

# 目次

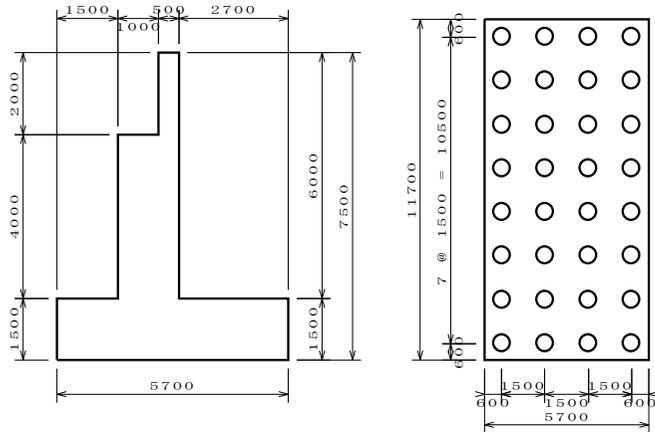
1	杭の安定照査	1
1-1	安定照査結果一覧表	1
2	断面計算結果一覧表	3
2-1	パラペット・豎壁	3
2-2	フーチング	4
2-3	落橋防止装置	4
2-4	橋座の耐力照査	5
2-5	ウイング	5
3	設計条件	7
3-1	設計条件	7
3-2	橋台形状	7
3-3	基本条件	8
3-4	荷重条件	9
3-5	杭基礎条件	11
4	荷重集計	12
4-1	荷重計算	12
4-2	荷重集計	23
5	杭基礎の震度法照査	24
5-1	杭の諸元および杭配置	24
5-2	杭の許容支持力の計算	25
5-2-1	計算式	25
5-2-2	地盤条件	27
5-2-3	許容押し込み支持力の計算	28
5-2-4	許容引抜き抵抗力の計算	28
5-3	地盤ばねの計算	29
5-3-1	杭の軸方向ばね定数	29
5-3-2	水平方向地盤反力係数	30
5-4	杭頭変位および杭頭反力の計算	32
5-4-1	計算法	32
5-4-2	杭頭変位および杭頭反力	36
5-5	杭本体各部の断面力および変位	40
5-6	杭本体の応力度照査	56
5-6-1	計算式	56
5-6-2	杭本体の応力度照査	57
5-7	フーチングの剛体判定	58
5-8	杭とフーチングの接合部の照査	59
5-8-1	仮想鉄筋コンクリート断面の照査	59
5-8-2	フーチングへの鉄筋の定着長	61
6	パラペットの断面計算	62
6-1	設計条件	62
6-2	断面力算出	62
6-3	応力度計算	65
6-4	落橋防止構造からの作用力に対する照査	67
6-4-1	当該支点を支持する下部構造の水平耐力	67
6-4-2	設計用地震力	68
6-4-3	パラペット部の配筋	69
6-4-4	パラペット基部の曲げモーメントに対する照査	69
6-4-5	押抜きせん断に対する照査	69
6-4-6	パラペットのせん断に対する照査	70

6-4-7 支圧応力度に対する照査	71
7 橋座部耐力の検討	72
8 豎壁の断面計算	74
8-1 設計条件	74
8-1-1 形状	74
8-2 断面力	74
8-2-1 断面力一覧	74
8-2-2 断面力算出	74
8-3 応力度計算	83
9 フーチングの断面計算	87
9-1 設計条件	87
9-1-1 照査位置と照査項目	87
9-2 前フーチング	88
9-2-1 断面力一覧	88
9-2-2 断面力算出	89
9-2-3 応力度計算	98
9-3 後フーチング	104
9-3-1 断面力一覧	104
9-3-2 断面力算出	105
9-3-3 応力度計算	126
10 ウイングの断面計算	132
10-1 設計条件	132
10-1-1 地表面載荷荷重	132
10-1-2 単位体積重量	132
10-1-3 設計水平震度	132
10-1-4 主働土圧係数	132
10-2 断面力計算	133
10-2-1 左側ウイング	133
10-2-2 右側ウイング	140
10-3 断面力一覧表	142
10-3-1 左側ウイング	142
10-3-2 右側ウイング	142
10-4 応力度計算	143
10-4-1 左側ウイング	143
10-4-2 右側ウイング	153
11 配筋計画	155
11-1 配筋計画図	155
11-1-1 躯体	155
11-1-2 左ウイング	156
11-1-3 右ウイング	156
11-2 パラペット	157
11-2-1 前面 (橋座位置)	157
11-2-2 背面 (橋座位置)	157
11-2-3 組立筋 (橋座位置)	157
11-3 豎壁	157
11-3-1 前面	157
11-3-2 背面	158
11-3-3 組立筋	158
11-4 前フーチング	158
11-4-1 上面	158
11-4-2 下面	158
11-4-3 組立筋	158
11-5 後フーチング	159
11-5-1 上面	159

11-5-2 下面	159
11-5-3 組立筋	159
11-6 左ウイング	160
11-6-1 内側	160
11-6-2 外側	161
11-6-3 組立筋	161
11-7 右ウイング	161
11-7-1 内側	161
11-7-2 外側	162
11-7-3 組立筋	162

# 1 杭の安定照査

## 1-1 安定照査結果一覧表



### (1) 橋軸方向 安定計算

荷重ケース		単位	常時	常時+浮力	地震時	地震時+浮力
作用力	V	kN	12526.29	10859.29	11504.39	10172.53
	H	kN	1834.89	1750.20	4345.14	4260.68
	M	kN・m	212.10	270.35	9571.71	9574.64
杭反力	Rmax (Ra)	kN/本 kN/本	455.0 ( 1278.3)	401.5 ( 1278.3)	689.2 ( 1924.7)	645.4 ( 1924.7)
	Rmin (Pa)	kN/本 kN/本	327.9 ( -332.1)	277.2 ( -332.1)	29.8 ( -647.4)	-9.7 ( -647.4)
変位	$\delta$	mm	2.376	2.271	3.985	3.919
	( $\delta a$ )	mm	( 15.000)	( 15.000)	( 15.000)	( 15.000)
杭体 応力度	$\sigma s'$ ( $\sigma sa'$ )	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	64.41 ( 140.00)	59.16 ( 140.00)	98.83 ( 210.00)	94.60 ( 210.00)
	$\sigma s$ ( $\sigma sa$ )	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	-11.61 ( 140.00)	-13.39 ( 140.00)	-50.34 ( 210.00)	-51.72 ( 210.00)
	$\tau$ ( $\tau a$ )	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	3.867 ( 80.000)	3.688 ( 80.000)	9.157 ( 120.000)	8.979 ( 120.000)

杭とフーチングの接合部

荷重ケース		単位	常時	常時+浮力	地震時	地震時+浮力
仮想RC断面応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	-22.21	-20.60	124.73	133.94
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	( 200.00)	( 200.00)	( 300.00)	( 300.00)

2 断面計算結果一覧表

2-1 パラペット・堅壁

検討項目		単位	パラペット				堅壁			
			前面	背面		受台	踏掛版	曲げ	せん断	
				曲げ	せん断					
照査位置		m	—	0.000	0.000	—	—	0.000	0.000	
寸法	B	m	—	1.000	1.000	—	—	1.000	1.000	
	H	m	—	0.500	0.500	—	—	1.500	1.500	
	d	m	—	0.390	0.390	—	—	1.390	1.390	
作用力	M	kN・m	—	81.17	—	—	—	495.31	—	
	N	kN	—	—	—	—	—	368.08	—	
	S	kN	—	—	65.34	—	—	—	207.10	
配筋	主鉄筋	径・ctc・段本数	—	D25@250×1.0	D25@250×1.0	—	—	D19@250×1.0	D19@250×1.0	
		鉄筋量	mm <sup>2</sup>	4.000	4.000	—	—	4.000	4.000	
		必要鉄筋量	mm <sup>2</sup>	—	2026.8	2026.8	—	—	1146.0	1146.0
		必要鉄筋量	mm <sup>2</sup>	—	1269.5	—	—	—	638.7	—
	せん断補強鉄筋	径・ctc・本数	—	—	D13@250-3本	—	—	—	D13@250×4本	
		鉄筋量	mm <sup>2</sup>	—	—	380.1	—	—	—	506.8
応力度	σc (σca)	N/mm <sup>2</sup>	—	3.69	—	—	—	3.54	—	
		N/mm <sup>2</sup>	—	( 8.00)	—	—	—	( 12.00)	—	
	σs (σsa)	N/mm <sup>2</sup>	—	115.15	—	—	—	176.04	—	
		N/mm <sup>2</sup>	—	( 180.00)	—	—	—	( 300.00)	—	
	τ (τa)	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.1675	—	—	—	0.1490	
		N/mm <sup>2</sup>	—	—	( 0.3759)	—	—	—	( 0.2598)	
最小鉄筋量	曲げ部材	mm <sup>2</sup>	—	600.5	—	—	—	1142.4	—	
	軸力部材	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	385.5	—	
決定ケース			—	常時	常時	—	—	地震時	地震時	

## 2-2 フーチング

検討項目		単位	前フーチング		後フーチング	
			曲げ	せん断	曲げ	せん断
照査位置		m	0.000	0.900	0.000	0.750
寸法	B	m	1.000	1.000	1.000	1.000
	H	m	1.500	1.500	1.500	1.500
	d	m	1.350	1.350	1.390	1.390
作用力	M	kN・m	-222.62	—	507.61	—
	N	kN	—	—	—	—
	S	kN	—	-449.19	—	326.56
配筋	主鉄筋	径・ctc・段本数	D19@250×1.0	D19@250×1.0	D22@250×1.0	D22@250×1.0
		鉄筋量	4.000	4.000	4.000	4.000
		必要鉄筋量	1146.0	1146.0	1548.4	1548.4
	せん断補強鉄筋	径・ctc・本数	—	D13@250×4本	—	D13@250×4本
		鉄筋量	—	506.8	—	506.8
	必要鉄筋量	—	—	—	—	
応力度	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ )	N/mm <sup>2</sup>	1.74	—	3.33	—
		N/mm <sup>2</sup>	( 8.00)	—	( 12.00)	—
	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ )	N/mm <sup>2</sup>	151.33	—	249.74	—
		N/mm <sup>2</sup>	( 160.00)	—	( 300.00)	—
	$\tau$ ( $\tau_a$ )	N/mm <sup>2</sup>	—	0.3327	—	0.2349
N/mm <sup>2</sup>		—	( 1.2438)	—	( 0.3667)	
最小鉄筋量	曲げ部材	mm <sup>2</sup>	1.7M <sub>d</sub> ≤ M <sub>c</sub>	—	1510.2	—
	軸力部材	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—
決定ケース			常時+浮力	地震時	地震時	地震時

## 2-3 落橋防止装置

項目	単位		
曲げモーメント	kN・m	99.901	
降伏曲げモーメント	kN・m	245.572	
水平力	kN	166.502	
せん断耐力	kN	400.958	
応力度	押抜きせん断応力度 許容値	N/mm <sup>2</sup>	0.3942
		N/mm <sup>2</sup>	1.3500
	支圧応力度 許容値	N/mm <sup>2</sup>	3.5885
		N/mm <sup>2</sup>	14.1333

2-4 橋座の耐力照査

查番号			1
設計水平地震力	$R_h$	kN	370.00
死荷重反力	$R_d$	kN	2300.00
下鋼板の面積	$A_p$	mm <sup>2</sup>	24000.0
コンクリートの抵抗面積	$A_c$	mm <sup>2</sup>	1357645.0
橋座部の耐力	$P_c$	kN	2128.34
	$P_s$	kN	107.09
	$P_{bs}$	kN	2235.44

2-5 ウイング

検 討 項 目		単 位	左側ウイング					
			A 点	B 点	B' 点	C 点	C' 点	D 点
寸 法	B	m	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	—
	H	m	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	—
	d	m	0.490	0.490	0.490	0.490	0.490	—
作 用 力	M	kN・m	52.63	91.59	32.64	117.56	35.88	—
	N	kN	—	—	—	—	—	—
	S	kN	35.09	61.06	43.52	87.03	50.01	—
配 筋	主鉄筋	径・ctc・段 本数	D16@250×1.0 4.000	D19@250×1.0 4.000	D13@250×1.0 4.000	D22@250×1.0 4.000	D13@250×1.0 4.000	—
		鉄筋量	794.4	1146.0	506.8	1548.4	506.8	—
		必要鉄筋量	634.5	1124.8	388.5	1458.0	428.2	—
	せん断 補強鉄筋	径・ctc・本数 鉄筋量	D13@250×2本 253.4	D13@250×2本 253.4	D13@250×2本 253.4	D13@250×2本 253.4	D13@250×2本 253.4	—
応 力 度	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ )	N/mm <sup>2</sup>	2.38	3.56	1.78	4.07	1.96	—
		( )	( 8.00)	( 8.00)	( 8.00)	( 8.00)	( 8.00)	—
	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ )	N/mm <sup>2</sup>	144.74	176.78	138.89	169.91	152.71	—
		( )	( 180.00)	( 180.00)	( 180.00)	( 180.00)	( 180.00)	—
$\tau$ ( $\tau_a$ )	N/mm <sup>2</sup>	0.0716	0.1246	0.0888	0.1776	0.1021	—	
	( )	( 0.2448)	( 0.2774)	( 0.2100)	( 0.3018)	( 0.2100)	—	
最小鉄筋量	曲げ部材	mm <sup>2</sup>	1.7M <sub>d</sub> ≤ M <sub>c</sub>	687.4	1.7M <sub>d</sub> ≤ M <sub>c</sub>	687.4	1.7M <sub>d</sub> ≤ M <sub>c</sub>	—
	軸力部材	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	—
決定ケース		曲げ	常時	常時	常時	常時	常時	—
		せん断	常時	常時	常時	常時	常時	—

検 討 項 目		単 位	右側ウイング						
			A 点	B 点	B' 点	C 点	C' 点	D 点	
寸 法	B	m	—	—	—	—	—	1.000	
	H	m	—	—	—	—	—	0.600	
	d	m	—	—	—	—	—	0.490	
作 用 力	M	kN・m	—	—	—	—	—	60.25	
	N	kN	—	—	—	—	—	—	
	S	kN	—	—	—	—	—	35.64	
配 筋	主鉄筋	径・ctc・段	—	—	—	—	—	D16@250×1.0	
		本 数	—	—	—	—	—	4.000	
		鉄筋量	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	794.4
		必要鉄筋量	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	729.3
	せん断 補強鉄筋	径・ctc・本数	—	—	—	—	—	D13@250×2本	
		鉄筋量	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	253.4
	必要鉄筋量	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	—	
応 力 度	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ )	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	2.72	
		N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	( 8.00)	
	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ )	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	165.69	
		N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	( 180.00)	
	$\tau$ ( $\tau_a$ )	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	0.0727	
		N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	( 0.2448)	
最小鉄筋量	曲げ部材	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	687.4	
	軸力部材	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	—	
決定ケース		曲げ	—	—	—	—	—	常時	
		せん断	—	—	—	—	—	—	常時

### 3 設計条件

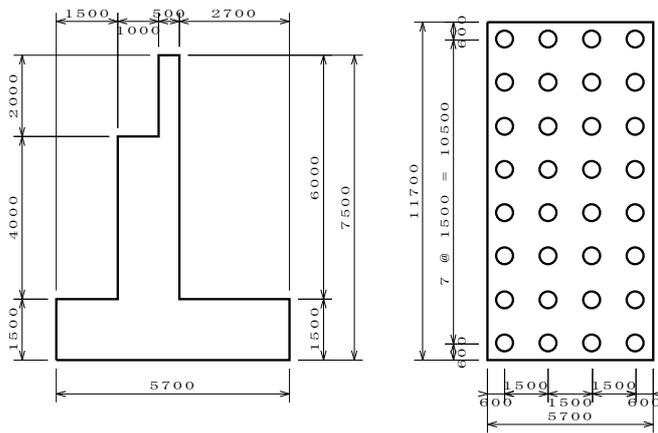
#### 3-1 設計条件

設計書タイトル 鋼管杭  $\phi 600\text{mm}$   $L=17\text{m}$

基礎形式 杭基礎

設計基準 道路橋示方書（平成24年）

#### 3-2 橋台形状



フーチング奥行き

11.700 m

## 3-3 基本条件

## (1) 使用材料

## 1) コンクリート

## ・パラペット (鉄筋コンクリート)

設計基準強度		N/mm <sup>2</sup>	24.0
許容圧縮 応力度	軸圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	6.50
	曲げ圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	8.00
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 $\tau_{a1}$ (常時)	N/mm <sup>2</sup>	0.230
	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 $\tau_{a1}$ (地震時)	N/mm <sup>2</sup>	0.350
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 $\tau_{a2}$	N/mm <sup>2</sup>	1.700
	押抜きせん断応力度 $\tau_{a3}$	N/mm <sup>2</sup>	0.900
許容付着応力度		N/mm <sup>2</sup>	1.600
ヤング係数		N/mm <sup>2</sup>	25000

## ・堅壁 (鉄筋コンクリート)

設計基準強度		N/mm <sup>2</sup>	24.0
許容圧縮 応力度	軸圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	6.50
	曲げ圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	8.00
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 $\tau_{a1}$ (常時)	N/mm <sup>2</sup>	0.230
	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 $\tau_{a1}$ (地震時)	N/mm <sup>2</sup>	0.350
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 $\tau_{a2}$	N/mm <sup>2</sup>	1.700
	押抜きせん断応力度 $\tau_{a3}$	N/mm <sup>2</sup>	0.900
許容付着応力度		N/mm <sup>2</sup>	1.600
ヤング係数		N/mm <sup>2</sup>	25000

## ・フーチング (鉄筋コンクリート)

設計基準強度		N/mm <sup>2</sup>	24.0
曲げ圧縮応力度		N/mm <sup>2</sup>	8.00
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 $\tau_{a1}$ (常時)	N/mm <sup>2</sup>	0.230
	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 $\tau_{a1}$ (地震時)	N/mm <sup>2</sup>	0.350
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 $\tau_{a2}$	N/mm <sup>2</sup>	1.700
	押抜きせん断応力度 $\tau_{a3}$	N/mm <sup>2</sup>	0.900
許容付着応力度		N/mm <sup>2</sup>	1.600
ヤング係数		N/mm <sup>2</sup>	25000

## ・ウイング (鉄筋コンクリート)

設計基準強度		N/mm <sup>2</sup>	24.0
許容圧縮 応力度	軸圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	6.50
	曲げ圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	8.00
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 $\tau_{a1}$ (常時)	N/mm <sup>2</sup>	0.230
	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 $\tau_{a1}$ (地震時)	N/mm <sup>2</sup>	0.350
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 $\tau_{a2}$	N/mm <sup>2</sup>	1.700
	押抜きせん断応力度 $\tau_{a3}$	N/mm <sup>2</sup>	0.900
許容付着応力度		N/mm <sup>2</sup>	1.600
ヤング係数		N/mm <sup>2</sup>	25000

## 2) 鉄筋

## ・パラペット

			主鉄筋	せん断 補強鉄筋	
鉄筋種類			SD345	SD345	
許容引張 応力度	荷重の組合せに衝突、地震の影響を含まない	一般の部材	N/mm <sup>2</sup>	180.0	180.0
		水中・地下水位中の部材	N/mm <sup>2</sup>	160.0	160.0
		土中の部材	N/mm <sup>2</sup>	180.0	180.0
	荷重の組合せに地震等の影響を含む場合の基本値		N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
	鉄筋の重ね継手長を算出する場合の基本値		N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
許容圧縮応力度		N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0	
降伏点		N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	
ヤング係数		N/mm <sup>2</sup>	200000	200000	

## ・壁

				主鉄筋	せん断補強鉄筋
鉄筋種類				SD345	SD345
許容引張応力度	荷重の組合せに衝突、地震の影響を含まない	一般の部材	N/mm <sup>2</sup>	180.0	180.0
		水中・地下水位中の部材	N/mm <sup>2</sup>	160.0	160.0
		土中の部材	N/mm <sup>2</sup>	180.0	180.0
	荷重の組合せに地震等の影響を含む場合の基本値		N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
	鉄筋の重ね継手長を算出する場合の基本値		N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
許容圧縮応力度			N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
降伏点			N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0
ヤング係数			N/mm <sup>2</sup>	200000	200000

## ・フーチング

				主鉄筋	せん断補強鉄筋
鉄筋種類				SD345	SD345
許容引張応力度	荷重の組合せに衝突、地震の影響を含まない	一般の部材	N/mm <sup>2</sup>	180.0	180.0
		水中・地下水位中の部材	N/mm <sup>2</sup>	160.0	160.0
		土中の部材	N/mm <sup>2</sup>	180.0	180.0
	荷重の組合せに地震等の影響を含む場合の基本値		N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
	鉄筋の重ね継手長を算出する場合の基本値		N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
許容圧縮応力度			N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
降伏点			N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0
ヤング係数			N/mm <sup>2</sup>	200000	200000

## ・ウイング

				主鉄筋	せん断補強鉄筋
鉄筋種類				SD345	SD345
許容引張応力度	荷重の組合せに衝突、地震の影響を含まない	一般の部材	N/mm <sup>2</sup>	180.0	180.0
		水中・地下水位中の部材	N/mm <sup>2</sup>	160.0	160.0
		土中の部材	N/mm <sup>2</sup>	180.0	180.0
	荷重の組合せに地震等の影響を含む場合の基本値		N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
	鉄筋の重ね継手長を算出する場合の基本値		N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
許容圧縮応力度			N/mm <sup>2</sup>	200.0	200.0
降伏点			N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0
ヤング係数			N/mm <sup>2</sup>	200000	200000

## (2) 単位体積重量

	大気中 (kN/m <sup>3</sup> )	水中 (kN/m <sup>3</sup> )
コンクリート (パラペット)	24.5	-----
コンクリート (壁)	24.5	14.5
コンクリート (フーチング)	24.5	14.5
コンクリート (ウイング)	24.5	-----
前フーチング上載土	18.0	9.0
裏込め土砂	19.0	10.0
水	10.0	-----

## 3-4 荷重条件

## (1) 設計水平震度

	橋軸方向
躯体	0.20
土砂	0.16

## (2) 荷重組合せ

荷重ケース名	割増係数	設計状態	壁の断面照査	躯体自重	上載土重量	裏込め土重量	地表面載荷荷重	通常時水位	洪水時水位	地震時慣性力	水圧	地震時動水圧	土圧（裏込め土）	土圧（地表面載荷荷重）	側面土重量	上載土水平力	側面土水平力
橋軸常時	1.00	常時	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
橋軸常時+浮力	1.00	常時	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
橋軸地震時	1.50	地震時	○	○	○	○	×	×	×	○	×	×	○	×	×	×	×
橋軸地震時+浮力	1.50	地震時	○	○	○	○	×	○	×	○	×	×	○	×	×	×	×

## (3) 上部工反力

## ・橋軸方向

荷重ケース名	死荷重反力 RD (kN)	活荷重反力 RL (kN)	水平力 H (kN)	X (m)	Y (m)
常時	2300.00	260.00	0.00	0.500	0.100
常時+浮力	2300.00	260.00	0.00	0.500	0.100
地震時	2300.00	0.00	370.00	0.500	0.100
地震時+浮力	2300.00	0.00	370.00	0.500	0.100

X:パラペット前面からの距離  
Y:橋座面からの高さ

## (4) 地表面載荷荷重

	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )	作用位置
常時	10.00	パラペット前面
地震時	0.00	パラペット前面

・地表面勾配 勾配なし

## (5) 地盤標高および水位標高

標高記号：TP

計画地表面の標高	m	34.260
ボーリングデータ表面の標高	m	31.260
フーチング下面の標高	m	31.260
浮力設定	洪水時水位(H.W.L.)	m 33.760
	通常時水位(M.W.L.)	m 33.260
支持設定	地下水位	m 31.260

・杭の突出長（常時） 0.000 m  
（地震時） 0.000 m

## (6) 土圧

・安定計算時の土圧載荷方法 土と土  
 ・裏込め土砂 せん断抵抗角  $\phi$  30.000 度  
 残留せん断抵抗角  $\phi_{res}$  30.000 度  
 せん断抵抗角のピーク強度  $\phi_{peak}$  45.000 度  
 ・水位の設定（常時） 水位を考慮  
 （地震時） 水位を考慮  
 ・特殊データ  
 土圧作用高さ  
 フーチング下面から土圧上端 7.500 m  
 フーチング下面から土圧下端 0.000 m  
 奥行き方向の土圧を考慮する幅 フーチング幅

## (7) 任意荷重

・任意荷重を考慮しない。

## 3-5 杭基礎条件

## (1) 杭基礎条件

- |                 |        |
|-----------------|--------|
| 1) 杭種           | 鋼管杭    |
| 2) 杭頭条件         | 剛結     |
| 3) 杭先端条件        | ヒンジ    |
| 4) 杭工法          | 打込み杭工法 |
| 5) 杭とフーチングの接合方法 | 方法 B   |
| 6) 水平変位照査位置     | 杭頭     |
| 7) 許容水平変位       |        |

設計状態	許容水平変位 (mm)
常時	15.0
地震時	15.0

## (2) 杭断面諸元

&lt;鋼管杭&gt;

杭長	17.000	m
杭径	600.0	mm
板厚	9.0	mm
腐食代	1.0	mm
杭の埋込み長	0.100	m
ヤング係数	$2.00 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
鋼管		
材質	SKK400	
許容引張応力度	140.00	N/mm <sup>2</sup>
許容圧縮応力度	140.00	N/mm <sup>2</sup>
許容せん断応力度	80.000	N/mm <sup>2</sup>

## (3) ボーリングデータ

No.	層厚 (m)	土質名	平均N値	$\gamma$	$\gamma'$	c	E <sub>0</sub>	周面摩擦力
1	4.300	砂質土	5.000	18.00	9.00	0.00	14000.0	考慮する
2	3.200	粘性土	30.000	17.00	8.00	200.00	84000.0	考慮する
3	7.600	砂質土	20.000	18.00	9.00	0.00	56000.0	考慮する
4	5.000	砂質土	50.000	19.00	10.00	0.00	140000.0	考慮する

ここに、

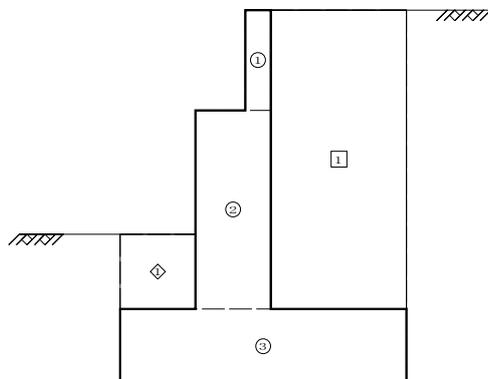
$\gamma$	: 土の湿潤単位体積重量	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma'$	: 土の水中単位体積重量	(kN/m <sup>3</sup> )
c	: 土の粘着力	(kN/m <sup>2</sup> )
E <sub>0</sub>	: 地盤の変形係数	(kN/m <sup>2</sup> )

## 4 荷重集計

## 4-1 荷重計算

## (1) 重量計算

- 1) 躯体・上載土砂・裏込め土砂  
・ブロック割



・躯体自重および重心位置

区分	計 算 式				鉛 直 力
	幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量				V (kN)
①	0.500 × 2.000 × 11.700 × 24.5				286.65
②	1.500 × 4.000 × 11.700 × 24.5				1719.90
③	5.700 × 1.500 × 11.700 × 24.5				2450.86
	合 計				4457.41

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	286.65	2.750	6.500	788.29	1863.22
②	1719.90	2.250	3.500	3869.78	6019.65
③	2450.86	2.850	0.750	6984.94	1838.14
計	4457.41			11643.01	9721.02

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{11643.01}{4457.41} = 2.612 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum My}{\sum V} = \frac{9721.02}{4457.41} = 2.181 \text{ (m)}$$

・前フーチング上載土砂自重および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	1.500 × 1.500 × 11.700 × 18.0	473.85
計	合 計	473.85

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	M <sub>x</sub> (kN・m)	M <sub>y</sub> (kN・m)
①	473.85	0.750	2.250	355.39	1066.16
計	473.85			355.39	1066.16

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum M_x}{\sum V} = \frac{355.39}{473.85} = 0.750 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum M_y}{\sum V} = \frac{1066.16}{473.85} = 2.250 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂自重および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	2.700 × 6.000 × 11.700 × 19.0	3601.26
計	合 計	3601.26

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	M <sub>x</sub> (kN・m)	M <sub>y</sub> (kN・m)
①	3601.26	4.350	4.500	15665.48	16205.67
計	3601.26			15665.48	16205.67

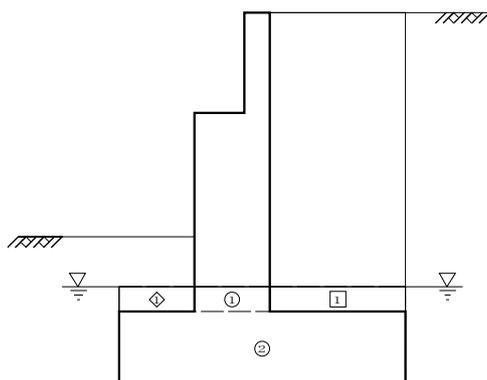
重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum M_x}{\sum V} = \frac{15665.48}{3601.26} = 4.350 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum M_y}{\sum V} = \frac{16205.67}{3601.26} = 4.500 \text{ (m)}$$

## (2) 浮力計算 (通常時水位)

- 1) 躯体・上載土砂・裏込め土砂  
・ブロック割



## ・躯体浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	1.500 × 0.500 × 11.700 × 10.0	87.75
②	5.700 × 1.500 × 11.700 × 10.0	1000.35
	合 計	1088.10

区分	鉛 直 力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	87.75	2.250	—	197.44	—
②	1000.35	2.850	—	2851.00	—
計	1088.10			3048.43	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{3048.43}{1088.10} = 2.802 \text{ (m)}$$

## ・前フーチング上載土砂浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	1.500 × 0.500 × 11.700 × 9.0	78.97
	合 計	78.97

区分	鉛 直 力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	78.97	0.750	—	59.23	—
計	78.97			59.23	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{59.23}{78.97} = 0.750 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量				鉛 直 力 V (kN)	
①	2.700	×	0.500	×	11.700 × 9.0	142.15
計	合 計				142.15	

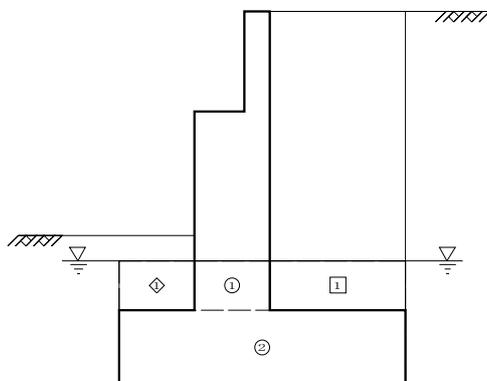
区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	142.15	4.350	—	618.37	—
計	142.15			618.37	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{618.37}{142.15} = 4.350 \text{ (m)}$$

(3) 浮力計算 (洪水時水位)

- 1) 躯体・上載土砂・裏込め土砂  
・ブロック割



・躯体浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量				鉛 直 力 V (kN)	
①	1.500	×	1.000	×	11.700 × 10.0	175.50
②	5.700	×	1.500	×	11.700 × 10.0	1000.35
計	合 計				1175.85	

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	175.50	2.250	—	394.88	—
②	1000.35	2.850	—	2851.00	—
計	1175.85			3245.87	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{3245.87}{1175.85} = 2.760 \text{ (m)}$$

・前フーチング上載土砂浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	1.500 × 1.000 × 11.700 × 9.0	157.95
	合 計	157.95

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	157.95	0.750	—	118.46	—
計	157.95			118.46	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{118.46}{157.95} = 0.750 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	2.700 × 1.000 × 11.700 × 9.0	284.31
	合 計	284.31

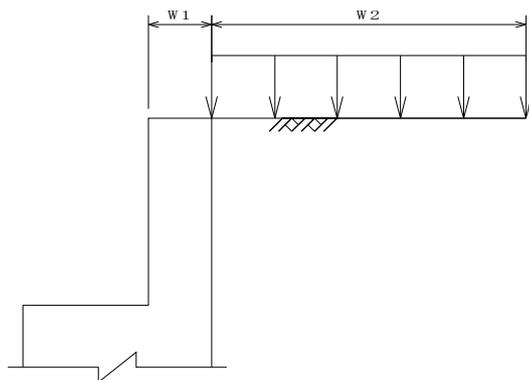
区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	284.31	4.350	—	1236.75	—
計	284.31			1236.75	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{1236.75}{284.31} = 4.350 \text{ (m)}$$

