

POLITECNICO DI MILANO

CORSO DI LAUREA IN
INGEGNERIA PER L'AMBIENTE ED IL TERRITORIO



TESI DI LAUREA MAGISTRALE

METODI SEMPLIFICATI PER L'ANALISI SIMICA DI PENDII IN TERRA

Relatore:

Prof. Ing. Caludio DI PRISCO

Correlatore:

Ing. Federico PISANO'

Candidato:

Fabiana Guendalina MAZZA

Matricola: 723409

Anno accademico 2010 - 2011

INDICE

INTRODUZIONE

i.1.	Articolazione del testo e obiettivi.....	1
------	--	---

CAPITOLO 1

Frane indotte da sisma: generalità e casi di studio

1.1.	Effetti dovuti alla sollecitazione sismica.....	4
1.2.	Sollecitazioni sismiche e degradazione ciclica nei terreni.....	7
1.3.	Fasi preliminari per la modellazione di un pendio: caso ideale	8
1.4.	Normative e ricerche di riferimento (<i>linee guida AGI</i>)	11
1.5.	Sismi e frane sul territorio italiano: casi di studio	13
1.5.1.	Terremoto del Friuli (1976)	13
1.5.2.	Terremoto dell'Irpinia (1980)	14
1.5.3.	Terremoto dell'est Sicilia (1990)	15
1.5.4.	Terremoto dell'Umbria – Marche (1997)	16
1.5.5.	Terremoto de L'Aquila (2009).....	17

CAPITOLO 2

I metodi di analisi: caratteristiche e limiti

2.2.	Lo schema di pendio indefinito.....	20
2.3.	Soluzione del metodo globale dell'equilibrio limite in condizioni statiche.	21
2.1.	Analisi pseudostatica.....	23
2.2.	Analisi pseudodinamica (metodo di Newmark)	28
2.3.	Analisi dinamiche avanzate	33
2.4.	L'analisi dinamica mediante il metodo degli elementi finiti	34
2.5.	Definizione dello stato di sforzo e deformazione per un pendio indefinito.	36
2.4.	Definizione del legame costitutivo utilizzato nell'analisi dinamica semplificata 1D	38

CAPITOLO 3

Analisi svolte e trattamento dei dati

3.1.	Introduzione	41
3.2.	Relazione tra i modelli, parametri comuni e dati scelti per il confronto 42	
3.3.	Scelta e trattamento degli accelerogrammi.....	43
3.4.	Analisi pseudostatica: parametri e chiavi di interpretazione.....	46
3.5.	Analisi di Newmark: parametri e chiavi di interpretazione.....	46

3.6.	Analisi dinamica: parametri e chiavi di interpretazione	47
------	---	----

CAPITOLO 4

Analisi numeriche: presentazione dei risultati

4.1.	Analisi pseudostatica, risultati e considerazioni.....	50
4.2.	Analisi pseudodinamica alla Newmark, risultati e considerazioni.....	54
4.3.	Analisi dinamica con legame costitutivo elastoplastico, risultati e considerazioni	61
4.4.	Ulteriori confronti tra l'analisi pseudodinamica alla Newmark e l'analisi dinamica in perfetta elastoplasticità	66
4.5.	Analisi dinamica con modellazione del comportamento hardening/softening.....	68
4.6.	Relazioni tra le analisi pseudodinamiche e dinamiche con il coefficiente di sicurezza pseudostatico	71
4.6.1.	Analisi pseudodinamica alla Newmark ed FS.....	71
4.6.2.	Analisi dinamica ed FS.....	73

CONCLUSIONI	76
--------------------------	----

BIBLIOGRAFIA	78
---------------------------	----

Introduzione

L'analisi di stabilità di pendii in condizioni sismiche è divenuta oggetto di considerevole interesse negli ultimi decenni, anche in relazione alle conseguenze talora catastrofiche legate ai fenomeni franosi indotti dai terremoti. Basti pensare, nel nostro paese, all'enorme impatto sul territorio Irpino di decine di frane indotte dal sisma del 1980.

La complessità del problema ha spinto la ricerca a formulare numerosi schemi semplificativi, modelli e metodi di analisi.

i.1. Articolazione del testo e obiettivi

Nel presente elaborato si propone una panoramica sui metodi semplificati di calcolo degli spostamenti indotti su pendii in terra e applicati alla sismicità italiana. Scopo dell'elaborato è di esplorare le differenze ed effettuare un confronto tra diversi metodi semplificati di analisi, considerando uno schema di modellazione del pendio e dati di partenza comuni, tali da permettere un parallelo sia tra i risultati ottenuti sia con i dati tratti dalle attuali normative/ricerche di riferimento.

Le condizioni di stabilità sono espresse in termini di spostamento massimo del pendio e messe in relazione con il fattore di sicurezza (FS) ottenuto dal metodo pseudostatico.

Il primo capitolo del lavoro è dedicato all'inquadramento del problema. Si è quindi descritto l'effetto dell'azione sismica su un pendio naturale, per poi

evidenziarne le possibili conseguenze (secondo la classificazione di Keefer, 1984). Più nello specifico, si è descritto cosa accade a seguito di una sollecitazione ciclica a un pendio in terra (degradazione ciclica). Infine si è esposta un'ideale procedura per la modellazione del pendio (analisi e tipi di indagini preliminari suggerite dalle *Linee guida AGI*) e si sono citati brevemente alcuni eventi sismici italiani (poi casi di studio nei capitoli successivi).

Nel secondo capitolo si sono descritte le caratteristiche dei diversi metodi di analisi considerati nell'applicazione numerica, fornendo una breve introduzione sull'evoluzione della ricerca e sull'apporto che hanno dato nel tempo gli autori dei metodi. Si è poi entrati nello specifico delle leggi e formule che li caratterizzano, in riferimento allo schema di pendio infinitamente esteso, anch'esso chiarito (ed utilizzato come schema di riferimento nei capitoli successivi). Si sono inoltre evidenziati i limiti e i pregi degli approcci descritti.

Il terzo capitolo è stato dedicato alla caratterizzazione delle analisi effettuate, si sono quindi chiariti per ogni analisi i parametri scelti, lo schema di riferimento, il modello adottato, le ipotesi di base e i dati considerati. Si è inoltre descritto il modo in cui i dati sono stati selezionati e le motivazioni delle scelte fatte.

Nel quarto capitolo si sono presentati i risultati di ognuna delle analisi attraverso dati numerici e grafici correlati. La lettura dei risultati ha portato ad una serie di considerazioni e ad evidenziare i parametri chiave delle analisi o quelli di maggiore influenza sui risultati ottenuti. Nell'ambito dello stesso capitolo si sono effettuati una serie di confronti tra gli approcci utilizzati,

verificandone limiti, pregi e, ove possibile, correlandone i risultati in modo da ottenere una prospettiva più ampia sulla loro veridicità e sull'interpretazione e il ruolo da attribuire ad ogni analisi. Si sono inoltre confrontati i risultati ottenuti con le normative/ricerche di riferimento, in modo da vedere gli effetti indotti dalle sollecitazioni in chiave di danni subiti dall'ambiente fisico nell'eventualità di costruzioni vicine.

Nell'ultima parte del lavoro, si sono tratte delle conclusioni a seguito delle analisi. Questo lavoro vuole essere, infatti, anche un monito all'utilizzo dei modelli di analisi attualmente disponibili che, pur se sempre più affidabili e realistici, risentono sensibilmente della scelta dei parametri che definiscono il comportamento del terreno e sui quali dunque bisogna porre quindi notevole attenzione.

Capitolo 1

Frane indotte da sisma: generalità e casi di studio

1.1. Effetti dovuti alla sollecitazione sismica

Lo scuotimento indotto dai terremoti, per la sua natura dinamica e ciclica, determina spesso l'insacco di frane, in molteplici e differenti condizioni geologiche e morfologiche. Rispetto al caso statico, infatti, le sollecitazioni sismiche determinano 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 ed una riduzione delle azioni resistenti, dovuta a fenomeni di fatica e/o accumulo delle pressioni interstiziali derivanti dalla ciclicità del carico. In generale il decadimento della resistenza cresce con il numero dei cicli di carico legati alla durata del sisma.

Crolli di roccia e scorrimenti di terra o di roccia (classificazione di Cruden & Varnes, 1996) rappresentano le più diffuse tipologie di movimento innescate dai terremoti, come mostrato in tabella 1.1, ma assai frequenti sono anche altre tipologie, quali le espansioni in terra e le colate rapide di terra (Keefer e Wilson, 1984).

In ambito sismico la classificazione di Keefer e Wilson, allo stato attuale, rappresenta la più completa caratterizzazione delle frane indotte da sisma. Essa trae origine dallo studio di 40 eventi storici, tratti da un database di oltre 300 sismi, avvenuti negli U.S. tra il 1958 e il 1977, e dei fenomeni franosi associati, facendo riferimento ai principi e alla terminologia forniti da Varnes.

In particolare Keefer identificò tre categorie principali (figura 1.1):

- I. Crolli e scorrimenti con disaggregazione della massa di frana: crolli, scivolamenti e valanghe di roccia e di terreni caratterizzati da movimenti veloci in pendii acclivi, generalmente superficiali.
- II. Scorrimenti senza disaggregazione della massa in frana: scoscendimenti e scivolamenti sia di roccia che di terreno con movimenti meno veloci di quelli della categoria I, generalmente profondi in pendii da moderatamente acclivi ad acclivi.
- III. Colamenti ed espansioni laterali: colate rapide di terreno con movimento veloce in pendii da poco a moderatamente acclivi, espansioni laterali con movimenti traslativi in terreni liquefatti o argille sensitive. Frane subacquee.

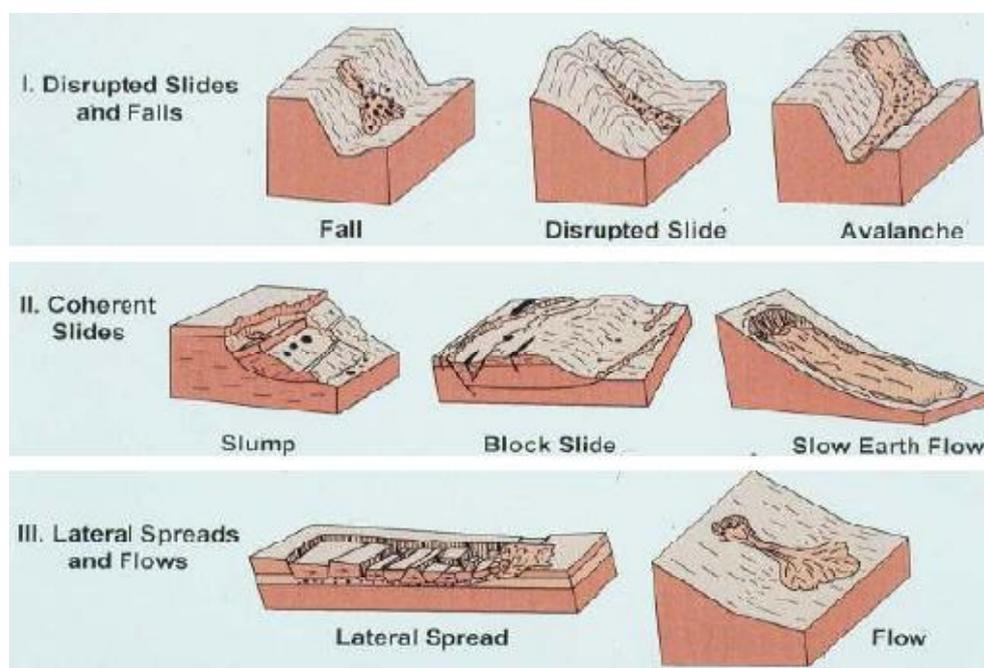


Fig. 1.1. Classificazione di Keefer (1984). (Dopo Tropeano 2010, Pisanò 2011)

Frequenza relativa di accadimento	Descrizione
Molto frequente (più di 100000 casi censiti)	Crolli di roccia, scorrimenti traslativi di roccia, scorrimenti di detrito.
Frequente (da 1000 a 100000 casi)	Spandimenti laterali di terreni sciolti, scorrimenti rotazionali di terreno sciolto, scorrimenti di roccia in blocco, valanghe di terreni sciolti
Poco frequente (da 1000 a 10000 casi)	Crolli di terreni sciolti, colate rapide di terreni , scorrimenti rotazionali di roccia
Rara (da 100 a 1000 casi)	Frane subacquee, colate lente di terra, scorrimenti traslativi di roccia in blocco, valanghe di roccia

Tabella 1.1. Frequenza relativa di accadimento di eventi di frane secondo il database di eventi considerati da Keefer.

E'logico pensare che la risposta del pendio alla sollecitazione sismica sia influenzata dall'entità dell'evento e dalle caratteristiche geomorfologiche dell'area (Kramer 1996). Nel suo studio, Keefer, mostrò infatti che:

- La magnitudo minima a cui si può verificare una frana è di 4.0, per crolli in roccia e 6.5 per frane in terra.
- L'inclinazione del pendio, perché si verifichi una frana, deve variare tra 0.3° e 40°, per ogni categoria.
- La magnitudo determina la massima distanza dall'epicentro a cui possono avvenire frane e la dimensione dell'area che può essere interessata da tali eventi. (figura 1.2)

Il comportamento di un pendio durante l'evento sismico, e per il periodo successivo ad esso è strettamente legato alla natura del terreno e alle condizioni in cui esso si trova al momento dell'evento.

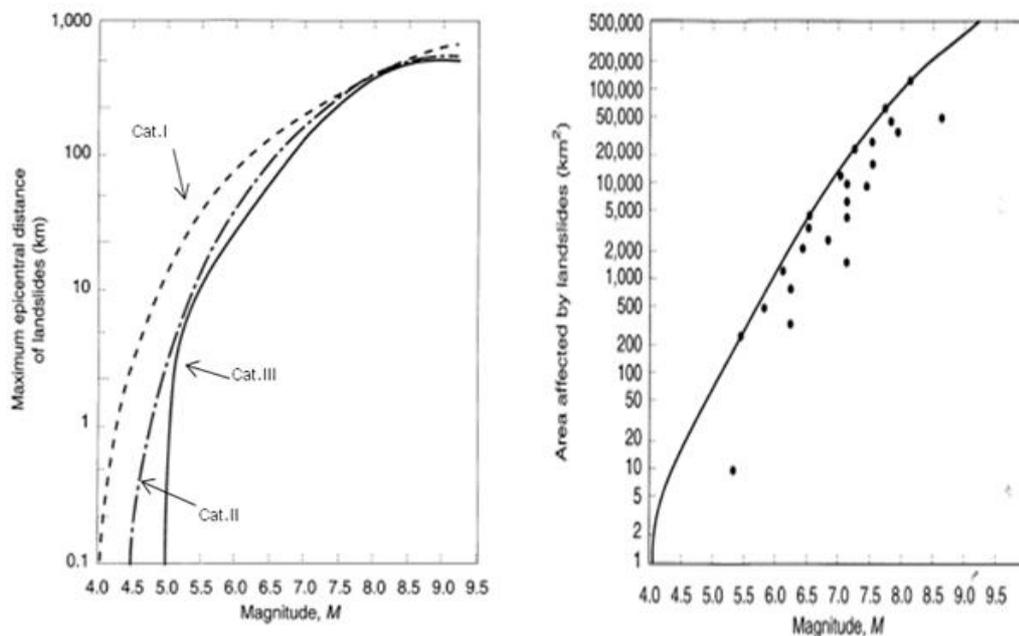


Fig.1.2. A sinistra: relazione tra magnitudo e distanza epicentrale nelle frane indotte da terremoto. A destra relazione tra magnitudo e area affetta da frane. (Dopo Keefer 1984).

1.2. Sollecitazioni sismiche e degradazione ciclica nei terreni

Quando un terreno è soggetto a sollecitazioni cicliche come quelle sismiche, per deformazioni tangenziali superiori ad una soglia volumetrica, v dell'ordine di 0.05 %, va incontro ad un decadimento delle caratteristiche di rigidità e di resistenza a taglio, che è funzione crescente dell'ampiezza delle deformazioni a taglio e del numero di cicli di carico. Per effetto del decadimento della rigidità, le deformazioni a taglio aumentano progressivamente nel tempo fino a divenire irreversibili. Questo fenomeno è noto come degradazione ciclica ed è influenzato dalle condizioni iniziali in cui si trova il terreno (grado di saturazione, livello tensionale iniziale). Nel caso di pendio infinitamente esteso è direttamente correlabile all'inclinazione del pendio, più cresce l'inclinazione, più il sistema diventa potenzialmente instabile, in quanto una

sollecitazione asimmetrica aumenta la velocità con cui si manifesta la degradazione dei parametri di resistenza in una sollecitazione di tipo ciclico.

Le conseguenze differiscono in base al tipo di terreno e possono essere:

- Liquefazione (prevalentemente terreni sabbiosi)
- Scorrimenti/scivolamenti (terreni argillosi)
- Raggiungimento di una condizione critica legata alla diminuzione dei parametri di resistenza a taglio dei terreni;
- Fenomeni deformativi legati alla dissipazione delle sovrappressioni neutre.
- Deformazioni irreversibili

Le conseguenze possono essere disastrose anche dove non si verifichi il collasso in frana del pendio.

1.3. Fasi preliminari per la modellazione di un pendio: caso ideale

Uno studio completo ed ideale del problema, secondo le direttive delle *linee guida AGI* richiede un'opportuna modellazione del pendio, definendone:

- le caratteristiche geologiche, morfologiche e strutturali con uno studio approfondito della stratigrafia e delle discontinuità.
- le proprietà fisiche dei terreni e dei 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 collocazione di eventuali carichi esterni.

La fase preliminare richiede l'inquadramento geologico dell'area in esame, e dall'esecuzione di uno studio idrogeologico e geomorfologico, quest'ultimo effettuato sulla base dell'analisi delle foto aeree eventualmente disponibili e

di accurati rilievi in campo. È importante la delimitazione planimetrica dell'area che si effettua attraverso foto aeree, rilievi topografici e il rilievo geomorfologico.

Alla luce dell'esperienza e dei dati ottenuti in questa fase, si passa alla fase successiva che comporta la programmazione di:

- rilievi atti a caratterizzare in maniera accurata l'andamento della superficie topografica e a classificare i litotipi presenti in affioramento;
- indagini geotecniche in sito e di laboratorio tese alla definizione della stratigrafia e della meccanica del sottosuolo;
- tecniche di monitoraggio delle pressioni interstiziali e degli spostamenti.

