

建築構造設計指針 2019 参考資料

擁壁の構造計算書

2020 年 4 月

一社) 東京都建築士事務所協会

構造技術専門委員会

目 次

§ 1	はじめに	P.3
§ 2	擁壁の設計方針	P.4
2-1	準拠する法令および基準	P.4
2-2	土圧作用面（仮想背面）の仮定	P.4
2-3	擁壁に求められる安全性	P.6
2-4	本計算書における設定	P.7
§ 3	安定計算	P.9
3-1	擁壁形状の設定	P.9
3-2	自重の計算	P.9
3-3	地表面載荷荷重の計算	P.11
3-4	土圧の計算（安定計算用）	P.12
3-5	転倒に対する安定性の検討	P.13
3-6	滑動に対する安全性の検討	P.14
3-7	支持力に対する安全性の検討	P.15
§ 4	断面算定	P.16
4-1	堅壁の設計	P.16
4-2	底版の設計	P.19

§ 1 はじめに

建築構造設計指針 2019 では、第 9 章 擁壁において背面土の内部摩擦角、擁壁高さ、擁壁形状をパラメータとして、表 1-1 に示すように設計例として配筋例を 12 ケース、計算例を 15 ケース掲載している。この設計例では、擁壁に作用する曲げ応力とこれに対する検定比、地反力、および安定計算における安全率を明示しているものの、詳細な計算過程は示していない。

建築構造設計指針 2019 の編集作業にあたり、代表的な擁壁について構造計算例を作成してほしいとの要望があったこと、および日本建築学会の RC 計算規準や基礎設計指針などに擁壁の計算例がないことなどを踏まえ、本資料を作成することとした。構造計算例の対象とする擁壁は表 1-1 中に を付している、背面土の内部摩擦角 $\phi = 25^\circ$ 、擁壁の地上高 3.0m の反 T 型擁壁とする。

なお、建築構造設計指針 2019 の擁壁の設計例は、電算プログラム（擁壁の設計 Ver.15：(株)フォーラムエイト）を用いているが、本資料は手計算スタイルの構造計算書としてまとめることとした。

表 1-1 擁壁の設計例の諸元

分類			背面土の内部摩擦角： $\phi = 20^\circ$	背面土の内部摩擦角： $\phi = 25^\circ$
主働土圧係数			クーロンの公式により求められた実数値を各配筋例に記載	
仮定する背面土の土質			第三種地盤 (軟質シルト、軟質粘土層他)	第二種地盤 (関東ローム、真砂土、 硬質粘土層他)
仮定する支持地盤の土質			関東ローム、砂質土等	
基礎底版面の摩擦係数： μ			0.5	
配筋例 (12 ケース)	地上高 (h1)	反 T 型	1.0m、2.0m	2.0m、 <input type="checkbox"/> 3.0m
		L 型	1.0m、2.0m	2.0m、3.0m
		逆 L 型	1.0m、2.0m	2.0m、3.0m
計算例 (15 ケース)	地上高 (h1)	反 T 型	1.0m、2.0m	<input type="checkbox"/> 3.0m、4.0m、5.0m
		L 型	1.0m、2.0m	2.0m、3.0m、4.0m
		逆 L 型	1.0m、2.0m	1.0m、2.0m、3.0m

§ 2 擁壁の設計方針

2-1 準拠する法令および基準

擁壁の設計は、以下に示す法令および基準に基づき行う。

- ① 宅地造成等規制法（昭和 36 年、最終改正：平成 26 年）および宅地造成等規制法施行令（昭和 37 年、最終改正：平成 27 年）
- ② 東京都建築安全条例（昭和 25 年、最終改正：平成 30 年）
- ③ 道路土工擁壁工指針（平成 24 年、（公社）日本道路協会）
- ④ 道路橋示方書・同解説 下部構造編（平成 24 年、（公社）日本道路協会）
- ⑤ 建築基礎構造設計指針（2019 年、（一社）日本建築学会）
- ⑥ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2018 年、（一社）日本建築学会）

2-2 土圧作用面（仮想背面）の仮定

擁壁への土圧作用面（仮想背面）の考え方は、「道路土工擁壁工指針」に基づき以下による。

図 2-1 (c) に示す逆 L 型擁壁は重力式擁壁と考え、土圧作用面は図 2-2 に示すように擁壁背面とし、主働土圧算定式における常時壁面摩擦角 (δ) は表 2-1 の上段に示す $2\phi/3$ (ϕ : 背面土の内部摩擦角) とする。

図 2-1 (a) に示す反 T 型擁壁および図 2-1 (b) に示す L 型擁壁は、片持ばり式擁壁と考え、擁壁の安定計算における土圧作用面は図 2-3 (a) に示すかかと版先端の垂線とし、堅壁の部材設計時における土圧作用面は擁壁背面とし、主働土圧算定式における常時壁面摩擦角 (δ) は検討項目に応じて、表 2-1 の下段に示す β' (仮想のり面傾斜角)、 $2\phi/3$ とする。

