

DRENAGGI VERTICALI IN SABBIA PER DIGHE IN TERRA

A. F. JELMONI (*)

SOMMARIO: Nella fase di progettazione di una diga in terra si è constatata, mediante il prelievo di campionature indisturbate, la esistenza di uno strato di notevole spessore di materiale fortemente compressibile e saturo d'acqua costituente il sottofondo della diga.

Se ne è previsto il consolidamento mediante drenaggi verticali in sabbia.

Premessi alcuni richiami teorici, si riportano i calcoli relativi.

Infine si fa menzione del particolare problema della costruzione in terra-cemento del paramento a monte della diga.

I - Premesse

Per lo studio del progetto di una diga in terra di prossima costruzione nel Medio Oriente, al progettista italiano si erano presentati da affrontare, tra l'altro, due particolari problemi, per i quali sono state adottate soluzioni che presentano per l'Italia una certa novità.

Detti problemi da risolvere consistevano:

- nel consolidamento del sottofondo;
- nella costruzione del paramento a monte, per il quale si doveva impiegare il solo materiale disponibile nella zona.

II - Consolidamento del sottofondo

1 - Risultati delle prove

Il consolidamento dei sottofondi non costituisce certamente un problema nuovo, quando si pensi che, pur lavorando — forse — al di fuori di qualsiasi teoria scientifica, il problema stesso venne pur affrontato e risolto ancora dai cinesi per la costruzione della «Grande Muraglia». I problemi sono sempre gli stessi: variano invece le soluzioni, che il progresso scientifico e tecnico consente di ottenere sempre più razionali ed economiche.

Per lo studio delle opere di sistemazione dei terreni di sottofondo della diga in progetto, sono stati effettuati 25 sondaggi per prelievo di campionature indisturbate, per una profondità di m 20-25, e 17 sondaggi, eseguiti con sistemi usuali, per completare i precedenti nella ricostruzione della stratigrafia del sottosuolo.

Il materiale proveniente dalle campionature indisturbate fu sottoposto ad analisi, eseguite dal Laboratorio centrale della SIPAC di Roma, per la determinazione:

- delle caratteristiche granulometriche,
- delle caratteristiche di plasticità,
- dei coefficienti di permeabilità verticale e orizzontale,
- del contenuto naturale d'acqua,

- delle curve edometriche,
- della resistenza a compressione a espansione laterale libera,
- del coefficiente d'attrito interno e della coesione mediante compressione triassiale.

All'atto dei prelievi, furono eseguite in posto le analisi per la determinazione del contenuto naturale di umidità sulle singole campionature estratte dai diversi sondaggi.

I risultati delle analisi portarono ad accertare che il sottofondo risulta costituito da stratificazioni soffici di terreni argillosi contenenti forti percentuali d'acqua (aggirantesi attorno a 45%), alternati da sottili stratificazioni di sabbia lievemente limosa e da stratificazioni torbose aventi, queste ultime, umidità generalmente superiore al 200%, che raggiungevano, in alcuni casi, anche il 350%.

Trattasi di materiali riportabili nel loro insieme ai Gruppi A-4, A-6 e A-7 della Classificazione A.A.S.H.O. D.M-145-49, e di materiali presenti in sottili stratificazioni riportabili al Gruppo A-2-4 della Classificazione predetta, con l'eccezione, beninteso, delle stratificazioni torbose.

Le argille del Gruppo A-7 sono le più frequenti, e presentano una permeabilità il cui coefficiente k risulta compreso tra 10^{-7} e 10^{-9} cm/sec.

Tali caratteristiche costituiscono un aspetto evidentemente negativo nei riguardi della celerità con la quale il terreno di sottofondo, nel suo complesso, potrebbe, sotto l'effetto del carico rappresentato dalla diga, liberarsi dell'acqua contenuta.

Le curve di compressibilità dedotte dalle prove edometriche, confermavano a loro volta le previsioni di forti cedimenti del terreno stesso sotto carichi specifici anche relativamente modesti.

Riportiamo le caratteristiche di un campione tipico, prelevato alla profondità di circa 8 metri (m. 7,80), relativo ad una delle campionature.

Trattasi di materiale che aveva un'umidità naturale in posto del 40% ed un peso specifico assoluto di 2,65 gr/cm³. Esso può essere considerato, ai fini di questa nota, e con buona approssimazione, come il tipo medio di terreno costituente il sottofondo, sul quale si sarebbe dovuto erigere la diga.

Le caratteristiche di plasticità riscontrate dall'analisi furono le seguenti:

- limite di fluidità: 42,00
- limite di plasticità: 22,00

(*) Dott. Ing. Prof. F. Aimone JELMONI del Politecnico di Milano e dell'Università Cattolica del S. Cuore.

