

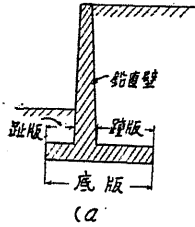
第五章 擁 壁

第一節 總 論

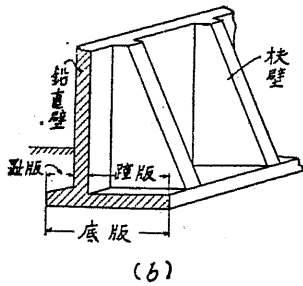
§ 501 概説 擁壁 (retaining wall) は土砂等の横壓力に抵抗する構造物である。コンクリート造擁壁は、普通コンクリート擁壁と、鐵筋コンクリート擁壁との2種に大別する。

1 鐵筋コンクリート擁壁の種類、構造に依りて次の4種に大別する。

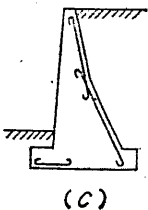
- イ. 突桁式 Cantilever type
- ロ. 扶壁式 Buttress type
- ハ. 半重力式 Semigravity type
- ニ. 特殊式



突桁式擁壁は第 501 圖 (a) の如く鉛直壁 (vertical wall) と底板 (base slab) より成り、扶壁式擁壁は (b) 圖に示す如く、鉛直壁と底板の外に鉛直壁及底板を支へる扶壁 (buttress wall 又は Counterfort) より成る。



半重力式擁壁は重力式擁壁と突桁式擁壁の間のもので (c) 圖の如く壁厚を節約し、之が爲めに生ずる背面の張應力を鐵筋にて抵抗せしむるものである。



第 501 圖

特殊式擁壁は函形断面を有するもの、扶壁を結構としたもの等、種々雑多であつて、特殊な地質、荷重に適應する様考案したものである。

2 特長。鐵筋コンクリート擁壁は主として踵版 (heel slab) 上の土砂の重量に依りて土の横壓力に抵抗するものであつて、第 501 圖に示

す如く鐵筋コンクリート版の集合したものに過ぎない。従つて (a) 高い擁壁に於ては一般的に重力式よりも工費を軽減し得る。(b) 重力式に比して自重軽く、且つ底板幅廣く、基礎地盤に及ぼす壓力小なる爲め、地盤軟弱なる場合は特に經濟である。等の特長を有する。

3 利用の範圍。鐵筋コンクリート擁壁中最も廣く利用せらるゝものは突桁式と扶壁式であつて、之等擁壁の經濟的利用範圍は工事材料の單價、基礎工の程度等に支配され一律に定める事は困難であるが、大體の標準として經濟的利用範圍をその高さに依りて示せば次の通りである。

- 突桁式 2 m ~ 3 m 以上 5 m ~ 6 m 以下
- 扶壁式 5 m ~ 6 m 以上

以上の限界高前後のものは比較設計に依りて其の様式を決定する。比較設計に於ては單に鐵筋及コンクリートの量のみならず、型枠の工費まで考慮しなければならない。

§ 502 土壓力 は擁壁設計上重要なるものであるから、簡單に Rankine 氏の公式のみを列記する。

- p = 地表よりの深さ h に於ける土壓力強度
- P = 地表より h の深さに至るまでの土壓力の合力 (奥行單位長)
- w = 土の單位重量 ϕ = 土砂の息角
- θ = 地表が水平となす角
- r = 地表單位面積に作用する地表上の荷重 [地表の傾斜甚しき時は水平に對する地表正射影の單位面積に作用する荷重]
- K = 震度 $\varphi = \tan^{-1} K$ E = 土壓係數

$$\left. \begin{aligned} p &= E(r+wh) \\ &= Ewh \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (501) \quad r = 0 \text{ の場合}$$

$$\left. \begin{aligned} P &= E\left(rh + \frac{1}{2}wh^2\right) \\ &= \frac{1}{2}Ewh^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (502) \quad r = 0 \text{ の場合}$$

p 及 P が鉛直面に作用する場合の土圧係数 E の値は次の如し。

地表が水平と θ なる角をなす場合

$$E = \cos\theta \frac{\cos\theta - \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\phi}}{\cos\theta + \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\phi}} \quad \left. \begin{array}{l} \text{普通の場合} \\ \text{地震の場合} \end{array} \right\} \dots\dots(503)$$

$$= \cos\theta \frac{\cos\theta - \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2(\phi - \varphi)}}{\cos\theta + \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2(\phi - \varphi)}}$$

地表が水平なる場合

$$E = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad \left. \begin{array}{l} \text{普通の場合} \\ \text{地震の場合} \end{array} \right\} \dots\dots(504)$$

$$= \frac{1 - \sin(\phi - \varphi)}{1 + \sin(\phi - \varphi)}$$

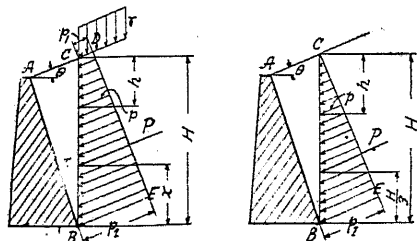
土圧力 P の作用線は地表面と平行して、其の作用点 (F) と土圧力を考慮する最下点 (B) との距離 x は、次の式に依りて求める。(第 502 圖参照)

$$x = \frac{H(2p_1 + p_2)}{3(p_1 + p_2)} \quad \left. \begin{array}{l} r = 0 \\ p_1 = 0 \end{array} \right\} \text{の場合} \dots\dots(505)$$

$$= \frac{H}{3}$$

p_1 = 地表に於ける土圧力強度 (C 點に於ける)

p_2 = 地表よりの深さ H に於ける土圧力強度 (B 點に於ける)



第 502 圖

土圧力が第 502 圖の如き傾斜面 AB に作用する場合には、土圧力を BC なる鉛直面に就いて算定し、傾斜面 AB 直上の (ABC 間) 土の重量は鉛直に作用するものとすればよい。公式 503 及 504 に於ける地

震時の土圧係数は息角 35° 以下、震度 0.4 以下の場合にのみ應用し得る近似式である。第 501 表は普通の場合に於ける土圧係数 E の値である。

§ 503 擁壁の安定 第 503 圖の如き擁壁に於て踵版 $B'D$ 上の土砂は擁壁の一部と見做し土壓は、底版の尾端 B を通る鉛直線 $A'B$ に作用するものとして安定を檢定する。趾版 (toe slab) (第 501 圖参照) 上の土砂は無視す。今

第 501 表 普通の場合に於ける土圧係数 E の値

地表傾斜 息角 ϕ	傾斜 同上							水 平	ϕ
	1:1	1:1½	1:2	1:2½	1:3	1:4	0		
50°	0,29	0,18	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,64	
45°	0,26	0,22	0,20	0,19	0,18	0,17	0,71	
40°	0,36	0,29	0,26	0,24	0,23	0,22	0,77	
35°	0,58	0,38	0,33	0,31	0,29	0,27	0,82	
30°	0,54	0,44	0,40	0,37	0,33	0,87	
25°	0,60	0,52	0,46	0,40	0,91	
20°	0,72	0,58	0,49	0,94	

ΣV = 擁壁單位長に作用する力の鉛直分力

の合力 (地盤反力を含まず)

ΣH = 擁壁の單位長に作用する力の水平分

力の合力 (地盤反力を含まず)

R = ΣV と ΣH との合力

ΣM = 底版尾端 B の周りに於ける ΣV

及 ΣH に依る力率の和

d = R が底版の底面と交る點 E より尾

端 B までの距離

l = 底版の幅 e = 底版中央より

E 點までの距離

q_1 = 先端 C に於ける地盤反力強度

q_2 = 尾端 B に於ける地盤反力強度、とすれば

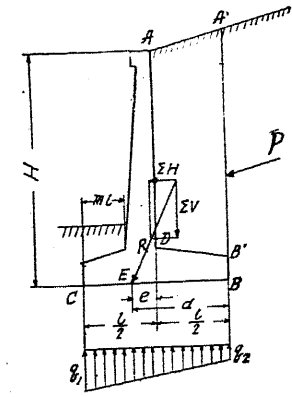
$$d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \dots\dots(516)$$

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

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

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

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} d \leq \frac{2}{3}l \text{ の場合} \dots\dots(507)$$



第 503 圖

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= \frac{4\Sigma V}{3(l-2e)} \\ e &= d - \frac{l}{2} \end{aligned} \right\} \quad l > d \geq \frac{2}{3}l \text{ の場合} \dots\dots(508)$$

