

Stabilità dei pendii naturali: Indagini, verifiche di stabilità, monitoraggio

Verifiche della sicurezza in presenza di sisma

Lucia Simeoni

Università degli Studi di Trento

DICAM - Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica

- 1. Riferimenti normativi**
- 2. Metodi pseudostatici**
- 3. Metodi pseudostatici: caso studio**
- 4. Metodi degli spostamenti**
- 5. Metodi degli spostamenti: caso studio**

Da 7.11.3.5 Stabilità dei pendii naturali

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma

- la resistenza del sistema sia superiore alle azioni

ovvero

- gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

Da 7.11.3.5.1: Azione sismica (§ 6.2.3)

3 componenti traslazionali indipendenti: X e Y (orizzontali), Z (verticale) descritte mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
 - accelerazione massima e relativo spettro di risposta (può essere lo stesso per le componenti orizzontali) attesi in superficie;
 - accelerogramma (artificiale, simulato o naturale).
-
- Mediante analisi di risposta sismica locale si può passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento.

 - In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Da 7.11.3.5.1: Azione sismica

Effetti topografici

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

Tali effetti sono trascurabili per frane con superfici di scorrimento profonde.

Instabilità sismica:

- **di tipo inerziale**

Il fenomeno di instabilità di tipo inerziale può essere assimilabile a quello di corpi rigidi soggetti a forze di inerzia costanti o variabili nel tempo, che scivolano lungo superfici inclinate ruvide di forma qualsiasi.

I metodi di analisi semplificati (pseudostatico o degli spostamenti) possono essere ragionevolmente utilizzati in questo caso.

- **per degradazione della resistenza**

Il carico ciclico indotto dal sisma può provocare una degradazione della resistenza dei terreni o delle rocce tenere, dovuta ad uno specifico comportamento meccanico del materiale o, alternativamente, ad un accumulo di sovrappressioni interstiziali, con conseguente diminuzione delle tensioni efficaci e, quindi, forte degradazione della resistenza e della rigidità del materiale. La liquefazione è il caso estremo.

Colamenti e scorrimenti deformativi per liquefazione parziale si collocano in questa categoria.

Instabilità sismica di tipo inerziale

Da 7.11.3.5.2: Metodi di analisi

- **Metodi pseudostatici** o statico equivalente
- **Metodi degli spostamenti** o dinamico semplificato
- Metodi di analisi dinamica

Nelle analisi, si deve tenere conto:

- dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni;
- dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

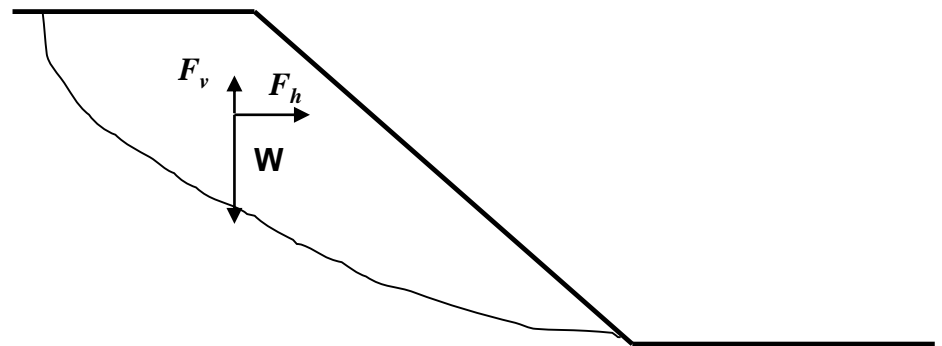
2. Metodi pseudostatici

Assunzioni:

- L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente F ;
- l'azione statica equivalente è costante nello spazio e nel tempo;
- è proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile;
- dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile;
- dipende dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza (terreni “stabili” e non “instabili”);
- il terreno risponde all'eccitazione sismica senza sviluppo di elevate sovrappressioni interstiziali.

$$F_h = k_h \cdot W \quad k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$F_v = k_v \cdot W \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$



$$F_h = k_h \cdot W \quad k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$F_v = k_v \cdot W \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al suolo;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al suolo;

g = accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,86$

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

β_s = coefficiente che tiene conto del fatto che in realtà l'azione sismica non è costante né nel tempo né nello spazio.

Dipende:

- dall'entità dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
- dal tipo di suolo.