Nello studio di stabilità di un versante sono indispensabili le indagini geotecniche in sito, il cui tipo dipende fortemente dall'area in esame, dal numero e dalla qualità dei dati a disposizione provenienti da campagne di indagini precedenti, così come il numero di punti da esplorare e di campioni da prelevare per indagini di laboratorio. Altro fattore da tenere in considerazione nella scelta delle indagini è la complessità delle condizioni idro-geologiche e stratigrafiche del sito. Quest'aspetto è rimarcato dal D.M. 11.3.1988, in cui si afferma che:

“La profondità e l'estensione delle indagini devono essere fissate in relazione alle caratteristiche geometriche del pendio, al risultato dei rilievi precedenti, nonché alla più probabile posizione della eventuale superficie di scorrimento. Nel caso di pendii in frana le indagini devono consentire di accertare la forma e la posizione della superficie o delle superfici di scorrimento, in quanto possibile, e di definire le caratteristiche cinematiche della frana.”

In particolare, la profondità di indagine deve essere sufficiente ad individuare il limite superiore e inferiore di eventuali zone critiche per le condizioni di stabilità. In mancanza di evidenze dovute a condizioni litostratigrafiche

particolari, la profondità minima di indagine si può stabilire mediante un'analisi di stabilità in condizioni statiche, dove vengono attribuiti valori di resistenza al taglio plausibili ai diversi tipi di terreno presenti nel pendio. Va considerata una profondità minima che si estenda oltre la superficie di scorrimento critica fino a superfici per le quali è stato calcolato un FS statico pari a $1.4 \div 1.5$.

Un altro fattore estremamente importante al quale dedicare attenzione è la valutazione delle pressioni interstiziali, che in condizioni sismiche possono subire incrementi significativi, con conseguente riduzione delle tensioni efficaci e della resistenza al taglio.

Lo studio di stabilità del pendio in condizioni statiche è già di per sé complesso per la modellazione realistica del comportamento meccanico del terreno e per la definizione dello stato tenso-deformativo da cui è interessata la massa, spesso accompagnato da un moto di filtrazione.

In condizioni sismiche il problema diviene ancor più complesso a causa della natura dinamica dei carichi che generano forze d'inerzia e stati tenso-deformativi dipendenti dal tempo.

Diventa quindi una fase fondamentale nella definizione del problema, la caratterizzazione dell'azione dinamica da considerare nelle analisi di stabilità.

Si pone in questo caso la difficoltà di stabilire in maniera affidabile l'evento sismico di riferimento, considerando:

- le caratteristiche sismogenetiche del sito;
- Il modo in cui l'azione sismica si modifica all'interno del pendio o del corpo in frana;
- le irregolarità topografiche;
- la variazione spaziale dell'azione dinamica in versanti di grande estensione.

Proprio in conseguenza della complessità del problema, attualmente, non esistono procedure di analisi rigorose, cosicché, nella pratica ingegneristica sono di solito impiegati modelli semplificati.

In letteratura esistono diversi metodi per la valutazione della stabilità dei pendii, di cui parleremo in seguito.

1.4. Normative e ricerche di riferimento (*linee guida AGI*)

E' stato riconosciuto dall'EC8-5, dalla O.P.C.M. 3274/2003 e dal D.M. 14/01/2008) che la stabilità di un pendio o di un fronte di scavo deve essere effettuata valutando l'entità degli spostamenti indotti dal sisma piuttosto che attraverso il fattore di sicurezza pseudostatico, in modo da correlare le condizioni di stabilità allo stato di deformazione del pendio.

Tuttavia, in Europa, non esiste attualmente una normativa cui far riferimento in merito agli spostamenti ammissibili per pendii naturali, essi dipendono infatti da innumerevoli fattori 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.

La valutazione delle deformazioni permanenti indotte da un evento sismico può essere effettuata mediante metodi semplificati quale quello proposto da Newmark nel 1965 basato sulla integrazione dell'accelerazione relativa della massa in frana, assimilata ad un corpo rigido, rispetto alla formazione stabile.

In alternativa alle procedure semplificate si può ricorrere ad analisi numeriche avanzate in cui il comportamento dei terreni viene descritto mediante modelli costitutivi avanzati che richiedono indagini geotecniche adeguatamente approfondite.

In tali analisi viene riprodotto il comportamento meccanico dei terreni in condizioni cicliche e dinamiche, come si tratterà più approfonditamente nei capitoli seguenti del presente lavoro.

In mancanza di indicazioni normative si è fatto riferimento ad alcune ricerche sul comportamento di costruzioni poste su pendii instabili in California (Tabella 1.1) ed ai criteri normativi suggeriti per i pendii naturali dello *State of Alaska Geotechnical Evaluation Criteria Committee* (Tabella 1.2).

Ulteriori studi condotti da Wilson e Keefer (1985), inoltre, 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.

livello di danno	spostamento [cm]
irrilevante	< 0.5
modesto	0.5 ÷ 5
moderato	5 ÷ 50
elevato	50 ÷ 500
catastrofico	> 500

Tabella 1.1. Relazione fra spostamenti osservati e danno strutturale (California – Legg & Slosson, 1984).

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

Tabella 1.2. Spostamenti ammissibili di pendii naturali stabiliti dallo State of Alaska Geotechnical Evaluation Criteria Committee.

1.5. Sismi e frane sul territorio italiano: casi di studio

L'Italia è un paese caratterizzato da una forte sismicità e presenta un gran numero di regioni montuose, condizioni per le quali è a rischio di eventi franosi. Numerosi sono infatti i casi documentati che riguardano le frane sismo indotte sul nostro territorio.

Nel presente lavoro si tratteranno dati registrati durante gli eventi riportati di seguito, a proposito dei quali, molte notizie sono tratte da Tropeano (2010) e Pisanò (2011).

1.5.1. Terremoto del Friuli (1976)

Nel 1976 la regione del Friuli è stata scossa da due terremoti a distanza di pochi mesi l'uno dall'altro: il primo il 6 Maggio ($M_L = 6.4$), il secondo il 15 Settembre ($M_L = 6.1$). Le frane documentate sono circa 1000, prevalentemente caratterizzate da crolli in roccia (circa il 90%), per il coinvolgimento totale di circa 100000 m^3 in volumi di roccia. Altri fenomeni di

instabilità, come crolli di terreni sciolti, scivolamenti in roccia e scorrimenti di coltri detritico-granulari, sono stati osservati in quantità ridotte. (Civita et al., 1985).



Fig.1.3. Particolare di una frana dovuta al sisma del Friuli (1976). Immagine tratta dal sito del corpo nazionale dei vigili del fuoco (www.vigilidelfuoco.it).

1.5.2. Terremoto dell'Irpinia (1980)

Eventi franosi sono stati generati anche dal sisma che ha colpito la regione Irpino-Lucana nel 1980 ($M_W = 6.9$). Alcuni di essi hanno interessato terreni argillosi, sovraconsolidati e strutturalmente complessi. Si sono osservati inoltre crolli e ribaltamenti in roccia. La durata significativa di questo evento sismico è stata tale da registrare una bracketed duration con una soglia di 0.05g di circa 50 secondi (cfr. paragrafo 2.3: applicazione della bracketed duration su accelerogrammi riscalati in ampiezza). La notevole durata del sisma è una delle probabili cause degli eventi franosi occorsi, associata alla

degradazione della resistenza al taglio in condizioni di carico cicliche. Nei periodi successivi si sono verificate numerose riattivazioni di frane in pendii rimasti in condizioni di equilibrio limite conseguentemente al sisma.



Fig.1.4. Veduta aerea del comune di Laviano completamente raso al suolo dal sisma dell'Irpinia (1980). Scatto tratto dal sito della Protezione Civile.

1.5.3. Terremoto dell'est Sicilia (1990)

Il 13 Dicembre 1990 si è registrata una scossa ($M_w = 5.6$) nell'est della Sicilia, presso la costa di Augusta. L'INGV riporta notizie di una vasta area di danneggiamento tra Siracusa e Catania, a largo di Catania furono rilevate frane sottomarine di piccola proporzione. Furono osservati, inoltre piccoli

movimenti franosi, sporadiche cadute di massi e fenomeni di liquefazione nel terreno con affioramento di pirite.

1.5.4. Terremoto dell'Umbria – Marche (1997)

Il 26 Settembre 2006 si sono registrati una serie di eventi sismici con magnitudo M_L compresa tra 5.5 e 5.8. Gli eventi sismici hanno provocato frane e fratture superficiali di pendii in una fascia di territorio lunga 30 km e larga 15 prossima all'epicentro. Sono state censite 90 frane (Prestinzi et al., 1998) di cui il 58% costituito da crolli, il 33% da scorrimenti, il 9% da colate ribaltamenti e altri fenomeni.



Fig.1.5. Frattura del manto stradale dovuta alla riattivazione di una frana durante il terremoto umbro-marchigiano.

1.5.5. *Terremoto de L'Aquila (2009)*

Il terremoto occorso a L'Aquila il 6 Aprile 2009 con una magnitudo M_w di 6.3, è il più recente dei terremoti disastrosi in Italia, ha provocato enormi danni sia in termini di vite umane che di danneggiamento degli edifici. I fenomeni franosi connessi all'evento non sono stati tuttavia disastrosi. Sono stati censiti crolli in roccia di silti e valanghe di detrito.



Fig.1.6. Valanga di detriti durante il terremoto del'Aquila (2009)

Capitolo 2

I metodi di analisi: caratteristiche e limiti

2.1. Introduzione alle analisi di stabilità

Nei problemi di stabilità, la sollecitazione sismica, è stata introdotta per la prima volta da Okabe (1924) e Mononobe (1929) in relazione alle opere di sostegno. Il metodo di analisi pseudostatico, da loro ideato, non è altro che un'analisi all'equilibrio limite, dove, gli effetti inerziali indotti dalla sollecitazione sismica, sono rappresentati attraverso forze statiche. Il metodo, richiede la calibrazione di pochi parametri e fornisce una risposta univoca in termini di stabilità: il coefficiente di sicurezza FS. Dimostrandosi di semplice nell'utilizzo, è stato in seguito usato anche nella valutazione della sicurezza di pendii. Tuttavia i risultati delle analisi pseudostatiche sono di bassa precisione, considerando che, complessi effetti dinamici, sono rappresentati da forze statiche. Nel 1965, Newmark, propose perciò, come parametro limite, lo spostamento irreversibile accumulato dal terreno a seguito di una sollecitazione sismica. Per la calibrazione di questo parametro, introdusse il noto "modello semplificato del blocco rigido" che tiene, per la prima volta, conto della natura dinamica del problema e, superando l'approccio alle forze di Okabe e Monobe, rappresenta, nel problema di stabilità, un primo approccio agli spostamenti. Anche questo modello, però presenta forti limitazioni nello studio della capacità deformativa della massa in frana, in quanto, il blocco alla Newmark, è indeformabile e tutte le deformazioni si collocano all'interfaccia tra il blocco e il substrato rigido. Il modello di

Newmark, nel tempo è stato ulteriormente modificato e alcune delle ipotesi del modello originario (paragrafo 2.4.) sono state rimosse da altri autori. Tuttavia la limitazione riguardante la deformabilità della massa in frana può essere superata solo con analisi dinamiche che ne tengano conto mediante schematizzazioni del problema ad elementi finiti o alle differenze finite.

I metodi di analisi per la stabilità dei pendii in condizioni sismiche possono essere dunque classificati in tre categorie principali a complessità crescente:

- metodi pseudostatici
- metodi pseudodinamici
- metodi di analisi dinamica

Tali metodi presentano notevoli differenze che riguardano:

- la caratterizzazione dell'azione sismica (costante o variabile nel tempo);
- modello di comportamento dei terreni che costituiscono il pendio;
- parametro di riferimento per la valutazione della stabilità (fattore di sicurezza, spostamento o deformazioni irreversibili);
- approccio utilizzato (analitico o numerico)

Altra differenza importante è la condizione limite di riferimento. Nei metodi pseudostatici, infatti si guarda a condizioni di equilibrio limite o di collasso incipiente che corrispondono allo stato limite ultimo. Nei metodi di analisi più complessi (pseudodinamici e dinamici e dinamici) si può invece scegliere se fare una verifica allo stato limite ultimo o allo stato limite di danno, in quanto si effettua un confronto tra gli spostamenti e le deformazioni accumulate durante l'evento sismico e dei valori limite di spostamento o deformazione di riferimento che, a seconda del valore, possono riguardare entrambe i casi.

2.2. Lo schema di pendio indefinito

Lo studio di stabilità del pendio, data la complessità dei meccanismi in gioco, ha richiesto la formulazione di schemi semplificati che permettano la definizione delle forze agenti sul sistema. Di largo utilizzo è lo schema di pendio indefinito che parte dalla definizione di un sistema di riferimento solidale con il pendio cioè inclinato di un angolo α sull'orizzontale, di cui siano t ed n i versori rispettivamente tangenziale e normale al pendio, mentre y e z quello ortogonale a entrambe ed idealmente uscente dal foglio.

Si ipotizza che il pendio sia indefinitamente esteso nelle direzioni y e t e sia delimitato inferiormente da un substrato rigido come mostrato in figura 2.1. Pur comportando una semplificazione della reale geometria del problema, lo schema di pendio indefinito si può considerare realistico in diversi casi non poco comuni in cui lo spessore dello strato superficiale di terreno potenzialmente a rischio di frana sia trascurabile rispetto all'estensione del pendio stesso.

Questo schema semplificato è dunque applicabile al caso di frane di scorrimento allungate, in cui l'influenza delle porzioni di sommità e di piede è trascurabile. La stabilità delle coltri di terreno alluvionale o detritico, di piccolo spessore rispetto alla lunghezza della frana, poste su un terreno di fondazione più rigido è di norma trattata con risultati soddisfacenti in riferimento allo schema di pendio indefinito.

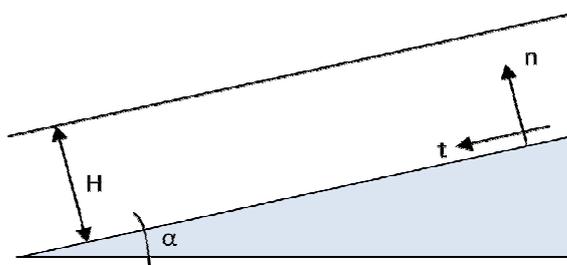


Fig.2.1. Schema generale di pendio indefinito

2.3. Soluzione del metodo globale dell'equilibrio limite in condizioni statiche.

Nell'ipotesi di superficie di scorrimento piana, in condizioni statiche, la soluzione del metodo globale dell'equilibrio limite fornisce la seguente equazione del fattore di sicurezza, in riferimento allo schema di figura 2.2:

$$F_s = \frac{c' + (\gamma z \cos^2 \alpha - u) \tan \varphi}{\gamma z \sin \alpha} \quad (2.1.)$$

Dove:

- z è la profondità della superficie di scorrimento;
- γ è il peso dell'unità di volume del terreno;
- u è la pressione neutra media che agisce sulla superficie di scorrimento.
- c' è la coesione tra i grani
- φ' è l'angolo di attrito del terreno
- α è l'inclinazione del pendio

Se la falda si trova ad una quota D_w al di sopra della superficie di scorrimento, la pressione neutra u può essere espressa dalla relazione:

$$u = \gamma_w D_w \cos^2 \alpha \quad (2.2.)$$

Dove:

- γ_w è il peso dell'unità di volume dell'acqua
- D_w è la quota della superficie libera della falda rispetto alla superficie di scorrimento.

L'espressione del fattore di sicurezza diventa allora:

$$F_s = \frac{c' + (\gamma z - \gamma_w D_w) \cos^2 \alpha \tan \varphi}{\gamma z \sin \alpha \cos \alpha} \quad (2.3.)$$

Questa equazione è nota anche come equazione del pendio indefinito.

Ponendo l'incremento di pressione neutra ($\Delta u = 0$) si può definire il coefficiente di pressione neutra, r_u come rapporto tra la pressione interstiziale u_0 e la pressione normale σ_0 . L'espressione del coefficiente di sicurezza si modifica come segue:

$$F_s = \frac{c'/\gamma z + (1 - r_u) \cos^2 \alpha \tan \varphi}{\sin \alpha \cos \alpha} \quad (2.4.)$$

Con:

$$r_u = \frac{u_0}{\sigma_0} = \frac{\gamma_w D_w \cos^2 \alpha}{\gamma D \cos^2 \alpha} = \frac{\gamma_w D_w}{\gamma D} \quad (2.5.)$$

Quando $c' = 0$ la (2.4.) può essere modificata come segue:

$$F_s = (1 - r_u) \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} \quad (2.6.)$$

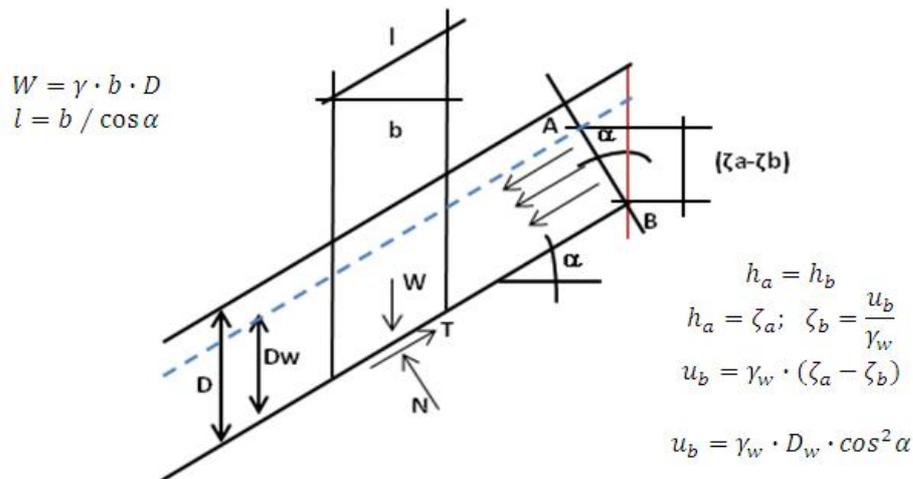


Fig.2.2. Schema di pendio indefinito nel caso statico con moto di filtrazione parallelo al pendio

2.1. Analisi pseudostatica

L'analisi pseudostatica introdotta da Okabe (1924) e Mononobe (1929), è un metodo di analisi sismica basato sulle seguenti ipotesi:

- terreno rigido perfettamente plastico;
- rottura raggiunta contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- criterio di resistenza sulla superficie di scorrimento: Mohr-Coulomb, in termini di tensioni efficaci ($\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \varphi'$, dove σ'_n è la tensione normale efficace sulla superficie di scorrimento), o di Tresca, in termini di tensioni totali, ($\tau_f = c_u$);
- l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente costante nel tempo e nello spazio che produce delle forze inerziali F_h e F_v proporzionali al peso della massa instabile ed ai coefficienti sismici k_h e k_v .

