

# ボックスカルバート設計システム

Ver2.2

出力例

単ボックスカルバート計算例

+

ボックスカルバートウイングの設計

Ver1.0

出力例

ボックスカルバート左側台形ウイング

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 大阪事務所 (技術サービス)

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp>      [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

1	入力データ概要 .....	2
2	安全係数 .....	2
3	構造寸法 .....	3
4	設計水平震度 .....	3
4.1	地盤種別.....	3
4.2	設計水平震度.....	3
5	地盤反力係数 .....	3
6	使用材料 .....	4
6.1	単位体積重量.....	4
6.2	コンクリート.....	4
6.3	鉄筋.....	4
6.4	鉄筋配置.....	5
7	荷重条件 .....	5
7.1	活荷重.....	5
7.2	土圧係数.....	5
7.3	圧力水圧.....	5
7.4	荷重の組合せ.....	6
8	配筋データ .....	6
8.1	主鉄筋.....	6
8.2	斜引張鉄筋.....	7

## 1 入力データ概要

タイトル:二層Ver1.8sample3.bxc

準拠指針:土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」 平成26年3月

カルバート形状:単ボックスカルバート

構造種別:RC構造

設計範囲:常時 計算する  
 レベル1地震時 計算する  
 レベル2地震時 計算する  
 浮上がりに対する検討 検討しない  
 基礎地盤支持力に対する検討 検討しない  
 ハンチによる荷重:考慮する  
 ハンチによる有効高の増加:無視する  
 剛域の考慮:検討しない

## 2 安全係数

材料係数 $\gamma_m$	コンクリート	1.00
	鉄筋	1.00
部材係数 $\gamma_b$	曲げ・軸力	1.00
	せん断耐力(コンクリート)	1.00
	せん断耐力(鉄筋)	1.00
荷重係数 $\gamma_f$	自重	1.00
	土圧	1.00
	水圧	1.00
	上載荷重	1.00
	内圧	1.00
	慣性力	1.00
構造解析係数 $\gamma_a$		1.00
構造物係数 $\gamma_i$		1.00

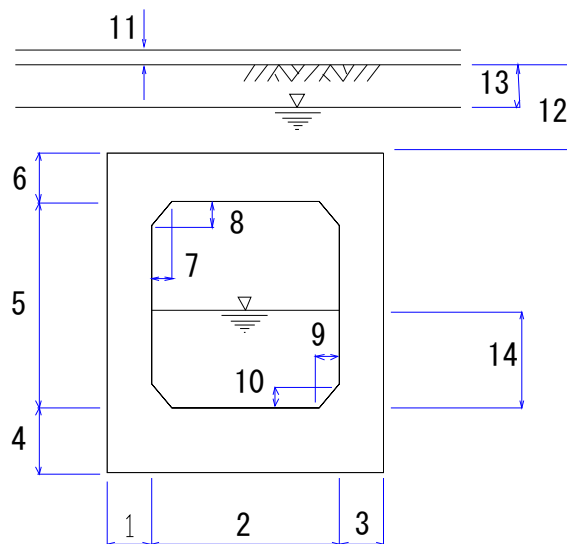


図-1 構造寸法

### 3 構造寸法

(単位:m)

1	0.400	8	0.300	15	----
2	2.000	9	0.300	16	----
3	0.400	10	0.300	17	----
4	0.500	11	0.200	18	----
5	2.000	12	1.200	19	----
6	0.400	13	0.000	20	----
7	0.300	14	3.000	21	----

ボックスカルバート 全幅: 2.800 (m)

全高: 2.900 (m)

ブロック長: 10.000 (m)

### 4 設計水平震度

#### 4.1 地盤種別

	層厚 (m)	堆積 時代	土の 種類	平均 N値	せん断弾性波 速度 (m/sec)
1	4.100	洪積層	砂質土	15.0	172.55
2	15.000	沖積層	粘性土	2.0	128.75
3	5.000	沖積層	砂質土	10.0	100.46

せん断ひずみ  $10^{-3}$

耐震設計上の基盤面 GL- 24.100 (m)

地盤の特性値  $T_G = 0.760$

地盤区分 : III 種地盤

#### 4.2 設計水平震度

設計水平震度(レベル1) 地表面  $K_{h1} : 0.24$

基盤面  $K'_{h1} : 0.20$

(レベル2) 地表面  $K_{h2} : 0.26$

地表面  $K'_{h2} : 0.21$

### 5 地盤反力係数

地盤反力係数の求め方: N値より推定

地盤反力係数  $E_0 = 6400.0$  (kN/m<sup>2</sup>)

地盤の粘着力  $C = 14.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

地盤の内部摩擦角  $\phi = 28.0$  (度)

## 6 使用材料

### 6.1 単位体積重量

舗装	湿潤重量	$\gamma_p$	22.50	kN/m <sup>3</sup>
	水中重量	$\gamma_p'$	12.70	kN/m <sup>3</sup>
	飽和重量	$\gamma_{psat}$	22.50	kN/m <sup>3</sup>
土砂	湿潤重量	$\gamma$	18.00	kN/m <sup>3</sup>
	水中重量	$\gamma'$	9.00	kN/m <sup>3</sup>
	飽和重量	$\gamma_{sat}$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
水	内水	$\gamma_{wi}$	9.80	kN/m <sup>3</sup>
	外水	$\gamma_{wo}$	9.80	kN/m <sup>3</sup>
鉄筋コンクリート		$\gamma_c$	24.50	kN/m <sup>3</sup>

### 6.2 コンクリート

設計基準強度		$\sigma_{ck}$	24.00	N/mm <sup>2</sup>
許容圧縮応力度		$\sigma_{pa}$	9.00	N/mm <sup>2</sup>
設計荷重 作用時	許容圧縮応力度	$\sigma_{caw}$	-----	N/mm <sup>2</sup>
	許容引張応力度	$\sigma_{taw}$	-----	N/mm <sup>2</sup>
死荷重作用時	許容圧縮応力度	$\sigma_{caw}$	-----	N/mm <sup>2</sup>
	許容引張応力度	$\sigma_{taw}$	-----	N/mm <sup>2</sup>
レベル1 地震時	許容圧縮応力度	$\sigma_{caw}$	-----	N/mm <sup>2</sup>
	許容引張応力度	$\sigma_{taw}$	-----	N/mm <sup>2</sup>
常時 許容せん断 応力度	コンクリートのみで 負担する場合	$\tau_{a1}$	0.23	N/mm <sup>2</sup>
	斜引張鉄筋と共同で 負担する場合	$\tau_{a2}$	1.70	N/mm <sup>2</sup>
地震時 許容せん断 応力度	コンクリートのみで 負担する場合	$\tau_{a1}$	0.35	N/mm <sup>2</sup>
	斜引張鉄筋と共同で 負担する場合	$\tau_{a2}$	2.55	N/mm <sup>2</sup>
許容付着応力度		$\tau_{0a}$	1.60	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数		$E_c$	25000	N/mm <sup>2</sup>
線膨張係数			0.000010	

### 6.3 鉄筋

鉄筋種別: SD295

配筋ピッチ: 125または250

設計引張応力度	常時(頂版)	$\sigma_{sa}$	157.0	N/mm <sup>2</sup>
	常時(その他)	$\sigma_{sa}$	157.0	N/mm <sup>2</sup>
	地震時	$\sigma_{sa}$	264.0	N/mm <sup>2</sup>
降伏点強度		$\sigma_{sy}$	295.0	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数		$E_s$	200000	N/mm <sup>2</sup>
せん断補強鉄筋設計降伏強度		$f_{wyd}$	295.0	N/mm <sup>2</sup>
せん断補強鉄筋が部材軸となす角度		$\alpha_s$	45.0	°

## 6.4 鉄筋配置

かぶり	頂版	外側	100 mm
		内側	100 mm
	底版	外側	100 mm
		内側	100 mm
	左側壁	外側	100 mm
		内側	100 mm
	右側壁	外側	100 mm
		内側	100 mm
	隔壁		100 mm
	1～2段目の鉄筋離れ		

## 7 荷重条件

### 7.1 活荷重

活荷重: T-25

後輪荷重: 100.00 (kN)

前輪荷重: 25.00 (kN)

衝撃係数: 0.300

低減係数: 0.900

等分布荷重: 10.00 (kN)

### 7.2 土圧係数

鉛直土圧係数: 1.00 , 水平土圧係数: 0.50

### 7.3 圧力水圧

圧力水による静水圧を考慮しない。

## 7.4 荷重の組合せ

ケース名称		Case 4	Case 6	Case 8
常時／地震時		常 時	レベル1地震時	レベル2地震時
地下水位 G.L.- (m)		4.300	4.300	4.300
自重	鉛直力	○	○	○
	慣性力		○	○
鉛直土圧		○	○	○
水平土圧	静止土圧	○	○	○
	地震時土圧		○	○
地震時周面せん断力			○	○
水 圧				
活荷重	後輪頂版中央	○		
	後輪頂版端部			
	前 輪	○		
	鉛直等分布荷重			
	水平等分布荷重	○		
浮 力				
内水圧・動水圧	内水圧	○	○	
	動水圧			
	圧力水圧			

## 8 配筋データ

### 8.1 主鉄筋

		引張鉄筋		圧縮鉄筋	
頂 版	左端	D16-125	-----	D16-125	-----
	中央	D16-125	-----	D16-125	-----
	右端	D16-125	-----	D16-125	-----
底 版	左端	D16-125	-----	D16-125	-----
	中央	D16-125	-----	D16-125	-----
	右端	D16-125	-----	D16-125	-----
左側壁	下端	D16-125	-----	D16-125	-----
	中央	D16-125	-----	D16-125	-----
	上端	D16-125	-----	D16-125	-----
右側壁	下端	D16-250	-----	D16-125	-----
	中央	D16-125	-----	D16-125	-----
	上端	D16-125	-----	D16-125	-----

## 8.2 斜引張鉄筋

		2d	ハンチ	ハンチ	2d
頂版	間隔	-----	-----	-----	-----
	鉄筋径	-----	-----	-----	-----
	本数	-----	-----	-----	-----
底版	間隔	-----	-----	-----	-----
	鉄筋径	-----	-----	-----	-----
	本数	-----	-----	-----	-----
左側壁	間隔	-----	-----	-----	-----
	鉄筋径	-----	-----	-----	-----
	本数	-----	-----	-----	-----
右側壁	間隔	-----	-----	-----	-----
	鉄筋径	-----	-----	-----	-----
	本数	-----	-----	-----	-----



1	設計条件	4
1.1	準拠指針	4
1.2	構造形式及び形状寸法	4
1.3	使用材料	5
1.3.1	単位体積重量	5
1.3.2	コンクリート	5
1.3.3	鉄筋	5
1.4	荷重	6
1.4.1	活荷重	6
1.4.2	土圧	6
1.5	地盤反力係数	6
1.6	安全係数	6
1.7	地盤種別	7
1.8	設計水平震度	7
2	荷重の計算	8
2.1	ボックスカルバート自重	8
2.1.1	鉛直荷重	8
2.1.2	水平荷重	9
2.1.3	レベル2地震時鉛直荷重	9
2.1.4	レベル2地震時水平荷重	10
2.2	鉛直土圧	10
2.2.1	地下水位: ---- (m)	10
2.3	水平土圧および水圧	11
2.3.1	地下水位: ---- (m)	11
2.4	内水圧・動水圧	12
2.4.1	内水圧/水重	12
2.4.2	動水圧	12
2.5	活荷重	12
2.5.1	後輪荷重	12
2.5.2	前輪荷重	13
2.5.3	等分布活荷重	13
2.6	地震時周面せん断力	14
2.6.1	地盤の動的せん断弾性係数	14
2.6.2	設計応答速度	15
2.6.3	地震時周面せん断力	15
2.7	地震時土圧	17
2.7.1	地盤反力係数	17
2.7.2	応答変位による地震時土圧	18
2.8	地盤反力	19
2.8.1	Case 4	19
3	骨組み解析	20
3.1	解析モデル	20
3.1.1	骨組み図	20
3.1.2	物理定数	20
3.1.3	節点座標	20

3.1.4	部材の断面定数	20
3.2	Case 4 (常時)	21
3.2.1	支持条件	21
3.2.2	荷重条件	21
3.2.3	荷重図	22
3.2.4	解析結果	23
3.3	Case 6 (レベル1地震時)	26
3.3.1	支持条件	26
3.3.2	荷重条件	26
3.3.3	荷重図	27
3.3.4	解析結果	28
3.4	Case 8 (レベル2地震時)	31
3.4.1	支持条件	31
3.4.2	荷重条件	31
3.4.3	荷重図	32
3.4.4	解析結果	33
4	断面設計	36
4.1	計算式	36
4.1.1	鉄筋コンクリート断面の応力度	36
4.1.2	レベル2地震動に対する照査	36
4.1.3	せん断力に対する照査	38
4.1.4	付着応力度の照査	40
4.2	鉄筋組立図	41
4.3	Case 4 (常時)	42
4.3.1	頂版	42
4.3.1.1	左端部曲げ応力度の計算	42
4.3.1.2	曲げ応力度一覧表	43
4.3.1.3	左端 H/2位置せん断応力度の計算	43
4.3.1.4	付着応力度の照査	44
4.3.1.5	せん断応力度一覧表	45
4.3.2	底版	46
4.3.2.1	曲げ応力度一覧表	46
4.3.2.2	せん断応力度一覧表	47
4.3.3	左側壁	48
4.3.3.1	下端部曲げ応力度の計算	48
4.3.3.2	曲げ応力度一覧表	49
4.3.3.3	せん断応力度一覧表	50
4.3.4	右側壁	51
4.3.4.1	曲げ応力度一覧表	51
4.3.4.2	せん断応力度一覧表	52
4.4	Case 6 (レベル1地震時)	53
4.4.1	頂版	53
4.4.1.1	左端部曲げ応力度の計算	53
4.4.1.2	曲げ応力度一覧表	54
4.4.1.3	左端 H/2位置せん断応力度の計算	54
4.4.1.4	付着応力度の照査	55
4.4.1.5	せん断応力度一覧表	56
4.4.2	底版	57
4.4.2.1	曲げ応力度一覧表	57

4.4.2.2	せん断応力度一覧表	58
4.4.3	左側壁	59
4.4.3.1	下端部曲げ応力度の計算	59
4.4.3.2	曲げ応力度一覧表	60
4.4.3.3	せん断応力度一覧表	61
4.4.4	右側壁	62
4.4.4.1	曲げ応力度一覧表	62
4.4.4.2	せん断応力度一覧表	63
4.5	Case 8 (レベル2地震時)	64
4.5.1	頂版	64
4.5.1.1	左端部曲げ耐力の計算	64
4.5.1.2	曲げ耐力一覧表	65
4.5.1.3	左端 H/2位置せん断耐力の計算	65
4.5.1.4	せん断耐力一覧表	67
4.5.2	底版	68
4.5.2.1	曲げ耐力一覧表	68
4.5.2.2	せん断耐力一覧表	68
4.5.3	左側壁	69
4.5.3.1	曲げ耐力一覧表	69
4.5.3.2	せん断耐力一覧表	69
4.5.4	右側壁	70
4.5.4.1	曲げ耐力一覧表	70
4.5.4.2	せん断耐力一覧表	70
4.6	計算結果一覧表	71
4.6.1	曲げモーメントに対する照査	71
4.6.2	せん断力に対する照査	75
5	定着長の検討	79
5.1	鉄筋定着位置の決定方法	79
5.2	頂版	79
5.2.1	左端部	79
5.2.1.1	計算上鉄筋が不要となる位置	79
5.2.1.2	コンクリートに引張が生じない位置	79
5.2.1.3	定着位置	79
5.2.2	右端部	79
5.2.2.1	計算上鉄筋が不要となる位置	79
5.2.2.2	コンクリートに引張が生じない位置	79
5.3	底版	80
5.3.1	左端部	80
5.3.1.1	計算上鉄筋が不要となる位置	80
5.3.1.2	コンクリートに引張が生じない位置	80
5.3.1.3	定着位置	80
5.3.2	右端部	80
5.3.2.1	計算上鉄筋が不要となる位置	80
5.3.2.2	コンクリートに引張が生じない位置	80
6	浮上りに対する検討	81

# 1 設計条件

## 1.1 準拠指針

土地改良事業計画設計基準  
設計「水路工」平成26年3月

## 1.2 構造形式及び形状寸法

RC構造

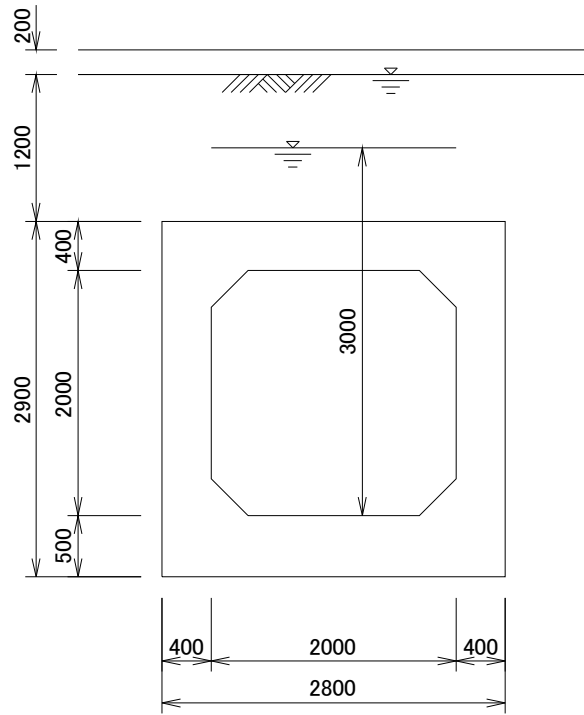


図-1 構造寸法図

全幅: 2.800 (m) , 全高: 2.900 (m)

ブロック長: 10.000 (m)

ハンチ寸法: 0.300 × 0.300 (m) (上側ハンチ)

0.300 × 0.300 (m) (下側ハンチ)

### 1.3 使用材料

#### 1.3.1 単位体積重量

舗装	湿潤重量	$\gamma_p$	22.50	kN/m <sup>3</sup>
	水中重量	$\gamma_p'$	12.70	kN/m <sup>3</sup>
	飽和重量	$\gamma_{psat}$	22.50	kN/m <sup>3</sup>
土砂	湿潤重量	$\gamma$	18.00	kN/m <sup>3</sup>
	水中重量	$\gamma'$	9.00	kN/m <sup>3</sup>
	飽和重量	$\gamma_{sat}$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
水	内水	$\gamma_{wi}$	9.80	kN/m <sup>3</sup>
	外水	$\gamma_{wo}$	9.80	kN/m <sup>3</sup>
鉄筋コンクリート		$\gamma_c$	24.50	kN/m <sup>3</sup>

#### 1.3.2 コンクリート

設計基準強度		$\sigma_{ck}$	24.00	N/mm <sup>2</sup>
許容圧縮応力度		$\sigma_{ca}$	9.00	N/mm <sup>2</sup>
常時 許容せん断応力度	コンクリートのみで 負担する場合	$\tau_{a1}$	0.23	N/mm <sup>2</sup>
	斜引張鉄筋と共同で 負担する場合	$\tau_{a2}$	1.70	N/mm <sup>2</sup>
地震時 許容せん断応力度	コンクリートのみで 負担する場合	$\tau_{a1}$	0.35	N/mm <sup>2</sup>
	斜引張鉄筋と共同で 負担する場合	$\tau_{a2}$	2.55	N/mm <sup>2</sup>
許容付着応力度		$\tau_{0a}$	1.60	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数		$E_c$	25000	N/mm <sup>2</sup>
線膨張係数			0.000010	

#### 1.3.3 鉄筋

鉄筋種別: SD295

設計引張応力度	常時(頂版)	$\sigma_{sa}$	157.0	N/mm <sup>2</sup>
	常時(その他)	$\sigma_{sa}$	157.0	N/mm <sup>2</sup>
	地震時	$\sigma_{sa}$	264.0	N/mm <sup>2</sup>
降伏点強度		$\sigma_{sy}$	295.0	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数		$E_s$	200000	N/mm <sup>2</sup>
せん断補強鉄筋設計降伏強度		$f_{wyd}$	295.0	N/mm <sup>2</sup>
せん断補強鉄筋が部材軸となす角度		$\alpha_s$	45.0	°

## 鉄筋配置

かぶり	頂版	外側	100 mm
		内側	100 mm
	底版	外側	100 mm
		内側	100 mm
	左側壁	外側	100 mm
		内側	100 mm
	右側壁	外側	100 mm
		内側	100 mm
	隔壁		100 mm
	1～2段目の鉄筋離れ		

## 1.4 荷重

### 1.4.1 活荷重

T-25 後輪: $P_r = 100.00$  (kN)

前輪: $P_f = 25.00$  (kN)

衝撃係数: 0.300

低減係数: 0.900

等分布活荷重:  $10.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

### 1.4.2 土圧

鉛直土圧係数: $K_H = 1.00$

水平土圧係数: $K_V = 0.50$

## 1.5 地盤反力係数

地盤反力係数  $E_0 = 6400.0$  (kN/m<sup>2</sup>) (ただし、N値より推定)

地盤の粘着力  $C = 14.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

地盤の内部摩擦角  $\phi = 28.0$  (度)

## 1.6 安全係数

材料係数 $\gamma_m$	コンクリート	1.00
	鉄筋	1.00
部材係数 $\gamma_b$	曲げ・軸力	1.00
	せん断耐力(コンクリート)	1.00
	せん断耐力(鉄筋)	1.00
荷重係数 $\gamma_f$	自重	1.00
	土圧	1.00
	水圧	1.00
	上載荷重	1.00
	内圧	1.00
	慣性力	1.00
構造解析係数 $\gamma_a$		1.00
構造物係数 $\gamma_i$		1.00

## 1.7 地盤種別

	層厚 H <sub>i</sub> (m)	堆積時代	土の種類	平均N値 N <sub>i</sub>	せん断 弾性波速度 V <sub>si</sub> (m/sec)	H <sub>i</sub> /V <sub>si</sub> (sec)
1	4.100	洪積層	砂質土	15.0	172.55	0.024
2	15.000	沖積層	粘性土	2.0	128.75	0.117
3	5.000	沖積層	砂質土	10.0	100.46	0.050
	24.100					0.190

せん断弾性波速度 V<sub>si</sub>

せん断ひずみ 10<sup>-3</sup>

洪積層 粘性土 V<sub>si</sub>= 129 N<sub>i</sub><sup>0.183</sup> (m/sec)

