

## Recensioni

### Il serbatoio superiore dell'impianto di Vianden (Lussemburgo)

Hans BLIND - *The Vianden Upper Reservoir - Water Power*, Sett. 1962 pagg. 361-367.

Presso Vianden, nel nord-est del Lussemburgo, è stata costruita una grande centrale idroelettrica del tipo ad accumulazione per pompaggio.

L'impianto è destinato ad essere utilizzato per l'esercizio in un piano di importanza europea.

Il serbatoio inferiore, della capacità di  $5,8 \times 10^6$  m<sup>3</sup>, è ricavato sbarrando il fiume Our con una diga in località Lomhule in prossimità di Vianden. Nella centrale sotterranea si prevede l'installazione di nove gruppi turbina-generatore, motore-pompa, ad asse orizzontale, per una potenza complessiva di 900 MW per le turbine e di 700 MW per le pompe. La centrale produrrà energia pregiata per complessivi 1 miliardo e 350 milioni di kWh annui per un periodo di 1500 ore di funzionamento.

Il serbatoio superiore è situato in località Nikolausberg, su di un pianoro che sovrasta la valle dell'Our di circa 300 metri.

Esso ha una capacità utile di  $6,5 \times 10^6$  m<sup>3</sup> ed è stato ottenuto mediante un rilevato di pietrame posto in opera alla rinfusa, di altezza media 15 m.

Il serbatoio, la cui forma è a corona, per esigenze di servizio della centrale annessa, è stato diviso in due capacità quasi eguali e comunicanti fra di loro; in ognuna di esse v'è un'opera di presa da cui si dipartono le condotte forzate di adduzione alla centrale.

L'articolo, che qui recensiamo, descrive i dettagli costruttivi e le modalità esecutive del rilevato, che forma il serbatoio superiore.

Le indagini sui terreni di fondazione del rilevato e delle opere annesse al serbatoio furono condotte in

profondità attraverso una serie di sondaggi e superficialmente mediante una estesa maglia di trincee di esplorazione. Si è accertato così che tali terreni sono costituiti superficialmente, per due o tre metri, da un cappellaccio di terreno rimaneggiato poi da rocce scistose di colore nero-verdastro per lo più fratturate e stratificate.

Al disotto di queste si trova ancora lo stesso tipo di roccia per altri  $6 \div 8$  metri in cui però le fratture si presentano riempite di limo. Dopo questi strati la roccia è compatta.

Allo scopo di determinare le caratteristiche geotecniche del materiale da impiegare per la costruzione del rilevato e successivamente stabilire le modalità esecutive, vennero condotte prove di laboratorio su numerosi campioni di roccia prelevati in sito dal materiale di risulta dallo scavo del letto del serbatoio.

La curva granulometrica del materiale comprendeva diametri fino a 300 mm con una percentuale di grani di dimensioni minori di 2 mm intorno al 5%. I campioni di materiale prelevato vennero in un secondo momento costipati con un rullo gommato ed a seguito di questa operazione la percentuale con  $d < 2$  mm aumentò fino al 10% circa.

Su questi campioni così costipati venne misurato un peso secco dell'unità di volume compreso fra 2,1 e 2,3 t/m<sup>3</sup> ed un angolo d'attrito compreso fra i 39° ed i 43°.

Su di un campione di materiale scistoso che comprendeva l'8% in peso di grani inferiori a 0,2 mm, il 13% fra 0,2 e 2 mm, il 73% fra 2 e 60 mm e per la rimanente parte grani di dimensioni maggiori fino ad un massimo di 100 mm, venne determinato un coefficiente di permeabilità pari a  $8 \times 10^{-1}$  cm/s. Una prova su di un campione di materiale con grani di dimensioni maggiori di 15 mm, fornì un coefficiente di permeabilità pari a  $2,6 \times 10$  cm/s.

Mediamente il valore del coefficiente di permeabilità dei campioni esaminati risultò compreso fra  $10^{-1}$  e  $10$  cm/s.

