

橋梁基礎井筒の長さについて

内務技師 青木楠男

はしがき

橋梁基礎井筒が強固な基礎岩盤に達してを一つて、橋脚にもたらさる、荷重が、この基礎岩盤のありあまる支持力によつて十二分に支へられ、井筒表面の摩擦力、粘着力、水の浮力等を全く考慮する必要のない様な場合は別として、近來新設せられる國縣道橋に於て屢々遭遇する様に、信頼すべき基礎岩盤が河底下百尺以内の近い點に見出し難い場合、即ち橋梁の荷重を井筒の周圍の摩擦力を粘着力、水の浮力と底面の支持力との四つに分擔せしめ、且つ相當の安全率を持たさねばならぬ場合には、井筒長の決定に可成

りの苦心が必要である。勿論工事施行に當つては試験荷重其他の方法により設計せられたる井筒長の當否を判斷し得る機會があるわけであるが、設計にたつさわらる者に於ては、これが理論的の決定法について、相當の考慮を廻らさねばならない次第である。

こゝに筆者は先づ水平地震力を考へないで、垂直荷重に對して充分なる支持力を發揮するに必要な圓筒長の計算法について述べ、次に水平地震力をうけた爲めに生ずる井筒と土との間に生ずる壓力が、其の點の土の許容抵抗力 (Permissive pressure) を凌駕しない爲めに必要な井筒の長さの決定方法について説かんとするものである。設計に當つて

採用せらるべき井筒の長さは、前記兩者の中大なるものなるべきは勿論である。

井筒断面の形状

基礎井筒の支持力は井筒の断面形状寸法に依つて影響せらるゝ、ここは申すまでもないことであるが、今日井筒の断面は橋脚又は橋臺軀體の底面形状によつて大體定めらるゝ、場合多く、橋脚橋臺の軀體寸法は上構の幅員並びに支承部の構造ニ軀體自身の高さによつて決定せらるべきものである。

従つて井筒断面の形状寸法も上構の設計が決定すれば自然大體に於て定まつたものゝ考へて差し支へない。例へば有效幅員七、五米、徑間六十米前後の圓盤道橋に於て橋脚井筒の断面は使用井筒一本の場合、長半徑五、五米乃至七米、短半徑一米乃至三米の橢圓形又はこれに近い形をもつてをる。

よつて本稿に於ては井筒断面の形状寸法は豫の定めら

れたものゝとして、これに對する所要長の算出について論じ様とするものである。

尙井筒断面の形状ニ井筒長との間には工費を最も低廉ならしむるが如き關係が求めらるべき性質のものゝ考へられるし、又この問題が更に上構工費ニ下構工費との經濟的關係、即ち最も經濟的なる徑間長の決定問題に關聯してこなければならぬものゝ信するのであるが、今はこの問題には觸れない。

垂直荷重に對する井筒所要長

井筒に作用する諸外力 基礎井筒の支持すべき垂直荷重としての考へ得らるゝものに次の四つがある。

W_L 上構活荷重(衝擊荷重其他を含む)

