

8. STABILITÀ DEI PENDII E DEI FRONTI DI SCAVO

Claudia Madiati, Sebastiano Rampello

8.1 Premessa

Le sollecitazioni sismiche, a causa della loro natura dinamica e ciclica, inducono in un pendio, rispetto al caso statico, i seguenti effetti:

- un incremento delle azioni destabilizzanti, dovuto all’insorgere di forze d’inerzia proporzionali all’accelerazione sismica, variabili nel tempo e all’interno del pendio, in intensità, direzione e verso;
- una riduzione delle azioni resistenti, dovuta a fenomeni di fatica e/o di accumulo delle pressioni interstiziali, conseguenti alla ciclicità del carico. In generale, il decadimento della resistenza al taglio cresce con il numero dei cicli di carico, e quindi con la durata del terremoto. In terreni sabbiosi saturi poco addensati, il progressivo incremento delle pressioni interstiziali indotto dai carichi ciclici può ridurre significativamente la resistenza al taglio, talvolta fino ad annullarla (cfr. Parte II, cap. 7 - *Liquefazione*). In terreni coesivi molto plastici (e attivi), nei quali i fenomeni di tipo viscoso assumono un ruolo non trascurabile, la degradazione ciclica può essere parzialmente o totalmente compensata dall’aumento di resistenza indotto, in condizioni non drenate, dall’elevata velocità di applicazione del carico (cfr. Parte I, cap. 2 - *Comportamento dei terreni in condizioni dinamiche*).

Da quanto esposto risulta evidente che il comportamento di un pendio durante l’evento sismico, e per un periodo successivo all’evento stesso, è strettamente legato alla natura del terreno e alle condizioni esistenti prima del terremoto. Un’analisi completa della stabilità in condizioni sismiche deve perciò sempre comprendere lo studio del comportamento del pendio prima, durante e dopo il terremoto.

8.2 Definizione del modello geotecnico e dell’azione sismica

8.2.1 Caratterizzazione del pendio o del fronte di scavo

In relazione all’importanza e al grado di esposizione al rischio sismico del sito in esame, qualunque sia il livello di approfondimento desiderato e conseguentemente la metodologia di analisi scelta, è necessario definire, ai fini di una corretta modellazione del pendio o del fronte di scavo:

- le caratteristiche morfologiche, geologiche e strutturali (andamento della superficie topografica, della stratigrafia e di eventuali discontinuità);
- le proprietà fisiche dei terreni e i parametri che ne descrivono il comportamento meccanico, sia in condizioni statiche sia in condizioni cicliche e dinamiche;
- il regime delle pressioni interstiziali;
- l’entità e la posizione di eventuali carichi esterni.

Tali informazioni devono essere ricavate operando in due fasi distinte.

Nella prima, devono essere acquisiti e analizzati i dati esistenti sull'area, mediante sopralluoghi, esame di foto aeree, carte topografiche, geologiche, idrogeologiche e consultazione di eventuali archivi di dati geotecnici. Sulla base dell'esperienza e dei risultati ottenuti nella prima fase, possono quindi essere programmati, per la fase successiva:

- i rilievi necessari per definire con sufficiente accuratezza l'andamento della superficie topografica e dei litotipi presenti in affioramento;
- le indagini geotecniche in sito e di laboratorio per la caratterizzazione stratigrafica e meccanica del sottosuolo;
- il monitoraggio delle pressioni interstiziali e, nel caso di pendii in frana, degli spostamenti.

L'esecuzione di indagini geotecniche e di misure in sito è di norma indispensabile; la scelta delle tipologie di indagine e misura, dell'ubicazione e del numero di punti da esplorare, della posizione e del numero di campioni di terreno da prelevare e sottoporre a prove di laboratorio, dipende dall'estensione dell'area¹, dalla disponibilità di informazioni provenienti da precedenti campagne di indagine e dalla complessità delle condizioni idro-geologiche e stratigrafiche del sito in esame.

Il numero minimo di verticali di indagine e misura deve essere tale da permettere una descrizione accurata della successione stratigrafica dei terreni interessati da cinematismi di collasso effettivi o potenziali, e, nel caso di pendii in frana, deve consentire di accertare forma e posizione della superficie, o delle superfici di scorrimento esistenti e definire i caratteri cinematici della frana (D.M. 11.3.1988).

La profondità di indagine deve essere sufficiente per individuare il limite superiore ed inferiore di eventuali zone critiche per le condizioni di stabilità. In mancanza di evidenze suggerite dalle condizioni litostratigrafiche, la profondità minima di esplorazione può essere determinata eseguendo preliminarmente un'analisi di stabilità in condizioni statiche, attribuendo ai diversi tipi di terreno presenti nel pendio valori presunti della resistenza al taglio. La profondità minima di indagine dovrebbe estendersi oltre la superficie critica determinata mediante la suddetta analisi (ASCE, 2002), sino alla profondità massima di superfici di scorrimento potenziali per le quali è stato ottenuto un coefficiente di sicurezza statico $F_s = 1.4-1.5^2$.

Particolare attenzione deve essere posta nella valutazione delle pressioni interstiziali, che in condizioni sismiche possono subire incrementi significativi, con conseguente riduzione delle tensioni efficaci e della resistenza al taglio.

Tutte le informazioni relative alle caratterizzazione del pendio devono essere sintetizzate in piante e sezioni significative ai fini delle successive analisi o verifiche di stabilità.

¹ A tal proposito il D.M. 16.1.96 prescrive: "Per le costruzioni su pendii le indagini devono essere convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche".

² In condizioni sismiche le superfici di scorrimento non coincidono con quelle valutate in condizioni statiche e sono in genere meno profonde.

8.2.2 Caratterizzazione dell'azione sismica

L'azione sismica da assumere nelle analisi di stabilità può essere determinata in accordo con i criteri esposti nella Parte I, cap. 4 - *Azioni sismiche di riferimento*.

In relazione al tipo di analisi prescelto, può essere necessario disporre dell'intera storia sismica (tipicamente sotto forma di accelerogramma) oppure soltanto di uno o più parametri rappresentativi dell'evento sismico: accelerazione massima, velocità massima, intensità di Arias, potenziale sismico distruttivo, durata, ecc. In dipendenza del livello di approfondimento dell'analisi, può essere necessario inoltre valutare come si modifica l'azione sismica lungo il percorso di propagazione dalla formazione rigida di base alla sommità del pendio per effetto dell'accoppiamento tra le frequenze dominanti del sisma e quelle dei depositi attraversati e dei fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche in corrispondenza di creste o rilievi accentuati (cfr. Parte II, cap. 6 - *Risposta sismica locale*) (Figura 8.1)³.

In generale, per caratterizzare completamente l'azione sismica, occorre dunque definire le caratteristiche del terremoto in corrispondenza della formazione stabile di base (moto sismico di riferimento) e valutarne le modifiche all'interno del pendio mediante un'analisi della risposta sismica locale che includa gli effetti topografici.

8.3 Analisi di stabilità

I metodi per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in presenza di sisma possono essere suddivisi nelle seguenti tre categorie principali, in ordine di complessità crescente:

- metodi pseudostatici;
- metodi degli spostamenti (analisi dinamica semplificata);
- metodi di analisi dinamica avanzata.

Gli elementi che differenziano i diversi metodi di analisi riguardano:

- il modo con cui viene schematizzata l'azione sismica (costante oppure variabile nel tempo, mediante l'impiego di uno o più parametri rappresentativi del moto sismico o dell'intera storia temporale);
- il modello di comportamento dei terreni che costituiscono il pendio;
- il parametro di riferimento per la valutazione delle condizioni di stabilità (fattore di sicurezza, spostamento o deformazione permanente);
- il tipo di approccio analitico o numerico utilizzato (equilibrio limite, analisi limite, differenze finite, elementi finiti).

Un altro aspetto che diversifica i suddetti metodi è la *condizione limite di riferimento*.

Nei metodi pseudostatici il margine di sicurezza è di norma valutato rispetto a condizioni di equilibrio limite o collasso incipiente, quindi rispetto ad uno *stato limite ultimo*. Nei metodi di analisi dinamica il giudizio sulle condizioni di stabilità deriva dal confronto tra gli spostamenti o le deformazioni accumulate durante il sisma con valori

³ A titolo indicativo si può affermare che nei pendii in terreni sciolti, caratterizzati da pendenze modeste, prevalgono in genere gli effetti amplificativi dovuti al filtraggio delle onde sismiche rispetto a quelli dovuti alla focalizzazione; nei pendii in ammassi rocciosi, i fenomeni amplificativi dovuti alla topografia e alla concentrazione delle onde sismiche in cresta sono invece tra le cause principali di instabilità.

limite ammissibili delle stesse grandezze; pertanto la verifica può essere effettuata sia rispetto ad uno *stato limite ultimo* sia rispetto ad uno *stato limite di danno*, in dipendenza del valore limite di spostamento o deformazione assunto come riferimento. Gli spostamenti o le deformazioni indotti dal sisma possono essere valutati con i metodi degli spostamenti (analisi dinamica semplificata) e con i metodi di analisi dinamica avanzata. In essi, si assume, da una parte, che il raggiungimento temporaneo di una condizione di equilibrio limite non corrisponda necessariamente ad una condizione di collasso del pendio, e, dall'altra, che il superamento di una soglia critica di spostamento o deformazione possa indurre una condizione limite di collasso e/o di perdita di funzionalità.

8.4 Analisi pseudostatica

Nei metodi di analisi pseudostatica si assume che:

- il terreno sia assimilabile ad un mezzo rigido perfettamente plastico;
- la rottura sia raggiunta contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento (effettiva o potenziale);
- la resistenza sulla superficie di scorrimento sia espressa in termini di tensioni efficaci, mediante il criterio di Mohr-Coulomb ($\tau_f = c' + \sigma'_n \tan\phi'$, dove σ'_n è la tensione normale efficace sulla superficie di scorrimento), o in termini di tensioni totali, mediante il criterio di Tresca ($\tau_f = c_u$);
- l'azione dinamica del terremoto sia rappresentata da una forza di inerzia statica equivalente, proporzionale al peso W della massa potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = K_h W$ e $F_v = K_v W$, con K_h e K_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale.