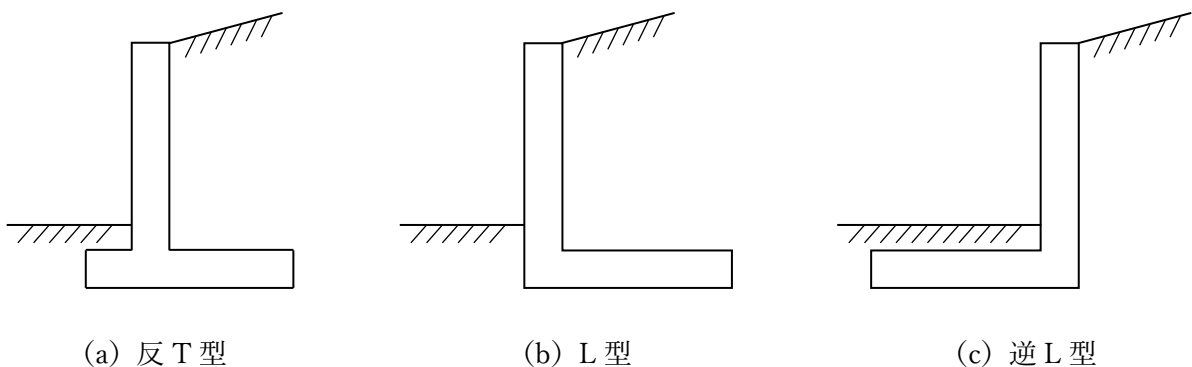


図 2-1 擁壁の形状

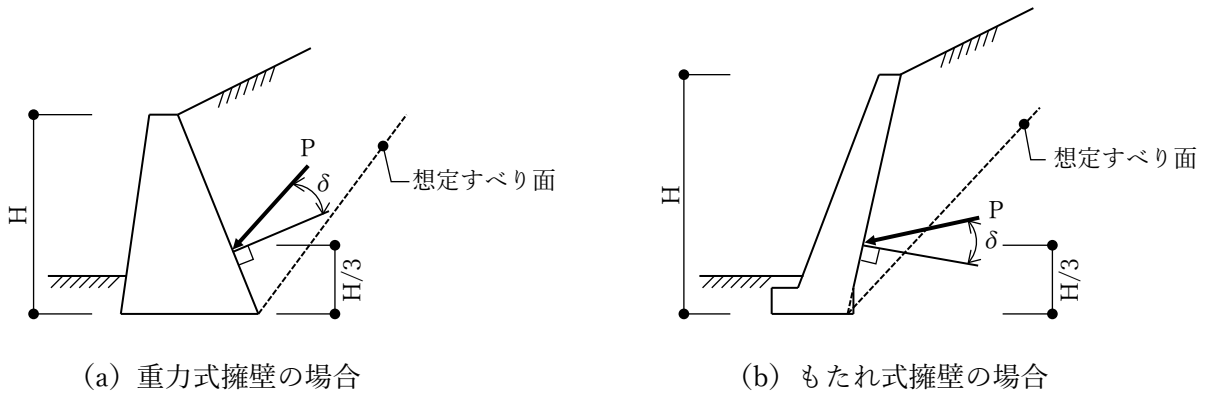


図 2-2 重力式擁壁等の土圧作用面

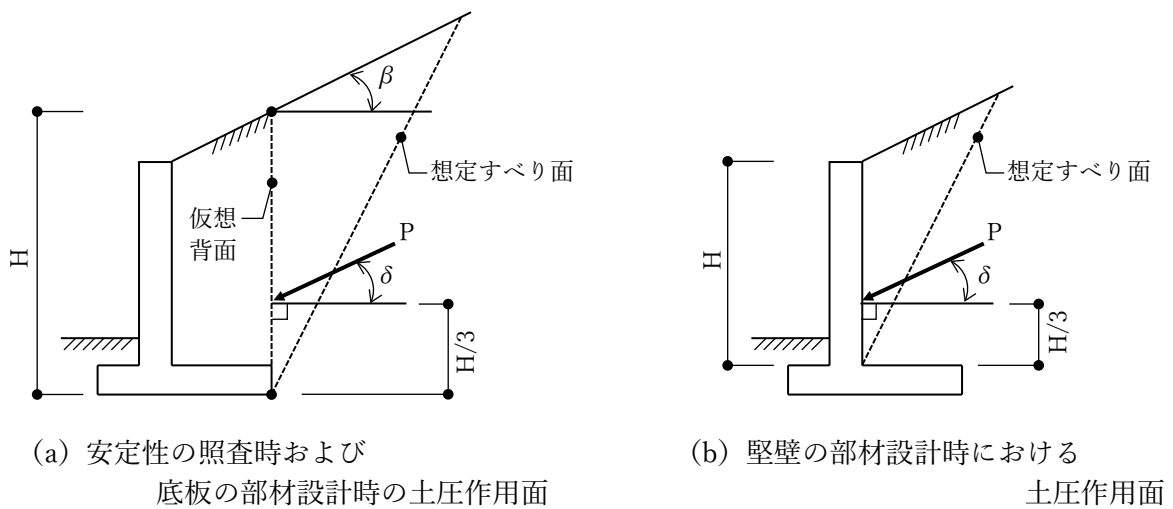


図 2-3 片持ばり式擁壁等の土圧作用面

表 2-1 主働土圧の算定に用いる壁面摩擦角 (δ)

擁壁の種類	検討項目	土圧作用面の状態	壁面摩擦角	
			常時 (δ)	地震時 (δ_E)
重力式擁壁等	擁壁自体の安定性	土とコンクリート	$2\phi/3$	$\phi/2$
	部材の安全性			
片持ばり式擁壁等	擁壁自体の安定性	土と土	β' (注)	式 (解 5-8) による
	部材の安全性	土とコンクリート	$2\phi/3$	$\phi/2$

注) 土圧作用面の状態が土と土の場合は、壁面摩擦角に代って仮想のり面傾斜角 β' (土圧作用方向) を用いるものとする。ただし、 $\beta' > \phi$ のときは $\delta = \phi$ とする。

表 2-1 中の仮想のり面傾斜角 β' は次のとおりとする。

図 2-3 (a) に示すように想定すべり面の範囲内において、のり面が一様な場合の β' はのり面傾斜角 β とする。仮想背面と想定すべり面の間でのり面が変化する場合は図 2-4 (a) に示す値とする。仮想

背面の内側でのり面が変化する場合の β' は図 2-4 (b) に示す値とする。詳しくは道路土工擁壁工指針による。

表 2-1 中の式 (解 5-8) による地震時の壁面摩擦角 (δ_E) は下式による。詳しくは道路土工擁壁工指針による。

$$\tan(\delta_E) = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta')}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta')}$$

ここに

$$\begin{cases} \sin \Delta & : \frac{\sin(\beta' + \theta)}{\sin \phi} \\ \theta & : \tan^{-1} k_h \\ k_h & : \text{設計水平震度} \end{cases}$$

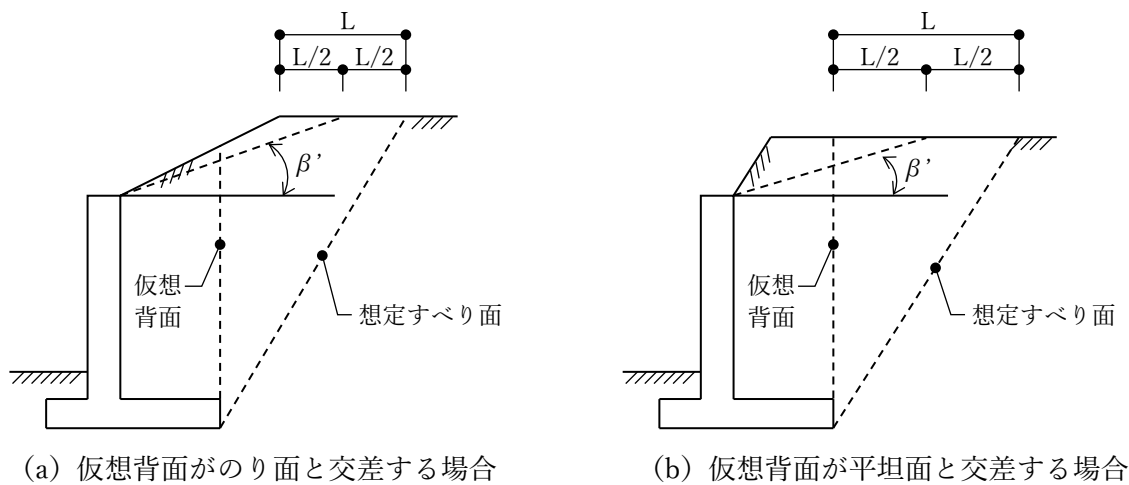


図 2-4 仮想のり面傾斜角 β'

2-3 擁壁に求められる安全性

擁壁の設計において考慮すべき事項は、建築構造設計指針 P.545 の「11-7 安全条例第 6 条及び擁壁の構造審査」において詳しくまとめられている。この中で、擁壁の構造計算において求められる擁壁の安全性については、同指針 P.563 の「6) 擁壁の構造計算」に示されており、主な点を以下にまとめる。

- ① 常時土圧等により、擁壁および地盤の各部に生じる応力度が長期許容応力度を超えないこと。
- ② 常時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 2/3 以下であること。
- ③ 常時土圧等による擁壁の基礎のすべり出す力が、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 2/3 以下であること。
- ④ 高さ 5m を超える擁壁については、原則として地震時の検討を行い以下の確認を行うこと。
 - ・各部に生じる応力度が短期許容応力度を超えないこと。
 - ・転倒に対する安全率が 1.2 以上あること。
 - ・滑動に対する安全率が 1.2 以上あること。
- ⑤ 擁壁を軟弱層を含む地盤や斜面上に設置する場合には、背面盛土および支持地盤を含むがけ全体の安全性を、円弧すべり等により確認すること。

2-4 本計算書における設定

(1) 作用土圧の算定

擁壁に作用する土圧は主働土圧とし、2-1 式によるクーロンの土圧係数を用いて算定する。この場合、擁壁には適切に水抜穴を配置するものとし、水圧は作用しないものとする。

$$K = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)} \right]^2} \quad \dots \dots \dots \quad 2-1 \text{ 式}$$

ここに

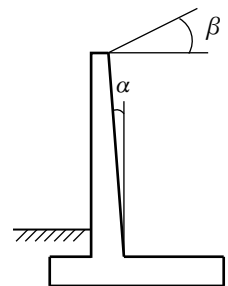
- ϕ : 背面土の内部摩擦角
- α : 土圧作用面が鉛直面となす角度
- β : 地表面が水平面となす角度 (本計算書では $\beta = 0$)
- δ : 壁面摩擦角

反 T 型、L 型擁壁の場合

- 安定計算 : $\delta = \beta = 0$
- 堅壁の設計 : $\delta = 2\phi/3$

逆 L 型擁壁の場合

- 安定計算 : $\delta = 2\phi/3$
- 堅壁の設計 : $\delta = 2\phi/3$



(2) 土質定数等の設定

背面土および支持地盤の土質定数は、地盤調査により事前に確認する。本計算例では、以下のよう仮定する。

- ① 背面土の内部摩擦角 : 25°
- ② 背面土の単位体積重量 : 17kN/m^3
- ③ 擁壁上面の地表面の積載荷重 : 10.0kN/m^2 (木造 2 階建ての重量程度)
- ④ 基礎底面の長期許容支持力 : 100kN/m^2
- ⑤ 基礎底面の摩擦係数 : 0.5

