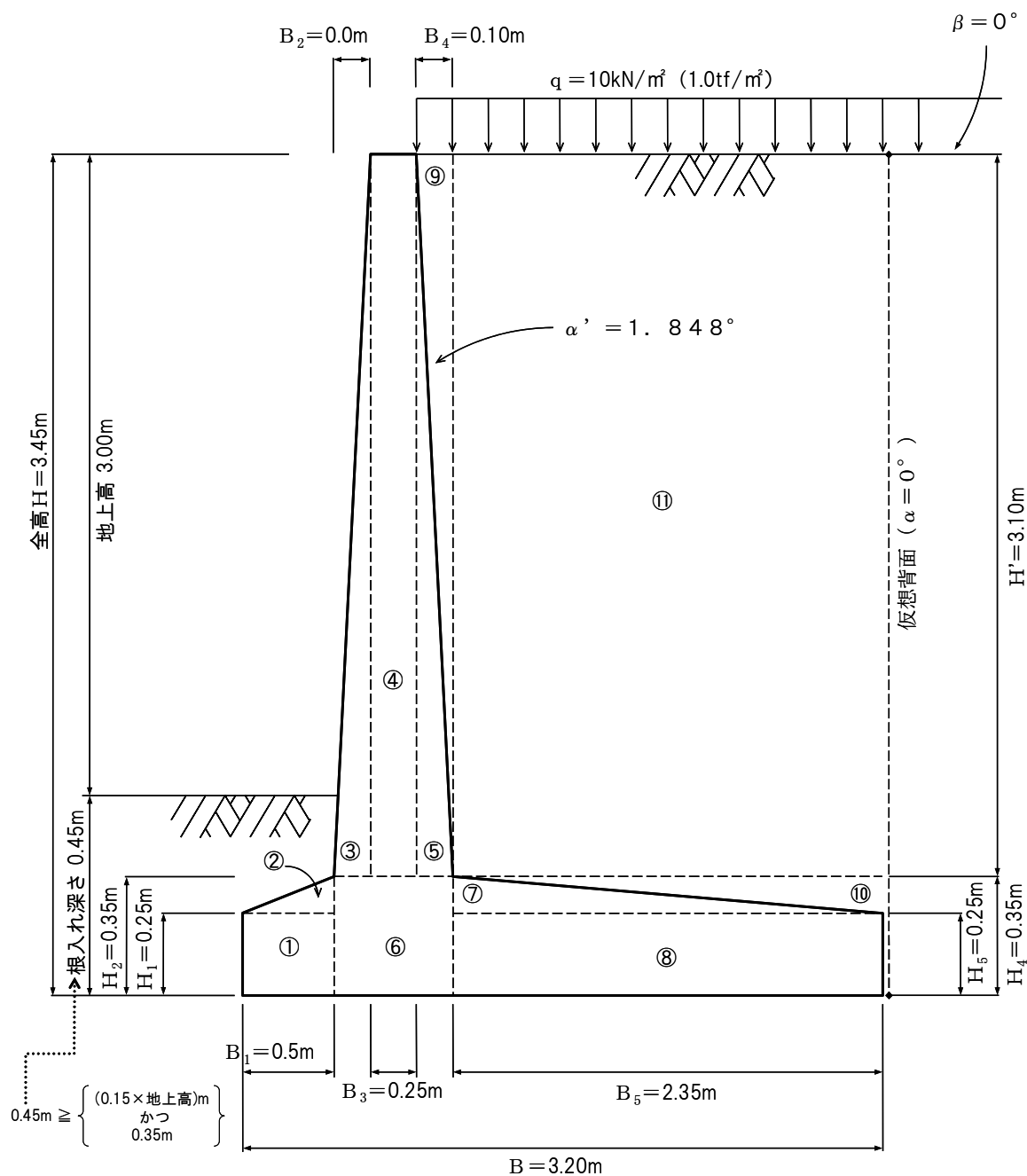


第4節 鉄筋コンクリート造擁壁構造計算例

1 基礎項目

(1) 擁壁断面の形状及び寸法 (川崎市型擁壁 N3.0D の寸法である。)



