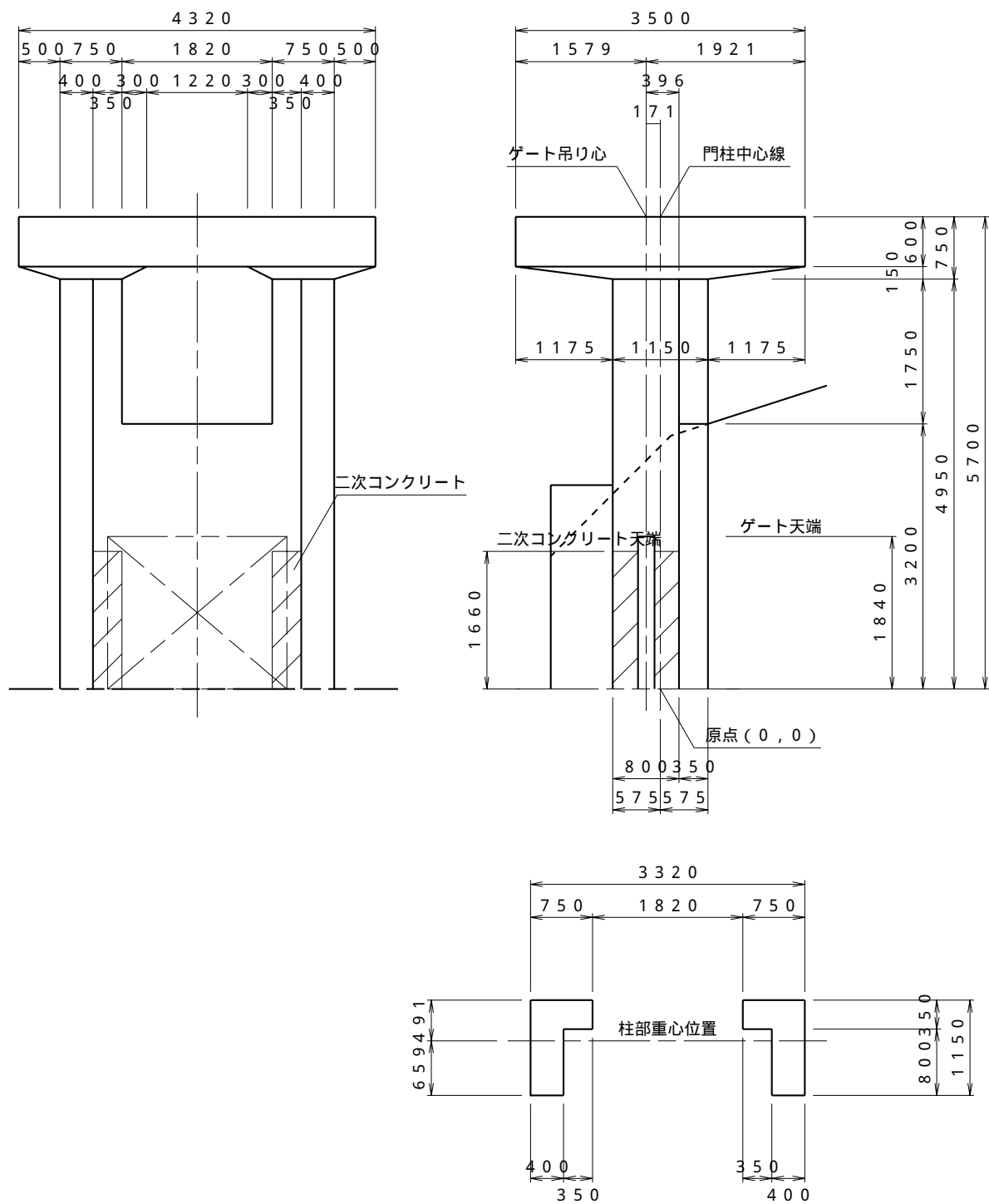
(「柔構造樋門設計の手引き」より。)	主荷重	1.00
	主荷重 + 風荷重	1.25
	地震の影響	1.50

		常 時	風作用時	地震時
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
(圧縮)	σ_{ca}	8.0	10.0	12.0
(引張)	σ_{sa}	160	200	300
(剪断)	τ_a	0.39	0.49	0.59

