

GEOTECNICA

Corso Base

2018

Dr. Lorenzo Borselli
Instituto de Geología
Fac. De Ingeniería, UASLP, Mexico

lborselli@gmail.com
www.lorenzo-borselli.eu

Dr. Ing. Lucia Greco
Bari
lugreco10@gmail.com

Stabilita' dei pendii e opere di stabilizzazione

Fenomeni di instabilità dei pendii: interazione tra geomorfologia e geotecnica

Frana “Las Colinas”
terremoto 13 gennaio 2001
in El Salvador.

Su Terreni di origine
vulcanica

Trasformatasi rápidamente
in una Flow-slide



<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/7/73/ElSalvadorslide.jpg/250px-ElSalvadorslide.jpg>

Processi geomorfologici attivi e quiescenti e loro relazione con fenomeni di instabilità dei pendii.

Distinzione tra Movimenti di massa e trasporto di massa:

Movimento di massa: Movimenti di masse di materiale che avvengono sulla superficie terrestre per azione della forza di gravità. Sono caratterizzati da . Hanno carattere non selettivo , breve distanza tra erosione e deposizione : es. **Frane**, subsidenza e *sink-hole*, valanghe.

Trasporto di massa: trasporto operato prevalentemente da acque superficiali che ha un carattere prevalentemente selettivo. Possono avere un percorso fino a svariati Km. Es: *Debris flow*. Fanno eccezione i processi di trasporto tipo *rock avalanche*.. dove il meccanismo di trasporto non è governato dall'acqua, ma da una miscela di roccia, fango e gas.

Con il termine frana si indicano tutti i fenomeni di movimento o caduta di materiale roccioso o sciolto dovuti alla rottura dell'equilibrio statico preesistente ovvero all'effetto della forza di gravità che, agendo su di esso, supera le forze opposte di coesione e frizione del terreno che invece tendono a mantenerlo stabile in sito .

Tuttavia noi faremo riferimento ai varia **fenomeni di instabilità** e alla loro relazione con la geotecnica.

e in particolare la relazione che esiste tra:

Geomorfologia e Geotecnica

Nell'ottica del Principio Osservazionale, Ovvero:


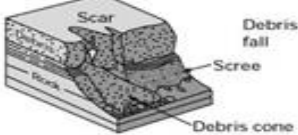



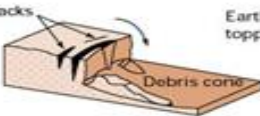

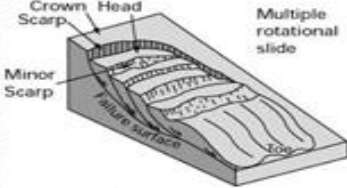



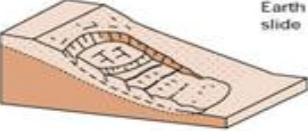
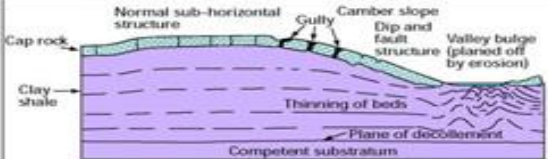

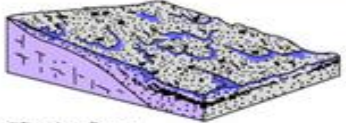



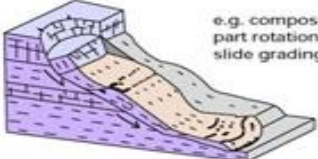
- **I processi avvenuti nel passato possono riprodursi nel futuro**
- **Ogni processo ha una (o più) causa/e**
- **Le proprietà dei geomateriali coinvolti hanno una relazione con la/e causa/e del processo (ruolo della geotecnica!!)**
- **Le condizioni di pericolosità' future sono influenzate dalla evidenza di processi geomorfologici in atto nel presente e da quelli occorsi in passato (metodo di analisi multitemporale della pericolosità).**

Classificazione dei processi di instabilità dei pendii

Foto L.B. Val samoggia 2002



Classificazione dei movimenti di massa in funzione del tipo di materiale e del tipo di movimento

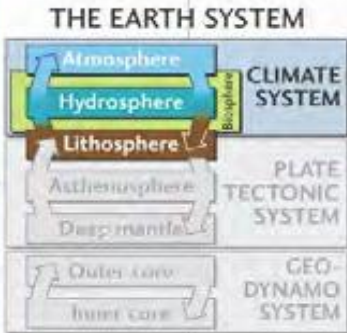









Material		ROCK	DEBRIS	EARTH
Movement type				
FALLS		 Rock fall	 Debris fall Scree Debris cone	 Earth fall Colluvium Debris cone
		 Rock topple	 Debris topple Debris cone	 Earth topple Cracks Debris cone
SLIDES	Rotational	 Single rotational slide (slump) Failure surface	 Multiple rotational slide Crown Head Scarp Minor Scarp Failure surface	 Successive rotational slides
	Translational (Planar)	 Rock slide	 Debris slide	 Earth slide
SPREADS		 Normal sub-horizontal structure Cap rock Clay shale Thinning of beds Plane of décollement Competent substratum Gully Camber slope Dip and fault structure Valley bulge (planned off by erosion) e.g. cambering and valley bulging		 Earth spread
FLOWS		 Solifluction flows (Periglacial debris flows)	 Debris flow	 Earth flow (mud flow)
COMPLEX		 e.g. Slump-earthflow with rockfall debris	 e.g. composite, non-circular part rotational/part translational slide grading to earthflow at toe	

BGS © NERC

http://www.bgs.ac.uk/landslides/how_does_BGS_classify_landslides.html

Classificazione dei movimenti di massa in base alla velocita' del movimento.

MASS MOVEMENTS ARE CLASSIFIED ACCORDING TO THE DOMINANT MATERIAL
WATER OR AIR CONTENT, AND VELOCITY OF THE MOVEMENT

		Velocity →		
Material	Nature of motion	Slow (1 cm/year) Low water content	Moderate (1 km/hr) High water content	Fast (5 km/hr or more) High air content
Rock	Flow			
	Slide or fall		 <p>Rockslide</p>	 <p>Rockfall</p>
Unconsolidated material	Flow	 <p>Earth creep</p>	 <p>Earthflow</p>	 <p>Debris flow</p>
	Slide or fall		 <p>Mudflow</p>	
		 <p>Slump</p>	 <p>Debris-slide</p>	 <p>Debris avalanche</p>

Classificazione in base alla velocita' del movimento

Da Cruden &
Varnes (1996)

Velocity Class	Description	Velocity (mm/sec)	Typical Velocity	Probable Destructive Significance
7	Extremely Rapid	5×10^3	5 m/sec	Catastrophe of major violence; buildings destroyed by impact of displaced material; many deaths; escape unlikely
6	Very Rapid	5×10^1	3 m/min	Some lives lost; velocity too great to permit all persons to escape
5	Rapid	5×10^{-1}	1.8 m/hr	Escape evacuation possible; structures, possessions, and equipment destroyed
4	Moderate	5×10^{-3}	13 m/month	Some temporary and insensitive structures can be temporarily maintained
3	Slow	5×10^{-5}	1.6 m/year	Remedial construction can be undertaken during movement; insensitive structures can be maintained with frequent maintenance work if total movement is not large during a particular acceleration phase
2	Very Slow	5×10^{-7}	15 mm/year	Some permanent structures undamaged by movement
	Extremely SLOW			Imperceptible without instruments; construction POSSIBLE WITH PRECAUTIONS

Processi geomorfologici e antropici : una visione integrale

Dissesto idrogeologico :

Il dissesto idrogeologico è l'insieme dei processi idro-geomorfologici che hanno un'azione fortemente distruttiva in termini di erosione e instabilità del suolo e quindi nei confronti di aree agricole urbane e infrastrutture. Esso comprende tutti quei processi, a partire dall'erosione superficiale fino agli eventi più catastrofici quali frane e alluvioni.

Definizione Tratta Da https://it.wikipedia.org/wiki/Dissesto_idrogeologico (pero modificata e integrata da L.B.)



Immagine da
<http://www.truciolisavonesi.it>

**suolo + vegetazione + ammassi rocciosi + processi geomorfologici +
geologia + geotecnica + eventi idrologici estremi + azioni umane**

=

Dissesto Idrogeologico ??!

*Valle del Samoggia
Appennino bolognese
Foto L. Borselli (2002)*



Il dissesto idrogeologico ha sia componenti e cause naturali sia componenti e cause antropiche.

A volte è difficile comprendere bene dove finiscono le prime e iniziano le seconde.

Tuttavia il risultato e' comunque distruttivo e tragico ..

- **Erosione del suolo (perdita di suolo e sua fertilità)**
- **Movimenti di massa (frane e colate detritiche)** ←
- **Alluvioni**
- **Danni infrastrutture o alla loro funzionalità**
- **Danni al valore paesaggistico e turistico**
- **Perdita di vite umane**



Foto L.B. Val Samoggia 2003

Foto L.B. Val samoggia 2003



**Calanchi e terreni agricoli
App. Bolognese (BO)
e val. D'Orcia (SI)**

**Terreni precedentemente livellati
per colture di cereali.**

**Erosione superficiale e
movimenti di massa
strettamente collegati**

Piovosità media 1100-600 mm/

**Sorgenti primarie di
sedimenti
Frane, alluvioni**



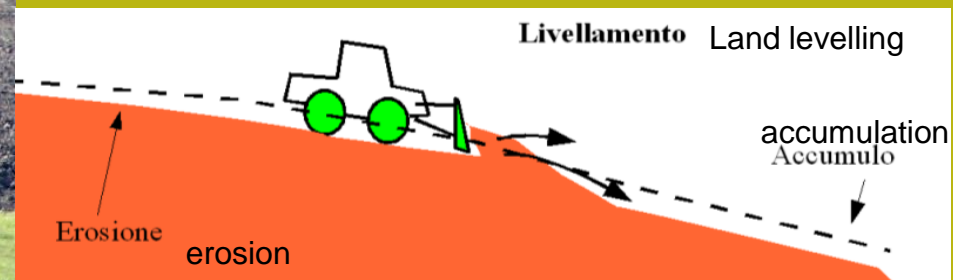
Foto L.B. Val d'orcia 2006



Foto Bazzoffi 2007



Erosione meccanica dovuta Operazioni di Livellamento Impianto di nuovi vigneti



Livellamenti – Evidenze erosione meccanica – nuovo vigneto su suoli sabbiosi su sedimenti lacustri pliocenici (valdarno, Toscana)



Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)

Foto L.Borselli 2001



Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)

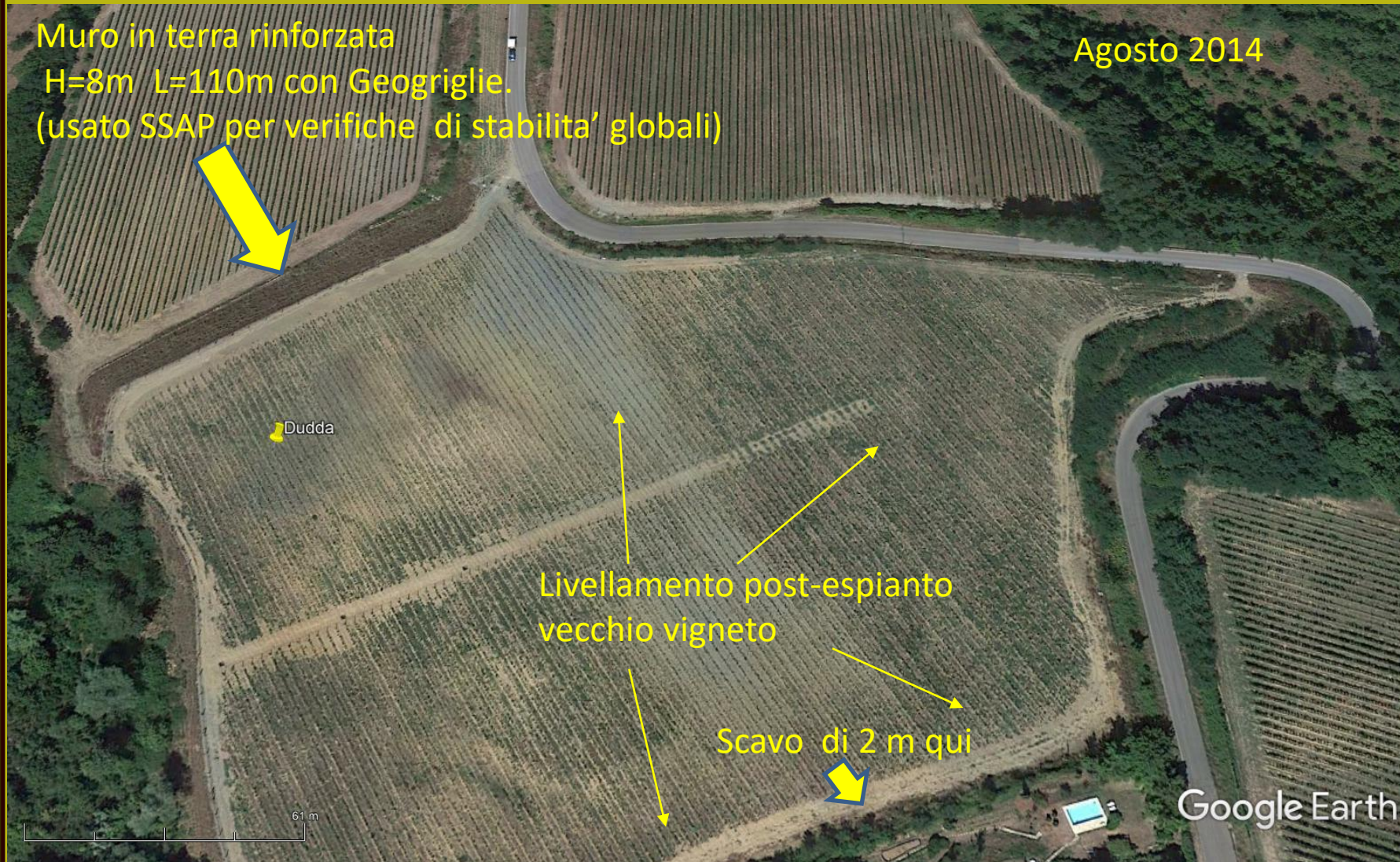
Foto L.Borselli 2005



Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)



Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)



Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)



Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)



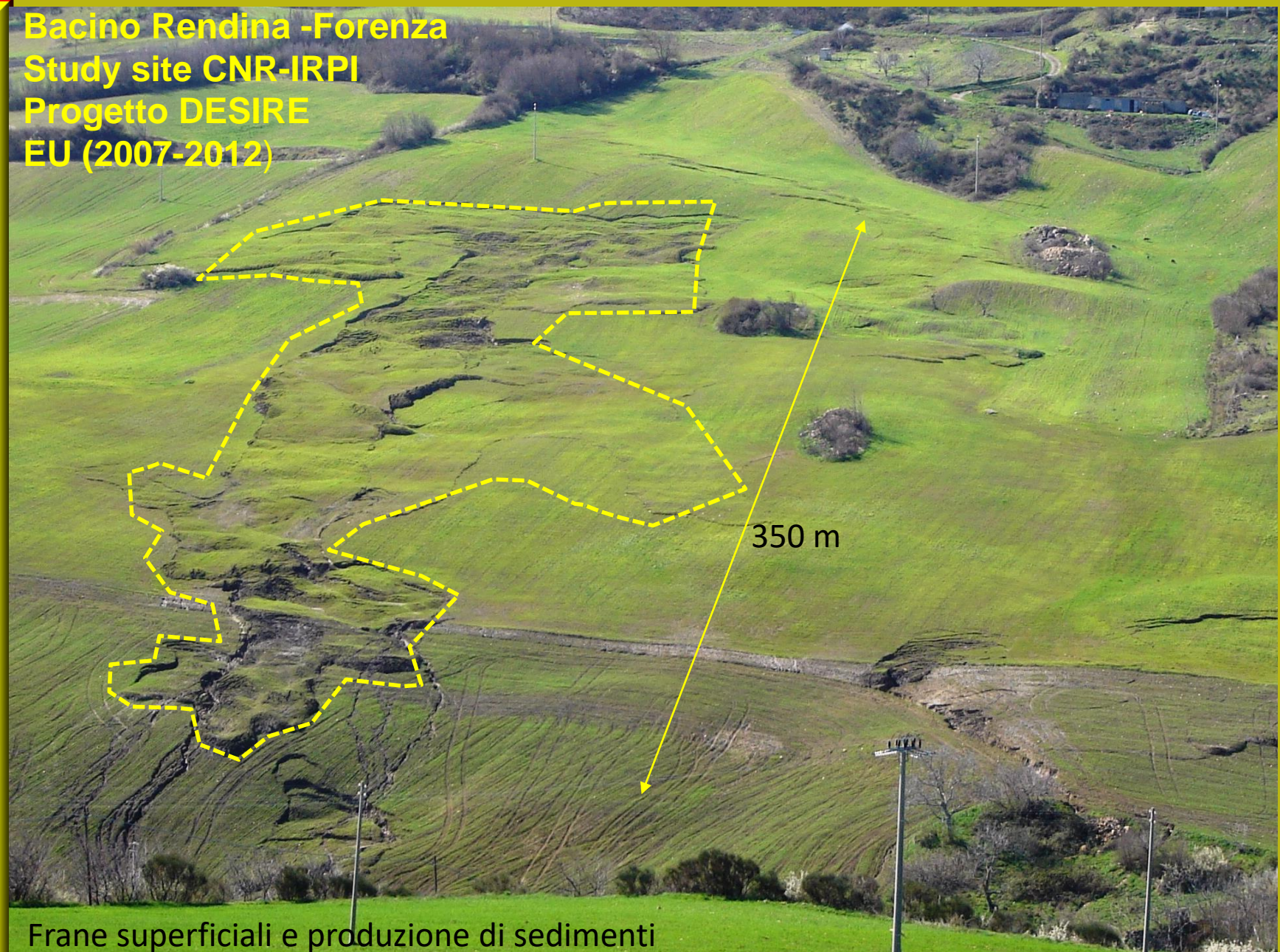


Livellamenti Frane superficiali e produzione di sedimenti

Bacino Rendina a sud di Ripacandida
Study site CNR-IRPI
Progetto DESIRE
EU (2007-2012)

Frane superficiali con riattivazione periodica

Bacino Rendina -Forenza
Study site CNR-IRPI
Progetto DESIRE
EU (2007-2012)



Frane superficiali e produzione di sedimenti



Dissesti di aree urbane
e infrastrutture

Spesso in questi casi il
fattore determinante
causa del dissesto e la
attività umana:

- Mancanza, o cattiva,
pianificazione territoriale
- Errori di progettazione
- **Mancanza di valutazione di
fattori geologici
geomorfologici e geotecnici**

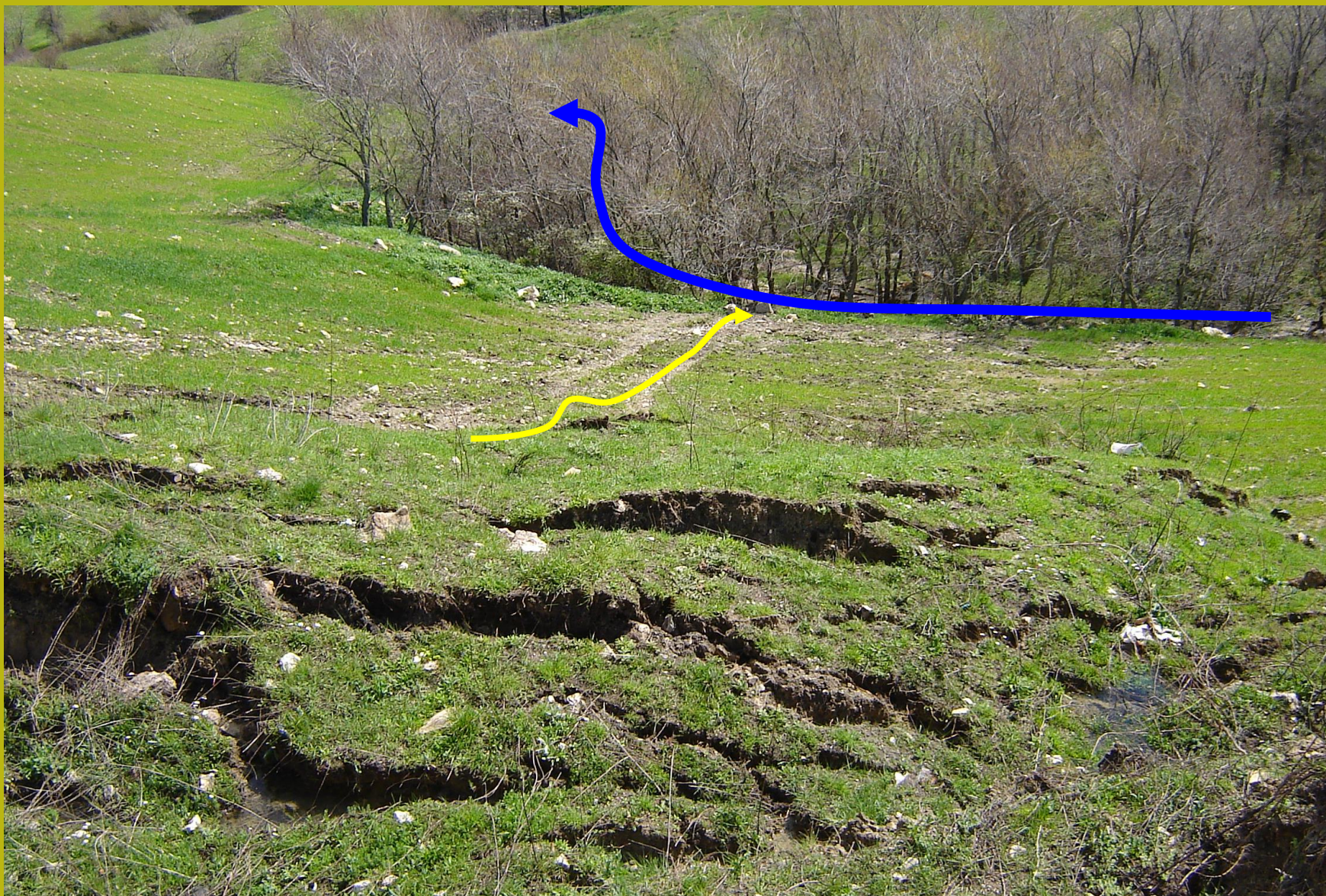




Strada Provinciale 51 , sopra Vernazza (evento del 2011): foto P. Petri

- Mancanza, o cattiva, pianificazione territoriale
- Errori di progettazione
- Mancanza di valutazione di fattori geologici geomorfologici e geotecnici

Spesso in questi casi il fattore determinante causa del dissesto e' la attività umana:



Esportazione sedimento da aree in frana – effetto della connettività'

Sestino , (AR)
Decorticazione
Superficiale (0.1-0.2m)
e mudflow ...
Dopo disgelo rapido
Connettività e
frane superficiali



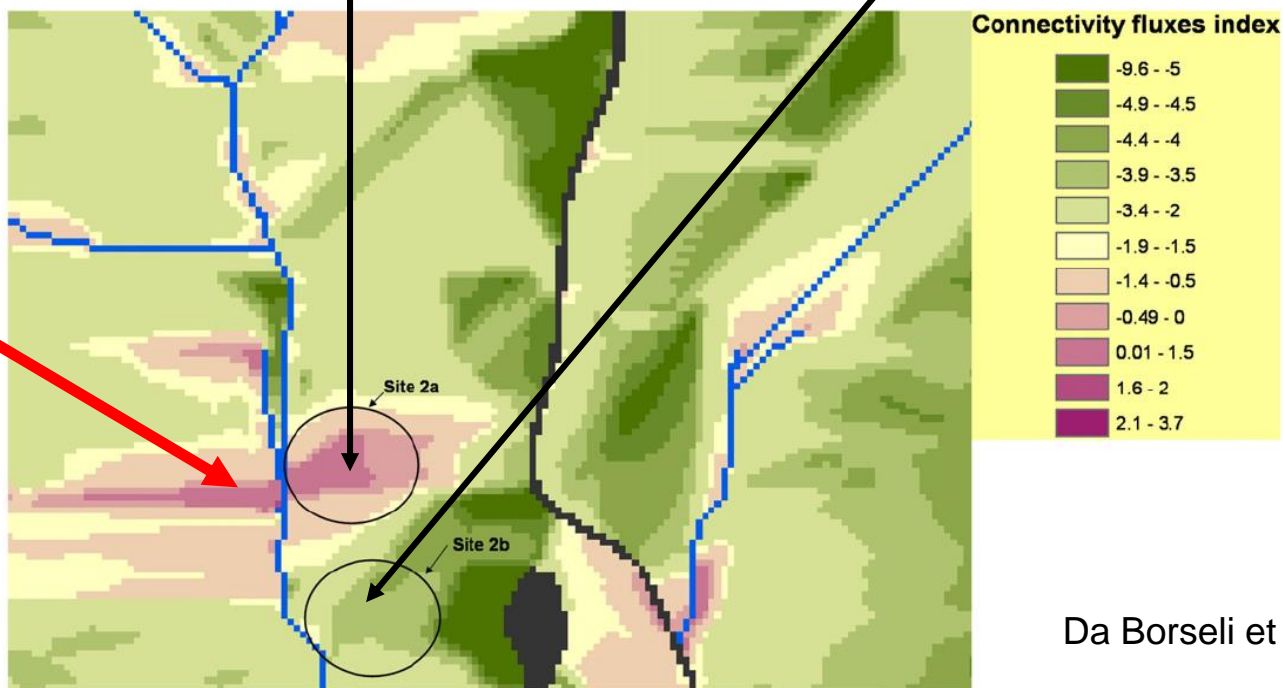
a



b

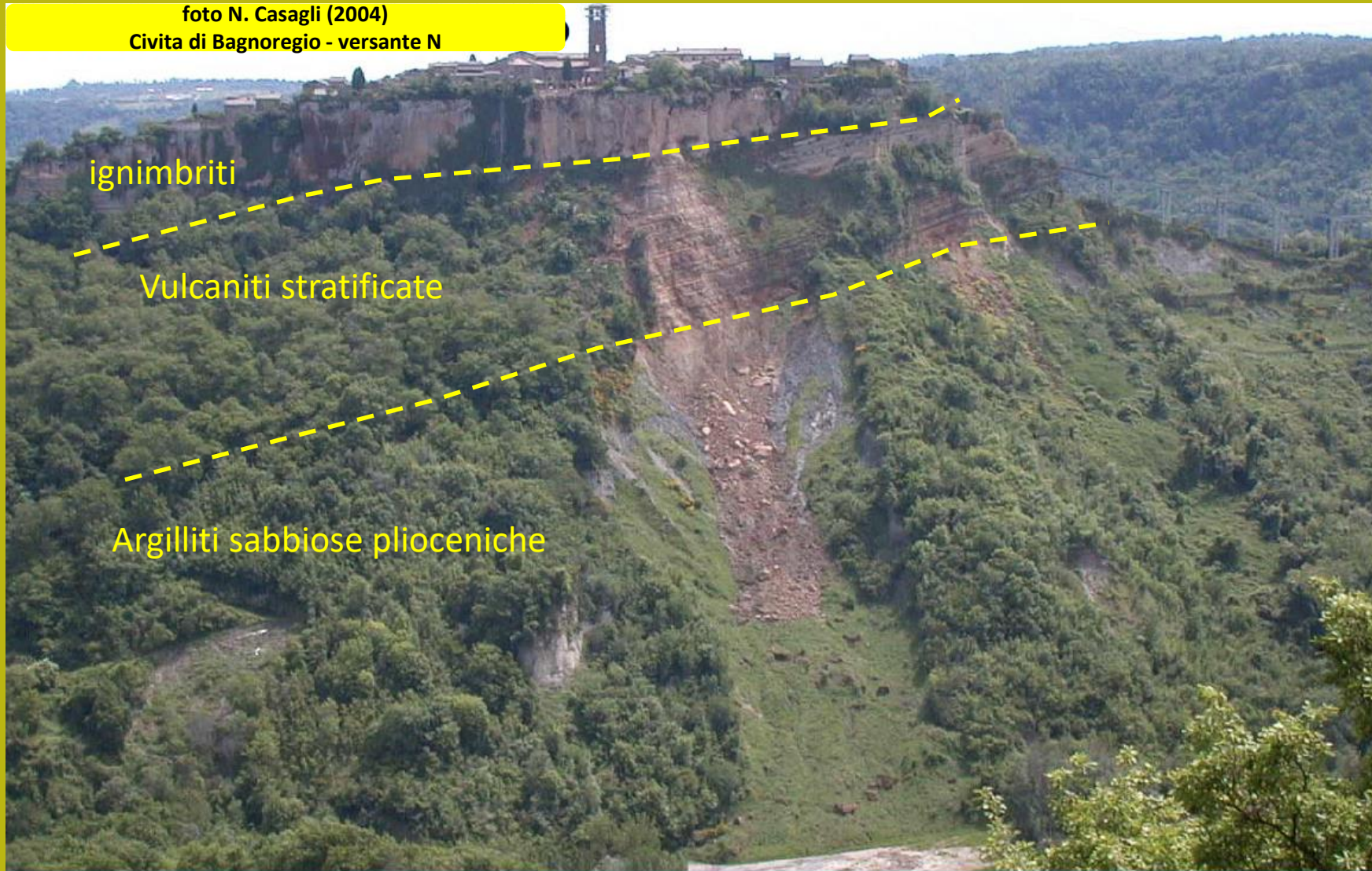


c



Da Borseli et al. 2008

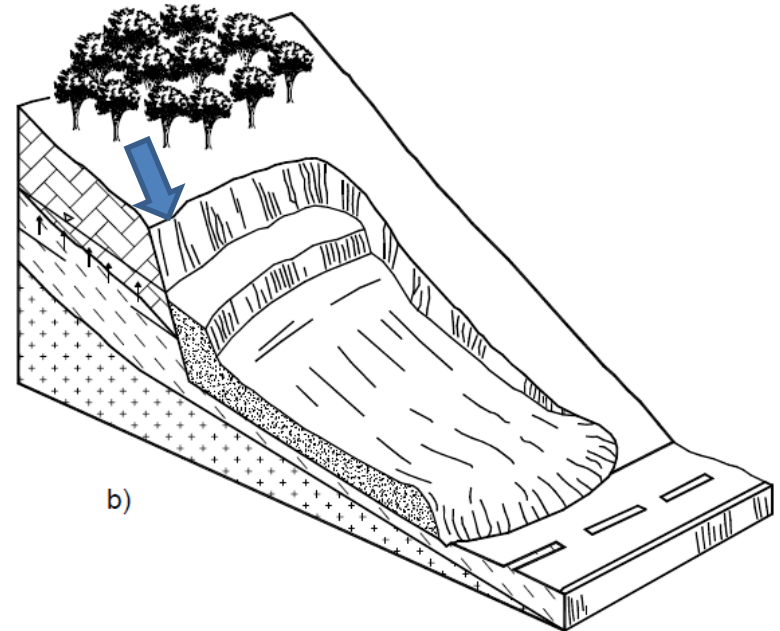
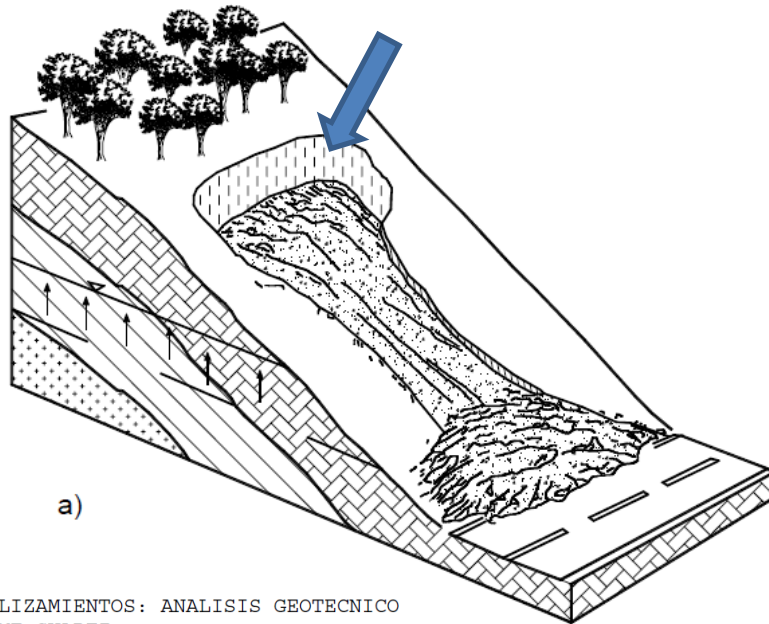
foto N. Casagli (2004)
Civita di Bagnoregio - versante N



Scivolamento Planare in Blocco su formazioni in facies di flysh
Langhe monferrato - nov. 1994 - FOTO EUROLANSLIDE



Relazione geomorfología geotécnica: il fenómeno dei tensión cracks nella parte sommitale di un movimento franoso.



DESGLIZAMIENTOS: ANALISIS GEOTECNICO
JAIME SUAREZ
www.erosion.com.co

Valutazione angoli della porzione sommitale in testa (corona di frana)
Della superficie di scivolamento osservabile

Relazione geomorfología geotécnica: il fenómeno dei tensión cracks nella parte sommitale di un movimento franoso. Anche per movimenti a scala minore.

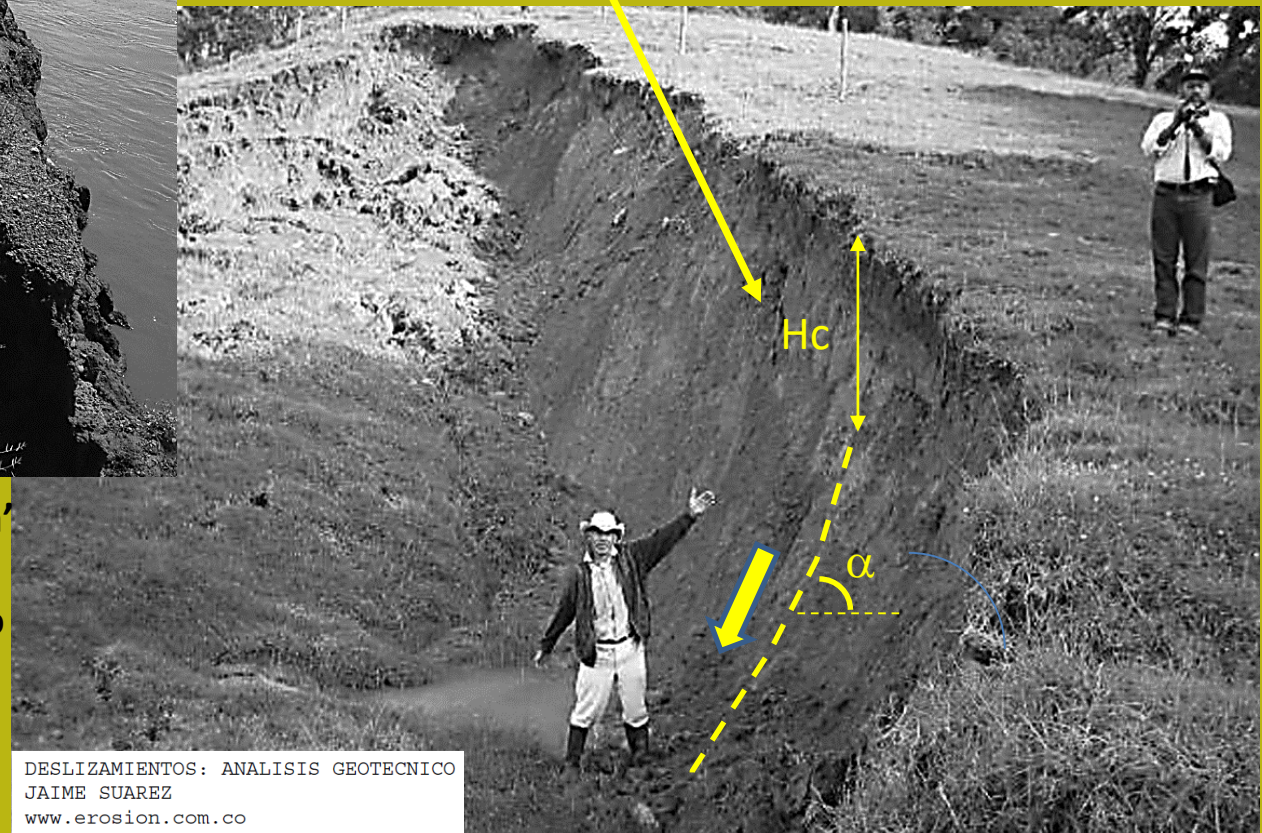


$$H_c = \lambda C / \gamma$$

↓

$$C = (H_c \gamma) / \lambda$$

Lambda assume valori variabili tra 2 e 3
In funzione di varianti al modello generale



La misura della profondità permette una valutazione della coesione dello strato superficiale di terreno.
Per back analysis in movimenti di prima generazione

**Ora possiamo vedere con google earth
Il semplice approccio di analisi multitemporale
di processi di instabilita' dei pendii..**

**Metodo americano ma poi sviluppato
da CNR-IRPI nel censimento aree in frana
e valutazione di pericolosita'.**

**Metodo applicato a una serie di siti in Italia.
e pubblicato in diversi articoli
in riviste internazionali.**

- ❑ *Perché abbiamo bisogno di modelli per valutare la pericolosità da instabilità dei pendii ?*
- ❑ *Perché è necessario continuare fare ricerca su questi temi e formare studenti e tecnici...?*
- ❑ *Perché è necessaria una applicazione dei risultati di queste ricerche?*
- ❑ *Perché' è necessario allargare i paradigmi del dissesto idrogeologico ?*

Risposte ...

