

OSSERVAZIONI SULLE DISPOSIZIONI REGOLAMENTARI PER LA VERIFICA DI STABILITA' DELLE DIGHE DI PIETRAME SCIOLTO (*)

F. ARREDI (**)

SOMMARIO: Sulla base di risultati di un possibile sistema di verifica di stabilità delle dighe di pietrame sciolto, vengono esaminate alcune correlative disposizioni del *Regolamento Italiano per gli sbarramenti di ritenuta*. Vengono successivamente svolte alcune osservazioni in ordine agli effetti delle azioni sismiche sulle strutture predette.

1) Si assiste al momento ad un impiego sempre più ampio e per altezze notevolissime, di dighe il cui intero corpo o una sua parte essenziale per la stabilità è costituito da pietrame alla rinfusa, costipato con mezzi idraulici o meccanici. Condizioni particolari relative ai dispositivi di tenuta, alla disponibilità di materiali diversi, all'imbasamento od altro portano, frequentemente, all'adozione anche di strutture miste di terra e pietrame, a strutture variamente zonate, talvolta sensibilmente complesse.

Nessun calcolo di stabilità guida il dimensionamento di tali strutture, mancando per esso qualunque base razionale e le condizioni di sicurezza vengono raggiunte imitando caratteristiche dimensionali di opere precedenti che non hanno presentato inconvenienti.

La preoccupazione maggiore per strutture del genere riguarda la loro deformazione od assestamento progressivo, a ragione dei relativi riflessi sui dispositivi di tenuta, non sempre altrettanto deformabili senza lesioni. Abbandonata, per ragioni economiche ed organizzative, la tecnica della posa in opera a mano del pietrame (muratura a secco), che riduceva al massimo le predette deformazioni, si è passati alla tecnica del versamento alla rinfusa per alti strati e assestamento con getti di acqua, che fornisce densità minori rispetto alle precedenti e quindi deformabilità maggiori, ed infine si è passati in esempi più recenti anche alla tecnica del versamento alla rinfusa per piccoli strati di materiale a granulometria sufficientemente varia, seguito da assestamento meccanico con macchine vibranti, che fornisce densità più elevate rispetto al sistema precedente e quindi deformabilità minori.

(*) Comunicazione presentata al VI *Convegno di Geotecnica*, (Pisa, 9 aprile 1963).

(**) Prof. Ing. Filippo ARREDI, Direttore dell'*Istituto di Costruzioni Idrauliche* dell'Università di Roma.

2) Il Regolamento italiano per gli sbarramenti di ritenuta (Decreto Presidenziale 1 nov. 1959, n. 1363), tanto per le opere « in muratura a secco » che per quelle « di pietrame alla rinfusa », richiede (artt. 45 e 48) che nel progetto esecutivo sia verificata la stabilità allo scorrimento, con livello di massimo invaso nel serbatoio, tenendo conto del peso specifico del materiale e del volume effettivo dei vuoti (che dovrà essere possibilmente contenuto entro il 30%) e che comunque sarà convenientemente controllato.

Alla predetta prescrizione, qui trascritta quasi alla lettera, è aggiunto che: il coefficiente di attrito sarà assunto in relazione alla natura della fondazione, ma non potrà eccedere il valore 0,30.

Uguali prescrizioni erano date nel Regolamento del 1931 (art. 62) con riferimento alle sole dighe di muratura a secco, non essendo le altre nel Regolamento stesso contemplate.

Nessun indirizzo fornisce il Regolamento 1959 per l'impostazione della richiesta verifica statica, e giacchè, d'altra parte, non esiste in argomento un qualche criterio o metodo ben noto ed accettato, cioè normale, incombe al progettista, in ogni singolo caso, la non facile scelta di ipotesi e sistemi di calcolo, rimanendo vincolato al prescritto valore il coefficiente di attrito: precisamente a quel valore 0,30 che è notevolmente minore della metà del reale coefficiente di attrito del pietrame sciolto, quale risulta dalla pendenza di scarpata (1/1,4 in media) che si ottiene nel versamento del materiale da grandi altezze, senza alcun assestamento.

