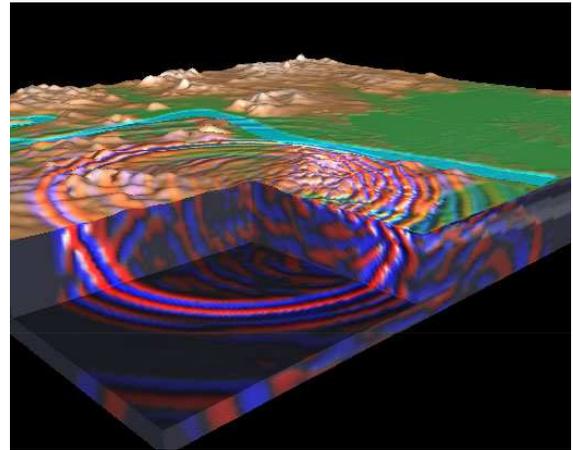


IL COMPORTAMENTO DINAMICO DEL TERRENO DURANTE IL SISMA

Le onde sismiche, propagandosi nello strato più superficiale della crosta terrestre, subiscono riflessioni e rifrazioni causate dalle eterogeneità della crosta stessa



Amplificazione locale



Al passaggio dell'onda sismica possono prodursi deformazioni istantanee e permanenti della superficie terrestre



Modifica delle caratteristiche del terreno

AMPLIFICAZIONE LOCALE

Sisma di riferimento = sisma su roccia

Qualora si intenda analizzare il comportamento sismico di un sito le cui caratteristiche si discostano dal semplice modello di riferimento è necessario eseguire uno studio dell'influenza locale esercitata dal suolo

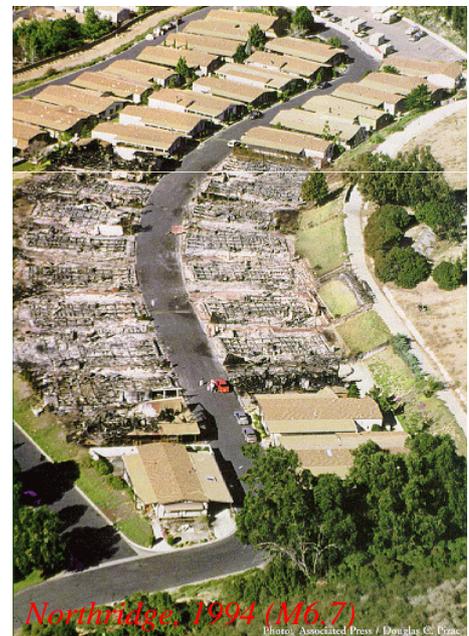
Evidenze sperimentali:

crolli di edifici posti in vetta a colline

crolli di edifici di caratteristiche simili, posti a breve distanza, per effetto di diverse caratteristiche del terreno



Bussana Vecchia, 1887 (IM)



Northridge, 1994 (M6.7)

Photo: Associated Press / Douglas C. Prank

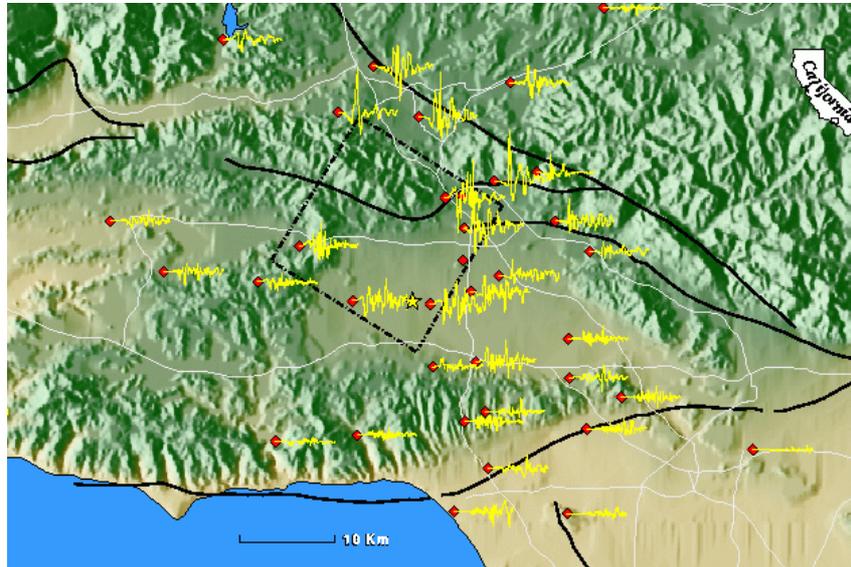
AMPLIFICAZIONE LOCALE

Sisma di riferimento=sisma su roccia

Comportamento locale del sisma dipende da caratteristiche del terreno

Evidenze sperimentali:

Rilevamento di storie temporali di moto del terreno in vari punti del territorio

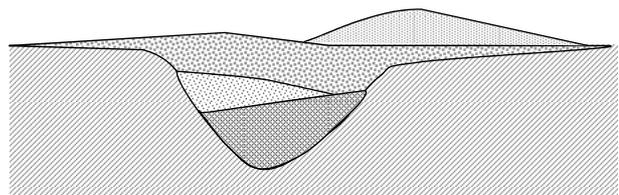


Northridge, 1994 (M 6.7)