(4) 地表面載荷荷重

・地表面載荷荷重の計算



$$LQ = W2 \times L \times Q$$

	単位	常 時
作用位置 W1	m	0.000
分布幅 W2	m	3.200
奥行き L	m	11.700
荷重強度 Q	kN/m <sup>2</sup>	10.00
地表面載荷荷重 LQ	kN	374.40

## (5) 上部工反力

## 1) 橋軸方向 (前フーチング先端下面より)

荷重ケース	死荷重 RD (kN)	活荷重 RL (kN)	水平力 H (kN)	アーム長	
				X (m)	Y (m)
常時	2300.00	260.00	0.00	2.000	5.600
常時+浮力	2300.00	260.00	0.00	2.000	5.600
地震時	2300.00	0.00	370.00	2.000	5.600
地震時+浮力	2300.00	0.00	370.00	2.000	5.600

## (6) 土圧

## i) 主働土圧係数の計算

土のせん断抵抗角

$$\phi = 30^{\circ} 0'$$

地表面と水平面とのなす角

$$\alpha = 0^{\circ} 0'$$

土圧作用面と鉛直面とのなす角

$$\theta = 0^{\circ} 0'$$

## 《常時》

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 30^{\circ} 0'$$

$$\begin{aligned}
 K_{A1} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30^{\circ} 0')}{\cos^2(0^{\circ} 0') \times \cos(30^{\circ} 0') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(60^{\circ} 0') \times \sin(30^{\circ} 0')}{\cos(30^{\circ} 0') \times \cos(0^{\circ} 0')}} \right\}^2} \\
 &= 0.29717
 \end{aligned}$$

## 《地震時》

$$\phi_{\text{res}} = 30^{\circ} 0'$$

$$\phi_{\text{peak}} = 45^{\circ} 0'$$

$$\theta = 0^{\circ} 0'$$

$$\alpha = 0^{\circ} 0'$$

以上の条件より地震時主働土圧係数は次式により算定する。

$$K_{A2} = 0.26 + 0.97 \cdot k_h = 0.26 + 0.97 \times 0.16 = 0.41520$$

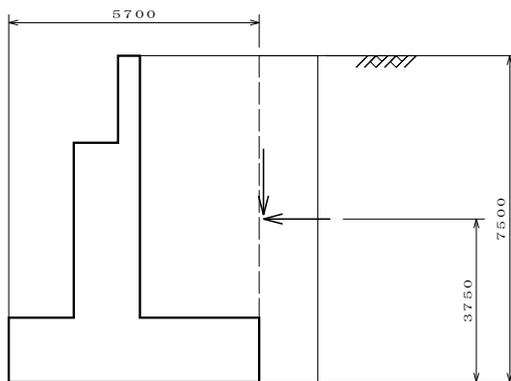
ここに、

 $\phi_{\text{res}}$  : 土の残留せん断抵抗角 (度) $\phi_{\text{peak}}$  : 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度) $\theta$  : 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度) $\alpha$  : 地表面と水平面とのなす角 (度) $k_h$  : 地震時土圧算出に用いる設計水平震度

## ii) 土圧力の計算

《常時》

- ・地表面載荷荷重による土圧



地表面載荷荷重強度

$$Q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 30^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 11.700 \text{ (m)}$$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= Q \cdot K_{a1} \cdot H_1 \cdot \cos\delta \cdot L \\ &= 10.00 \times 0.29717 \times 7.500 \times \cos(30^\circ 0') \times 11.700 \\ &= 225.83 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$Y_P = 3.750 \text{ (m)}$$

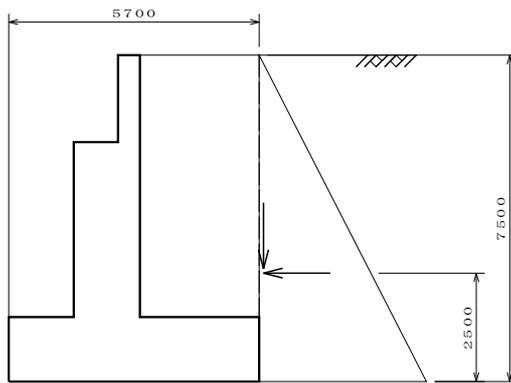
鉛直力

$$\begin{aligned} P_V &= Q \cdot K_{a1} \cdot H_1 \cdot \sin\delta \cdot L \\ &= 10.00 \times 0.29717 \times 7.500 \times \sin(30^\circ 0') \times 11.700 \\ &= 130.38 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$X_P = 5.700 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$   
 土圧作用面の壁面摩擦角  $\delta = 30^\circ 0'$   
 奥行き方向土圧作用幅  $L = 11.700 \text{ (m)}$

水平力

$$P_H = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A1} \cdot H_1^2 \cdot \cos\delta \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.29717 \times 7.500^2 \times \cos(30^\circ 0') \times 11.700$$

$$= 1609.06 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$Y_P = 2.500 \text{ (m)}$$

鉛直力

$$P_V = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A1} \cdot H_1^2 \cdot \sin\delta \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.29717 \times 7.500^2 \times \sin(30^\circ 0') \times 11.700$$

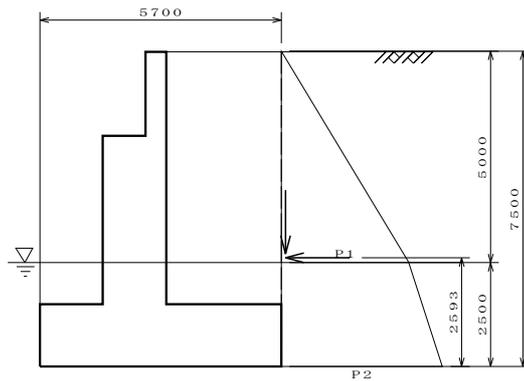
$$= 928.99 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X_P = 5.700 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧 (水位考慮)

水位：洪水時水位



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (水中)

$$\gamma_w = 10.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 30^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 11.700 \text{ (m)}$$

土圧強度

$$\begin{aligned} P_1 &= \gamma \cdot K_{A1} \cdot H_3 \\ &= 19.00 \times 0.29717 \times 5.000 \\ &= 28.23 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= P_1 + \gamma_w \cdot K_{A1} \cdot H_4 \\ &= 28.23 + 10.00 \times 0.29717 \times 2.500 \\ &= 35.66 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= \left\{ \frac{1}{2} \cdot P_1 \cdot H_3 \cdot \cos \delta + \frac{1}{2} (P_1 + P_2) H_4 \cdot \cos \delta \right\} L \\ &= \left\{ \frac{1}{2} \times 28.23 \times 5.000 \times \cos(30^\circ 0') + \frac{1}{2} \times (28.23 + 35.66) \times 2.500 \times \cos(30^\circ 0') \right\} \times 11.700 \\ &= 1524.37 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$Y_P = 2.593 \text{ (m)}$$

鉛直力

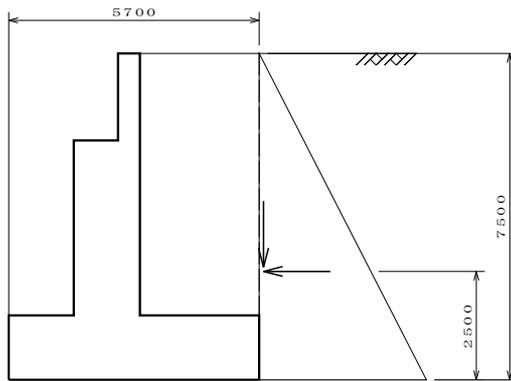
$$\begin{aligned} P_V &= \left\{ \frac{1}{2} \cdot P_1 \cdot H_3 \cdot \sin \delta + \frac{1}{2} (P_1 + P_2) H_4 \cdot \sin \delta \right\} L \\ &= \left\{ \frac{1}{2} \times 28.23 \times 5.000 \times \sin(30^\circ 0') + \frac{1}{2} \times (28.23 + 35.66) \times 2.500 \times \sin(30^\circ 0') \right\} \times 11.700 \\ &= 880.10 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$X_P = 5.700 \text{ (m)}$$

《地震時》

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 15^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 11.700 \text{ (m)}$$

水平力

$$P_H = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \cos\delta \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41520 \times 7.500^2 \times \cos(15^\circ 0') \times 11.700$$

$$= 2507.45 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$Y_P = 2.500 \text{ (m)}$$

鉛直力

$$P_V = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \sin\delta \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41520 \times 7.500^2 \times \sin(15^\circ 0') \times 11.700$$

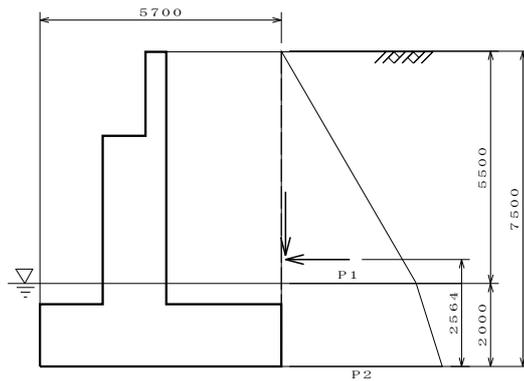
$$= 671.87 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X_P = 5.700 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧 (水位考慮)

水位：通常時水位



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (水中)

$$\gamma_w = 10.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 15^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 11.700 \text{ (m)}$$

土圧強度

$$\begin{aligned} P_1 &= \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_3 \\ &= 19.00 \times 0.41520 \times 5.500 \\ &= 43.39 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= P_1 + \gamma_w \cdot K_{A2} \cdot H_4 \\ &= 43.39 + 10.00 \times 0.41520 \times 2.000 \\ &= 51.69 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= \left\{ \frac{1}{2} \cdot P_1 \cdot H_3 \cdot \cos\delta + \frac{1}{2} (P_1 + P_2) H_4 \cdot \cos\delta \right\} L \\ &= \left\{ \frac{1}{2} \times 43.39 \times 5.500 \times \cos(15^\circ 0') + \frac{1}{2} \times (43.39 + 51.69) \times 2.000 \times \cos(15^\circ 0') \right\} \times 11.700 \\ &= 2422.99 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$Y_P = 2.564 \text{ (m)}$$

鉛直力

$$\begin{aligned} P_V &= \left\{ \frac{1}{2} \cdot P_1 \cdot H_3 \cdot \sin\delta + \frac{1}{2} (P_1 + P_2) H_4 \cdot \sin\delta \right\} L \\ &= \left\{ \frac{1}{2} \times 43.39 \times 5.500 \times \sin(15^\circ 0') + \frac{1}{2} \times (43.39 + 51.69) \times 2.000 \times \sin(15^\circ 0') \right\} \times 11.700 \\ &= 649.24 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$X_P = 5.700 \text{ (m)}$$

## 4-2 荷重集計

## (1) 橋軸方向

## 1) 荷重ケース：「常時」

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		曲げモーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
躯体自重	4457.41	—	2.612	—	11643.01	—
前フーチング上載土砂自重	473.85	—	0.750	—	355.39	—
裏込め土砂自重	3601.26	—	4.350	—	15665.48	—
地表面載荷荷重	374.40	—	4.100	—	1535.04	—
地表面載荷荷重土圧	130.38	225.83	5.700	3.750	743.19	846.87
裏込め土砂土圧	928.99	1609.06	5.700	2.500	5295.25	4022.65
上部工反力	2560.00	0.00	2.000	5.600	5120.00	0.00
合計	12526.29	1834.89			40357.35	4869.52
					Mx-My = 35487.83	

## 2) 荷重ケース：「常時+浮力」

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		曲げモーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
躯体自重	4457.41	—	2.612	—	11643.01	—
躯体浮力	-1175.85	—	2.760	—	-3245.87	—
前フーチング上載土砂自重	473.85	—	0.750	—	355.39	—
前フーチング上載土砂浮力	-157.95	—	0.750	—	-118.46	—
裏込め土砂自重	3601.26	—	4.350	—	15665.48	—
裏込め土砂浮力	-284.31	—	4.350	—	-1236.75	—
地表面載荷荷重	374.40	—	4.100	—	1535.04	—
地表面載荷荷重土圧	130.38	225.83	5.700	3.750	743.19	846.87
裏込め土砂土圧	880.10	1524.37	5.700	2.593	5016.55	3952.07
上部工反力	2560.00	0.00	2.000	5.600	5120.00	0.00
合計	10859.29	1750.20			35477.57	4798.95
					Mx-My = 30678.62	

## 3) 荷重ケース：「地震時」

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		曲げモーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
躯体自重	4457.41	891.48	2.612	2.181	11643.01	1944.20
前フーチング上載土砂自重	473.85	—	0.750	—	355.39	—
裏込め土砂自重	3601.26	576.20	4.350	4.500	15665.48	2592.91
裏込め土砂土圧	671.87	2507.45	5.700	2.500	3829.66	6268.64
上部工反力	2300.00	370.00	2.000	5.600	4600.00	2072.00
合計	11504.39	4345.14			36093.54	12877.75
					Mx-My = 23215.79	

## 4) 荷重ケース：「地震時+浮力」

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		曲げモーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
躯体自重	4457.41	891.48	2.612	2.181	11643.01	1944.20
躯体浮力	-1088.10	—	2.802	—	-3048.43	—
前フーチング上載土砂自重	473.85	—	0.750	—	355.39	—
前フーチング上載土砂浮力	-78.97	—	0.750	—	-59.23	—
裏込め土砂自重	3601.26	576.20	4.350	4.500	15665.48	2592.91
裏込め土砂浮力	-142.15	—	4.350	—	-618.37	—
裏込め土砂土圧	649.24	2422.99	5.700	2.564	3700.66	6212.33
上部工反力	2300.00	370.00	2.000	5.600	4600.00	2072.00
合計	10172.53	4260.68			32238.50	12821.44
					Mx-My = 19417.06	

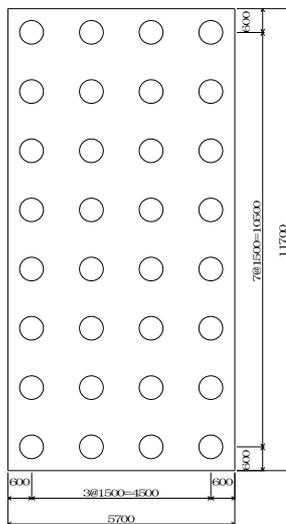
## 5 杭基礎の震度法照査

## 5-1 杭の諸元および杭配置

## (1) 杭の諸元

杭種	鋼管杭	φ600.0 (mm)	(材質:SKK400)
板厚	t =	9.0 (mm)	
腐食代	Δ t =	1.0 (mm)	
杭長	L =	17.000 (m)	
杭の埋込み長	L t =	0.100 (m)	
杭頭条件	剛結		
杭先端条件	ヒンジ		
施工方法	打込み杭工法		
先端形状	開端		
支持条件	支持杭		

## (2) 杭配置



## 5-2 杭の許容支持力の計算

## 5-2-1 計算式

## (1) 1本の杭の軸方向許容押し込み支持力

$$R_a = \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W$$

ここに、

- $R_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)
- $n$  : 安全率
- $\gamma$  : 極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数
- $R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)
- $W_s$  : 杭で置換えられる部分の土の有効重量 (kN)
- $W$  : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

地盤から決まる杭の極限支持力は以下の式により算出するものとする。

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i)$$

ここに、

- $R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)
- $A$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)
- $q_d$  : 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $U$  : 杭の周長 (m)
- $L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
- $f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度で、  
下表により求める。 (kN/m<sup>2</sup>)

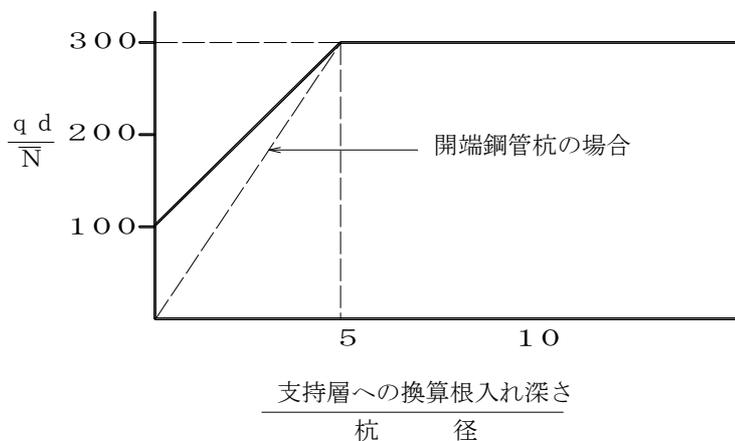
	打込み杭工法 (打撃工法)
砂質土	2N (≦100)
粘性土	c または 10N (≦150)

注) N<5の軟弱粘性土層では、信頼性が乏しいので、N値による最大周面摩擦力度を推定しない。

杭先端の極限支持力度  $q_d$  の推定方法

## 打込み杭

通常の地盤の場合、下図により求める。



杭で置換えられる部分の土の有効重量は以下の式により算出するものとする。

$$W_s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \Sigma (\gamma_i \cdot L_i)$$

ここに、

- Ws : 杭で置換えられる部分の土の有効重量 (kN)
- D : 杭径 (m)
- $\gamma_i$  : 杭で置換えられる部分の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- Li : 杭で置換えられる部分の土の層厚 (m)

ただし、杭径は腐食代を控除した値とする。

(2) 1本の杭の軸方向許容引抜き抵抗力

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u + W$$

ここに、

- Pa : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き抵抗力 (kN)
- n : 安全率
- Pu : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN)
- W : 杭の有効重量 (kN)

地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力は以下の式により算出するものとする。

$$P_u = U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i)$$

ここに、

- Pu : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN)
- U : 杭の周長 (m)
- Li : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
- fi : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

## 5-2-2 地盤条件

層番号	標高 (m) ▽ TP +31.260	土質	N値 [c]	$\gamma_i$	$f_i$	$L_i$	$L_i \cdot f_i$
				kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m
1	(フーチング下面, 水位) ▽ TP +26.960	砂質土	5.000	9.00	10.00	4.300	43.00
2	▽ TP +23.760	粘性土	30.000 (200.00)	8.00	150.00	3.200	480.00
3	▽ TP +16.160	砂質土	20.000	9.00	40.00	7.600	304.00
4	▽ TP +14.360	砂質土	50.000	10.00	100.00	1.800	180.00
	Σ				1007.00		

・杭先端地盤の極限支持力度  $q_d$

$$N = (N_1 + N_2) / 2 \quad (\leq 40)$$

$$= (50.000 + 42.575) / 2 = 46.2875$$

N : 杭先端地盤の設計用N値

N1 : 杭先端位置のN値

N2 : 杭先端から上方 $\sim 4D$ の  
範囲における平均N値

$$\frac{\text{支持層への換算根入れ深さ}}{\text{杭径}} = \frac{1.800}{0.598} = 3.010$$

$$\frac{q_d}{N} = 180.60$$

よって、

$$q_d = 180.60 \times 40.000 = 7224.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・杭で置換えられる部分の土の有効重量  $W_s$

$$W_s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \Sigma (\gamma_i \cdot L_i)$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 0.598^2 \times 150.70 = 42.33 \text{ (kN)}$$

## 5-2-3 許容押込み支持力の計算

(1) 常時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \\ &= 7224.08 \times 0.28086 + 1.8787 \times 1007.00 = 3920.79 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \\ &= \frac{1.0}{3.00} \times (3920.79 - 42.33) + 42.33 - 56.88 = 1278.27 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) レベル1地震時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \\ &= 7224.08 \times 0.28086 + 1.8787 \times 1007.00 = 3920.79 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \\ &= \frac{1.0}{2.00} \times (3920.79 - 42.33) + 42.33 - 56.88 = 1924.68 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 5-2-4 許容引抜き抵抗力の計算

(1) 常時

$$\begin{aligned} P_u &= U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \\ &= 1.8787 \times 1007.00 = 1891.82 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{n} \cdot P_u + W \\ &= \frac{1}{6.00} \times 1891.82 + 16.79 = 332.09 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) レベル1地震時

$$\begin{aligned} P_u &= U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \\ &= 1.8787 \times 1007.00 = 1891.82 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{n} \cdot P_u + W \\ &= \frac{1}{3.00} \times 1891.82 + 16.79 = 647.40 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 5-3 地盤ばねの計算

## 5-3-1 杭の軸方向ばね定数

$$\begin{aligned}
 K_v &= a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L} \\
 &= 1.116 \times \frac{0.014828 \times 200000000}{16.900} \\
 &= 195778.0 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

$K_v$  : 杭の軸方向ばね定数 (kN/m)

$a$  : 補正係数

※ 打込み杭 (打撃工法)

$$a = 0.014 (L/D) + 0.720$$

$$= 0.014 \times (16.900 / 0.598) + 0.720 = 1.116$$

$A_p$  : 杭の純断面積 (m<sup>2</sup>)

$E_p$  : 杭体のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  : 杭の根入れ長さ (m)

$D$  : 杭径 (m)

## 5-3-2 水平方向地盤反力係数

杭の軸直角方向ばね定数の計算は多層地盤を考慮し、以下のように算出する。

## (1) 水平方向地盤反力係数の計算

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

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

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0$$

$B_H$  : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}}$$

$D$  : 杭径 (m)

$\beta$  : 基礎の特性値 (m<sup>-1</sup>)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D}{4EI}}$$

$\alpha$  : 地盤反力係数推定に用いる係数  
常時  $\alpha = 1$  地震時  $\alpha = 2$

$E_0$  : 地盤変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$EI$  : 基礎の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

(2) 換算載荷幅 $B_H$ の計算

$B_H$  算出上の要点は、

- $B_H$  を求める際の $k_H$  は常時の値とする。
- 深さ方向に地層が変化する場合でも、 $B_H$  を算出する際の $k_H$  は設計地盤面から  $1/\beta$  の深さまでの平均値とする。また、各層の $k_H$  算出時にもこの $B_H$  を用いる。

杭径	$D$	0.598 (m)
ヤング係数	$E$	200000000 (kN/m <sup>2</sup> )
断面二次モーメント	$I$	0.00064534 (m <sup>4</sup> )

$1/\beta = 2.720$  (m) ( $\beta = 0.36758$  (m<sup>-1</sup>)) と仮定する  
→平均 $E_0 = 14000.0$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$B_H = \sqrt{\frac{0.598}{0.36758}} = 1.275 \text{ (m)}$$

$$k_H = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 14000.0 \times \left( \frac{1.275}{0.3} \right)^{-3/4} = 15761.3 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

となり、 $\beta$  を計算すると下記となり、仮定した $\beta$  に一致する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{15761.3 \times 0.598}{4 \times 200000000 \times 0.00064534}} = 0.36758 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

以上により、換算載荷幅  $B_H$  は、 $B_H = 1.275$  (m) となる。

## (3) 各層の水平方向地盤反力係数の計算

杭径	D	0.598 (m)
ヤング係数	E	200000000 (kN/m <sup>2</sup> )
断面二次モーメント	I	0.00064534 (m <sup>4</sup> )

## 1) 常時

No	層厚 (m)	E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>H0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>H</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	4.300	14000.0	46666.7	15761.3
2	3.200	84000.0	280000.0	94567.9
3	7.600	56000.0	186666.7	63045.3
4	1.800	140000.0	466666.7	157613.3

特性値  $\beta$  : 0.36758 (m<sup>-1</sup>)

## 2) レベル1地震時

No	層厚 (m)	E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>H0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>H</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	4.300	14000.0	93333.3	31522.6
2	3.200	84000.0	560000.0	189135.9
3	7.600	56000.0	373333.3	126090.6
4	1.800	140000.0	933333.3	315226.5

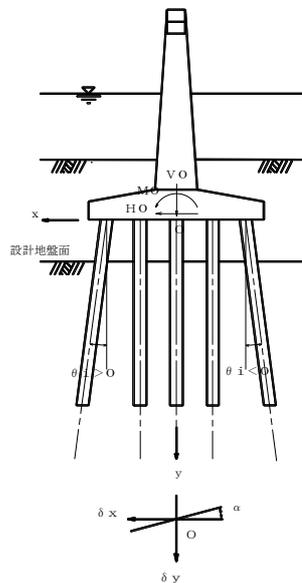
特性値  $\beta$  : 0.36758 (m<sup>-1</sup>)

## 5-4 杭頭変位および杭頭反力の計算

## 5-4-1 計算法

## (1) 計算式

変位法による計算方法は、下図のように座標を組み、杭群中心を原点0とし、0点に作用する外力を図中にあるように定める。



この時、原点0の変位は、次の三元連立方程式を解いて求める。

$$\begin{aligned} A_{xx} \cdot \delta_x + A_{xy} \cdot \delta_y + A_{xa} \cdot \alpha &= H_0 \\ A_{yx} \cdot \delta_x + A_{yy} \cdot \delta_y + A_{ya} \cdot \alpha &= V_0 \\ A_{ax} \cdot \delta_x + A_{ay} \cdot \delta_y + A_{aa} \cdot \alpha &= M_0 \end{aligned}$$

フーチング下面を水平ととれば各係数は次式で求められる。

$$\begin{aligned} A_{xx} &= \sum (K_1 \cdot \cos^2 \theta_i + K_v \cdot \sin^2 \theta_i) \\ A_{xy} = A_{yx} &= \sum (K_v - K_1) \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i \\ A_{xa} = A_{ax} &= \sum \{ (K_v - K_1) \cdot x_i \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i - K_2 \cdot \cos \theta_i \} \\ A_{yy} &= \sum (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \\ A_{ya} = A_{ay} &= \sum \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \cdot x_i + K_2 \cdot \sin \theta_i \} \\ A_{aa} &= \sum \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \cdot x_i^2 + (K_2 + K_3) \cdot x_i \cdot \sin \theta_i + K_4 \} \end{aligned}$$

ここに、

- $H_0$  : フーチング底面より上に作用する水平荷重 (kN)
- $V_0$  : フーチング底面より上に作用する鉛直荷重 (kN)
- $M_0$  : 原点0の回りの外力のモーメント (kN・m)
- $\delta_x$  : 原点0の水平変位量 (m)
- $\delta_y$  : 原点0の鉛直変位量 (m)
- $\alpha$  : フーチングの回転角 (rad)
- $x_i$  : i番目の杭の杭頭のx座標 (m)
- $\theta_i$  : i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)

求められたフーチング原点における変位 ( $\delta_x, \delta_y, \alpha$ ) より、各杭頭に作用する杭軸方向力 $P_{Ni}$ 、杭軸直角方向力 $P_{Hi}$ 、及びモーメント $M_{ti}$ は以下の式により求める。

$$\begin{aligned} P_{Ni} &= K_V \cdot \delta_{yi}' \\ P_{Hi} &= K_1 \cdot \delta_{xi}' - K_2 \cdot \alpha \\ M_{ti} &= -K_3 \cdot \delta_{xi}' + K_4 \cdot \alpha \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{xi}' &= \delta_x \cdot \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cdot \sin \theta_i \\ \delta_{yi}' &= \delta_x \cdot \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cdot \cos \theta_i \end{aligned}$$

ここに、

- $\delta_{xi}'$  : i番目の杭の杭頭の軸直角方向の変位量 (m)
- $\delta_{yi}'$  : i番目の杭の杭頭の軸方向の変位量 (m)
- $K_V$  : 杭頭に単位量の軸方向変位量を生じさせる杭軸方向力 (kN)  
(杭の軸方向ばね定数)
- $K_1, K_2, K_3, K_4$  : 杭の軸直角方向ばね定数
- $x_i$  : i番目の杭の杭頭のx座標 (m)
- $\theta_i$  : i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)
- $P_{Ni}$  : i番目の杭の杭軸方向力 (kN)
- $P_{Hi}$  : i番目の杭の杭軸直角方向力 (kN)
- $M_{ti}$  : i番目の杭の杭頭に作用するモーメント (kN・m)

杭頭での鉛直反力 $V_i$ 、及び水平反力 $H_i$ は、次式による。

$$\begin{aligned} V_i &= P_{Ni} \cdot \cos \theta_i - P_{Hi} \cdot \sin \theta_i \\ H_i &= P_{Ni} \cdot \sin \theta_i + P_{Hi} \cdot \cos \theta_i \end{aligned}$$



## (3) 剛性マトリックス

## 1) 橋軸方向

## a) 常時

杭頭剛結

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 843742.2 & 0.0 & -1176547.3 \\ 0.0 & 6264897.5 & 0.0 \\ -1176547.3 & 0.0 & 20851502.0 \end{bmatrix}$$

杭頭ヒンジ

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 415373.8 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 6264897.5 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 17620024.0 \end{bmatrix}$$

## b) レベル1地震時

杭頭剛結

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1391744.8 & 0.0 & -1605082.5 \\ 0.0 & 6264897.5 & 0.0 \\ -1605082.5 & 0.0 & 21335836.0 \end{bmatrix}$$

杭頭ヒンジ

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 698413.1 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 6264897.5 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 17620024.0 \end{bmatrix}$$

## 5-4-2 杭頭変位および杭頭反力

## (1) 橋軸方向

## 1) 常時

## a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 12526.29 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 1834.89 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 212.10 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 2.376 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 1.999 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.14423 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	2.250	8	-0.0	454.98	57.34	-72.79	454.98	57.34
2	0.750	8	-0.0	412.62	57.34	-72.79	412.62	57.34
3	-0.750	8	-0.0	370.27	57.34	-72.79	370.27	57.34
4	-2.250	8	-0.0	327.91	57.34	-72.79	327.91	57.34

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 2.376 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 454.98 \text{ (kN)} < R_a = 1278.27 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 327.91 \text{ (kN)} > P_a = -332.09 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

## b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	2.250	8	-0.0	396.75	57.34	-0.00	396.75	57.34
2	0.750	8	-0.0	393.21	57.34	-0.00	393.21	57.34
3	-0.750	8	-0.0	389.68	57.34	-0.00	389.68	57.34
4	-2.250	8	-0.0	386.14	57.34	-0.00	386.14	57.34

## 2) 常時+浮力

## a) 杭頭剛結

## ・ 杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 10859.29 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 1750.20 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 270.35 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## ・ 変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 2.271 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 1.733 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.14111 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

## ・ 杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	2.250	8	-0.0	401.51	54.69	-69.25	401.51	54.69
2	0.750	8	-0.0	360.07	54.69	-69.25	360.07	54.69
3	-0.750	8	-0.0	318.63	54.69	-69.25	318.63	54.69
4	-2.250	8	-0.0	277.19	54.69	-69.25	277.19	54.69

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 2.271 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 401.51 \text{ (kN)} < R_a = 1278.27 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 277.19 \text{ (kN)} > P_a = -332.09 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

## b) 杭頭ヒンジ

## ・ 杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	2.250	8	-0.0	346.11	54.69	-0.00	346.11	54.69
2	0.750	8	-0.0	341.61	54.69	-0.00	341.61	54.69
3	-0.750	8	-0.0	337.10	54.69	-0.00	337.10	54.69
4	-2.250	8	-0.0	332.59	54.69	-0.00	332.59	54.69

## 3) 地震時

## a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力  
 $V_0 = 11504.39$  (kN)  
 $H_0 = 4345.14$  (kN)  
 $M_0 = 9571.71$  (kN・m)

・変位の計算  
 $\delta_x = 3.985$  (mm)  
 $\delta_y = 1.836$  (mm)  
 $\alpha = 0.74843 \times 10^{-3}$  (rad)

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN・m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	2.250	8	-0.0	689.20	135.79	-112.99	689.20	135.79
2	0.750	8	-0.0	469.41	135.79	-112.99	469.41	135.79
3	-0.750	8	-0.0	249.62	135.79	-112.99	249.62	135.79
4	-2.250	8	-0.0	29.83	135.79	-112.99	29.83	135.79

$\delta_{max} = 3.985$  (mm) <  $\delta_a = 15.00$  (mm) OK  
 $P_{Nmax} = 689.20$  (kN) <  $R_a = 1924.68$  (kN) OK  
 $P_{Nmin} = 29.83$  (kN) >  $P_a = -647.40$  (kN) OK

## b) 杭頭ヒンジ

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN・m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	2.250	8	-0.0	598.80	135.79	-0.00	598.80	135.79
2	0.750	8	-0.0	439.28	135.79	-0.00	439.28	135.79
3	-0.750	8	-0.0	279.75	135.79	-0.00	279.75	135.79
4	-2.250	8	-0.0	120.22	135.79	-0.00	120.22	135.79