〃 砂質土 V<sub>si</sub>= 123 N<sub>i</sub><sup>0.125</sup> (m/sec)

沖積層 粘性土 V<sub>si</sub>= 122 N<sub>i</sub><sup>0.0777</sup>(m/sec)

〃 砂質土 V<sub>si</sub>=61.8 N<sub>i</sub><sup>0.211</sup> (m/sec)

ここに、N<sub>i</sub>:平均N値

地盤の特性値

$$T_G = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 4 \times 0.190 = 0.760 \text{ (sec)}$$

耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T <sub>G</sub> (sec)
I種	T <sub>G</sub> < 0.2
II種	0.2 ≤ T <sub>G</sub> < 0.6
III種	0.6 ≤ T <sub>G</sub>

よって、III種

## 1.8 設計水平震度

設計水平震度(レベル1) 地表面 K<sub>h1</sub> : 0.24

基盤面 K'<sub>h1</sub>: 0.20

(レベル2) 地表面 K<sub>h2</sub> : 0.26

地表面 K'<sub>h2</sub>: 0.21

## 2 荷重の計算

### 2.1 ボックスカルバート自重

#### 2.1.1 鉛直荷重

頂版

$$w_{s1} = \frac{B \cdot t_s}{B_0} \cdot \gamma_c = \frac{2.800 \times 0.400}{2.400} \times 24.50 = 11.433 \quad (\text{kN/m}^2)$$

頂版ハンチ

$$w_{s2} = \frac{b \cdot h}{B_0} \cdot \gamma_c = \frac{0.300 \times 0.300}{2.400} \times 24.50 = 0.919 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版全重量 } w_s = 11.433 + 0.919 = 12.352 \quad (\text{kN/m}^2)$$

底版

$$w_{f1} = \frac{B \cdot t_f}{B_0} \cdot \gamma_c = \frac{2.800 \times 0.500}{2.400} \times 24.50 = 14.292 \quad (\text{kN/m}^2)$$

底版ハンチ

$$w_{f2} = \frac{b \cdot h}{B_0} \cdot \gamma_c = \frac{0.300 \times 0.300}{2.400} \times 24.50 = 0.919 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版全重量 } w_f = 14.292 + 0.919 = 15.210 \quad (\text{kN/m}^2)$$

左側壁

$$w_{w1} = t_w \cdot \gamma_c = 0.400 \times 24.50 = 9.800 \quad (\text{kN/m}^2)$$

右側壁

$$w_{w2} = t_w \cdot \gamma_c = 0.400 \times 24.50 = 9.800 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、	B	: ボックスカルバート全幅	(m)
	B <sub>0</sub>	: ボックスカルバート骨組幅	(m)
	H	: ボックスカルバート内空高	(m)
	H <sub>0</sub>	: ボックスカルバート骨組高	(m)
	t <sub>s</sub>	: 頂版厚さ	(m)
	t <sub>f</sub>	: 底版厚さ	(m)
	t <sub>w</sub>	: 側壁厚さ	(m)
	b	: ハンチ幅	(m)
	h	: ハンチ高	(m)



### 2.1.2 水平荷重

$$\text{頂版} \quad w_{hs1} = w_{s1} \cdot k_{hb(1.400)} = 11.433 \times 0.24 = 2.717 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版ハンチ} \quad w_{hs2} = w_{s2} \cdot k_{hb(1.700)} = 0.919 \times 0.24 = 0.218 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版全重量} \quad w_{hs} = 2.717 + 0.218 = 2.935 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版} \quad w_{hf1} = w_{f1} \cdot k_{hb(3.850)} = 14.292 \times 0.23 = 3.339 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版ハンチ} \quad w_{hf2} = w_{f2} \cdot k_{hb(3.500)} = 0.919 \times 0.23 = 0.215 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版全重量} \quad w_{hf} = 3.339 + 0.215 = 3.554 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{左側壁} \quad w_{hw1} = w_{w1} \cdot k_{hb(2.600)} = 9.800 \times 0.24 = 2.310 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{右側壁} \quad w_{hwr} = w_{wr} \cdot k_{hb(2.600)} = 9.800 \times 0.24 = 2.310 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、 $k_{hb(z)}$  : 深度 $z(\text{m})$ における設計水平震度

$$k_{hb(z)} = \frac{k'_{h1} - k_{h1}}{H} \cdot z + k_{h1} = \frac{0.20 - 0.24}{24.100} \cdot z + 0.24$$

### 2.1.3 レベル2地震時鉛直荷重

$$\text{頂版} \quad w_{s1-2} = \gamma_f \cdot w_{s1} = 1.00 \times 11.433 = 11.433 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版ハンチ} \quad w_{s2-2} = \gamma_f \cdot w_{s2} = 1.00 \times 0.919 = 0.919 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版全重量} \quad w_{hs} = 11.433 + 0.919 = 12.352 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版} \quad w_{f1-2} = \gamma_f \cdot w_{f1} = 1.00 \times 14.292 = 14.292 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版ハンチ} \quad w_{f2-2} = \gamma_f \cdot w_{f2} = 1.00 \times 0.919 = 0.919 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版全重量} \quad w_{hf} = 14.292 + 0.919 = 15.210 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{左側壁} \quad w_{w1-2} = \gamma_f \cdot w_{w1} = 1.00 \times 9.800 = 9.800 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{右側壁} \quad w_{wr-2} = \gamma_f \cdot w_{wr} = 1.00 \times 9.800 = 9.800 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、 $\gamma_f$ : 荷重係数

## 2.1.4 レベル2地震時水平荷重

$$\text{頂版} \quad w_{hs1-2} = \gamma_f \cdot w_{s1} \cdot k_{hb-2(1.400)} = 1.00 \times 11.433 \times 0.26 = 2.939 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版ハンチ} \quad w_{hs2-2} = \gamma_f \cdot w_{s2} \cdot k_{hb-2(1.700)} = 1.00 \times 0.919 \times 0.26 = 0.236 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版全重量} \quad w_{hs} = 2.939 + 0.236 = 3.175 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版} \quad w_{hf1-2} = \gamma_f \cdot w_{f1} \cdot k_{hb-2(3.850)} = 1.00 \times 14.292 \times 0.25 = 3.602 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版ハンチ} \quad w_{hf2-2} = \gamma_f \cdot w_{f2} \cdot k_{hb-2(3.500)} = 1.00 \times 0.919 \times 0.25 = 0.232 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版全重量} \quad w_{hf} = 3.602 + 0.232 = 3.834 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{左側壁} \quad w_{hw1-2} = \gamma_f \cdot w_{w1} \cdot k_{hb-2(2.600)} = 1.00 \times 9.800 \times 0.25 = 2.495 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{右側壁} \quad w_{hwr-2} = \gamma_f \cdot w_{wr} \cdot k_{hb-2(2.600)} = 1.00 \times 9.800 \times 0.25 = 2.495 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、 $\gamma_f$  : 荷重係数

$k_{hb-2(z)}$  : 深度 $z(\text{m})$ におけるレベル2地震時の設計水平震度

$$k_{hb(z)} = \frac{k'_{h2} - k_{h2}}{H} \cdot z + k_{h2} = \frac{0.21 - 0.26}{24.100} \cdot z + 0.26$$

## 2.2 鉛直土圧

### 2.2.1 地下水位: ——— (m)

$$p_{wd} = \alpha \cdot (\gamma_p \cdot t_p + \gamma \cdot t_d)$$

$$= 1.00 \times (22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 1.200) = 26.100 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$(\text{レベル2地震時}) \quad p_{wd-2} = \gamma_f \cdot p_{wd} = 1.00 \times 26.100 = 26.100 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、 $\gamma_p$	: 舗装の単位体積重量	22.50 (m)
$\gamma_{psat}$	: 舗装の飽和重量	22.50 (m)
$\gamma$	: 土砂の単位体積重量	18.00 (m)
$\gamma_{sat}$	: 土砂の飽和重量	19.00 (m)
$t_p$	: 舗装厚	0.200 (m)
$t_d$	: 土かぶり厚	1.200 (m)
$h_w$	: 地下水位	(m)
$\alpha$	: 鉛直土圧係数	(m)
$\gamma_f$	: 荷重係数	

## 2.3 水平土圧および水圧

### 2.3.1 地下水位: — (m)

水平土圧

$$p_{hd(z)} = k_0 \cdot \sigma_{v(z)}$$

ここで、 $p_{hd(z)}$  : 深度 $z$ (m)における水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_0$  : 静止土圧係数  $k_0=0.50$

$\sigma_{v(z)}$  : 深度 $z$ (m)における鉛直応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} p_{hd(1.600)} &= k_0 \cdot \{ \gamma_p \cdot t_p + \gamma \cdot h_w \} \\ &= 0.50 \times (22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 1.400) = 14.850 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{hd(4.050)} &= k_0 \cdot \{ \gamma_p \cdot t_p + \gamma \cdot h_w \} \\ &= 0.50 \times (22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 3.850) = 36.900 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{hd(4.050)} &= k_0 \cdot \{ \gamma_p \cdot t_p + \gamma \cdot h_w + \gamma' \cdot (z - h_w) \} \\ &= 0.50 \times (22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 3.850 + 9.00 \times 0.000) = 36.900 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

ただし、 $\gamma_p$  : 舗装の単位体積重量 22.50 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma$  : 土砂の単位体積重量 18.00 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma'$  : 土砂の水中重量 9.00 (kN/m<sup>3</sup>)

$t_p$  : 舗装厚 0.200 (m)

$h_w$  : 地下水位 (m)

(レベル2地震時)

$$p_{hd-2(1.600)} = \gamma_f \cdot p_{hd(1.400)} = 1.00 \times 14.850 = 14.850 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$p_{hd-2(4.050)} = \gamma_f \cdot p_{hd(3.850)} = 1.00 \times 36.900 = 36.900 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$p_{hd-2(4.050)} = \gamma_f \cdot p_{hd(3.850)} = 1.00 \times 36.900 = 36.900 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、 $\gamma_f$  : 荷重係数

水圧

$$p_{hw(4.050)} = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\begin{aligned} p_{hw(4.050)} &= \gamma_w \cdot (z - h_w) \\ &= 9.80 \times 0.000 = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

(レベル2地震時)

$$p_{hw-2(4.050)} = \gamma_f \cdot p_{hw(3.850)} = 1.00 \times 0.000 = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$p_{hw-2(4.050)} = \gamma_f \cdot p_{hw(3.850)} = 1.00 \times 0.000 = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

## 2.4 内水圧・動水圧

### 2.4.1 内水圧/水重

内水位: $h_w=3.000$  (m)

$$p_w = \gamma_w \cdot h_w = 9.80 \times 3.000 = 29.400 \quad (\text{kN/m}^2)$$

(レベル2地震時)

$$p_{w-2} = \gamma_f \cdot p_w = 1.00 \times 29.400 = 29.400 \quad (\text{kN/m}^2)$$

### 2.4.2 動水圧

自由水面がない場合(満水時)

$$p = k_h \cdot \gamma_w \cdot \frac{B}{2}$$

自由水面がある場合(Westergaard法)

$$p(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H \cdot z}$$

レベル2地震時

$$p_2 = \gamma_f \cdot p_{(z)-2} = \gamma_f \cdot p(z)$$

ここで、 $p$	: 動水圧	( $\text{kN/m}^2$ )
$k_h$	: 設計水平震度	
$\gamma_w$	: 水の単位体積重量	( $\text{kN/m}^3$ )
$B$	: ボックスカルバートの内空幅	(m)
$H$	: 水深	(m)
$z$	: 深さ	(m)
$\gamma_f$	: 荷重係数	

内水位: $h_w=3.000$  (m)

レベル1地震時

$$p = k_h \cdot \gamma_w \cdot \frac{B}{2} = 0.24 \times 9.80 \times \frac{2.000}{2} = 4.990 \quad (\text{kN/m}^2)$$

レベル2地震時

$$p = \gamma_f \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \frac{B}{2} = 1.00 \times 0.25 \times \frac{9.800}{2} = 2.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

## 2.5 活荷重

### 2.5.1 後輪荷重

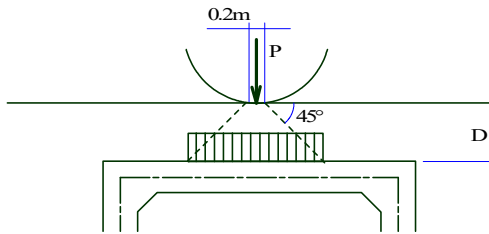


図-2 輪荷重の分布

後輪荷重:  $P_r = 100.00$  (kN) (T-25)

$$P_{wr} = \frac{2P_r}{2.75} \times (1+i) = \frac{2 \times 100.00}{2.75} \times (1+0.30) = 94.545 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{wlr} = \frac{P_{wr} \cdot \beta}{2D+0.2} = \frac{94.545 \times 0.90}{2 \times 1.400 + 0.2} = 28.364 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ただし、 $P_{wr}$  : 車両占有幅あたりの後輪荷重 (kN/m)  
 $P_{wlr}$  : 頂版に作用する後輪による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\beta$  : 断面力の低減係数

後輪荷重による水平土圧

$$h_{wlr} = P_{wlr} \cdot k_0 = 28.364 \times 0.50 = 14.182 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 2.5.2 前輪荷重

前輪荷重:  $P_f = 25.00$  (kN)

$$P_{wf} = \frac{2P_f}{2.75} \times (1+i) = \frac{2 \times 25.00}{2.75} \times (1+0.30) = 23.636 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{wlf} = \frac{P_{wf}}{2D+0.2} = \frac{23.636}{2 \times 1.400 + 0.2} = 7.879 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ただし、 $P_{wf}$  : 車両占有幅あたりの前輪荷重 (kN/m)  
 $P_{wlf}$  : 頂版に作用する前輪による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

前輪荷重による水平土圧

$$h_{wlf} = P_{wlf} \cdot k_0 = 7.879 \times 0.50 = 3.939 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 2.5.3 等分布活荷重

$q = 10.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

等分布活荷重による水平土圧  $p_{hq} = 0.50 \times 10.00 = 5.000$  (kN/m<sup>2</sup>)

## 2.6 地震時周面せん断力

### 2.6.1 地盤の動的せん断弾性係数

$$G_D = \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_{DS}^2$$
$$= \frac{18.00}{9.8} \times 138.0^2 = 34999.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、 $G_D$  : 地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_t$  : 地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)  
 $N_i$  : 平均N値  $N_i=15.0$ (砂質土)  
 $V_{DSi}$  : 地盤のせん断弾性波速度 (m/s)  
 $V_{DSi}=0.80 \times 172.6=138.0$ (m/s)  
 $V_{Si}$  : 地盤の平均せん断弾性波速度 (m/s)  
 $V_{Si} = 123 \times 15.0^{0.125} = 172.6$ (m/sec) (せん断ひずみ  $10^{-3}$ )  
 $c_v$  : 補正係数  
 $c_v = 0.8$  ( $V_{Si} < 300$  m/s)  
 $c_v = 1.0$  ( $V_{Si} \geq 300$  m/s)

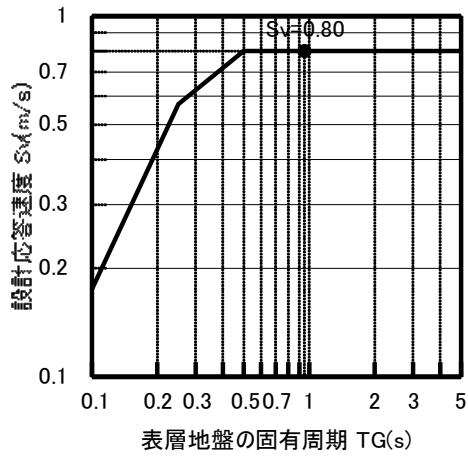


図-3 設計応答速度(レベル1地震時)

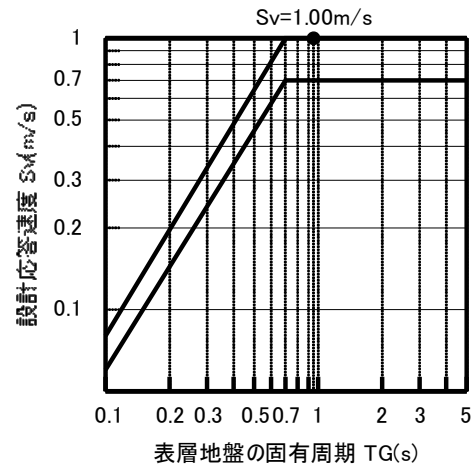


図-4 設計応答速度(レベル2地震時)

### 2.6.2 設計応答速度

レベル1地震時

表層地盤の固有周期  $T_g = 0.76$  (s)

よって、設計応答速度  $S_v = 0.80$  (m/s)

レベル2地震時

表層地盤の固有周期  $T_g = 0.76$  (s)

よって、設計応答速度  $S_v = 1.00$  (m/s)

### 2.6.3 地震時周面せん断力

$$\begin{aligned} \tau_U &= \frac{G_D}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_g \cdot \sin \frac{\pi \cdot z_U}{2H} \\ &= \frac{34999.3}{\pi \times 24.100} \cdot S_v \times 0.76 \times \sin \frac{\pi \times 1.200}{2 \times 24.100} \\ \tau_B &= \frac{G_D}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_g \cdot \sin \frac{\pi \cdot z_B}{2H} \\ &= \frac{34999.3}{\pi \times 24.100} \cdot S_v \times 0.76 \times \sin \frac{\pi \times 4.100}{2 \times 24.100} \\ \tau_s &= \frac{\tau_U + \tau_B}{2} \end{aligned}$$

ここで、 $\tau_U$  : 頂版に作用する地震時周面せん断力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\tau_B$  : 底版に作用する地震時周面せん断力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\tau_s$  : 側壁に作用する地震時周面せん断力 (kN/m<sup>2</sup>)  
ただし、周面せん断力は地盤のせん断強度を上限とする。  
地盤のせん断強度  $\tau_{max} = C + \sigma_n \cdot \tan \phi$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\sigma_n$  : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $z_U, z_B$  : 地表面から頂版または底版までの深さ (m)  
 $G_D$  : 地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $H$  : 表層地盤の厚さ (m)  
 $T_G$  : 表層地盤の特性値 (s)  
 $S_v$  : 設計応答速度 (m/s)  
レベル1地震時  $S_v = 0.80$  (m/s)  
レベル2地震時  $S_v = 1.00$  (m/s)

レベル1地震時

頂版上面

$$\tau_U = \frac{34999.3}{\pi \times 24.100} \times 0.80 \times 0.76 \times \sin \frac{\pi \times 1.200}{2 \times 24.100} = 21.965 (\text{kN/m}^2) \leq \tau_{max}$$

有効上載圧

$$\sigma_n = 22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 1.200 = 26.100 (\text{kN/m}^2)$$

地盤のせん断強度

$$\tau_{max} = 14.00 + 26.100 \times \tan 28.0 = 27.878 (\text{kN/m}^2)$$

底版下面

$$\tau_B = \frac{34999.3}{\pi \times 24.100} \times 0.80 \times 0.76 \times \sin \frac{\pi \times 4.100}{2 \times 24.100} = 74.231 (\text{kN/m}^2) > \tau_{max}$$

有効上載圧

$$\sigma_n = 22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 4.100 = 78.300 (\text{kN/m}^2)$$

地盤のせん断強度

$$\tau_{max} = 14.00 + 78.300 \times \tan 28.0 = 55.633 (\text{kN/m}^2)$$

側面

$$\tau_s = \frac{21.965 + 74.231}{2} = 48.098 (\text{kN/m}^2) > \tau_{max}$$

有効上載圧

$$\sigma_n = 22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 2.650 = 52.200 (\text{kN/m}^2)$$

地盤のせん断強度

$$\tau_{max} = 14.00 + 52.200 \times \tan 28.0 = 41.755 (\text{kN/m}^2)$$



レベル2地震時

頂版上面

$$\tau_U = \frac{34999.3}{\pi \times 24.100} \times 1.00 \times 0.76 \times \sin \frac{\pi \times 1.200}{2 \times 24.100} = 27.456(\text{kN/m}^2) \leq \tau_{\max}$$

有効上載圧

$$\sigma_n = 22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 1.200 = 26.100(\text{kN/m}^2)$$

地盤のせん断強度

$$\tau_{\max} = 14.00 + 26.100 \times \tan 28.0 = 27.878(\text{kN/m}^2)$$

底版下面

$$\tau_B = \frac{34999.3}{\pi \times 24.100} \times 1.00 \times 0.76 \times \sin \frac{\pi \times 4.100}{2 \times 24.100} = 92.789(\text{kN/m}^2) > \tau_{\max}$$

有効上載圧

$$\sigma_n = 22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 4.100 = 78.300(\text{kN/m}^2)$$

地盤のせん断強度

$$\tau_{\max} = 14.00 + 78.300 \times \tan 28.0 = 55.633(\text{kN/m}^2)$$

側面

$$\tau_s = \frac{27.456 + 92.789}{2} = 60.122(\text{kN/m}^2) > \tau_{\max}$$

有効上載圧

$$\sigma_n = 22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 2.650 = 52.200(\text{kN/m}^2)$$

地盤のせん断強度

$$\tau_{\max} = 14.00 + 52.200 \times \tan 28.0 = 41.755(\text{kN/m}^2)$$

## 2.7 地震時土圧

### 2.7.1 地盤反力係数

$$k_H = k_{H0} \cdot \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} = 21333.3 \cdot \left( \frac{5.385}{0.3} \right)^{-3/4} = 2446.2 (\text{kN/m}^3)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 = \frac{1}{0.3} \times 1 \times 6400.0 = 21333.33 (\text{kN/m}^3)$$

$$B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{B \cdot L} = \sqrt{2.900 \times 10.000} = 5.385 (\text{m})$$

ここで、 $k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の  
値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_H$  : 基礎の換算載荷幅 (m)

## 2.7.2 応答変位による地震時土圧

$$p(z) = k_H \cdot \{u(z) - u_{(zB)}\} = 2446.2 \times \{u(z) - u_{(zB)}\}$$

レベル1地震時

$$u(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot K'_{h1} \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2H}$$

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 0.80 \times 0.76 \times 0.20 \times \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \times 24.100}$$

レベル2地震時

$$u(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2H}$$

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 1.00 \times 0.76 \times \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \times 24.100}$$

- ここで、 $p(z)$  : 深さ $z$ における応答変位荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $u(z)$  : 深さ $z$ における水平方向変位 (m)  
 $u_{(zB)}$  : 底版部における水平方向変位 (m)  
 $S_v$  : 設計応答速度 (m/s)  
 $T_G$  : 表層地盤の特性値 (s)