(2) 設計条件

背面土	土質	関東ローム
	単位体積重量 γ	16 kN/m ³ (1.6 tf/m ³)
	内部摩擦角 ϕ	20°
	粘着力 C	0 kN/m ² (0 tf/m ²)
	土圧係数 K_A	0.4903 (計算による)
基礎地盤	土質	堅いローム層
	長期許容応力度	90kN/m ² (9.0 tf/m ²)
	粘着力 C'	0 kN/m ² (0 tf/m ²)
	土とコンクリートの摩擦係数 μ	0.5
擁壁背後の地表面	形状	一様に水平 ($\beta = 0$)
	地表面載荷重 q	10 kN/m ² (1.0 tf/m ²)
壁面摩擦角	仮想背面 δ	0° (= β)
	たて壁背面 δ'	10° (= $\phi/2$; 石油系透水マット使用) (砕石等の場合は、 $\delta=2/3\phi$)
鉄筋	材質	SD295
	長期許容引張り応力度 σ_{sa}	195 N/mm ² (=19.5 kN/cm ²) (1,950 kg f/cm ²)
	かぶり	6 cm (純かぶり)
	たて壁主鉄筋	D16@125 mm
	かかと版主鉄筋	D16@125 mm
	つま先版主鉄筋	D13@250 mm
コンクリート	単位体積重量 (鉄筋コンクリート)	24 kN/m ³ (2.4 tf/m ³)
	設計基準強度	2.1 kN/cm ² (210 kgf/cm ²)
	長期許容圧縮応力度 σ_{ca}	0.7 kN/cm ² (70 kgf/cm ²)
	長期許容せん断応力度 τ_a	0.07 kN/cm ² (7 kgf/cm ²)
土圧作用面の傾斜角	仮想背面 α	0°
	たて壁背面 α'	1.848°

(3) 検討項目

地上高が5.0 m以下であるため、常時における検討のみとする。

ア 安定計算

常時において、擁壁の転倒、滑動の安全率が1.5以上であり、擁壁の接地圧が地盤の長期許容応力度を超えないこと。

イ 部材計算

常時において、鉄筋及びコンクリートに生ずる応力度が、それぞれの長期許容応力度を超えないこと。

2 安定計算

(1) 荷重及びモーメント

ア 仮想背面に働く土圧

仮想背面の高さ H 3.45 [m]土圧作用面の傾斜 α 0 [°]地表面の傾斜 β 0 [°]仮想背面の壁面摩擦角 δ 0 [°]背面土の内部摩擦角 ϕ 20 [°]土圧係数 K_A

$$\begin{aligned}
 K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \\
 &= \frac{\cos^2(20 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 0) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(20 + 0) \cdot \sin(20 - 0)}{\cos(0 + 0) \cdot \cos(0 - 0)}} \right\}^2} \\
 &= \underline{0.4903}
 \end{aligned}$$

表面載荷重による換算高さ h

$$h = q/\gamma = 10/16 = 0.625 = \underline{0.625} \text{ [m]}$$

主働土圧合力 P_A

$$P_A = \frac{1}{2} \times K_A \times \gamma \times H \times (H + 2 \times h) = \frac{1}{2} \times 0.4903 \times 16 \times 3.45 \times (3.45 + 2 \times 0.625) = \underline{63.602} \text{ [kN]}$$

土圧の水平成分 P_H

$$P_H = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 63.602 \cdot \cos(0 + 0) = \underline{63.602} \text{ [kN]}$$

土圧の鉛直成分 P_V

$$P_V = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 63.602 \cdot \sin(0 + 0) = \underline{0.0} \text{ [kN]}$$