## 4) 地震時+浮力

## a) 杭頭剛結

## ・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 10172.53 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 4260.68 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 9574.64 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## ・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 3.919 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 1.624 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.74358 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	2.250	8	-0.0	645.44	133.15	-110.23	645.44	133.15
2	0.750	8	-0.0	427.07	133.15	-110.23	427.07	133.15
3	-0.750	8	-0.0	208.71	133.15	-110.23	208.71	133.15
4	-2.250	8	-0.0	-9.66	133.15	-110.23	-9.66	133.15

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 3.919 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 645.44 \text{ (kN)} < R_a = 1924.68 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= -9.66 \text{ (kN)} > P_a = -647.40 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

## b) 杭頭ヒンジ

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	2.250	8	-0.0	557.26	133.15	-0.00	557.26	133.15
2	0.750	8	-0.0	397.68	133.15	-0.00	397.68	133.15
3	-0.750	8	-0.0	238.10	133.15	-0.00	238.10	133.15
4	-2.250	8	-0.0	78.53	133.15	-0.00	78.53	133.15

## 5-5 杭本体各部の断面力および変位

## (1) 橋軸方向

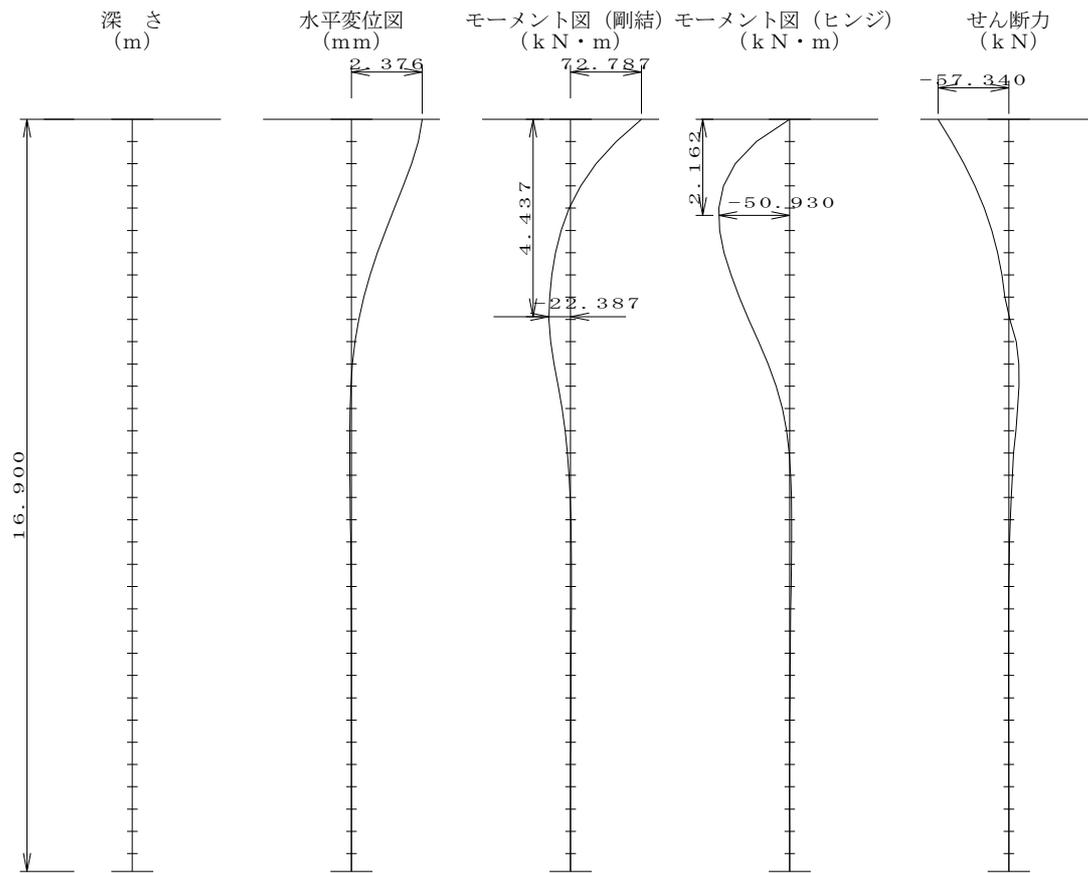
## 1) 常時

## 1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛結	ヒンジ	
1	0.000	15761.32	2.376	72.787	-0.000	-57.340
2	0.500	15761.32	2.242	46.875	-23.781	-46.414
3	1.000	15761.32	2.017	26.228	-39.018	-36.352
4	1.500	15761.32	1.740	10.323	-47.477	-27.488
5	2.000	15761.32	1.442	-1.488	-50.747	-19.988
6	2.500	15761.32	1.147	-9.900	-50.208	-13.894
7	3.000	15761.32	0.870	-15.608	-47.009	-9.152
8	3.500	15761.32	0.623	-19.259	-42.071	-5.647
9	4.000	15761.32	0.414	-21.434	-36.105	-3.220
10	4.500	94567.95	0.245	-22.357	-29.537	0.916
11	5.000	94567.95	0.120	-20.486	-22.330	5.980
12	5.500	94567.95	0.034	-16.873	-15.494	8.065
13	6.000	94567.95	-0.020	-12.745	-9.731	8.196
14	6.500	94567.95	-0.049	-8.867	-5.314	7.181
15	7.000	94567.95	-0.060	-5.654	-2.243	5.615
16	7.500	94567.95	-0.060	-3.277	-0.366	3.893
17	8.000	63045.30	-0.054	-1.607	0.683	2.805
18	8.500	63045.30	-0.045	-0.447	1.236	1.866
19	9.000	63045.30	-0.035	0.290	1.436	1.113
20	9.500	63045.30	-0.025	0.698	1.405	0.550
21	10.000	63045.30	-0.017	0.868	1.241	0.157
22	10.500	63045.30	-0.010	0.879	1.014	-0.092
23	11.000	63045.30	-0.005	0.794	0.773	-0.231
24	11.500	63045.30	-0.001	0.662	0.550	-0.289
25	12.000	63045.30	0.001	0.514	0.359	-0.294
26	12.500	63045.30	0.002	0.373	0.208	-0.266
27	13.000	63045.30	0.003	0.250	0.096	-0.223
28	13.500	63045.30	0.003	0.151	0.019	-0.174
29	14.000	63045.30	0.002	0.076	-0.030	-0.129
30	14.500	63045.30	0.002	0.021	-0.057	-0.090
31	15.000	63045.30	0.001	-0.016	-0.068	-0.060
32	15.500	157613.25	0.001	-0.035	-0.066	-0.014
33	16.000	157613.25	0.001	-0.032	-0.049	0.021
34	16.500	157613.25	0.000	-0.017	-0.023	0.039
35	16.900	157613.25	0.000	0.000	0.000	0.043

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	72.787	—
地中(剛結)	-22.387	4.437
地中(ヒンジ)	-50.930	2.162
1/2モーメント	-36.394	3.977

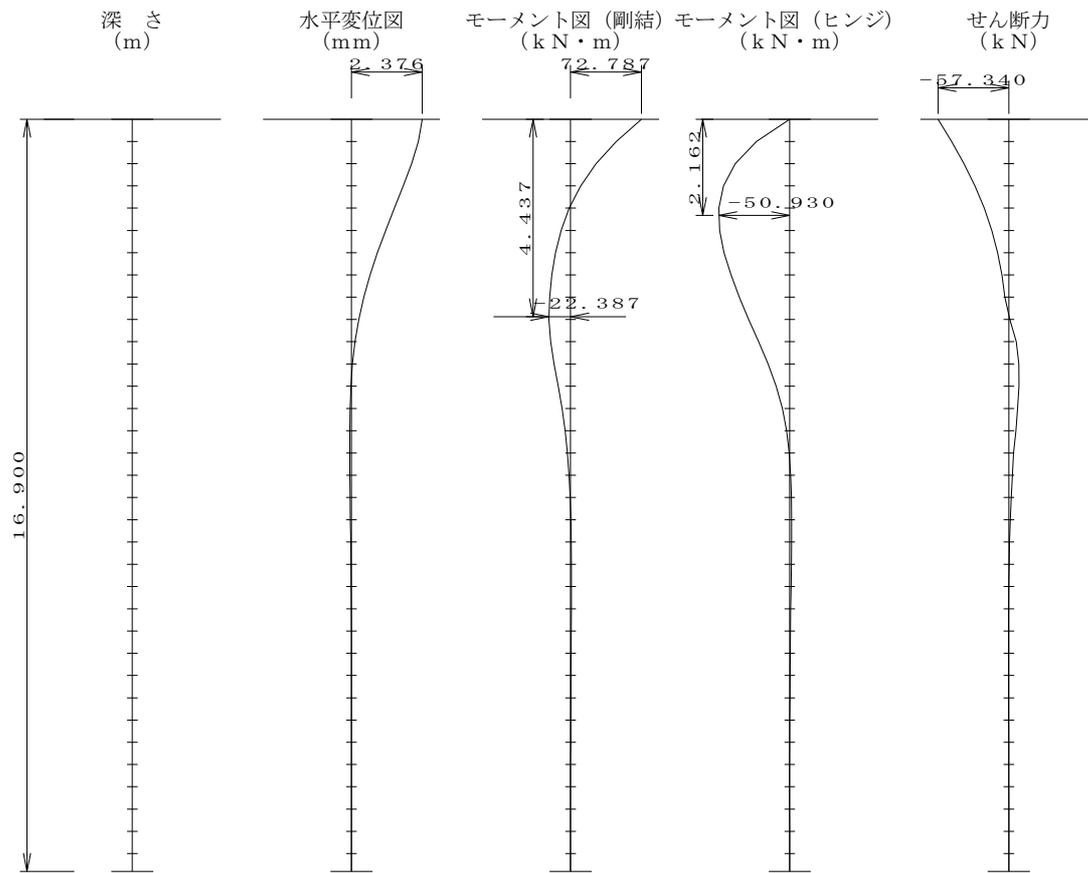


## 4 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	15761.32	2.376	72.787	-0.000	-57.340
2	0.500	15761.32	2.242	46.875	-23.781	-46.414
3	1.000	15761.32	2.017	26.228	-39.018	-36.352
4	1.500	15761.32	1.740	10.323	-47.477	-27.488
5	2.000	15761.32	1.442	-1.488	-50.747	-19.988
6	2.500	15761.32	1.147	-9.900	-50.208	-13.894
7	3.000	15761.32	0.870	-15.608	-47.009	-9.152
8	3.500	15761.32	0.623	-19.259	-42.071	-5.647
9	4.000	15761.32	0.414	-21.434	-36.105	-3.220
10	4.500	94567.95	0.245	-22.357	-29.537	0.916
11	5.000	94567.95	0.120	-20.486	-22.330	5.980
12	5.500	94567.95	0.034	-16.873	-15.494	8.065
13	6.000	94567.95	-0.020	-12.745	-9.731	8.196
14	6.500	94567.95	-0.049	-8.867	-5.314	7.181
15	7.000	94567.95	-0.060	-5.654	-2.243	5.615
16	7.500	94567.95	-0.060	-3.277	-0.366	3.893
17	8.000	63045.30	-0.054	-1.607	0.683	2.805
18	8.500	63045.30	-0.045	-0.447	1.236	1.866
19	9.000	63045.30	-0.035	0.290	1.436	1.113
20	9.500	63045.30	-0.025	0.698	1.405	0.550
21	10.000	63045.30	-0.017	0.868	1.241	0.157
22	10.500	63045.30	-0.010	0.879	1.014	-0.092
23	11.000	63045.30	-0.005	0.794	0.773	-0.231
24	11.500	63045.30	-0.001	0.662	0.550	-0.289
25	12.000	63045.30	0.001	0.514	0.359	-0.294
26	12.500	63045.30	0.002	0.373	0.208	-0.266
27	13.000	63045.30	0.003	0.250	0.096	-0.223
28	13.500	63045.30	0.003	0.151	0.019	-0.174
29	14.000	63045.30	0.002	0.076	-0.030	-0.129
30	14.500	63045.30	0.002	0.021	-0.057	-0.090
31	15.000	63045.30	0.001	-0.016	-0.068	-0.060
32	15.500	157613.25	0.001	-0.035	-0.066	-0.014
33	16.000	157613.25	0.001	-0.032	-0.049	0.021
34	16.500	157613.25	0.000	-0.017	-0.023	0.039
35	16.900	157613.25	0.000	0.000	0.000	0.043

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	72.787	—
地中(剛 結)	-22.387	4.437
地中(ヒンジ)	-50.930	2.162
1/2モーメント	-36.394	3.977



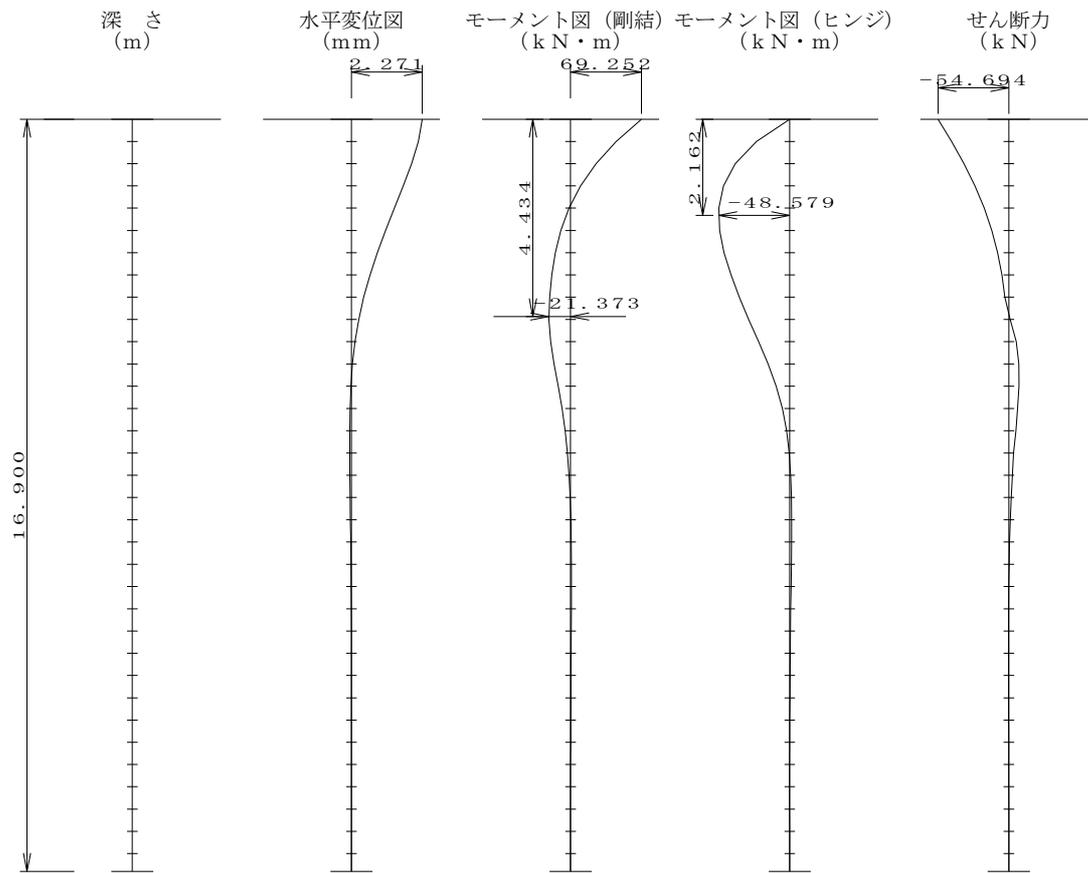
## 2) 常時+浮力

## 1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	15761.32	2.271	69.252	-0.000	-54.694
2	0.500	15761.32	2.142	44.541	-22.683	-44.253
3	1.000	15761.32	1.926	24.860	-37.217	-34.642
4	1.500	15761.32	1.660	9.706	-45.286	-26.180
5	2.000	15761.32	1.376	-1.538	-48.405	-19.023
6	2.500	15761.32	1.094	-9.541	-47.891	-13.209
7	3.000	15761.32	0.829	-14.963	-44.839	-8.687
8	3.500	15761.32	0.594	-18.425	-40.129	-5.346
9	4.000	15761.32	0.394	-20.481	-34.438	-3.033
10	4.500	94567.95	0.234	-21.343	-28.174	0.906
11	5.000	94567.95	0.114	-19.545	-21.300	5.724
12	5.500	94567.95	0.032	-16.091	-14.779	7.704
13	6.000	94567.95	-0.019	-12.149	-9.282	7.822
14	6.500	94567.95	-0.046	-8.449	-5.069	6.851
15	7.000	94567.95	-0.057	-5.385	-2.139	5.354
16	7.500	94567.95	-0.058	-3.119	-0.349	3.711
17	8.000	63045.30	-0.052	-1.528	0.651	2.672
18	8.500	63045.30	-0.043	-0.422	1.179	1.777
19	9.000	63045.30	-0.033	0.279	1.370	1.059
20	9.500	63045.30	-0.024	0.667	1.340	0.522
21	10.000	63045.30	-0.016	0.829	1.184	0.149
22	10.500	63045.30	-0.010	0.839	0.967	-0.089
23	11.000	63045.30	-0.005	0.758	0.737	-0.221
24	11.500	63045.30	-0.001	0.631	0.524	-0.276
25	12.000	63045.30	0.001	0.490	0.343	-0.280
26	12.500	63045.30	0.002	0.355	0.199	-0.254
27	13.000	63045.30	0.002	0.239	0.092	-0.212
28	13.500	63045.30	0.002	0.144	0.018	-0.166
29	14.000	63045.30	0.002	0.072	-0.028	-0.123
30	14.500	63045.30	0.002	0.020	-0.054	-0.086
31	15.000	63045.30	0.001	-0.015	-0.065	-0.057
32	15.500	157613.25	0.001	-0.033	-0.063	-0.013
33	16.000	157613.25	0.001	-0.031	-0.046	0.020
34	16.500	157613.25	0.000	-0.016	-0.022	0.037
35	16.900	157613.25	0.000	-0.000	-0.000	0.041

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	69.252	—
地中(剛 結)	-21.373	4.434
地中(ヒンジ)	-48.579	2.162
1/2モーメント	-34.626	3.984

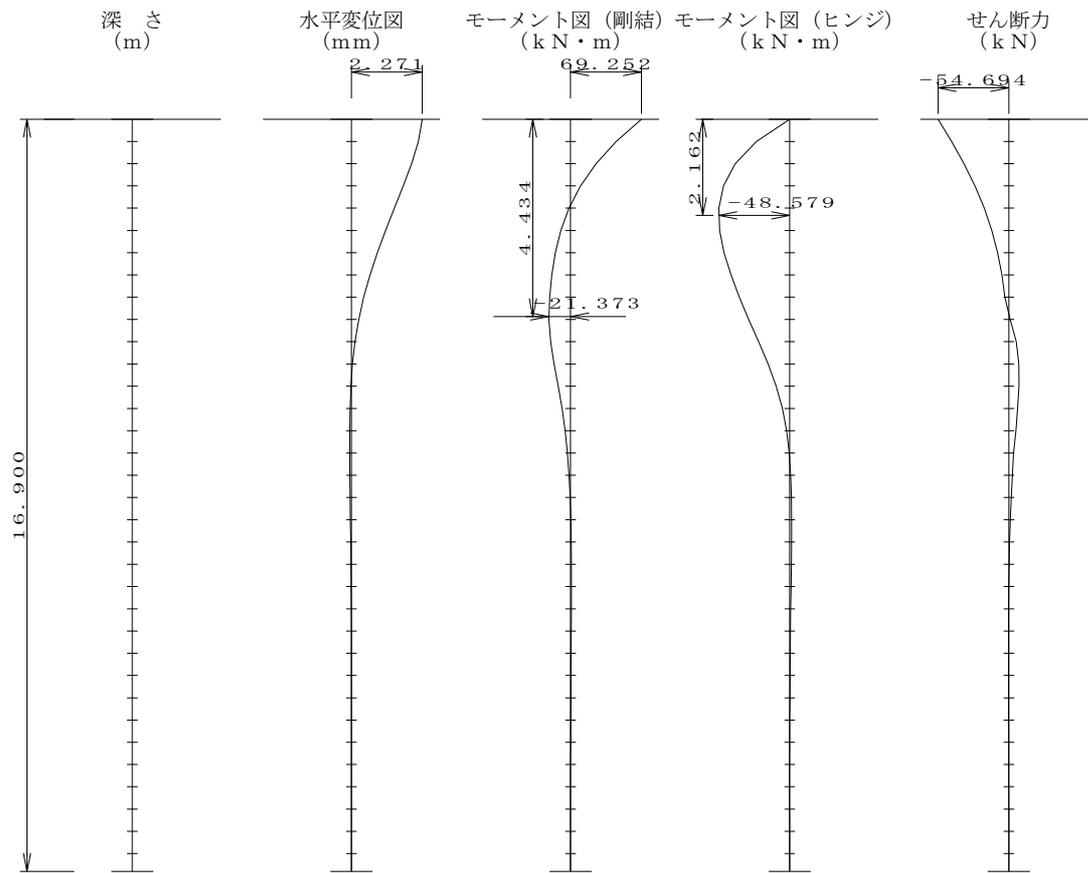


## 4 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛結	ヒンジ	
1	0.000	15761.32	2.271	69.252	-0.000	-54.694
2	0.500	15761.32	2.142	44.541	-22.683	-44.253
3	1.000	15761.32	1.926	24.860	-37.217	-34.642
4	1.500	15761.32	1.660	9.706	-45.286	-26.180
5	2.000	15761.32	1.376	-1.538	-48.405	-19.023
6	2.500	15761.32	1.094	-9.541	-47.891	-13.209
7	3.000	15761.32	0.829	-14.963	-44.839	-8.687
8	3.500	15761.32	0.594	-18.425	-40.129	-5.346
9	4.000	15761.32	0.394	-20.481	-34.438	-3.033
10	4.500	94567.95	0.234	-21.343	-28.174	0.906
11	5.000	94567.95	0.114	-19.545	-21.300	5.724
12	5.500	94567.95	0.032	-16.091	-14.779	7.704
13	6.000	94567.95	-0.019	-12.149	-9.282	7.822
14	6.500	94567.95	-0.046	-8.449	-5.069	6.851
15	7.000	94567.95	-0.057	-5.385	-2.139	5.354
16	7.500	94567.95	-0.058	-3.119	-0.349	3.711
17	8.000	63045.30	-0.052	-1.528	0.651	2.672
18	8.500	63045.30	-0.043	-0.422	1.179	1.777
19	9.000	63045.30	-0.033	0.279	1.370	1.059
20	9.500	63045.30	-0.024	0.667	1.340	0.522
21	10.000	63045.30	-0.016	0.829	1.184	0.149
22	10.500	63045.30	-0.010	0.839	0.967	-0.089
23	11.000	63045.30	-0.005	0.758	0.737	-0.221
24	11.500	63045.30	-0.001	0.631	0.524	-0.276
25	12.000	63045.30	0.001	0.490	0.343	-0.280
26	12.500	63045.30	0.002	0.355	0.199	-0.254
27	13.000	63045.30	0.002	0.239	0.092	-0.212
28	13.500	63045.30	0.002	0.144	0.018	-0.166
29	14.000	63045.30	0.002	0.072	-0.028	-0.123
30	14.500	63045.30	0.002	0.020	-0.054	-0.086
31	15.000	63045.30	0.001	-0.015	-0.065	-0.057
32	15.500	157613.25	0.001	-0.033	-0.063	-0.013
33	16.000	157613.25	0.001	-0.031	-0.046	0.020
34	16.500	157613.25	0.000	-0.016	-0.022	0.037
35	16.900	157613.25	0.000	-0.000	-0.000	0.041

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	69.252	—
地中(剛結)	-21.373	4.434
地中(ヒンジ)	-48.579	2.162
1/2モーメント	-34.626	3.984



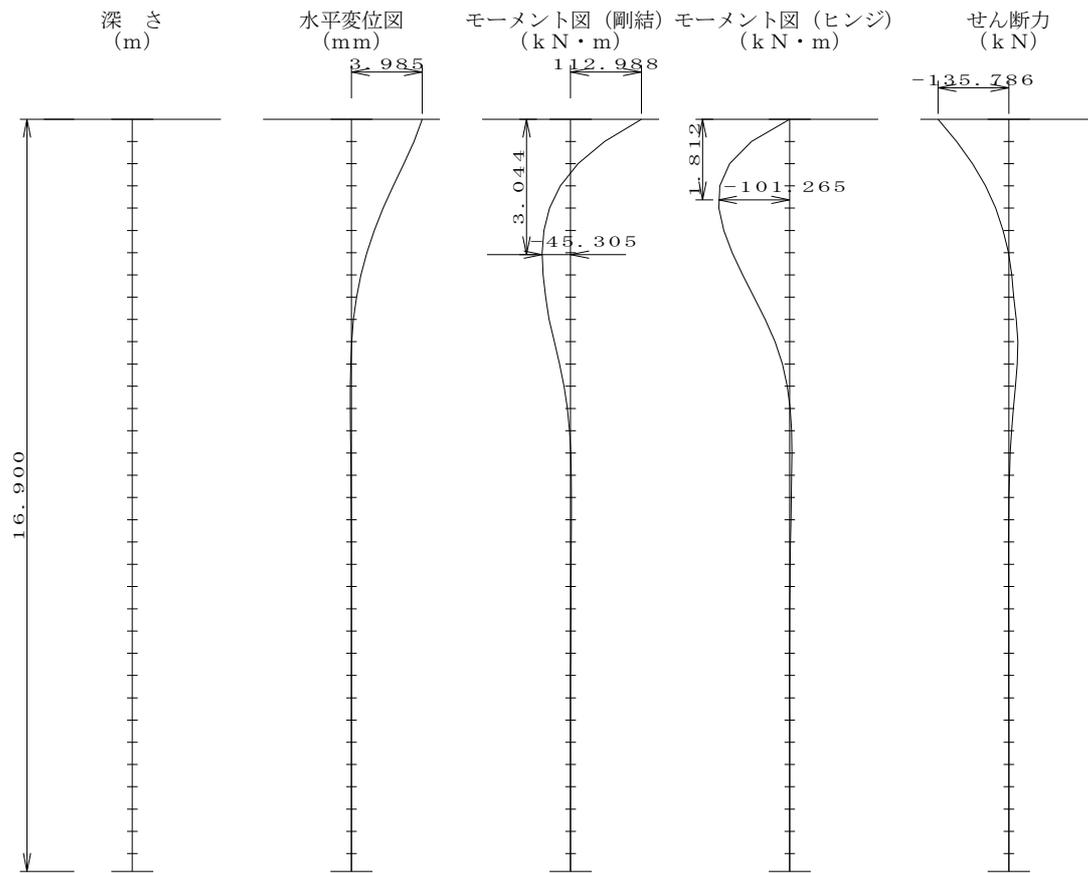
## 3) 地震時

## 1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛結	ヒンジ	
1	0.000	31522.65	3.985	112.988	-0.000	-135.786
2	0.500	31522.65	3.522	54.154	-54.284	-100.282
3	1.000	31522.65	2.951	11.876	-85.447	-69.728
4	1.500	31522.65	2.355	-16.503	-99.228	-44.726
5	2.000	31522.65	1.789	-33.771	-100.611	-25.234
6	2.500	31522.65	1.288	-42.580	-93.694	-10.793
7	3.000	31522.65	0.867	-45.290	-81.668	-0.705
8	3.500	31522.65	0.534	-43.878	-66.878	5.830
9	4.000	31522.65	0.285	-39.916	-50.926	9.628
10	4.500	189135.89	0.114	-34.290	-34.921	14.145
11	5.000	189135.89	0.008	-26.177	-20.980	17.316
12	5.500	189135.89	-0.047	-17.714	-10.456	16.023
13	6.000	189135.89	-0.067	-10.493	-3.414	12.669
14	6.500	189135.89	-0.067	-5.126	0.685	8.800
15	7.000	189135.89	-0.057	-1.634	2.597	5.271
16	7.500	189135.89	-0.043	0.264	3.058	2.451
17	8.000	126090.59	-0.029	1.129	2.785	1.094
18	8.500	126090.59	-0.018	1.437	2.248	0.209
19	9.000	126090.59	-0.009	1.401	1.643	-0.297
20	9.500	126090.59	-0.003	1.185	1.086	-0.528
21	10.000	126090.59	0.000	0.903	0.634	-0.579
22	10.500	126090.59	0.002	0.624	0.301	-0.525
23	11.000	126090.59	0.003	0.386	0.079	-0.422
24	11.500	126090.59	0.003	0.203	-0.052	-0.308
25	12.000	126090.59	0.003	0.076	-0.115	-0.203
26	12.500	126090.59	0.002	-0.003	-0.134	-0.118
27	13.000	126090.59	0.001	-0.046	-0.125	-0.056
28	13.500	126090.59	0.001	-0.063	-0.103	-0.015
29	14.000	126090.59	0.000	-0.064	-0.077	0.010
30	14.500	126090.59	0.000	-0.055	-0.051	0.022
31	15.000	126090.59	0.000	-0.043	-0.029	0.026
32	15.500	315226.50	0.000	-0.030	-0.012	0.026
33	16.000	315226.50	0.000	-0.018	-0.004	0.022
34	16.500	315226.50	0.000	-0.007	-0.001	0.019
35	16.900	315226.50	-0.000	0.000	0.000	0.018

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	112.988	—
地中(剛結)	-45.305	3.044
地中(ヒンジ)	-101.265	1.812
1/2モーメント	-56.494	3.827

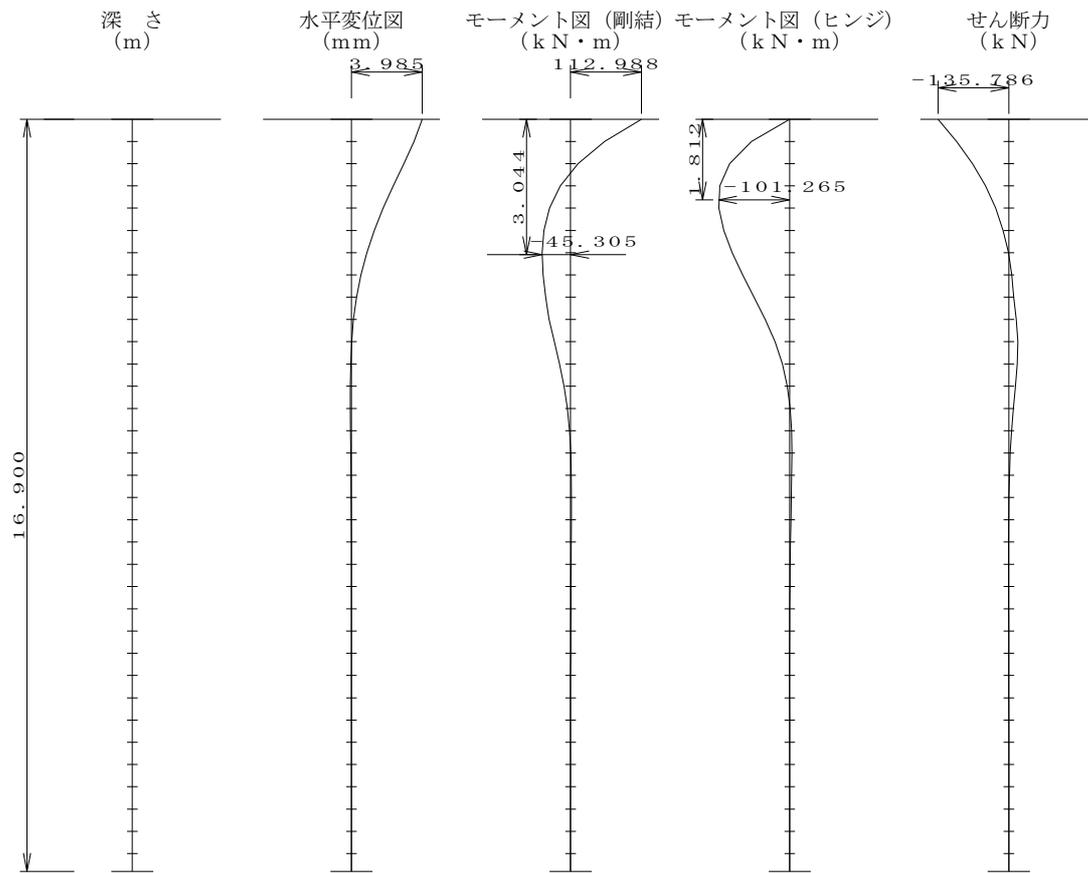


## 4 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	31522.65	3.985	112.988	-0.000	-135.786
2	0.500	31522.65	3.522	54.154	-54.284	-100.282
3	1.000	31522.65	2.951	11.876	-85.447	-69.728
4	1.500	31522.65	2.355	-16.503	-99.228	-44.726
5	2.000	31522.65	1.789	-33.771	-100.611	-25.234
6	2.500	31522.65	1.288	-42.580	-93.694	-10.793
7	3.000	31522.65	0.867	-45.290	-81.668	-0.705
8	3.500	31522.65	0.534	-43.878	-66.878	5.830
9	4.000	31522.65	0.285	-39.916	-50.926	9.628
10	4.500	189135.89	0.114	-34.290	-34.921	14.145
11	5.000	189135.89	0.008	-26.177	-20.980	17.316
12	5.500	189135.89	-0.047	-17.714	-10.456	16.023
13	6.000	189135.89	-0.067	-10.493	-3.414	12.669
14	6.500	189135.89	-0.067	-5.126	0.685	8.800
15	7.000	189135.89	-0.057	-1.634	2.597	5.271
16	7.500	189135.89	-0.043	0.264	3.058	2.451
17	8.000	126090.59	-0.029	1.129	2.785	1.094
18	8.500	126090.59	-0.018	1.437	2.248	0.209
19	9.000	126090.59	-0.009	1.401	1.643	-0.297
20	9.500	126090.59	-0.003	1.185	1.086	-0.528
21	10.000	126090.59	0.000	0.903	0.634	-0.579
22	10.500	126090.59	0.002	0.624	0.301	-0.525
23	11.000	126090.59	0.003	0.386	0.079	-0.422
24	11.500	126090.59	0.003	0.203	-0.052	-0.308
25	12.000	126090.59	0.003	0.076	-0.115	-0.203
26	12.500	126090.59	0.002	-0.003	-0.134	-0.118
27	13.000	126090.59	0.001	-0.046	-0.125	-0.056
28	13.500	126090.59	0.001	-0.063	-0.103	-0.015
29	14.000	126090.59	0.000	-0.064	-0.077	0.010
30	14.500	126090.59	0.000	-0.055	-0.051	0.022
31	15.000	126090.59	0.000	-0.043	-0.029	0.026
32	15.500	315226.50	0.000	-0.030	-0.012	0.026
33	16.000	315226.50	0.000	-0.018	-0.004	0.022
34	16.500	315226.50	0.000	-0.007	-0.001	0.019
35	16.900	315226.50	-0.000	0.000	0.000	0.018