Per avere, e usare, strumenti operativi finalizzati a:

- **Analisi di scenario (cambio climatico)**
- **Valutazioni di rischio e zonazione**
- **Strumento di supporto alle decisioni**
- **Previsioni di costi economici dei dissesti...**
- **Pianificare e progettare interventi.**

Nuove (e vecchie) Sfide per affrontare i problema del dissesto idrogeologico e la instabilità dei pendii

OBBIETTIVI PRIMARI

- **Conoscenza del territorio e dei processi attivi e potenziali che agiscono (*geomorfologia*)**
- **Conoscenza e inclusione dei nuovi paradigmi del dissesto fino a ora poco noti e inclusi negli studi. (es. processi di connettività)**
- **Trasferimento delle conoscenze ai Tecnici locali**
- **Formazione dei nuovi studenti: geometri, geologi, ingegneri, agronomi , forestali, architetti etc.**

Nuove (e vecchie) Sfide per affrontare i problema del dissesto idrogeologico e la instabilità dei pendii

OBIETTIVI SPECIFICI (imprescindibili)

- **Lettura in campo dei processi attivi e potenziali.**
- **Integrazione dell'approccio geomorfologico con quello Geomeccanico e modellistico (CNR-IRPI docet)**
- **Nuovi modelli per simulare in maniera integrata i processi e fare analisi di scenario**
- **Ottimizzazione e integrazione dei sistemi GIS con i nuovi modelli**
- **Nuovi Strumenti software per la simulazione integrata dei processi e per la progettazione degli interventi**
- **Diffusione Freeware dei risultati della ricerca e dei nuovi strumenti software sviluppati.**
- **Attività di formazione e divulgazione finalizzata a studenti, tecnici di PP.AA. e Professionisti di vari Ordini professionali.**

Come viene considerata **la geomorfo-geotécnica** nella valutazione della pericolosità??
Che fare quando troviamo situazioni come questa qui sotto?
Le mappe PAI sono adeguate?

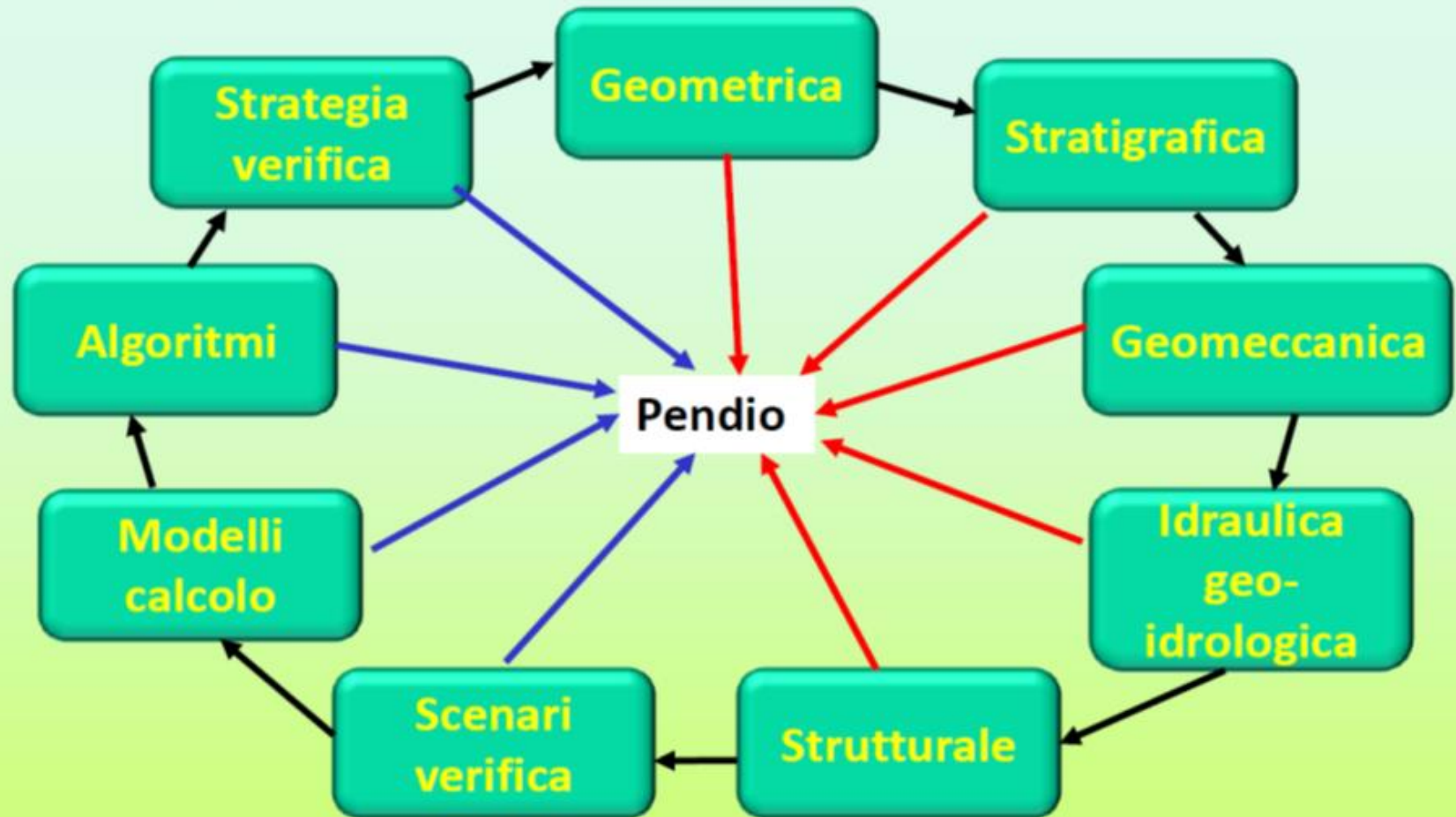
Foto L.Borselli (2002)
Appennino Bolognese



Modello Geotecnico e idraulico-idrologico di un pendio

Definizione di un modello geotecnico e idraulico di un pendio in coerenza con il suo modello stratigrafico. Trattamento della incertezza parametrica, analisi di scenario

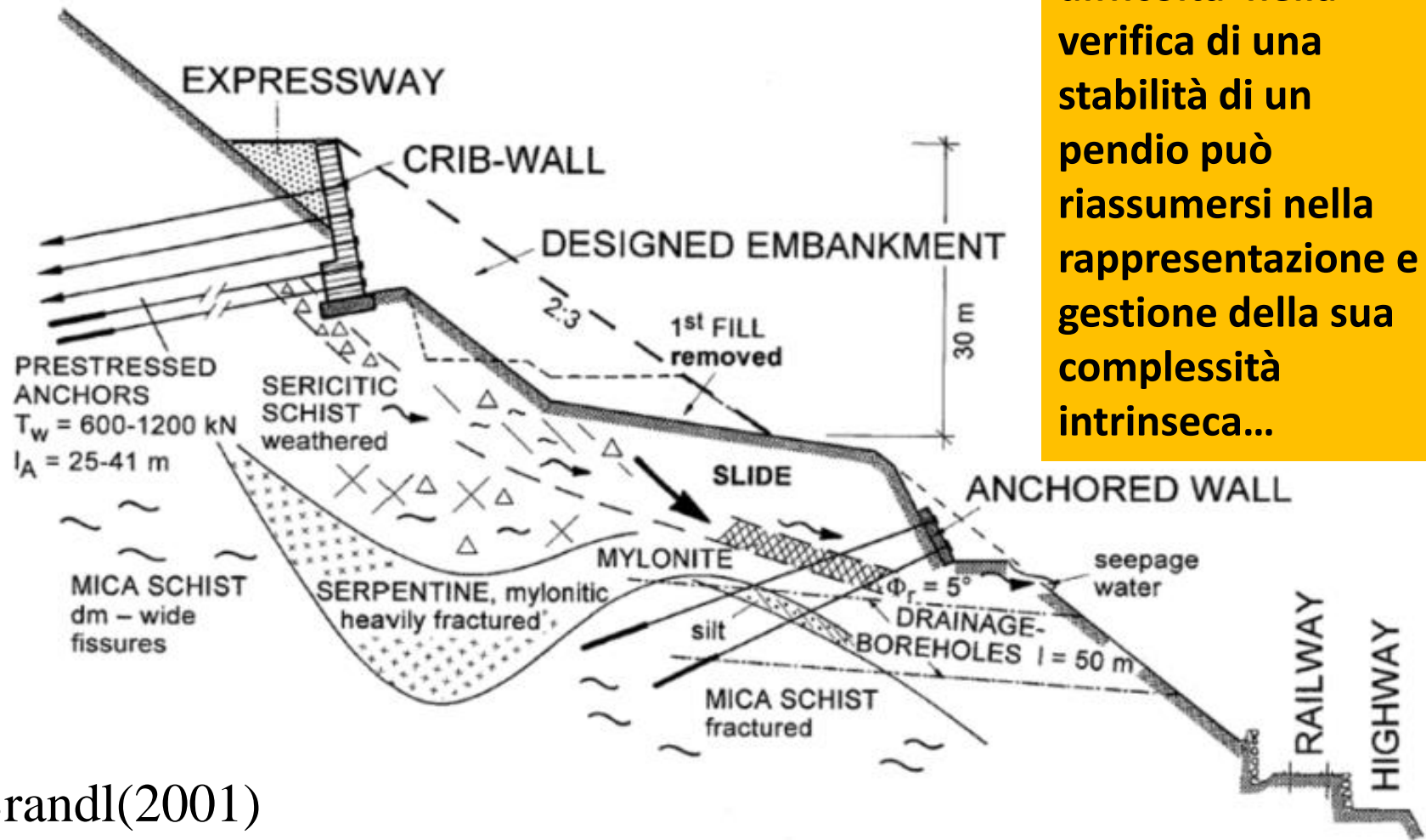
Complessità verifica stabilità: componenti e interazioni



*Componenti della
modellistica*

*Componenti del
Modello pendio*

La maggiore difficoltà nella verifica di una stabilità di un pendio può riassumersi nella rappresentazione e gestione della sua complessità intrinseca...



Brandl(2001)

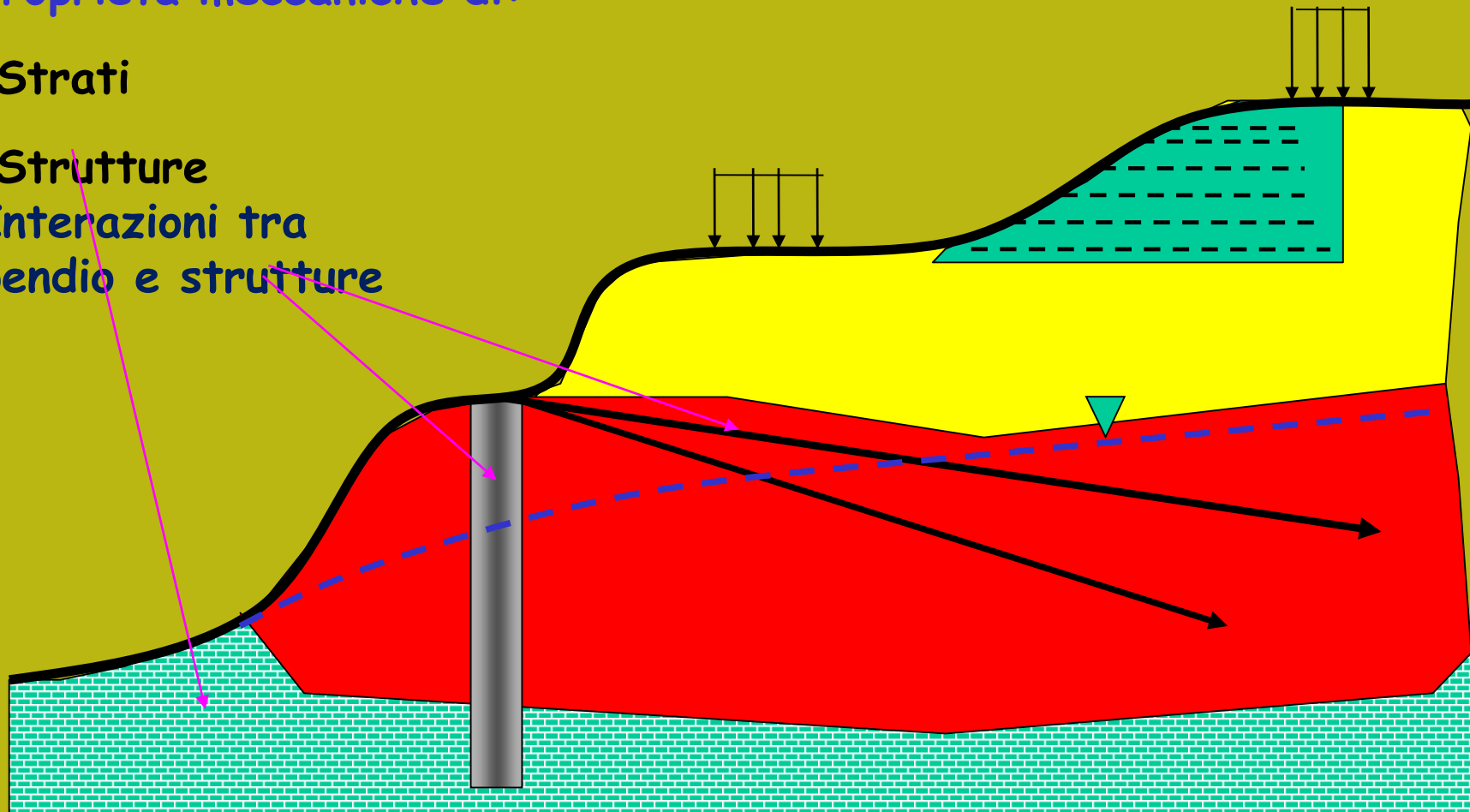
Esempio di complessità geologica e geotecnica e strutturale

Geometria pendio, strati, falda, carichi esterni e strutture di rinforzo

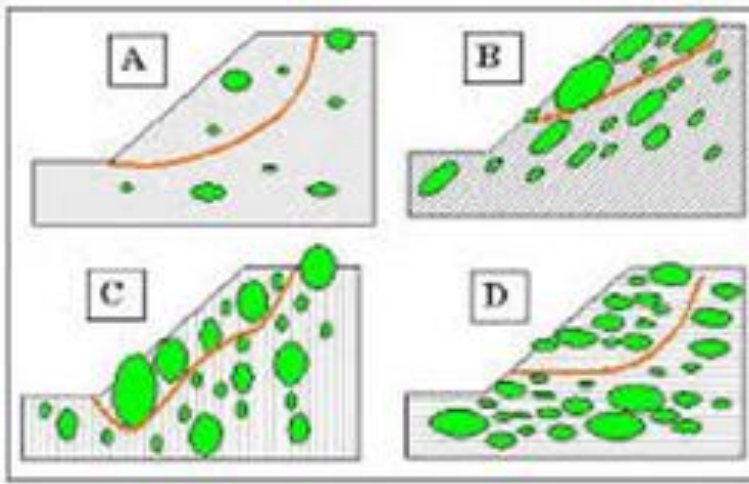
- Strati

- **Strutture**

Interazioni tra pendio e strutture



Esempio: Problemi di variabilit  nelle caratteristiche meccaniche in **olistostromi** (formazione tettonicamente complesse) originatesi da accumulo di frane in ambiente sottomarino e successivamente tettonizzate nella fase orogenitica successiva.. **Densita' dei blocchi e proprieta' della matrice fine.**
Terreno ? Roccia tenera ?



Sta adesso prevalendo la applicazione in questi casi del método GSI evoluto.. Per applicazioni a rocce tenere e tettonizzate



Risorse e strumenti per rappresentazione e gestione della complessità:

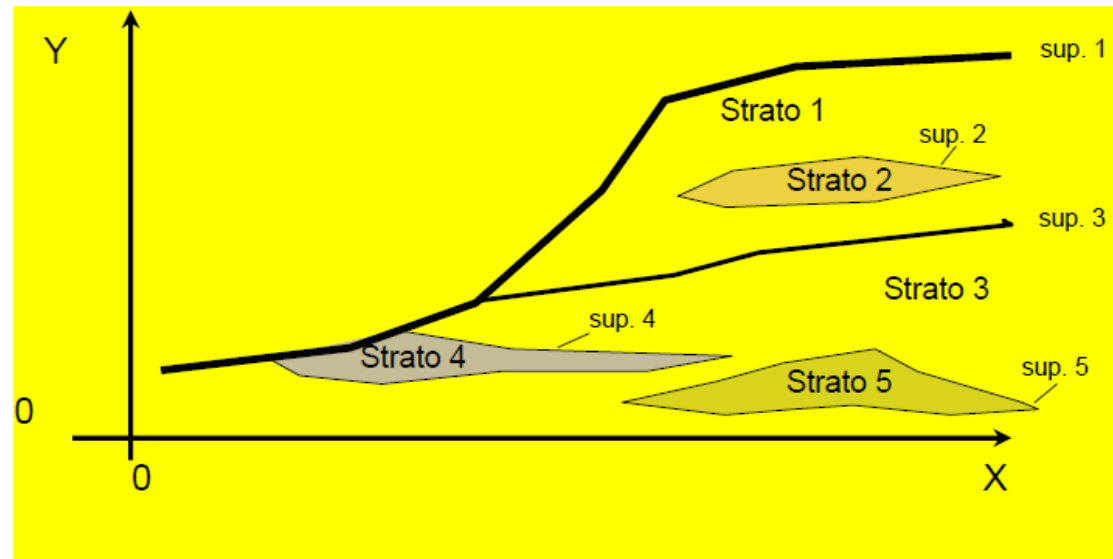
- 1. Rilievi topografici: sezioni dettagliate;***
- 2. Indagini geologiche – geo idrologiche, geotecniche, geofisiche***
- 3. Analisi statistica dei dati.***
- 4. Modelli geomeccanici: parametrizzazione, criterio di rottura***
- 5. Modello del pendio: definizione modello di pendio che ingloba i punti 1,2 3***
- 6. Modelli di calcolo: modelli e procedure di calcolo esistenti***
- 7. Software di calcolo (es. SSAP): una galassia di software da scegliere e usare, ma con molta attenzione...***

E per finire (o per cominciare) le risorse più importanti: le conoscenze, la esperienza del geologo e ingegnere e l'uso prima di tutto del nostro cervello! Non pensate che tutto può essere automatico... è sempre l'opposto.

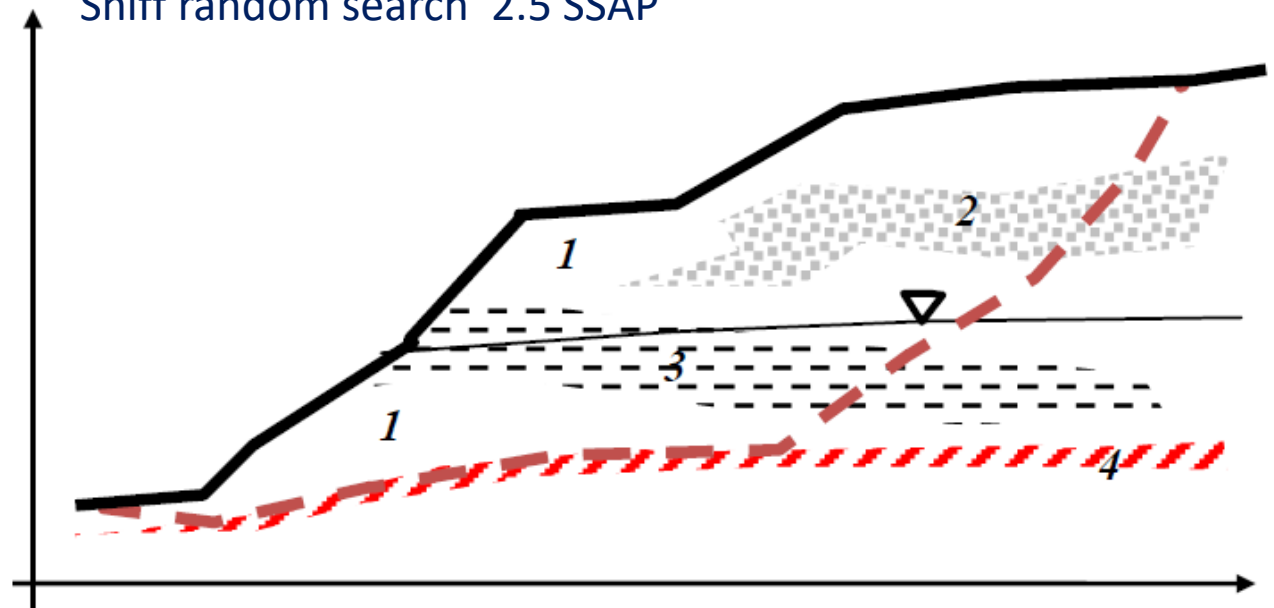
Complessità stratigrafica

Tutti i pendii sono generalmente disomogenei dal punto di vista stratigrafico.. Molto spesso anche quelli artificiali..

La modellistica LEM deve necessariamente tenere conto di questa realtà...



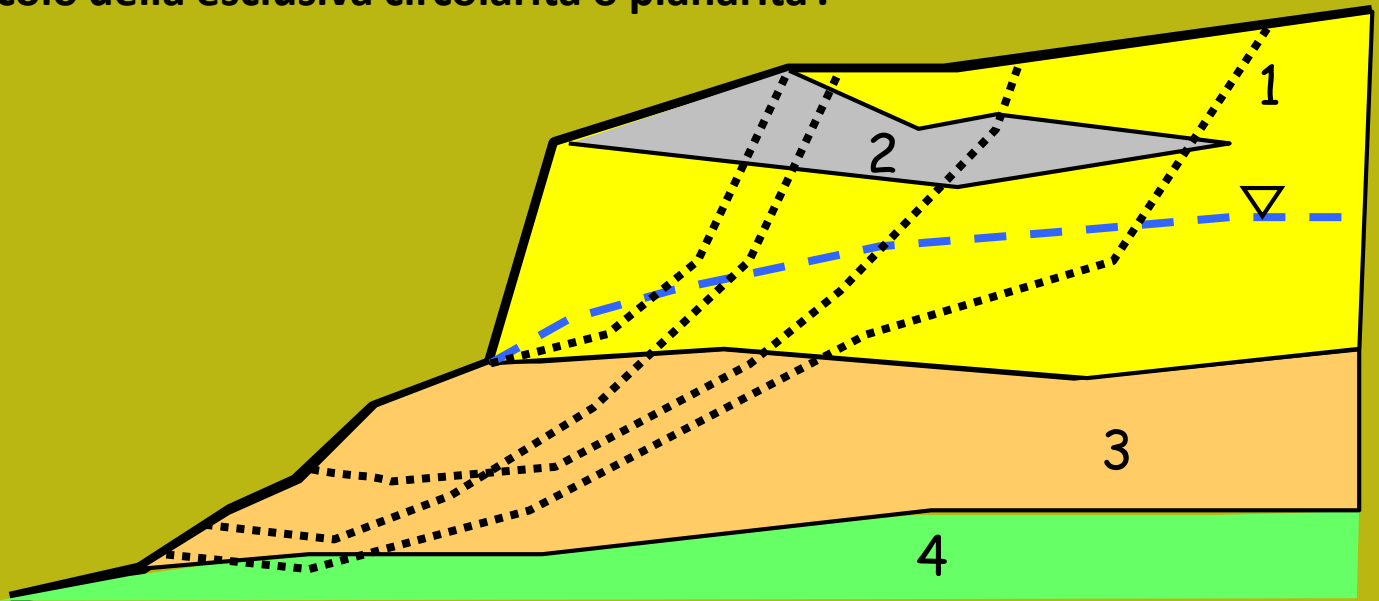
Sniff random search 2.5 SSAP



Le superfici reali dei limiti di strato o discontinuità sono potenzialmente molto complesse.

Talvolta assumere anche superfici totalmente planari è una eccessiva semplificazione.

Nel caso di presenza di disomogeneità queste influiscono nella tecnica di verifica e ricerca. In questo caso devono essere assunte preferenzialmente superfici di forma composita in modo da poter verificare anche possibili contatti e zone che non possono essere controllate con forme più semplici, dato il grado di libertà limitato dal vincolo della esclusiva circolarità o planarità'.



Complessità geometrica

Tipi di superfici generabili nel piano della sezione del pendio:
alcuni tipi di superfici (es. circolari non sono in grado di seguire le discontinuità presenti che possono avere una determinate influenza sulla instabilità

Vari autori (ABRAMSON L.W. et al. (2002); DUNCAN J.M. (1996; SARMA S.K. (1979).; CHENG Y.M. (2003); JANBU N. (1973))indicano con assoluta chiarezza che il metodo dell'equilibrio limite deve essere applicato in una modalità differenziata in funzione del grado di omogeneità del pendio, presenza di discontinuità stratigrafiche o strutturali.

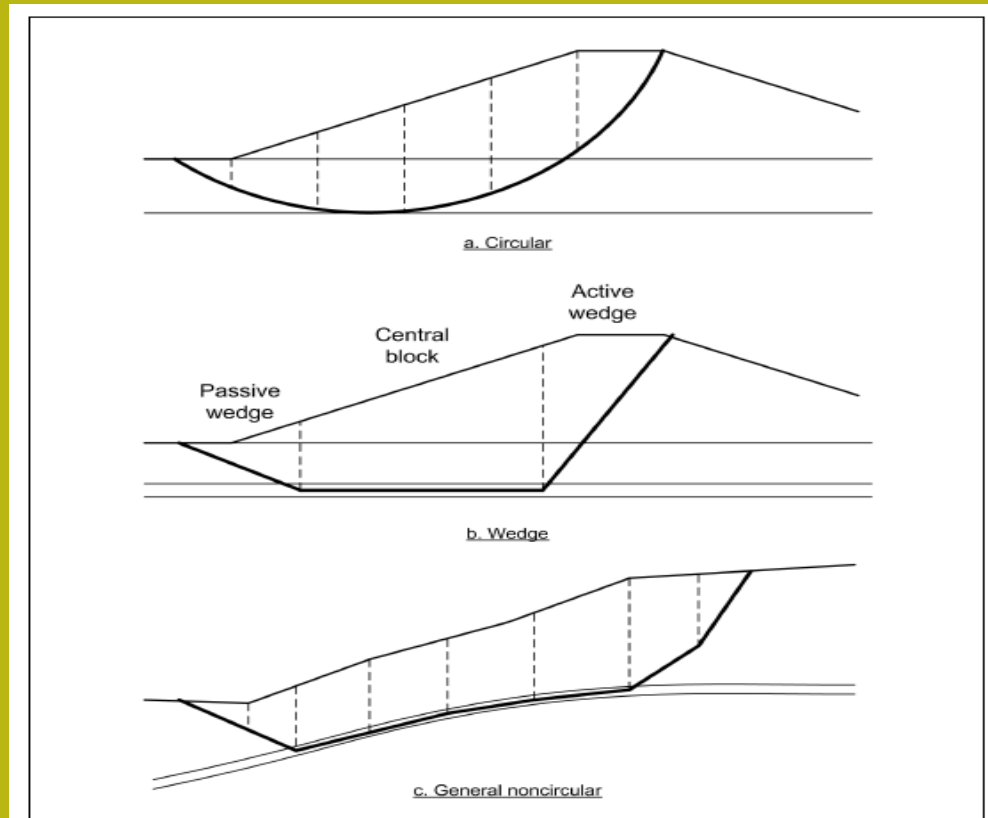
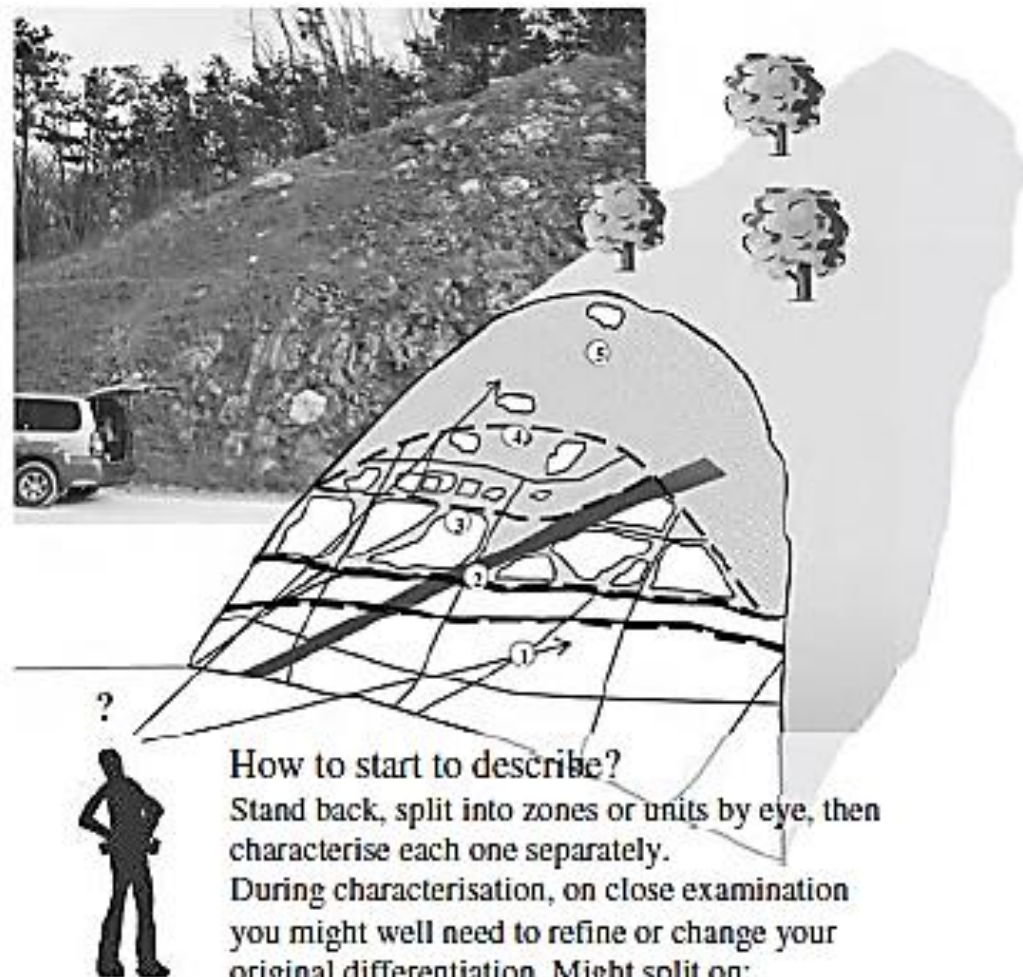


Figure C-3. Shapes for potential slip surfaces

Distinzione in sito
di unita'
geotecniche
differenti



How to start to describe?

Stand back, split into zones or units by eye, then characterise each one separately.

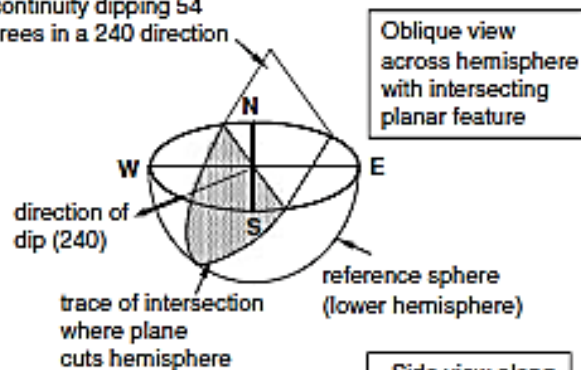
During characterisation, on close examination you might well need to refine or change your original differentiation. Might split on:

- geology (dykes/sills separately)
- colour
- degree of weathering
- percentage of included boulders
- jointing style
- perceived hazards

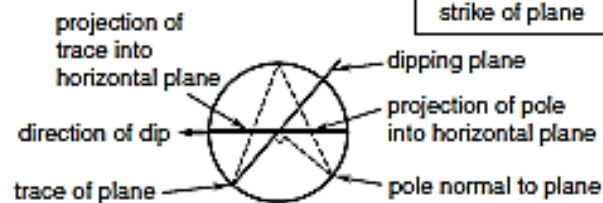
Da Hencher (2007)

discontinuity dipping 54 degrees in a 240 direction

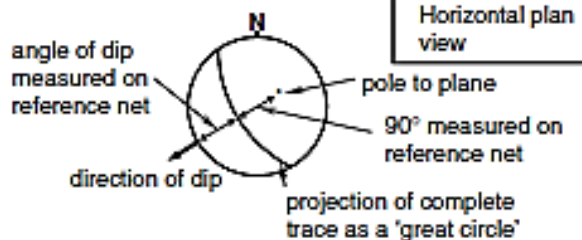
(a)



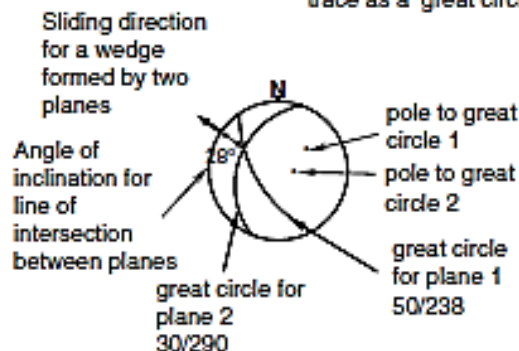
(b)



(c)



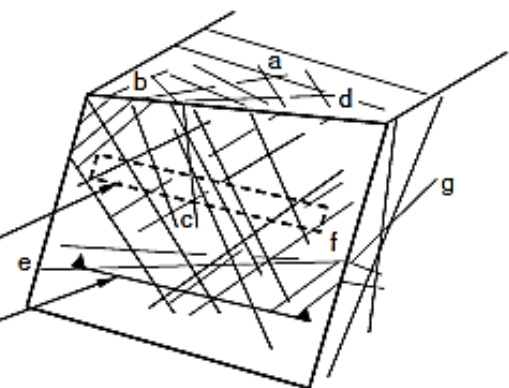
(d)



SYSTEMATIC

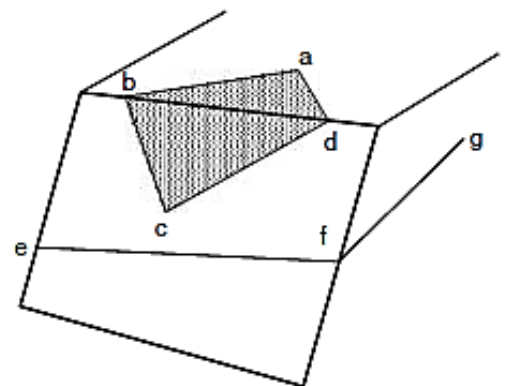


Window survey
Line survey



Data collected systematically for all discontinuities intersected along line of survey or within window

SUBJECTIVE



Potential for wedge and planar failures identified in field and data collected specifically for those adverse joints

Analisi strutturale di un
ammasso roccioso

Da Hencher (2007)

Figure 5.12
Options for slope
stability analysis.
After Hencher &
McNicholl, 1995.