W_D 上構死荷重

W_P 橋脚軀體重量

W_W 基礎軀體井筒重量

これ等に對して作用すべき抵抗力を見做すべきものは次

の四つである。

L 井筒周圍ミ土ミの間の摩擦力

A 井筒周圍ミ土ミの間の粘着力

B 井筒に働く水の浮力

R 井筒底面支持力

以上の八つの力が互に平衡状態にあるものとすれば

$$W_L + W_D + W_P + W_W = F + A + R + B \dots\dots\dots (1)$$

なる關係が成立する、而してもし將來に於ける活荷重の

増加、垂直地震力の作用、抵抗力推定の不確實さ等を考慮

して、ある程度の安全率 ρ を見込むものとすれば(1)式は

$$\rho (W_L + W_D) + W_P + W_W = F + A + R + B \dots\dots\dots (2)$$

となる。

今もし(2)式の諸項中井筒長 l によつて變化すべき量、

W_W 、 F 、 A 、 R 、 B 、等を l の函数として表はす時、本式

を解きて、垂直荷重に對する所要長を求めることが出来る

だらう。

W_L 、 W_D 、 W_P これ等の値は橋梁徑間長、幅員、荷重、橋

床施行面高等によつて自ら決定せらるべきものにして、井筒長 l に關係なし、

W_W 基礎井筒重量は井筒中 中埋混凝土を施工する部分

の長さ x 、 (x) の長さは豫め其大體を決定しつる場合が多

い(其單位長の重量を w 、中埋混凝土を施工せざる部分の

單位重量を H とせば

$$W_W = w_s x + w_H (l - x) \dots\dots\dots (3)$$

F 、 A 粘着力 A は今日に於ては未だ其量を明確に推定

すべき充分なる實驗も理論も乏しきもの、如く、加ふるに

其量は摩擦力 F に比して甚だ僅少なるが故に、これを F の

中に含まるゝものと見做して、取扱ひて大過なき場合が多

い。即ち本論に於ても A はこれを省略して F の中にこれを

含めるものと考へる、因に粘着力の量は *Leygue* 氏に依れ

ば、

$$F = 18.5 \frac{W}{D} \quad \text{噸力} \quad 1.5 \frac{W}{D}$$

の程度なりと云ふ。

摩擦力 F は井筒の周圍に加はる土壓に摩擦係數を乗じた

Rankine 氏の土壓公式に依れば

$$F = \frac{C}{2} \left\{ \omega(1-d)^2 + q(1-d) \right\} \frac{1 - \text{Sin}\phi \tan\phi_0}{1 + \text{Sin}\phi}$$

$$= \omega C \left\{ \omega(1-d)^2 + q(1-d) \right\} \dots\dots\dots (4)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \frac{1 - \text{Sin}\phi \tan\phi_0}{1 + \text{Sin}\phi}$$

Coulomb 氏の土壓公式によれば

$$F = \frac{C}{2} \left\{ \omega(1-d)^2 + q(1-d) \right\} \frac{\text{Cos}^2\phi}{\left\{ \sqrt{\text{Cos}\phi_0 + \sqrt{\text{Sin}\phi \text{Sin}(\phi_0 + \phi)}} \right\} \tan\alpha}$$

$$n\phi_0 = \beta C \left\{ \omega(1-d)^2 + q(1-d) \right\} \dots\dots\dots (5)$$

$$\beta = \frac{1}{2} \frac{\text{Cos}^2\phi}{\left\{ \sqrt{\text{Cos}\phi_0 + \sqrt{\text{Sin}\phi \text{Sin}(\phi_0 + \phi)}} \right\}^2 \tan\phi_0}$$

但、C; 井筒断面周囲長

l: 井筒長

d: 水深

この場合井筒は水面と同高に築造せられたるものと假定せり従つて(1-d)は井筒の地中長を示す

q: 河底上の水の重量

土の土面

tanφ₀: 土の井筒内の摩擦係數

而して井筒周圍に於ける土の狀況が Rankine, Coulomb 兩氏が土壓公式を求めたる場合の粉體の假定狀況と甚しき懸隔あるは論を俟たざるが故に、上記(4)(5)兩式の與ふ値が實際に適合するや否やは甚だ疑問とするところであつて、これ等の式を(2)式に代入して1の二次式として(他の諸項は1の一次式となる)これを解くの煩に値するや否やすら疑はしのである。

斯くの如き關係より、從來Fの値は(4)(5)式の如き形を用ひず。經驗上より與へられたる材料によりて井筒全長に互る平均値を推定し、Fを1の一次式として取り扱はれたる場合が多い。

この井筒周圍摩擦力の單位面積に及ぼす平均値は、其の土質如何によつて極めて廣き範圍に變化すべく、又井筒の長ちによつて相等に變化すべくは勿論である。

Jacoby & Davis 氏其著 Foundation of Bridge & Building

に於て説くところによれば、この平均摩擦力は普通平方呎二五〇封度乃至八〇〇封度で玉石層に於て一、〇〇〇封度に達する場合があり、又深さに對する變化の例として McKinley 橋に於けるものを掲げ、深さ四〇呎で平方呎に三〇〇封度、七〇呎で六〇〇封度を發表してゐる。同書に擧げられた諸橋梁の基礎に於ける摩擦力の例を再録すれば

橋名	摩擦力			地質
	最大	最小	平均	
Bellontaine	700	600	648	細砂、砂、荒砂、玉石
Blair Crossing	431	330	381	細砂、荒砂、粘土
Brooklyn	600			砂
Cairo	932	922	750	砂
Havre de grace	489	308	400	沈泥、砂、粘土
Mackinley	600			砂、砂利、粘土、粘土、其他
Memphis	837	365	584	砂、砂利、粘土、粘土、其他
Miles gracier	620			砂、砂利、粘土、粘土、其他
Nebraska City	590	409	525	砂、砂利、粘土、粘土、其他
New Omaha	673	472	617	川砂、荒砂、粘土、砂、砂利、粘土、其他
Rulo	944	351	614	細砂、荒砂、砂利、粘土、玉石
Sioux City	535	314	464	砂、砂利、粘土、粘土、其他

