

che è il prezzo medio a metro cubico pagato per la sola muratura in fondazione.

5.^o—*Muraglioni del Tevere a Roma (1882)*. — Il costo della muratura in fondazione, considerata fino alla quota di m. 0,50 sulla magra normale del fiume, era fissato per lire 70,00 a metro cubico, tutto compreso: ridotto a lire 63,56, atteso il ribasso d'asta del 9,20 % (*).

6.^o—*Ponte a Turbigio sul Ticino (1883)*.—Un metro cubico di scavo all'aria compressa è costato lire 40,00. Il costo poi di un metro cubico di calcestruzzo è stato di lire 35,00 all'aria compressa, e di lire 18,00 all'aria libera.

7.^o—*Ponte a Casalmaggiore sul Po (1885)*. — Un metro cubico di scavo alla presenza dell'aria compressa si è pagato lire 36,00. Un metro cubico di calcestruzzo in fondazione è costato lire 38,00: all'aria libera, invece, lire 22,00.

8.^o—*Ponte Garibaldi a Roma sul Tevere (1885)*. — Il costo a metro cubico delle fondazioni, tutto compreso, è risultato di lire 70,00, in media, per i due spalloni, e di lire 72,00 per la pila (**).

CAPO VII.

Fondazioni molto profonde.

a) Cenno sulle fondazioni con escavi all'aria libera.

Il limite massimo di profondità fino a cui può applicarsi il metodo pneumatico per le fondazioni subacquee, è di m. 35, come si è fatto notare al Capo IV. Se quindi per speciali circostanze locali le fondazioni debbono scendere oltre quel limite sotto il pelo dell'acqua, bisognerà assolutamente ricorrere ad altro sistema di esecuzione, come ad esempio: a quello degli scavi all'aria libera con l'uso delle draghe, delle cucchiaie a mascelle (*clam shells*), delle trombe centrifughe e simili.

Così si è dovuto praticare per vari ponti, seguendo cioè l'antico metodo per le fondazioni dei pozzi indiani (cosiddetti *kotis*), coi perfezionamenti però che il progresso ognora addita.

Nel 1867 infatti il sig. Leslie fondò in Asia un ponte sul Gorai

(*) Gli operai lavoravano nel cassone per lo spazio di otto ore: la loro mercede oraria variava da lire 0,25 a lire 0,50, col variare della profondità a cui si eseguiva il lavoro, ed anche della stagione in cui si lavorava.

(**) Quivi l'aria fu compressa nei cassoni a circa n.°2 atmosfere effettive.

(ramo del delta del Gange) a m. 30 sotto le magre, servendosi per lo scavo d'una specie di raschiatoio (*rabot*) o disco girevole intorno ad un gambo animato da una motrice, il quale disco era munito di nervature triangolari bordate da vomeri (*socs*); e inoltre di un tubo a sifone pel vuotamento dei materiali tagliati.

Simile processo fu tenuto pel nuovo ponte della Nerbudda in India, dove la massima profondità raggiunta fu di m. 32 sotto le magre: i materiali scavati erano quivi estratti con la draga, ed in alcune circostanze con l'aiuto dei palombari.

Al ponte di Poughkeepsie sul fiume Hudson negli Stati Uniti d'America (1876) le fondazioni furono profondate a m. 38 sotto le piene, essendosi dovuto attraversare uno strato di m. 21 di melma, argilla e sabbia. Quivi furono adottati dei robustissimi cassoni di legname, i quali vennero zavorrati da carichi di smalto: s'adoperarono per lo scavo delle cucchiaie a mascelle.

Così pure pel ponte Jubilee sull'Hoogly (altro ramo del Gange), attesa la profondità, non si poterono eseguire le fondazioni che col metodo degli scavi all'aria libera.

Del pari si dovette procedere pel ponte sul fiume Hawkesbury tra Sidney e Newcastle nella Nuova Galles del Sud in Australia (1886-89), il quale ha le più profonde fondazioni finora eseguite; giacchè essendo il letto di quel fiume formato di uno spessissimo strato di limo, giacente sopra uno strato di terreno sabbioso, le fondazioni dovettero raggiungere la profondità di circa m. 50 sotto le acque ordinarie (m. 58 sotto il livello delle grandi piene). Si adopraron quivi dei cassoni di acciaio.