**Complessita' stratigrafica e
geomeccanica**
Influenza di eterogeneita' e
discontinuita'

Option	Schematic diagram	Approach for defining parameters and analysis
1. Treat as uniform (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> parameters from laboratory or <i>in situ</i> tests taken to be representative of zone
2. Treat as uniform but weakened by discontinuities (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> allowance made for influence (but not control) of discontinuities on mass properties (e.g. Hoek-Brown)
3. Treat as heterogeneous (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> consideration given to influence of strong inclusions with deviated failure paths
4. Treat as discontinuous due to structural control		<ul style="list-style-type: none"> discontinuity controlled

Da Hencher (2007)

Complessita' stratigrafica e geomeccanica

Influenza di eterogeneita' e discontinuita'

Da Hencher (2007)

SHALLOW

May be controlled by discontinuity pattern or material deterioration. Often triggered by rainfall, vegetation jacking or vibration



STRUCTURAL

Failure geometry follows pattern of geological discontinuities



DEEP-SEATED NON-STRUCTURAL

Rock mass is weakened by discontinuities even though they do not fully define the failure geometry



Options for assessing rock mass strength include:

- Rock Mass Rating RMR
- GSI (Hoek-Brown)
- Hack SSPC (Hack, 1998)

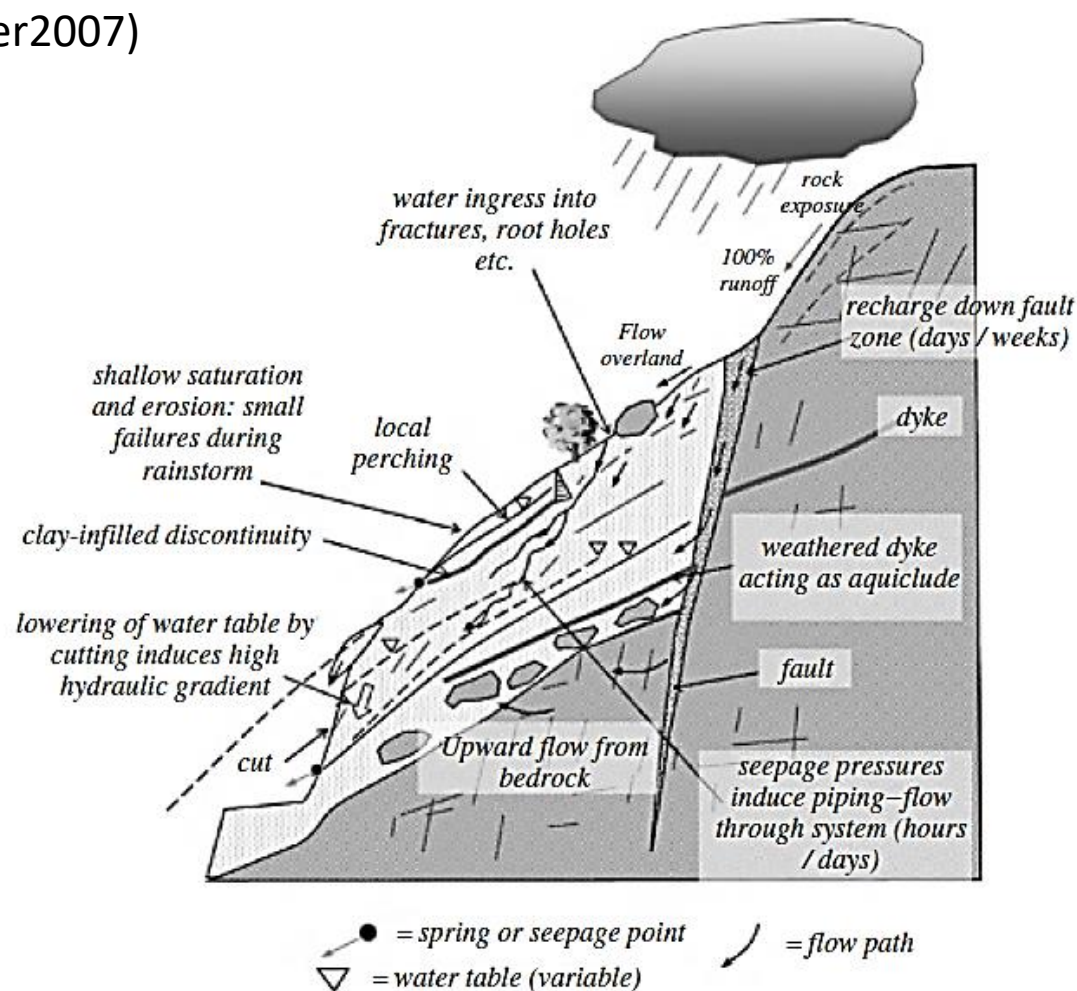
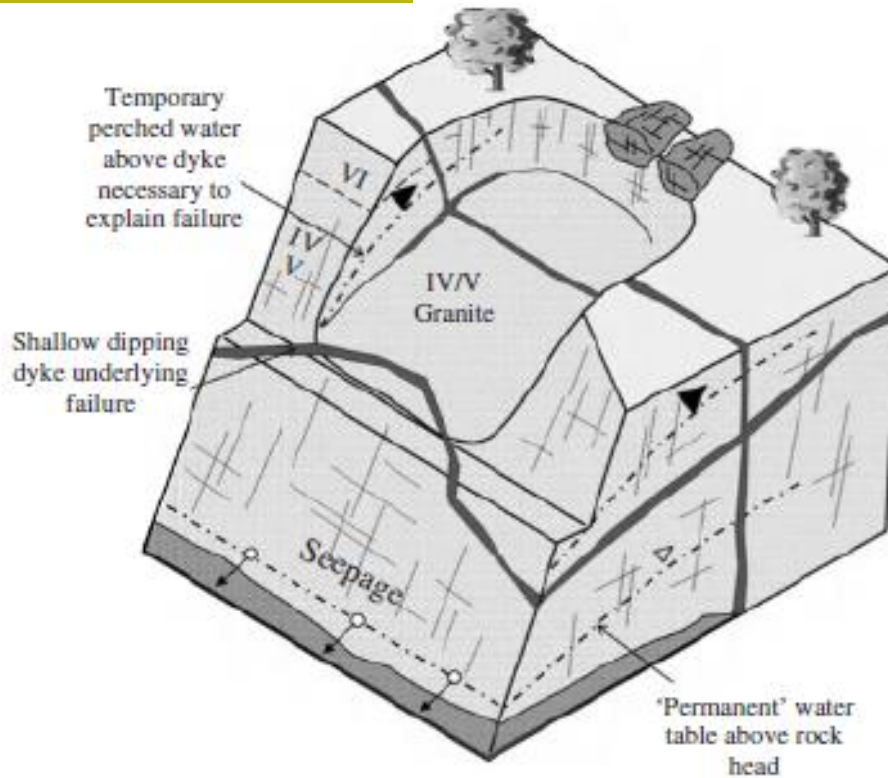
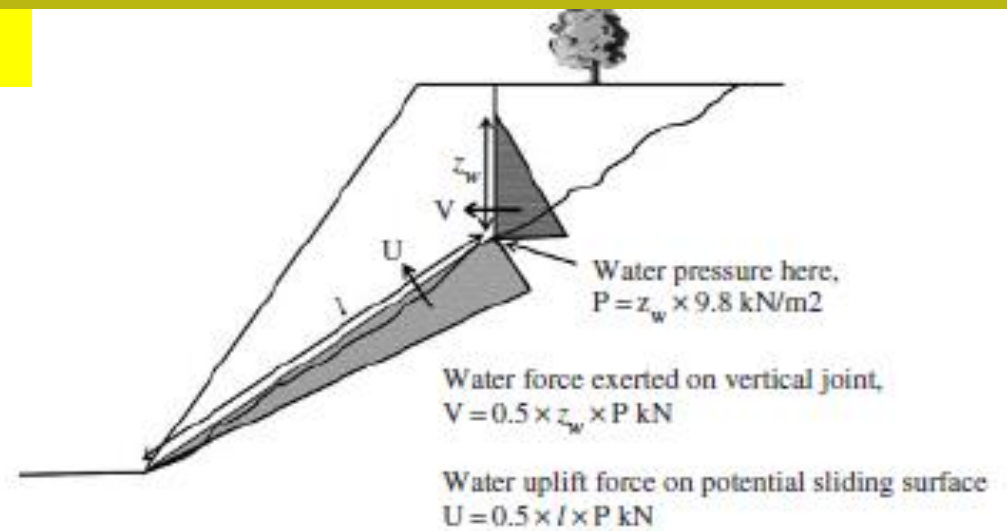
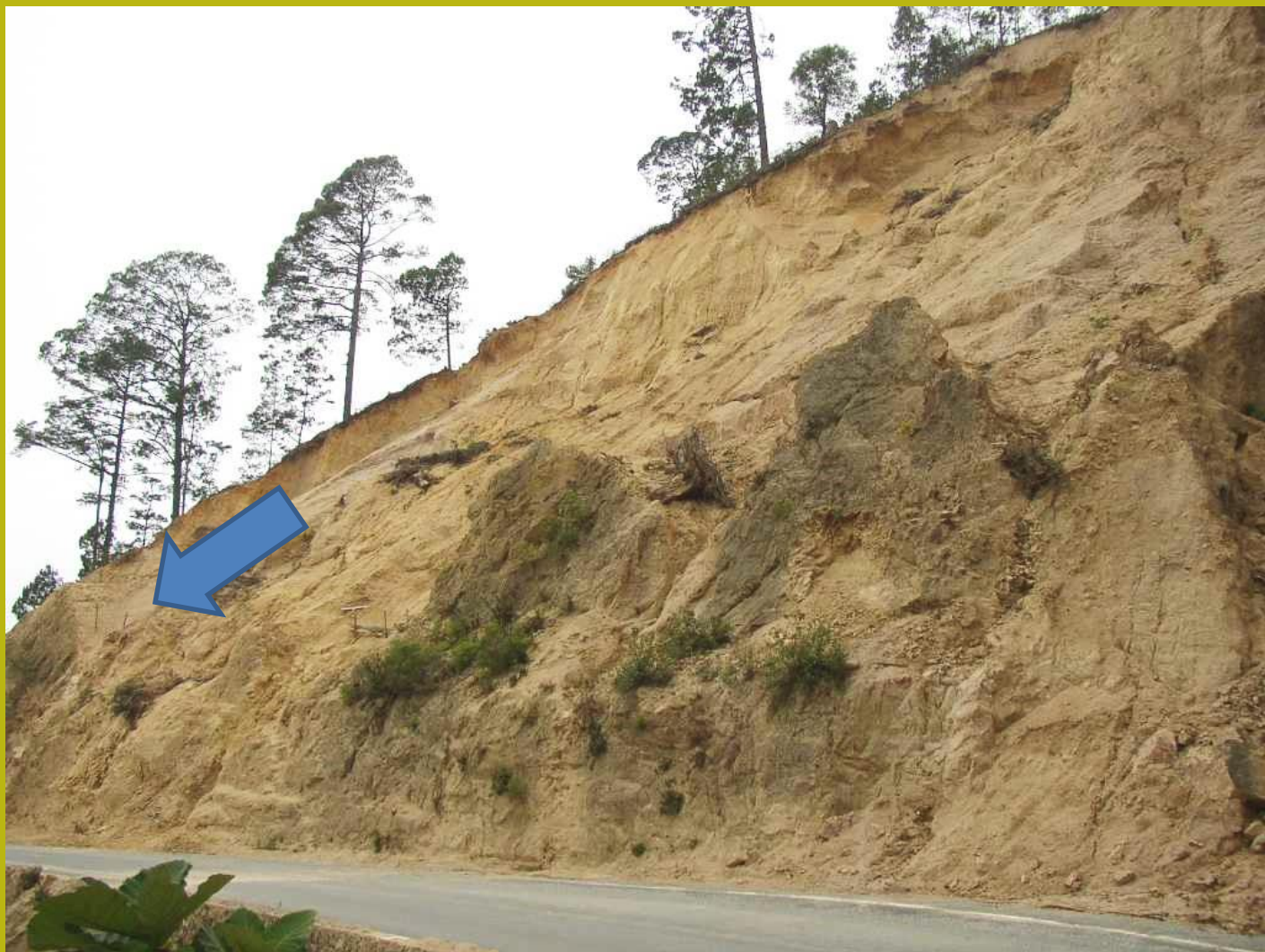


Figure 3.56 Schematic model of water runoff, inflow and throughflow in weathered profile. Note the importance of minor geological features such as dykes, clay-infilled joints or simple permeability contrasts in the profile and the development of natural pipes. In rock, water flow will be controlled by joints and specific channels along those joints. There is often a zone of more highly fractured rock just below rockhead with preferential flow and sometimes upward flow into overlying soil profile (Hencher, 2010).

Complessita' idrologica e idraulica

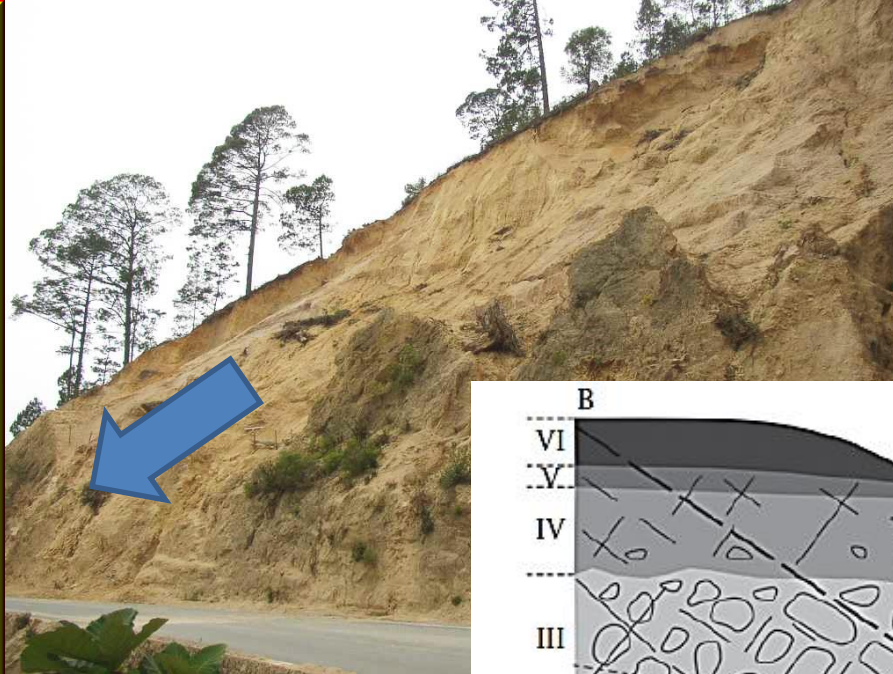
Da Hencher (2007)



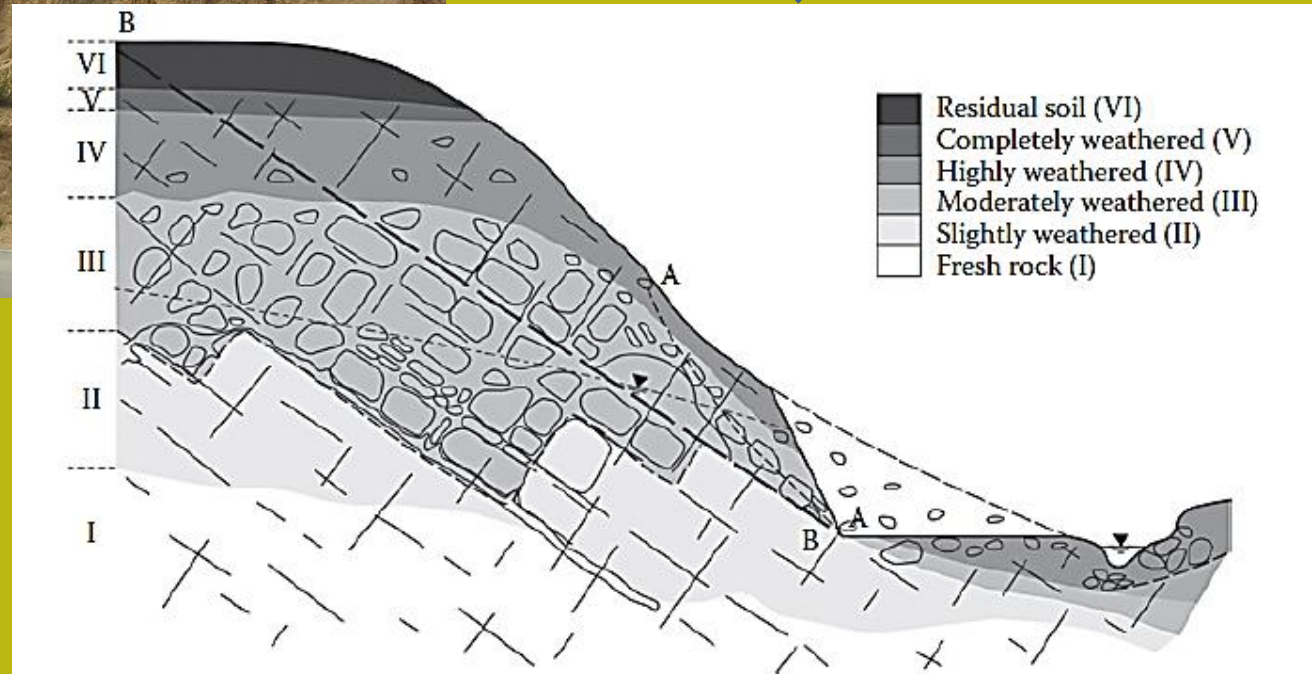


Granito rosa
molto alterato nei primi 4 metri
(*saprolite*)

Chiapas occidentale, Mexico Foto L. Borselli 2004



Processo di alterazione superficiale
E stabilita' dei pendii..



Granito rosa
molto alterato nei primi 4 metri
(*saprolite*)

Chiapas occidentale, Mexico Foto L. Borselli 2004

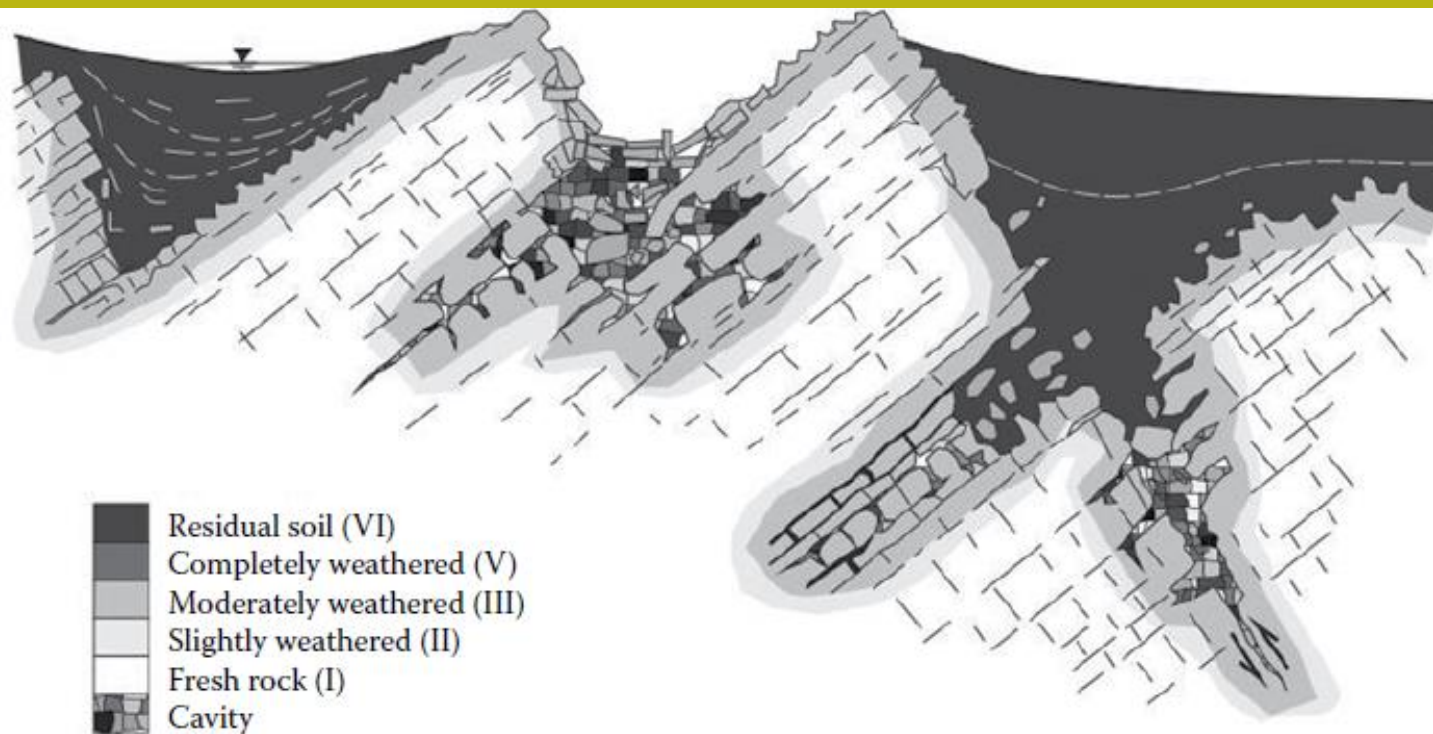


Figure 3.16 Common features of weathered carbonate rocks and residual soils (Deere and Patton, 1971).

Prcesso di alterazione superficiale
 E stabilita' dei pendii..

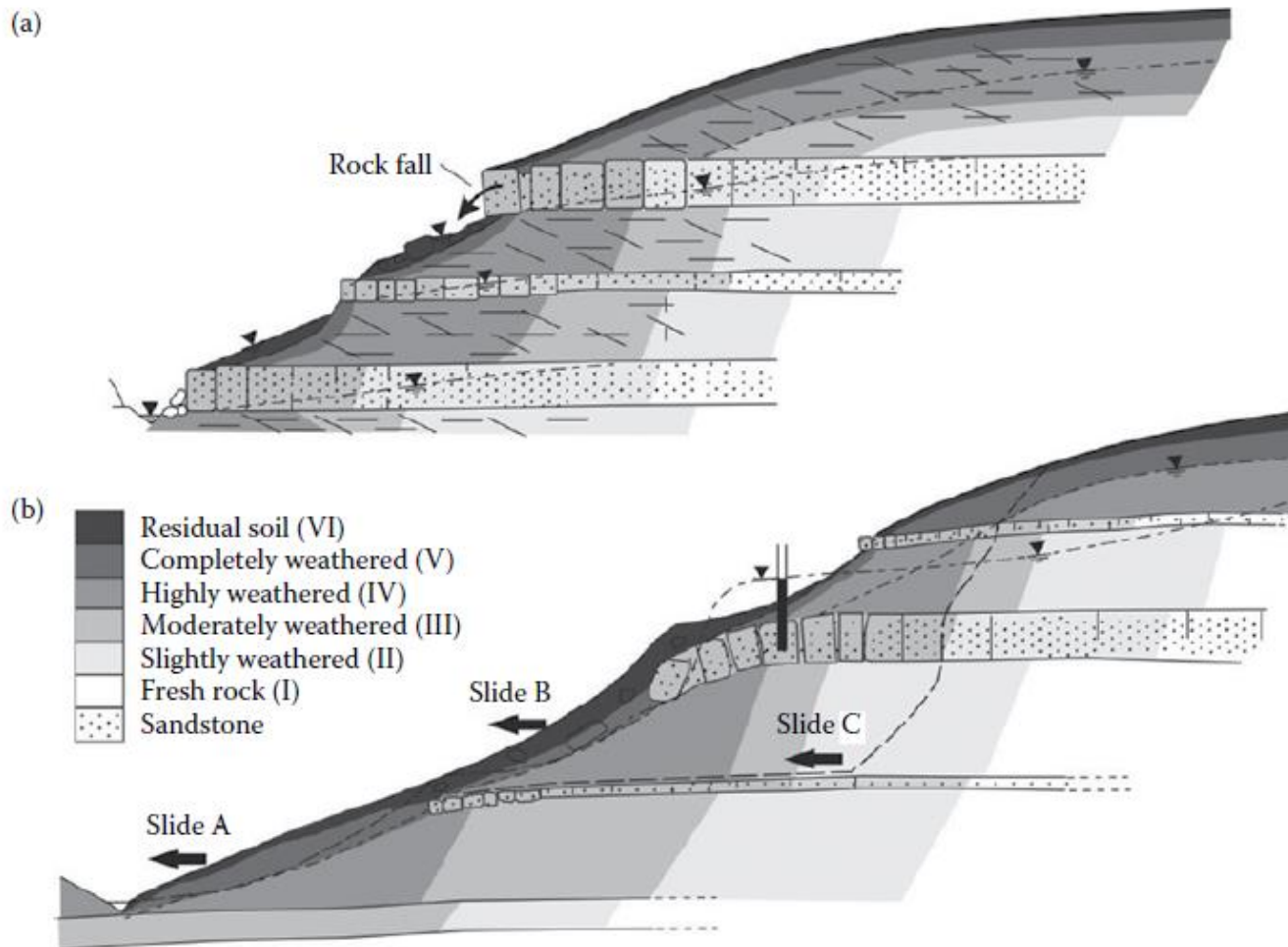


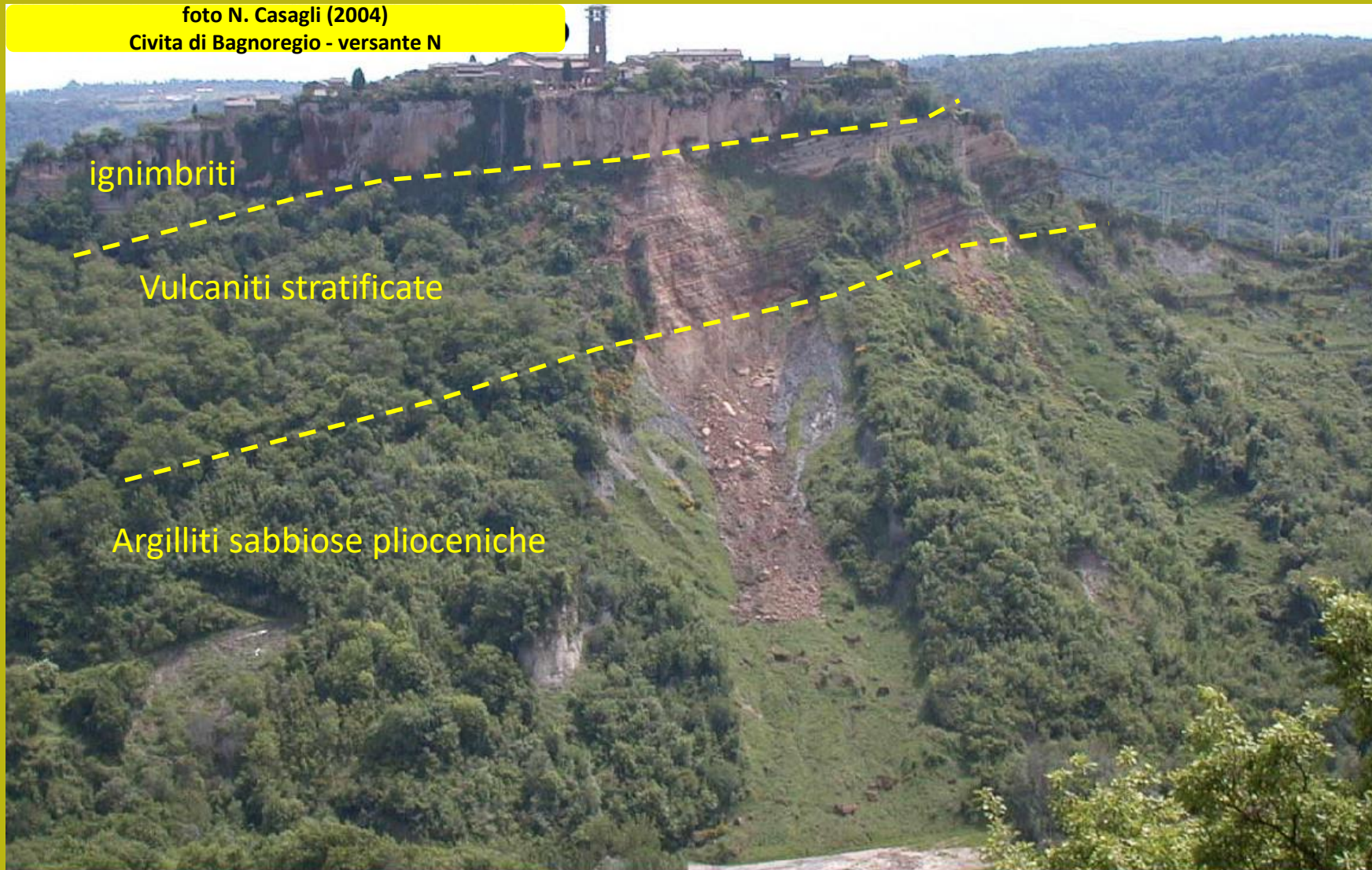
Figure 3.12 Typical slope in interbedded sandstone and shale with colluvium deposits at surface; (a) ground water flow concentrated in higher conductivity sandstone beds and (b) typical types of slope instability (Deere and Patton, 1971).

Prcesso di alterazione superficiale
 E stabilita' dei pendii..

E Sempre il caso di Civita di Bagnoregio .. Ora possiamo vedere con google earth

foto N. Casagli (2004)

Civita di Bagnoregio - versante N

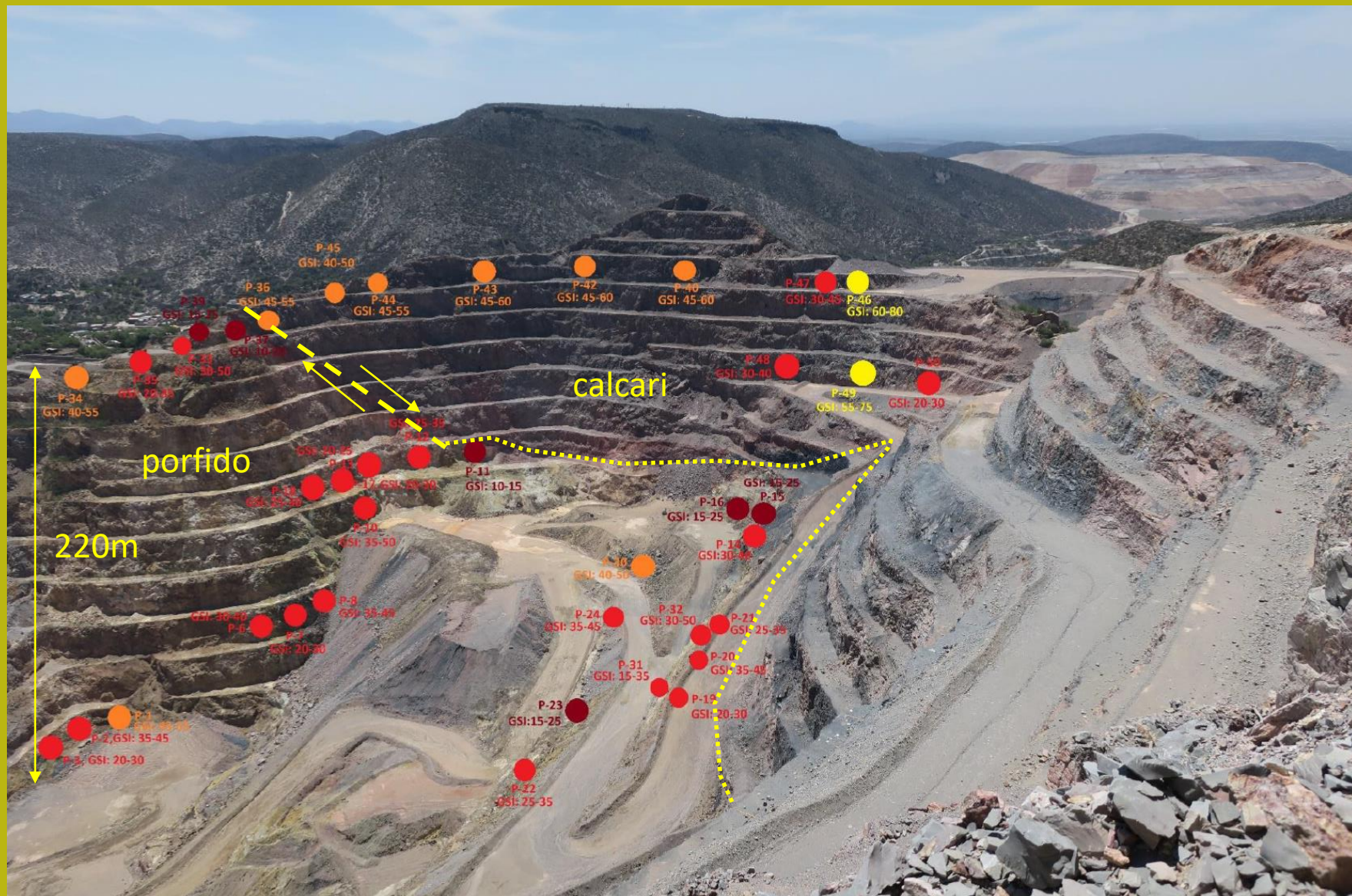


Un esempio di incertezza paramétrica

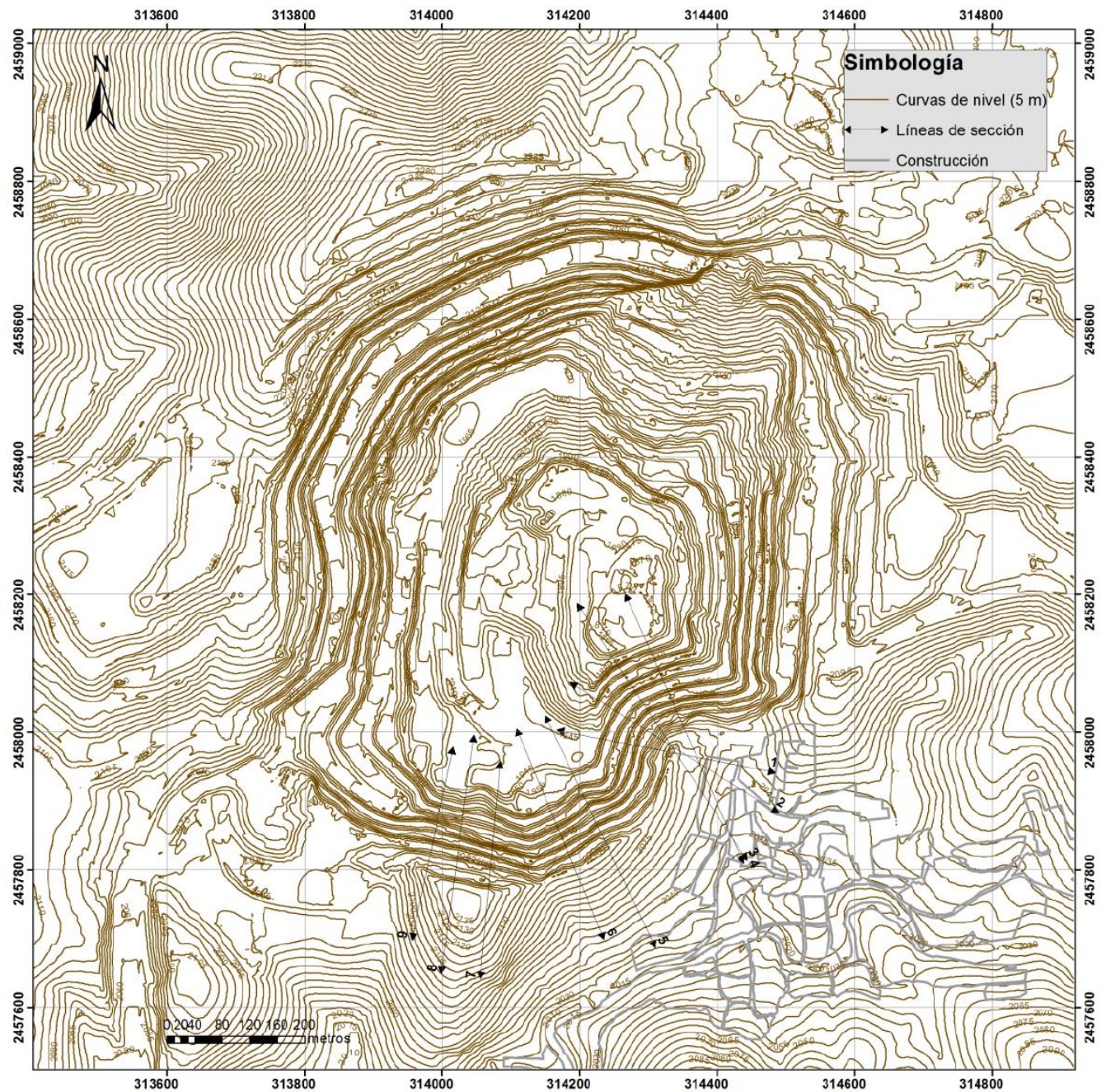
Il caso della miniera d'oro San Xavier in Messico.