I calcoli di stabilità del rilevato furono condotti

calcestruzzo bituminoso adagiato sul paramento di monte su di uno strato di materiale filtrante dello spessore di 125 cm (vedi Figg. 2 e 3), formato dallo stesso materiale del fianco opportunamente scelto

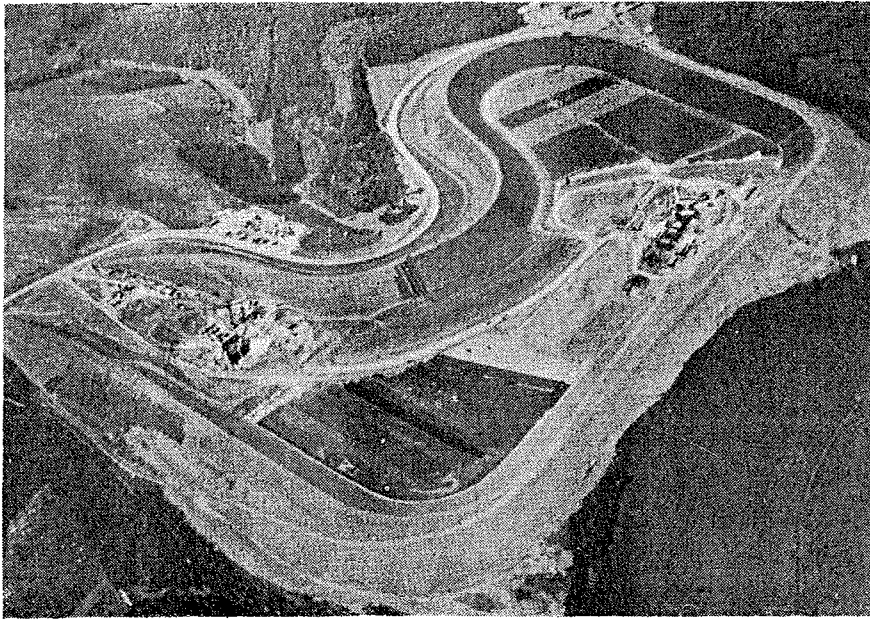


Fig. 1 - Veduta aerea del serbatoio.

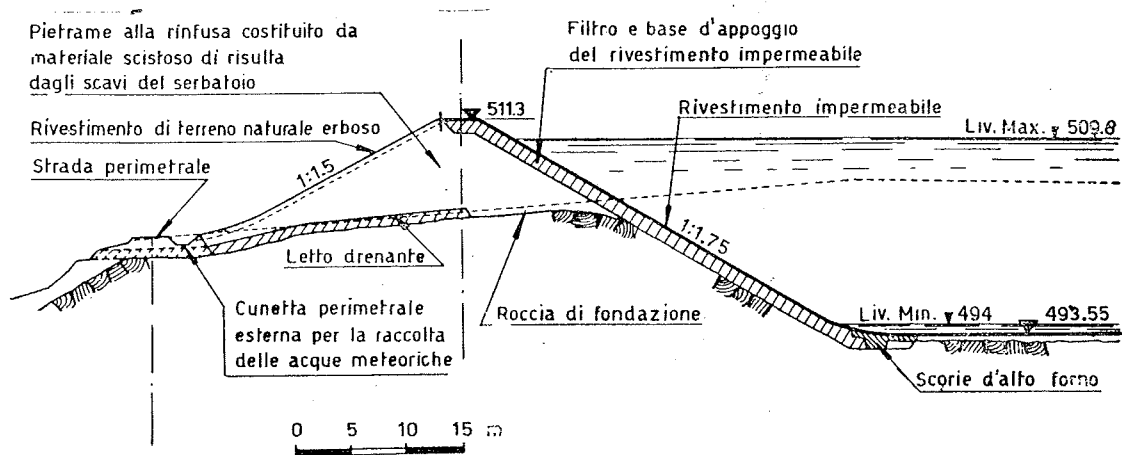


Fig. 2 - Sezione tipo del rilevato.

con il metodo di Ohde adottando un peso secco della unità di volume di  $2,1 \text{ t/m}^3$  ed un angolo d'attrito di  $39^\circ$ : il minimo coefficiente di sicurezza trovato, per un cerchio di scivolamento interessante il fianco di valle, risultò essere pari a 1,2.

Per la costruzione del rilevato è stata adoperata la roccia scistosa di risulta dallo scavo per la formazione della capacità del serbatoio, la cui forma, come può vedersi dalla Figura 1, è stata dettata dalle condizioni topografiche locali e dalla necessità di compensare gli scavi con i rilevati.

