

(仮称)〇〇市〇〇地内宅地造成工事**擁壁構造計算書****＜鉄筋・無筋コンクリート造の擁壁の構造計算＞（政令 9 条）**

- ・土圧、水圧及び自重によって擁壁が破壊、転倒、沈下しないこと、又は擁壁の基礎が滑らないことを、構造計算により確認。
- ・構造計算では、以下を確認。
 - ①土圧等によって擁壁の各部に生ずる応力度が擁壁の材料である鋼材又はコンクリートの許容応力度を超えないこと
 - ②土圧等による擁壁の転倒モーメントが擁壁の安定モーメントの 3 分の 2 以下であること。
 - ③土圧等による擁壁の基礎の滑り出す力が擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力の 3 分の 2 以下であること
 - ④土圧等によって擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容応力度を超えないこと。ただし、基礎ぐいを用いた場合においては、土圧等によって基礎ぐいに生ずる応力が基礎ぐいの許容支持力を超えないこと
- ・構造計算に必要な数値は、次に定めるところによらなければならない。
 - ①土圧等については、実況に応じて計算された数値。ただし、盛土の場合の土圧については、盛土の土質に応じ別表第 2 の単位体積重量及び土圧係数を用いて計算された数値を用いることができる
 - ②鋼材、コンクリート及び地盤の許容応力度並びに基礎ぐいの許容支持力については、建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 90 条（表 1 を除く）、第 91 条、第 93 条及び第 94 条中長期に生ずる力に対する許容応力度及び許容支持力に関する部分の例により計算された数値
 - ③擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力については、実況に応じて計算された数値。ただし、その地盤の土質に応じ別表第 3 の摩擦係数を用いて計算された数値を用いることができる

(参考) 盛防マニュアルⅧ章、解説図書 P429～

目次

1 章 設計条件	1
1.1 適用基準	1
1.2 形 式	1
1.3 形状寸法	1
1.4 地盤条件	1
1.5 使用材料	1
1.6 土 砂	2
1.7 載荷荷重	2
1.8 任意荷重	3
1.9 土 圧	3
1.10 荷重組み合わせ	4
1.11 基礎の条件	4
1.11. 1 許容せん断抵抗算出用データ	4
1.12 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	5
1.12. 1 安定計算の許容値	5
1.12. 2 部材の許容応力度	5
2 章 安定計算	6
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	6
2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 浮力による鉛直力、水平力	7
2.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重	8
2.4 土圧・水圧	9
2.5 作用力の集計	12
2.6 安定計算結果	15
2.6.1 転倒に対する安定	15
2.6.2 滑動に対する安定	16
2.6.3 支持に対する照査	16
3 章 堅壁の設計	18
3.1 堅壁基部の設計	18
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	18
3.1.2 躯体自重, 任意荷重	18
3.1.3 土圧・水圧	19
3.1.4 断面力の集計	22
3.1.5 断面計算(許容応力度法)	24

1章 設計条件

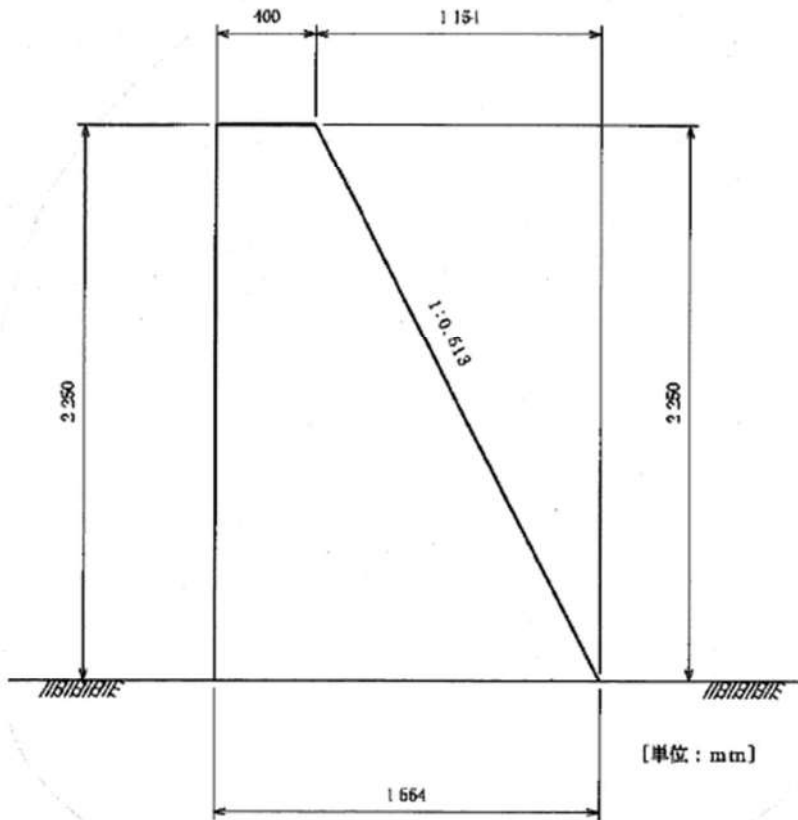
1.1 適用基準

ぎょうせい、宅地防災マニュアルの解説 第二次改訂版 平成19年12月

1.2 形式

『重力式(直接基礎)』

1.3 形状寸法



<擁壁の種類及び選定>

(政令8条1項2号)