作用位置 y_P

$$y_P = \frac{H}{3} \times \frac{H + 3h}{H + 2h} = \frac{3.45}{3} \times \frac{3.45 + 3 \cdot 0.625}{3.45 + 2 \cdot 0.625} = \underline{1.303} \text{ [m]}$$

外力	区分	重量計算式	重量 [kN]	重心又は作用位置 までの距離 [m]	モーメント [kN・m]
鉛直	①	$0.25 \times 0.5 \times 24$	3.000	0.250	0.750
	②	$0.10 \times 0.5 \times 1/2 \times 24$	0.600	0.333	0.200
	③	$3.10 \times 0.0 \times 1/2 \times 24$	0.000	—	—
	④	$3.10 \times 0.25 \times 24$	18.600	0.625	11.625
	⑤	$3.10 \times 0.10 \times 1/2 \times 24$	3.720	0.783	2.913
	⑥	$0.35 \times 0.35 \times 24$	2.940	0.675	1.985
	⑦	$0.10 \times 2.35 \times 1/2 \times 24$	2.820	1.633	4.605
	⑧	$0.25 \times 2.35 \times 24$	14.100	2.025	28.553
	⑨	$3.10 \times 0.10 \times 1/2 \times 16$	2.480	0.817	2.026
	⑩	$0.10 \times 2.35 \times 1/2 \times 16$	1.880	2.417	4.544
	⑪	$3.10 \times 2.35 \times 16$	116.560	2.025	236.034
	q	2.45×10	24.500	1.975	48.388
	P_v		0.000	3.200	0.000
計		$V = 191.200$	—	$Mr = 341.623$	
水平	P_H		63.602	1.303	$Mo = 82.873$
合計					$(Mr - Mo) = M = 258.750$

(2) 転倒に関する検討

ア 転倒に関する安全率の検討

$$F_o = \frac{Mr}{Mo} = \frac{341.623}{82.873} = 4.122 \geq 1.5 \text{ OK}$$

イ 偏心に関する検討

つま先から合力作用位置までの距離

$$d = \frac{M}{V} = \frac{258.750}{191.200} = 1.353 \text{ [m]}$$

偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.200}{2} - 1.353 = 0.247 \text{ [m]}$$

$$|e| \leq 0.533 \text{ [m]} = \frac{B}{6} = \frac{3.200}{6} \text{ OK}$$

(3) 沈下に関する検討

$$(q_1, q_2) = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{191.200}{3.20} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.247}{3.20} \right)$$

$$= 87.422 \text{ [kN/m}^2\text{]}, 32.078 \text{ [kN/m}^2\text{]} \leq 90 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \text{OK}$$

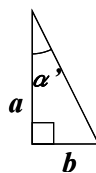
(4) 滑動に関する安全率の検討

$$F_s = \frac{V \times \mu}{P_H} = \frac{191.200 \times 0.5}{63.602} = 1.503 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

3 部材計算

(1) たて壁の部材計算

ア たて壁に働く土圧

たて壁の高さ H' 3.10 [m]土圧作用面の傾斜 α' 1.848 [°] (=たて壁背面の傾斜角)〔参考〕 α' の求め方

$$\alpha' = \arctan \left(\frac{b}{a} \right) \quad [^\circ]$$

※arctan(アークタンジェント)は、tanの逆関数である。なお、表計算ソフト等で結果がラジアンで返される場合は、その結果に $180/\pi$ をかけると度数に変換できる。

地表面の傾斜 β 0 [°]たて壁の壁面摩擦角 δ' 10 [°]背面土の内部摩擦角 ϕ 20 [°]土圧係数 K_A

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

$$= \frac{\cos^2(20 - 1.848)}{\cos^2 1.848 \cdot \cos(1.848 + 10) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(20 + 10) \cdot \sin(20 - 0)}{\cos(1.848 + 10) \cdot \cos(1.848 - 0)}} \right\}^2} = 0.4592$$