又四號國道利根川橋に於ける井筒沈下作業中に観測せる結果より算出するに、土質泥土を混じたる細砂にて深さ約四〇呎の點に於て平方呎に四〇〇封度乃至五五〇封度を示し城東貨物線淀川橋梁の井筒に於て鼠色細砂の場合、深さ約三〇呎の點にて平方呎に五二〇封度を示してをる。

上記の諸例は比較合的良地質の場合であるが沈泥の如き極めて軟弱なる土質中に井筒を設けたる場合の資料として土木學會誌第十三卷第五號に發表せられた永代橋基礎工事に於ける観測を擧げることが出来る。同報告によるに同梁脚灌函の周圍に於ける平均摩擦力（每平方呎當封度）は次式によつて表はられたりし

$$f = \frac{1}{30} x^2 - 0.85x + 155$$

x: 灌函の地中深

上式のxの種々なる値に對し與へらる。Fの値は次表の通りである。

Williamsburg 750

深さ(呎)	摩擦力(#/R)
10—25	150
35—40	170
45—50	190
54—57	210
60.5—63.5	230
66.5—69	250
71.5—74	270
76.5—79	290
81—83	310
85—86.5	330
89—90	350

同橋に於ける地質は沈下尺約九〇呎の中大部分、藍風色粘土に報告せられたるも、事實に於ては粘土を稱すよりも沈泥を稱すべき土質なりを考へられる。

上記の如き諸材料によつて井筒の周圍に於ける平均單位摩擦力が推定せられるものとし、これを E にて表はすものとすれば、摩擦力 F は

$$F = C(1-d) \cdot f \dots \dots \dots (6)$$

によつて示される。

R 底面支持力も又 Rankine 又は Coulomb の土壓公式から求めよう。

Rankine の公式によれば

$$R = S \left\{ \frac{w(1-d)+q}{1+\sin\phi} \right\}$$

$$= \gamma S \left\{ \frac{e(1-d)+q}{1+\sin\phi} \right\} \dots \dots \dots (7)$$

$$\gamma = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$$

Coulomb の公式によれば

$$R = S \left\{ \frac{e(1-d)+q}{\sqrt{\cos^2\phi - \sin\phi \sin(\phi+\theta)}} \right\}$$

$$= S \left\{ \frac{e(1-d)+q}{\dots \dots \dots} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

但 S : 井筒の底面積

即ち R は井筒長の一次式として示される、而してこれ等の式の示す値が信頼し難いものであることは、摩擦力の場合にのべたと同様である、従つて斯くの如き式を用ふるよりも經驗上から得た資料で R の値を推定する方が多い。

Deep Foundation に於ける土の安全支持力として W_a

Adell 氏が其著 Bridge Engineering に發表してゐる値を見よう。

上 質	安全支持力(毎平方呎當封度)
沖積土又は沈泥	5,000
砂粘土の混じたるもの	7,000
流砂の固まりたるもの	7,000
細 砂	9,000
荒砂及び砂利	11,000

である。この値は Dr. Cortell の調査による資料の Wardell 氏自らの経験から定められたものとしておられるが、其深さの程度が明記されてないことが甚だ遺憾に思はれるのである。併しこれを普通の場合の Deep Foundation 即ち五、六〇呎の深度に於けるものを見做して大過ないであらう。

もしこの假定が差し支へないものとし、地表面の支持力が推斷され、支持力が深さに對し直線的に變化するものとするならば、深さ(— r —)に於ける支持力は(— r —)の一次式として表はすことが出来、更に—の大体の値を豫

想するならば R の大略を推知することが出来る。かくすれば R はもはや—の函數でなく定數として取り扱ひうるものとなる。

今の場合には后者の方法をとり R は—に關係なきものとして(1)式を解かんとするものである。

B 井筒に働く浮力として、水面以下にある井筒の體積に等しい水の重量を取ることは甚しい誤謬云はねばならない、事實井筒に働く浮力は井筒の底面面積に單位水壓に底面積を乗じたものでなくてはならない。然るにこの單位水壓は深さに水の單位重量を乗じたものに非ずして土質によつて甚しい變化を示すものである。