- ・鉄筋コンクリート造
 - ・無筋コンクリート造
 - ・練積み造
 - ・特殊擁壁(大臣認定擁壁)
- (形式は擁壁の分類による)

(参考) 盛防マニュアルⅧ・2
解説図書 P420~422

<地盤条件>

- ・地震規模
盛防マニュアルⅧ・3・1
(参考) 解説図書 P423

- ・設計地震動
盛防マニュアルⅣ・3
(参考) 解説図書 P122~124

1.4 地盤条件

地震規模: 中規模, 大規模

対象地域: (2)

☞チェックポイント

耐震設計のための設計地震動の算定に必要な地域別補正係数の対象地域
(建基法政令88条1項に規定するZの数値を、国土交通省告示597号
において(1)~(4)の地方に区分)

1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁(無筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

【土 質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【内部摩擦角】 背面土砂 : 30.00(度)

<設計条件の設定>

- ・一般的留意事項
盛防マニュアルⅧ・3・2・1
(参考) 解説図書 P429~450

<単位体積重量> (政令9条3項1号)

- ・ 実況に応じて計算された数値
- ・ 盛土の場合、政令別表第2の値でも可

【単位体積重量】

軀 体	無筋コンクリート	23.000	
水	軀体浮力算出用	9.800	
	土砂浮力算出用	9.800	
土 砂		湿潤重量	飽和重量
背 面		17.000	17.000
前 面		17.000	17.000

(kN/m³)

☞チェックポイント

9-3-1: 構造計算に必要な土砂の単位体積重量の値は適切か確認

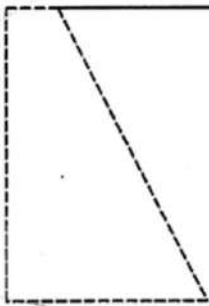
- ・ 政令別表第2 (抜粋) の場合
(土質) (単位体積重量)
砂利又は砂 1.8 t/m³
砂質土 1.7 t/m³
シルト、粘土等 1.6 t/m³

(参考) 解説図書 P431
擁壁工指針 P63~P70

【設計水平震度】 中地震時 Kh = 0.18, 大地震時 Kh = 0.22

1.6 土砂

(1) 背面土砂形状



☞チェックポイント

- ・ 標準設計水平深度 (中規模で0.20、大規模で0.25) に地域別補正係数Zを乗じる

(地域別補正係数)

- (1) Z = 1.0 (2) Z = 0.9
- (3) Z = 0.8 (4) Z = 0.7

(参考) 解説図書 P123

☞チェックポイント

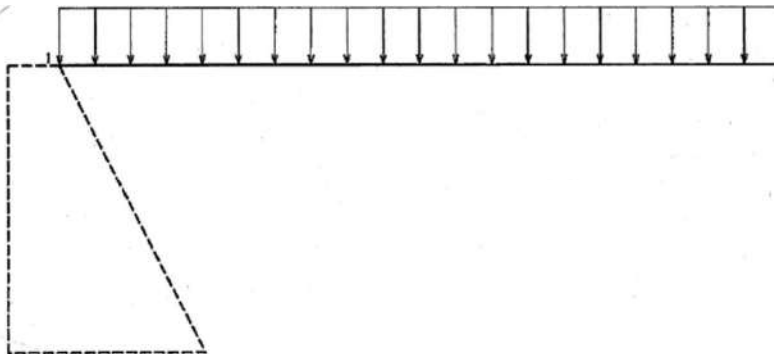
- ・ 構造計算上の背面土砂形状や積載荷重は適当か確認

(参考) 解説図書 P459

擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

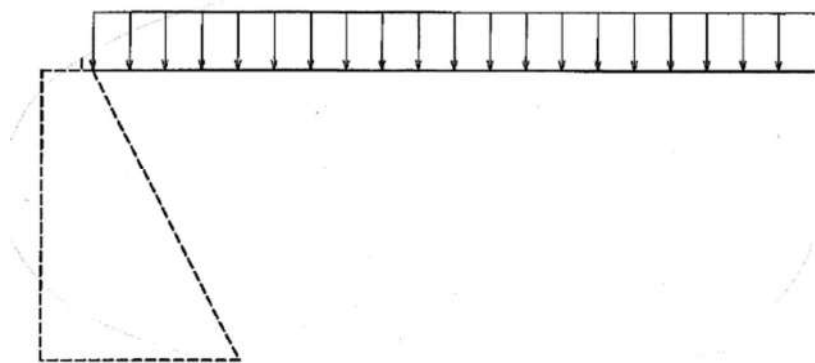
1.7 載荷荷重

[1] 常時



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	堅壁	底版
1	0.000	∞	10.000	10.000	○	○	×

[2]大規模地震, 中地震時



番号	载荷位置 (m)	载荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	堅壁	底版
1	0.000	∞	10.000	10.000	○	○	×

1.8 任意荷重

考慮しない

1.9 土圧

・土圧式 : 土圧係数(簡易入力)

・土圧係数

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.50000	0.50000
中地震時	0.50000	0.50000
大地震時	0.50000	0.50000

<土圧係数> (政令9条3項1号)

- ・実況に応じて計算された数値
- ・盛土の場合、政令別表第2の値でも可

☞チェックポイント

9-3-1: 構造計算に必要な土圧の値は適切か確認

- ・政令別表第2(抜粋)の場合
(土質) (土圧係数)
砂利又は砂 0.35
砂質土 0.40
シルト、粘土等 0.50

(参考) 解説図書 P431

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重 状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	20.000	20.000	——	——
地震時土圧	15.000	15.000	——	——