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	112.988	—
地中(剛 結)	-45.305	3.044
地中(ヒンジ)	-101.265	1.812
1/2モーメント	-56.494	3.827



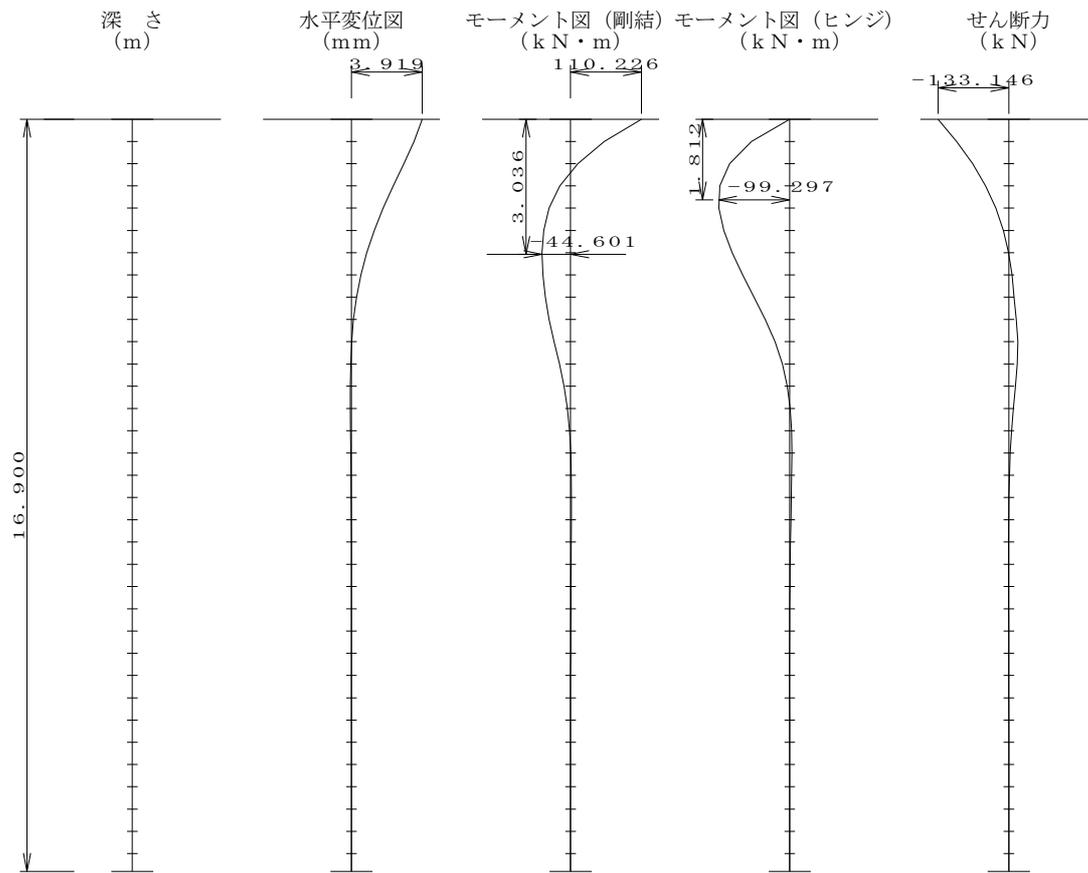
## 4) 地震時+浮力

## 1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛結	ヒンジ	
1	0.000	31522.65	3.919	110.226	-0.000	-133.146
2	0.500	31522.65	3.460	52.558	-53.229	-98.249
3	1.000	31522.65	2.897	11.158	-83.786	-68.240
4	1.500	31522.65	2.311	-16.596	-97.299	-43.701
5	2.000	31522.65	1.754	-33.449	-98.655	-24.583
6	2.500	31522.65	1.261	-42.008	-91.873	-10.429
7	3.000	31522.65	0.849	-44.591	-80.081	-0.551
8	3.500	31522.65	0.522	-43.140	-65.578	5.844
9	4.000	31522.65	0.279	-39.195	-49.936	9.554
10	4.500	189135.89	0.111	-33.627	-34.242	13.953
11	5.000	189135.89	0.007	-25.642	-20.572	17.016
12	5.500	189135.89	-0.046	-17.333	-10.253	15.718
13	6.000	189135.89	-0.066	-10.254	-3.348	12.414
14	6.500	189135.89	-0.066	-4.998	0.672	8.614
15	7.000	189135.89	-0.056	-1.581	2.547	5.153
16	7.500	189135.89	-0.042	0.273	2.998	2.390
17	8.000	126090.59	-0.029	1.115	2.731	1.062
18	8.500	126090.59	-0.018	1.413	2.204	0.198
19	9.000	126090.59	-0.009	1.375	1.611	-0.296
20	9.500	126090.59	-0.003	1.162	1.065	-0.520
21	10.000	126090.59	0.000	0.884	0.622	-0.569
22	10.500	126090.59	0.002	0.610	0.295	-0.515
23	11.000	126090.59	0.003	0.377	0.078	-0.414
24	11.500	126090.59	0.003	0.198	-0.051	-0.301
25	12.000	126090.59	0.002	0.074	-0.113	-0.199
26	12.500	126090.59	0.002	-0.004	-0.131	-0.116
27	13.000	126090.59	0.001	-0.045	-0.123	-0.055
28	13.500	126090.59	0.001	-0.062	-0.101	-0.014
29	14.000	126090.59	0.000	-0.062	-0.075	0.010
30	14.500	126090.59	0.000	-0.054	-0.050	0.022
31	15.000	126090.59	0.000	-0.042	-0.029	0.026
32	15.500	315226.50	0.000	-0.029	-0.012	0.026
33	16.000	315226.50	0.000	-0.017	-0.004	0.022
34	16.500	315226.50	0.000	-0.007	-0.001	0.018
35	16.900	315226.50	0.000	0.000	0.000	0.018

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	110.226	—
地中(剛結)	-44.601	3.036
地中(ヒンジ)	-99.297	1.812
1/2モーメント	-55.113	3.836

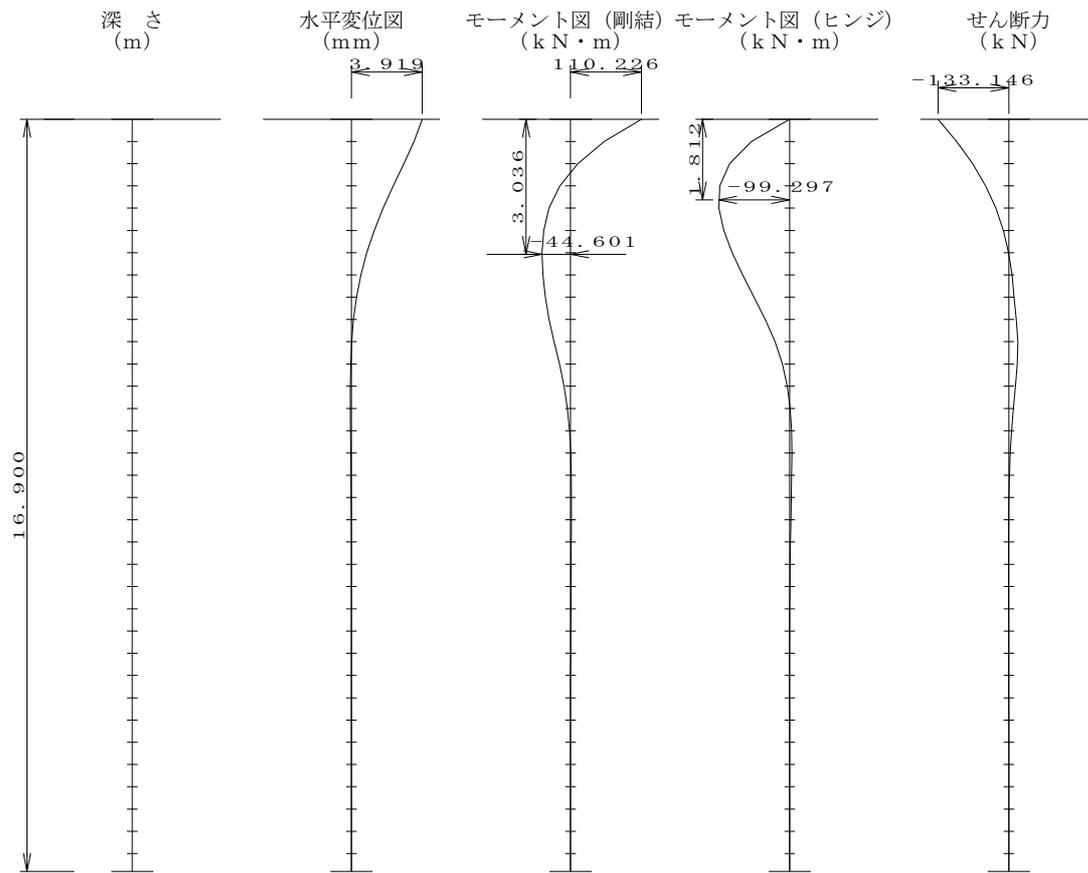


## 4 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	31522.65	3.919	110.226	-0.000	-133.146
2	0.500	31522.65	3.460	52.558	-53.229	-98.249
3	1.000	31522.65	2.897	11.158	-83.786	-68.240
4	1.500	31522.65	2.311	-16.596	-97.299	-43.701
5	2.000	31522.65	1.754	-33.449	-98.655	-24.583
6	2.500	31522.65	1.261	-42.008	-91.873	-10.429
7	3.000	31522.65	0.849	-44.591	-80.081	-0.551
8	3.500	31522.65	0.522	-43.140	-65.578	5.844
9	4.000	31522.65	0.279	-39.195	-49.936	9.554
10	4.500	189135.89	0.111	-33.627	-34.242	13.953
11	5.000	189135.89	0.007	-25.642	-20.572	17.016
12	5.500	189135.89	-0.046	-17.333	-10.253	15.718
13	6.000	189135.89	-0.066	-10.254	-3.348	12.414
14	6.500	189135.89	-0.066	-4.998	0.672	8.614
15	7.000	189135.89	-0.056	-1.581	2.547	5.153
16	7.500	189135.89	-0.042	0.273	2.998	2.390
17	8.000	126090.59	-0.029	1.115	2.731	1.062
18	8.500	126090.59	-0.018	1.413	2.204	0.198
19	9.000	126090.59	-0.009	1.375	1.611	-0.296
20	9.500	126090.59	-0.003	1.162	1.065	-0.520
21	10.000	126090.59	0.000	0.884	0.622	-0.569
22	10.500	126090.59	0.002	0.610	0.295	-0.515
23	11.000	126090.59	0.003	0.377	0.078	-0.414
24	11.500	126090.59	0.003	0.198	-0.051	-0.301
25	12.000	126090.59	0.002	0.074	-0.113	-0.199
26	12.500	126090.59	0.002	-0.004	-0.131	-0.116
27	13.000	126090.59	0.001	-0.045	-0.123	-0.055
28	13.500	126090.59	0.001	-0.062	-0.101	-0.014
29	14.000	126090.59	0.000	-0.062	-0.075	0.010
30	14.500	126090.59	0.000	-0.054	-0.050	0.022
31	15.000	126090.59	0.000	-0.042	-0.029	0.026
32	15.500	315226.50	0.000	-0.029	-0.012	0.026
33	16.000	315226.50	0.000	-0.017	-0.004	0.022
34	16.500	315226.50	0.000	-0.007	-0.001	0.018
35	16.900	315226.50	0.000	0.000	0.000	0.018

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	110.226	—
地中(剛 結)	-44.601	3.036
地中(ヒンジ)	-99.297	1.812
1/2モーメント	-55.113	3.836



## 5-6 杭本体の応力度照査

## 5-6-1 計算式

## (1) 曲げ応力度

杭に作用する軸方向力および曲げモーメントにより杭体に生じる応力度は次式により計算する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここに、

- $\sigma$  : 杭体に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- N : 杭の軸力 (N)
- A : 杭の有効断面積 (= 1.4828×10<sup>4</sup> mm<sup>2</sup>)
- M : 曲げモーメント (N・mm)
- Z : 杭の有効断面係数 (= 2.1583×10<sup>6</sup> mm<sup>3</sup>)

## (2) せん断応力度

せん断応力度は以下に示す計算式で算出するものとする。

$$\tau = \frac{S}{A}$$

ここに、

- $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- S : せん断力 (N)
- A : 杭の有効断面積 (= 1.4828×10<sup>4</sup> mm<sup>2</sup>)

杭 径	D	600.0 (mm)
板 厚	t	9.0 (mm)
腐食代		1.0 (mm)
鋼管材質		SKK400

## 5-6-2 杭本体の応力度照査

## (1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列 番号	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	$\sigma_s'$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ ( $\tau_a$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	1	72.79	454.98	57.34	64.41 (140.00)	-3.04 (140.00)	3.867 (80.000)
		4	72.79	327.91	57.34	55.84 (140.00)	-11.61 (140.00)	3.867 (80.000)
2	常時+浮力	1	69.25	401.51	54.69	59.16 (140.00)	-5.01 (140.00)	3.688 (80.000)
		4	69.25	277.19	54.69	50.78 (140.00)	-13.39 (140.00)	3.688 (80.000)
3	地震時	1	112.99	689.20	135.79	98.83 (210.00)	-5.87 (210.00)	9.157 (120.000)
		4	112.99	29.83	135.79	54.36 (210.00)	-50.34 (210.00)	9.157 (120.000)
4	地震時+浮力	1	110.23	645.44	133.15	94.60 (210.00)	-7.54 (210.00)	8.979 (120.000)
		4	110.23	-9.66	133.15	50.42 (210.00)	-51.72 (210.00)	8.979 (120.000)

## 5-7 フーチングの剛体判定

$$\begin{aligned}
 k &= k_p \\
 &= K_v \frac{n}{L \cdot B} \\
 &= 195778 \times \frac{32}{5.700 \times 11.700}
 \end{aligned}$$

$$= 93941 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= 4 \sqrt{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} \\
 &= 4 \sqrt{\frac{3 \times 93941}{2.50 \times 10^7 \times 1.500^3}} \\
 &= 0.240 \text{ m}^{-1}
 \end{aligned}$$

$$\lambda = \max( l , b ) = 2.700 \text{ m}$$

$$l \leq L/2$$

$$b \leq B/2$$

$$\therefore l \leq b$$

以上より、 $\beta \lambda = 0.649$

$$= 0.649 \leq 1.0$$

$\therefore$  このフーチングは剛体として取り扱ってよい。

ここで、

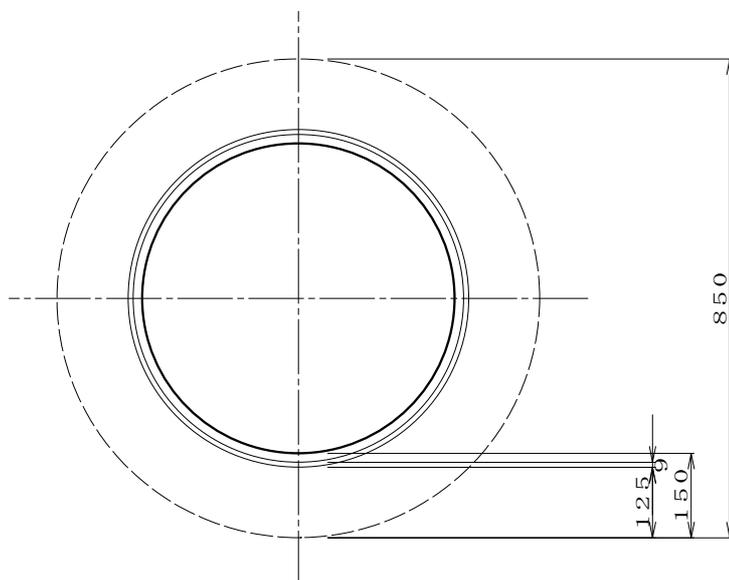
- $k_p$  : 換算地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $K_v$  : 1本の杭の軸方向ばね定数 (kN/m)
- $n$  : 杭本数
- $L$  : フーチングの幅 (m)
- $B$  : フーチングの奥行 (m)
- $E$  : フーチングのヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $h$  : フーチングの平均厚さ (m)
- $\lambda$  : フーチングの換算突出長 (m)

## 5-8 杭とフーチングの接合部の照査

## 5-8-1 仮想鉄筋コンクリート断面の照査

## (1) 仮想鉄筋コンクリート断面

中詰め筋 : かぶり 150.0 mm D22× 10 本  $A_s = 3871.0 \text{ mm}^2$



## (2) 曲げ照査

## 1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列 番号	曲げモーメント $M_d$ (kN・m)	軸力 $N_d$ (kN)	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	1	72.79	454.98	-22.21 (200.00)
		4	72.79	327.91	-20.50 (200.00)
2	常時+浮力	1	69.25	401.51	-20.60 (200.00)
		4	69.25	277.19	-19.26 (200.00)
3	地震時	1	112.99	689.20	-34.18 (300.00)
		4	112.99	29.83	124.73 (300.00)
4	地震時+浮力	1	110.23	645.44	-32.89 (300.00)
		4	110.23	-9.66	133.94 (300.00)

※ () は許容値を示す。

## 5-8-2 フーチングへの鉄筋の定着長

$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{0a}} \cdot \phi + 10 \cdot \phi$$
$$= \frac{200.00}{4 \times 1.60} \times 22.0 + 10 \times 22.0 = 907.5 \text{ (mm)}$$

$$L = 35 \cdot \phi + 10 \cdot \phi$$
$$= 35 \times 22.0 + 10 \times 22.0 = 990.0 \text{ (mm)}$$

ここに、

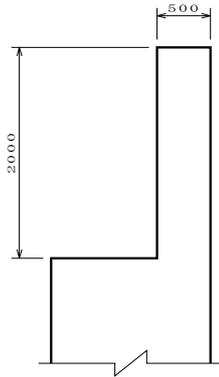
- L : 定着長 (mm)
- $\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{0a}$  : 鉄筋とコンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\phi$  : 鉄筋径 (mm)

※ 定着長は、フーチング下面主鉄筋からの必要長さ

## 6 パラペットの断面計算

## 6-1 設計条件

## (1) パラペット形状



(2) 荷重ケース 背面：常時

(3) T荷重の片側荷重 100 (kN)

## 6-2 断面力算出

## (1) 土圧による断面力

## 1) 主働土圧係数

土のせん断抵抗角	$\phi$	=	$30^{\circ} 0'$
地表面と水平面とのなす角	$\alpha$	=	$0^{\circ} 0'$
土圧作用面と鉛直面とのなす角	$\theta$	=	$0^{\circ} 0'$
土圧作用面の壁面摩擦角	$\delta$	=	$10^{\circ} 0'$

$$\begin{aligned}
 K_{A1} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30^{\circ} 0')}{\cos^2(0^{\circ} 0') \times \cos(10^{\circ} 0') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40^{\circ} 0') \times \sin(30^{\circ} 0')}{\cos(10^{\circ} 0') \times \cos(0^{\circ} 0')}} \right\}^2} \\
 &= 0.30847
 \end{aligned}$$

## 2) 裏込め土砂による土圧力

裏込め土砂の単位体積重量	$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
壁面摩擦角	$\delta = 10^\circ 0'$
土圧作用面と鉛直面	$\theta = 0^\circ 0'$
奥行き方向土圧作用幅	$L = 1.000 \text{ (m)}$
土圧作用面の高さ	$H = 2.000 \text{ (m)}$

土圧力

$$\begin{aligned}
 P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A1} \cdot H^2 \cdot \cos(\delta + \theta) \\
 &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times 2.000^2 \times \cos(10^\circ 0') \\
 &= 11.54 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

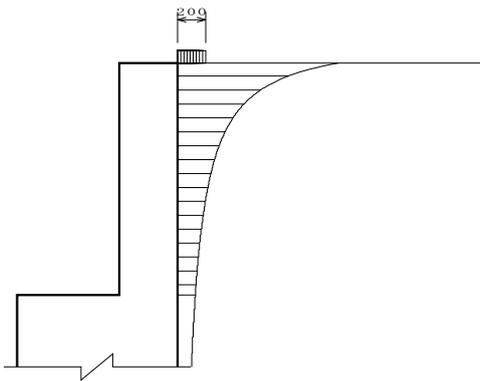
作用高さ

$$P_V = 0.667 \text{ (m)}$$

土圧によるモーメント

$$\begin{aligned}
 M_e &= 11.54 \times 0.667 \\
 &= 7.70 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

## (2) T荷重による断面力



$$\begin{aligned}
 M_p &= \frac{K_A \cdot T}{1.375} \left\{ -h + (h+a) \log\left(\frac{a+h}{a}\right) \right\} \\
 &= \frac{0.30847 \times 100.00}{1.375} \left\{ -2.000 + (2.000 + 0.200) \times \log\left(\frac{0.200 + 2.000}{0.200}\right) \right\} \\
 &= 73.48 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_p &= \frac{K_A \cdot T}{1.375} \log\left(\frac{a+h}{a}\right) \\
 &= \frac{0.30847 \times 100.00}{1.375} \log\left(\frac{0.200 + 2.000}{0.200}\right) \\
 &= 53.79 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

$K_A$	: 主働土圧係数	
$T$	: T荷重の片側荷重	(kN)
$a$	: 載荷面の橋軸方向の辺長	(m)
$M_p$	: T荷重による曲げモーメント	(kN · m/m)
$h$	: パラペットの高さ	(m)
$S_p$	: T荷重によるせん断力	(kN/m)

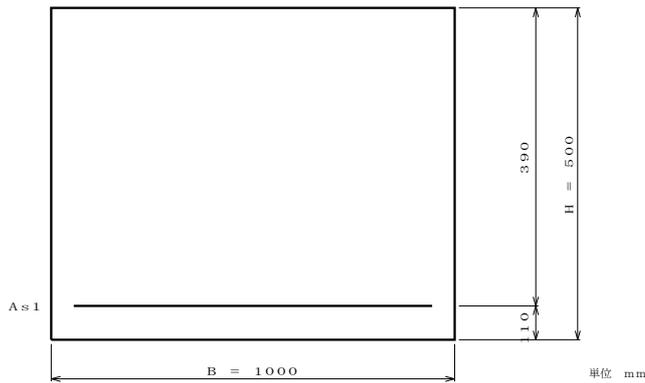
## (3) 断面力の集計

$$\begin{aligned} M_o &= M_p + M_e \\ &= 73.48 + 7.70 \\ &= 81.17 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_o &= S_p + P_H \\ &= 53.79 + 11.54 \\ &= 65.34 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

## 6-3 応力度計算

## (1) 配筋



層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	110	D25ctc250	2026.8

## (2) 曲げ応力度の計算

荷重ケース	M (kN・m/m)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
常時	81.17	3.69 ( 8.00)	115.15 (180.00)

## (3) 最小鉄筋量の計算

・  $1.7M_d \leq M_c$  の判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 81.175 \times 10^6 \\ = 137.997 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 4.1667 \times 10^7 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{500000} \right)$$

$$= 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

$M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

$Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_d$  : 軸方向力 (N)

$A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$1.7M_d > M_c$  となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・  $M_d = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$c$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(= 500.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 110.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 110.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_u = M_c$  および、 $N_d = C + T_s' - T_s$  の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 12.69 \quad (\text{mm}) \\ A_s &= 600.5 \quad (\text{mm}^2) \\ A_s' &= 0.0 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

- ・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

#### (4) 最大鉄筋量の計算

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ 、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$  の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 261.24 \quad (\text{mm}) \\ A_{sb} &= 12506.00 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

ここに

$\varepsilon_{sy}$	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	
$A_{sb}$	: 釣合鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )
$c$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

#### (5) せん断応力度の計算

荷重ケース	せん断力 S (kN/m)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		$\tau_m$	$\tau_{a1}$
常時	65.34	0.1675	0.3759

#### (6) 許容せん断応力度 ( $\tau_{a1}$ ) の計算

- ・部材断面の有効高dに関する補正係数( $c_e$ )

有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数( $c_e$ )
0.390	1.349

- ・引張主鉄筋比 $p_t$ に関する補正係数( $c_{pt}$ )

引張主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 d (mm)	引張主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数( $c_{pt}$ )
2026.8	390.0	0.520	1.212

- ・許容せん断応力度

荷重ケース	基本値 (N/mm <sup>2</sup> )	$c_e$	$c_{pt}$	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )
常時	0.230	1.349	1.212	0.3759

## 6-4 落橋防止構造からの作用力に対する照査

## 6-4-1 当該支点を支持する下部構造の水平耐力

## (1) 縦壁基部の降伏曲げモーメント

## 1) 単位幅当たりの作用鉛直力

$$N = \frac{W + R_d}{L} = \frac{2006.55 + 2300.00}{11.700}$$

$$= 368.08 \text{ (kN)}$$

ここに、

N : 単位幅当たりの作用鉛直力 (kN)

W : 躯体重量 (kN)

R<sub>d</sub> : 死荷重反力 (kN)

L : 縦壁幅 (m)

## 2) 縦壁部の材質

コンクリート設計基準強度  $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 主鉄筋の降伏点  $\sigma_{sy} = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 

## 3) 縦壁基部の配筋

・ 部材厚 1.500 (m)

・ 背面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	110	D19ctc250	4.000	1146.0

・ せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
D13ctc250	4.000	506.8

## 4) 縦壁基部の降伏曲げモーメント

$$M_y = 765.91 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (2) 縦壁基部のせん断耐力

## 1) コンクリートが負担するせん断耐力

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d$$

$$= 1.000 \times 0.942 \times 0.665 \times 1.000 \times 0.350 \times 1000.0 \times 1390.0 \times 0.001$$

$$= 304.547 \text{ (kN)}$$

ここに、

S<sub>c</sub> : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

b : 断面幅 (mm)

d : 断面の有効高 (mm)

c<sub>c</sub> : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数c<sub>e</sub> : 有効高に関する補正係数c<sub>N</sub> : 軸方向圧縮力による補正係数c<sub>pt</sub> : 引張主鉄筋比に関する補正係数p<sub>t</sub> : 引張主鉄筋比 (= 0.08245 %)τ<sub>c</sub> : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

## 2) せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s}$$

$$= \frac{506.8 \times 345.0 \times 1390.0 \times 1.000}{1.15 \times 250.0} \times 0.001$$

$$= 845.34 \text{ (kN)}$$

ここに、

- $S_s$  : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)
- $A_w$  : せん断補強鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{sy}$  : せん断補強鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)
- $d$  : 有効高さ (mm)
- $\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸方向となす角度 (°)
- $s$  : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

## 3) せん断耐力

$$P_s = S_c + S_s = 304.55 + 845.34$$

$$= 1149.89 \text{ (kN)}$$

ここに、

- $P_s$  : せん断耐力 (kN)
- $S_c$  : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)
- $S_s$  : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

## (3) 下部構造の水平耐力

## 1) 堅壁基部の降伏曲げモーメントから求まる水平耐力

$$P_{Hy} = \frac{M_y}{H} = \frac{765.91}{4.600}$$

$$= 166.50 \text{ (kN)}$$

ここに、

- $P_{Hy}$  : 降伏曲げモーメントから求まる水平耐力 (kN)
- $M_y$  : 降伏曲げモーメント (kN・m)
- $H$  : 橋台基部から上部構造の慣性力作用位置までの距離 (m)

## 2) 下部構造の水平耐力

$$P_{LG} = \min(P_{Hy}, P_s) \cdot L = \min(166.50, 1149.89) \times 11.700$$

$$= 1948.07 \text{ (kN)}$$

ここに、

- $P_{LG}$  : 下部構造の水平耐力 (kN)
- $P_{Hy}$  : 降伏曲げモーメントから求まる水平耐力 (kN)
- $P_s$  : せん断耐力 (kN)
- $L$  : 堅壁幅 (m)

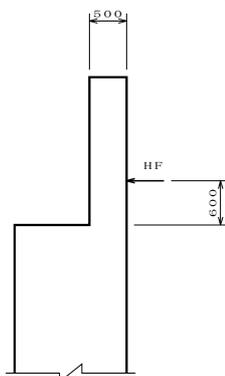
## 6-4-2 設計用地震力

$$H_f = P_{LG} = 1948.07 \text{ (kN)} \leq 1.5 \cdot R_d = 1.5 \times 2300.00 = 3450.00 \text{ (kN)}$$

ここに、

- $H_f$  : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)
- $P_{LG}$  : 当該支点を支持する下部構造の橋軸方向の水平耐力 (kN)
- $R_d$  : 死荷重反力 (kN)

## 6-4-3 パラペット部の配筋



## 前面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	110	D25ctc250	2026.8

## 背面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	110	D25ctc250	2026.8

## 6-4-4 パラペット基部の曲げモーメントに対する照査

$$M_0 = 99.90 \leq M_y = 245.57 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \text{ ----- OK}$$

ここに、

$M_0$  : パラペット基部の曲げモーメント (kN・m)

$$M_0 = \frac{H_F}{L} \cdot h = \frac{1948.07}{11.700} \times 0.600 = 99.90 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$H_F$  : 落橋防止構造の設計地震力 (KN)

$L$  : 躯体奥行き (m)

$h$  : パラペット基部から落橋防止構造設置位置までの高さ (m)

$M_y$  : パラペット基部の降伏曲げモーメント (kN・m)

## 6-4-5 押抜きせん断に対する照査

$$\tau = \frac{H_F/F}{A} = \frac{1948.07 / 4}{1.23540} \times 0.001$$

$$= 0.394 \text{ (N/mm}^2) \leq 1.5 \cdot \tau_{a3} = 1.5 \times 0.900 = 1.350 \text{ (N/mm}^2) \text{ ----- OK}$$

ここに、

$\tau$  : 押抜きせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$H_F$  : 落橋防止構造の設計地震力 (KN)

$F$  : 落橋防止構造設置箇所数

$A$  : せん断抵抗面積 (m<sup>2</sup>)

$$A = \left( \frac{1.080 + 0.300}{2} \times \pi + 0.500 \times 2 \right) \times 0.390$$

$$= 1.23540 \text{ (m}^2)$$

## 6-4-6 パラペットのせん断に対する照査

$$P_s = S_c + S_s = 223.07 + 177.89$$

$$= 400.96 \text{ (kN)} \geq S = 166.50 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