準拠示方書及び参考文献

柔構造樋門設計の手引き	国土開発技術研究センター
建設省河川砂防技術基準(案)	日本河川協会
土木構造物標準設計3・樋門樋管(1連)	全日本建設技術協会

2. 形状寸法図



柱部の重心位置

$$y = \frac{(1.150 \times 0.400 \times 0.575 + 0.350 \times 0.350 \times 0.175)}{(1.150 \times 0.400 + 0.350 \times 0.350)} = 0.491 \text{ m}$$

3. 荷重の組み合わせ

(1) 常時

躯体部
護岸土圧
水圧
群集荷重
巻上げ機自重
ゲート荷重
上屋荷重
管理橋 (自重)

(2) 風作用時

常時の荷重
風荷重 (パラペットに土圧が作用することから、風向は堤防側から)

(3) 地震時

(パラペットに土圧が作用することから、慣性力は堤防側から川側に作用)

躯体部
護岸土圧
水圧
巻上げ機自重
ゲート荷重
上屋荷重
管理橋 (自重)
各荷重の地震時慣性力

4. 荷重の計算

(1) 躯体部

a. 操作台

$$W = 3.500 * 4.320 * 0.600 * 24.50 = 222.264 \text{ kN}$$

$$X = 0.000 \text{ m} = 0.000 \text{ m}$$

$$H = 222.264 * 0.16 = 35.562 \text{ kN}$$

$$y = 5.700 - 1 / 2 * 0.600 = 5.400 \text{ m}$$

b. ハンチ

$$W = 1 / 6 * \{ 1.550 * 3.500 + (1.550 + 0.750) * (3.500 + 1.150) + 0.750 * 1.150 \} * 0.150 * 2 * 24.50 = 20.804 \text{ kN}$$

$$X = 0.000 \text{ m} = 0.000 \text{ m}$$

$$H = 20.804 * 0.16 = 3.329 \text{ kN}$$

$$y = 4.950 + 2 / 3 * 0.150 = 5.050 \text{ m}$$

c. 柱

$$W = (1.150 * 0.400 + 0.350 * 0.350) * 4.950 * 24.50 * 2 = 141.285 \text{ kN}$$

$$x = 0.491 - 1 / 2 * 1.150 = -0.084 \text{ m}$$

$$H = 141.285 * 0.16 = 22.606 \text{ kN}$$

$$y = 1 / 2 * 4.950 = 2.475 \text{ m}$$

d. 二次コンクリート

$$W = 0.800 * 0.350 * 1.660 * 23.00 * 2 = 21.381 \text{ kN}$$

$$x = 1/2 * 1.150 - 1 / 2 * 0.800 = 0.175 \text{ m}$$

$$H = 21.381 * 0.16 = 3.421 \text{ kN}$$

$$y = 1 / 2 * 1.660 = 0.830 \text{ m}$$

e. パラペット

$$W = 1.820 * 3.200 * 0.350 * 24.50 = 49.941 \text{ kN}$$

$$x = 1 / 2 * 0.350 - 1 / 2 * 1.150 = -0.400 \text{ m}$$

$$H = 49.941 * 0.16 = 7.991 \text{ kN}$$

$$y = 1 / 2 * 3.200 = 1.600 \text{ m}$$

(2)護岸土圧

a.主働土圧係数

$$\text{土のせん断抵抗角} \quad \varphi = 30.00^{\circ}$$

$$\text{地表面と水平面とのなす角} \quad \alpha = 26.50^{\circ}$$

$$\text{壁背面と鉛直面とのなす角} \quad \theta = 0.00^{\circ}$$

壁背面と土との間の壁面摩擦角

$$\text{常 時(土とコンクリート)} \quad \delta = 10.00^{\circ}$$

$$\text{地震時(土とコンクリート)} \quad \delta e = 0.00^{\circ}$$

$$\theta_0 = \tan^{-1} \cdot Kh \quad (Kh = 0.160) \quad \theta_0 = 9.09^{\circ}$$