- *indice di plasticità*: 20,000.
- Le *caratteristiche granulometriche* sono riportate sulla curva della Fig. 1.
- La *prova di permeabilità* diede un coefficiente medio di $8,5 \cdot 10^{-8}$ cm/sec (Tab. 1).

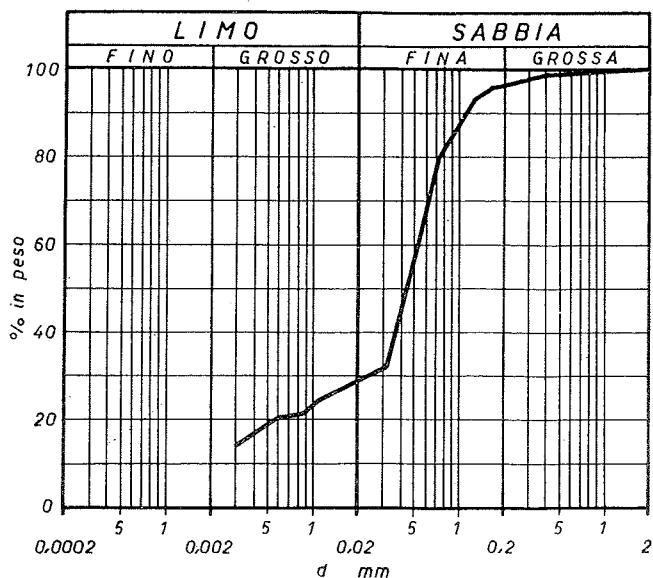


Fig. 1

- Le caratteristiche di *compressibilità* sono rilevabili dal diagramma della Fig. 2, dal quale si può notare il forte cedimento anche sotto gli incrementi iniziali di carico.
- Il *coefficiente d'attrito* interno risultò pari a 0,176 e la *coesione* pari a 0,310 kg/cm², come si può dedurre dai diagrammi della Fig. 3.

Alla profondità di m 15, era stata accertata la presenza di uno strato, di notevole spessore, di argilla consolidata, compatta e a permeabilità pressoché nulla.

2 - Impostazione del problema

La natura del terreno del sottofondo si dimostrava pertanto tale da rendere indispensabile un adeguato consolidamento, affinché fosse assicurata la possibilità di procedere poi alla formazione della diga entro un periodo di tempo economicamente accettabile.

La nostra preoccupazione era essenzialmente quella di evitare che si manifestassero in sede costruttiva

dei cedimenti differenziali, in quanto l'opera interessava terreni di differente compressibilità, che avrebbero quindi reagito in modo diverso alle sollecitazioni imposte.

Ci siamo richiamati alla geniale teoria del TERZAGHI, universalmente accettata dagli studiosi, che interpreta il terreno come un insieme *solido-liquido*, e che, come tale, lo considera reagente alle sollecitazioni esterne.

Allorché una certa pressione viene esercitata su un terreno, come appunto quando su di esso si sovrappone una pesante costruzione, il terreno stesso tende a riavvicinare le particelle solide che lo costituiscono e ad espellere perciò l'acqua contenuta negli spazi compresi fra le particelle medesime.

Il fenomeno è reso evidente dal manifestarsi di sovrappressioni nell'acqua interstiziale; sovrappressioni che possono venire agevolmente misurate e che danno un indice del modo col quale, alle diverse profondità, si risente il carico imposto in superficie.

E' intuitivo che alla superficie libera del terreno queste pressioni si annullano e che, a mano a mano che ci si allontana, in profondità e lateralmente, dalla zona immediatamente caricata, esse tendano, se non ad annullarsi, almeno a divenire minime.

Se poi il terreno interessato dal nuovo carico è costituito, come per lo più avviene, da materiali di diversa natura, giacenti in stratificazioni ad andamento vario, l'acqua presente nei pori del terreno tenderà a defluire verso gli strati di materiali a permeabilità più alta; là dove, proprio per questa possibilità di più agevole allontanamento dell'acqua, le pressioni scendono più rapidamente, creando quel gradiente necessario ad imprimere lo stesso movimento dell'acqua.

L'entità di queste sovrappressioni, è chiaro, riveste la massima importanza, poiché il loro regime determinerà la condotta dei lavori di costruzione della diga.

Infatti, se un carico venisse applicato repentinamente sul terreno incontrato nel sottosuolo della costruenda diga, esso sarebbe al primo istante risentito e sopportato unicamente dall'acqua interstiziale, in quanto le particelle solide non sarebbero in grado di avvicinarsi istantaneamente e quindi di ripartirsi il carico stesso.