地震時土圧

深さ z(m)	レベル1地震時 $S_v=0.80$ (m/s) $u_{(zB)}=0.0239$ (m)		レベル2地震時 $S_v=1.00$ (m/s) $u_{(zB)}=0.1492$ (m)	
	水平変位 (m)	応答変位荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	水平変位 (m)	応答変位荷重 (kN/m <sup>2</sup> )
1.400	0.0245	1.637	0.1534	10.234
1.808	0.0245	1.470	0.1530	9.187
2.217	0.0244	1.260	0.1524	7.876
2.625	0.0243	1.008	0.1518	6.300
3.033	0.0242	0.714	0.1510	4.461
3.442	0.0240	0.378	0.1502	2.361
3.850	0.0239	0.000	0.1492	0.000

## 2.8 地盤反力

### 2.8.1 Case 4

(左側壁中心回り)

荷重	計 算 式	V(kN)	x(m)	Vx(kNm)	H(kN)	h(m)	Hy(kNm)
頂版自重	$12.352 \times 2.400$	29.65	1.200	35.57			
底版自重	$15.210 \times 2.400$	36.51	1.200	43.81			
左側壁自重	$9.800 \times 2.000$	19.60	0.000	0.00			
右側壁自重	$9.800 \times 2.000$	19.60	2.400	47.04			
鉛直土圧	$26.100 \times 2.400$	62.64	1.200	75.17			
内水圧	$-1/2 \times (29.40+0.00) \times 2.450$				-36.02	0.817	-29.41
内水圧	$1/2 \times (29.40+0.00) \times 2.450$				36.02	0.817	29.41
水 重	$29.400 \times 2.000$	58.80	1.200	70.56			
水 重	$-1/2 \times (2.94+0.00) \times 0.300$	-0.44	0.300	-0.13			
水 重	$-1/2 \times (0.00+2.94) \times 0.300$	-0.44	2.100	-0.93			
水 重	$-1/2 \times (2.94+0.00) \times 0.300$	-0.44	0.300	-0.13			
水 重	$-1/2 \times (0.00+2.94) \times 0.300$	-0.44	2.100	-0.93			
後輪荷重	$28.364 \times 2.400$	68.07	1.200	81.69			
後輪荷重	$14.182 \times 2.450$				34.75	1.225	42.56
後輪荷重	$-14.182 \times 2.450$				-34.75	1.225	-42.56
合 計		293.10		351.72	0.00		0.00

偏心量

$$e = \frac{\sum Vx + \sum Hy}{\sum V} - \frac{B}{2} = \frac{351.72 + 0.00}{293.10} - \frac{2.400}{2} = 0.000 \quad (\text{m})$$

$$e < \frac{B}{6} = \frac{2.400}{6} = 0.400 \quad (\text{m}) \quad \text{よって、台形分布}$$

最大地盤反力度

$$Q_{\max} = \frac{\sum V}{B} + \frac{6M}{B^2} = \frac{293.10}{2.400} + \frac{6 \times 0.00}{2.400^2} = 122.124 \quad (\text{kN/m}^2)$$

最小地盤反力度

$$Q_{\min} = \frac{\sum V}{B} - \frac{6M}{B^2} = \frac{293.10}{2.400} - \frac{6 \times 0.00}{2.400^2} = 122.124 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、B : ボックスカルバート骨組幅 (m)

### 3 骨組み解析

#### 3.1 解析モデル

##### 3.1.1 骨組み図

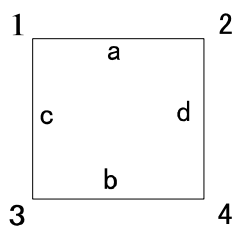


図-5 骨組み図

1~4 : 節点番号 a~d : 部材番号

##### 3.1.2 物理定数

ヤング係数: 25000000 (kN/m<sup>2</sup>)

線膨張係数: 0.000010

##### 3.1.3 節点座標

	X座標(m)	Y座標(m)		X座標(m)	Y座標(m)
1	0.000	2.450	3	0.000	0.000
2	2.400	2.450	4	2.400	0.000

##### 3.1.4 部材の断面定数

部材	節点番号		断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント (m <sup>4</sup> )
	始点	終点		
a	1	2	0.4000	0.005333
b	3	4	0.5000	0.010417
c	3	1	0.4000	0.005333
d	4	2	0.4000	0.005333

### 3.2 Case 4 (常時)

#### 3.2.1 支持条件

節点	x方向	y方向	z軸回り
3	固定	固定	自由
4	自由	固定	自由

#### 3.2.2 荷重条件

単位:(kN,kN/m,kNm,°C)

部材	荷重タイプ	L <sub>1</sub> (m)	L <sub>2</sub> (m)	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	備 考
頂 版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	12.352	12.352	頂版自重
底 版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	15.210	15.210	底版自重
左側壁	部材方向分布荷重	0.250	2.250	-9.800	-9.800	左側壁自重
右側壁	部材方向分布荷重	0.250	2.250	-9.800	-9.800	右側壁自重
頂 版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	26.100	26.100	鉛直土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	36.900	14.850	左側静止土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	-36.900	-14.850	右側静止土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	-29.400	0.000	内水圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	29.400	0.000	内水圧
底 版	部材直角方向分布荷重	0.200	2.200	29.400	29.400	水 重
底 版	部材直角方向分布荷重	0.200	0.500	-2.940	0.000	水 重
底 版	部材直角方向分布荷重	1.900	2.200	0.000	-2.940	水 重
底 版	部材直角方向分布荷重	0.200	0.500	-2.940	0.000	水 重
底 版	部材直角方向分布荷重	1.900	2.200	0.000	-2.940	水 重
頂 版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	28.364	28.364	後輪荷重
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	14.182	14.182	後輪荷重
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	-14.182	-14.182	後輪荷重
底 版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	-122.124	-122.124	地盤反力

### 3.2.3 荷重図

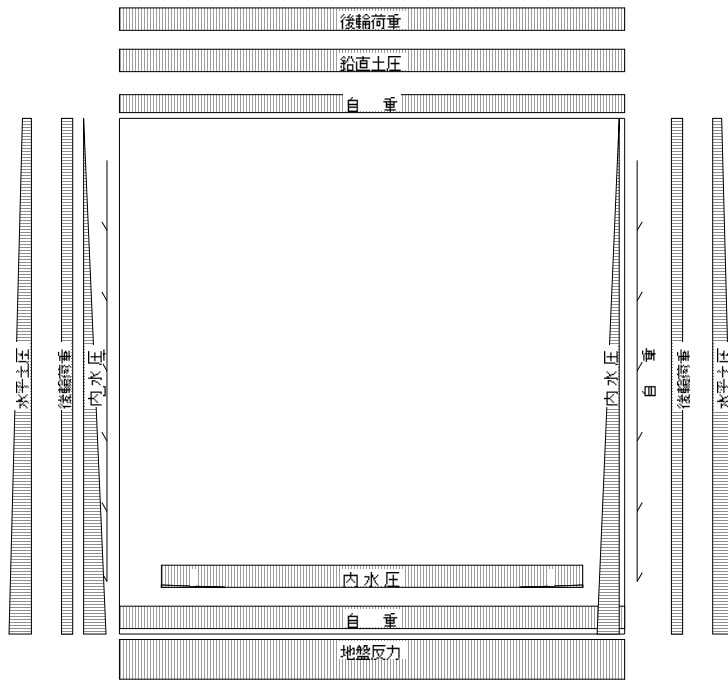


図-6 荷重図

### 3.2.4 解析結果

部材	位置 (m)	変位			断面力		
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\theta_z$ (mrad)	N(kN)	S(kN)	M(kNm)
a	0.000	0.00	-0.02	-0.08	33.38	80.18	-22.65
	0.400	0.00	-0.06	-0.11	33.38	53.45	4.08
	0.400	0.00	-0.06	-0.11	33.38	53.45	4.08
	0.800	0.00	-0.10	-0.07	33.38	26.73	20.11
	1.200	0.00	-0.12	0.00	33.38	0.00	25.46
	1.600	0.00	-0.10	0.07	33.38	-26.73	20.11
	2.000	-0.01	-0.06	0.11	33.38	-53.45	4.08
	2.000	-0.01	-0.06	0.11	33.38	-53.45	4.08
	2.400	-0.01	-0.02	0.08	33.38	-80.18	-22.65
b	0.000	0.00	0.00	0.08	28.75	-99.78	20.65
	0.400	0.00	0.03	0.09	28.75	-62.11	-11.21
	0.450	0.00	0.04	0.08	28.75	-58.16	-14.21
	0.800	0.00	0.06	0.05	28.75	-31.01	-29.81
	1.200	0.00	0.07	0.00	28.75	0.00	-36.01
	1.600	0.00	0.06	-0.05	28.75	31.01	-29.81
	1.950	0.00	0.04	-0.08	28.75	58.16	-14.21
	2.000	0.00	0.03	-0.09	28.75	62.11	-11.21
	2.400	-0.01	0.00	-0.08	28.75	99.78	20.65
c	0.000	0.00	0.00	0.08	99.78	28.75	-20.65
	0.408	-0.02	0.00	0.03	98.23	19.64	-10.75
	0.450	-0.02	0.00	0.03	97.82	18.68	-9.95
	0.817	-0.03	-0.01	0.01	94.23	10.04	-4.68
	1.225	-0.03	-0.01	0.00	90.22	-0.07	-2.62
	1.633	-0.03	-0.02	-0.01	86.22	-10.67	-4.80
	2.042	-0.02	-0.02	-0.03	82.22	-21.77	-11.40
	2.050	-0.02	-0.02	-0.03	82.14	-22.01	-11.59
	2.450	0.00	-0.02	-0.08	80.18	-33.38	-22.65

部材	位置 (m)	変位			断面力		
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\theta_z$ (mrad)	N(kN)	S(kN)	M(kNm)
d	0.000	-0.01	0.00	-0.08	99.78	-28.75	20.65
	0.408	0.02	0.00	-0.03	98.23	-19.64	10.75
	0.450	0.02	0.00	-0.03	97.82	-18.68	9.95
	0.817	0.02	-0.01	-0.01	94.23	-10.04	4.68
	1.225	0.03	-0.01	0.00	90.22	0.07	2.62
	1.633	0.02	-0.02	0.01	86.22	10.67	4.80
	2.042	0.02	-0.02	0.03	82.22	21.77	11.40
	2.050	0.02	-0.02	0.03	82.14	22.01	11.59
	2.450	-0.01	-0.02	0.08	80.18	33.38	22.65

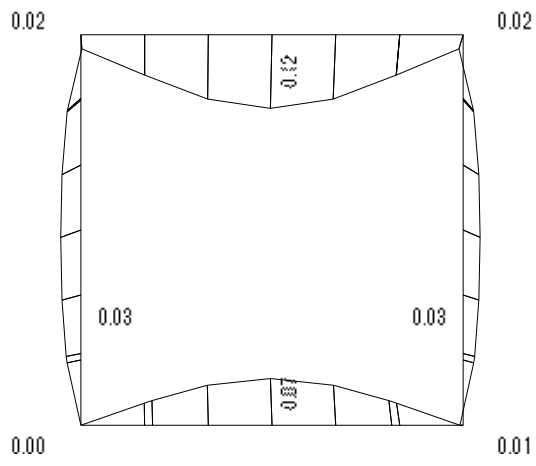


図-7 変位図 (単位:mm)

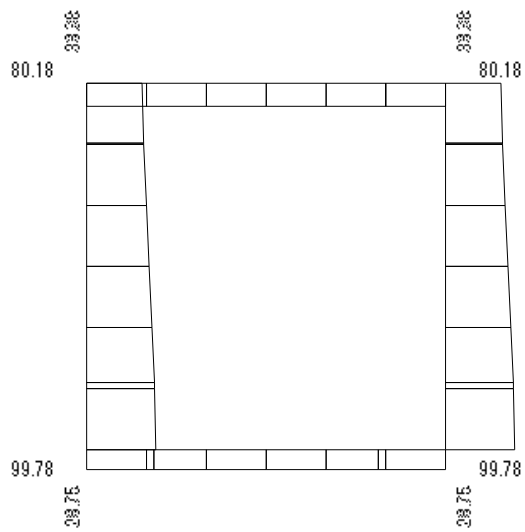


図-8 軸力図 (単位:kN)

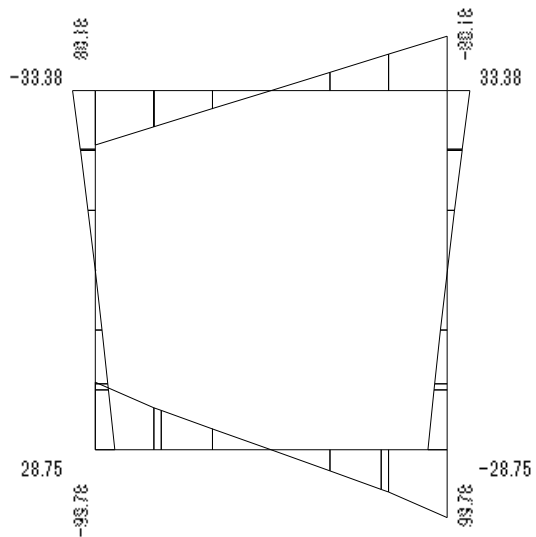


図-9 せん断力図 (単位:kN)



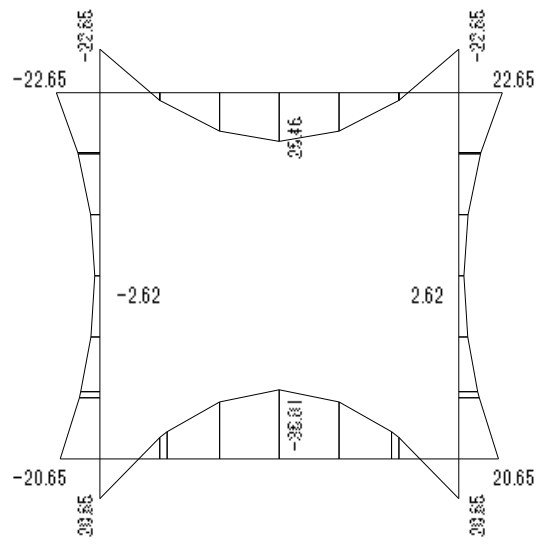


図-10 曲げモーメント図 (単位:kNm)

### 3.3 Case 6 (レベル1地震時)

#### 3.3.1 支持条件

ばね支持部材

部材	せん断ばね定数 (kN/m <sup>2</sup> )	軸直角方向ばね 定数 (kN/m <sup>2</sup> )
b	743.6	2478.7
c	733.9	2446.2
d	733.9	2446.2

#### 3.3.2 荷重条件

単位:(kN,kN/m,kNm,°C)

部材	荷重タイプ	L <sub>1</sub> (m)	L <sub>2</sub> (m)	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	備考
頂版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	12.352	12.352	頂版自重
底版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	15.210	15.210	底版自重
左側壁	部材方向分布荷重	0.250	2.250	-9.800	-9.800	左側壁自重
右側壁	部材方向分布荷重	0.250	2.250	-9.800	-9.800	右側壁自重
頂版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	26.100	26.100	鉛直土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	36.900	14.850	左側静止土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	-36.900	-14.850	右側静止土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	21.909	2.309	内水圧・動水圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	1.764	-17.291	0.000	内水圧・動水圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	1.764	2.450	0.000	2.309	内水圧・動水圧
底版	部材直角方向分布荷重	0.200	2.200	29.400	29.400	水重
底版	部材直角方向分布荷重	0.200	0.500	-2.940	0.000	水重
底版	部材直角方向分布荷重	1.900	2.200	0.000	-2.940	水重
底版	部材直角方向分布荷重	0.200	0.500	-2.940	0.000	水重
底版	部材直角方向分布荷重	1.900	2.200	0.000	-2.940	水重
頂版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	2.935	2.935	頂版自重
底版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	3.554	3.554	底版自重
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.250	2.250	2.310	2.310	左側壁自重
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.250	2.250	2.310	2.310	右側壁自重
頂版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	21.965	21.965	周面せん断力
底版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	-55.633	-55.633	周面せん断力
左側壁	部材方向分布荷重	0.000	2.450	-41.755	-41.755	周面せん断力
右側壁	部材方向分布荷重	0.000	2.450	41.755	41.755	周面せん断力
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	0.490	0.000	0.448	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	0.490	0.000	0.448	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.490	0.980	0.448	0.837	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.490	0.980	0.448	0.837	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.980	1.470	0.837	1.164	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.980	1.470	0.837	1.164	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	1.470	1.960	1.164	1.431	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	1.470	1.960	1.164	1.431	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	1.960	2.450	1.431	1.637	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	1.960	2.450	1.431	1.637	地震時土圧

### 3.3.3 荷重図

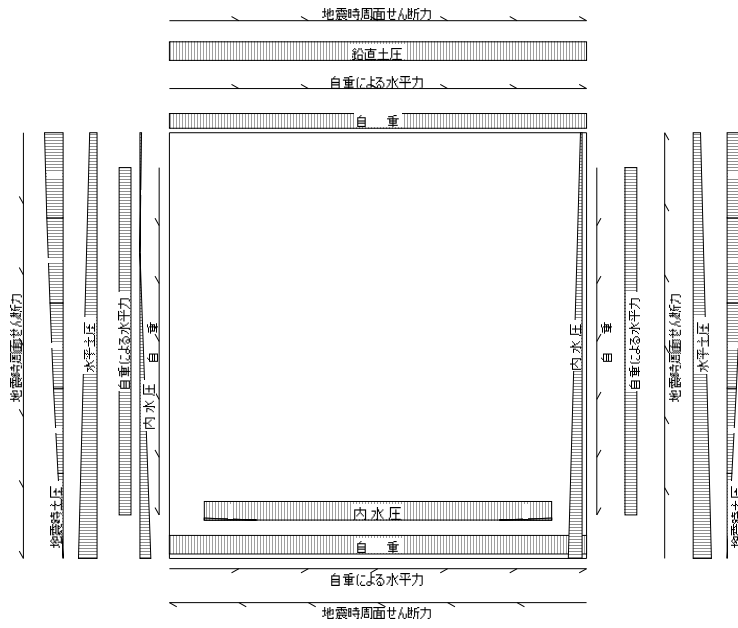


図-11 荷重図

### 3.3.4 解析結果

部材	位置 (m)	変位			断面力		
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\theta_z$ (mrad)	N(kN)	S(kN)	M(kNm)
a	0.000	-4.32	-25.43	1.35	-6.09	5.09	34.42
	0.400	-4.32	-24.86	1.46	3.87	-10.29	33.39
	0.400	-4.32	-24.86	1.46	3.87	-10.29	33.39
	0.800	-4.32	-24.26	1.55	13.83	-25.67	26.19
	1.200	-4.32	-23.63	1.61	23.79	-41.05	12.85
	1.600	-4.32	-22.98	1.62	33.75	-56.43	-6.64
	2.000	-4.32	-22.35	1.56	43.71	-71.81	-32.29
	2.000	-4.32	-22.35	1.56	43.71	-71.81	-32.29
	2.400	-4.32	-21.75	1.42	53.67	-87.19	-64.09
b	0.000	-1.31	-25.41	1.43	78.85	-81.28	73.62
	0.400	-1.32	-24.82	1.52	58.41	-67.56	44.39
	0.450	-1.32	-24.75	1.53	55.86	-66.64	41.04
	0.800	-1.32	-24.20	1.57	37.97	-61.00	18.72
	1.200	-1.32	-23.57	1.58	17.53	-55.16	-4.49
	1.600	-1.32	-22.94	1.56	-2.91	-49.95	-25.50
	1.950	-1.32	-22.40	1.51	-20.79	-45.87	-42.26
	2.000	-1.32	-22.33	1.50	-23.34	-45.26	-44.53
	2.400	-1.32	-21.74	1.42	-43.78	-34.60	-61.01
c	0.000	-1.31	-25.41	1.43	81.28	78.85	-73.62
	0.408	-1.86	-25.42	1.26	70.30	68.75	-43.41
	0.450	-1.91	-25.42	1.24	68.93	67.61	-40.57
	0.817	-2.35	-25.42	1.16	56.86	57.27	-17.66
	1.225	-2.82	-25.42	1.14	43.43	45.05	3.26
	1.633	-3.29	-25.42	1.18	30.00	32.12	19.04
	2.042	-3.79	-25.42	1.25	16.57	18.73	29.42
	2.050	-3.80	-25.42	1.26	16.29	18.46	29.57
	2.450	-4.32	-25.43	1.35	5.09	6.09	34.42

部材	位置 (m)	変位			断面力		
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\theta_z$ (mrad)	N(kN)	S(kN)	M(kNm)
d	0.000	-1.32	-21.74	1.42	-34.60	43.78	-61.01
	0.408	-1.86	-21.74	1.26	-12.58	47.79	-42.24
	0.450	-1.92	-21.74	1.25	-10.59	48.09	-40.24
	0.817	-2.36	-21.74	1.17	6.98	50.38	-22.17
	1.225	-2.82	-21.74	1.13	26.54	52.20	-1.20
	1.633	-3.29	-21.74	1.16	46.10	53.28	20.36
	2.042	-3.78	-21.74	1.25	65.67	53.62	42.21
	2.050	-3.79	-21.74	1.26	66.07	53.62	42.66
	2.450	-4.32	-21.75	1.42	87.19	53.67	64.09

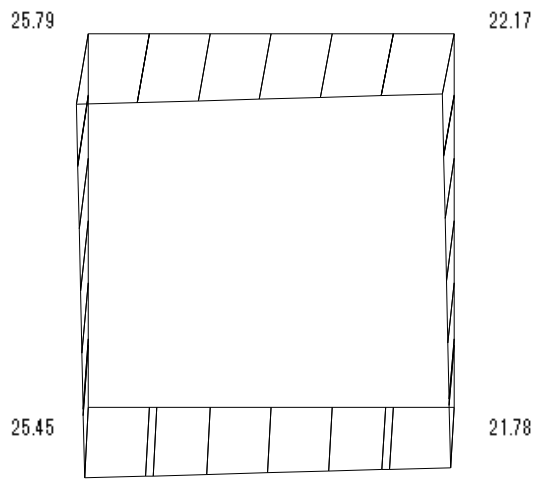


図-12 変位図 (単位:mm)