・常時 (土とコンクリート)

$$K_a = A_1 / [A_2 * \{1 + \sqrt{(A_3 / A_4)}\}^2]$$

$$\begin{aligned} A_1 &= \cos^2(\varphi - \theta) \\ &= \cos^2(30.00 - 0.00) = 0.750 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_2 &= \cos^2 \theta * \cos(\theta + \delta) \\ &= \cos^2 0.00 * \cos(0.00 + 10.00) = 0.985 \end{aligned}$$

$$A_3 = \sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \alpha)$$

ただし、 $\varphi - \alpha < 0$ の場合は、 $\sin(\varphi - \alpha) = 0$ とする。(道示、耐震設計編より)

$$\varphi - \alpha = 30.00 - 26.50 = 3.50^{\circ} > 0$$

$$\text{従って、} \varphi - \alpha = 3.50^{\circ}$$

$$= \sin(30.00 + 10.00) * \sin 3.50 = 0.039$$

$$\begin{aligned} A_4 &= \cos(\theta + \delta) * \cos(\theta - \alpha) \\ &= \cos(0.00 + 10.00) * \cos(0.00 - 26.50) = 0.881 \end{aligned}$$

以上より

$$K_a = 0.750 / [0.985 * \{1 + \sqrt{(0.039 / 0.881)}\}^2] = 0.520$$

・地震時 (土とコンクリート)

$$K_{ea} = A_1' / [A_2' * \{1 + \sqrt{(A_3' / A_4')}\}^2]$$

$$\begin{aligned} A_1' &= \cos^2(\varphi - \theta_0 - \theta) \\ &= \cos^2(30.00 - 9.09 - 0.00) = 0.873 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_2' &= \cos \theta_0 * \cos^2 \theta * \cos(\theta + \theta_0 + \delta e) \\ &= \cos 9.09 * \cos^2 0.00 * \cos(0.00 + 9.09 + 0.00) = 0.975 \end{aligned}$$

$$A_3' = \sin(\varphi + \delta e) * \sin(\varphi - \alpha - \theta_0)$$

ただし、地震時において $\varphi - \alpha - \theta_0 < 0$ のときは、

$\sin(\varphi - \alpha - \theta_0) = 0$ とする。(道示、耐震設計編より)

$$\varphi - \alpha - \theta_0 = 30.00 - 26.50 - 9.09 = -5.590^{\circ} < 0$$

$$A_3' = \sin(30.00 + 0.00) * \sin(0.00) = 0.000$$

$$\begin{aligned} A_4' &= \cos(\theta + \theta_0 + \delta e) * \cos(\theta - \alpha) \\ &= \cos(0.00 + 9.09 + 0.00) * \cos(0.00 - 26.50) = 0.884 \end{aligned}$$

以上より

$$K_{ea} = 0.873 / [0.975 * \{1 + \sqrt{(0.000 / 0.884)}\}^2] = 0.895$$

* 水中部分

単位体積重量 (大気中)	γ	=	18.600 kN/m ³
(飽和状態)	γ_{sat}	=	19.600 kN/m ³
(水中)	γ_{sw}	=	9.800 kN/m ³

みかけの水平震度 KH'

$$KH' = (\gamma * h + \gamma_{sat} * h_w) / (\gamma * h + \gamma_{sw} * h_w) * KH$$

ここに、	h (大気中の層厚)	=	3.100 m
	h_w (水中の層厚)	=	0.100 m

$$\begin{aligned} \gamma * h + \gamma_{sat} * h_w &= 18.600 * 3.100 + 19.600 * 0.100 &= 59.620 \\ \gamma * h + \gamma_{sw} * h_w &= 18.600 * 3.100 + 9.800 * 0.100 &= 58.640 \\ KH' &= 59.620 / 58.640 * 0.160 &= 0.163 \end{aligned}$$

