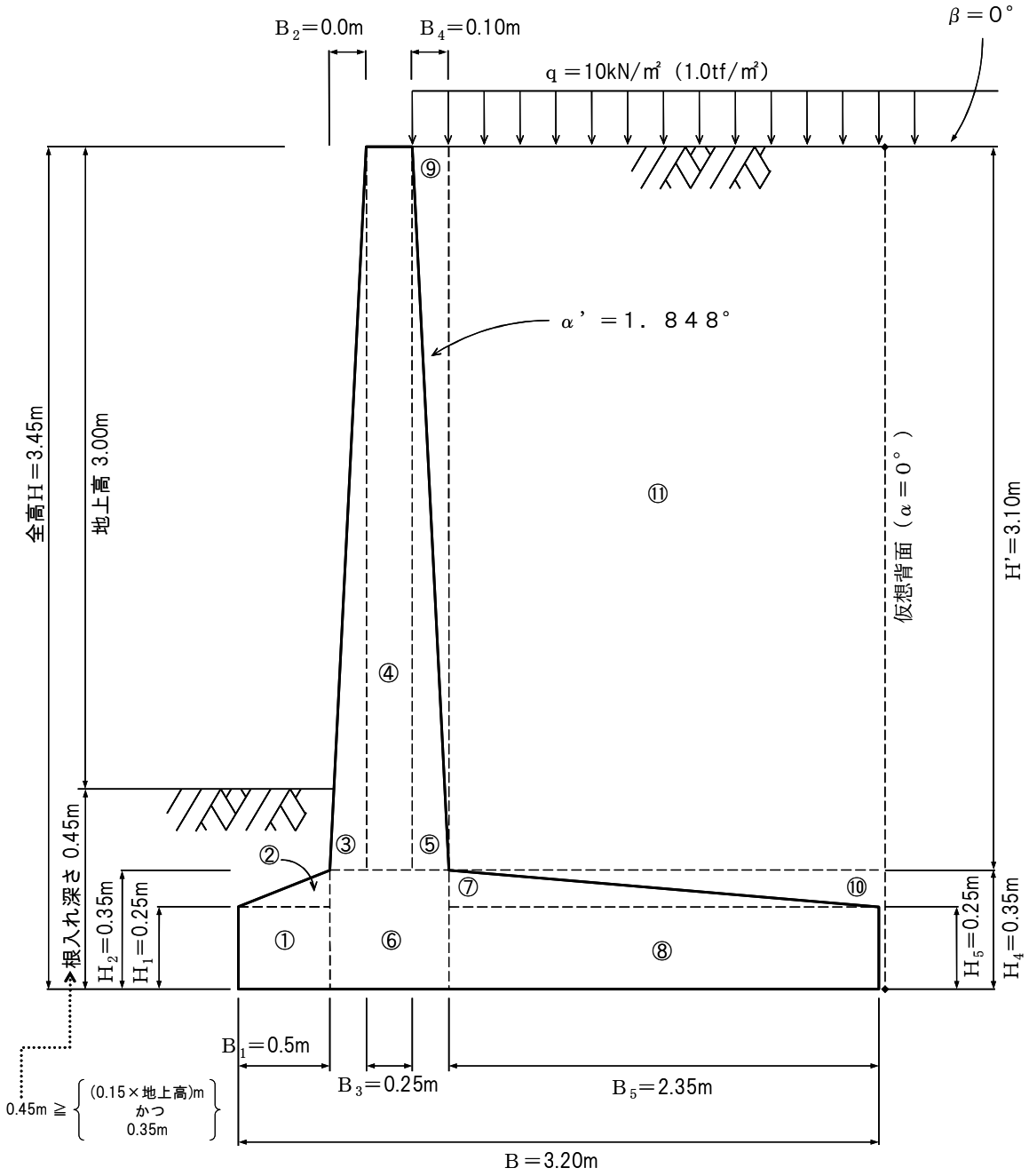
第４節　鉄筋コンクリート造擁壁構造計算例

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／㎥（1.6 tf／㎥）
	内部摩擦角 ϕ	20°
	粘着力 C	0 kN／㎡（0 tf／㎡）
	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／㎡（9.0 tf／㎡）
	粘着力 C'	0 kN／㎡（0 tf／㎡）
	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（ β = 0）
	地表面載荷重 q	10 kN／m²（1.0 tf／㎡）
壁面摩擦角	仮想背面 δ	0°　（= β ）
	たて壁背面 δ'	10°　（= ϕ /2；石油系透水マット使用） (砕石等の場合は、δ=2/3 ϕ)
鉄筋	材質	SD295
	長期許容引張り応力度 σ_{sa}	195 N／㎟（=19.5 kN／㎠） （1,950 kg f／㎠）
	かぶり	6 ㎝（純かぶり）
	たて壁主鉄筋	D16@125 ㎜
	かかと版主鉄筋	D16@125 ㎜
	つま先版主鉄筋	D13@250 ㎜
コンクリート	単位体積重量（鉄筋コンクリート）	24 kN／㎥（2.4 tf／㎥）
	設計基準強度	2.1 kN／㎠（210 kgf／㎠）
	長期許容圧縮応力度 σ_{ca}	0.7 kN／㎠（70 kgf／㎠）
	長期許容せん断応力度 τ_a	0.07 kN／㎠（7 kgf／㎠）
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 5.0m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 $\boldsymbol{H}$　　3.45〔m〕

土圧作用面の傾斜 $\boldsymbol{\alpha}$　　0〔°〕

地表面の傾斜 $\boldsymbol{\beta}$　　0〔°〕

仮想背面の壁面摩擦角 $\boldsymbol{\delta}$　　0〔°〕

背面土の内部摩擦角 $\boldsymbol{\phi}$　　20〔°〕

土圧係数 $\boldsymbol{K_A}$

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

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

$$= \quad 0.4903$$

表面載荷重による換算高さ $\boldsymbol{h}$

$$h = q/\gamma = 10/16 = 0.625 \quad = \quad 0.625\ 〔\mathrm{m}〕$$

主働土圧合力 $\boldsymbol{P_A}$

$$P_A = \frac{1}{2}\times K_A\times\gamma\times H\times(H+2\times h) = \frac{1}{2}\times 0.4903\times 16\times 3.45\times(3.45+2\times 0.625) = 63.602\ 〔\mathrm{kN}〕$$