この事實は潜函沈下法を用ひたる時の作業室内の排水に必要な空氣壓が、深度に水の重量を乗したる理論壓力と一致せず、水の滲透良好なる砂層砂利層玉石層に於て理論壓力に近く粘土層の如き不滲透質のものに於て甚小なることによつて證しうるのである。

今永代橋に於ける理論壓と使用壓との比を見るに

深度	理論壓の使用壓との比	土質
10呎	100%	粘土
30呎	75%	粘土
60呎	50%	粘土
70呎	60~70%	砂層

即ち相當の深さにては砂層に於てすら理論壓の七五%に達するに過ぎない。今この減少率を λ にて示すならば、浮力Bは

$$B = \lambda \cdot q \cdot S \dots \dots \dots (9)$$

て示すことが出来る

以上の如くにして求めた諸項の値を(2)式に代入すれば

$$P(WL + WD) + WP + \omega_3 x + \omega_H(1-x)$$

$$= C(1-d)H + R + \lambda \cdot q \cdot S \dots \dots \dots (10)$$

依つて井筒の所要長は

$$l = \frac{P(WL + WD) + WP + x(\omega_3 - \omega_H) + Cdf - R}{Cf + \lambda \cdot q \cdot S - \omega_H} \dots \dots (11)$$

となる。

計算例、四號國道利根川橋に於ける井筒に(11)式を適用

$$\text{するに } P = 1.5; WL + WD = 240^T + 410^T = 650^T;$$

$$WP = 360^T; x = 25^%; \omega_3 = 40^T; \omega_H = 32^T; C = 195^T;$$

$$d = 8^T; R = 2.1^T \cdot 75 \times 588 = 1610^T \text{ton}; f = 0.22^T; \lambda = 9.75;$$

$$q_s = 0.4 \# \times 588 = 17^T \text{ton}$$

$$l = \frac{1.5 \times 650 + 360 + 25 \times 8 + 95 \times 22 - 1010}{95 \times 0.22 + 75 \times 17 - 32} = \frac{84}{1.75} = 48,$$

施工せる井筒長は六〇呎なり

本式の適用に於て最も不便とするところはRの値の推定であつて、この値の取り方によりてlの値は甚しき變化を示してをる、この點については更に考慮を要すべき點なりと信するのであるが今はこれを論ぜず次の機會にゆづることとする。

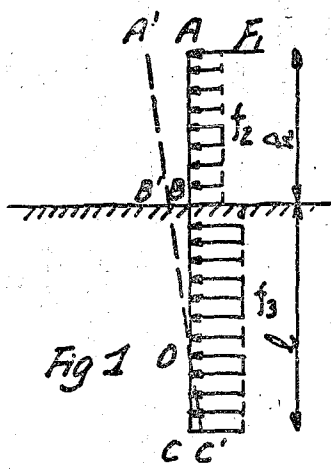
水平地震力に對する井筒所要長

假定、この問題を解くにあたつて次の様な假定をする。

第一圖に示す様に地上高さhなる橋脚上部に、上構の重量に働いて生ずる地震力 F_0 が作用し、橋脚ABの各部には f_0 なる地震力が一樣に作用するものとす。

又地中にある井筒部に對しても f_0 なる地震力が一樣に作

用するものと見做す、この假定は甚だ大膽な定め方であつて構造物の地中に埋まつてをる部分に對して地震力が如何に作用するものであるか、明瞭でない爲に、安全のためにかく定めたにすぎない、恐らく f_3 の値は地中に入るに従つて減少せしめて差し支へないのであらう。後に揚げる計算例に於ては f_2 を算出するに其震度を f_2 に對するものと同様とした場合 f_3 を認めない場合 f_2 を取り扱つた。



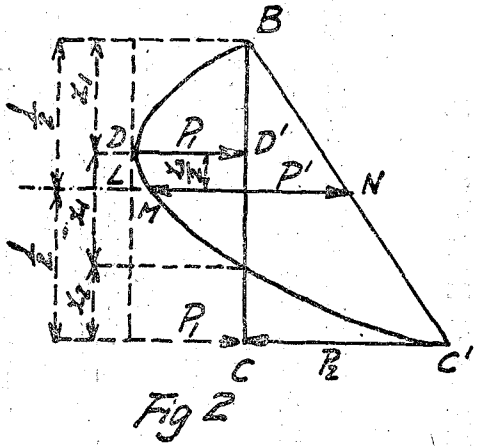
地震のある

瞬間に於て、

橋脚が第一圖の點線の如き位置にて最も大なる變位をなしたるものと假定する、

この場合地震力に對して第三圖に示すが如き土の抵抗力が作用するものと假定する。

第一圖のO點は井筒中の變位をなさざる部分であつて、これより上部OB間の抵抗力は地震力と反對に作用し、これより下部OC間は地震力と同方向に作用する。土の抵抗力の深さに對する變化はBiotの實驗結果に従つて拋物線形をなすものと假定する。