・安定計算時の土圧仮想背面は、堅壁背面(実背面: 躯体形状)

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 27.153(度)

・擁壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 27.153(度)

☞チェックポイント

- ・土圧等の作用面と壁面摩擦角は適当か確認

(参考) 解説図書 P432~435
擁壁工指針 P65, 66

・粘着力(kN/㎡)

荷重状態	すべり面用	粘着高さ用	受働土圧用
常時	0.000	0.000	——
地震時	0.000	0.000	——

1.10 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時＋載荷重
2	大規模地震	載荷重＋地震時土圧＋慣性力
3	中地震時	中地震時

No	荷重名称	地震時の扱い				
		地震規模	慣性力方向		土砂慣性力	
			水平	鉛直	前面	背面
2	大規模地震	大規模	←方向	——	——	考慮
3	中地震時	中規模	←方向	——	——	考慮

	荷重名称	1	2	3
土砂	土砂1	○		
	土砂2		○	○
載荷荷重	載荷荷重1	○	○	○
主働土圧	考慮しない			
	常時土圧	○		
	地震時土圧		○	○

☞チェックポイント

・荷重の組み合わせが適当か確認

(参考) 盛防マニュアルⅧ 3・2・2
擁壁工指針 P51

照査項目		1	2	3
許容応力度法		安定・断面	安定・断面	安定・断面
限界状態設計法	照査性能	——	——	——
	剛体安定	——	——	——
	断面破壊	——	——	——

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

<基礎地盤に対する最大摩擦抵抗力>
(政令9条3項3号)・実況に応じて計算された数値
・政令別表第3の摩擦係数を用いて計算された数値でも可

(参考) 盛防マニュアルⅧ 3・2・3

1.11 基礎の条件

1.11.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	全幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/㎡)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 μ	0.400

☞チェックポイント

9-3-3: 構造計算に必要な擁壁の基礎の地盤
に対する抵抗の値は適切か確認

・政令別表第3(抜粋)の場合

(土質)	(摩擦係数)
岩、岩屑、砂利又は砂	0.5
砂質土	0.4
シルト、粘土等	0.3

(参考) 解説図書 P431

1.12 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.12.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容偏心量 e_s/B (m)	転倒安全率	滑動安全率	許容 支持力度 (kN/m ²)
常時	1/6	1.500	1.500	200.000
大規模地震	1/2	1.000	1.000	300.000

☞チェックポイント

9-2-2：擁壁の転倒モーメントが安定モーメントの3分の2以下か
9-2-3：擁壁の基礎の滑り出す力が抵抗力の3分の2以下か
・安定計算の許容値の設定が適切か確認

(参考) 解説図書 P441

1.12.2 部材の許容応力度

(1) 無筋コンクリート部材

- 1) 縦壁
- 2) (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリート の圧縮応力度 σ_{ca}	コンクリート の引張応力度 σ_{ta}	せん断 応力度 τ_{n1}
常時	6.000	0.600	0.600
大規模地震	18.000	1.800	1.800
中地震時	12.000	1.200	1.200

☞チェックポイント

9-3-2：構造計算に必要な地盤の許容応力度等の値は建築基準法施行令第93条の長期の値を用いているか確認

- ・建築基準法施行令第93条の表（抜粋）
（地盤）（長期の許容応力度）
岩盤 1,000 kN/m²
密実な礫層 300 kN/m²
密実な砂質地盤 200 kN/m²
砂質地盤 50 kN/m² など

(参考) 解説図書 P436

☞チェックポイント

9-3-2：構造計算に必要なコンクリートの許容応力度の値は建築基準法施行令第91条の長期の値を用いているか確認

- ・建築基準法施行令第91条の表（抜粋）
（長期の許容応力度）
圧縮：F/3
引張り：F/30
せん断：F/30 など
※Fは設計基準強度

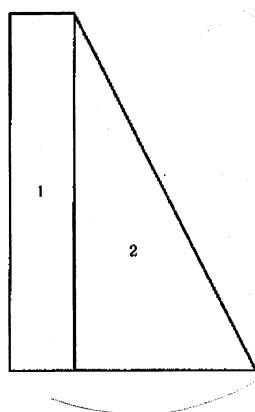
(参考) 解説図書 P435, 436
擁壁工指針 P72

2 章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

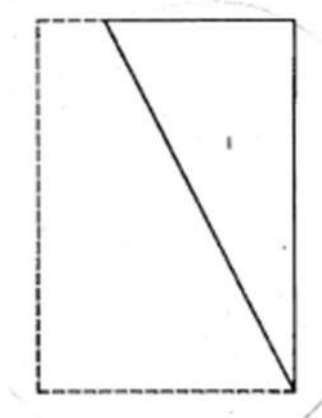
区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi(m³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.400×2.250×1.000	0.900	0.200	1.125	0.180	1.012	
2	1/2×1.154×2.250×1.000	1.298	0.785	0.750	1.019	0.974	
Σ		2.198	———	———	1.199	1.986	

$$\text{重心位置} \quad XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.199 / 2.198 = 0.545(\text{m})$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 1.986 / 2.198 = 0.904(\text{m})$$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi(m³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2×1.154×2.250×1.000	1.298	1.169	1.500	1.518	1.947	
Σ		1.298	———	———	1.518	1.947	

$$\text{重心位置} \quad XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.518 / 1.298 = 1.169(\text{m})$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 1.947 / 1.298 = 1.500(\text{m})$$