Dal momento che gli effetti delle forze di inerzia impulsive prodotte dal moto sismico vengono descritti mediante una forza statica equivalente, $F = KW$, costante nel tempo in modulo, direzione e verso, l'accelerazione equivalente, $K \cdot g$, proporzionale al coefficiente sismico K , può essere anche notevolmente inferiore all'accelerazione massima a_{\max} del terremoto di progetto⁴. Di norma, a partire dall'accelerazione orizzontale massima del terremoto di progetto, viene stabilito il valore del coefficiente sismico orizzontale K_h , mentre il coefficiente sismico verticale K_v è definito come

⁴ A tutt'oggi sono poche le indicazioni di letteratura sui valori più opportuni di K da utilizzare nelle analisi di stabilità dei pendii naturali. Le norme europee ((pr)EN 1998-5) indicano i seguenti valori da assumere per il coefficiente sismico:

$K_h = 0,5 \cdot a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot S / g$, in direzione orizzontale, e $K_v = \pm \alpha \cdot K_h$, in direzione verticale, essendo a_{gR} l'accelerazione orizzontale di picco su roccia o su terreno rigido di riferimento, γ_1 un coefficiente di importanza, S il coefficiente di amplificazione della classe di terreno, g l'accelerazione di gravità; α è un coefficiente che vale 0.5 oppure 0.33, a seconda che il rapporto tra la componente verticale e orizzontale di accelerazione del terremoto di riferimento sia maggiore o minore di 0.6. Per i valori di a_{gR} , l'Eurocodice rimanda alle normative dei singoli paesi della Comunità Europea.

Per quanto riguarda la normativa italiana:

il D.M. 16.01.1996 non fornisce alcuna prescrizione specifica per i pendii. Nella pratica, il coefficiente sismico orizzontale è generalmente assunto pari al coefficiente di intensità sismica, C , funzione del grado di sismicità della zona, mentre è usualmente trascurata l'azione sismica verticale.

In letteratura, Marcuson (1981) propone valori del coefficiente sismico $K_h = 0.5 \cdot a_{\max} / g$ e $0.33 \cdot a_{\max} / g$.

un'aliquota di quello orizzontale.

Nei metodi pseudostatici la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematico di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di sicurezza, F_S , definito come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale) ($F_S = \tau_s/\tau_m$). Un valore di $F_S = 1$ corrisponde ad una condizione di equilibrio limite o collasso incipiente; valori di $F_S > 1$ individuano invece condizioni caratterizzate da un certo margine di sicurezza rispetto alle condizioni di collasso incipiente⁵.

Le analisi di stabilità sono solitamente effettuate in condizioni di deformazione piana, assumendo superfici di scorrimento cilindriche, con direttrici ortogonali alla sezione esaminata.

L'approccio pseudostatico può essere applicato ricorrendo ai metodi globali, dell'equilibrio limite o dell'analisi limite, oppure ai metodi delle strisce, dell'equilibrio limite, il cui impiego richiede, di norma, l'utilizzo di codici di calcolo automatico.

Nell'Appendice 8.A sono riportate le soluzioni fornite dai metodi globali dell'equilibrio limite per i casi più frequentemente studiati nelle applicazioni: pendio indefinito, pendio omogeneo di altezza limitata con superficie di scorrimento piana o curvilinea.

Nelle analisi in terreni saturi può essere necessario considerare la riduzione della resistenza al taglio indotta da condizioni di carico ciclico a causa dell'incremento delle pressioni interstiziali e della degradazione dei parametri di resistenza⁶ (cfr. Parte I, cap. 2 - *Comportamento dei terreni in condizioni dinamiche*). In assenza di specifiche prove di laboratorio eseguite in condizioni cicliche, l'incremento delle pressioni interstiziali, Δu , per le analisi in tensioni efficaci, e il coefficiente di riduzione della resistenza non drenata, δ_{cu} , per le analisi in tensioni totali, possono essere stimati facendo ricorso all'uso di relazioni empiriche (in Appendice 8.B sono riportate alcune correlazioni di letteratura per terreni coesivi e terreni granulari).

I valori di Δu o δ_{cu} così determinati sono assunti generalmente costanti lungo la superficie di scorrimento.

Nei pendii interessati da frane attive o quiescenti, che possono essere riattivate in occasione del sisma, le analisi in termini di tensioni efficaci risultano più appropriate rispetto a quelle in tensioni totali. In tal caso, particolare riguardo deve essere posto nella scelta delle caratteristiche di resistenza dei materiali, facendo riferimento alla resistenza al taglio a grandi deformazioni, in dipendenza dell'entità dei movimenti e

⁵ La normativa italiana vigente non contiene valori di riferimento per il coefficiente di sicurezza da adottare nelle verifiche di stabilità dei pendii naturali, né in condizioni statiche (D.M.LL.PP. 11.03.1988), né in condizioni sismiche (D.M. 16.01.1996). Per i rilevati e per i fronti di scavo "in terreni omogenei nei quali le pressioni neutre siano note con sufficiente attendibilità", è indicato, per il caso statico un valore pari a 1,3 (D.M. 11.03.1988), mentre non esistono prescrizioni per le condizioni sismiche. Per gli argini, in base allo stesso D.M. 11.03.1988, vale quanto previsto dalle norme tecniche per le dighe di ritenuta di materiali sciolti, che fissano per il coefficiente di sicurezza un valore pari a 1,4 in condizioni statiche e pari a 1,2 in condizioni sismiche. Tali valori possono essere ritenuti un ragionevole limite inferiore per i pendii naturali che, rispetto ad argini e dighe, presentano generalmente condizioni molto più complesse ed incerte.

⁶ L'Eurocodice 8 – Parte 1 (2003) prescrive di considerare la riduzione della resistenza al taglio nel caso in cui sia $a_{gr}\gamma_I S/g > 0.15$, dove a_{gr} è l'accelerazione di picco di riferimento per terreni di categoria A (formazioni litoidi o depositi omogenei molto rigidi), γ_I è il coefficiente di importanza della struttura, S è il coefficiente di amplificazione legato al profilo stratigrafico del terreno.

della natura dei terreni. In particolare, è opportuno assumere nelle analisi le caratteristiche di resistenza corrispondenti alle condizioni di volume costante ($c' \approx 0$, $\phi' = \phi'_{cv}$) per terreni a comportamento duttile, di post-picco ($c' \approx 0$, $\phi' = \phi'_{pp}$) per terreni a comportamento fragile, o alle condizioni residue ($c' = 0$, $\phi' = \phi'_r$) per terreni coesivi in presenza di forti scorrimenti relativi (Figura 8.2).

In depositi coesivi consistenti e sovraconsolidati, spesso caratterizzati da superfici di discontinuità pre-esistenti, si è osservato che le condizioni di post-picco descrivono con buona accuratezza le condizioni di stabilità di frane di primo scorrimento.

L'uso dei valori di picco delle caratteristiche di resistenza è quindi in genere limitato a terreni intatti, non interessati da sistemi di discontinuità.

Per le condizioni di volume costante o di post-picco, la componente attrittiva della resistenza al taglio lungo la superficie di scorrimento, $(\sigma_n - u) \cdot \tan \phi'$, deve essere calcolata portando in conto l'incremento di pressione interstiziale Δu indotto dal sisma; in condizioni residue, sembra lecito invece assumere $\Delta u = 0$.

Il calcolo di Δu o δ_{cu} richiede la preventiva definizione di un valore di accelerazione massima equivalente, $a_{\max(eq)}$, lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale). Qualora si tenga conto dei fenomeni di amplificazione della risposta sismica locale, un valore di $a_{\max(eq)}$ può essere valutato mediante procedure approssimate (Appendice 8.C).

L'uso dei metodi pseudostatici non è opportuno nei casi in cui gli incrementi di pressione interstiziale o le riduzioni delle caratteristiche di resistenza indotti dall'azione sismica siano molto elevati (cfr. ad es. Eurocodice 8 - Parte 1 (2003)).

L'incremento della pressione interstiziale e la riduzione della resistenza devono essere considerate anche per l'analisi delle condizioni di stabilità post-sismiche, escludendo ovviamente, in tal caso, l'azione pseudostatica equivalente al sisma.

Nelle analisi condotte con i metodi pseudostatici, il campo di accelerazione all'interno del pendio è assunto uniforme e le componenti orizzontale e verticale delle forze di inerzia sono applicate nel baricentro della massa potenzialmente in frana, nei metodi globali, o nei baricentri delle singole strisce, nei metodi delle strisce. Per tener conto dei fenomeni di amplificazione del moto sismico all'interno del pendio, il valore dell'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido, a_{gR} , può essere moltiplicato per un coefficiente di amplificazione⁷. In alternativa, la variabilità spaziale dell'azione sismica può essere introdotta valutando un coefficiente sismico orizzontale equivalente, K_{heq} , mediante un'analisi della risposta sismica locale (cfr. Parte II, cap. 6 - *Risposta sismica locale*); in questo caso devono essere definiti l'accelerogramma di riferimento e la profondità della formazione rigida di base. Alcune procedure per la determinazione di K_{heq} a partire dai risultati di analisi della risposta sismica mono- e bi-dimensionali sono riportate nell'Appendice 8.C.

8.5 Analisi dinamica semplificata (metodi degli spostamenti)

⁷ L'Eurocodice 8 - Parte 5 (2002) suggerisce di moltiplicare il valore dell'accelerazione massima su suolo rigido, a_{gR} , per il coefficiente di amplificazione S legato al profilo stratigrafico del terreno e, in alcune condizioni, per un coefficiente di amplificazione topografica, S_T . L'uso del coefficiente S_T è richiesto per strutture e/o opere di una certa importanza realizzate su o in prossimità di pendii di inclinazione $\alpha > 15^\circ$, e altezza $H > 30$ m.

I metodi pseudostatici hanno un limite intrinseco in quanto utilizzano sollecitazioni statiche, costanti nel tempo in modulo, direzione e verso, per valutare gli effetti di sollecitazioni sismiche che hanno invece un carattere ciclico e transitorio. L'azione pseudostatica equivalente è inoltre correlata, mediante il coefficiente sismico K , all'accelerazione di picco, mentre è noto che la risposta di un corpo di terra ad un evento sismico dipende non solo dal valore di a_{\max} , ma anche dalla durata e dal contenuto in frequenza dell'accelerogramma.

I metodi degli spostamenti derivati dal modello di blocco rigido di Newmark (1965) permettono di superare i limiti dell'approccio pseudostatico, consentendo di valutare gli effetti della storia delle accelerazioni senza introdurre oneri di calcolo eccessivi. In essi l'azione sismica è definita da una funzione temporale (ad es. un accelerogramma), e la risposta del pendio all'azione sismica è valutata in termini di spostamenti accumulati, eseguendo l'integrazione nel tempo dell'equazione del moto relativo tra massa potenzialmente instabile e formazione di base.

La sicurezza è valutata confrontando lo spostamento accumulato con quello ritenuto ammissibile. Conseguentemente, una condizione di collasso generalizzato (stato limite ultimo) o di perdita di funzionalità (stato limite di servizio) corrisponde al superamento di una soglia critica di spostamento opportunamente definita.

Nei metodi degli spostamenti, la massa di terreno potenzialmente in frana viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile, lungo la superficie di scorrimento (piana o curvilinea). Il corpo potenzialmente in frana, soggetto alla forza peso e all'azione sismica, si sposta lungo la superficie di scorrimento ogni qual volta l'accelerazione della base, $a(t)$, supera un valore di soglia (*accelerazione critica*, a_c) caratteristico delle condizioni di collasso incipiente ($F_s = 1$); lo spostamento si annulla quando l'accelerazione, cambiando di segno, è tale da annullare la velocità relativa tra il corpo di frana e il terreno stabile.