従って

$$\theta_0' = \tan^{-1} \cdot KH' \quad (Kh = 0.163) \quad = 9.26^\circ$$

$$K_{ea}' = A1' / [A2' * \{ 1 + \sqrt{ (A3' / A4') }^2]$$

$$\begin{aligned} A1' &= \cos^2 (\varphi - \theta_0' - \theta) \\ &= \cos^2 (30.00 - 9.26 - 0.00) &= 0.875 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A2' &= \cos \theta_0' * \cos^2 \theta * \cos (\theta + \theta_0' + \delta e) \\ &= \cos 9.26 * \cos^2 0.00 * \cos (0.00 + 9.26 + 0.00) &= 0.974 \end{aligned}$$

$$A3' = \sin (\varphi + \delta e) * \sin (\varphi - \alpha - \theta_0')$$

ただし、地震時において $\varphi - \alpha - \theta_0' < 0$ のときは、

$\sin (\varphi - \alpha - \theta_0') = 0$ とする。(道示、耐震設計編より)

$$\varphi - \alpha - \theta_0' = 30.00 - 26.50 - 9.26 = -5.760^\circ < 0$$

$$A3' = \sin (30.00 + 0.00) * \sin (0.00) = 0.000$$

$$\begin{aligned} A4' &= \cos (\theta + \theta_0' + \delta e) * \cos (\theta - \alpha) \\ &= \cos (0.00 + 9.26 + 0.00) * \cos (0.00 - 26.50) &= 0.883 \end{aligned}$$