井筒の長さ

はかくの如くにして求めた土の抵抗力が各點に於て其點の許容抵抗力を超過しない様に定めねばならぬ。

拋物線の性質 第二圖のBC

を井筒とする時、土の抵抗力はBDCの拋物線形をこるも

のつす。

拋物線の頂點に於ける抵抗力を P_1 、 C に於けるものを P_2 とす、この兩抵抗力が許應強度以上に出ない様にしてめんす。

今 I の中心に於ける MM の値を P とす。

$$P = P_1 - LM + \frac{P_2}{2}$$

$$\therefore 2P = 2P_1 - 2LM + P_2 \dots \dots \dots (12)$$

拋物線の性質によつて

$$\lambda = \frac{P_1}{X_1^2} = \frac{LM}{\left(\frac{X_2}{2}\right)^2} = \frac{P_1 + P_2}{(X_1 + X_2)^2} \dots \dots \dots (13)$$

$$\lambda = \frac{2P_1 - 2LM + P_2}{X_1^2 - \frac{X_2^2}{2} + (X_1 + X_2)^2} = \frac{2P_1 - \frac{X_2^2}{2} + X_2(2X_1 + X_2)}{2X_1^2 - X_2^2 + X_2(2X_1 + X_2)} \dots \dots \dots (14)$$

$$\therefore \lambda = \frac{4P_1}{4X_1^2} = \frac{4P_1}{(2X_1 + X_2)^2} \dots \dots \dots (15)$$

又 (13) より

$$\lambda = \frac{P_1 + P_2 - P_1}{(X_1 + X_2)^2 - X_1^2} = \frac{P_2}{X_1^2 + 2X_1X_2 + X_2^2 - X_1^2} = \frac{P_2}{X_2(2X_1 + X_2)} \dots \dots \dots (16)$$

研 究

(14) (16) より

$$\lambda = \frac{4P_1 - P_2}{(2X_1 + X_2)^2 - X_2^2} = \frac{4P_1 - P_2}{(2X_1 + X_2)(2X_1 + X_2 - X_2)} = \frac{4P_1 - P_2}{2X_1(2X_1 + X_2)} \dots \dots \dots (17)$$

$$\therefore \lambda = \frac{(4P_1 - P_2)^2}{4X_1^2(2X_1 + X_2)^2} \dots \dots \dots (18)$$

(15) (18) より

$$4(P_1 - P_2)^2 = 16P_1P_2$$

$$\therefore P_1 = \frac{(P_1 - P_2)^2}{16P_2} \dots \dots \dots (19)$$

所要井筒長の算出 先づ最大抵抗力 P の値を算出す

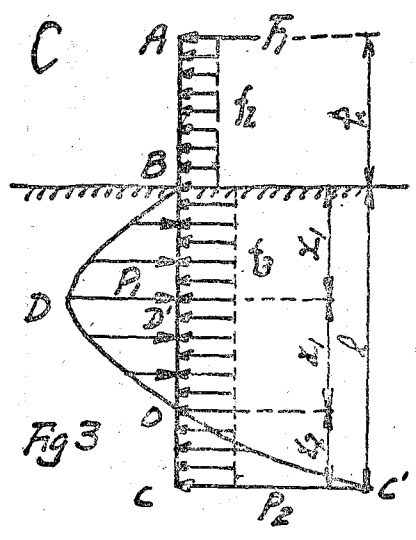
る。第三圖の如き状態を考へ、 F_1 、 f_2 、 f_3 の抵抗力の間の平衡を考へる。

C 點の廻りの力率を考へれば

$$MC = \Sigma P_i L_i = 0$$

外力	P	L
F_1	F_1	$1+h$
f_2	f_2	$1+\frac{h}{2}$
f_3	f_3	$1-\frac{1}{2}$

$$\begin{aligned} BDC & \frac{2}{3} P_1 \\ BCC & \frac{P_2}{2} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \therefore 2P_1 &= F_1(1+h) + f_2h(1+h) + f_3 \times \frac{1}{2} + \frac{P_2}{2} \frac{h}{3} - \frac{2}{3} P_1 \frac{h}{2} \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$\therefore 12P_1 - 2h^2P_1 + 3f_2h^2 + f_2b(6l+3h) + 6F_1(1+h) = 0 \dots (20)$$