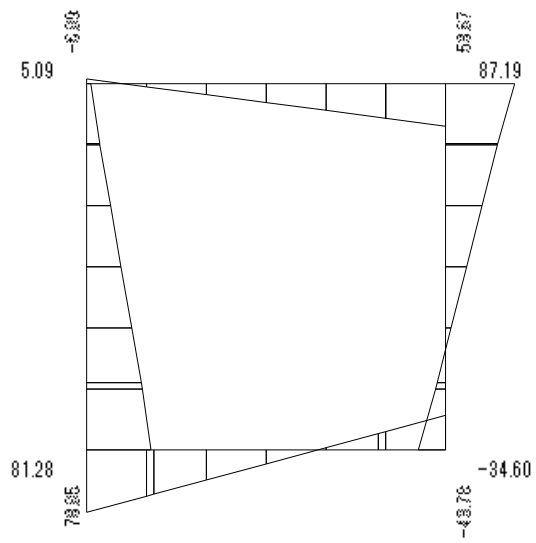


図-13 軸力图 (単位:kN)

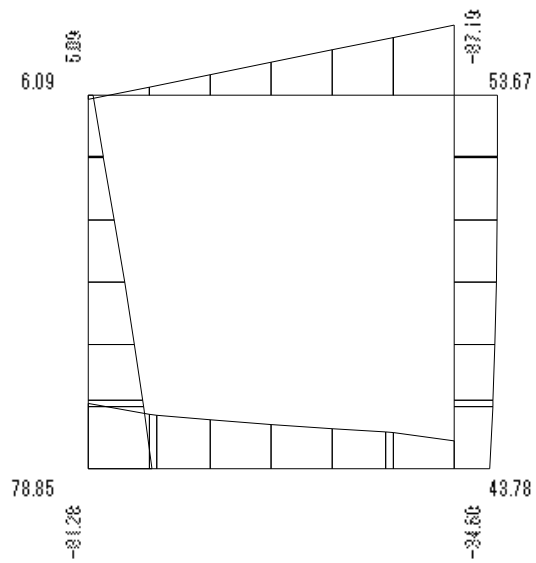


図-14 せん断力图 (単位:kN)

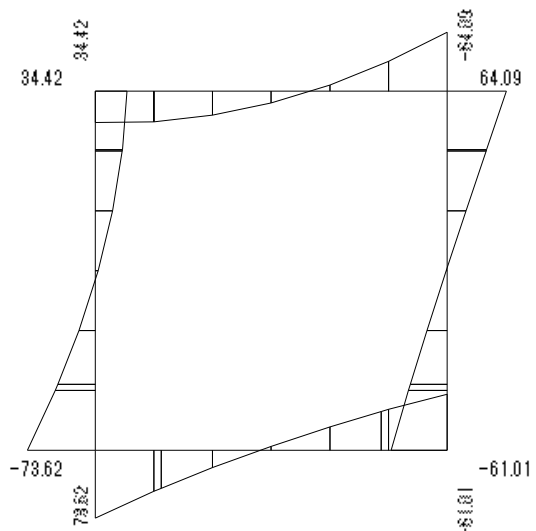


図-15 曲げモーメント図 (単位:kNm)

### 3.4 Case 8 (レベル2地震時)

#### 3.4.1 支持条件

ばね支持部材

部材	せん断ばね定数 (kN/m <sup>2</sup> )	軸直角方向ばね 定数 (kN/m <sup>2</sup> )
b	743.6	2478.7
c	733.9	2446.2
d	733.9	2446.2

#### 3.4.2 荷重条件

単位:(kN,kN/m,kNm,°C)

部材	荷重タイプ	L <sub>1</sub> (m)	L <sub>2</sub> (m)	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	備考
頂版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	12.352	12.352	頂版自重
底版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	15.210	15.210	底版自重
左側壁	部材方向分布荷重	0.250	2.250	-9.800	-9.800	左側壁自重
右側壁	部材方向分布荷重	0.250	2.250	-9.800	-9.800	右側壁自重
頂版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	26.100	26.100	鉛直土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	36.900	14.850	左側静止土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	-36.900	-14.850	右側静止土圧
頂版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	3.175	3.175	頂版自重
底版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	3.834	3.834	底版自重
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.250	2.250	2.495	2.495	左側壁自重
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.250	2.250	2.495	2.495	右側壁自重
頂版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	27.456	27.456	周面せん断力
底版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	-55.633	-55.633	周面せん断力
左側壁	部材方向分布荷重	0.000	2.450	-41.755	-41.755	周面せん断力
右側壁	部材方向分布荷重	0.000	2.450	41.755	41.755	周面せん断力
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	0.490	0.000	2.802	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	0.490	0.000	2.802	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.490	0.980	2.802	5.228	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.490	0.980	2.802	5.228	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.980	1.470	5.228	7.277	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.980	1.470	5.228	7.277	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	1.470	1.960	7.277	8.946	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	1.470	1.960	7.277	8.946	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	1.960	2.450	8.946	10.234	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	1.960	2.450	8.946	10.234	地震時土圧

### 3.4.3 荷重図

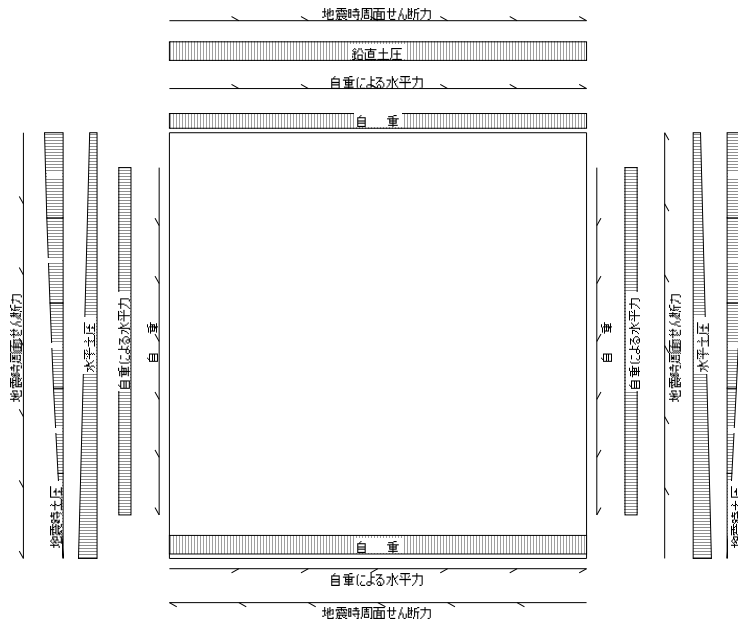


図-16 荷重図



### 3.4.4 解析結果

部材	位置 (m)	変位			断面力		
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\theta_z$ (mrad)	N(kN)	S(kN)	M(kNm)
a	0.000	-0.20	-17.43	-0.34	-8.20	1.44	37.59
	0.400	-0.20	-17.54	-0.23	4.05	-13.94	35.09
	0.400	-0.20	-17.54	-0.23	4.05	-13.94	35.09
	0.800	-0.20	-17.61	-0.13	16.30	-29.32	26.44
	1.200	-0.20	-17.65	-0.08	28.56	-44.70	11.64
	1.600	-0.20	-17.68	-0.07	40.81	-60.08	-9.32
	2.000	-0.20	-17.72	-0.14	53.06	-75.46	-36.43
	2.000	-0.20	-17.72	-0.14	53.06	-75.46	-36.43
	2.400	-0.21	-17.80	-0.29	65.31	-90.84	-69.69
b	0.000	-1.38	-17.41	-0.26	95.71	-92.02	82.37
	0.400	-1.38	-17.50	-0.16	75.41	-80.79	47.81
	0.450	-1.38	-17.50	-0.15	72.87	-79.38	43.80
	0.800	-1.38	-17.55	-0.11	55.10	-69.50	17.75
	1.200	-1.38	-17.59	-0.10	34.79	-58.16	-7.79
	1.600	-1.38	-17.64	-0.13	14.48	-46.79	-28.78
	1.950	-1.38	-17.69	-0.18	-3.29	-36.79	-43.41
	2.000	-1.38	-17.70	-0.19	-5.83	-35.36	-45.21
	2.400	-1.38	-17.79	-0.27	-26.13	-23.85	-57.05
c	0.000	-1.38	-17.41	-0.26	92.02	95.71	-82.37
	0.408	-1.23	-17.42	-0.46	78.63	79.22	-46.63
	0.450	-1.21	-17.42	-0.47	77.02	77.51	-43.37
	0.817	-1.02	-17.42	-0.55	62.80	62.87	-17.65
	1.225	-0.79	-17.42	-0.57	46.97	47.44	4.84
	1.633	-0.56	-17.42	-0.53	31.14	33.04	21.23
	2.042	-0.36	-17.43	-0.45	15.31	19.77	31.97
	2.050	-0.36	-17.43	-0.44	14.99	19.51	32.14
	2.450	-0.20	-17.43	-0.34	1.44	8.20	37.59

部材	位置 (m)	変位			断面力		
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\theta_z$ (mrad)	N(kN)	S(kN)	M(kNm)
d	0.000	-1.38	-17.79	-0.27	-23.85	26.13	-57.05
	0.408	-1.24	-17.79	-0.42	-3.02	38.26	-43.78
	0.450	-1.22	-17.79	-0.44	-1.14	39.31	-42.16
	0.817	-1.04	-17.79	-0.53	15.36	47.53	-26.19
	1.225	-0.81	-17.79	-0.58	33.74	54.70	-5.25
	1.633	-0.58	-17.79	-0.56	52.12	59.91	18.22
	2.042	-0.37	-17.80	-0.47	70.50	63.26	43.43
	2.050	-0.36	-17.80	-0.47	70.88	63.31	43.96
	2.450	-0.21	-17.80	-0.29	90.84	65.31	69.69

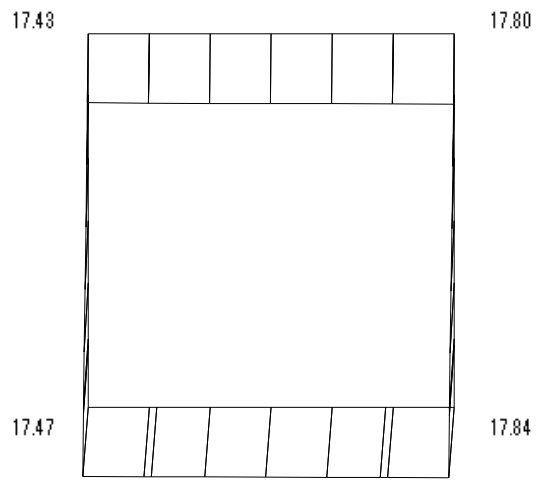


図-17 変位図 (単位:mm)

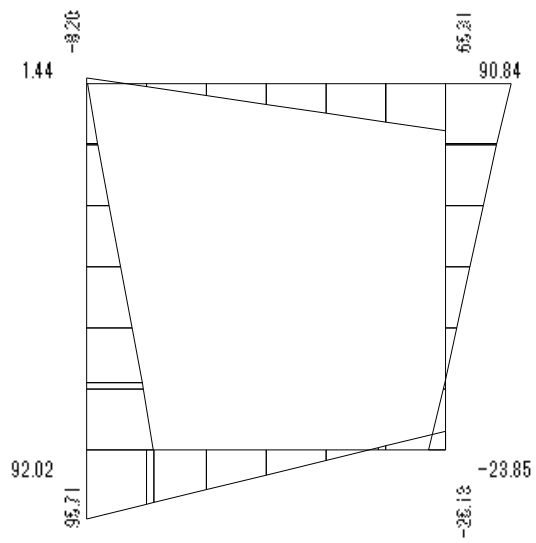


図-18 軸力図 (単位:kN)

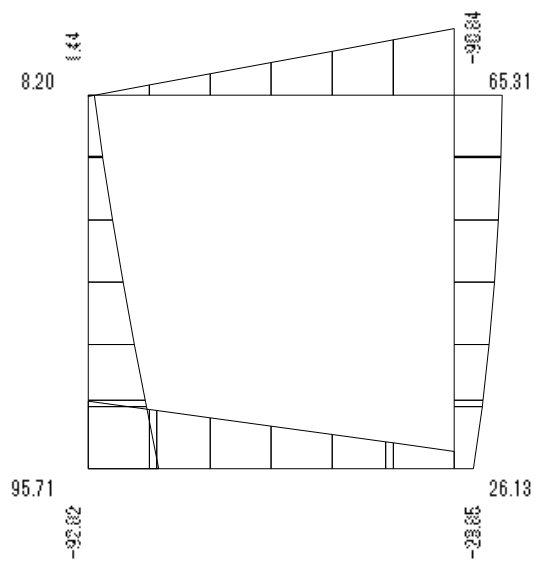


図-19 せん断力図 (単位:kN)

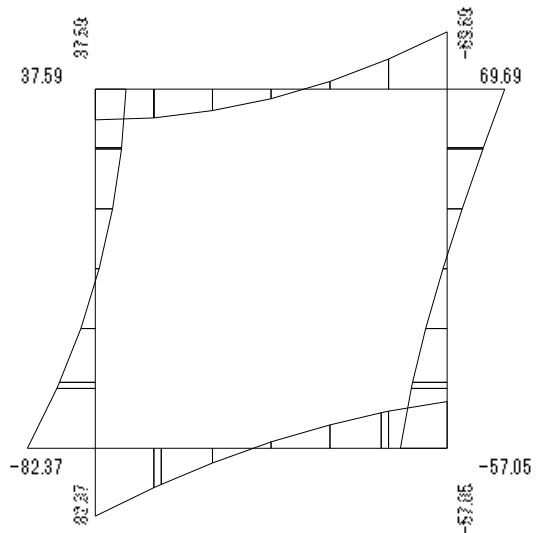


図-20 曲げモーメント図 (単位:kNm)

## 4 断面設計

### 4.1 計算式

#### 4.1.1 鉄筋コンクリート断面の応力度

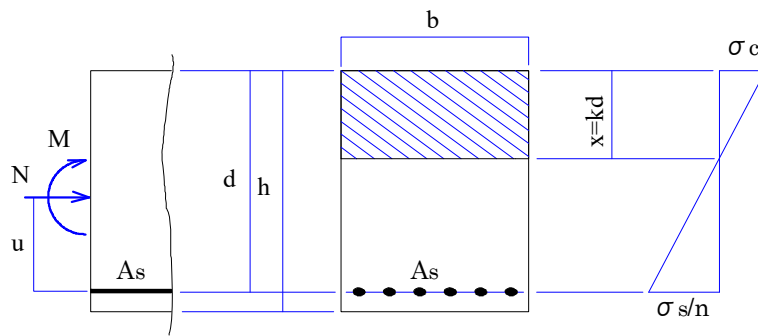


図-21 曲げおよび軸力が作用する単鉄筋RC断面の応力度

曲げモーメントと軸力が作用する単鉄筋RC断面の応力度は次式によって求める(図-21参照)。

$$x^3 + 2e' \cdot x^2 + \frac{6n}{b} \cdot A_s \cdot (e' + d) \cdot x - \frac{6n}{b} \cdot A_s \cdot d \cdot (e' + d) = 0$$

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x}}, \quad \sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここで、 $\sigma_c$ : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_s$ : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$x$ : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

$N$ : 断面に作用する軸力(圧縮力が正) (N)

$M$ : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

$b$ : 断面の幅 (mm)

$h$ : 断面の高さ (mm)

$d$ : 有効高。圧縮縁から引張鉄筋図心までの距離 (mm)

$A_s$ : 引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$n$ : コンクリートと鉄筋のヤング係数比  $n=15$ とする。

$e_0$ : 軸力 $N$ の断面中心からの偏心距離 (mm)

$$e_0 = M/N$$

$e'$ : 軸力 $N$ の圧縮縁からの偏心距離 (mm)

$$e' = \begin{cases} e_0 - h/2 & (\text{圧縮軸力の場合}) \\ e_0 + h/2 & (\text{引張軸力の場合}) \end{cases}$$

#### 4.1.2 レベル2地震動に対する照査

レベル2地震時においては設計曲げモーメント $M_d$ が設計曲げ耐力 $M_{ud}$ を超えないことを照査する。

$$\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} \leq 1.0 \quad \text{ただし、}\gamma_i\text{: 構造物係数}$$

破壊抵抗曲げモーメント $M_u$ は次の条件式を満足するように算出する。

$$N = \Sigma C - \Sigma T$$

$$\frac{x}{\epsilon_{cu}} = \frac{d-x}{\epsilon_s - \epsilon_{pe}}$$

$$M_u = \Sigma C \cdot y_1 + \Sigma T \cdot y_2$$

ここで、

- N : 軸方向力
- $\Sigma C$  : コンクリートの圧縮応力度の合力 (kN)
- $\Sigma T$  : 鋼材引張力の合力 (kN)
- x : 中立軸位置 (m)
- d : 有効高さ (m)
- $\epsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ
- $\epsilon_s$  : 鋼材の引張ひずみ
- $\epsilon_{pe}$  : プレストレス力による鋼材のひずみ
- $y_1$  : 部材中心から圧縮応力度合力作用位置までの距離 (m)
- $y_2$  : 部材中心から鋼材引張力合力作用位置までの距離 (m)

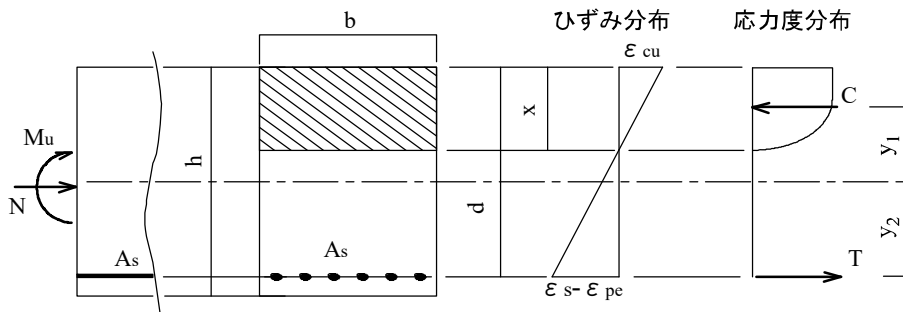


図-22 断面のひずみ分布

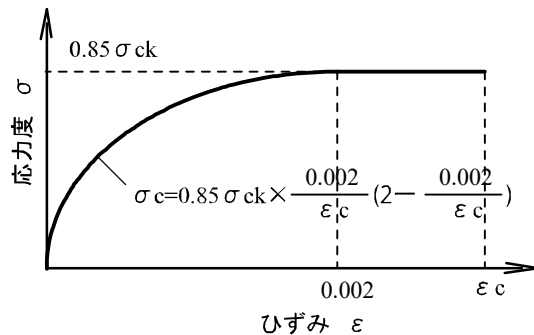


図-23 コンクリートの応力度～ひずみ曲線

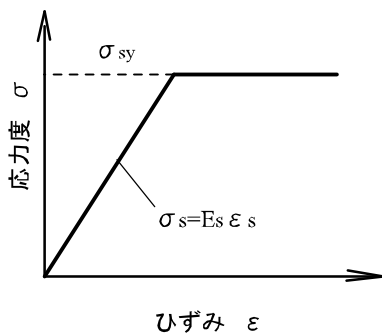


図-24 鉄筋の応力度～ひずみ曲線

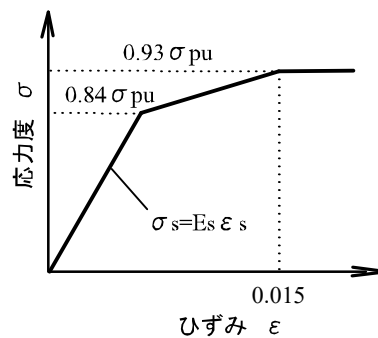


図-25 PC鋼棒1号の応力度～ひずみ曲線

### 4.1.3 せん断力に対する照査

RC断面に生じるせん断応力度は次式によって求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} \leq C_e \cdot C_{pt} \cdot C_N \cdot \tau_{a1}$$

ここで、 $\tau_m$ ：平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

S：せん断力 (N)

b：部材幅 (mm)

d：部材の有効高さ (mm)

$\tau_{a1}$ ：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$C_e$ ：部材断面の有効高に関する補正係数

表-1 部材断面の有効高に関する補正係数

有効高 d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,0 以上
$C_e$	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

$C_{pt}$ ：軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

表-2 軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

軸方向引張鉄筋比 $p_t$ (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
$C_{pt}$	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

$C_N$ ：軸方向圧縮力による補正係数

$$C_N = 1 + \frac{M_0}{M} = 1 + \frac{1}{M} \cdot \left( \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} \right)$$

ただし、 $1 \leq C_N \leq 2$

$M_0$ ：軸方向圧縮力によりコンクリートの引張縁応力度が0となる曲げモーメント (Nmm)

A：部材断面積 (mm<sup>2</sup>)

$I_c$ ：部材断面の図心軸に関する断面2次モーメント (mm<sup>4</sup>)

y：部材断面の図心から部材引張縁までの距離 (mm)

コンクリートのせん断応力度が  $\tau_{a1}$  を超える場合、次の式で算出される断面積以上の斜引張鉄筋を配置する。

$$A_w = \frac{1.15 S'_h \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

$$S'_h = S - C_e \cdot C_{pt} \cdot C_N \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d$$

ここで、 $A_w$ ：必要斜引張鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

$\tau_{a1}$ ：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S'_h$ ：斜引張鉄筋が負担するせん断力 (N)

s：斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

$\sigma_{sa}$ ：斜引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

レベル2地震時においては設計せん断力 $V_d$ が設計せん断耐力 $V_{yd}$ を超えないことを照査する。

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} \leq 1.0$$

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

$$V_{cd} = 1000 \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d \cdot \frac{1}{\gamma_b}$$

$$V_{sd} = \frac{A_w \cdot f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)}{1000 \cdot s_s} \cdot \frac{z}{\gamma_b}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \cdot 3 \sqrt{f'_{cd}} \leq 0.72$$

$$\beta_d = 4 \sqrt{\frac{1}{d}} \leq 1.5$$

$$\beta_p = 3 \sqrt{100 \cdot p_w} \leq 1.5$$

$$\beta_n = \begin{cases} 1 + \frac{2M_0}{M_{0d}} & (N'_d \geq 0 \text{ の場合}) \quad \text{ただし、} \beta_n \leq 2.0 \\ 1 + \frac{4M_0}{M_{0d}} & (N'_d < 0 \text{ の場合}) \quad \text{ただし、} \beta_n \geq 0.0 \end{cases}$$