Ad oggi sono poche le indicazioni in letteratura sui valori più opportuni da usare per k nelle analisi di stabilità per pendii naturali. Di norma a partire dall'accelerazione massima orizzontale del sisma, viene stabilito il coefficiente sismico orizzontale k_h , da una cui aliquota si ricava quello verticale k_v .

Storicamente si sono susseguite diverse proposte sulla scelta del coefficiente sismico:

- Terzaghi (1950) ha suggerito una scelta di: $k_h = 0.1$ per terremoti "severi", $k_h = 0.2$ per terremoti "distruttivi", $k_h = 0.3$ per terremoti catastrofici.
- Seed & Martin (1966) e Dakoulas & Gazetas (1986) dimostrarono che la forza inerziale è influenzata dalla risposta stessa del pendio e che il coefficiente sismico medio per una superficie di scivolamento profonda è sostanzialmente più piccolo di quello che si ha per una superficie di rottura prossima alla cresta del pendio.
- Seed (1979) ha riscontrato che per le analisi di stabilità di argini in terra in materiali duttili, si può assumere come accelerazione pseudo statica, un valore compreso tra il 13% e il 20% dell'accelerazione massima.
- Marcusson (1981) suggerì di utilizzare: $k_h = 0.5 \cdot a_{max}/g$ e $k_h = 0.33 \cdot a_{max}/g$, includendo gli effetti di amplificazione e deamplificazione
- Hynes-Griffin & Franklin (1984) applicarono all'analisi di Newmark più di 350 accelerogrammi e conclusero che, per ottenere un fattore di sicurezza maggiore di quello critico e non sviluppare eccessive deformazioni, il coefficiente pseudo statico può essere assunto pari a $k_h = 0.5 \cdot a_{max}/g$.

Le attuali norme europee ((pr) EN 1988-5) indicano i seguenti valori per il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = 0.5 \cdot a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S/g \quad (2.7.)$$

Dove:

- a_{gR} è l'accelerazione orizzontale di picco su roccia o su terreno rigido di riferimento;
- γ_I è un coefficiente di importanza;
- S è il coefficiente di amplificazione della classe del terreno;
- g è l'accelerazione di gravità.

Il coefficiente sismico verticale assume dunque i seguenti valori a seconda che il rapporto tra la componente orizzontale e verticale del terremoto sia maggiore o minore di 0.6:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \text{ oppure } k_v = \pm 0.33 \cdot k_h \quad (2.8.)$$

Come già accennato, il metodo pseudostatico fa riferimento alla condizione di stato limite ultimo che viene riferita al cinematismo di collasso critico, ovvero quello con il coefficiente di sicurezza F_s più basso, definito come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento.

- Valori di $F_S > 1$ individuano condizioni di sicurezza;
- Un F_S unitario individua la condizione di equilibrio limite o collasso incipiente.

Nei pendii interessati da frane attive o quiescenti, che possono essere riattivate in occasione del sisma, le analisi in termini di tensioni efficaci sono preferibili 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 della natura dei terreni. In particolare, è opportuno assumere nelle analisi le caratteristiche di resistenza corrispondenti alle condizioni di volume costante ($c' \approx 0, \varphi' = \varphi'_{cv}$) per terreni a comportamento duttile, di post-picco ($c' \approx 0, \varphi' = \varphi'_{pp}$) per terreni a comportamento fragile, o alle condizioni residue ($c' \approx 0, \varphi' = \varphi'_r$) per terreni coesivi in presenza di forti scorrimenti relativi.

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.

In questo lavoro si è preso in considerazione il metodo globale dell'equilibrio limite per il caso di pendio indefinito, questo schema è di facile applicabilità e risulta efficace nei problemi di instabilità con le seguenti caratteristiche:

- Superficie di scorrimento parallela alla superficie topografica del pendio;
- Rapporto tra lunghezza e spessore del corpo in frana maggiore di 10;
- Proprietà fisico-meccaniche costanti nell'ammasso.

Nel caso generale di moto di filtrazione parallelo al pendio lo schema è quello di figura 2.3.

Considerando le forze d'inerzia statiche introdotte da Okabe (1924) e Mononobe (1929) e ricordando la definizione del coefficiente di pressione neutra, r_u (2.5), il fattore di sicurezza è dato da:

$$F_s = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha \cdot k_h + 1 \pm k_v \tan \alpha} + \frac{1 \pm k_v - r_u - k_h \tan \alpha}{k_h + 1 \pm k_v \tan \alpha} \cdot \tan \varphi' \quad (2.9.)$$

Nel caso in cui l'incremento di pressione interstiziale non sia trascurabile, si pone:

$$\Delta u^* = \frac{\Delta u}{\sigma'_0} = \frac{\Delta u}{\gamma D \cos^2 \alpha (1 - r_u)} \Rightarrow \frac{\Delta u}{\gamma D \cos^2 \alpha} = \Delta u^* (1 - r_u) \quad (2.10.)$$

Da cui, il coefficiente di sicurezza:

$$F_s = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha k_h + (1 \pm k_v) \tan \alpha} + \frac{(1 - r_u)(1 - \Delta u^*) - k_h \tan \alpha \pm k_h}{k_h + (1 - k_v) \tan \alpha} \cdot \tan \varphi' \quad (2.11)$$

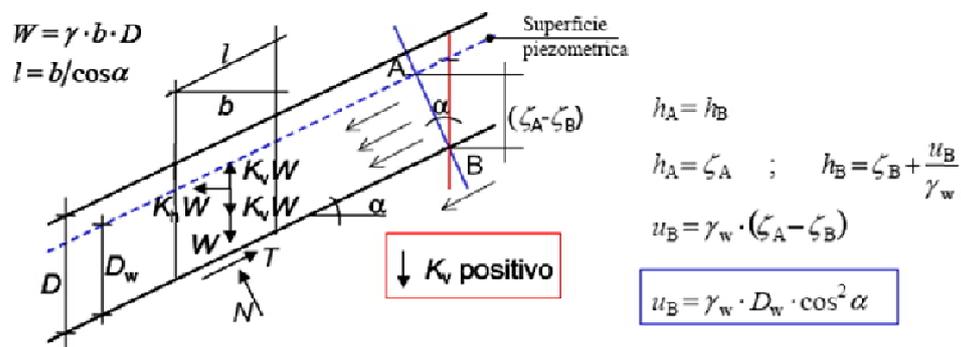


Fig.2.3. Schematizzazione delle forze in gioco nel caso di pendio infinitamente esteso con moto di filtrazione parallelo al pendio.

I metodi pseudostatici, pur avendo il grosso vantaggio di essere facilmente applicabili presentano limiti innegabili dovuti all'applicazione di sollecitazioni statiche, costanti nel tempo in modulo, direzione e verso per valutare gli effetti si sollecitazioni che sono invece di carattere ciclico come quelle sismiche.

Inoltre l'azione sismica equivalente deriva dall'accelerazione di picco, mentre ci sono altre caratteristiche del sisma come la durata e il contenuto in frequenza, di nota influenza sul corpo in terra, che vengono totalmente trascurate. Terzaghi (1950) constatò, sull'approccio pseudostatico, che: "Il concetto ad esso sotteso è a dir poco impreciso. Per non dire altro." (Kramer 1996)

2.2. Analisi pseudodinamica (metodo di Newmark)

Il metodo di Newmark (1965), così come i metodi degli spostamenti che ne derivano come evoluzione, riescono a superare almeno in parte i limiti dei metodi pseudostatici. Infatti in questo tipo di approccio, l'azione sismica deriva da una funzione dipendente dal tempo (principalmente accelerogrammi). La risposta del pendio viene poi studiata valutando gli spostamenti accumulati e paragonandoli con un valore di spostamento di riferimento, ritenuto ammissibile a seconda della condizione limite di riferimento che si vuole studiare (stato limite ultimo o di danno).

Le ipotesi principali su cui si basano il metodo di Newmark sono:

- il pendio viene assimilato ad un blocco rigido libero di scorrere su un piano inclinato e soggetto al sistema di forze indicato in fig.2.5.;
- il blocco si mette in movimento relativo rispetto al substrato, quando l'accelerazione orizzontale supera il valore critico a_c calcolato in modo indipendente mediante analisi pseudostatiche.

- Il valore critico corrisponde al raggiungimento del fattore di sicurezza $FS=1$. Quando l'accelerazione del terreno torna al di sotto del valore critico il moto prosegue con accelerazione nulla, finché la velocità relativa non torna a zero per effetto dell'attrito tra blocco e pendio;
- lo stesso accelerogramma di progetto viene applicato a tutto il corpo di frana ($a(t)$ costante nello spazio);
- la resistenza al taglio del terreno in condizioni statiche e dinamiche è la stessa (a_c costante nel tempo);

Dato che l'entità della componente verticale delle accelerazioni è assai minore di quella orizzontale, le accelerazioni $a(t)$ e a_c vengono assunte orizzontali.

Lo spostamento risultante sarà tanto maggiore al crescere del numero di volte in cui $a(t)$ supera a_c e soprattutto aumenterà in relazione all'intervallo di tempo in cui ciò avviene. Si deduce quindi che lo spostamento è fortemente influenzato dal contenuto in frequenza e dalla durata e dall'ampiezza del sisma oltre che dalle caratteristiche geometriche del pendio.

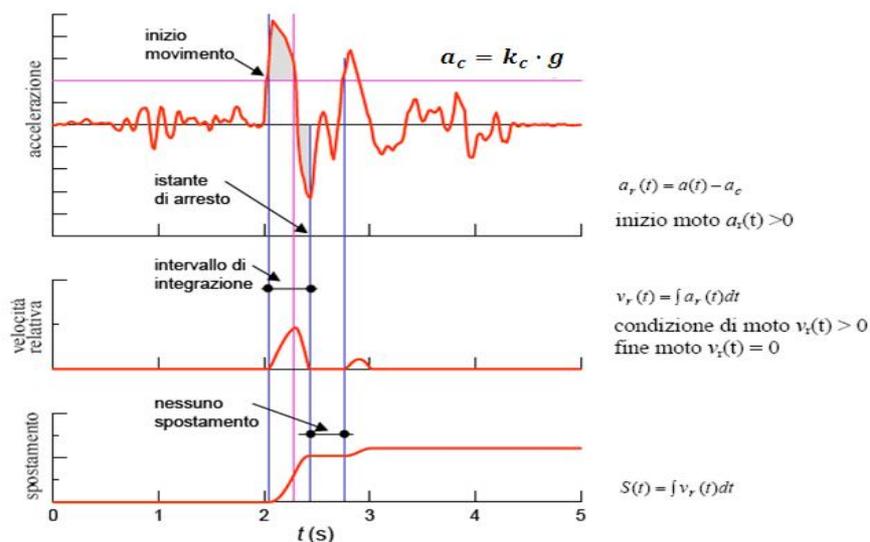


Fig.2.4. Fasi del moto e calcolo degli spostamenti per doppia integrazione del moto relativo.

Il metodo di Newmark richiede dunque diverse fasi di analisi:

- ricerca della superficie di scorrimento potenziale alla quale corrisponde $F_s = 1$ e individuazione del coefficiente sismico critico k_c con il metodo pseudostatico;
- scelta degli accelerogrammi di riferimento;
- stima dello spostamento del corpo di frana mediante doppia integrazione dell'equazione differenziale del moto relativo nel dominio del tempo. In particolare se ne ricerca il valore finale (spostamento permanente). Fig.2.4.
- Si può poi invertire il segno dell'accelerogramma e ripetere l'analisi per verificare quale delle due analisi fornisca i risultati più severi;
- confronto tra spostamento accumulato e spostamento ammissibile (di soglia) stabilito.

Il coefficiente sismico critico e di conseguenza l'accelerazione critica, rappresenta il parametro sintetico delle caratteristiche geometriche e di resistenza del pendio usato nelle analisi pseudodinamiche.

Nel caso di pendio infinitamente esteso, l'espressione del coefficiente sismico critico, k_c è data da:

$$k_c = k_h = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi')} + \frac{(1 - r_u) \cdot \tan \varphi' - \tan \alpha}{(1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi')} \quad (2.12.)$$

Considerando le sovrappressioni neutre, l'equazione diventa:

$$k_c = k_{h,min} = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi')} + \frac{(1 - r_u) (1 - \Delta u_{max}^*) \cdot \tan \varphi' - \tan \alpha}{(1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi')} \quad (2.13.)$$

Per terreni granulari, in assenza di falda (caso di studio), l'espressione si semplifica notevolmente e diventa funzione unicamente dell'angolo di attrito φ' e dell'inclinazione del pendio, α , quindi può essere riscritta come:

$$k_c = \tan(\varphi' - \alpha) \quad (2.14.)$$

Gli spostamenti derivanti dal modello del blocco rigido di Newmark fanno riferimento a cinematismi semplificati e a condizioni idealizzate, vanno perciò considerati come misura dell'ordine di grandezza dello spostamento. Bray (2007) ha dichiarato che: "Lo spostamento calcolato con le procedure semplificate o avanzate del metodo di Newmark, si può vedere come un appropriato indice di prestazione sismica. Lo spostamento stimato sarà sempre approssimativo".

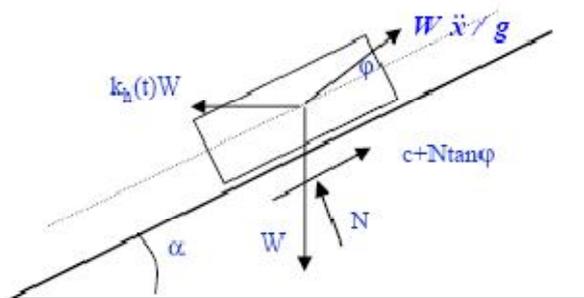


Fig.2.5. Schematizzazione del modello del blocco rigidi alla Newmark e forze in gioco.

Inoltre questo modello risente sensibilmente delle caratteristiche dell'accelerogramma considerato (a_{max} , forma, durata, contenuto in frequenza), pertanto l'accelerogramma deve essere scelto accuratamente sulla base dei dati a disposizione sul sito in esame ed eventualmente

confrontato con altri accelerogrammi registrati nelle vicinanze di esso ed opportunamente riscalati.

Le equazioni su cui si basa il metodo di Newmark si possono riferire a due condizioni di moto:

- Moto incipiente ($\ddot{x} = 0, k_h = k_c$)

$$W \cos \alpha - k_c W \sin \alpha = N_1 \quad (2.15.)$$

$$W \sin \alpha - k_c W \cos \alpha = C + N_1 \tan \varphi \quad (2.16.)$$

- Superamento dell'accelerazione critica ($k_h(t) > k_c$)

$$W \cos \alpha - k_h W \sin \alpha = N_2 - W \frac{\ddot{x}}{g} \sin \varphi \quad (2.17.)$$

$$W \sin \alpha - k_h W \cos \alpha = C + N_2 \tan \varphi + W \frac{\ddot{x}}{g} \cos \varphi \quad (2.18.)$$

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} 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 $K_v = 0$ e per $k_h > k_c$ è:

$$\ddot{x} = [k_h(t) - k_c] g \cos(\varphi - \alpha) \quad (2.19.)$$

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 quindi conto del decadimento della resistenza al taglio in condizioni cicliche e dei fenomeni di amplificazione (o deamplificazione) del moto sismico all'interno del pendio.

2.3. Analisi dinamiche avanzate

Le analisi dinamiche costituiscono il livello più dettagliato di analisi, ma comportano anche una maggiore quantità di dati e una definizione completa del modello geotecnico del sottosuolo. Un'analisi numerica ideale, infatti, richiede 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 rigidità dei terreni. In essi le equazioni dinamiche del moto vengono risolte mediante tecniche di integrazione numerica, ad esempio agli elementi finiti o alle differenze finite. 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. Per questo motivo risultano poco idonei i modelli sviluppati nell'ambito della teoria della plasticità convenzionale e bisogna ricorrere all'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. 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, per quanto previste dall'Eurocodice 8-5 (2002) nello studio di stabilità dei pendii naturali, allo studio del comportamento di grandi opere come 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.

2.4. L'analisi dinamica mediante il metodo degli elementi finiti

I metodi degli elementi finiti, sono numerosi, ma hanno una serie di caratteristiche comuni (per esempio un elemento piano non può essere "concavo", ogni elemento deve essere adeguatamente vincolato al contorno). Nel campo della stabilità dei pendii si considerano a seconda dei problemi da risolvere: elementi monodimensionali, bidimensionali, tridimensionali. Un

Elemento Finito, di qualsiasi tipo, è comunque il campo di integrazione elementare dotato di:

- nodi, in corrispondenza dei quali si scrivono le equazioni che compongono il sistema risolutivo, in modo da calcolare valori analitici puntuali di idonee grandezze (nel caso del pendio, gli spostamenti del terreno);
- funzioni di Forma, che, partendo dalle grandezze ai nodi, permettono di determinare quelle corrispondenti all'interno dell'Elemento (nel caso del pendio possono essere le deformazioni)
- una matrice delle rigidzze, che governa la relazione tra le caratteristiche dell'Elemento Finito e quanto risulta ai nodi del sistema (partendo dalle proprietà dell'Elemento si determinano le proprietà ai nodi, utilizzate nella modellazione matematica);
- caratteristiche elastiche proprie, che confluiscono nella Matrice delle Rigidzze;
- caratteristiche geotecniche proprie, che confluiscono nei legami costitutivi dei materiali;

i nodi in particolare, sono gli elementi fisici in cui convergono uno o più elementi finiti. Dal punto di vista algebrico, il sistema risolvete è ricavato mediante equazioni scritte in corrispondenza dei nodi. In sostanza, il modello matematico risolve il continuum verificando la congruenza degli spostamenti nell'intero campo di integrazione. I nodi possono essere liberi o vincolati, cioè possono riferirsi:

- allo spostamento orizzontale;
- allo spostamento verticale;
- ad entrambi gli spostamenti.