Lo spostamento finale sarà tanto maggiore quanto maggiore è il numero di volte in cui l'accelerazione indotta dal terremoto supera l'accelerazione critica e soprattutto quanto maggiore è l'intervallo di tempo in cui questa situazione si verifica. Ciò significa che lo spostamento dipende fortemente dal contenuto in frequenza dell'azione sismica, oltre che dalla sua ampiezza, e dalle caratteristiche geotecniche e geometriche del pendio, delle quali è funzione anche l'accelerazione critica.

Nel metodo originario (Newmark, 1965), si assume che:

- lo stesso accelerogramma di progetto sia applicato a tutto il corpo di frana ($a(t)$ costante nello spazio);
- la resistenza al taglio del terreno in condizioni statiche e dinamiche sia la stessa (a_c costante nel tempo);
- non possano verificarsi spostamenti del corpo di frana verso monte.

Dal momento che l'influenza della componente verticale delle accelerazioni sull'entità dello spostamento è in genere trascurabile (Simonelli e di Stefano, 2001), l'accelerazione critica a_c e l'accelerazione sismica $a(t)$ vengono di norma assunte orizzontali.

Il metodo di analisi si articola nelle seguenti fasi:

- ricerca, con l'approccio pseudostatico, della superficie di scorrimento potenziale alla quale corrispondono condizioni di equilibrio limite ($F_s = 1$) e determinazione

- del coefficiente sismico critico $K_c = a_c/g$ corrispondente;
- scelta del terremoto di riferimento;
- stima dello spostamento del corpo di frana mediante doppia integrazione dell'equazione differenziale del moto relativo rappresentata nel dominio del tempo;
- confronto tra lo spostamento ammissibile e quello accumulato.

Tenuto conto che i metodi degli spostamenti derivati dal modello di blocco rigido di Newmark (1965) fanno riferimento a cinematismi di collasso idealizzati e semplificati, gli spostamenti calcolati devono considerarsi come una stima dell'ordine di grandezza degli spostamenti reali, e quindi come un indice di prestazione del pendio in condizioni sismiche.

Il metodo degli spostamenti può essere applicato con riferimento a diversi livelli di complessità, come descritto più in dettaglio nell'Appendice 8.D.

Lo spostamento ammissibile dipende da molteplici fattori tra i quali la presenza e la natura di strutture/infrastrutture esistenti, il livello di protezione che si intende adottare, la gravità dei danni connessi ad un eventuale movimento franoso. In mancanza di indicazioni normative, può essere utile fare riferimento ai risultati di alcune ricerche sul comportamento di costruzioni poste su pendii instabili in California (Tabella 8.1). In Tabella 8.2 sono riportati i criteri normativi forniti per i pendii naturali dallo *State of Alaska Geotechnical Evaluation Criteria Committee*.

Wilson e Keefer (1985), con riferimento al comportamento in condizioni sismiche di numerosi pendii californiani, suggeriscono, per le costruzioni dell'area studiata, uno spostamento ammissibile di 2 cm per pendii in roccia, e di 10 cm per pendii in terreni coesivi con cinematismi di rottura di tipo traslativo.

Le linee guida per l'analisi e la mitigazione del rischio di frana in California (ASCE, 2002) indicano invece uno spostamento ammissibile di 5 cm per superfici di scorrimento che coinvolgono manufatti rigidi, e di 15 cm per cinematismi di collasso che si sviluppano in terreni a comportamento duttile e non interagiscono con manufatti esistenti. Le stesse linee guida sottolineano, tuttavia, che nel caso di terreni con comportamento di tipo fragile, il valore di 15 cm è ragionevole se K_c è calcolato utilizzando le caratteristiche di resistenza di post-picco o residua, mentre è opportuno assumere $S_{amm} = 5$ cm se K_c è calcolato sulla base dei parametri di picco della resistenza al taglio.

La sensibilità del modello di Newmark alle caratteristiche dell'accelerogramma (a_{max} , forma, durata e contenuto in frequenza) è ben nota e pertanto l'accelerogramma di riferimento dovrebbe essere scelto accuratamente dopo un'analisi dettagliata della pericolosità sismica regionale e un'analisi statistica dei dati strumentali a scala regionale (cfr. Parte I, cap. 4 - *Azioni sismiche di riferimento*). In assenza di tali studi, è consigliabile confrontare gli effetti di più accelerogrammi (almeno 5), registrati in zone prossime al sito e opportunamente scalati⁸.

Poiché la superficie critica dipende non solo dalle caratteristiche del pendio, ma anche dalla variazione dell'accelerazione all'interno del pendio, lo spostamento calcolato con riferimento alla superficie critica, secondo i criteri sopra indicati, potrebbe non risultare il massimo possibile. Nel caso in cui gli effetti di amplificazione

⁸ L'applicazione di fattori di scala elevati può comportare modifiche sensibili al contenuto in frequenza dell'accelerogramma ed è pertanto da evitare.

all'interno del pendio non siano trascurabili, può essere perciò opportuno considerare almeno un'altra superficie, meno profonda rispetto alla superficie critica, alla quale è associato un valore di K_c maggiore, ma al tempo stesso valori maggiori dell'azione sismica.

8.6 Analisi dinamica avanzata

In aggiunta ai metodi pseudostatici e ai metodi degli spostamenti, le condizioni di stabilità dei pendii in presenza di sisma possono essere valutate anche con metodi di analisi dinamica avanzata⁹. In essi le equazioni dinamiche del moto vengono risolte mediante tecniche di integrazione numerica, agli elementi finiti o alle differenze finite, implementate in codici di calcolo disponibili in commercio.

Un'analisi numerica affidabile richiede infatti una stima accurata della stratigrafia del sottosuolo (lungo una o più sezioni longitudinali del pendio), dello stato di tensione efficace iniziale e della storia di carico, del regime delle pressioni interstiziali e delle caratteristiche di resistenza e rigidezza dei terreni; occorre inoltre assimilare i terreni a mezzi porosi bifase (o trifase). In condizioni dinamiche, la complessità delle analisi è maggiore in quanto è necessaria una riproduzione realistica del comportamento meccanico dei terreni in condizioni cicliche che risulta non lineare ed isteretico a partire da bassi livelli di deformazione. Ciò rende poco idonei i modelli sviluppati nell'ambito della teoria della plasticità convenzionale e richiede piuttosto, in linea di principio, l'uso di modelli costitutivi avanzati, sviluppati nell'ambito della plasticità cinematica incrudente o della plasticità diffusa (analisi dinamica accoppiata). In alternativa, possono essere utilizzati modelli in cui il comportamento ciclico è modellato fissando la forma delle relazioni tensioni-deformazioni (ottenute sperimentalmente) e utilizzando relazioni empiriche per valutare l'incremento di pressione interstiziale indotta dalle condizioni di carico dinamico (analisi dinamica disaccoppiata). In entrambi i casi è richiesto l'uso di parametri non ottenuti abitualmente in prove di sito o laboratorio convenzionali.

Nelle analisi dinamiche è inoltre necessario modellare un volume di terreno maggiore, il che implica maggiori incertezze, simulando opportunamente la dissipazione dell'energia di vibrazione sui contorni del reticolo con il quale si discretizza il problema al finito. A quanto sopra specificato, si aggiungono le incertezze legate alla definizione del terremoto di riferimento (accelerogramma e profondità della formazione rigida di base).

In genere, la stabilità dei pendii naturali è governata da una combinazione di condizioni geologiche, geotecniche e sismiche difficilmente conoscibili con un grado di approfondimento sufficiente, e comunque spesso difficilmente modellabili. Per questi motivi, l'accuratezza delle analisi dinamiche avanzate è in genere molto maggiore dell'affidabilità con la quale possono essere definiti i parametri geotecnici e sismici di ingresso; i risultati ottenuti possono quindi essere poco rappresentativi delle condizioni reali, e l'affinamento dell'analisi può essere solo apparente.

È pertanto consigliabile limitare le analisi dinamiche avanzate allo studio del

⁹ Per quanto l'impiego delle analisi dinamiche avanzate sia esplicitamente previsto per i pendii naturali nell'Eurocodice 8 – Parte 5 (2002), è bene ricorrere a questo tipo di analisi solo per casi molto ben documentati.

comportamento delle dighe in terra che, per la loro importanza, giustificano l'onere di indagini e mezzi di analisi più sofisticati, e per le quali sono note con buona approssimazione la geometria, le caratteristiche meccaniche dei terreni utilizzati, e le condizioni idrauliche (cfr. Parte III, cap. 9 - *Costruzioni in terra*).

In definitiva, le analisi dinamiche avanzate dovrebbero intendersi come un affinamento delle analisi delle condizioni di stabilità di un pendio, non potendo, allo stato attuale delle conoscenze, considerarsi sostitutive dei metodi pseudostatici e dei metodi degli spostamenti.

Tabella 8.1 - Relazione fra spostamenti osservati e danno strutturale (Legg & Slosson, 1984)

livello di danno	spostamento (cm)
irrilevante	< 0.5
modesto	0.5÷5
forte	5÷50
severo	50÷500
catastrofico	> 500

Tabella 8.2 - Spostamenti ammissibili di pendii naturali stabiliti dallo State of Alaska Geotechnical Evaluation Criteria Committee (Idriss, 1985)

livello di danno	spostamento (cm)
V irrilevante	< 3
IV modesto	15
III moderato	30
II elevato	90
I catastrofico	300