擁壁が安全なる爲めには次の三条件を具備しなければならない。

1 顛倒に対する安定条件。擁壁に作用する力の合力 R は底版底面の middle third 内になければならない。即ち

$$e \leq \frac{l}{6} \text{ 又は } d \leq \frac{2}{3}l \dots\dots(509)$$

地震時に於ては $e \leq \frac{l}{2}$ 又は $d \leq l$ $\dots\dots(509_a)$

2 地盤の支持力に対する安定条件。地盤の反力はその安全支持力を超過してはならない。即ち

$$q \leq q_0 \dots\dots(510)$$

q = 最大地盤反力強度 (公式 507 の q_1, q_2 の内大なるもの)

q_0 = 地盤の安全支持力強度

地震時に於ては q_0 を相当増加して差支ない。

3 滑動に対する安定条件。擁壁に作用する力の鉛直分力の合力 ΣV に依る最大摩擦力は水平分力の合力 ΣH より大きくなければならない。

$$\Sigma H \leq \mu \Sigma V \dots\dots(511)$$

μ = 摩擦係数

§ 504 底版の幅 設計前之を正確に定めることは困難であるが、次の式に依りて之を算定し、擁壁各部の寸法を推定し、公式 506 ~ 511 に依て安定を検定する。(第504 圖参照)

H = 鉛直壁天端 A より底版底面までの高

ml = 趾版の長 E = 土圧係数 其の他の記號は § 503 に同じ。

とすれば (以下の公式誘導に就いては註参照)

1 $d = \frac{2}{3}l$ (又は $e = \frac{l}{6}$) なる場合の底版幅 l は次の式にて求める。

$$\left. \begin{aligned} l &= H \sqrt{\frac{E}{(1-m)(1+3m)}} \quad \text{地表水平の場合 } \theta = 0 \\ &= H \sqrt{\frac{E \cos \theta}{(1-m)(1+3m)}} \quad \text{地表が水平と } \theta \text{ なる角をなす場合} \end{aligned} \right\} \dots\dots(512)$$

底版幅 l を最小ならしむる爲めには

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{1}{3} \\ l &= H \sqrt{\frac{3E}{4}} \quad \text{地表水平の場合} \\ &= H \sqrt{\frac{3E \cos \theta}{4}} \quad \text{地表が水平と } \theta \text{ なる角をなす場合} \end{aligned} \right\} \dots\dots(513)$$

2 $d = \frac{l}{2}$ (又は $e = 0$) なる場合

$$\left. \begin{aligned} l &= 0.57 \sqrt{\frac{E}{m(1-m)}} H \quad \text{地表水平の場合} \\ &= 0.57 \sqrt{\frac{E \cos \theta}{m(1-m)}} H \quad \text{地表が水平と } \theta \text{ なる角をなす場合} \end{aligned} \right\} \dots\dots(514)$$

3 地盤の反力。公式 512 ~ 514 に依りて底版幅を定めれば次の式に依りて地盤の反力を求め、之が安全支持力以下なるや否やを検定する。

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= wH \left[(1-m)(1-2m) + E \left(\frac{H}{l} \right)^2 \right] \\ q_2 &= wH \left[(1-m)(1+3m) - E \left(\frac{H}{l} \right)^2 \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots(515)$$

公式 515 は地表水平の場合である。

(註) 地表水平なる場合に於ける公式 512 ~ 515 の誘導。鉛直壁及趾版の単位重量を土砂の単位重量 w に等しいものと假定し、趾版の重量を無視する時は擁壁単位長の重量 W は第 504 圖に於ける $AA'BF$ 間の土の重量に等しい。即ち

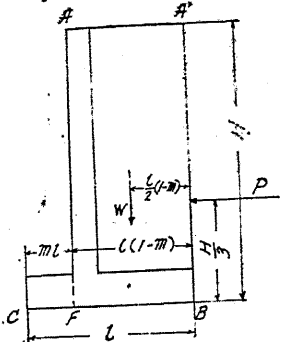
$$W = w(1-m)l \cdot H$$

W の作用線は BF の中央、即ち B より $\frac{l}{2}(1-m)$ に在り、又土壓力 P は公式 502 に依り $P = \frac{1}{2} Ew H^2$ 。 B 點の周りに於ける W 及 P に依る力率の和 ΣM は

$$\Sigma M = W \frac{l}{2} (1-m) + \frac{EwH^3}{6}$$

公式 506 より $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{W \frac{l}{2} (1-m) + \frac{EwH^3}{6}}{W} = \frac{1}{2} (1-m) + \frac{EH^2}{6l(1-m)}$

$$e = d - \frac{l}{2} = -\frac{ml}{2} + \frac{EH^2}{6l(1-m)}$$



第 504 圖

公式 507 より $q_1 = wH[(1-m)(1-3m) + E(\frac{H}{l})^2]$
 $q_2 = wH[(1-m)(1+3m) - E(\frac{H}{l})^2]$

次に P と W の合力が middle third の先端を通る場合即ち $d = \frac{2}{3}l$ の場合に於ては $q_2 = 0$ である。従て $q_2 = wH[(1-m)(1+3m) - E(\frac{H}{l})^2] = 0$

$$l^2 = \frac{EH^2}{(1-m)(1+3m)} \quad \therefore l = H\sqrt{\frac{E}{(1-m)(1+3m)}}$$

又 P と W の合力が底版の中央を通る場合即ち $d = \frac{l}{2}$ の場合に於ては $q_1 = q_2$ である。従て $(1-m)(1-3m) + E(\frac{H}{l})^2 = (1-m)(1+3m) - E(\frac{H}{l})^2$

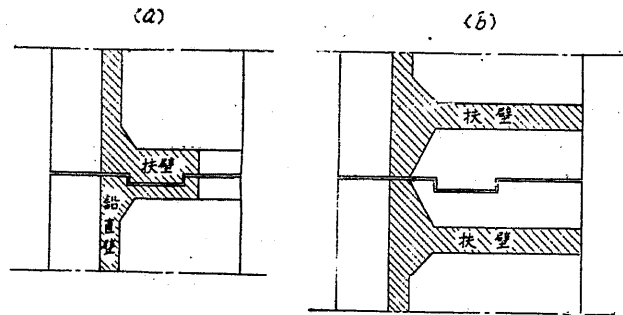
$$l^2 = \frac{0,333EH^2}{m(1-m)} \quad \therefore l = 0,57H\sqrt{\frac{E}{m(1-m)}}$$

§ 505 基礎及伸縮接合

1 基礎。擁壁がその基礎地盤に及ぼす最大壓力を地盤の安全支持力以下たらしむることは絶対必要である。従て地盤軟弱なる場合はその程度に應じ底幅の増大、根入の増加、特種基礎工の施工（例へば抗打基礎）等の手段に依りて基礎耐力の増加を計る。

基礎根入深は地盤の安全支持力に依りて定むる外、地盤の結霜深よりも大ならしめる。地盤結霜深は地質或は地方気温に依り甚だしき相違ありて一律に決定し得るものでないが、大體の標準を示せば最小根入深は 1 m 以上、特に寒氣甚だしき地方に於ては 1,5 m 以上とせば安全である。

水抜 鐵筋コンクリート擁壁に於ても水抜は必要であつて、水抜の構造は底版



第 505 圖

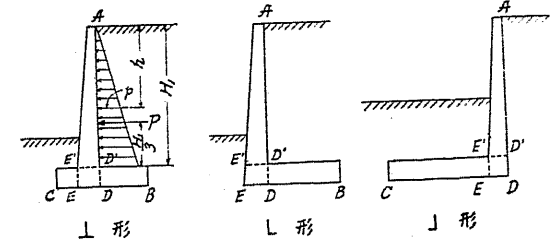
尾端に土管又は栗石造の盲暗渠等を設けて適當の箇所に排水するか、或は鉛直壁に涙孔 (weep hole) を設ける。
 2 伸縮接合。