Pel ponte Dufferin sul Gange a Bénarès nell'India inglese (1881-87) parimenti gli scavi furono eseguiti all'aria libera, giacchè le fondazioni di quattro delle n.º 7 pile dovettero raggiungere le profondità di m. 37,00 ÷ 42,75 sotto il livello di bassa marea, a causa delle profonde erosioni del letto del fiume (protratte a m. 21 sotto le magre dai gorghi e dalle forti correnti che giungono ad avere quivi la velocità di m. 7 a 1") e pei grandi sovralzamenti del pelo di acqua, che salgono a m. 15 sulle piene ordinarie al tempo degli straripamenti del Jumna, affluente del Gange.

I cassoni di ferro delle pile di questo ponte furono foggiate a base ellittica, di diametri m. 19,88 e m. 8,54: gli spessori delle lamiere si fecero di millim. 10 ÷ 12.

Dovendo essi essere molto resistenti, furono costrutti a doppia parete metallica con collegamenti radiali di ferri ad angolo e saettoni: presso la base, la parete interna si portò inclinata a 45°, formando così con l'involucro esterno un coltello triangolare, robustato da uno zoccolo d'acciaio (*sabot*) di spessore millim. 37.

Ciascun cassone fu diviso, mediante due diaframmi, in tre pozzi

di scavo, nei quali funzionavano delle draghe *Bull-Bruce*, avente ciascuna un secchio (*poche*) di diametro m. 2,45, capace di esaurire m. c. 3,37 ossia tonn. 6 di sterro: le draghe erano mosse da verricelli a vapore di 20 tonnellate di forza ciascuno. I suddetti diàframmi si fecero terminare, sotto forma di ugnatura (*biseau*), ad un livello un po' più in alto di quello del tagliente perimetrale.

Il vuoto tra le due pareti metalliche veniva riempito per la parte inferiore con calcestruzzo a cemento, e per la rimanente parte superiore con muratura laterizia parimenti a cemento. Allo scopo poi di collegare la muratura di fondazione con quella soprastante, sulla parte superiore della parete piena del cassone si sovralzò un'ossatura di ferro a graticcio (*carcasse à claire-voie*).

Ciascun cassone delle suddette quattro pile era guidato nell'affondamento mediante pontoni, portanti un armaggio di legname, cui erano affidati i verricelli delle draghe.

Con la luce elettrica si lavorava anche di notte con le draghe; per cui l'avanzamento medio nelle 24 ore fu di m. 0,60 nella sabbia; interrotta da uno strato di grossa ghiaia mista ad argilla.

b) Considerazioni sul limite delle fondazioni profonde (*).

A misura che un pilastro di fabbrica viene approfondato nel suolo, l'attrito che si sviluppa tra la muratura ed il terreno, aumenta, perchè cresce la superficie di contatto; ed aumenta anche più rapidamente, ossia col quadrato della profondità, se il terreno è melmoso (*vase coulante*), incoerente o scorrevole (*terrain fluent*), come risulta dalla formola $F = \frac{1}{2} k \pi c b^2$, riportata al Capo II — 2°, § e.

Ciò fa pensare come, per qualsiasi natura di terreno, si possa sempre giungere a fale una profondità, da bastare da sola la forza d'attrito (senza cioè la concorrenza della resistenza del sottosuolo) ad assicurare la stabilità d'un pilastro.

Questa considerazione è della massima importanza, se si pon mente che non poche volte in pratica si è davanti a casi in cui anche a grande profondità, il sottosuolo non presenta sufficiente resistenza al carico cui dovrebbe soggiacere; per cui bisognerebbe sempre più approfondire la fondazione fino a limiti smisurati, in cerca di sottostrati più resistenti. Ciò anche con gli apparecchi pneumatici riescirebbe gravoso, se non proprio impossibile; visto (come si è già accennato più sopra) che il massimo limite per fondazioni ad aria compressa è di m. 35 sotto il livello delle acque.

Riferendosi al caso più sfavorevole di terreni subacquei di na-

(*) Dal Gaudard — *Limites des fondations profondes* (Ed. G. Bridel et C. — Lausanne, 1890).

tura quasi fluida, è da osservare che il peso d'un pilastro in essi fondato, è rappresentato da tutto il peso del masso fuori acqua coi sovraccarichi fissi e mobili (travate, treno ferroviario ecc.) e dal peso della rimanente muratura sottostante, in rapporto però ai mezzi attraversati: ossia calcolata con pesi unitarii che sieno differenza tra il peso specifico della muratura e quelli dell'acqua e delle terre, rispettivamente.

Nei calcoli che seguono, si assegnano i seguenti pesi specifici:

acqua	tonn. 1,00
terre molli, fluide od incoerenti	» 1,50
muratura di fondazione	» 2,00 (*)

Sicchè il peso relativo della muratura nell'acqua risulta di tonn. 1,00, e nel terreno incoerente, di tonn. 0,50.