今外力の和を考へれば

$$Y_C = \Sigma P = 0$$

$$\therefore F_1 + f_2h + f_3 \frac{1}{2} + \frac{P_2}{3} - \frac{2}{3} P_1 = 0$$

$$3P_2 - 4P_1 + 5f_2^2 + 6f_2^2 + 6F_1 = 0 \dots (21)$$

$$\left(\begin{array}{l} (20) \\ (21) \end{array} \right) \text{より } h \text{ の}$$

$$P = \frac{1}{2} (f_2^2 + 12f_2h + 9f_2^2 + 12F_1 + 18hF_1) \dots (22)$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (6f_2^2h + 6f_2^2 + 6F_1 + 12F_1h) \dots (23)$$

(22)(23)より得たる P, P_2 の値を(19)式に代入して F_1 の値を求めらるる

$$P_1 = \frac{3}{2} \frac{(f_2^2 + 3f_2^2h + 2f_2^2 + 3F_1 + 4hF_1)^2}{G_2^2 + 4f_2^2h + 3f_2^2 + 4F_1 + 5hF_1} \dots (24)$$

前式によりて求めたる F_1, P_2 の値は地震時に於ける土の最大許容抵抗力

$$P = \omega X \frac{1 + \text{Sin} \phi'}{1 - \text{Sin} \phi'} \dots (25)$$

$x = P$ を求める點の深さ

$\omega =$ 土の單位重量

$$\phi' = \phi - \tan^{-1} K$$

ϕ : 土の安息率

K: 震度

を超過せらるるものが必要である。よつて1の算定には與へられたる資料に對して1の値を假定し(23)(24)式によりて P_1, P_2

を求め(18)式を用ひて

$$\frac{P_1}{X_1^2} = \frac{P_1 + P_2}{(X_1 + X_2)^2} = \frac{P_1 + P_2}{(1 - X_1)^2}$$

の關係より

$$X_1 = \frac{\sqrt{P_1}}{\sqrt{P_1} + \sqrt{P_1 + P_2}} \dots \dots \dots (20)$$

を得、これによつて X_1 の値を決定し、この X_1 を假定せる1
こを用ひて(25)式により其點の p を計算してこれに $P_1 P_2$ の値
を比較す、

$$P \times (\text{井筒の幅}) \sqrt{P_1} \text{又は } P_2$$

なる關係あらば假定せる1の値は妥當なるものと認めること
が出来る。

以上の様にして大體水平地震力に對しての井筒所要長を
求めうる譯であるが、式の誘導に當つてなした假定に多く
の疑問が残つておるのである。即ち先づ地震力の働き方を
全く静力學的に取り扱つてをること、この點は橋臺等の
安定を論ずるに當つて今日一般に用ひられる様になつた取
り扱ひ方と全く同様であつて、地震に對する理論がも少し

ブラチカルな方面に開けて來ない限り、當分こんな行き方
で進むより仕方がないのではあるまいか。次の疑問は既述
の f_2 の取り方である、これに對しても少しつきこめた意見
を述べることの出来ないのを遺憾とするものである。次に
(25)に式ける ρ の値で地中數十尺の點で垂直地震力の影響を
考へて、 $\rho = \frac{P_1 + P_2}{P_1 + P_2 + \rho}$ の關係を用ふる必要あるか否かは
疑はしい、今は假りに定全の爲これを取り入れて見たが計
算例にはこれを考へない場合をも取り扱つてをいた。

尙第三圖に示した例では f_2 が f_1 が地表面を境に變化し
てをる即ち井筒が地表高まで築造されておることにしてを
るが、實際は水中にある部分があつて f_2 と f_1 との境は水面
近くにあるべきである、これは算式を簡單さなす爲にかく
したに過ぎないのであつて、一般の場合に對しても全く同
じ方法で解くことが出来る筈である。