MECCANISMI DI AMPLIFICAZIONE LOCALE

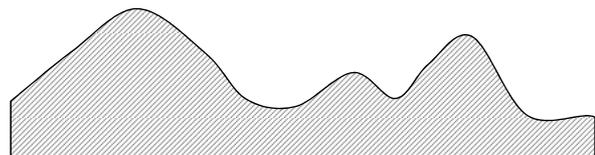
effetti stratigrafici

dovuti alla presenza di strati di terreno di diverse caratteristiche



effetti morfologici

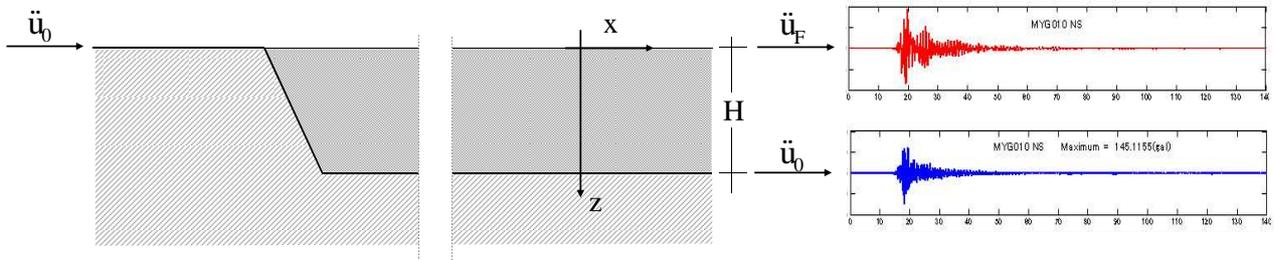
Dovuti al cambio di forma della superficie terrestre



EFFETTI STRATIGRAFICI

Analisi monodimensionale

ipotesi: deposito superficiale di terreno omogeneo e isotropo
 poggiate su un substrato roccioso infinitamente rigido
 punti lontano da effetti di bordo



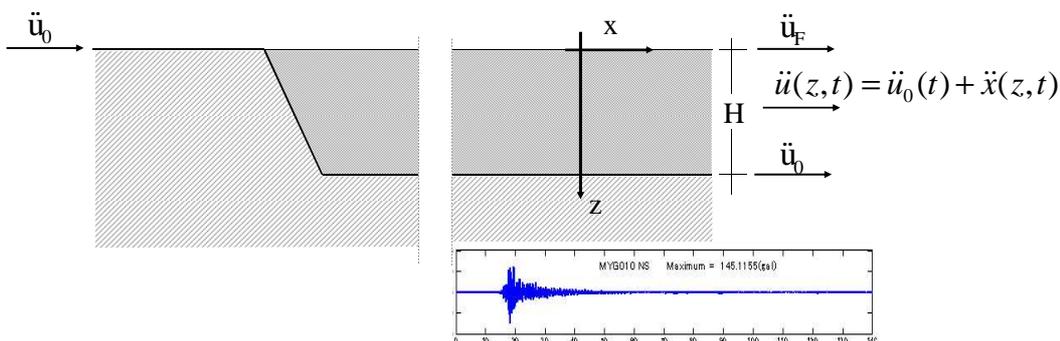
obiettivo: dato il moto sismico alla base u_0
 determinare il moto sismico in superficie u_F

ONDE S

equazione del moto di una generica corda verticale:

$$\sigma_{ij,i} + \rho g_j = \rho \ddot{u}_j$$

$$\begin{aligned}
 \cancel{\sigma_{xx,x}} + \cancel{\sigma_{yx,y}} + \sigma_{zx,z} &= \rho \ddot{u}_x \Rightarrow \sigma_{zx,z} = \rho \ddot{u}_x \\
 \cancel{\sigma_{xy,x}} + \cancel{\sigma_{yy,y}} + \sigma_{zy,z} &= \rho \ddot{u}_y \\
 \cancel{\sigma_{xz,x}} + \cancel{\sigma_{yz,y}} + \sigma_{zz,z} &= \rho \ddot{u}_z \Rightarrow \sigma_{zz} = \cos t.
 \end{aligned}
 \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial \tau(z,t)}{\partial z} = \rho \ddot{u}(z,t)$$



EFFETTI STRATIGRAFICI

Analisi monodimensionale

equazione del moto di una corda verticale:

$$\frac{\partial \tau(z,t)}{\partial z} = \rho \ddot{u}(z,t) \quad \text{dove:} \quad \ddot{u}(z,t) = \ddot{u}_0(t) + \ddot{x}(z,t) \quad \text{accelerazione assoluta}$$

legame visco-elastico lineare

$$\tau(z,t) = G\gamma(z,t) + \eta\dot{\gamma}(z,t) \quad \text{dove:} \quad \gamma(z,t) = \frac{\partial x(z,t)}{\partial z} \quad \text{deformazione angolare}$$

equazione del moto

$$\rho \ddot{x}(z,t) - \eta \frac{\partial^2 \dot{x}(z,t)}{\partial z^2} - G \frac{\partial^2 x(z,t)}{\partial z^2} = -\rho \ddot{u}_0(t)$$

condizioni al contorno: $\tau(0,t) = 0 \quad x(H,t) = 0$

condizioni iniziali: $x(z,0) = \dot{x}(z,0) = 0$

equazione delle vibrazioni libere

~~$$\rho \ddot{x}(z,t) - \eta \frac{\partial^2 \dot{x}(z,t)}{\partial z^2} - G \frac{\partial^2 x(z,t)}{\partial z^2} = -\rho \ddot{u}_0(t)$$~~

$$\rho \ddot{x}(z,t) - G \frac{\partial^2 x(z,t)}{\partial z^2} = 0$$

Si cerca una soluzione del tipo: $x(z,t) = \psi(z)(A \cos \omega t + B \sin \omega t)$

$$\dot{x}(z,t) = \psi(z) (-\omega A \sin \omega t + \omega B \cos \omega t)$$

$$\ddot{x}(z,t) = -\omega^2 \psi(z) (A \cos \omega t + B \sin \omega t)$$

$$\psi''(z) + \frac{\rho}{G} \omega^2 \psi(z) = 0$$

$$\psi''(z) + \left(\frac{\omega}{V_s}\right)^2 \psi(z) = 0$$



$$\psi(z) = C \cos \frac{\omega}{V_s} z + D \sin \frac{\omega}{V_s} z$$

equazione delle vibrazioni libere

$$\rho \ddot{x}(z,t) - G \frac{\partial^2 x(z,t)}{\partial z^2} = 0$$

$$x(z,t) = \psi(z)(A \cos \omega t + B \sin \omega t)$$

$$\psi(z) = C \cos \frac{\omega}{V_s} z + D \sin \frac{\omega}{V_s} z$$

condizioni al contorno:

$$x(H,t) = 0$$

$$\tau(z=0,t) = 0 \quad \tau(z,t) = G\gamma(z,t) + \eta\dot{\gamma}(z,t)$$

$$\tau(z,t) = G(A \cos \omega t + B \sin \omega t) \psi'(z) \quad \tau(z=0,t) = 0 \Rightarrow D = 0$$

$$x(z=H,t) = (A \cos \omega t + B \sin \omega t) C \cos \frac{\omega}{V_s} H = 0 \Rightarrow \omega_k = \frac{\pi V_s}{2H} (2k-1)$$

$$\omega_1 = \frac{\pi V_s}{2H}; \quad T_1 = \frac{4H}{V_s}$$

$$\psi_k(z) = C \cos \frac{\omega_k z}{V_s}$$

EFFETTI STRATIGRAFICI **Analisi monodimensionale**

equazione del moto

$$\rho \ddot{x}(z,t) - \eta \frac{\partial^2 \dot{x}(z,t)}{\partial z^2} - G \frac{\partial^2 x(z,t)}{\partial z^2} = -\rho \ddot{u}_0(t)$$

analisi delle vibrazioni libere \Rightarrow periodi propri T_k e autofunzioni ψ_k

periodo proprio fondamentale

$$T_1 = \frac{4H}{V_s} \quad \text{dove:} \quad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{velocità delle onde di taglio}$$

$V_s = 10^2 \Rightarrow$ deposito di terreno molto soffice

$V_s = 10^4 \Rightarrow$ deposito di terreno molto rigido

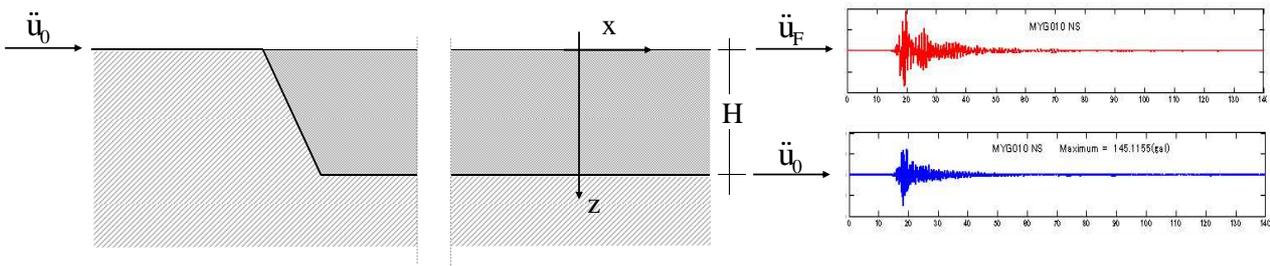
tecnica dell'analisi modale

$$x(z,t) = \sum p_k(t) \psi_k(z)$$

$$u_F = x(0,t) + u_0$$

EFFETTI STRATIGRAFICI

Analisi monodimensionale



Osservazioni:

Lo strato di terreno si comporta come un filtro che modifica le caratteristiche del sisma, amplificandone le armoniche vicine alla sua pulsazione fondamentale.

Il moto sismico indotto sulle strutture risulta modificato in base alle caratteristiche del terreno. Comportamento strutturale dipende da rapporto T_0 struttura \div T_1 terreno

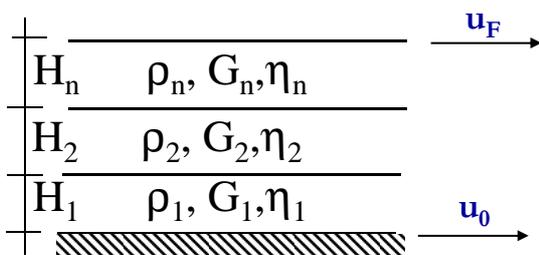
Caso critico: $T_0 = T_1$

EFFETTI STRATIGRAFICI

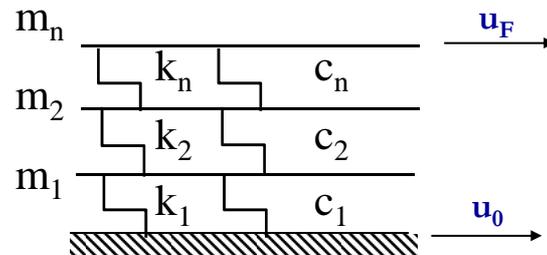
Limiti della trattazione:

- *substrato infinitamente rigido* : è possibile riformulare in problema assumendo la base elastica;
- *strato omogeneo* : il deposito può essere modellato come una sovrapposizione di strati omogenei, separati da superfici orizzontali;
- *modello di dissipazione viscosa del terreno* : comportamento reale è di tipo isteretico dissipativo;
- *comportamento lineare* : le caratteristiche del terreno risultano funzione dello stato deformativo, quindi il comportamento è non-lineare.