La condizione intanto più sfavorevole, da considerarsi per prudenza di calcolo, è quella che si avvera nello stato del più basso livello delle acque; giacchè in tal caso il manufatto gravita di più sul sottosuolo di fondazione.

Denoti P il peso della parte di muratura fuori acqua, insieme ai sovraccarichi permanenti ed accidentali, s l'area di base del pilastro, c il corrispondente contorno o perimetro, a l'altezza d'acqua (in magra o in bassa marea), ed x l'approfondamento incognito nel terreno.

Il peso che graviterebbe sul sottosuolo di fondazione, se non si avverasse l'attrito, è rappresentato da

$$P + sa + 0,50 sx = P + s \left(a + \frac{x}{2} \right).$$

Tale peso per non gravitare affatto sul sottosuolo, deve eguagliare la forza d'attrito, che si sviluppa per la pressione del terreno incoerente contro le pareti del pilastro.

Per la ricerca di tale forza, si deve osservare che se il pilastro fosse immerso nella sola acqua, la pressione per unità di contorno sull'altezza BC (v. fig. 40) sarebbe rappresentata dal trapezio BCDE di densità 1,00; ma siccome la parte BC è immersa nel terreno (che suppongasi sia sabbia fluida), del detto trapezio il triangolo DEF è di densità 1,50.

Dovendosi nella formula d'attrito ritenere il valore reale del peso specifico del terreno ($\pi = 1,50$), il valore da assumere pel coefficiente k

(*) Questo valore è in generale un po' superiore al vero, se si tien conto che in massima parte le fondazioni constano d'una imbottitura di calcestruzzo e di rivestimenti di muratura laterizia. Ad ogni modo anche quando in qualche caso speciale si avverasse il contrario, i calcoli non per questo varierebbero, e s'introdurrebbe nelle formule quel dato peso specifico che necessita pel caso in esame.

è di 0,4 (v. Capo II—2°, § e); sicchè l'attrito per unità di perimetro del pilastro, rappresentato da

$$k(ax + \frac{1}{2}\pi x^2),$$

diventa:

$$0,4 ax + 0,6 \frac{x^2}{2},$$

ossia:

$$x(0,4 a + 0,3x);$$

e per l'intero perimetro c :

$$cx(0,4 a + 0,3x).$$

Questa forza d'attrito deve eguagliare quella del peso del pilastro su espressa, per eliminare qualunque pressione sul sottosuolo cedevole, in più (ben s'intende) della pressione naturale preesistente (*); epperò deve aversi:

$$P + s \left(a + \frac{x}{2} \right) = cx(0,4 a + 0,3x).$$

Da questa eguaglianza si ha un'equazione di 2° grado rispetto all'incognita x che, come si è detto, denota l'altezza limite di scavo per la quale il manufatto non esercita verun sovraccarico sul terreno; tale equazione è:

$$0,3 cx^2 + \left(0,4 ac - \frac{s}{2} \right) x - (P + sa) = 0,$$

da cui si ha:

$$x = \frac{-\left(0,4 ac - \frac{s}{2} \right) + \sqrt{\left(0,4 ac - \frac{s}{2} \right)^2 + 1,2 (P + sa)c}}{0,6 c}.$$

Per semplificazione di calcolo, ed anche per maggior garanzia, si

(*) Questa pressione naturale corrispondendo allo stato di riposo della massa, può considerarsi nulla. Il pilastro nelle condizioni di cui sopra, produce soltanto una certa tensione di aderenza sul suo contorno, ossia una resistenza tangenziale passiva, appunto perchè non viene oltrepassato il limite d'attrito, cioè a dire quello stato in cui l'attrito cambia segno. E per vero se, ad esempio, si trattasse di un pilastro troppo leggero, questo tenderebbe ad essere sollevato per l'abbassamento del sottosuolo ambiente; se invece il pilastro fosse molto pesante, si avvererebbe l'inverso: esso cioè si affonderebbe di più, pel rifluimento del terreno circostante. Epperò risulta chiaro come nella condizione relativa allo stato di passaggio dalla fase, per così dire, positiva dell'attrito a quella negativa, il pilastro resta in equilibrio.

