

**Simona FRANCOLINI, Ignazio MANTICA\***

## **VERIFICA SISMICA DELLE DIGHE IN MATERIALI SCIOLTI COL METODO DELLE LINEEE CARATTERISTICHE.**

### **1. Premesse**

Il presente trae spunto da un lavoro postumo dell' Arredi che a giudizio degli A.A. meritava l' approfondimento di alcuni aspetti teorici e la verifica circa applicabilità dello stesso a casi concreti

La teoria sviluppata da Arredi per dighe zonate di tipo simmetrico è stata estesa anche a rilevati con paramenti diversamente inclinati, e si è redatto un programma di calcolo, denominato VE.SI.DI.TE. saggiandolo con l'applicazione ad una diga in fase di costruzione.

### **2. Il problema e le ipotesi assunte**

Durante un sisma, un rilevato di materiali sciolti è soggetto a movimenti diversi dei suoi vari punti, dipendenti dalla forma del rilevato stesso, dalle caratteristiche fisiche del materiale di cui esso è costituito e, evidentemente, dalle caratteristiche delle vibrazioni eccitanti.

L' analisi delle manifestazioni sismiche che si sono verificate nel passato ed i caratteri geologici del territorio nel cui ambito é prevista la realizzazione della diga spesso non é sufficiente a fornire un INPUT certo al nostro problema infatti le

---

\* Istituto di Idraulica, Facoltà di Ingegneria Università di Ancona

notizie sull'intensità e la frequenza dei fenomeni del passato sono in molte regioni incerte e lacunose e nulla autorizza ad escludere il verificarsi; in un futuro più o meno prossimo, di fenomeni di maggiore intensità .

Inoltre, l'effetto di un terremoto sulla struttura dipende da molti parametri quali i massimi picchi raggiunti da accelerazione, intensità, valori delle frequenze ecc., ma anche dalle modalità di successione nel tempo delle azioni sollecitanti, dati questi ultimi che gli studi sismotettonici non possono in alcun caso fornire.

L'Arredi [3], preso atto di ciò, suddivide lo studio di stabilità di rilevati in terra in una parte deterministica ed in una probabilistica.

In quanto segue si fa riferimento al solo campo delle deformazioni elastiche, relative ad una diga con sezione maestra di tipo classico, cioè a struttura trapezia, con un nucleo centrale asimmetrico<sup>1</sup> che separa due semicorpi costituiti dallo stesso materiale

I paramenti di monte e di valle possono essere diversamente inclinati.

Viene trascurata la componente viscosa, dissipativa della deformazione.

In effetti le vicende di una struttura in materiali sciolti, nella fase delle vibrazioni elastiche, non determinano l'effettivo limite di stabilità di essa, il quale ricade nella successiva fase degli scorrimenti.

Tuttavia, nozioni sulle vicende nella fase elastica delle vibrazioni sono assai utili: in primo luogo perché un risultato già in esso positivo significa stabilità effettiva in larga misura, in conseguenza del margine di resistenza ancora esistente nella successiva fase degli scorrimenti; in secondo luogo perché l'analisi predetta è pienamente significativa in tema di comparazione di strutture diverse per forma e caratteristiche di materiali che le costituiscono.

La propagazione vibratoria si considera unidirezionale lungo la verticale. Vengono prese in considerazione solo le onde di taglio, che risultando le più gravose per la stabilità del manufatto.

Questo tipo di approssimazione è adottata molto di frequente.

---

<sup>1</sup> L'Arredi considerava una struttura simmetrica.

### 3. Richiami alla teoria di Arredi

#### 3.1 Input sismico

Un sisma può essere considerato costituito da un insieme di scosse elementari, consistenti in una serie di rapidi spostamenti in differenti direzioni con velocità ed accelerazioni diverse, cioè un insieme di vibrazioni sinusoidali, con escursioni dapprima crescenti e poi progressivamente smorzantesi, aventi inizio in istanti diversi e aventi diversi anche: il periodo; la rapidità d'aumento e di attenuazione dell'escursione ed il valore massimo di questa.

Queste singole scosse possono essere definite in termini di velocità  $W(t)$  secondo la

$$W=W^* f(t) \sin \omega t \quad (1)$$

dove:

$t$  = tempo;

$\omega$  =  $\frac{2\pi}{T_0}$  frequenza circolare;

$T_0$  = periodo della vibrazione;

$W^*$  = velocità massima raggiungibile;

$f(t)$  = funzione tale da fornire dapprima un andamento crescente alla  $W$  e successivamente un andamento decrescente.

La più semplice funzione  $f(t)$  che ha i caratteri preaccennati è

$$f(t) = \frac{t}{t_0} E^{(1-t/t_0)} \quad (2)$$

La (1) rappresenta la velocità del basamento nella direzione trasversale del manufatto in *campo libero*, cioè senza la presenza della struttura, e quindi senza

considerare il fenomeno di scambio di energia che invece si verificherebbe fra basamento e rilevato.

La funzione eccitante di un sisma reale può essere quindi posta nella forma

$$W(t) = \sum_{h=1}^N W_h^* \frac{\bar{t}_h}{\bar{t}_{0h}} E^{(1-\bar{t}_h/\bar{t}_{0h})} \sin \frac{2\pi}{T_{0h}} \bar{t}_h \quad (3)$$

dove:

- h è l'indice delle singole componenti elementari del cluster,
- t indica il tempo contato dall'inizio delle singole scosse elementari

e pertanto

$\bar{t} = (t - t_h^*)$  è il tempo contato dall'inizio generale del fenomeno

e

$t_h^*$  è la fase delle singole componenti, con l'intesa che i valori di  $t_h$  negativi sono da considerare nulli.

Si ottiene un *campione dell'universo* dei sismi possibili, facendo variare alcune caratteristiche come:

- la velocità,
- l'accelerazione,
- la fase delle vibrazioni

e

- la frequenza delle stesse,

in un range derivante dalle caratteristiche del sito e dall'analisi dei fenomeni sismici precedentemente verificatesi nella zona; il campione fornisce poi la funzione di probabilità dell'universo.

### 3.2 Risposta della struttura

Il comportamento della struttura è affrontato con il metodo delle linee caratteristiche.