<安定計算> (政令9条1項2～4号)

構造計算により以下を確認

- ・土圧等によって擁壁が転倒しないこと
- ・土圧等によって擁壁の基礎が滑らないこと
- ・土圧等によって擁壁が沈下しないこと

※ 土圧、水圧及び自重によって擁壁が破壊されないことは「3章 堅壁の設計」において確認(本例の場合)

2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，浮力による鉛直力、水平力

(1) 自重による作用力

[1] 常時

位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 2.198 = 50.560$	0.545
土砂(背面)	$17.000 \times 1.298 = 22.070$	1.169
合 計	72.630	0.735

[2] 大規模地震

位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 2.198 = 50.560$	0.545
土砂(背面)	$17.000 \times 1.298 = 22.070$	1.169
合 計	72.630	0.735

位 置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(無筋)	$50.560 \times 0.22 = 11.123$	0.904
土砂(背面)	$22.070 \times 0.22 = 4.855$	1.500
合 計	15.979	1.085

[3] 中地震時

位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 2.198 = 50.560$	0.545
土砂(背面)	$17.000 \times 1.298 = 22.070$	1.169
合 計	72.630	0.735

位 置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(無筋)	$50.560 \times 0.18 = 9.101$	0.904
土砂(背面)	$22.070 \times 0.18 = 3.973$	1.500
合 計	13.073	1.085

2.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q_1 + q_2) \cdot L$$

水平力

$$H = N \cdot k_h$$

ここに、

q : 載荷荷重強度

L : 載荷荷重長さ

k_h : 設計水平震度 , k_h = 0.180 (中規模), 0.220 (大規模)

X : つま先位置から合力作用点までの距離

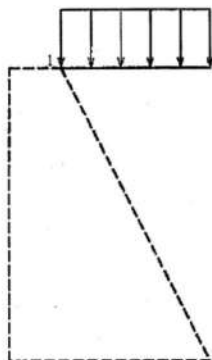
Y : 底版底面から合力作用点までの距離

[1] 常時



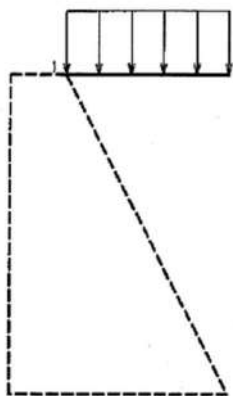
番号	q ₁ (kN/m ²)	q ₂ (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	水平力 H (kN)	作用位置 X (m)	作用位置 Y (m)
1	10.000	10.000	1.154	11.540	——	0.977	——

[2] 大規模地震



番号	q ₁ (kN/m ²)	q ₂ (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	水平力 H (kN)	作用位置 X (m)	作用位置 Y (m)
1	10.000	10.000	1.154	11.540	2.539	0.977	2.250

[3]中地震時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	水平力 H (kN)	作用位置 X (m)	作用位置 Y (m)
1	10.000	10.000	1.154	11.540	2.077	0.977	2.250

2.4 土圧・水圧

[1]常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置(つま先からの距離)

$$x_p = 1.554\text{m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 2.250\text{m}$$

水位面より上の高さ

$$H_1 = 2.250\text{m}$$

水位面より下の高さ

$$H_2 = 0.000\text{m}$$

土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000\text{kN/m}^3$$

土砂のせん断抵抗角

$$\phi = 30.000^\circ$$

地表面が水平面となす角度

$$\beta = 0.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 2/3 \phi = 20.000^\circ$$

土圧作用面上端土圧(載荷荷重から5kN/m²を控除)

$$p_1 = K \cdot q = 0.5000 \times 5.000 = 2.500 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.5000 \times 17.000 \times 2.250 + 2.500 \\ &= 21.625 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 21.625 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 21.625) \times 2.250 = 27.141 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (21.625 + 21.625) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 27.141 + 0.000 = 27.141 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 27.141 \times \cos(27.153^\circ + 20.000^\circ) = 18.457 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 27.141 \times \sin(27.153^\circ + 20.000^\circ) = 19.899 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 27.141 \times \left(\frac{2 \times 2.500 + 21.625}{2.500 + 21.625} \times \frac{2.250}{3} + 0.000 \right) \\ &= 22.465 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

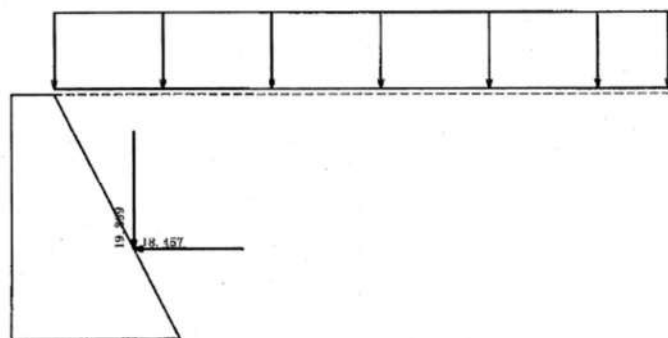
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 21.625 + 21.625}{21.625 + 21.625} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{22.465 + 0.000}{27.141 + 0.000} = 0.828 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 1.554 - 0.828 \times \tan 27.153^\circ = 1.129 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.828 = 0.828 \text{ m}$$