Nel caso di pendio infinitamente esteso, la maglia si riduce al caso monodimensionale di "filo", dotato di nodi equispaziati all'interno del dominio, come mostra la figura 2.6.

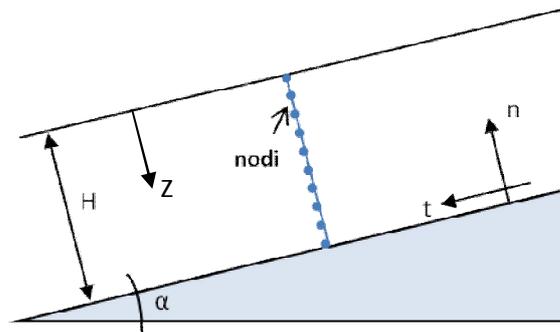


Fig.2.6. Schematizzazione della maglia a elementi finiti per un pendio infinitamente esteso.

2.5. Definizione dello stato di sforzo e deformazione per un pendio indefinito.

Consideriamo il caso di studio di un pendio infinitamente esteso di materiale granulare sciolto e secco, lo schema ideale è rappresentato in figura 2.1.

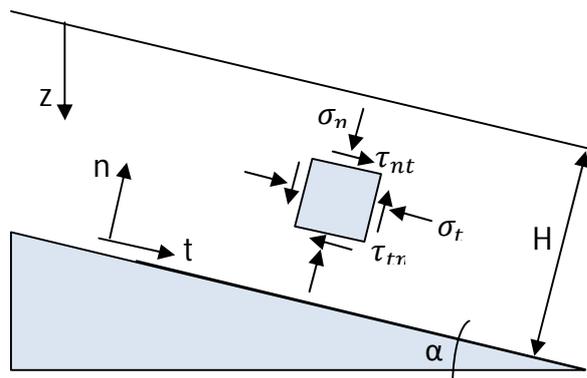


Fig.2.1. Schema geometrico di pendio infinitamente esteso in materiale secco.

Considerando il sistema di riferimento in figura si possono definire nella notazione vettoriale le seguenti variabili:

$$v = [v_t \ v_n \ v_y]^T \quad (\text{spostamento}) \quad (2.20.)$$

$$\varepsilon = [\varepsilon_t \ \varepsilon_n \ \gamma_{tn} \ \varepsilon_y \ \gamma_{ty} \ \gamma_{ny}]^T \quad (\text{incremento di deformazione}) \quad (2.21.)$$

$$\sigma = [\sigma_t \ \sigma_n \ \tau_{tn} \ \sigma_y \ \tau_{ty} \ \tau_{ny}]^T \quad (\text{incremento di sforzo}) \quad (2.22.)$$

Nell'ipotesi di pendio infinitamente esteso, le incognite si riducono (rispetto al problema 3D in cui sono 15), per la simmetria dello schema. La descrizione dello stato di sforzo nel piano delle deformazioni, si riduce dunque ad una forma semplificata:

- Essendo un problema monodimensionale: $v_y, \varepsilon_y, \gamma_{ty}, \gamma_{ny}, \tau_{ty}, \tau_{ny}$ sono nulle;
- La lunghezza infinita in direzione t, fa sì che siano nulle tutte le derivate ∂/∂_t cosicché, $\varepsilon_t = 0$.

Tuttavia l'annullarsi delle deformazioni lungo la direzione t, significa che, considerando un legame costitutivo elastoplastico:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_t^{el} + \varepsilon_t^{pl} = 0 \quad (2.23.)$$

In cui la misura delle due aliquote è accoppiata alla rigidità degli strati. In uno studio completo del problema, dunque le semplificazioni proposte non riducono gli oneri di calcolo.

2.4. Definizione del legame costitutivo utilizzato nell'analisi dinamica semplificata 1D

Nelle analisi dinamiche riveste quindi un ruolo fondamentale, la definizione del legame costitutivo. Nel caso monodimensionale di studio, si è considerato il problema disaccoppiato con un approccio di "taglio puro" ($\tau - \gamma$).

Le incognite del problema si sono dunque ridotte a:

$$\bar{v} = [v_t] \qquad \bar{\sigma} = [\tau_{nt}, \sigma_n] \qquad \bar{\varepsilon} = [\gamma_{nt}]$$

Dove lo stato di sforzo lungo la direzione normale, n , viene assunto costante e dovuto al peso del terreno:

$$\sigma_n = \gamma z \cos \alpha \qquad (2.24.)$$

Si possono quindi definire le equazioni del modello:

$$\frac{\partial \tau}{\partial n} = \rho \frac{\partial v}{\partial t} \qquad (\text{equilibrio}) \qquad (2.25.)$$

$$\frac{\partial \gamma}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial n} = \frac{\partial \gamma^{el}}{\partial t} + \frac{\partial \gamma^{irr}}{\partial t} \qquad (\text{congruenza}) \qquad (2.26.)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} = G \left(\frac{\partial \gamma}{\partial t} - \frac{\partial \gamma^{irr}}{\partial t} \right) \qquad (\text{legame costitutivo}) \qquad (2.27.)$$

Resta da definire il I tensore di velocità delle deformazioni di taglio irreversibili. Nella formulazione del modello monodimensionale trattato in questo lavoro, si utilizza la legge di flusso del modello elasto-viscoplastico elaborato da Perzyna. Ciò implica un ritardato temporale nella

risposta anelastica del materiale, che è pertanto indicato come dipendente dal tempo o viscoso. L'indagine sperimentale di dipendenza temporale in geomateriali ha portato a considerare l'elasto-viscoplasticità come un adeguato legame costitutivo (Di Prisco e Imposimato 1996). Al giorno d'oggi, i principali approcci per gli effetti tasso di modellazione sono quelli da Perzyna (1963, 1966). Questo modello, superando la modellazione geotecnica dei terreni, elastoplastica, adoperata per lungo tempo, introduce un parametro, η detto *parametro di fluidità* che tiene conto della dipendenza dal tempo delle deformazioni viscoplastiche: per valori di η sufficientemente elevati la velocità di deformazione tende a infinito e il modello si può ricondurre a quello elastoplastico. Si definisce, inoltre, una funzione, Φ detta nucleo viscoso.

$$\frac{\partial \gamma^{irr}}{\partial t} = \eta \Phi(f) \quad (2.28.)$$

Questa funzione permette che lo stato di sforzo possa collocarsi al di fuori della frontiera di plasticità, f , dove la frontiera è rappresentata dall'annullamento di f ($f=0$). Praticamente la funzione, nucleo viscoso, Φ tiene conto della misura della "violazione" della frontiera di plasticità per "overstress"

$$\Phi(f) = \langle f/|\sigma_n| \rangle^m \quad (2.29.)$$

dove m è un altro parametro viscoso in genere assunto unitario ed f , la frontiera di plasticità alla Mohr Coulomb:

$$f = |\tau| - \sigma \tan \varphi' \quad (2.30.)$$

Per la (2.29.), non si sviluppano deformazioni viscoplastiche per $f < 0$: a causa della proprietà $\Phi(f < 0) = 0$, la risposta viscoplastica tende ad elasto-plastica come già accennato, al limite dei parametri viscosi, cioè per l'incremento di η ed m . Al contrario, si ha una risposta puramente elastica se risultata $\eta = 0$.

La principale differenza tra il modello viscoplastico di Perzyna e quello "standard" di elasto-plasticità, sta nel fatto che il primo non richiede una condizione di consistenza per la deformazione anelastica. Questo impedisce di stabilire un rapporto incrementale diretto tra lo sforzo e gli incrementi di deformazione totale, cioè non esiste un operatore-tangente di rigidità che ne "controlli" la continuità.

Mediante il modello viscoplastico appena descritto la variazione del comportamento hardening/softening del terreno si ottiene semplicemente variando la $tg\varphi'$ nell'equazione della superficie di plasticità (2.30.), attraverso l'introduzione di alcuni parametri descritti nel paragrafo 3.6.

Capitolo 3

Analisi svolte e trattamento dei dati

3.1. Introduzione

La trattazione del problema di stabilità del pendio si può estendere ad una grossa varietà di casi, questa aleatorietà ne riguarda diversi aspetti, quali:

- la scelta dei parametri di modellazione del comportamento del terreno;
- la geometria del problema stesso;
- le condizioni al contorno (spesso variabili nel tempo) e che modificano fortemente i risultati delle analisi (come ad esempio la filtrazione).

Si è scelto, in questo lavoro, di esaminare casi che potessero essere accomunati da uno schema geometricamente semplice come quello del pendio indefinito in condizioni secche, in modo da poter operare senza troppi oneri di calcolo un numero soddisfacente di analisi per ognuna delle diverse tipologie, conservando uno schema e parametri di base comuni in modo da garantire la possibilità di effettuare confronti e paralleli tra i risultati ottenuti e da rendere facilmente individuabili i parametri che maggiormente influenzano un'analisi piuttosto che un'altra.

3.2. Relazione tra i modelli, parametri comuni e dati scelti per il confronto

Per quanto riguarda la geometria del problema, come già specificato si è scelto di riferirsi allo schema di pendio indefinito. (Fig.2.1.)

Si è scelto di modellare il terreno secondo le seguenti caratteristiche fisiche comuni in tutte le analisi effettuate:

- materiale omogeneo e secco
- assenza di coesione ($c'=0$)
- $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

Nelle analisi sono stati opportunamente variati i parametri di inclinazione α [°] del pendio e l'angolo di attrito ϕ [°]. Considerando dei range plausibili sono state effettuate le analisi pseudostatiche e si è poi proceduto con analisi pseudodinamiche di Newmark per valori dei parametri che, rientrando nel range dell'analisi pseudostatica, fornissero valori non nulli di spostamento, per poi concludere con le analisi dinamiche. Sono state effettuate analisi per:

- Valori di inclinazione del pendio: $10^\circ \leq \alpha \leq 39^\circ$
- Valori di angolo di attrito: $20^\circ \leq \phi \leq 40^\circ$

Per la definizione delle azioni sismiche (opportunamente schematizzate nei diversi approcci) sono stati considerati gli accelerogrammi registrati durante tre diversi sismi distruttivi che hanno coinvolto il nostro territorio.

La scelta degli accelerogrammi è stata dettata dalla volontà di confrontare sollecitazioni che presentassero:

- durate significative paragonabili, quindi che sviluppassero un moto di interesse ingegneristico in un intervallo di tempo simile secondo il metodo della *bracketed duration* (per definizione di una soglia, tipicamente 0.05 g al di sopra della quale si ritiene che il moto sia significativo. La durata significativa viene stabilita dall'intervallo

temporale tra il primo e l'ultimo superamento di tale valore, come mostrato in figura 3.1.);

- diverso contenuto in frequenza (volendo far risaltare gli effetti di questa sulla stabilità della coltre di terreno).

3.3. Scelta e trattamento degli accelerogrammi

Attraverso il sito internet Itaca (<http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet/>), da dove è possibile accedere ad un archivio di più di 2000 accelerogrammi, si sono selezionati inizialmente quattro accelerogrammi, nelle componenti est-ovest, registrati durante sismi distruttivi che si sono verificati sul territorio italiano, noti come: Friuli (1976), Irpinia (1980), Est Sicilia (1990), Umbria-Marche (1997). In tabella 2.1 sono riportate alcune delle notizie utili sui sismi presi in esame.

Sisma	Nome stazione	Anno	Mw	Durata [s]*
Friuli	Forgaria Cornino (UD)	1976	5.9	21.99
Irpinia	Sturno (AV)	1980	6.9	38.87
Est Sicilia	Vizzini (CT)	1990	5.6	49.55
Umbria-Marche	Nocera Umbra (PG)	1997	6.0	13.72
L'Aquila	L'Aquila (AQ)	2009	6.3	120

Tabella 3.1. Dati di base sui sismi presi in esame. *La durata si riferisce a quella dell'intera registrazione.

Gli accelerogrammi registrati sono stati poi opportunamente trattati riscaldando le a_{max} (o pga, individuate considerando la componente di accelerazione massima con segno negativo dell'accelerogramma) a tre diversi valori uguali per ogni sisma: 0.2g, 0.3g, 0.5g. A fine di:

- Confrontare l'effetto di scuotimenti che si differenziassero principalmente per il contenuto in frequenza su cui è interessante indagare dato la grossa influenza che questa possiede sugli effetti generati dai terremoti;

- Facilitare la possibilità di individuare range di danno in relazione al parametro a_{max} .

Successivamente si è passati ad una fase di scrematura degli accelerogrammi: partendo dall'accelerogramma de L'Aquila scelto come riferimento, si è applicato, alla condizione più gravosa tra quelle considerate, ($PGA = 0.5g$) il metodo della *bracketed duration* per ogni sisma (fig.3.1.). Si sono scelti gli accelerogrammi che rispondessero ai requisiti richiesti di durata paragonabile e contenuto in frequenza abbastanza dissimile.

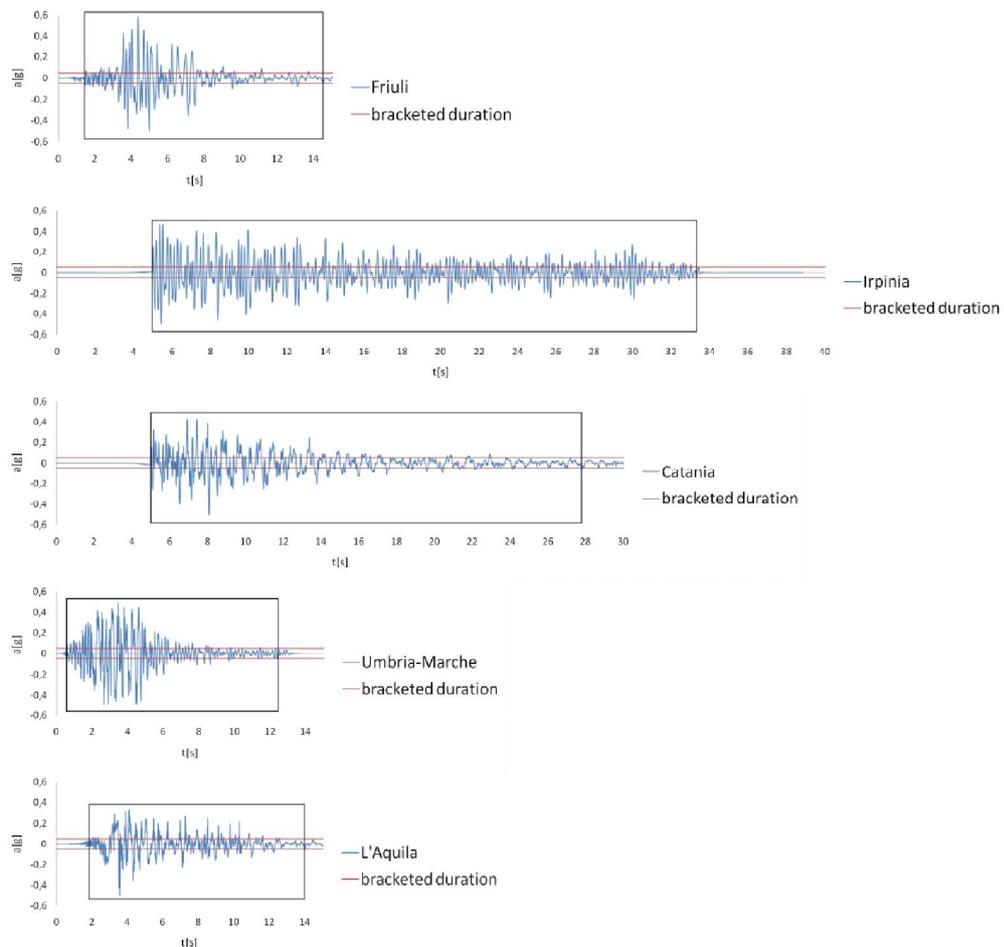


Fig.3.1. Applicazione del metodo della *bracketed duration* agli accelerogrammi selezionati e riscalati ad $a_{max} = 0.5g$. L'area compresa nel rettangolo racchiude la parte significativa dell'accelerogramma, ovvero quella compresa tra il primo e l'ultimo punto che interseca una delle linee della *bracketed duration* (in rosso).

Dalla seguente analisi è risultato opportuno scegliere gli accelerogrammi registrati durante i sismi del Friuli (1976) e dell'Umbria-Marche (1997).

Per osservare in maniera più chiara il contenuto in frequenza dei tre sismi si sono confrontati gli spettri di Fourier, ottenuti tramite il software *Degtra* e mostrati in figura 3.2.

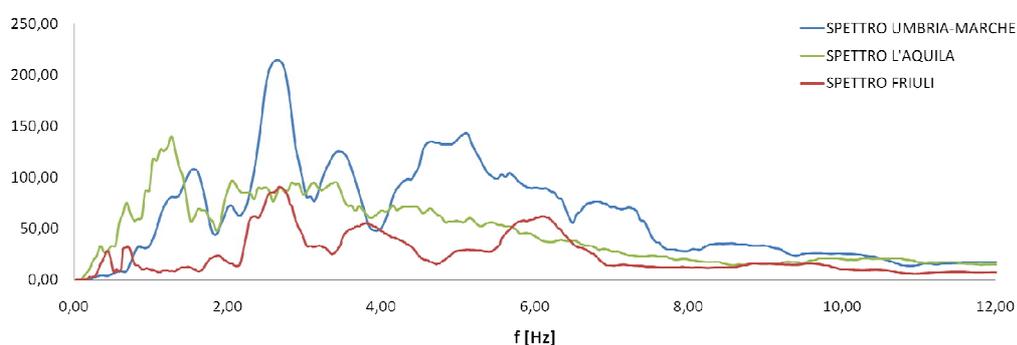


Fig.3.2. Spettri di Fourier dell'accelerazione dei tre sismi in esame.

Dalla figura 3.2. si può verificare come il contenuto in frequenza dei tre sismi sia abbastanza variabile da giustificare l'utilizzo. In particolare si può valutare la significatività del contenuto in frequenza dei singoli sismi:

- Umbria-Marche: contenuto significativo alle basse e medie frequenze (primo picco a 1.37 [Hz], secondo picco a 2.59 [Hz]);
- L'Aquila: contenuto più significativo alle basse frequenze (primo picco a 1.27 [Hz], secondo picco a 2.05 [Hz]);
- Friuli: contenuto più significativo alle medie frequenze (primo picco a 2.61 [Hz], secondo picco a 3.61 [Hz]).

Queste osservazioni potranno tornare utili per il confronto successivo sui risultati ottenuti.