計算例一 混泥土床版を有する徑間二〇三呎の人道橋の上
構死荷重を五〇〇噸(地震力の問題を取り扱ふ場合活荷
重の滿載を考ふる必要はないであらう)、橋脚鐵筋混泥土

造にして平均断面 12×12 m 高さ 6 m、井筒側壁鐵筋混凝土造、中埋粗混凝土、形狀橢圓形にし 長半徑六米、短半徑二、二五米を用する時井筒の耐震長を求む

但し震度〇、三、土の重量 1.7 Ton/m^3 土の息角 $\phi = 30^\circ$

7) 17. 1

$$P_1 = \text{土静の重量} \times \text{震度} = 300 \times 0.3 = 150^T$$

$$I_2 = \text{橋脚單位長の重量} \times \text{震度} = 2.7^T \times 2 \times 12 \times 0.3$$

$$= 17.3^T$$

$$I_3 = \text{井筒單位長の重量} \times \text{震度} = 2.4 \times \pi \times 6 \times 2.25 \times 0.3$$

$$= 30.1^T$$

$$h = 6^m$$

今 $1 = 20^m$ の假定す

(22) 式によつて

$$P' = \frac{36800 + 24,900 + 5,600 + 36,000 + 16,200}{2 \times 400} = 149^T$$

(23) 式によつて

$$P_2 = \frac{12,500 + 3,740 + 18,000 + 10,800}{400} = 113^T$$

(19) 式によつて

$$P_1 = \frac{(4 \times 149 - 113)^2}{16 \times 149} = 93^T$$

(26) 式 I_2 より P の作用する位置を求むれば

$$X_1 = 20 \frac{0.89}{0.89 + 14.5} = 8.11$$

故に此點の許容土壓力は橋脚井筒の幅一米につき

$$P = 1.7 \frac{1 + \sin 130}{1 - \sin 130} \cdot 8.11 = 2.72 \times 8.11 = 21.8^T$$

$$\phi = \phi_0 - \tan^{-1} K = 30 - \tan^{-1} 0.3 = 13^\circ$$

土の許容抵抗力は井筒の短直径に對して考へねばならぬ即ち地震は橋の方向に直角に作用するものとする。井筒の幅 $2 \times 2.25 = 4.5$ に對しては

$$P = 21.8 \times 4.5 = 98.1^T$$

即ち $P > P_1$ にして $1 = 20^m$ にて差し支へなし

又 $1 = 20^m$ の點に於ける

$$q = 3.71 \times 20 = 54.4$$

$$P = 54.4 \times 4.5 = 245^T$$

にして P_2 に對し十分なる強度を有す

計算例二 一の場合に $\tan^{-1} k$ を考へざる時の井筒所要長

を求む

I=14m の假定也

$$P = \frac{1}{196 \times 2} (18,000 + 17,450 + 5,600 + 23,200 + 16,200) = 210T$$

$$P_2 = \frac{1}{196} (8,740 + 3,740 + 12,600 + 10,800) = 183T$$

$$P_1 = \frac{(4 \times 210 - 183)^2}{16 \times 210} = 128.75$$

$$X_1 = 14 \frac{\sqrt{128.5}}{\sqrt{128.5} + \sqrt{311.5}} = 5.75$$

故にこの點の土の許容抵抗力は

$$P = 1.7 \frac{1 + \sin 36^\circ}{1 - \sin 36^\circ} \times 5.75 = 29T / 0.7m$$

井筒の全幅員に對し

$$P = 26 \times 4.5 = 130T$$

故に $P_1 > P_2$ 故に I=14m は妥當なる計也

$$I = 14m \text{ の點に於ては } I = 96T \quad P = 96 \times 4.5 = 432T \text{ なるの}$$

P_2 に對し充分なる強さを有す

計算例三 一の例に於て土の息角 $\phi = 27^\circ$ として $\tan^{-1} K$ を無視せる時の井筒所要長を求む

I=17.75 の假定す

$$P = \frac{1}{396 \times 2} (28,100 + 21,800 + 5,600 + 31,500 + 16,200) = 169T$$