Supponendo il rilevato diviso in strati orizzontali ciascuno di potenza  $\Delta_z$

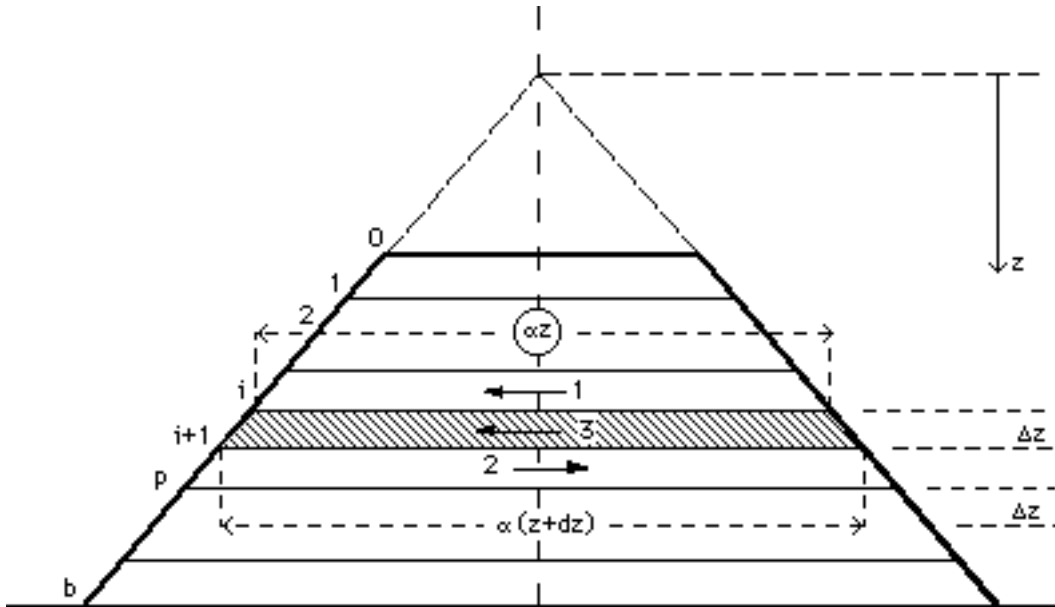


fig.1 - Schema del rilevato relativo all'analisi dinamica con il metodo delle caratteristiche

ed imponendo l'equilibrio tra le forze agenti su un qualunque strato, si perviene, con il passaggio alle differenze finite, alla determinazione delle equazioni delle linee caratteristiche

$$t_p(z) = t_i + \frac{1}{v_s} (z - z_i)$$

$$t_r(z) = t_i - \frac{1}{v_s} (z - z_i)$$

dove:

$t_p$  = linee caratteristiche progressive;

$t_r$  = linee caratteristiche regressive;

$V_s$  = velocità delle onde sismiche nel corpo attraversato.

Dalla fig.2 si evince che la caratteristica regressiva del sistema uscente all'intersezione degli assi ( $z=z_h$ ,  $t=0$ ) e terminante alle coordinate  $z=z_0$  e  $t=t_t$  divide la regione poco sopra definita in due parti di cui: quella a sinistra è rappresentativa dello stato di quiete e quella a destra dello stato di moto perturbato.

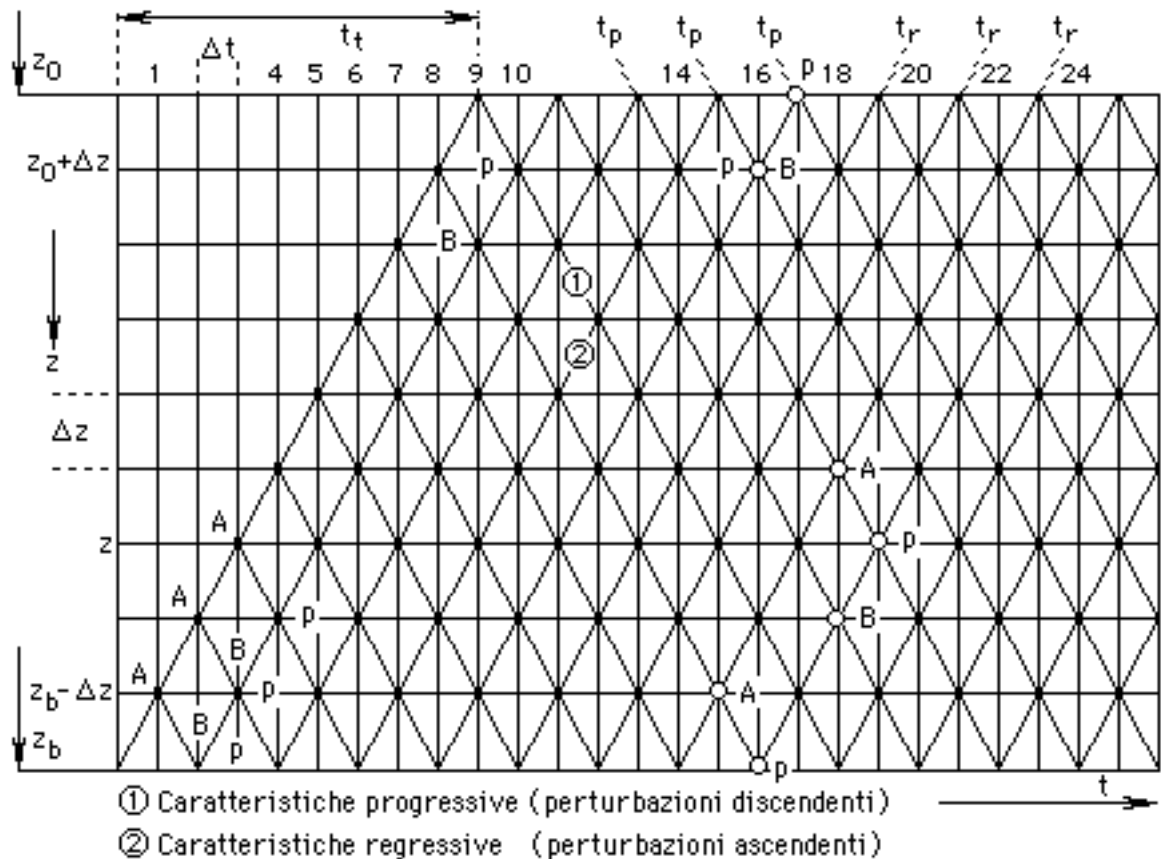


fig.2 - Reticolo delle linee caratteristiche

La prima caratteristica a sinistra è rappresentativa dello stato iniziale del moto e a tutti i suoi punti sono pertanto associati i valori  $\tau = 0$  e  $V = 0$ .

Un generico nodo P è legato ai due nodi A e B che lo precedono di  $Dt$  da una caratteristica progressiva e da una regressiva.

Il nodo P è successivo del tempo  $\Delta t$  ad A e B, e gli stati  $\tau$  e  $V$  di P dipendono dagli stati dei nodi A e B.

Con queste considerazioni si perviene alla formulazione delle caratteristiche dello stesso nodo P

$$\tau_P = \frac{1}{a_1 + a_2} [b_1 \tau_A + b_2 \tau_B + c (V_B + V_A)]$$

$$V_P = \frac{1}{c} (a_1 \tau_P - b_1 \tau_A) + V_A$$

dove è stato posto

$$a_1 = 1 + \frac{1}{2} \ln \frac{1}{1 - \frac{\Delta z}{z_P}}$$

$$b_1 = 1 - \frac{1}{2} \ln \frac{1}{1 - \frac{\Delta z}{z_P}}$$

$$a_2 = 1 + \frac{1}{2} \ln \frac{1}{1 + \frac{\Delta z}{z_P}}$$

$$b_2 = 1 - \frac{1}{2} \ln \frac{1}{1 + \frac{\Delta z}{z_P}}$$

Introdotte le condizioni iniziali ed al contorno, le espressioni precedenti consentono, quando sono noti gli stati  $\tau$  e  $V$  nei nodi pari A e B, l'immediata determinazione dello stato  $\tau_P$  e  $V_P$  associato al nodo pari P del reticolo .