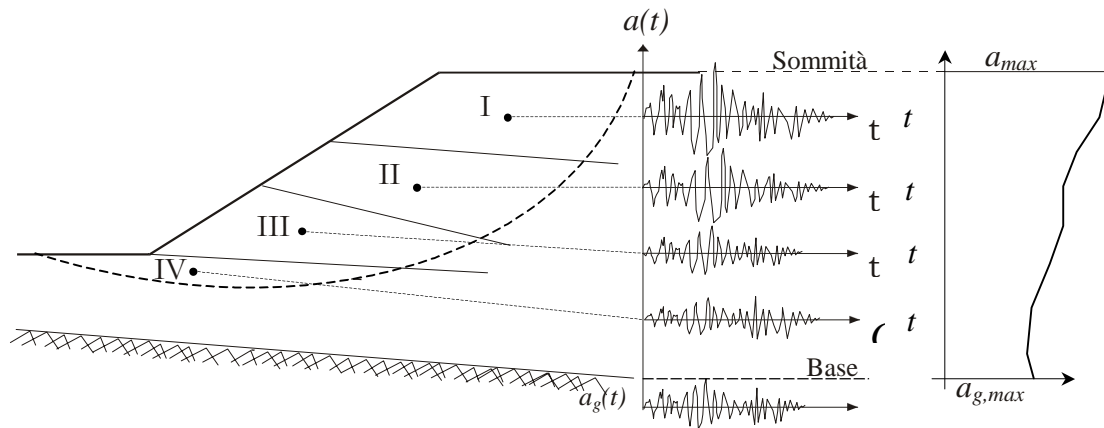


Figura 8.1. Andamento delle accelerazioni all'interno di un pendio

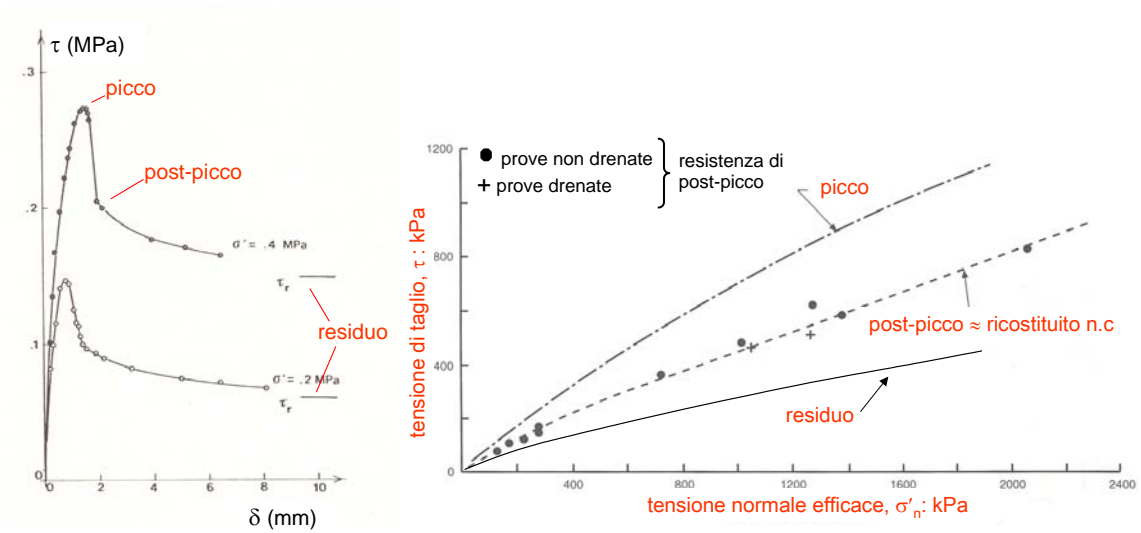


Figura 8.2. Condizioni di picco, post-picco e residue per la resistenza al taglio

Bibliografia

- AA.VV., 2002. *Recommended procedures for implementation of DMG special publication 117 - Guidelines for analysing and mitigating landslide hazards in California*. ASCE Los Angeles Section Geotechnical Group, Southern California Earthquake Center
- Biondi G., Cascone E., Maugeri M., 2004. *Number of uniform stress cycles equivalent to seismic loading*. Proceeding of the 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, University of California, Berkeley, Vol. II, pp.705-712
- Chang C.J., Chen W.F., Yao J.T.P., 1984. *Seismic displacements in slopes by limit analysis*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110 (7), 860-874
- Crespellani T., Madiati C., Vannucchi G., 1998. *Earthquake destructiveness potential factor and slope stability*. Géotechnique, 48 (3), 411- 419
- D.M. LL.PP. 11/3/88. *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 127 supplemento del 1/6/88
- D.M. LL.PP. 16/1/96. *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 29 del 5/2/96
- EN 1997-1, 2002. *Part I: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium
- (pr)EN 1998-1, 2003. *General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium
- (pr)EN 1998-5, 2002. *Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium
- Fardis M.N., Veneziano D., 1981. *Estimation of SPT-N and relative density*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 107 (10), 1345-1359
- Idriss I.M., Dobry R., Singh R.D., 1978. *Non-linear behaviour of soft clays during cyclic loading*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 104 (12), 1427-1447
- Jibson R., 1994. *Predicting earthquake-induced landslide displacement using Newmark's sliding block analysis*. Transportation Research Record 1411, Transportation Research Board, Washington, D.C., 9-17
- Legg M.R., Slosson J.E., 1984. *Probabilistic approach to earthquake-induced landslide hazard mapping*. Proceeding of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, vol. 2, 445-452
- Madia C., Vannucchi G., 1997. *Potenziale sismico distruttivo e stabilità dei pendii: abachi e tabelle per la stima degli spostamenti*. Rivista Italiana di Geotecnica, 3-4, 5-40.
- Marcuson W.F. III, 1981. *Moderator's report for session on "Earth dams and stability of slopes under dynamic loads"*. Proceeding of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, vol. 3, 1175
- Matsui T., Ohara H., Ito T., 1980. *Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 106 (10), 1101-1120
- Newmark N.W., 1965. *Effects of earthquakes on dams and embankments*. The fifth

- Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, *Géotechnique*, 15, (2), 139-160
- Seed H.B., Idriss I.M., Makdisi F., Banerjee N., 1975. *Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis*, Report No. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- Seed H.B., Booker J.R., 1977. *Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains*. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 103 (7), 757-768
- Simonelli A.L., Di Stefano P., 2001. *Effects of vertical seismic accelerations on slope displacements*. Proceeding of the 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn, San Diego, California, Paper No. 5.34
- Simonelli A.L., Fortunato E., 1996. *Effects of earth slope characteristics on displacement based seismic design*. Proceeding of the XII World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico
- Simonelli A.L., Viggiani C., 1995. *Effects of seismic motion characteristics on earth slope behaviour*. Proceeding of First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan, vol. 2, 1097-1102
- Trifunac M. D., Brady A. G., 1975. *A study of the duration of strong earthquake ground motion*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65, 581-626
- Vucetic M., Dobry R., 1991. *Effects of the soil plasticity on cyclic response*, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 117 (1)
- Wilson R.C., Keefer D.K., 1985. *Predicting areal limits of earthquake-induced landsliding*. In: *Evaluating Earthquake Hazard in the Los Angeles Region*, Ziony, E.D. ed., U.S. Geological Survey, Reston, Virginia, Paper No. 1360, 317-345

APPENDICE 8.A

Nei paragrafi seguenti sono presentate le soluzioni fornite dai metodi globali dell'equilibrio limite per i casi più frequentemente studiati nelle applicazioni: pendio indefinito, pendio omogeneo di altezza limitata con superficie di scorrimento piana, pendio omogeneo di altezza limitata con superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica (analisi in tensioni efficaci) o circolare (analisi in tensioni totali).

8.A.1 Pendio indefinito

Lo schema di pendio indefinito, per il caso generale di moto di filtrazione parallelo al pendio, è mostrato in Figura 8.A.1.

8.A.1.1 Incremento di pressione interstiziale $\Delta u = 0$

Posto:

– u_0 = pressione interstiziale agente in condizioni statiche sulla superficie di scorrimento

– σ_0 = tensione totale normale agente in condizioni statiche sulla superficie di scorrimento

$$- r_u = \frac{u_0}{\sigma_0} = \frac{\gamma_w D_w \cos^2 \alpha}{\gamma D \cos^2 \alpha} = \frac{\gamma_w D_w}{\gamma D}$$

per il coefficiente di sicurezza, nel caso di terreno dotato di coesione e attrito, si ottiene:

$$F_S = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha [K_h + (1 \pm K_v) \tan \alpha]} + \frac{1 \pm K_v - r_u - K_h \tan \alpha}{K_h + (1 \pm K_v) \tan \alpha} \cdot \tan \varphi' \quad (8.A.1)$$

Per $K_v = 0$ ed $F_S = 1$ (condizione di collasso incipiente), il coefficiente sismico critico è:

$$K_c = K_h = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \tan \varphi')} + \frac{(1 - r_u) \cdot \tan \varphi' - \tan \alpha}{(1 + \tan \alpha \tan \varphi')} \quad (8.A.2)$$

8.A.1.2 Incremento di pressione interstiziale $\Delta u \neq 0$

Posto: $\Delta u^* = \frac{\Delta u}{\sigma'_0} = \frac{\Delta u}{\gamma D \cos^2 \alpha (1 - r_u)} \Rightarrow \frac{\Delta u}{\gamma D \cos^2 \alpha} = \Delta u^* (1 - r_u)$, per il coefficiente di sicurezza si ottiene:

$$F_S = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha [K_h + (1 \pm K_v) \tan \alpha]} + \frac{(1 - r_u) \cdot (1 - \Delta u^*) - K_h \tan \alpha \pm K_v}{K_h + (1 \pm K_v) \tan \alpha} \cdot \tan \varphi' \quad (8.A.3)$$

Per $K_v = 0$ ed $F_S = 1$ (condizione di collasso incipiente), il coefficiente sismico critico è:

$$K_{c \min} = K_{h \min} = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha \cdot (1 + \tan \alpha \tan \varphi')} + \frac{(1 - r_u) \cdot (1 - \Delta u^*_{\max}) \cdot \tan \varphi' - \tan \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \varphi'} \quad (8.A.4)$$

8.A.1.3 Equazione del moto relativo

Nel caso di moto traslazionale, l'equazione del moto relativo si ricava applicando il secondo principio della dinamica $m \cdot \ddot{x}(t) = R^{(e)}$, dove $m = W/g$ è la massa potenzialmente instabile, $\ddot{x}(t)$ è l'accelerazione relativa della massa rispetto alla formazione stabile e $R^{(e)}$ è la risultante delle forze esterne data dalla differenza tra le forze destabilizzanti e le forze resistenti, entrambe definite rispetto alla condizione di collasso incipiente. Assumendo $K_v = 0$ è:

$$\ddot{x}(t) = [K_h(t) - K_c] \cdot g \frac{\cos(\alpha - \varphi')}{\cos \varphi'} \quad (8.A.5)$$

8.A.2 Pendio delimitato da superficie di scorrimento piana (cuneo piano)

Lo schema relativo al caso di cuneo piano è mostrato in Figura 8.A.2.

Posto $U = U_o + \Delta U =$ risultante delle pressioni interstiziali lungo la superficie di scorrimento, con U_o risultante delle pressioni interstiziali agenti in condizioni statiche e ΔU risultante degli incrementi delle pressioni interstiziali, si ottiene, per il coefficiente di sicurezza:

$$F_S = \frac{c' \cdot \bar{a}\bar{c}}{W \cos \alpha [K_h + (1 \pm K_v) \tan \alpha]} + \frac{1 \pm K_v - K_h \tan \alpha - \frac{U}{W \cos \alpha}}{[K_h + (1 \pm K_v) \tan \alpha]} \cdot \tan \varphi' \quad (8.A.6)$$

Per $K_v = 0$ ed $F_S = 1$ (condizione di collasso incipiente), il coefficiente sismico critico è:

$$K_c = K_h = \frac{c' \cdot \bar{a}\bar{c}}{W \cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \varphi')} + \tan(\varphi' - \alpha) - \frac{U \tan \varphi'}{W \cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \varphi')} \quad (8.A.7)$$

Note:

- i valori minimi di F_S e K_c si ricercano per tentativi variando l'inclinazione α della superficie di scorrimento;
- l'equazione del moto relativo è identica al caso di pendio indefinito.