・土圧図



[2]大規模地震、中地震時

土圧は土圧係数により求める。

$$\text{仮想背面の位置(つま先からの距離)} \quad x_p = 1.554 \text{ m}$$

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

$$\text{仮想背面の高さ} \quad H = 2.250 \text{ m}$$

$$\text{水位面より上の高さ} \quad H_1 = 2.250 \text{ m}$$

$$\text{水位面より下の高さ} \quad H_2 = 0.000 \text{ m}$$

土砂の単位体積重量	γ_s	=	17.000kN/m ³
土砂のせん断抵抗角	ϕ	=	30.000°
地表面が水平面となす角度	β	=	0.000°
壁面摩擦角	$\delta = 1/2 \phi$	=	15.000°

土圧作用面の上端土圧(載荷荷重から 5kN/m²を排除)

$$p_1 = K \cdot q = 0.5000 \times 5.000 = 2.500 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.5000 \times 17.000 \times 2.250 + 2.500 \\ &= 21.625 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 21.625 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 21.625) \times 2.250 = 27.141 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (21.625 + 21.625) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 27.141 + 0.000 = 27.141 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 27.141 \times \cos(27.153^\circ + 15.000^\circ) = 20.121 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 27.141 \times \sin(27.153^\circ + 15.000^\circ) = 18.214 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 27.141 \times \left(\frac{2 \times 2.500 + 21.625}{2.500 + 21.625} \times \frac{2.250}{3} + 0.000 \right) \\ &= 22.465 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

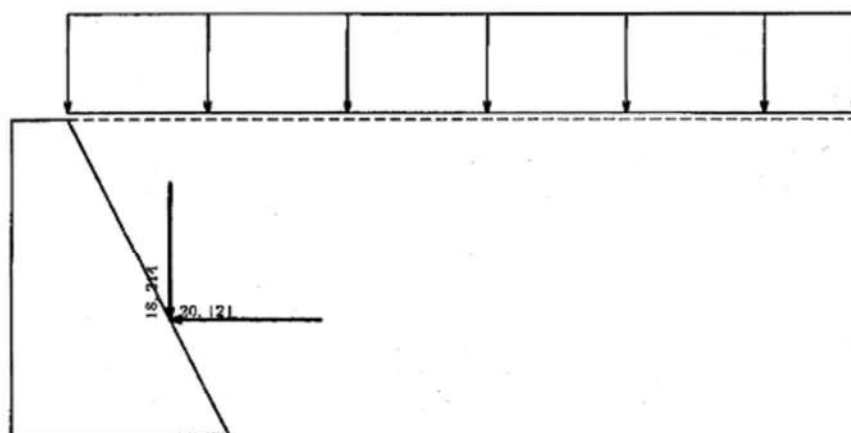
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 21.625 + 21.625}{21.625 + 21.625} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{22.465 + 0.000}{27.141 + 0.000} = 0.828 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 1.554 - 0.828 \times \tan 27.153^\circ = 1.129\text{m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.828 = 0.828\text{m}$$

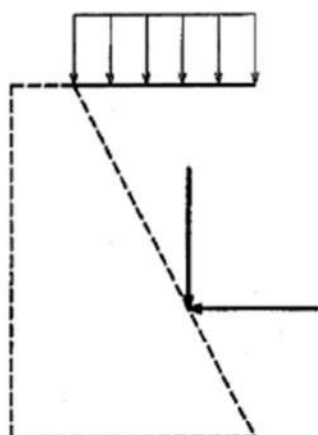
・土圧図



2.5 作用力の集計

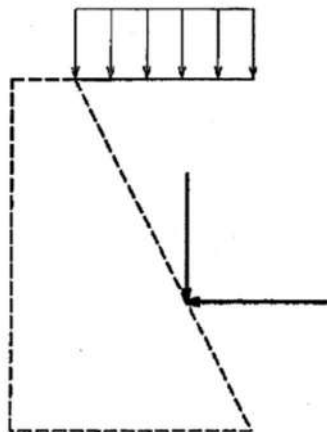
(1) 躯体全面での作用力の集計

[1] 常時



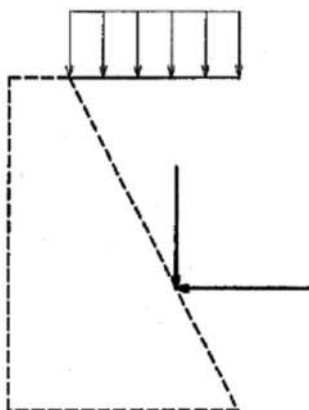
項 目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN.m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi}=N_i \cdot X_i$	$M_{yi}=H_i \cdot Y_i$
自 重	72.630	0.000	0.735	0.000	53.377	0.000
載荷、雪	11.540	0.000	0.977	0.000	11.275	0.000
土 圧	19.899	18.457	1.129	0.828	22.475	15.277
合 計	104.069	18.457	——	——	87.127	15.277

[2]大規模地震



項 目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN.m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi}=N_i \cdot X_i$	$M_{yi}=H_i \cdot Y_i$
自 重	72.630	15.979	0.735	1.085	53.377	17.333
載荷、雪	11.540	2.539	0.977	2.250	11.275	5.712
土 圧	18.214	20.121	1.129	0.828	20.573	16.654
合 計	102.384	38.638	—	—	85.225	39.700

[3]中地震時



項 目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN.m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi}=N_i \cdot X_i$	$M_{yi}=H_i \cdot Y_i$
自 重	72.630	13.073	0.735	1.085	53.377	14.182
載荷、雪	11.540	2.077	0.977	2.250	11.275	4.674
土 圧	18.214	20.121	1.129	0.828	20.573	16.654
合 計	102.384	35.271	—	—	85.225	35.509