Una verifica di stabilità allo scorrimento impone, anzitutto, la scelta di una superficie di temuto scorrimento. L'accenno contenuto nel Regolamento alla « na-

tura della fondazione» potrebbe essere considerato una, pur vaga, indicazione ad assumere come superficie di scorrimento quella di fondazione, che nella maggior parte dei casi è piana ed orizzontale. Ma è facile osservare che i piani orizzontali della struttura sono proprio quelli per cui il rapporto forze orizzontali/forze verticali è il più piccolo: con le dimensioni di norma adottate per tali strutture, il rapporto stesso non supera mai 0,18 con che la prescrizione di Regolamento risulta inutile, in quanto è automaticamente sempre soddisfatta.

Se invece si considerano i piani inclinati, che sono tutti anche di possibile scorrimento, il rapporto forze orizzontali/forze verticali vi è evidentemente maggiore che nei piani orizzontali ed i maggiori valori del rapporto stesso che vi si hanno, superano, pur con le dimensioni dell'opera le più ampie fra quelle normalmente adottate, il prescritto valore limite di 0,3; i maggiori valori stessi sono, comunque, indipendenti dal peso specifico dell'opera e dall'altezza dell'invaso.

E' quanto ci proponiamo di mostrare qui di seguito.

E' ancora da richiamare che il Regolamento stesso prescrive, per le dighe murarie, di tenere conto anche di azioni dinamiche di origine sismica e indica le azioni statiche equivalenti che potranno essere assunte nel calcolo: non fa cenno invece di ciò relativamente alle dighe di muratura a secco e di pietrame alla rinfusa che, a priori, non sembrano affatto avere caratteristiche di immunità da danni per terremoti violenti.

3) In quanto segue verrà svolta una sommaria indagine circa la applicabilità delle preaccennate prescrizioni di Regolamento senza intendimento, peraltro, di considerare risolto col metodo che adotteremo il delicato problema della stabilità dei rilevati in pietrame.

Consideriamo un rilevato di pietrame sciolto di sezione trapezia $o d a c o$ (vedi Fig. 1). Le sue dimensioni sono simbolizzate come in figura: sono considerate la dimensioni *relative* rispetto alla altezza totale della struttura, altezza che, pertanto, in figura è indicata con la unità.

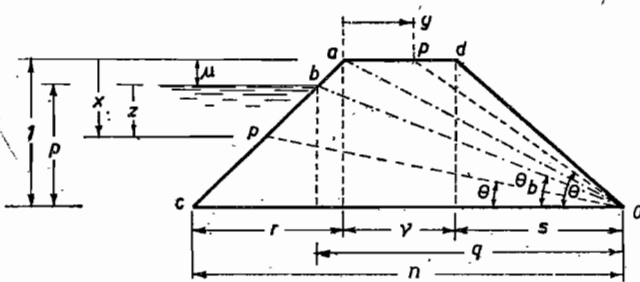


Fig. 1

Ammetteremo che:

a) l'ammasso sia omogeneo e agli effetti statici considerati sia anche isotropo;

b) le pressioni dell'acqua ritenuta siano applicate direttamente lungo il paramento $a c$;

c) il collasso dell'opera sia costituito da sposta-

menti relativi notevoli ed irreversibili di una parte della struttura rispetto all'altra, le due parti essendo nettamente divise da una superficie cilindrica a generatrici parallele all'asse longitudinale dell'opera stessa che viene detta « superficie di rottura »;

d) la fondazione sia monolitica così da non partecipare al preaccennato movimento;

e) tal movimento derivi dal fatto che il valore del coefficiente d'attrito proprio del materiale è inferiore al rapporto fra l'integrale delle pressioni tangenziali e l'integrale delle pressioni normali, tali integrali intesi lungo quella « superficie di rottura » definita in c);

f) trattandosi di materiali incoerenti le predette superfici di rottura siano dei piani.