8.A.3 Pendio delimitato da superficie di scorrimento curvilinea

8.A.3.1 Superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica (analisi in tensioni efficaci)

Per pendii omogenei, in assenza di pressioni interstiziali ($u=0$), interessati da meccanismi di collasso rotazionali, la condizione di compatibilità cinematica impone come unica forma possibile per la superficie di scorrimento quella di un arco di spirale logaritmica (Figura 8.A.3) di equazione:

$$r = r_0 \exp[(\vartheta - \vartheta_0) \tan \varphi] \quad (8.A.8)$$

che si riduce ad una superficie circolare per terreni puramente coesivi ($\varphi = 0$).

Il cinematisimo di collasso viene espresso in funzione dell'altezza H del pendio e degli angoli θ_0 e θ_h essendo:

$$\frac{H}{r_0} = \frac{\text{sen} \vartheta_h \exp[(\vartheta_h - \vartheta_0) \tan \varphi] - \text{sen} \vartheta_0}{\text{sen} \alpha} \quad (8.A.9)$$

Osservando che in ogni punto della superficie di scorrimento la risultante della tensione normale (σ_n) e della componente attritiva della resistenza al taglio ($\sigma_n \cdot \tan \varphi$) passa per il centro di rotazione della spirale, O (Figura 8.A.3), dall'equilibrio alle rotazioni rispetto ad O si ottiene, per $K_v = 0$:

$$c \cdot f_c = \gamma \cdot r_0 \cdot [(f_1 - f_2 - f_3) + K_h(f_4 - f_5 - f_6)] \quad (8.A.10)$$

dove le funzioni f_c e $f_1 - f_6$ sono fornite dalle relazioni:

$$f_c = \frac{\exp[2(\vartheta_h - \vartheta_0) \tan \varphi] - 1}{2 \tan \varphi} \quad (8.A.11)$$

$$f_1 = \frac{\{ (3 \tan \varphi \cos \vartheta_h + \text{sen} \vartheta_h) \exp[3(\vartheta_h - \vartheta_0) \tan \varphi] - 3 \tan \varphi \cos \vartheta_0 - \text{sen} \vartheta_0 \}}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi)} \quad (8.A.12)$$

$$f_2 = \frac{L}{6r_0} \cdot \left(2 \cos \vartheta_0 - \frac{L}{r_0} \right) \text{sen} \vartheta_0 \quad (8.A.13)$$

$$f_3 = \frac{1}{6} \cdot \exp[(\vartheta_h - \vartheta_0) \tan \varphi] \left[\text{sen}(\vartheta_h - \vartheta_0) - \frac{L}{r_0} \text{sen} \vartheta_h \right] \cdot \left\{ \cos \vartheta_0 - \frac{L}{r_0} + \cos \vartheta_h \exp[(\vartheta_h - \vartheta_0) \tan \varphi] \right\} \quad (8.A.14)$$

$$f_4 = \frac{(3 \tan \varphi \text{sen} \vartheta_h - \cos \vartheta_h) \exp[3(\vartheta_h - \vartheta_0) \tan \varphi] - 3 \tan \varphi \text{sen} \vartheta_0 + \cos \vartheta_0}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi)} \quad (8.A.15)$$

$$f_5 = \frac{L}{3r_0} \cdot \text{sen}^2 \vartheta_0 \quad (8.A.16)$$

$$f_6 = \frac{1}{6} \exp[(\vartheta_h - \vartheta_0) \tan \varphi] \left[\text{sen}(\vartheta_h - \vartheta_0) - \frac{L}{r_0} \text{sen} \vartheta_h \right] \cdot \{ \text{sen} \vartheta_0 + \text{sen} \vartheta_h \exp[(\vartheta_h - \vartheta_0) \tan \varphi] \} \quad (8.A.17)$$

Definendo le caratteristiche di resistenza in termini di coesione mobilitata $c_m = c/F_S$ e angolo di resistenza al taglio mobilitato $\varphi_m = \varphi/F_S$ si ottiene un'espressione implicita per il coefficiente di sicurezza F_S , da risolvere per tentativi.

In alternativa, ponendo $F_S = 1$ (condizione di collasso incipiente) si ottiene l'espressione del coefficiente sismico critico K_c :

$$K_c = \frac{\frac{c}{\gamma H} \cdot f_c \cdot \{ \text{sen} \vartheta_h \exp[(\vartheta_h - \vartheta_0) \tan \varphi] - \text{sen} \vartheta_0 \} - (f_1 - f_2 - f_3)}{(f_4 - f_5 - f_6)} \quad (8.A.18)$$

Note:

- i valori minimi di F_S e K_c si ricercano per tentativi considerando diversi possibili cinematismi di collasso (variando θ_0 e θ_h);
- non si ottengono soluzioni significative per un mezzo puramente attritivo ($c = 0$).

8.A.3.2 Superficie di scorrimento circolare (analisi in tensioni totali)

Le soluzioni di maggiore interesse applicativo per cinematismi di collasso rotazionali si ottengono per un mezzo puramente coesivo ($\varphi = 0$), cioè per analisi di stabilità di pendii e fronti di scavo in terreni coesivi condotte in termini di tensioni totali, nelle condizioni di breve termine. Per $\varphi = 0$, la superficie di scorrimento si riduce ad un cerchio ($r = r_0$). Le soluzioni corrispondenti sono di seguito riportate. Posto:

$$\begin{aligned} \frac{H}{r_0} &= \text{sen} \vartheta_h - \text{sen} \vartheta_0 \\ \frac{L}{r_0} &= \frac{\text{sen}(\alpha + \vartheta_0) - \text{sen}(\alpha + \vartheta_h)}{\text{sen} \alpha} \end{aligned} \quad (8.A.19)$$

le espressioni del coefficiente di sicurezza e del coefficiente sismico critico sono:

$$F_S = \frac{c_u \cdot f_c}{\gamma H} \cdot \frac{\text{sen} \vartheta_h - \text{sen} \vartheta_0}{(f_1 - f_2 - f_3) + K_h (f_4 - f_5 - f_6)} \quad (8.A.20)$$

$$K_c = \frac{\frac{c_u}{\gamma H} \cdot f_c \cdot (\text{sen} \vartheta_h - \text{sen} \vartheta_0) - (f_1 - f_2 - f_3)}{(f_4 - f_5 - f_6)} \quad (8.A.21)$$

in cui le funzioni f_c e $f_1 - f_6$ si modificano come di seguito specificato:

$$f_c = (\vartheta_h - \vartheta_0) \quad (8.A.22)$$

$$f_1 = \frac{\text{sen} \vartheta_h - \text{sen} \vartheta_0}{3} \quad (8.A.23)$$

$$f_2 = \frac{L}{6r_0} \cdot \left(2 \cos \vartheta_0 - \frac{L}{r_0} \right) \text{sen} \vartheta_0 \quad (8.A.24)$$

$$f_3 = \frac{1}{6} \cdot \left[\text{sen}(\vartheta_h - \vartheta_0) - \frac{L}{r_0} \text{sen} \vartheta_h \right] \left\{ \cos \vartheta_0 - \frac{L}{r_0} + \cos \vartheta_h \right\} \quad (8.A.25)$$

$$f_4 = \frac{\cos \vartheta_0 - \cos \vartheta_h}{3} \quad (8.A.26)$$

$$f_5 = \frac{L}{3 r_0} \cdot \sin^2 \vartheta_0 \quad (8.A.27)$$

$$f_6 = \frac{1}{6} \left[\sin(\vartheta_h - \vartheta_0) - \frac{L}{r_0} \sin \vartheta_h \right] \{ \sin \vartheta_0 + \sin \vartheta_h \} \quad (8.A.28)$$

8.A.3.3 Equazione del moto relativo

Nel caso di moto rotazionale, l'equazione del moto relativo si ottiene applicando la seconda equazione cardinale della dinamica $I \cdot \ddot{\vartheta}(t) = M^{(e)}$, dove I è il momento di inerzia polare della massa potenzialmente instabile rispetto al centro di rotazione, $\ddot{\vartheta}(t)$ è l'accelerazione angolare relativa della massa rispetto alla formazione stabile ed $M^{(e)}$ è la risultante dei momenti delle forze esterne fornita dalla differenza tra il momento delle forze destabilizzanti e quello delle forze resistenti, entrambi definiti rispetto alla condizione di collasso incipiente. Con il significato dei simboli illustrato nel § 8.A.3.1, l'equazione del moto relativo, per superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica, con $K_v = 0$, è data da:

$$\ddot{\vartheta}(t) = \frac{[K_h(t) - K_c] g [\gamma r_0^3 (f_4 - f_5 - f_6)]}{W \cdot l^2} \quad (8.A.29)$$

dove:

$$W = \text{peso del corpo di frana} \quad (8.A.30)$$

$$W = \frac{\gamma r_0^2}{2} \left\{ \frac{\exp[2(\vartheta_h - \vartheta_0) \tan \varphi] - 1}{2 \tan \varphi} - \frac{L}{r_0} \sin \vartheta_0 - \left[\sin(\vartheta_h - \vartheta_0) - \frac{L}{r_0} \sin \vartheta_h \right] \exp[(\vartheta_h - \vartheta_0) \tan \varphi] \right\}$$

l = distanza del baricentro del corpo di frana dal centro di rotazione:

$$l = \frac{\sqrt{[\gamma r_0^3 (f_1 - f_2 - f_3)]^2 + [\gamma r_0^3 (f_4 - f_5 - f_6)]^2}}{W} \quad (8.A.31)$$