ここで、

$V_d$ : 設計せん断力	(kN)
$N'_d$ : 設計軸方向圧縮力	(kN)
$V_{yd}$ : 設計せん断耐力	(kN)
$V_{cd}$ : せん断補強鉄筋を用いない棒部材の設計せん断耐力	(kN)
$V_{sd}$ : せん断補強鉄筋で受け持たれる設計せん断耐力	(kN)
$f'_{cd}$ : コンクリートの設計圧縮強度	(N/mm <sup>2</sup> )
b : 幅	(m)
H : 部材高さ	(m)
d : 有効高さ	(m)
$M_0$ : 設計曲げモーメント $M_d$ に対する引張縁で軸方向圧縮力 $N'_d$ により発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント : $M_0 = N'_d / (b \cdot H) \times (b \cdot H^2) / 6$	(kNm)
$M_{0d}$ : 軸方向圧縮力を考慮しない純曲げ耐力	(kNm)

$f_{wyd}$ : せん断補強鉄筋の設計降伏強度	(N/mm <sup>2</sup> )
ただし、 $25f_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )と800(N/mm <sup>2</sup> )の小さいほうを上限とする。	
$f_{yd}$ : 鉄筋の設計降伏強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$A_w$ : 区間 $s_s$ におけるせん断補強鉄筋総断面積	(mm <sup>2</sup> )
$s_s$ : せん断補強鉄筋の配置間隔	(m)
$z$ : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鉄筋図心までの距離	(m)
$\gamma_b$ : 部材係数	
$\gamma_i$ : 構造物係数	
$\alpha_s$ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度	(°)

#### 4.1.4 付着応力度の照査

RC断面に生じる付着応力度は次式によって求める。

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \leq \tau_{0a}$$

ここで、 $\tau_0$  : 付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{0a}$  : 許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S$  : 設計せん断力 (N)

$U$  : 鉄筋の周長の総和 (mm)

$j$  :  $1 - k/3$

$k$  : 中立軸比

$d$  : 部材の有効高さ (mm)



## 4.2 鉄筋組立図

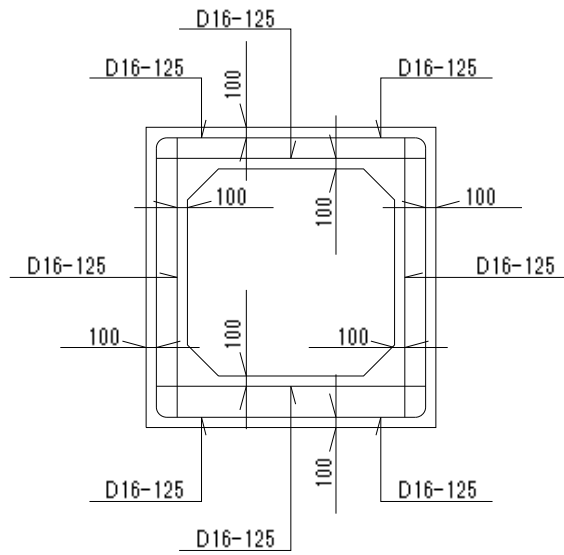


図-26 鉄筋組立図

### 4.3 Case 4 (常時)

#### 4.3.1 頂版

##### 4.3.1.1 左端部曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

N : 軸力	33.379 × 10 <sup>3</sup> (N)
M : 曲げモーメント	22.648 × 10 <sup>6</sup> (Nmm)
b : 部材幅	1000.0 (mm)
h : 断面の高さ	400.0 (mm)
d : 有効高	300.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	1588.80 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc125)

軸力Nの断面中心からの偏心距離 e<sub>0</sub>

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{22.648 \times 10^6}{33.379 \times 10^3} = 678.5 \text{ (mm)}$$

軸力Nの圧縮縁からの偏心距離 e'

$$e' = e_0 - h/2 = 678.5 - 400.0/2 = 478.5 \text{ (mm)}$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$x^3 + 3e' \cdot x^2 + \frac{6n}{b} \cdot A_s \cdot (e'+d) \cdot x - \frac{6n}{b} \cdot A_s \cdot d \cdot (e'+d) = 0$$
$$x^3 + 3 \times 478.5 \times x^2 + \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times (478.5 + 300.0) \cdot x - \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times 300.0 \times (478.5 + 300.0) = 0$$

上式を解いて、x=115.18 (mm)

コンクリートの圧縮応力度 σ<sub>c</sub>

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x}}$$
$$= \frac{33.379 \times 10^3}{\frac{1000.0 \times 115.18}{2} - 15 \times 1588.80 \times \frac{300.0 - 115.18}{115.18}}$$
$$= 1.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

$$= 15 \times 1.72 \times \frac{300.00-115.18}{115.18}$$

$$= 41.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 157.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

4.3.1.2 曲げ応力度一覧表

		左端部	支間部	右端部		
		外側引張	内側引張	外側引張		
M	kNm	-22.65	25.46	-22.65		
N	kN	33.38	33.38	33.38		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.400	0.400	0.400		
d	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	384.1	451.1	384.1		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.530	0.530	0.530		
$e_0$	m	0.679	0.763	0.679		
$e'$	m	0.479	0.563	0.479		
x	m	0.115	0.113	0.115		
k		0.384	0.377	0.384		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.72	1.94	1.72		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	41.51	48.09	41.51		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00	9.00		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	157.00	157.00	157.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.3.1.3 左端 H/2位置せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

- S : 設計せん断力  $53.45 \times 10^3$  (N)
- N : 設計軸力  $33.38 \times 10^3$  (N)
- M : 曲げモーメント  $4.08 \times 10^6$  (Nmm)
- b : 部材幅 1000.0 (mm)
- H : 部材の高さ 400.0 (mm)
- d : 部材の有効高さ 300.0 (mm)
- $A_c$  : 部材の断面積 0.400 (m<sup>2</sup>)
- $I_c$  : 部材の断面2次モーメント  
0.005333 (m<sup>4</sup>)

部材断面の有効高に関する補正係数  $C_e$ 。

D=300.0(mm) より、 $C_e=1.40$

軸方向引張鉄筋比に関する補正係数  $C_{pt}$

軸方向引張鉄筋比

$$p_t = 1588.80 / (1000.0 \times 300.0) \times 100 = 0.53 \text{ (\%)}$$

よって、 $C_{pt}=1.22$

軸方向圧縮力による補正係数  $C_N$

$$\begin{aligned} C_N &= 1 + \frac{1}{M} \cdot \left( \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} \right) \\ &= 1 + \frac{1}{4.08} \times \left( \frac{33.38}{0.400} \times \frac{0.005333}{0.200} \right) \\ &= 1.55 \end{aligned}$$

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{53.45 \times 10^3}{1000.0 \times 300.0} \\ &= 0.18 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 1.40 \times 1.22 \times 1.55 \times 0.23 = 0.61 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

#### 4.3.1.4 付着応力度の照査

$$\begin{aligned} \tau_0 &= \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \\ &= \frac{53.45 \times 10^3}{400.00 \times 0.72 \times 300.00} \\ &= 0.62 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

4.3.1.5 せん断応力度一覧表

		頂 版	頂 版			
		左端 H/2	右端 H/2			
		X=0.400	X=2.000			
S	kN	53.45	-53.45			
M	kNm	4.08	4.08			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.300	0.300			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.400	0.400			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.005	0.005			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.53	0.53			
C <sub>e</sub>		1.40	1.40			
C <sub>pt</sub>		1.22	1.22			
C <sub>N</sub>		1.55	1.55			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.18	0.18			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.61	0.61			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.62	0.62			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.60	1.60			

### 4.3.2 底版

#### 4.3.2.1 曲げ応力度一覧表

		左端部	支間部	右端部		
		外側引張	内側引張	外側引張		
M	kNm	20.65	-36.01	20.65		
N	kN	28.75	28.75	28.75		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.500	0.500	0.500		
d	m	0.400	0.400	0.400		
$A_s \cdot req$	mm <sup>2</sup>	238.1	507.1	238.1		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.397	0.397	0.397		
$e_0$	m	0.718	1.253	0.718		
$e'$	m	0.468	1.003	0.468		
x	m	0.143	0.131	0.143		
k		0.359	0.328	0.359		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.99	1.73	0.99		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	26.51	53.14	26.51		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00	9.00		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	157.00	157.00	157.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.3.2.2 せん断応力度一覧表

		底版	底版			
		左端 H/2	右端 H/2			
		X=0.450	X=1.950			
S	kN	-58.16	58.16			
M	kNm	-14.21	-14.21			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.400	0.400			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.500	0.500			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.010	0.010			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.40	0.40			
C <sub>e</sub>		1.34	1.34			
C <sub>pt</sub>		1.10	1.10			
C <sub>N</sub>		1.17	1.17			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.15	0.15			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.40	0.40			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.42	0.42			
τ <sub>0a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.60	1.60			

### 4.3.3 左側壁

#### 4.3.3.1 下端部曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

N : 軸力	99.779 × 10 <sup>3</sup> (N)
M : 曲げモーメント	20.648 × 10 <sup>6</sup> (Nmm)
b : 部材幅	1000.0 (mm)
h : 断面の高さ	400.0 (mm)
d : 有効高	300.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	1588.80 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc125)

軸力Nの断面中心からの偏心距離 e<sub>0</sub>

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{20.648 \times 10^6}{99.779 \times 10^3} = 206.9 \text{ (mm)}$$

軸力Nの圧縮縁からの偏心距離 e'

$$e' = e_0 - h/2 = 206.9 - 400.0/2 = 6.9 \text{ (mm)}$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$x^3 + 3e' \cdot x^2 + \frac{6n}{b} \cdot A_s \cdot (e'+d) \cdot x - \frac{6n}{b} \cdot A_s \cdot d \cdot (e'+d) = 0$$

$$x^3 + 3 \times 6.9 \times x^2 + \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times (6.9 + 300.0) \cdot x$$

$$- \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times 300.0 \times (6.9 + 300.0) = 0$$

上式を解いて、x=171.38 (mm)

コンクリートの圧縮応力度 σ<sub>c</sub>

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x}}$$

$$= \frac{99.779 \times 10^3}{\frac{1000.0 \times 171.38}{2} - 15 \times 1588.80 \times \frac{300.0 - 171.38}{171.38}}$$

$$= 1.47 \text{ (N/mm}^2) < \sigma_{ca} = 9.00 \text{ (N/mm}^2) \text{ .....(OK)}$$



鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x} \\ &= 15 \times 1.47 \times \frac{300.00-171.38}{171.38} \\ &= 16.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 157.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK})\end{aligned}$$

4.3.3.2 曲げ応力度一覧表

		下端部	支間部	上端部		
		外側引張	外側引張	外側引張		
M	kNm	-20.65	-4.68	-22.65		
N	kN	99.78	94.23	80.18		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.400	0.400	0.400		
d	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	70.0	0.0	197.0		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.530	0.530	0.530		
$e_0$	m	0.207	0.050	0.282		
$e'$	m	0.007	-0.150	0.082		
x	m	0.171	0.436	0.146		
k		0.571	1.453	0.487		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.47	0.42	1.67		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	16.57	-1.95	26.35		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00	9.00		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	157.00	157.00	157.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.3.3.3 せん断応力度一覧表

		左側壁	左側壁			
		下端 H/2	上端 H/2			
		外側引張	外側引張			
S	kN	18.68	-22.01			
M	kNm	-9.95	-11.59			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.300	0.300			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.400	0.400			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.005	0.005			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.53	0.53			
C <sub>e</sub>		1.40	1.40			
C <sub>pt</sub>		1.22	1.22			
C <sub>N</sub>		1.66	1.47			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.06	0.07			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.65	0.58			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.23	0.25			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.60	1.60			

#### 4.3.4 右側壁

##### 4.3.4.1 曲げ応力度一覧表

		下端部	支間部	上端部		
		外側引張	外側引張	外側引張		
M	kNm	20.65	4.68	22.65		
N	kN	99.78	94.23	80.18		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.400	0.400	0.400		
d	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	70.0	0.0	197.0		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc250	D16-ctc125	D16-ctc125		
		794.4	1588.8	1588.8		
p	%	0.265	0.530	0.530		
$e_0$	m	0.207	0.050	0.282		
$e'$	m	0.007	-0.150	0.082		
x	m	0.144	0.436	0.146		
k		0.480	1.453	0.487		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.69	0.42	1.67		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	27.40	-1.95	26.35		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00	9.00		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	157.00	157.00	157.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.3.4.2 せん断応力度一覧表

		右側壁	右側壁			
		下端 H/2	上端 H/2			
		外側引張	外側引張			
S	kN	-18.68	22.01			
M	kNm	9.95	11.59			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.300	0.300			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.400	0.400			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.005	0.005			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	794.4	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.26	0.53			
C <sub>e</sub>		1.40	1.40			
C <sub>pt</sub>		0.96	1.22			
C <sub>N</sub>		1.66	1.47			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.06	0.07			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.51	0.58			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.46	0.25			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.60	1.60			

#### 4.4 Case 6 (レベル1地震時)

##### 4.4.1 頂版

###### 4.4.1.1 左端部曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

N: 軸力	$-6.091 \times 10^3$ (N)
M: 曲げモーメント	$34.424 \times 10^6$ (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
h: 断面の高さ	400.0 (mm)
d: 有効高	300.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	1588.80 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc125)

軸力Nの断面中心からの偏心距離 e<sub>0</sub>

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{34.424 \times 10^6}{-6.091 \times 10^3} = -5651.2 \text{ (mm)}$$

軸力Nの圧縮縁からの偏心距離 e'

$$e' = e_0 + h/2 = -5651.2 + 400.0/2 = -5851.2 \text{ (mm)}$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$x^3 + 3e' \cdot x^2 + \frac{6n}{b} \cdot A_s \cdot (e'+d) \cdot x - \frac{6n}{b} \cdot A_s \cdot d \cdot (e'+d) = 0$$
$$x^3 + 3 \times -5851.2 \times x^2 + \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times (-5851.2 + 300.0) \cdot x - \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times 300.0 \times (-5851.2 + 300.0) = 0$$

上式を解いて、x=96.25 (mm)

コンクリートの圧縮応力度 σ<sub>c</sub>

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x}}$$
$$= \frac{-6.091 \times 10^3}{\frac{1000.0 \times 96.25}{2} - 15 \times 1588.80 \times \frac{300.0 - 96.25}{96.25}}$$
$$= 2.62 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 13.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x} \\ &= 15 \times 2.62 \times \frac{300.00-96.25}{96.25} \\ &= 83.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 264.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK})\end{aligned}$$

4.4.1.2 曲げ応力度一覧表

		左端部	支間部	右端部		
		内側引張	内側引張	外側引張		
M	kNm	34.42	34.42	-64.09		
N	kN	-6.09	-6.09	53.67		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.400	0.400	0.400		
d	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	479.9	479.9	759.5		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.530	0.530	0.530		
$e_0$	m	5.651	5.651	1.194		
$e'$	m	5.851	5.851	0.994		
x	m	0.096	0.096	0.107		
k		0.321	0.321	0.358		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	2.62	2.62	4.90		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	83.27	83.27	131.70		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	13.50	13.50	13.50		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	264.00	264.00	264.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.4.1.3 左端 H/2位置せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

- S : 設計せん断力  $-10.29 \times 10^3$  (N)
- N : 設計軸力  $3.87 \times 10^3$  (N)
- M : 曲げモーメント  $33.39 \times 10^6$  (Nmm)
- b : 部材幅 1000.0 (mm)
- H : 部材の高さ 400.0 (mm)
- d : 部材の有効高さ 300.0 (mm)
- $A_c$  : 部材の断面積 0.400 (m<sup>2</sup>)
- $I_c$  : 部材の断面2次モーメント  
0.005333 (m<sup>4</sup>)

部材断面の有効高に関する補正係数  $C_e$ 。

D=300.0(mm) より、 $C_e=1.40$

軸方向引張鉄筋比に関する補正係数  $C_{pt}$

軸方向引張鉄筋比

$$p_t = 1588.80 / (1000.0 \times 300.0) \times 100 = 0.53 \text{ (\%)}$$

よって、 $C_{pt}=1.22$

軸方向圧縮力による補正係数  $C_N$

$$\begin{aligned} C_N &= 1 + \frac{1}{M} \cdot \left( \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} \right) \\ &= 1 + \frac{1}{33.39} \times \left( \frac{3.87}{0.400} \times \frac{0.005333}{0.200} \right) \\ &= 1.01 \end{aligned}$$

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{-10.29 \times 10^3}{1000.0 \times 300.0} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 1.40 \times 1.22 \times 1.01 \times 0.35 = 0.60 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

#### 4.4.1.4 付着応力度の照査

$$\begin{aligned} \tau_0 &= \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \\ &= \frac{-10.29 \times 10^3}{400.00 \times 0.89 \times 300.00} \\ &= 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 2.40 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

4. 4. 1. 5 せん断応力度一覧表

		頂 版	頂 版			
		左端 H/2	右端 H/2			
		X=0.400	X=2.000			
S	kN	-10.29	-71.81			
M	kNm	33.39	-32.29			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.300	0.300			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.400	0.400			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.005	0.005			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.53	0.53			
C <sub>e</sub>		1.40	1.40			
C <sub>pt</sub>		1.22	1.22			
C <sub>N</sub>		1.01	1.09			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.03	0.24			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.60	0.65			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.10	0.68			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.40	2.40			



#### 4.4.2 底版

##### 4.4.2.1 曲げ応力度一覧表

		左端部	支間部	右端部		
		外側引張	内側引張	内側引張		
M	kNm	73.62	-44.53	-61.01		
N	kN	78.85	-23.34	-43.78		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.500	0.500	0.500		
d	m	0.400	0.400	0.400		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	579.2	499.2	715.3		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.397	0.397	0.397		
$e_0$	m	0.934	1.908	1.393		
$e'$	m	0.684	2.158	1.643		
x	m	0.137	0.107	0.104		
k		0.341	0.269	0.261		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	3.53	2.10	2.86		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	102.09	85.61	121.38		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	13.50	13.50	13.50		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	264.00	264.00	264.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.4.2.2 せん断応力度一覧表

		底版	底版			
		左端 H/2	右端 H/2			
		X=0.450	X=1.950			
S	kN	-66.64	-45.87			
M	kNm	41.04	-42.26			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.400	0.400			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.500	0.500			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.010	0.010			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.40	0.40			
C <sub>e</sub>		1.34	1.34			
C <sub>pt</sub>		1.10	1.10			
C <sub>N</sub>		1.11	1.00			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.17	0.11			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.57	0.52			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.47	0.32			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.40	2.40			

### 4.4.3 左側壁

#### 4.4.3.1 下端部曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

N : 軸力	81.284 × 10 <sup>3</sup> (N)
M : 曲げモーメント	73.618 × 10 <sup>6</sup> (Nmm)
b : 部材幅	1000.0 (mm)
h : 断面の高さ	400.0 (mm)
d : 有効高	300.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	1588.80 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc125)

軸力Nの断面中心からの偏心距離 e<sub>0</sub>

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{73.618 \times 10^6}{81.284 \times 10^3} = 905.7 \text{ (mm)}$$

軸力Nの圧縮縁からの偏心距離 e'

$$e' = e_0 - h/2 = 905.7 - 400.0/2 = 705.7 \text{ (mm)}$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$x^3 + 3e' \cdot x^2 + \frac{6n}{b} \cdot A_s \cdot (e'+d) \cdot x - \frac{6n}{b} \cdot A_s \cdot d \cdot (e'+d) = 0$$

$$x^3 + 3 \times 705.7 \times x^2 + \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times (705.7 + 300.0) \cdot x - \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times 300.0 \times (705.7 + 300.0) = 0$$

上式を解いて、x=110.58 (mm)

コンクリートの圧縮応力度 σ<sub>c</sub>

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x}}$$

$$= \frac{81.284 \times 10^3}{\frac{1000.0 \times 110.58}{2} - 15 \times 1588.80 \times \frac{300.0 - 110.58}{110.58}}$$

$$= 5.62 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 13.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x} \\ &= 15 \times 5.62 \times \frac{300.00-110.58}{110.58} \\ &= 144.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 264.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

4.4.3.2 曲げ応力度一覧表

		下端部	支間部	上端部		
		外側引張	内側引張	内側引張		
M	kNm	-73.62	29.57	34.42		
N	kN	81.28	16.29	5.09		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.400	0.400	0.400		
d	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	834.1	359.0	453.3		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.530	0.530	0.530		
$e_0$	m	0.906	1.815	6.758		
$e'$	m	0.706	1.615	6.558		
x	m	0.111	0.104	0.100		
k		0.369	0.347	0.332		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	5.62	2.26	2.63		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	144.37	63.77	79.21		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	13.50	13.50	13.50		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	264.00	264.00	264.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.4.3.3 せん断応力度一覧表

		左側壁	左側壁			
		下端 H/2	上端 H/2			
		外側引張	内側引張			
S	kN	67.61	18.46			
M	kNm	-40.57	29.57			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.300	0.300			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.400	0.400			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.005	0.005			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.53	0.53			
C <sub>e</sub>		1.40	1.40			
C <sub>pt</sub>		1.22	1.22			
C <sub>N</sub>		1.11	1.04			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.23	0.06			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.66	0.62			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.65	0.17			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.40	2.40			

#### 4.4.4 右側壁

##### 4.4.4.1 曲げ応力度一覧表

		下端部	支間部	上端部		
		内側引張	外側引張	外側引張		
M	kNm	-61.01	42.66	64.09		
N	kN	-34.60	66.07	87.19		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.400	0.400	0.400		
d	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	923.6	427.0	681.6		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.530	0.530	0.530		
$e_0$	m	1.763	0.646	0.735		
$e'$	m	1.963	0.446	0.535		
x	m	0.092	0.116	0.114		
k		0.308	0.387	0.379		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	4.63	3.25	4.88		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	156.31	77.09	119.98		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	13.50	13.50	13.50		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	264.00	264.00	264.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4. 4. 4. 2 せん断応力度一覧表

		右側壁	右側壁			
		下端 H/2	上端 H/2			
		内側引張	外側引張			
S	kN	48.09	53.62			
M	kNm	-40.24	42.66			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.300	0.300			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.400	0.400			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.005	0.005			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.53	0.53			
C <sub>e</sub>		1.40	1.40			
C <sub>pt</sub>		1.22	1.22			
C <sub>N</sub>		1.00	1.10			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.16	0.18			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.60	0.66			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.45	0.51			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.40	2.40			

## 4.5 Case 8 (レベル2地震時)

### 4.5.1 頂版

#### 4.5.1.1 左端部曲げ耐力の計算

断面力および断面寸法

$N_d$ : 設計軸力	-8.200 (kN)
$M_d$ : 設計曲げモーメント	37.590 (kNm)
$b$ : 部材幅	1000.0 (mm)
$h$ : 断面の高さ	400.0 (mm)
$d$ : 有効高	300.0 (mm)
$y_1$ : 断面中心からコンクリートの圧縮合力図心までの距離 (mm)	
$y_2$ : 断面中心から鉄筋・鋼材までの距離 (mm)	
$A_s$ : 引張鉄筋量	1588.80 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc125)
$y_2 = 0.100$ (m)	