ここに、

$S_c$  : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d$$

$$= 1.000 \times 1.349 \times 1.212 \times 1.000 \times 0.350 \times 1000.0 \times 390.0 \times 0.001$$

$$= 223.07 \text{ (kN)}$$

$c_c$  : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数

$c_e$  : 有効高に関する補正係数

$c_N$  : 軸方向圧縮力による補正係数

$c_{pt}$  : 引張主鉄筋比に関する補正係数

$p_t$  : 引張主鉄筋比 (= 0.51969 %)

$\tau_c$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b$  : 断面幅 (mm)

$d$  : 断面の有効高 (mm)

$S_s$  : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s}$$

$$= \frac{380.1 \times 345.0 \times 390.0 \times 1.000}{1.15 \times 250.0} \times 0.001$$

$$= 177.89 \text{ (kN)}$$

$A_w$  : せん断補強鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sy}$  : せん断補強鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸方向となす角度 (°)

$s$  : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

$S$  : 単位幅当たりのせん断力 (kN)

$$S = \frac{H_f}{L} = \frac{1948.07}{11.700} = 166.50 \text{ (kN)}$$

$H_f$  : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)

$L$  : 躯体奥行き (m)

## 6-4-7 支圧応力度に対する照査

$$\sigma_b = \frac{H}{A_b} = \frac{243.51}{0.06786} \times 0.001$$

$$= 3.588 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ba} = 14.133 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ----- OK}$$

ここに、

H : ケーブル1本当たりの水平力 (kN)

$$H = \frac{H_f/F}{n} = \frac{1948.07 / 4}{2} = 243.51 \text{ (kN)}$$

$H_f$  : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)

F : 落橋防止装置設置箇所数

n : 落橋防止装置1箇所当たりのPCケーブル本数

$A_b$  : 局部載荷の場合の支圧面積 ( $\text{m}^2$ )

$$A_b = \frac{\pi}{4} \times (0.300^2 - 0.060^2) = 0.06786 \text{ (m}^2\text{)}$$

$\sigma_{ba}$  : 許容支圧応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$$\sigma_{ba} = 1.5 \cdot (0.25 + 0.05 \cdot \frac{A_c}{A_b}) \cdot \sigma_{ck}$$

$$= 1.5 \times (0.25 + 0.05 \times \frac{0.19352}{0.06786}) \times 24.0$$

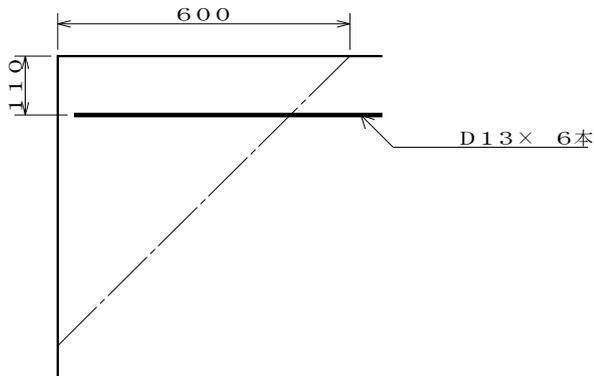
$$= 14.133 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$A_c$  : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 ( $\text{m}^2$ )

$$A_c = \frac{\pi}{4} \times (0.500^2 - 0.060^2) = 0.19352 \text{ (m}^2\text{)}$$

## 7 橋座部耐力の検討

&lt;&lt;第1番沓の橋座部の耐力&gt;&gt;

設計水平地震力  $R_h = 370000.0$  (N)

$$\begin{aligned}
 P_{bs} &= P_c + P_s \\
 &= 2128344.0 + 107093.2 \\
 &= 2235437.2 \text{ (N)} \geq R_h = 370000.0 \text{ (N)} \quad \text{--- OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_c &= 0.32 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \\
 &= 0.32 \times 1.00000 \times \sqrt{24.0} \times 1357645.0 \\
 &= 2128344.0 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_s &= \varepsilon \beta \cdot \left(1 - \frac{h_i}{d_a}\right) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_{si} \\
 &= 0.50 \times \left(1 - \frac{110}{600.00}\right) \times 345.0 \times 760.2 \\
 &= 107093.2 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

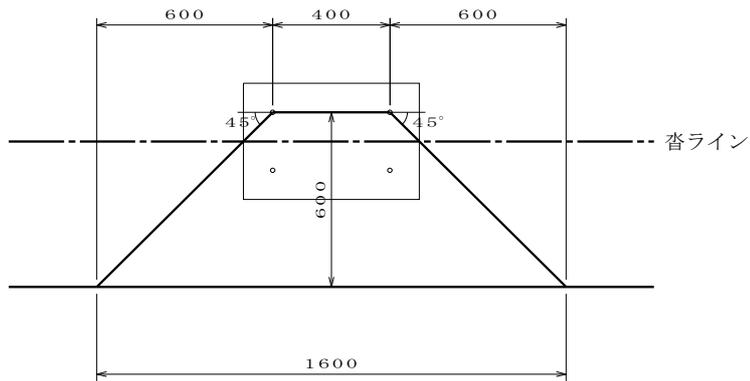
ここに、

- $P_{bs}$  : 橋座部の耐力 (N)  
 $P_c$  : コンクリートの負担する耐力 (N)  
 $P_s$  : 補強筋の負担する耐力 (N)。ただし、橋座部の耐力の5割を超えないものとする。  
 $\alpha$  : コンクリートの負担分を算出するための係数  
 $\sigma_n$  : 鉛直力による支承下面の支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_n = \frac{R_d}{A_p} = \frac{2300000}{24000.0} = 95.833 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

- $R_d$  : 支承に作用する死荷重反力 (N)  
 $A_p$  : 支承の下鋼板の面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $A_c$  : コンクリートの抵抗面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $\beta$  : 補強筋の負担分に関する補正係数  
 $h_i$  :  $i$ 番目の補強筋の橋座面からの距離 (mm)  
 $d_a$  : 支承背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離 (mm)  
 $\sigma_{sy}$  : 補強筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $A_{si}$  :  $i$ 番目の補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

《《コンクリート抵抗面積の計算》》



$$\begin{aligned}
 A_c &= S_1 + S_2 + B_1 \\
 &= 254558.4 + 254558.4 + 848528.1 \\
 &= 1357645.0 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

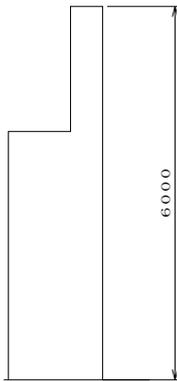
ここに、

$A_c$	: コンクリートの抵抗面積 (mm <sup>2</sup> )	
$S_1$	: $A_c$ の側面積 (左側)	= 254558.4 (mm <sup>2</sup> )
$S_2$	: $A_c$ の側面積 (右側)	= 254558.4 (mm <sup>2</sup> )
$B_1$	: $A_c$ の底面積	= 848528.1 (mm <sup>2</sup> )

## 8 壁の断面計算

## 8-1 設計条件

## 8-1-1 形状



## 8-2 断面力

## 8-2-1 断面力一覧

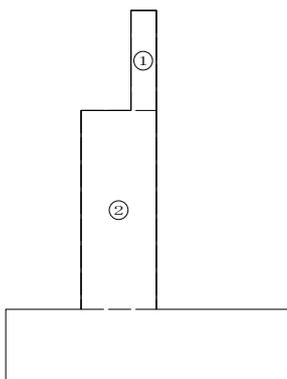
## (1) 断面(1) (位置: 壁基部)

荷重ケース	曲げモーメント M(kN・m/m)	鉛直力 V(kN/m)	せん断力 S(kN/m)
常時	262.47	390.30	122.12
常時+浮力	262.01	390.30	120.75
地震時	495.31	368.08	207.10
地震時+浮力	495.24	368.08	206.64

## 8-2-2 断面力算出

## (1) 断面(1) (位置: 壁基部)

- 1) 躯体自重
  - i) ブロック割



## ii) 躯体自重および重心位置 (照査断面図心位置より)

区分	計 算 式				鉛 直 力	
	幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量				V (kN)	
①	0.500	×	2.000	×	11.700 × 24.5	286.65
②	1.500	×	4.000	×	11.700 × 24.5	1719.90
	合 計				2006.55	

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	286.65	-0.500	5.000	-143.32	1433.25
②	1719.90	0.000	2.000	0.00	3439.80
計	2006.55			-143.32	4873.05

## 重心位置

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{-143.32}{2006.55} = -0.071(\text{m})$$

$$Y = \frac{\sum My}{\sum V} = \frac{4873.05}{2006.55} = 2.429(\text{m})$$

## 2) 上部工反力の集計 (照査断面図心位置より)

荷重ケース	鉛 直 力 V (kN)	水 平 力 H (kN)	作 用 位 置	
			X (m)	Y (m)
常時	2560.00	0.00	0.250	4.100
常時+浮力	2560.00	0.00	0.250	4.100
地震時	2300.00	370.00	0.250	4.100
地震時+浮力	2300.00	370.00	0.250	4.100

## 3) 土圧

## i) 主働土圧係数の計算

土のせん断抵抗角	$\phi = 30^\circ 0'$
地表面と水平面とのなす角	$\alpha = 0^\circ 0'$
土圧作用面と鉛直面とのなす角	$\theta = 0^\circ 0'$

## 《常時》

土圧作用面の壁面摩擦角	$\delta = 10^\circ 0'$
-------------	------------------------

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30^\circ 0')}{\cos^2(0^\circ 0') \times \cos(10^\circ 0') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ 0') \times \sin(30^\circ 0')}{\cos(10^\circ 0') \times \cos(0^\circ 0')}} \right\}^2}$$

$$= 0.30847$$

《地震時》

$$\begin{aligned}\phi_{\text{res}} &= 30^{\circ} \quad 0' \\ \phi_{\text{peak}} &= 45^{\circ} \quad 0' \\ \theta &= 0^{\circ} \quad 0' \\ \alpha &= 0^{\circ} \quad 0'\end{aligned}$$

以上の条件より地震時主働土圧係数は次式により算定する。

$$K_{a2} = 0.24 + 1.08 \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 0.16 = 0.41280$$

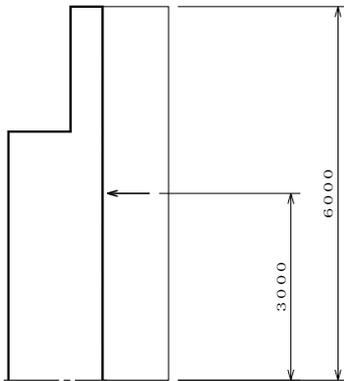
ここに、

- $\phi_{\text{res}}$  : 土の残留せん断抵抗角 (度)
- $\phi_{\text{peak}}$  : 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度)
- $\theta$  : 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度)
- $\alpha$  : 地表面と水平面とのなす角 (度)
- $k_h$  : 地震時土圧算出に用いる設計水平震度

ii) 土圧力の計算

《常時》

- ・ 地表面載荷荷重による土圧



地表面載荷荷重強度

$$Q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 10^{\circ} \quad 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 11.700 \text{ (m)}$$

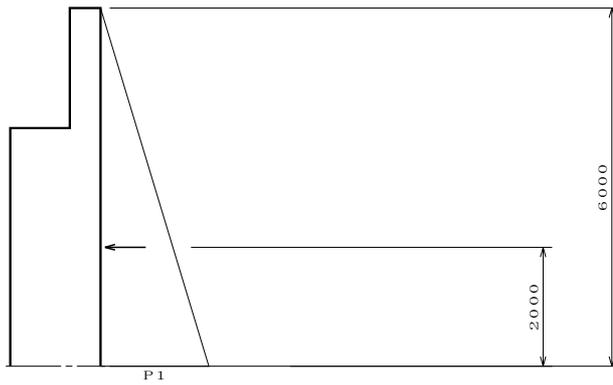
水平力

$$\begin{aligned}P_H &= Q \cdot K_{a1} \cdot H_t \cdot \cos \delta \cdot L \\ &= 10.00 \times 0.30847 \times 6.000 \times \cos(10^{\circ} \quad 0') \times 11.700 \\ &= 213.25 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

作用位置

$$Y_P = 3.000 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 10^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 11.700 \text{ (m)}$$

水平力

$$P_H = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A1} \cdot H^2 \cdot \cos\delta \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times 6.000^2 \times \cos(10^\circ 0') \times 11.700$$

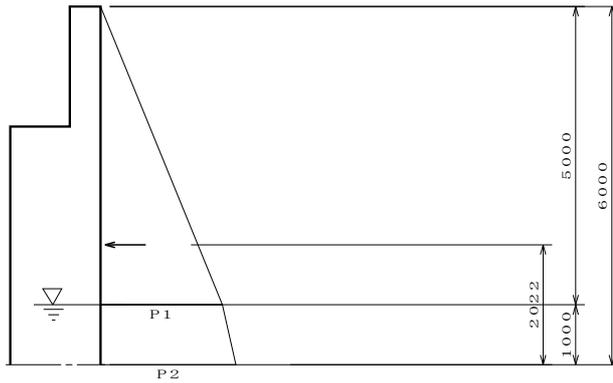
$$= 1215.54 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$Y_P = 2.000 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧 (水位考慮)

水位：洪水時水位



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (水中)

$$\gamma_w = 10.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 10^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 11.700 \text{ (m)}$$

土圧強度

$$\begin{aligned} P_1 &= \gamma \cdot K_{A1} \cdot H_3 \\ &= 19.00 \times 0.30847 \times 5.000 \\ &= 29.30 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= P_1 + \gamma_w \cdot K_{A1} \cdot H_4 \\ &= 29.30 + 10.00 \times 0.30847 \times 1.000 \\ &= 32.39 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

水平力

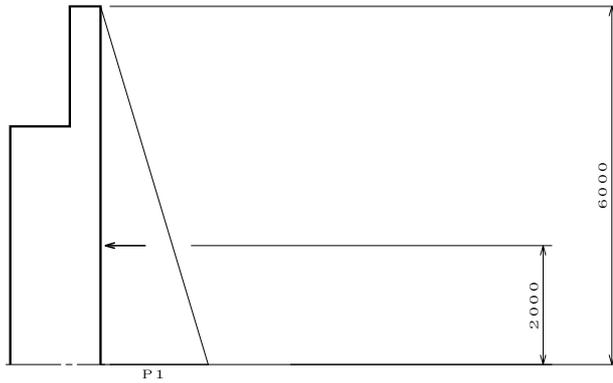
$$\begin{aligned} P_H &= \left\{ \frac{1}{2} \cdot P_1 \cdot H_3 \cdot \cos \delta + \frac{1}{2} (P_1 + P_2) H_4 \cdot \cos \delta \right\} L \\ &= \left\{ \frac{1}{2} \times 29.30 \times 5.000 \times \cos(10^\circ 0') + \frac{1}{2} \times (29.30 + 32.39) \times 1.000 \times \cos(10^\circ 0') \right\} \times 11.700 \\ &= 1199.55 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$Y_p = 2.022 \text{ (m)}$$

《地震時》

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 0^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 11.700 \text{ (m)}$$

水平力

$$P_H = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \cos \delta \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times 6.000^2 \times \cos(0^\circ 0') \times 11.700$$

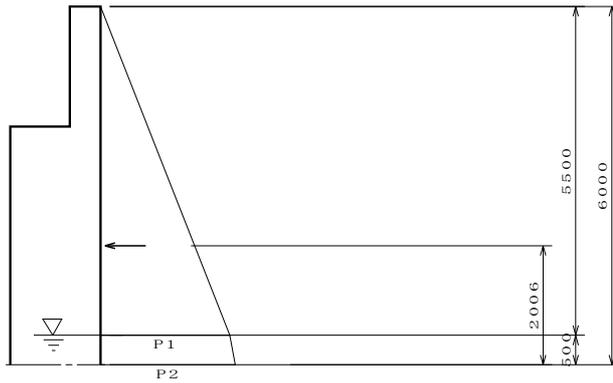
$$= 1651.78 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$Y_P = 2.000 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧 (水位考慮)

水位：通常時水位



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (水中)

$$\gamma_w = 10.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 0^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 11.700 \text{ (m)}$$

土圧強度

$$\begin{aligned} P_1 &= \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_3 \\ &= 19.00 \times 0.41280 \times 5.500 \\ &= 43.14 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= P_1 + \gamma_w \cdot K_{A2} \cdot H_4 \\ &= 43.14 + 10.00 \times 0.41280 \times 0.500 \\ &= 45.20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= \left\{ \frac{1}{2} \cdot P_1 \cdot H_3 \cdot \cos\delta + \frac{1}{2} (P_1 + P_2) H_4 \cdot \cos\delta \right\} L \\ &= \left\{ \frac{1}{2} \times 43.14 \times 5.500 \times \cos(0^\circ 0') + \frac{1}{2} \times (43.14 + 45.20) \times 0.500 \times \cos(0^\circ 0') \right\} \times 11.700 \\ &= 1646.34 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$Y_p = 2.006 \text{ (m)}$$

## 4) 荷重の集計

## i) 常時

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
上部工反力	2560.00	0.00	—	4.100	—	0.00
躯体自重	2006.55	—	—	—	—	—
地表面載荷荷重土圧	—	213.25	—	3.000	—	639.76
裏込め土砂土圧	—	1215.54	—	2.000	—	2431.09
合計	4566.55	1428.80			0.00	3070.85

曲げモーメントの合計

$$M = My + Mx$$

$$= 3070.85 + 0.00 = 3070.85 \text{ (kN・m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 4566.55 / 11.700 = 390.30 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 1428.80 / 11.700 = 122.12 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 3070.85 / 11.700 = 262.47 \text{ (kN・m/m)}$$

## ii) 常時+浮力

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
上部工反力	2560.00	0.00	—	4.100	—	0.00
躯体自重	2006.55	—	—	—	—	—
地表面載荷荷重土圧	—	213.25	—	3.000	—	639.76
裏込め土砂土圧	—	1199.55	—	2.022	—	2425.76
合計	4566.55	1412.80			0.00	3065.51

曲げモーメントの合計

$$M = My + Mx$$

$$= 3065.51 + 0.00 = 3065.51 \text{ (kN・m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 4566.55 / 11.700 = 390.30 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 1412.80 / 11.700 = 120.75 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 3065.51 / 11.700 = 262.01 \text{ (kN・m/m)}$$

## iii) 地震時

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
上部工反力	2300.00	370.00	—————	4.100	—————	1517.00
躯体自重	2006.55	401.31	—————	2.429	—————	974.61
裏込め土砂土圧	—————	1651.78	—————	2.000	—————	3303.56
合計	4306.55	2423.09			0.00	5795.17

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x \\ = 5795.17 + 0.00 = 5795.17 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 4306.55 / 11.700 = 368.08 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2423.09 / 11.700 = 207.10 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 5795.17 / 11.700 = 495.31 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## iv) 地震時+浮力

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
上部工反力	2300.00	370.00	—————	4.100	—————	1517.00
躯体自重	2006.55	401.31	—————	2.429	—————	974.61
裏込め土砂土圧	—————	1646.34	—————	2.006	—————	3302.65
合計	4306.55	2417.65			0.00	5794.26

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x \\ = 5794.26 + 0.00 = 5794.26 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 4306.55 / 11.700 = 368.08 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2417.65 / 11.700 = 206.64 \text{ (kN/m)}$$

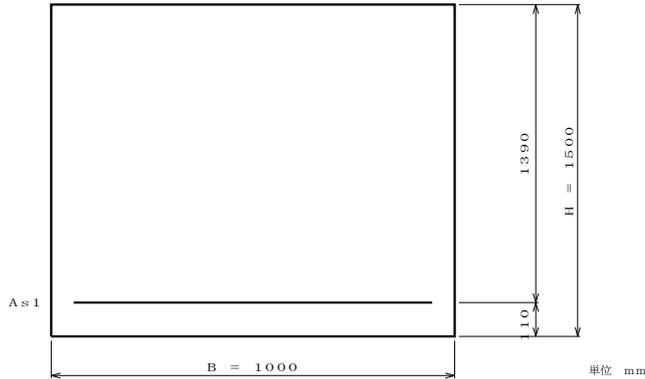
単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 5794.26 / 11.700 = 495.24 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

## 8-3 応力度計算

(1) 断面(1) (位置: 壁基部から L = 0.000 m)

1) 配筋



	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
背面	1	110	D19ctc250	1146.0

2) 曲げ応力度の計算

荷重ケース	M (kN・m/m)	N (kN/m)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
常時	262.47	390.30	1.49 ( 8.00)	32.09 (180.00)
常時+浮力	262.01	390.30	1.49 ( 8.00)	31.88 (160.00)
地震時	495.31	368.08	3.54 ( 12.00)	176.04 (300.00)
地震時+浮力	495.24	368.08	3.54 ( 12.00)	175.99 (300.00)

3) 最小鉄筋量の計算

・背面配筋に対して

・  $1.7M_d \leq M_c$  の判別: 「地震時」にて照査

$$1.7M_d = 1.7 \times 495.313 \times 10^6 \\ = 842.033 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right)$$

$$= 3.7500 \times 10^8 \times \left( 1.9137 + \frac{368081}{1500000} \right)$$

$$= 809.649 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

 $M_c$  : ひびわれ曲げモーメント (N・mm) $Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>) $\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) $N_d$  : 軸方向力 (N) $A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)1.  $7M_d > M_c$  となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・  $M_d = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 809.649 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$c$	: コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(=1500.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 110.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_c = M_u$  および、 $N_d = C + T_s' - T_s$  の釣合い式により

$$x = 46.71 \text{ (mm)}$$

$$A_s = 1142.4 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_s' = 0.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

・ 軸方向力に対して計算上必要なコンクリート断面積の 0.8%以上となる鉄筋量の計算

$$\begin{aligned} A' &= \frac{N}{(0.008 \cdot \sigma_{sa} + \sigma_{ca})} \\ &= \frac{390303}{(0.008 \times 200.00 + 6.50)} \\ &= 48185.6 \text{ (mm}^2\text{)} \\ A_s &= 0.008 \cdot A' \\ &= 0.008 \times 48185.6 \\ &= 385.5 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$A_s$	: 軸方向鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )
$A'$	: 計算上必要なコンクリート断面積	(mm <sup>2</sup> )
$N$	: 軸方向圧縮力	(N)
$\sigma_{sa}$	: 鉄筋の許容圧縮応力度	(N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_{ca}$	: コンクリートの許容軸圧縮応力度	(N/mm <sup>2</sup> )

・ なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

## 4) 最大鉄筋量の計算

ぜい性的な破壊を避けるため終局モーメントが降伏モーメントより大きくなるよう配筋する。

$$\begin{aligned}x_y &= 230.97 && (\text{mm}) \\M_y &= 765.943 \times 10^6 && (\text{N}\cdot\text{mm}) \\x_u &= 46.23 && (\text{mm}) \\M_u &= 810.943 \times 10^6 && (\text{N}\cdot\text{mm})\end{aligned}$$

ここに

x : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

## 5) 軸方向鉄筋

断面積の6%となる鉄筋量

$$A_{sbl} = b \cdot h \cdot 0.06 = 1000 \times 1500 \times 0.06 = 90000.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

ここに

b : 部材の幅 (mm)

h : 部材の高さ (mm)

## 6) せん断応力度の計算

荷重ケース	作用方向	せん断力 (kN/m)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
			$\tau_m$	$\tau_{a1}$
常時	背面引張	122.12	0.0879	0.1975
常時+浮力	背面引張	120.75	0.0869	0.1976
地震時	背面引張	207.10	0.1490	0.2598
地震時+浮力	背面引張	206.64	0.1487	0.2598

7) 軸方向圧縮力による補正係数 (c<sub>N</sub>)

荷重ケース	曲げモーメント M(kN・m/m)	軸力 N(kN/m)	曲げモーメント M <sub>0</sub> (kN・m/m)	c <sub>N</sub>
常時	262.47	390.30	97.58	1.372
常時+浮力	262.01	390.30	97.58	1.372
地震時	495.31	368.08	92.02	1.186
地震時+浮力	495.24	368.08	92.02	1.186

$$c_N = 1 + \frac{M_0}{M}$$

ただし、 $1 \leq c_N \leq 2$

$$M_0 = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y}$$

ここに

c<sub>N</sub> : 軸方向圧縮力による補正係数

M<sub>0</sub> : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント (kN・m/m)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (kN・m/m)

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (kN/m)

I<sub>c</sub> : 部材断面の図心軸に関する断面2次モーメント (= 2.8125×10<sup>11</sup> mm<sup>4</sup>)

A<sub>c</sub> : 部材断面積 (= 1500000 mm<sup>2</sup>)

y : 部材断面の図心軸から部材引張縁までの距離 (= 750 mm)

8) 部材断面の有効高dに関する補正係数 (c<sub>e</sub>)

	有効高 d(m)	有効高dに関する 補正係数(c <sub>e</sub> )
前面引張時	1.500	1.000
背面引張時	1.390	0.942

9) 引張主鉄筋比p<sub>t</sub>に関する補正係数 (c<sub>pt</sub>)

	引張主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 d(mm)	引張主鉄筋比 p <sub>t</sub> (%)	引張主鉄筋比に関する 補正係数(c <sub>pt</sub> )
前面引張時	0.0	1500.	0.000	1.000
背面引張時	1146.0	1390.	0.082	0.665

## 10) 許容せん断応力度

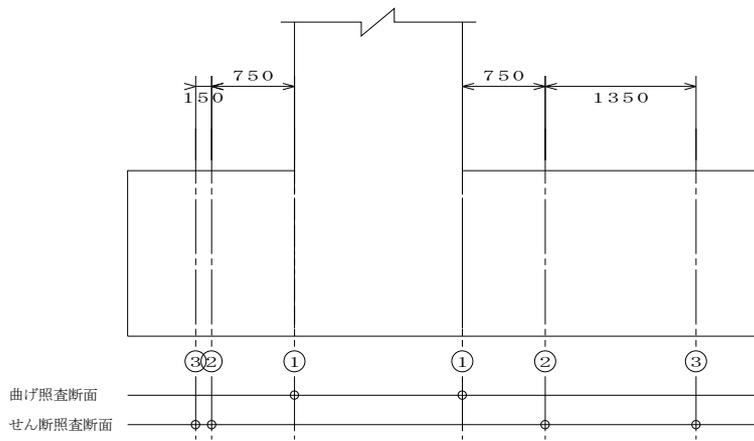
	基本値 (N/mm <sup>2</sup> )	作用方向	C <sub>N</sub>	C <sub>e</sub>	C <sub>pt</sub>	τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
常時	0.230	背面引張	1.372	0.942	0.665	0.1975
常時+浮力	0.230	背面引張	1.372	0.942	0.665	0.1976
地震時	0.350	背面引張	1.186	0.942	0.665	0.2598
地震時+浮力	0.350	背面引張	1.186	0.942	0.665	0.2598

## 9 フーチングの断面計算

## 9-1 設計条件

## 9-1-1 照査位置と照査項目

## (1) 橋軸方向



## 9-2 前フーチング

## 9-2-1 断面力一覧

## (1) 断面( 1 ) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

## i) 曲げモーメント

荷重ケース	曲げモーメント:M(kN・m/m)		作用方向
	有効幅考慮	全幅	
常時	-238.64	-238.64	下側引張
常時+浮力	-222.62	-222.62	下側引張
地震時	-382.78	-382.78	下側引張
地震時+浮力	-372.72	-372.72	下側引張

## (2) 断面( 2 ) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.750 m)

## i) 曲げモーメント

荷重ケース	曲げモーメント:M(kN・m/m)		作用方向
	有効幅考慮	全幅	
常時	-36.33	-36.33	下側引張
常時+浮力	-35.06	-35.06	下側引張
地震時	-60.35	-60.35	下側引張
地震時+浮力	-60.08	-60.08	下側引張

## ii) せん断力

荷重ケース	せん断力 S(kN/m)	作用方向
常時	-283.53	下側引張
常時+浮力	-258.23	下側引張
地震時	-443.68	下側引張
地震時+浮力	-425.01	下側引張

## (3) 断面( 3 ) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.900 m)

## i) 曲げモーメント

荷重ケース	曲げモーメント:M(kN・m/m)		作用方向
	有効幅考慮	全幅	
常時	6.61	6.61	上側引張
常時+浮力	3.91	3.91	上側引張
地震時	6.61	6.61	上側引張
地震時+浮力	3.91	3.91	上側引張

## ii) せん断力

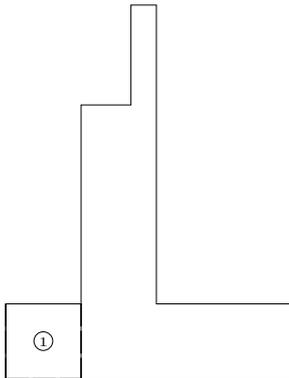
荷重ケース	せん断力 S(kN/m)	作用方向
常時	-289.05	下側引張
常時+浮力	-261.49	下側引張
地震時	-449.19	下側引張
地震時+浮力	-428.28	下側引張

## 9-2-2 断面力算出

(1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

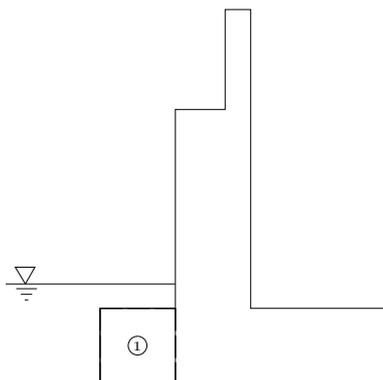
&lt;&lt;自重&gt;&gt;



・フーチング自重

区分	計 算 式				せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
	幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量						
①	1.500 × 1.500 × 11.700 × 24.5				644.96	0.750	483.72
	合 計				644.96		483.72

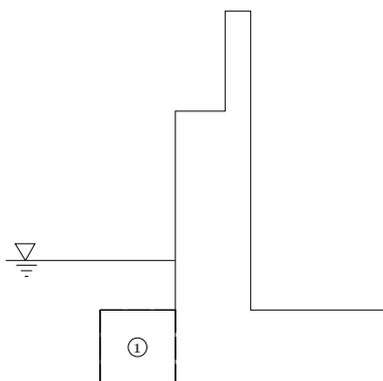
&lt;&lt;浮力(通常時水位)&gt;&gt;



・フーチング浮力

区分	計 算 式				せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
	幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量						
①	1.500 × 1.500 × 11.700 × 10.0				263.25	0.750	197.44
	合 計				263.25		197.44

## &lt;&lt;浮力(洪水時水位)&gt;&gt;



## ・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量				せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)			
①	1.500	×	1.500	×	11.700	×	10.0	263.25	0.750	197.44
	合 計				263.25		197.44			

## i) 荷重ケース「常時」

## ・荷重集計

項 目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	644.96	0.750	483.72
杭反力(Pn1)	-3639.83	0.900	-3275.85
合計	-2994.87		-2792.13

## 単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -2792.13/11.700 \\ &= -238.64 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -2792.13/11.700 \\ &= -238.64 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## ii) 荷重ケース「常時+浮力」

## ・荷重集計

項 目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	644.96	0.750	483.72
フーチング浮力	-263.25	0.750	-197.44
杭反力(Pn1)	-3212.10	0.900	-2890.89
合計	-2830.39		-2604.61

## 単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -2604.61/11.700 \\ &= -222.62 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -2604.61/11.700 \\ &= -222.62 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## iii) 荷重ケース「地震時」

## ・荷重集計

項 目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	644.96	0.750	483.72
杭反力(Pn1)	-5513.56	0.900	-4962.21
合計	-4868.60		-4478.48

## 単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -4478.48/11.700 \\ &= -382.78 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -4478.48/11.700 \\ &= -382.78 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## iv) 荷重ケース「地震時+浮力」

## ・荷重集計

項 目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	644.96	0.750	483.72
フーチング浮力	-263.25	0.750	-197.44
杭反力(Pn1)	-5163.51	0.900	-4647.16
合計	-4781.80		-4360.87

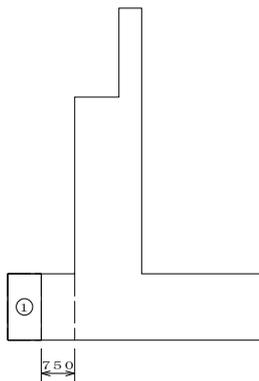
## 単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -4360.87/11.700 \\ &= -372.72 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \\ \text{全幅 } M_a &= -4360.87/11.700 \\ &= -372.72 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

## (2) 断面(2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.750 m)

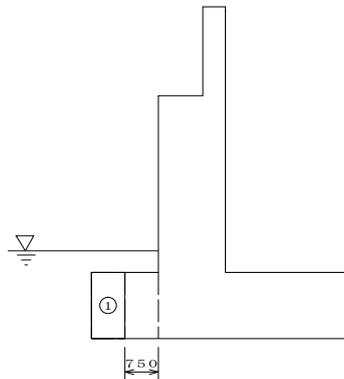
&lt;&lt;自重&gt;&gt;