3.4. Analisi pseudostatica: parametri e chiavi di interpretazione

L'*analisi pseudostatica* è stata implementata sul software *Excel* considerando per il coefficiente sismico k_h la (2.7.) in cui si sono scelti i seguenti valori dei parametri:

- $\gamma_1 = 1$;
- $S = 1.25$ (considerando un suolo di categoria B, C, E secondo le norme dell'EC8);
- a_{gR} rispettivamente pari all'accelerazione massima secondo la componente negativa degli accelerogrammi registrati.

Si è effettuata l'analisi per i seguenti valori dei parametri:

- valori dell'angolo di attrito: $\varphi = 20^\circ \div 40^\circ$ (per ogni valore compreso nell'intervallo);
- inclinazione del pendio, $\alpha = 10^\circ \div 39^\circ$ (per ogni valore compreso nell'intervallo).

Si sono inoltre effettuate le verifiche di stabilità, considerando a_{gR} pari a 0.2g, 0.3g e 0.5g.

3.5. Analisi di Newmark: parametri e chiavi di interpretazione

Si sono considerati i seguenti valori dei parametri:

- valori dell'angolo di attrito, $\varphi = 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$;
- inclinazione del pendio, $\alpha = 15^\circ \div 39^\circ$.

Per ognuno dei valori di φ si è variata la pendenza α , tenendo conto che:

- per $\alpha \geq \varphi$, viene superata la condizione di stabilità statica e pertanto non sussiste l'analisi con una sollecitazione dinamica;
- definito γ , l'angolo compreso tra φ e α ($\gamma = \varphi - \alpha$), si sono effettuate simulazioni col metodo di Newmark dove $\gamma = 1 \div 10$ a seconda del

valore dei parametri (α e φ), in quanto non risultava apprezzabile nessuno degli spostamenti ottenuti oltre questi valori;

- si sono utilizzati gli accelerogrammi selezionati, riscaldati ai valori di 0.2g, 0.3g e 0.5g per ognuna delle analisi.
- per i confronti si è considerato l'accelerogramma (significativo o completo) dotato di componenti positive e negative;

3.6. Analisi dinamica: parametri e chiavi di interpretazione

Nel modello dinamico viene superata l'approssimazione del blocco rigido che comporta un distacco contemporaneo dell'intera massa con un legame costitutivo rigido-plastico. Si deve, quindi, tener conto di un maggior numero di parametri che descrivono la natura deformabile del pendio e operare delle scelte consone nella modellazione del problema.

Come già accennato, il campo di spostamento e di deformazione del terreno, non è più confinato all'interfaccia tra il substrato rigido e la massa potenzialmente instabile, ma interessa l'intero spessore della massa stessa.

Il dominio del problema all'interno del programma utilizzato per le simulazioni è stato schematizzato secondo il metodo degli elementi finiti, ovvero discretizzando il dominio stesso mediante una maglia di elementi (cfr. paragrafo 2.3). Nel caso in esame la maglia è costituita da un "filo" dotato di nodi equidistanziati e disposto lungo un asse ortogonale all'inclinazione del pendio indefinito, come mostra la figura 2.3. All'interno del dominio non sono state considerate superfici di discontinuità ed è stato modellato secondo la seguente geometria:

- Spessore dello strato, $H = 5m$;
- Inclinazione del pendio, $\alpha = 10^\circ \div 39^\circ$;
- numero di nodi indagati, $n = 51$ (10 per metro, spazati 0.1m).

Lo spessore dello strato rappresenta un parametro rilevante per l'analisi, la scelta della misura dello stesso è stata basata sul plausibile spessore che potrebbe avere una coltre detritica granulare (alla quale si può riferire lo schema di pendio indefinito) su di un pendio reale, ma è comunque arbitraria. L'analisi dinamica è stata implementata attraverso un programma fornito dal docente e sviluppato all'interno del Politecnico di Milano.

Sono state effettuate cinque tipologie di analisi, descritte in tabella 2.2 in cui si sono considerati tre diversi legami costitutivi del terreno:

- elastoplastico
- hardening
- softening

GEOMETRIA					
α			H		
10° ÷ 39°			5 m		
PARAMETRI FISICI DEL TERRENO					
ρ	G		V_s		
2000 kg/m ³	45 KPa		150 m/s		
ELATOPLASTICO					
φ_p	φ_0	φ_r	a	b	λ_t
$\varphi_0 = \varphi_p$	$\varphi_0 = \varphi_p$	$\varphi_r = \varphi_p$	500	500	0.01
HARDENING					
φ_p	φ_0	φ_r	a	b	λ_t
20°, 30°, 40°	$\varphi_0 = \alpha + \delta^*$	$\varphi_r = \varphi_p$	50, 150	50, 150	0.01
SOFTENING					
φ_p	φ_0	φ_r	a	b	λ_t
20°, 30°, 40°	$\varphi_0 = \alpha + \delta^*$	$\varphi_r = \varphi_p(1 - 0.2)$	50, 150	50, 150	0.01

Tabella 3.2. Descrizione dei parametri utilizzati nelle analisi. *Il valore di δ scelto è 0.1.

La risposta hardening/softening del terreno viene descritta per mezzo di sei parametri costitutivi:

- φ_0 , φ_p e φ_r sono rispettivamente i valori di angolo di attrito in un primo cedimento, al picco e in condizioni residue.
- a e b descrivono l'evoluzione di $\tan\varphi$ rispetto a λ .
- λ_t è un valore di soglia che separa il regime di hardening da quello di softening.
- φ_t è impostato per assicurare la continuità delle $\tan\varphi$ a $\lambda_t = \lambda$.

A seconda dei parametri costitutivi, la legge di hardening è in grado di riprodurre diversi tipi di risposta meccanica del suolo.

Capitolo 4

Analisi numeriche: presentazione dei risultati

4.1. Analisi pseudostatica, risultati e considerazioni

Si è considerato inizialmente il sisma de L'Aquila in cui si è registrata una a_{gR} pari a $|4.65| \text{ m/s}^2$ ($|0.47|g$).

Dalla (2.7), si è ottenuto un valore del coefficiente sismico k_h pari a 0.3. Il calcolo del coefficiente di sicurezza F_s (2.9), alla luce di questo valore ha portato ai risultati visibili nelle figure 4.1. e 4.2.

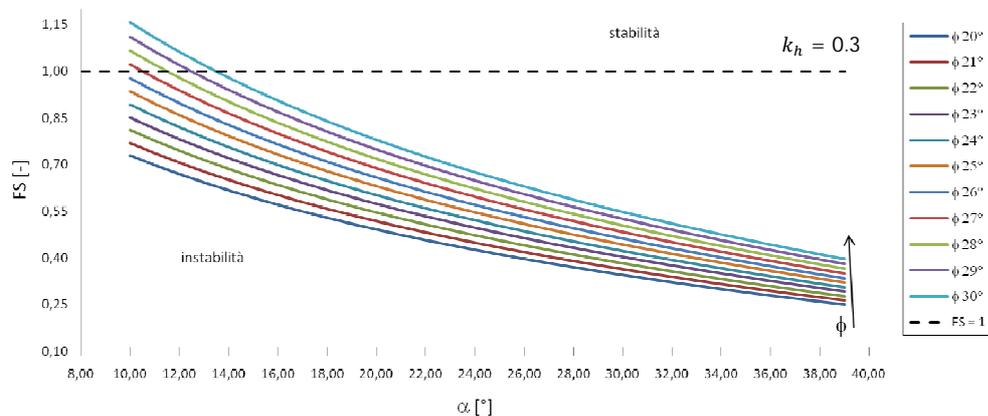


Fig.4.1. Variazione del coefficiente di sicurezza F_s per $k_h = 0.3$ ad angolo di attrito del giunto costante per ogni curva, ($\phi = 20^\circ \div 30^\circ$), al variare dell'inclinazione del pendio, α . E' evidenziata la frontiera di stabilità nella retta ad $F_s = 1$.

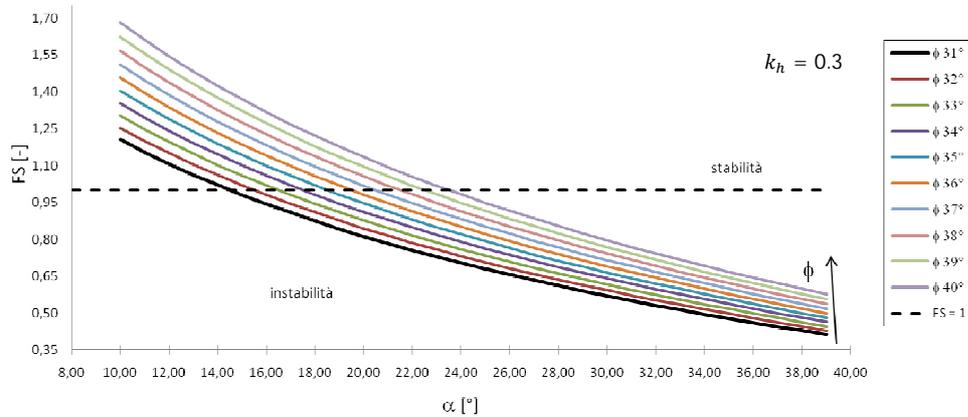


Fig.4.2. Variazione del coefficiente di sicurezza F_s per $k_h = 0.3$ ad angolo di attrito del giunto costante per ogni curva, ($\phi = 31^\circ \div 40^\circ$), al variare dell'inclinazione del pendio, α . E' evidenziata la frontiera di stabilità nella retta ad $F_s = 1$.

Analizzando i risultati è emerso che per il valore calcolato di k_h :

- il campo di valori del coefficiente di sicurezza è racchiuso tra i limiti di $F_{s_{min}} = 0.25$ ed $F_{s_{max}} = 1.8$;
- il pendio risulta instabile per ogni valore di α considerato ($8^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$), quando risulta: $20^\circ \leq \phi \leq 26^\circ$ (ovvero anche $\phi \leq 26^\circ$);
- nessun valore di ϕ considerato garantisce la stabilità oltre un'inclinazione del pendio α pari a 24° .

Successivamente si è effettuata la stessa analisi scegliendo come valore di riferimento per l'accelerazione di picco (a_{gR}), l'aliquota massima negativa dell'accelerazione registrata durante il sisma del Friuli nella stazione di Forgaria Cornino (UD), per il quale ha raggiunto un valore di $a_{gR} = |1.79| m/s^2$ ($|0.18|g$). Dal calcolo del coefficiente sismico (2.7), si è ottenuto k_h pari a 0.11, che inserito nella (2.9) per il calcolo dell' F_s , ha portato ai risultati in figura 4.3. e 4.4.

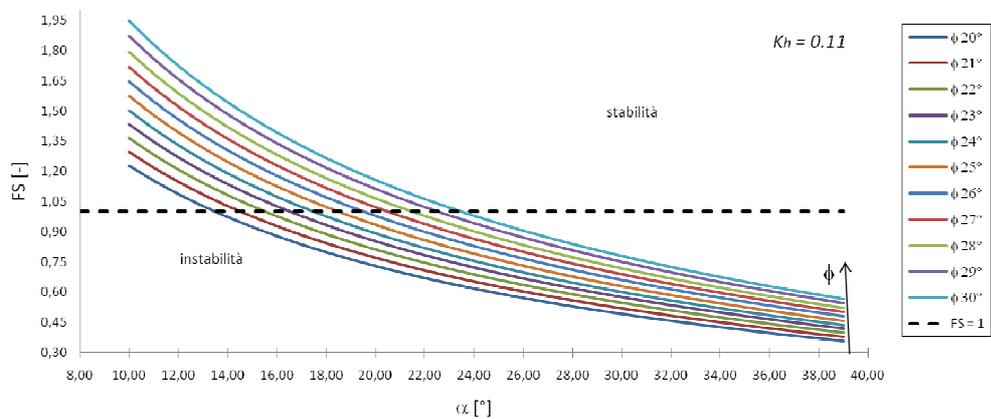


Fig.4.3. Variazione del coefficiente di sicurezza F_s , valutato per $k_h = 0.11$, ad angolo di attrito del giunto costante per ogni curva, ($\phi = 20^\circ \div 30^\circ$), al variare dell'inclinazione del pendio, α . E' evidenziata la frontiera di stabilità nella retta ad $F_s = 1$.

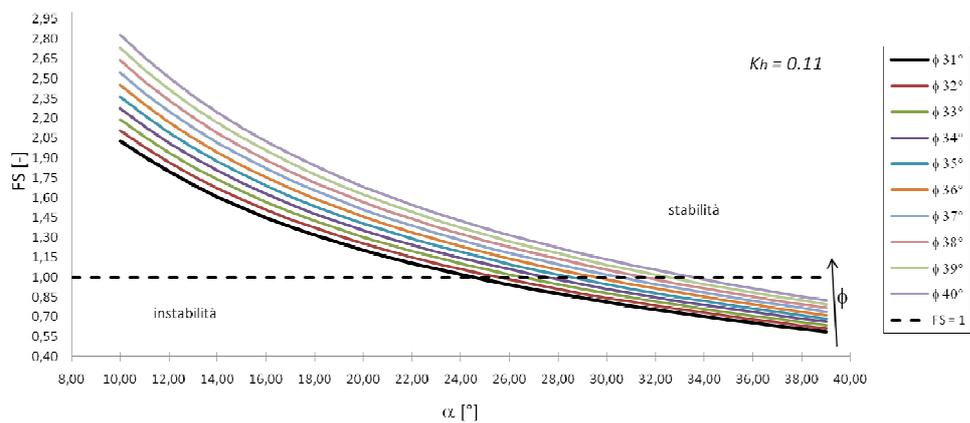


Fig.4.4. Variazione del coefficiente di sicurezza F_s , valutato per $k_h = 0.11$, ad angolo di attrito del giunto costante per ogni curva, ($\phi = 31^\circ \div 40^\circ$), al variare dell'inclinazione del pendio, α . E' evidenziata la frontiera di stabilità nella retta ad $F_s = 1$.

Analizzando i risultati è emerso che per il valore calcolato di k_h :

- il campo di valori del coefficiente di sicurezza è racchiuso tra i limiti di $Fs_{min} = 0.35$ ed $Fs_{max} = 2.83$;
- Non ci sono valori di α considerati ($8^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$), per cui il pendio risulta instabile ad ogni verifica effettuata.
- nessun valore di ϕ considerato garantisce la stabilità oltre un'inclinazione del pendio α pari a 33° .

E' stata effettuata in ultimo l'analisi per il sisma che ha coinvolto Umbria e Marche prendendo in considerazione l'accelerogramma registrato dalla stazione di Nocera Umbra (PG), in cui si riscontra $a_{gR} = |4.15| m/s^2$ ($|0.43|g$). Il valore di k_h che ne deriva (2.7) è di 0.26. I risultati dell'analisi successivi al calcolo della (2.9) sono riportati nelle figure 4.5. e 4.6.

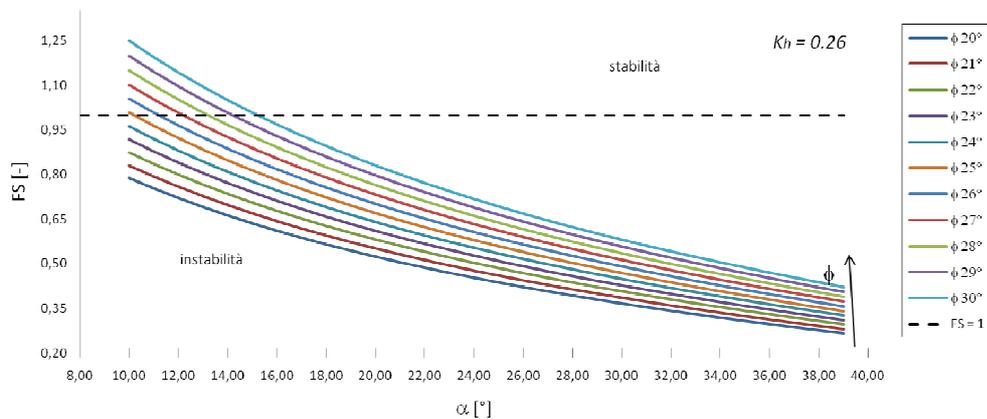


Fig.4.5. Variazione del coefficiente di sicurezza Fs , valutato per $k_h = 0.26$, ad angolo di attrito del giunto costante per ogni curva, ($\phi = 20^\circ \div 30^\circ$), al variare dell'inclinazione del pendio, α . E' evidenziata la frontiera di stabilità nella retta ad $Fs = 1$.

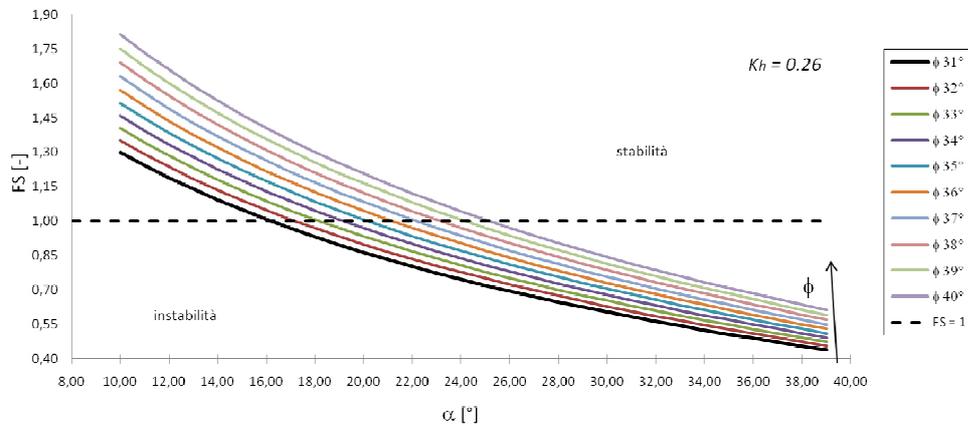


Fig.4.6. Variazione del coefficiente di sicurezza F_s , valutato per $k_h = 0.26$, ad angolo di attrito del giunto costante per ogni curva, ($\phi = 31^\circ \div 40^\circ$), al variare dell'inclinazione del pendio, α . E' evidenziata la frontiera di stabilità nella retta ad $F_s = 1$.