荷重状態(水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時	104.069	18.457	71.851
大規模地震	102.384	38.638	45.525
中地震時	102.384	35.271	49.716

(2) 躯体中心での作用力の集計

鉛直力 : $N_c = N_o$ (kN)水平力 : $H_c = H_o$ (kN)回転モーメント : $M_c = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o$ (kN.m)

ここに、

躯体土圧方向幅 : $B_j = 1.554$ (m)

■ 単位幅当り

荷重状態(水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	104.069	18.457	9.011
大規模地震	102.384	38.638	34.027
中地震時	102.384	35.271	29.837

■ 全幅(1.000m) 当り

荷重状態(水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	104.069	18.457	9.011
大規模地震	102.384	38.638	34.027
中地震時	102.384	35.271	29.837

2.6 安定計算結果

2.6.1 転倒に対する安定

(1) 合力作用点及び偏心量の算出

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V}$$

ここに、

d : つま先から合力の作用点までの距離(m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント(kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント(kN・m)

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離(m)

B : 底版幅(m), B = 1.554

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a : 許容偏心距離(m)

n : 許容偏心量の底版幅に対する比

荷重状態(水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)		e_a (m)	判 定
常時	87.127	15.277	104.069	0.690	0.087	$\leq$	0.259	○
大規模地震	85.225	39.700	102.384	0.445	0.332	$\leq$	0.777	○

(2) 安全率の算出

$$F = \frac{|Mr|}{|Mo|} = \left| \frac{\Sigma V \cdot x_O - \Sigma H \cdot y_O}{P_{All} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A} \right|$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_O : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_O : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{All} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

荷重状態(水 位)	$\Sigma V \cdot x_O$ (kN.m)	$\Sigma H \cdot y_O$ (kN.m)	$P_{All} \cdot y_A$ (kN.m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN.m)
常時	64.652	0.000	15.277	22.475
大規模地震	64.652	23.046	16.654	20.573

荷重状態(水 位)	M_r (kN.m)	M_o (kN.m)	安全率		判定
			$F = M_r/M_o$	許容値	
常時	64.652	-7.199	8.981	≥ 1.500	○
大規模地震	41.606	-3.919	10.617	≥ 1.000	○

2.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_B \cdot B}{R_H}$$

ここに、

 R_v : 底版下面における全鉛直荷重(kN) R_H : 底版下面における全水平荷重(kN) μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, $\mu = 0.400$ C_B : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²) $C_B = 0.000$ B : 底版幅 (m), $B = 1.554$

☞チェックポイント

9-2-2: 擁壁の転倒モーメントが安定モーメントの3分の2以下か確認

・安全率が許容値以上となっているか

(参考) 解説図書 P443~444

☞チェックポイント

9-2-3: 擁壁の基礎の滑り出す力が抵抗力の3分の2以下か確認

・安全率が許容値以上となっているか

(参考) 解説図書 P444~445

荷重状態(水 位)	鉛直荷重 R_v (kN)	水平荷重 R_H (kN)	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}	判定
常時	104.069	18.457	2.255	≥ 1.500	○
大規模地震	102.384	38.638	1.060	≥ 1.000	○

2.6.3 支持に対する照査

1) 合力作用点が底版中央の底版幅 1/3 (ミドルサード) の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

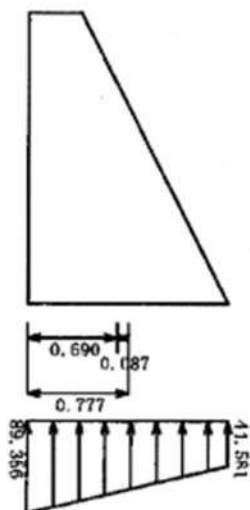
2) 合力作用点が底版中央の底版幅 2/3 の中にある場合

$$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3 \cdot (B/2 - e)}$$

ここに、

 ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN) B : 底版幅(m), $B = 1.554$ e : 偏心量(m)

[1] 常時



地盤反力の 作用幅(m)	地盤反力 の形状	地盤反力度(kN/m ²)			判 定
		qmin	qmax	許容値	
1.554	台形	44.581	89.356	≤ 200.000	○

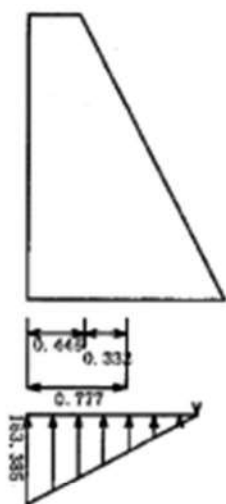
☞チェックポイント

9-2-4：擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容応力度を超えないか確認

- ・地盤反力度が安定計算の許容値（許容支持力度）を下回っているか確認

（参考）解説図書 P446～447

[2] 大規模地震



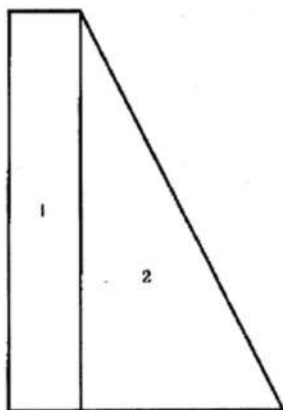
地盤反力の 作用幅(m)	地盤反力 の形状	地盤反力度(kN/m ²)			判 定
		qmin	qmax	許容値	
1.335	三角形	0.000	153.385	≤ 300.000	○