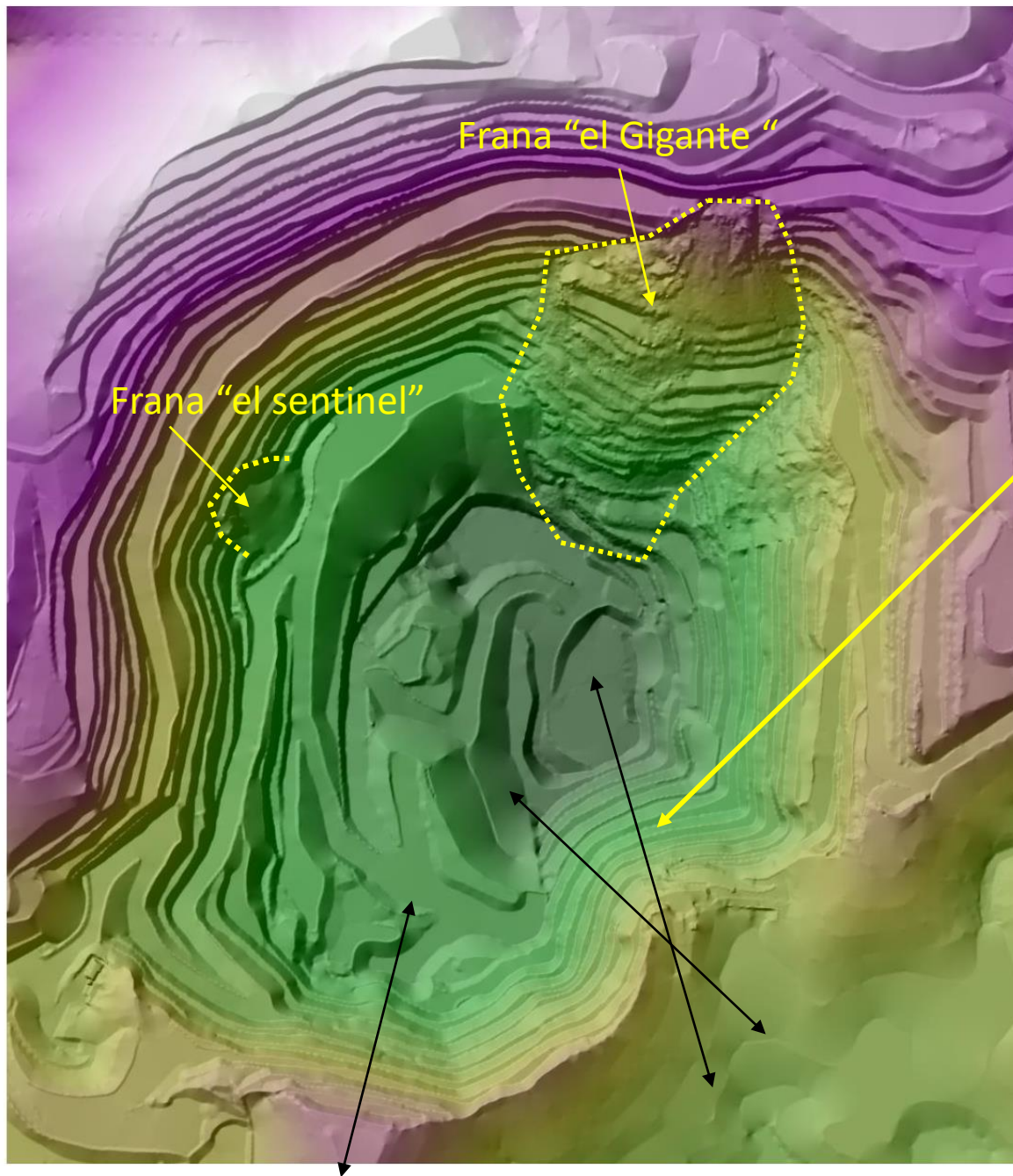


Miniera d'oro San Xavier. SLP, Mexico. (2017) Progetto di studio dei processi di instabilit  Post estrattiva Fase I . Attivit  estrattive cessate nel 2016.



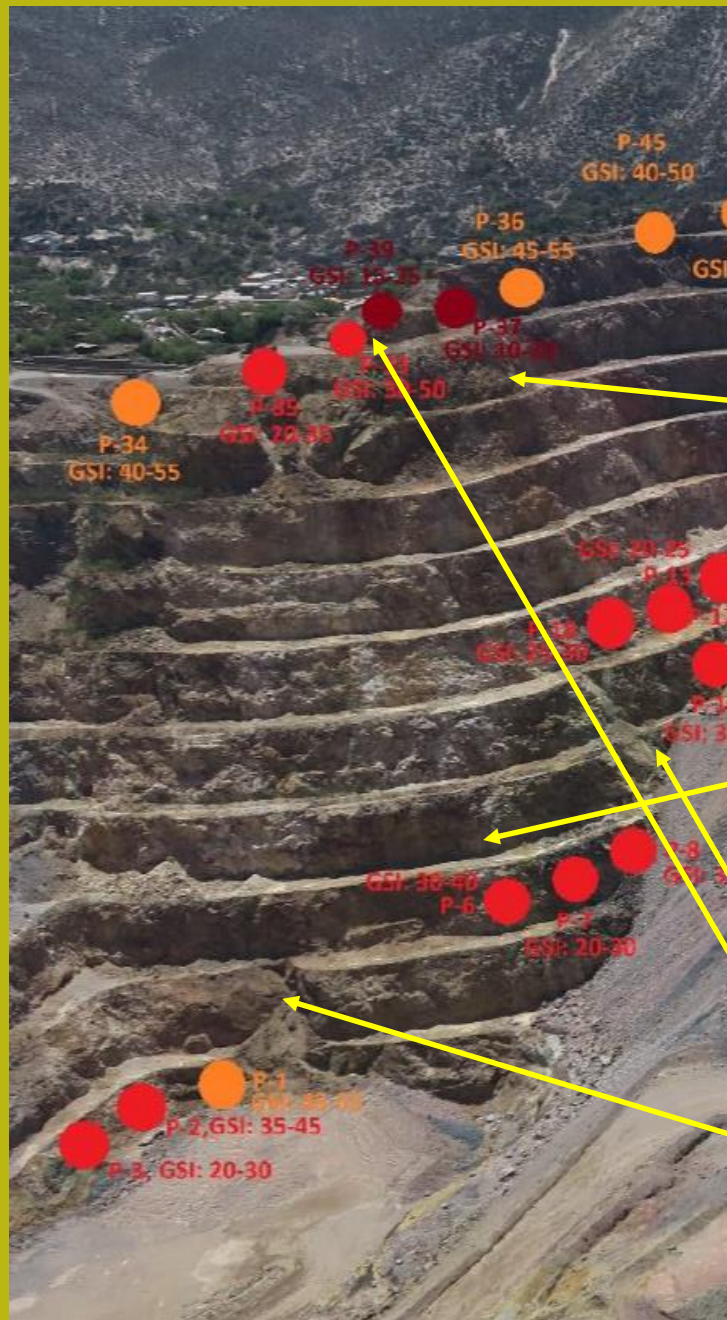
Topografia Open Pit





Hillshade relief
Del open pit

E ubicazione delle
Principali sezioni di
studio



Dettaglio della Porzione Sud.
Porfido Quarzo Monzonitico aurífero

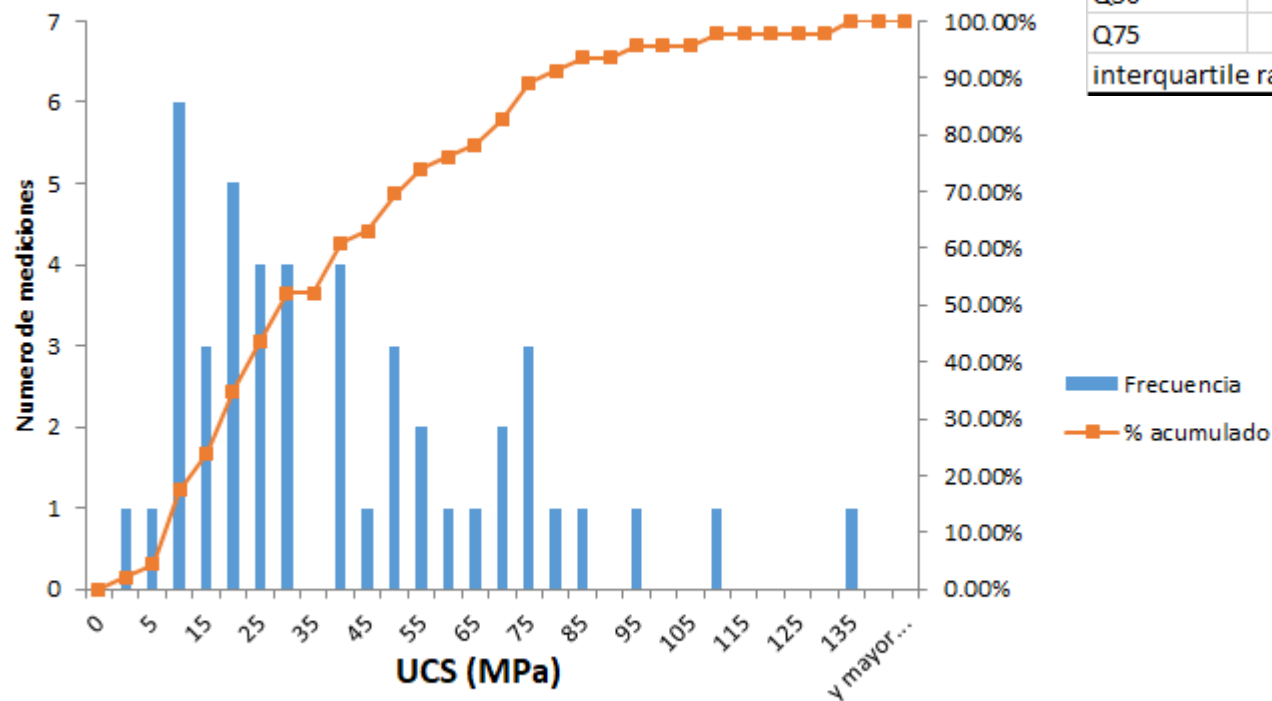
Porzione con maggiore
problemi di alterazione

Porzione meno alterata

Variabilita' dei valori di GSI da 15 a 60
Nei diversi punti di campionamento

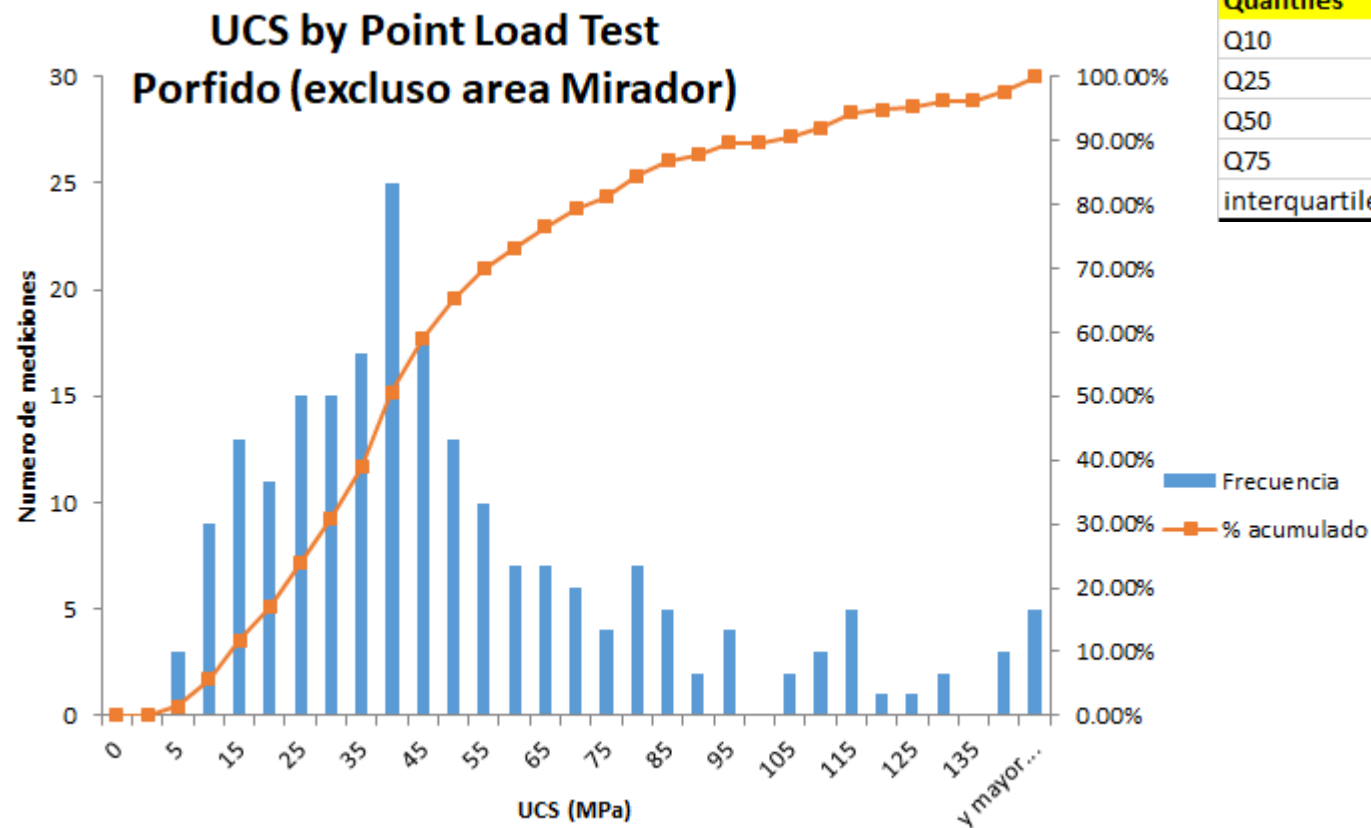
Processi di rilascio tensionale e scivolamento
di cunei in atto

UCS by Point Load Test Porfido (area Mirador)



Quantiles		UCS(MPa)
Q10		7.041
Q25		14.898
Q50		28.416
Q75		59.712
interquartile range		44.814

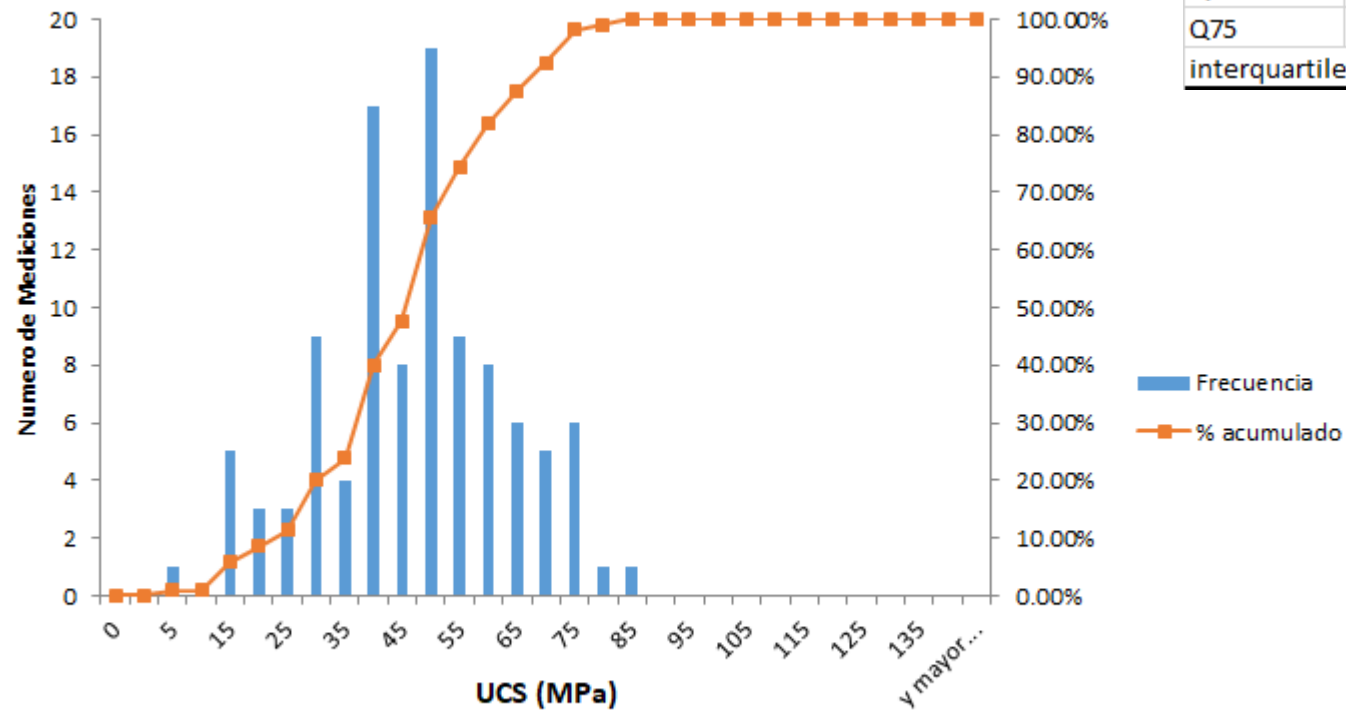
Porfido maggiormente alterato sommitale (54 misure in laboratorio)



Quantiles		UCS(MPa)
Q10		13.13
Q25		25.84
Q50		39.72
Q75		62.74
interquartile range		36.90

Porfido meno alterato di base (205 misure in laboratorio)

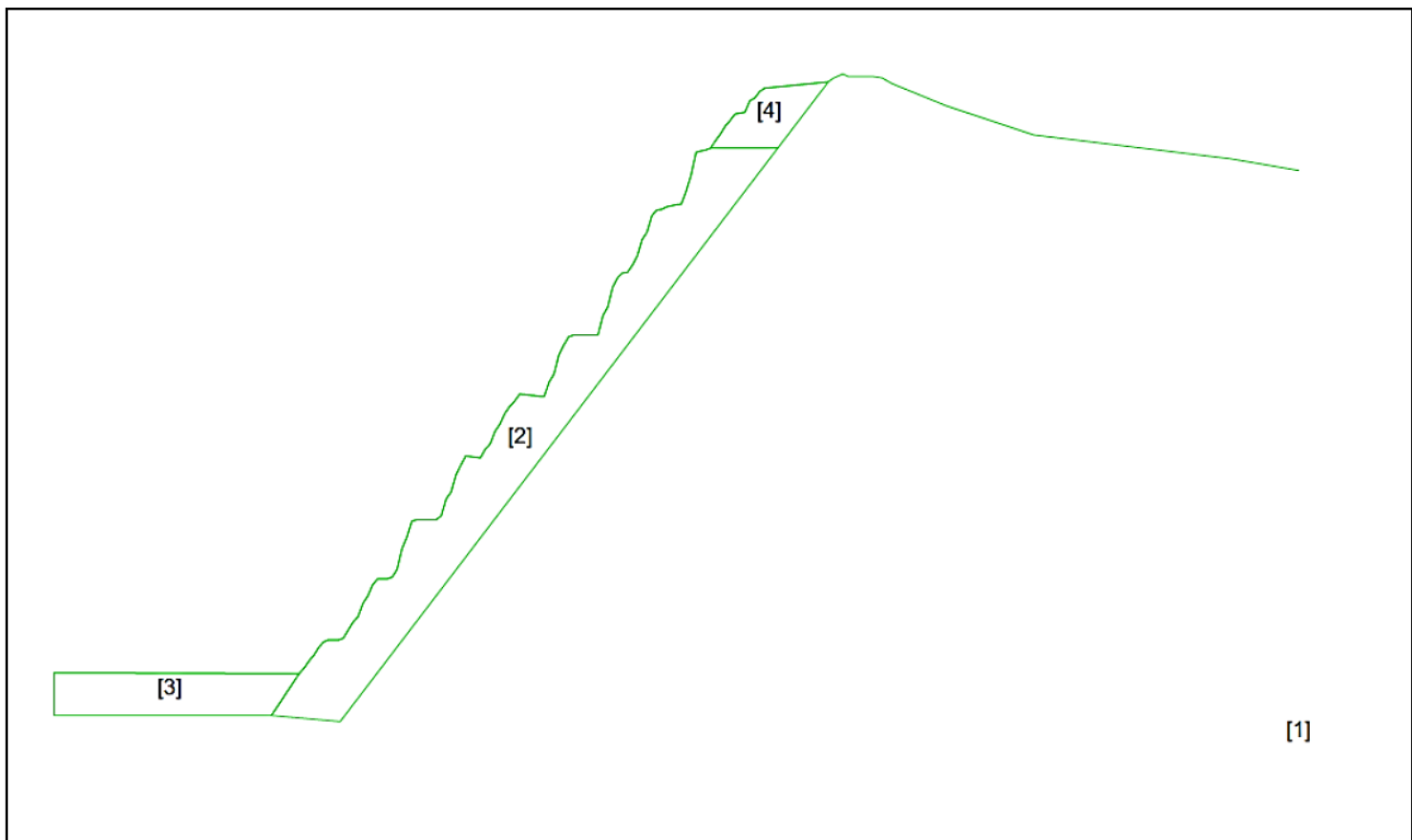
UCS by Point Load Test Caliza (zona Sur)



Calcari nella zona sud (112 misure in laboratorio)



Sezioni principali analizzate nella prima tappa con finalita' di valutare il grado di Stabilita' generale e proporre interventi e stio di dettaglio per la fase II



Modello della **sezione 4**

Pendenza media 54°

Pendenza dei banchi fino a 75°

Processi di tension crack di decompressione attivi
e distacco di cunei attivo

**Vedremo i risultati della analisi
la analisi come
esempio di pendio in roccia**

Valori assunti nelle verifiche di stabilit  pari al quantile 0.1 (10%)

Zona	Q10 (quantil 10%) de UCS(MPa)
Caliza	23.78
Porfido (excluso zona el Mirador)	13.13
Porfido (Zona el Mirador)	7.04

Valori assunti nella verifica di stabilit 

tipo litologico	UCS (Mpa)	GSI	mi	D	c' (kPa)	phi'(^�)	unit weigth (kN/m3)
<i>Porfido quazo monzoinitico intacto</i>	13	35	20	0	-	-	26
<i>Porfido quazo monzoinitico disturbado</i>	13	35	20	0.7	-	-	26
<i>Porfido quazo monzoinitico disturbado zona cumbre el Mirador</i>	7	25	20	0.7	-	-	26
<i>caliza</i>	23.5	40	10	0	-	-	25
<i>caliza disturbada</i>	23.5	40	10	0.7	-	-	
<i>rockfill terreros</i>	-	-	-	-	20	35	19

Analisi di scenario:

Ovvero valutare la stabilità dei pendii in condizioni che hanno una determinata probabilità di verificarsi (scenario possibile) ai fini di valutare le condizioni SLU e SLE (NTC2018) sotto gli scenari scelti

Esempio: effetti sismici modellizzati con metodo LEM Pseudostatico e método degli spostamenti (secondo indicazioni NTC2018)

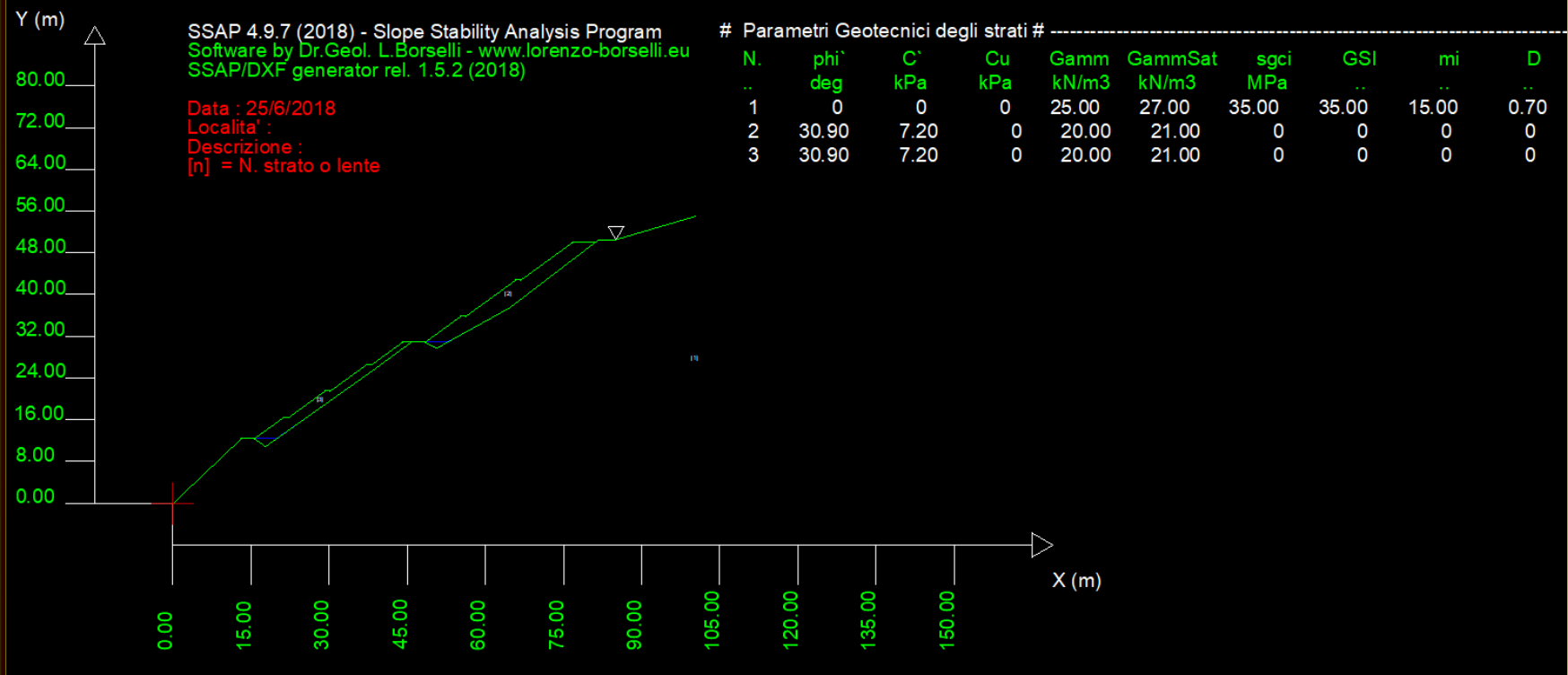
Esempio: Valutare scenario di innalzamento della superficie freatica, o falda sospesa superficiale, o generazione di falde in pressione.

Esempio: applicazione di opere di sostegno, riprofilatura pendio, carichi statici permanente e/o Temporanei.

Esempio: pendio sommerso simulazione svasso rapido

Esempio di analisi di scenario statico (A2,M2,R2) e sísmico nel contesto delle NTC2018

Ex Cava di serpentiniti in progetto di riutilizzo per deposito di inerti



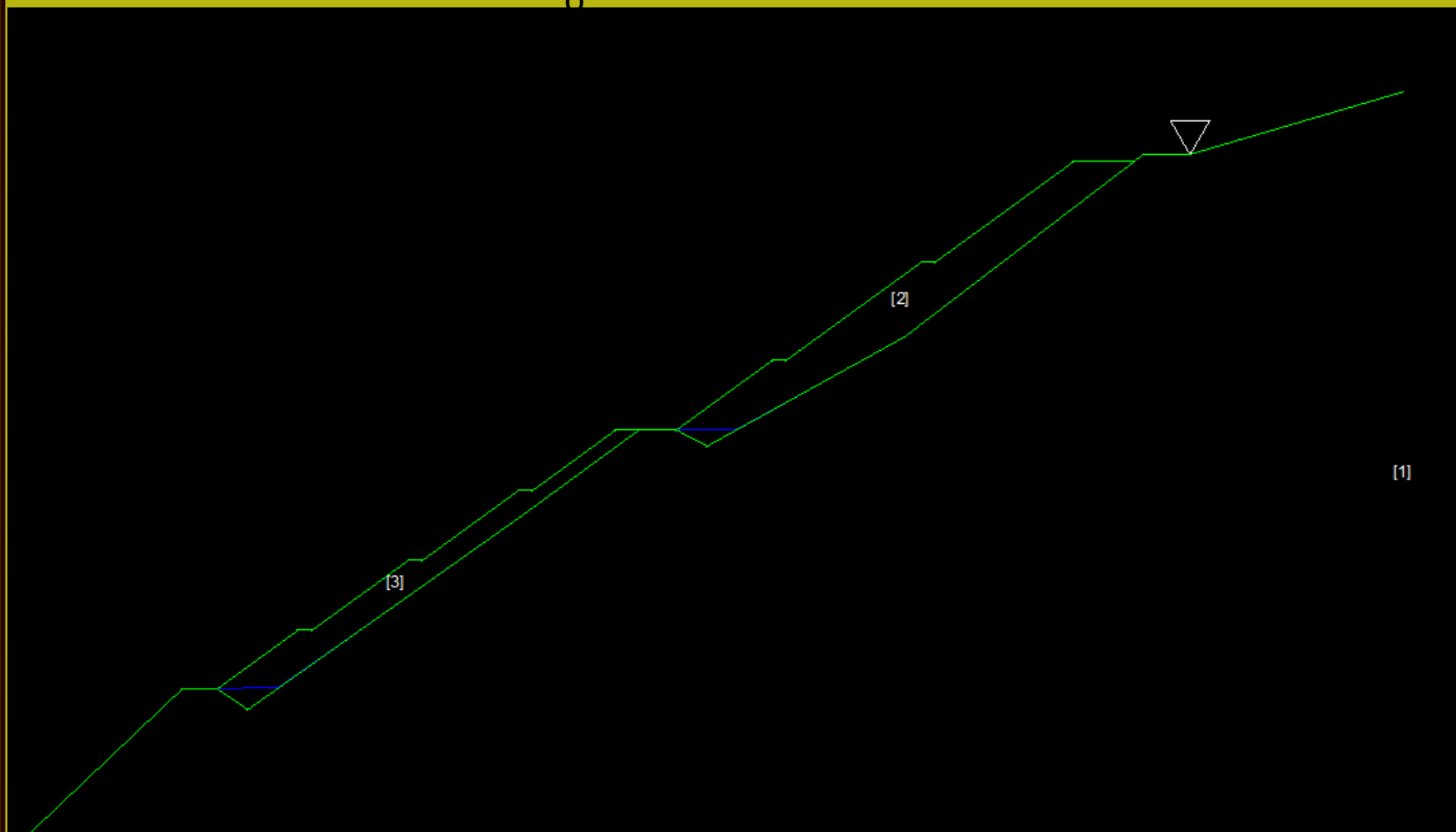
Analisi **Brina_2018** con SSAP 4.9.7

Strato1 serpentiniti

Lenti 2 e 3 inerti compattati

Dettagli

0



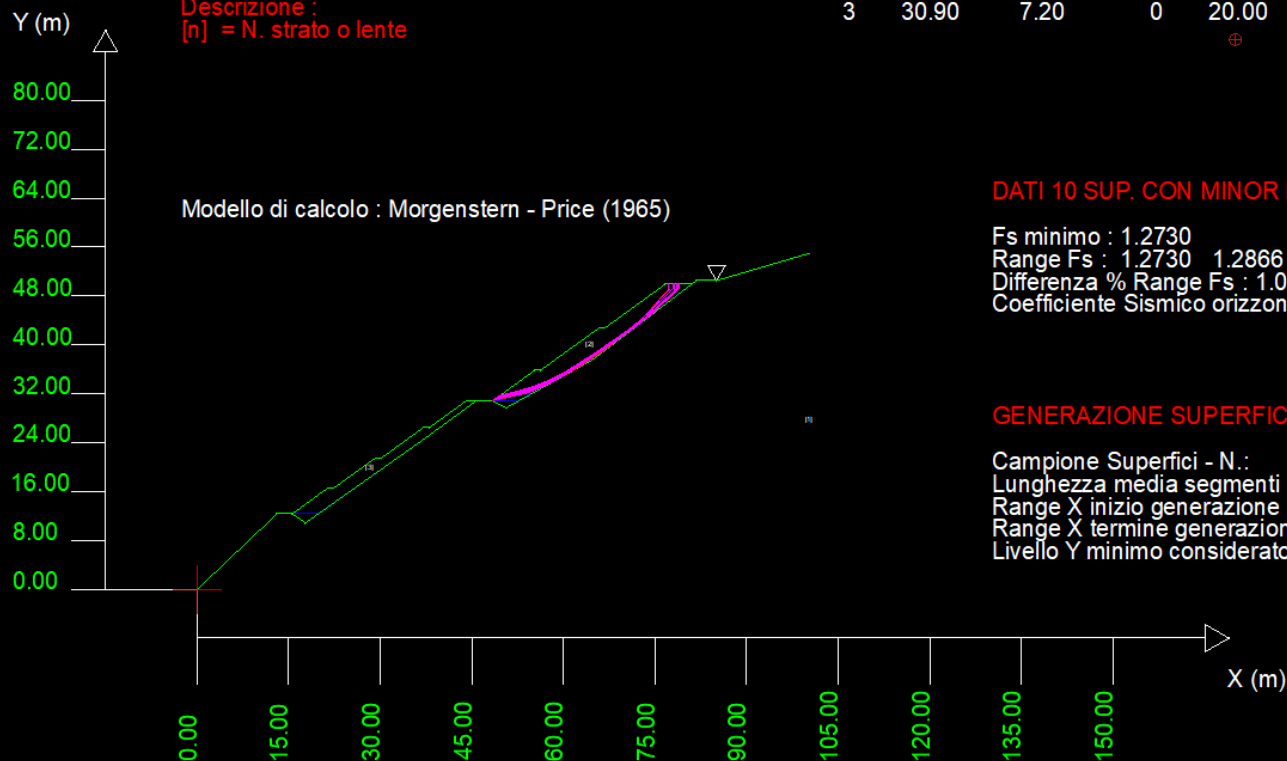
Faremo due tipi di analisi nel quadro delle NTC 2018 :

- 1) Analisi statica con condizione A2,M2,R2
- 2) Analisi dinamica con coefficienti correttivi =1.0 e
 $K_h=0.08$ $k_v=0.04$
- 3) Determineremo il valore di K_c nei due casi
- 4) Visualizzeremo le superficie critiche e le mappe di FS locale..