コンクリートの終局ひずみ  $\epsilon_{cu} = 0.00350$

構造物係数  $\gamma_i = 1.00$

構造解析係数  $\gamma_a = 1.00$

部材係数  $\gamma_b = 1.00$

せん断補強鉄筋が部材軸となす角度  $\alpha_s = 45.00$  (°)

x	m	0.020	0.025	0.028	0.030	0.035	
C	kN	330.286	412.857	460.496	495.429	578.000	コンクリート
$y_1$	m	0.192	0.190	0.188	0.188	0.185	
$Cy_1$	kNm	63.309	78.278	86.758	92.903	107.185	
T	kN	-468.696	-468.696	-468.696	-468.696	-468.696	引張鉄筋
$Ty_2$	kNm	46.870	46.870	46.870	46.870	46.870	
$\Sigma C + \Sigma T$	kN	-138.410	-55.839	-8.200	26.733	109.304	
$\Sigma C + \Sigma T - N$	kN	-130.211	-47.639	0.000	34.932	117.504	
$M_u = \Sigma Cy_1 + \Sigma Ty_2$	kNm	110.179	125.148	133.628	139.773	154.055	

よって、上記表より  $\Sigma C + \Sigma T - N = 0$  となる  $x$  位置での値を採用する

破壊抵抗曲げモーメント  $M_u = 133.628$  (kNm) ( $x = 0.028$  (m))

設計曲げ耐力  $M_{ud} = M_u / \gamma_b = 133.628 / 1.00 = 133.628$  (kNm)

$$\left| \gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} \right| = \left| 1.00 \times \frac{37.59}{133.63} \right| = 0.28 \leq 1.0 \dots\dots (Ok)$$

$$M_d = \gamma_a \cdot M = 1.00 \times 37.59 = 37.59 \text{ (kNm)}$$

$$N_d = \gamma_a \cdot N = 1.00 \times -8.20 = -8.20 \text{ (kNm)}$$

荷重係数  $\gamma_f$  は荷重算出時に考慮しているため  $M_d, N_d$  算出には含めない。



4.5.1.2 曲げ耐力一覧表

		左端部	支間部	右端部		
		内側引張	内側引張	外側引張		
$M_d$	kNm	37.59	37.59	-69.69		
$N_d$	kN	-8.20	-8.20	65.31		
$b$	m	1.000	1.000	1.000		
$h$	m	0.400	0.400	0.400		
$d$	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
中立軸	m	0.028	0.028	0.032		
$M_{ud}$	kNm	133.63	133.63	146.49		
$ \gamma_i \cdot M_d/M_{ud} $		0.281	0.281	0.476		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.5.1.3 左端 H/2位置せん断耐力の計算

断面力および断面寸法

- $V_d$  : 設計せん断力  $-13.94 \times 10^3$  (N)  
 $N_d$  : 設計軸力  $4.05 \times 10^3$  (N)  
 $M_d$  : 設計曲げモーメント  $35.09 \times 10^6$  (Nmm)  
 $B$  : 部材幅 1.000 (m)  
 $H$  : 部材高 0.400 (m)  
 $d$  : 部材の有効高さ 0.300 (m)

$$\begin{aligned}
 M_0 &= \frac{N_d}{b \cdot H} \cdot \frac{b \cdot H^2}{6} \\
 &= \frac{4.05}{1.000 \times 0.400} \times \frac{1.000 \times 0.400^2}{6} \\
 &= 0.27 \text{ (kNm)}
 \end{aligned}$$

軸方向圧縮力を考慮しない純曲げ耐力

$N_d=0$ としたときの破壊抵抗曲げモーメントを繰り返し計算により求めると、

$$M_{0d} = 135.08 \text{ (kNm)}$$

$$X = 0.028 \text{ (m)}$$

せん断補強鉄筋を用いない棒部材の設計せん断耐力: $V_{cd}$

$$\beta_d = 4\sqrt{\frac{1}{d}} = 4\sqrt{\frac{1}{0.300}} = 1.351$$

$$\beta_p = 3\sqrt{100 \cdot p_w} = 3\sqrt{100 \times 0.00530} = 0.809$$

$$\beta_n = 1 + \frac{2M_0}{M_{0d}} = 1 + \frac{2 \times 0.27}{135.08} = 1.004$$

$$f_{vcd} = 0.20 \cdot 3\sqrt{f'_{cd}} = 0.20 \times 3\sqrt{\frac{24.00}{1.00}} = 0.58 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$V_d = \gamma_a \cdot S = 1.00 \times -13.94 = -13.94 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned} V_{cd} &= 1000 \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d \cdot \frac{1}{\gamma_b} \\ &= 1000 \times 1.351 \times 0.809 \times 1.004 \times 0.58 \times 1.000 \times 0.300 \times \frac{1}{1.00} \\ &= 189.96 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$|\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{cd}}| = |1.00 \times \frac{-13.94}{189.96}| = 0.07 \leq 1.0 \dots\dots \text{ (Ok)}$$

4.5.1.4 せん断耐力一覧表

		頂 版	頂 版			
		左端 H/2	右端 H/2			
$V_d$	kN	-13.94	-75.46			
$N_d$	kN	4.05	53.06			
$M_d$	kNm	35.09	-36.43			
B	m	1.000	1.000			
H	m	0.400	0.400			
d	m	0.300	0.300			
$M_0$	kNm	0.27	3.54			
$M_{0d}$	kNm	135.08	135.08			
X	m	0.028	0.028			
$\beta_d$		1.351	1.351			
$\beta_p$		0.809	0.809			
$\beta_n$		1.004	1.052			
$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.58	0.58			
$V_{cd}$	kN	189.96	199.11			
$ \gamma_1 V_d / V_{cd} $		0.07	0.38			
判定		Ok	Ok			
$A_w$	mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$S_s$	mm	-----	-----			
$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$V_{sd}$	kN	-----	-----			
$V_{yd}$	kN	-----	-----			
$ \gamma_1 V_d / V_{yd} $		-----	-----			
判定		-----	-----			

## 4.5.2 底版

### 4.5.2.1 曲げ耐力一覧表

		左端部	支間部	右端部		
		外側引張	内側引張	内側引張		
$M_d$	kNm	82.37	-45.21	-57.05		
$N_d$	kN	95.71	-5.83	-26.13		
$b$	m	1.000	1.000	1.000		
$h$	m	0.500	0.500	0.500		
$d$	m	0.400	0.400	0.400		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
中立軸	m	0.034	0.028	0.027		
$M_{ud}$	kNm	203.38	180.63	176.01		
$ \gamma_i \cdot M_d/M_{ud} $		0.405	0.250	0.324		
判定		Ok	Ok	Ok		

### 4.5.2.2 せん断耐力一覧表

		底版	底版			
		左端 H/2	右端 H/2			
$V_d$	kN	-79.38	-36.79			
$N_d$	kN	72.87	-3.29			
$M_d$	kNm	43.80	-43.41			
$B$	m	1.000	1.000			
$H$	m	0.500	0.500			
$d$	m	0.400	0.400			
$M_0$	kNm	6.07	-0.27			
$M_{0d}$	kNm	181.95	181.95			
$X$	m	0.028	0.028			
$\beta_d$		1.257	1.257			
$\beta_p$		0.735	0.735			
$\beta_n$		1.067	0.994			
$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.58	0.58			
$V_{cd}$	kN	227.53	212.01			
$ \gamma_I V_d/V_{cd} $		0.35	0.17			
判定		Ok	Ok			
$A_w$	mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$S_s$	mm	-----	-----			
$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$V_{sd}$	kN	-----	-----			
$V_{yd}$	kN	-----	-----			
$ \gamma_I V_d/V_{yd} $		-----	-----			
判定		-----	-----			

### 4.5.3 左側壁

#### 4.5.3.1 曲げ耐力一覧表

		下端部	支間部	上端部		
		外側引張	内側引張	内側引張		
$M_d$	kNm	-82.37	32.14	37.59		
$N_d$	kN	92.02	14.99	1.44		
$b$	m	1.000	1.000	1.000		
$h$	m	0.400	0.400	0.400		
$d$	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
中立軸	m	0.034	0.029	0.028		
$M_{ud}$	kNm	151.09	137.71	135.33		
$ \gamma_i \cdot M_d/M_{ud} $		0.545	0.233	0.278		
判定		Ok	Ok	Ok		

#### 4.5.3.2 せん断耐力一覧表

		左側壁	左側壁			
		下端 H/2	上端 H/2			
$V_d$	kN	77.51	19.51			
$N_d$	kN	77.02	14.99			
$M_d$	kNm	-43.37	32.14			
$B$	m	1.000	1.000			
$H$	m	0.400	0.400			
$d$	m	0.300	0.300			
$M_0$	kNm	5.13	1.00			
$M_{0d}$	kNm	135.08	135.08			
$X$	m	0.028	0.028			
$\beta_d$		1.351	1.351			
$\beta_p$		0.809	0.809			
$\beta_n$		1.076	1.015			
$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.58	0.58			
$V_{cd}$	kN	203.59	192.00			
$ \gamma_I V_d/V_{cd} $		0.38	0.10			
判定		Ok	Ok			
$A_w$	mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$S_s$	mm	-----	-----			
$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$V_{sd}$	kN	-----	-----			
$V_{yd}$	kN	-----	-----			
$ \gamma_I V_d/V_{yd} $		-----	-----			
判定		-----	-----			

#### 4.5.4 右側壁

4.5.4.1 曲げ耐力一覧表

		下端部	支間部	上端部		
		内側引張	外側引張	外側引張		
$M_d$	kNm	-57.05	43.96	69.69		
$N_d$	kN	-23.85	70.88	90.84		
$b$	m	1.000	1.000	1.000		
$h$	m	0.400	0.400	0.400		
$d$	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
中立軸	m	0.027	0.033	0.034		
$M_{ud}$	kNm	130.85	147.45	150.89		
$ \gamma_i \cdot M_d/M_{ud} $		0.436	0.298	0.462		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.5.4.2 せん断耐力一覧表

		右側壁	右側壁			
		下端 H/2	上端 H/2			
$V_d$	kN	39.31	63.31			
$N_d$	kN	-1.14	70.88			
$M_d$	kNm	-42.16	43.96			
$B$	m	1.000	1.000			
$H$	m	0.400	0.400			
$d$	m	0.300	0.300			
$M_0$	kNm	-0.08	4.73			
$M_{0d}$	kNm	135.08	135.08			
$X$	m	0.028	0.028			
$\beta_d$		1.351	1.351			
$\beta_p$		0.809	0.809			
$\beta_n$		0.998	1.070			
$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.58	0.58			
$V_{cd}$	kN	188.77	202.44			
$ \gamma_I V_d/V_{cd} $		0.21	0.31			
判定		Ok	Ok			
$A_w$	mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$S_s$	mm	-----	-----			
$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$V_{sd}$	kN	-----	-----			
$V_{yd}$	kN	-----	-----			
$ \gamma_I V_d/V_{yd} $		-----	-----			
判定		-----	-----			

#### 4.6 計算結果一覧表

##### 4.6.1 曲げモーメントに対する照査

頂版

		左端部	ハンチ端部	支間部	ハンチ端部	右端部
配筋	外側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
	内側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
Case 4	M	-22.65		25.46		-22.65
	N	33.38		33.38		33.38
	$\sigma_c$	1.72		1.94		1.72
	$\sigma_s$	41.5		48.1		41.5
	$\sigma_{ca}$	9.00		9.00		9.00
	$\sigma_{sa}$	157.0		157.0		157.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 6	M	34.42		34.42		-64.09
	N	-6.09		-6.09		53.67
	$\sigma_c$	2.62		2.62		4.90
	$\sigma_s$	83.3		83.3		131.7
	$\sigma_{ca}$	13.50		13.50		13.50
	$\sigma_{sa}$	264.0		264.0		264.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 8	$M_d$	37.59		37.59		-69.69
	$N_d$	-8.20		-8.20		65.31
	$M_{ud}$	133.63	0.00	133.63	0.00	146.49
	$ \gamma_i \cdot M_d / M_{ud} $	0.281		0.281		0.476
	判定	Ok		Ok		Ok

底版

		左端部	ハンチ端部	支間部	ハンチ端部	右端部
配筋	外側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
	内側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
Case 4	M	20.65		-36.01		20.65
	N	28.75		28.75		28.75
	$\sigma_c$	0.99		1.73		0.99
	$\sigma_s$	26.5		53.1		26.5
	$\sigma_{ca}$	9.00		9.00		9.00
	$\sigma_{sa}$	157.0		157.0		157.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 6	M	73.62		-44.53		-61.01
	N	78.85		-23.34		-43.78
	$\sigma_c$	3.53		2.10		2.86
	$\sigma_s$	102.1		85.6		121.4
	$\sigma_{ca}$	13.50		13.50		13.50
	$\sigma_{sa}$	264.0		264.0		264.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 8	$M_d$	82.37		-45.21		-57.05
	$N_d$	95.71		-5.83		-26.13
	$M_{ud}$	203.38	0.00	180.63	0.00	176.01
	$ \gamma_i \cdot M_d / M_{ud} $	0.405		0.250		0.324
	判定	Ok		Ok		Ok



## 左側壁

		下端部	ハンチ端部	支間部	ハンチ端部	上端部
配筋	外側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
	内側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
Case 4	M	-20.65		-4.68		-22.65
	N	99.78		94.23		80.18
	$\sigma_c$	1.47		0.42		1.67
	$\sigma_s$	16.6		-2.0		26.4
	$\sigma_{ca}$	9.00		9.00		9.00
	$\sigma_{sa}$	157.0		157.0		157.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 6	M	-73.62		29.57		34.42
	N	81.28		16.29		5.09
	$\sigma_c$	5.62		2.26		2.63
	$\sigma_s$	144.4		63.8		79.2
	$\sigma_{ca}$	13.50		13.50		13.50
	$\sigma_{sa}$	264.0		264.0		264.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 8	$M_d$	-82.37		32.14		37.59
	$N_d$	92.02		14.99		1.44
	$M_{ud}$	151.09	0.00	137.71	0.00	135.33
	$ \gamma_i \cdot M_d / M_{ud} $	0.545		0.233		0.278
	判定	Ok		Ok		Ok

右側壁

		下端部	ハンチ端部	支間部	ハンチ端部	上端部
配筋	外側	D16-250	D16-250	D16-125	D16-125	D16-125
	内側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
Case 4	M	20.65		4.68		22.65
	N	99.78		94.23		80.18
	$\sigma_c$	1.69		0.42		1.67
	$\sigma_s$	27.4		-2.0		26.4
	$\sigma_{ca}$	9.00		9.00		9.00
	$\sigma_{sa}$	157.0		157.0		157.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 6	M	-61.01		42.66		64.09
	N	-34.60		66.07		87.19
	$\sigma_c$	4.63		3.25		4.88
	$\sigma_s$	156.3		77.1		120.0
	$\sigma_{ca}$	13.50		13.50		13.50
	$\sigma_{sa}$	264.0		264.0		264.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 8	$M_d$	-57.05		43.96		69.69
	$N_d$	-23.85		70.88		90.84
	$M_{ud}$	130.85	0.00	147.45	0.00	150.89
	$ \gamma_i \cdot M_d / M_{ud} $	0.436		0.298		0.462
	判定	Ok		Ok		Ok

#### 4.6.2 せん断力に対する照査

頂版

		左端 H/2	右端 H/2		
せん断補強筋 (mm <sup>2</sup> )		-----	-----		
Case 4	S	53.45	-53.45		
	$\tau$	0.18	0.18		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.61	0.61		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 6	S	-10.29	-71.81		
	$\tau$	0.03	0.24		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.60	0.65		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 8	$V_d$	-13.94	-75.46		
	$V_{yd}$	189.96	199.11		
	$ \gamma_i \cdot V_d / V_{yd} $	0.073	0.379		
	判定	Ok	Ok		

底版

		左端 H/2	右端 H/2		
せん断補強筋 (mm <sup>2</sup> )		-----	-----		
Case 4	S	-58.16	58.16		
	$\tau$	0.15	0.15		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.40	0.40		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 6	S	-66.64	-45.87		
	$\tau$	0.17	0.11		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.57	0.52		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 8	$V_d$	-79.38	-36.79		
	$V_{yd}$	227.53	212.01		
	$ \gamma_i \cdot V_d / V_{yd} $	0.349	0.174		
	判定	Ok	Ok		

左側壁

		下端 H/2	上端 H/2		
せん断補強筋 (mm <sup>2</sup> )		-----	-----		
Case 4	S	18.68	-22.01		
	$\tau$	0.06	0.07		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.65	0.58		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 6	S	67.61	18.46		
	$\tau$	0.23	0.06		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.66	0.62		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 8	$V_d$	77.51	19.51		
	$V_{yd}$	203.59	192.00		
	$ \gamma_i \cdot V_d / V_{yd} $	0.381	0.102		
	判定	Ok	Ok		

右側壁

		下端 H/2	上端 H/2		
せん断補強筋 (mm <sup>2</sup> )		-----	-----		
Case 4	S	-18.68	22.01		
	$\tau$	0.06	0.07		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.51	0.58		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 6	S	48.09	53.62		
	$\tau$	0.16	0.18		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.60	0.66		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 8	$V_d$	39.31	63.31		
	$V_{yd}$	188.77	202.44		
	$ \gamma_i \cdot V_d / V_{yd} $	0.208	0.313		
	判定	Ok	Ok		

## 5 定着長の検討

### 5.1 鉄筋定着位置の決定方法

隅角部の鉄筋を同一鉄筋径倍ピッチ配筋に減らすものとして鉄筋定着位置を求める。

鉄筋の定着位置は下記の $L_1$ および $L_2$ の小さいほうとする。

$$L_1 = l_1 + d + l_0$$

$$L_2 = l_2 + l_0$$

$$l_0 = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{0a}} \cdot \frac{\phi}{1000} \quad (\text{m})$$

ここで、 $l_1$	: 計算上鉄筋が不要となる位置	(m)
$l_2$	: コンクリートに引張が生じない位置 (曲げモーメントが0となる位置)	(m)
$d$	: 部材の有効高さ	(m)
$l_0$	: 基本定着長	(m)
$\phi$	: 主鉄筋径	(mm)
$\sigma_{sa}$	: 鉄筋の許容引張応力度	(N/mm <sup>2</sup> )
$\tau_{0a}$	: コンクリートの許容付着応力度	(N/mm <sup>2</sup> )
	$\tau_{0a} = 1.60$ (N/mm <sup>2</sup> )	

## 5.2 頂版

### 5.2.1 左端部

#### 5.2.1.1 計算上鉄筋が不要となる位置

計算上鉄筋が不要となる位置が見つからない

#### 5.2.1.2 コンクリートに引張が生じない位置

	Case 4	Case 6	Case 8		
$l_2$ (m)	0.327	----	----		

$$L_2 = l_2 + l_0 = 0.327 + 0.393 = 0.720 \quad (\text{m})$$

#### 5.2.1.3 定着位置

以上より、定着位置は隅角部より 0.720 (m) の位置となる。

### 5.2.2 右端部

#### 5.2.2.1 計算上鉄筋が不要となる位置

計算上鉄筋が不要となる位置が見つからない

#### 5.2.2.2 コンクリートに引張が生じない位置

コンクリートに引張が生じない位置が見つからない。

### 5.3 底版

#### 5.3.1 左端部

##### 5.3.1.1 計算上鉄筋が不要となる位置

計算上鉄筋が不要となる位置が見つからない

##### 5.3.1.2 コンクリートに引張が生じない位置

	Case 4	Case 6	Case 8		
$l_2$ (m)	0.238	1.119	----		

$$L_2 = l_2 + l_0 = 1.119 + 0.393 = 1.512 \text{ (m)}$$

##### 5.3.1.3 定着位置

以上より、定着位置は隅角部より 1.512 (m) の位置となる。

#### 5.3.2 右端部

##### 5.3.2.1 計算上鉄筋が不要となる位置

計算上鉄筋が不要となる位置が見つからない

##### 5.3.2.2 コンクリートに引張が生じない位置

コンクリートに引張が生じない位置が見つからない。



## 6 浮上りに対する検討

$$U \leq 1/F_s \cdot W'$$

$$U = \gamma_w \cdot H_w \cdot B_0$$

$$W' = W_s + W$$

ここで、U	: ボックスカルバートに働く全浮力	(kN/m <sup>2</sup> )
W'	: ボックスカルバートおよび土砂重量	(kN/m <sup>3</sup> )
F <sub>s</sub>	: 安全率	F <sub>s</sub> = 1.20
γ <sub>w</sub>	: 水の単位体積重量	γ <sub>w</sub> = 9.80 (kN/m <sup>3</sup> )
B <sub>0</sub>	: ボックスカルバートの全幅	B <sub>0</sub> = 2.800 (m)
H <sub>w</sub>	: 地下水位からカルバート底面までの深さ	
:		H <sub>w</sub> = 4.100 (m)
W <sub>s</sub>	: ボックスカルバート上の土砂 および水の全重量	(kN/m)
W	: ボックスカルバートの自重	(kN/m)

	計 算 式	W (kN/m)
頂 版	2.800×0.400×24.5	27.44
ハンチ	2×1/2×0.300×0.300×24.5	2.21
左側壁	2.000×0.400×24.5	19.60
右側壁	2.000×0.400×24.5	19.60
ハンチ	2×1/2×0.300×0.300×24.5	2.21
底 版	2.800×0.500×24.5	34.30
合 計		105.35

$$U = \gamma_w \cdot H_1 \cdot B_0 = 9.80 \times 4.100 \times 2.800 = 112.50 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned} W' &= B_0 (\gamma_p \cdot t_p + \gamma_{sat} \cdot t_D) + W \\ &= 2.800 \times (22.50 \times 0.200 + 19.00 \times 1.200) + 105.35 \\ &= 181.79 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\frac{W'}{F_s} = \frac{181.79}{1.2} = 151.49 \text{ (kN/m)} \geq U \text{ ……(OK)}$$

# ボックスカルバートウイングの設計

Ver1.0

出力例

ボックスカルバート左側台形ウイング

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 大阪事務所 (技術サービス)

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp>      [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