地表面載荷重による換算高さ h

$$h = q/\gamma = 10/16 = 0.625 = 0.625 \text{ [m]}$$

主働土圧合力 P_A

$$P_A = \frac{1}{2} \times K_A \times \gamma \times H' \times (H' + 2 \times h) = \frac{1}{2} \times 0.4592 \times 16 \times 3.10 \times (3.10 + 2 \times 0.625)$$

$$= 49.538 \text{ [kN]}$$

土圧の水平成分 P_H

$$P_H = P_A \cdot \cos(\alpha' + \delta') = 49.538 \cdot \cos(1.848 + 10) = 48.483 \text{ [kN]}$$

土圧の鉛直成分 P_V

$$P_V = P_A \cdot \sin(\alpha' + \delta') = 49.538 \cdot \sin(1.848 + 10) = 10.171 \text{ [kN]}$$

作用位置 y_P

$$y_P = \frac{H'}{3} \times \frac{H' + 3h}{H' + 2h} = \frac{3.10}{3} \times \frac{3.10 + 3 \cdot 0.625}{3.10 + 2 \cdot 0.625} = 1.182 \text{ [m]}$$

イ せん断力及び曲げモーメント

せん断力 S

$$S = P_H = P_A \cdot \cos(\alpha' + \delta')$$

$$= \frac{1}{2} \times K_A \times \gamma \times H' \times (H' + 2 \times h) \cdot \cos(\alpha' + \delta')$$

$$= 48.483 \text{ [kN]}$$

曲げモーメント M

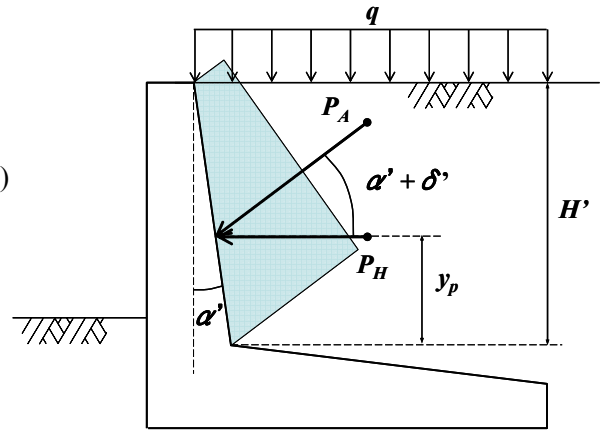
$$M = P_H \times y_P$$

$$= P_A \cdot \cos(\alpha' + \delta') \times y_P$$

$$= \left\{ \frac{1}{2} \times K_A \times \gamma \times H' \times (H' + 2 \times h) \right\} \cdot \cos(\alpha' + \delta') \times \left(\frac{H'}{3} \times \frac{H' + 3h}{H' + 2h} \right)$$

$$= 48.483 \times 1.182$$

$$= 57.307 \text{ [kN} \cdot \text{m]} = 57.307 \times 100 \text{ [kN} \cdot \text{cm]}$$



ウ 必要鉄筋量

単位幅 b 100 [cm]

部材厚 t 35 [cm]

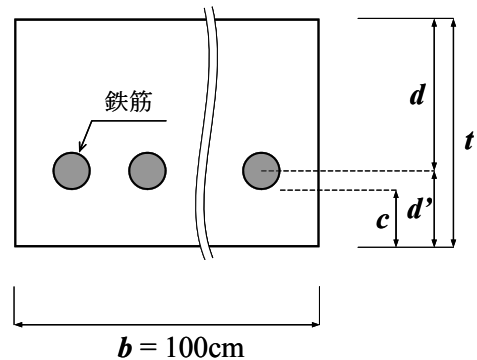
鉄筋のかぶり d'

$$d' = c + 1 = 6 + 1 = 7 \text{ [cm]}$$

※ c は鉄筋の純かぶり で 6 cm とする。

有効高 d

$$d = t - d' = 35 - 7 = 28 \text{ [cm]}$$



必要鉄筋量 A_{so}

$$A_{so} = \frac{M}{\sigma_{sa} \times \frac{7}{8} \times (t - d')} = \frac{57.307 \times 100}{19.5 \times \frac{7}{8} \times (35 - 7)}$$

$$= 12.00 \text{ [cm}^2] \leq \text{D16@125 mm} = 15.89 \text{ [cm}^2] \text{ (= 設計上の単位幅あたり鉄筋量 } A_s) \text{ OK}$$