Data : 25/6/2018
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

N.	phi°	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa
1	0	0	0	25.00	27.00	35.00	35.00	15.00	0.70
2	30.90	7.20	0	20.00	21.00	0	0	0	0
3	30.90	7.20	0	20.00	21.00	0	0	0	0



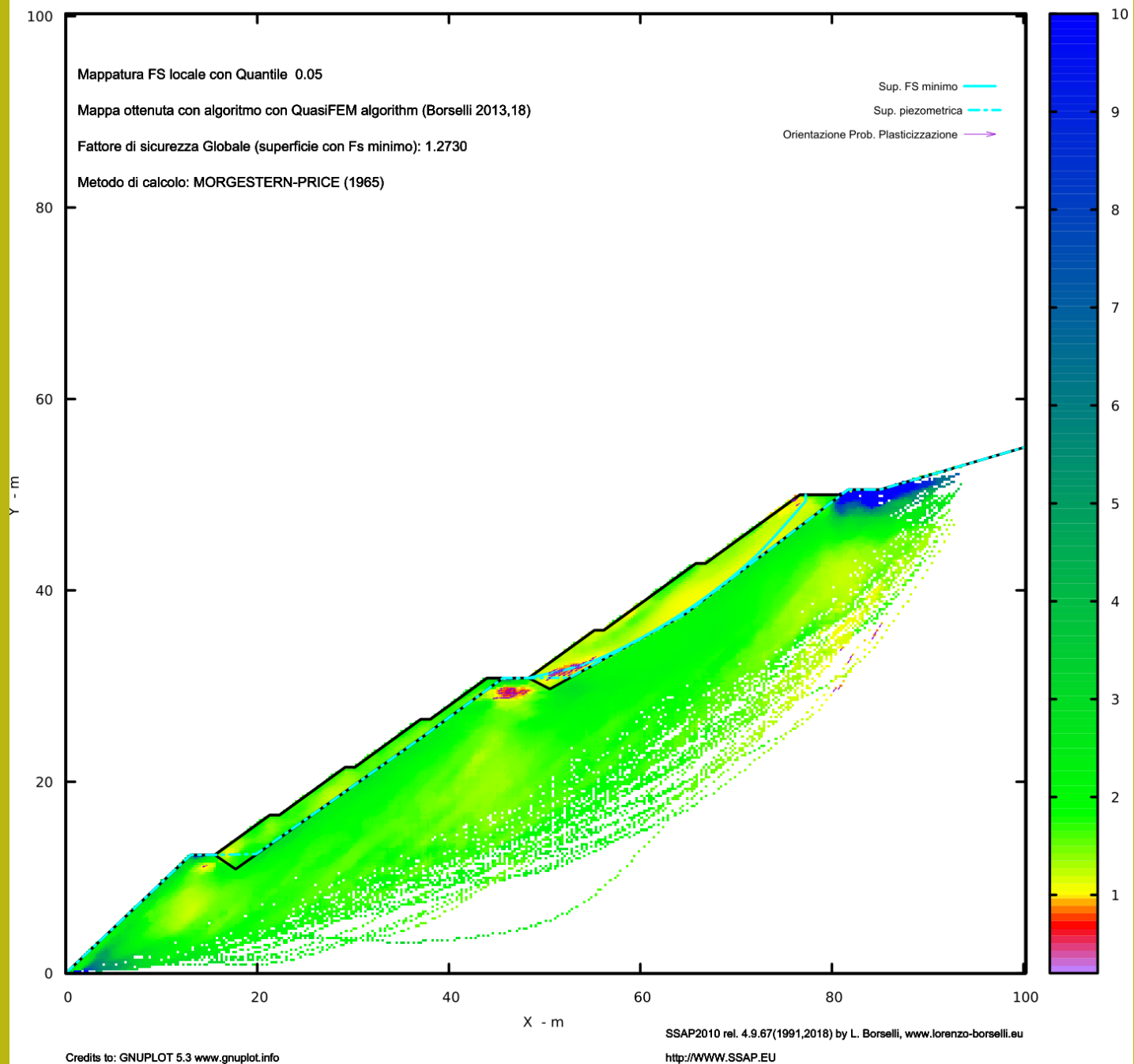
DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

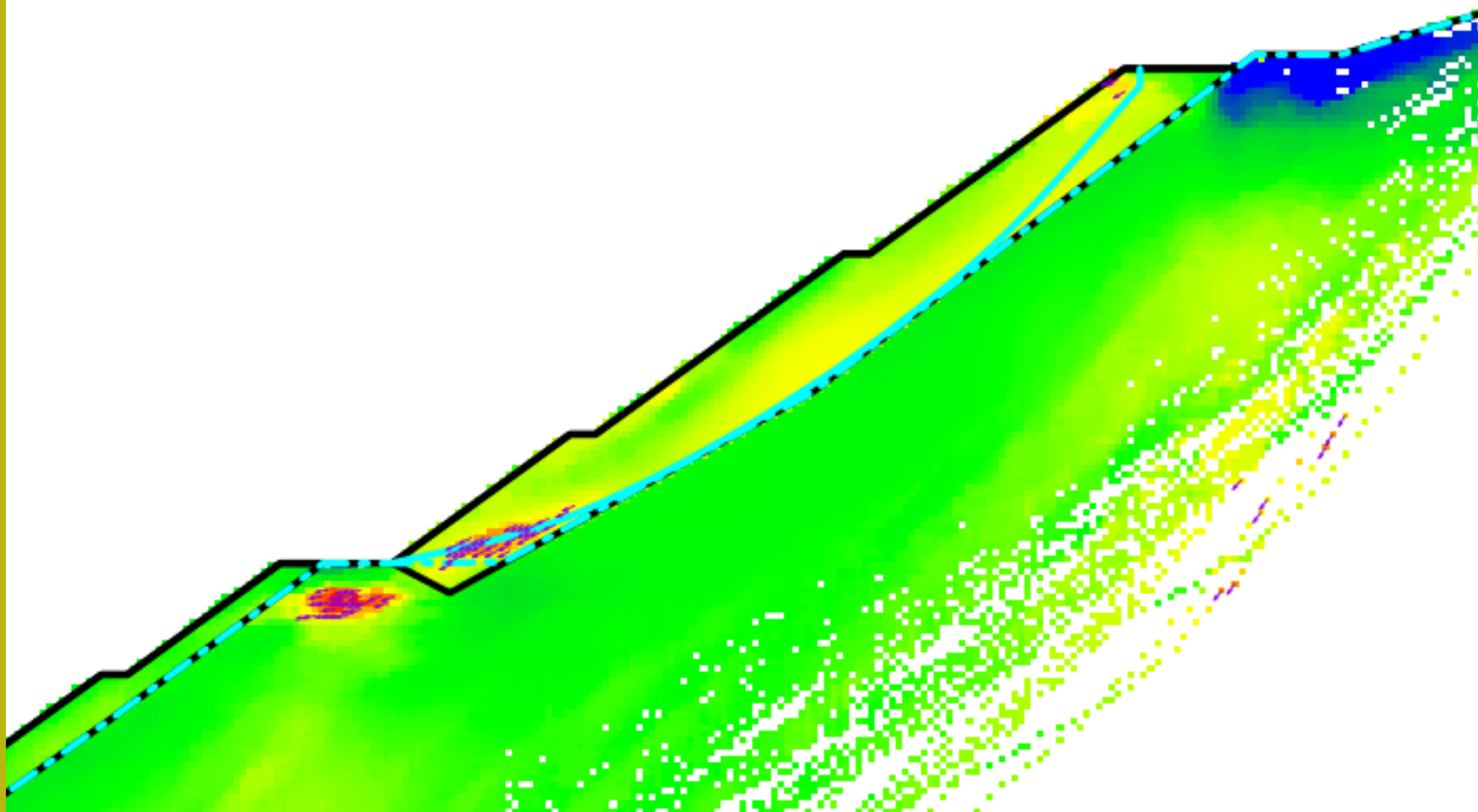
Fs minimo : 1.2730
 Range Fs : 1.2730 1.2866
 Differenza % Range Fs : 1.05
 Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 7217
 Lunghezza media segmenti (m) : 4.0
 Range X inizio generazione : 0.1 - 90.3
 Range X termine generazione : 10.1 - 98.2
 Livello Y minimo considerato : 0.0

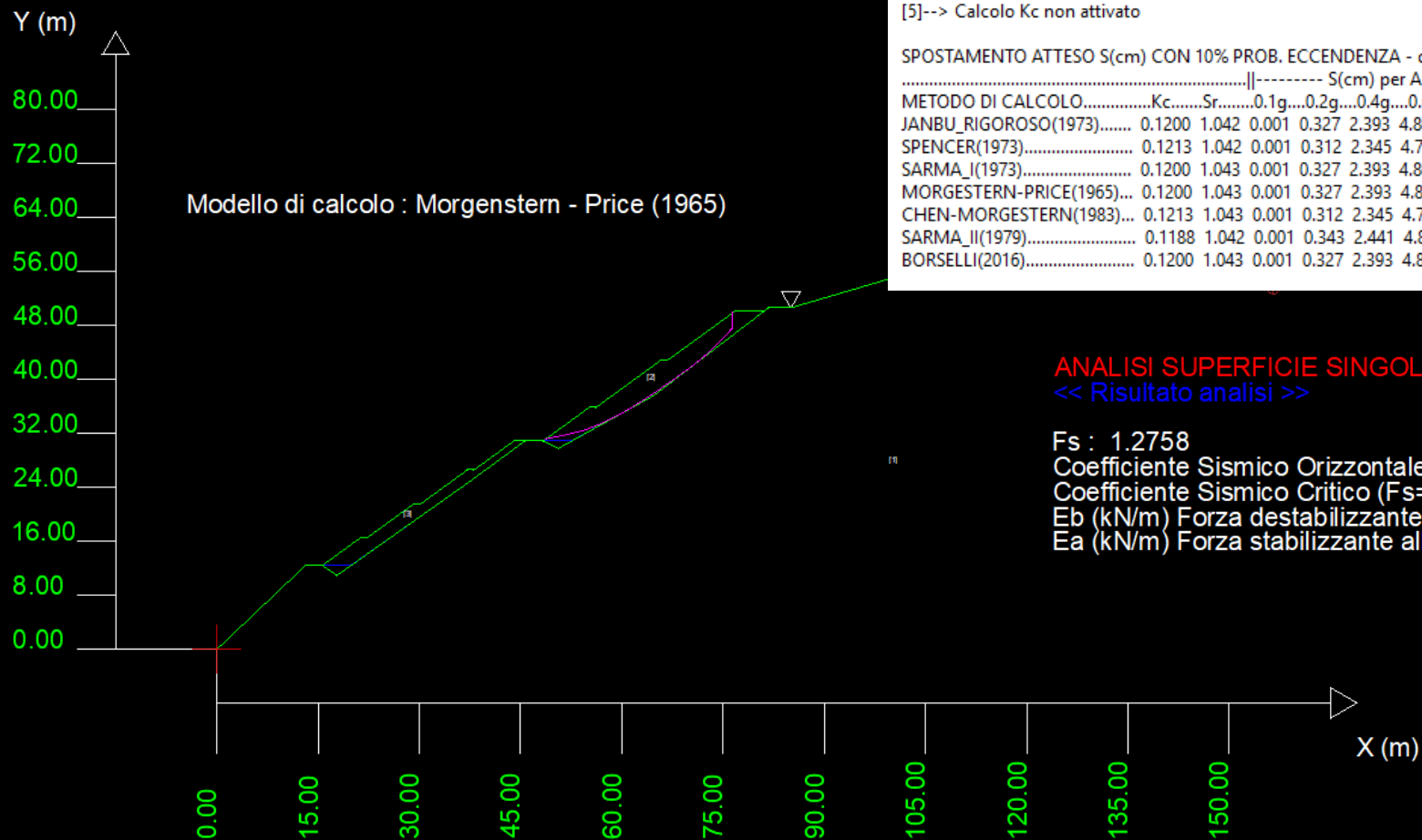
Analisi in condizioni statiche A2,M2,R2





Zoom della immagine precedente

Una delle superficie critiche analisi superficie singola



RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

METODO DI CALCOLO	Fs	lambda	MLD	Kc	Esito	Note
JANBU_RIGOROSO(1973)	1.2776	1.0000	0.0586	0.1200	Verificata	
SPENCER(1973)	1.2780	0.5803	0.0598	0.1213	Verificata	
SARMA_I(1973)	1.2776	0.8538	0.0593	0.1200	Verificata	
MORGESTERN-PRICE(1965)	1.2758	0.7095	0.0594	0.1200	Verificata	
CHEN-MORGESTERN(1983)	1.2847	0.0279	0.0604	0.1213	Verificata	
SARMA_II(1979)	1.2750	0.9914	0.0572	0.1188	Verificata	
BORSELLI(2016)	1.2759	0.4041	0.0591	0.1200	Verificata	

NOTE di Calcolo:-----

[0]--> $F_s < 1.0$ oppure non convergenza calcolo

[1]--> $F_s > 50$

[2]--> $K_c = 0.0$ per $F_s < 1.0$

[3]--> $K_c = 0.0$ per $F_s > 50$

[4]--> Calcolo K_c senza convergenza

[5]--> Calcolo K_c non attivato

SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCEDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)

METODO DI CALCOLO	Kc	Sr	0.1g	0.2g	0.4g	0.6g	0.8g	1.0g
JANBU_RIGOROSO(1973)	0.1200	1.042	0.001	0.327	2.393	4.800	7.245	9.678
SPENCER(1973)	0.1213	1.042	0.001	0.312	2.345	4.725	7.145	9.554
SARMA_I(1973)	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
MORGESTERN-PRICE(1965)	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
CHEN-MORGESTERN(1983)	0.1213	1.043	0.001	0.312	2.345	4.726	7.147	9.557
SARMA_II(1979)	0.1188	1.042	0.001	0.343	2.441	4.875	7.345	9.802
BORSELLI(2016)	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681

ANALISI SUPERFICIE SINGOLA << Risultato analisi >>

Fs : 1.2758
 Coefficiente Sismico Orizzontale Kh: 0.0000
 Coefficiente Sismico Critico (Fs=1) : 0.12000
 Eb (kN/m) Forza destabilizzante di testa : 0.00
 Ea (kN/m) Forza stabilizzante alla base : 0.00

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

METODO DI CALCOLO.....	Fs.....	lambda.....	MLD....	Kc.....	Esito.....	Note.....
JANBU_RIGOROSO(1973).....	1.2776	1.0000	0.0586	0.1200	Verificata	
SPENCER(1973).....	1.2780	0.5803	0.0598	0.1213	Verificata	
SARMA_I(1973).....	1.2776	0.8538	0.0593	0.1200	Verificata	
MORGESTERN-PRICE(1965)...	1.2758	0.7095	0.0594	0.1200	Verificata	
CHEN-MORGESTERN(1983)...	1.2847	0.0279	0.0604	0.1213	Verificata	
SARMA_II(1979).....	1.2750	0.9914	0.0572	0.1188	Verificata	
BORSELLI(2016).....	1.2759	0.4041	0.0591	0.1200	Verificata	

NOTE di Calcolo:-----

[0]--> Fs<1.0 oppure non convergenza calcolo

[1]--> Fs>50

[2]--> Kc=0.0 per FS<1.0

[3]--> Kc=0.0 per Fs>50

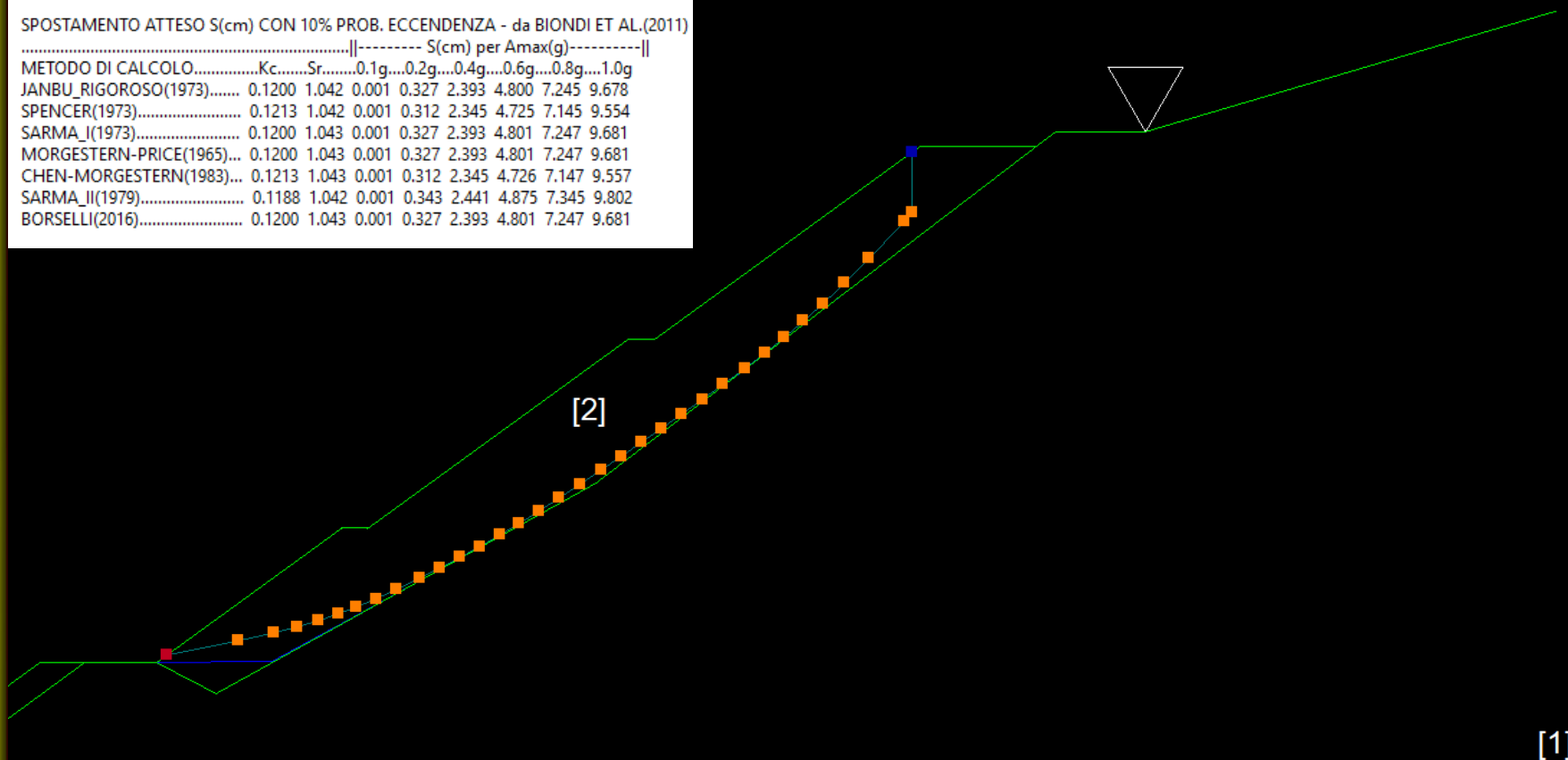
[4]--> Calcolo Kc senza convergenza

[5]--> Calcolo Kc non attivato

SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCENDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)

METODO DI CALCOLO.....	Kc.....	Sr.....	0.1g.....	0.2g.....	0.4g.....	0.6g.....	0.8g.....	1.0g
JANBU_RIGOROSO(1973).....	0.1200	1.042	0.001	0.327	2.393	4.800	7.245	9.678
SPENCER(1973).....	0.1213	1.042	0.001	0.312	2.345	4.725	7.145	9.554
SARMA_I(1973).....	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
MORGESTERN-PRICE(1965)...	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
CHEN-MORGESTERN(1983)...	0.1213	1.043	0.001	0.312	2.345	4.726	7.147	9.557
SARMA_II(1979).....	0.1188	1.042	0.001	0.343	2.441	4.875	7.345	9.802
BORSELLI(2016).....	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681

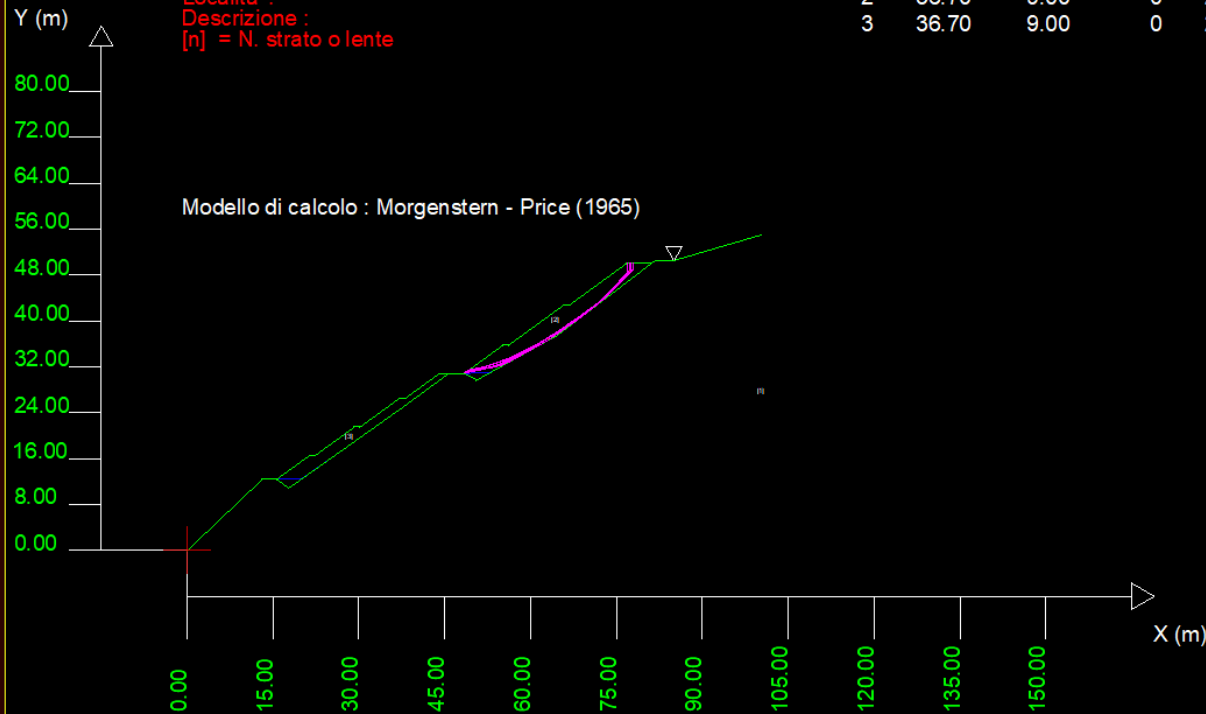
Zoom della immagine precedente



Data : 25/6/2018
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa
1	0	0	0	25.00	27.00	35.00	35.00	15.00	0.70
2	36.70	9.00	0	20.00	21.00	0	0	0	0
3	36.70	9.00	0	20.00	21.00	0	0	0	0



DATI 10 SUP. CON MINOR F_s

F_s minimo : 1.3425
 Range F_s : 1.3425 1.3497
 Differenza % Range F_s : 0.54
 Coefficiente Sismico orizzontale - K_h : 0.0800

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 9643
 Lunghezza media segmenti (m) : 4.0
 Range X inizio generazione : 0.1 - 90.3
 Range X termine generazione : 10.1 - 98.2
 Livello Y minimo considerato : 0.0

Analisi in condizioni dinamiche con $K_h=0.08$, $K_v=0.04$

Una delle superficie critiche analisi superficie singola

SPONTANEO VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA
METODO DI CALCOLO.....Fs.....lambda.....MLD.....Kc.....Esito.....Note.....
JANBU RIGOROSO(1973)..... 1.3490 1.0000 0.0695 0.2400 Verificata
SPENCER(1973)..... 1.3506 0.6949 0.0726 0.2425 Verificata
SARMA_I(1973)..... 1.3492 0.9133 0.0685 0.2381 Verificata
MORGESTERN-PRICE(1965)..... 1.3478 0.8633 0.0719 0.2400 Verificata
CHEN-MORGESTERN(1983)..... 1.3536 0.0714 0.0715 0.2413 Verificata
SARMA_II(1979)..... 1.3449 1.0000 0.0678 0.2375 Verificata
BORSELLI(2016)..... 1.3481 0.4875 0.0714 0.2400 Verificata
NOTE di Calcolo:-----
[0]--> Fs<1.0 oppure non convergenza calcolo
[1]--> Fs>50
[2]--> Kc=0.0 per Fs<1.0
[3]--> Kc=0.0 per Fs>50
[4]--> Calcolo Kc senza convergenza
[5]--> Calcolo Kc non attivato

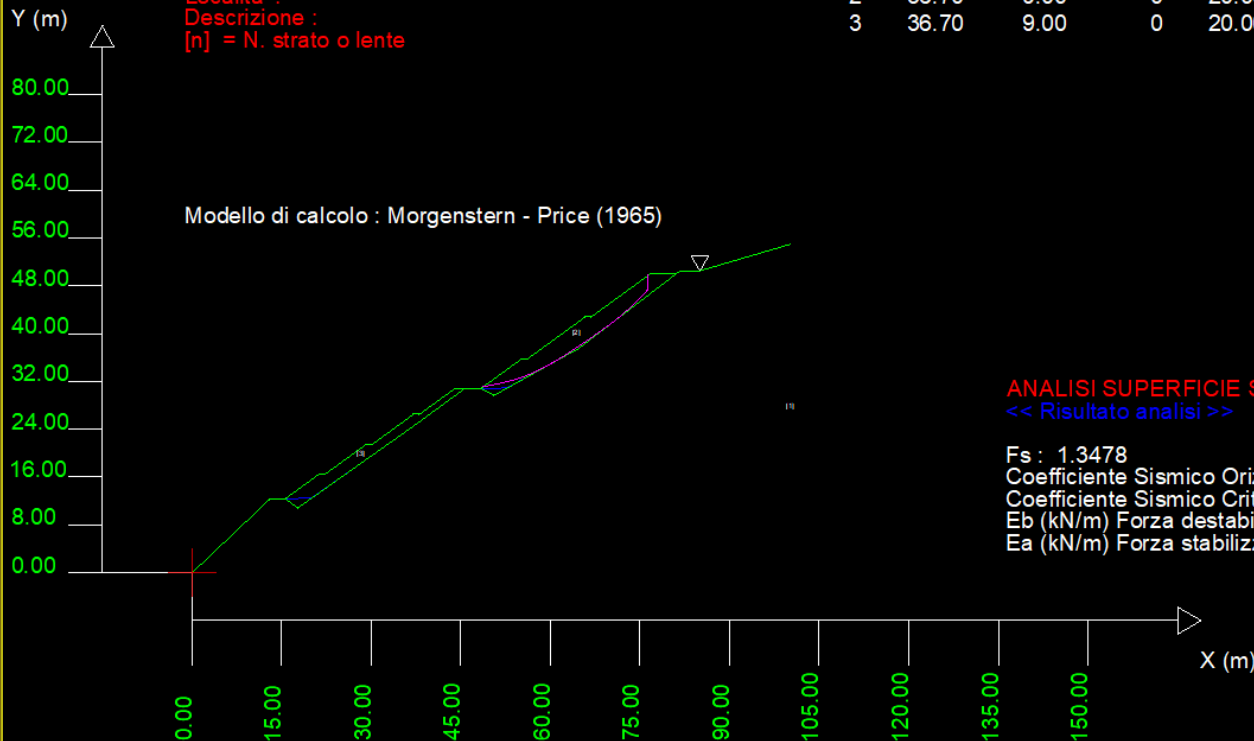
SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCEDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)
.....S(cm) per Amax(g).....
METODO DI CALCOLO.....Kc.....Sr.....0.1g.....0.2g.....0.4g.....0.6g.....0.8g.....1.0g
JANBU RIGOROSO(1973)..... 0.2400 1.115 0.001 0.001 0.350 1.353 2.559 3.834
SPENCER(1973)..... 0.2425 1.115 0.001 0.001 0.334 1.318 2.507 3.767
SARMA_I(1973)..... 0.2381 1.114 0.001 0.001 0.362 1.379 2.596 3.881
MORGESTERN-PRICE(1965)..... 0.2400 1.115 0.001 0.001 0.350 1.353 2.560 3.835
CHEN-MORGESTERN(1983)..... 0.2413 1.114 0.001 0.001 0.342 1.335 2.532 3.799
SARMA_II(1979)..... 0.2375 1.114 0.001 0.001 0.367 1.388 2.609 3.897
BORSELLI(2016)..... 0.2400 1.115 0.001 0.001 0.350 1.353 2.560 3.835

SSAP 4.9.7 (2018) - Slope Stability Analysis Program
Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
SSAP/DXF generator rel. 1.5.2 (2018)

Data : 25/6/2018
Localita' :
Descrizione :
[n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa
1	0	0	0	25.00	27.00	35.00	35.00	15.00	0.70
2	36.70	9.00	0	20.00	21.00	0	0	0	0
3	36.70	9.00	0	20.00	21.00	0	0	0	0

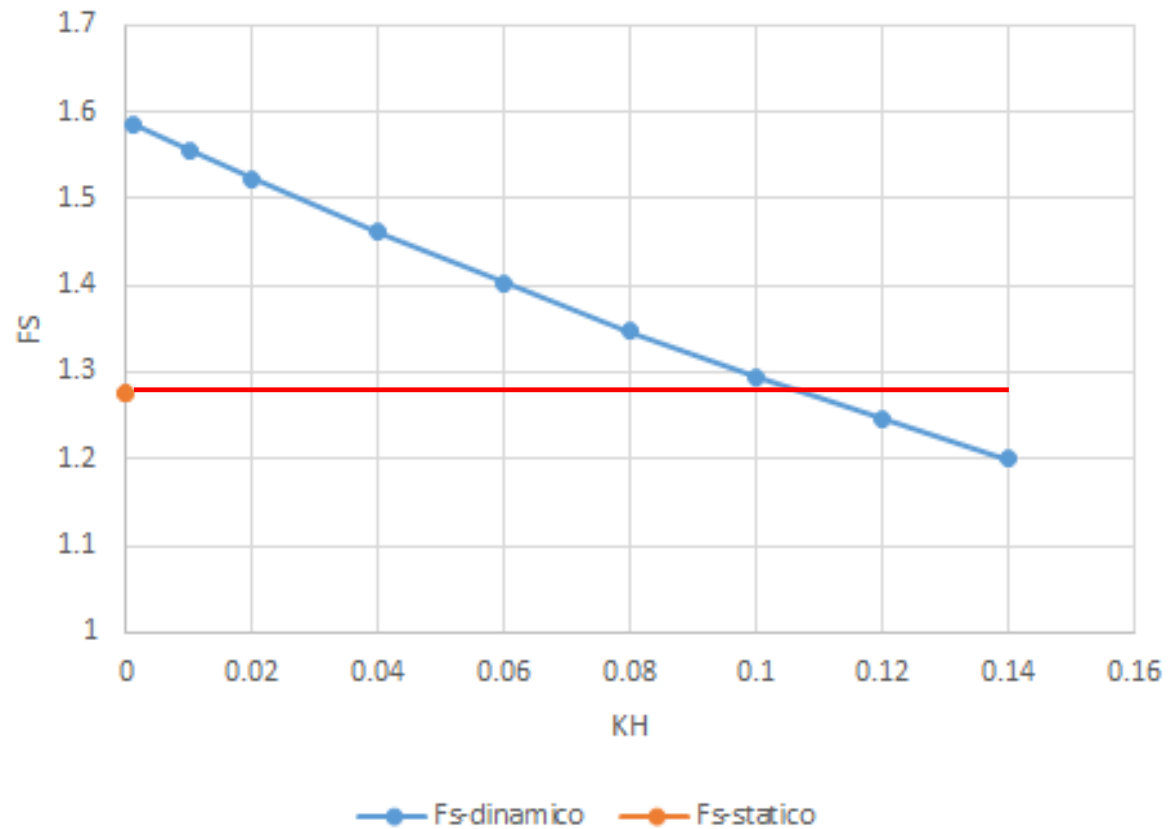


ANALISI SUPERFICIE SINGOLA

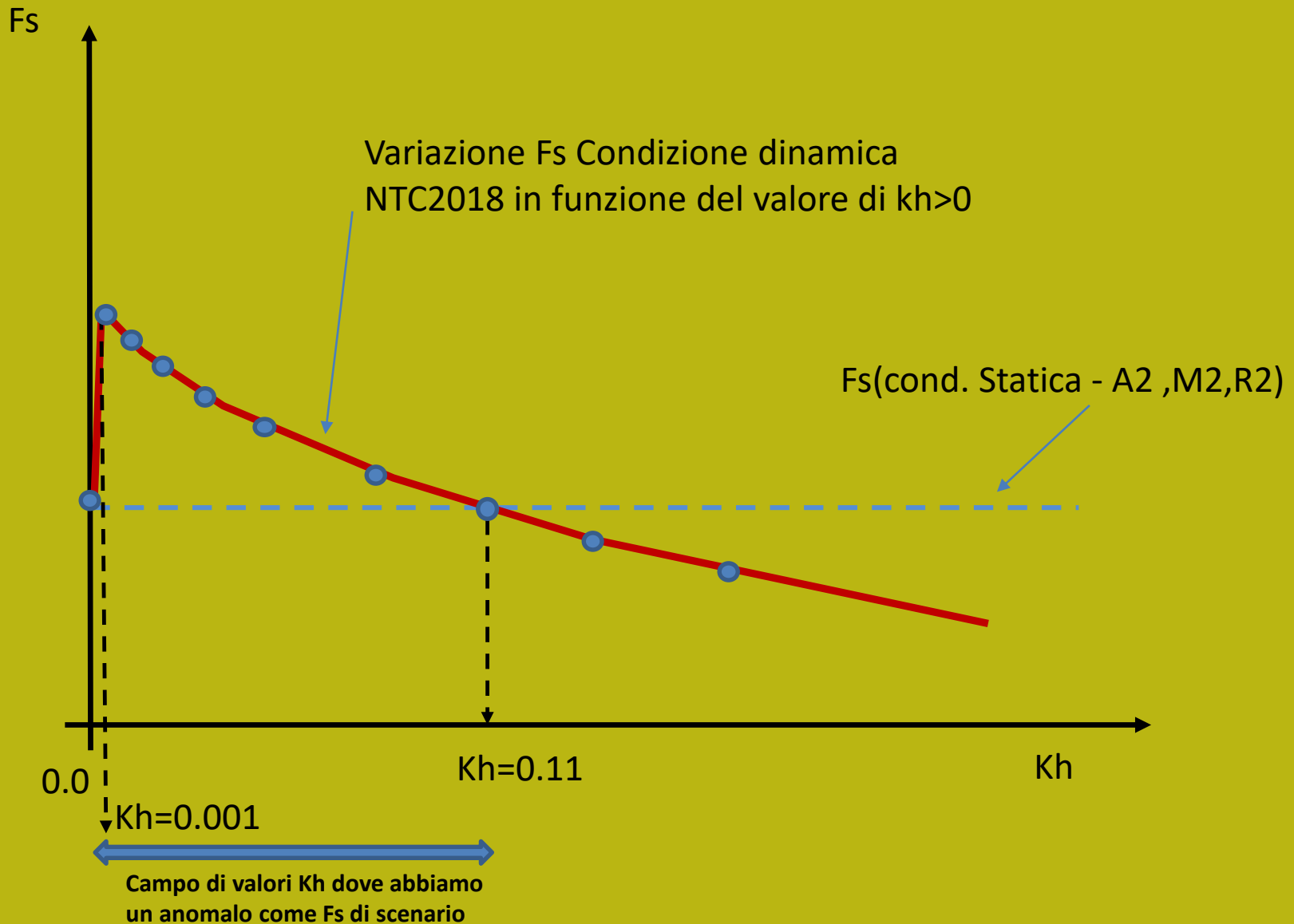
<< Risultato analisi >>

Fs : 1.3478
Coefficiente Sismico Orizzontale Kh: 0.0800
Coefficiente Sismico Critico (Fs=1) : 0.24000
Eb (kN/m) Forza destabilizzante di testa : 0.00
Ea (kN/m) Forza stabilizzante alla base : 0.00

FS dinamico e statico in funzione di K_h e cond $A2, M2; R2$



Anomalia possibile in analisi di scenario in condizioni
sismiche secondo le impostazioni vigenti nella NTC2018



Che si deduce da questo esempio applicando le NTC 2018?