# ボックスカルバートウイングの設計「計算書の印刷」

## 目 次

1	設計条件	3
1.1	構造寸法	3
1.2	使用材料および許容応力度	3
1.2.1	コンクリート	3
1.2.2	鉄筋	3
1.2.3	許容応力度の割増係数	3
1.3	荷重	4
1.3.1	土圧	4
1.3.2	設計水平震度	4
1.3.3	風荷重	4
1.3.4	衝突荷重	4
1.4	土圧	5
1.4.1	計算式	5
1.4.2	常時	7
1.4.3	地震時	9
1.4.4	暴風時	11
1.4.5	衝突時	13
1.5	自重慣性力	16
1.5.1	ウイングの自重慣性力	16
1.5.2	A-A断面における断面力	16
1.5.3	A~B断面間の荷重による断面力	16
1.5.4	設計断面力	17
1.6	風荷重	18
1.7	衝突荷重	19
2	断面力の集計	20
2.1	常時	20
2.2	地震時（背面引張）	20
2.3	地震時（前面引張）	20
2.4	暴風時（背面引張）	20
2.5	暴風時（前面引張）	20
2.6	衝突時	21
3	断面設計	22
3.1	計算式	22
3.1.1	鉄筋コンクリート断面の応力度	22
3.1.2	せん断力に対する照査	23
3.2	応力度一覧表	24
3.2.1	曲げ応力度（背面引張）	24
3.2.2	曲げ応力度（前面引張）	24
3.2.3	せん断応力度	24
3.3	常時（背面引張）	25
3.3.1	曲げ応力度の計算	25
3.3.2	せん断応力度の計算	25
3.4	地震時（背面引張）	26
3.4.1	曲げ応力度の計算	26

3.4.2	せん断応力度の計算	26
3.5	暴風時（背面引張）	27
3.5.1	曲げ応力度の計算	27
3.5.2	せん断応力度の計算	27
3.6	暴風時（前面引張）	28
3.6.1	曲げ応力度の計算	28
3.6.2	せん断応力度の計算	28
3.7	衝突時（背面引張）	29
3.7.1	曲げ応力度の計算	29
3.7.2	せん断応力度の計算	29
4	本体側壁の補強鉄筋	30
4.1	応力度一覧表	30
4.1.1	曲げ応力度（外側引張）	30
4.1.2	曲げ応力度（内側引張）	30
4.2	常時（外側引張）	31
4.3	地震時（外側引張）	32
4.4	暴風時（外側引張）	33
4.5	暴風時（内側引張）	34
4.6	衝突時（外側引張）	35

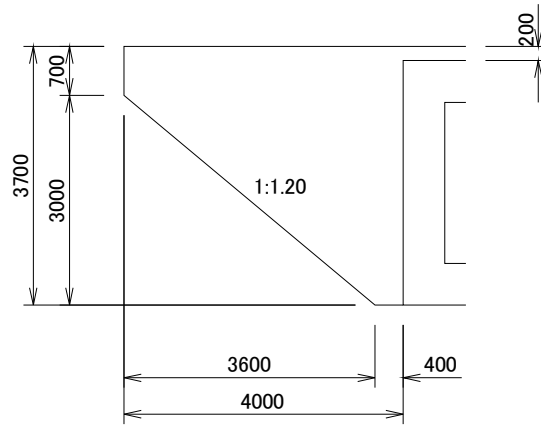


図-1 構造寸法図

# 1 設計条件

## 1.1 構造寸法

ウイング厚さ 0.500 (m)  
 本体側壁厚さ 0.600 (m)

## 1.2 使用材料および許容応力度

### 1.2.1 コンクリート

設計基準強度  $\sigma_{ck}$  21.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 許容圧縮応力度  $\sigma_{ca}$  7.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 許容せん断応力度  
     コンクリートのみで負担する場合  $\tau_{a1}$  0.22 (N/mm<sup>2</sup>)  
     斜引張鉄筋と共同で負担する場合  $\tau_{a2}$  1.60 (N/mm<sup>2</sup>)  
 許容付着応力度  $\tau_{0a}$  1.40 (N/mm<sup>2</sup>)  
 コンクリートの単位体積重量  $\gamma_c$  24.50 (kN/m<sup>3</sup>)

### 1.2.2 鉄筋

鉄筋の材質 SD295  
 許容引張応力度  $\sigma_{sa}$   
     常時 160.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
     割増の基準値 180.0 (N/mm<sup>2</sup>)

### 1.2.3 許容応力度の割増係数

地震時 1.50  
 暴風時 1.25  
 衝突時 1.50

## 1.3 荷重

### 1.3.1 土圧

試行くさび法

背面土砂の土質定数

単位体積重量  $\gamma$  19.00 (kN/m<sup>3</sup>)

内部摩擦角  $\phi$  30.00 (°)

粘着力  $C$  0.0 (kN/m<sup>2</sup>)

土圧による断面力の割増し

曲げモーメント (背面引張) 1.20

(前面引張) 1.00

せん断力 1.00

### 1.3.2 設計水平震度

設計水平震度  $k_h$  0.24

### 1.3.3 風荷重

防音壁高さ  $h_w$  3.000 (m)

風荷重  $p_w$  2.00 (kN/m<sup>2</sup>)

### 1.3.4 衝突荷重

防護壁高さ  $h_e$  1.000 (m)

風荷重  $P_e$  109.00 (kN)

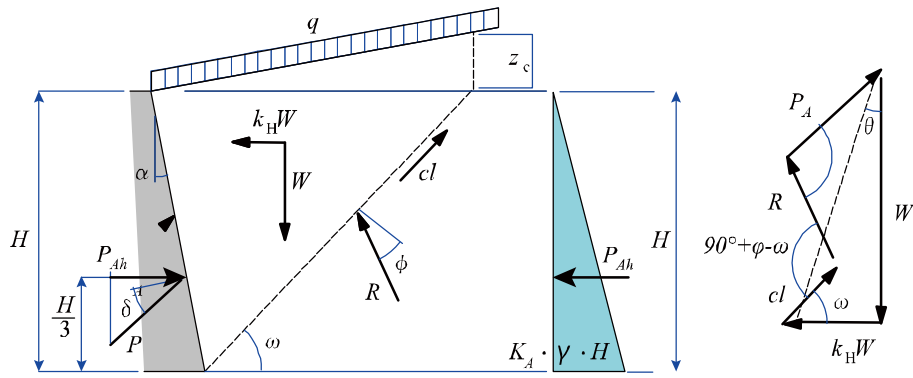


図-2 試行くさび法による土圧

## 1.4 土圧

### 1.4.1 計算式

施行くさび法による主働土圧は式(1), (2)で求める(図2参照)。主働すべり角 $\omega$ を変化させて計算し、最も大きい $P_a$ を主働土圧とする。なお、試行くさび法のすべり面より内側に載荷される活荷重等の載荷重についてはすべり土塊の重量に含めるものとする。

$$P_a = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $P_a$  : 主働土圧の合力 (kN)

$W$  : 地表面の亀裂深さ $z_c$ を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN)

$z_c$  : 地表面の引張亀裂深さ (m)

$$z_c = 2c / \gamma \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2)$$

$\theta$  : 地震合成角  $\theta = \tan^{-1} k_h$ で地震の影響を考慮しない場合は $\theta = 0$  (°)

$\omega$  : 主働すべり角 (°)

$\phi$  : 内部摩擦角 (°)

$\delta$  : 壁面摩擦角 (°)

常時  $\delta = 2/3 \cdot \phi$

地震時  $\delta = 1/2 \cdot \phi$

$\alpha$  : 壁面傾斜角 (°)

$c$  : 裏込め土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$l$  : すべり面の長さ (m)

土圧の分布形を三角形と仮定すると換算土圧係数 $K$ は式(3)で求まる。

$$K = \frac{2P_{ah}}{\gamma \cdot H^2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $K$  : 換算主働土圧係数

$H$  : 土圧作用高さ (m)

$P_{ah}$  : 主働土圧強度の水平成分 (kN)

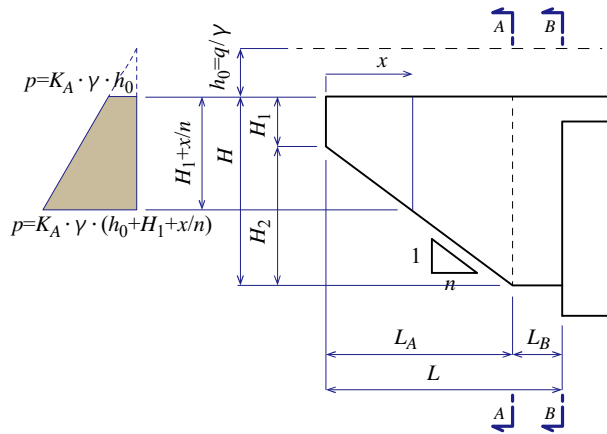


図-3 記号説明図

A-A断面における断面力

ウイング先端からA-A断面までの間に作用する土圧によるA-A断面における断面力は図3に示す記号を用いて式(4), (5)で求まる。

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^3}{3n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^2}{n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot L_A \right\} \dots\dots\dots (4)$$

$$M_A = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^4}{12n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^3}{3n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot \frac{L_A^2}{2} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

A～B断面間の荷重による断面力

A-A断面からB-B断面までの間に作用する土圧によるB-B断面における全幅あたり断面力は式(6), (7)で求める。

$$S_B = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B \dots\dots\dots (6)$$

$$M_B = \frac{1}{4} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B^2 \dots\dots\dots (7)$$

設計断面力

ウイングの設計断面力は式(4)～(7)で求めた断面力をウイング全幅で除し、式(8), (9)で求める。

$$S_p = \alpha_s \cdot \frac{S_A + S_B}{H} \dots\dots\dots (8)$$

$$M_p = \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H} \dots\dots\dots (9)$$

- ここで、 $S_p$  : 土圧による設計せん断力 (kN)
- $M_p$  : 土圧による設計曲げモーメント (kN・m)
- $h_0$  : 換算盛土高 (m)
- 載荷重は土圧に含まれるため、 $h_0=0.0$
- $\alpha_s$  : 設計せん断力の割り増し係数
- $\alpha_M$  : 設計曲げモーメントの割り増し係数



## 1.4.2 常時

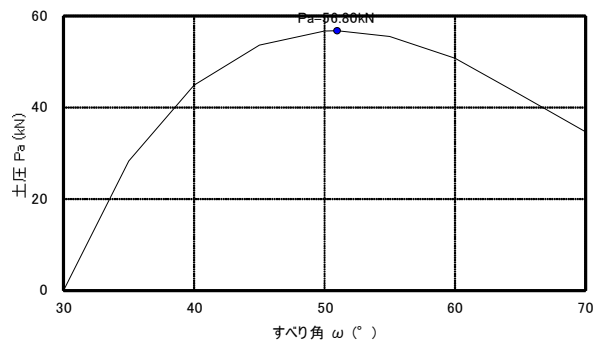


図-4 常時土圧の変化

### 主働土圧

主働すべり角 $\omega$ を様々に変化させた繰り返し計算を行った結果、土圧の変化は図-4のようになり、すべり角 $\omega=50.96^\circ$ の時に最大となった。この時、最大主働土圧は次のように求められる。

$$\text{土くさびの重量 } W = 158.754 \text{ (kN)}$$

$$\text{すべり面の長さ } l = 5.922 \text{ (m)}$$

$$P_A = \frac{158.754 \times \sec 0.00 \times \sin(50.96 - 30.00 + 0.00) - 0.00 \times 5.922 \times \cos 30.00}{\cos(50.96 - 30.00 + 0.00 - 20.00)}$$

$$= 56.804 \text{ (kN)}$$

### 主働土圧の水平成分

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 56.804 \times \cos(0.0 + 20.0) = 53.378 \text{ (kN)}$$

### 換算土圧係数

$$K = \frac{2P_{ah}}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 53.378}{19.0 \times 3.700^2} = 0.410$$

### A-A断面における土圧による断面力

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^3}{3n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^2}{n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot L_A \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.410 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^3}{3 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right.$$

$$\left. \times \frac{3.600^2}{1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times 3.600 \right\}$$

$$= 78.465 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned}
M_A &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^4}{12n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^3}{3n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot \frac{L_A^2}{2} \right\} \\
&= \frac{1}{2} \times 0.410 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^4}{12 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right. \\
&\quad \left. \times \frac{3.600^3}{3 \times 1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times \frac{3.600^2}{2} \right\} \\
&= 85.652 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

A～B断面間の荷重による断面力

$$\begin{aligned}
S_B &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B \\
&= \frac{1}{2} \times 0.410 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400 \\
&= 21.351 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_B &= \frac{1}{4} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B^2 \\
&= \frac{1}{4} \times 0.410 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400^2 \\
&= 4.270 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

設計せん断力

$$\begin{aligned}
S_p &= \alpha_s \cdot \frac{S_A + S_B}{H} \\
&= 1.00 \times \frac{78.465 + 21.351}{3.700} = 26.977 \text{ (kN)}
\end{aligned}$$

設計曲げモーメント (背面引張の場合)

$$\begin{aligned}
M_p &= \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H} \\
&= 1.20 \times \frac{85.652 + 78.465 \times 0.400 + 4.270}{3.700} = 39.343 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

### 1.4.3 地震時

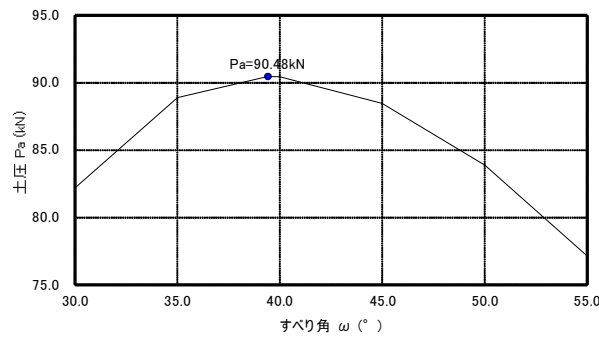


図-5 地震時土圧の変化

#### 主働土圧

主働すべり角 $\omega$ を様々に変化させた繰り返し計算を行った結果、土圧の変化は図-5のようになり、すべり角 $\omega=39.42^\circ$ の時に最大となった。この時、最大主働土圧は次のように求められる。

$$\text{土くさびの重量 } W = 224.858 \text{ (kN)}$$

$$\text{すべり面の長さ } l = 7.244 \text{ (m)}$$

$$P_A = \frac{224.858 \times \sec 13.50 \times \sin(39.42 - 30.00 + 13.50) - 0.00 \times 7.244 \times \cos 30.00}{\cos(39.42 - 30.00 + 0.00 - 15.00)}$$

$$= 90.475 \text{ (kN)}$$

#### 主働土圧の水平成分

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 90.475 \times \cos(0.0 + 15.0) = 87.393 \text{ (kN)}$$

#### 換算土圧係数

$$K = \frac{2P_{ah}}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 87.393}{19.0 \times 3.700^2} = 0.672$$

#### A-A断面における土圧による断面力

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^3}{3n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^2}{n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot L_A \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.672 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^3}{3 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right.$$

$$\left. \times \frac{3.600^2}{1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times 3.600 \right\}$$

$$= 128.465 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned}
M_A &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^4}{12n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^3}{3n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot \frac{L_A^2}{2} \right\} \\
&= \frac{1}{2} \times 0.672 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^4}{12 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right. \\
&\quad \left. \times \frac{3.600^3}{3 \times 1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times \frac{3.600^2}{2} \right\} \\
&= 140.232 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

A～B断面間の荷重による断面力

$$\begin{aligned}
S_B &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B \\
&= \frac{1}{2} \times 0.672 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400 \\
&= 34.957 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_B &= \frac{1}{4} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B^2 \\
&= \frac{1}{4} \times 0.672 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400^2 \\
&= 6.991 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

設計せん断力

$$\begin{aligned}
S_p &= \alpha_S \cdot \frac{S_A + S_B}{H} \\
&= 1.00 \times \frac{128.465 + 34.957}{3.700} = 44.168 \text{ (kN)}
\end{aligned}$$

設計曲げモーメント (背面引張の場合)

$$\begin{aligned}
M_p &= \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H} \\
&= 1.20 \times \frac{140.232 + 128.465 \times 0.400 + 6.991}{3.700} = 64.414 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

設計曲げモーメント（前面引張の場合）

$$M_p = \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H}$$

$$= 1.00 \times \frac{140.232 + 128.465 \times 0.400 + 6.991}{3.700} = 53.678 \text{ (kNm)}$$

#### 1.4.4 暴風時

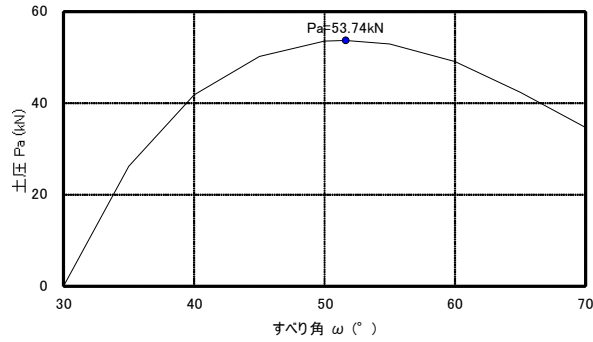


図-6 暴風時土圧の変化

主働土圧

主働すべり角 $\omega$ を様々に変化させた繰り返し計算を行った結果、土圧の変化は図-6のようになり、すべり角 $\omega=51.62^\circ$ の時に最大となった。この時、最大主働土圧は次のように求められる。

$$\text{土くさびの重量 } W = 145.813 \text{ (kN)}$$

$$\text{すべり面の長さ } l = 5.868 \text{ (m)}$$

$$P_A = \frac{145.813 \times \sec 0.00 \times \sin(51.62 - 30.00 + 0.00) - 0.00 \times 5.868 \times \cos 30.00}{\cos(51.62 - 30.00 + 0.00 - 20.00)}$$

$$= 53.740 \text{ (kN)}$$

主働土圧の水平成分

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 53.740 \times \cos(0.0 + 20.0) = 50.499 \text{ (kN)}$$

換算土圧係数

$$K = \frac{2P_{ah}}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 50.499}{19.0 \times 3.700^2} = 0.388$$

A-A断面における土圧による断面力

$$\begin{aligned}
 S_A &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^3}{3n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^2}{n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot L_A \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.388 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^3}{3 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right. \\
 &\quad \left. \times \frac{3.600^2}{1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times 3.600 \right\} \\
 &= 74.233 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_A &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^4}{12n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^3}{3n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot \frac{L_A^2}{2} \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.388 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^4}{12 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right. \\
 &\quad \left. \times \frac{3.600^3}{3 \times 1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times \frac{3.600^2}{2} \right\} \\
 &= 81.032 \text{ (kNm)}
 \end{aligned}$$

A~B断面間の荷重による断面力

$$\begin{aligned}
 S_B &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.388 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400 \\
 &= 20.200 \text{ (kNm)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= \frac{1}{4} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 0.388 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400^2 \\
 &= 4.040 \text{ (kNm)}
 \end{aligned}$$

設計せん断力

$$S_p = \alpha_s \cdot \frac{S_A + S_B}{H}$$

$$= 1.00 \times \frac{74.233 + 20.200}{3.700} = 25.522 \text{ (kN)}$$

設計曲げモーメント（背面引張の場合）

$$M_p = \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H}$$

$$= 1.20 \times \frac{81.032 + 74.233 \times 0.400 + 4.040}{3.700} = 37.221 \text{ (kNm)}$$

設計曲げモーメント（前面引張の場合）

$$M_p = \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H}$$

$$= 1.00 \times \frac{81.032 + 74.233 \times 0.400 + 4.040}{3.700} = 31.018 \text{ (kNm)}$$

#### 1.4.5 衝突時

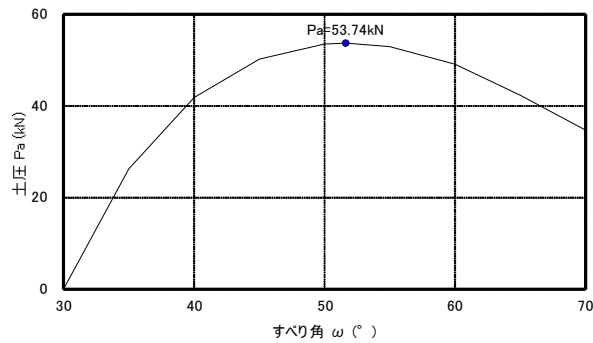


図-7 衝突時土圧の変化

主働土圧

主働すべり角 $\omega$ を様々に変化させた繰り返し計算を行った結果、土圧の変化は図-7のようになり、すべり角 $\omega=51.62^\circ$ の時に最大となった。この時、最大主働土圧は次のように求められる。

土くさびの重量  $W = 145.813 \text{ (kN)}$

すべり面の長さ  $l = 5.868 \text{ (m)}$

$$P_A = \frac{145.813 \times \sec 0.00 \times \sin(51.62 - 30.00 + 0.00) - 0.00 \times 5.868 \times \cos 30.00}{\cos(51.62 - 30.00 + 0.00 - 20.00)}$$

$$= 53.740 \text{ (kN)}$$

主働土圧の水平成分

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 53.740 \times \cos(0.0 + 20.0) = 50.499 \text{ (kN)}$$

換算土圧係数

$$K = \frac{2P_{ah}}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 50.499}{19.0 \times 3.700^2} = 0.388$$

A-A断面における土圧による断面力

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^3}{3n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^2}{n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot L_A \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.388 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^3}{3 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right.$$

$$\left. \times \frac{3.600^2}{1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times 3.600 \right\}$$

$$= 74.233 \text{ (kN)}$$

$$M_A = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^4}{12n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^3}{3n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot \frac{L_A^2}{2} \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.388 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^4}{12 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right.$$

$$\left. \times \frac{3.600^3}{3 \times 1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times \frac{3.600^2}{2} \right\}$$

$$= 81.032 \text{ (kNm)}$$



A～B断面間の荷重による断面力

$$\begin{aligned} S_B &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B \\ &= \frac{1}{2} \times 0.388 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400 \\ &= 20.200 \quad (\text{kNm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B &= \frac{1}{4} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 0.388 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400^2 \\ &= 4.040 \quad (\text{kNm}) \end{aligned}$$

設計せん断力

$$\begin{aligned} S_p &= \alpha_S \cdot \frac{S_A + S_B}{H} \\ &= 1.00 \times \frac{74.233 + 20.200}{3.700} = 25.522 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

設計曲げモーメント（背面引張の場合）

$$\begin{aligned} M_p &= \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H} \\ &= 1.20 \times \frac{81.032 + 74.233 \times 0.400 + 4.040}{3.700} = 37.221 \quad (\text{kNm}) \end{aligned}$$