Se ora si considera l'equazione che fornisce la resistenza al taglio di una terra, e cioè:

$$\tau = c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi, \quad (1)$$

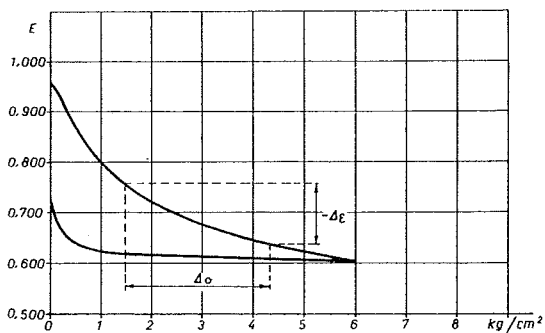


Fig. 2

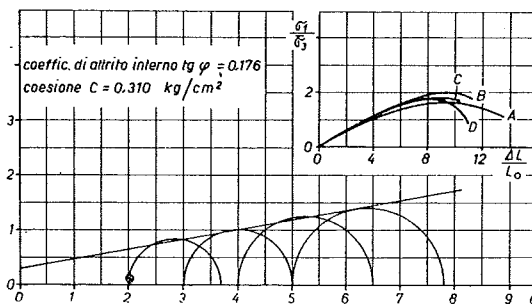


Fig. 3

dove: σ' rappresenta l'effettiva tensione intergranulare, cioè la differenza $\sigma - u$ tra l'intera pressione applicata e quella trasferita all'acqua, si vede che il secondo termine del secondo membro della (1) è nullo, poiché $u = \sigma$.

In tal caso la τ è rappresentata dalla sola coesione, e presenta quindi il suo valore minimo.

Può perciò accadere che, per le sollecitazioni imposte, la resistenza al taglio risulti insufficiente, per cui si possono manifestare nel terreno degli slittamenti.

E' pertanto necessario un attento controllo dell'esecuzione del lavoro, nel senso di evitare che la pressione interstiziale abbia a diventar troppo alta.

Per cui, qualora i piezometri dovessero denunciare aumenti eccessivi di detta pressione, si dovrà sospendere un'ulteriore sovrapposizione del carico fino a che la pressione dell'acqua nei pori sarà nuovamente discesa in seguito all'avvenuta espulsione di altra acqua.

D'altro canto, la velocità con la quale avviene questa espulsione dipende dalla permeabilità del terreno, in quanto il deflusso dell'acqua segue la legge di DARCY. E' evidente quindi la convenienza di poter accelerare, per quanto possibile, il processo di espulsione dell'acqua presente nelle stratificazioni del sottosuolo interessate dal carico, il che significa accelerare il processo del consolidamento.

Per conseguire questo scopo, sono stati nel passato adottati vari sistemi: scavi, applicazione di sovraccarichi artificiali, metodi chimici, elettrosmosi, drenaggi verticali con sabbia, ecc.

Nel nostro caso, dopo attento studio, ci siamo alla fine decisi per i *drenaggi verticali in sabbia*.

Di norma, si può ormai ritenere che qualsiasi terreno costituito da materiale soffice e poco permeabile sia consolidabile mediante drenaggi verticali in sabbia; e, in genere, questi drenaggi si adottano quando la permeabilità è pari o inferiore a 10^{-5} o a 10^{-6} cm/sec. Nel nostro caso specifico si avevano permeabilità medie aggirantesi, come si è visto, su valori di 10^{-8} cm/sec.

L'esperienza di lavori del genere eseguiti all'estero, ha infatti dimostrato che i drenaggi verticali sono impiegabili con eccellenti risultati su terreni riportabili ai Gruppi delle sabbie fangose, delle argille contenenti o meno sabbie e delle sabbie fangose con inclusioni di torbe.

Dagli-esempi summenzionati e da altri rilevati nella bibliografia in materia, si può affermare il dato di fatto che, indipendentemente dalla validità di alcune ipotesi ammesse nei calcoli, i drenaggi verticali in sabbia portano:

- alla possibilità di un rapido caricamento delle aree paludose, evitando il pericolo di lesioni;
- a un acceleramento del consolidamento iniziale del sottofondo;
- alla eliminazione della maggior parte, se proprio non di tutti, degli effetti dovuti a un deficiente consolidamento.

La soluzione dei *drenaggi verticali in sabbia* venne perciò da noi considerata e quindi adottata nel caso che avevamo allo studio: sia per i motivi affermati, sia perché, oltre a tutto, risultava anche la più economica fra quelle possibili.

3 - Studio delle caratteristiche dei drenaggi

Le prove di laboratorio, delle quali facemmo cenno, e che ci permisero anche di individuare con sufficiente precisione l'andamento delle stratificazioni nel terreno di sottofondo della diga, ci orientarono verso l'impiego di drenaggi verticali aventi profondità di m 15; cioè fino a raggiungere quello strato di terreno argilloso compatto, di cui si disse, dianzi, esistente al disotto di tale quota.

Per quanto concerne la distanza di interasse dei drenaggi stessi, si tenne conto delle esperienze di C. M. NOBLE e di O. J. PORTER sul decorso dell'assestamento della rampa meridionale di accesso al ponte sul fiume Hackensack della «*New Jersey Turnpike*» [1], dove furono eseguiti drenaggi verticali con interasse di m 2,40, 3,40 e 4,20. Ci attenemmo, nel nostro studio, al minore di questi valori, allo scopo di consentire poi un rapido avanzamento dei lavori.