Tab. 7.11.1 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di suolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) < 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) < 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Da 7.11.3.5.2: Metodi di analisi

La condizione di stato limite deve essere riferita alla superficie di scorrimento critica e valutata con:

	Pendio naturale
Resistenza al taglio disponibile	Caratteristica
F_s	$F_{sk} >$ di un valore accettabile dal progettista sulla base delle conoscenze e delle conseguenze

Ricordarsi di tener conto:

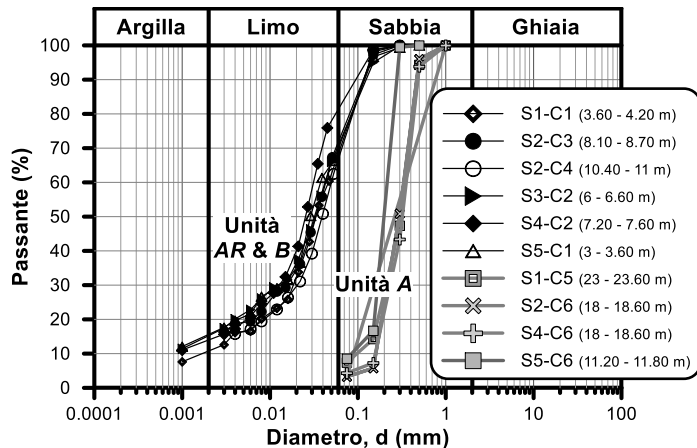
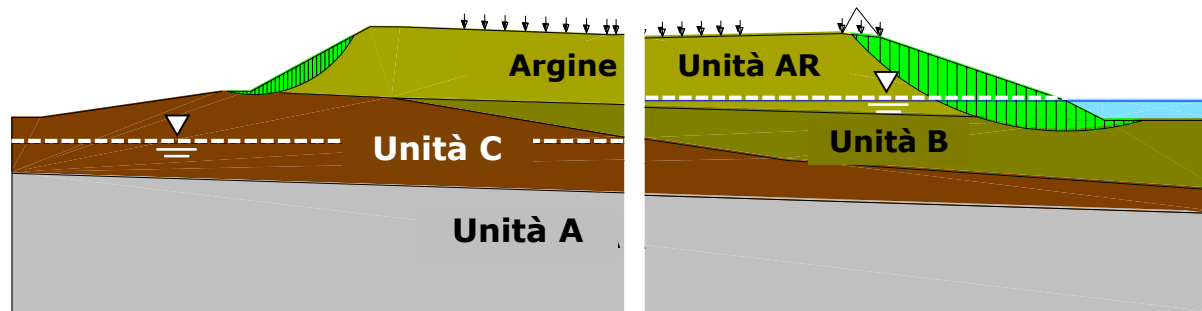
- resistenza al taglio in presenza di carichi ciclici (o almeno a grandi deformazioni);
- permeabilità del terreno: condizioni drenate o non drenate?

3. Metodi pseudostatici: caso studio (Tonni et al, 2015)

Argine di un canale diversivo in Provincia di Ferrara.

PRIMA: condizioni statiche • 1.494

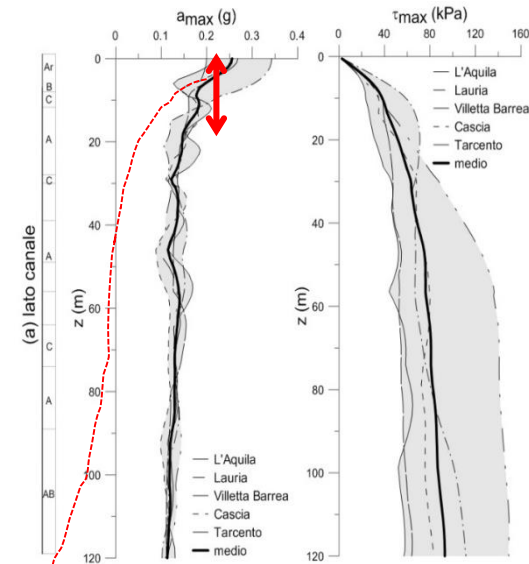
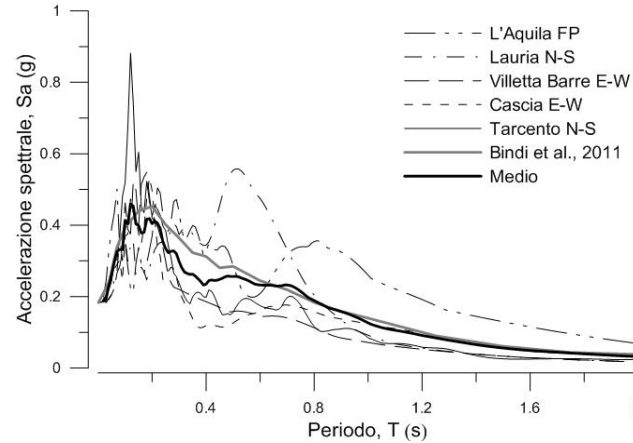
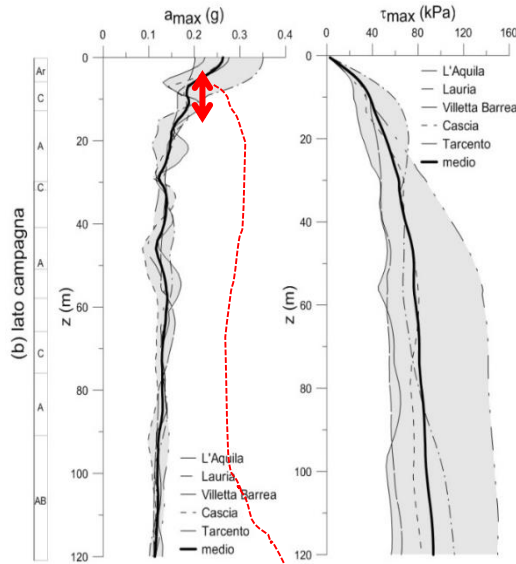
1.214