伸縮接合は 10 m ~ 15 m の間隔に設ける。突桁式にては單に鉛直線にて絶縁する程度である。扶壁式にては第 505 圖 (a)(b) の如き構造とする。

第二節 突桁式擁壁

§ 506 種類 突桁式擁壁には第 506 圖に示す倒立 T 形、L 形、J 形の三種

があり、普通倒立 T 形を應用し、L 形は趾版の設置困難なる場所に應用する様式であるが、倒立 T 形に比し底版長くして不經濟である。J 形は踵版



第 506 圖

の設置困難なる場所に應用する様式であるが、之れは滑動に對する安定保持のため根入を深く、且つ趾版長を著しく増加しなければならぬので甚しく不經濟である。

§ 507 鉛直壁の設計 鉛直壁は之れと底版との接合部(第506圖に於ける D'E') を固定點とする突桁と看做す、之れに作用する力は、土壓力の水平分力のみとし、土壓力の鉛直分力及び鉛直壁の自重は之れを無視する。水壓の加はるものに於ては、之れを考慮するは勿論のことである。

1 彎曲率及剪力。

M = 鉛直壁單位長の最大彎曲率 (固定點の彎曲率)

S = 鉛直壁單位長の最大剪力 (固定點の剪力)

H_1 = 鉛直壁の高 (天端より底版上端まで)

K = 地表上の荷重換算高 = $\frac{\tau}{w}$ (土の重量に換算したる高)

$k = \frac{K}{H_1}$ $k' = kH_1$ (τ は地表上の等布荷重 § 502 参照)

地表水平なる場合 ($\theta = 0$)

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{1}{6} EwH_1^3 & \tau &= 0 \\ &= \frac{1}{6} EwH_1^3 (1+3k) & \tau &\neq 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(516)$$

$$\left. \begin{aligned} S &= \frac{1}{2} EwH_1^2 & r &= 0 \\ &= \frac{1}{2} EwH_1^2(1+2k) & r &\neq 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(517)$$

地表が水平と θ なる角をなす場合

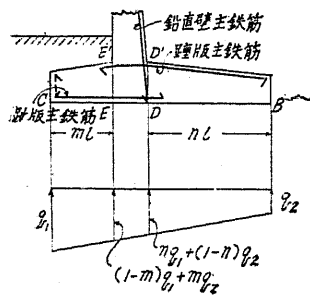
$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{1}{6} EwH_1^3 \cos\theta & r &= 0 \\ &= \frac{1}{6} EwH_1^3(1+3k) \cos\theta & r &\neq 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(518)$$

$$\left. \begin{aligned} S &= \frac{1}{2} EwH_1^2 \cos\theta & r &= 0 \\ &= \frac{1}{2} EwH_1^2(1+2k) \cos\theta & r &\neq 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(519)$$

地表より h なる深さに於ける彎曲率及剪力は上式中の H_1 の代りに h , k の代りに $k_1 = \frac{h'}{h}$ を代入すればよい。

2 厚。下端(第505圖の $D'E'$)に於ては彎曲率、又は剪力に依りて厚さを定め、上端の厚さは理論上零であるが、施工の関係より $15\text{ cm} \sim 30\text{ cm}$ の範囲に於て適當に定める。鉛直壁の上下端厚が定まれば、その兩端を直線にて結びて鉛直壁の断面を定める。

3 鐵筋。鉛直壁はその背面に張應力を生ずるから主鐵筋は背面に挿入し、碇着を充分ならしむるため、直徑の30倍以上底版中に埋込む。上端に近づくに従ひ彎曲率は減少するから、之に伴ひ主鐵筋量を減少する。副鐵筋は鉛直壁断面の $\frac{2}{1000}$ 以上として、その約 $\frac{2}{3}$ を前面に、約 $\frac{1}{3}$ を背面に水平に挿入する。



第 501 圖

前面に副鐵筋を水平に挿入るため、前面に沿ふて鉛直の組立鐵筋を使用する。

§ 508 趾版の設計 趾版は鉛直壁との接合部 EE' を固定點とする突桁と看做す。之れに作用する力は、地盤の反力及自重とし趾版上の土の重量は無視する。

1 彎曲率及剪力。(第507圖参照)

M = 趾版單位幅の最大彎曲率(固定點の彎曲率)

S = 趾版單位幅の最大剪力(固定點の剪力)

M_1, S_1 = 夫々自重に依る固定點の彎曲率及剪力(單位幅)

M_2, S_2 = 夫々地盤反力に依る固定點の彎曲率及剪力(單位幅)

$$\left. \begin{aligned} M &= M_2 - M_1 \\ S &= S_2 - S_1 \\ M_2 &= \frac{(ml)^2}{6} [q_1(3-m) + mq_2] \\ S_2 &= \frac{ml}{2} [q_1(2-m) + mq_2] \end{aligned} \right\} \dots\dots(520)$$

M_1, S_1 は趾版の形状に依るものであるから、公式にて示し得ない。此の影響は無視するも差支ない。

2 厚及鐵筋。固定點 EE' の厚さは計算に依りて定まるが、先端厚は大體 25 cm 以上に適當に定める。下面に張應力を生ずるから、第507圖の如く下側に主鐵筋を挿入し、之れを碇着せしむる爲め踵版中に直徑の約30倍以上埋込む。趾版長小なる時は主鐵筋の先端を第507圖の點線に示す如く曲げ上げる。副鐵筋は主鐵筋組立に必要な程度で充分である。

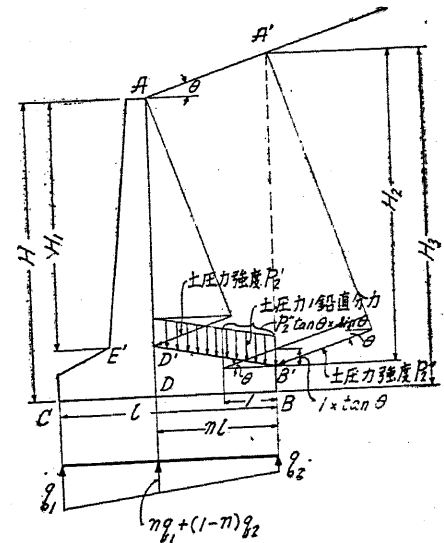
§ 509 踵版の設計 踵版は鉛直壁との接合部(第507圖に於て DD') を固定點とする突桁と看做し、之れに作用する力は地盤の反力、自重、踵版直上の土砂重量及び地表の重荷である。

1 彎曲率及剪力。(第508圖参照)

M, S = 夫々踵版單位幅の最大彎曲率及剪力

M_1, S_1 = 夫々踵版單位幅上

の土砂及自重に依る固定點の彎曲率及剪力



第 508 圖

$M_2, S_2 =$ 夫々地盤の反力に依る固定點の彎曲率及剪力 (單位幅)

$M_3, S_3 =$ 夫々土壓の鉛直分力に依る 固定點の 彎曲率及剪力 (地表傾斜せる場合)

$M_4, S_4 =$ 夫々地表荷重に依る固定點の彎曲率及剪力 (單位幅)

$nl =$ 踵版長さ

$p'_2, p''_2 =$ 夫々 D' 及 B' に作用する土壓力強度

地表水平なる場合 ($\theta = 0$)

$$\left. \begin{aligned} M &= M_1 + M_4 - M_2 \\ M_2 &= \frac{(nl)^2}{6} [(3-n)q_2 + nq_1] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(521)$$

$$\left. \begin{aligned} S &= S_1 + S_4 - S_2 \\ S_2 &= \frac{nl}{2} [(2-n)q_2 + nq_1] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(522)$$

地表が水平と θ なる角をなす場合

$$\left. \begin{aligned} M &= M_1 + M_3 + M_4 - M_2 \\ M_2 &= \frac{(nl)^2}{6} [(3-n)q_2 + nq_1] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(523)$$

$$M_3 = \frac{(nl)^2}{6} (2p''_2 + p'_2) \sin\theta \tan\theta$$

$$\left. \begin{aligned} S &= S_1 + S_3 + S_4 - S_2 \\ S_2 &= \frac{nl}{2} [(2-n)q_2 + nq_1] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(524)$$

$$S_3 = \frac{p'_2 + p''_2}{2} nl \sin\theta \tan\theta$$

M_4, S_4 は地表上荷重状況に依り、 M_1, S_1 は踵版の形状に依りて異なるから公式にて示されない。尚ほ θ 小なる場合に於ては、 M_3, S_3 を零として差支へない。

2 厚及鐵筋。厚は趾版と同様にして定め、張應力は踵版の上面に生ずるから、第 507 圖の如く上面に主鐵筋を挿入する。踵版長大なる時は、主鐵筋量を尾端に近づくに從つて減少する。

§ 510 突桁式擁壁設計例

總高 5.4 m の突桁擁壁を設計せよ。但し地表は水平にして、地表に荷重なきものとす。

尙地盤の安全支持力 $q_0 = 15000 \text{ kg/m}^2$ 、土砂の息角 $\phi = 30^\circ$ 、土の單位重量 $w = 1600 \text{ kg/m}^3$ 摩擦係數 $\mu = 0.5$ とす。