Analizzando i risultati è emerso che per il valore calcolato di k_h :

- il campo di valori del coefficiente di sicurezza è racchiuso tra i limiti di $F_{s_{min}} = 0.27$ ed $F_{s_{max}} = 1.82$;
- il pendio risulta instabile per ogni valore di α considerato ($8^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$), quando risulta: $20^\circ \leq \phi \leq 24^\circ$ (ovvero anche $\phi \leq 24^\circ$);
- nessun valore di ϕ considerato garantisce la stabilità oltre un'inclinazione del pendio α pari a 26° .

4.2. Analisi pseudodinamica alla Newmark, risultati e considerazioni

L'analisi con il modello del blocco rigido di Newmark, tramite il software Matlab permette di visualizzare diversi tipi di risultati, alcuni esempi sono riportati nelle figure 3.7, 3.8, 3.9.

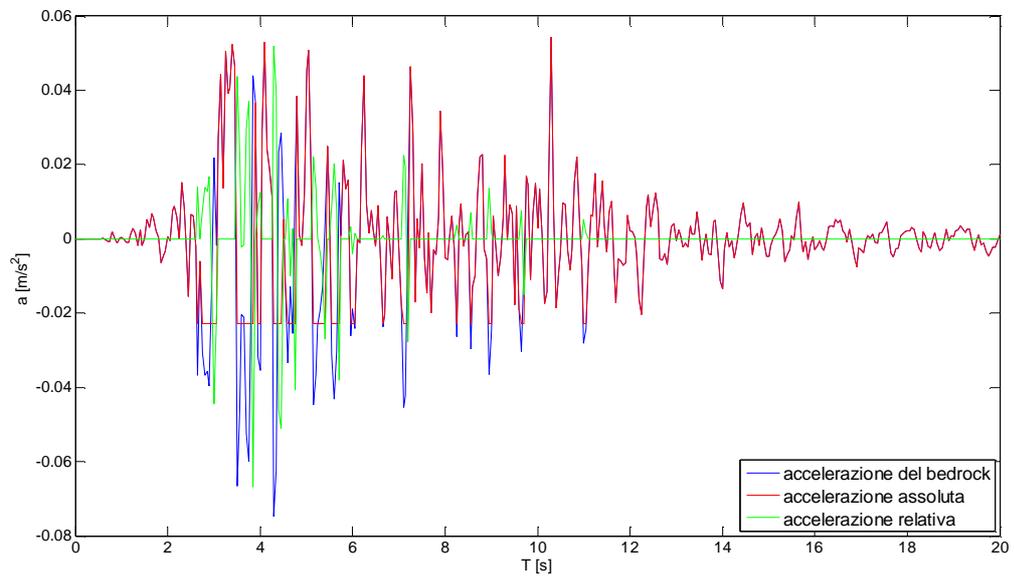


Fig.4.7. Esempio di un profilo di accelerazioni ottenuto mediante simulazione del programma in Matlab. Si possono distinguere le accelerazioni: del substrato rigido, assoluta e relativa.

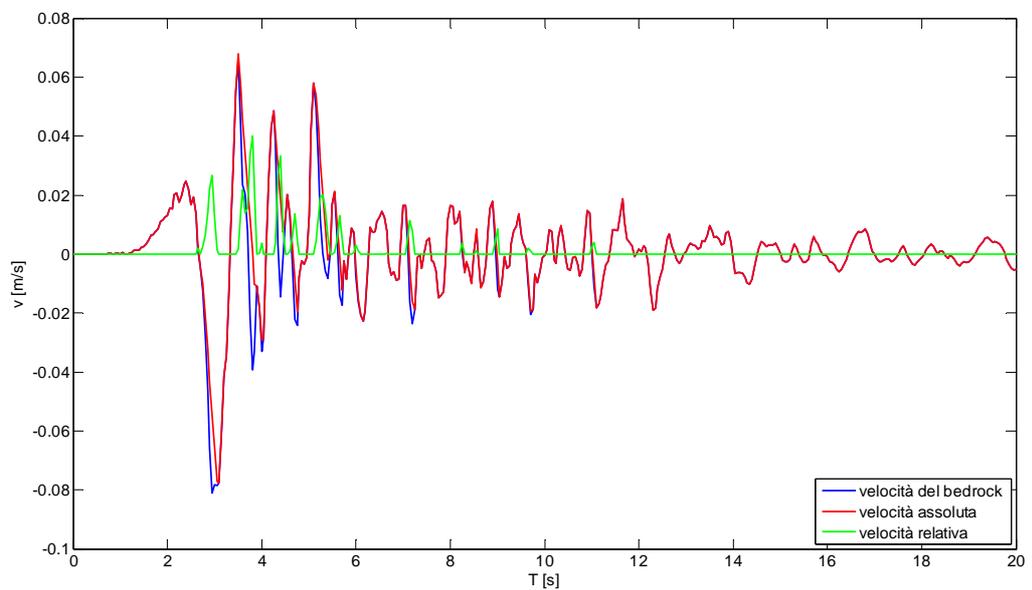


Fig.4.8. Esempio di profilo di velocità ottenuto mediante simulazione in Matlab. Si possono distinguere le velocità: del substrato rigido, assoluta e relativa.

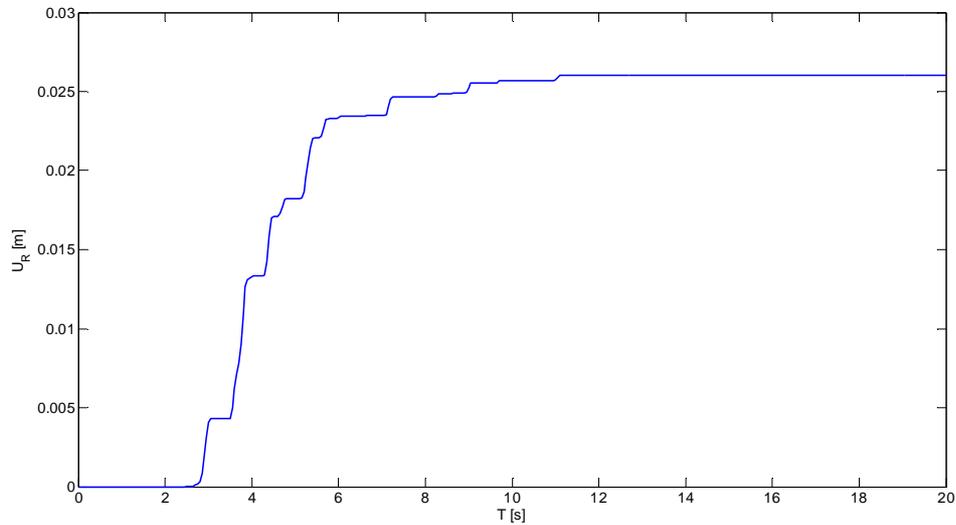


Fig.4.9. Esempio di profilo di spostamento ottenuto mediante simulazione in Matlab. Viene mostrato lo spostamento del blocco rigido rispetto al bedrock (per ipotesi il blocco non può spostarsi verso monte).

Si è rilevato lo spostamento massimo (U_{Rmax}) accumulato dal blocco prima dell'arresto.

Si è provveduto a leggere tutti i valori di spostamento massimo non nullo ($U_{Rmax} \neq 0$) ottenuti nelle diverse simulazioni, al variare dei parametri, in modo da poter costruire dei vettori utili per la creazione di curve di confronto.

In prima analisi si sono confrontati gli spostamenti relativi del blocco rigido rispetto al bedrock con angolo di attrito del giunto, ϕ costante al variare della pendenza, α , considerando lo scuotimento indotto dai tre sismi considerati ad una PGA di 0.5g.

L'analisi è stata quindi effettuata per:

- Accelerogrammi riscaldati: L'Aquila, Friuli, Umbria-Marche;
- $|PGA| = 0.5g$;
- $\phi = (20^\circ, 30^\circ 40^\circ)$;
- $\alpha = 10^\circ \div 39^\circ$ (è stato considerato ogni angolo dell'intervallo);

Si sono ottenute le curve (α, U_{Rmax}) visibili nei tre grafici in figura 4.10.

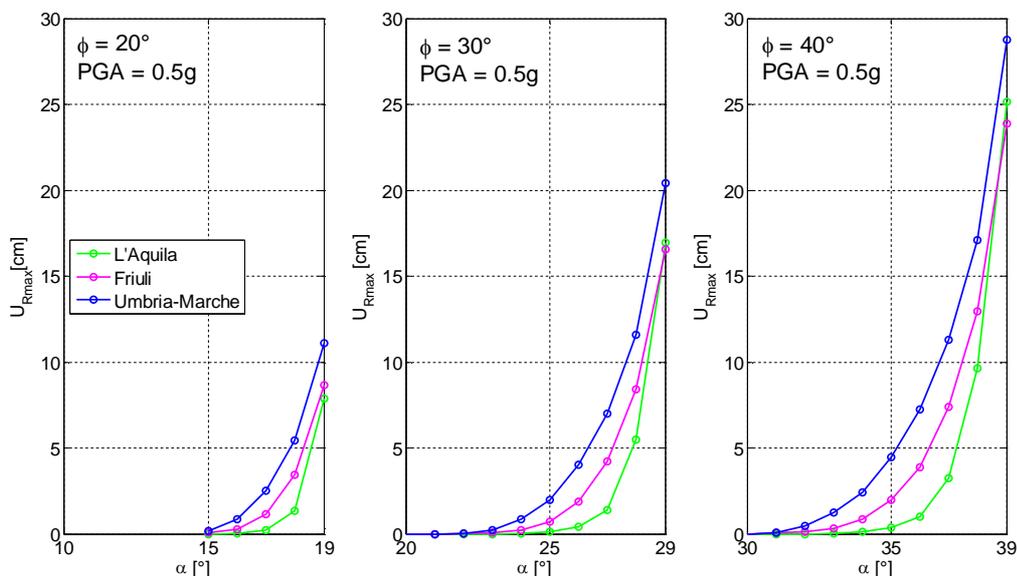


Fig.4.10. Analisi degli spostamenti indotti dagli accelerogrammi riscaldati di: L'Aquila, Friuli, Umbria-Marche, al variare dell'inclinazione del pendio, per una $|PGA|$ pari a 0.5g, considerando tre angoli d'attrito differenti. I marker rendono possibile l'individuazione del numero di simulazioni, con esito non nullo, effettuate per ottenere le curve.

Osservando i grafici è possibile riscontrare come, gli effetti più gravosi, si ottengono per l'accelerogramma ottenuto dal sisma dell'Umbria. Gli scuotimenti derivanti dai sismi de L'Aquila e del Friuli, presentano spostamenti di picco molto simili, se pur con un andamento non del tutto analogo.

Prendendo in considerazione l'angolo γ , definito nel paragrafo 3.5 si può notare che:

- I. Per $\gamma > 1$: i risultati delle simulazioni, a parità di parametri inseriti, sono distanziati da una quantità δ che cresce proporzionalmente per i tre sismi ad ogni simulazione. Questo significa che l'incremento di spostamento, $\Delta U_{Rmax}^{sisma} = [U_{Rmax}^{sisma} |_{\alpha} - U_{Rmax}^{sisma} |_{\alpha-1}]$, è all'incirca

proporzionale per ogni sisma nell'intervallo in cui: $10^\circ \leq \gamma < 1^\circ$, per i dati considerati.

- II. Per $\gamma = 1$: l'incremento di U_{Rmax} relativo al sisma dell'Aquila, $\Delta U_{max}^{(AQ)}$, non è proporzionale agli incrementi relativi agli altri due sismi considerati, bensì cresce sensibilmente rispetto agli altri.

Riguardo a quest'ultima evidenza si è cercato di fare delle considerazioni che potessero in qualche modo spiegarla. Si sono presi perciò in considerazione: il contenuto in frequenza e l'accelerogramma in esame.

Osservando gli spettri di Fourier in figura 3.2 si potrebbe presumere che la caratterizzazione maggiore alle basse frequenze propria del sisma de L'Aquila, si avverta maggiormente all'approssimarsi dell'instabilità statica, ovvero al diminuire di γ . Guardando invece l'accelerogramma in figura 3.1, si può vedere come ci sia una prevalenza, in modulo, delle componenti negative di accelerazione, ovvero in direzione del pendio, è plausibile dunque che questo influenzi la risposta in maniera più significativa all'aumentare della pendenza dello stesso.

La condizione più sfavorevole per tutti e tre i sismi si verifica in corrispondenza dell'angolo d'attrito maggiore e della inclinazione del pendio maggiore, quindi per U_{Rmax} corrispondente alle coppie $(\phi_{40^\circ}, \phi_{39^\circ})$. Analogamente e come è ovvio che sia, avviene per gli altri due valori di φ considerati, che le condizioni più sfavorevoli si riscontrino per $(\phi_{30^\circ}, \alpha_{29^\circ} e \phi_{20^\circ}, \alpha_{19^\circ})$, esiste però una differenza dell'ordine di 10 cm tra i limiti di U_{Rmax} al variare dell'angolo d'attrito (dal minore al maggiore). Alla luce di questi risultati, si può pensare che metodo di Newmark presenti una scarsa sensibilità al parametro γ , della quale si tratterà più approfonditamente in seguito.

In seconda analisi si è cercato di valutare e confrontare gli effetti indotti secondo il metodo di Newmark, da scuotimenti di entità diversa a parità di

frequenza. Si sono riscaldati in ampiezza i tre sismi considerati (figura 4.11), scegliendo altri due valori di PGA: 0.3g e 0.2g. Si sono ottenute curve (U_{Rmax}, α), inserite nei grafici divisi per evento sismico e mostrati in figura 3.11. Si sono dunque considerati:

- Accelerogrammi riscaldati: L'Aquila, Friuli, Umbria-Marche;
- $|PGA| = 0.5g, 0.3g, 0.2g$;
- $\phi = (20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ)$;
- $\alpha = 15^\circ \div 39^\circ$ (è stato considerato ogni angolo dell'intervallo);

I range di danno sono stati stabiliti in relazione ai valori indicati nelle ricerche di Legg & Slosson (California 1984) i cui risultati si possono vedere in figura i.1, alla normativa dello stato dell'Alaska (figura i.2) ed a quelli stimati da Wilson e Keefer (1985) confrontabili nell'introduzione.

Alla luce di quanto detto, i valori stabiliti sono riportati in tabella 3.1.

	livello di danno	spostamenti [cm]
IV	basso	< 5
III	modesto	5 ÷ 15
II	moderato	15 ÷ 30
I	elevato	> 30

Tabella 4.1. Range di rischio stabiliti per le analisi di Newmark e successivamente dinamiche

Dai risultati dell'analisi si può osservare, similmente alla precedente, come gli spostamenti indotti dal sisma dell'Aquila crescano più velocemente al diminuire di γ , questo comportamento quindi si presenta per tutte le ampiezze considerate degli scuotimenti, ma risulta maggiormente accentuata al crescere dell'ampiezza. Confrontando infatti gli spostamenti massimi provocati dal sisma de L'Aquila e del Friuli che nelle curve a PGA = 0.5 (curve blu in figura 3.11) raggiungono approssimativamente gli stessi valori, cosa che non accade per le curve che si riferiscono a PGA più basse. Le motivazioni di

tale comportamento non sono facilmente deducibili in sede di analisi, ma sono state comunque analizzate nelle ipotesi fatte per la precedente analisi, risulta comunque realistica la possibilità dell'influenza della forma caratteristica dell'accelerogramma dell'Aquila che risulta particolarmente asimmetrico a favore delle componenti negative di accelerazione, supportata dal fatto che variando l'ampiezza si accentua il fenomeno.

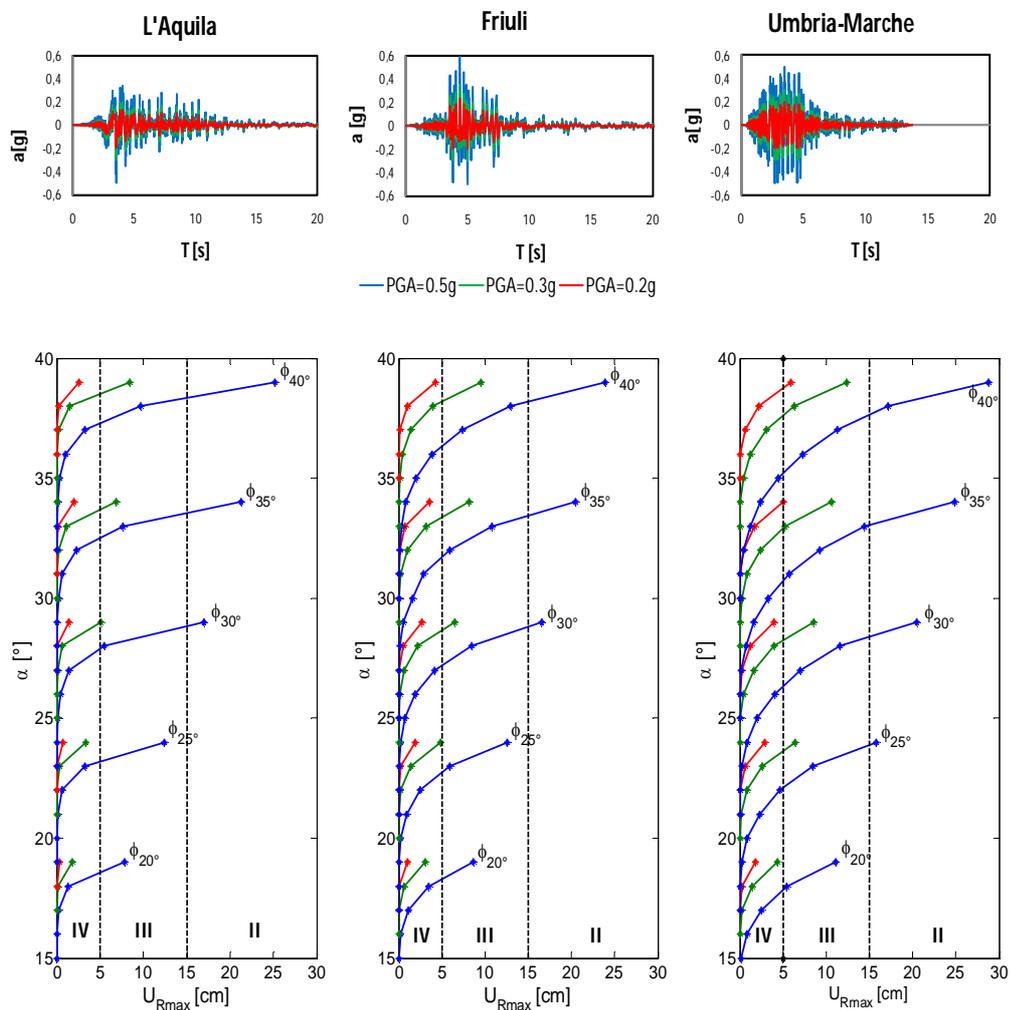


Fig. 4.11. In alto sono mostrati gli accelerogrammi riscaldati in ampiezza secondo i valori in legenda e al di sotto le corrispondenti curve relative agli spostamenti massimi indotti. Le etichette che riportano il valore degli angoli di attrito del giunto, si riferiscono alle tre curve di diverso colore che distinguono le ampiezze degli scuotimenti analizzati, rispettivamente quella blu per $PGA=0.5g$ e le altre due al di sopra: verde per $PGA=0.3g$, rossa per $PGA=0.2g$. Sono inoltre evidenziati in basso i valori dei range di danno classificati secondo la tab.3.1., e racchiusi dalle linee tratteggiate.