La sezione del rilevato è indicata in Fig. 2.

La tenuta è affidata ad un manto impermeabile di

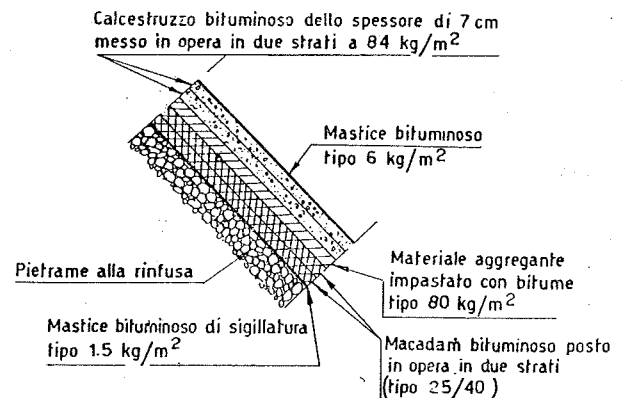


Fig. 3 - Sezione del rivestimento impermeabile sul rilevato.

e sistemato in modo da costituire un'uniforme base d'appoggio.

La tenuta del fondo del serbatoio, come può vedersi dalla Fig. 4, è dello stesso tipo di quella sul rilevato.

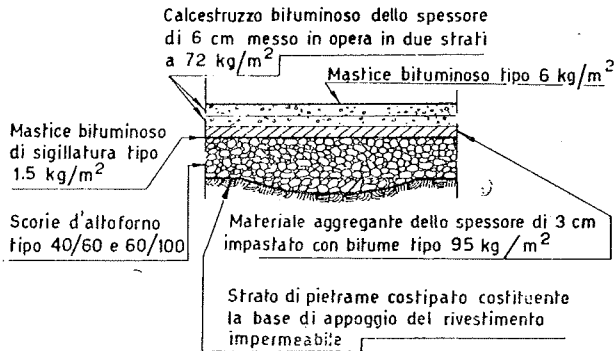


Fig. 4 - Sezione del rivestimento impermeabile sul fondo del serbatoio.

il pietrame veniva separato dall'eventuale terreno vegetale e poi messo in opera, senza particolari accorgimenti, a strati dello spessore di cm 30.

Gli strati venivano successivamente costipati mediante 6 passaggi di rullo gommato da 50 t.

Per ottenere un buon costipamento del pietrame lungo gli orli del rilevato furono impiegati mezzi vibranti.

La posa in opera dello strato di pietrame, che doveva costituire la base d'appoggio del manto sul fianco di monte, fu particolarmente curata.

Sistemato il pietrame, si provvedeva a ricoprirlo di materiale grossolano per uno spessore di 30 cm. Questo veniva posto in opera da un drag-line che operava dalla cresta del rilevato in costruzione. Il costipamento successivo veniva effettuato con rulli accoppiati, mossi da un trattore che operava lungo la cresta.

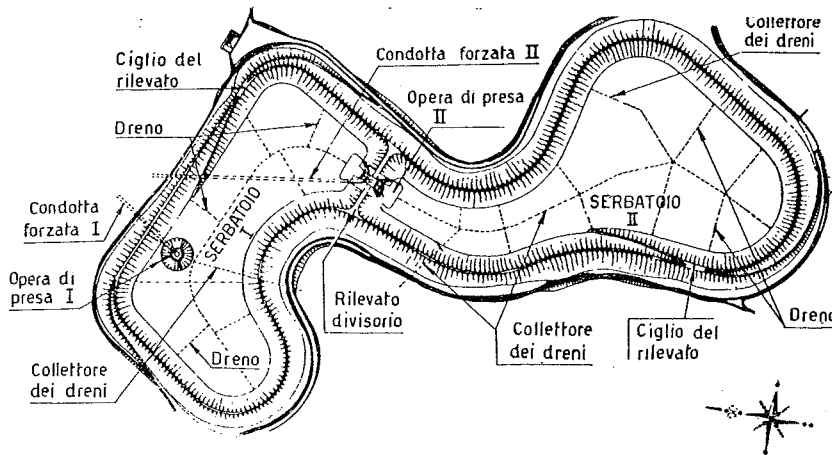


Fig. 5 - Pianta del serbatoio e delle opere annesse.