1 底版幅 l 公式 501 に依り $E = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = \frac{1}{3}$

底版幅を最小ならしむる爲め、公式 513 を用ひ

$$l = H \sqrt{\frac{3E}{4}} = 5.4 \sqrt{\frac{3 \cdot \frac{1}{3}}{4}} = 2.7 \text{ m}$$

$$\therefore ml = \frac{1}{3} \cdot 2.7 = 0.9 \text{ m}$$

公式 515 に依り最大地盤反力 q_1 を求む。

$$q_1 = wH \left[(1-m)(1-3m) + E \left(\frac{H}{l} \right)^2 \right] = 160 \cdot 0.5 \cdot 4 \left[\left(1 - \frac{1}{3} \right) \left(1 - \frac{3}{3} \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{5.4}{2.7} \right)^2 \right] = 11520 \text{ kg/m}^2$$

q_1 は安全支持力より小なるに付上記底版幅を使用す。

2 鉛直壁 鉛直壁接合部に於ける底版厚を 40 cm と假し鉛直壁高 $H_1 = 5 \text{ m}$ とす。

公式 516 により

$$M = \frac{1}{6} E w H_1^3 = \frac{1}{6} \cdot \frac{1}{3} \cdot 1600 \cdot H_1^3 = 88.9 H_1^3 = 88.9 \cdot 5^3 = 11112.5 \text{ m kg}$$

公式 517 により

$$S = \frac{1}{2} E w H_1^2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 1600 \cdot H_1^2 = 266.7 H_1^2 = 266.7 \cdot 5^2 = 6667.5 \text{ kg}$$

$\sigma_{sa} = 1000 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{ca} = 40 \text{ kg/cm}^2$ $\tau_a = 4 \text{ kg/cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$ として厚及鐵筋量を求める。

公式 10 に依り $d = 0.39 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.39 \sqrt{\frac{11112.50}{100}} = 41.1 \text{ cm}$

公式 11 に依り $A_s = 0.00293 \sqrt{Mb} = 30.9 \text{ cm}^2$

有効高 $d = 41 \text{ cm}$ とし直径 2 mm の丸鋼を 10 cm 間隔に使用す。即ち

$$A_s = 10 \cdot 3.14 = 31.4 \text{ cm}^2$$

公式 1 に依り $x = \frac{15 \cdot 31.4}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 00 \cdot 41}{15 \cdot 31.4}} \right] = 15.5 \text{ cm}$

公式 81 に依り $\tau = \frac{S}{b \left(d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{6667.5}{100 \left(41 - \frac{15.5}{3} \right)} = 1.9 \text{ kg/cm}^2$

剪力に對しても安全である。

被厚を 4 cm とし、總厚を 45 cm と定める。天端の總厚を 20 cm とすれば天端の有効高は $(20-4) = 16 \text{ cm}$ である。主鐵筋の間隔を (固定點に於ける主鐵筋間隔の) 2 倍、3 倍となし得べき位置を決定するため、先づ天端より 4 m、3 m の點の鐵筋量を算出する。天端より $h \text{ m}$ なる深さの點の彎曲率 $M = 88.9 \cdot h^3 \text{ m kg}$ 、有効高 $d = \frac{(41-16)h}{5} + 16$ 、

鉄筋量 $A_s = \frac{M}{1000 \cdot \frac{7}{8} \cdot d}$ にて求められる。 $h = 3 \text{ m}$,

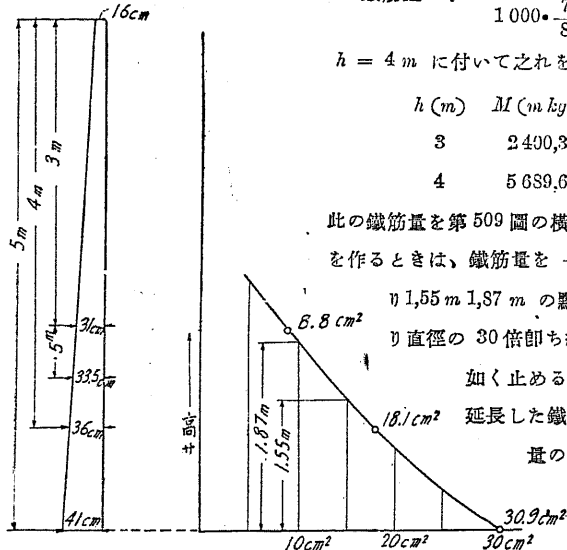
$h = 4 \text{ m}$ に付いて之れを求めれば、

$h \text{ (m)}$	$M \text{ (m kg)}$	$d \text{ (cm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
3	2400,3	31	8,9
4	5689,6	36	18,1

此の鉄筋量を第509圖の横距に高を縦距離に取りて曲線を作るときは、鉄筋量を $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{3}$ に減じ得る點は下より

1,55 m, 1,87 m の點である。鉄筋は此の限界點より直径の30倍即ち約60 cm 上方にて第511圖の如く止める。碇着の爲め限界より上方に延長した鉄筋は無効と看做して、各鉄筋量の減じたる點に於ける壁の強度を檢定しなければならぬ。

例へば、天端より3,5 m の點に於ては $A_s = 5 \cdot 3,14 = 15,7 \text{ cm}^2$, $d = 33,5 \text{ cm}$ にして



第 509 圖

鉛直壁主鉄筋量

15,7 cm², $d = 33,5 \text{ cm}$ にして

$$M = 88,9 \cdot 3,5^3 = 3811,58 \text{ m kg},$$

$$S = 266,7 \cdot 3,5^2 = 3267,1 \text{ kg}$$

公式 1 により $x = 10,4 \text{ cm}$. 抵抗率は公式 9 より

$$M_y = 1000 \cdot 15,7 \left(33,5 - \frac{10,4}{3} \right) = 471000 \text{ cm kg} > M$$

$$\tau = \frac{S}{b \left(d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{3267,1}{100 \left(33,5 - \frac{10,4}{3} \right)} = 1,1 \text{ kg/cm}^2 < 4 \text{ kg/cm}^2$$

3 踵版 踵版の設計には正確なる地盤反力を必要とする。今底版の平均厚を 35 cm と假定し、第 510 圖に依りて地盤反力の算定に合せて壁の安定を檢定す。

	重量 (kg)	臂長 (m)	力率 (m kg)
土砂	$1,35 \cdot 3,05 \cdot 1600 = 10908$	0,675	7362,9
底版	$,35 \cdot 2,7 \cdot 2400 = 2268$	1,350	3061,8
鉛直壁	$\frac{1}{2} (2 + 4,5) \cdot 5 \cdot 2400 = 3900$	1,52	5928,0
	$\Sigma V = 17076$		16352,7
土壓力	$\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 1600 \cdot 5,4^2 = 7776$	1,8	13936,8
			$\Sigma M = 30349,5$

公式 506 に依り $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{30349,5}{17076} = 1,77 \div 1,8 \text{ cm}$

公式 507 に依り

$$e = d - \frac{l}{2} = 1,8 - \frac{2,7}{2} = 0,45 = \frac{l}{6}$$

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{l} \left(1 + \frac{6e}{l} \right) = \frac{17076}{2,7} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,45}{2,7} \right) = 12648,8 \div 12650 \text{ kg}$$

$$q_2 = 0$$

公式 511 に依り $\Sigma H = P = 7776 \text{ kg}$,

$$\mu \Sigma V = 0,5 \cdot 17076 = 8538 \text{ kg}$$

即ち $e = \frac{l}{6}$, $q_1 < q_0$, $\Sigma H < \mu \Sigma V$,

にて壁は安定である。

次に公式 521 に依り踵版固定點の彎曲率を求めれば

重量	臂長	彎曲率
土砂 10908	0,675	7362,9
踵版 1134	0,675	765,5
$S_1 = 12042$		$M_1 = 8128,4 \text{ m kg}$

$$M_2 = \frac{(nl)^2}{6} [(3-n)q_2 + nq_1] = \frac{(1,35)^2}{6} \left[\left(3 - \frac{1}{2} \right) \cdot 0 + \frac{1}{2} \cdot 12650 \right] = 1921,2 \text{ m kg}$$

$$K = M_1 - M_2 = 8128,4 - 1921,2 = 6207,2 \text{ m kg}$$

公式 523 に依り $S_2 = \frac{nl}{2} [(2-n)q_2 + nq_1] = \frac{1,35}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot 12650 = 4269,3 \text{ kg}$