Nessun commento richiedono le ammissioni a), b), d), in quanto esse sono fissazioni di situazioni di fatto necessarie a limitare il campo di indagine. Le ammissioni c) ed e) sono del tutto analoghe a quelle adottate per i rilevati di terra e nulla contrasta la loro validità anche per gli ammassi di pietrame. La ammissione f) discende dalla osservazione delle superfici di scarpata naturale degli ammassi di materiali incoerenti.

Da quanto sopra si può concludere che per accertare la stabilità di un ammasso di pietrame sciolto siano da considerare come potenziali « superfici di rottura » tutti gli infiniti piani (rette nella sezione) passanti per lo spigolo di piede a valle (punto o nella sezione) e

ovviamente contenuti nel corpo e che pertanto sia da determinare per ciascuno di essi il rapporto fra valore delle componenti parallele e valore delle componenti normali delle forze agenti sulla parte dell'ammasso al disopra del piano stesso (peso e spinta idrica), per concludere che la stabilità è verificata se il rapporto predetto risulta per tutti i piani inferiore al coefficiente di attrito del materiale.

I conseguenti sviluppi formali sono assai semplici.

Indicato con φ il sopra richiamato rapporto e con θ l'angolo rispetto alla orizzontale della traccia $o p$ di un generico supposto piano di rottura, si ha assai facilmente

a) « a vuoto »:

$$\varphi = tg \theta;$$

b) « a pieno » e limitatamente a tutti i piani al disopra di $o b$ (ove b è il punto di paramento a monte di massimo invaso), ancora:

$$\varphi = tg \theta;$$

c) « a pieno » e relativamente a tutti i piani $o p$ al disotto di $o b$ partendo dalla relazione generale

$$\varphi = \frac{\frac{F_v}{F_o} tg \theta + 1}{\frac{F_v}{F_o} - tg \theta} \quad (1)$$

ove F'_v e F'_o sono le risultanti delle forze rispettivamente verticali e orizzontali agenti sopra al considerato piano o p inclinato dell'angolo θ e quindi, nel presente caso, con $F'_v = P + S_v$ e $F'_o = S_o$ (P peso della struttura sopra o p, S_v spinta verticale e S_o spinta orizzontale su b d) si giunge alla

$$\varphi = \frac{(pr + q - \delta n)z^2 + \delta(np - t)z + \delta tp}{(1 + r^2)z^3 + (rq + \delta nr - p)z^2 + \delta(nq + rt)z + \delta tq}$$

ove $t = v + n\mu$, e δ è il peso specifico del corpo dell'opera diviso per il peso specifico dell'acqua; il significato degli altri simboli è indicato in figura) (1).

Deriva subito che:

nel caso a) il maggiore valore di φ corrisponde al maggiore valore di θ cioè alla retta o d; per essa

$$\varphi_d = \frac{1}{s};$$

nel caso b) il maggiore valore di φ corrisponde alla retta o d e quindi ancora $\varphi_d = \frac{1}{s}$;

nel caso c) il rapporto φ decresce col crescere di z (quindi col decrescere di θ) e pertanto il valore limite

(1) Osservando che la forza verticale F_v è la somma del peso del rilevato al disopra della retta o p pari a $P = \delta_m \left\{ \frac{1}{2} (v+n) - \frac{1}{2} n(p-z) \right\}$ e della componente verticale della spinta dell'acqua fino al punto p pari a $S_v = \frac{1}{2} \delta_a r z^2$ (nelle precedenti δ_m e δ_a sono i pesi specifici del rilevato e dell'acqua) e che la forza orizzontale F_o è la componente orizzontale della spinta dell'acqua fino al punto p pari a $S_o = \frac{1}{2} \delta_a z^2$ si ha facilmente

$$\frac{F_v}{F_o} = \frac{P + S_v}{S_o} = \frac{\delta \{ (v+n) - n(p-z) \} + r z^2}{z^2}$$

D'altra parte risulta

$$\text{tag } \theta = \frac{p-z}{q+r z}$$

per cui sostituendo nella (1) si ha

$$\varphi = \frac{[\delta \{ (v+n) - n(p-z) \} + r z^2] (p-z) + (q+r z) z^2}{[\delta \{ (v+n) - n(p-z) \} + r z^2] (q+r z) - (p-z) z^2}$$

dalla quale sviluppando e tenendo conto delle posizioni $p = 1 - \mu$, $t = v + n\mu$ si giunge alla espressione del testo.