1) La verifica in condizioni dinamiche da risultati molto minori delle sismiche fino a quando non si arriva ad usare un $K_h > 0.1$!!

2) Ma questo contraddice pesantemente tutto l'approccio pseudostatico LEM dove a livello internazionale i valori di K_h e K_v sono applicati a un pendio modellizzato dove si fa una analisi non alterando la condizione di analisi statica assunta preventivamente ma solo in piu assumendo dei $K_h > 0$ e $k_v = \pm c K_h$

3) Al piu' la normativa prevede il caso di analisi in condizioni di liquefazione o pre-liquefazione con incremento delle pressione dei pori (analisi a liquefazione o preliquefazione, possibile in SSAP. Oppure la degradazione di resistenza al taglio per stress ciclici.. Solo in questi casi potremmo dovremmo imporre una variazione nei parametri di resistenza la taglio in termini riduttivi.

Modelli per verifica di stabilità dei pendii in terreni sciolti e ammassi rocciosi

Sistemi di forze esterne e interne in un pendio ,
pressioni neutre, effetti sismici, principi progettuali
NTC2008/2018 ,modelli di calcolo della stabilità dei
pendii secondo equilibrio limite (pendio indefinito,
cunei 2D, cunei 3D in roccia, metodi LEM generalizzati e
rigorosi ,metodi LEM avanzati, effetti sismici e
liquefazione, , metodi FEM, metodi Probabilistici

Calcolo di F_s - formulazione di base

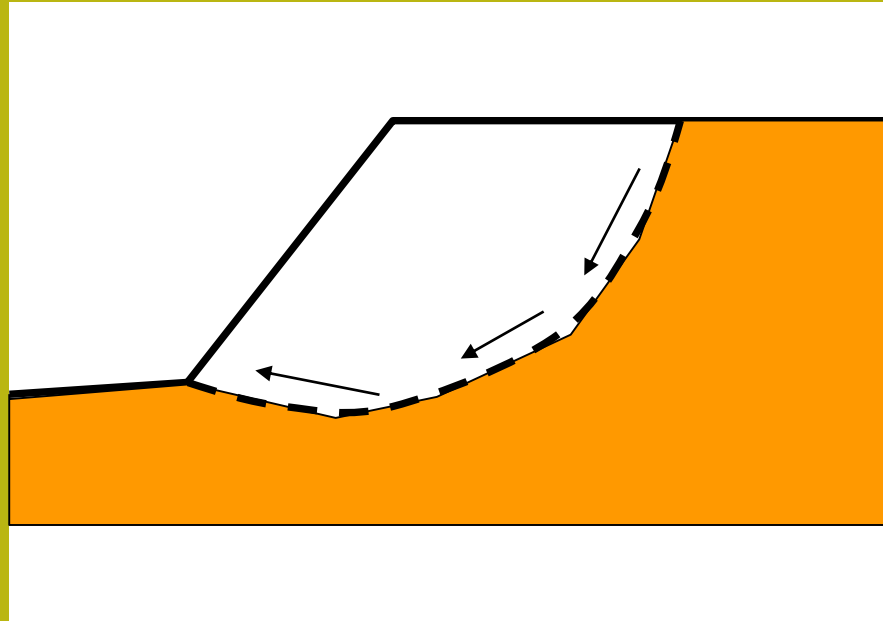
Per ogni superficie si può derivare:

Lo sforzo di taglio totale mobilitato τ_m (domanda) e

La resistenza al taglio disponibile τ_f (capacità):

è possibile definire F_s come:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$



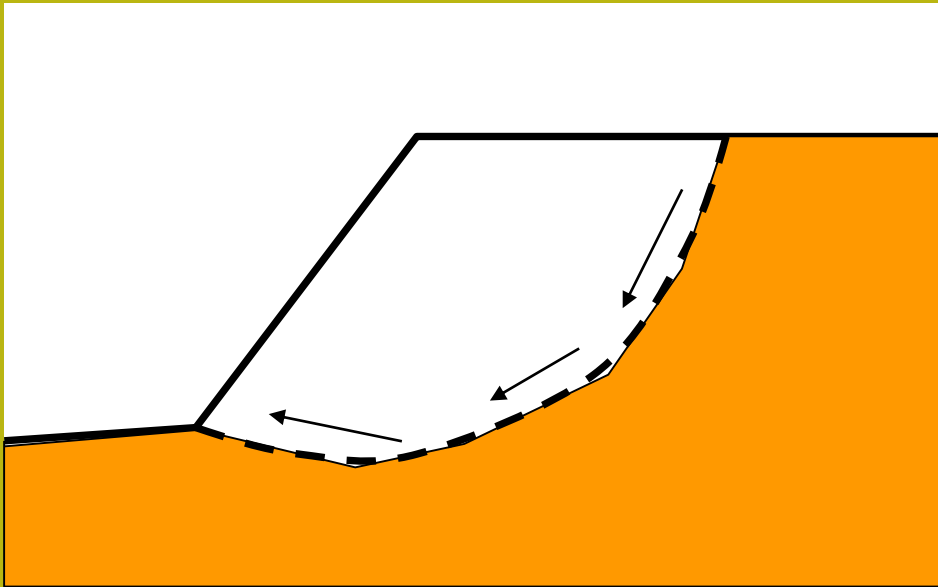
Usando un **criterio di rottura** (es **Mohr-Coulomb**) F_s è il fattore per cui occorre dividere i parametri della resistenza al Taglio del terreno per provocare la rottura del pendio lungo tutta la superficie considerata ovvero $\tau_f = \tau_m$

$$\tau_f = \frac{c'}{F_s} + \frac{\sigma' \tan \varphi'}{F_s}$$

Calcolo di F_s - formulazione di base

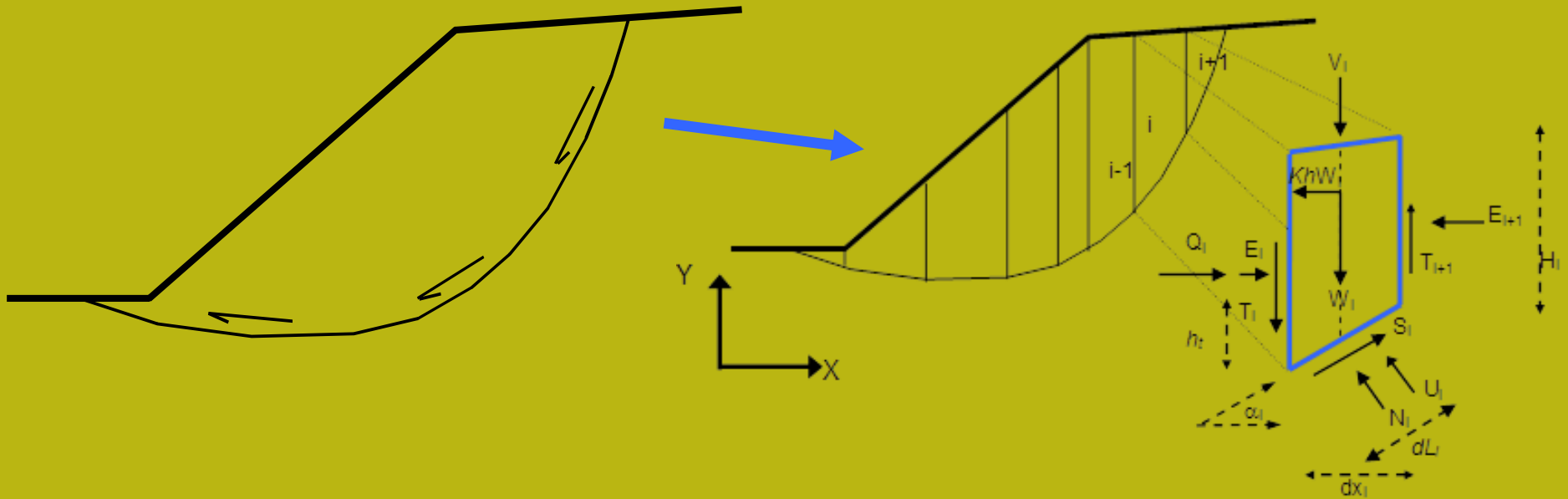
Nel caso di variabilità delle caratteristiche di resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento, sebbene F_s possa essere in realtà variabile, si assume che F_s sia costante.

Ovvero abbiamo dovunque la medesima frazione di resistenza al taglio mobilitata rispetto a quella massima mobilitabile



**Comportamento a rottura
rigido perfettamente
plastico: non si deforma
fino a quando non arriva
a rottura**

Metodo dell'equilibrio limite



F_s può essere determinato mediante gruppi di eq. per l'equilibrio dei corpi rigidi:

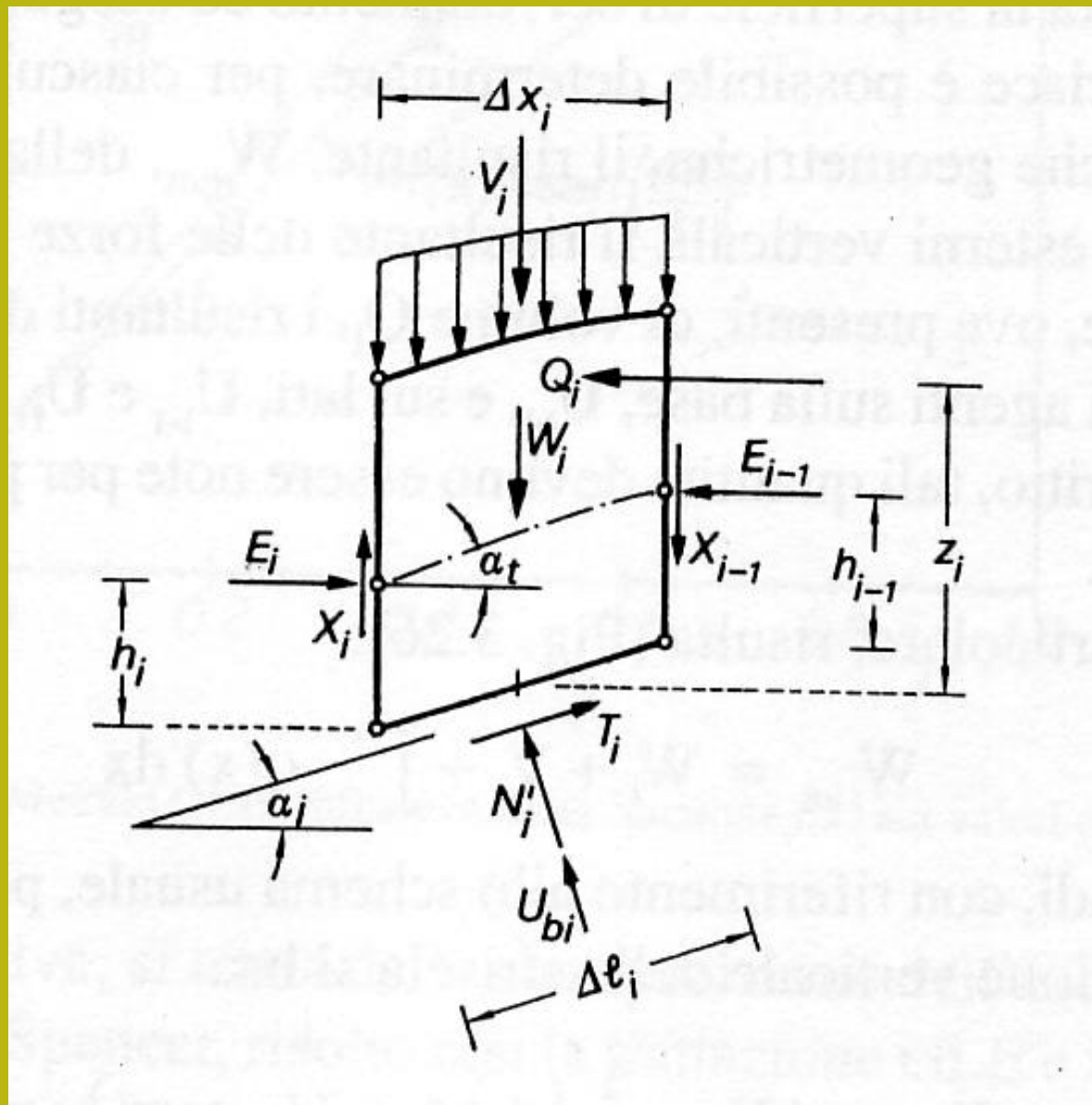
Equilibrio alla traslazione nelle direzioni verticali e orizzontali

$$\sum V_i = 0$$

$$\sum H_i = 0$$

Equilibrio alla rotazione rispetto a un punto

$$\sum M_i = 0$$

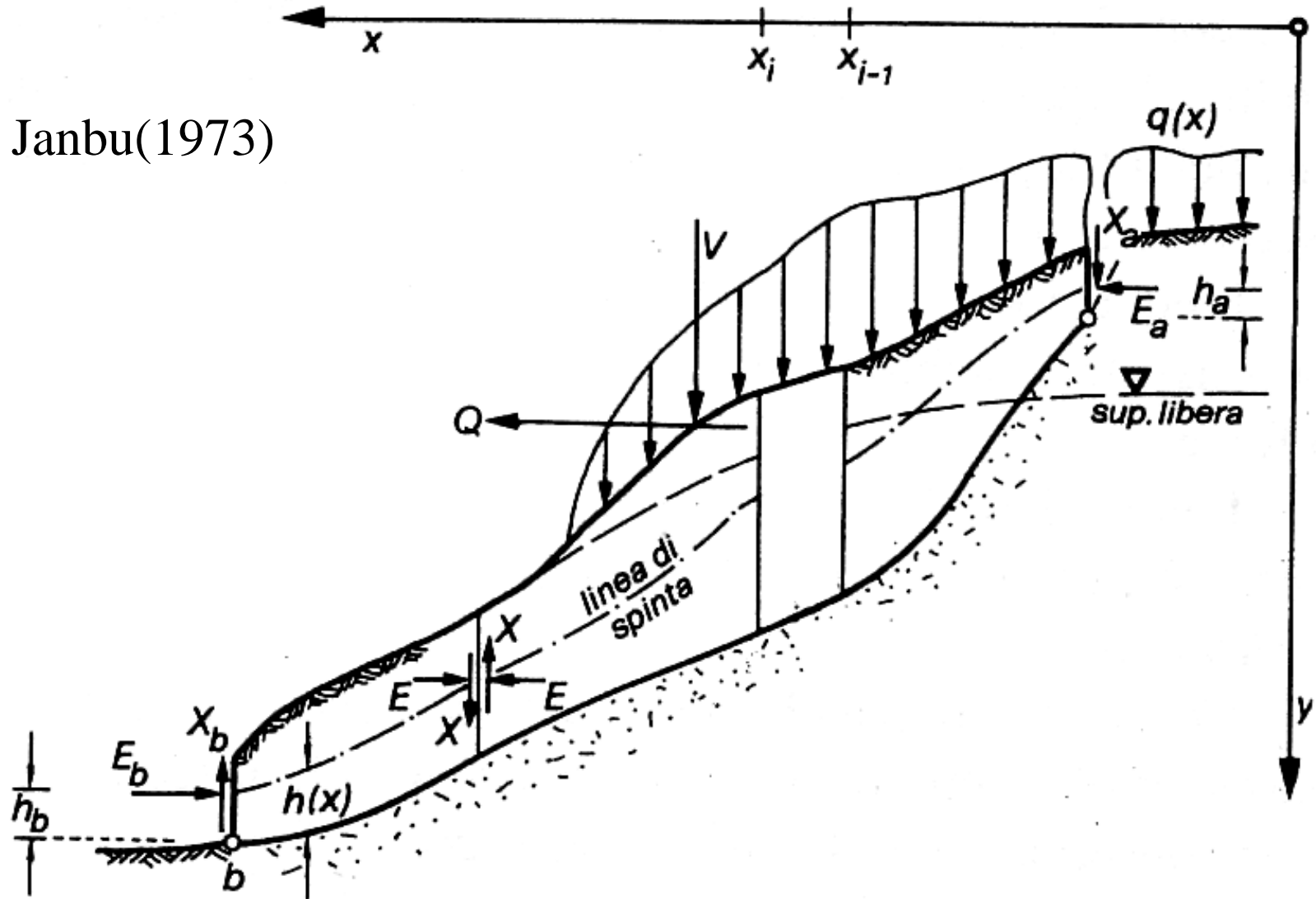


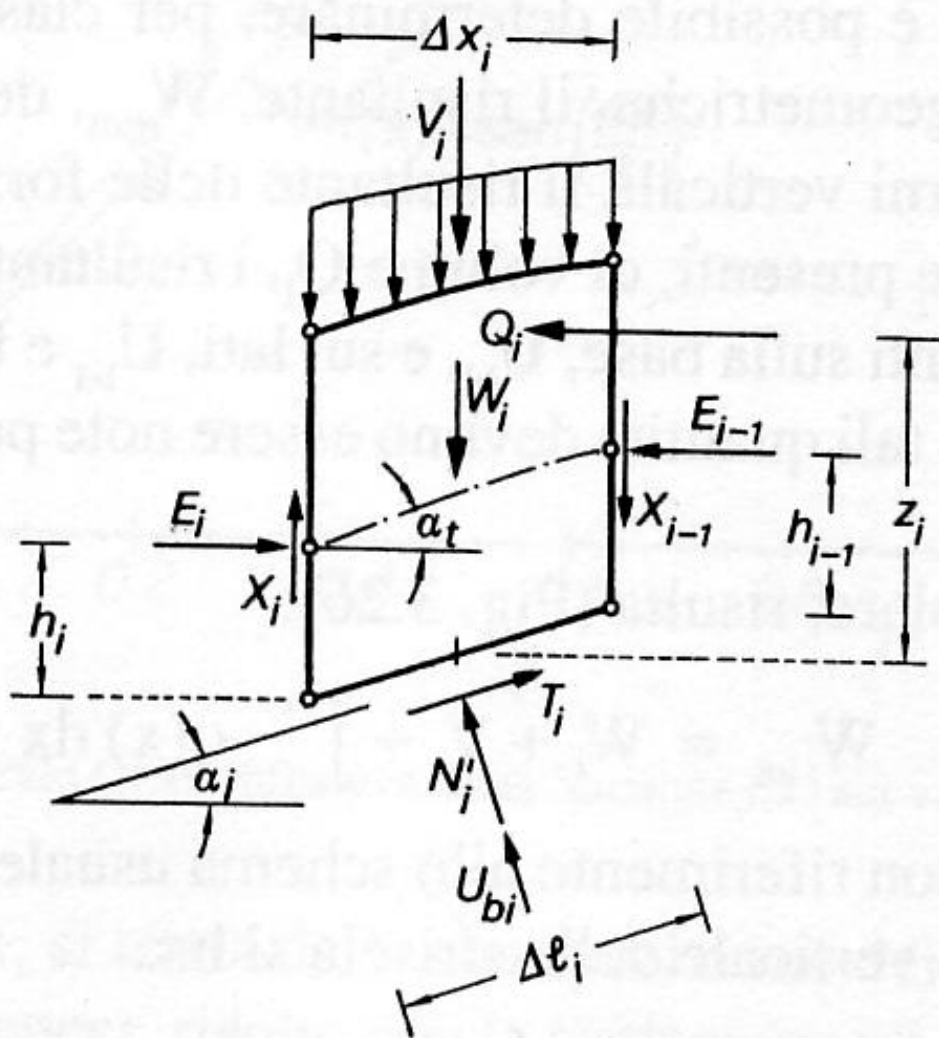
Janbu(1973)

$E(x)$ = interazione orizz.
Conci

$X(x)$ = forza di taglio
Verticale tra i conci

Janbu(1973)





La maggior parte
dei metodi di calcolo
Si differenziano
Per le assunzioni fatte
Per rendere il problema
staticamente determinato
Es: $T(x) = \lambda f(x) E(x)$

$h_i(x)$ = posizione linea di spinta

λ = costante(variabile tra 0 e 1.25)

$f(x)$ = funzione interconco variabile tra 0 e 1

Dove:

$E(x)$ = forza interazione
orizz. (normale) Conci

$T(X) = X(x)$ = forza di taglio
Verticale tra i conci

Janbu(1973)

Complessità modelli di calcolo

Metodo Bishop
semplificato
che è ancora possibile
calcolare
con un semplice foglio di calcolo

Metodo Janbu rigoroso
Molto più complesso e
difficilmente calcolabile
senza metodi automatici

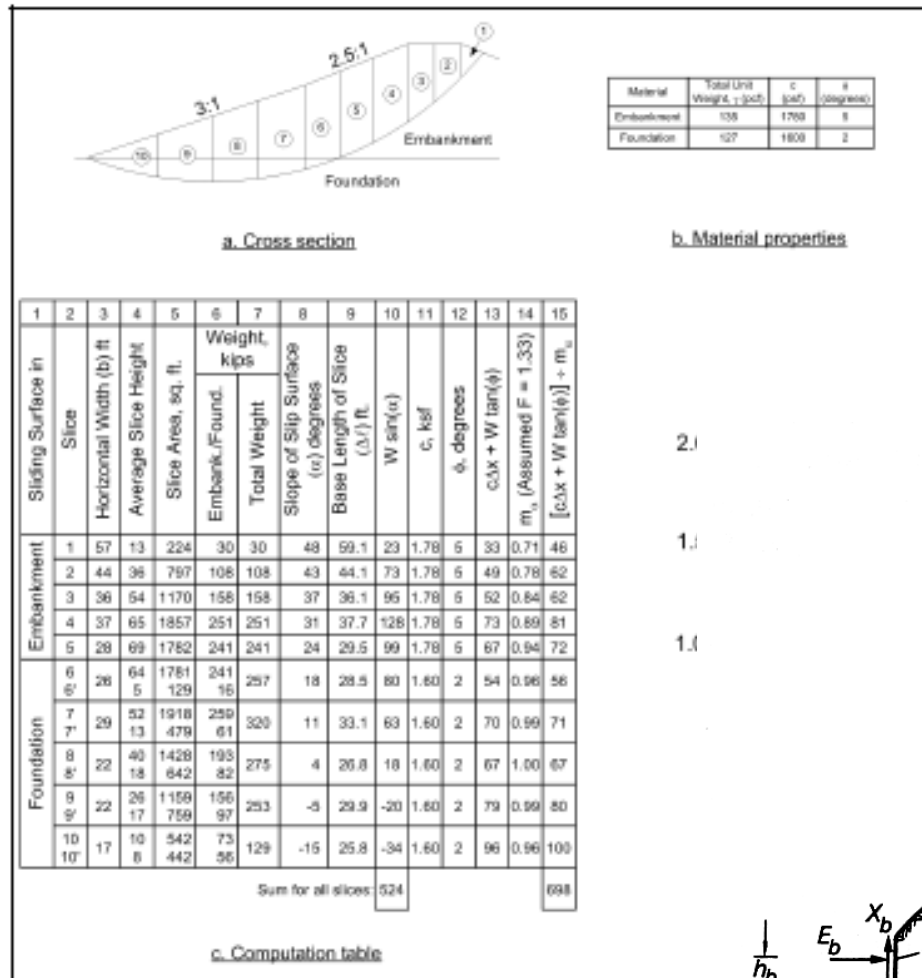
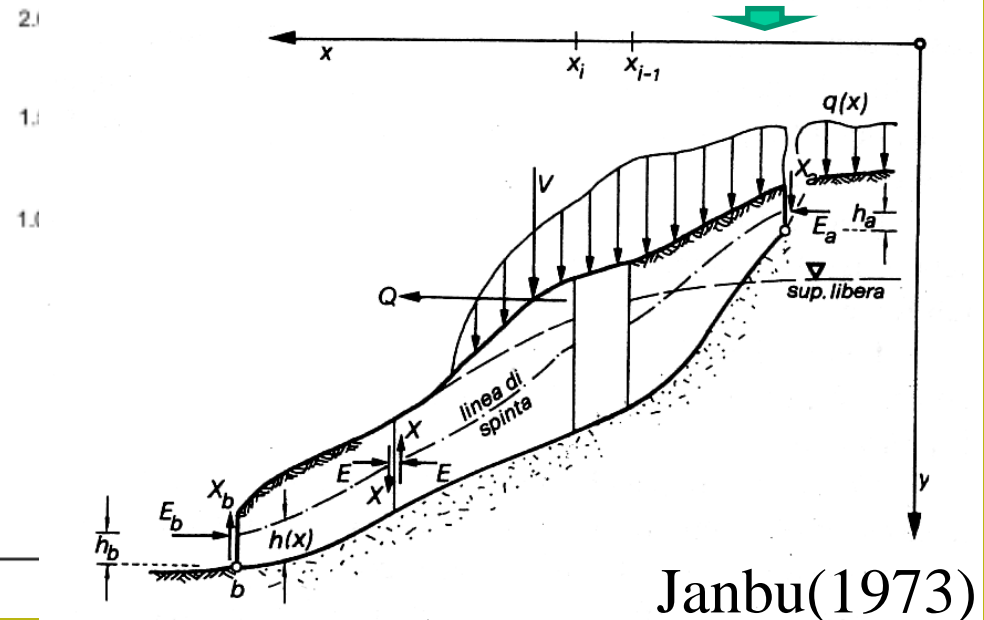


Figure F-11. End-of-construction example – Simplified Bishop Method



$F_s \rightarrow$ procedura di calcolo iterativa

Se si prendono in esame i soli metodi rigorosi che considerano sempre la distribuzione delle forze interne interconco $E(x)$ e $T(x)$ come potenzialmente non nulle e i momenti delle forze è necessario applicare speciali algoritmi di risoluzione per ottenere F_s associato a una specifica superficie.

I metodi iterativi sono i più usati ..es: Calcolo di $F_s(\text{forze}) = F_s(\text{momenti})$ per specifici valori di λ (Fredlund e Krahn 1975) .

Il metodo classico ha molti fasi di iterazioni.. Ed e' molto complesso

Calcolo iterativo diretto (una sola fase di iterazioni) . (Zhu, 2005)

F_s (forze e momenti)

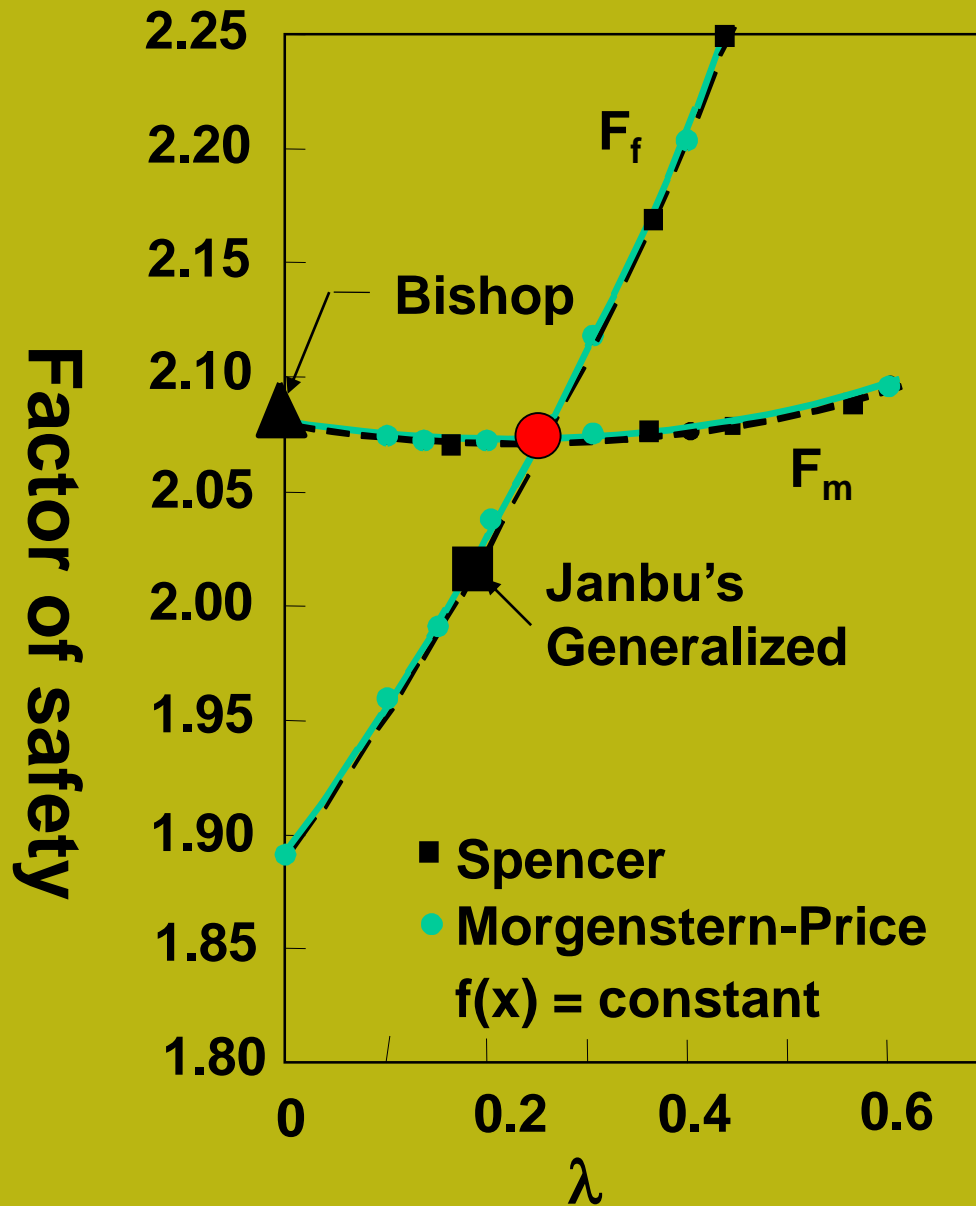


Che permette di trovare anche il valore ottimale di λ :

$h_t(x)$ = posizione linea di spinta

λ = fattore di scala (variabile tra 0 e 1.25)

$f(x)$ = funzione interconco variabile tra 0 e 1



Equilibrio
dei momenti
e delle forze

$$F_m = F_f$$

Per dati valori di
 λ

(un numero di cicli di
iterazioni elevato...)

*Da Fredlund and Krahn
(1975)*

Però In SSAP 2010.. si usa un metodo molto diverso

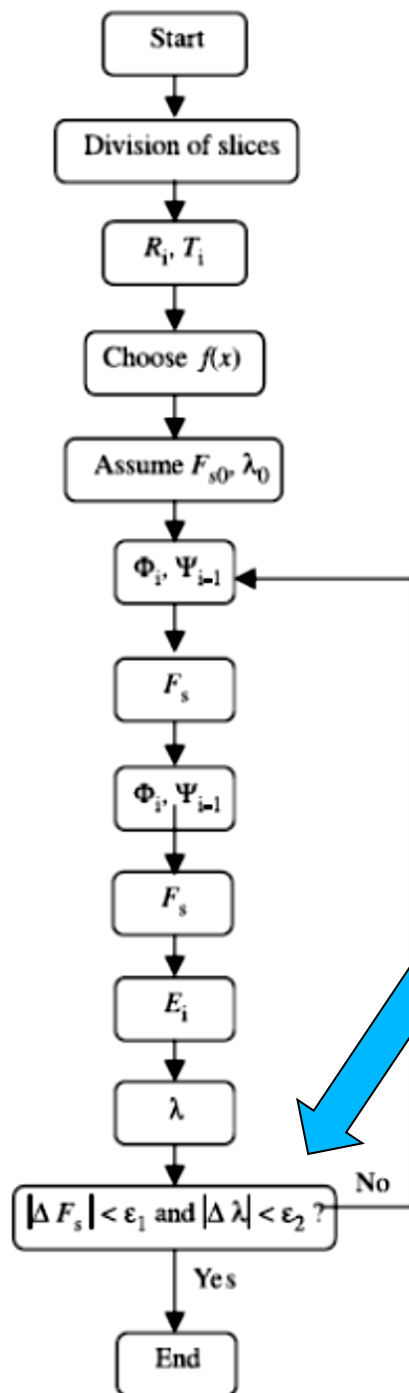
ovvero un algoritmo di calcolo innovativo che è una evoluzione di quello proposta da Zhu (2005) per metodo di Morgestern & Price (1965).

