



## Pendii e fronti di scavo in zona sismica

PEFS software di analisi statica secondo le O.P.C.M. n. 3274/2003 e n. 3431/2005

Franco Iacobelli

Il software PEFS con la sua guida costituisce uno strumento operativo indispensabile per la verifica di stabilità dei pendii naturali e dei fronti di scavo in zone a rischio sismico. Le O.P.C.M. n. 3274/2003 e n. 3431/2005 hanno indicato nuove procedure di verifica sismica, tanto che le precedenti sono da considerare superate. Il testo parte da conoscenze di base sulle proprietà delle

terre e sulla meccanica dei terreni, per arrivare all'uso del programma applicativo PEFS. La procedura di calcolo PEFS opera in ambiente Windows e con l'uso di parametri tabellati e di help in linea, consente di eseguire in modo semplice ed agevole l'analisi sismica pseudo-statica di pendii comunque caricati e con eventuale presenza di manufatti. Gli algoritmi di calcolo sono quelli tradizionali (Fellenius, Bishop), e quelli più recenti (Janbu, Espinoza unificato), tutti aggiornati in conformità delle attuali disposizioni sismiche. Il programma utilizza un efficace puntatore grafico per la definizione di qualunque profilo di pendio, superficie di scorrimento e falda d'acqua. Per singolo concio l'utente può inoltre introdurre qualsiasi valore delle caratteristiche meccaniche e fisiche del materiale. I dati di input e quelli di calcolo vengono controllati tutti graficamente prima della loro archiviazione e stampa. Il software è dotato di particolare flessibilità che consente la ricerca dei dati sismici di tutti i Comuni italiani, nonché di variare taluni parametri di legge, in previsione di futuri possibili aggiornamenti della normativa. Il libro è arricchito con test ed esempi applicativi relativi all'analisi di stabilità di rilevati stradali, manufatti su pendii, difese idrauliche, ecc.

# INDICE GENERALE

Introduzione .....	7
--------------------	---

---

## CAPITOLO 1

PENDII E FRONTI DI SCAVO IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE .....	9
------------------------------------------------------------------	---

1.1 Le norme sismiche .....	9
1.1.1 Esempio di calcolo .....	13

---

## CAPITOLO 2

LE TERRE E LE ROCCE .....	15
2.1 Classificazione delle terre .....	15
2.2 Prove di laboratorio sulle terre .....	17
2.3 Classificazione delle rocce .....	20

---

## CAPITOLO 3

LE FRANE .....	21
3.1 Classifica delle frane .....	21
3.2 Bonifiche e consolidamenti dei dissesti .....	25



---

## CAPITOLO 4

STABILITÀ ED EQUILIBRIO LIMITE .....	29
4.1 Equilibrio dei pendii illimitati omogenei.....	30
4.1.1 Terreni incoerenti .....	32
4.1.2 Terreni coesivi .....	34
2. Esempio di calcolo .....	34
4.1 Equilibrio dei pendii limitati .....	36

---

## CAPITOLO 5

TEORIA DELLA PROCEDURA PEFS .....	41
5.1 Applicazioni della procedura PEFS .....	42
5.2 Normative di riferimento.....	42
5.3 Unità di misura.....	43
5.4 Simbologia .....	43
5.5 Sistemi di riferimento.....	44
5.6 Metodi ed ipotesi di calcolo della procedura PEFS .....	46
5.6.1 Metodo Fellenius .....	46
5.6.2 Metodo Bishop (1955) .....	50
5.6.3 Metodo Janbu (1973) .....	51
5.6.4 Metodo Espinoza unificato (1994) .....	52

---

## CAPITOLO 6

MANUALE OPERATIVO DELLA PROCEDURA PEFS .....	55
6.1 Installazione.....	57

6.1.1	<i>I requisiti del sistema</i>	57
6.1.2	<i>L'installazione del programma</i>	57
6.1.3	<i>La protezione del programma</i>	57
6.2	Diagramma di flusso della procedura PEFS	58
6.3	Dati generali	60
6.4	Dati principali	61
6.5	Dati particolari per superficie di scorrimento nota, qualsiasi	64
6.6	Dati particolari per superficie di scorrimento sub-circolare	65
6.7	Calcolo e risultati per superficie di scorrimento qualsiasi	68
6.8	Calcolo e risultati per superficie di scorrimento sub-circolare	76
6.9	Stampa dell'analisi	77

---

## CAPITOLO 7

TEST ED ESEMPI APPLICATIVI	79
TEST1 – Verifica di stabilità di rilevato stradale	79
TEST1B – Dimensionamento della palificata	86
TEST2 – Verifica di stabilità di edificio	87
TEST3 – Verifica di stabilità globale di scavo con muro di sostegno	93
TEST4 – Verifica di stabilità di sponda con svuotamento dell'invaso	97