Nel calcolo del momento di inerzia polare del corpo di frana è lecito trascurare il momento di inerzia baricentrico I_G , ottenendo:

$$I = I_G + \frac{W}{g} l^2 \cong \frac{W}{g} l^2 \quad (8.A.32)$$

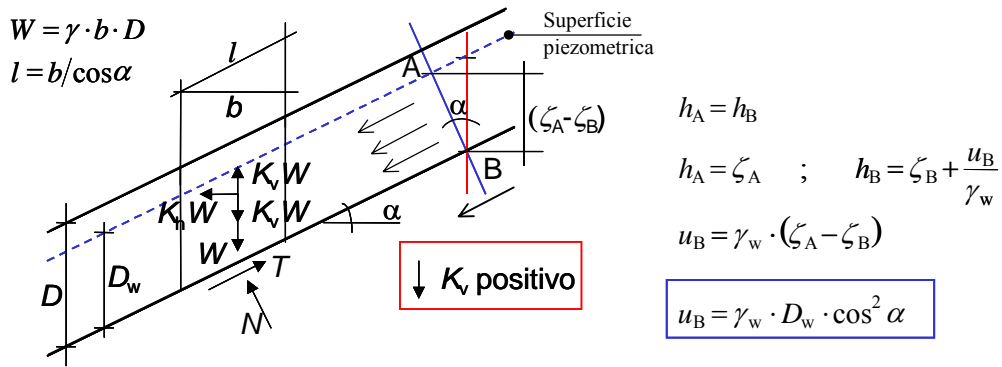


Figura 8.A.1: Schema di pendio indefinito

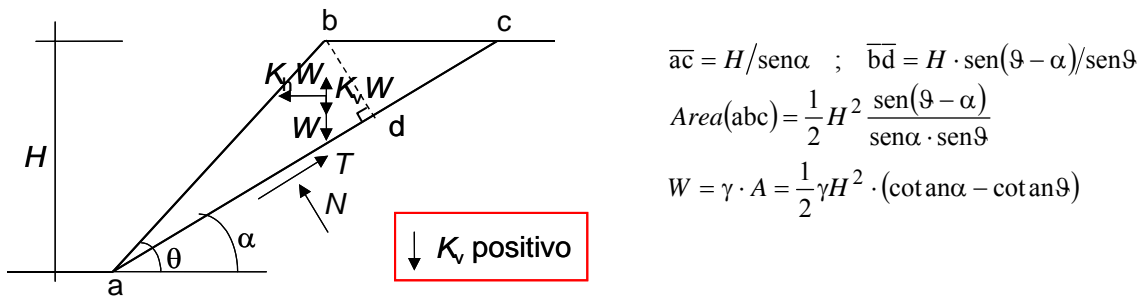


Figura 8.A.2: Schema di pendio limitato con superficie di scorrimento piana

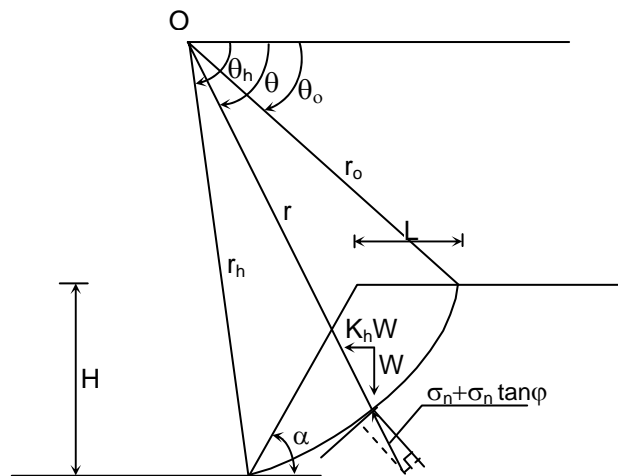


Figura 8.A.3: Schema di pendio limitato con superficie di scorrimento ad arco di spirale logaritmica

Appendice 8.B

In assenza di determinazioni sperimentali appropriate, ottenute da prove cicliche di laboratorio, la riduzione di resistenza al taglio in condizioni di carico sismico può essere stimata avvalendosi di relazioni empiriche di letteratura, come indicato nei paragrafi seguenti, con riferimento al caso di analisi condotte in termini di tensioni efficaci o in termini di tensioni totali.

8.B.1 Analisi in termini di tensioni efficaci

Come esposto nella Parte I, cap.2 - *Comportamento dei terreni in condizioni dinamiche*, l'incremento di pressione interstiziale deve essere valutato nel caso di terreni saturi se la deformazione di taglio indotta dall'azione sismica è superiore al valore della deformazione di soglia volumetrica, γ_v . Nei terreni parzialmente saturi, la pressione interstiziale aumenta durante l'applicazione della sollecitazione sismica, ma si mantiene generalmente inferiore alla pressione atmosferica; in tal caso, può essere assunto un valore nullo delle pressioni interstiziali per tutto il periodo di applicazione del carico ($\sigma' = \sigma$) e le analisi possono essere eseguite utilizzando le caratteristiche di resistenza determinate in prove drenate eseguite su provini preventivamente saturati dello stesso materiale.

Per la valutazione di Δu è opportuno distinguere il comportamento delle terre in relazione alla loro diversa natura, coesiva o incoerente.

Nei terreni coesivi, l'incremento di pressione interstiziale Δu , ad una certa profondità, può essere stimato mediante la seguente relazione empirica (Matsui et al., 1980):

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_0} = \beta \cdot \left[\log \frac{\gamma_{c,max}}{\gamma_v} \right] \quad (8.B.3)$$

dove σ'_0 è il valore iniziale della pressione media efficace¹ alla profondità considerata, $\gamma_{c,max}$ è la deformazione di taglio massima raggiunta durante il sisma e $\beta \cong 0.45$ è un coefficiente sperimentale. La deformazione di soglia volumetrica γ_v , determinabile con prove cicliche di laboratorio, può essere valutata in prima approssimazione mediante la relazione:

$$\gamma_v = A \cdot (OCR-1) + B \quad (8.B.4)$$

nella quale OCR è il grado di sovraconsolidazione, A e B sono coefficienti sperimentali che, in assenza di una determinazione diretta, possono essere ricavati in funzione dell'indice di plasticità I_p , (Tabella 8.B.1):

Il valore di $\gamma_{c,max}$ relativo alla profondità considerata può essere determinato mediante un'analisi della risposta sismica locale (Parte II, cap. 6 - *Risposta sismica locale*). In alternativa, si determina preliminarmente il valore di τ_{max} mediante la relazione empirica:

¹ $\sigma'_0 = \sigma'_{v0} \cdot (1+2K_0)/3$, dove σ'_{v0} è la pressione verticale efficace e K_0 il coefficiente di spinta a riposo.

$$\tau_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d \quad (8.B.5)$$

dove a_{\max} , espressa in g , è l'accelerazione di picco al piano campagna sulla verticale relativa al punto considerato; g è l'accelerazione di gravità; σ_v è la tensione verticale totale; r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica alla profondità di interesse che porta in conto la deformabilità del sottosuolo. Il coefficiente r_d può essere valutato, in prima approssimazione, con la seguente espressione:

$$r_d = 1 - 0.015 z \quad (8.B.6)$$

dove z è la profondità nel punto considerato.

La massima deformazione di taglio indotta dal sisma si ricava quindi dalla relazione:

$$\gamma_{c,\max} = \frac{\tau_{\max}}{G} \quad (8.B.7)$$

dove il modulo di taglio G può essere determinato, per via iterativa, dalla curva G - γ ottenuta da prove di laboratorio (di cui in Figura 8.B.1 sono rappresentati alcuni andamenti tipici).

Nei terreni granulari, l'incremento di pressione interstiziale generato dalla sollecitazione sismica può essere stimato mediante la seguente relazione empirica (Seed & Booker, 1977):

$$\frac{\Delta u_N}{\sigma'_0} = \frac{2}{\pi} \cdot \sin^{-1} \left[\left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2a} \right] \quad (8.B.8)$$

dove Δu_N è l'incremento di pressione interstiziale dopo N cicli di carico, σ'_0 il valore iniziale della pressione media efficace alla profondità considerata, N è il numero di cicli di carico di ampiezza costante equivalente al sisma ed N_L è il numero di cicli di carico necessari per produrre la liquefazione nel terreno. La costante sperimentale a può essere valutata mediante la relazione proposta da Fardis & Veneziano (1981), in funzione della densità relativa, D_r (in frazione):

$$a = 0.96 \cdot D_r^{0.83} \cdot \varepsilon_\theta \quad (8.B.9)$$

Il termine ε_θ ha distribuzione log-normale con valore medio unitario e varianza pari a 0.1^2 .

Per determinare il numero di cicli N che compare nella relazione 8.B.8 è necessario approssimare la storia deformativa di taglio irregolare indotta dal terremoto con una sollecitazione ciclica equivalente di ampiezza costante, τ_{eq} e numero di cicli equivalente $N_{eq} = N$ seguendo una delle numerose procedure presenti in letteratura. Utilizzando ad esempio la procedura proposta da Biondi et al. (2004) si ottiene:

$$\tau_{eq} = 0.65 \cdot \tau_{\max} \quad (8.B.10)$$

$$N_{eq} = \exp(\alpha + \beta \cdot \ln a_{max} + \gamma \cdot \ln I_A + \delta \cdot \ln v_0 + \varepsilon \cdot \ln T_D) \quad (8.B.11)$$

Nell'equazione 8.B.10, τ_{max} rappresenta la sollecitazione di taglio massima indotta dal terremoto alla profondità considerata, il cui valore può essere stimato mediante un'analisi della risposta sismica locale (Parte II, cap. 6 - *Risposta sismica locale*) o, in prima approssimazione, mediante la relazione (8.B.5). Nell'equazione (8.B.11), I_A è l'intensità di Arias (m/s), v_0 è l'intensità degli incroci con l'asse dei tempi dell'accelerogramma (s^{-1}), T_D la durata dell'accelerogramma definita da Trifunac e Brady (1975)² (s). Per le costanti che compaiono nella relazione (8.B.11) sono consigliati i seguenti valori: $\alpha = -1.629$; $\beta = -2.493$; $\gamma = 1.239$; $\delta = 0.854$; $\varepsilon = -0.307$.

Per la determinazione del valore di N_L può essere impiegato il grafico di Figura 8.B.2, nel quale N_L è riportato in funzione di D_r e dell'ampiezza dello sforzo di taglio imposto, $\tau_{hv} = \tau_{eq}$, normalizzato rispetto al valore iniziale della tensione media efficace. Una valutazione di N_L può in alternativa essere ottenuta sperimentalmente mediante prove triassiali cicliche o di taglio semplice ciclico; in prove di taglio semplice τ_{hv} è normalizzata rispetto al valore della tensione verticale efficace.

8.B.2 Analisi in termini di tensioni totali (terreni coesivi)

Se l'analisi è eseguita in termini di tensioni totali, il valore della coesione non drenata c_u deve essere ridotto rispetto al caso statico per tener conto della degradazione conseguente al carattere ciclico delle sollecitazioni sismiche. Come già evidenziato nella Parte I, cap.2 - *Comportamento dei terreni in condizioni dinamiche*, viene in genere trascurato, a favore della sicurezza, l'eventuale incremento della resistenza non drenata, che può manifestarsi in terreni coesivi di elevata plasticità per effetto della elevata velocità di applicazione dei carichi.

Una stima del coefficiente di riduzione della resistenza non drenata, δ_{cu} (cfr. Parte I, cap. 2 - *Comportamento dei terreni in condizioni dinamiche*), può essere ottenuta mediante l'equazione:

$$\delta_{cu} = N^t \quad (8B.11)$$

dove N è il numero di cicli di carico indotti dal sisma e t è un parametro di degradazione che può essere stimato con la relazione:

$$t = s \cdot (\gamma_c - \gamma_v)^r \quad (8B.12)$$

funzione della deformazione di taglio ciclica γ_c e della deformazione di soglia volumetrica γ_v , quest'ultima valutata come esposto al § 8.B.1.