Modello continuo



Modello discreto



Deposito stratificato

Sistema shear type

$$M\ddot{q}(t) + C\dot{q}(t) + Kq(t) = -Ml\ddot{u}_o(t)$$

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & 0 \\ 0 & \dots & 0 & m_n \end{bmatrix} \quad K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & \dots & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & & \vdots \\ 0 & & \ddots & & 0 \\ \vdots & & & -k_{n-1} & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ 0 & \dots & 0 & -k_n & k_n \end{bmatrix} \quad C = \dots$$

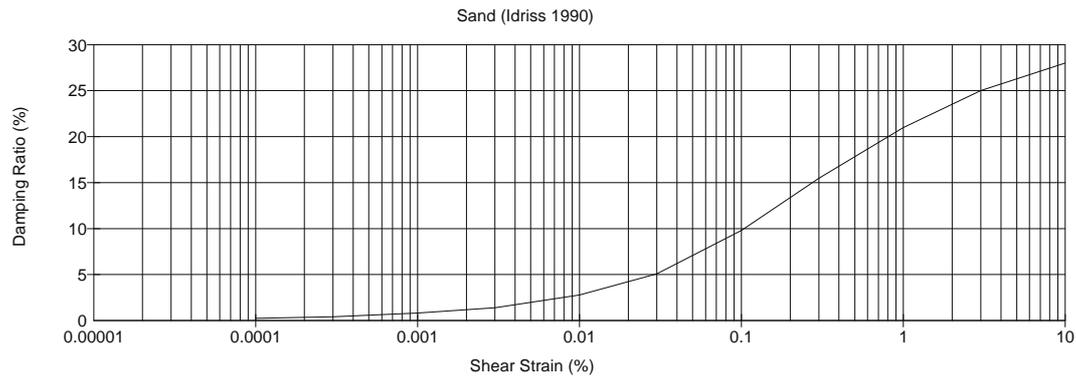
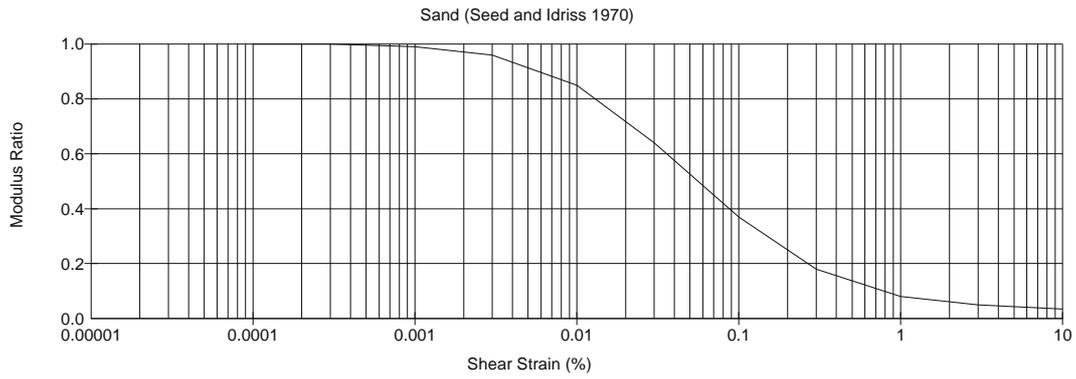
$$m_i = 1/2 (\rho_i H_i + \rho_{i+1} H_{i+1}); \quad K_i = G_i / H_i; \quad C_i = \eta_i / H_i;$$

EFFETTI STRATIGRAFICI

Limiti della trattazione:

- *substrato infinitamente rigido* : è possibile riformulare in problema assumendo la base elastica;
- *strato omogeneo* : il deposito può essere modellato come una sovrapposizione di strati omogenei, separati da superfici orizzontali;
- *modello di dissipazione viscosa del terreno* : comportamento reale è di tipo isteretico dissipativo;
- *comportamento lineare* : le caratteristiche del terreno risultano funzione dello stato deformativo, quindi il comportamento è non-lineare.

NON LINEARITÀ DEL TERRENO



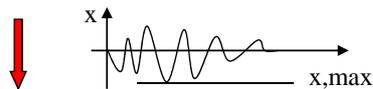
MODELLO LINEARE EQUIVALENTE

G, η di tentativo



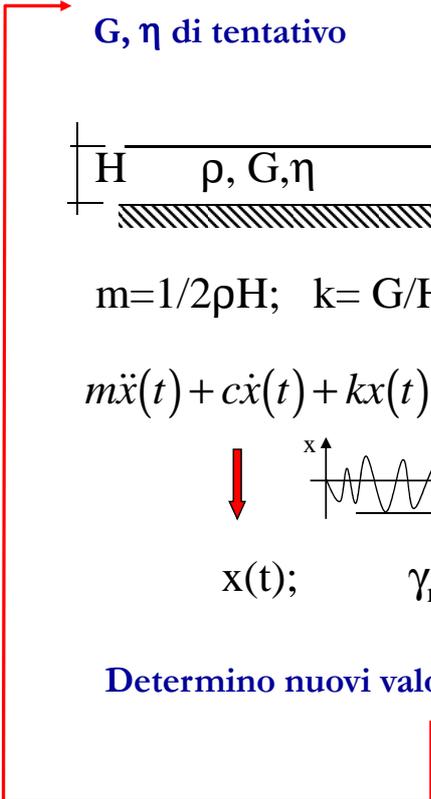
$$m = 1/2 \rho H; \quad k = G/H; \quad c = \eta / H,$$

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -m\ddot{u}_o(t) \quad c = c(x), k = k(x)$$



$$x(t); \quad \gamma_{\max} = x_{\max} / H; \quad \gamma_{\text{eq}} = 2/3 \gamma_{\max}$$

Determino nuovi valori G', η' di tentativo



EFFETTI STRATIGRAFICI

Programmi numerici:

	SHAKE	PLAXLY	QUAD-4	FLUSH	LASS
anno	1972	1972	1973	1975	1979
universita'	Berkeley	Berkeley	Berkeley	Berkeley	Illinois
analisi	monodimens.	bidimens.	bidimens.	pseudo-tridim.	monodimens.
modello	continuo	f.e.m.	f.e.m.	f.e.m.	discreto
legame	lineare equiv.	lineare	lineare equiv.	lineare equiv.	lineare equiv.
dominio	frequenza	frequenza	tempo	frequenza	tempo
dissipazione	isteretica	isteretica	viscosa	isteretica	viscosa

www.proshake.com

EFFETTI STRATIGRAFICI

Le normative tengono solitamente in conto degli effetti stratigrafici definendo lo spettro di risposta elastico e di progetto in modo differente al variare delle caratteristiche del suolo di fondazione

DM 2008

Categorie A, B, C, D, E in ordine di rigidità decrescente

Terreno classificato in base a:

V_{s30} = velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 m

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

EFFETTI STRATIGRAFICI

DM 2008

Lo spettro di risposta elastico per la componente orizzontale:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

$$S = S_S \cdot S_T,$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \quad (3.2.7)$$

dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

EFFETTI STRATIGRAFICI

DM 2008

Lo spettro di risposta elastico per la componente orizzontale:

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	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

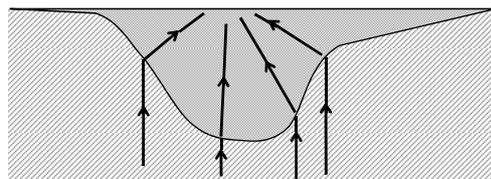
Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

$$S = S_S \cdot S_T,$$

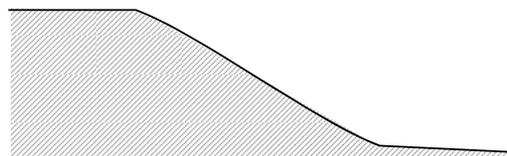
Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

EFFETTI MORFOLOGICI

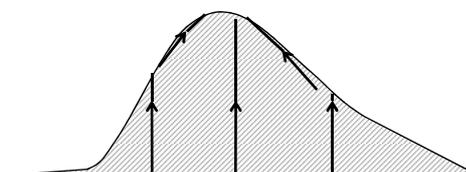
Conca : fenomeni di rifrazione delle onde sismiche, concentrate in una zona localizzata al centro della conca



Pendio : le accelerazioni lungo il pendio sono maggiori rispetto a quelle su suolo pianeggiante



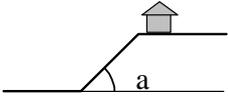
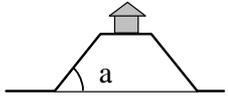
Vetta : rappresenta il caso più pericoloso. Le azioni sismiche si focalizzano sul punto sommatiale



EFFETTI MORFOLOGICI OPCM 3274

ALLEGATO 4: norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni

Punto 2.2: per strutture importanti erette sopra o in vicinanza di pendii scoscesi l'azione sismica deve essere incrementata di un fattore topografico S_T

Fattore di amplificazione topografica (S_T)			
Morfologia		Pendenza media a	S_T
Pendii scoscesi isolati		$>15^\circ$	<1.2
Larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza di base		$15^\circ \div 30^\circ$	<1.4
		$>30^\circ$	<1.2

EFFETTI MORFOLOGICI

DM 2008

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	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

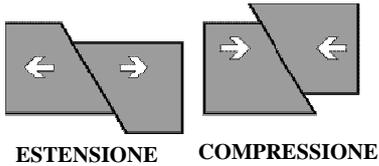
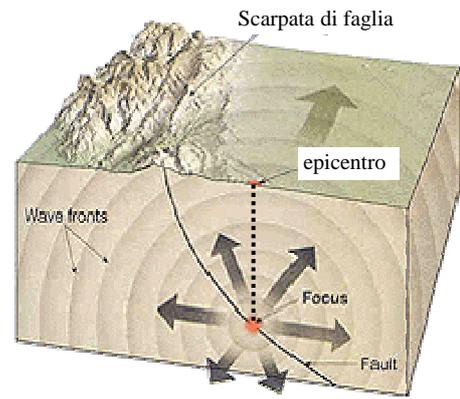
MODIFICA DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Alterazioni dovute al passaggio delle onde sismiche:

1. rottura di faglia in superficie
2. modifica della deformabilità e della resistenza del terreno
3. incrementi di spinta sulle opere di sostegno
4. liquefazione del terreno
5. stabilità dei pendii

ROTTURA DI FAGLIA IN SUPERFICIE

Evento tellurico = rilascio improvviso di energia per effetto di una rottura e di successivi spostamenti relativi in corrispondenza di una faglia

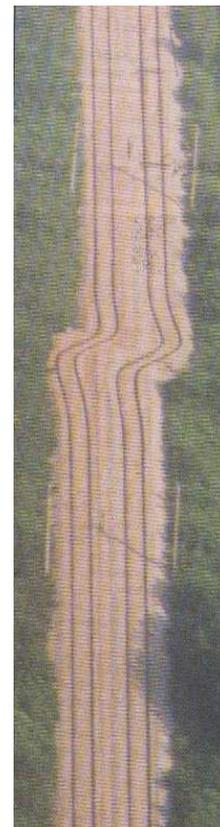


Il movimento di una faglia comporta spostamenti che generano delle scarpate quando il piano di rottura interseca la superficie

ROTTURA DI FAGLIA IN SUPERFICIE

Evidenze sperimentali:

Terremoto del Molise, 2002 (M=5.4)



MODIFICA DELLA DEFORMABILITÀ E DELLA RESISTENZA

rocce lapidee: non subiscono in genere variazioni apprezzabili. Fanno eccezione le formazioni molto fessurate e alterate nelle quali i fenomeni vibratorii possono favorire l'innescò di superfici di rottura.

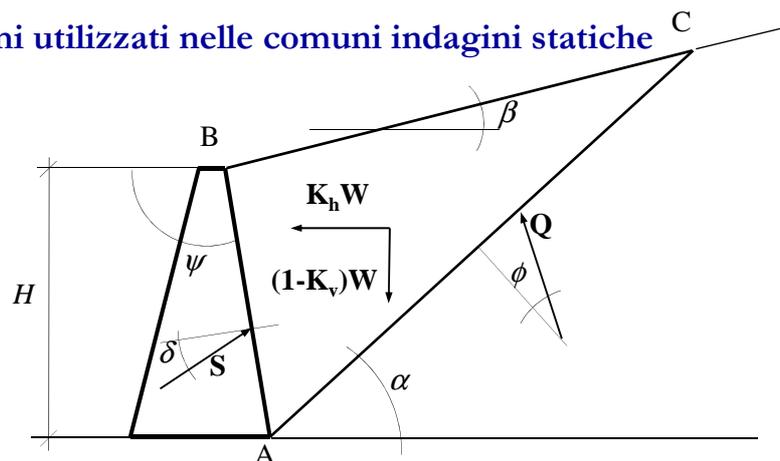
terreni coesivi: manifestano alterazioni costitutive che frequentemente determinano una diminuzione della resistenza. I cedimenti causati dall'incremento di deformabilità sono comunque molto modesti

terreni non coesivi: sono senza dubbio i più suscettibili a subire alterazioni di rilievo. Soprattutto se poco addensati, possono venire compattati dalle azioni cicliche del terremoto dando luogo a cedimenti spesso importanti