$$\therefore S = S_1 - S_2 = 12042 - 4269,3 = 7772,7 \text{ kg}$$

公式 10 に依り $d = 0,39 \sqrt{\frac{620720}{100}} = 30,7 \text{ cm}$

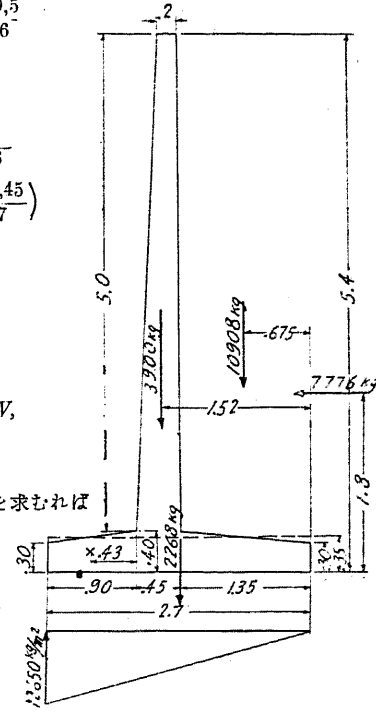
公式 11 に依り $A_s = 0,00293 \sqrt{620720 \cdot 100} = 23,1 \text{ cm}^2$

直径 22 mm の丸鋼を 15 cm 間隔に使用す、従て使用鉄筋量 $A_s = \frac{100}{15} \cdot 3,8 = 25,3 \text{ cm}^2$,

鉄筋の中心より底面までは第 511 圖の如く 35 cm であるが底面に型枠を使用せぬ爲め底面 5 cm 内外は之れを有効と見るは危険であるから、有効高を 31 cm とす。

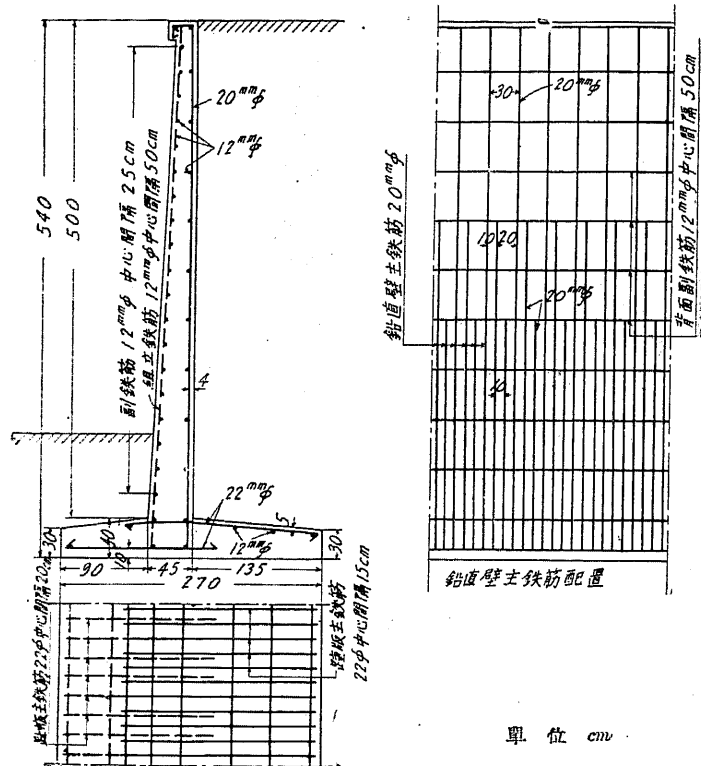
公式 81 に於て $z = \frac{7}{8} d$ とせば

$$\tau = \frac{S}{b \frac{7}{8} d} = \frac{7772,7}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 31} = 2,9 \text{ kg/cm}^2$$



單位 m

第 510 圖



第 511 圖

4 趾版 趾版の固定点厚は踵版同様 40 cm、先端を 30 cm とすれば趾版の自重は $\frac{0,3+0,4}{2} \cdot 0,9 \cdot 2400 = 756 \text{ kg}$ である。第 510 圖及公式 520 に依り

$$M_1 = 756 \cdot 0,43 = 325 \text{ m kg} \quad S_1 = 756 \text{ kg}$$

$$M_2 = \frac{(ml)^2}{6} (q_1(3-m) + mq_2) = \frac{(0,9)^2}{6} \left[12650 \cdot \left(3 - \frac{1}{3}\right) + \frac{1}{3} \cdot 0 \right] = 4554 \text{ m kg}$$

$$S_2 = \frac{ml}{2} (q_1(2-m) + mq_2) = \frac{0,9}{2} \left[12650 \cdot \left(2 - \frac{1}{3}\right) + \frac{1}{3} \cdot 0 \right] = 9487,5 \text{ kg}$$

$$M = M_2 - M_1 = 4554 - 325 = 4229 \text{ m kg}$$

$$S = S_2 - S_1 = 9487,5 - 756 = 8731,5 \text{ kg}$$

公式 10 に依り $d = 0,39 \sqrt{\frac{422900}{100}} = 25,4 \text{ cm}$ 、即ち踵版厚と同様に取りて差支ない。

主鉄筋を底面より 10 cm 上方に挿入する故に有効高は 30 cm である。公式 11_b より

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \frac{7}{8} d} = \frac{422900}{1000 \cdot \frac{7}{8} \cdot 30} = 16,1 \text{ cm}^2$$

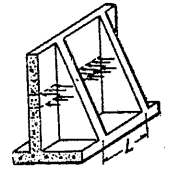
直径 22 mm の丸鋼を 20 cm の間隔に配置す。

使用鉄筋量 $A_s = 5,38 = 19 \text{ cm}^2$ (第 511 圖参照)

5 副鉄筋 鉛直壁の副鉄筋を断面の $\frac{2}{1000}$ とすれば $\frac{2}{1000} \cdot \frac{20+45}{2} \cdot 500 = 32,5 \text{ cm}^2$ であるから直径 12 mm の丸鋼 30 本を使用し、内 20 本は前面に、10 本は背面に水平に配置する。(第 511 圖参照)

第三節 扶壁式擁壁

§ 511 - 鉛直壁の設計 鉛直壁は扶壁に支へらるゝ連続桁と看做し、之に作用する力は土壓力の水平分力のみとする、水壓等の横壓力ある時は勿論之を考慮する。設計に當りては第 512 圖に示す如く単位幅の條片に付いて鉄筋量及版厚を定める。



第 512 圖

1 彎曲率及剪力。扶壁と鉛直壁は同時にコンクリートを填充するから、兩者の結合比較的完全なるものと看做し、次式に依りて彎曲率及剪力を算出する。

p = 単位幅の條件單位長に作用する土壓力強度
 L = 扶壁の中心間隔 M, S = 夫々支點彎曲率及剪力

$$M = \frac{pL^2}{12} \left. \begin{array}{l} \text{中間扶壁上に於て} \\ = \frac{pL}{10} \text{ 兩端扶壁上に於て} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (525)$$

$$S = \frac{pL}{2}$$

2 厚及鉄筋。鉛直壁最下端の厚を計算に依りて定め、鉛直壁の全高に對して同一厚を使用するのが普通である。特に高き擁壁に於ては上部程壁厚を薄くし、小最厚は 30 cm 以上とす。鉛直壁は連続桁であるから、§ 313 に準じて主鉄筋を配置する。即ち扶壁附近にては背面に、支間の中央にては前面に、張應力を生ずるから第 514 圖の如き配置となる。普通厚を一定にするから、上方に近づくに従つて主鉄筋の間隔を増加する。副鉄筋は不要であるが鉛直の組立鉄筋を要する。鉛直壁の最下部は底版に固定されて、連続桁の作用よりも寧ろ、突桁の作用を爲すものであるから、鉛直壁背面に沿ふて最下部より約 1,5 m の高さまで用心鉄筋

として、直徑 12 mm 内外の丸鋼を 15 ~ 20 cm 間隔に鉛直に配置する。

§ 512 踵版の設計 踵版は扶壁に支へらるゝ連続桁と看做し、之に作用する力は、踵版上に於ける土砂の重量、地表傾斜せる時は土壓力の鉛直分力、地表上の荷重及地盤の反力である。土壓力強度の鉛直分力は、次の式にて算定する。