Unità	ϕ' [°]	c_u [kPa]
Ar Corpo arginale	32	-
B Limi, limi sabbiosi	30	-
C Argille	24	55
A Sabbie	37	-

Unità C = livello argilloso/limo-argilloso con sottili intercalazioni di torba e materiale organico

DURANTE: condizioni pseudo-statiche

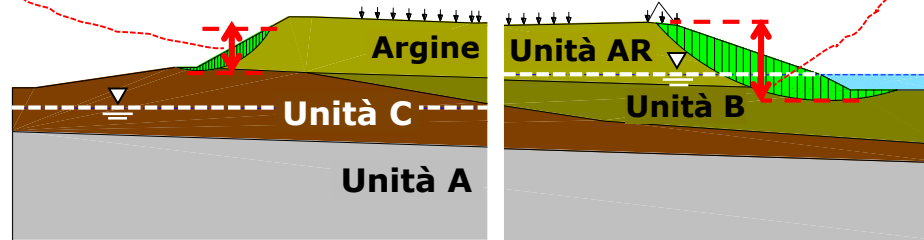


1.082

0.921

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{eq}}{g}$$

$\beta=0.5$
corrispondente a
spostamento
ammessibile di 2 cm



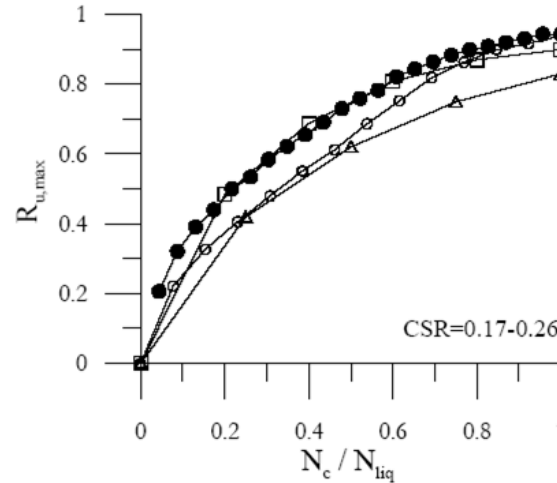
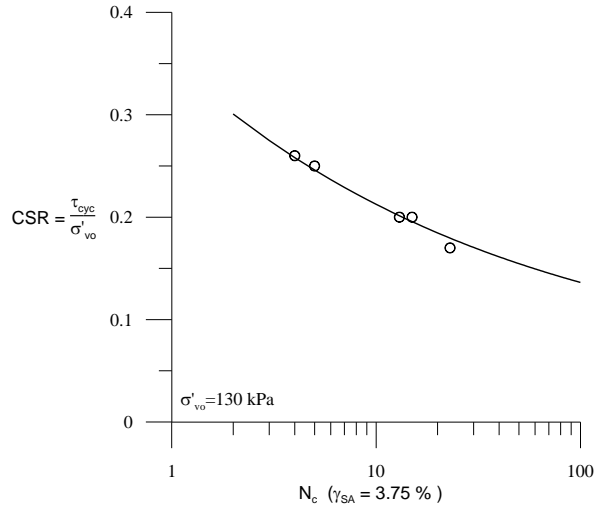
Analisi lato campagna	
k_h	0.12

Analisi lato canale	
k_h	0.11

Per iterazioni a_{eq}
calcolata come valore
medio lungo l'altezza
del corpo di frana

N.B. In prima analisi,
non si è tenuto conto
dell'insorgere di
sovrappressioni

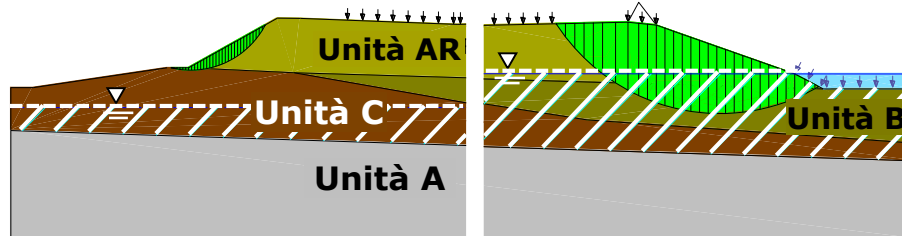
DOPO: condizioni statiche



Risultati di una prova di taglio semplice non drenata ciclica su un campione indisturbato dell'unità B: (a) curva di resistenza alla liquefazione ciclica; (b) Andamento del rapporto delle pressioni interstiziali cicliche $R_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$ con il numero di cicli normalizzato N_c / N_{liq} .