(3) 使用材料

- コンクリート : 設計基準強度 $F_c = 24\text{N/mm}^2$
- 鉄筋 : SD295 (D16 以下)

(4) 許容応力度

種 類		長期許容応力度 (N/mm ²)	
コンクリート Fc24	圧 縮	8.0	
	せん断	0.73	
	付着	上端	1.54
		一般	2.31
鉄筋 SD295		195	

支持地盤：100kN/m²

(5) かぶり厚さ

堅壁 : 5cm

底版 : 7cm

§ 3 安定計算

3-1 擁壁形状の設定

擁壁を設置するがけの高さと勾配などを踏まえ概略的な擁壁の安定計算を行い、擁壁の形状を決定する。

本事例では擁壁高さは3.0m、擁壁上面の地表面は水平とし、擁壁は図3-1に示す形状とする。

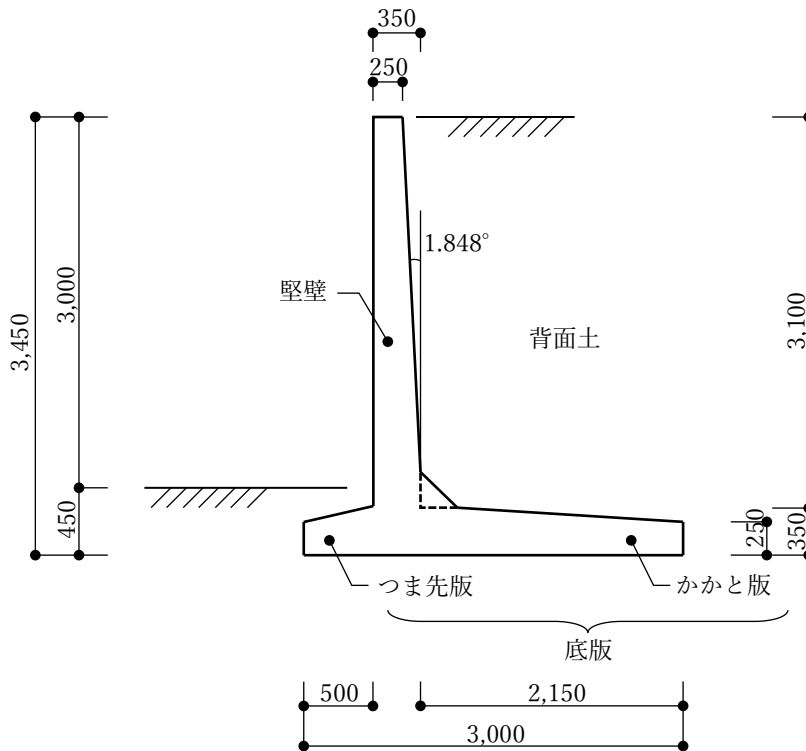


図 3-1 擁壁の形状

3-2 自重の計算

(1) 計算方法

手計算では、一般に擁壁の形状を平均版厚の堅壁と底版にモデル化して略算するが、コンピュータでは要素分割による精算を行っているので、ここではその結果をまとめるものとする。

(2) 躯体の体積と重心

図 3-2 に示す要素分割により擁壁躯体の体積と重心位置を計算する。計算結果は以下のとおりである。

総体積	1.892m ³	
重心位置	G _X =1.043m	G _Y =0.977m

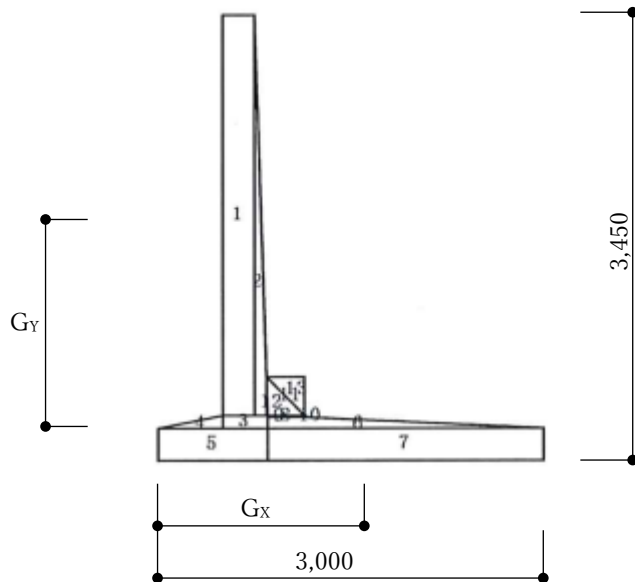


図 3-2 躯体の体積と重心の計算

(3) 背面土の体積と重心

図 3-3 に示す要素分割により背面土の体積と重心を計算する。計算結果は以下のとおりである。

総体積 6.883m^3
 重心位置 $G_x=1.912\text{m}$ $G_y=1.896\text{m}$

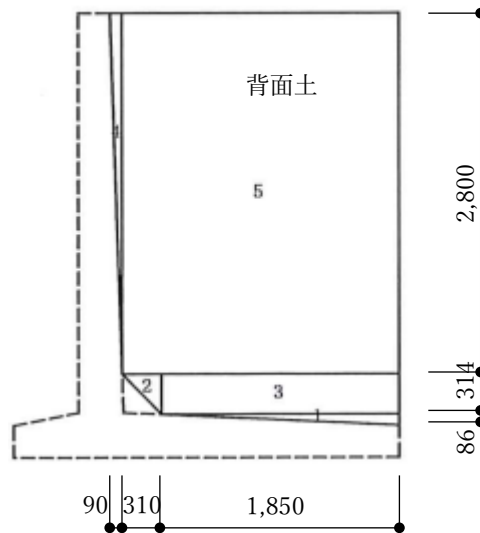


図 3-3 背面土の体積と重心

(4) 前面土の体積と重心

図 3-4 に示す要素分割により前面土の体積と重心を計算する。計算結果は以下のとおりである。

総体積 0.075m^3
 重心位置 $G_x=0.222\text{m}$ $G_y=0.372\text{m}$

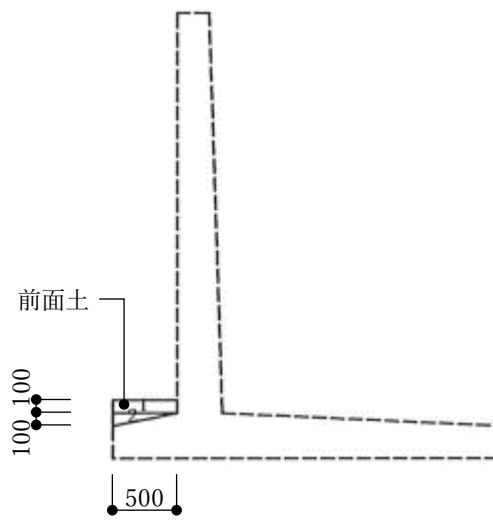


図 3-3 背面土の体積と重心

(5) 自重集計

(長さ 1.0m あたり)

	体積 (m ³)	比重 (kN/m ³)	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント Ni · Xi (kN · m)
軀 体	1.892	24	45.418	1.043	47.368
背面土	6.883	17	117.006	1.912	223.724
前面土	0.075	17	1.275	0.223	0.284
合 計	—	—	163.699	—	271.376