$p_v =$ 地表よりの深さ h に於ける土壓力強度の鉛直分力

$\theta =$ 地表が水平となす角 $w =$ 土の單位重量

$E =$ 土壓係數

$$p_v = Ewh \sin\theta \tan\theta \dots\dots\dots(526)$$

1 彎曲率及剪力。扶壁と踵版はコンクリート填充の時期を異にするから支點は準固定と看做す。

$w =$ 單位幅の條片單位長に作用する等布荷重

$M, S =$ 夫々支點の彎曲率及剪力

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{qL^2}{10} \\ S &= \frac{qL}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(527)$$

2 厚及鐵筋。踵版の條片中最尾端のものが最大荷重を受くる故に、此の條片に依りて踵版厚を定める。踵版厚は 25 cm 以上とす。主鐵筋は鉛直壁に近づくに従ひ減少せしめ得る。配置は連続桁と全く同様である。踵版と鉛直壁との接合部に於ては踵版が突桁の作用をするから踵版上面に、鉛直壁に直角に、用心鐵筋を挿入する。副鐵筋は主鐵筋組立に必要な程度で充分である。

§ 513 趾版は突桁式擁壁の場合と同様な構造とするのが普通である。大なる擁壁にて趾版長きときは趾版にも扶壁を設けることがある。扶壁を設ける場合は踵版と同様に取扱ひ得るが、主鐵筋の位置は踵版と全く反對である。

§ 514 扶壁は踵版との接合部を固定點とせる鉛直の突桁であつて、鉛直壁の支點反力を受くるものである。扶壁は鉛直壁を突縁とする T 桁として、背面の傾斜の影響を無視してその強度を算定する。

1 間隔。扶壁の間隔は鉛直壁、踵版の厚及鐵筋量を左右するものであるから

之等を最小ならしむる様に定めねばならない。次の式はコンクリート量を最小ならしむる扶壁の間隔である。

$L =$ 扶壁の中心間隔 (m) $T =$ 扶壁厚 (m)

$w =$ $\pm 1 m^3$ の重量 (m) $H_1 =$ 鉛直壁の高さ (m)

$\beta = \frac{1}{2} \sigma_{ca} k (1 - \frac{k}{3})$ (k は公式 3.1 より求め、 σ_{ca} は $1 m^2$ 當りの強度とす)

$$\left. \begin{aligned} L &= 0,8 \sqrt{T^{-4} \frac{\beta H_1}{w}} \\ &= 0,44 \sqrt{\frac{\beta H_1}{w}} \dots\dots T = 0,3 \text{ m} \\ &= 0,55 \sqrt{\frac{\beta H_1}{w}} \dots\dots T = 0,45 \text{ m} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(528)$$

上式は地表水平の場合にのみ適合する。鉛直壁の最小厚を 30 cm としコンクリートの許容抗壓強度 $\sigma_{ca} = 45 \text{ kg/cm}^2$ 、鐵筋の許容抗張強度を 1100 kg/cm^2 すれば扶壁の最小間隔は次表の如くなる。

第 502 表

鉛直壁の受くる横壓力 (kg/m ²)	10 000	9 000	8 000	7 000	6 300	5 600	5 100
扶壁の間隔 L (m)	2,10	2,30	2,44	2,60	2,74	2,90	3,00

公式 528 より求めたる L と第 502 表の L とを比較し大なるものを使用する。

2 彎曲率及剪力

$M, S =$ 夫々鉛直壁天端よりの深さ h に於ける扶壁の彎曲率及剪力

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{L}{6} Ewh^3 \cos\theta \\ S &= \frac{L}{2} Ewh^2 \cos\theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(529)$$

地表水平の場合は $\cos\theta = 1$ と置く。

3 厚及形状。形状は天端に於て鉛直壁厚以上、下端に於て踵版幅と略同一の幅を有し前面鉛直の梯形である。厚は斜張力に抵抗し、且つ主鐵筋を二段以下にて配列し得るだけ必要とし最小 30 cm とする。

4 主鉄筋は背面の傾斜面に沿ふて挿入し碇着を充分にする爲め踵版中に直径 D 30 倍以上埋込む。

5 結合鉄筋。扶壁は鉛直壁又は踵版の支承であつて、その支承点には扶壁側の剪力の和に等しい張力が作用するから、此の張力に抵抗し得るだけの鉄筋を以て扶壁と鉛直壁又は踵版を結合しなければならない。此の結合鉄筋は、扶壁中に格子形に配置し夫々鉛直壁及踵版中に充分に埋込んで碇着を完全ならしむる。結合鉄筋は扶壁両側の剪力の變化に伴ひその間隔を変更する。

§ 515 扶壁式擁壁設計例

總高 9 m の扶壁式擁壁を設計せよ。但し地表は水平にして地表に荷重なきものとす。尚ほ地盤の安全支持力 $q_0 = 25000 \text{ kg/m}^2$ 、土砂の息角 $\phi = 30^\circ$ 、土の單位重量 $w = 1600 \text{ kg/m}^3$ 、摩擦係數 $\mu = 0,6$ 、 $\sigma_{ca} = 45 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{sa} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_a = 4,5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_{oa} = 6 \text{ kg/cm}^2$ にして趾版長は 1 m 以下とす。

1 底版幅 $ml = 1 \text{ m}$ 、即 $m = \frac{1}{l}$ 、 $E = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = \frac{1}{3}$ 、 $H = 9 \text{ m}$ として公式 512 に依り

$$l = 9 \sqrt{\frac{\frac{1}{3}}{(1 - \frac{1}{l})(1 + \frac{3}{l})}}, \quad l^2 = \frac{(\frac{1}{3})^2}{\frac{1}{l^2}(l^2 + l - 3)}, \quad \therefore l = 4,56 \div 4,6 \text{ m}$$

$l = 4,6 \text{ m}$ 、 $m = \frac{1}{4,6} \div 0,22$ として公式 515 に依り最大地盤反力強度を求めれば

$$q_1 = 1600 \cdot 9 \left[(1 - 0,22)(1 - 3 \cdot 0,22) + \frac{1}{3} \left(\frac{9}{4,6} \right)^2 \right] = 22176 \text{ kg/m}^2$$

q_1 は地盤の安全支持力より小なるに付き底版幅を 4,6 m と定める。

2 扶壁の間隔 L 扶壁厚 $T = 50 \text{ cm}$ 、鉛直壁高 $H_1 = 8,4 \text{ m}$ と假定して公式 528 に依りて L を求めれば

$$\beta = \frac{1}{2} \sigma_{ca} k \left(1 - \frac{k}{3} \right) = \frac{1}{2} \cdot 45000 \cdot 0,36 \left(1 - \frac{0,36}{3} \right) = 71280$$

$$L = 0,8 \sqrt{T} \sqrt[4]{\frac{\beta H_1}{\omega}} = 0,8 \sqrt{0,5} \sqrt[4]{\frac{71280 \cdot 8,4}{1600}} = 2,46 \text{ m}$$

公式 501 に依り鉛直壁下端の土壓力強度 $p = \frac{1}{3} \cdot 1600 \cdot 8,4 = 4480 \text{ kg/m}^2$ であるから第 502 表に依りて L は 3 m 以上でなければならぬ。依つて $L = 3 \text{ m}$ と定める。

3 安定 鉛直壁厚を 30 cm、底版の平均厚 60 cm、扶壁厚 50 cm とし壁の安定を先づ檢定する。

第 513 圖に於て

	重量(kg)	臂長(m)	力率(m kg)
土砂	44 852	1,65	73 180,8
底版	6 624	2,30	15 235,2
鉛直壁	6 048	3,45	20 865,6
扶壁	1 848	2,20	4 065,6
$\Sigma V =$	58 872		113 347,2
土壓力 $P = 21 600 \text{ kg}$		3,00	64 800
$\Sigma M =$			178 147 m kg

〔註〕 扶壁は 3 m 間隔に在るを以て擁壁長 1 m には扶壁重量の $\frac{1}{3}$ を考へる即ち擁壁 1 m 當りの扶壁重量は $\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 3 \cdot 8,4 \cdot (2400 - 1600) = 1848 \text{ kg}$ とする。

公式 506 に依り

$$d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{178147}{58872} = 3,03 \text{ m}$$

公式 507 に依り

$$e = d - \frac{l}{2} = 3,03 - \frac{4,6}{2} = 0,73 \text{ m}$$

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{l} \left(1 + \frac{6e}{l} \right) = \frac{58872}{4,6} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,73}{4,6} \right) = 24956 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{l} \left(1 - \frac{6e}{l} \right) = \frac{58872}{4,6} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,73}{4,6} \right) = 640 \text{ kg/m}^2$$