I valori di s ed r possono essere stimati in funzione dell'indice di plasticità, I_p , e del grado di sovraconsolidazione, OCR (Tabella 8.B.2). Il numero di cicli N può essere valutato calcolando il numero di incroci con l'asse dei tempi nell'intervallo di tempo compreso tra il primo e l'ultimo superamento di una prefissata soglia di accelerazione (solitamente pari a 0.05 g) (cfr. Parte I, cap. 4 - *Azioni sismiche di riferimento*). Per la

² La durata di Trifunac (Trifunac & Brady, 1975) è definita come l'intervallo temporale compreso tra gli istanti in cui viene rilasciata un'energia pari al 90% del totale, più specificamente come il tempo compreso tra il 5% e il 95% dell'intensità di Arias.

deformazione di taglio ciclica γ_c si può utilizzare la relazione:

$$\gamma_c = \frac{\tau_{eq}}{G} \quad (8.B.13)$$

in cui il valore del modulo di taglio G viene determinato per via iterativa dalla curva G - γ ottenuta da prove di laboratorio (di cui in Figura 8.B.1 sono rappresentati alcuni andamenti tipici) e τ_{eq} è espressa dalla relazione (8.B.10).

Tabella 8.B.1. Valori suggeriti per i coefficienti *A* e *B*

I_p (%)	<i>A</i>	<i>B</i>
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-3}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

Tabella 8.B.2. Coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica (Matasovic, 1993)

	<i>OCR</i> = 1			<i>OCR</i> = 2	<i>OCR</i> = 4
	$I_p = 15$	$I_p = 30$	$I_p = 50$	$I_p = 50$	$I_p = 50$
<i>s</i>	0.195	0.095	0.075	0.054	0.042
<i>r</i>	0.600	0.600	0.495	0.480	0.423

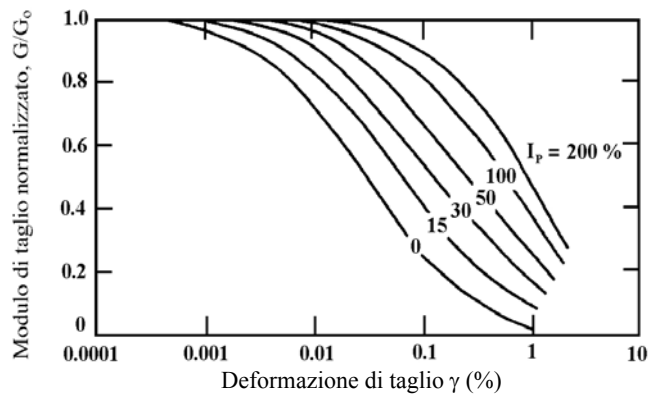


Figura 8.B.1. Andamento del modulo di taglio con la deformazione di taglio (Vucetic e Dobry, 1991)

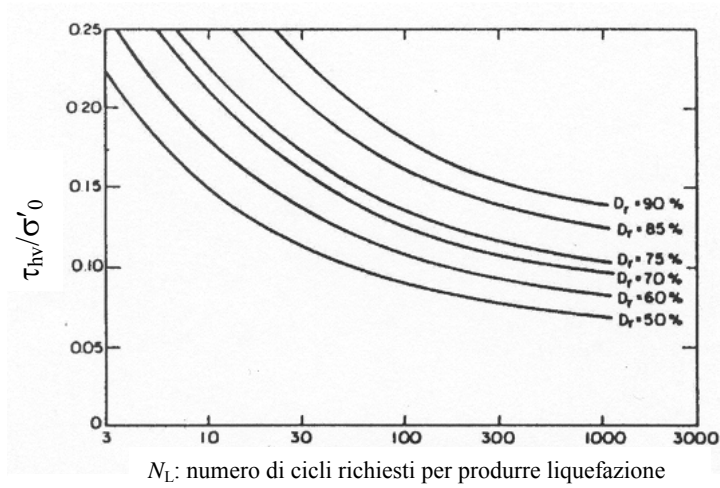


Figura 8.B.2. Curve di resistenza alla liquefazione da prove di taglio cicliche (Seed et al., 1975)

APPENDICE 8.C

8.C.1 Accelerazione e coefficiente sismico equivalente da analisi della risposta sismica bi-dimensionali

Se l'analisi della risposta sismica è eseguita in condizioni bi-dimensionali, è possibile valutare la storia temporale delle tensioni agenti su ciascuno degli elementi del reticolo con il quale è stato discretizzato il pendio. Considerando gli elementi che intersecano la superficie di scorrimento, si può calcolare, per ciascun intervallo di tempo, la forza orizzontale agente su di essa:

$$F_h(t) = \sum_1^n [\tau_{xy_i}(t) \cdot \Delta x_i + \sigma_{x_i}(t) \cdot \Delta y_i] \quad (8.C.1)$$

dove n è il numero degli elementi lungo la superficie di scorrimento, Δx , Δy , τ_{xy} e σ_x sono, per l'elemento i -esimo, le dimensioni orizzontale e verticale, e le componenti di tensione agenti sulle facce orizzontali e verticali.

Nota $F_h(t)$, si ottiene la storia temporale dell'accelerazione equivalente lungo la superficie di scorrimento $a_{eq}(t) = F_h(t)/M$, dove M è la massa del corpo di frana, e se ne determina il valore massimo, $a_{(max)eq}$, da utilizzare per il calcolo del coefficiente sismico equivalente, K_{heq} ¹.

Il calcolo deve essere ripetuto iterativamente fino ad ottenere una variazione trascurabile per K_{heq} e per la posizione della superficie di scorrimento corrispondente.

8.C.2 Accelerazione e coefficiente sismico equivalente da analisi della risposta sismica monodimensionali

Se l'analisi della risposta sismica viene condotta in condizioni monodimensionali, il pendio viene assimilato ad un deposito stratificato (con giaciture degli strati orizzontali) di spessore complessivo pari alla distanza tra la sommità del pendio e la formazione rigida di base; il coefficiente sismico equivalente può essere valutato seguendo due diverse procedure. Nella prima, si valuta il profilo delle accelerazioni massime (Figura 8.1) e se ne calcola il valore medio, $a_{(max)eq}$, calcolando quindi K_{heq} a partire da tale valore¹. Nella seconda, noto il profilo delle accelerazioni massime, il valore di $a_{(max)eq}$ è calcolato come media pesata sulle aree A_i delle strisce orizzontali in cui viene suddiviso il corpo di frana:

$$a_{(max)eq} = \frac{\sum a_{max_i} \cdot A_i}{\sum A_i} \quad (8.C.2)$$

Anche in questo caso il calcolo deve essere ripetuto iterativamente finché non si ottiene una variazione trascurabile per K_{heq} e per la superficie di scorrimento corrispondente. Nelle analisi monodimensionali non si può tenere conto del

¹ Ad esempio, congruentemente con le indicazioni dell'Eurocodice 8 – Parte 5 (2002), sarebbe $K_{heq} = 0.5 \cdot a_{(max)eq} / g$.

carattere asincrono del moto sismico, e si possono ottenere valori eccessivamente cautelativi di K_{heq} .

APPENDICE 8.D

8.D.1 Metodi semplificati degli spostamenti

Esistono in letteratura numerosi metodi semplificati i quali, sulla base di correlazioni empiriche, permettono una stima approssimata degli spostamenti di un pendio soggetto a sisma senza dover ricorrere all'integrazione numerica dell'equazione del moto. Tuttavia, è bene sottolineare che, trattandosi di correlazioni proposte per siti specifici, il loro uso è accettabile solo per una valutazione di prima approssimazione degli spostamenti indotti dal terremoto e che è sempre necessario, prima di giungere ad un giudizio definitivo sulle condizioni di stabilità del pendio in esame, procedere al calcolo degli spostamenti mediante integrazione dell'equazione del moto, dopo avere definito un terremoto di progetto rappresentativo per l'area in esame.

Nella maggior parte dei metodi semplificati lo spostamento S del pendio sottoposto ad un evento sismico viene espresso come prodotto di due termini, valutabili in modo indipendente l'uno dall'altro:

$$S = S_0 \cdot A \quad (8.D.1)$$

dove S_0 è lo spostamento di un blocco rigido (equivalente al corpo di frana) su un piano orizzontale ed A è un fattore di forma che dipende dalla geometria del problema, dalle caratteristiche di resistenza e dalla forma della superficie di scorrimento.

Nei metodi semplificati, lo spostamento S_0 viene correlato empiricamente al valore dell'accelerazione critica $a_c = K_c/g$ e ad una o più grandezze rappresentative dell'evento sismico. I diversi metodi differiscono tra di loro nella scelta di tali grandezze, nonché nell'insieme degli accelerogrammi considerati nella ricerca delle correlazioni empiriche⁴.

Per il fattore A possono essere utilizzate le espressioni ottenute per i meccanismi di rottura caratterizzati da una geometria regolare della superficie di scorrimento, o per quelli che, con buona approssimazione, sono ad essi riconducibili.

Nel caso di pendio indefinito o di corpo di frana delimitato da una superficie di scorrimento piana, lo schema di calcolo corrisponde esattamente a quello del blocco di Newmark. In questo caso, lo spostamento finale cumulato nella direzione della superficie di scorrimento può essere ottenuto moltiplicando S_0 per il coefficiente:

$$A = \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \varphi} \quad (8.D.2)$$

⁴ Correlazioni di validità "regionale", basate su alcune registrazioni del terremoto dell'Irpinia (1980), sono state presentate sotto forma di abachi per il caso di pendio in terreno incoerente, asciutto o saturo (con $\Delta u=0$), da Simonelli e Fortunato (1996).

Per il caso di pendio indefinito di terreno incoerente, in assenza di falda, utilizzando alcune registrazioni accelerometriche dei terremoti del Friuli (1976) e dell'Irpinia (1980), Simonelli e Viggiani (1995), hanno ottenuto, per diversi valori di φ ed α , le seguenti espressioni del limite superiore, D (in cm), dello spostamento cumulato :

- per il terremoto del Friuli: $\log(D) = 1.95 - 2.284 (K_c/K_{max})$ per $0.1 \leq (K_c/K_{max}) \leq 0.5$
 $\log(D) = 3.118 - 4.62 (K_c/K_{max})$ per $0.5 \leq (K_c/K_{max}) \leq 0.9$
- per il terremoto dell'Irpinia: $\log(D) = 2.652 - 3.333 (K_c/K_{max})$

essendo $K_{max} = a_{max}/g$.

dove α è l'inclinazione della superficie di scorrimento corrispondente al coefficiente sismico critico K_c e φ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno. Per valori di $\varphi = 20^\circ \div 30^\circ$ ed $\alpha = 5^\circ \div 25^\circ$ è $A = 1.03 \div 1.15$.