inferiore si ha per $\theta = 0$ e risulta

$$\varphi_o = \frac{1}{r + \delta \frac{v+n}{p^2}}$$

e il valore limite superiore si ha per $\theta = \theta_o$ e risulta

$$\varphi_o = \text{tg } \theta_o.$$

Dunque, sia a pieno che a vuoto φ cresce col crescere di θ e il maggiore valore si riscontra sul para-

mento a valle o d ed esso è $\varphi_d = \frac{1}{s}$. Più sintetica-

mente il piano di rottura critico è quello di paramento.

Ma giacché questo è libero e la sua pendenza $\frac{1}{s}$

non può superare la corrispondente all'angolo d'attrito proprio del materiale, non esistono internamente all'ammasso piani di traccia o p con p qualunque, relativamente ai quali il più volte accennato rapporto forze parallele/forze normali supera il valore del coefficiente d'attrito.

Appare chiaro da quanto sopra l'inutilità di qualsiasi verifica statica del genere considerata per piani interni alla struttura quando è assicurata la stabilità del piano di paramento, quando cioè la pendenza di questo non supera (come non può superare nelle ipotesi poste) il valore correlativo all'angolo d'attrito.

Ne discende anche che, ove si volesse una stabilità garantita da un « coefficiente di sicurezza », non vi è che da ridurre la pendenza dei paramenti secondo il coefficiente stesso rispetto a quella limite d'attrito; ad esempio per un coefficiente di sicurezza 1,5 della stabilità generale della struttura, è da adottare pendenza dei paramenti 1/1,5 volte quella limite di scarpa naturale. Od anche se si volesse realizzare la sicurezza fino alla ipotesi di un coefficiente d'attrito 0,30, quale prescritto dal Regolamento, le pendenze dei paramenti dovrebbero essere 0,3 di altezza su 1 di base.

E' quindi chiaro che la prescrizione di Regolamento così interpretata sarebbe in evidente disaccordo con i buoni risultati che hanno dimostrato tante strutture a paramenti assai più ripidi: essa, d'altronde, significherebbe la esclusione delle strutture a getto alla rinfusa (o richiederebbe la inserzione in esse di amplissime banchine intermedie) in quanto il modo di costruzione importa che i paramenti si dispongono con la pendenza di scarpa naturale (cioè in condizione limite di equilibrio); pendenza che per il materiale in parola risulta intorno a $1/1,4 = 0,72$.

La Tabella 1 fornisce i valori di φ relativamente alle rette o d (φ_d), o a (φ_a), o b (φ_b), o c (φ_c), di