公式 511 に依り $\mu \Sigma V = 0,6 \cdot 58872 = 35323 \text{ kg} > \Sigma H = P = 21600 \text{ kg}$

$d, q_1, \mu \Sigma V$ 共に安定條件を満足する。

4 鉛直壁 先づ下端の厚を求め、之れを全高に亘りて使用する。

支點彎曲率及剪力は公式 525 に依り

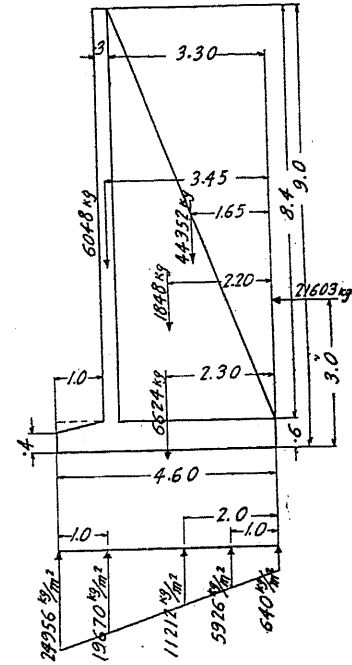
$$M = \frac{pL^2}{12} = \frac{3^2}{12} \cdot Ewh = \frac{3^2}{12} \cdot \frac{1}{3} \cdot 1600h = 400h \text{ m kg}$$

$$S = \frac{pL}{2} = \frac{3}{2} \cdot Ewh = \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 1600h = 800h \text{ kg}$$

鉛直壁下端に於ては $h = 8,4 \text{ m}$ であるから

$$M = 400 \cdot 8,4 = 3360 \text{ m kg} \quad S = 800 \cdot 8,4 = 6720 \text{ kg}$$

所要有効高は公式 10 に依り



第 513 圖 單位 m

$$d = 0,375 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,375 \sqrt{\frac{336\,000}{100}} = 21,8 \text{ cm}$$

鉛直壁の最小厚は 30 cm であるから有効高 $d = 25 \text{ cm}$ とすれば、主鉄筋量の概数は公式 11_a に依り

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \frac{7}{8} d} = \frac{400h \cdot 100}{1\,200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 25} = 1,52h \quad (h \text{ はメートル})$$

$$= 1,52 \cdot 8,4 = 12,8 \text{ cm}^2$$

直径 14mm の丸鋼 10cm 間隔に使用す。使用鉄筋量 $A_s = 10 \cdot 1,54 = 15,4 \text{ cm}^2$ 、

公式 1 に依り $x = 8,7 \text{ cm}$ 公式 5 及 7 に依り $\sigma_c = 35 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_s = 997,5 \text{ kg/cm}^2$ 、

公式 81 に依り $\tau = 3,0 \text{ kg/cm}^2$ にして何れも安全であるから鉛直壁の有効高は 25 cm、総厚は 30 cm と定める。

次に有効高を 25 cm とせる鉛直壁各部に於ける鉄筋量及各應力強度は次の表の通りである。

地表より の深 h (m)	$M = 400h$ (m kg)	$S = 800h$ (kg)	所要鉄筋量 $A_s = 1,52h$ (cm ²)	使用鉄筋量 (cm ²)	鉄筋の間 隔 (cm)	σ_c (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	
2	800	1600	3,04	直径 14 mm 14	5,65	
3	1200	2400	4,56		7,53	15,0
4	1600	3200	6,08		7,53	"	21,8	948,0	1,4
5	2000	4000	7,60		10,27	"
6	2400	4800	9,12		10,27	"	29,0	1053,0	2,1
7	2800	5600	10,64		12,32	12,5
8	3200	6400	12,16		12,32	"	36,0	1188,0	2,9
8,4	3360	6720	12,8		15,40	10,0	35,0	997,5	3,0

本表中の σ_c, σ_s, τ は實應力強度である。本表に依りて第 514 圖の如く主鉄筋を配置する。

5 踵版 踵版に作用する力は下向に、踵版直上の土砂の重量及自重、上向に地盤力であつて此の二つの力の差に依る支點彎曲率及剪力を公式 527 に依り算出し、厚は尾端に於て定め他の點に於ては、鉄筋量のみを彎曲率及剪力に應じて減ずる。

	土砂重量 (kg/m)	自 重 (kg/m ²)	地盤反力 (kg/m ²)	計	彎 曲 率 (m kg)	剪 力 (kg)
尾 端	13 440	1 440	640	14 240	12 816,0	21 360
尾端より 1m の點	"	"	5 926	8 954	8 058,6	13 431
尾端より 2m の點	"	"	11 212	3 688	3 301,2	5 502

尾端に於ける剪力に依る所要有効高は公式 81 に依り

$$d \div \frac{S}{b \frac{7}{8} \tau} = \frac{21\,360}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 4,5} = 54,2 \text{ cm}$$

彎曲率に依る所要有効高は公式 10 に依り

$$d = 0,375 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,375 \sqrt{\frac{128\,1600}{100}} = 42,5 \text{ cm}$$

依つて有効高を 55 cm、被厚 5 cm とし、總厚を 60 cm とする主鉄筋量の所要概数は公式 11_a に依り

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \frac{7}{8} d} = \frac{M}{1\,200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 55} = \frac{M}{57\,750}$$

	所要主鉄筋 量の概数 (cm ²)	使用主鉄筋			σ_c kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	τ kg/cm ²
		断面積 (cm ²)	直 径 (mm)	間 隔 (cm)			
尾 端	22,2	25,4	18	10	30,6	1028	4,3
尾端より 1m の點	13,9	16,9	18	15
尾端より 2m の點	5,7	12,7	18	20

本表中 σ_c, σ_s, τ は實應力である尾端以外にて餘裕があるから特に検定を要しない。本表に依りて第 514 圖の如く配置す。

6 趾版 先端厚を 40 cm、固定點厚を 60 cm とすれば自重は 1200 kg/m であり固定點と自重作用線の距離は 0,47 m であるから自重に依る彎曲率 M_1 及剪力 S_1 は

$$M_1 = 1\,200 \cdot 0,47 = 564 \text{ m kg} \quad S_1 = 1\,200 \text{ kg}$$

地盤反力に依る彎曲率 M_2 、及剪力 S_2 は公式 520 に依り

$$M_2 = \frac{1^2}{6} \left[24\,956 \left(3 - \frac{1}{4,6} \right) + \frac{1}{4,6} \cdot 640 \right] \div 11\,667,4 \text{ m kg}$$

$$S_2 = \frac{1}{2} \left[24\,956 \left(2 - \frac{1}{4,6} \right) + \frac{1}{4,6} \cdot 640 \right] \div 22\,524,4 \text{ kg}$$

従つて固定點の彎曲率 M 、及剪力 S は

$$M = M_2 - M_1 = 11\,103,4 \text{ m kg}$$

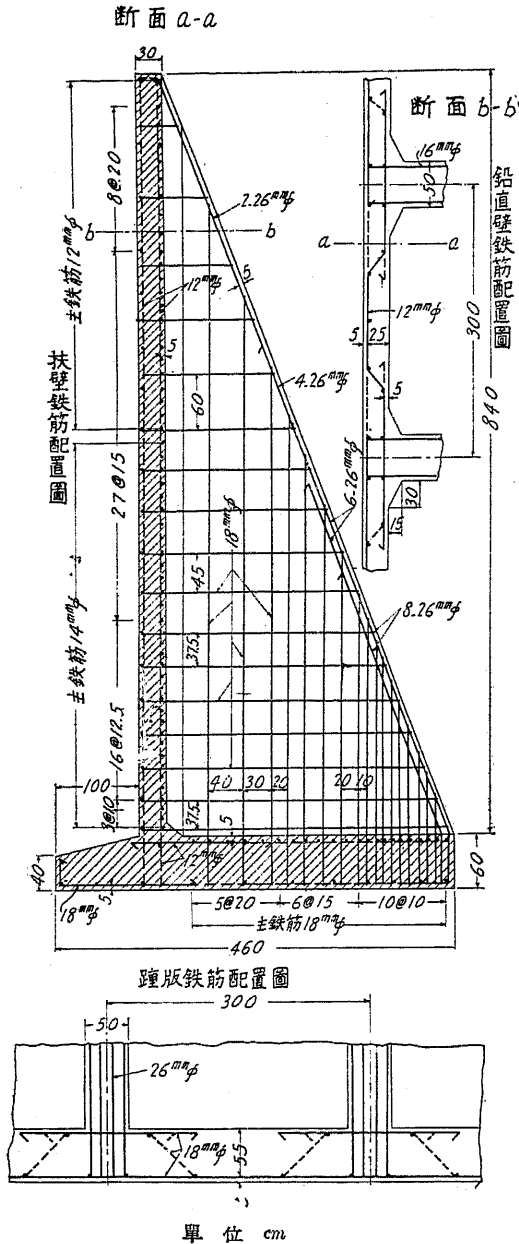
$$S = S_2 - S_1 = 21\,324,4 \text{ kg}$$