Il Gaudard definisce *inébranlable* questo stato di equilibrio del pilastro che vien sostituito al terreno; il che deve intendersi verificabile semprequando non vengano menomamente turbate le condizioni d'equilibrio.

può porre $a = 0$; quindi la formola di sopra ed il relativo valore dell'incognita x si semplificano in

$$P + \frac{s}{2} x = 0,3cx^2,$$

ed in:

$$x = \frac{\frac{s}{2} + \sqrt{\frac{s^2}{4} + 1,2Pc}}{0,6c}. \quad (1)$$

Bisogna intanto far notare che tale valore per x è alquanto esagerato, giacchè nella sua ricerca si è supposto essere fluido il terreno; mentrech'esso è dotato d'una certa coerenza, sebbene molto tenue, e quindi tra le sue molecole si sviluppa un certo attrito, di cui non si è tenuto conto. Epperò, tra dati limiti, il blocco di fondazione potrebbe premere sulla base d'appoggio, opponendosi l'attrito della terra in se stessa a far rifluire il terreno circostante (*).

Ciò significa che anche a profondità un po' minore di quella data dal succennato calcolo, si può avere l'equilibrio stabile del manufatto: tale profondità può tanto più ridursi, quanto più alto è il grado di coerenza del terreno attraversato.

Si può invero ottenere un valore più esatto per x , se si adotta pel calcolo la formola che il Rankine dà per la ricerca del carico limite, rispetto ad un dato affondamento di un pilastro, senza provocare il rifluimento del terreno.

Denotando con φ l'angolo d'attrito della terra su se stessa, ovvero l'angolo della scarpata naturale di quella, e con i il rapporto fra il carico del pilastro ed il peso del volume di terra spostato, la formola del Rankine è:

$$i = \left(\frac{1 + \text{sen } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} \right)^2 = \text{tang}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right).$$

Per l'equilibrio deve intanto aversi:

$$i = \frac{P + 2sx}{1,5sx} (**),$$

(*) La stabilità d'una fondazione può essere compromessa soltanto dal *rifluimento* (*refoulement*) o sollevamento, per disgregazione molecolare, del terreno circostante, causato da un'eccessiva pressione sul suolo d'appoggio, ossia da difetto di approfondamento della fondazione; per cui il terreno cede sotto il forte sovraccarico, agendo di conseguenza sugli strati di terra vicini e superiori.

Tale rifluimento non deve confondersi con l'*assettamento* (*tassement*), che si avvera quasi sempre per effetto di un certo costipamento del terreno sotto un dato carico. Esso una volta avvenuto, non progredisce oltre sotto la stessa pressione agente, mantenendo beninteso inalterate le condizioni locali.

(**) I coefficienti 2 ed 1,5 sono i pesi specifici, in tonnellate, della muratura e del terreno, come più sopra si è detto.

ossia:

$$x = \frac{P}{s(1,5i - 2)}; \quad (2)$$

in cui si vede che crescendo φ (terreni più coerenti), e quindi i , diminuisce la profondità x di scavo.

Riportando, per applicazione di calcolo, l'esempio citato dal Gaudard per una pila del ponte Dufferin sul Gange a Bénarès, per la quale si ha :

$$P = \text{tonn. } 6525,$$

$$s = \text{m.q. } 133,$$

$$c = \text{m.l. } 46,50,$$

e ponendo

$$a = 0,$$

la formola (1 dà:

$$x = \text{m. } 24,15,$$

mentre la formola (2 dà, per $\varphi = 22^\circ$ (sabbia fluida):

$$x = \text{m. } 9,53 (*),$$

Ciò a cui bisogna intanto por mente nello stabilire siffatti calcoli, è di non trascurar di vedere fino a qual punto si protaggono le corrosioni od escavazioni del fondo subaqueo, dovute alle correnti ed ai vortici al sito d'impianto del manufatto, per non cadere in errore; giacchè avvenendo le escavazioni, l'attrito si attenua per la riduzione di spessore dello strato di terreno che preme contro il masso in esso internato.

L'altezza incognita x bisognerà quindi riferirla allo strato di terreno inescavabile, e tutta la soprastante parte (terreno scavabile ed acqua al di sopra) ritenerla, per prudenza di calcolo, come totale altezza a d'acqua; e quindi porre:

$$i = \frac{P + 2s(a + x)}{1,5 sx}.$$

Considerando però che nel periodo di tempo in cui si avverano le erosioni del fondo, l'altezza a d'acqua è di una certa entità, e quindi non è affatto trascurabile l'azione di zavorramento di essa sul terreno inescavabile; la precedente formola per tal fatto si modifica in

$$i = \frac{P + sa(2-1) + 2sx}{1,5 sx},$$

(*) Per terreni più coerenti il valore della x , come si è detto, deoresce. Così ponendo $\varphi = 35^\circ$ (sabbia secca), si ha $x = \text{m. } 2,66$.

ossia :

$$i = \frac{P + s(a + 2x)}{1,5 sx}$$

Tale formula, come risulta dalle varie considerazioni finora svolte, è quella che deve adottarsi nella pluralità dei casi ; sicchè giova esprimerla in termini più generali, perchè meglio nelle particolari circostanze a ciascun simbolo si possa sostituire il competente valore.