TABELLA I

r				1				1,5				2			
	φ_d	v	φ_a	μ	φ_b	δ	φ_c	μ	φ_b	δ	φ_c	μ	φ_b	δ	φ_c
1,0	1,0	1/9	0,900	0,1	0,743	1,7	0,177	0,1	0,714	1,7	0,139	0,1	0,686	1,7	0,114
						1,9	0,161			1,9	0,127			1,9	0,105
		2,1		0,148	2,1	0,117	2,1	0,097	0,2	0,567	1,7	0,114	1,9	0,095	
		1,9		0,132	1,9	0,104	1,9	0,086							
		2,1		0,121	2,1	0,096	2,1	0,079	0,1	0,607	1,7	0,123	1,9	0,103	
		1,9		0,138	1,9	0,112	1,9	0,094							
2,1	0,126	2,1	0,103	2,1	0,087	0,2	0,490	1,7	0,101	1,9	0,085				
1,9	0,112	1,9	0,092	1,9	0,078										
2,1	0,103	2,1	0,071	2,1	0,071	2,1	0,071	2,1	0,084	2,1	0,071	2,1	0,071	2,1	0,071
1,5	0,667	1/9	0,621	0,1	0,526	1,7	0,149	0,1	0,511	1,7	0,121	0,1	0,497	1,7	0,102
						1,9	0,135			1,9	0,110			1,9	0,093
		2,1		0,124	2,1	0,101	2,1	0,086	0,2	0,419	1,7	0,099	1,9	0,084	
		1,9		0,110	1,9	0,090	1,9	0,077							
		2,1		0,101	2,1	0,070	2,1	0,070	0,1	0,454	1,7	0,109	1,9	0,093	
		1,9		0,119	1,9	0,099	1,9	0,085							
2,1	0,109	2,1	0,078	2,1	0,078	0,2	0,375	1,7	0,089	1,9	0,076				
1,9	0,106	1,9	0,096	1,9	0,070										
2,1	0,088	2,1	0,064	2,1	0,064	2,1	0,064	2,1	0,074	2,1	0,064	2,1	0,064	2,1	0,064
2,0	0,5	1/9	0,474	0,1	0,407	1,7	0,129	0,1	0,398	1,7	0,107	0,1	0,389	1,7	0,092
						1,9	0,117			1,9	0,098			1,9	0,084
		2,1		0,107	2,1	0,090	2,1	0,077	0,2	0,332	1,7	0,088	1,9	0,076	
		1,9		0,105	1,9	0,080	1,9	0,069							
		2,1		0,086	2,1	0,073	2,1	0,063	0,1	0,362	1,7	0,098	1,9	0,085	
		1,9		0,115	1,9	0,089	1,9	0,077							
2,1	0,095	2,1	0,071	2,1	0,071	0,2	0,304	1,7	0,080	1,9	0,069				
1,9	0,104	1,9	0,072	1,9	0,063										
2,1	0,095	2,1	0,071	2,1	0,071	2,1	0,071	2,1	0,081	2,1	0,071	2,1	0,071	2,1	0,071
1,9	0,370	1,9	0,370	1,9	0,370	1,9	0,370	1,9	0,370	1,9	0,370	1,9	0,370	1,9	0,370
2,1	0,316	2,1	0,316	2,1	0,316	2,1	0,316	2,1	0,316	2,1	0,316	2,1	0,316	2,1	0,316
1,9	0,316	1,9	0,316	1,9	0,316	1,9	0,316	1,9	0,316	1,9	0,316	1,9	0,316	1,9	0,316
2,1	0,316	2,1	0,316	2,1	0,316	2,1	0,316	2,1	0,316	2,1	0,316	2,1	0,316	2,1	0,316

figura per tutte le combinazioni della seguente serie di valori dei parametri:

$$\begin{aligned}
 r &= 1; 1,5; 2; \\
 s &= 1; 1,5; 2; \\
 v &= 1/9; 1/3; \\
 \mu &= 0,1; 0,2; \\
 \delta &= 1,7; 1,9; 2,1.
 \end{aligned}$$

Si osservi che, pur nell'ampia varietà dei casi in tal modo considerati, il valore di φ relativo alla superficie orizzontale o c (φ_c) non supera il valore 0,18 per cui

la limitazione di Regolamento al valore 0,30, ove la si ritenesse di applicarla ai soli piani orizzontali, non avrebbe funzione pratica.

4) Relativamente alla stabilità delle strutture in questione non mi sembra siano trascurabili le azioni sismiche. Anche per queste, peraltro, la impostazione di calcolo è gravata da incertezze di principio. Sintetizzo il dubbio fondamentale: una azione sismica e particolarmente se costituita da oscillazioni di elevata frequenza per un tempo notevolmente lungo, tale cioè da poterla assimilare ad una « vibrazione », può arrivare

a determinare quella diminuzione apparente del coefficiente di attrito dell'ammasso (che è poi la conseguenza globale delle indipendenti vibrazioni dei singoli elementi dell'insieme) equivalente ad una « fluidificazione » la cui immagine più chiara è l'afflosciamento di un cumulo di sabbia su un tavolo vibrante? Ovvero è accettabile in tutti i casi quel che sembra logico accettare per un movimento sismico costituito da un impulso aperiodico, che cioè, senza influenza sul coefficiente d'attrito, l'azione dinamica è riducibile ad incrementi di spinte e pesi che è quanto di norma accettato per le strutture (dighe ed edifici) di materiali agglomerati ed elastici?