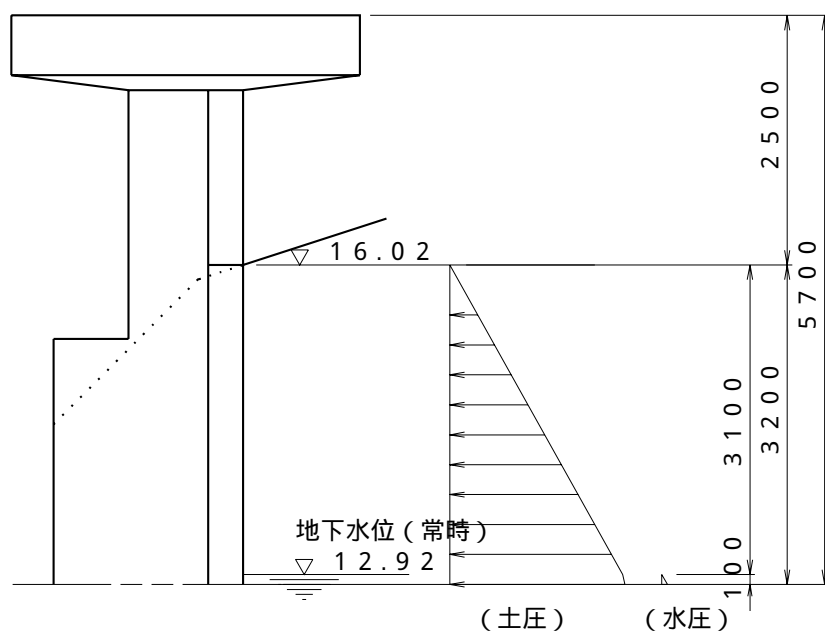
以上より

$$K_{ea}' = 0.875 / [0.974 * \{ 1 + \sqrt{ (0.000 / 0.883) }^2] = 0.898$$

b. 土圧

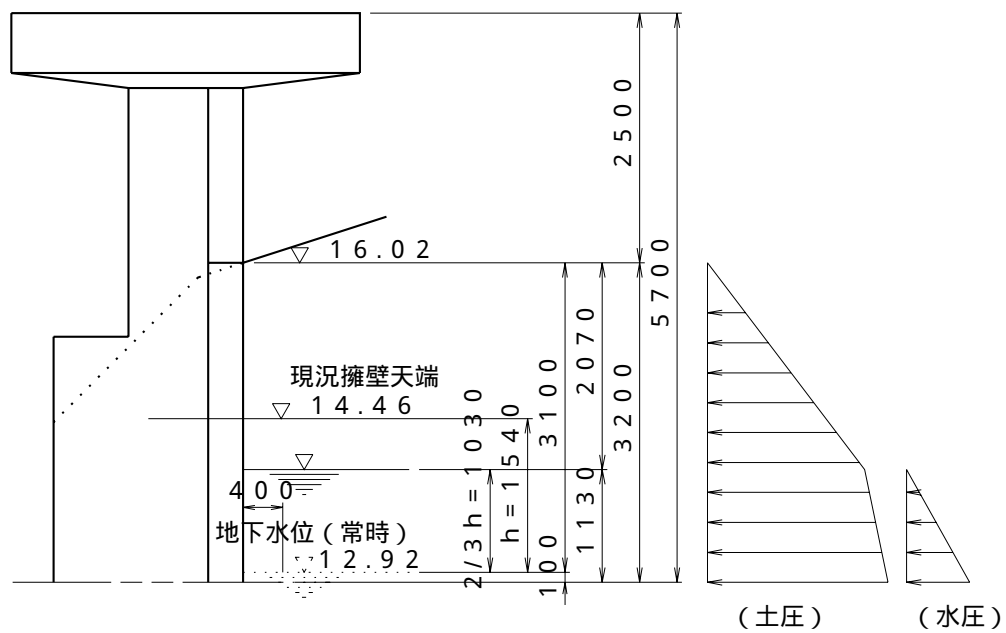
・常時、地震時

常時及び地震時のの地下水位位置は、ボーリングの結果を参考にした。



・風作用時

風作用時の地下水位位置は、「柔構造樋門設計の手引き」の解説による、残留水位位置 (2/3 h) とした。



・常時

裏込土の単位体積重量(湿潤)	$\gamma_s =$	18.600 kN/m ³
裏込土の単位体積重量(水中)	$\gamma_{sw} =$	9.800 kN/m ³
大気中土層厚	$H_1 =$	3.100 m
水中土層厚	$H_2 =$	0.100 m

地下水位位置における土圧強度

$$\begin{aligned} p_1 &= \gamma_s * K_a * H_1 * B \\ &= 18.60 * 0.520 * 3.100 * 3.320 &= 99.544 \text{ kN} \end{aligned}$$

門柱下端位置における土圧強度(増加分)

$$\begin{aligned} p_2' &= \gamma_{sw} * K_a * H_2 * B \\ &= 9.80 * 0.520 * 0.100 * 3.320 &= 1.692 \text{ kN} \end{aligned}$$

	$p(\text{kN/m})$	$H(\text{m})$	$H(\text{kN})$	$y(\text{m})$	$H y(\text{kN}\cdot\text{m})$
大気中	$99.544 * 3.100 / 2$		154.293	1.133	174.814
水 中	$99.544 * 0.100$		9.954	0.050	0.498
水 中	$1.692 * 0.100 / 2$		0.085	0.033	0.003
Σ			164.332		175.315

$$\text{土圧水平力} \quad H = 164.332 \text{ kN}$$

$$\text{作用点鉛直距離} \quad y = \Sigma H y / \Sigma H = 1.067 \text{ m}$$

・風作用時

裏込土の単位体積重量(湿潤)	$\gamma_s =$	18.60 kN/m ³
裏込土の単位体積重量(水中)	$\gamma_{sw} =$	9.80 kN/m ³
大気中土層厚	$H_1 =$	2.070 m
水中土層厚	$H_2 =$	1.130 m

地下水位位置における土圧強度

$$\begin{aligned} p_1 &= \gamma_s * K_a * H_1 * B \\ &= 18.60 * 0.520 * 2.070 * 3.320 &= 66.470 \text{ kN} \end{aligned}$$

門柱下端位置における土圧強度(増加分)

$$\begin{aligned} p_2' &= \gamma_{sw} * K_a * H_2 * B \\ &= 9.80 * 0.520 * 1.130 * 3.320 &= 19.118 \text{ kN} \end{aligned}$$

	$p(\text{kN/m})$	$H(\text{m})$	$H(\text{kN})$	$y(\text{m})$	$H y(\text{kN}\cdot\text{m})$
大気中	$66.470 * 2.070 / 2$		68.796	1.820	125.209
水 中	$66.470 * 1.130$		75.111	0.565	42.438
水 中	$19.118 * 1.130 / 2$		10.802	0.377	4.072
Σ			154.709		171.719

$$\text{土圧水平力} \quad H = 154.709 \text{ kN}$$

$$\text{作用点鉛直距離} \quad y = \Sigma H y / \Sigma H = 1.110 \text{ m}$$

・地震時

裏込土の単位体積重量(湿潤)	$\gamma_s =$	18.60 kN/m ³
裏込土の単位体積重量(水中)	$\gamma_{sw} =$	9.80 kN/m ³
大気中土層厚	$H_1 =$	3.100 m
水中土層厚	$H_2 =$	0.100 m