有効高を踵版と同一に取れば

所要主鉄筋量の概数を公式 11_a に依りて求むれば 19,2 cm² となるに付き直径 18 mm の丸鋼を 12,5 m 間隔に配置する。實應力を検定せば $x = 18,3 \text{ cm}$, $\sigma_c = 24,8 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_s = 744 \text{ kg/cm}^2$, $\tau = 4,4 \text{ kg/cm}^2$ にて何れも安全である。

7 扶壁 背面傾斜に依る影響を無視して T 桁として應力を算定する。

公式 529 に依り $M = \frac{L}{6} E \omega h^3 = \frac{3}{6} \cdot \frac{1}{3} \cdot 1\,600 h^3 = 166,7 h^3$



第 514 圖

$$S = \frac{L}{2} E \omega^2 = \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 1.600^2 = 800 \text{ kg}$$

總高は下端に於て 360 cm, 上端に於て 30 cm とし地表より 6 m までは主鉄筋 2 段と仮定し被厚 8 cm, 他は被厚 5 cm とし有効高 (d), 彎曲率及剪力を算出す。

h (m)	M (m kg)	S (kg)	d (cm)
2	2 133,6	3 200	103
4	17 669,8	12 800	181
6	57 607,2	28 800	256
8	136 550,4	51 200	334
8,4	158 074,2	56 448	352

下端に於ける主鉄筋量の概数を先づ算定する。公式 3 に依り $x = 0,36d = 0,36 \cdot 352 = 126,7 \text{ cm}$

公式 321 に依り突縁幅は、 $b = 10t + l_0 + 2b_s = 10 \cdot 30 + 50 + 2 \cdot 30 = 410 \text{ cm} \leq 310 \text{ cm}$ であるから、 $b = 300 \text{ cm}$ とす。

公式 34 に依り

$$y = x - \frac{t}{2} + \frac{t^2}{6(2x-t)} = 126,7 - \frac{30}{2} + \frac{30^2}{6(2 \cdot 126,7 - 30)} = 112,4 \text{ cm}$$

$$z = d - x + y = 352 - 126,7 + 112,4 = 337,7 \text{ cm}$$

$$\text{公式 40 に依り } A_s = \frac{M}{\sigma_{sa}(d-x+y)} = \frac{15 807 420}{1 200 \cdot 337,7} = 39 \text{ cm}^2$$

直径 26 mm の丸鋼 8 本を使

用すれば $A_s = 8 \cdot 5,31 = 42,48 \text{ cm}^2$ となる。實應力を検定すれば公式 33 に依り

$$x = \frac{nA_s + \frac{bt^2}{2}}{nA_s + bt} = \frac{15 \cdot 352 + \frac{42,48 + \frac{300 \cdot 30^2}{2}}{2}}{15 \cdot 42,48 + 300 \cdot 30} = 37,3 \text{ cm}$$

$$y = x - \frac{t}{2} + \frac{t^2}{6(2x-t)} = 37,3 - \frac{30}{2} + \frac{30^2}{6(2 \cdot 37,3 - 30)} = 25,7 \text{ cm}$$

公式 33a に依り $z = d - x + y = 352 - 37,3 + 25,7 = 340,4 \text{ cm}$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s(d-x+y)} = \frac{15 807 420}{42,48 \cdot 340,4} = 1 093,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{x}{n(d-x)} \sigma_s = \frac{37,3 \cdot 1 093,1}{15(352 - 37,3)} = 8,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{l_0(d-x+y)} = \frac{56 448}{50 \cdot 340,4} = 3,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = \frac{S}{l(d-x+y)} = \frac{56 448}{65,6 \cdot 340,4} = 2,5 \text{ kg/cm}^2 \quad U = 8 \cdot 8,2 = 65,6 \text{ cm}$$

h = 6 m の點にては、直径 26 mm の丸鋼 4 本、h = 4 m の點にては 2 本にて充分である。主鉄筋量の急激なる變化を避けるために第 514 圖の如く配置す。

8 結合鉄筋

鉛直壁と扶壁の結合鉄筋。幅 1 m の鉛直壁條片のために生ずる反力は扶壁兩側の剪力

の 2 倍である。此の反力を全部鉄筋にて受くるものとす。直径 16 mm の丸鋼を一行に 2 本使用するとき次表の如き間隔に配置すればよい。

地表よりの高 h (m)	反力 R = 2S (kg)	$A_s = \frac{R}{1200}$ (cm ²)	間 隔 (cm)
2	3 200	2,56	60
4	6 400	5,12	60
6	9 600	7,68	45
8	12 800	10,24	37,5
8,4	13 440	10,75	37,5

踵版と扶壁の結合鉄筋量。前同様にして反力は

$$R = 2 \cdot 21 360 = 42 720 \text{ kg}$$

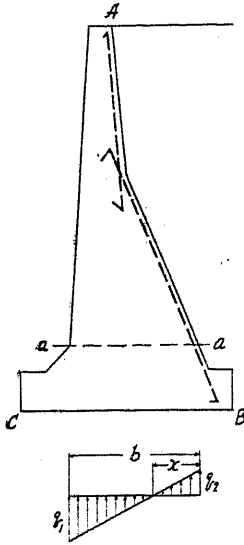
尾端に於ける反力

$$R = 2 \cdot 13 431 = 26 862 \text{ kg}$$

であつて直径 12 mm の丸鋼にては間隔が密にすぎるから直径 16 mm の丸鋼を尾端にて 10 cm, 其の他の點に於て 20~40 cm 間隔に使用する。

第四節 半重力式及特殊式擁壁

§ 516 半重力式擁壁 第 515 圖の如く重力式と突桁式との中間断面を有し、



第 515 圖

其の底面 BC に於ては安定の三條件を満足するが底版以上の部分例へば、 $a-a$ 断面に於ては背面に張應力を生ずる。従て斯る場合、擁壁は理論的に論ずれば壓力と彎曲率とを同時に受くる桁として應力算定をなすべきものであるが、一般に張應力を極めて微小ならしめ、次の如き近似解法に依て鐵筋を挿入する。今第 515 圖の $a-a$ 断面に於て公式 507 に依る q_2 が張應力となりたる場合には張應力の生ずる區間

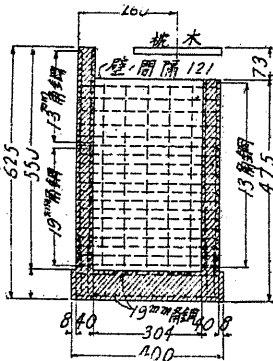
$$x = \frac{bq_2}{q_1 - q_2}$$

にして此の區間の張應力の合力

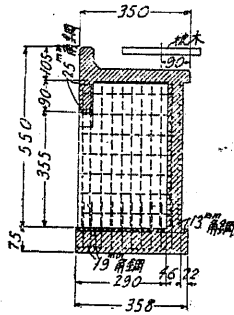
$$T = \frac{bq_2^2}{2(q_1 - q_2)}$$

である。此の T を全部鐵筋にて抵抗せしむるものとして鐵筋量を算出する。

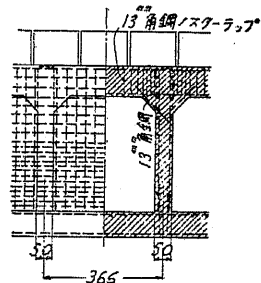
§ 517 特殊式擁壁 第 516 圖は、側壁、隔壁及底版より成る函形断面にして函中には土砂を填充し、壁に作用する土壓に抵抗せしむるものであつて地盤反力を小ならしむる目的にて製作した一例である。第 517 圖は礎段、鉛直壁及之等を支へる隔壁を主體とし、壁は中空である。従て盤に及ぼす壓力は第 516 圖の様式よりも小であり且つ經濟である。



單位 cm
第 516 圖



断面圖 單位 cm
第 517 圖



正面圖