土圧の水平成分 $\boldsymbol{P_H}$

$$P_H = P_A\cdot\cos(\alpha+\delta) = 63.602\cdot\cos(0+0) \quad = \quad 63.602\ 〔\mathrm{kN}〕$$

土圧の鉛直成分 $\boldsymbol{P_V}$

$$P_V = P_A\cdot\sin(\alpha+\delta) = 63.602\cdot\sin(0+0) \quad = \quad 0.0\ 〔\mathrm{kN}〕$$

作用位置 $\boldsymbol{y_P}$

$$y_P = \frac{H}{3}\times\frac{H+3h}{H+2h} = \frac{3.45}{3}\times\frac{3.45+3\cdot 0.625}{3.45+2\cdot 0.625} \quad = \quad 1.303\ 〔\mathrm{m}〕$$

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	0.25×0.5×24	3.000	0.250	0.750
	②	0.10×0.5×1/2×24	0.600	0.333	0.200
	③	3.10×0.0×1/2×24	0.000	—	—
	④	3.10×0.25×24	18.600	0.625	11.625
	⑤	3.10×0.10×1/2×24	3.720	0.783	2.913
	⑥	0.35×0.35×24	2.940	0.675	1.985
	⑦	0.10×2.35×1/2×24	2.820	1.633	4.605
	⑧	0.25×2.35×24	14.100	2.025	28.553
	⑨	3.10×0.10×1/2×16	2.480	0.817	2.026
	⑩	0.10×2.35×1/2×16	1.880	2.417	4.544
	⑪	3.10×2.35×16	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

$$F_o = \frac{Mr}{Mo} = \frac{341.623}{82.873} = \underline{4.122} \geqq 1.5 \quad \text{OK}$$

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

$$d = \frac{M}{V} = \frac{258.750}{191.200} = \underline{1.353}\ 〔\text{m}〕$$

偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.200}{2} - 1.353$$

$$= \underline{0.247}\ 〔\text{m}〕$$

$$|e| \leqq 0.533\ 〔\text{m}〕 \quad = \frac{B}{6} = \frac{3.200}{6} \quad \text{OK}$$