※ SD295 の長期許容応力度 σ_{sa} は 195 N/mm^2 であるが、単位平方センチメートルあたりの許容応力度とするため 19.5 kN/cm^2 としている。

$$\text{鉄筋比 } p \quad p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{15.89}{100 \times 28} = 0.00568$$

中立軸比 k

$$k = \sqrt{2 \times p \times n + (p \times n)^2} - p \times n = \sqrt{2 \times 0.00568 \times 15 + (0.00568 \times 15)^2} - 0.00568 \times 15$$

$$= 0.336$$

※ n はコンクリートに対する鉄筋のヤング係数比で、通常は 15 としてよい。

$$\text{合力中心間距離 } j \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.888$$

エ 鉄筋の引張り応力度 σ_s

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \times j \times d} = \frac{57.307 \times 100}{15.89 \times 0.888 \times 28} = 14.505 \text{ [kN/cm}^2] \leq 19.5 \text{ [kN/cm}^2] \text{ OK}$$

オ コンクリートの圧縮応力度 σ_c

$$\sigma_c = \frac{2 \times M}{k \times j \times b \times d^2} = \frac{2 \times 57.307 \times 100}{0.336 \times 0.888 \times 100 \times 28^2} = 0.490 \text{ [kN/cm}^2] \leq 0.7 \text{ [kN/cm}^2] \text{ OK}$$

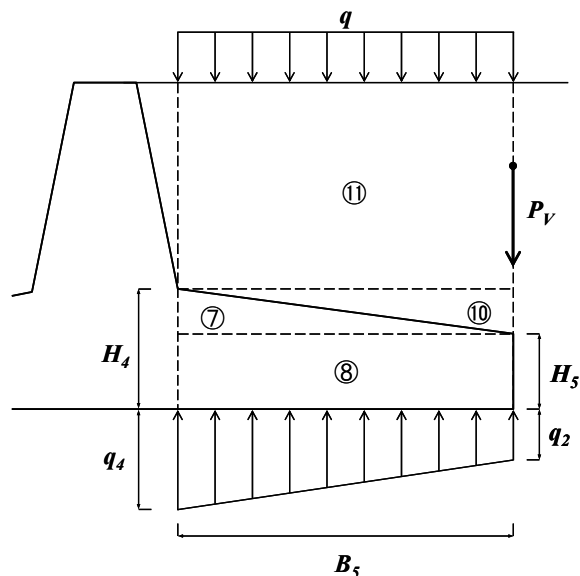
カ コンクリートのせん断応力度 τ

$$\tau = \frac{S}{b \times j \times d} = \frac{48.483}{100 \times 0.888 \times 28} = 0.019 \text{ [kN/cm}^2] \leq 0.07 \text{ [kN/cm}^2] \text{ OK}$$

(2) かかと版の部材計算

ア かかと版付け根における地盤の反力 q_4

$$\begin{aligned} q_4 &= \frac{(q_1 - q_2) \cdot B_5}{B} + q_2 \\ &= \frac{(87.422 - 32.078) \cdot 2.35}{3.20} + 32.078 \\ &= 72.721 \text{ [kN]} \end{aligned}$$