作用位置 $X_i = 271.376 / 163.699 = 1.658\text{m}$

3-3 地表面載荷荷重の計算

$$W_L = 10.0\text{kN/m}^2 \times 2.25\text{m} = 22.5\text{kN}$$

$$G_x = 0.75\text{m} + 2.25\text{m} / 2 = 1.875\text{m}$$

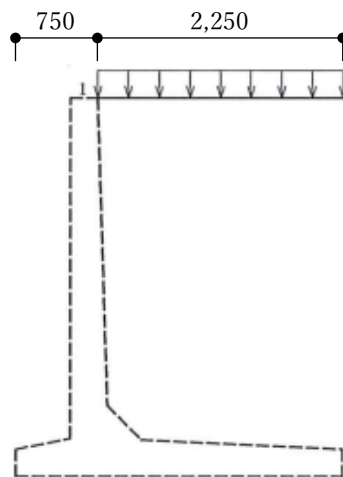


図 3-4 積載荷重

3-4 土圧の計算（安定計算用）

(1) 主動土圧係数の算定

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

$$\begin{cases} \phi \text{ (背面土の内部摩擦角)} = 25.0^\circ \\ \alpha \text{ (土圧作用面が鉛直面となす角度)} = 0.0^\circ \\ \beta \text{ (地表面が水平面となす角度)} = 0.0^\circ \\ \delta \text{ (壁面摩擦角)} = 0.0^\circ \end{cases}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(25.0^\circ - 0.0^\circ)}{\cos^2 0.0^\circ \cdot \cos(0.0^\circ + 0.0^\circ) \left[1 + \frac{\sin(25.0^\circ + 0.0^\circ) \cdot \sin(25.0^\circ - 0.0^\circ)}{\cos(0.0^\circ + 0.0^\circ) \cdot \cos(0.0^\circ - 0.0^\circ)} \right]^2} = 0.4059$$

(2) 土圧の算定

- ・ 地表面の土圧

$$\begin{aligned} P1 &= q \times K_A \\ &= 10.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.4059 \\ &= 4.059 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- ・ 底版下面の土圧

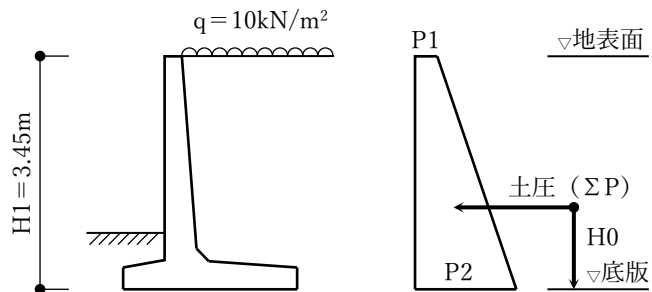
$$\begin{aligned} P2 &= K_A \cdot \gamma \cdot H1 + P1 \\ &= 0.4059 \times 17.0 \text{ kN/m}^3 \times 3.45 \text{ m} + 4.059 \text{ kN/m}^2 \\ &= 27.862 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- ・ 土圧の合力

$$\Sigma P = 1/2(P1 + P2) \times H1 = 1/2(4.059 \text{ kN/m}^2 + 27.862 \text{ kN/m}^2) \times 3.45 \text{ m} = 55.063 \text{ kN/m}$$

- ・ 作用位置 (H0)

$$H0 = \frac{2 \times P1 + P2}{P1 + P2} \cdot \frac{H1}{3} = \frac{2 \times 4.059 \text{ kN/m}^2 + 27.862 \text{ kN/m}^2}{4.059 \text{ kN/m}^2 + 27.862 \text{ kN/m}^2} \times \frac{3.45 \text{ m}}{3} = 1.296 \text{ m}$$



3-5 転倒に対する安定性の検討

(1) 土圧による転倒モーメント (Mt) の算定

$$M_t = \Sigma P \times H_0 = 55.063 \text{ kN/m} \times 1.296 \text{ m} = 71.362 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(2) 鉛直力による抵抗モーメント (Mr) の算定 (支持地盤が剛強であるとした場合)

・鉛直力の作用位置 (Xi)

自重 (躯体+土) : $N_i = 163.699 \text{ kN/m}$ $X_i = 1.658 \text{ m}$

積載 : $W_L = 22.5 \text{ kN/m}$ $X_i = 1.875 \text{ m}$

・抵抗モーメント (Mr) の算定 (つま先版先端周りの鉛直力のモーメント)

$$M_r = 163.699 \text{ kN/m} \times 1.658 \text{ m} + 22.5 \text{ kN/m} \times 1.875 \text{ m} = 313.564 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(3) 底版の偏心距離 (e) の判定

・底版の反力中心位置 (d)

$$d = \frac{M_r - M_t}{(N_i + W_L)} = \frac{(313.564 \text{ kN} \cdot \text{m/m} - 71.362 \text{ kN} \cdot \text{m/m})}{(163.699 \text{ kN/m} + 22.5 \text{ kN/m})} = 1.3008 \text{ m}$$

・偏心距離 (e)

$$e = 3.0 \text{ m} / 2 - 1.3008 \text{ m} = 0.1992 \text{ m}$$

・許容偏心距離 (e_a)

$$e_a = B / 6 \text{ (浮上りが生じない状態)} = 3.0 \text{ m} / 6 = 0.500 \text{ m}$$

$$e = 0.1992 \text{ m} \leq 0.500 \text{ m} \quad \therefore \text{OK}$$

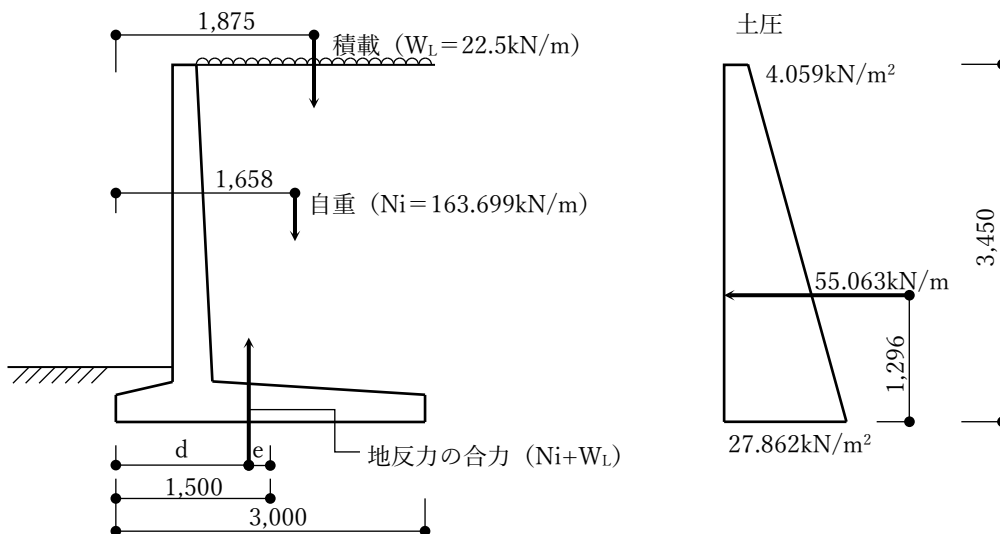


図 3-5 作用力の計算結果

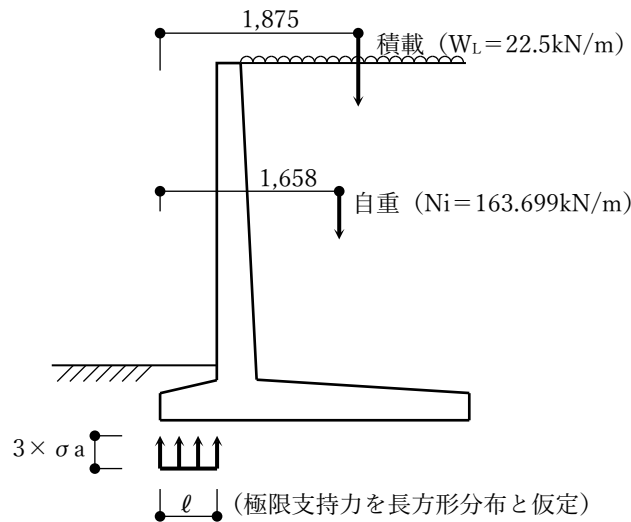
(4) 安全率 (F) の算出

(a) 支持地盤が剛強であるとした場合 (建築構造設計指針 2019 に記載している値)

$$F = M_r / M_t = 313.564 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} / 71.362 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} = 4.394 \geq 1.5 \quad \therefore \text{OK}$$