1.214

• 0.374



Riepilogo Fs

	CAMPAGNA	CANALE
PRIMA	1.214	1.494
DURANTE	0.921	1.082
DOPO	1.214*	0.374*

* Valori ottenuti nell'ipotesi di drenaggio totalmente impedito

4. Metodi degli spostamenti

La massa potenzialmente in frana viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile lungo una superficie di scorrimento piana. Il metodo determina l'entità dello spostamento permanente indotto dal sisma.

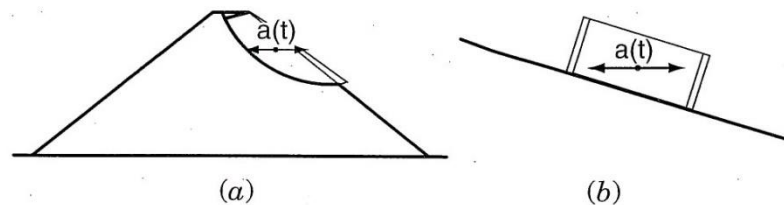


Figure 10.2 (a) Actual slope; (b) sliding block representation used to compute permanent soil displacements in a slope subjected to earthquake shaking.

[Duncan & Wright, 2005]

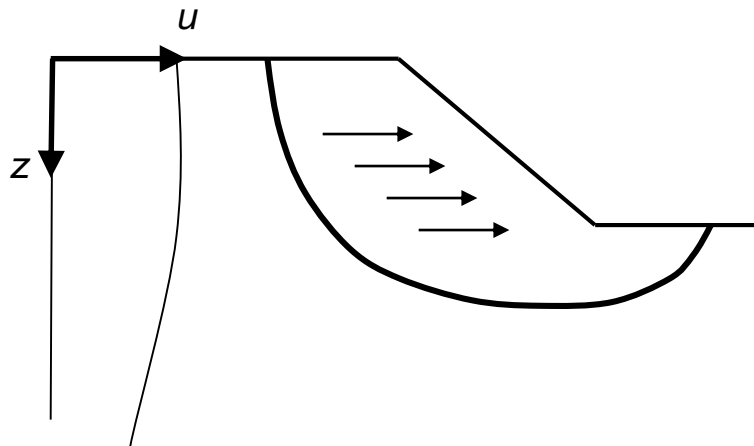
Assunzioni:

- l'azione sismica è costante nello spazio;
- il movimento inizia al superamento dell'accelerazione di soglia a_y ;
- la resistenza al taglio disponibile è costante;
- il movimento avviene soltanto in discesa.

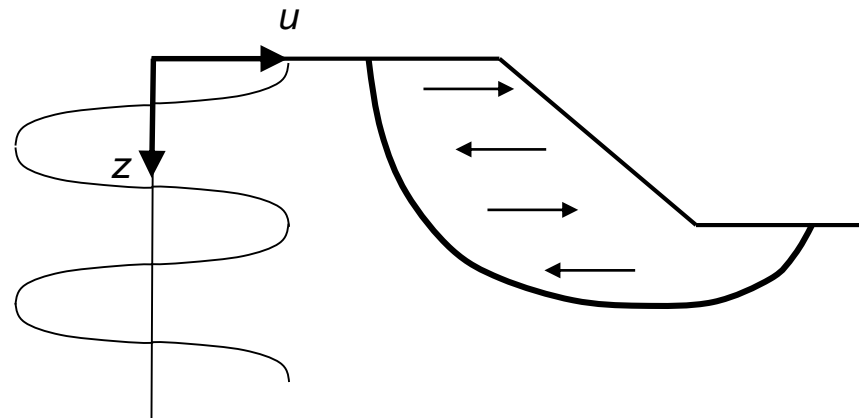
L'ipotesi di assimilare la massa potenzialmente instabile a un blocco rigido è *realistica* quando:

- le lunghezze d'onda prevalenti sono molto maggiori delle dimensioni caratteristiche del pendio;
- pendii costituiti da rocce o da terreni molto rigidi e/o soggetti a terremoti caratterizzati da basse frequenze.

In questi casi le accelerazioni all'interno della massa di terreno potenzialmente instabile sono approssimativamente in fase.



Ipotesi realistica



Ipotesi non realistica

Caso molto semplice per capire:

[Newmark, 1965]

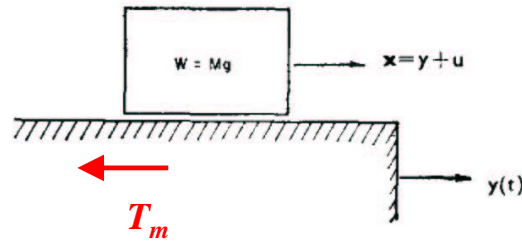


Fig. 16. Rigid block on a moving support

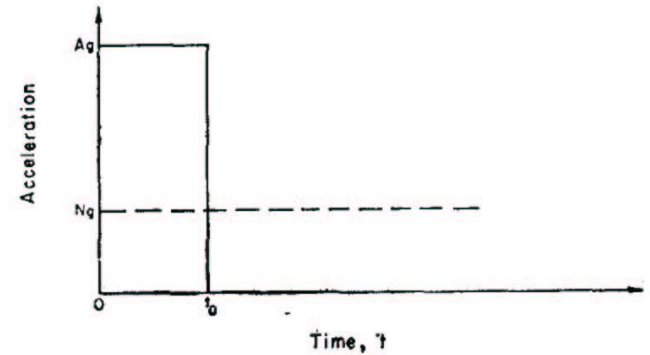


Fig. 17. Rectangular block acceleration pulse

[Newmark, 1965]