In merito al diametro dei drenaggi verticali, fu deciso di adottare, soprattutto per riguardo alle disponibilità delle caratteristiche del macchinario attualmente reperibile sul mercato italiano ed economicamente impiegabile, la dimensione di cm 27.

Quanto sopra stabilito, il calcolo dei tempi di assestamento venne eseguito secondo due direttive: la prima si impostava sulla ipotesi che il terreno di sottofondo, per tutta la profondità di m 15 sotto la superficie, cioè per l'intero spessore compreso fra questa e il mentovato strato argilloso compatto (da ritenersi praticamente impermeabile), sia costituito da un unico strato di materiale omogeneo avente caratteristiche medie desunte da quelle delle differenti stratificazioni; la seconda direttiva, invece, considerava il terreno nella sua reale costituzione, per cui i tempi di assestamento sarebbero stati calcolati per ogni singola reale stratificazione.

* * *

Seguendo la *prima direttiva*, procedemmo al calcolo di confronto fra i tempi di assestamento coi drenaggi verticali in sabbia e quelli di assestamento senza drenaggi verticali in sabbia.

Si è ammesso, per i drenaggi verticali, che ciascuno di essi interessi con la sua azione un cilindro ideale di terreno di diametro D essendo d il diametro del drenaggio verticale stesso, come è rappresentato nella Fig. 4. Il loro rapporto è perciò:

$$n = \frac{D}{d} = 9$$

Gli elementi noti erano:

- l'altezza dello strato di terreno da interessare (m 15);
- il peso di volume medio del materiale di sottofondo: $P_v' = 1,9$ gr/cm³;
- il peso di volume del materiale costituente il rilevato:
 $P_v'' = 2,2$ gr/cm³;
- l'altezza del rilevato (m 13);
- il coefficiente di permeabilità: $k = 8,5 \cdot 10^{-8}$ cm/sec.

La curva rilevata con la prova edometrica su questo campione rappresentativo è quella sopra riportata nella Fig. 2.

Nella Fig. 5 si riporta inoltre uno schema delle direzioni di flusso dell'acqua interstiziale.

Prima della costruzione del rilevato, il campione, prelevato come si disse a m 7,80 di profondità, era assoggettato alla pressione idrostatica:

$$\sigma_1 = P_v' \cdot z = 1,9 \cdot 10^{-3} \cdot 780 = 1,48 \text{ kg/cm}^2,$$

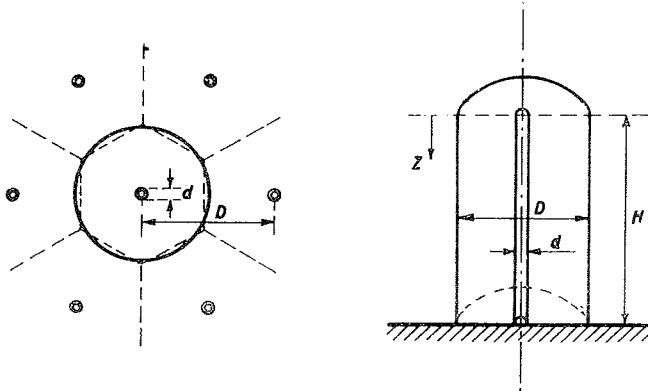


Fig. 4

essendo z la profondità del campione sotto la superficie libera.

Dopo la formazione della diga, la pressione sul campione si sarebbe incrementata di:

$$\Delta \sigma = P_v'' \cdot H_r = 2,2 \cdot 10^{-3} \cdot 1300 = 2,86 \text{ kg/cm}^2$$

dove H_r rappresenta l'altezza della diga stessa.

Quindi, a lavori compiuti, la pressione in esame sarebbe ascesa a:

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta \sigma = 4,34 \text{ kg/cm}^2.$$

Dalla curva della Fig. 2 risulta evidente la variazione che l'indice dei vuoti subisce sotto l'incremento di pressione $\Delta \sigma$.

Il rapporto tra questi ultimi valori ci fornisce, come è noto, il coefficiente di compressibilità:

$$C = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma} = \frac{0,125}{2,86} = 0,043 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

Con i dati a nostra disposizione fummo in grado quindi di calcolare gli elementi necessari per risol-

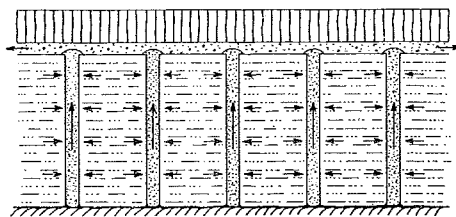


Fig. 5

vere l'espressione dalla quale si ricava il tempo che dovrà trascorrere perché sia raggiunto il grado di consolidamento desiderato:

$$t = \frac{m_v}{k} R^2 T = \frac{1}{c_v} R^2 T$$

essendo R la massima distanza che l'acqua deve percorrere per raggiungere la zona drenante.