All' interno della base del rilevato le vibrazioni non subiscono variazioni di intensità con la quota contrariamente a quanto succede nel rilevato trapezoidale.

Infatti alla base del rilevato i termini  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $b_1$ ,  $b_2$  sono uguali all'unità perché lungo la verticale non c'è variazione di larghezza.

Ciò sempre nell'ipotesi che il basamento d'appoggio sia elastico e che  $r_r$  e  $v_{s,r}$  siano rispettivamente la massa unitaria e la celerità delle propagazioni delle vibrazioni trasversali,

Con riferimento ad un un nodo P alla base del rilevato avremo

$$\tau_P = c_r (W - V_P)$$

dove:

$c_r$  è il prodotto  $r_r V_{s,r}$ .

W é la funzione eccitante cioè la velocità  $V_B$  funzione nota nel tempo, dove B un generico punto del basamento, a rilevante profondità, nel quale la tensione  $\tau_{\text{Errore.}}=0$  può essere supposta costantemente nulla.

Posto

$$\theta = \frac{c}{c_r}$$

segue la

$$V_P = \frac{1}{a_1 + \theta} \left[ a_1 W + \theta \left( V_A - \frac{b_1}{c} \tau_A \right) \right]$$

Il parametro  $q$  costituisce il coefficiente di smorzamento da radiazione che sintetizza il ritorno nel basamento di una parte dell'energia di vibrazione del rilevato attraverso il processo duplice di riflessione e rifrazione alla base, indotto dal cambiamento della celerità e della massa specifica.

Per strutture zonate, quali quelle che vengono qui considerate, si ipotizza che i diversi corpi siano soggetti a vibrazioni eccitanti alla base uguali e sincrone.

Con questa ipotesi si trascura l'effetto della velocità finita della propagazione dell'onda eccitante lungo la base della struttura, onda che è in transito e pertanto agisce sui diversi corpi del rilevato con differenze di fase.

Viene anche trascurata l'influenza del non sincronismo della retroalimentazione dell'energia dai singoli corpi in conseguenza del quale variano le caratteristiche dell'onda predetta passando dall'una all'altra delle basi dei singoli corpi che si succedono nella direzione del transito.

Viene considerata la circostanza che le celerità stesse siano diverse da corpo a corpo e, comunque, che le figure dei singoli corpi, pur tutte trapezie, abbiano pendenze dei paramenti e larghezze sommitali diverse, per cui le progressive variazioni dei valori di stato lungo la verticale sono diverse, in quanto derivanti dalla forma dei corpi.

Le vibrazioni dei singoli corpi, d'altro canto, interferiscono fra loro lungo i relativi contatti laterali, situazione che induce in ciascuno di essi armoniche superiori che rendono assai complesso il sistema generale delle vibrazioni.

Si può però osservare che i filtri, normalmente interposti fra i corpi in questione, per la loro densità, in generale minore di quella dei materiali che dividono, hanno effetto smorzante delle vibrazioni, producendo quindi interferenze fra i corpi derivante dalle trasmissioni laterali largamente attenuate.

Appare quindi giustificato, ad Arredi [.....] prescindere da queste, e quindi é più semplice la determinazione degli stati (valori  $V$  della velocità e  $\tau$  delle tensioni tangenziali) per i diversi corpi.

Gli effetti delle perturbazioni elementari che si verificano sulla base comune di più corpi affiancati caratterizzati da diverse velocità di propagazione, e relative ad istanti precedenti  $t_{01}$ ,  $t_{02}$ ,  $t_{03}$  giungono alla stessa quota  $y$  nello stesso istante  $t_y$  quando i tempi  $t_{01}$ ,  $t_{02}$ ,  $t_{03}$  differiscono fra loro del tempo di percorrenza della stessa distanza  $y$  con le diverse velocità di propagazione proprie  $v_{s1}$ ,  $v_{s2}$ ,  $v_{s3}$ , .. dei singoli corpi ,cioè:

$$t_y = t_{01} - \frac{y}{v_{s1}} = t_{02} - \frac{y}{v_{s2}} = \dots$$

Ne segue la necessità dell'impiego di un reticolo multiplo (doppio nel nostro caso: un reticolo per il nucleo e uno per i due semicorpi), per determinare le distribuzioni delle accelerazioni sincrone dell'intera struttura.

Le caratteristiche tipo  $C$  (delle accelerazioni) del reticolo relativo ai semicorpi (caratteristiche  $C_s$ ) e le analoghe del reticolo relativo al nucleo (caratteristiche  $C_n$ ) in quanto aventi pendenze diverse si incrociano in un certo numero di punti del doppio piano reticolare.

Quelli fra essi, quando esistono, che ricadono su parallele all'asse delle  $t$  relative a singoli valori di  $j$  (interi) costituiscono nodi di sincronismo o nodi misti per le accelerazioni.

Facendo riferimento alla fig.4 si trova:

$$j - 1 = 2 \frac{i_{0s} n - i_{0n} s}{s - n} = 2 \frac{i_{0s} i_{an} - i_{0n} i_{as}}{i_{as} - i_{an}}$$

$$i_{as} - i_{an} = 2 (i_{0s} - i_{0n})$$

Le espressioni precedenti individuano i nodi di sincronismo.