$$P_2 = \frac{1}{306} (10,900 + 3,740 + 15,750 + 10,800) = 134T$$

$$P_1 = \frac{(4 \times 169 - 134)^2}{16 \times 169} = 107.5T$$

P_1 の作用たる位置は

$$X_1 = 17.5 \frac{\sqrt{107.5}}{\sqrt{107.5} + \sqrt{241.5}} = 7m$$

この點の土の單位許容抵抗力は

$$P = 1.7 \frac{1 + \sin 26^\circ}{1 - \sin 26^\circ} \times 7 = 24.3T / Rm$$

$$P = 24.3 \times 4.5 = 109.5T$$

$\therefore P > P_1$

I=17.75 に於ては $P = 273T$ 故に I=17.75 の

計算例四 一の例に於て $\phi = 27^\circ$ として $\tan^{-1} K$ を無視せる時の

合の所要長を求む

I=12.75 の假定す

$$P = \frac{1}{2 \times 156.25} (15,600 + 5,600 + 22,300 + 16,200) = 192T$$

$$P_2 = \frac{1}{156.25} (7,800 + 3,740 + 11,250 + 10,800) = 215T$$

$$P_1 = \frac{(4 \times 192 - 215)^2}{16 \times 192} = 99.6T$$

$$X_1 = 12.5 \frac{\sqrt{99.6}}{99.6 + \sqrt{314.6}} = 4.75$$

$$P = 1.7 \frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} \times 4.5 = 22.94$$

$$P = 229.5 \times 4.5 = 1033T$$

故に 1112.5 は妥當なり、井筒の先端に於ては $P = 1033T$ にて P_2 に比し遙かに大なり

計算例五 四の場合に於て 20° として所要長を求む

1114.5 の假定也

$$P' = \frac{1}{210 \times 2} (18.010 + 5.600 + 26.100 + 16.200) = 157T$$

$$P_2 = \frac{1}{210} (9.025 + 3.740 + 13.050 + 10.800) = 174.75$$

$$P_1 = \frac{(4 \times 157 - 174.75)^2}{16 \times 157} = 82T$$

$$x_1 = 14.5 \sqrt{\frac{82.3}{82.3 + \sqrt{256.8}}} = 5.25$$

$$P = 1.7 \frac{1 + \sin 20^\circ}{1 - \sin 20^\circ} \times 5.25 = 18.23T$$

$$P = 18.25 \times 4.5 = 82T$$

故に $\sqrt{P_1}$ にして 1114.5 は適當なる長シす

井筒先端に於ては $P = 1033T$ にして F_2 を遙かに凌駕せり。

以上の計算例により $\tan^{-1} K$ 及び $\frac{1}{2}$ の 1 に及ぼす影響を見るに第一例の $1120m$ は $\tan^{-1} K$ を無視せることにより第

二例に於て $1114m$ となり更に f_3 を無視する時第四例により $1112.5m$ と變化しておる、又地質の變化即ち ϕ の値による 1 の變化は第二例第四例と第三例第五例を比較してうかゞひ知ることが出来る。

井筒壁の強度

井筒が鐵筋混凝土造であるとして其強度について述べて見たい、井筒斷面の強度は、斷面の有する間仕切の位置によつてある部分は無鉸拱として、ある部分は固定桁として土の及ぼす最大壓に對して設計することが出来る筈であるが、潜函沈下法を用ひる場合の様に沈下中に井筒の傾斜其他の原因から甚しい無理が起る心配の少ない場合はこまかくとして、ガットメルによつて沈下をなす場合は、不確實な土壓公式の與へる壓力のみから強度を決し様とするのは大膽すぎるを考へられる、もつと澤山な補強を施しておきたいのである、且つ潜函工法と違つて沈下荷重云ふ厄介ものを用ひるが故にこの方の手をはぶく爲に、或程度まで井

筒壁を厚く、重量を大きくしたくなるのである。

井筒の縦鐵筋量は前節にさいた水平地震荷重の爲めに生ずる彎曲に堪へうる程度に入れて置きたいと考へ、これを考へる時は土の抵抗力を考へる時は反對に地震力が橋の

方向に作用するものと見做さねばならぬ、而して其鐵筋量は從來用ひて來た様に斷面の $\frac{1}{3}$ 程度のもので充分な場合が多い。水平地震荷重により井筒のうける最大彎曲率並び最大剪力については稿を改めることとする。(完)

自動車運輸と 鐵道運輸との關係

東京市技師 江 守 保 平

我々人類の福祉を増進するの一要素として自動車運輸即ち道路運輸とその他一般の運輸機關殊に鐵道運輸との關係は現在我々の目前に逼つてゐる大問題である。この兩者の協調利用によつて工業上商業上乃至は農業上にうくる利益の莫大なるの最近一部識者間に認めらるゝに至つたのは喜ばしい現象である。

鐵道の恩恵が未だ一般に普くなかつた以前は我國の交通も専ら水運と道路との力を藉りてゐたもので東海道なども物資は多く舟運により人の往來は主に道路によつてゐた。所が明治の初めに鐵道が東京横濱間に敷設され、やがて東海道に全通してからは道路は全く閑却されわづかに舟運のみは別方面に餘命を保つてゐたのである。