3 章 堅壁の設計

3.1 堅壁基部の設計

3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



<安定計算> (政令9条1項1号)

構造計算により以下を確認

- ・土圧、水圧及び自重によって擁壁が破壊されないこと

※ 安定計算 : 擁壁が動かないかを検討

堅壁の設計 : 擁壁が破壊されないかを検討
(本例の場合)

(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i(\text{m}^3)$	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.400 \times 2.250 \times 1.000$	0.900	0.200	1.125	0.180	1.012	
2	$1/2 \times 1.154 \times 2.250 \times 1.000$	1.298	0.785	0.750	1.019	0.974	
Σ		2.198	———	———	1.199	1.986	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.199 / 2.198 = 0.545 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 1.986 / 2.198 = 0.904 \text{ (m)}$$

3.1.2 躯体自重, 任意荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 2.198 = 50.561$	0.232

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.777 - 0.545$$

$$= 0.232 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

[2] 大規模地震

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 2.198 = 50.561$	0.232

位 置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(無筋)	$50.561 \times 0.220 = 11.123$	0.904

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.777 - 0.545 \\ = 0.232 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

[3]中地震時

位 置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 2.198 = 50.561$	0.232

位 置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(無筋)	$50.561 \times 0.180 = 9.101$	0.904

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.777 - 0.545 \\ = 0.232 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

3.1.3 土圧・水圧

[1]常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置(断面中心からの距離)	$x_p =$	0.777 m
	$y_p =$	0.000 m
仮想背面の高さ	$H =$	2.250 m
水位面より上の高さ	$H_1 =$	2.250 m
水位面より下の高さ	$H_2 =$	0.000 m
土砂の単位体積重量	$\gamma_s =$	17.000 kN/m ³
土砂のせん断抵抗角	$\phi =$	30.000 °
地表面が水平面となす角度	$\beta =$	0.000 °
壁面摩擦角	$\delta =$	20.000 °

土圧作用面の上端土圧(載荷荷重から 5 kN/m²を控除)

$$p_1 = K \cdot q = 0.5000 \times 5.000 = 2.500 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ = 0.5000 \times 17.000 \times 2.250 + 2.500 \\ = 21.625 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 21.625 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 21.625) \times 2.250 = 27.141 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (21.625 + 21.625) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 27.141 + 0.000 = 27.141 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 27.141 \times \cos(27.153^\circ + 20.000^\circ) = 18.457 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 27.141 \times \sin(27.153^\circ + 20.000^\circ) = 19.899 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 27.141 \times \left(\frac{2 \times 2.500 + 21.625}{2.500 + 21.625} \times \frac{2.250}{3} + 0.000 \right) \\ &= 22.465 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

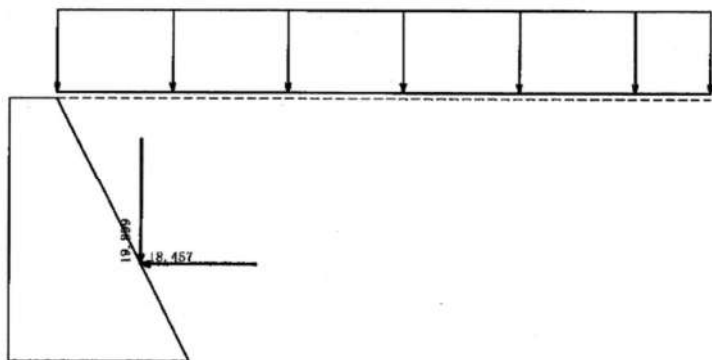
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 21.625 + 21.625}{21.625 + 21.625} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{22.465 + 0.000}{27.141 + 0.000} = 0.828 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.828 \times \tan 27.153^\circ - 0.777 = -0.352 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.828 = 0.828 \text{ m}$$

・土圧図



[2]大規模地震、中地震時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置(断面中心からの距離)

$$x_p = 0.777\text{m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 2.250\text{m}$$

水位面より上の高さ

$$H_1 = 2.250\text{m}$$

水位面より下の高さ

$$H_2 = 0.000\text{m}$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000\text{kN/m}^3$$

背面土砂のせん断抗角

$$\phi = 30.000^\circ$$

地表面が水面となす角度

$$\beta = 0.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 15.000^\circ$$

土圧作用面上端土圧(載荷荷重から 5kN/m^2 を排除)

$$p_1 = K \cdot q = 0.5000 \times 5.000 = 2.500 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.5000 \times 17.000 \times 2.250 + 2.500 \\ &= 21.625 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 21.625 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 21.625) \times 2.250 = 27.141 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (21.625 + 21.625) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 27.141 + 0.000 = 27.141 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 27.141 \times \cos(27.153^\circ + 15.000^\circ) = 20.121 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 27.141 \times \sin(27.153^\circ + 15.000^\circ) = 18.214 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 27.141 \times \left(\frac{2 \times 2.500 + 21.625}{2.500 + 21.625} \times \frac{2.250}{3} + 0.000 \right) \\ &= 22.465 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