---

## APPENDICE

D.M.LL.PP. 11 MARZO 1988

(vedi anche TU norme tecniche per le costruzioni)

stabilità dei pendii naturali e dei fronti di scavo .....	107
A.1 Oggetto delle norme .....	107
A.2 Pendii naturali .....	107
A.2.1. <i>Accertamenti di carattere generale</i> .....	107
A.2.2. <i>Indagini specifiche</i> .....	108
A.2.3. <i>Calcoli di stabilità</i> .....	108
A.2.4. <i>Interventi</i> .....	109
A.3 Fronti di scavo.....	109
A.3.1. <i>Indagini specifiche</i> .....	109
A.3.2. <i>Criteri di progetto e calcoli di stabilità</i> .....	109
Bibliografia .....	111

# INTRODUZIONE

*Un problema che interessa molto i professionisti che operano nel campo della geotecnica applicata e del consolidamento, è quello della stabilità dei pendii, siano essi naturali, che artificialmente prodotti da scavi di canali, dighe in terra, opere di sostegno, argini, costruzioni civili in generale.*

*Le frane sono un esempio evidente di quello che può essere il risultato di una situazione di instabilità di un pendio o di un fronte di scavo, causata sempre da diversi fattori e comunque dalla situazione di superamento della resistenza a rottura del terreno.*

*Nel problema della stabilità delle masse gioca un ruolo fondamentale, oltre che la litologia, la presenza di acqua, quella di eventuali sovraccarichi esterni e le possibili azioni dinamiche sismiche.*

*Le norme contenute nelle OPCM n. 3274/2003, n. 3431/2005, e nel TU delle norme tecniche per le costruzioni, danno una serie di indicazioni da seguire quando si costruisce su siti sismici con pendii a rischio di instabilità; in modo particolare il professionista "dovrà eseguire indagini adeguatamente estese al di fuori dell'area edificatoria per prendere atto di tutti i fattori necessari alla valutazione della stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche".*

*Le terre sono materiali molto eterogenei ed alle loro caratteristiche meccaniche, dedotte da prove sperimentali in sito o in laboratorio, si deve attribuire sempre una valenza indicativa, media e circoscritta. Il problema statico all'equilibrio limite presenta dunque sempre notevoli fattori d'incertezza; ovviamente tanto minori quanto più le indagini sono condotte seriamente e con giudizio critico.*

*Date le incertezze sui dati tecnici e sui modelli reologici di calcolo, occorre sempre far ricorso a procedure di controllo convenzionali, nelle quali non sono da considerare errori le dispersioni del 10-15% dei risultati. Nello studio della stabilità di un pendio perdono dunque importanza "troppi decimali dopo la*



*virgola” ed è privo di senso l’affinamento ossessivo dei metodi di calcolo; è sempre meglio considerare invece soluzioni ed algoritmi di calcolo semplici e prudentziali.*

*Questo lavoro parte da elementi di conoscenza dei materiali naturali e delle diverse teorie di calcolo, per arrivare alla proposta di un software applicativo (PEFS) di analisi pseudo-statica (conforme alla normativa), di semplice uso, di grande interattività, utile in molte applicazioni della pratica professionale. La flessibilità del programma consente inoltre di poter variare alcuni parametri, in previsione di futuri aggiornamenti della normativa.*

*Verranno altresì proposti esempi di verifica di stabilità in diverse condizioni idrologiche, litologiche e di carico di pendii e fronti di scavo.*

# PENDII E FRONTI DI SCAVO IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

## 1.1 Le norme sismiche

Per i pendii naturali o artificiali in zona sismica, le norme vigenti hanno introdotto nuove disposizioni che consentono l'uso di metodi di verifica semplificati di tipo pseudo-statici già noti (*Fellenius, Bishop, Morgenstern, Janbu, Espinoza*), valutando però in modo opportuno le azioni indotte dalle vibrazioni sismiche.

Si riportano di seguito le indicazioni della normativa.

*“La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica di progetto può essere verificata con metodi semplificati di tipo pseudo-statico, salvo nei casi in cui la superficie topografica ed il profilo stratigrafico presentino irregolarità molto marcate. Tali metodi non possono essere utilizzati nel caso di terreni capaci di sviluppare pressioni interstiziali elevate, o di subire perdite rilevanti di rigidezza sotto carico ciclico. Compatibilmente con questa esclusione, l'incremento di pressione interstiziale e la perdita di rigidezza dovranno essere tenuti in conto anche con i metodi pseudo-statici laddove l'azione sismica ( $S \cdot a_g$ ) è maggiore di 0,15g.*

*L'incremento di pressione interstiziale o la perdita di rigidezza devono essere valutati in generale mediante prove sperimentali di tipo ciclico riferite alle effettive condizioni iniziali. In assenza di tali prove, ed a titolo di verifica preliminare, tale incremento può essere stimato mediante correlazioni empiriche.*

*Il metodo pseudo-statico consiste nel verificare la stabilità di una massa di terreno delimitata dalla superficie libera e dalla più sfavorevole delle superfici di potenziale scorrimento. Le forze agenti sono costituite oltre che dal peso pro-*





prio del volume dei terreni interessati, dalle forze d'inerzia dovute all'azione sismica:

$$F_H = \pm 0,5 S_a g W / g$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H$$

essendo  $F_H$  ed  $F_V$  rispettivamente la risultante verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, e  $W$  il peso della massa stessa.