## ・フーチング自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.750 × 1.500 × 11.700 × 24.5	322.48	0.375	120.93
	合 計	322.48		120.93

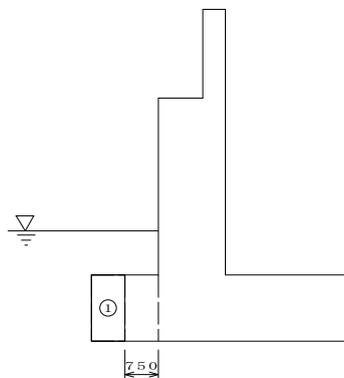
## &lt;&lt;浮力(通常時水位)&gt;&gt;



## ・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.750 × 1.500 × 11.700 × 10.0	131.63	0.375	49.36
	合 計	131.63		49.36

## &lt;&lt;浮力(洪水時水位)&gt;&gt;



## ・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.750 × 1.500 × 11.700 × 10.0	131.63	0.375	49.36
	合 計	131.63		49.36

## i) 荷重ケース「常時」

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	322.48	0.375	120.93
杭反力(Pn1)	-3639.83	0.150	-545.98
合計	-3317.35		-425.04

## 単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= -425.04/11.700 \\ &= -36.33 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= -425.04/11.700 \\ &= -36.33 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 単位幅あたりのせん断力

$$S = -3317.35/11.700 = -283.53 \text{ (kN/m)}$$

## ii) 荷重ケース「常時+浮力」

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	322.48	0.375	120.93
フーチング浮力	-131.63	0.375	-49.36
杭反力(Pn1)	-3212.10	0.150	-481.82
合計	-3021.25		-410.24

## 単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= -410.24/11.700 \\ &= -35.06 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= -410.24/11.700 \\ &= -35.06 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 単位幅あたりのせん断力

$$S = -3021.25/11.700 = -258.23 \text{ (kN/m)}$$

## iii) 荷重ケース「地震時」

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	322.48	0.375	120.93
杭反力(Pn1)	-5513.56	0.150	-827.03
合計	-5191.08		-706.10

## 単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= -706.10/11.700 \\ &= -60.35 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= -706.10/11.700 \\ &= -60.35 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 単位幅あたりのせん断力

$$S = -5191.08/11.700 = -443.68 \text{ (kN/m)}$$

## iv) 荷重ケース「地震時+浮力」

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	322.48	0.375	120.93
フーチング浮力	-131.63	0.375	-49.36
杭反力(Pn1)	-5163.51	0.150	-774.53
合計	-4972.65		-702.96

## 単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -702.96/11.700 \\ &= -60.08 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \\ \text{全幅 } M_a &= -702.96/11.700 \\ &= -60.08 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

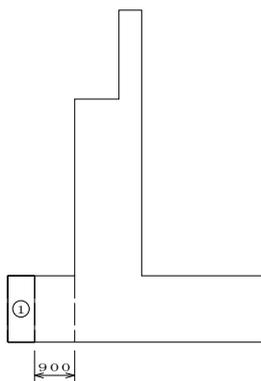
## 単位幅あたりのせん断力

$$S = -4972.65/11.700 = -425.01 \text{ (kN/m)}$$

## (3) 断面(3) &lt;せん断力着目&gt;

(位置: フーチング根元位置からL= 0.900 m)

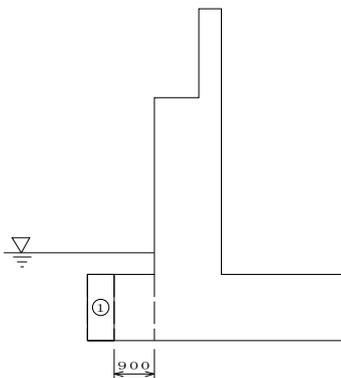
&lt;&lt;自重&gt;&gt;



## ・フーチング自重

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.600 × 1.500 × 11.700 × 24.5	257.98	0.300	77.40
	合計	257.98		77.40

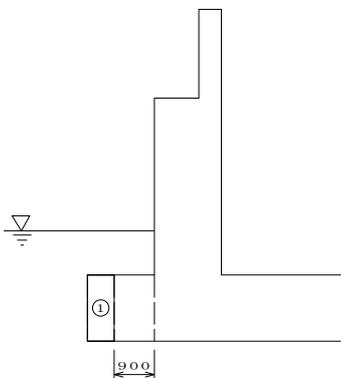
&lt;&lt;浮力(通常時水位)&gt;&gt;



## ・フーチング浮力

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.600 × 1.500 × 11.700 × 10.0	105.30	0.300	31.59
	合計	105.30		31.59

&lt;&lt;浮力(洪水時水位)&gt;&gt;



## ・フーチング浮力

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.600 × 1.500 × 11.700 × 10.0	105.30	0.300	31.59
	合計	105.30		31.59

## i) 荷重ケース「常時」

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	257.98	0.300	77.40
杭反力(Pn1)	-3639.83	0.000	0.00
合計	-3381.85		77.40

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 77.40/11.700 \\ &= 6.61 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 77.40/11.700 \\ &= 6.61 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -3381.85/11.700 = -289.05 \text{ (kN/m)}$$

## ii) 荷重ケース「常時+浮力」

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	257.98	0.300	77.40
フーチング浮力	-105.30	0.300	-31.59
杭反力(Pn1)	-3212.10	0.000	0.00
合計	-3059.42		45.81

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 45.81/11.700 \\ &= 3.91 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 45.81/11.700 \\ &= 3.91 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -3059.42/11.700 = -261.49 \text{ (kN/m)}$$

## iii) 荷重ケース「地震時」

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	257.98	0.300	77.40
杭反力(Pn1)	-5513.56	0.000	0.00
合計	-5255.58		77.40

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 77.40/11.700 \\ &= 6.61 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 77.40/11.700 \\ &= 6.61 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -5255.58/11.700 = -449.19 \text{ (kN/m)}$$

## iv) 荷重ケース「地震時+浮力」

## ・荷重集計

項 目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	257.98	0.300	77.40
フーチング浮力	-105.30	0.300	-31.59
杭反力(Pn1)	-5163.51	0.000	0.00
合計	-5010.82		45.81

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= 45.81/11.700 \\ &= 3.91 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= 45.81/11.700 \\ &= 3.91 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

単位幅あたりのせん断力

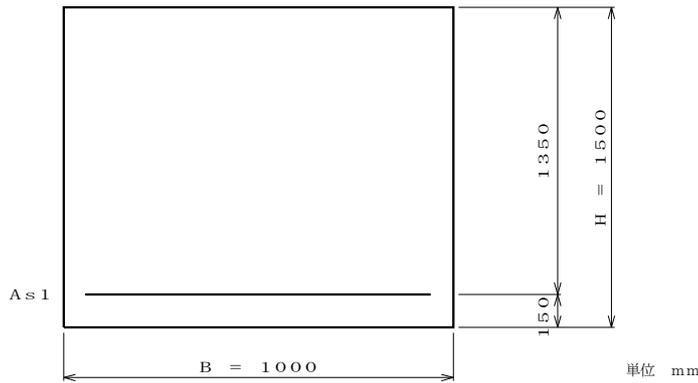
$$S = -5010.82/11.700 = -428.28 \text{ (kN/m)}$$

## 9-2-3 応力度計算

## (1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

## 1) 配筋



	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
下面	1	150	D19ctc250	1146.0

## 2) 曲げ応力度の計算(単鉄筋計算)

荷重ケース	曲げモーメント 作用方向	M (kN・m/m)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
常時	下側引張	-238.64	1.87 ( 8.00)	162.22(180.00)
常時+浮力	下側引張	-222.62	1.74 ( 8.00)	151.33(160.00)
地震時	下側引張	-382.78	3.00 ( 12.00)	260.20(300.00)
地震時+浮力	下側引張	-372.72	2.92 ( 12.00)	253.36(300.00)

## 3) 最小鉄筋量の計算

## i) 下面配筋に対して

・ $1.7M_d \leq M_c$  の判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 382.776 \times 10^6 \\ = 650.720 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 3.7500 \times 10^8 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{1500000} \right)$$

$$= 717.629 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

 $M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm) $Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>) $\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) $N_d$  : 軸方向力 (N) $A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)1.7M<sub>d</sub> ≤ M<sub>c</sub> となるため、以下の規定によらなくてよい。

・  $M_u = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 717.629 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$c$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(=1500.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

・ なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

#### 4) 最大鉄筋量の計算

##### i) 下面配筋に対して

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ 、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$  の釣合い式により

$$x = 904.31 \text{ (mm)}$$

$$A_{sb} = 43290.00 \text{ (mm}^2\text{)}$$

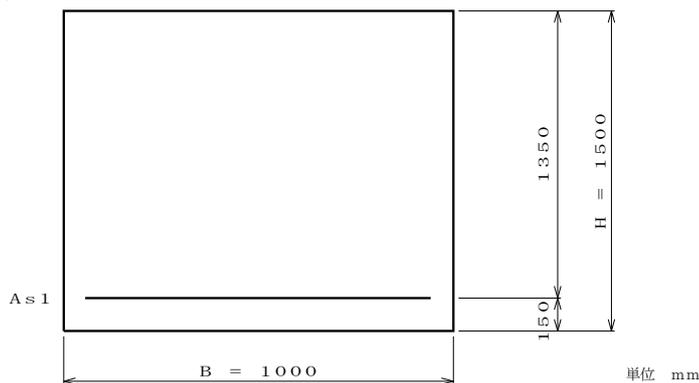
ここに

$\varepsilon_{sy}$	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	
$A_{sb}$	: 釣合鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )
$c$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

## (2) 断面(2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.750 m)

## 1) 配筋



	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
下面	1	150	D19ctc250	1146.0

## 2) せん断応力度の計算

荷重ケース	作用方向	せん断力 S (kN/m)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
			$\tau_m$	$\tau_{al}$
常時	下側引張	-283.53	0.2100	0.8174
常時+浮力	下側引張	-258.23	0.1913	0.8174
地震時	下側引張	-443.68	0.3287	1.2438
地震時+浮力	下側引張	-425.01	0.3148	1.2438

3) 許容せん断応力度( $\tau_{al}$ )の計算

## ・有効高(基部)

有効高(上側引張時)  $d_0 = 1500.0$  (mm)有効高(下側引張時)  $d_0 = 1350.0$  (mm)

## ・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	L' (m)	a (m)
常時	下側引張	-----	0.900
常時+浮力	下側引張	-----	0.900
地震時	下側引張	-----	0.900
地震時+浮力	下側引張	-----	0.900

・せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数( $c_{dc}$ )

荷重ケース	a (m)	$2.5 \cdot d_0$ (m)	割増し	割増し係数 ( $c_{dc}$ )
常時	0.900	3.375	行う	5.600
常時+浮力	0.900	3.375	行う	5.600
地震時	0.900	3.375	行う	5.600
地震時+浮力	0.900	3.375	行う	5.600

・部材断面の有効高dに関する補正係数( $c_e$ )

	有効高 d(m)	有効高dに関する 補正係数( $c_e$ )
上側引張時	1.500	1.000
下側引張時	1.350	0.947

・引張主鉄筋比 $p_t$ に関する補正係数( $c_{pt}$ )

	引張主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 d(mm)	引張主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数( $c_{pt}$ )
上側引張時	0.0	1500.0	0.000	1.000
下側引張時	1146.0	1350.0	0.085	0.670

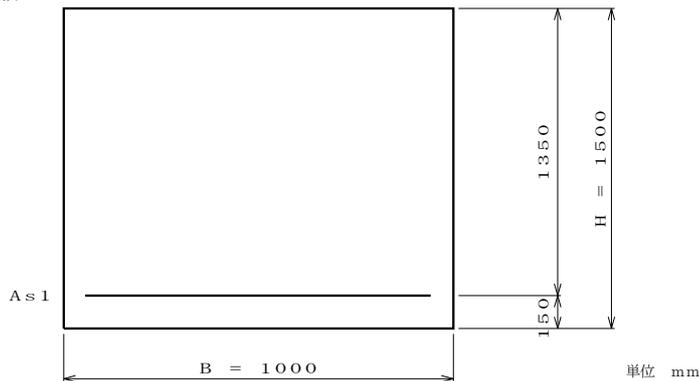
## • 許容せん断応力度

荷重ケース	基本値 (N/mm <sup>2</sup> )	C <sub>dc</sub>	C <sub>e</sub>	C <sub>pt</sub>	τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
常時	0.230	5.600	0.947	0.670	0.8174
常時+浮力	0.230	5.600	0.947	0.670	0.8174
地震時	0.350	5.600	0.947	0.670	1.2438
地震時+浮力	0.350	5.600	0.947	0.670	1.2438

## (3) 断面(3) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.900 m)

## 1) 配筋



	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
下面	1	150	D19ctc250	1146.0

## 2) せん断応力度の計算

荷重ケース	作用方向	せん断力 S (kN/m)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
			$\tau_m$	$\tau_{a1}$
常時	下側引張	-289.05	0.2141	0.8174
常時+浮力	下側引張	-261.49	0.1937	0.8174
地震時	下側引張	-449.19	0.3327	1.2438
地震時+浮力	下側引張	-428.28	0.3172	1.2438

3) 許容せん断応力度( $\tau_{a1}$ )の計算

## ・有効高(基部)

有効高(上側引張時)  $d_0 = 1500.0$  (mm)有効高(下側引張時)  $d_0 = 1350.0$  (mm)

## ・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	L' (m)	a (m)
常時	下側引張	-----	0.900
常時+浮力	下側引張	-----	0.900
地震時	下側引張	-----	0.900
地震時+浮力	下側引張	-----	0.900

・せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数( $c_{dc}$ )

荷重ケース	a (m)	$2.5 \cdot d_0$ (m)	割増し	割増し係数 ( $c_{dc}$ )
常時	0.900	3.375	行う	5.600
常時+浮力	0.900	3.375	行う	5.600
地震時	0.900	3.375	行う	5.600
地震時+浮力	0.900	3.375	行う	5.600

・部材断面の有効高dに関する補正係数( $c_e$ )

	有効高 d(m)	有効高dに関する 補正係数( $c_e$ )
上側引張時	1.500	1.000
下側引張時	1.350	0.947

・引張主鉄筋比 $p_t$ に関する補正係数( $c_{pt}$ )

	引張主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 d(mm)	引張主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数( $c_{pt}$ )
上側引張時	0.0	1500.0	0.000	1.000
下側引張時	1146.0	1350.0	0.085	0.670

## • 許容せん断応力度

荷重ケース	基本値 (N/mm <sup>2</sup> )	C <sub>dc</sub>	C <sub>e</sub>	C <sub>pt</sub>	τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
常時	0.230	5.600	0.947	0.670	0.8174
常時+浮力	0.230	5.600	0.947	0.670	0.8174
地震時	0.350	5.600	0.947	0.670	1.2438
地震時+浮力	0.350	5.600	0.947	0.670	1.2438

## 9-3 後フーチング

## 9-3-1 断面力一覧

## (1) 断面( 1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

## i) 曲げモーメント

荷重ケース	曲げモーメント:M(kN・m/m)		作用方向
	有効幅考慮	全幅	
常時	126.16	126.16	上側引張
常時+浮力	125.17	125.17	上側引張
地震時	507.61	507.61	上側引張
地震時+浮力	506.53	506.53	上側引張

## (2) 断面( 2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.750 m)

## i) 曲げモーメント

荷重ケース	曲げモーメント:M(kN・m/m)		作用方向
	有効幅考慮	全幅	
常時	99.75	99.75	上側引張
常時+浮力	96.48	96.48	上側引張
地震時	320.48	320.48	上側引張
地震時+浮力	317.79	317.79	上側引張

## ii) せん断力

荷重ケース	せん断力 S(kN/m)	作用方向
常時	172.81	上側引張
常時+浮力	156.83	上側引張
地震時	326.56	上側引張
地震時+浮力	313.75	上側引張

## (3) 断面( 3) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 2.100 m)

## i) 曲げモーメント

荷重ケース	曲げモーメント:M(kN・m/m)		作用方向
	有効幅考慮	全幅	
常時	40.11	40.11	上側引張
常時+浮力	35.28	35.28	上側引張
地震時	34.22	34.22	上側引張
地震時+浮力	30.48	30.48	上側引張

## ii) せん断力

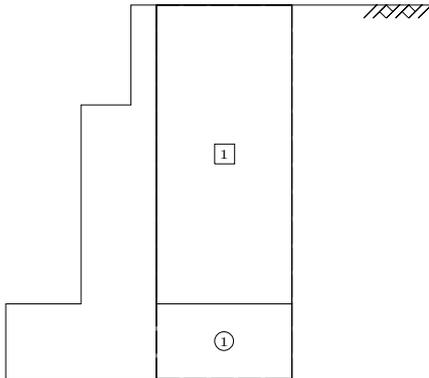
荷重ケース	せん断力 S(kN/m)	作用方向
常時	-91.99	上側引張
常時+浮力	-73.36	上側引張
地震時	92.74	上側引張
地震時+浮力	107.27	上側引張

## 9-3-2 断面力算出

(1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置: フーチング根元位置)

《自重》



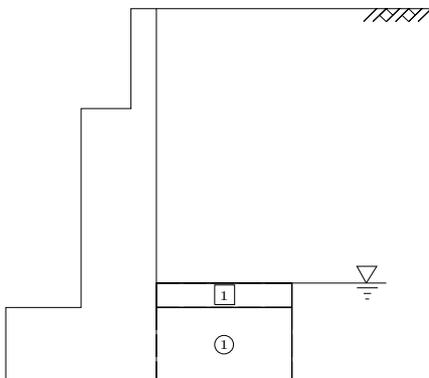
## ・フーチング自重

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	2.700 × 1.500 × 11.700 × 24.5	1160.93	1.350	1567.26
	合計	1160.93		1567.26

## ・裏込め土砂自重

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	2.700 × 6.000 × 11.700 × 19.0	3601.26	1.350	4861.70
	合計	3601.26		4861.70

&lt;&lt;浮力(通常時水位)&gt;&gt;



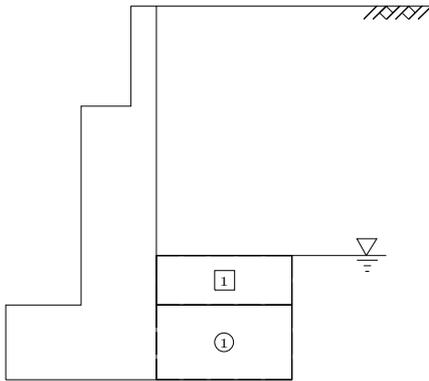
## ・フーチング浮力

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	2.700 × 1.500 × 11.700 × 10.0	473.85	1.350	639.70
	合計	473.85		639.70

## ・裏込め土砂浮力

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	2.700 × 0.500 × 11.700 × 9.0	142.15	1.350	191.91
	合計	142.15		191.91

## &lt;&lt;浮力(洪水時水位)&gt;&gt;



## ・フーチング浮力

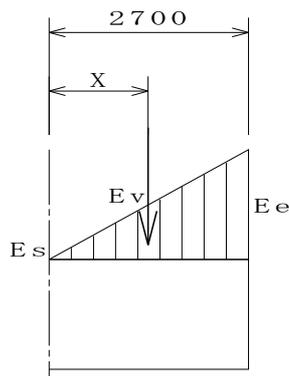
区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	2.700 × 1.500 × 11.700 × 10.0	473.85	1.350	639.70
	合 計	473.85		639.70

## ・裏込め土砂浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	2.700 × 1.000 × 11.700 × 9.0	284.31	1.350	383.82
	合 計	284.31		383.82

## i) 荷重ケース「常時」

&lt;&lt;土圧&gt;&gt;

・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 130.38 \text{ (kN)}$$

## 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned}
 E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\
 &= \frac{2 \times 130.38}{2.700} \\
 &= 96.58 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

## 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

## 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 130.38 \text{ (kN)}$$

## 作用位置

$$X = 1.800 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 928.99 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 928.99}{2.700}$$

$$= 688.14 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 928.99 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.800 \text{ (m)}$$

・荷重集計

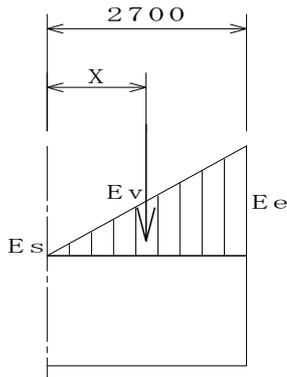
項 目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	1160.93	1.350	1567.26
裏込め土砂自重	3601.26	1.350	4861.70
地表面載荷荷重	315.90	1.350	426.46
地表面載荷荷重による土圧	130.38	1.800	234.69
裏込め土砂による土圧	928.99	1.800	1672.18
杭反力 (Pn1)	-2623.31	2.100	-5508.96
杭反力 (Pn2)	-2962.15	0.600	-1777.29
合 計	552.00		1476.05

単位幅あたりの曲げモーメント

有効幅  $Me = 1476.05/11.700$   
 $= 126.16 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

全幅  $Ma = 1476.05/11.700$   
 $= 126.16 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

ii) 荷重ケース「常時+浮力」  
 <<土圧>>



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 130.38 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 130.38}{2.700}$$

$$= 96.58 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 130.38 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.800 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 880.10 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 880.10}{2.700}$$

$$= 651.92 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 880.10 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.800 \text{ (m)}$$

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	1160.93	1.350	1567.26
フーチング浮力	-473.85	1.350	-639.70
裏込め土砂自重	3601.26	1.350	4861.70
裏込め土砂浮力	-284.31	1.350	-383.82
地表面載荷荷重	315.90	1.350	426.46
地表面載荷荷重による土圧	130.38	1.800	234.69
裏込め土砂による土圧	880.10	1.800	1584.17
杭反力 (Pn1)	-2217.54	2.100	-4656.83
杭反力 (Pn2)	-2549.06	0.600	-1529.44
合計	563.81		1464.50

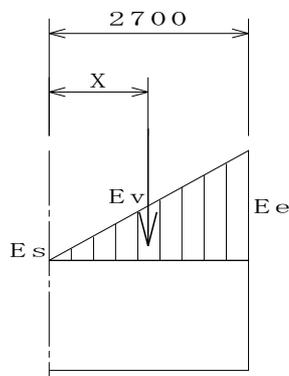
単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad M_e &= 1464.50/11.700 \\ &= 125.17 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅} \quad M_a &= 1464.50/11.700 \\ &= 125.17 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## iii) 荷重ケース「地震時」

<<土圧>>



・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 671.87 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 671.87}{2.700} \\ &= 497.68 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 671.87 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.800 \text{ (m)}$$

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	1160.93	1.350	1567.26
裏込め土砂自重	3601.26	1.350	4861.70
裏込め土砂による土圧	671.87	1.800	1209.37
杭反力 (Pn1)	-238.63	2.100	-501.13
杭反力 (Pn2)	-1996.94	0.600	-1198.17
合計	3198.49		5939.03

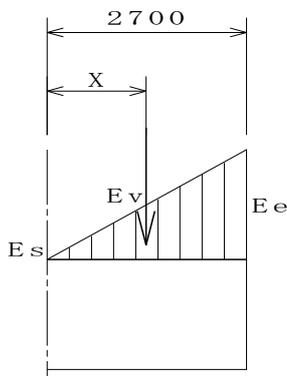
単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad M_e &= 5939.03/11.700 \\ &= 507.61 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅} \quad M_a &= 5939.03/11.700 \\ &= 507.61 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## iv) 荷重ケース「地震時+浮力」

<<土圧>>



## ・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 649.24 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 649.24}{2.700} \\ &= 480.92 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 649.24 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.800 \text{ (m)}$$

## ・荷重集計

項 目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	1160.93	1.350	1567.26
フーチング浮力	-473.85	1.350	-639.70
裏込め土砂自重	3601.26	1.350	4861.70
裏込め土砂浮力	-142.15	1.350	-191.91
裏込め土砂による土圧	649.24	1.800	1168.63
杭反力 (Pn1)	77.25	2.100	162.22
杭反力 (Pn2)	-1669.67	0.600	-1001.80
合 計	3203.00		5926.40

単位幅あたりの曲げモーメント

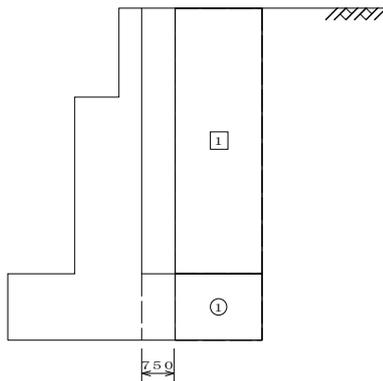
$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad Me &= 5926.40/11.700 \\ &= 506.53 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅} \quad Ma &= 5926.40/11.700 \\ &= 506.53 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

## (2) 断面(2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置: フーチング根元位置からL= 0.750 m)

&lt;&lt;自重&gt;&gt;



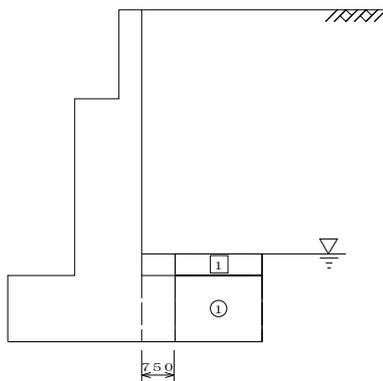
## ・フーチング自重

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.950 × 1.500 × 11.700 × 24.5	838.45	0.975	817.49
	合計	838.45		817.49

## ・裏込め土砂自重

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.950 × 6.000 × 11.700 × 19.0	2600.91	0.975	2535.89
	合計	2600.91		2535.89

&lt;&lt;浮力(通常時水位)&gt;&gt;



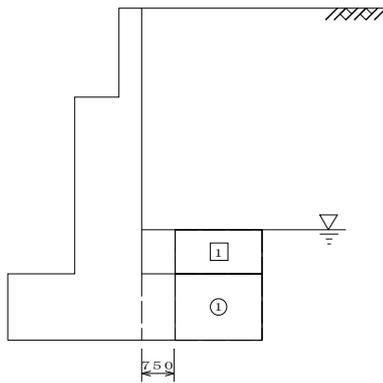
## ・フーチング浮力

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.950 × 1.500 × 11.700 × 10.0	342.23	0.975	333.67
	合計	342.23		333.67

## ・裏込め土砂浮力

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.950 × 0.500 × 11.700 × 9.0	102.67	0.975	100.10
	合計	102.67		100.10

## &lt;&lt;浮力(洪水時水位)&gt;&gt;



## ・フーチング浮力

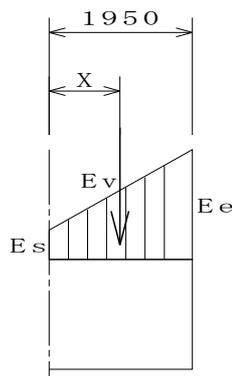
区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.950 × 1.500 × 11.700 × 10.0	342.23	0.975	333.67
	合 計	342.23		333.67

## ・裏込め土砂浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.950 × 1.000 × 11.700 × 9.0	205.34	0.975	200.20
	合 計	205.34		200.20

## i) 荷重ケース「常時」

&lt;&lt;土圧&gt;&gt;

・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 130.38 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 130.38}{2.700}$$

$$= 96.58 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 26.83 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 120.32 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.159 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 928.99 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 928.99}{2.700}$$

$$= 688.14 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 191.15 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 857.31 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.159 \text{ (m)}$$

・荷重集計

項 目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	838.45	0.975	817.49
裏込め土砂自重	2600.91	0.975	2535.89
地表面載荷荷重	228.15	0.975	222.45
地表面載荷荷重による土圧	120.32	1.159	139.42
裏込め土砂による土圧	857.31	1.159	993.36
杭反力(Pn1)	-2623.31	1.350	-3541.47
合 計	2021.83		1167.13

単位幅あたりの曲げモーメント

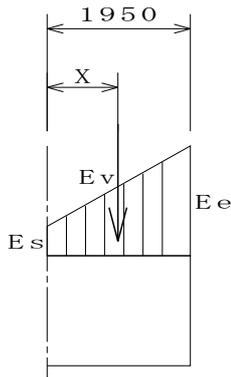
有効幅  $Me = 1167.13/11.700$   
 $= 99.75 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

全幅  $Ma = 1167.13/11.700$   
 $= 99.75 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 2021.83/11.700 = 172.81 \text{ (kN/m)}$$

ii) 荷重ケース「常時+浮力」  
 <<土圧>>



- ・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 130.38 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 130.38}{2.700} \\ &= 96.58 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 26.83 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 120.32 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.159 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 880.10 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 880.10}{2.700} \\ &= 651.92 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 181.09 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 812.19 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.159 \text{ (m)}$$

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	838.45	0.975	817.49
フーチング浮力	-342.23	0.975	-333.67
裏込め土砂自重	2600.91	0.975	2535.89
裏込め土砂浮力	-205.34	0.975	-200.20
地表面載荷荷重	228.15	0.975	222.45
地表面載荷荷重による土圧	120.32	1.159	139.42
裏込め土砂による土圧	812.19	1.159	941.08
杭反力(Pn1)	-2217.54	1.350	-2993.68
合計	1834.92		1128.77

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 1128.77/11.700 \\ &= 96.48 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

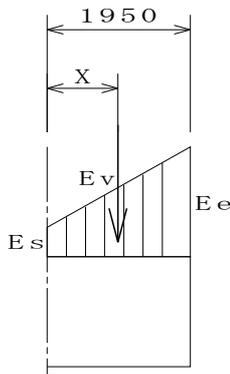
$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 1128.77/11.700 \\ &= 96.48 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 1834.92/11.700 = 156.83 \text{ (kN/m)}$$

## iii) 荷重ケース「地震時」

<<土圧>>



## ・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 671.87 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 671.87}{2.700} \\ &= 497.68 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 138.24 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 620.03 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.159 \text{ (m)}$$

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	838.45	0.975	817.49
裏込め土砂自重	2600.91	0.975	2535.89
裏込め土砂による土圧	620.03	1.159	718.42
杭反力 (Pn1)	-238.63	1.350	-322.15
合計	3820.76		3749.65

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad M_e &= 3749.65/11.700 \\ &= 320.48 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

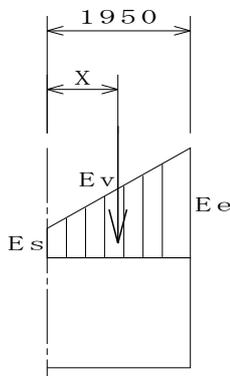
$$\begin{aligned} \text{全幅} \quad M_a &= 3749.65/11.700 \\ &= 320.48 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 3820.76/11.700 = 326.56 \text{ (kN/m)}$$

## iv) 荷重ケース「地震時+浮力」

<<土圧>>



## ・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 649.24 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 649.24}{2.700} \\ &= 480.92 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 133.59 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 599.14 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.159 \text{ (m)}$$

## ・荷重集計

項 目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	838.45	0.975	817.49
フーチング浮力	-342.23	0.975	-333.67
裏込め土砂自重	2600.91	0.975	2535.89
裏込め土砂浮力	-102.67	0.975	-100.10
裏込め土砂による土圧	599.14	1.159	694.22
杭反力(Pn1)	77.25	1.350	104.28
合 計	3670.86		3718.11

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad M_e &= 3718.11/11.700 \\ &= 317.79 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅} \quad M_a &= 3718.11/11.700 \\ &= 317.79 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

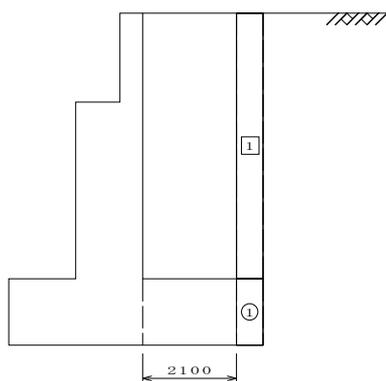
単位幅あたりのせん断力

$$S = 3670.86/11.700 = 313.75 \text{ (kN/m)}$$

## (3) 断面(3) &lt;せん断力着目&gt;

(位置: フーチング根元位置からL= 2.100 m)

&lt;&lt;自重&gt;&gt;