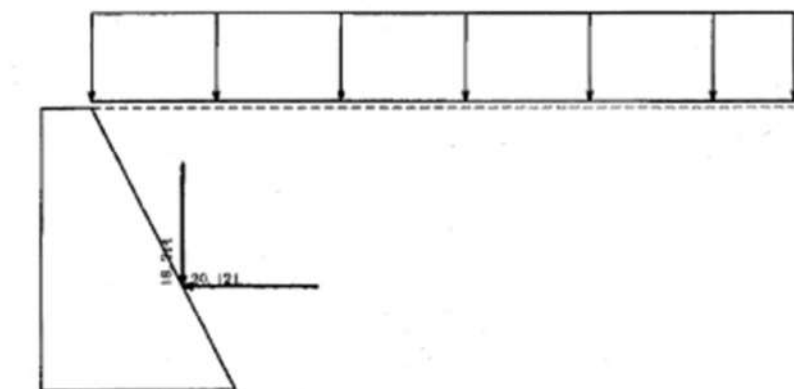
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 21.625 + 21.625}{21.625 + 21.625} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{22.465 + 0.000}{27.141 + 0.000} = 0.828 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.828 \times \tan 27.153^\circ - 0.777 = -0.352 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.828 = 0.828 \text{ m}$$

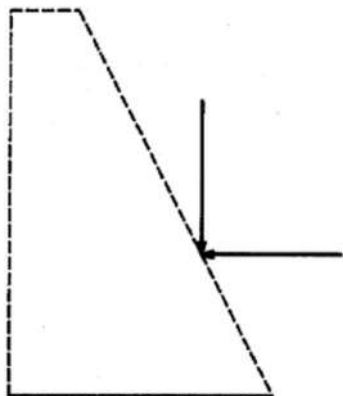
・土圧図



3.1.4 断面力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)

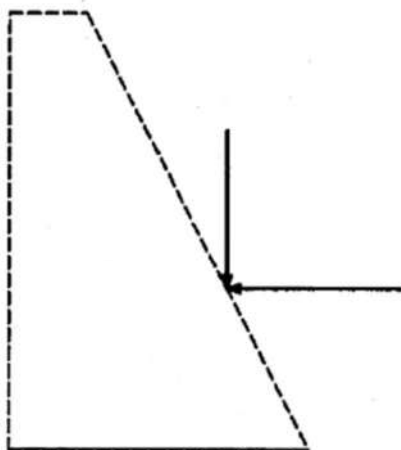


項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M=M_{xi}+M_{yi}$ (kN.m)
自 重	50.561	0.000	0.232	0.000	11.715
土 圧	19.899	18.457	-0.352	0.828	15.277
合 計	50.561	18.457	—	—	26.992

※ X_i は設計断面中心からの距離(前面側に向かって+)、 Y_i は設計断面からの高さ

[2]大規模地震

(土圧の鉛直成分は集計されません)

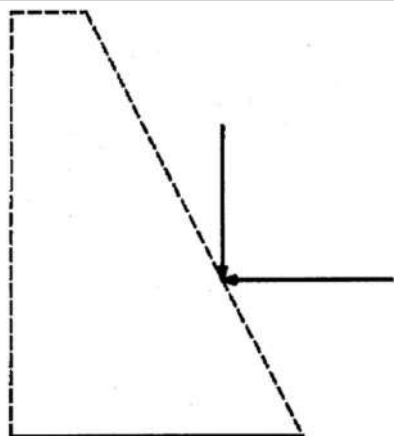


項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M=M_{xi}+M_{yi}$ (kN.m)
自 重	50.561	11.123	0.232	0.904	21.765
土 圧	18.214	20.121	-0.352	0.828	16.654
合 計	50.561	31.244	—	—	38.419

※ X_i は設計断面中心からの距離(前面側に向かって+)、 Y_i は設計断面からの高さ

[3]中地震時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



項 目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M=M _{xi} +M _{yi} (kN.m)
自 重	50.561	9.101	0.232	0.904	19.938
土 圧	18.214	20.121	-0.352	0.828	16.654
合 計	50.561	29.222	——	——	36.592

※X_i は設計断面中心からの距離(前面側に向かって+)、Y_i は設計断面からの高さ

3.1.5 断面計算(許容応力度法)

(1) 曲げ応力度の照査

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

ここに、

σ_c : コンクリート断面の縁応力度(N/mm²)

N : 軸方向力(N)

A : コンクリートの全断面積(mm²), A = 1553999.902

M : 曲げモーメント(N・mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数(mm³), W = 402486.0 × 10³

☞チェックポイント

9-2-1: 土圧・水圧・自重によって擁壁が破壊されないよう、
擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料であるコン
クリートの許容応力度を超えないか確認

荷重状態(水 位)	M (kN.m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判 定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	26.992	0.000	0.067	≤ 6.000	0.067	≤ 0.600	○
大規模地震	38.419	0.000	0.095	≤ 18.000	0.095	≤ 1.800	○
中地震時	36.592	0.000	0.091	≤ 12.000	0.091	≤ 1.200	○

引張応力度が「——」の場合は、全断面圧縮状態による。

(2) セン断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{al}$$

ここに、

τ_m : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度(N/mm²)

S_h : 作用せん断力(N)

d : 部材の有効高(mm), d = 1554.000

b : 部材断面高(mm)

τ_{al} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態(水 位)	せん断力 s_h (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)	判 定
		計算値 τ 許容値 τ_{a1}	
常時	18.457	0.012 ≤ 0.600	○
大規模地震	31.244	0.020 ≤ 1.800	○
中地震時	29.222	0.019 ≤ 1.200	○

☞チェックポイント

9-2-1: 土圧・水圧・自重によって擁壁が破壊
されないよう、擁壁の各部に生ずる
応力度が、擁壁の材料であるコンクリート
の許容応力度を超えないか確認