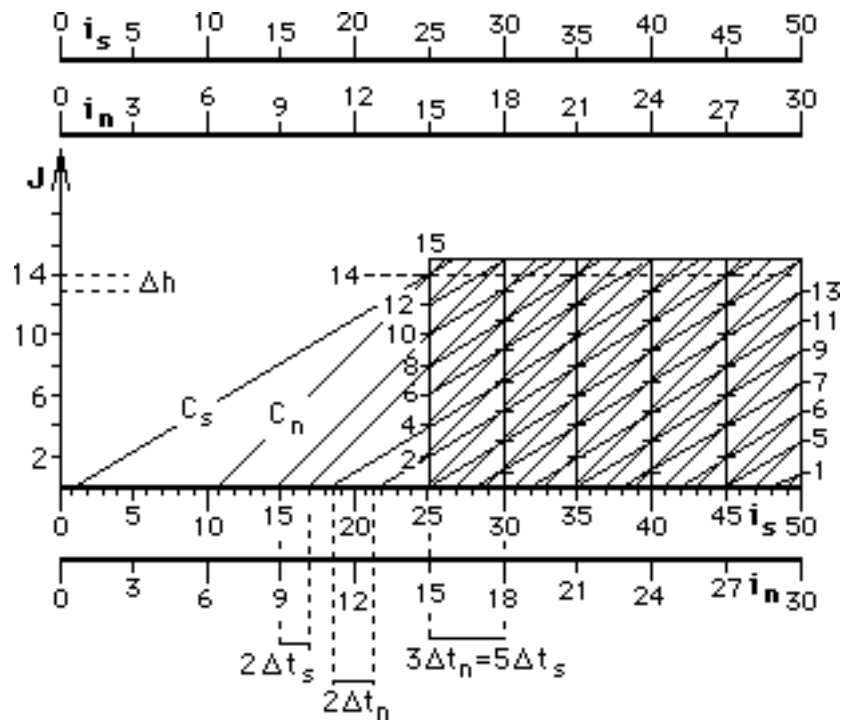


fig.3 - Doppio reticolo delle linee caratteristiche

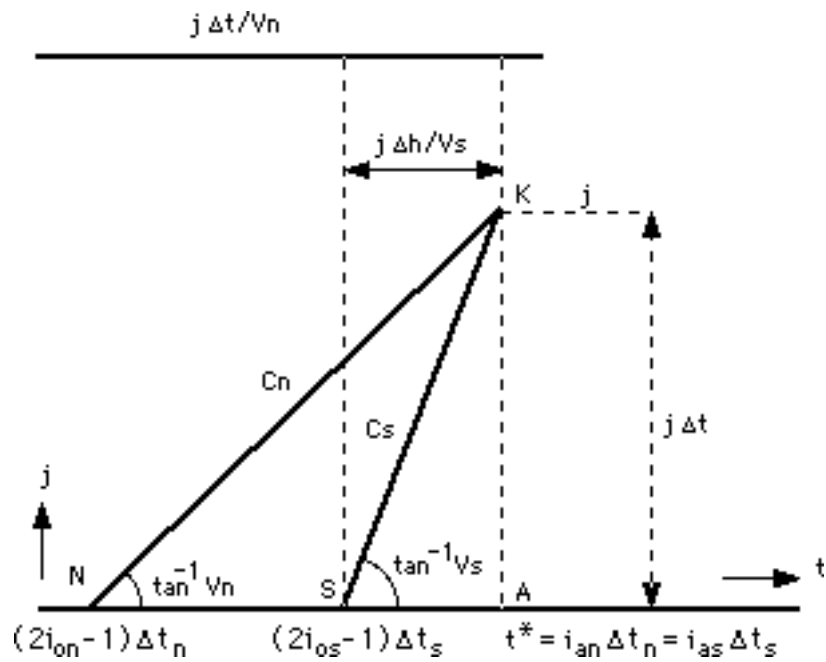


fig.4 - Schema di determinazione dei nodi di sincronismo

### 3. Le modifiche apportate

#### 3.2 Risposta della struttura alle sollecitazioni di tipo monoperiodale.

Detto Q un parametro di trasferimento definito come:

$$Q = \frac{|M|}{a_{\max}}$$

dove:

M            massimo momento che si stabilizza all'interno del rilevato (essendo l'onda sismica prima crescente e poi smorzantesi, M crescerà in un primo momento fino al raggiungimento di un massimo, che è quello che verrà preso in considerazione, e poi lentamente diminuirà);

$a_{\max}$         massimo valore che assumerà l'accelerazione

Q esprime dunque il comportamento della struttura e della scossa elementare simulata.

Suddividendo il range possibile delle vibrazioni da sisma, quali si sono verificati negli anni precedenti nel sito in questione, in una serie di intervalli e considerando per ognuno di essi un valore di  $T_0$  da immettere nella (1), si otterranno altrettante scosse elementari e quindi tante distribuzioni delle accelerazioni all'interno del rilevato e tanti parametri di trasferimento Q.

Il massimo valore di Q risulterà in corrispondenza del periodo di risonanza della struttura analizzata.

L'indice di stabilità minimo IS, che compete alla struttura, e valutato, per ciascuna scossa tramite la formula di Bishop modificata.

Ovviamente il calcolo va ripetuto per:

- svariati, possibili, cerchi di scorrimento.
- diversi coefficienti sismici CFS, da CFS=0 (zona non sismica e quindi la verifica fatta sarà solo di tipo statico) fino a CFS=0,125.

Per il caso delle onde multiperiodali, del tipo indicato dalla (3), si introduce una nuova serie di parametri di trasferimento P, dello stesso tipo dei precedenti ( $P = \frac{|M|}{a_{\max}}$ )

Tali onde<sup>2</sup> rappresentano spettri di Fourier che possono realmente verificarsi nella zona dove potrà sorgere la diga di progetto.

Sarebbe necessario compiere un'analisi di stabilità relativamente ad ogni scossa elementare componente lo spettro di Fourier completo e ripetere questa analisi per ogni possibile cerchio di scorrimento.

Un'analisi di stabilità così complessa<sup>3</sup> richiederebbe una mole di lavoro enorme.

L'ostacolo si aggira tramite l'utilizzo del parametro di trasferimento tra le due diverse serie di onde assumendo che Q e P siano governati dalla stessa legge probabilistica [.....]

Allora se Q e P sono rappresentative delle scosse sollecitanti e del relativo comportamento della struttura, allora quando P=Q l'indice di stabilità associato alla Q è anche l'indice di stabilità di P.

Quindi una volta trovato il campione dei sismi possibili ed individuati:

- i valori di trasferimento del tipo P;
- la relativa legge probabilistica di distribuzione

sarà possibile associare ad ogni valore di Q una certa probabilità di non superamento e quindi per ogni  $T_0$  si può determinare il relativo scarto ridotto  $\lambda$  :

---

<sup>2</sup> I valori della massima accelerazione raggiungibile dal sisma, le frequenze e quindi i periodi di vibrazioni delle scosse, la differenza di fase delle singole componenti e tutti gli altri fattori che intervengono nella (3), sono valutate mediante l'osservazione del sito e le registrazioni di sismi precedentemente verificatesi nella stessa zona.

Per ogni singola scossa queste grandezze assumono dei valori che variano casualmente nel range predefinito generando così un campione dei sismi che possono verificarsi.

<sup>3</sup> basti pensare che il campione dei sismi possibili considerato è composto da 50 scosse pluriperiodali e ciascuna di esse è formata dalla sovrapposizione di 10 scosse elementari