Questa espressione, ottenuta da TERZAGHI derivando l'equazione differenziale:

$$\frac{\delta u}{\delta t} = c_v \frac{\delta^2 u}{\delta z^2},$$

che dà il variare nel tempo della sovrappressione u dell'acqua interstiziale, richiede, per la sua soluzione, il calcolo del coefficiente di consolidamento che, nel nostro caso, valeva:

$$c_v = \frac{k(1 + \varepsilon_1)}{C \cdot \gamma_w} = \frac{8,5 \cdot 10^{-8} \cdot (1 + 0,757)}{0,043 \cdot 1 \cdot 10^{-3}} = 3,46 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec},$$

dove k è il coefficiente di permeabilità in cm/sec e γ_w il peso specifico dell'acqua da noi assunto uguale all'unità.

Dal diagramma di BARRON [2], riportato nella Fig. 6, relativo alle condizioni in esame, si ottenne il fattore di tempo corrispondente ad un grado di consolidamento pari al 95%:

$$T_{95} = 0,60$$

Il tempo quindi necessario per raggiungere questo grado di consolidamento risultò:

$$t_{95} = \frac{1}{3,46 \cdot 10^{-3}} \cdot 107^2 \cdot 0,60 = 198 \cdot 10^4 \text{ sec} \approx 23 \text{ gg.}$$

Il calcolo del tempo di assestamento senza i drenaggi verticali in sabbia, venne condotto ancora nell'ipotesi che lo strato di terreno di 15 m di spessore soprastante all'argilla compatta, considerata praticamente impermeabile, fosse omogeneo. Cosicché la massima altezza di risalita dell'acqua avrebbe dovuto risultare pari a 15 m.

Dalla curva relativa a questo caso del diagramma di BARRON, si deduce (Fig. 6):

$$T'_{95} = 1,00$$

quindi:

$$t'_{95} = \frac{1}{c_v} H^2 T' = \frac{1}{3,46 \cdot 10^{-3}} \cdot 1500^2 \cdot 1 = 65 \cdot 10^7 \text{ sec} \approx 248 \text{ mesi.}$$

La notevole differenza fra i tempi trovati non deve sorprendere, se si consideri che, mentre nel primo caso si ha, per la particella liquida più lontana un percorso di 107 cm, senza drenaggio il percorso è di ben 1500 cm; e, come è noto, i tempi stanno in ragione dei quadrati di queste distanze. Inoltre, i fattori di tempo pressoché raddoppiano il loro valore.

* * *

Seguendo poi la *seconda direttiva*, vennero calcolati i tempi di assestamento per ogni singola stratifi-

Il coefficiente di consolidamento era dunque pari a:

$$C_v = \frac{5,6 \cdot 10^{-9} (1 + 0,846)}{0,007 \cdot 1 \cdot 10^{-3}} = 1,48 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec.}$$

In definitiva:

$$t_{95} = \frac{1}{1,48 \cdot 10^{-3}} \cdot 107^2 \cdot 0,60 = 465 \cdot 10^4 \text{ sec} = 54 \text{ gg.}$$

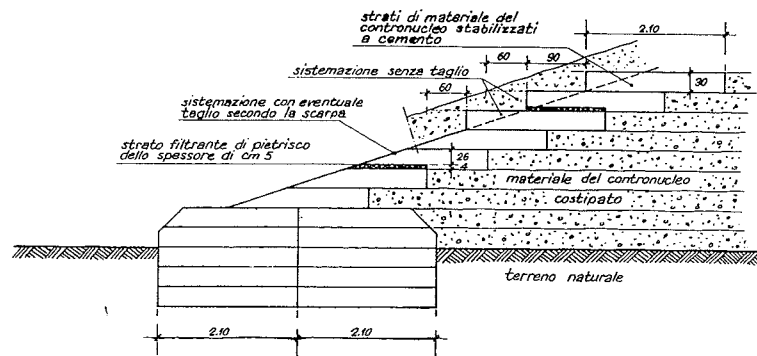


Fig. 6

cazione riscontrata nel terreno, per effetto dei drenaggi verticali in sabbia, fino a raggiungere un grado di consolidamento del 95% nei diversi strati.

Si sono ottenuti valori variabili da 2 a 54 giorni, a seconda della diversa natura del terreno delle stratificazioni.

Non riportiamo qui, per brevità, tutti i calcoli; ma ci limitiamo a trascrivere, a titolo di esempio, quello relativo allo strato che richiede, per il suo consolidamento, il tempo massimo.