Considerando i valori massimi di spostamento ottenuti per ognuna delle curve si può dire che, sulla base del modello di Newmark:

- Un sisma con $PGA < 0.2g$ provoca al più un livello di danno basso;
- Un sisma con $PGA 0.2 \div 0.3g$ provoca al più un livello di danno da basso a medio al variare dei parametri;
- Un sisma con $PGA 0.3 \div 0.5g$ provoca al più un livello di danno da basso a medio al variare dei parametri;
- Un sisma con $PGA \geq 0.5g$ provoca al più un livello di danno medio ad alto al variare dei parametri;

Questi risultati sono più facilmente visualizzabili in tabella 4.2.

PGA [g]	livello di danno massimo
0,2	basso
0,2 ÷ 0,3	basso o modesto
0,3 ÷ 0,5	modesto o moderato
$\geq 0,5$	moderato

Tabella 4.2. Classificazione del livello di danno secondo l'analisi di Newmark nei range stabiliti.

4.3. Analisi dinamica con legame costitutivo elastoplastico, risultati e considerazioni

L'analisi dinamica permette la visualizzazione di diversi aspetti della risposta del pendio, essendo il dominio dell'analisi esteso all'intera massa potenzialmente in frana, si possono visualizzare i profili di spostamento e di deformazione dello stesso, così come, nelle ultime, le localizzazioni delle

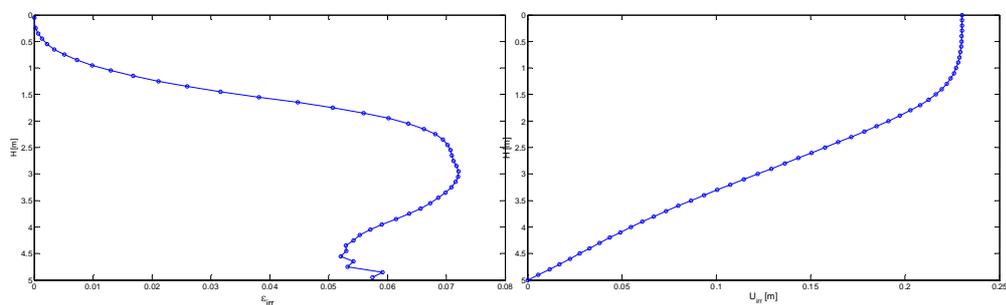


Fig.4.12. Esempio di profili di deformazione (figura a sinistra) e di spostamenti (figura a destra) all'interno di un pendio sottoposto a scuotimento sismico, visualizzato attraverso simulazione dinamica agli elementi finiti con il metodo e le misure di discretizzazione descritti nel paragrafo 2.6.

bande di taglio (che non sono state previste a priori). In figura 4.12 si può vedere chiaramente l'andamento delle deformazioni all'interno del pendio ed in figura 4.13 gli spostamenti irreversibili U_{irr} dello stesso, valutati in relazione alla maglia di nodi considerata.

Pur se le analisi sono nettamente diverse e la schematizzazione del problema non permette di definire correttamente un parametro comune con l'analisi di Newmark, si è scelto di considerare gli spostamenti massimi in superficie U_{irr}^{max} come confronto tra i due modelli e come parametro chiave per le analisi dinamiche svolte di seguito. Si è considerato inizialmente un legame costitutivo elastoplastico perfetto (cfr. Tabella 3.2 per il valore dei parametri) e si sono svolte due analisi, parallelamente a quelle pseudodinamiche alla Newmark, nelle quali si parlerà genericamente di angolo di attrito ϕ , ma va ricordato che, nelle analisi dinamiche ci si riferisce ad angoli di attrito di picco ϕ_p , ad un primo cedimento ϕ_0 e residui ϕ_r , che nel caso specifico di perfetta elastoplasticità coincidono.

Per la prima analisi svolta si sono dunque confrontati gli spostamenti irreversibili del pendio, con angolo di attrito, ϕ costante al variare della pendenza, α ed una PGA di 0.5g.

Si è effettuata l'analisi per:

- L'Aquila, Friuli, Umbria-Marche
- Ampiezza accelerogrammi: $|PGA| = 0.5g$
- $\phi = \phi_{o,p,r} = 20^\circ, 40^\circ$
- $\gamma = 10^\circ, 5^\circ, 1^\circ \Rightarrow \alpha$, rispettivamente pari a: $10^\circ, 15^\circ, 19^\circ$ (per $\phi = 20^\circ$) ed a: $30^\circ, 35^\circ, 39^\circ$ (per $\phi = 30^\circ$)

I risultati ottenuti in termini di spostamento irreversibile e visibili in figura 4.13, sono molto simili per gli angoli di attrito considerati. A differenza dell'analisi con Newmark, il caso più gravoso risulta quello con angolo di attrito più basso a parità di γ .

Si può immediatamente notare che l'entità degli spostamenti U_{max}^{irr} accumulati è sensibilmente maggiore rispetto agli spostamenti U_{Rmax} ottenuti, a parità di parametri di resistenza ed inclinazione ed a parità di input sismico, con il modello di Newmark (gli spostamenti massimi delle due simulazioni si differenziano di 46.28 cm).

Anche con questo tipo di analisi, si può osservare, come, gli spostamenti ottenuti in relazione all'accelerogramma de L'Aquila siano di molto inferiori a quelli relativi agli altri sismi, ma crescano per $\gamma = 1$ in maniera più considerevole rispetto agli altri due sismi. Valgono ancora una volta le considerazioni fatte ai punti I e II del paragrafo precedente, per l'analisi pseudodinamica alla Newmark.

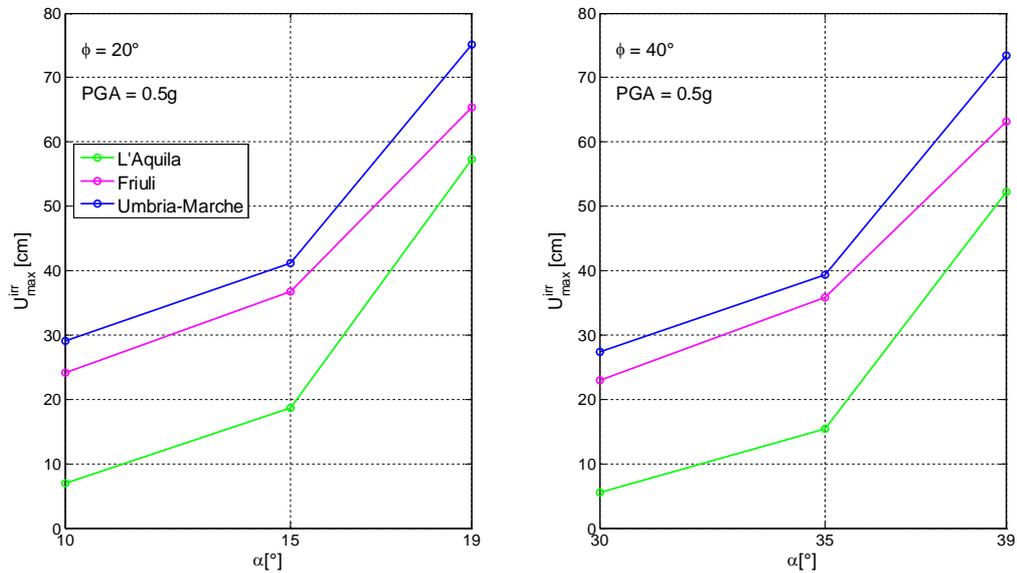


Fig.4.13. Spostamenti irreversibili massimi ottenuti dalle analisi dinamiche in regime di perfetta elastoplasticità.

Si è poi effettuata un'analisi considerando l'accelerogramma de L'Aquila riscalato in ampiezza a PGA pari a 0.5g, 0.3g e 0.2g (figura 4.14) al fine di quantificare gli spostamenti irreversibili indotti in regime di perfetta elastoplasticità e stimare entro quali range di danno si collocano.

I parametri considerati per l'analisi sono:

- Accelerogramma riscalato: L'Aquila;
- $|PGA| = 0.5g, 0.3g, 0.2g$;
- $\phi = (20^\circ, 30^\circ, 40^\circ)$;
- $\alpha = 10^\circ \div 39^\circ$ (è stato considerato ogni angolo dell'intervallo);
- $\gamma = 10^\circ, 5^\circ, 1^\circ$

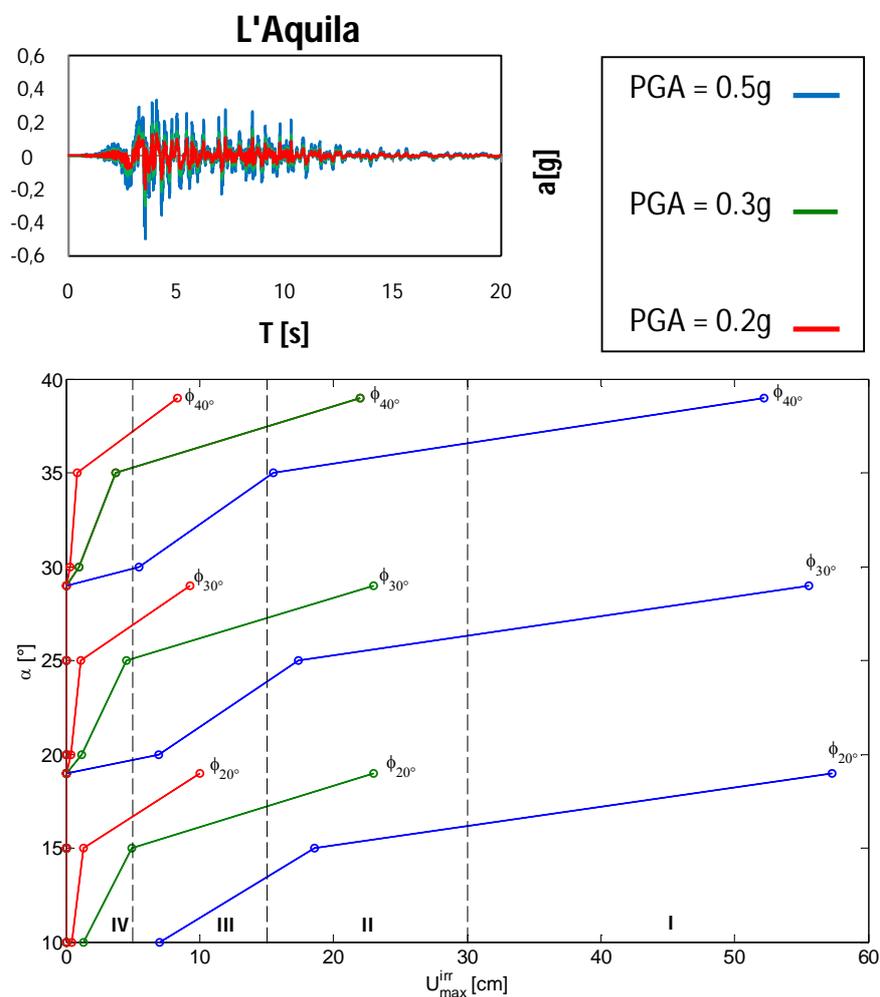


Fig.4.14. In alto è mostrato l'accelerogramma de L'Aquila riscalato in ampiezza secondo i valori in legenda e al di sotto le corrispondenti curve relative agli spostamenti irreversibili massimi indotti. Sono inoltre evidenziati in basso i valori dei range di danno classificati secondo la tab.3.1., e limitati dalle linee tratteggiate.

I risultati espressi nel grafico (U_{max}^{irr}, α), mostrato in figura 4.14, confermano che i risultati dell'analisi alla Newmark sottostimano notevolmente gli spostamenti indotti dagli accelerogrammi, considerando più completa e affidabile l'analisi dinamica.

Emerge inoltre che gli spostamenti ottenuti a parità di γ e al variare dell'angolo di attrito ϕ sono molto prossimi e che lo spostamento più gravoso si ottiene sempre per l'angolo di attrito più basso considerato ($\phi = 20^\circ$). L'analisi dinamica in regime elastoplastico risulta dunque sensibile al parametro γ . Analizzando il valore degli spostamenti si sono classificati i range di danno in relazione alla PGA come mostra la tabella 4.3.

Analisi Dinamica - livello di danno max			
PGA [g]	$\phi 20^\circ$	$\phi 30^\circ$	$\phi 40^\circ$
0,2	II	II	II
0,3	III	III	III
0,5	I	I	I

Tabella 4.3. Classi di danno valutate per PGA al variare dell'angolo di attrito

4.4. Ulteriori confronti tra l'analisi pseudodinamica alla Newmark e l'analisi dinamica in perfetta elastoplasticità.

Dalle analisi svolte e dalle considerazioni fatte al paragrafo precedente risulta evidente che l'analisi pseudodinamica con il modello del blocco rigido alla Newmark sottostima i valori di spostamento indotti da accelerogrammi di diversa ampiezza, quali quelli considerati, rispetto ad analisi più complesse e plausibilmente più realistiche come quella dinamica svolta nel presente lavoro. Per meglio visualizzare e quantificare la differenza tra le stime ottenute con i due approcci si sono confrontati i risultati ottenuti dalle due analisi, dove corrispondessero gli angoli di attrito e l'inclinazione del pendio, l'ampiezza dell'accelerogramma considerato. Il confronto è stato possibile

solo per alcuni dei risultati ottenuti con le analisi dinamiche poiché per diversi valori dei parametri gli spostamenti con l'analisi pseudodinamica corrispondente non erano apprezzabili. In figura 3.15 sono visibili i risultati del confronto. Altro dato emerso dalle due analisi è la diversa sensibilità al parametro γ che si è ritenuto di evidenziare confrontando, gli spostamenti risultati nelle due analisi alle diverse ampiezze dei sismi considerati, in modo da ottenere grafici (U, PGA) in cui si evidenzia chiaramente come nell'analisi dinamica a parità di γ le spezzate si posizionino secondo fasci uniformi, cosa che non si verifica per l'analisi pseudodinamica alla Newmark.

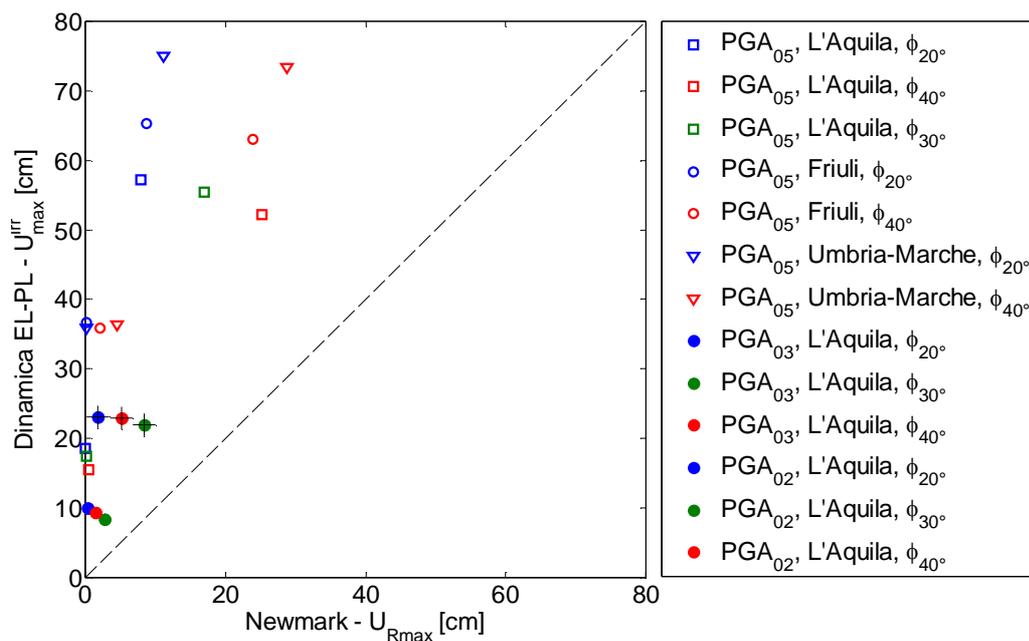


Fig.4.15. Confronto tra i risultati delle analisi pseudodinamica e dinamica. Si vede come i punti che hanno come ordinata i valori con l'analisi di Newmark e come ascissa quelli dell'analisi dinamica si posizionino tutti al di sopra della bisettrice che indicherebbe la corrispondenza tra i risultati delle analisi.