$$\lambda(q) = \frac{q - M(p)}{SQM(p)}$$

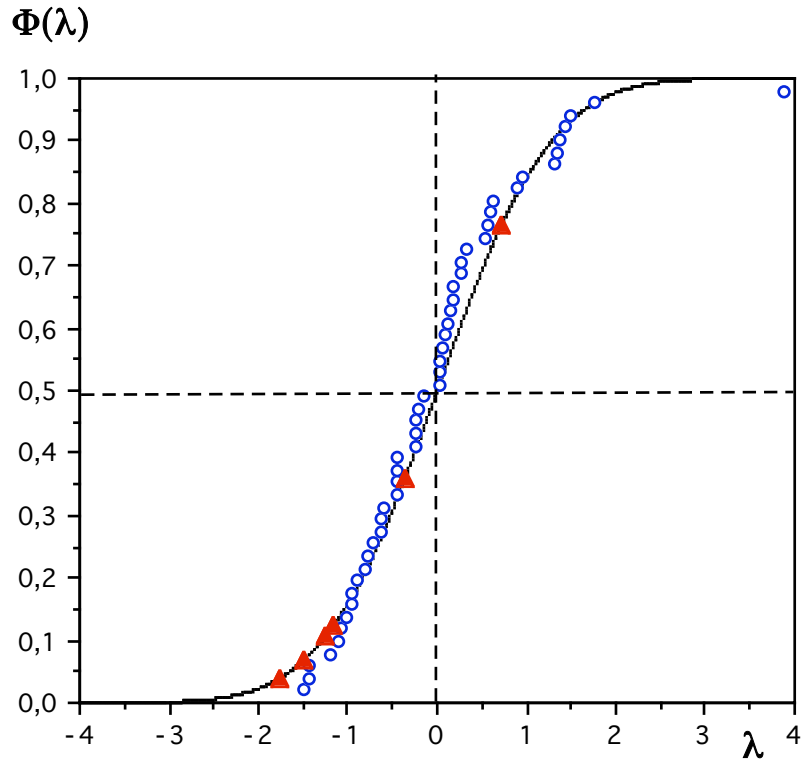


fig.5 - Distribuzione dei logaritmi dei parametri P (indicati dai tondini) e Q (indicati dai triangoli) secondo la legge di Gumbel. F(l) rappresenta le frequenze cumulate e l la variabile

La fig.6 riproduce un grafico di sintesi di tutti i valori numerici che é possibile ottenere con il procedimento sopra descritto.

Essa puú fornire molte informazioni: tracciando la parallela all'asse delle ascisse alla ordinata ISO di riferimento (posta per esempio pari all'unitá) si individuano alle intersezioni delle curve i CFS nei punti D ed E.

Per tali punti tracciando le parallele all'asse delle ordinate si trovano le intersezioni con la curva dei Q nei punti F e G e la curva dei F(l) nei punti A e B.

Tutti i sismi derivanti dai clusters con valori di P inferiori alle ordinate dei punti G ricadenti nella regione del grafico alla destra di tali punti, danno valori dell'indice di stabilità IS superiori ad IS0.

La regione dei valori di P fra F e G è quella dei sismi che danno valori di IS inferiori a IS0.

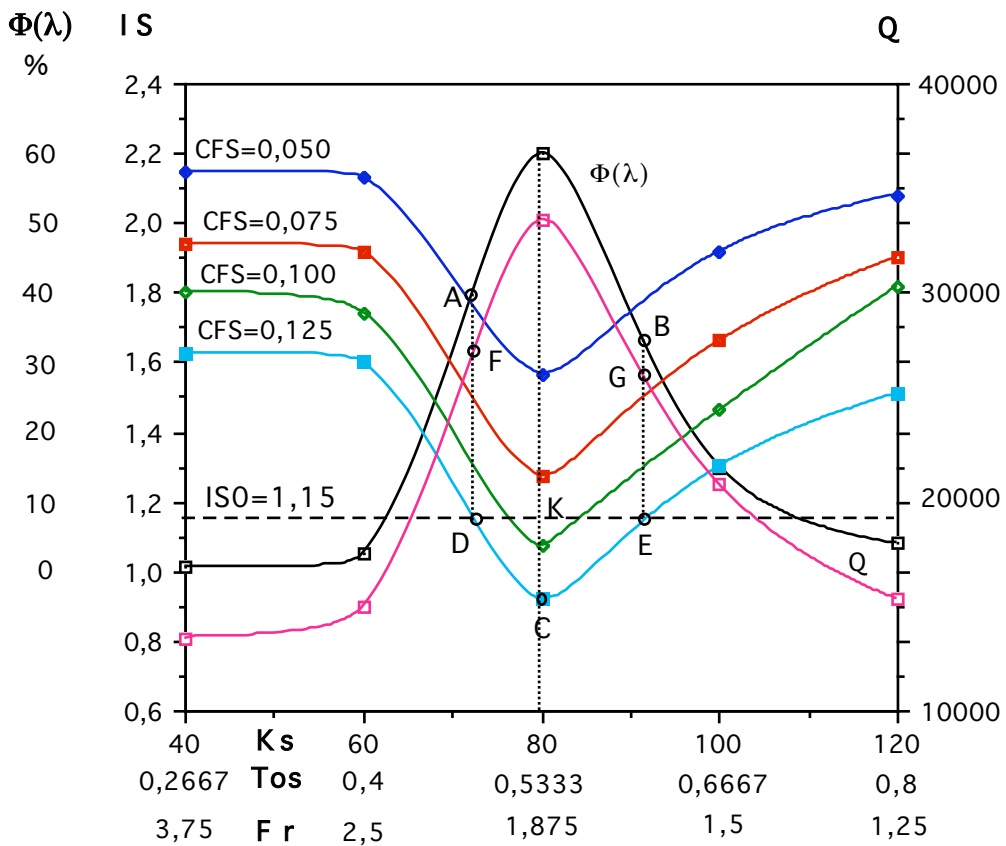


fig.6 - Grafico riassuntivo del comportamento della struttura ipotizzando diversi CFS del territorio su cui sorgerà la diga e zone limitrofe

Le ordinate dei punti A e B sulla curva dei F(I) indicano le probabilità cumulate dei valori di P pari alle ordinate di F e G, per cui la differenza fra le ordinate di A e B rappresenta il rischio dei sismi il cui valore di IS è inferiore a IS0.

Il punto K di figura, intersezione della parallela all'asse delle ascisse di ordinata IS0 con la parallela all'asse delle ordinate tracciata per il massimo delle

curve Q e F(I), il cui valore rappresenta la condizione di valore di IS pari a IS0, può essere determinata per interpolazione fra i valori di CFS relativi ai valori delle curve di IS superiore ed inferiore a K.

Quando sono noti i tempi di ritorno di un sisma (funzione inversa della frequenza annuale con cui si verificano eventi di stabilita intensità) potrà trarsi dal grafico sopra indicato una sintesi generale significativa dei rischi.

Si tracciano a tal fine le curve degli indici di stabilità per la serie dei valori del coefficiente sismico CFS dei quali è noto il tempo di ritorno.

Per uno o più valori dell'indice minimo prescelto IS0 vengono determinati i rischi, rappresentati dalla differenza fra le ordinate di A e di B, del verificarsi di valori di IS inferiori a IS0; essi vengono poi divisi per i tempi di ritorno associati ai CFS. L'insieme di tali risultati costituisce una buona rappresentazione del rischio sismico della struttura.

Un risultato più rapido e di maggiore affidamento si ottiene se si considera l'unico valore IS0=1 relativamente al quale è da fare riferimento ai punti C minimi le cui ordinate sono in genere numericamente note e non soggette quindi alle incertezze del tracciamento della curva  $\Phi(\lambda)$ .

Una curva con ordinate pari ai valori dell'indice di stabilità minimo che si raggiunge con i diversi valori del CFS (punti C del diagramma) e con ascisse le probabilità (inversi dei tempi di ritorno) dei valori del CFS, preferibilmente questi in scala logaritmica, curva poi estrapolata fino al valore CFS=1, indica con la relativa ascissa la probabilità (virtuale) in termini temporali del verificarsi di tensioni nella struttura superiori al limite elastico e quindi al passaggio della vibrazione alla fase plastica alla Coulomb.