(b) 擁壁つま先版先端の地盤の極限支持力を長期許容支持力の 3 倍とした場合

$$\begin{aligned} M_r &= 163.699 \text{ kN} / \text{m} \times (1.658 \text{ m} - 0.6207 \text{ m} / 2) + 22.5 \text{ kN} / \text{m} (1.875 \text{ m} - 0.6207 \text{ m} / 2) \\ &= 255.61 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} \end{aligned}$$



$$l = (163.699 \text{ kN} / \text{m} + 22.5 \text{ kN} / \text{m}) / (3 \times 100 \text{ kN} / \text{m}^2) = 0.6207 \text{ m}$$

図 3-6 支持力を踏まえた安全率の算定

$$F = M_r / M_t = 255.61 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} / 71.362 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} = 3.582 \geq 1.5 \quad \therefore \text{OK}$$

3-6 滑動に対する安全性の検討 (安全率 (F) の算出)

$$F = \frac{R_V \cdot \mu + C_B \cdot B}{R_H}$$

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で 0.500
- C_B : 底版と支持地盤の間の粘着力で 0.0 kN/m²
- B : 底版幅 (m) で 3.0m

$$F = \frac{186.199 \text{ kN} / \text{m} \times 0.50 + 0.0 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 3.0 \text{ m}}{55.063 \text{ kN} / \text{m}}$$

$$= 1.691 \geq 1.5$$

$\therefore \text{OK}$

3-7 支持力に対する安全性の検討

・地反力 (q) の算定

$$q = \frac{R_V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{186.199\text{kN/m}}{3.0\text{m}} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.19923\text{m}}{3.0\text{m}} \right)$$

$$= 86.795 \quad , \quad 37.336\text{kN/m}^2 \leq 100\text{kN/m}^2$$

∴OK

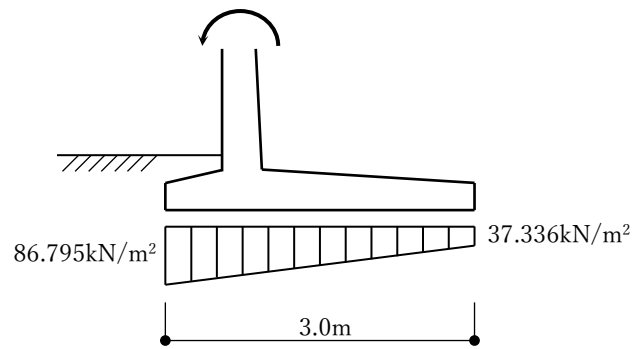


図 3-7 地反力の分布

§ 4 断面算定

4-1 堅壁の設計

(1) 設計方針

- ① 堅壁の断面設計は、図 4-1 に示す堅壁の基部および中間部の 2 箇所に対して行う。
- ② 断面算定にあたっては、自重による軸力および土圧の鉛直成分による軸力は、ともに圧縮力であるため、安全側の仮定としてこの影響を無視する。
- ③ 鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さは 5.0cm とする。
- ④ 断面算定は、建築構造設計指針 2019 ではコンピュータによる精算法によっているが、本計算事例では手計算を前提にしているので、略算法によることとする。

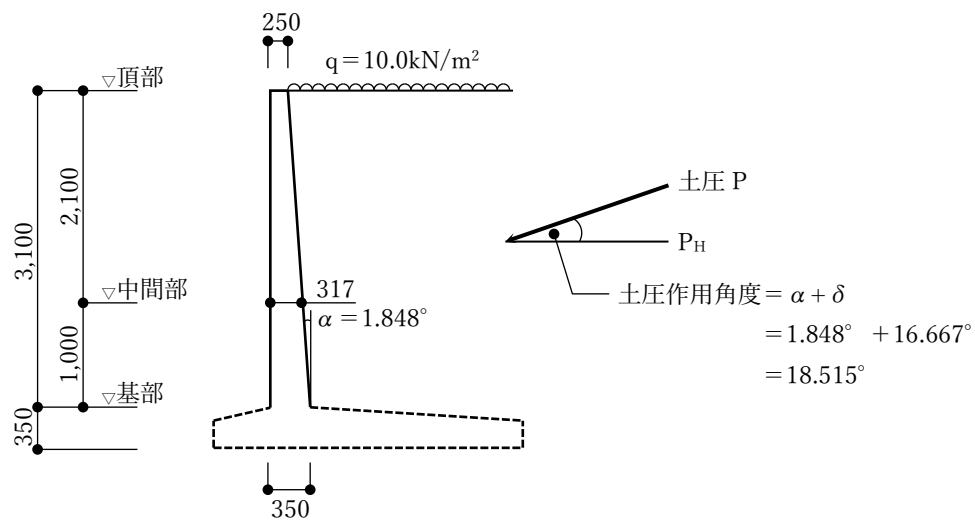


図 4-1 堅壁の断面設計

(2) 主動土圧係数の算定

堅壁の設計に用いる主動土圧係数 (K_A) は、土圧の作用面を堅壁背面として下式により算定する。

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

$$\left(\begin{array}{l} \phi \text{ (背面土の内部摩擦角)} = 25.0^\circ \\ \alpha \text{ (土圧作用面が鉛直面となす角度)} = 1.848^\circ \\ \beta \text{ (地表面が水平面となす角度)} = 0.0^\circ \\ \delta \text{ (壁面摩擦角)} = 25^\circ \times 2/3 = 16.667^\circ \end{array} \right.$$

$$K_A = \frac{\cos^2(25.0^\circ - 1.848^\circ)}{\cos^2 1.848^\circ \cdot \cos(1.848^\circ + 16.667^\circ) \left[1 + \frac{\sin(25.0^\circ + 16.667^\circ) \cdot \sin(25.0^\circ - 0.0^\circ)}{\cos(1.848^\circ + 16.667^\circ) \cdot \cos(1.848^\circ - 0.0^\circ)} \right]^2}$$

$$= 0.3741$$

(3) 土圧の算定

・ 頂部土圧 (P1)

$$P1 = q \times K_A = 10.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.3741 = 3.741 \text{ kN/m}^2$$

$$(P1H = 3.741 \text{ kN/m}^2 \times \cos 18.515^\circ = 3.547 \text{ kN/m}^2)$$

・ 中間部土圧 (P2)

$$P2 = K_A \cdot \gamma_s \cdot H1 + P1 = 0.3741 \times 17.0 \text{ kN/m}^3 \times 2.1 \text{ m} + 3.741 \text{ kN/m}^2 = 17.096 \text{ kN/m}^2$$

$$(P2H = 17.096 \text{ kN/m}^2 \times \cos 18.515^\circ = 16.211 \text{ kN/m}^2)$$

・ 基部土圧 (P3)

$$P3 = K_A \cdot \gamma_s \cdot H2 + P2 = 0.3741 \times 17.0 \text{ kN/m}^3 \times 1.0 \text{ m} + 17.096 \text{ kN/m}^2 = 23.456 \text{ kN/m}^2$$

$$(P3H = 23.456 \text{ kN/m}^2 \times \cos 18.515^\circ = 22.242 \text{ kN/m}^2)$$

(4) 作用応力の算定

・ 中間部

$$M2 = 3.547 \text{ kN/m}^2 \times 2.1^2 \text{ m}^2 / 2 + 12.664 \text{ kN/m}^2 \times 2.1^2 \text{ m}^2 / 6 = 17.129 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$Q2 = 3.547 \text{ kN/m}^2 \times 2.1 \text{ m} + 12.664 \text{ kN/m}^2 \times 2.1 \text{ m} / 2 = 20.746 \text{ kN/m}$$

・ 基部

$$M3 = 3.547 \text{ kN/m}^2 \times 3.1^2 \text{ m}^2 / 2 + 18.695 \text{ kN/m}^2 \times 3.1^2 \text{ m}^2 / 6 = 46.986 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$Q3 = 3.547 \text{ kN/m}^2 \times 3.1 \text{ m} + 18.695 \text{ kN/m}^2 \times 3.1 \text{ m} / 2 = 39.973 \text{ kN/m}$$