Il campione che lo rappresenta fu prelevato a 11 m di profondità e la prova di permeabilità fornì un coefficiente k pari a $5,6 \cdot 10^{-9}$.

Con l'adozione degli stessi simboli usati precedentemente, di ebbe:

$$\sigma_1 = 1,9 \cdot 10^{-3} \cdot 1100 = 2,09 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_2 = 2,09 + 2,86 = 4,95 \text{ kg/cm}^2.$$

Inoltre, dalla curva edometrica relativa a questo campione, si ricavarono gli indici dei vuoti che competono alle su riportate condizioni di carico:

$$\varepsilon_1 = 0,846$$

$$\varepsilon_2 = 0,824$$

e la loro differenza:

$$\Delta \varepsilon = 0,022.$$

Ne risultò un coefficiente di compressibilità:

$$C = \frac{0,022}{2,86} = 0,007 \text{ cm}^2/\text{kg.}$$

4 - Costruzione dei drenaggi

Per la realizzazione dei drenaggi verticali in sabbia, previsti in numero di 1300 ed interessanti la zona sottostante al contronucleo a valle, come risulta dalla Fig. 7, furono stabilite prescrizioni tecniche di esecuzione e per il tipo di materiale di riempimento.

La prima misura, da adottare in sede esecutiva, sarà quella di allontanare l'acqua che eventualmente si trovi in superficie; soprattutto per evitare che la sabbia che si impiegherà successivamente nei drenaggi verticali, possa, mescolandosi con il fango della superficie, impantanarsi, con una susseguente riduzione dell'effetto drenante.

Occorrerà inoltre porre attenzione, durante lo scotico, che, nell'estirpare grosse e profonde radici, non si rimuova eccessivamente il terreno interessato, per non diminuirne la sua capacità portante.

L'accesso e la sicura e regolare manovra dei vari mezzi meccanici di cantiere sarà permesso con la costruzione di uno strato di lavoro formato con materiale granulare idoneo.

I metodi per eseguire le perforazioni potranno essere ad esempio:

- Rotary drill (perforazione rotativa),
- Rotary jet drill (perforazione rotativa con iniezioni d'acqua),
- Driven mandrell (perforazione a mandrino guidato),
- Jetted mandrell (perforazione con mandrino ad iniezione).

Ciascuno di questi metodi sono atti ad assicurare che il terreno non venga troppo tormentato e rendano possibile altresì l'estrazione del materiale costituente il cilindro da forare.

Sarà quindi senz'altro da escludere l'uso di sistemi, quale ad esempio il palo pieno, che anziché asportare il terreno, si limitano a costringerlo lateralmente, co-

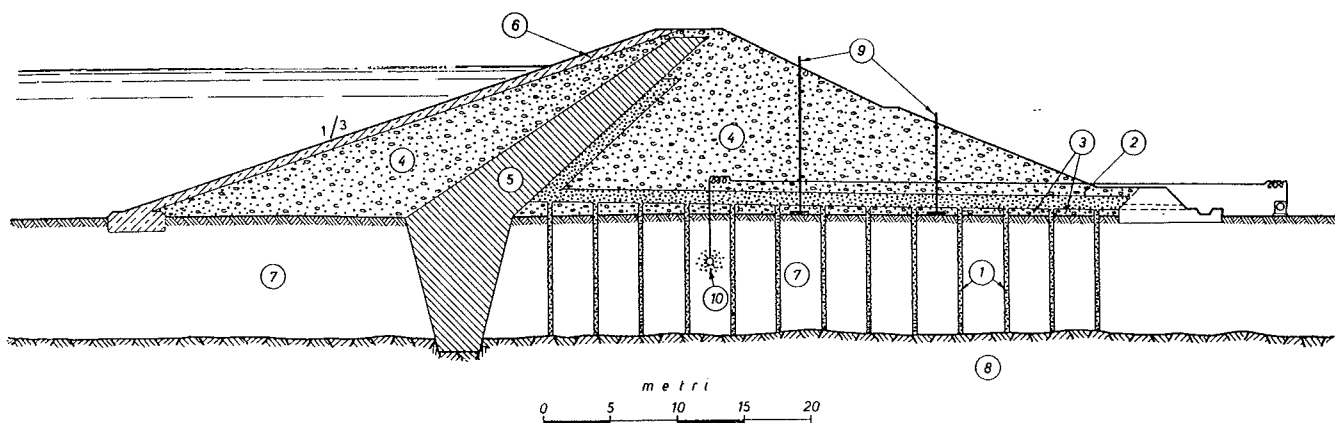


Fig. 7

1) Drenaggi verticali in sabbia. - 2) Filtro orizzontale a tre strati sovrapposti formati con materiali di diversa granulometria. - 3) Strato di lavoro costituito da materiale analogo a quello del contronucleo. - 4) Materiali da contronucleo. - 5) Nucleo in argilla. - 6) Paramento a monte in materiale del contronucleo stabilizzato a cemento. - 7) Stratificazioni soffici fortemente compressibili. - 8) Argilla dura compatta. - 9) Piattaforme per il controllo degli assestamenti. - 10) Piezometro.

stituendo, proprio nelle prossimità della superficie cilindrica del dreno, uno strato compatto e più difficilmente attraversabile dall'acqua.