Stabiliti i tempi di ritorno previsti per il sito di terremoti con vari valori dei coefficienti sismico si può tracciare la fig.7, e stabilire così qual è il tempo di ritorno associato ad un determinato indice di stabilità.

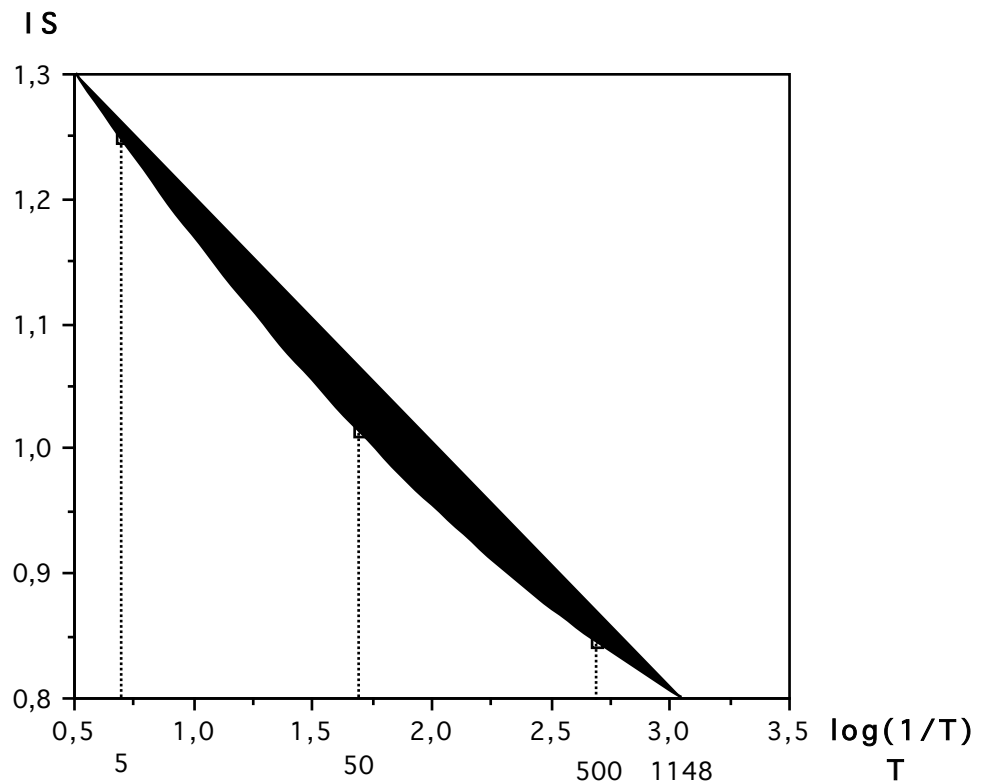
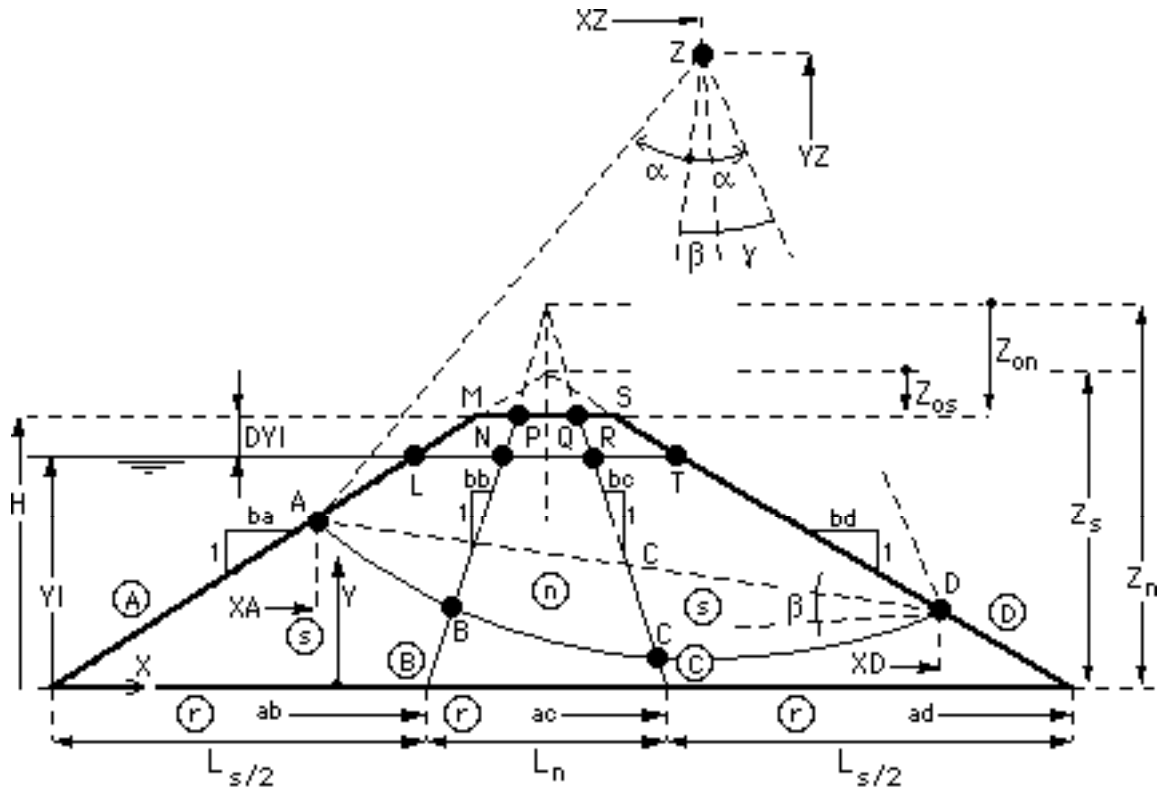


fig.7 - Indici di stabilità della struttura legati al tempo di ritorno dei sismi nella zona interessata dall'opera

#### 4. Applicazioni di \_VE.SI.DI.TE.

I programmi di calcolo creati (VE.SI.DI.TE.) sono stati sviluppati in linguaggio TurboPascal su computer 386 IBM-Compatibile.