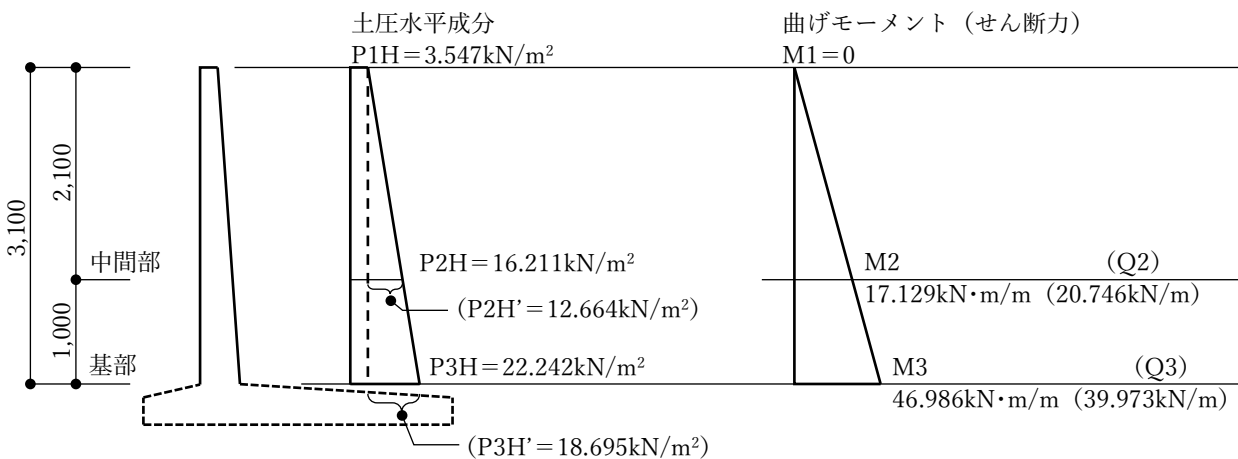


図 4-2 堅壁の作用土圧と応力

(5) 断面算定

・ 中間部

・ 壁 厚

$$D = 25\text{cm} + 210\text{cm} \times \tan 1.848^\circ = 31.7\text{cm}$$

$$d = 31.7\text{cm} - 6.0\text{cm} = 25.7\text{cm}$$

$$j = 25.7\text{cm} \times 7/8 = 22.5\text{cm}$$

・ 配筋の検討

$$M = 17.129\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m} = 17.129 \times 10^6 \text{Nmm}/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{req } a_t (\text{必要断面積}) &= 17.129 \times 10^6 \text{Nmm}/\text{m} / (195 \text{N}/\text{mm}^2 \times 225.0\text{mm}) \\ &= 390.4 \text{mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$D16@250 \text{ として、 } a_t = 796.0 \text{mm}^2/\text{m} > 390.4 \text{mm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{OK}$$

・ 壁厚のチェック

$$Q = 20.746 \text{kN}/\text{m} = 20.746 \times 10^3 \text{N}/\text{m}$$

$$\begin{aligned} Qa (\text{許容せん断力}) &= 0.73 \text{N}/\text{mm}^2 \times 225.0\text{mm} \times 1000\text{mm}/\text{m} \\ &= 164.25 \times 10^3 \text{N}/\text{m} > 20.746 \times 10^3 \text{N}/\text{m} \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

・ 鉄筋周長のチェック

$$\begin{aligned} \chi (\text{必要周長}) &= 20.746 \times 10^3 \text{N}/\text{m} / (2.31 \text{N}/\text{mm}^2 \times 225.0\text{mm}) \\ &= 39.92 \text{mm}/\text{m} \end{aligned}$$

$$D16@250 \text{ として、 } \chi = 200 \text{mm}/\text{m} > 39.92 \text{mm}/\text{m} \quad \therefore \text{OK}$$

・ 基部

・ 壁 厚

$$D = 35\text{cm}$$

$$d = 35\text{cm} - 6.0\text{cm} = 29.0\text{cm}$$

$$j = 29.0\text{cm} \times 7/8 = 25.3\text{cm}$$

・ 配筋の検討

$$M = 46.986 \text{kN} \cdot \text{m}/\text{m} = 46.986 \times 10^6 \text{Nmm}/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{req } a_t &= 46.986 \times 10^6 \text{Nmm}/\text{m} / (195 \text{N}/\text{mm}^2 \times 253.0\text{mm}) \\ &= 952.4 \text{mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$D16@250 \text{ として、 } a_t = 1592 \text{mm}^2/\text{m} > 952.4 \text{mm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{OK}$$

・ 壁厚のチェック

$$Q = 39.973 \text{kN}/\text{m} = 39.973 \times 10^3 \text{N}/\text{m}$$

$$\begin{aligned} Qa &= 0.73 \text{N}/\text{mm}^2 \times 253.0\text{mm} \times 1000\text{mm}/\text{m} \\ &= 184.69 \times 10^3 \text{N}/\text{m} > 39.973 \times 10^3 \text{N}/\text{m} \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

・ 鉄筋周長のチェック

$$\begin{aligned} \chi &= 39.973 \times 10^3 \text{N}/\text{m} / (2.31 \text{N}/\text{mm}^2 \times 253.0\text{mm}) \\ &= 68.40 \text{mm}/\text{m} \end{aligned}$$

$$D16@250 \text{ として、 } \chi = 400 \text{mm}/\text{m} > 68.40 \text{mm}/\text{m} \quad \therefore \text{OK}$$

4-2 底版の設計

(1) 設計方針

- ① 擁壁に作用する常時の応力は、図 4-3 に示す応力となるが、この応力は底版下部に地盤バネを仮定して解析することができる。ただし、本計算例では手計算による検討を考えているので、図 4-4 に示すように底版に作用する地反力と鉛直力（積載、土自重、底版自重）から、底版への作用応力を算出する。
- ② 底版の断面設計は図 4-4 に示すように、かかと版端部と中間部およびつま先版端部の 3 箇所に対して行う。
- ③ 堅壁と底版の接続部に配しているハンチは余力として無視する。
- ④ 鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚きは 7.0cm とする。
- ⑤ 計算は略算法によることとする。
- ⑥ 地反力は安定計算で得られた値とする。

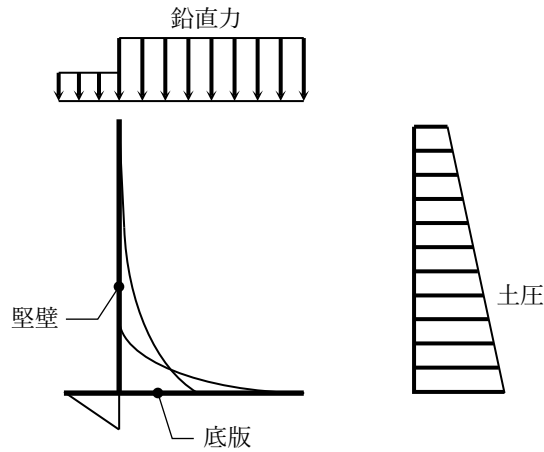


図 4-3 擁壁への作用力と曲げ応力

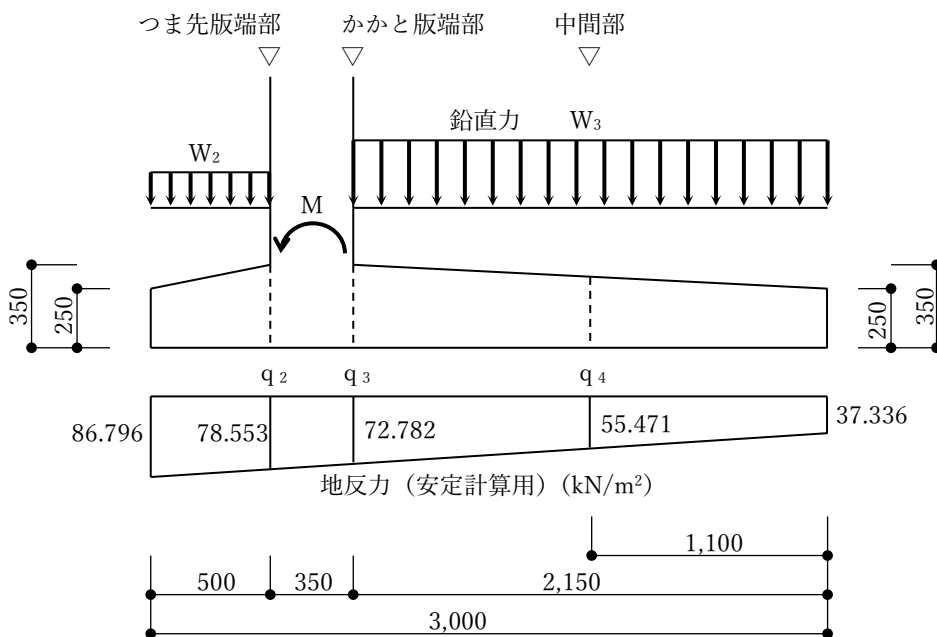


図 4-4 本計算での底版の応力検討モデル

(2) かかと版の設計

(a) 端部の設計

- ・端部の地反力

$$q_3 = 37.336 \text{ kN/m}^2 + \frac{86.796 \text{ kN/m}^2 - 37.336 \text{ kN/m}^2}{3.0 \text{ m}} \times 2.15 \text{ m}$$