地下水位位置における土圧強度

$$p_1 = \gamma_s * K_{ea} * H_1 * B$$

$$= 18.60 * 0.895 * 3.100 * 3.320 = 171.331 \text{ kN}$$

門柱下端位置における土圧強度(増加分)

$$p_2' = \gamma_{sw} * K_{ea}' * H_2 * B$$

$$= 9.80 * 0.898 * 0.100 * 3.320 = 2.922 \text{ kN}$$

	$p(\text{kN/m})$	$H(\text{m})$	$H(\text{kN})$	$y(\text{m})$	$H y(\text{kN}\cdot\text{m})$
大気中	$171.331 * 3.100 / 2$		265.563	1.133	300.883
水 中	$171.331 * 0.100$		17.133	0.050	0.857
水 中	$2.922 * 0.100 / 2$		0.146	0.033	0.005
Σ			282.842		301.745

$$\text{土圧水平力} \quad H = 282.842 \text{ kN}$$

$$\text{作用点鉛直距離} \quad y = \Sigma H y / \Sigma H = 1.067 \text{ m}$$

c.上載荷重

堤防道路より、活荷重を 4.5' 分布で作用させても、パラペット背面にはほとんど作用しないことから、上載荷重は考慮しない。

(3) 水压

・常時

水位(函渠上面より) $h = 0.100 \text{ m}$

水压水平力

$$\begin{aligned} P &= 1 / 2 * \gamma_w * h^2 * B \\ &= 1 / 2 * 9.80 * 0.100^2 * 3.320 &= 0.163 \text{ kN} \end{aligned}$$

作用点鉛直距離

$$y = 1 / 3 * 0.100 = 0.033 \text{ m}$$

・風作用時

水位(函渠上面より) $h = 1.130 \text{ m}$

水压水平力

$$\begin{aligned} P &= 1 / 2 * \gamma_w * h^2 * B \\ &= 1 / 2 * 9.80 * 1.130^2 * 3.320 &= 20.773 \text{ kN} \end{aligned}$$

作用点鉛直距離

$$y = 1 / 3 * 1.130 = 0.377 \text{ m}$$

・地震時

水位(函渠上面より) $h = 0.100 \text{ m}$

水压水平力

$$\begin{aligned} P &= 1 / 2 * \gamma_w * h^2 * B \\ &= 1 / 2 * 9.80 * 0.100^2 * 3.320 &= 0.163 \text{ kN} \end{aligned}$$

作用点鉛直距離

$$y = 1 / 3 * 0.100 = 0.033 \text{ m}$$

(4) 群集荷重

$$W = 3.500 * 4.320 * 3.43 = 51.86 \text{ kN}$$

$$x = 0.000 \text{ m} = 0.000 \text{ m}$$

(5) 巻上げ機自重

$$W = 6.00 \text{ kN} = 6.00 \text{ kN}$$

$$x = (0.396 + 0.350) - 1 / 2 * 1.150 = 0.171 \text{ m}$$

$$H = 6.00 * 0.16 = 0.96 \text{ kN}$$

$$y = 5.700 = 5.700 \text{ m}$$

(6) ゲート荷重

$$W = 1.40 \text{ tf} * 9.8 = 13.72 \text{ kN}$$

$$x = (0.396 + 0.350) - 1/2 * 1.150 = 0.171 \text{ m}$$

$$H = 13.72 * 0.16 = 2.20 \text{ kN}$$

$$y = 1/2 * 1.840 = 0.920 \text{ m}$$

(7) 上屋荷重

鉛直力(標準図集より平面形状は、

$$W = 12.5 \text{ tf} * 9.8 * \{ 3.500 * 4.320 / (3.500 * 4.500) \} = 117.60 \text{ kN}$$