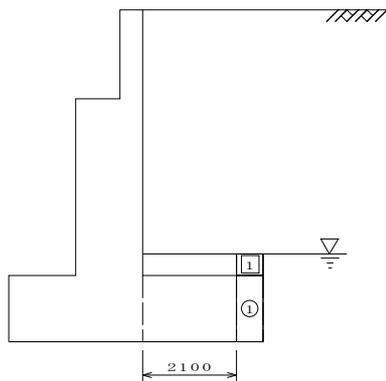
## ・フーチング自重

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.600 × 1.500 × 11.700 × 24.5	257.98	0.300	77.40
	合計	257.98		77.40

## ・裏込め土砂自重

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.600 × 6.000 × 11.700 × 19.0	800.28	0.300	240.08
	合計	800.28		240.08

&lt;&lt;浮力(通常時水位)&gt;&gt;



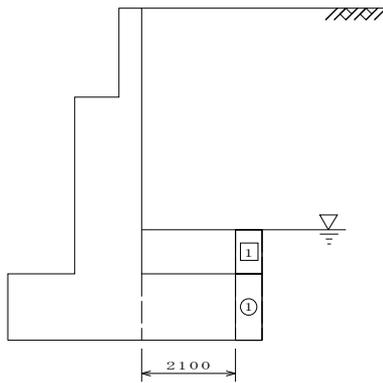
## ・フーチング浮力

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.600 × 1.500 × 11.700 × 10.0	105.30	0.300	31.59
	合計	105.30		31.59

## ・裏込め土砂浮力

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.600 × 0.500 × 11.700 × 9.0	31.59	0.300	9.48
	合計	31.59		9.48

## &lt;&lt;浮力(洪水時水位)&gt;&gt;



## ・フーチング浮力

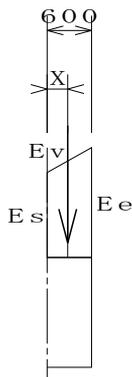
区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.600 × 1.500 × 11.700 × 10.0	105.30	0.300	31.59
	合 計	105.30		31.59

## ・裏込め土砂浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.600 × 1.000 × 11.700 × 9.0	63.18	0.300	18.95
	合 計	63.18		18.95

## i) 荷重ケース「常時」

&lt;&lt;土圧&gt;&gt;

・地表面載荷荷重土圧  
土圧鉛直力

$$P_v = 130.38 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 130.38}{2.700} \\ &= 96.58 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 75.12 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 51.51 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 0.312 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 928.99 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 928.99}{2.700}$$

$$= 688.14 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 535.22 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_r = 367.01 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 0.312 \text{ (m)}$$

・荷重集計

項 目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	257.98	0.300	77.40
裏込め土砂自重	800.28	0.300	240.09
地表面載荷荷重	70.20	0.300	21.06
地表面載荷荷重による土圧	51.51	0.312	16.10
裏込め土砂による土圧	367.01	0.312	114.69
杭反力(Pn1)	-2623.31	0.000	0.00
合 計	-1076.33		469.33

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\text{有効幅 } M_e = 469.33/11.700$$

$$= 40.11 \text{ (kN・m/m)}$$

$$\text{全幅 } M_a = 469.33/11.700$$

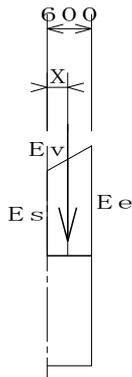
$$= 40.11 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -1076.33/11.700 = -91.99 \text{ (kN/m)}$$

## ii) 荷重ケース「常時+浮力」

&lt;&lt;土圧&gt;&gt;



## ・地表面載荷荷重土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 130.38 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 130.38}{2.700}$$

$$= 96.58 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 75.12 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 51.51 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 0.312 \text{ (m)}$$

## ・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 880.10 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 880.10}{2.700}$$

$$= 651.92 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 507.05 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 347.69 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 0.312 \text{ (m)}$$

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	257.98	0.300	77.40
フーチング浮力	-105.30	0.300	-31.59
裏込め土砂自重	800.28	0.300	240.09
裏込め土砂浮力	-63.18	0.300	-18.95
地表面載荷荷重	70.20	0.300	21.06
地表面載荷荷重による土圧	51.51	0.312	16.10
裏込め土砂による土圧	347.69	0.312	108.65
杭反力(Pn1)	-2217.54	0.000	0.00
合計	-858.35		412.75

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad Me &= 412.75/11.700 \\ &= 35.28 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

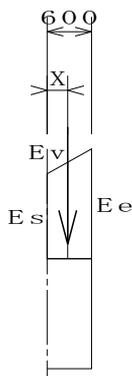
$$\begin{aligned} \text{全幅} \quad Ma &= 412.75/11.700 \\ &= 35.28 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -858.35/11.700 = -73.36 \text{ (kN/m)}$$

## iii) 荷重ケース「地震時」

<<土圧>>



## ・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 671.87 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 671.87}{2.700} \\ &= 497.68 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 387.09 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 265.43 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 0.312 \text{ (m)}$$

## ・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	257.98	0.300	77.40
裏込め土砂自重	800.28	0.300	240.09
裏込め土砂による土圧	265.43	0.312	82.95
杭反力 (Pn1)	-238.63	0.000	0.00
合計	1085.06		400.43

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad M_e &= 400.43/11.700 \\ &= 34.22 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

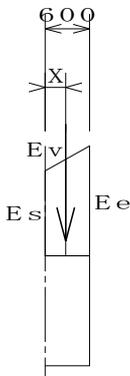
$$\begin{aligned} \text{全幅} \quad M_a &= 400.43/11.700 \\ &= 34.22 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 1085.06/11.700 = 92.74 \text{ (kN/m)}$$

## iv) 荷重ケース「地震時+浮力」

<<土圧>>



## ・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 649.24 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 649.24}{2.700} \\ &= 480.92 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 374.05 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_e = 256.49 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 0.312 \text{ (m)}$$

## ・荷重集計

項 目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	257.98	0.300	77.40
フーチング浮力	-105.30	0.300	-31.59
裏込め土砂自重	800.28	0.300	240.09
裏込め土砂浮力	-31.59	0.300	-9.48
裏込め土砂による土圧	256.49	0.312	80.15
杭反力(Pn1)	77.25	0.000	0.00
合 計	1255.11		356.57

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= 356.57/11.700 \\ &= 30.48 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= 356.57/11.700 \\ &= 30.48 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

単位幅あたりのせん断力

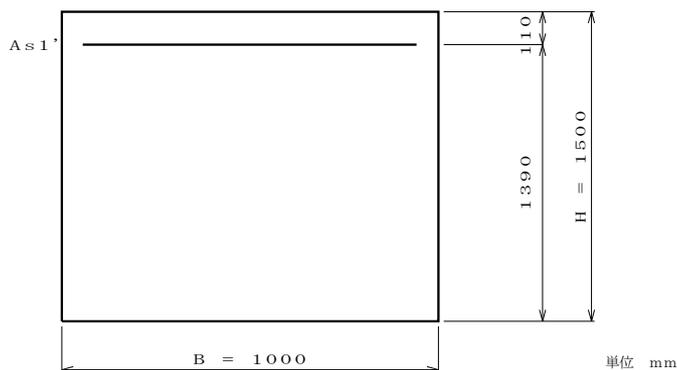
$$S = 1255.11/11.700 = 107.27 \text{ (kN/m)}$$

## 9-3-3 応力度計算

## (1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：フーチング根元位置)

## 1) 配筋



	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
上 面	1	110	D22ctc250	1548.4

## 2) 曲げ応力度の計算(単鉄筋計算)

荷重ケース	曲げモーメント 作用方向	M (kN・m/m)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
常時	上側引張	126.16	0.83 ( 8.00)	62.07 (180.00)
常時+浮力	上側引張	125.17	0.82 ( 8.00)	61.58 (160.00)
地震時	上側引張	507.61	3.33 ( 12.00)	249.74 (300.00)
地震時+浮力	上側引張	506.53	3.33 ( 12.00)	249.21 (300.00)

## 3) 最小鉄筋量の計算

## i) 上面配筋に対して

・ $1.7M_d \leq M_c$  の判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 507.610 \times 10^6 \\ = 862.937 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 3.7500 \times 10^8 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{1500000} \right)$$

$$= 717.629 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

 $M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm) $Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>) $\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) $N_d$  : 軸方向力 (N) $A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)1.7M<sub>d</sub> > M<sub>c</sub> となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・  $M_u = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 717.629 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$c$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(=1500.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 110.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_u = M_c$  および、 $N_d = C + T_s' - T_s$  の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 31.91 \text{ (mm)} \\ A_s &= 1510.2 \text{ (mm}^2\text{)} \\ A_s' &= 0.0 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

・ なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

#### 4) 最大鉄筋量の計算

##### i) 上面配筋に対して

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ 、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$  の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 931.10 \text{ (mm)} \\ A_{sb} &= 44572.65 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

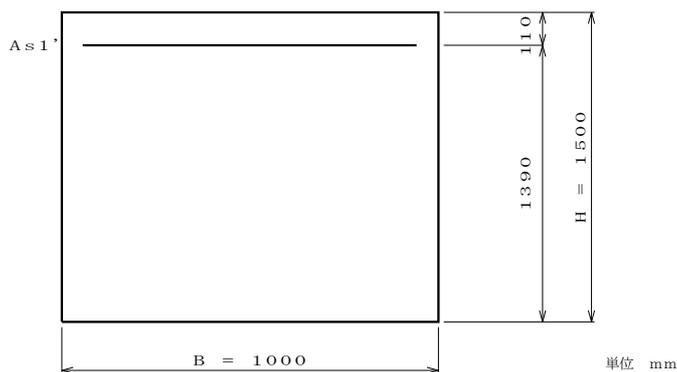
ここに

$\varepsilon_{sy}$	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	
$A_{sb}$	: 釣合鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )
$c$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

## (2) 断面(2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 0.750 m)

## 1) 配筋



	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
上面	1	110	D22ctc250	1548.4

## 2) せん断応力度の計算

荷重ケース	作用方向	せん断力 S (kN/m)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			$\tau_m$	$\tau_{a1}$
常時	上側引張	172.81	0.1243	0.2410
常時+浮力	上側引張	156.83	0.1128	0.2410
地震時	上側引張	326.56	0.2349	0.3667
地震時+浮力	上側引張	313.75	0.2257	0.3667

3) 許容せん断応力度 ( $\tau_{a1}$ ) の計算

## ・有効高 (基部)

有効高(上側引張時)  $d_0 = 1390.0$  (mm)有効高(下側引張時)  $d_0 = 1500.0$  (mm)

## ・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	M' (kN・m)	S (kN)	L' (m)	a (m)
常時	上側引張	-5508.96	-2623.31	0.750	2.850
常時+浮力	上側引張	-4656.83	-2217.54	0.750	2.850
地震時	上側引張	-501.13	-238.63	0.750	2.850
地震時+浮力	上側引張	162.22	77.25	0.750	2.850

・せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 ( $c_{dc}$ )

荷重ケース	a (m)	2.5・d <sub>0</sub> (m)	割増し	割増し係数 ( $c_{dc}$ )
常時	2.850	3.475	行う	1.540
常時+浮力	2.850	3.475	行う	1.540
地震時	2.850	3.475	行う	1.540
地震時+浮力	2.850	3.475	行う	1.540

・部材断面の有効高dに関する補正係数 ( $c_e$ )

	有効高 d(m)	有効高dに関する 補正係数 ( $c_e$ )
上側引張時	1.390	0.942
下側引張時	1.500	1.000

・引張主鉄筋比  $p_t$  に関する補正係数 ( $c_{pt}$ )

	引張主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 d(mm)	引張主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 ( $c_{pt}$ )
上側引張時	1548.4	1390.0	0.111	0.723
下側引張時	0.0	1500.0	0.000	1.000

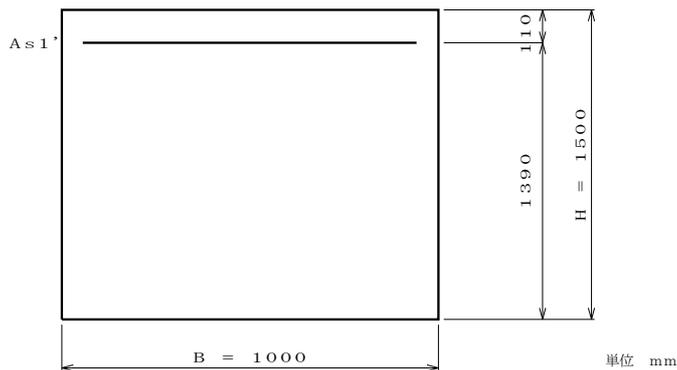
## • 許容せん断応力度

荷重ケース	基本値 (N/mm <sup>2</sup> )	C <sub>dc</sub>	C <sub>e</sub>	C <sub>pt</sub>	τ <sub>al</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
常時	0.230	1.540	0.942	0.723	0.2410
常時+浮力	0.230	1.540	0.942	0.723	0.2410
地震時	0.350	1.540	0.942	0.723	0.3667
地震時+浮力	0.350	1.540	0.942	0.723	0.3667

## (3) 断面(3) &lt;せん断力着目&gt;

(位置：フーチング根元位置からL= 2.100 m)

## 1) 配筋



	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
上面	1	110	D22ctc250	1548.4

## 2) せん断応力度の計算

荷重ケース	作用方向	せん断力 S (kN/m)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
			$\tau_m$	$\tau_{a1}$
常時	上側引張	-91.99	0.0662	0.2410
常時+浮力	上側引張	-73.36	0.0528	0.2410
地震時	上側引張	92.74	0.0667	0.3667
地震時+浮力	上側引張	107.27	0.0772	0.3667

3) 許容せん断応力度( $\tau_{a1}$ )の計算

## ・有効高(基部)

有効高(上側引張時)  $d_0 = 1390.0$  (mm)有効高(下側引張時)  $d_0 = 1500.0$  (mm)

## ・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	M' (kN・m)	S (kN)	L' (m)	a (m)
常時	上側引張	-5508.96	-2623.31	0.750	2.850
常時+浮力	上側引張	-4656.83	-2217.54	0.750	2.850
地震時	上側引張	-501.13	-238.63	0.750	2.850
地震時+浮力	上側引張	162.22	77.25	0.750	2.850

・せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数( $c_{dc}$ )

荷重ケース	a (m)	$2.5 \cdot d_0$ (m)	割増し	割増し係数 ( $c_{dc}$ )
常時	2.850	3.475	行う	1.540
常時+浮力	2.850	3.475	行う	1.540
地震時	2.850	3.475	行う	1.540
地震時+浮力	2.850	3.475	行う	1.540

・部材断面の有効高dに関する補正係数( $c_e$ )

	有効高 d(m)	有効高dに関する 補正係数( $c_e$ )
上側引張時	1.390	0.942
下側引張時	1.500	1.000

・引張主鉄筋比 $p_t$ に関する補正係数( $c_{pt}$ )

	引張主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 d(mm)	引張主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数( $c_{pt}$ )
上側引張時	1548.4	1390.0	0.111	0.723
下側引張時	0.0	1500.0	0.000	1.000

## • 許容せん断応力度

荷重ケース	基本値 (N/mm <sup>2</sup> )	C <sub>dc</sub>	C <sub>e</sub>	C <sub>pt</sub>	τ <sub>al</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
常時	0.230	1.540	0.942	0.723	0.2410
常時+浮力	0.230	1.540	0.942	0.723	0.2410
地震時	0.350	1.540	0.942	0.723	0.3667
地震時+浮力	0.350	1.540	0.942	0.723	0.3667

## 10 ウイングの断面計算

## 10-1 設計条件

## 10-1-1 地表面載荷荷重

地表面載荷荷重強度	常時	10.00 kN/m <sup>2</sup>
	地震時	0.00 kN/m <sup>2</sup>

## 10-1-2 単位体積重量

裏込め土	$\gamma = 19.0$ kN/m <sup>3</sup>
コンクリート	$\gamma_c = 24.5$ kN/m <sup>3</sup>

## 10-1-3 設計水平震度

裏込め土	$k_H = 0.16$
躯体	$k_H = 0.20$

## 10-1-4 主働土圧係数

土のせん断抵抗角	$\phi = 30^\circ 0'$
地表面と水平面とのなす角	$\alpha = 0^\circ 0'$
土圧作用面と鉛直面なす角	$\theta = 0^\circ 0'$

## 《常時》

土圧作用面の壁面摩擦角	$\delta = 10^\circ 0'$
-------------	------------------------

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30^\circ 0')}{\cos^2(0^\circ 0') \times \cos(10^\circ 0') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ 0') \times \sin(30^\circ 0')}{\cos(10^\circ 0') \times \cos(0^\circ 0')}} \right\}^2}$$

$$= 0.30847$$

## 《地震時》

$\phi_{res} = 30^\circ 0'$
$\phi_{peak} = 45^\circ 0'$
$\theta = 0^\circ 0'$
$\alpha = 0^\circ 0'$

以上の条件より地震時主働土圧係数は次式により算定する。

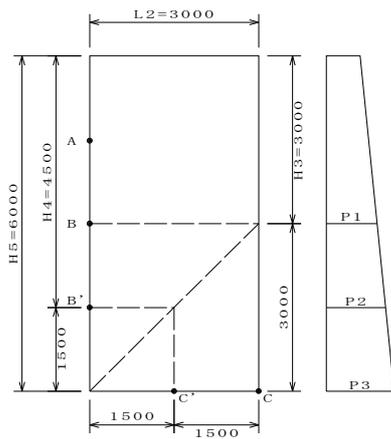
$$K_A = 0.24 + 1.08 \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 0.16 = 0.41280$$

ここに、

$\phi_{res}$	: 土の残留せん断抵抗角 (度)
$\phi_{peak}$	: 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度)
$\theta$	: 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度)
$\alpha$	: 地表面と水平面とのなす角 (度)
$k_h$	: 地震時土圧算出に用いる設計水平震度

## 10-2 断面力計算

## 10-2-1 左側ウイング



ウイング厚さ  $T = 0.600 \text{ m}$

## ・土圧強度

## 《常時》

$$\begin{aligned} P_1 &= (\gamma \cdot H_3 + Q) K_A \cdot \cos \delta \\ &= (19.00 \times 3.000 + 10.00) \times 0.30847 \times \cos(10.0^\circ) \\ &= 20.35 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= (\gamma \cdot H_4 + Q) K_A \cdot \cos \delta \\ &= (19.00 \times 4.500 + 10.00) \times 0.30847 \times \cos(10.0^\circ) \\ &= 29.01 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= (\gamma \cdot H_5 + Q) K_A \cdot \cos \delta \\ &= (19.00 \times 6.000 + 10.00) \times 0.30847 \times \cos(10.0^\circ) \\ &= 37.67 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

## 《地震時》

$$\begin{aligned} P_1 &= (\gamma \cdot H_3 + Q) K_A \cdot \cos \delta \\ &= (19.00 \times 3.000 + 0.00) \times 0.41280 \times \cos(0.0^\circ) \\ &= 23.53 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= (\gamma \cdot H_4 + Q) K_A \cdot \cos \delta \\ &= (19.00 \times 4.500 + 0.00) \times 0.41280 \times \cos(0.0^\circ) \\ &= 35.29 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= (\gamma \cdot H_5 + Q) K_A \cdot \cos \delta \\ &= (19.00 \times 6.000 + 0.00) \times 0.41280 \times \cos(0.0^\circ) \\ &= 47.06 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

## (1) A 点

## ・曲げモーメント

## 《土圧による曲げモーメント (常時) 》

$$\begin{aligned} M_A &= (K_A \cdot Q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot H_3) \frac{L_2^2}{2} \cdot \cos \delta \\ &= (0.30847 \times 10.00 + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times 3.000) \times \frac{3.000^2}{2} \times \cos(10.0^\circ) \\ &= 52.63 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

《土圧による曲げモーメント (地震時) 》

$$\begin{aligned}
 M_1 &= (K_A \cdot Q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot H_3) \frac{L_2^2}{2} \cdot \cos \delta \\
 &= (0.41280 \times 0.00 + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times 3.000) \times \frac{3.000^2}{2} \times \cos(0^\circ) \\
 &= 52.94 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

《地震時慣性力による曲げモーメント》

$$\begin{aligned}
 M_2 &= \frac{1}{2} \cdot K_H \cdot \gamma_c \cdot T \cdot L_2^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.200 \times 24.50 \times 0.600 \times 3.000^2 \\
 &= 13.23 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

《地震時の曲げモーメントの合計》

$$\begin{aligned}
 M_A &= M_1 + M_2 \\
 &= 52.94 + 13.23 \\
 &= 66.17 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・せん断力

《土圧によるせん断力 (常時) 》

$$\begin{aligned}
 S_A &= (K_A \cdot Q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot H_3) L_2 \cdot \cos \delta \\
 &= (0.30847 \times 10.00 + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times 3.000) \times 3.000 \times \cos(10^\circ) \\
 &= 35.09 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

《土圧によるせん断力 (地震時) 》

$$\begin{aligned}
 S_1 &= (K_A \cdot Q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot H_3) L_2 \cdot \cos \delta \\
 &= (0.41280 \times 0.00 + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times 3.000) \times 3.000 \times \cos(0^\circ) \\
 &= 35.29 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

《地震時慣性力によるせん断力》

$$\begin{aligned}
 S_2 &= K_H \cdot \gamma_c \cdot T \cdot L_2 \\
 &= 0.200 \times 24.50 \times 0.600 \times 3.000 \\
 &= 8.82 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

《地震時のせん断力の合計》

$$\begin{aligned}
 S_A &= S_1 + S_2 \\
 &= 35.29 + 8.82 \\
 &= 44.11 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## (2) B 点

・曲げモーメント

《土圧による曲げモーメント (常時) 》

$$\begin{aligned}
 M_B &= \frac{1}{2} \cdot P_1 \cdot L_2^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 20.35 \times 3.000^2 \\
 &= 91.59 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

《土圧による曲げモーメント（地震時）》

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{2} \cdot P_1 \cdot L_2^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 23.53 \times 3.000^2 \\ &= 105.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

《地震時慣性力による曲げモーメント》

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{1}{2} \cdot K_H \cdot \gamma_c \cdot T \cdot L_2^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 0.200 \times 24.50 \times 0.600 \times 3.000^2 \\ &= 13.23 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

《地震時の曲げモーメントの合計》

$$\begin{aligned} M_B &= M_1 + M_2 \\ &= 105.88 + 13.23 \\ &= 119.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

・せん断力

《土圧によるせん断力（常時）》

$$\begin{aligned} S_B &= P_1 \cdot L_2 \\ &= 20.35 \times 3.000 \\ &= 61.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

《土圧によるせん断力（地震時）》

$$\begin{aligned} S_1 &= P_1 \cdot L_2 \\ &= 23.53 \times 3.000 \\ &= 70.59 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

《地震時慣性力によるせん断力》

$$\begin{aligned} S_2 &= K_H \cdot \gamma_c \cdot T \cdot L_2 \\ &= 0.200 \times 24.50 \times 0.600 \times 3.000 \\ &= 8.82 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

《地震時のせん断力の合計》

$$\begin{aligned} S_B &= S_1 + S_2 \\ &= 70.59 + 8.82 \\ &= 79.41 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

### (3) B' 点

・曲げモーメント

《土圧による曲げモーメント（常時）》

$$\begin{aligned} M_{B'} &= \frac{1}{8} \cdot P_2 \cdot L_2^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 29.01 \times 3.000^2 \\ &= 32.64 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

《土圧による曲げモーメント（地震時）》

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{8} \cdot P_2 \cdot L_2^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 35.29 \times 3.000^2 \\ &= 39.71 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

《地震時慣性力による曲げモーメント》

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{1}{2} \cdot K_H \cdot \gamma_c \cdot T \left( \frac{L_2}{2} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 0.200 \times 24.50 \times 0.600 \times \left( \frac{3.000}{2} \right)^2 \\ &= 3.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

《地震時の曲げモーメントの合計》

$$\begin{aligned} M_B' &= M_1 + M_2 \\ &= 39.71 + 3.31 \\ &= 43.01 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

・せん断力

《土圧によるせん断力（常時）》

$$\begin{aligned} S_B' &= P_2 \cdot \frac{L_2}{2} \\ &= 29.01 \times \frac{3.000}{2} \\ &= 43.52 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

《土圧によるせん断力（地震時）》

$$\begin{aligned} S_1 &= P_2 \cdot \frac{L_2}{2} \\ &= 35.29 \times \frac{3.000}{2} \\ &= 52.94 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

《地震時慣性力によるせん断力》

$$\begin{aligned} S_2 &= K_H \cdot \gamma_c \cdot T \cdot \frac{L_2}{2} \\ &= 0.200 \times 24.50 \times 0.600 \times \frac{3.000}{2} \\ &= 4.41 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

《地震時のせん断力の合計》

$$\begin{aligned} S_B' &= S_1 + S_2 \\ &= 52.94 + 4.41 \\ &= 57.35 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## (4) C 点

・曲げモーメント

《土圧による曲げモーメント (常時) 》

$$\begin{aligned}
 M_c &= \frac{1}{6} (2 \cdot P_1 + P_3) L_2^2 \\
 &= \frac{1}{6} \times (2 \times 20.35 + 37.67) \times 3.000^2 \\
 &= 117.56 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

《土圧による曲げモーメント (地震時) 》

$$\begin{aligned}
 M_i &= \frac{1}{6} (2 \cdot P_1 + P_3) L_2^2 \\
 &= \frac{1}{6} \times (2 \times 23.53 + 47.06) \times 3.000^2 \\
 &= 141.18 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

《地震時慣性力による曲げモーメント》

$$\begin{aligned}
 M_2 &= \frac{1}{2} \cdot K_H \cdot \gamma_c \cdot T \cdot L_2^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.200 \times 24.50 \times 0.600 \times 3.000^2 \\
 &= 13.23 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

《地震時の曲げモーメントの合計》

$$\begin{aligned}
 M_c &= M_1 + M_2 \\
 &= 141.18 + 13.23 \\
 &= 154.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・せん断力

《土圧によるせん断力 (常時) 》

$$\begin{aligned}
 S_c &= \frac{1}{2} (P_1 + P_3) L_2 \\
 &= \frac{1}{2} \times (20.35 + 37.67) \times 3.000 \\
 &= 87.03 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

《土圧によるせん断力 (地震時) 》

$$\begin{aligned}
 S_i &= \frac{1}{2} (P_1 + P_3) L_2 \\
 &= \frac{1}{2} \times (23.53 + 47.06) \times 3.000 \\
 &= 105.88 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

《地震時慣性力によるせん断力》

$$\begin{aligned}
 S_2 &= K_H \cdot \gamma_c \cdot T \cdot L_2 \\
 &= 0.200 \times 24.50 \times 0.600 \times 3.000 \\
 &= 8.82 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

《地震時のせん断力の合計》

$$\begin{aligned}
 S_c &= S_1 + S_2 \\
 &= 105.88 + 8.82 \\
 &= 114.70 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## (5) C' 点

・曲げモーメント

《土圧による曲げモーメント (常時) 》

$$\begin{aligned} M_c' &= \frac{1}{24} (2 \cdot P_2 + P_3) L_2^2 \\ &= \frac{1}{24} \times (2 \times 29.01 + 37.67) \times 3.000^2 \\ &= 35.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

《土圧による曲げモーメント (地震時) 》

$$\begin{aligned} M_i &= \frac{1}{24} (2 \cdot P_2 + P_3) L_2^2 \\ &= \frac{1}{24} \times (2 \times 35.29 + 47.06) \times 3.000^2 \\ &= 44.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

《地震時慣性力による曲げモーメント》

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{1}{2} \cdot K_H \cdot \gamma_c \cdot T \left( \frac{L_2}{2} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 0.200 \times 24.50 \times 0.600 \times \left( \frac{3.000}{2} \right)^2 \\ &= 3.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

《地震時の曲げモーメントの合計》

$$\begin{aligned} M_c' &= M_i + M_2 \\ &= 44.12 + 3.31 \\ &= 47.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

・せん断力

《土圧によるせん断力 (常時) 》

$$\begin{aligned} S_c' &= \frac{1}{2} (P_2 + P_3) \frac{L_2}{2} \\ &= \frac{1}{2} \times (29.01 + 37.67) \times \frac{3.000}{2} \\ &= 50.01 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

《土圧によるせん断力 (地震時) 》

$$\begin{aligned} S_i &= \frac{1}{2} (P_2 + P_3) \frac{L_2}{2} \\ &= \frac{1}{2} \times (35.29 + 47.06) \times \frac{3.000}{2} \\ &= 61.77 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

《地震時慣性力によるせん断力》

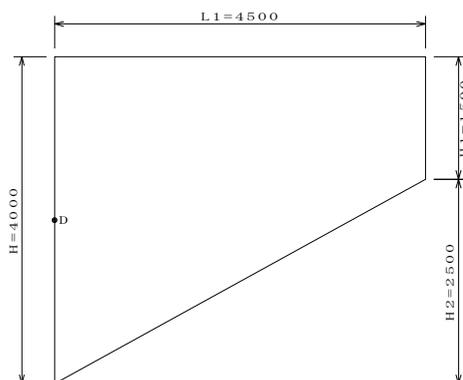
$$\begin{aligned} S_2 &= K_H \cdot \gamma_c \cdot T \cdot \frac{L_2}{2} \\ &= 0.200 \times 24.50 \times 0.600 \times \frac{3.000}{2} \\ &= 4.41 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

《地震時のせん断力の合計》

$$\begin{aligned} S_c' &= S_i + S_2 \\ &= 61.77 + 4.41 \\ &= 66.18 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

142

## 10-2-2 右側ウイング



ウイング厚さ  $T = 0.600 \text{ m}$

$$n = \frac{L_1}{H_2} = \frac{4.500}{2.500} = 1.800$$

## (1) D 点

・曲げモーメント

《土圧による曲げモーメント (常時)》

$$M_0 = \left\{ K_A \cdot Q \left( \frac{H_1 \cdot L_1^2}{2} + \frac{L_1^3}{6n} \right) + \frac{1}{2} \gamma \cdot K_A \left( \frac{H_1^2 \cdot L_1^2}{2} + \frac{H_1 \cdot L_1^3}{3n} + \frac{L_1^4}{12n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H}$$

$$= \left\{ 0.30847 \times 10.00 \times \left( \frac{1.500 \times 4.500^2}{2} + \frac{4.500^3}{6 \times 1.800} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \left( \frac{1.500^2 \times 4.500^2}{2} + \frac{1.500 \times 4.500^3}{3 \times 1.800} + \frac{4.500^4}{12 \times 1.800^2} \right) \right\} \times \cos(10.0^\circ) \times \frac{1}{4.000}$$

$$= 60.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

《土圧による曲げモーメント (地震時)》

$$M_1 = \left\{ K_A \cdot Q \left( \frac{H_1 \cdot L_1^2}{2} + \frac{L_1^3}{6n} \right) + \frac{1}{2} \gamma \cdot K_A \left( \frac{H_1^2 \cdot L_1^2}{2} + \frac{H_1 \cdot L_1^3}{3n} + \frac{L_1^4}{12n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H}$$

$$= \left\{ 0.41280 \times 0.00 \times \left( \frac{1.500 \times 4.500^2}{2} + \frac{4.500^3}{6 \times 1.800} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times \left( \frac{1.500^2 \times 4.500^2}{2} + \frac{1.500 \times 4.500^3}{3 \times 1.800} + \frac{4.500^4}{12 \times 1.800^2} \right) \right\} \times \cos(0.0^\circ) \times \frac{1}{4.000}$$

$$= 57.49 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

《地震時慣性力による曲げモーメント》

$$M_2 = \frac{K_H \cdot \gamma_c \cdot T}{6 \left( H_1 + \frac{L_1}{n} \right)} \left( 3 \cdot H_1 + \frac{L_1}{n} \right) L_1^2$$

$$= \frac{0.200 \times 24.50 \times 0.600}{6 \times \left( 1.500 + \frac{4.500}{1.800} \right)} \times \left( 3 \times 1.500 + \frac{4.500}{1.800} \right) \times 4.500^2$$

$$= 17.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

《地震時の曲げモーメントの合計》

$$M_b = M_1 + M_2$$

$$= 57.49 + 17.36$$

$$= 74.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## ・せん断力

《土圧によるせん断力 (常時) 》

$$S_0 = \left\{ K_A \cdot Q \left( H_1 \cdot L_1 + \frac{L_1^2}{2n} \right) + \frac{1}{2} \gamma \cdot K_A \left( H_1^2 \cdot L_1 + \frac{H_1 \cdot L_1^2}{n} + \frac{L_1^3}{3n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H}$$

$$= \left\{ 0.30847 \times 10.00 \times \left( 1.500 \times 4.500 + \frac{4.500^2}{2 \times 1.800} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \left( 1.500^2 \times 4.500 + \frac{1.500 \times 4.500^2}{1.800} + \frac{4.500^3}{3 \times 1.800^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ) \times \frac{1}{4.000}$$

$$= 35.64 \text{ (kN)}$$

《土圧によるせん断力 (地震時) 》

$$S_1 = \left\{ K_A \cdot Q \left( H_1 \cdot L_1 + \frac{L_1^2}{2n} \right) + \frac{1}{2} \gamma \cdot K_A \left( H_1^2 \cdot L_1 + \frac{H_1 \cdot L_1^2}{n} + \frac{L_1^3}{3n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H}$$

$$= \left\{ 0.41280 \times 0.00 \times \left( 1.500 \times 4.500 + \frac{4.500^2}{2 \times 1.800} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times \left( 1.500^2 \times 4.500 + \frac{1.500 \times 4.500^2}{1.800} + \frac{4.500^3}{3 \times 1.800^2} \right) \right\} \times \cos(0^\circ) \times \frac{1}{4.000}$$

$$= 35.66 \text{ (kN)}$$

《地震時慣性力によるせん断力》

$$S_2 = \frac{K_H \cdot \gamma_c \cdot T}{2 \left( H_1 + \frac{L_1}{n} \right)} \left( 2 \cdot H_1 + \frac{L_1}{n} \right) L_1$$

$$= \frac{0.200 \times 24.50 \times 0.600}{2 \times \left( 1.500 + \frac{4.500}{1.800} \right)} \times \left( 2 \times 1.500 + \frac{4.500}{1.800} \right) \times 4.500$$

$$= 9.10 \text{ (kN)}$$

《地震時のせん断力の合計》

$$S_0 = S_1 + S_2$$

$$= 35.66 + 9.10$$

$$= 44.76 \text{ (kN)}$$

## 10-3 断面力一覧表

## 10-3-1 左側ウイング

	項目	単位	常時	地震時
A 点	曲げモーメント	kN・m	52.63	66.17
	せん断力	kN	35.09	44.11
B 点	曲げモーメント	kN・m	91.59	119.11
	せん断力	kN	61.06	79.41
B' 点	曲げモーメント	kN・m	32.64	43.01
	せん断力	kN	43.52	57.35
C 点	曲げモーメント	kN・m	117.56	154.41
	せん断力	kN	87.03	114.70
C' 点	曲げモーメント	kN・m	35.88	47.43
	せん断力	kN	50.01	66.18