イ かかと版に働く荷重及びモーメント

外力	区分	重量計算式	重量 [kN]	かかと版付け根から重心又は作用位置までの距離 [m]	モーメント [kN・m]
荷重	⑦	$0.10 \times 2.35 \times 1/2 \times 24$	+ 2.820	0.783	+ 2.208
	⑧	$0.25 \times 2.35 \times 24$	+ 14.100	1.175	+ 16.568
	⑩	$0.10 \times 2.35 \times 1/2 \times 16$	+ 1.880	1.567	+ 2.946
	⑪	$3.10 \times 2.35 \times 16$	+116.560	1.175	+136.958
	q	2.35×10	+ 23.500	1.175	+ 27.613
	P_v		0.000	2.350	0.000
反力		$1/2 \times (72.721 + 32.078) \times 2.35$	-123.139	1.023	-125.971
合計			$S = 35.721$		$M = 60.322$

ウ 必要鉄筋量

単位幅 b 100 [cm]

部材厚 t 35 [cm]

鉄筋のかぶり d'

$$d' = c + 1 = 6 + 1 = 7 \text{ [cm]}$$

有効高 d

$$d = t - d' = 35 - 7 = 28 \text{ [cm]}$$

※かかと版に働く曲げモーメントがたて壁に働く曲げモーメントを超えているので、部材計算に用いる曲げモーメントは、たて壁に働く曲げモーメントとする。

必要鉄筋量 A_{so}

$$A_{so} = \frac{M}{\sigma_{sa} \times \frac{7}{8} \times (t - d')} = \frac{57.307 \times 100}{19.5 \times \frac{7}{8} \times (35 - 7)}$$

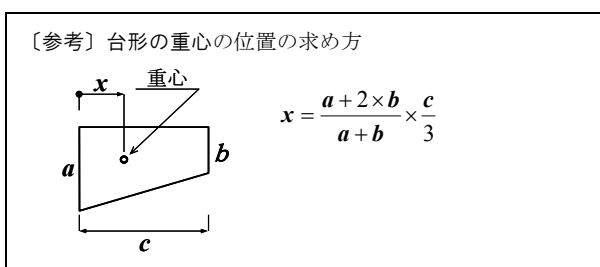
$$= 12.00 \text{ [cm}^2] \leq D16@125 \text{ mm} = 15.89 \text{ [cm}^2] \text{ (= 設計上の単位幅あたり鉄筋量 } A_s) \text{ OK}$$

$$\text{鉄筋比 } p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{15.89}{100 \times 28} = 0.00568$$

中立軸比 k

$$k = \sqrt{2 \times p \times n + (p \times n)^2} - p \times n = \sqrt{2 \times 0.00568 \times 15 + (0.00568 \times 15)^2} - 0.00568 \times 15$$

$$= 0.336$$



合力中心間距離 $j \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.888$

エ 鉄筋の引張り応力度 σ_s

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \times j \times d} = \frac{57.307 \times 100}{15.89 \times 0.888 \times 28} = 14.505 \text{ [kN/cm}^2] \leq 19.5 \text{ [kN/cm}^2] \quad \text{OK}$$

オ コンクリートの圧縮応力度 σ_c

$$\sigma_c = \frac{2 \times M}{k \times j \times b \times d^2} = \frac{2 \times 57.307 \times 100}{0.336 \times 0.888 \times 100 \times 28^2} = 0.490 \text{ [kN/cm}^2] \leq 0.7 \text{ [kN/cm}^2] \quad \text{OK}$$

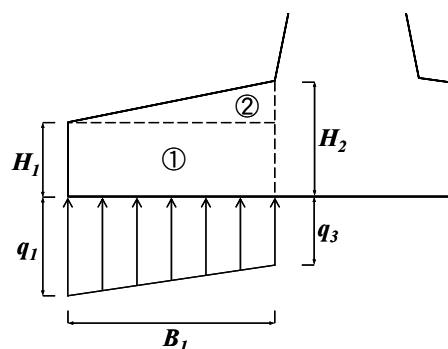
カ コンクリートのせん断応力度 τ

$$\tau = \frac{S}{b \times j \times d} = \frac{35.721}{100 \times 0.888 \times 28} = 0.014 \text{ [kN/cm}^2] \leq 0.07 \text{ [kN/cm}^2] \quad \text{OK}$$