Supponiamo che possa accogliersi la risposta positiva a questa seconda domanda e svolgiamo qualche considerazione.

Ci serviremo delle ipotesi del Regolamento sulle dighe (art. 25) secondo le quali l'inerzia della struttura genera nelle scosse sussultorie forze verticali equivalenti ad un aumento o diminuzione del peso proprio e nelle scosse ondulatorie forze orizzontali proporzionali al peso proprio.

Consideriamo lo stato « a vuoto ». Una scossa sussultoria che aumenta o diminuisce il peso proprio non altera il rapporto fra le relative componenti parallele e ortogonali ad un qualsiasi piano di traccia o p. Quindi se indichiamo con φ'_0 il rapporto predetto in condizioni di scossa sussultoria e φ il rapporto stesso in condizioni normali è

$$\varphi'_0 = \varphi. \quad (2)$$

Uguale risultato si raggiunge in modo analogo ancora per la scossa sussultoria, per le condizioni di « a pieno » limitatamente ai piani o p al disopra di o b.

Nella scossa ondulatoria, « a vuoto » per tutto l'ammasso e « a pieno » per la sola parte al disopra di o b, il solito rapporto assume l'espressione

$$\varphi'_0 = \frac{\varphi + \beta}{1 - \varphi\beta} \quad (3)$$

ove φ è il rapporto stesso in condizioni normali e β è il coefficiente che moltiplicato per il peso dà la forza orizzontale di inerzia indotta dalla scossa. La precedente espressione discende dalla semplice considerazione che la risultante del peso P e della forza orizzontale d'inerzia βP relativi alla parte di struttura al disopra del piano generico o p, è deviata dalla verticale (verso l'esterno dell'ammasso nella ipotesi più sfavorevole) dell'angolo di tangente β . E' immediato osservare che φ'_0 risulta maggiore di φ cioè le condizioni di stabilità sotto la scossa sono peggiorate. Affinché φ'_0 non superi, sul piano di paramento, l'angolo d'attrito del materiale, la scarpa del rilevato dovrà avere la inclinazione (che si deduce dalla precedente)

$$\frac{1}{s} = \frac{f - \beta}{1 + f\beta}$$

ove f è la tangente dell'angolo d'attrito proprio del materiale. Così per $f = \frac{1}{1,4}$ e $\beta = 0,10$ si ha $\frac{1}{s} = \frac{1}{1,72}$ che è il valore della pendenza di paramento

necessaria al limite di stabilità in caso di scossa ondulatoria con un materiale che in condizioni normali richiede solo la pendenza $1/1,4$.

Qualche osservazione, infine, relativa ai piani o p al disotto di o b nel caso di serbatoio pieno. Per questo conviene appoggiarsi alla espressione generale (1) già ricordata.

Nel caso normale da essa discende subito.

$$\varphi = \frac{\frac{P + S_v}{S_o} \operatorname{tg} \theta + 1}{\frac{P + S_v}{S_o} - \operatorname{tg} \theta} \quad (4)$$

Nel caso di scossa sussultoria la forza orizzontale resta S_o mentre le forze verticali saranno invece $(P + S_v)(1 - \alpha)$ ove α è il coefficiente di diminuzione del peso della muratura e dell'acqua per effetto dinamico; nel caso di scossa ondulatoria le forze verticali restano $P + S_v$ e le forze orizzontali saranno la spinta S_o , l'azione dinamica del peso βP e infine l'azione dinamica dell'acqua (pressioni orizzontali) che secondo il criterio di Regolamento può essere posta uguale a $\gamma \delta_a p z$ ove γ è un opportuno fattore a δ_a il peso specifico dell'acqua.