$y(t)$ = movimento della base

$x(t)$ = movimento del blocco

$u(t)$ = spostamento relativo permanente

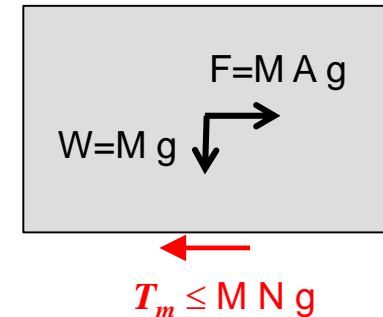
T_m = forza mobilitata all'interfaccia blocco-base;

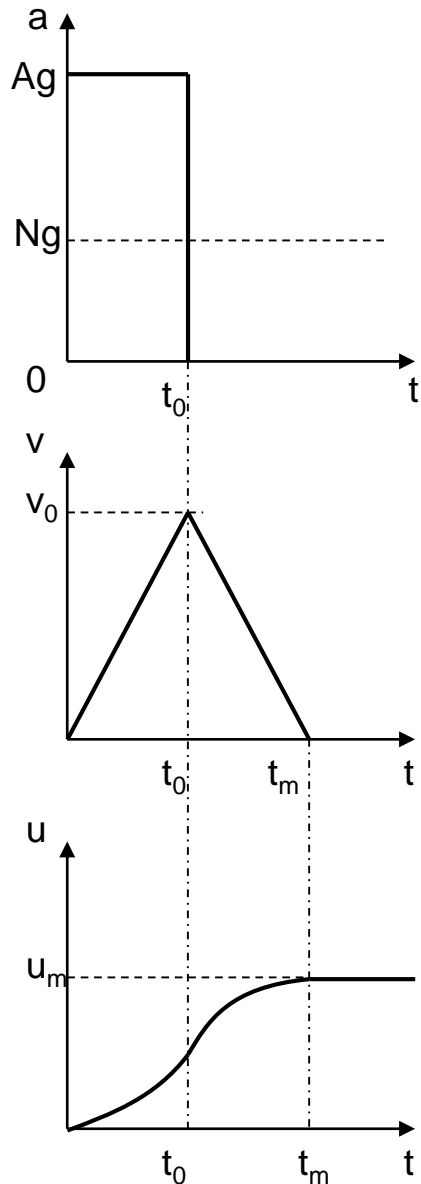
T_f = resistenza disponibile = $N \cdot W$

$T_m \leq T_f$ quando $u(t) = 0$

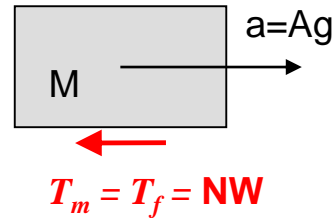
$T_m = T_f$ quando $u(t) > 0$

$u(t) > 0$ se l'accelerazione $a > N \cdot g = a_y$, ovvero $A > N$.



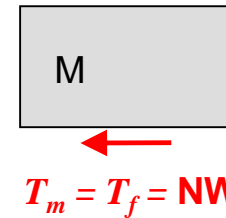


$$0 < t < t_0$$



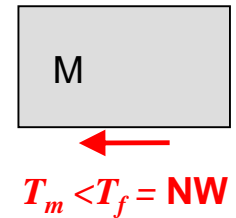
Moto uniformemente accelerato da $v=0$

$$t_0 \leq t \leq t_m$$



Moto uniformemente decelerato da $v=v_0$

$$t > t_m$$



Blocco fermo

$$v = \dot{u}$$

$$v_0 = v_{\max} = (A - N) \cdot g \cdot t_0$$

$$v = 0 \quad \text{per} \quad t = t_m = \frac{A}{N} t_0$$

$$u_m = u_{\max} = \frac{A^2}{2N} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \cdot g \cdot t_0^2$$