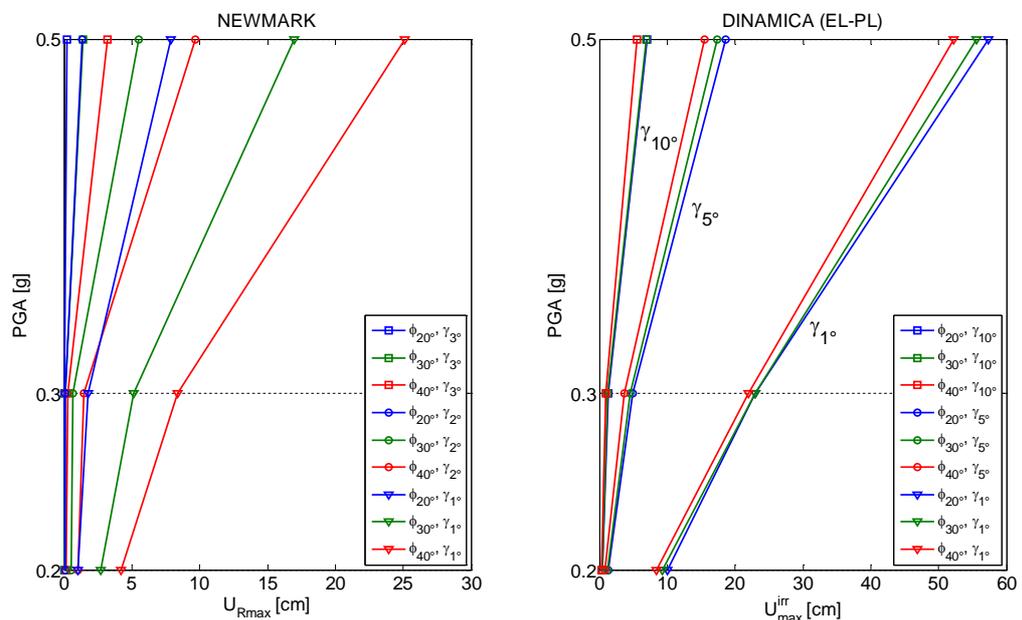


Fig.4.16. Confronto tra gli spostamenti ottenuti con i due approcci analitici, in relazione all'ampiezza dell'accelerogramma in cui si evidenzia l'influenza del parametro γ sull'analisi dinamica.

4.5. Analisi dinamica con modellazione del comportamento hardening/softening

Al fine di valutare l'influenza del legame costitutivo sulla risposta del pendio, si sono effettuate nuove analisi in regime di perfetta elastoplasticità e quattro analisi in regime di hardening e softening variati secondo i parametri in tabella 3.2.

Si sono dunque effettuate analisi per:

- Accelerogramma de L'Aquila
- $|PGA| = 0.5g$
- $\phi_p = 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$
- $\alpha = 10^\circ, 15^\circ, 19^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 29^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 39^\circ$
- $\phi_o = \alpha_i + 0.1$

Si sono considerati tutti gli α_i per ogni valore dell'angolo di attrito ϕ_p , rispettando le condizioni di stabilità statica per cui:

- Regime elastoplastico: $\phi_p < \alpha$
- Regime di Hardening: $\phi_p < \alpha$
- Regime di Softening: $\phi_r < \alpha$

Si è scelto di confrontare i risultati delle analisi considerando come parametro di riferimento ϕ_p . I risultati di tale confronto sono visibili in figura 4.17. dove si è provveduto a definire i range di rischio sotto forma di matrici, in modo da poter classificare i valori che, a parità di parametri e per diversi legami costitutivi ricadessero comunque in uno stesso range di danno stabilito.

Si può notare come risultati che si riferiscono alle analisi in regime di elastoplasticità perfetta e di hardening, ricadano nello stesso range di danno per il primo e secondo livello, quindi nei casi più gravosi. Per il terzo e il quarto livello, essendo la densità dei punti tale da non riuscire a distinguere l'analisi cui si riferiscono, si è provveduto ad effettuare degli ingrandimenti visibili in figura 4.17.

Per le analisi in regime di softening gli spostamenti ottenuti a parità di parametri, ricadono più spesso al di fuori della classe di danno dell'analisi in perfetta elastoplasticità.

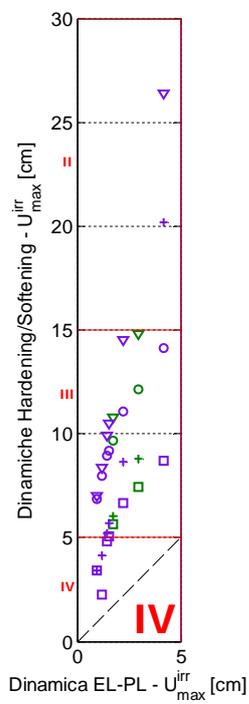
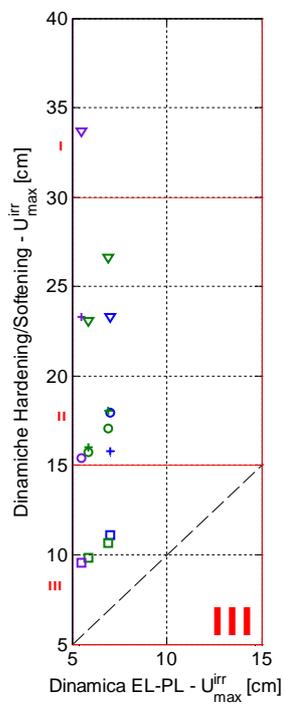
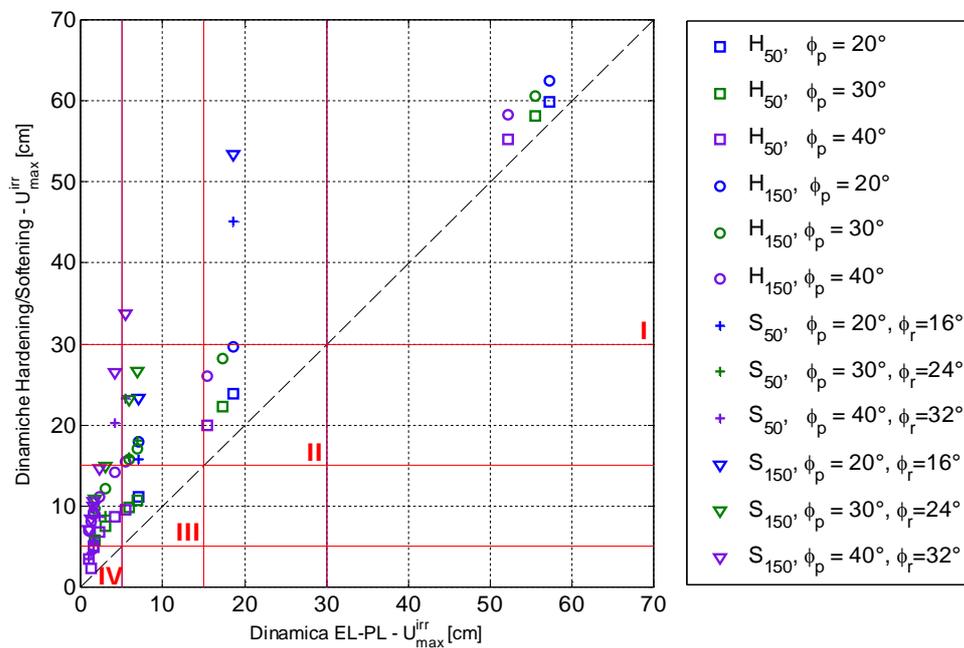


Fig.4.17. In alto: Confronto tra i risultati delle analisi dinamiche con diverso legame costitutivo, dove sono distinti i livelli di danno (dal più basso, IV al più alto I). I pedici: 50 e 150 si riferiscono al valore dei parametri $a=b$, che descrivendo l'evoluzione della $\tan\phi$ regolano l'intensità dei regimi di hardening/softening. A sinistra, gli ingrandimenti dei livelli III e IV in riferimento all'analisi dinamica elasto-plastica.

Dai risultati di questo confronto si deduce che i livelli di danno I e II evidenziati per l'analisi in perfetta elastoplasticità sono accettabili come parametro di confronto ove la legge costitutivo sia dominato anche da una legge di hardening. Assumiamo dunque i risultati dell'analisi elastoplastica come parametro per una successiva fase di confronto con l'analisi pseudostatica.

4.6. Relazioni tra le analisi pseudodinamiche e dinamiche con il coefficiente di sicurezza pseudostatico

In questo paragrafo si è cercato di mettere in relazione il danno atteso in termini di spostamento relativo e irreversibile rispettivamente considerato per le analisi pseudodinamiche e dinamiche con i fattori di sicurezza pseudostatici ottenuti a parità di parametri. I risultati dei confronti sono resi in forma di tabelle a scala cromatica corrispondente ai livelli di danno per facilitarne la lettura e la comprensione. Si è indicata con il colore verde la classe di danno corrispondente al valore IV, giallo, III, rosso chiaro, II e rosso intenso, I. Inoltre di seguito si riportano i valori di K_h per le PGA riscalate:

- $PGA = 0,5g \Rightarrow k_h = 0,31$

- $PGA = 0,3g \Rightarrow k_h = 0,19$

- $PGA = 0,2g \Rightarrow k_h = 0,12$

-

4.6.1. Analisi pseudodinamica alla Newmark ed FS

Si sono confrontati i risultati delle due analisi in riferimento ai parametri usati nelle precedenti verifiche. In riferimento al grafico di figura 4.14, si possono leggere in tabella i valori dell'FS corrispondente agli spostamenti massimi

ottenuti con il modello del blocco rigido alla Newmark, per ogni curva a diverso angolo di attrito e PGA. Dal confronto emerge che il coefficiente di sicurezza, rispetto alle analisi pseudodinamiche svolte è al più cautelativo, ma non si rivelano casi per cui, ad un coefficiente di sicurezza maggiore di 1, corrisponda un danno moderato/grave (livelli, II-I).

ϕ [°]	U_{ultimo}	classe	FS
PGA = 0,5g			
20	7,87	III	0,49
25	12,46		0,53
30	16,96	II	0,55
35	21,28		0,56
40	25,13		0,56
PGA = 0,3g			
20	1,78	IV	0,64
25	3,38		0,68
30	5,16	III	0,65
35	6,88		0,71
40	8,4		0,71
PGA = 0,2g			
20	0,31	IV	0,7
25	0,75		0,77
30	1,39		0,79
35	2,04		0,8
40	2,6		0,81

Tabella 4.4. In tabella sono espressi i valori di spostamento nella condizione più gravosa per ogni angolo di attrito e pendenza considerati. Dove la condizione più gravosa si verifica come già detto per un angolo, γ unitario.

4.6.2. Analisi dinamica ed FS

Per quanto riguarda il confronto tra l'FS e gli spostamenti attesi, ottenuti con l'analisi dinamica, si sono svolti parallelamente alle analisi precedenti, due confronti.

Nel primo si sono messi a confronto, in riferimento al grafico di figura 4.14, gli spostamenti (come definiti per le analisi dinamiche nei precedenti paragrafi), ottenuti per gli angoli d'attrito ($\phi = 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$), indicati in tabella, considerando valori di γ , pari a $10^\circ, 5^\circ, 1^\circ$.

Dal confronto in tabella emerge che il coefficiente di sicurezza si relaziona in maniera congruente con le analisi dinamiche in regime elastoplastico, considerate nel confronto.

L'Aquila									
f [°]	PGA= 0,5g			PGA= 0,3g			PGA= 0,2g		
	U [cm]	classe	FS	U [cm]	classe	FS	U [cm]	classe	FS
20	7	III	0,7	1,31	IV	0,97	0,41	IV	1,18
	18,61	II	0,57	4,29		0,76	1,3		0,9
	57,32	I	0,49	23	II	0,64	10	III	0,74
30	6,9	III	0,76	1,147	IV	0,98	0,4	IV	1,13
	17,39	II	0,63	4,5		0,81	1,13		0,92
	55,54	I	0,55	22,29	II	0,7	9,27	III	0,79
40	5,49	III	0,77	0,96	IV	0,98	0,32	IV	1,11
	15,47	II	0,65	3,7		0,82	0,84		0,93
	52,19	I	0,56	22	II	0,71	8,37	III	0,81

Tabella 4.5. Confronto tra gli spostamenti irreversibili ottenuti con l'analisi dinamica in regime elastoplastico e i coefficienti FS, dell'analisi pseudostatica.

Infine, si sono considerati i risultati ottenuti per la analisi in regime elastoplastico e hardening (due analisi a parametri differenti), considerando i valori considerati per il grafico in figura 4.17. I valori degli spostamenti

irreversibili, sono stati ordinati in ordine crescente e classificati secondo la classe di danno corrispondente.

In tabella si riportano i confronti tra le classi di danno e il coefficiente di sicurezza associato ai valori di spostamento.

L'Aquila (PGA 0.5g)						
El-pl	FS	H_{50}	FS	H_{150}	FS	
IV	1,62	IV	1,62	III	1,62	
	1,33		1,33		1,33	
	1,14		1,14		1,14	
	1,1		1,1		1,1	
	1,12	III	1,12		1,12	
	0,92		0,92		0,92	
	0,91		0,91		0,91	
	0,8		0,8		0,8	
III	0,77	III	0,77	II	0,77	
	0,78		0,78		0,78	
	0,76		0,76		0,76	
	0,7		0,7		0,7	
II	0,65	II	0,65		II	0,65
	0,63		0,63			0,63
	0,57		0,57			0,57
I	0,56	I	0,56		I	0,56
	0,59		0,59	0,59		
	0,49		0,49	0,49		

Tabella 4.6. Confronto tra i livelli di danno calibrati secondo i limiti scelti per le analisi dinamiche e i coefficienti di sicurezza corrispondenti ai valori di spostamento utilizzati a parità di parametri.

Dal confronto emerge che nel caso di analisi con comportamento a incrudente (in questo caso il regime è di hardening, ma il fenomeno è ugualmente presente con le analisi in softening), fattori di sicurezza, $FS > 1$, corrispondono a classi di danno modesto (livello II, in questo caso), che corrispondono a

spostamenti fino a 15 cm. Un tale valore di spostamento per pendii naturali non garantisce la sicurezza, soprattutto nelle vicinanze di centri abitati o in presenza di persone. In riferimento alle normative/ricerche esposte nel paragrafo 4.1, si può osservare che le linee guida per l'analisi e la mitigazione del rischio di frana in California (ASCE, 2002), indicano uno spostamento ammissibile di 5 cm per superfici di scorrimento che coinvolgono manufatti rigidi, e di 15 dove non vi siano costruzioni.

Conclusioni

Nel presente lavoro si è trattato il problema delle frane sismo-indotte che rappresentano una grave fonte di rischio sia per l'ambiente costruito che per la vita umana. In particolare ci si è soffermati sulle frane indotte su pendii in terra, caratteristica che rende la modellazione semplificata delle analisi più realistica. Si è valutato lo spostamento permanente come indice di prestazione sismica per le analisi dinamiche e pseudodinamiche, poi messe in relazione con il coefficiente di sicurezza pseudostatico. Si è voluto perciò fornire un quadro riassuntivo delle possibilità delle analisi semplificate per la valutazione della stabilità dei pendii in condizioni sismiche, quando siano presenti caratteristiche dell'area in esame che ne consentono l'utilizzo.

- Dall'analisi pseudostatica alla Newmark è emerso, che, pur sottostimando i valori di spostamento indotti sul pendio, rispecchia le caratteristiche del contenuto in frequenza del sisma (ove si consideri l'intero accelerogramma). Sulla base delle analisi fatte, si è osservato un comportamento coerente tra le curve ottenute con l'analisi di Newmark e quella dinamica (cfr. comportamento ottenuto per il sisma de L'Aquila). Questo conferma il ruolo del modello di blocco rigido alla Newmark come possibile indice della prestazione di un pendio (Bray, 2007), ma non un riferimento affidabile in termini di spostamenti ottenuti.

Per quanto riguarda il confronto conclusivo, con i coefficienti di sicurezza delle analisi pseudostatiche non si sono rilevate, condizioni in cui il coefficiente di sicurezza corrispondesse ad uno spostamento considerevole, ma al contrario, le analisi di Newmark corrispondevano

a coefficienti di sicurezza molto bassi, dato che conferma l'inadeguatezza del metodo come stima esatta degli spostamenti attesi.

- L'analisi dinamica ha invece sottolineato l'importanza di una corretta modellazione del comportamento hardening/softening del terreno, ci sono infatti notevoli differenze tra gli spostamenti attesi al variare dei parametri che regolano il modello di incrudimento. Dall'ultimo confronto effettuato, con i coefficienti di sicurezza pseudostatici, è emerso ancora una volta questo dato, vi è infatti una buona rispondenza del fattore di sicurezza con il livello di danno ottenuto nelle analisi dinamiche per quanto riguarda il comportamento elastoplastico senza incrudimento, ma si osserva al contrario un fenomeno di instabilità/danno alto per coefficienti di sicurezza, $FS > 1$, per i quali il pendio si considera in sicurezza, dove sia considerato un comportamento hardening/softening del terreno.

Negli ultimi decenni c'è stato un grosso impegno per ricerca sulla stabilità dei pendii da parte della comunità scientifica. Si sono fatti notevoli passi avanti nella modellazione dell'aspetto dinamico delle sollecitazioni sismiche, rispetto al modello di Newmark e ad oggi i modelli dinamici semplificati monodimensionali (pendio indefinito), sembrano essere una frontiera in continuo sviluppo. Presentano infatti grossi vantaggi ai fini del calcolo per la modellazione della statica e della cinematica del problema, nonché per la modellazione dei legami costitutivi del terreno. Questo lavoro ha il proposito di introdurre il lettore a questo tipo di approccio, offrendo un graduale accesso alle analisi dinamiche, alle prospettive che offrono e alla base su cui si fondano.

Bibliografia

- Aversa, S. & autori vari. (2005). Aspetti geotecnici della progettazione antisismica. Linee Guida AGI.
- Bray, J. (2007). Simplified seismic slope displacement procedures. In: Earthquake Geotechnical Engineering, Pitilakis K.D. (ed.), Springer, pp. 327-353.
- Di Prisco, C. (2005). Dispense per il corso di Geotecnica e difesa del territorio. Politecnico di Milano. p.p. 1-15 (Cap.3)
- Faccioli, E. & Paolucci, R. (2005). Elementi di sismologia applicata all'ingegneria. Pitagora editrice. Bologna, p.p. 146-149.
- Kramer, S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Upper Saddle River: Prentice Hall. p.p. 423 -466
- Pisanò, F. (2011). Seismic performance of infinite earth slopes: numerical modelling, constitutive issues and theoretical considerations. Tesi di Dottorato. Politecnico di Milano.
- Tropeano, G. (2010). Previsione di spostamenti di pendii in condizioni sismiche. Tesi di Dottorato. Università della Calabria.

Dalla rete:

<http://wpage.unina.it/francesco.silvestri/Corso%20OGCD/Doc/Linee%20guida%20AGI%202005.pdf>

http://www.altaviamilano.it/altavia/index.php?option=com_content&view=article&id=157:10-stabilita-dei-versanti&catid=24:infrastrutture-delle-grandi-opere-vol-2&Itemid=41

http://www.dicea.unifi.it/geotecnica/lineeguida_AGI.pdf

http://www.diseg.unige.it/studenti/Geot_dif_territorio/Dispense/SCP1%2004%20Pendio%20indef.pdf

<http://www.terrain.it/Divulgazione%20Cap%203.pdf>