*Per strutture importanti erette sopra o in vicinanza di pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivelli superiori a circa 30 metri, dovrà essere incrementata l'azione sismica di progetto  $S_a g$  moltiplicandola per un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ .*

In assenza di studi specifici si raccomandano per  $S_T$  i valori seguenti:

- $S_T \geq 1,2$  per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati.
- $S_T \geq 1,4$  per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media maggiore di 30°.
- $S_T \geq 1,2$  per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media minore di 30°.

*Per i parametri di resistenza a taglio del terreno si possono in generale usare i valori applicabili in condizioni statiche non drenate.*

*Per i terreni coesivi il parametro appropriato è la coesione non drenata  $c_u$ , eventualmente modificata per tener conto dell'elevata velocità di applicazione del carico e degli effetti di degradazione ciclica sotto sollecitazione sismica, ove tale modificazione sia necessaria e suffragata da dati sperimentali adeguati.*



*Per i terreni non coesivi il parametro di resistenza appropriato è la resistenza taglio ciclica non drenata, che dovrebbe tener conto dell'eventuale incremento di pressione interstiziale.*

*Nei casi in cui i metodi pseudo-statici non sono applicabili la verifica di stabilità dovrà essere effettuata in campo dinamico, utilizzando un'eccitazione sismica compatibile con quanto definito al punto 3.2 delle "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", con un modello del terreno i cui legami costitutivi rappresentino in modo adeguato i fenomeni di aumento delle pressioni interstiziali ed il degrado delle caratteristiche di rigidità e di resistenza sotto azioni cicliche."*

*Ai successivi fini applicativi si riportano i valori del fattore suolo ( $S$ ), le definizioni tipologiche dei terreni ed i valori di accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ), in funzione della zona sismica.*

**Tab.1.1** - Fattore suolo per componenti sismiche orizzontali

CATEGORIA SUOLO	S
A	1,00
B, C, E	1,25
D	1,35

### Categorie suoli

- A) Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi con valori di velocità media di propagazione entro 30 metri di profondità delle onde di taglio  $V_{S30}$  superiori a 800 m/s, comprendendo eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo di 5 metri.
- B) Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessori di diverse decine di metri, che abbiano un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di  $V_{S30}$  tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT > 50, o coesione non drenata  $c_u > 2,50$  daN/cm<sup>2</sup>).

- C) Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, con valori  $V_{S30}$  tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT < 50$ , o coesione non drenata  $0,70 < cu < 2,50$  daN/cm<sup>2</sup>).
- D) Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati, oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, con valori  $V_{S30} < 180$  m/s ( $NSPT < 15$ , ovvero  $cu < 0,70$  daN/cm<sup>2</sup>).
- E) Profili di terreno costituito da strati superficiali alluvionali, con valori  $V_{S30}$  simili a quelli C o D e spessore tra 5 e 20 metri, giacenti su di un substrato più rigido con  $V_{S30} > 800$  m/s.

Terreni particolarmente pericolosi per i quali si richiede uno studio approfondito sono:

- S1) Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 metri di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità,  $PI > 40$ , ed elevato contenuto di acqua, con valori  $V_{S30} < 100$  m/s ( $0,10 < cu < 0,20$  daN/cm<sup>2</sup>)
- S2) Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

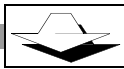
Se non è possibile valutare adeguatamente la categoria di un suolo di fondazione (escludendo però i profili S1 ed S2) si adotterà la categoria D, o in caso di incertezza tra due categorie, si assumerà quella più gravosa.

Nelle precedenti specifiche la velocità media delle onde di taglio,  $V_{S30}$  viene calcolata per gli N strati di terreno entro i 30 metri di profondità dalla fondazione:

$$V_{S30} = 30 / (\sum h_i / V_i)$$

**Tab.1.2** - Accelerazione orizzontale massima su suolo "A"

ZONA SISMICA	VALORE $a_g$
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g



### 1. ESEMPIO DI CALCOLO

Valutare le forze sismiche agenti sul terreno di un pendio costituito da deposito di argilla di media consistenza e di notevole potenza, in zona sismica di seconda categoria.

In tal caso si può assumere:

C categoria del suolo

$S = 1,25$  fattore suolo

$S_T = 1,00$  fattore topografico

Accelerazione sismica massima:  $a_g = 0,25g$

Con l'analisi pseudo-statica occorre considerare le forze sismiche orizzontali:

$$F_H = \pm W \cdot 0,5 S_T S \cdot a_g / g = \pm W \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 0,25 = \pm 0,156 \cdot W$$

(15,6% dei pesi)

Come si vedrà in seguito, la componente sismica verticale è in genere influente sull'equilibrio globale delle masse, comunque essa va a diminuire o aumentare il peso in misura:

$$F_V = \pm 0,5 F_H = \pm 0,5 \cdot 0,156 \cdot W = \pm 0,078 \cdot W \quad (7,8\% W)$$