Esempio 1: Pendio indefinito

$$k_v = a \cdot k_h$$

$$u = 0$$

$$c'_k, \varphi'_k$$

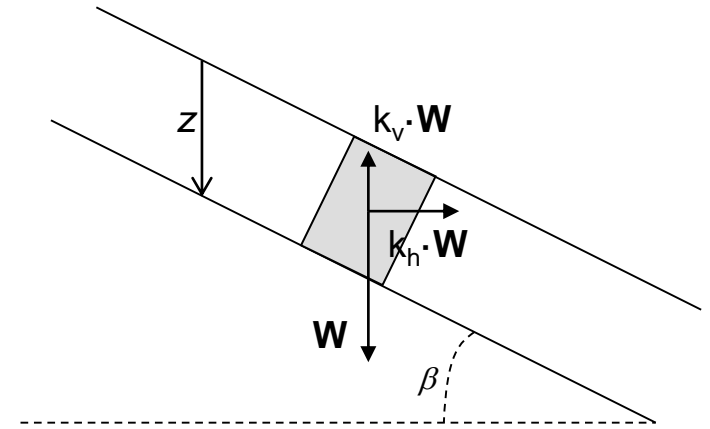
Cerchiamo il valore di $k_h = k_{hc}$ per cui $\tau_m = \tau_f$

$$k_{hc} = \frac{\frac{c'}{\gamma z \cos^2 \beta} + \tan \varphi' - \tan \beta}{1 + a(\tan \beta - \tan \varphi') + \tan \beta \tan \varphi'}$$

Il coefficiente sismico verticale può essere assunto nullo, perché poco influente sulla valutazione degli spostamenti

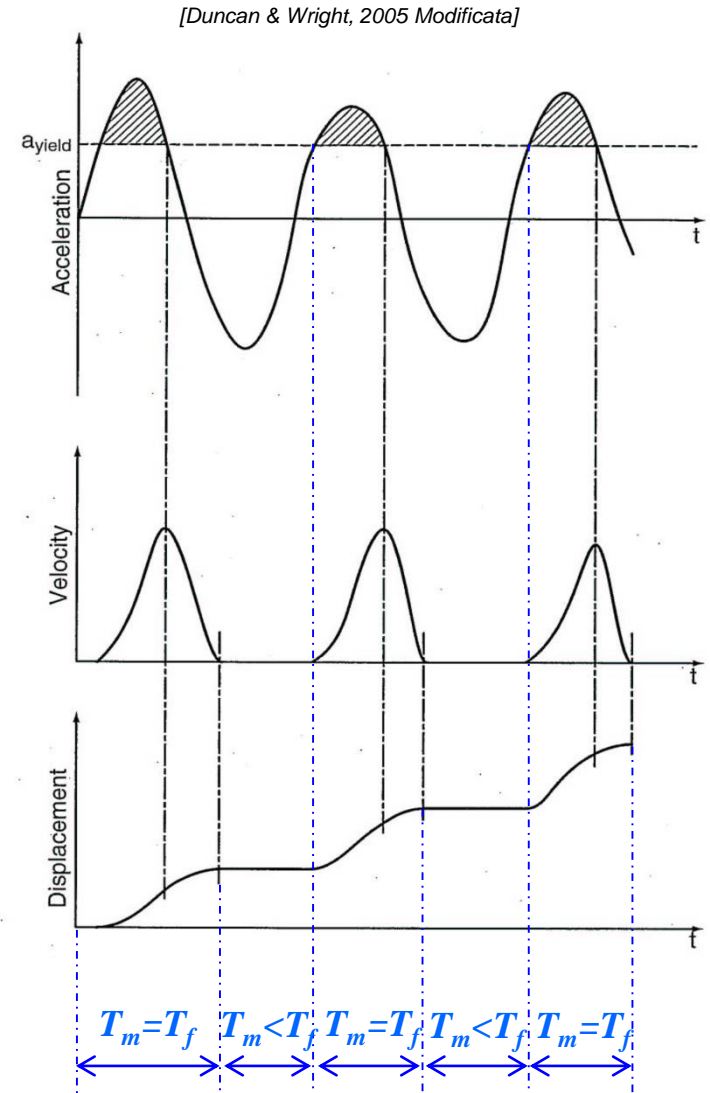
$$c' = c'_k \quad e \quad \tan \varphi' = \tan \varphi'_k \quad \text{per pendio naturale}$$

$$c' = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}} \quad e \quad \tan \varphi' = \frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \quad \text{per verifiche di stabilità globale}$$