Il materiale sabbioso di riempimento da impiegare per riempire i fori, dovrà rispondere ai requisiti che si debbono richiedere ad un filtro; e più precisamente dovrà permettere il rapido deflusso dell'acqua pur trattendo le particelle più fini.

Nel caso in questione, si è prescelto, per il riempimento dei drenaggi, un materiale, la cui costituzione sottoriportata rientra anche nelle curve limiti prescritte dalla California Division of Highways (1).

Setaccio	% del passante
3/4	100
N. 10	40,00
N. 40	15,00
N. 200	1,50

Il coefficiente di permeabilità risulta di $8,9 \cdot 10^{-2}$ cm/sec. I drenaggi verticali si intestano su uno strato drenante orizzontale.

Nella sezione della Fig. 7, appare l'ubicazione di uno dei 6 piezometri previsti per poter controllare l'andamento della pressione dell'acqua dei pori durante la costruzione e durante l'esercizio della diga. Figurano pure due delle 12 piattaforme di assestamento, che saranno sistemate sul piano di posa del contronucleo di valle, allo scopo di seguire i cedimenti durante e dopo la costruzione della diga.

I risultati che si potranno ricavare da queste osservazioni permetteranno di verificare l'aderenza o meno a quanto è stato previsto in progetto.

III - Costruzione del paramento a monte

Come si era detto in principio, il paramento di monte della diga avrebbe dovuto, per ragioni di economia, essere formato con l'impiego di materiale locale.

Dopo ricerche effettuate nella zona, si è prescelta una cava di materiale misto alluvionale che, per la sua natura, poteva essere impiegato bene per la formazione dei contronuclei.

(1) Cfr.: Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Rotterdam, 1948.

Esso presentava le seguenti caratteristiche:

Granulometria

superiore a 25 mm	4,13%
da mm 25 a mm 15	10,46%
da mm. 10 a mm 10	11,84%
da mm 10 a mm 5	17,40%
da mm 5 a mm 2	12,53%
da mm 2 a mm. 0,25	20,14%
da mm 0,25 a mm 0,05	19,38%
da mm. 0,05 a mm 0,005	2,06%
da mm 0,005 a mm 0,001	1,20%
inferiore a mm 0,001	0,86%

Caratteristiche di plasticità:

limite di fluidità:	23,26;
limite di plasticità:	n.d.;
indice di plasticità:	n.p.

Stante queste caratteristiche che si manifestavano tecnicamente idonee per una conveniente stabilizzazione in terra-cemento, si è reputato economicamente opportuno procedere alla formazione del paramento a monte stabilizzando lo stesso materiale del contronucleo.

Il materiale è stato allora sottoposto alle usuali prove di laboratorio al fine di stabilire i minimi dosaggi di legante e il comportamento della miscela terra-cemento.

In particolare le prove di imbibizione ed essiccazione, eseguite secondo la norma A.A.S.H.O. T 135-45, diedero perdite nulle per un dosaggio del 10% di cemento.

Con dosaggi inferiori, rispettivamente del 2, del 4, del 6 e dell'8%, si ottennero invece perdite in peso, che non rientravano nelle tolleranze ammissibili. Pertanto fu prescritta la percentuale del 10% di cemento in peso sul peso secco del materiale.

Il paramento a monte sarà formato di strati so-

vrapposti disposti a gradinata ed aventi uno spessore di cm 30 e una larghezza di cm 210 (Figg. 7 e 8).

La lavorazione di questi strati sarà effettuata a mezzo di una macchina stabilizzatrice a singola passata, la quale opererà allorché ogni successivo strato del contronucleo a monte sarà stato costipato alla densità prestabilita.

Il lavoro di stabilizzazione del paramento sarà condotto nel modo che segue:

Il contronucleo sarà formato in successivi strati sovrapposti, dello spessore di 30 cm, ognuno debitamente costipato.

Quindi, sul piano di formazione di ciascuno di essi, la macchina stabilizzatrice, procedendo parallelamente all'asse della diga, a distanza di 60 cm dal ciglio esterno, interesserà una striscia larga, come si è detto, m 2,10 sulla quale sarà stata distribuita la prescritta quantità di cemento.

Pertanto, poiché la scarpa del paramento è progettata pari a 3/1, ogni striscia risulterà arretrata rispetto alla sottostante di cm 90.