(3) つま先版の部材計算

ア つま先版付け根における地盤の反力 q_3

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 - \frac{(q_1 - q_2) \cdot B_1}{B} \\ &= 87.422 - \frac{(87.422 - 32.078) \cdot 0.5}{3.20} \\ &= 78.775 \text{ [kN]} \end{aligned}$$



イ つま先版に働く荷重及びモーメント

外力	区分	重量計算式	重量 [kN]	つま先版付け根から重心又は作用位置までの距離 [m]	モーメント [kN・m]
荷重	①	$0.25 \times 0.5 \times 24$	- 3.000	0.250	- 0.750
	②	$0.10 \times 0.5 \times 1/2 \times 24$	- 0.600	0.167	- 0.100
反力		$1/2 \times (87.422 + 78.775) \times 0.5$	+ 41.549	0.254	+ 10.553
合計			$S = 37.949$		$M = 9.703$

ウ 必要鉄筋量

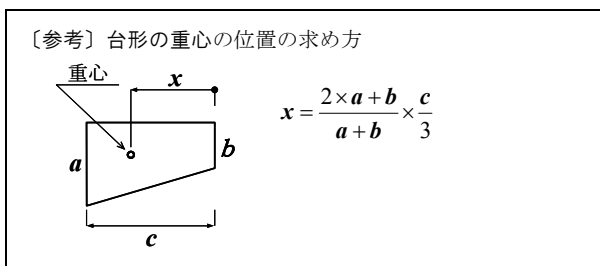
単位幅 b 100 [cm]

部材厚 t 35 [cm]

鉄筋のかぶり d'

$$d' = c + 1 = 6 + 1 = 7 \text{ [cm]}$$

有効高 d



$$d = t - d' = 35 - 7 = \underline{28} \text{ [cm]}$$

必要鉄筋量 A_{so}

$$A_{so} = \frac{M}{\sigma_{sa} \times \frac{7}{8} \times (t - d')} = \frac{9.703 \times 100}{19.5 \times \frac{7}{8} \times (35 - 7)}$$

$$= \underline{2.03} \text{ [cm}^2\text{]} \leq \text{D13@250 mm} = 5.07 \text{ [cm}^2\text{]} (= \text{設計上の単位幅あたり鉄筋量 } A_s) \quad \text{OK}$$

鉄筋比 p $p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.07}{100 \times 28} = \underline{0.00181}$

中立軸比 k

$$k = \sqrt{2 \times p \times n + (p \times n)^2} - p \times n = \sqrt{2 \times 0.00181 \times 15 + (0.00181 \times 15)^2} - 0.00181 \times 15$$

$$= \underline{0.207}$$

合力中心間距離 j $j = 1 - \frac{k}{3} = \underline{0.931}$

エ 鉄筋の引張り応力度 σ_s

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \times j \times d} = \frac{9.703 \times 100}{5.07 \times 0.931 \times 28} = \underline{7.342} \text{ [kN/cm}^2\text{]} \leq 19.5 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \quad \text{OK}$$

オ コンクリートの圧縮応力度 σ_c

$$\sigma_c = \frac{2 \times M}{k \times j \times b \times d^2} = \frac{2 \times 9.703 \times 100}{0.207 \times 0.931 \times 100 \times 28^2} = \underline{0.128} \text{ [kN/cm}^2\text{]} \leq 0.7 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \quad \text{OK}$$

カ コンクリートのせん断応力度 τ

$$\tau = \frac{S}{b \times j \times d} = \frac{37.949}{100 \times 0.931 \times 28} = \underline{0.015} \text{ [kN/cm}^2\text{]} \leq 0.07 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \quad \text{OK}$$