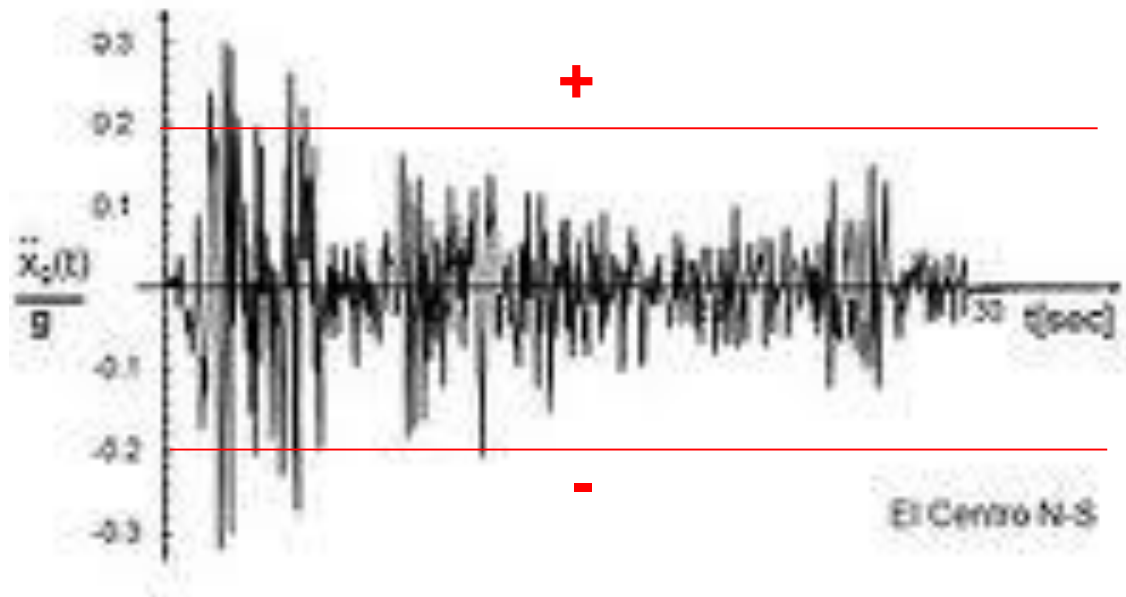


Esempio 1: Pendio con superficie qualsiasi

1. Si determina $a_y = k_c g$ per cui $F_s = 1$ (con Sarma; $k_c =$ coefficiente sismico critico);
2. Si integrano le porzioni di accelerogramma in cui $a > a_y$ (moto accelerato) e $a < a_y$ (moto decelerato) fino a $v = 0$;
3. Si calcola lo spostamento permanente;
4. Si confronta lo spostamento permanente ottenuto con il valore limite o di soglia.



Analisi per entrambe le polarità



$$d_{\text{perm}} = \max\{d^+, d^-\}$$

Es:

$$d^+ = 0.13 \text{ cm}$$

$$d^- = 0.16 \text{ cm}$$

$$d_{\text{perm}} = 0.16 \text{ cm}$$

Da 7.11.3.5.2:

Gli accelerogrammi impiegati nelle analisi, in numero non inferiore a 7, devono essere rappresentativi della sismicità del sito e la loro scelta deve essere adeguatamente giustificata.

Non è ammesso l'impiego di accelerogrammi artificiali.

Da 7.11.3.5.2:

I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

Va tenuto presente che l'analisi di Newmark fornisce come risultato l'ordine di grandezza dello spostamento e non la sua valutazione accurata.

Spostamenti ammissibili:

Blake et al. (2002) Linee Guida della California:

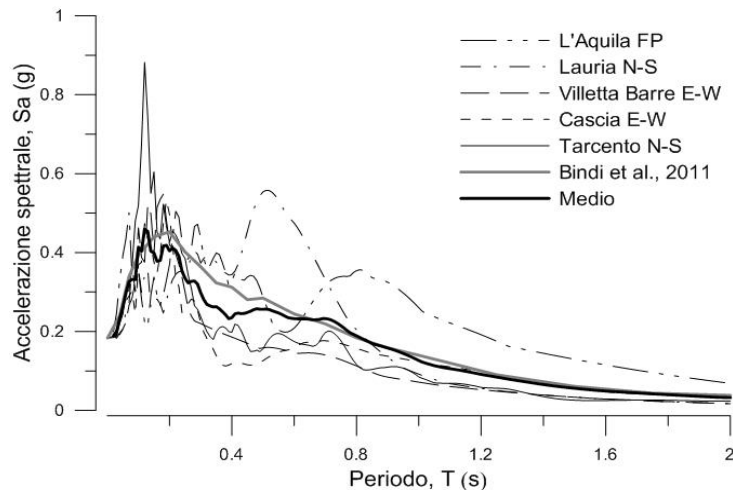
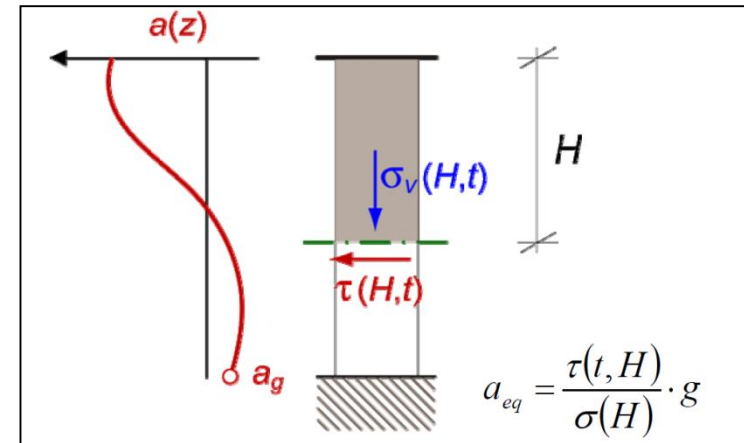
Valori limite per gli spostamenti mediani valutati con accelerogrammi reali:

- in presenza di interazione con strutture rigide: 5cm .
- terreni duttili (che non esibiscono strain-softening) che non interagiscono con strutture rigide: 15 cm.
- Per terreni che presentano strain softening marcato (i.e., sensitività > 2),
 - resistenza di picco: 5 cm
 - resistenza residua: 15 cm.