Ricordiamo i valori indicati dal Regolamento:

$$\alpha = 0,2, \quad \beta = 0,1, \quad \gamma = 0,05.$$

Se ne hanno le espressioni di φ per i casi di scossa sussultoria e di scossa ondulatoria relative ai piani di rottura inferiori a o b

$$\varphi'_s = \frac{\frac{P + S_v}{S_o} (1 - \alpha) \operatorname{tg} \theta + 1}{\frac{P + S_v}{S_o} (1 - \alpha) - \operatorname{tg} \theta}, \quad (5)$$

$$\varphi'_0 = \frac{\frac{P + S_v}{S_o + \gamma \delta_a p z + \beta P} \operatorname{tg} \theta + 1}{\frac{P + S_v}{S_o + \gamma \delta_a p z + \beta P} - \operatorname{tg} \theta} \quad (6)$$

Ricavando $\frac{P+S_v}{S_o}$ dalla (4) e sostituendo nella (5) si ha

$$\varphi'_s = \frac{\varphi - \alpha \frac{1 + \varphi \operatorname{tg} \theta}{1 + \operatorname{tg}^2 \theta} \operatorname{tg} \theta}{1 - \alpha \frac{1 + \varphi \operatorname{tg} \theta}{1 + \operatorname{tg}^2 \theta}}$$

che per i piani o b (per cui $\varphi = \operatorname{tg} \theta$) e o c (in cui $\theta = 0$) dà rispettivamente

$$\varphi'_{sb} = \varphi_b = \frac{p}{q},$$

$$\varphi'_{sc} = \frac{\varphi_c}{1 - \alpha} = \frac{1}{1 - \alpha} \frac{1}{r + \delta \frac{v+n}{p^2}}$$

la prima delle quali coincide con la (2).

Considerando la (6) per il piano o b (per cui $S_v = S_o = z = 0$ e $\operatorname{tg} \theta = \varphi$) se ne ha

$$\varphi'_{ob} = \frac{\varphi_b + \beta}{1 - \varphi_b \beta} = \frac{\frac{p}{q} + \beta}{1 - \beta \frac{p}{q}}$$

che evidentemente coincide con la (3).

Ricavando $P + S_v$ dalla (4) e sostituendola nella (6) si ha

$$\varphi'_o = \frac{\frac{S_o}{S_o + \gamma \delta_a p z + \beta P} \frac{1 + \varphi \operatorname{tg} \theta}{\varphi - \operatorname{tg} \theta} \operatorname{tg} \theta + 1}{\frac{S_o}{S_o + \gamma \delta_a p z + \beta P} \frac{1 + \varphi \operatorname{tg} \theta}{\varphi - \operatorname{tg} \theta} \operatorname{tg} \theta} =$$

$$= \frac{\frac{z^2}{z^2 + 2\gamma p z + \beta \delta (t + n z)} \frac{1 + \varphi \operatorname{tg} \theta}{\varphi - \operatorname{tg} \theta} \operatorname{tg} \theta + 1}{\frac{z^2}{z^2 + 2\gamma p z + \beta \delta (t + n z)} \frac{1 + \varphi \operatorname{tg} \theta}{\varphi - \operatorname{tg} \theta} \operatorname{tg} \theta}$$

la quale per il piano o c ($\theta = 0$, $z = p$) diviene

$$\varphi'_{oc} = \varphi_c \left(1 + 2\gamma + \beta \delta \frac{v+n}{p^2} \right) =$$

$$= \varphi_c (1 + 2\gamma - \beta r) + \beta = \frac{1 + 2\gamma + \beta \delta \frac{v+n}{p^2}}{r + \delta \frac{v+n}{p^2}}$$

SOME OBSERVATIONS ON A STABILITY ANALYSIS FOR ROCKFILL DAMS

Summary: According to the results of a stability analysis for rockfill dams, some rules of the Italian Recommendations on Large Dams are reviewed; beside this some deductions are guessed about seismic actions on the above mentioned structures.

QUELQUES REMARQUES SUR UNE ANALYSE DE STABILITE POUR LES BARRAGES EN ENROCHEMENTS

Sommaire: En conséquence des résultats obtenus par une analyse de stabilité des barrages en enrochements, on examine certains points du Règlement Italien pour les barrages de retenue.

On s'occupe ensuite de l'effet des actions sismiques sur les susdits barrages.