Il programma sopra illustrato è stato saggiato in un primo momento per la diga ipotetica di fig 8 con una struttura simmetrica, sia per quanto riguarda il nucleo che per ciò che concerne i due semicorpi.



	s = Semicorpi			
	n = Nucleo			
	r = Fondazioni			
Pesi secchi unitari (t/m <sup>3</sup> )	$P_s$	$P_n$	$P_r$	Ⓐ $X = ba Y$
Angoli d'attrito (° sess)	$\phi_s$	$\phi_n$		Ⓑ $X = ab + bb Y$
Coesioni unitarie (t/m <sup>2</sup> )	$C_s$	$C_n$		Ⓒ $X = ac - bc Y$
Velocità onde S (m/s)	$V_s$	$V_n$	$V_r$	Ⓓ $X = ad - bd Y$

Fig.8 - diga ipotetica di prima verifica

La tabella che segue riporta i dati salienti assunti per la diga di fig. 8

Altezza totale	H	100	[m]
Altezza idrostatica	YI	94	[m]

semicorpo di monte			nucleo			semicorpo di valle		
Ls1	233,5	[m]	Ln	48	[m]	Ls2	233,5	[m]
ba	2,5	[-]	bb	0,2	[-]	bd	2,5	[-]
Ps	2,5	[t/m <sup>3</sup> ]	Pn	1,8	[t/m <sup>3</sup> ]	Ps	2,5	[t/m <sup>3</sup> ]
Vs	500	[m/s]	Vn	300	[m/s]	Vs	500	[m/s]
Cs	0	[t/m <sup>2</sup> ]	Cn	5	[t/m <sup>2</sup> ]	Cs	0	[t/m <sup>2</sup> ]
ø <sub>s</sub>	40°	[-]	ø <sub>n</sub>	18°		ø <sub>s</sub>	40°	0

fondazione	
Pr	2,00 [t/m <sup>3</sup> ]
Vr	2000 [m/s]

Le risultatanze di tale analisi sono sintetizzati nei grafici fin qui riportati (figg.5-6-7).

Lo stesso tipo di analisi è stato ripetuto, ma con programmi di calcolo leggermente modificati, per una diga reale oggi in fase di costruzione.

Si tratta della diga in materiali sciolti, a scopo irriguo, in fase di costruzione per lo sbarramento del torrente denominato Rio Canale, in comune di Campofilone (AP), che scorre da Montefiore dell'Aso al Mare Adriatico.

Per semplicità può essere schematizzata infatti in una sezione trapezia dell'altezza totale di circa 30 m, costituita da due semicorpi, quello di monte e quello di valle, non simmetrici; da un nucleo centrale a forma simmetrica e da due filtri che separano le due zone.

I due semicorpi hanno un peso secco  $P_s=2.25$  t/mc, una velocità di propagazione delle onde sismiche stimata in  $V_s=1300$  m/s, un angolo d'attrito interno  $f_s=45^\circ$  e una coesione di  $C_s=0$  t/mq; la larghezza alla base del semicorpo di monte è  $L_{s1}=69.5$  m e l'inclinazione del paramento è  $ba=2.5$  (base su altezza); il semicorpo di valle è costruito con lo stesso materiale di quello di monte, ed ha perciò le stesse caratteristiche fisico-meccaniche, ma presenta una geometria un po' diversa avendo una lunghezza alla base  $L_{s2}=54.5$  m e un'inclinazione del paramento  $bd=2$ . I filtri, che sono costituiti dallo stesso materiale dei semicorpi previo lavaggio, sono stati considerati come facenti parte dei due semicorpi stessi.

I materiali scelti per il nucleo hanno un peso secco  $P_n=1.90$  t/mc, una velocità delle onde sismiche  $V_n=900$  m/s e una coesione  $C_n=2$ t/mq, la sua struttura è simmetrica con una larghezza di base totale  $L_n=18$  m e un'altezza uguale all'altezza stessa della diga; l'inclinazione delle sue pareti sono  $bb=bc=0.25$ .

Il valore della celerità di propagazione delle onde sismiche nel terreno di fondazione è stata stimata in  $V_f=1800$  m/s, il peso secco  $P_f=2.00$  t/mc e la quota di massimo invaso è stata posta pari a  $YI=26$  m (il franco risulta dunque di 4 m).

Per applicare la procedura VE.SI.DI.TE. a questa diga si è reso necessario modificare i valori che tengono conto dei rapporti tra le velocità delle onde sismiche nei semicorpi e nel nucleo. Di conseguenza sono stati assunti  $s=13$  e  $n=9$ . Questo cambiamento ha reso necessario un nuovo calcolo per determinare la stesura delle varie tabelle dei periodi per valutare il diverso modo di

determinazione dei punti di sincronismo ed è stato diminuito il numero di divisioni orizzontali facendo diventare  $m=26$ .

Anche in questo caso, come in quello della diga ipotetica, la distribuzione dei logaritmi naturali dei parametri P avviene seguendo la legge probabilistica di Gauss. Una volta determinati i valori di media e di scarto quadratico medio vengono normalizzati i valori dei parametri Q ed è possibile determinare la curva  $\Phi(\lambda)$

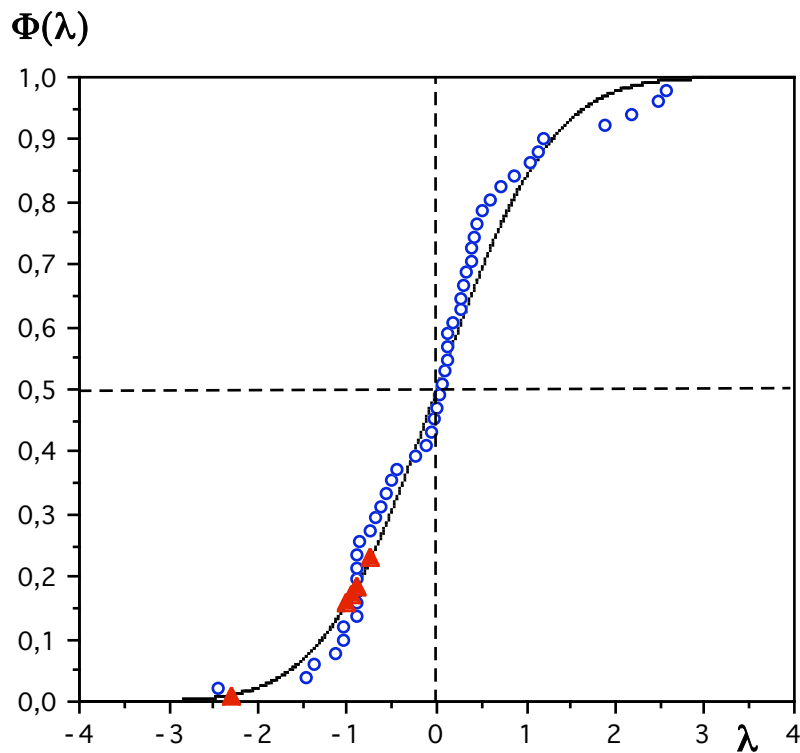


fig.9 - Distribuzione dei log P e log Q secondo la legge di Gauss

Come era facile aspettarsi, data la modesta altezza della diga dell'Aso, essa poco risente delle sollecitazioni sismiche. In particolare gli andamenti degli indici di stabilità, anche per  $CFS=0.125$  che è la condizione più gravosa, sono molto al di sopra dell'unità, che rappresenta la condizione di sicurezza.

Essi si attestano attorno al valore  $IS=2$  per cui è a questo superfluo tracciare come è stato fatto nella fig.6 un  $IS_0$  di riferimento e conseguentemente il grafico (simile alla fig.7) dei tempi di ritorno.

Quello che si può certamente dire è che questa diga presenta un'ottima resistenza alle sollecitazioni sismiche, soprattutto se si ricorda che la zona d'imposta della diga stessa è scarsamente interessata da fenomeni tellurici.