地震時水平力

$$H = 117.60 * 0.16 = 18.82 \text{ kN}$$

作用点

$$x = 0.000 = 0.000 \text{ m}$$

$$y = 5.700 = 5.700 \text{ m}$$

(8) 管理橋

1) 自重

$$\text{管理橋長さ } L = 4.200 \text{ m}$$

鉛直力(標準図集 4.00 mより、管理橋荷重 0.70 tf)

$$W = 0.70 \text{ tf} * 9.8 * (4.200 * 1 / 4.000) = 7.2 \text{ kN}$$

$$p = 7.20 * 1/2 = 3.6 \text{ kN}$$

地震時水平力

$$H = 7.20 * 0.16 = 1.15 \text{ kN}$$

作用点

$$x = 3.500 * 1/2 = -1.750 \text{ m}$$

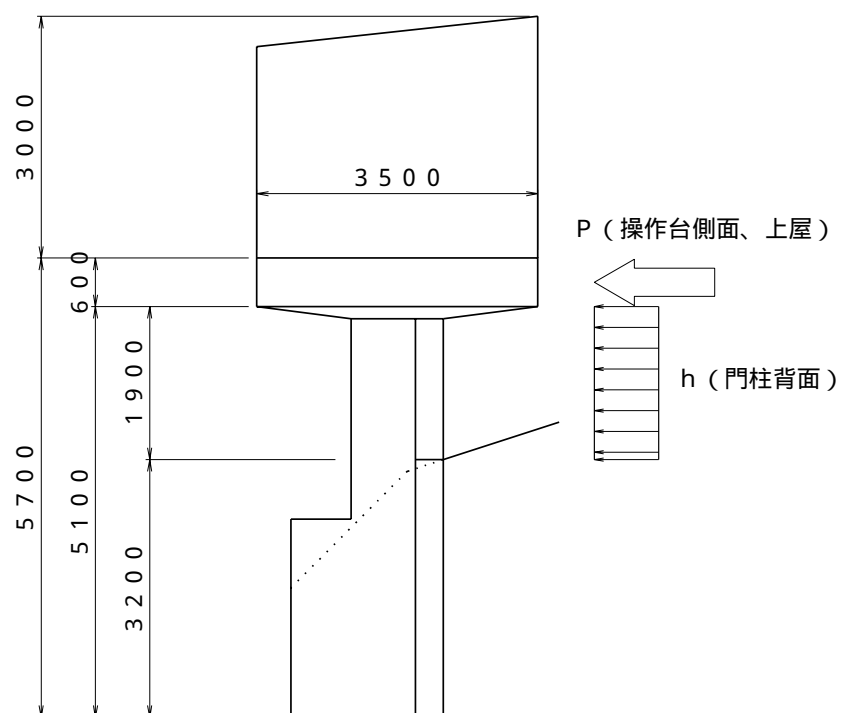
$$y = 5.700 = 5.700 \text{ m}$$

2) 群集荷重

鉛直力

(モーメントの方向を考慮すると、危険側設計になることから
考慮しない。)

(9) 風荷重



作用力(堤防側→川側)

a. 操作台

$$H1 = 4.320 * 0.600 * 2.94 = 7.62 \text{ kN}$$

$$y1 = 5.700 - 1/2 * 0.600 = 5.400 \text{ m}$$

b. 柱

$$H2 = 0.750 * 1.900 * 2.94 * 2 = 8.38 \text{ kN}$$

$$y2 = 3.200 + 1/2 * 1.900 = 4.150 \text{ m}$$

c. 上屋

$$H3 = 4.320 * 3.000 * 2.94 = 38.10 \text{ kN}$$

$$y3 = 5.700$$

5.外力の集計

1) 常時

	W	x	W・x	H	y	H・y
操 作 台	222.26	0.000	0.00			
ハ ン チ	20.80	0.000	0.00			
柱	141.29	-0.084	-11.87			
二次コン	21.38	0.175	3.74			
パラベット	49.94	-0.400	-19.98			
護岸土圧				164.33	1.067	175.34
水圧				0.16	0.033	0.01
群集荷重	51.86	0.000	0.00			
巻上げ機	6.00	0.171	1.03			
ゲ ー ト	13.72	0.171	2.35			
上屋荷重	117.60	0.000	0.00			
管理橋	3.60	-1.750	-6.30			
合 計	648.45		-31.03	164.49		175.35

柱片側当り断面力

$$\begin{aligned}
 M &= 1 / 2 * (-31.03 + 175.35) = 72.16 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 N &= 1 / 2 * 648.45 = 324.23 \text{ kN} \\
 S &= 1 / 2 * 164.49 = 82.25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 風作用時(風:堤防→川)