Osservazione: la realizzazione di strutture a cavallo di diverse formazioni, in ogni caso sconsigliato, risulta in zona sismica quanto mai pericolosa, proprio in virtù delle alterazioni diversificate che lo scuotimento tellurico può comportare in terreni diversi

INCREMENTI DI SPINTA SULLE OPERE DI SOSTEGNO Metodo pseudo-statico di Mononobe e Okabe

generalizzazione degli schemi utilizzati nelle comuni indagini statiche



ipotesi:

- superficie di scorrimento piana, inclinata di un angolo α ;
- terreno incoerente;
- superficie superiore non caricata.

Azioni:

- reazione Q del terreno;
- reazione S del muro ;
- forza verticale : $(1 - K_v)W$, K_v coefficiente sismico verticale
- forza orizzontale sismica $K_h W$, K_h coefficiente sismico orizzontale

INCREMENTI DI SPINTA SULLE OPERE DI SOSTEGNO

Metodo pseudo-statico di Mononobe e Okabe

Condizione di massima spinta attiva:

$$\frac{\partial S}{\partial \alpha} = 0$$

massima spinta attiva:

$$P_A^s = \frac{1}{2} \gamma h^2 (1 - K_v) \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \sin^2 \psi \sin(\phi + \vartheta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\sin(\phi + \vartheta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\vartheta = \arctg \frac{K_h}{1 - K_v}$$

NOTA1: imponendo $K_h = K_v = 0$ si ottiene la spinta attiva P_A di Coulomb

NOTA2: rimane indeterminato il punto di applicazione. Solitamente si applica l'incremento di spinta a $0.6H$, la spinta ordinaria a $H/3$

INCREMENTI DI SPINTA SULLE OPERE DI SOSTEGNO

OPCM 3274 – ALLEGATO 4 -

punto 4.3: “... Per opere di geometria e di importanza ordinaria la verifica potrà essere condotta con il metodo pseudo-statico”

punto 4.4.2: Azione sismica

Coefficiente sismico orizzontale: $K_h = S_{a_g}/r$

$r=2$ muri a gravità; muri flessibili

Coefficiente sismico verticale: $K_v = 0.5 K_h$

$r=1$ terreni non coesivi saturi

punto 4.4.3: Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

- terreni con coefficiente di permeabilità $< 5 \times 10^4$ m/s : formule di Mononobe-Okabe
- terreno impermeabile al di sotto del livello di falda: si corregge valore di θ :

$$\vartheta = \arctg \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{K_h}{1 - K_v}$$

γ = peso specifico del terreno saturo

γ_w = peso specifico dell'acqua

- presenza di acqua libera sulla faccia esterna del muro: sovrappressione idrodinamica:

$$q(z) = \mp \frac{7}{8} K_h \gamma_w \sqrt{hz}$$

DM 2008 muri di sostegno

A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudostatici e i metodi degli spostamenti.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

amplificazione stratigrafica

amplificazione topografica

..... Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

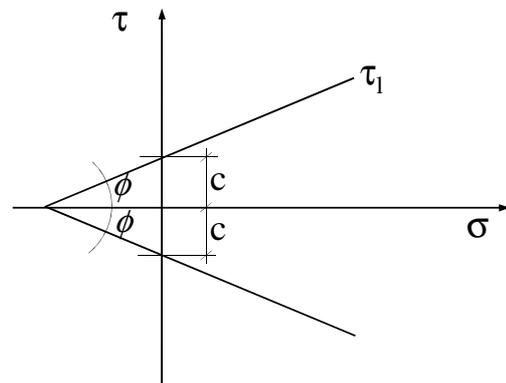
criterio di Mohr-Coulomb

$$|\tau_l| = \sigma \operatorname{tg} \phi + c$$

ϕ = angolo di attrito del terreno

c = coesione

σ = tensione normale



terreni saturi d'acqua in condizione non drenata:

$$\sigma_i = \bar{\sigma} + p$$

$\bar{\sigma}$ = tensione efficace o intergranulare

p = pressione interstiziale dell'acqua

$$|\tau_l| = (\sigma_i - p) \operatorname{tg} \phi + c$$

Liquefazione: $\tau_l \rightarrow 0$

depositi superficiali

terreno incoerente o debolmente coerente

presenza di falda acquifera

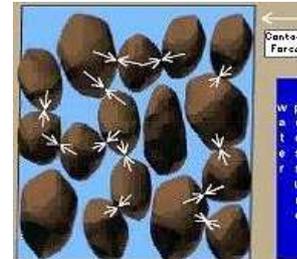
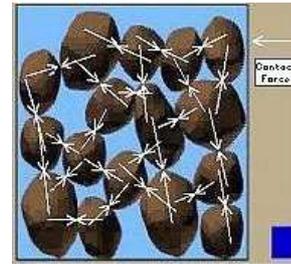
bassa densità relativa

sabbie uniformi, con grani medio-piccoli

LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

deposito sabbioso incoerente = insieme di particelle individuali in contatto con le particelle adiacenti. Il peso della porzione superiore del deposito genera forze di contatto tra le particelle

scuotimento sismico → le particelle tendono ad una configurazione più densa. L'acqua non ha il tempo necessario ad essere espulsa, resta intrappolata e impedisce l'avvicinamento delle particelle solide. Questo causa l'incremento della pressione interstiziale



pressione dell'acqua = confinamento → perdita totale della resistenza; le particelle solide perdono il contatto tra loro e il deposito si comporta come un liquido.

fenomeno generato dallo scuotimento di sedimenti sabbiosi saturi d'acqua che comporta una diminuzione della resistenza del terreno, fino al conseguimento della condizione di fluidità.

LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

Evidenze sperimentali:

Coni di sabbia



Loma Prieta, 1989 (M=6.9)

*città di Niigata, Giappone, 1964
(M=7.5)*

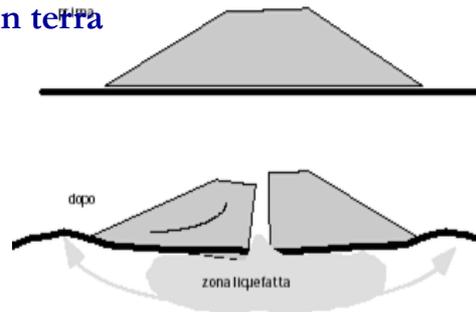
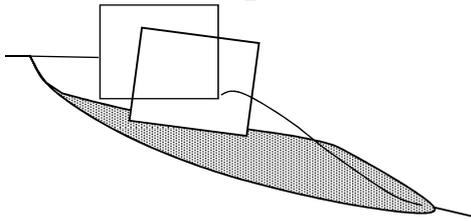
perdita di capacità portante del suolo e affondamento di edifici nel terreno



LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

Evidenze sperimentali:

Collasso di terrapieni, rilevati stradali, opere in terra
Scorrimento di pendii



Alaska, 1964 (M=8.6)



LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

Potenziale di liquefazione

metodi empirici: formulano un giudizio sulla probabilità di liquefazione sulla base di alcuni parametri che caratterizzano il terreno

metodi semi-empirici: basati su correlazioni tra misure in sito e valori critici dello sforzo di taglio generato dal sisma

Metodo di Seed:

Tensione tangenziale media prodotta dal sisma τ_{av} :

$$\frac{\tau_{av}}{\bar{\sigma}_v} = 0.65 \frac{\sigma_v}{\bar{\sigma}_v} \frac{a_{max}}{g} r_d$$

σ_v = tensione verticale

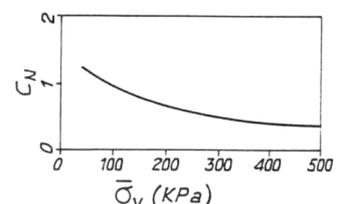
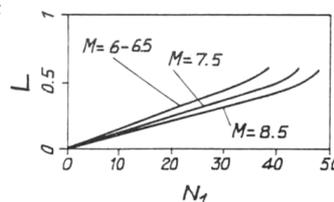
$\bar{\sigma}_v$ = tensione verticale efficace

r_d = coefficiente funzione della profondità

Il terreno è non è liquefacibile se

$$\frac{\tau_{av}}{\bar{\sigma}_v} < L$$

$$L = f(M, N_1); \quad N_1 = C_N N_{SPT}$$



LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

Potenziale di liquefazione

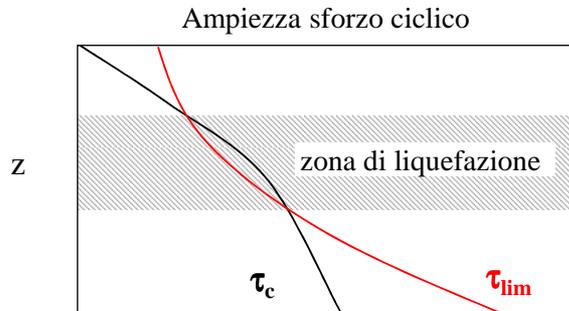
Metodo analitico:

1° fase: si determinano le storie temporali di τ in funzione della profondità z ;

2° fase: da storie temporali di τ si ricavano serie di N_c cicli di ampiezza τ_c ;

3° fase: da prove di laboratorio si determina τ_{lim} di incipiente liquefazione;

4° fase: zone di terreno potenzialmente liquefacibili se $\tau_c < \tau_{lim}$



In caso di terreno potenzialmente liquefacibile:

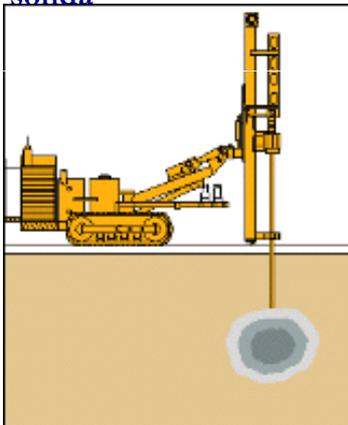
1. non edificare su tale terreno
2. procedere a interventi di consolidamento del terreno
3. provvedere fondazioni adeguate

LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

Interventi di consolidamento

Vibro-flottazione

sonda vibrante penetra a grandi profondità nei depositi granulari → addensamento del terreno circostante la sonda



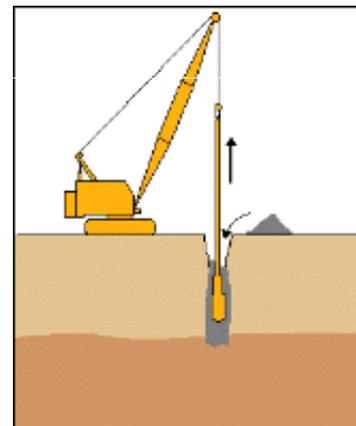
Compattazione dinamica

Caduta di un peso di acciaio o calcestruzzo. Sotto al punto di caduta può avere inizio una liquefazione localizzata