## 10-3-2 右側ウイング

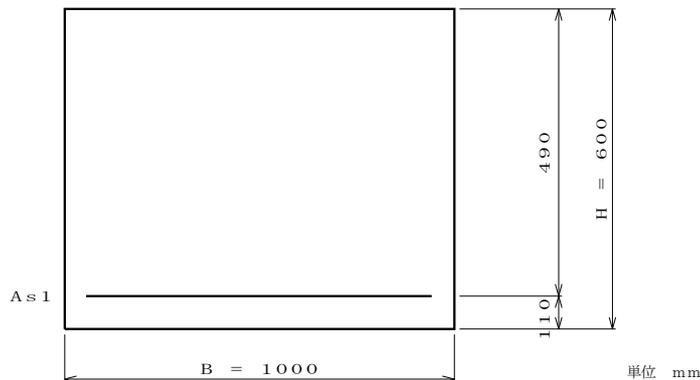
	項目	単位	常時	地震時
D 点	曲げモーメント	kN・m	60.25	74.86
	せん断力	kN	35.64	44.76

## 10-4 応力度計算

## 10-4-1 左側ウイング

## (1) A 点

## 1) 配筋



## ・内側

層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	110	D16ctc250	794.4

## 2) 曲げ応力度の計算

荷重 ケース	M (kN・m/m)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
常時	52.63	2.38 ( 8.00)	144.74 (180.00)
地震時	66.17	2.99 ( 12.00)	181.98 (300.00)

## 3) 最小鉄筋量の計算

・1.  $7M_d \leq M_c$  の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 66.172 \times 10^6 \\ = 112.492 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 6.0000 \times 10^7 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{600000} \right)$$

$$= 114.821 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

$M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

$Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_d$  : 軸方向力 (N)

$A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

1.  $7M_d \leq M_c$  となるため、以下の規定によらなくてよい。

・  $M_u = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 114.821 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$c$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(= 600.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 110.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

・ なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

#### 4) せん断応力度の計算

荷重ケース	せん断力 S (kN)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		$\tau_m$	$\tau_{a1}$
常時	35.09	0.0716	0.2448
地震時	44.11	0.0900	0.3726

#### 5) 許容せん断応力度 ( $\tau_{a1}$ ) の計算

・ 部材断面の有効高dに関する補正係数 ( $c_e$ )

有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 ( $c_e$ )
0.490	1.291

・ 引張主鉄筋比  $P_t$  に関する補正係数 ( $c_{pt}$ )

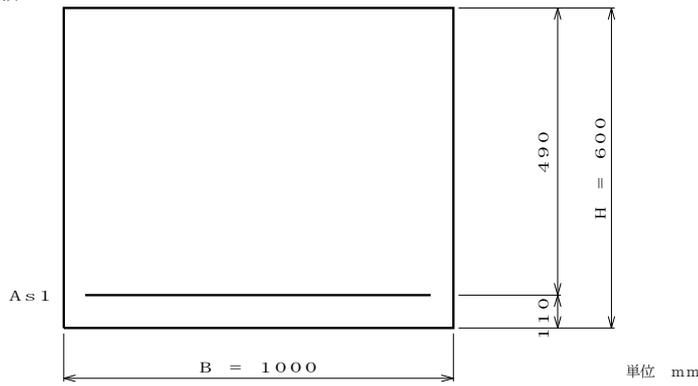
引張主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 d (mm)	引張主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 ( $c_{pt}$ )
794.4	490.0	0.162	0.824

・ 許容せん断応力度

	基本値 (N/mm <sup>2</sup> )	$c_e$	$c_{pt}$	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )
常時	0.230	1.291	0.824	0.2448
地震時	0.350	1.291	0.824	0.3726

## (2) B 点

## 1) 配筋



## ・内側

層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	110	D19ctc250	1146.0

## 2) 曲げ応力度の計算

荷重 ケース	M (kN・m/m)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
常時	91.59	3.56 ( 8.00)	176.78 (180.00)
地震時	119.11	4.63 ( 12.00)	229.91 (300.00)

## 3) 最小鉄筋量の計算

・1.  $7M_d \leq M_c$  の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 119.113 \times 10^6 \\ = 202.492 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 6.0000 \times 10^7 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{600000} \right)$$

$$= 114.821 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

 $M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm) $Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>) $\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) $N_d$  : 軸方向力 (N) $A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)1.  $7M_d > M_c$  となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。・ $M_d = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 114.821 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_d = C \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$c$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(= 600.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 110.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_u = M_c$  および、 $N_d = C + T_s' - T_s$  の釣合い式により

$x$	=	14.53	(mm)
$A_s$	=	687.4	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	=	0.0	(mm <sup>2</sup> )

- ・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

## 4) せん断応力度の計算

荷重ケース	せん断力 S (kN)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		$\tau_m$	$\tau_{a1}$
常時	61.06	0.1246	0.2774
地震時	79.41	0.1621	0.4221

5) 許容せん断応力度 ( $\tau_{a1}$ ) の計算

- ・部材断面の有効高dに関する補正係数 ( $c_e$ )

有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 ( $c_e$ )
0.490	1.291

- ・引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数 ( $c_{pt}$ )

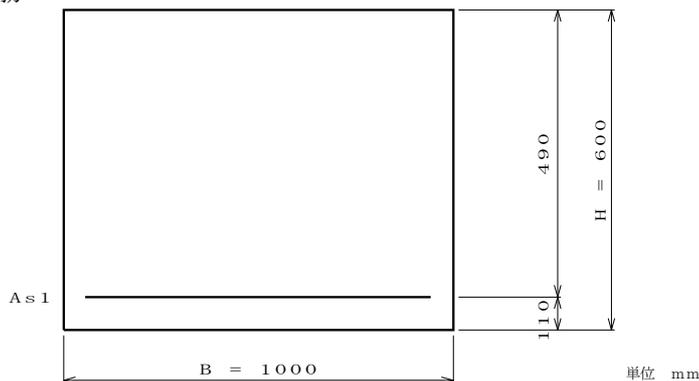
引張主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 d (mm)	引張主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 ( $c_{pt}$ )
1146.0	490.0	0.234	0.934

- ・許容せん断応力度

	基本値 (N/mm <sup>2</sup> )	$c_e$	$c_{pt}$	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )
常時	0.230	1.291	0.934	0.2774
地震時	0.350	1.291	0.934	0.4221

## (3) B' 点

## 1) 配筋



## ・内側

層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	110	D13ctc250	506.8

## 2) 曲げ応力度の計算

荷重 ケース	M (kN・m/m)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
常時	32.64	1.78 ( 8.00)	138.89 (180.00)
地震時	43.01	2.35 ( 12.00)	183.05 (300.00)

## 3) 最小鉄筋量の計算

・1.  $7M_d \leq M_c$  の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 43.014 \times 10^6 \\ = 73.123 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 6.0000 \times 10^7 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{600000} \right)$$

$$= 114.821 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

 $M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm) $Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>) $\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) $N_d$  : 軸方向力 (N) $A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)1.  $7M_d \leq M_c$  となるため、以下の規定によらなくてよい。・ $M_d = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 114.821 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_d = C \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_1}{x}$$

ここに、

- $M_d$  : 破壊抵抗曲げモーメント (N・mm)
- $\sigma_{sy}$  : 引張鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)
- $A_s$  : 引張主鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $A_s'$  : 圧縮主鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $c$  : コンクリートの圧縮力の合力 (N)
- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $T_s$  : 引張鉄筋の引張力の合力 (N)
- $T_s'$  : 圧縮鉄筋の圧縮力の合力 (N)
- $b$  : 部材幅 (=1000.0 mm)
- $h$  : 部材高さ (= 600.0 mm)
- $d_1$  : 圧縮鉄筋のかぶり (= 0.0 mm)
- $d_0$  : 引張鉄筋のかぶり (= 110.0 mm)
- $x$  : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

4) せん断応力度の計算

荷重ケース	せん断力 S (kN)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		$\tau_m$	$\tau_{a1}$
常時	43.52	0.0888	0.2100
地震時	57.35	0.1170	0.3195

5) 許容せん断応力度 ( $\tau_{a1}$ ) の計算

・部材断面の有効高dに関する補正係数 ( $c_e$ )

有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 ( $c_e$ )
0.490	1.291

・引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数 ( $c_{pt}$ )

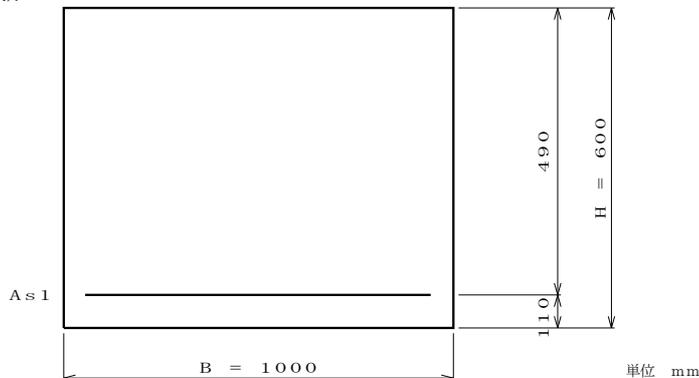
引張主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 d (mm)	引張主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 ( $c_{pt}$ )
506.8	490.0	0.103	0.707

・許容せん断応力度

	基本値 (N/mm <sup>2</sup> )	$c_e$	$c_{pt}$	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )
常時	0.230	1.291	0.707	0.2100
地震時	0.350	1.291	0.707	0.3195

(4) C 点

1) 配筋



・内側

層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	110	D22ctc250	1548.4

## 2) 曲げ応力度の計算

荷重 ケース	M (kN・m/m)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
常時	117.56	4.07 ( 8.00)	169.91 (180.00)
地震時	154.41	5.34 ( 12.00)	223.16 (300.00)

## 3) 最小鉄筋量の計算

・1.  $7M_d \leq M_c$  の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 154.408 \times 10^6 \\ = 262.493 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 6.0000 \times 10^7 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{600000} \right)$$

$$= 114.821 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

ここに、

$M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

$Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_d$  : 軸方向力 (N)

$A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

1.  $7M_d > M_c$  となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・ $M_d = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 114.821 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

$$M_d = C \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_1}{x}$$

ここに、

$M_d$  : 破壊抵抗曲げモーメント (N・mm)

$\sigma_{sy}$  : 引張鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)

$A_s$  : 引張主鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_s'$  : 圧縮主鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$c$  : コンクリートの圧縮力の合力 (N)

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$T_s$  : 引張鉄筋の引張力の合力 (N)

$T_s'$  : 圧縮鉄筋の圧縮力の合力 (N)

$b$  : 部材幅 (=1000.0 mm)

$h$  : 部材高さ (= 600.0 mm)

$d_1$  : 圧縮鉄筋のかぶり (= 0.0 mm)

$d_0$  : 引張鉄筋のかぶり (= 110.0 mm)

$x$  : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

$M_t = M_c$  および、 $N_d = C + T_s' - T_s$  の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 14.53 \quad (\text{mm}) \\ A_s &= 687.4 \quad (\text{mm}^2) \\ A_s' &= 0.0 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

- ・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

#### 4) せん断応力度の計算

荷重ケース	せん断力 S (kN)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		$\tau_m$	$\tau_{a1}$
常時	87.03	0.1776	0.3018
地震時	114.70	0.2341	0.4592

#### 5) 許容せん断応力度 ( $\tau_{a1}$ ) の計算

- ・部材断面の有効高dに関する補正係数 ( $c_e$ )

有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 ( $c_e$ )
0.490	1.291

- ・引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数 ( $c_{pt}$ )

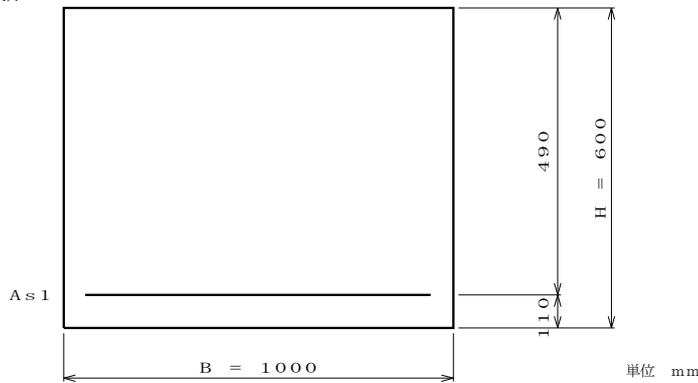
引張主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 d (mm)	引張主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 ( $c_{pt}$ )
1548.4	490.0	0.316	1.016

- ・許容せん断応力度

	基本値 (N/mm <sup>2</sup> )	$c_e$	$c_{pt}$	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )
常時	0.230	1.291	1.016	0.3018
地震時	0.350	1.291	1.016	0.4592

#### (5) C' 点

##### 1) 配筋



- ・内側

層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	110	D13ctc250	506.8

##### 2) 曲げ応力度の計算

荷重 ケース	M (kN・m/m)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
常時	35.88	1.96 ( 8.00)	152.71 (180.00)
地震時	47.43	2.59 ( 12.00)	201.83 (300.00)

## 3) 最小鉄筋量の計算

・1.  $7M_d \leq M_c$  の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 47.425 \times 10^6 \\ = 80.623 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 6.0000 \times 10^7 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{600000} \right)$$

$$= 114.821 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

$M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

$Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_d$  : 軸方向力 (N)

$A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

1.  $7M_d \leq M_c$  となるため、以下の規定によらなくてよい。

・ $M_u = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 114.821 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$  : 破壊抵抗曲げモーメント (N・mm)

$\sigma_{sy}$  : 引張鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\epsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)

$A_s$  : 引張主鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_s'$  : 圧縮主鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$c$  : コンクリートの圧縮力の合力 (N)

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$T_s$  : 引張鉄筋の引張力の合力 (N)

$T_s'$  : 圧縮鉄筋の圧縮力の合力 (N)

$b$  : 部材幅 (=1000.0 mm)

$h$  : 部材高さ (= 600.0 mm)

$d_1$  : 圧縮鉄筋のかぶり (= 0.0 mm)

$d_0$  : 引張鉄筋のかぶり (= 110.0 mm)

$x$  : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

## 4) せん断応力度の計算

荷重ケース	せん断力 S (kN)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		$\tau_m$	$\tau_{a1}$
常時	50.01	0.1021	0.2100
地震時	66.18	0.1351	0.3195

5) 許容せん断応力度( $\tau_{a1}$ )の計算

- 部材断面の有効高dに関する補正係数 ( $c_e$ )

有効高 d(m)	有効高dに関する 補正係数( $c_e$ )
0.490	1.291

- 引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数 ( $c_{pt}$ )

引張主鉄筋量 ( $\text{mm}^2$ )	有効高 d(mm)	引張主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数( $c_{pt}$ )
506.8	490.0	0.103	0.707

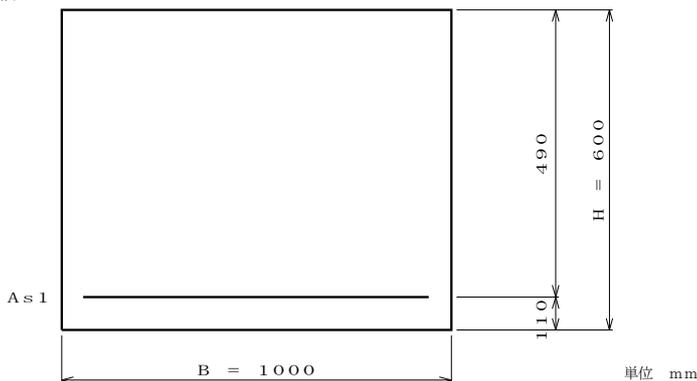
- 許容せん断応力度

	基本値 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$c_e$	$c_{pt}$	$\tau_{a1}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
常時	0.230	1.291	0.707	0.2100
地震時	0.350	1.291	0.707	0.3195

10-4-2 右側ウイング

(1) D 点

1) 配筋



・内側

層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)
1	110	D16tc250	794.4

2) 曲げ応力度の計算

荷重 ケース	M (kN・m/m)	$\sigma_c (\sigma_{ca})$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s (\sigma_{sa})$ (N/mm <sup>2</sup> )
常時	60.25	2.72 ( 8.00)	165.69(180.00)
地震時	74.86	3.38 ( 12.00)	205.86(300.00)

3) 最小鉄筋量の計算

・1.  $7M_d \leq M_c$  の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 74.856 \times 10^6 = 127.255 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right) = 6.0000 \times 10^7 \times \left( 1.9137 + \frac{0}{600000} \right) = 114.821 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

ここに、

$M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

$Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} = 0.23 \times 24.00^{2/3} = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_d$  : 軸方向力 (N)

$A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

1.  $7M_d > M_c$  となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・ $M_d = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 114.821 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

$$M_d = C \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏点	(N/mm <sup>2</sup> )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm <sup>2</sup> )
$c$	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
$b$	: 部材幅	(=1000.0 mm)
$h$	: 部材高さ	(= 600.0 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 110.0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_u = M_c$  および、 $N_d = C + T_s' - T_s$  の釣合い式により

$x$	=	14.53	(mm)
$A_s$	=	687.4	(mm <sup>2</sup> )
$A_s'$	=	0.0	(mm <sup>2</sup> )

- ・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

## 4) せん断応力度の計算

荷重ケース	せん断力 S (kN)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		$\tau_m$	$\tau_{a1}$
常時	35.64	0.0727	0.2448
地震時	44.76	0.0913	0.3726

5) 許容せん断応力度 ( $\tau_{a1}$ ) の計算

- ・部材断面の有効高dに関する補正係数 ( $c_e$ )

有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 ( $c_e$ )
0.490	1.291

- ・引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数 ( $c_{pt}$ )

引張主鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	有効高 d (mm)	引張主鉄筋比 $p_t$ (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 ( $c_{pt}$ )
794.4	490.0	0.162	0.824

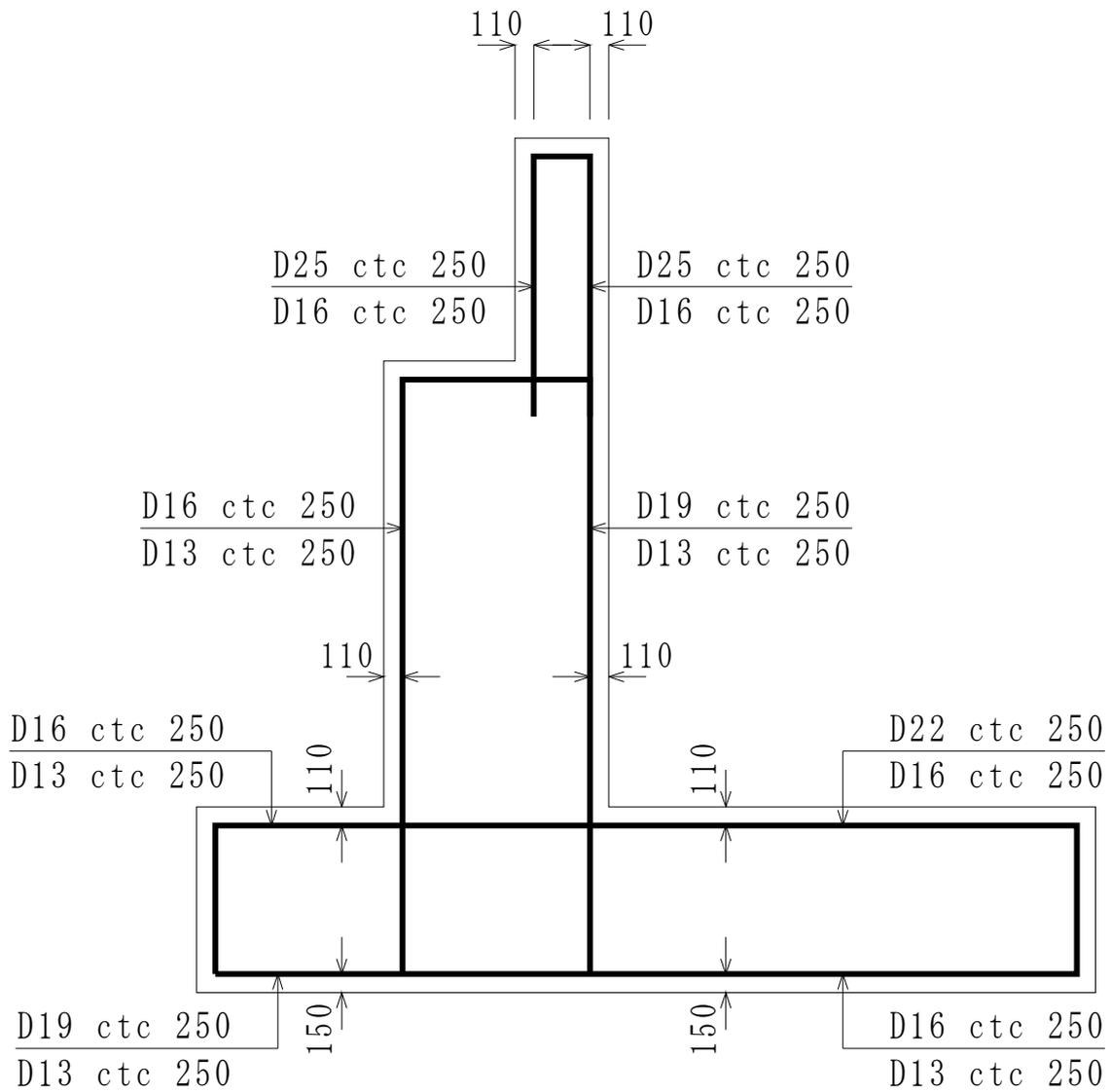
- ・許容せん断応力度

	基本値 (N/mm <sup>2</sup> )	$c_e$	$c_{pt}$	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )
常時	0.230	1.291	0.824	0.2448
地震時	0.350	1.291	0.824	0.3726

11 配筋計画

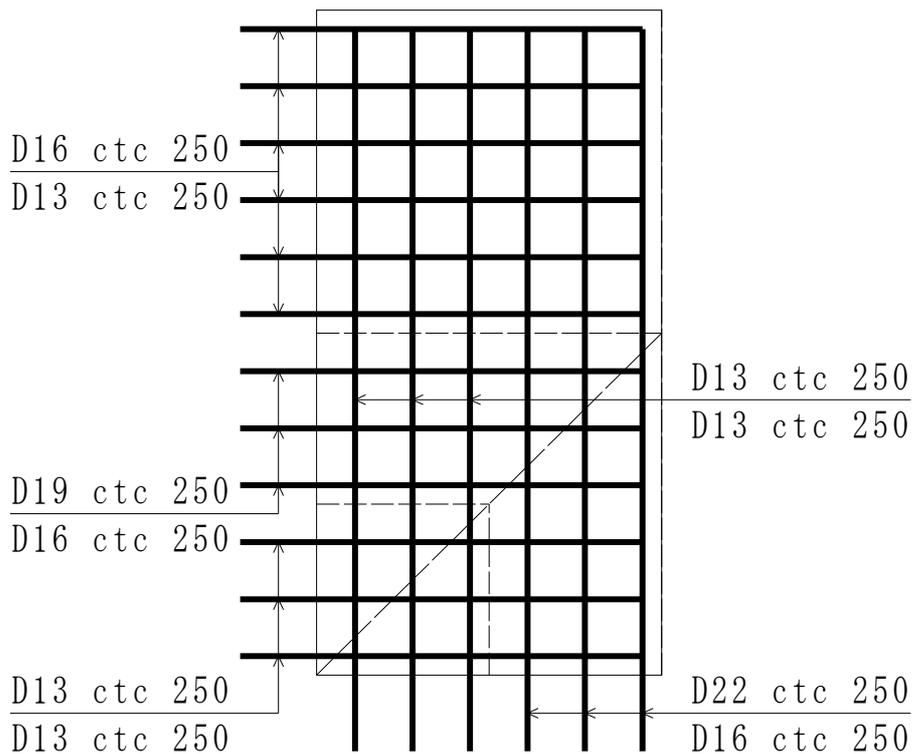
11-1 配筋計画図

11-1-1 躯体



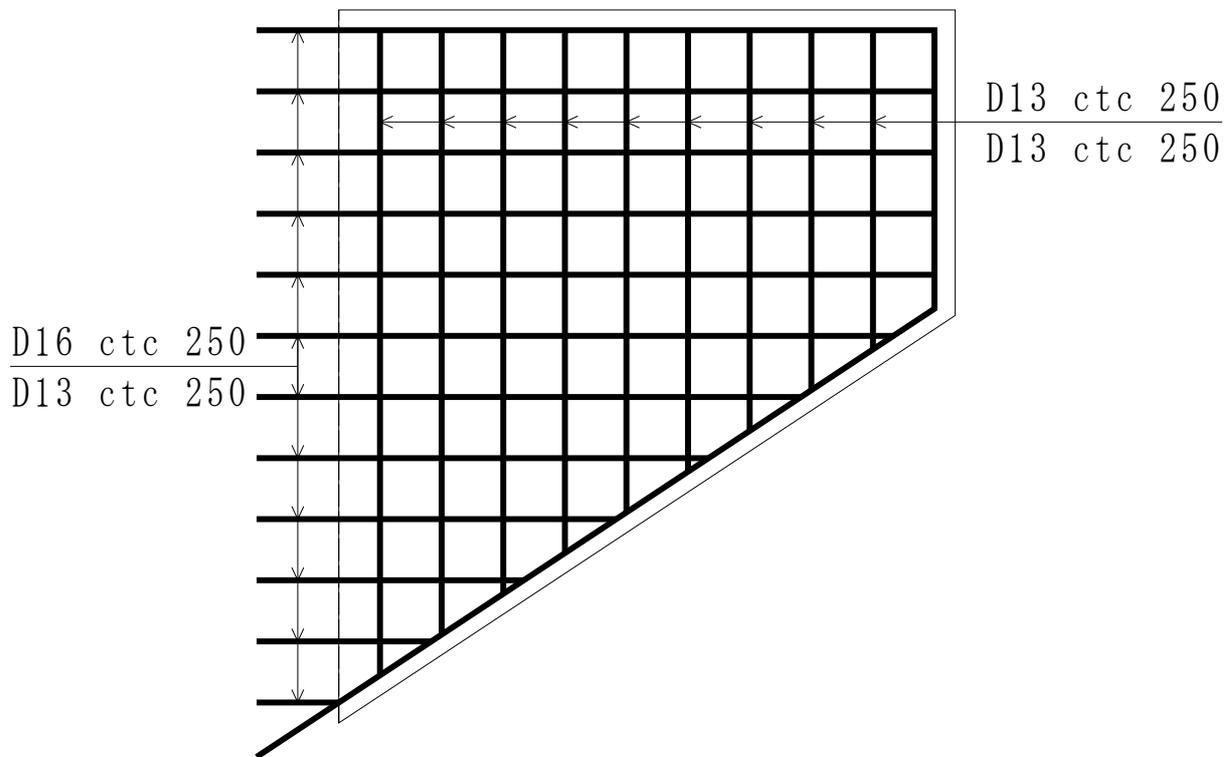
上段：主鉄筋  
下段：配力筋

11-1-2 左ウイング



上段：内側  
下段：外側

11-1-3 右ウイング



上段：内側  
下段：外側

## 11-2 パラペット

## 11-2-1 前面 (橋座位置)

## ・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D25	250.000	42.000	21281.4
合計					21281.4

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D16	250.000	8.000	1588.8
合計				1588.8

## 11-2-2 背面 (橋座位置)

## ・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D25	250.000	42.000	21281.4
合計					21281.4

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D16	250.000	8.000	1588.8
合計				1588.8

## 11-2-3 組立筋 (橋座位置)

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D13	250.000	250.000

## 11-3 堅壁

## 11-3-1 前面

## ・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D16	250.000	42.000	8341.2
合計					8341.2

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D13	250.000	16.000	2027.2
合計				2027.2

## 11-3-2 背面

## ・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D19	250.000	42.000	12033.0
合計					12033.0

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D13	250.000	16.000	2027.2
合計				2027.2

## 11-3-3 組立筋

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D13	250.000	250.000

## 11-4 前フーチング

## 11-4-1 上面

## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D16	250.000	42.000	8341.2
合計					8341.2

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D13	250.000	6.000	760.2
合計				760.2

## 11-4-2 下面

## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	150	D19	250.000	42.000	12033.0
合計					12033.0

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D13	250.000	6.000	760.2
合計				760.2

## 11-4-3 組立筋

鉄筋径	軸ピッチ (mm)	奥行ピッチ (mm)
D13	250.000	250.000

## 11-5 後フーチング

## 11-5-1 上面

## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D22	250.000	42.000	16258.2
合計					16258.2

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D16	250.000	12.000	2383.2
合計				2383.2

## 11-5-2 下面

## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	150	D16	250.000	42.000	8341.2
合計					8341.2

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D13	250.000	12.000	1520.4
合計				1520.4

## 11-5-3 組立筋

鉄筋径	軸ピッチ (mm)	奥行ピッチ (mm)
D13	250.000	250.000

## 11-6 左ウイング

## 11-6-1 内側

## ・ A部

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D16	250.000	4.000	794.4
合計					794.4

## ・ B部

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D19	250.000	4.000	1146.0
合計					1146.0

## ・ B'部

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D13	250.000	4.000	506.8
合計					506.8

## ・ C部

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D22	250.000	4.000	1548.4
合計					1548.4

## ・ C'部

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D13	250.000	4.000	506.8
合計					506.8

## 11-6-2 外側

## ・ A部

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D13	250.000	4.000	506.8
合計					506.8

## ・ B部

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D16	250.000	4.000	794.4
合計					794.4

## ・ B'部

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D13	250.000	4.000	506.8
合計					506.8

## ・ C部

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D16	250.000	4.000	794.4
合計					794.4

## ・ C'部

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D13	250.000	4.000	506.8
合計					506.8

## 11-6-3 組立筋

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D13	250.000	250.000

## 11-7 右ウイング

## 11-7-1 内側

## ・ D部主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D16	250.000	4.000	794.4
合計					794.4

## ・ D部配力筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	-----	D13	250.000	18.000	2280.6
合計					2280.6

## 11-7-2 外側

## ・ D部主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110	D13	250.000	16.000	2027.2
合計					2027.2

## ・ D部配力筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	-----	D13	250.000	18.000	2280.6
合計					2280.6

## 11-7-3 組立筋

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D13	250.000	250.000