	W	x	W・x	H	y	H・y
操 作 台	222.26	0.000	0.00			
ハ ン チ	20.80	0.000	0.00			
柱	141.29	-0.084	-11.87			
二次コン	21.38	0.175	3.74			
パラペット	49.94	-0.400	-19.98			
護岸土圧				154.71	1.110	171.73
水圧				20.77	0.377	7.83
群集荷重	51.86	0.000	0.00			
巻上げ機	6.00	0.171	1.03			
ゲ ー ト	13.72	0.171	2.35			
上屋荷重	117.60	0.000	0.00			
管理橋	3.60	-1.750	-6.30			
操作台風荷重				7.62	5.400	41.15
柱風荷重				8.38	4.150	34.78
上屋風荷重				38.10	5.700	217.17
合 計	648.45		-31.03	229.58		472.66

柱片側当り断面力

$$\begin{aligned}
 M &= 1 / 2 * (-31.03 + 472.66) = 220.82 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 N &= 1 / 2 * 648.45 = 324.23 \text{ kN} \\
 S &= 1 / 2 * 229.58 = 114.79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3)地震時

	W	x	W・x	H	y	H・y
操 作 台	222.26	0.000	0.00	35.56	5.400	192.02
ハ ン チ	20.80	0.000	0.00	3.33	5.050	16.82
柱	141.29	-0.084	-11.87	22.61	2.475	55.96
二次コン	21.38	0.175	3.74	3.42	0.830	2.84
パラペット	49.94	-0.400	-19.98	7.99	1.600	12.78
護岸土圧				282.84	1.067	301.79
水圧				0.16	0.033	0.01
巻上げ機	6.00	0.171	1.03	0.96	5.700	5.47
ゲ ー ト	13.72	0.171	2.35	2.20	0.920	2.02
上屋荷重	117.60	0.000	0.00	18.82	5.700	107.27
管理橋	3.60	-1.750	-6.30	1.15	5.700	6.56
合 計	596.59		-31.03	379.04		703.54

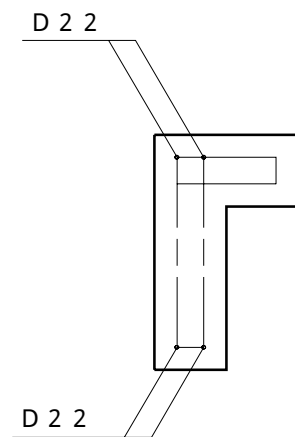
柱片側当り断面力

$$\begin{aligned}
 M &= 1 / 2 * (-31.03 + 703.54) = 336.26 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 N &= 1 / 2 * 596.59 = 298.30 \text{ kN} \\
 S &= 1 / 2 * 379.04 = 189.52 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6. 応力度の計算

項	目	計 算 式	単 位	常 時	風作用時	地震時
設計断面力	曲 げ モ - メ ン ト	M	kN・m	72.160	220.820	336.260
	せ ん 断 力	S	kN	82.250	114.790	189.520
	軸 力	N	kN	324.230	324.230	298.300
断面諸元	有 効 幅	b	mm	400	400	400
	高 さ	h	mm	1150	1150	1150
	か ぶり	d	mm	110	110	110
	有 効 高 さ	d=h-d'	mm	1040	1040	1040
応力度計算	必 要 鉄 筋 量	(A_s)	mm ²	-705	305	673
	鉄 筋 径		mm	D22	D22	D22
	鉄 筋 本 数		本	2	2	2
	鉄 筋 量	A_s	mm ²	774	774	774
	偏 心 量	e = M/N	mm	223	681	1127
	中 立 軸 の 位 置	x	mm	1054	413	318
応力度	σ_c		N/mm ²	1.5	5.0	8.0
	σ_s		N/mm ² -		114	273
	τ_c	S/(b*d)	N/mm ²	0.20	0.28	0.46
許容応力度	曲 げ 圧 縮 応 力 度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0	10.0	12.0
	鉄 筋 引 張 応 力 度	σ_{sa}	N/mm ²	160	200	300
	せ ん 断 応 力 度	τ_{ca}	N/mm ²	0.39	0.49	0.59

7. 配筋要領図



・鉄筋被りは、 110 mm。

・部材<1>外側の鉄筋径は、 D 22 本数は 2 本