Epperò denotando con Q il carico a m.q. (peso della fabbrica e relativo sovraccarico di prova) sopportato dal letto murario della pila al pelo delle magre, con δ e δ' la densità della fabbrica e quella della terra, si ha :

$$i = \frac{Q + a(\delta - 1) + x\delta}{\delta'x},$$

dalla quale si ricava il valore di x , che va moltiplicato per un coefficiente di sicurezza $\gamma > 1$, cioè:

$$x = \gamma \frac{Q + a(\delta - 1)}{i\delta' - \delta}. \quad (3)$$

Considerando ora che la densità del terreno inescavabile, per la giacitura profonda del letto, è un poco superiore a tonn. 1,50, e la coerenza similmente è più accentuata di quella degli strati di terreno sovrastante, si possono assegnare per δ' e φ , siccome le esperienze consigliano, i valori :

$$\delta' = \text{tonn. } 1,70 \quad \text{e} \quad \varphi = 30^\circ.$$

Epperò per

$$\delta = \text{tonn. } 2,0 \quad \text{e} \quad \gamma = 1,5$$

la (3) diventa :

$$x = 0,113(Q + a).$$

Con l'istesso esempio sopracitato, ossia per

$$Q = \frac{6525}{133} = \text{tonn. } 49$$

ed

$$a = \text{m. } 16 \text{ (altezza d'acqua) + m. } 6 \text{ (terreno escavabile) = m. } 22,$$

risulta:

$$x = \text{m. } 8,00 ;$$

e quindi

$$a + x = \text{m. } 30 \text{ (sotto le magre) :}$$

mentrechè la pila in esame fu profondata a metri 42 sotto il livello di magra considerato.

Se per tema di forti escavazioni (come si sperimenta in grado assai rimarchevole in molti fiumi indiani), o per terreni di natura ce-

debole bisogna spingere le fondazioni oltre i 35 metri sotto il pelo d'acqua, il Gaudard giustamente ritiene che, in vista delle difficoltà nell'esecuzione del lavoro ad una tale profondità, sarà permesso non essere troppo esigenti nella perfettibilità del lavoro, come per fondazioni poco profonde si ha il dovere di esserlo: giacchè in quel caso non influisce punto a compromettere la stabilità del manufatto se la fondazione poggia spianata e ben livellata nel sottosuolo, ovvero s'essa termini con un piano irregolare, od anche finisca in punta come un palo infisso nel terreno.

Infatti, dietro ciò che si è detto più sopra, si comprende agevolmente come a grande profondità il sottosuolo risente poco o nulla del carico del pilastro; ed ammesso pure ch'esso fosse gravato oltre i limiti della sua resistenza, non vi sarà certo a temere giammai un rifluimento, per la considerevole altezza della massa di terreno circostante.

Aggiungiamo noi intanto che per consimili casi di fondazioni profonde sarebbe opportuno costruire pilastri di pianta rettangolare: ciò perchè a parità di sezione orizzontale, e quindi di cubatura e peso della fabbrica, il perimetro è maggiore per una sezione rettangolare di quello per sezione quadrata o circolare; epperò l'attrito è maggiore anch'esso, e di conseguenza basterà una minore profondità d'affondamento per la stabilità dell'opera.

Nel chiudere questo breve capitolo, consigliamo di leggere la citata Memoria del Gaudard sulle *Fondazioni profonde*; essendo essa pregevole, oltrechè per le considerazioni tecniche e pratiche da noi sviluppate, anche per citazioni di esempi di opere costrutte e di difficoltà superate in cosiffatti generi di lavori subacquei.

CAPO VIII.

Sistemi speciali di fondazioni in terreni acquiferi o cedevoli.

A compimento di questa trattazione, diamo brevi notizie su due metodi di fondazioni di recente ideati, ed adottati per terreni acquiferi, sciolti o cedevoli: consistente l'uno nel rendere temporaneamente solido il terreno da attraversare, mediante il congelamento di esso; l'altro invece nell'accrescere perennemente la resistenza del sottosuolo d'impianto, modificandone la sua natura e il suo stato molecolare.

a) Sistema Poetsch.

Per la costruzione di pozzi o pilastri di fabbrica nei terreni acquiferi, il signor *Poetsch* adottò un sistema tutto proprio, il quale consiste