Al disotto del manto è sistemato uno strato di materiale grossolano costituito da scorie d'altoforno.

Fra il pietrame e la roccia di fondazione del fianco di valle è sistemato uno strato filtrante dello spessore di 50 cm.

Dal filtro di monte le acque filtranti vengono immesse in cunicoli drenanti disposti, come può vedersi dalla Fig. 5, in modo da costituire una rete all'interno del serbatoio al disotto del manto di tenuta del fondo.

La disposizione indicata si è resa necessaria al fine di assicurare il rilevato nei riguardi dei rapidi svuotamenti e per proteggere il manto di tenuta del fondo dalle sottopressioni.

La sezione di un cunicolo drenante praticabile è indicata in Fig. 6.

Prima della posa in opera, i blocchi di roccia per la costruzione della diga venivano frantumati da Caterpillars D9, rappresentato in Fig. 7. Successivamente

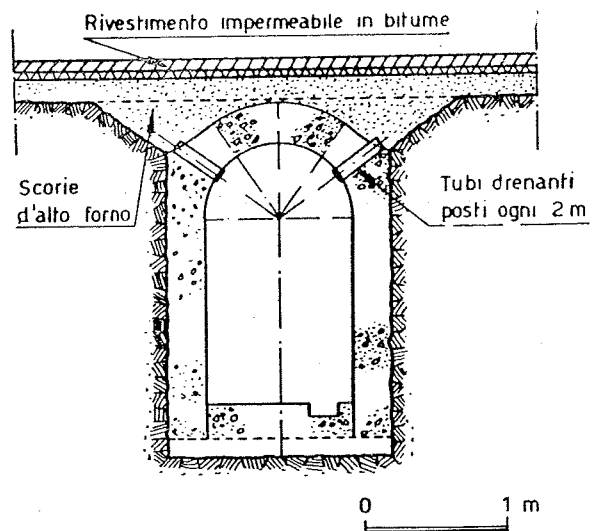


Fig. 6 - Sezione tipo di un cunicolo drenante praticabile.

Per la posa in opera del manto sono state adoperate le normali macchine per lo spandimento dei manti stradali (vedi Fig. 8). Allo scopo di far aderire il

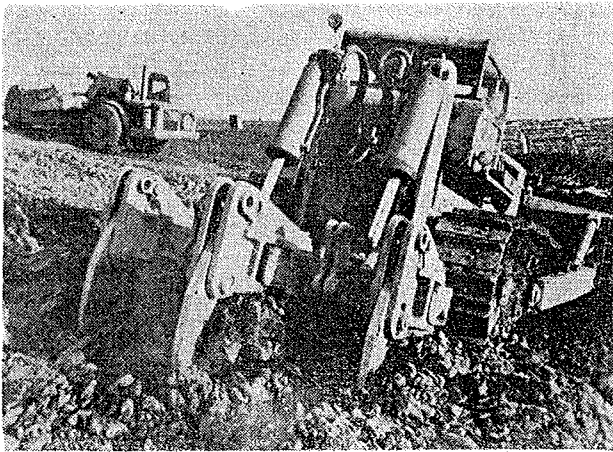


Fig. 7 - Un caterpillar D9 al lavoro come frangizolle.

manto al materiale sottostante, questo ultimo veniva spalmato con emulsione bituminosa a caldo.

Il volume del materiale impiegato per la costru-

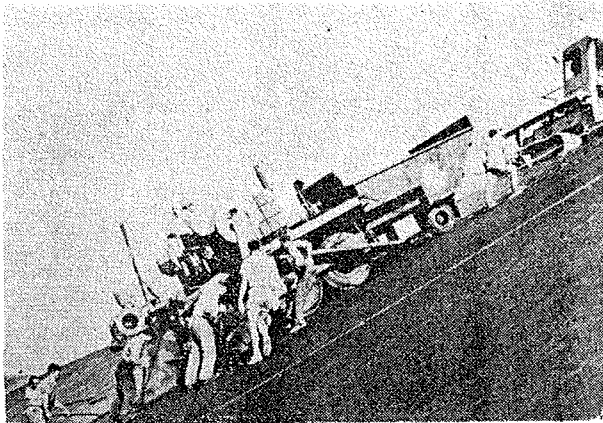


Fig. 8 - Posa in opera del rivestimento impermeabile sul paramento di monte del rilevato.

zione del rilevato è di 1.280.000 m<sup>3</sup>. La costruzione è stata ultimata nel luglio 1962.