Le espressioni di A per cinematismi di collasso rotazionali caratterizzati da superfici di scorrimento assimilabili ad archi di cerchio o di spirale logaritmica sono fornite in letteratura (Madiati e Vannucchi, 1997; Crespellani et al., 1998).

La Tabella 8.D.1 riporta le espressioni dello spostamento su un piano orizzontale calcolato con alcuni dei metodi semplificati proposti in letteratura. Nella Tabella, a_c è l'accelerazione critica del pendio, a_{max} e v_{max} rappresentano l'accelerazione massima e la velocità massima del terremoto di progetto. Inoltre:

- I_A è l'intensità di Arias: $I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a^2(t) dt$;
- P_D è il potenziale sismico distruttivo: $P_D = I_d / v_0^2$ ($10^{-4} g s^3$);

Nella espressione di P_D , v_0 è l'intensità degli incroci con l'asse dei tempi dell'accelerogramma di progetto (in s^{-1}) e I_A è espressa in $g \cdot s$.

Nell'Appendice 8.A sono fornite le espressioni del coefficiente sismico critico, K_c , per i casi di pendio indefinito e di pendio omogeneo di altezza limitata con superficie di scorrimento piana o curvilinea.

8.D.2 Approccio originario di Newmark – analisi dello scorrimento del blocco rigido

Nell'approccio originario di Newmark la valutazione dello spostamento permanente viene effettuata mediante doppia integrazione dell'equazione differenziale del moto relativo del corpo di frana rispetto alla formazione di base, negli intervalli temporali in cui l'accelerazione, $a(t)$, assunta costante lungo la superficie di scorrimento, è maggiore di quella critica, a_c , assunta costante nel tempo, e in tutti gli istanti in cui la velocità relativa della massa potenzialmente instabile è positiva. Lo spostamento permanente cumulato si ottiene per sommatoria degli spostamenti parziali calcolati nei singoli intervalli temporali. La Figura 8.D.1 mostra schematicamente la storia temporale di un accelerogramma di progetto, della velocità relativa e degli spostamenti accumulati.

Nel calcolo possono essere considerati cinematismi di collasso traslativi o rotazionali.

Il coefficiente sismico critico, K_c , può essere determinato utilizzando i metodi pseudostatici dell'equilibrio limite, ricercando il minimo valore che corrisponde alla condizione di collasso incipiente ($F_S = 1$). Nell'Appendice 8.A sono riportate le espressioni di K_c fornite dai metodi globali per i casi di pendio indefinito e di pendio omogeneo di altezza limitata con superficie di scorrimento piana o curvilinea.

8.D.3 Approccio modificato di Newmark – effetto della risposta sismica locale e del decremento della resistenza al taglio

Nel modello originario di Newmark, il coefficiente sismico critico è assunto costante nel tempo e l'accelerogramma di progetto è assunto costante nello spazio; non si tiene dunque conto del decadimento della resistenza al taglio in condizioni cicliche e dei

fenomeni di amplificazione (o deamplificazione) del moto sismico all'interno del pendio. Queste ipotesi possono essere rimosse nell'approccio modificato del metodo degli spostamenti.

L'incremento delle pressioni interstiziali e/o la riduzione della resistenza indotti dalle condizioni di carico ciclico (Appendice 8.B) producono una diminuzione di K_c durante l'azione sismica che può essere valutata nel modo seguente:

- calcolo del valore iniziale di K_c e della superficie critica corrispondente;
- valutazione dell'incremento delle pressioni interstiziali Δu (analisi in tensioni efficaci) o del coefficiente di degradazione ciclica δ_{cu} (analisi in tensioni totali) durante l'azione sismica. Il calcolo di Δu o δ_{cu} richiede la preventiva definizione di un valore di accelerazione massima equivalente, $a_{\max(\text{eq})}$, lungo la superficie di scorrimento. Qualora si tenga conto dei fenomeni di risposta sismica locale, il valore di $a_{\max(\text{eq})}$ può essere valutato come esposto nell'Appendice 8.C.
- determinazione del valore finale di K_c tenendo conto dei valori calcolati di Δu o δ_{cu} (supposti costanti lungo la superficie di scorrimento), assumendo che la posizione della superficie critica rimanga invariata;
- scelta di una legge di variazione di $K_c(t)$ (ad es. lineare o iperbolica), dal valore iniziale al valore finale, per la durata dell'azione sismica.

In genere, viene trascurato, a favore della sicurezza, l'effetto di incremento della resistenza non drenata con la velocità di applicazione dei carichi sismici, che può manifestarsi in terreni coesivi di elevata plasticità (cfr. Parte I, cap. 2 - *Comportamento dei terreni in condizioni dinamiche*).

Per portare in conto la variabilità spaziale dell'azione sismica all'interno del pendio, l'accelerogramma di progetto $a(t)$ può essere determinato a partire da un'analisi della risposta sismica locale (cfr. Parte II, cap. 6 - *Risposta sismica locale*). Se l'analisi è condotta in condizioni bi-dimensionali, l'accelerogramma equivalente agente sulla superficie di scorrimento si ottiene come esposto nell'Appendice 8.C (§ 8.C.1). Se l'analisi è condotta in condizioni mono-dimensionali, il pendio viene assimilato ad un deposito stratificato orizzontale e l'accelerogramma equivalente da utilizzare nell'analisi degli spostamenti è definito in corrispondenza di un prefissata profondità. Dal momento che non vi sono indicazioni di letteratura sulla scelta più opportuna di tale profondità, nel seguito si suggeriscono alcuni approcci alternativi. L'accelerogramma $a(t)$ può essere calcolato in corrispondenza di un punto caratteristico della superficie di scorrimento⁵, o in corrispondenza del baricentro della massa potenzialmente instabile. In alternativa, si può procedere al calcolo del profilo delle accelerazioni massime e della accelerazione massima equivalente come esposto nell'Appendice 8.C (§ 8.C.2), determinando quindi $a(t)$ alla profondità in cui $a_{\max(\text{eq})}$ interseca il profilo delle a_{\max} . Come esposto in precedenza, nelle analisi mono-dimensionali non si può tenere conto del carattere asincrono del moto sismico, e si può ottenere una stima eccessivamente cautelativa per $a(t)$. Nelle applicazioni, può essere opportuno eseguire il calcolo degli spostamenti per ciascuna delle procedure considerate, scegliendo di volta in volta la condizione più gravosa.

⁵ Ad esempio 1/2, 2/3 Y , con Y pari alla profondità massima della superficie di scorrimento dalla sommità del pendio.

Tabella 8.D.1 - Relazioni utilizzate nei metodi semplificati

metodo	spostamento	No. eventi	M	No. acceler	Note
Newmark (1965)	$S_{0(max)} = \frac{v_{max}^2}{2a_c} \left(\frac{a_{max}}{a_c} \right)$				
Whitman e Liao (1984)	$S_{0(av)} = \frac{37v_{max}^2}{a_{max}} e^{-9.4 \frac{a_c}{a_{max}}}$	14	6.3÷6.7	28	$a_{max} > 0.15g$
Jibson (1993)	$\log S_{0(av)} = 1.460 \log I_A - 6.642 \frac{a_c}{g} + 1.546$	7	5.8÷7.5	11	$a_{max} > 0.13g$ $I_A = 0.2 \div 9.96 \text{ m/s}$ $S_{0(av)} \text{ (cm)}$
Crespellani et al. (1998)	$S_{0(av)} = 0.011 \cdot P_D^{0.977} \left(\frac{a_c}{g} \right)^{-1.338}$	155		310	$P_D (10^{-4} g \cdot s^3)$ $S_{0(av)} \text{ (cm)}$

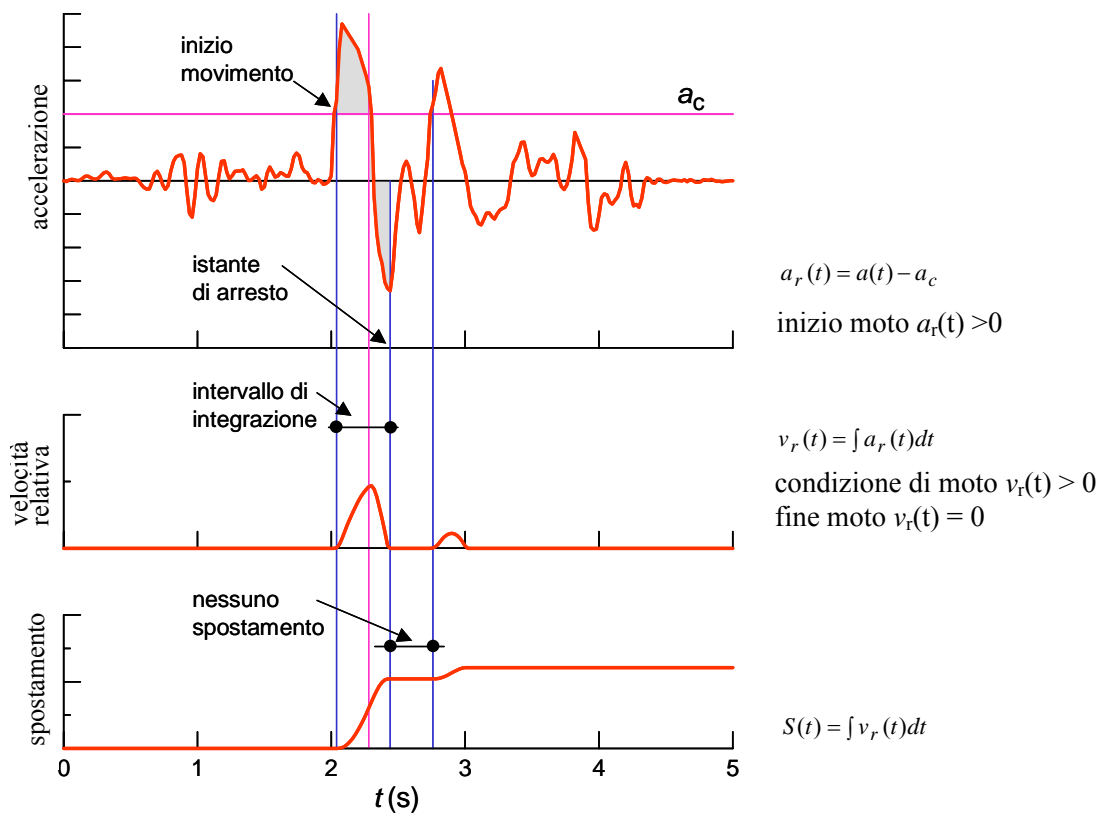


Figura 8.D.1. Calcolo degli spostamenti per doppia integrazione del moto relativo