$$= 72.782 \text{ kN/m}^2$$

- ・鉛直力

積載荷重、背面土、および底版の自重の和

$$W_3 = 10.0 \text{ kN/m}^2 + 17.0 \text{ kN/m}^3 \times 3.15 \text{ m} + 24.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.30 \text{ m}$$

$$= 70.75 \text{ kN/m}^2$$

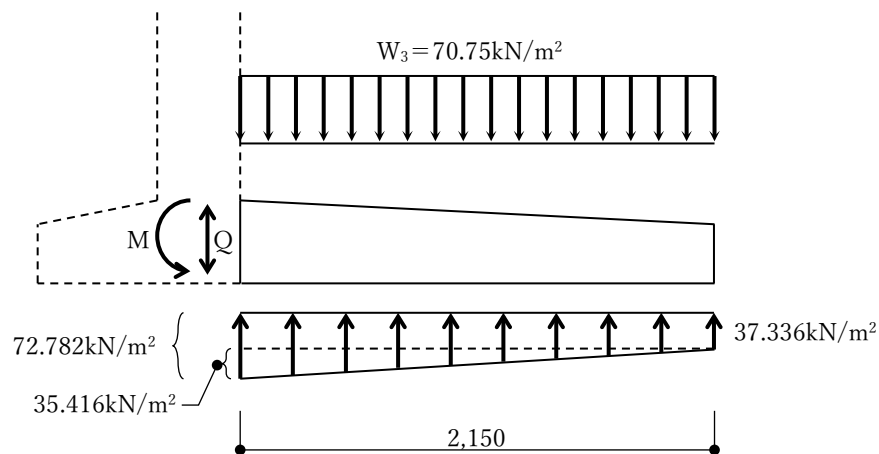


図 4-5 かかと版端部への作用力

- ・曲げモーメント

$$M = 70.75 \text{ kN/m}^2 \times 2.15^2 \text{ m}^2 / 2 - 37.336 \text{ kN/m}^2 \times 2.15^2 \text{ m}^2 / 2 - 35.416 \text{ kN/m}^2 \times 2.15^2 \text{ m}^2 / 6$$

$$= 49.874 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

壁基部の作用モーメントが $M = 46.986 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ であり、底版端部の作用モーメント $M = 49.874 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ よりも小さい。建築構造設計指針 2019 電算プログラムでは両者の小なる値をかかと版端部の設計用曲げモーメントに採用するとしているが、本計算ではここで得られた $M = 49.874 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ をかかと版端部の設計曲げモーメントとする。

- ・せん断力

$$Q = 70.75 \text{ kN/m}^2 \times 2.15 \text{ m} - 37.336 \text{ kN/m}^2 \times 2.15 \text{ m} - 35.416 \text{ kN/m}^2 \times 2.15 \text{ m} / 2$$

$$= 33.703 \text{ kN/m}$$

- ・版厚

$$D = 35.0 \text{ cm} \quad d = 27.0 \text{ cm} \quad j = 23.62 \text{ cm}$$

- ・配筋の検討

$$M = 49.874 \text{ kN} \cdot \text{m/m} = 49.874 \times 10^6 \text{ Nmm/m}$$

$$\text{req } a_t = 49.874 \times 10^6 \text{ Nmm/m} / (195 \text{ N/mm}^2 \times 236.2 \text{ mm})$$

$$= 1082.8 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$D16@125 \text{ として、} a_t = 1592 \text{ mm}^2/\text{m} > 1082.8 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{OK}$$

- ・鉄筋周長のチェック

$$Q = 33.703 \text{ kN/m} = 33.703 \times 10^3 \text{ N/m}$$

$$\begin{aligned} \text{req } \chi &= 33.703 \times 10^3 \text{ N/m} / (1.54 \text{ N/mm}^2 \times 236.2 \text{ mm}) \\ &= 92.65 \text{ mm/m} \end{aligned}$$

$$D16@125 \text{ として、} \chi = 400 \text{ mm/m} > 92.65 \text{ mm/m} \quad \therefore \text{OK}$$

- ・版厚のチェック

$$Q_a = 0.73 \text{ N/mm}^2 \times 236.2 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm/m}$$

$$= 172.43 \times 10^3 \text{ N/m} > 33.703 \times 10^3 \text{ N/m} \quad \therefore \text{OK}$$

(b) 中間部の設計

- ・中間部の地反力

$$\begin{aligned} q_4 &= 37.336 \text{ kN/m}^2 + \frac{86.796 \text{ kN/m}^2 - 37.336 \text{ kN/m}^2}{3.0 \text{ m}} \times 1.10 \text{ m} \\ &= 55.471 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

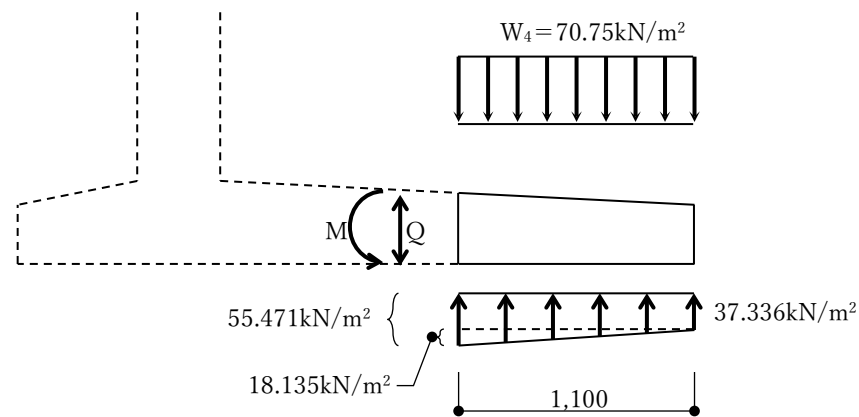


図 4-6 かかと版中間部への作用力

- ・曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= 70.75 \text{ kN/m}^2 \times 1.10^2 \text{ m}^2 / 2 - 37.336 \text{ kN/m}^2 \times 1.10^2 \text{ m}^2 / 2 - 18.135 \text{ kN/m}^2 \times 1.10^2 \text{ m}^2 / 6 \\ &= 16.559 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

- ・せん断力

$$\begin{aligned} Q &= 70.75 \text{ kN/m}^2 \times 1.10 \text{ m} - 37.336 \text{ kN/m}^2 \times 1.10 \text{ m} - 18.135 \text{ kN/m}^2 \times 1.10 \text{ m} / 2 \\ &= 26.781 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- ・版厚

$$D = 25.0 \text{ cm} + ((35.0 \text{ cm} - 25.0 \text{ cm}) / 2.15 \text{ m}) \times 1.10 \text{ m} = 30.12 \text{ cm}$$

$$d = 22.12 \text{ cm}$$

$$j = 19.35 \text{ cm}$$

- ・配筋の検討

$$M = 16.559 \text{ kN} \cdot \text{m/m} = 16.559 \times 10^6 \text{ Nmm/m}$$

$$\begin{aligned} \text{req } a_t &= 16.559 \times 10^6 \text{ Nmm/m} / (195 \text{ N/mm}^2 \times 193.5 \text{ mm}) \\ &= 438.9 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$D16@250 \text{ として、} a_t = 796 \text{ mm}^2/\text{m} > 438.9 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{OK}$$