(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〔kN/㎡〕，32.078〔kN/㎡〕　≦　90〔kN/㎡〕　OK

(4)　滑動に関する安全率の検討

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

3　部材計算

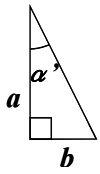
(1)　たて壁の部材計算

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



$$\alpha' = \arctan\left(\frac{b}{a}\right) \quad 〔°〕$$

※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/π 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

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

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

地表面載荷重による換算高さ h

$$h = q/\gamma = 10/16 = 0.625 \quad = \quad 0.625\text{〔m〕}$$

主働土圧合力 $\boldsymbol{P_A}$

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

＝ 49.538〔kN〕

土圧の水平成分 $\boldsymbol{P_H}$

$$\boldsymbol{P_H}=\boldsymbol{P_A}\cdot\cos(\alpha'+\delta')=49.538\cdot\cos(1.848+10)$$ ＝ 48.483〔kN〕

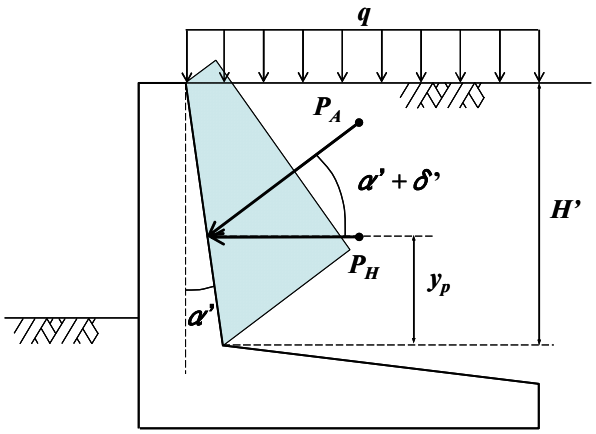
土圧の鉛直成分 $\boldsymbol{P_V}$

$$\boldsymbol{P_V}=\boldsymbol{P_A}\cdot\sin(\alpha'+\delta')=49.538\cdot\sin(1.848+10)$$ ＝ 10.171〔kN〕

作用位置 $\boldsymbol{y_P}$

$$\boldsymbol{y_P}=\frac{\boldsymbol{H'}}{3}\times\frac{\boldsymbol{H'}+3\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{H'}+2\boldsymbol{h}}=\frac{3.10}{3}\times\frac{3.10+3\cdot 0.625}{3.10+2\cdot 0.625}$$ ＝ 1.182〔m〕

イ　せん断力及び曲げモーメント



せん断力 $\boldsymbol{S}$

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

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

＝48.483〔kN〕

曲げモーメント $\boldsymbol{M}$

$$\boldsymbol{M}=\boldsymbol{P_H}\times\boldsymbol{y_P}$$

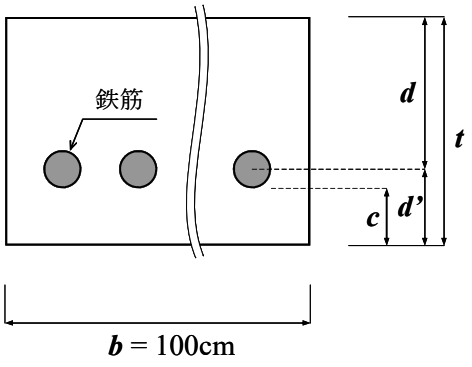
$$=\boldsymbol{P_A}\cdot\cos(\alpha'+\delta')\times\boldsymbol{y_P}$$

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

$$=48.483\times 1.182$$

＝ 57.307〔kN･m〕＝ 57.307×100〔kN･cm〕

ウ　必要鉄筋量



単位幅 $\boldsymbol{b}$　100〔cm〕

部材厚 $\boldsymbol{t}$　35〔cm〕

鉄筋のかぶり $\boldsymbol{d'}$

$$\boldsymbol{d'}=\boldsymbol{c}+1=6+1$$ ＝ 7〔cm〕

※$\boldsymbol{c}$ は鉄筋の純かぶりで 6 cmとする。

有効高 $\boldsymbol{d}$

$$\boldsymbol{d}=\boldsymbol{t}-\boldsymbol{d'}=35-7$$ ＝ 28〔cm〕

必要鉄筋量 A_{SO}

$$A_{SO}=\frac{M}{\sigma_{sa}\times 7/8\times(t-d')}=\frac{57.307\times100}{19.5\times 7/8\times(35-7)}$$