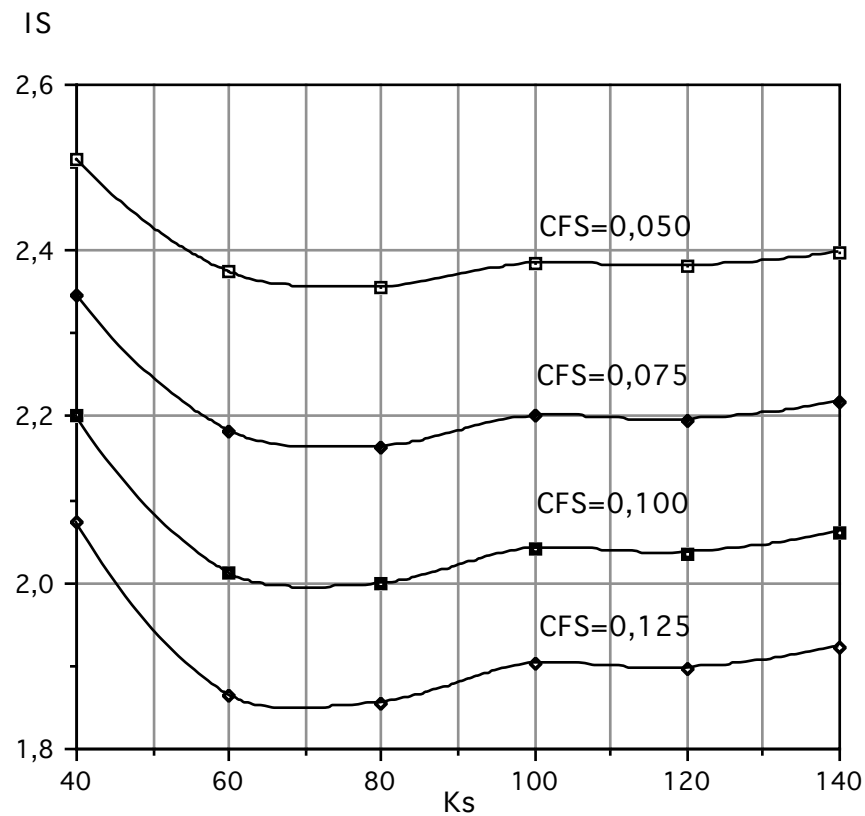


fig.10 - Andamento degli indici di stabilità in funzione di diversi coefficienti di sicurezza e di periodi di vibrazione del suolo, relativamente alla diga dell'Aso.

## 5 Conclusioni.

Il metodo delle linee caratteristiche sopra esposto approssima sicuramente meglio il comportamento reale di una struttura in terra come sopra ipotizzato, se

rapportato alle analisi di stabilità svolte con il metodo pseudostatico che invece è sovente utilizzato; è infatti sicuramente un'approssimazione piuttosto grossolana poter pensare di sintetizzare l'evento sismico con una forza statica applicata ad una certa altezza della struttura stessa.

Inoltre ciò che si ottiene con il metodo delle linee caratteristiche non è semplicemente un numero maggiore o minore dell'indice di stabilità fornito dalla normativa, che fa accettare oppure rigettare la struttura ipotizzata dal progettista. Tramite i grafici sopra illustrati infatti gli stessi indici di stabilità possono essere analizzati in modo critico, legando ognuno al tempo di ritorno dei sismi nella zona interessata dall'opera. In questo modo si può scegliere di avere una struttura con indice di stabilità basso ma con alto tempo di ritorno, o viceversa può nascere l'esigenza di avere un indice di stabilità piuttosto alto perché associato ad un tempo di ritorno modesto rispetto all'opera che si intende realizzare.

Si deve infatti tenere presente che, per strutture di una certa importanza, il rischio di sovradimensionare il rilevato si traduce in una perdita economica anche di notevole rilevanza, sicuramente mai trascurabile.

Se si passa poi al raffronto del metodo sopra esposto con quello degli elementi finiti, bisogna allora riconoscere che è quest'ultimo ad essere più completo, ma sicuramente anche più difficoltoso da gestire e con tempi di elaborazione più lunghi e quindi con conseguenti costi più alti. Inoltre il metodo degli elementi finiti dà buoni risultati se si conoscono con esattezza tutte le caratteristiche dei materiali che costituiscono la struttura e tutte le condizioni di vincolo del rilevato stesso, elementi non sempre a disposizione o facili da definire.

Il metodo delle linee caratteristiche si propone quindi come eccellente sostituto del metodo pseudo-statico permettendo così, anche agli studi tecnici più modesti, di svolgere delle analisi più dettagliate e precise di quanto fatto fino ad ora, con calcolatori di modesta capacità e modesto dispendio di tempo (il programma è stato provato anche su un comune PC portatile); potrebbe inoltre essere reso ancora più preciso se, nel caso di strutture zonate, si sostituisse la parte di verifica tramite i cerchi di scorrimento con la generazione di superfici casuali di scivolamento.

Nelle situazioni più delicate, per opere di notevole importanza, il metodo sopra esposto può servire come primo approccio per il calcolo di stabilità seguito

successivamente da un'indagine più dettagliata facendo ricorso al metodo degli elementi finiti.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] AMBRASEYS N. N. e SARMA S. K. - The Response of Earth Dams to strong Earthquakes. Géotechnique n° 17, 1967
- [2] ANIDEL - Dams for hydroelectric power in Italy. Roma, 1961
- [3] ARREDI F. - Alcune note sul problema della sicurezza delle dighe di materiali sciolti a fronte delle azioni sismiche. "Giornale del Genio Civile" Fasc. n° 7, 8, 9, 1985
- [4] ARREDI F. - Costruzioni idrauliche. Volume n° 4, UTET Torino, 1977.
- [5] ARREDI F. - I programmi per la verifica di stabilità alle azioni sismiche delle dighe in materiali sciolti. Comitato Nazionale delle Grandi Dighe, Roma, 1990.
- [6] CARBELLI E. e SUPERO S. - Caratterizzazione dinamica dei terreni di fondazione mediante misure in sito della velocità di propagazione di onde di volume. Atti del XV Convegno dell'Associazione Geotecnica Italiana, Spoleto, Maggio 1983.
- [7] EARTHQUAKE ANALYSIS PROCEDURE FOR DAM. STAT OF ART. Bulletin n° 56, Commission International des Grandes Barrages, Parigi, 1986.
- [8] ENEL - Le dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani. Volumi n° 1, 2, 3, 4, 5, 1984.
- [9] LE CRISI IDRICHE IN ITALIA. NECESSITA' DI NUOVI SERBATOI. Atti del Convegno del Comitato Italiano delle Grandi Dighe e dell'Associazione Idrotecnica Italiana, Roma, Novembre 1991.
- [10] JAPPELLI R., PAPARO FILOMARINO M., PELLEGRINO A., RICCIARDI F., e SILVESTRI T. - Materiali impiegati per la costruzione di dighe in terra e in pietrame in Italia. Quaderno n° 2, Comitato Nazionale delle Grandi Dighe, Sottocomitato dei Materiali, Roma, Novembre 1981.