- ・鉄筋周長のチェック

$$Q = 26.781 \text{ kN/m} = 26.781 \times 10^3 \text{ N/m}$$

$$\begin{aligned} \text{req } \chi &= 26.781 \times 10^3 \text{ N/m} / (1.54 \text{ N/mm}^2 \times 193.5 \text{ mm}) \\ &= 89.87 \text{ mm/m} \end{aligned}$$

$$D16@250 \text{ として、} \chi = 200 \text{ mm/m} > 89.87 \text{ mm/m} \quad \therefore \text{OK}$$

- ・版厚のチェック

$$Q_a = 0.73 \text{ N/mm}^2 \times 193.5 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm/m}$$

$$= 141.26 \times 10^3 \text{ N/m} > 26.781 \times 10^3 \text{ N/m} \quad \therefore \text{OK}$$

(c) つま先版の設計

- ・端部の地反力

$$\begin{aligned} q_2 &= 37.336 \text{ kN/m}^2 + \frac{86.796 \text{ kN/m}^2 - 37.336 \text{ kN/m}^2}{3.0 \text{ m}} \times 2.5 \text{ m} \\ &= 78.553 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- ・鉛直力

前面土と底版の自重の和

$$\begin{aligned} W_2 &= 17.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.15 \text{ m} + 24.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \\ &= 9.75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

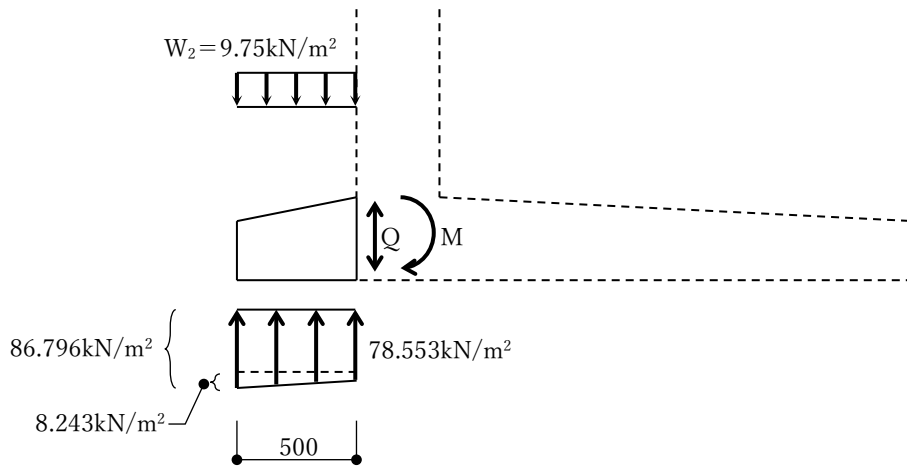


図 4-7 つま先版への作用力

- ・曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= 78.553 \text{ kN/m}^2 \times 0.50^2 \text{ m}^2 / 2 + 8.243 \text{ kN/m}^2 \times 0.50^2 \text{ m}^2 / 3 - 9.75 \text{ kN/m}^2 \times 0.50^2 \text{ m}^2 / 2 \\ &= 9.287 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

- ・せん断力

$$\begin{aligned} Q &= 78.553 \text{ kN/m}^2 \times 0.50 \text{ m} + 8.243 \text{ kN/m}^2 \times 0.50 \text{ m} / 2 - 9.75 \text{ kN/m}^2 \times 0.50 \text{ m} \\ &= 36.463 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- ・版厚

$$D = 35.0 \text{ cm} \quad d = 27.0 \text{ cm} \quad j = 23.62 \text{ cm}$$

・配筋の検討

$$M = 9.287 \text{ kN} \cdot \text{m/m} = 9.287 \times 10^6 \text{ Nmm/m}$$

$$\text{req } a_t = 9.287 \times 10^6 \text{ Nmm/m} / (195 \text{ N/mm}^2 \times 236.2 \text{ mm}) \\ = 201.6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$D16@250 \text{ として、} a_t = 796 \text{ mm}^2/\text{m} > 201.6 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{OK}$$

・鉄筋周長のチェック

$$Q = 36.463 \text{ kN/m} = 36.463 \times 10^3 \text{ N/m}$$

$$\text{req } \chi = 36.463 \times 10^3 \text{ N/m} / (2.31 \text{ N/mm}^2 \times 236.2 \text{ mm}) \\ = 66.83 \text{ mm/m}$$

$$D16@250 \text{ として、} \chi = 200 \text{ mm/m} > 66.83 \text{ mm/m} \quad \therefore \text{OK}$$

・版厚のチェック

$$Qa = 0.73 \text{ N/mm}^2 \times 236.2 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm/m}$$

$$= 172.43 \times 10^3 \text{ N/m} > 36.463 \times 10^3 \text{ N/m} \quad \therefore \text{OK}$$

以上の計算結果に基づき、以下の版厚および配筋とする。図中の□内の数値が計算で決定した値で、他はこれらとのバランスにより決定している。

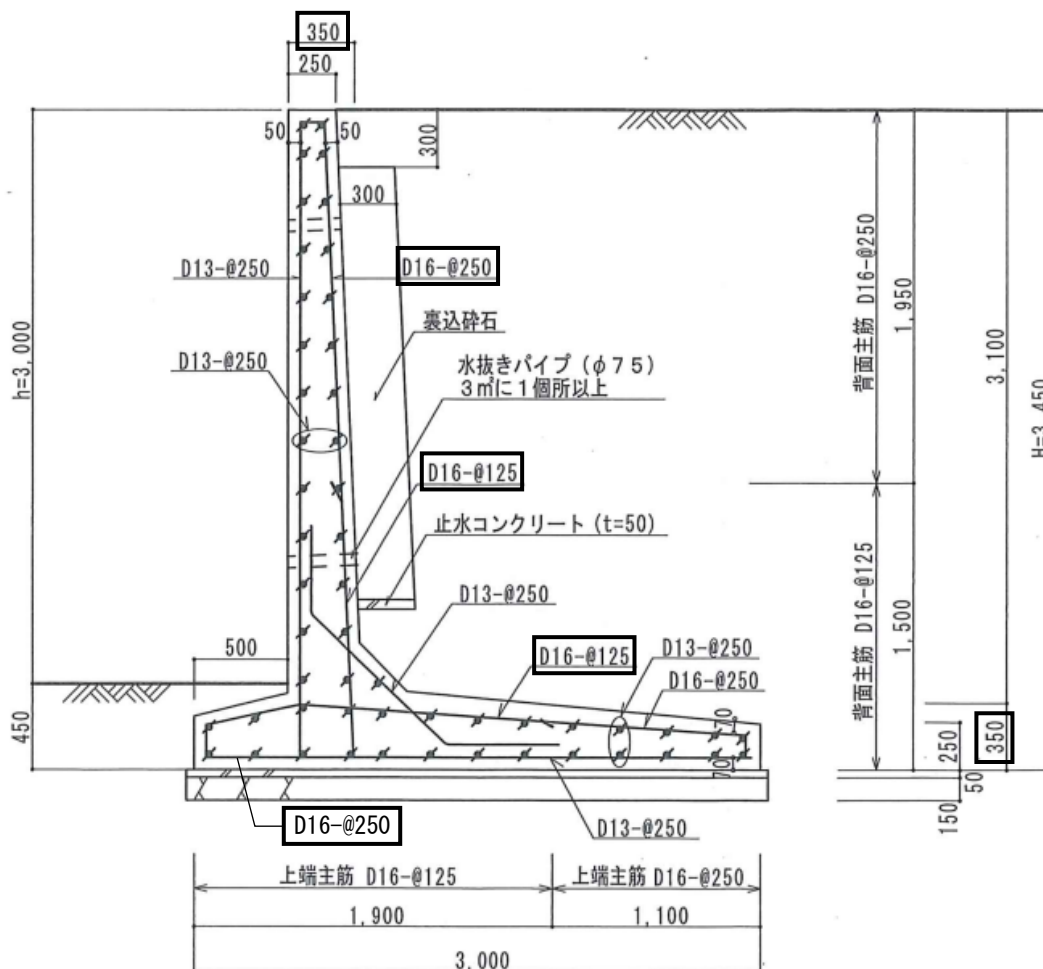


図 4-8 設計配筋