＝　12.00〔㎠〕≦D16@125 ㎜ ＝15.89〔㎠〕(＝ 設計上の単位幅あたり鉄筋量 As) OK

※　SD295 の長期許容応力度 σ_{sa} は 195N/㎟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 19.5kN/㎠としている。

鉄筋比 p　$p=\dfrac{A_S}{b\times d}=\dfrac{15.89}{100\times28}$　＝　0.00568

中立軸比 k

$$k=\sqrt{2\times p\times n+(p\times n)^2}-p\times n=\sqrt{2\times0.00568\times15+(0.00568\times15)^2}-0.00568\times15$$

＝　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。

合力中心間距離 j　$j=1-\dfrac{k}{3}$　＝　0.888

エ　鉄筋の引張り応力度 σ_s

$$\sigma_S=\frac{M}{A_S\times j\times d}=\frac{57.307\times100}{15.89\times0.888\times28}$$　＝　14.505〔kN/㎠〕≦　19.5〔kN/㎠〕　OK

オ　コンクリートの圧縮応力度 σ_c

$$\sigma_C=\frac{2\times M}{k\times j\times b\times d^2}=\frac{2\times57.307\times100}{0.336\times0.888\times100\times28^2}$$　＝　0.490〔kN/㎠〕≦　0.7〔kN/㎠〕　OK

カ　コンクリートのせん断応力度 τ

$$\tau=\frac{S}{b\times j\times d}=\frac{48.483}{100\times0.888\times28}$$　＝　0.019〔kN/㎠〕≦　0.07〔kN/㎠〕　OK

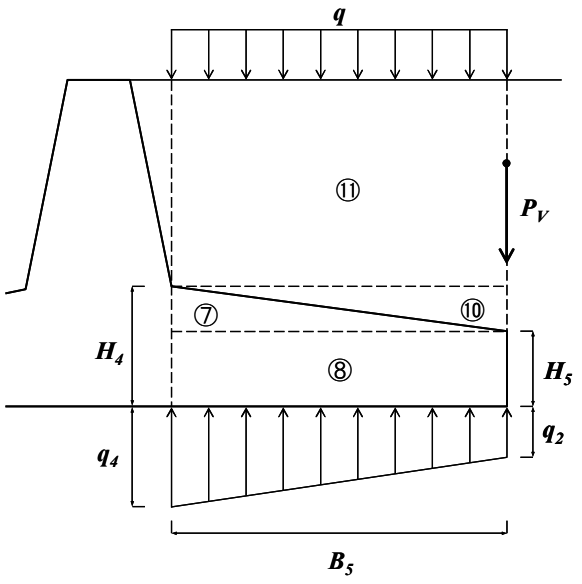
(2)　かかと版の部材計算

ア　かかと版付け根における地盤の反力 q_4

$$q_4=\frac{(q_1-q_2)\cdot B_5}{B}+q_2$$

$$=\frac{(87.422-32.078)\cdot2.35}{3.20}+32.078$$

＝　72.721〔kN〕



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	0.10×2.35×1/2×24	＋　2.820	0.783	＋　2.208
	⑧	0.25×2.35×24	＋ 14.100	1.175	＋ 16.568
	⑩	0.10×2.35×1/2×16	＋　1.880	1.567	＋　2.946
	⑪	3.10×2.35×16	＋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×(72.721＋32.078)×2.35	－123.139	1.023	－125.971
合　計			S ＝ 35.721		M ＝ 60.322

ウ　必要鉄筋量

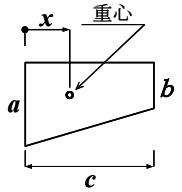
単位幅 b　100〔cm〕

部材厚 t　35〔cm〕

鉄筋のかぶり d'

$d' = c + 1 = 6 + 1$　＝　7〔cm〕

〔参考〕台形の重心の位置の求め方



$$x = \frac{a + 2 \times b}{a + b} \times \frac{c}{3}$$

有効高 d

$d = t - d' = 35 - 7$　＝　28〔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}