La parte nuova è :

***1) ulteriore generalizzazione del metodo di Zhu(2005)
consentendo di usare l'algoritmo anche con i vari metodi di
calcolo rigorosi adottati nelle verifiche di stabilità:
(es. janbu rigoroso, spencer, sarma, morgestern, correia ..)***

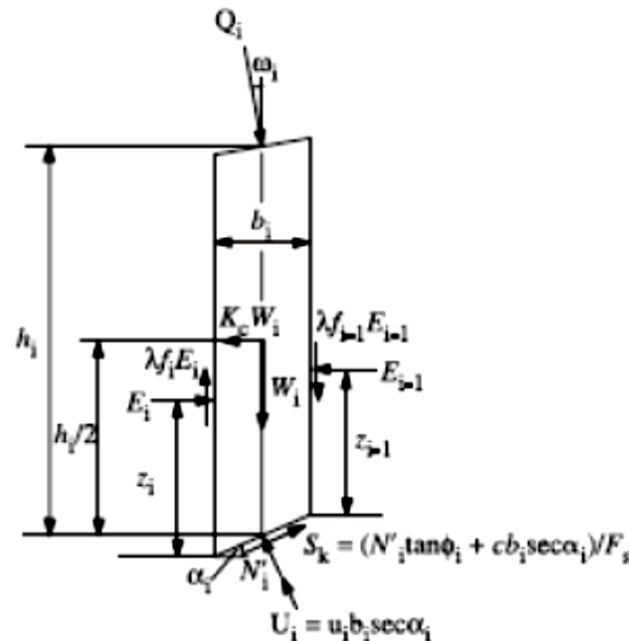
***2) inclusione delle interazioni delle strutture di rinforzo
(quasi assenti nel metodo di Zhu(2005) originale)***

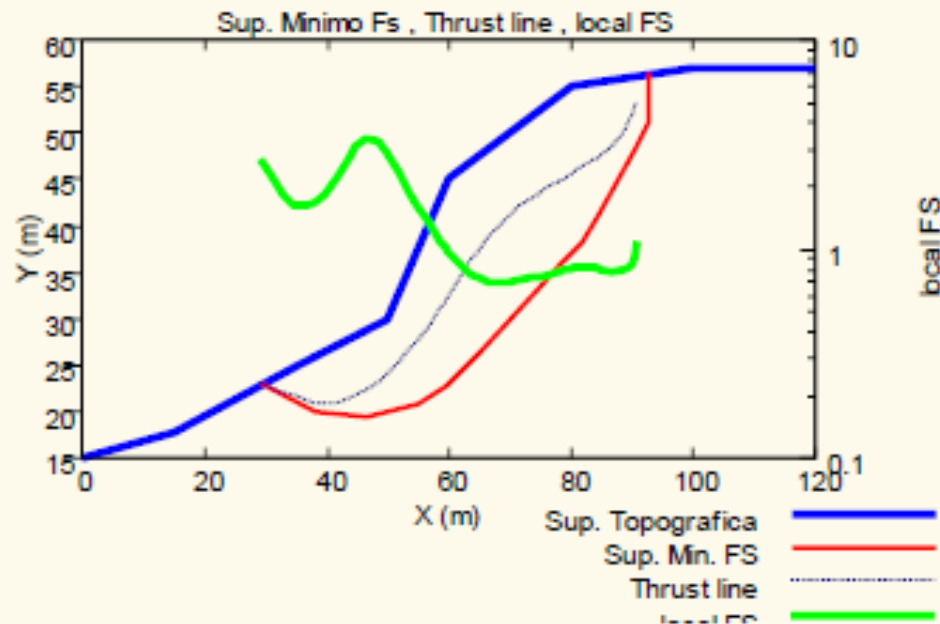
***Fs (generale per equilibrio momenti e forze) e fattore di scala λ
sono calcolati mediante un procedimento numerico più efficiente
di quelli tradizionali che permette di controllare costantemente
La significativita' fisica delle soluzioni....***



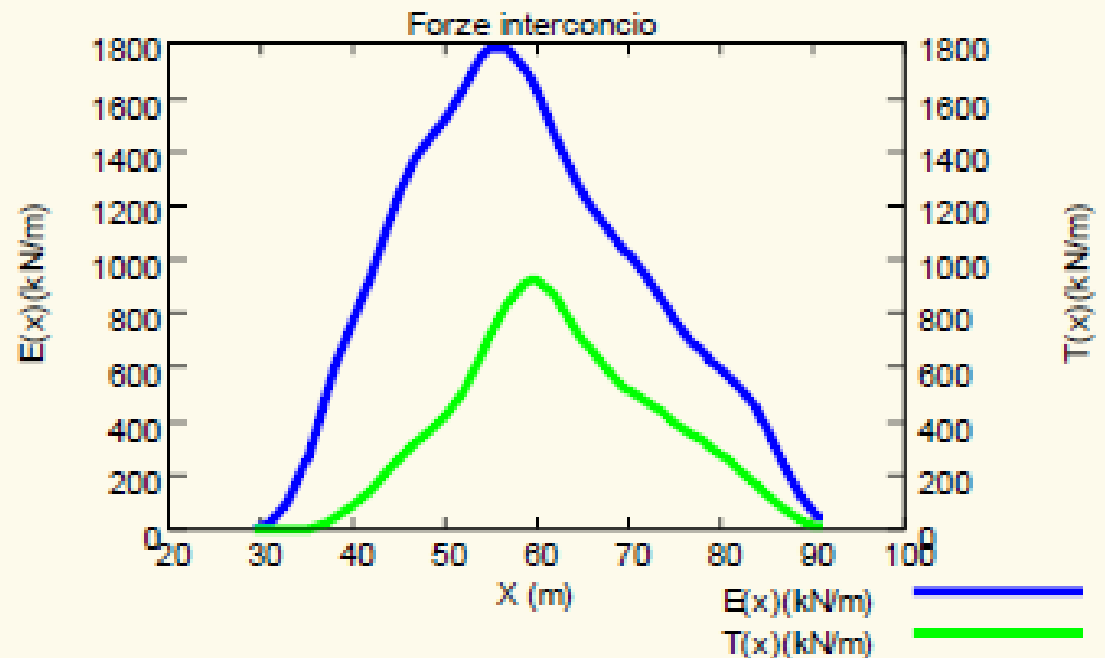
Una singola fase di iterazioni
 Per la determinazione di F_s
 e λ (da Zhu 2005),
 Adottato e generalizzato
 In SSAP2010:

Un solo ciclo di iterazioni
 Per F_s e λ + un novita' assoluta che
si adotta per filtrare le soluzioni non
fisicamente possibili !! (originale dal
 SSAP 4.5.0)





**Durante la ricerca della soluzione
Fs e lambda
Vengono anche ottenute
La distribuzione delle forze
 $E(x)$ e $T(x)$**



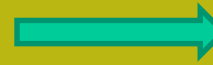
Complessità modelli di calcolo

Table 2.5 Assumptions used in various methods of analysis (× means not satisfied and √ means satisfied)

Method	Assumptions	Force equilibrium		Moment equilibrium
		X	Y	
1 Swedish	$P = V = 0$	×	×	√
2 Bishop simplified	$V = 0$ or $\Phi = 0$	×	√	√
3 Janbu simplified	$V = 0$ or $\Phi = 0$	√	√	×
4 Lowe and Karafiath	$\Phi = (\alpha + \beta)/2$	√	√	×
5 Corps of Engineers	$\Phi = \beta$ or $\Phi_{i-1,i} = \frac{\alpha_{i-1} + \alpha_i}{2}$	√	√	×
6 Load transfer	$\Phi = \alpha$	√	√	×
7 Wedge	$\Phi = \phi$	√	√	×
8 Spencer	$\Phi = \text{constant}$	√	√	√
9 Morgenstern-Price and GLE	$\Phi = \lambda f(x)$	√	√	√
10 Janbu rigorous	Line of thrust (Xp)	√	√	√
11 Leshchinsky	Magnitude and distribution of N	√	√	√

Dove
opera
SSAP

Metodi che garantiscono

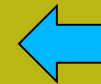


$$\sum V_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$

$$\sum H_i = 0$$

tabella 2.1: relazione funzionale che esprime $T(x)$ per i vari modelli di calcolo implementati in SSAP

Gruppo	Modello di calcolo adottato per la risoluzione di FS	Relazione funzionale che esprime $T(x)$
1	Spencer (1967,73)	$T(x) = \lambda E(x)$
1	Sarma I (1973)	$T(x) = \frac{\lambda}{F_s} \left\{ \bar{c}' H(x) + \left[(E(x) - P_w(x)) \tan \bar{\phi}' \right] \right\}$
2	Morgestern & Price (1965)	$T(x) = \lambda f(x) E(x)$
2I	Chen -Morgestern (1983)	$T(x) = [\lambda f(x) + f_0(x)] E(x)$
2	Borselli(2016) ¹	$T(x) = \lambda [f(x) + f_1(x)] E(x)$
2	Sarma II (1979)	$T(x) = \frac{\lambda}{F_s} f(x) \left\{ \bar{c}' H(x) + \left[(E(x) - P_w(x)) \tan \bar{\phi}' \right] \right\}$
3	Janbu Rigoroso (1973) ²	$T(x) = E(x) \tan \alpha_i + h_i \frac{dE(x)}{dx} - h_q \frac{dQ}{dx} + 0.5 K_c H \frac{dW}{dx}$



I 7 metodi di calcolo rigorosi presenti in SSAP



Nuovo !

Fonte: manuale SSAP 4.9.4

Metodi di calcolo di FS - confronto
Metodi che garantiscono



$$\sum V_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$

$$T(x) = E(x) \tan \alpha_t + h_t \frac{dE(x)}{dx} + \dots$$

Janbu Rigoroso (1973)
di uso generale...

$$T(x) = \lambda E(x)$$

Spencer (1967) .. Di uso generale..quasi uno standard

$$T(x) = \lambda f(x) E(x)$$

Morgestern & Price (1965) .. Forse il migliore

$$T(x) = \lambda \left[\bar{c}' H(x) + \left((E(x) - Pw(x)) \tan \bar{\phi}' \right) \right] \frac{1}{F_s}$$

Sarma I (1973)



Validi e stabili...



$$T(x) = \lambda f(x) \left[\bar{c}' H(x) + \left((E(x) - Pw(x)) \tan \bar{\phi}' \right) \right] \frac{1}{F_s}$$

Sarma II (1979)

Metodi di calcolo di FS - confronto
Metodi che garantiscono



$$\sum V_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$
$$\sum H_i = 0$$

$$T(x) = \lambda f(x) E(x)$$

Morgestern & Price (1965) .. Il classico



$$T(x) = [\lambda f(x) + f_0(x)] E(x)$$

Chen & Morgestern (1983) .. *Poco conosciuto, ma e' una evoluzione di Morgestern & Price(1965) .. Presente dalla versione 4.7.2*



$$T(x) = \lambda [f(x) + f_1(x)] E(x)$$

Borselli (2016) .. *Nuovo!! , evoluzione di di Morgestern & Price(1965) e di Chen e Morgestern (1983).. E' presente dalla versione 4.7.2*

(Trattato in dettaglio nel corso avanzato.. Ma vedasi in appendice Appendice I del manuale)

7.1 Introduction

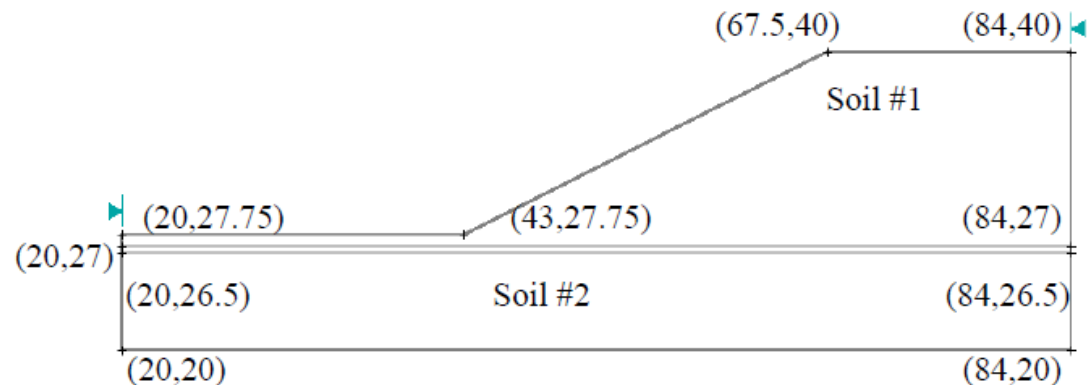
In 1988 a set of 5 basic slope stability problems, together with 5 variants, was distributed both in the Australian Geomechanics profession and overseas as part of a survey sponsored by ACADS (Refs.1,2). This is the ACADS 3(a) problem.

7.2 Problem description

This problem has material properties given in Table 7.1, and is shown in Figure 7. The water table is assumed to coincide with the base of the weak layer. The effect of negative pore water pressure above the water table is to be ignored. (i.e. $u=0$ above water table). The effect of the tension crack is also to be ignored in this problem. The factor of safety and its corresponding critical non-circular failure surface is required.

7.3 Geometry and Properties**Table 7.1: Material Properties**

	c' (kN/m ²)	ϕ' (deg.)	γ (kN/m ³)
Soil #1	28.5	20.0	18.84
Soil #2	0	10.0	18.4

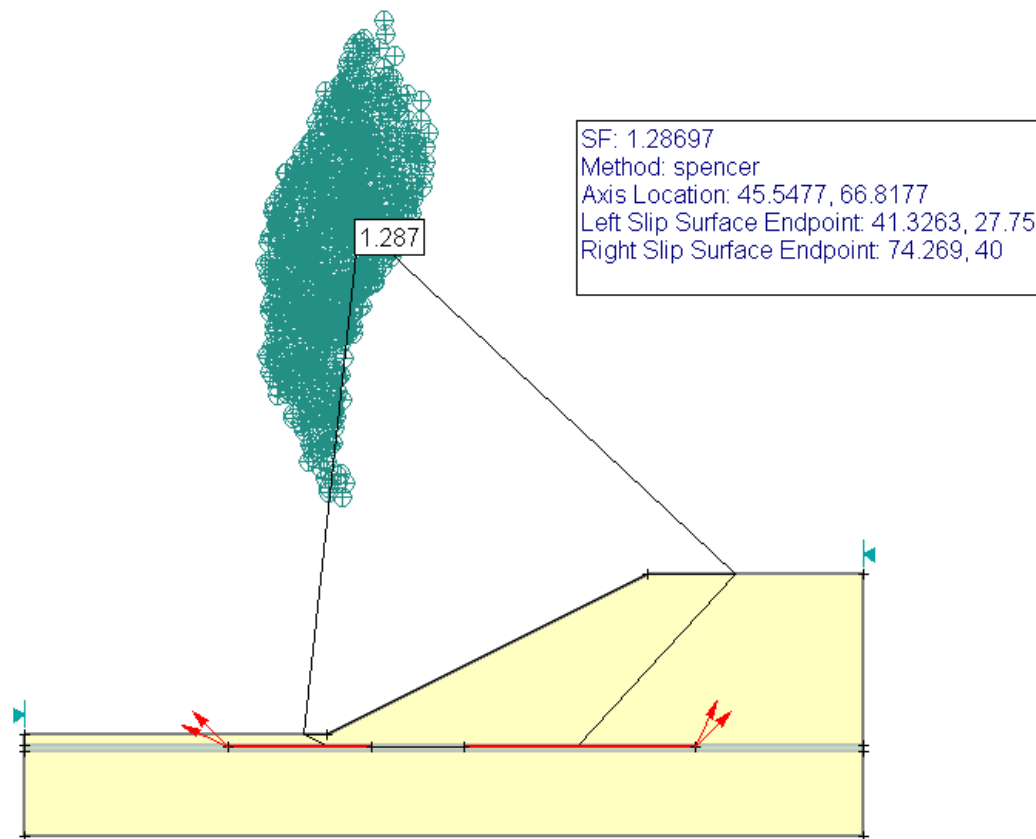


Da SLIDE
verification
manuale
Rockscience inc.
(2002)

Pendio da
Fredlund (1977)



Risultati analisi software SLIDE (2002)



7.4 Results

Method	Factor of Safety	Xc (m)	Yc (m)
Bishop	1.232	45.72	66.36
Spencer	1.287	45.55	66.82
GLE	1.275	45.81	67.18
Janbu Corrected	1.308	45.72	66.36

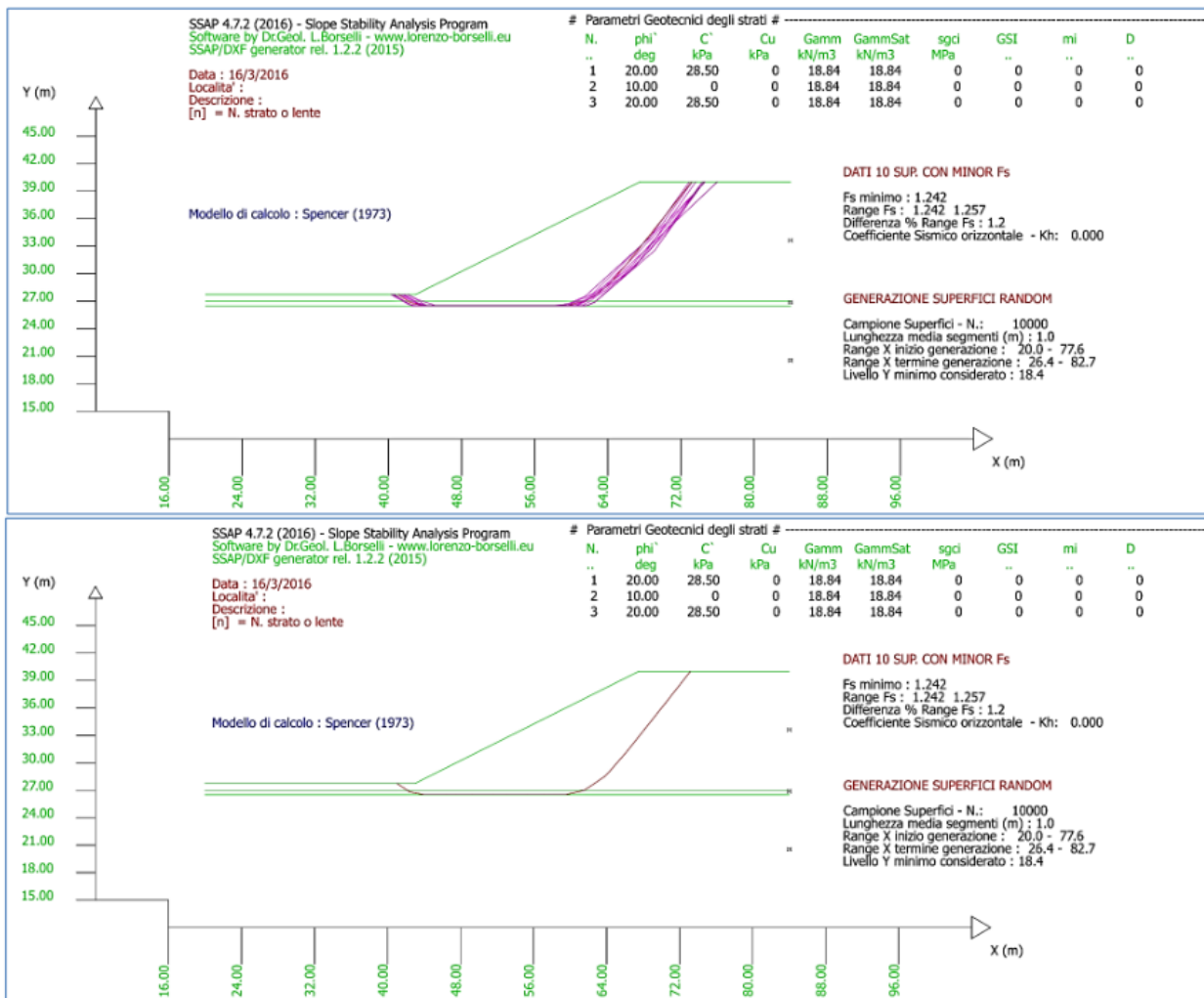
Note : Referee Factor of Safety = 1.24 – 1.27 [Giam]
Mean Non-circular FOS (19 samples) = 1.293

SSAP $F_s=1.244$

Metodi di calcolo di FS - confronto Metodi che garantiscono Una Analisi Comparativa -1

$$\sum V_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$

$$\sum H_i = 0$$



Si tratta quindi rilevato poggiate su strato a bassa resistenza. Caso critico, utilizzato nella letteratura internazionale, per testare i programmi di verifica di stabilità (Fredlund 1977). Questo tipo di pendio è normalmente usato come benchmark per i software di analisi di stabilità che non usano superfici esclusivamente circolari e per metodi ad elementi finiti.

Nello studio comparativo viene utilizzato il motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH.

Il pendio è caratterizzato da uno stato molto sottile orizzontale con una resistenza al taglio bassissima (livello torboso..). Sopra di esso un rilevato con coesione e attrito e sotto di esso uno strato molto resistente.

Fig. I.3: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks e metodo di calcolo Spencer (1973)

Metodo Spencer (1967,1973) → Fs 1.242

Borselli L.- SSAP2010 - SEMINARIO UNIFI – FIRENZE 2018

Metodi di calcolo di FS - confronto Metodi che garantiscono Una Analisi Comparativa -2

$$\sum V_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$

$$\sum H_i = 0$$

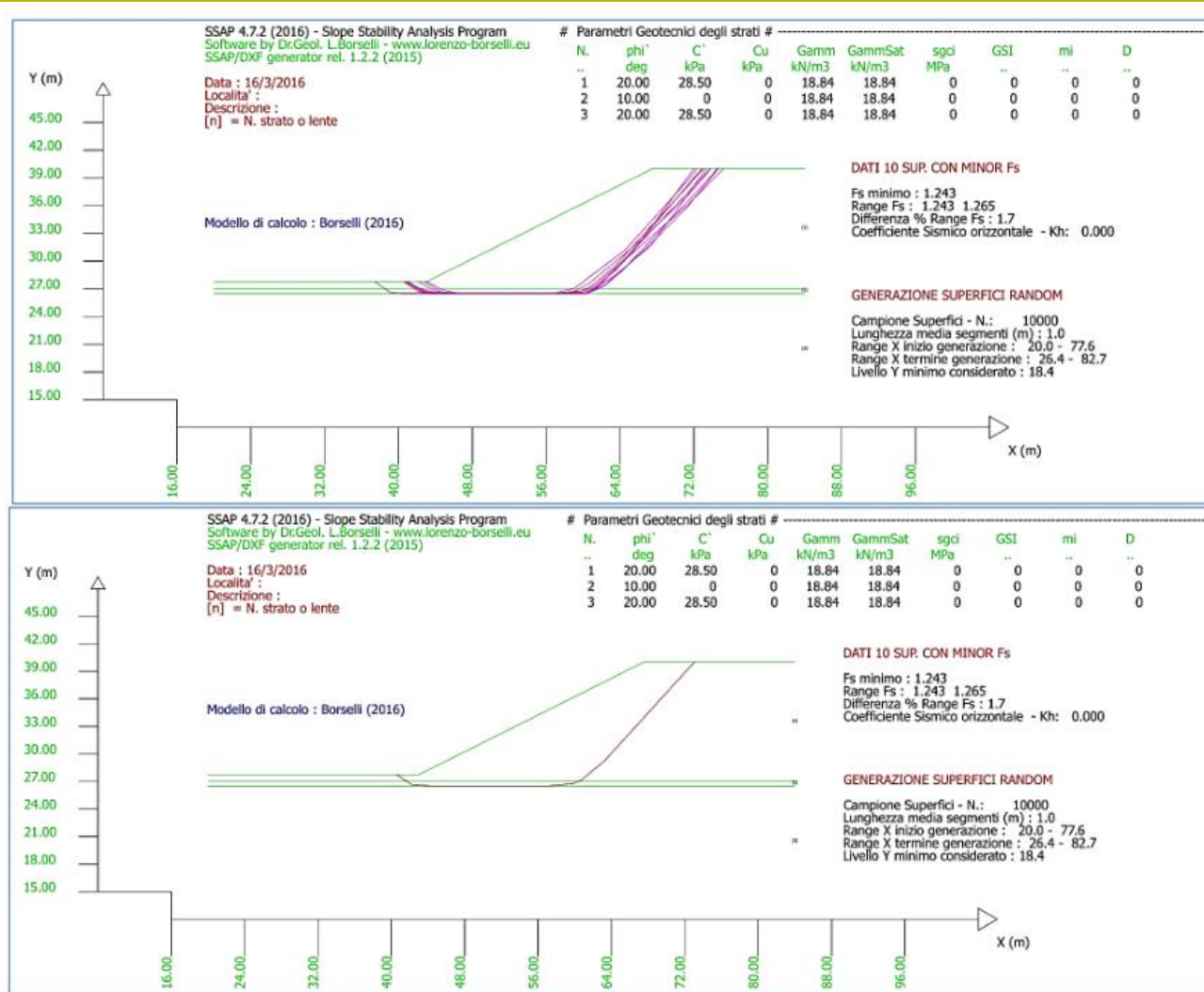


Fig. I.6: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks e metodo di calcolo Borselli (2016)

Metodo Borselli (2016) → Fs 1.243
Borselli L.- SSAP2010 - SEMINARIO UNIFI - FIRENZE 2018


Metodi di calcolo di FS - confronto
Metodi che garantiscono



$$\sum V_i = 0 \quad \sum H_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$

Una Analisi Comparativa -3

Tabella I.2. Risultati analisi comparativa tra i vari metodi di calcolo rigorosi.

Tipo modello (gruppo)	Metodo di calcolo	FS	lambda	Differenza % Fs rispetto metodo Spencer
I	Spencer (1973)	1.241	0.1660	
II	Borselli (2016)	1.243	0.1564	+0.16
II	Morgestern –Price (1965)	1.246	0.2313	+0.402
II	Chen-Morgestern (1983)**	1.246	0.2313	+0.402
I	Sarma I (1973)	1.234	0.1107	-0.56
II	Sarma II (1979)	1.238	0.1444	-0.242
III	Jambu Rigoroso (1973)*	1.262	-	+1.692

*Note: *il metodo di Janbu rigoroso non fa uso del fattore di scala lambda per la soluzione di FS; **Il metodo di Chen- Morgestern coincide con quello Morgestern-Price nel caso che la pendenza della superficie topografica, agli estremi della superficie di scivolamento, sia uguale a 0 (come nel caso in studio)*

Metodi di calcolo di FS - confronto Metodi che garantiscono Una Analisi Comparativa - 4



$$\sum V_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$

$$\sum H_i = 0$$

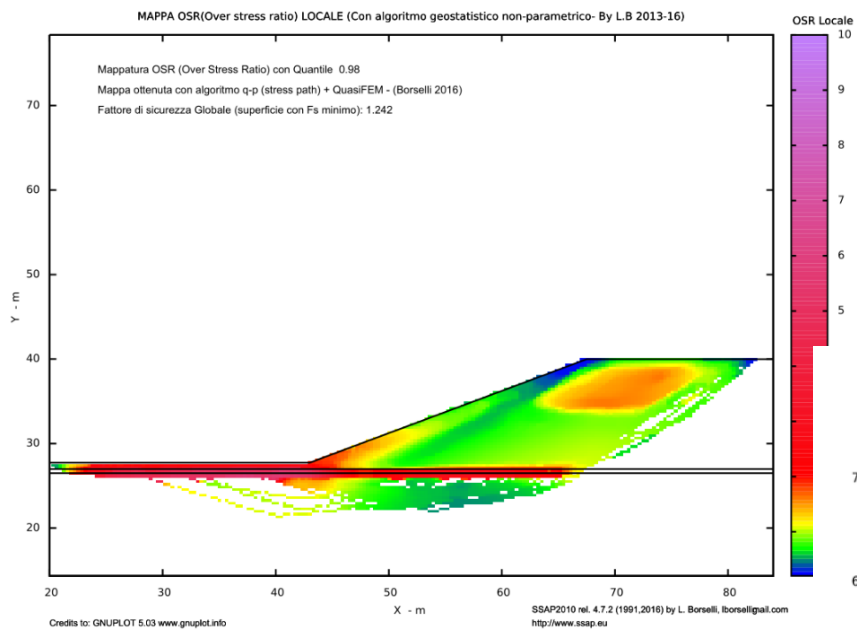


Fig. I.5: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks e metodo di calcolo Spencer (1973): mappa del OSR (over stress ratio)

Risultato con metodo Spencer

Risultato con método Borselli (2016)

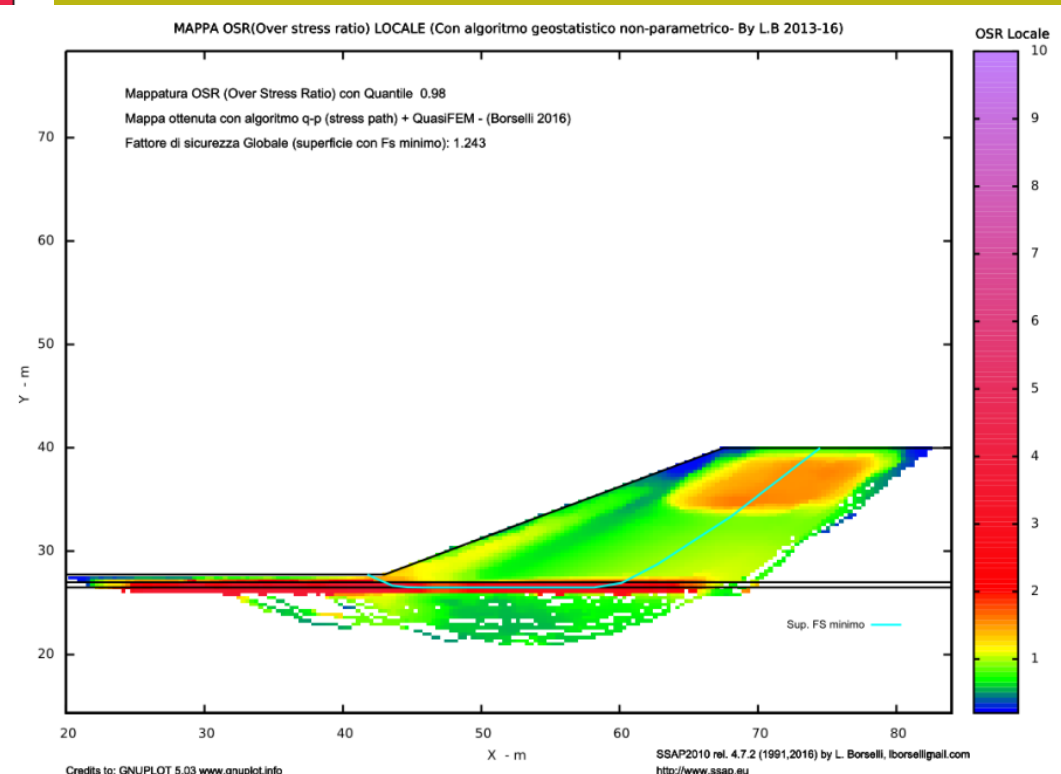


Fig. I.8: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks e metodo di calcolo Borselli (2016): mappa del OSR (over stress ratio)

Table 2. Comparison of Factors of Safety for Example 2 by Various Methods

Method of analysis	No water table	Pore pressure by $r_u (=0.250)$	Pore pressure by water table
Bishop's simplified method ^a	1.38	1.12	1.25
Spencer's method ^a	1.37	1.12	1.25
Morgenstern and Price's method with $f(x) = \text{constant}$ ^a	1.39	1.12	1.25
Variational stability analysis ^b	1.33	1.08	1.19
Spencer's method using random search method ^c	1.34	N/A	1.21
Lower-bound analysis ^d	1.25	1.07	1.10
Upper-bound analysis ^d	1.37	1.16	1.23

^aFredlund and Krahn (1977).

^bLeshchinsky and Huang (1993).

^cPCSTABL6.

^dThis study.

Da Kim et al. (2002)

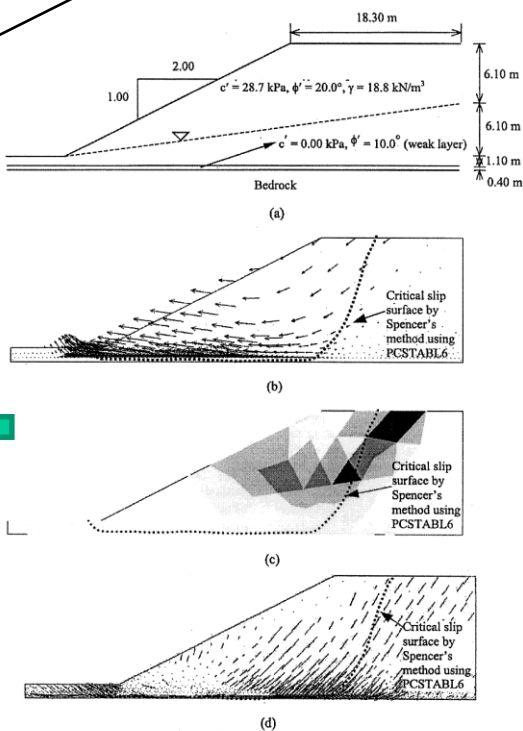
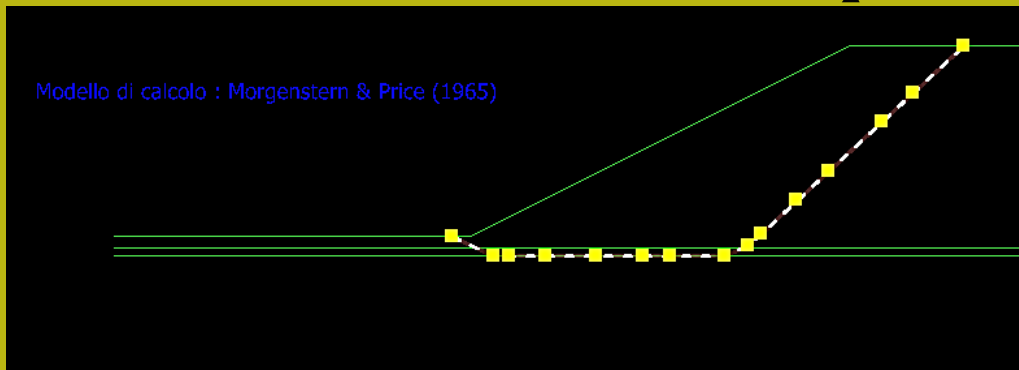
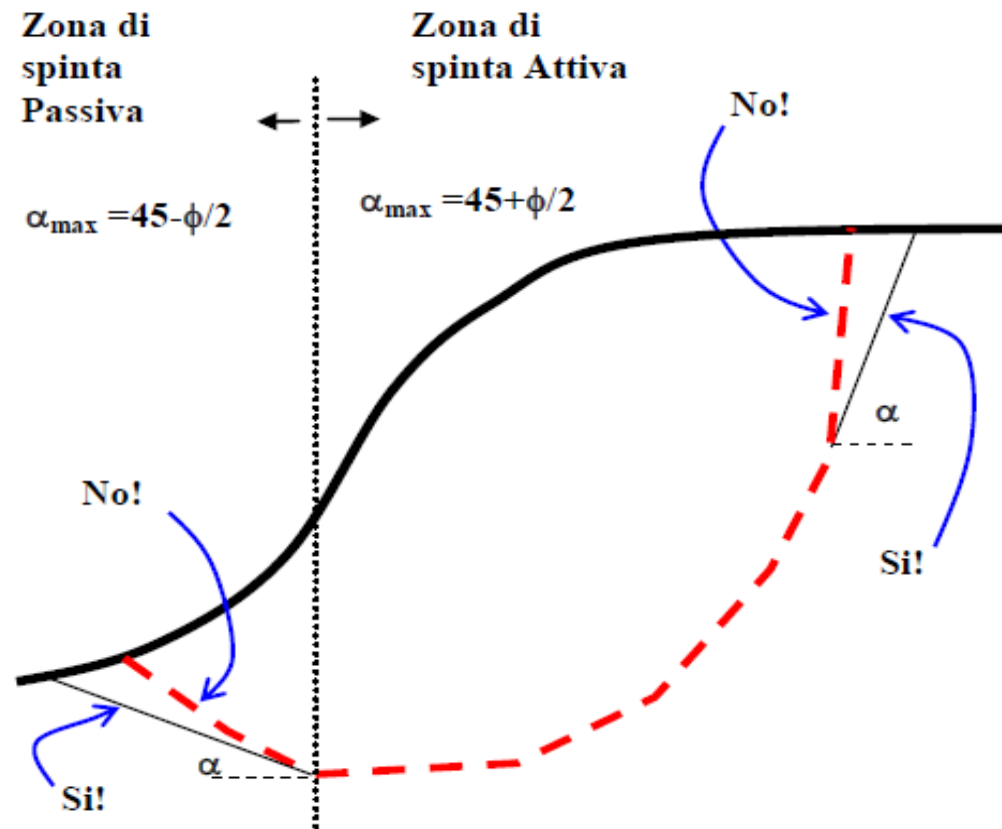


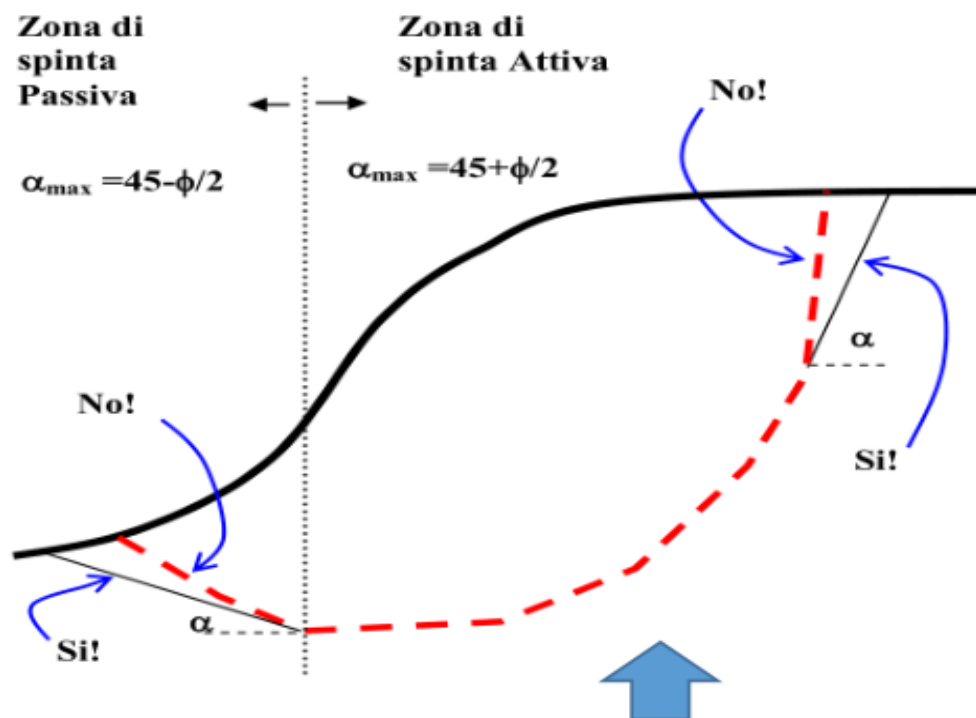
Fig. 7. Slope analyzed in example 2 [with pore-water pressure defined by water table; dotted line in (a)]: (a) slope geometry and soil profile (after Fredlund and Krahn 1977); (b) velocity field from upper-bound analysis; (c) plastic zone from upper-bound analysis; and (d) principal stress zone from lower-bound analysis.