Ne consegue che il paramento a monte della diga presenterà un aspetto a gradinata. Ciò che potrebbe anche essere utile ai fini di smorzare più efficacemente l'effetto ondoso del bacino. Se, tuttavia, si ritenesse invece di dare al paramento una superficie piana, non risulterà certo difficile procedere al successivo smussamento degli spigoli in vista dei singoli strati, da effettuarsi naturalmente nel momento più adatto in rapporto ai tempi di maturazione della miscela terra-cemento.

Le norme relative all'esecuzione della stabilizzazione, saranno le medesime che si prescrivono per la formazione delle fondazioni stradali in terra-cemento (2).

* * *

Al fine di salvaguardare il paramento a monte dagli effetti delle sottopressioni, con lo svuotamento del bacino, sono stati previsti dei sottili strati orizzontali drenanti, opportunamente disposti nel paramento a monte, in modo da evitare la costituzione di piani continui nell'altezza del paramento stesso.

Questi strati drenanti orizzontali, lunghi m 3 e dello spessore di 4 cm, saranno formati da materiale lapideo di granulometria tale da assicurare che entro ad esso non penetri la parte fina del terreno di contronucleo. Sopra ciascuno di essi sarà anche disteso un foglio di cartone catramato, onde evitare che la miscela del successivo strato soprastante possa all'atto della stabilizzazione frammischiararsi al materiale drenante.

Per la realizzazione di detti drenaggi non si deve prevedere nessuna difficoltà esecutiva, essendo sufficiente un minimo di attenzione da parte dell'operatore della macchina stabilizzatrice, allorché passerà sopra i drenaggi.

(2) Cfr. al riguardo: "Proposta di Capitolato speciale per appalti di soprastrutture stradali in terra stabilizzata", Pubblicazione n. 2 del Centro Studi SIPAC.

Bibliografia

- [1] C. M. NOBLE e O. J. PORTER - *Effectiveness of sand drain on New Jersey Turnpike* - Proceedings American Society of Civil Engineers - Vol. 80, 1954.
- [2] R. BARRON - *Consolidation of fine-grained soils by drain wells* - Transactions of the American Soc. of Civil Engineers - 1948 - pagg. 718, 754.
- [3] THOS E. STANTON: Material and Research Engineer, California Division of Highways - *Vertical sand drains as a means of foundation consolidation and accelerating settlement of Embankments over marsh land* - Proceedings of the second international conference on soil mechanics and foundation engineering - Rotterdam, June 21 to 30 - 1948 - Volume V.
- [4] J. M. KILE and M. S. KAPP: *Sand drain applications by the port of New York Authority* - Proceedings American Society of Civil Engineers - June 1954 - vol. 80.
- [5] T. H. WU and R. B. PECK: *Field observations on sand drain construction on two highway projects in Illinois* - Proceedings thirty-fifth Annual meeting 1956 - Highway Research Board - pag. 747.
- [6] Lieut. - Col. E. W. W. RICHARDS: *American practice in the design of major highways* - Roads and Road Construction - val. 35 - Ni : 410, 411, 412, anno 1957.
- [7] L. I. HEWES - C. H. OGLESBY: *Highway Engineering* - Edit. Jhon & Sons Inc., New York Champan & Hall, Limiter, London 1954, pag. 392.
- [8] K. TERZAGHI: *Mecanique théorique des Sols* - Edit. Dunod - Paris 1951, pag. 276 e segg.
- [9] VON J. ZELLER und H. ZEINDLER: *Vertical Sanddrains* - Rivista Strasse und Verkehr - nn. 6 e 7 anno 1956, pagg. 278 e 315.
- [10] W. KJELLMAN: *Consolidation of clay soil by means of atmospheric pressure* - Proceedings of the Conference on soil stabilization Massachusetts Instituto Technology - Jne 18-20, 1952, pag. 258.
- [11] TSCHEBOTARIOFF: *Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures* - Ed. Mc Graw-Hill - New York, pag. 95.
- [12] H. M. RAEDSCHELDERS: *Une application importante des puits de sable verticaux lors de la construction de l'Autoroute Bruxelles-Ostende* - Directeur ff. de l'Institut Gèotechnique de l'Etat.

SOMMAIRE: Dans la phase de project d'une digue en terre, on a constaté l'existence d'une couche de considérable épaisseur de matériel fortement compressible et saturé d'eau constituant le sous-sol de la digue. On en a prévu la consolidation au moyen de drainages verticaux en sable. Après avoir donné quelques indications sur la théorie de cette méthode de consolidation, on a reporté les calculations relatives.

Enfin, on fait mention du problème particulier de la construction en sol-cement de la parement amont de la digue.

SUMMARY: During the designing stage on an earth dam, undisturbed sampling has shown the existence of a layer of considerable thickness of highly compressible and water saturated material.

Consolidation of such a layer has been ensured through vertical sand-drains. The related calculations are given.

Lastly, mention is made of the particular problem of the construction in soil-cement of the ashlar facing of the dam.