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

＝　12.00〔cm²〕≦D16@125 mm ＝ 15.89〔cm²〕(＝ 設計上の単位幅あたり鉄筋量 As) OK

鉄筋比 p　$p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{15.89}{100 \times 28}$　＝　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　$j = 1 - \dfrac{k}{3}$　＝　0.888

エ　鉄筋の引張り応力度 σ_s

$$\sigma_s = \frac{M}{A_S \times j \times d} = \frac{57.307 \times 100}{15.89 \times 0.888 \times 28} = 14.505\ 〔\mathrm{kN/cm^2}〕 \leqq 19.5\ 〔\mathrm{kN/cm^2}〕 \quad \mathrm{OK}$$

オ　コンクリートの圧縮応力度 σ_c

$$\sigma_c = \frac{2 \times M}{k \times j \times b \times d^2} = \frac{2 \times 57.307 \times 100}{0.336 \times 0.888 \times 100 \times 28^2} = 0.490\ 〔\mathrm{kN/cm^2}〕 \leqq 0.7\ 〔\mathrm{kN/cm^2}〕 \quad \mathrm{OK}$$

カ　コンクリートのせん断応力度 τ

$$\tau = \frac{S}{b \times j \times d} = \frac{35.721}{100 \times 0.888 \times 28} = 0.014\ 〔\mathrm{kN/cm^2}〕 \leqq 0.07\ 〔\mathrm{kN/cm^2}〕 \quad \mathrm{OK}$$

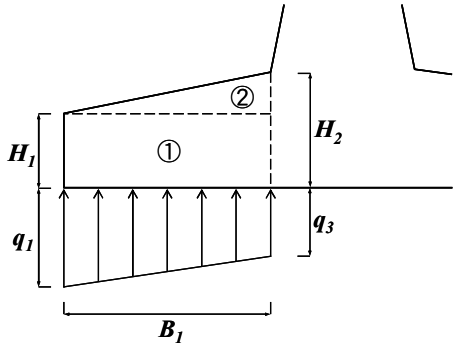
(3)　つま先版の部材計算

ア　つま先版付け根における地盤の反力 q_3

$$q_3 = q_1 - \frac{(q_1 - q_2) \cdot B_1}{B}$$

$$= 87.422 - \frac{(87.422 - 32.078) \cdot 0.5}{3.20}$$

＝ 78.775〔kN〕



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	0.25×0.5×24	－ 3.000	0.250	－ 0.750
	②	0.10×0.5×1/2×24	－ 0.600	0.167	－ 0.100
反力		1/2×(87.422+78.775)×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〕

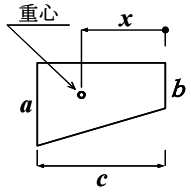
部材厚 t　35〔cm〕

鉄筋のかぶり d'

$d' = c + 1 = 6 + 1$　＝　7〔cm〕

有効高 d

〔参考〕台形の重心の位置の求め方



$$x = \frac{2 \times a + b}{a + b} \times \frac{c}{3}$$

$d = t - d' = 35 - 7$　＝　28〔cm〕

必要鉄筋量 A_{so}

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

＝　2.03〔cm²〕≦D13@250 mm ＝5.07〔cm²〕(＝ 設計上の単位幅あたり鉄筋量 A_s)　OK

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

中立軸比 k

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

＝ 0.207

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

エ　鉄筋の引張り応力度 σ_s

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \times j \times d} = \frac{9.703 \times 100}{5.07 \times 0.931 \times 28}$$　＝　7.342〔kN/cm²〕≦　19.5〔kN/cm²〕　OK

オ　コンクリートの圧縮応力度 σ_c

$$\sigma_c = \frac{2 \times M}{k \times j \times b \times d^2} = \frac{2 \times 9.703 \times 100}{0.207 \times 0.931 \times 100 \times 28^2}$$　＝　0.128〔kN/cm²〕≦　0.7〔kN/cm²〕　OK

カ　コンクリートのせん断応力度 τ

$$\tau = \frac{S}{b \times j \times d} = \frac{37.949}{100 \times 0.931 \times 28}$$　＝　0.015〔kN/cm²〕≦　0.07〔kN/cm²〕　OK