Colonne di ghiaia

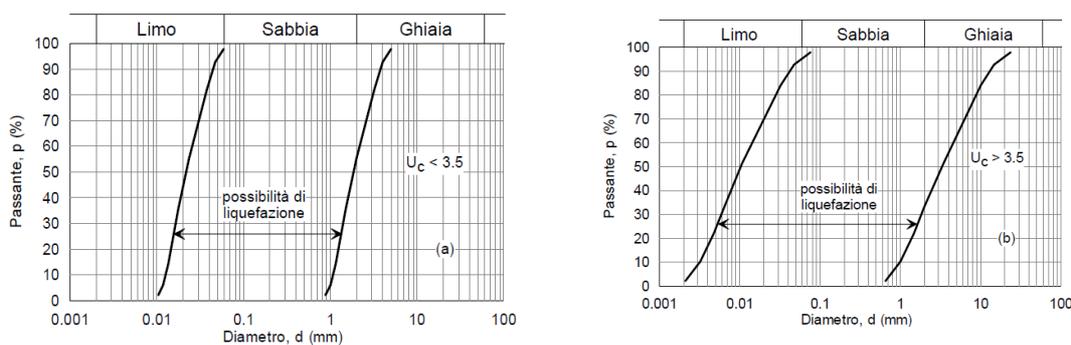
costruite nel terreno



DM 2008 *Esclusione della verifica a liquefazione*

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.

STABILITA' DEI PENDII

1. terreni fortemente scoscesi: i frammenti di terreno si staccano dal pendio e ricadono a valle. Il materiale franato si accumula alla base creando una zona di riporto fortemente instabile;
2. terreni moderatamente scoscesi: il terreno si sposta verso valle lungo superfici di scorrimento preferenziale, mantenendo durante il moto sostanziale compattezza;
3. terreni granulari saturi d'acqua: il terreno subisce il fenomeno liquefattivi e scorre verso valle fino a raggiungere un nuovo stato di equilibrio.

Il sisma ha la capacità di porre in movimento corpi di frana quiescenti, di esaltare l'evoluzione di frane attive, di rendere instabili terreni in pendio che nella norma non presentano questo tipo di problemi. Esso agisce secondo due meccanismi:

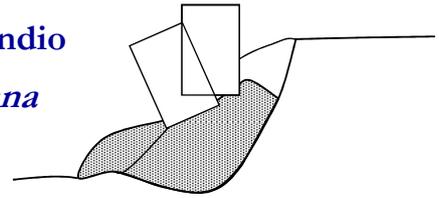
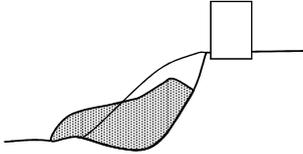
- 1- applica al terreno un sistema di forze che incrementano lo stato tensionale originario (forze inerziali);
- 2- riduce la resistenza interna e la coesione del suolo per effetto dei fenomeni vibratorii o per l'aumento della pressione interstiziale (degrado/liquefazione)

STABILITA' DEI PENDII

Evidenze sperimentali:

lesionamento o collasso delle *strutture a monte* del pendio

lesionamento o collasso delle *strutture sul corpo di frana*



Kobe, Giappone, 1995
($M=7.2$)

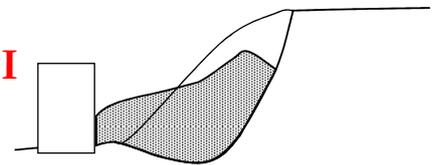


Washington, 2001
($M=6.8$)

STABILITA' DEI PENDII

Evidenze sperimentali:

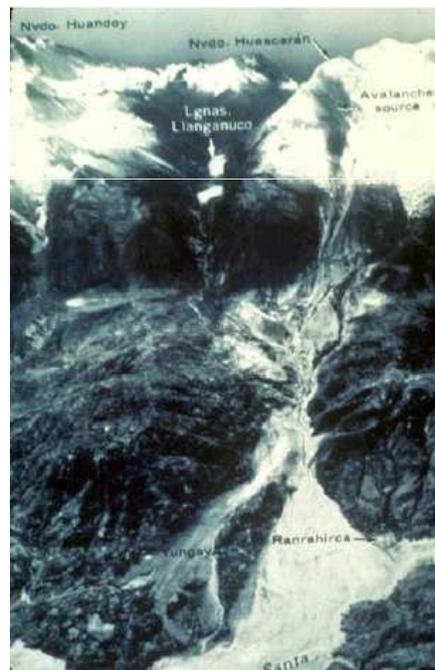
lesionamento o collasso
delle *strutture al piede*
della frana per impatto del
materiale franato



Huascaran ,Peru', 1970.



El Salvador, 2001
($M=7.6$)



STABILITA' DEI PENDII

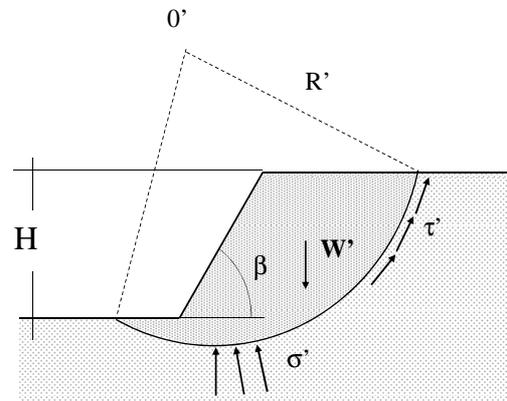
Metodo pseudo-statico

Generalizzazione dei metodi di analisi di stabilità dei pendii utilizzati in assenza del sisma

Metodo in assenza di sisma:

-superficie di rottura cilindrica di sezione circolare con centro O' e raggio R' incogniti;

-imponendo l'equilibrio viene determinato lo stato tensionale (σ' τ') sulla superficie pessimale di rottura; esso viene posto a confronto con il limite ammissibile del terreno, ottenendo il grado di sicurezza del pendio



STABILITA' DEI PENDII

Metodo pseudo-statico

Generalizzazione al caso sismico:

-coppia di forze orizzontali e verticali inerziali sismiche

$$F_h = K_h W$$
$$F_v = (1 - K_v) W$$

DM 2008 – ALLEGATO 4

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h.$$