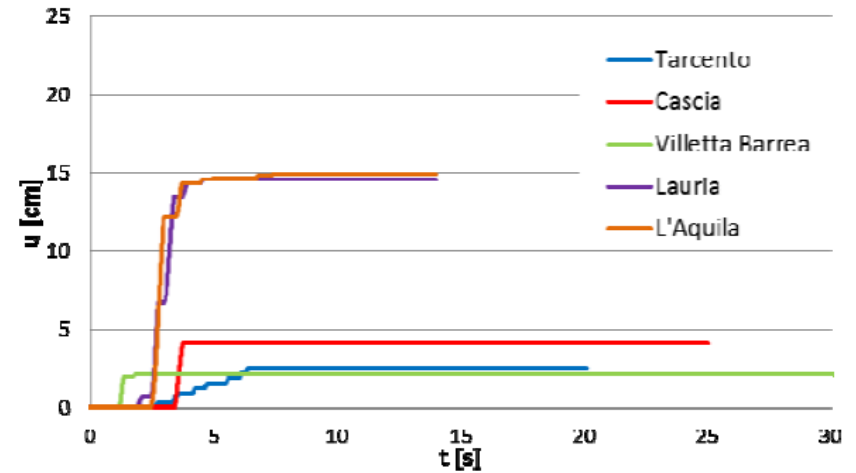
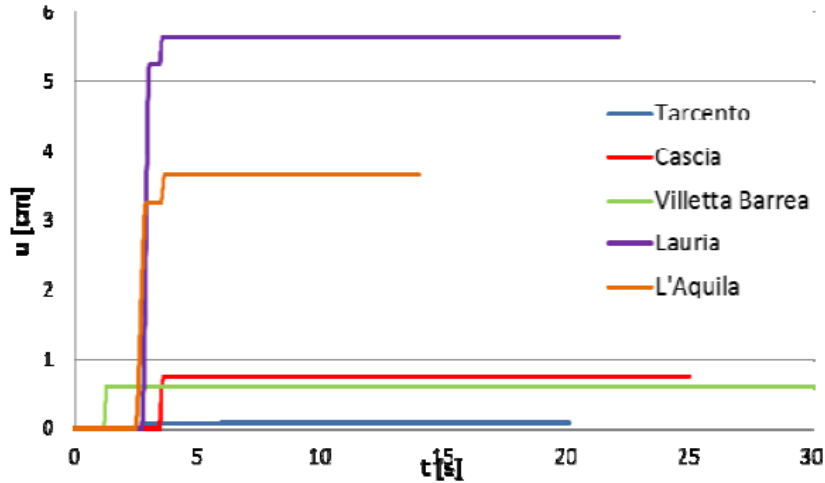
5. Metodi degli spostamenti: caso studio (Tonni et al, 2015)

Argine di un canale diversivo in Provincia di Ferrara.

Assimilando il pendio ad un deposito a strati orizzontali soggetto a propagazione verticale di onde S, l'accelerogramma equivalente $a_{eq}(t)$ utilizzato nell'analisi alla Newmark è stato determinato a partire dalle tensioni tangenziali calcolate alla base del corpo di frana nell'analisi monodimensionale di risposta sismica locale.



CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI



Input	u (cm)	
	Lato campagna	Lato canale
Tarcento	2.5	0.1
Cascia	4.1	0.7
Villetta Barrea	2.1	0.6
Lauria	14.5	5.6
L'Aquila	14.9	3.7

14. Bibliografia

Airò Farulla C., Analisi di stabilità dei pendii. I metodi dell'equilibrio limite, Hevelius Edizioni, Benevento, 2001.

Blake T.F., Hollingsworth R.A., Stewart J.P. (2002), Recommended Procedures for implementation of DMG special publication 117 Guidelines for analyzing and mitigating sliding hazards in California, Southern California Earthquake Center, University of Southern California, Los Angeles, California.

Duncan J.M. e Wright S.G., Soil Strength and Slope Stability, John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, 2005.

Lai C.G., Foti S. E Rota M., Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione, Edizioni IUSS Press, 2009.

Tonni L., Gottardi G., Amoroso S., Bardotti R., Bonzi L., Chiaradonna A., d'Onofrio A., Fioravante V., Ghinelli A., Giretti D., Lanzo G., Madiati C., Marchi M., Martelli L., Monaco P., Porcino D., Razzano R., Rosselli S., Severi P., Silvestri F., Simeoni L., Vannucchi G., Aversa S. (2015), Analisi dei fenomeni deformativi indotti dalla sequenza sismica emiliana del 2012 su un tratto di argine del Canale Diversivo di Burana (FE), Rivista Italiana di Geotecnica, Vol 2/2015, pp. 28-58.

Norme Tecniche per le Costruzioni, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, D.M. 14 gennaio 2008.

Circolare 02 febbraio 2008 n. 617, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008