Enrico Malquori

### Stabilità sismica delle dighe di terra

N. N. AMBRASEYS - *The seismic stability analysis of earth dams* - Secondo Convegno di Ingegneria Sismica, ricerche di Ingegneria Sismica ecc. nell'Università di Roorkee, India, sett. 1962.

Il Dr. N. N. AMBRASEYS, lettore nella *Facoltà di Ingegneria Civile dell'Imperial College of Science* dell'Università di Londra, aggiorna in questa pubblicazione le sue precedenti note sullo stesso argomento,

comparse negli atti del 2° Congr. Int. di Ing. Sism. a Tokio - Kyoto 1960 (v. rec. nel Giorn. Genio Civile, 99, fasc. 10 del 1961). Nello stendere la presente recensione ci è parso perciò opportuno premettere, raccolte nell'acclusa tabella, che estende quella redatta a suo tempo (1960) dall'A., le notizie sul comportamento sismico di 72 dighe di terra e di materiale sciolto in genere.

Il lavoro del Dr. AMBRASEYS inizia con il riassumere le attuali conoscenze sulla stabilità sismica delle dighe di terra. Dighe di terra sono state progettate in regioni sismiche senza tener conto degli effetti dei terremoti. Ciò è avvenuto perché la maggioranza delle dighe di terra sinora danneggiate o distrutte da terremoti erano di costruzione antiquata, avvenuta molto prima dell'uso di metodi perfezionati per la progettazione e la costruzione delle dighe di terra e perché c'è l'opinione che nelle costruzioni moderne, adeguatamente progettate, si adotta un fattore di sicurezza contro il crollo totale per condizioni statiche sufficienti perché la struttura resista anche ai terremoti.

A tale modo di pensare l'Autore obietta che benché sia vero che la maggior parte delle dighe danneggiate o distrutte da terremoti fossero costruzioni vecchie, non bisogna dimenticare che queste costruzioni erano rimaste in funzione per molte decine di anni senza dare problemi, prima di essere colpite dal terremoto. E' evidente cioè che furono il terremoto e la mancanza di progettazione antisismica ad avere causato il loro crollo e non la inadeguatezza dei vecchi metodi di costruzione.

La convinzione che le costruzioni moderne progettate per condizioni statiche possano resistere alle scosse sismiche si basa sul fatto che nessuna diga di terra importante è stata danneggiata in questi ultimi 25 anni e da ciò viene dedotto che tali costruzioni possiedono un fattore di sicurezza sufficiente perché la struttura possa resistere sotto l'azione di carichi dinamici.

L'Autore osserva però che ciò non prova l'adeguatezza dei metodi moderni di progettazione a dimensionare strutture resistenti alle forze sismiche: nessuna grande diga infatti costruita negli ultimi trenta anni è stata scossa da un terremoto forte. Inoltre si deve tener presente che nelle moderne costruzioni il fattore di sicurezza contro il crollo totale è abitualmente di 1,4 e 1,5, con valori più bassi per condizioni di rapido svasso. Tali fattori di sicurezza in costruzioni così importanti come le dighe di terra sono tutt'altro che prudenti, almeno allo stato attuale di conoscenza del problema. Malgrado ciò, si utilizza questo margine di sicurezza, benché già piccolo per conto suo, per coprire anche il rischio del terremoto.

Secondo l'Autore il fattore di sicurezza contro il crollo per le condizioni normali non può bastare nel caso di una sollecitazione sismica, a meno che non sia stato calcolato in vista anche di tali condizioni; semplificare il problema può diventare molto pericoloso. La progettazione delle dighe in terra contro le forze sismiche si basa su due metodi: quello dell'« *equilibrio al limite* » e quello dello « *scorrimento* » (o « *spostamento* »). Il criterio dell'« *equilibrio al limite* » consiste nel valutare, con gli usuali metodi, le forze mas-