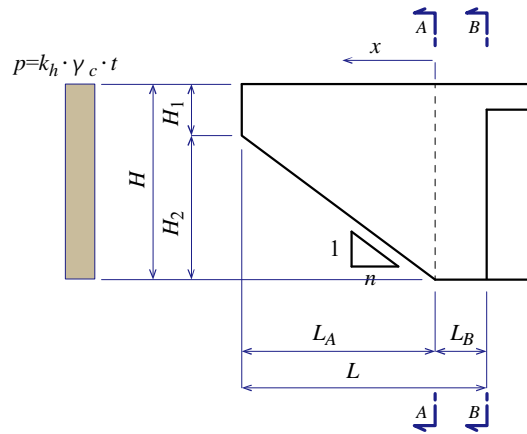


図-8 記号説明図

## 1.5 自重慣性力

### 1.5.1 ウイングの自重慣性力

$$p_s = k_h \cdot \gamma_c \cdot t$$

$$= 0.24 \times 24.50 \times 0.500 = 2.940 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、 $p_s$  : 自重慣性力による水平力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $k_h$  : 設計水平震度  
 $\gamma_c$  : コンクリートの単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $t$  : ウイング厚 (m)

### 1.5.2 A-A断面における断面力

ウイング先端からA-A断面までの間に作用する自重慣性力によるA-A断面における単位幅あたり断面力は図8に示す記号を用いて式(10), (11)で求まる。

$$S_{As} = \frac{p_s}{2H} \cdot (H_1 + H) \cdot L_A \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$= \frac{2.940}{2 \times 3.700} \times (0.700 + 3.700) \times 3.600 = 6.293 \text{ (kN)}$$

$$M_{As} = \frac{p_s}{6H} \cdot (2H_1 + H) \cdot L_A^2 \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$= \frac{2.940}{6 \times 3.700} \times (2 \times 0.700 + 3.700) \times 3.600^2 = 8.753 \text{ (kNm)}$$

### 1.5.3 A~B断面間の荷重による断面力

A-A断面からB-B断面までの間に作用する自重慣性力によるB-B断面における単位幅あたり断面力は式(12), (13)で求める。

$$S_{Bs} = p_s \cdot L_B \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$= 2.940 \times 0.400 = 1.176 \text{ (kN)}$$

$$M_{Bs} = \frac{1}{2} \cdot p_s \cdot L_B^2 \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$= \frac{1}{2} \times 2.940 \times 0.400^2 = 0.235 \text{ (kNm)}$$

#### 1.5.4 設計断面力

ウイングの自重慣性力による設計断面力は式(10)～(13)で求めた断面力より式(14), (15)で求める。

$$S_s = S_{As} + S_{Bs} \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$= 6.293 + 1.176 = 7.469 \text{ (kN)}$$

$$M_s = M_{As} + S_{As} \cdot L_B + M_{Bs} \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$= 8.753 + 6.293 \times 0.400 + 0.235 = 11.506 \text{ (kNm)}$$

## 1.6 風荷重

風荷重による設計断面力は式(16)～(22)で求める。

$$p'_w = p_w \cdot h = 2.00 \times 3.000 = 6.000 \text{ (kN)} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$m'_w = \frac{1}{2} \cdot p_w \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 2.00 \times 3.000^2 = 9.000 \text{ (kNm)} \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$S_w = p'_w \cdot \frac{L}{H} = 6.000 \times \frac{4.000}{3.700} = 6.486 \text{ (kN)} \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$\begin{aligned} M_{w \cdot \max(p)} &= (1.42L - 1.15) \cdot p'_w \quad \dots\dots\dots (19) \\ &= (1.42 \times 4.000 - 1.15) \times 6.000 = 27.180 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{w \cdot \max(m)} &= (0.09L + 0.41) \cdot m'_w \quad \dots\dots\dots (20) \\ &= (0.09 \times 4.000 + 0.41) \times 9.000 = 6.930 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{w \cdot \min(p)} &= (0.35L - 0.48) \cdot p'_w \quad \dots\dots\dots (21) \\ &= (0.35 \times 4.000 - 0.48) \times 6.000 = 5.520 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{w \cdot \min(m)} &= -(0.03L + 0.53) \cdot m'_w \quad \dots\dots\dots (22) \\ &= -(0.03 \times 4.000 + 0.53) \times 9.000 = -5.850 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

最大設計曲げモーメント

$$M_{w \cdot \max} = M_{w \cdot \max(p)} + M_{w \cdot \max(m)} = 27.180 + 6.930 = 34.110 \text{ (kNm)}$$

最小設計曲げモーメント

$$M_{w \cdot \min} = M_{w \cdot \min(p)} + M_{w \cdot \min(m)} = 5.520 - 5.850 = -0.330 \text{ (kNm)}$$

ここで、 $p'_w$  : ウイング天端における風荷重による水平力 (kN/m)

$m'_w$  : ウイング天端における風荷重による曲げモーメント (kNm/m)

$p_w$  : 風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$h$  : 防音壁の高さ (m)

$L$  : ウイング長さ (m)

$H$  : ウイング全高 (m)

$S_w$  : 風荷重によるウイングの単位幅あたり設計せん断力 (kN)

$M_{w \cdot \max(p)}$  : 風荷重の水平力によりウイング付け根に生じる  
単位幅あたり最大曲げモーメント (kNm)

$M_{w \cdot \max(m)}$  : 風荷重のモーメントによりウイング付け根に生  
じる単位幅あたり最大曲げモーメント (kNm)

$M_{w \cdot \min(p)}$  : 風荷重の水平力によりウイング付け根に生じる  
単位幅あたり最小曲げモーメント (kNm)

$M_{w \cdot \min(m)}$  : 風荷重のモーメントによりウイング付け根に生  
じる単位幅あたり最小曲げモーメント (kNm)

## 1.7 衝突荷重

衝突荷重による設計断面力は式(16)～(22)で求める。

$$p'_c = \frac{P_c}{L} = \frac{109.00}{4.000} = 27.250 \text{ (kN)} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$m'_c = \frac{P_c}{L} \cdot h = \frac{109.00}{4.000} \times 1.000 = 27.250 \text{ (kNm)} \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$S_c = \frac{P_c}{H} = \frac{109.00}{3.700} = 29.459 \text{ (kN)} \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$M_{c \cdot \max(p)} = (1.42L - 1.15) \cdot p'_c \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$= (1.42 \times 4.000 - 1.15) \times 27.250 = 123.443 \text{ (kNm)}$$

$$M_{c \cdot \max(m)} = (0.09L + 0.41) \cdot m'_c \quad \dots\dots\dots (20)$$

$$= (0.09 \times 4.000 + 0.41) \times 27.250 = 20.983 \text{ (kNm)}$$

$$M_{c \cdot \min(p)} = (0.35L - 0.48) \cdot p'_c \quad \dots\dots\dots (21)$$

$$= (0.35 \times 4.000 - 0.48) \times 27.250 = 25.070 \text{ (kNm)}$$

$$M_{c \cdot \min(m)} = -(0.03L + 0.53) \cdot m'_c \quad \dots\dots\dots (22)$$

$$= -(0.03 \times 4.000 + 0.53) \times 27.250 = -17.713 \text{ (kNm)}$$

最大設計曲げモーメント

$$M_{w \cdot \max} = M_{w \cdot \max(p)} + M_{w \cdot \max(m)} = 123.443 + 20.983 = 144.425 \text{ (kNm)}$$

最小設計曲げモーメント

$$M_{w \cdot \min} = M_{w \cdot \min(p)} + M_{w \cdot \min(m)} = 25.070 - 17.713 = 7.357 \text{ (kNm)}$$

- ここで、 $p'_c$  : ウイング天端における衝突荷重による水平力 (kN/m)  
 $m'_c$  : ウイング天端における衝突荷重による曲げモーメント (kNm/m)  
 $P_c$  : 衝突荷重 (kN)  
 $h$  : 衝突荷重の作用高さ (m)  
 $L$  : ウイング長さ (m)  
 $H$  : ウイング全高 (m)  
 $S_c$  : 衝突荷重によるウイングの単位幅あたり設計せん断力 (kN)  
 $M_{c \cdot \max(p)}$  : 衝突荷重の水平力によりウイング付け根に生じる  
 単位幅あたり最大曲げモーメント (kNm)  
 $M_{c \cdot \max(m)}$  : 衝突荷重のモーメントによりウイング付け根に生  
 じる単位幅あたり最大曲げモーメント (kNm)  
 $M_{c \cdot \min(p)}$  : 衝突荷重の水平力によりウイング付け根に生じる  
 単位幅あたり最小曲げモーメント (kNm)  
 $M_{c \cdot \min(m)}$  : 衝突荷重のモーメントによりウイング付け根に生  
 じる単位幅あたり最小曲げモーメント (kNm)

## 2 断面力の集計

### 2.1 常時

	曲げモーメント M (kNm)	せん断力 S (kN)
土圧	39.343	26.977
合計	39.343	26.977

### 2.2 地震時（背面引張）

	曲げモーメント M (kNm)	せん断力 S (kN)
土圧	64.414	44.168
自重慣性力	11.506	7.469
合計	75.919	51.637

### 2.3 地震時（前面引張）

	曲げモーメント M (kNm)	せん断力 S (kN)
土圧	53.678	44.168
自重慣性力	-11.506	-7.469
合計	42.172	36.699

### 2.4 暴風時（背面引張）

	曲げモーメント M (kNm)	せん断力 S (kN)
土圧	37.221	25.522
風荷重	34.110	6.486
合計	71.331	32.009

### 2.5 暴風時（前面引張）

	曲げモーメント M (kNm)	せん断力 S (kN)
土圧	31.018	25.522
風荷重	-34.110	-6.486
合計	-3.092	19.036

## 2.6 衝突時

	曲げモーメント M (kNm)	せん断力 S (kN)
土圧	37.221	25.522
衝突荷重	144.425	29.459
合計	181.646	54.982

### 3 断面設計

#### 3.1 計算式

##### 3.1.1 鉄筋コンクリート断面の応力度

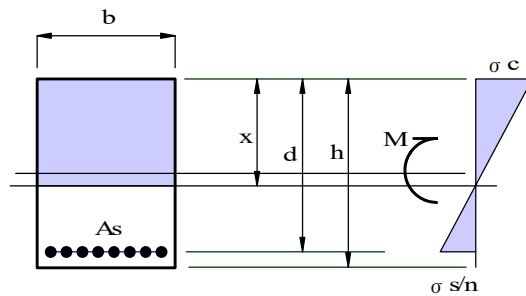


図-9 曲げモーメントが作用する単鉄筋RC断面の応力度

曲げモーメントのみが作用する単鉄筋RC断面の応力度は次式によって求める(図-9参照)。

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np$$

$$x = k \cdot d$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d - x/3)}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x}$$

- ここで、 $\sigma_c$ : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_s$ : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $x$ : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)  
 $M$ : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)  
 $b$ : 断面の幅 (mm)  
 $d$ : 有効高。圧縮縁から引張鉄筋図心までの距離 (mm)  
 $A_s$ : 引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $n$ : コンクリートと鉄筋のヤング係数比  $n=15$ とする。



### 3.1.2 せん断力に対する照査

RC断面に生じるせん断応力度は次式によって求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここで、 $\tau_m$ ：平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

S：設計せん断力 (N)

b：部材幅 (mm)

d：部材の有効高さ (mm)

$\tau_{a1}$ ：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートのせん断応力度が  $\tau_{a1}$  を超える場合、次の式で算出される断面積以上の斜引張鉄筋を配置する。

$$A_w = \frac{1.15S'_h \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

$$S'_h = S - \tau_{a1} \cdot b \cdot d$$

ここで、 $A_w$ ：必要斜引張鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

$\tau_{a1}$ ：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S'_h$ ：斜引張鉄筋が負担するせん断力 (N)

s：斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

$\sigma_{sa}$ ：斜引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

## 3.2 応力度一覧表

### 3.2.1 曲げ応力度（背面引張）

使用鉄筋：D19-125

荷重時	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		判定
	応力度	許容値	応力度	許容値	
常時	1.64	< 7.00	48.4	< 160.0	OK
地震時	3.17	< 10.50	93.3	< 270.0	OK
暴風時	2.98	< 8.75	87.7	< 225.0	OK
衝突時	7.58	< 10.50	223.2	< 270.0	OK

### 3.2.2 曲げ応力度（前面引張）

使用鉄筋：D16-250

荷重時	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		判定
	応力度	許容値	応力度	許容値	
暴風時	0.19	< 8.75	10.5	< 225.0	OK

### 3.2.3 せん断応力度

荷重時	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	判定
常時(背面引張)	0.07	< 0.22	< 1.60	OK
地震時(背面引張)	0.13	< 0.33	< 2.40	OK
暴風時(背面引張)	0.08	< 0.28	< 2.00	OK
衝突時(背面引張)	0.14	< 0.33	< 2.40	OK
暴風時(前面引張)	0.05	< 0.28	< 2.00	OK

### 3.3 常時（背面引張）

#### 3.3.1 曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} M: \text{曲げモーメント} & 39.343 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{有効高} & 400.0 \text{ (mm)} \\ A_s: \text{引張鉄筋量} & 2292.00 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ (D19-ctc125)} \\ np &= 15 \times \frac{2292.00}{1000.0 \times 400.0} = 0.0860 \end{aligned}$$

圧縮縁から中立軸までの距離  $x$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0860 + 0.0860^2} - 0.0860 = 0.337 \\ x &= k \cdot d = 0.337 \times 400.0 = 135.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 39.343 \times 10^6}{1000.0 \times 135.0 \times (400.0 - 135.0/3)} \\ &= 1.64 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 7.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 1.64 \times \frac{400.0 - 135.0}{135.0} \\ &= 48.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 160.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 3.3.2 せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} S: \text{設計せん断力} & 26.977 \times 10^3 \text{ (N)} \\ M: \text{曲げモーメント} & 39.343 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{部材の有効高さ} & 400.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{26.98 \times 10^3}{1000.0 \times 400.0} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 0.22 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

### 3.4 地震時（背面引張）

#### 3.4.1 曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} M: \text{曲げモーメント} & 75.919 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{有効高} & 400.0 \text{ (mm)} \\ A_s: \text{引張鉄筋量} & 2292.00 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ (D19-ctc125)} \\ np &= 15 \times \frac{2292.00}{1000.0 \times 400.0} = 0.0860 \end{aligned}$$

圧縮縁から中立軸までの距離  $x$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0860 + 0.0860^2} - 0.0860 = 0.337 \\ x &= k \cdot d = 0.337 \times 400.0 = 135.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 75.919 \times 10^6}{1000.0 \times 135.0 \times (400.0 - 135.0/3)} \\ &= 3.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 10.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 3.17 \times \frac{400.0 - 135.0}{135.0} \\ &= 93.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 270.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 3.4.2 せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} S: \text{設計せん断力} & 51.637 \times 10^3 \text{ (N)} \\ M: \text{曲げモーメント} & 75.919 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{部材の有効高さ} & 400.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{51.64 \times 10^3}{1000.0 \times 400.0} \\ &= 0.13 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

### 3.5 暴風時（背面引張）

#### 3.5.1 曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} M: \text{曲げモーメント} & 71.331 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{有効高} & 400.0 \text{ (mm)} \\ A_s: \text{引張鉄筋量} & 2292.00 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ (D19-ctc125)} \\ np &= 15 \times \frac{2292.00}{1000.0 \times 400.0} = 0.0860 \end{aligned}$$

圧縮縁から中立軸までの距離  $x$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0860 + 0.0860^2} - 0.0860 = 0.337 \\ x &= k \cdot d = 0.337 \times 400.0 = 135.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 71.331 \times 10^6}{1000.0 \times 135.0 \times (400.0 - 135.0/3)} \\ &= 2.98 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 8.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 2.98 \times \frac{400.0 - 135.0}{135.0} \\ &= 87.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 225.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 3.5.2 せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} S: \text{設計せん断力} & 32.009 \times 10^3 \text{ (N)} \\ M: \text{曲げモーメント} & 71.331 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{部材の有効高さ} & 400.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{32.01 \times 10^3}{1000.0 \times 400.0} \\ &= 0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 0.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

### 3.6 暴風時（前面引張）

#### 3.6.1 曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

M: 曲げモーメント	3.092×10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 有効高	400.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	794.40 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc250)

$$np = 15 \times \frac{794.40}{1000.0 \times 400.0} = 0.0298$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0298 + 0.0298^2} - 0.0298 = 0.216$$

$$x = k \cdot d = 0.216 \times 400.0 = 86.4 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 3.092 \times 10^6}{1000.0 \times 86.4 \times (400.0 - 86.4/3)} \\ &= 0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 8.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 0.19 \times \frac{400.0 - 86.4}{86.4} \\ &= 10.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 225.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 3.6.2 せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

S: 設計せん断力	19.036×10 <sup>3</sup> (N)
M: 曲げモーメント	3.092×10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 部材の有効高さ	400.0 (mm)

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{19.04 \times 10^3}{1000.0 \times 400.0} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 0.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

### 3.7 衝突時（背面引張）

#### 3.7.1 曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

M: 曲げモーメント	181.646 × 10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 有効高	400.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	2292.00 (mm <sup>2</sup> ) (D19-ctc125)

$$np = 15 \times \frac{2292.00}{1000.0 \times 400.0} = 0.0860$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0860 + 0.0860^2} - 0.0860 = 0.337$$

$$x = k \cdot d = 0.337 \times 400.0 = 135.0 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 181.646 \times 10^6}{1000.0 \times 135.0 \times (400.0 - 135.0/3)} \\ &= 7.58 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 10.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 7.58 \times \frac{400.0 - 135.0}{135.0} \\ &= 223.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 270.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 3.7.2 せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

S: 設計せん断力	54.982 × 10 <sup>3</sup> (N)
M: 曲げモーメント	181.646 × 10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 部材の有効高さ	400.0 (mm)

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{54.98 \times 10^3}{1000.0 \times 400.0} \\ &= 0.14 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

## 4 本体側壁の補強鉄筋

### 4.1 応力度一覧表

#### 4.1.1 曲げ応力度（外側引張）

使用鉄筋：D16-125

荷重時	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		判定
	応力度	許容値	応力度	許容値	
常時	1.30	< 7.00	54.3	< 160.0	OK
地震時	2.52	< 10.50	104.8	< 270.0	OK
暴風時	2.36	< 8.75	98.5	< 225.0	OK
衝突時	6.02	< 10.50	250.8	< 270.0	OK

#### 4.1.2 曲げ応力度（内側引張）

使用鉄筋：D13-250

荷重時	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		判定
	応力度	許容値	応力度	許容値	
暴風時	0.16	< 8.75	12.9	< 225.0	OK



## 4.2 常時（外側引張）

断面力および断面寸法

M: 曲げモーメント	39.343 × 10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 有効高	500.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	1588.80 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc125)

$$np = 15 \times \frac{1588.80}{1000.0 \times 500.0} = 0.0477$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0477 + 0.0477^2} - 0.0477 = 0.265$$

$$x = k \cdot d = 0.265 \times 500.0 = 132.4 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 39.343 \times 10^6}{1000.0 \times 132.4 \times (500.0 - 132.4/3)} \\ &= 1.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 7.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (\text{OK})\end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 1.30 \times \frac{500.0 - 132.4}{132.4} \\ &= 54.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 160.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (\text{OK})\end{aligned}$$

### 4.3 地震時（外側引張）

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} M: \text{ 曲げモーメント} & 75.919 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{ 部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{ 有効高} & 500.0 \text{ (mm)} \\ A_s: \text{ 引張鉄筋量} & 1588.80 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ (D16-ctc125)} \end{aligned}$$

$$np = 15 \times \frac{1588.80}{1000.0 \times 500.0} = 0.0477$$

圧縮縁から中立軸までの距離  $x$

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0477 + 0.0477^2} - 0.0477 = 0.265$$

$$x = k \cdot d = 0.265 \times 500.0 = 132.4 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 75.919 \times 10^6}{1000.0 \times 132.4 \times (500.0 - 132.4/3)} \\ &= 2.52 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 10.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (\text{OK}) \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 2.52 \times \frac{500.0 - 132.4}{132.4} \\ &= 104.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 270.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (\text{OK}) \end{aligned}$$

#### 4.4 暴風時（外側引張）

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} M: \text{ 曲げモーメント} & 71.331 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{ 部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{ 有効高} & 500.0 \text{ (mm)} \\ A_s: \text{ 引張鉄筋量} & 1588.80 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ (D16-ctc125)} \end{aligned}$$

$$np = 15 \times \frac{1588.80}{1000.0 \times 500.0} = 0.0477$$

圧縮縁から中立軸までの距離  $x$

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0477 + 0.0477^2} - 0.0477 = 0.265$$

$$x = k \cdot d = 0.265 \times 500.0 = 132.4 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 71.331 \times 10^6}{1000.0 \times 132.4 \times (500.0 - 132.4/3)} \\ &= 2.36 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 8.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 2.36 \times \frac{500.0 - 132.4}{132.4} \\ &= 98.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 225.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

## 4.5 暴風時（内側引張）

断面力および断面寸法

M: 曲げモーメント	3.092×10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 有効高	500.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	506.80 (mm <sup>2</sup> ) (D13-ctc250)

$$np = 15 \times \frac{506.80}{1000.0 \times 500.0} = 0.0152$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0152 + 0.0152^2} - 0.0152 = 0.160$$

$$x = k \cdot d = 0.160 \times 500.0 = 79.9 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 3.092 \times 10^6}{1000.0 \times 79.9 \times (500.0 - 79.9/3)} \\ &= 0.16 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 8.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)}\end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 0.16 \times \frac{500.0 - 79.9}{79.9} \\ &= 12.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 225.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)}\end{aligned}$$

## 4.6 衝突時（外側引張）

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} M: \text{ 曲げモーメント} & 181.646 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{ 部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{ 有効高} & 500.0 \text{ (mm)} \\ A_s: \text{ 引張鉄筋量} & 1588.80 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ (D16-ctc125)} \end{aligned}$$

$$np = 15 \times \frac{1588.80}{1000.0 \times 500.0} = 0.0477$$

圧縮縁から中立軸までの距離  $x$

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0477 + 0.0477^2} - 0.0477 = 0.265$$

$$x = k \cdot d = 0.265 \times 500.0 = 132.4 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 181.646 \times 10^6}{1000.0 \times 132.4 \times (500.0 - 132.4/3)} \\ &= 6.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 10.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 6.02 \times \frac{500.0 - 132.4}{132.4} \\ &= 250.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 270.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$