Verifica della accettabilità delle superfici prima del calcolo



Limitazioni nella forma delle superfici di scivolamento

Per evitare problemi numerici con superfici non cinematicamente possibili



Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices

R. K. H. CHING AND D. G. FREDLUND

Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada S7N 0W0

Received February 15, 1983

Accepted July 11, 1983

Several commonly encountered problems associated with the limit equilibrium methods of slices are discussed. These problems are primarily related to the assumptions used to render the inherently indeterminate analysis determinate. When these problems occur in the stability computations, unreasonable solutions are often obtained. It appears that problems occur mainly in situations where the assumption to render the analysis determinate seriously departs from realistic soil conditions. These problems should not, in general, discourage the use of the method of slices. Example problems are presented to illustrate these difficulties and suggestions are proposed to resolve these problems.

Keywords: slope stability, limit equilibrium, method of slices, factor of safety, side force function.

In: **CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices. Can.Geotech. J. 20 pp 661-672.**

Le limitazioni teoriche nella forma delle superfici, dettate dalla teoria della spinta delle terre e da problemi computazionali di convergenza nel calcolo di F_s o di produzione di valori anomali come $F_s < 0$ furono trattati in maniera estensiva e dimostrati da CHING & FREDLUND (1983).

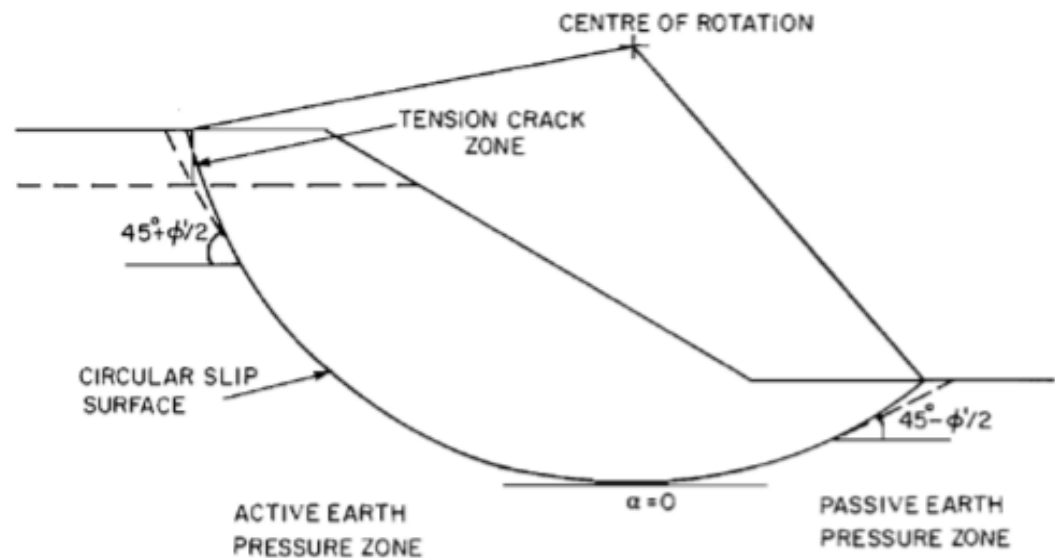


FIG. 4. Soil slope divided into active and passive earth pressure zones.

In applying the earth pressure theory, the soil slope is divided into two regions, namely, an active earth pressure zone in which the lateral earth pressure decreases due to lateral displacement and a passive earth pressure zone in which the lateral earth pressure increases due to lateral displacement of the soil mass (Fig. 4). In the active zone, the soil mass moves downward which in effect releases the lateral earth pressure, whereas in the passive pressure zone, the soil mass is pushed by the movement of the active soil wedge. The inclination of the slip surface in the passive zone of the sliding mass should be limited to the maximum obliquity for the passive state:

$$[9] \quad \alpha = \phi' / 2 - 45^\circ$$

Likewise, it is suggested that the inclination of the slip surface in the active zone should not exceed the value obtained from the following equation:

$$[10] \quad \alpha = \phi' / 2 + 45^\circ$$

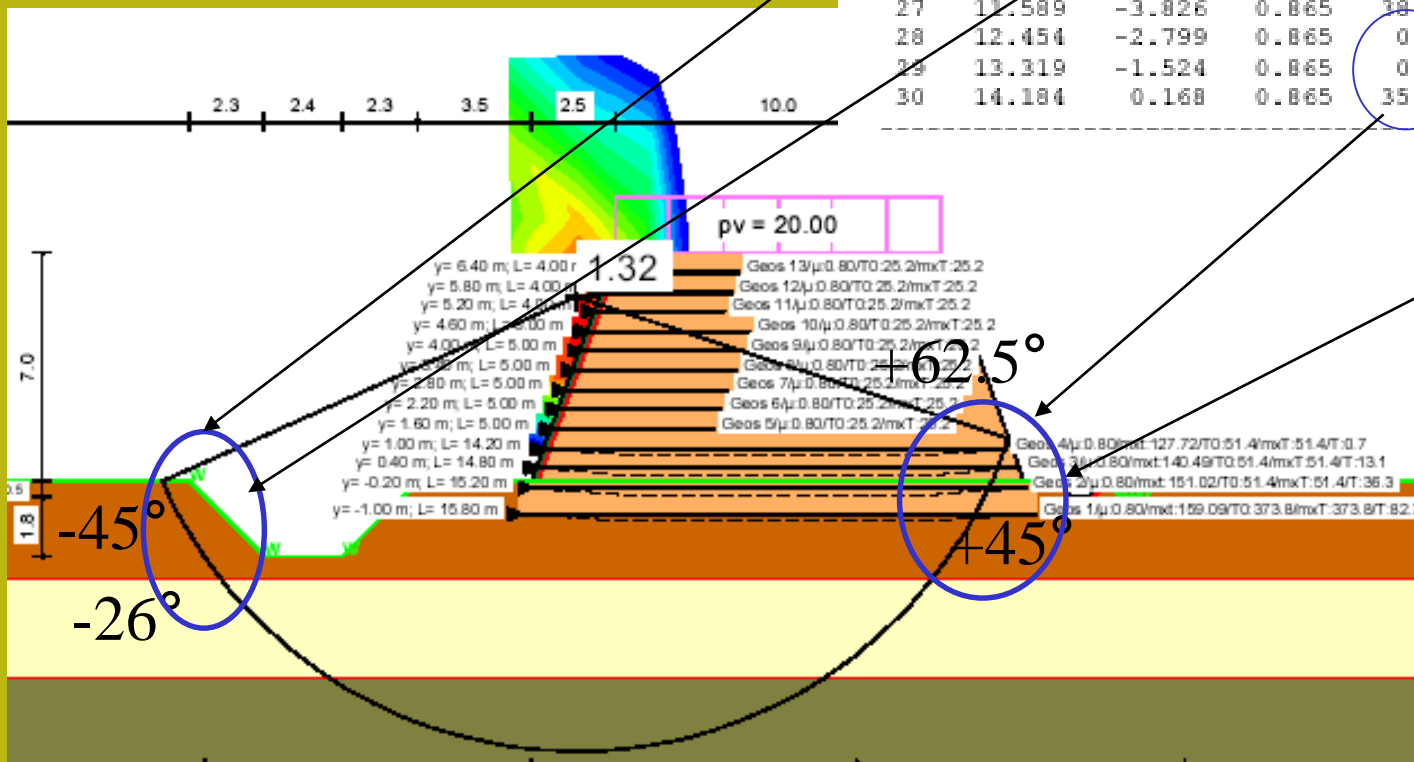
da CHING & FREDLUND (1983) pag 664

CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) *Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices*. Can.Geotech. J. 20 pp 661-672.

Significatività dei risultati:

Forma e inclinazione locale delle superfici

Esempio di violazione sistematica



No.	x [m]	y [m]	b [m]	phi [°]	c [kN/m²]	PWD [-]	tet [°]
1	-10.902	-0.889	0.865	0.1	35.0	0.00	-62.0
2	-10.037	-2.305	0.865	0.1	35.0	0.00	-55.2
3	-9.172	-3.423	0.865	38.0	0.0	0.00	-49.4
4	-8.307	-4.343	0.865	38.0	0.0	0.00	-44.2
5	-7.442	-5.115	0.865	38.0	0.0	0.00	-39.4
6	-6.577	-5.771	0.865	38.0	0.0	0.00	-34.9
7	-5.712	-6.328	0.865	0.1	30.0	0.00	-30.7
8	-4.847	-6.880	0.865	0.1	30.0	0.00	-26.6
9	-3.982	-7.197	0.865	0.1	30.0	0.00	-22.7
10	-3.117	-7.526	0.865	0.1	30.0	0.00	-18.9

21	6.399	-7.342	0.865	0.1	30.0	0.00	21.1
22	7.264	-6.974	0.865	0.1	30.0	0.00	25.0
23	8.129	-6.534	0.865	0.1	30.0	0.00	29.0
24	8.994	-6.013	0.865	0.1	30.0	0.00	33.1
25	9.859	-5.400	0.865	38.0	0.0	0.00	37.5
26	10.724	-4.680	0.865	38.0	0.0	0.00	42.1
27	11.589	-3.826	0.865	38.0	0.0	0.00	47.1
28	12.454	-2.799	0.865	0.1	35.0	0.00	52.7
29	13.319	-1.524	0.865	0.1	35.0	0.00	59.0
30	14.184	0.168	0.865	35.0	0.0	0.00	66.8

Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

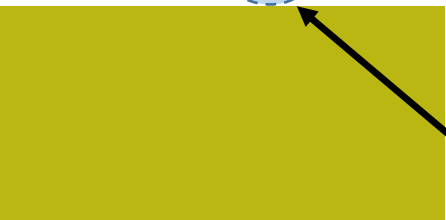
Fs minimo individuato	1,67
Ascissa centro superficie	30,6 m
Ordinata centro superficie	28,02 m
Raggio superficie	9,54 m

$xc = 30,604$ $yc = 28,023$ $Rc = 9,543$ $Fs=1,669$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,89	6,5	0,9	2119,81	198,41	99,21	0,8	27,5	1197,5	595,7	4077,2
2	1,07	12,5	1,1	8016,86	750,38	375,19	0,8	27,5	3783,2	2817,4	5585,9
3	0,8	18,3	0,84	8884,88	831,63	415,81	0,8	27,5	5627,6	3109,8	4552,5
4	0,8	23,5	0,87	9904,18	927,03	463,52	0,8	27,5	6269,5	3272,4	4729,5
5	0,89	29,2	1,02	11579,72	1083,86	541,93	0,8	27,5	6585,0	3506,3	5439,1
6	1,31	37,1	1,64	17577,19	1645,23	822,61	0,8	27,5	6822,7	4474,9	8419,4
7	0,47	44,1	0,66	6196,03	579,95	289,97	0,8	27,5	6654,6	1139,2	3196,9
8	1,33	52,6	2,18	14987,36	1402,82	701,41	0,8	27,5	5752,4	-243,0	9448,3
9	0,46	62,1	0,98	3991,82	373,63	186,82	0,8	27,5	4451,4	-2502,3	3542,7
10	0,89	77,5	4,1	4994,12	467,45	233,73	0,8	27,5	2848,9	-30379,3	9277,2

su ammasso roccioso,
arenarie della serie
toscana

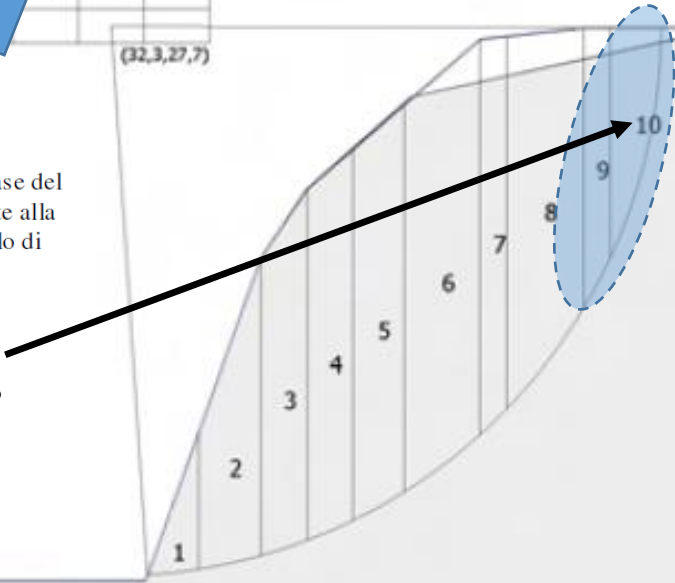
(ID=16) $xc = 30,60$ $yc = 28,02$ $Rc = 9,54$ $Fs=1,67$



B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

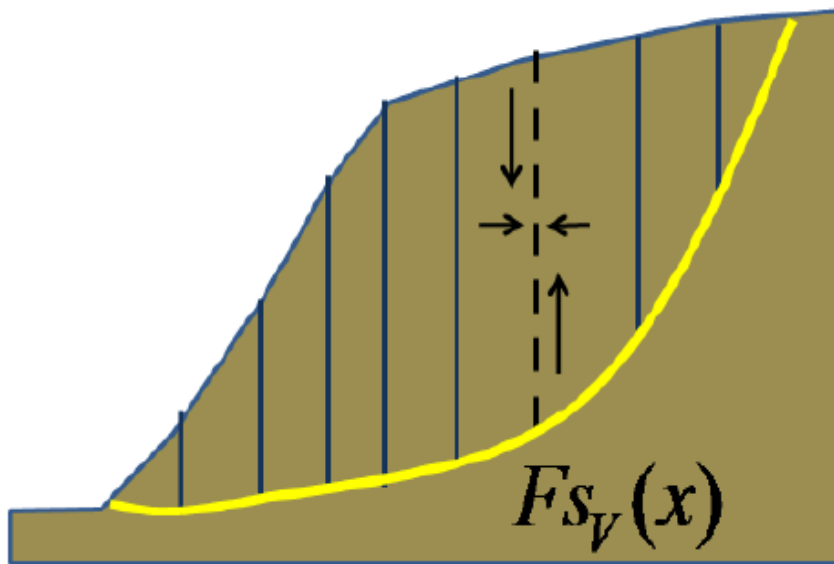


Alpha
max=58.5°

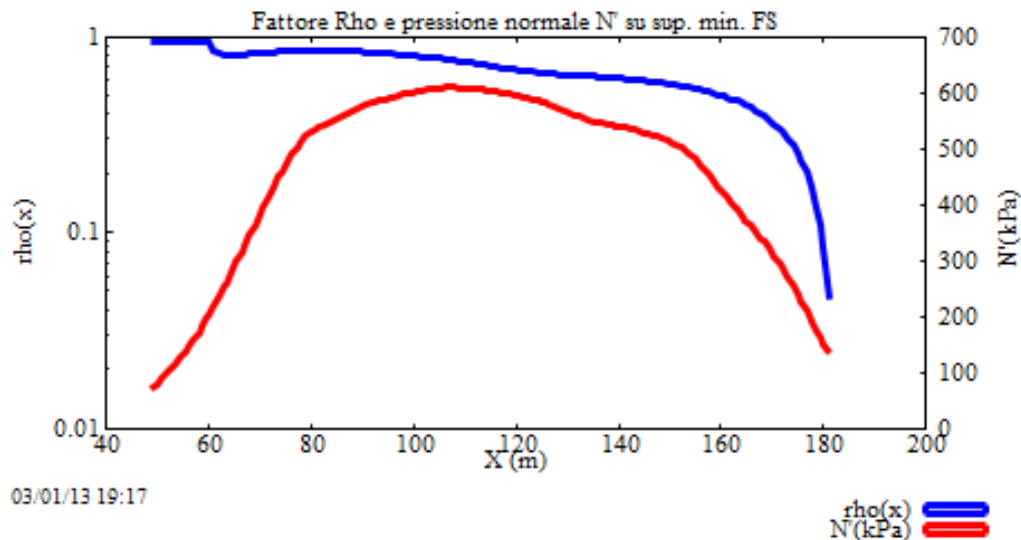


Ulteriori Problemi numerici e di convergenza

- Numero insufficiente (o eccessivo..) di conci che dividono la massa scivolante
- Funzioni dE/dx e altre derivate (metodo di Janbu)
- Sovrappressioni negative (in aree con basso peso unitario terreno, basso c' , basso W e forti spinte idrostatiche)
- Pressioni normali alla sup. di scivolamento, negative
- Tension cracks (forze di trazione in zone sommitali dei pendii con $C', C_u > 0$)
- + molti altri... **fattore $Rho(x)$ e $F_v(x)$..**



$$Fs_v = \frac{c' H(x) + [E(x) - U_v(x)] \tan \bar{\phi}'}{T(x)}$$



SSAP2010 (versione 4.2.0 2012) - DISTRIBUZIONE FORZE e PRESSIONI

$$Rho(x) = \left| \frac{Fs}{Fs_v(x)} \right|$$

Perché sia staticamente e cinematicamente accettabile il valore di FS calcolato, secondo diversi studi (Sarma ,1973;Sarma e Tan. 2006) è **necessario** che all'interno della massa potenzialmente scivolante sia sempre verificato:

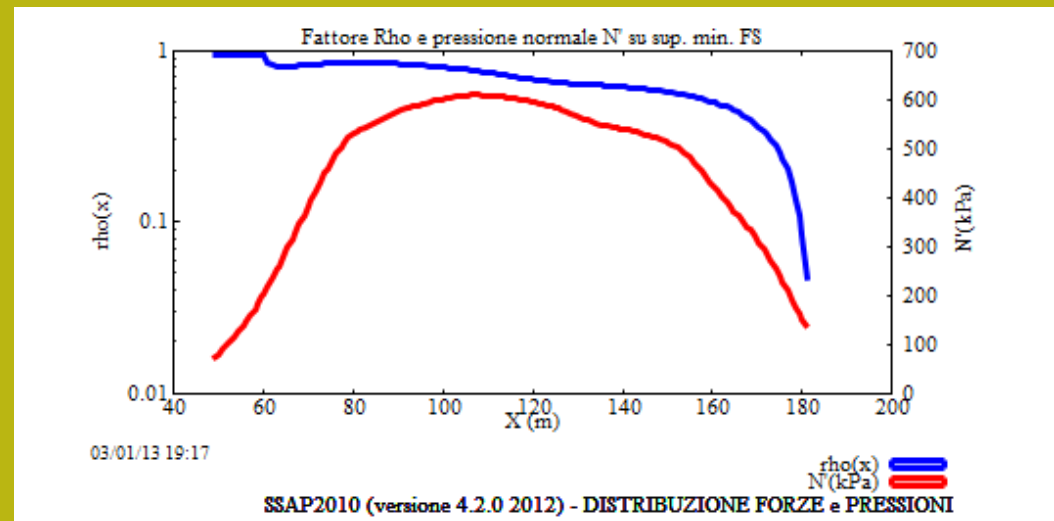
$$F_{s_v} = \frac{c' H(x) + [E(x) - U_v(x)] \tan \bar{\phi}'}{T(x)} > 1.0$$

Mentre altri autori (es. Zhu , 2003) sostengono che comunque che **deve essere sempre**:

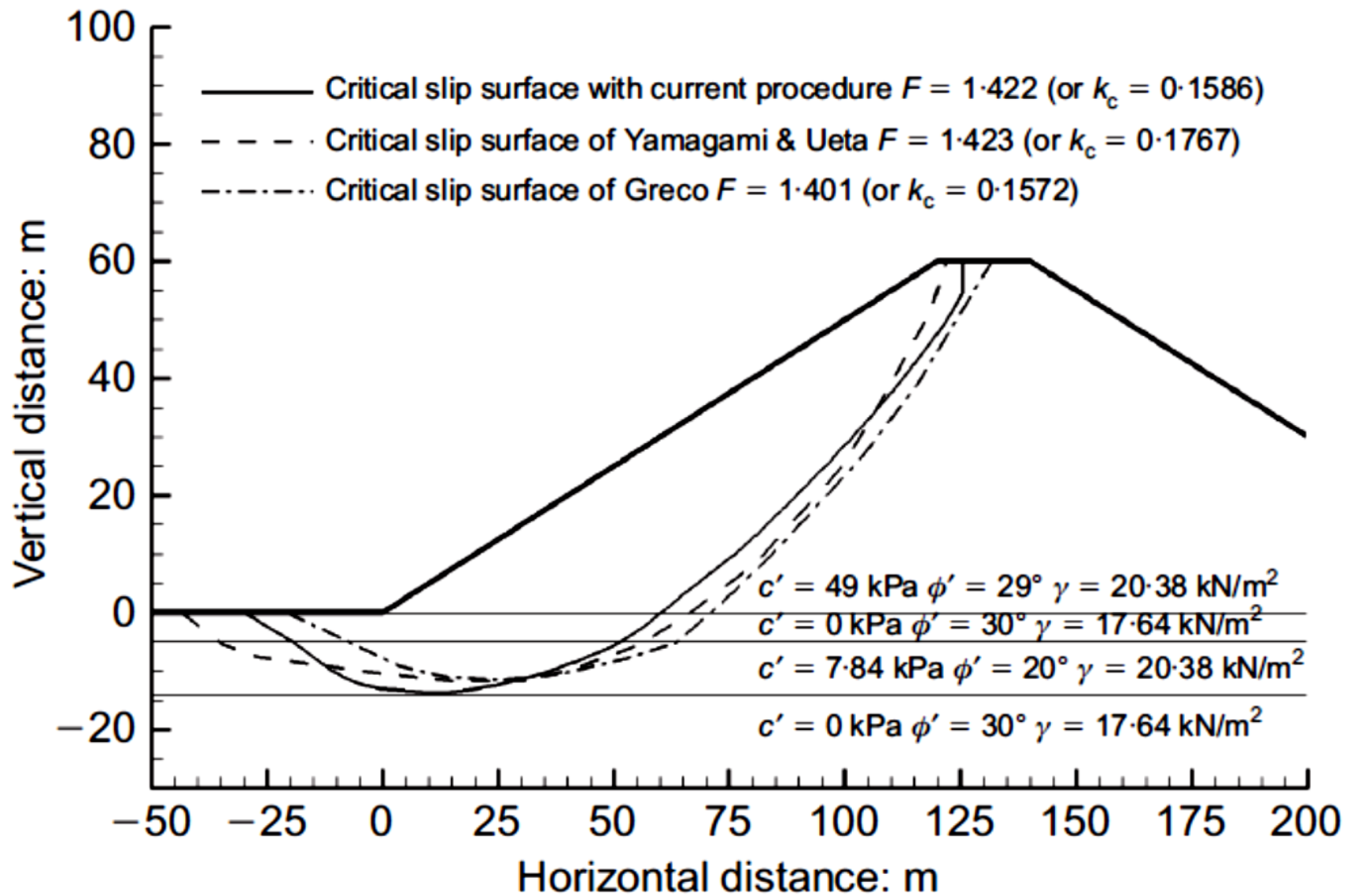
$$Rho(x) = \left| \frac{F_s}{F_{s_v}(x)} \right| < 1.0$$

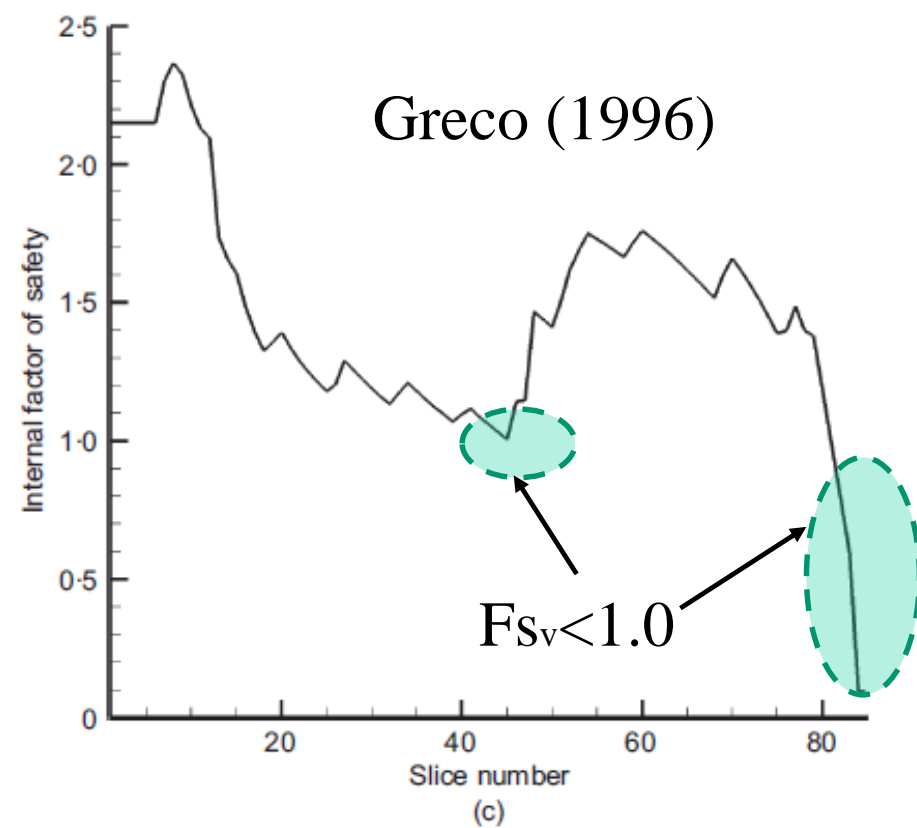
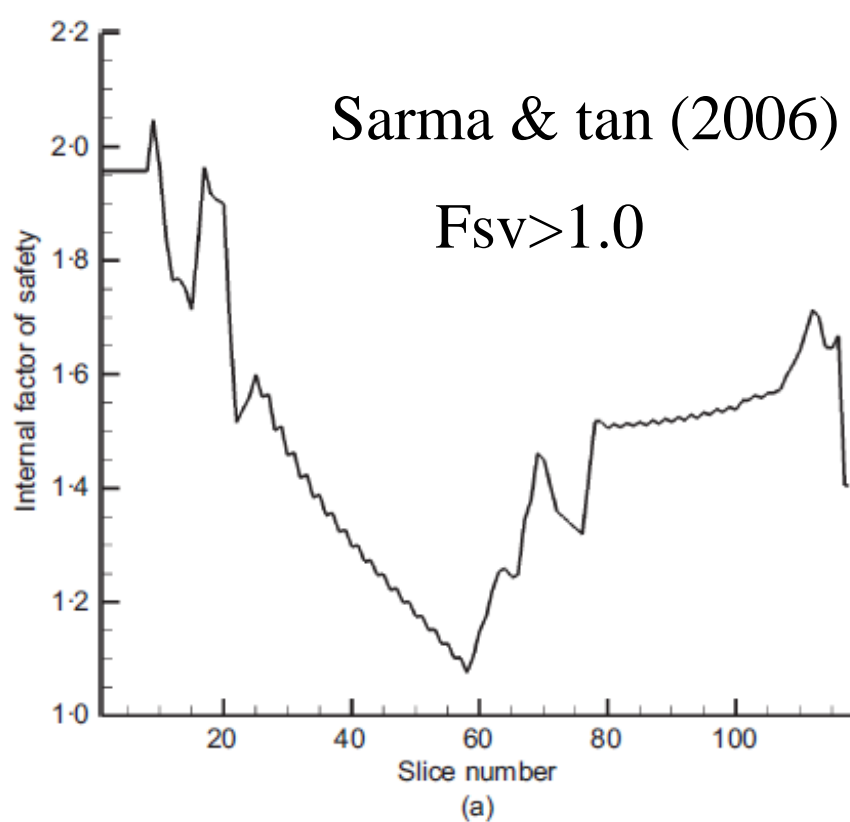
ovvero

$$|F_s| < |F_{s_v}(x)|$$



Questo è il criterio in uso in SSAP2010 al momento.. Che può essere usato per filtrare superfici non compatibili .. Se lo si desidera





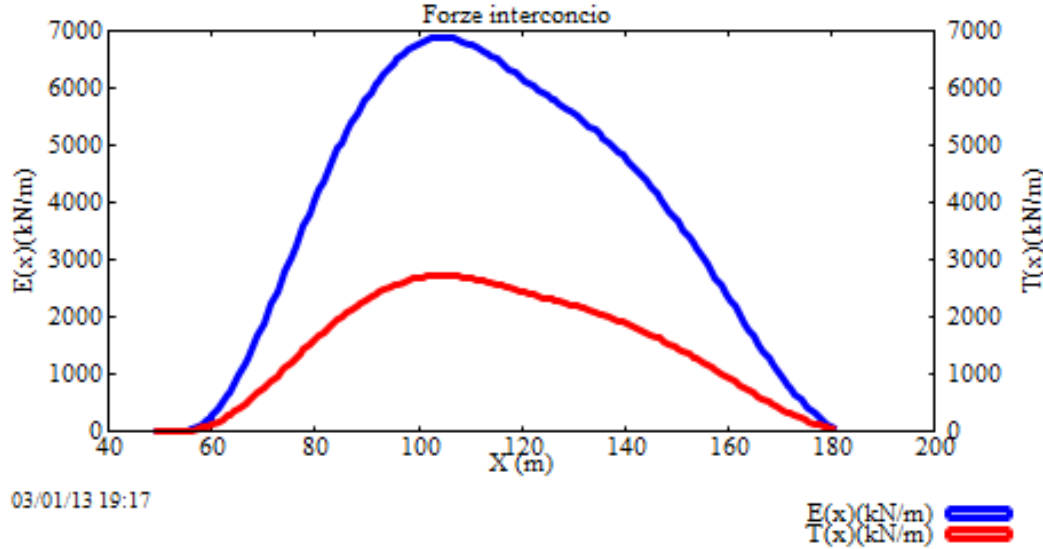
(a)

(b)

F_{sv} ricalcolato da Sarma e Tan (2006) per le due
Superfici critiche corrispondenti: nella figura (b) sono indicate le violazioni del criterio
di Sarma (1973):

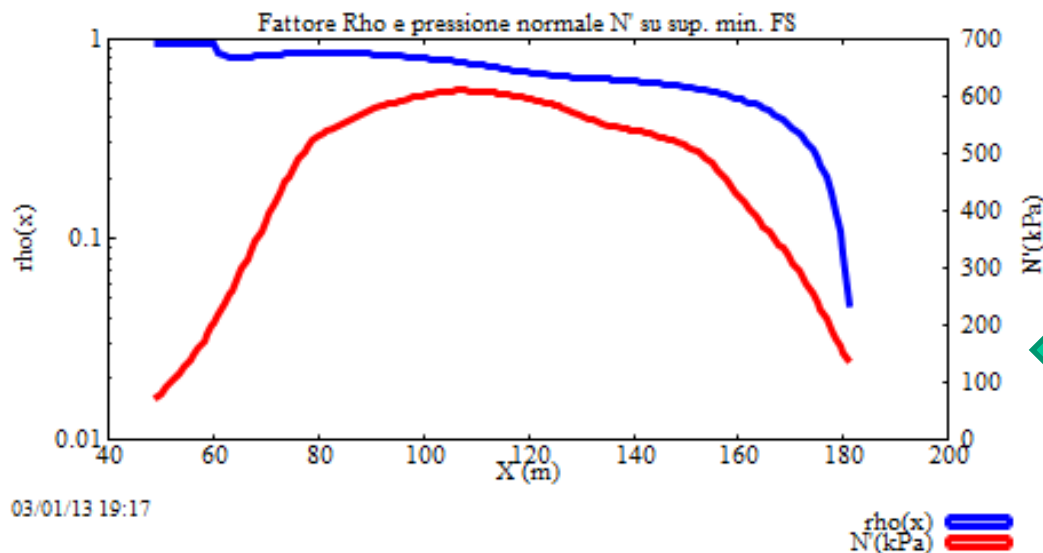


$$F_{sv} = \frac{c' H(x) + [E(x) - U_v(x)] \tan \bar{\phi}'}{T(x)} > 1.0$$



Distribuzione Funzione
forze interconco $E(x)$
 $T(x)$

03/01/13 19:17



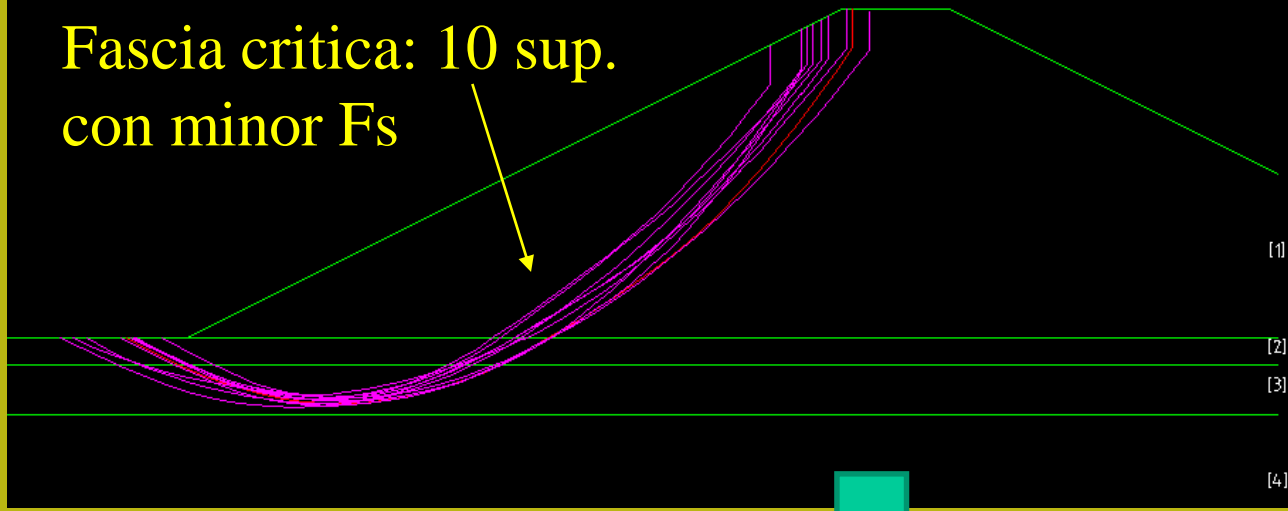
Distribuzione $\rho(x)$ e
 $N'(x)$ (stress normale
Efficace sulla superficie di
Scivolamento)

03/01/13 19:17

SSAP2010 (versione 4.2.0 2012) - DISTRIBUZIONE FORZE e PRESSIONI

Esempio di *Sarma*
e *Tan* (2006) in SSAP 4.2.0

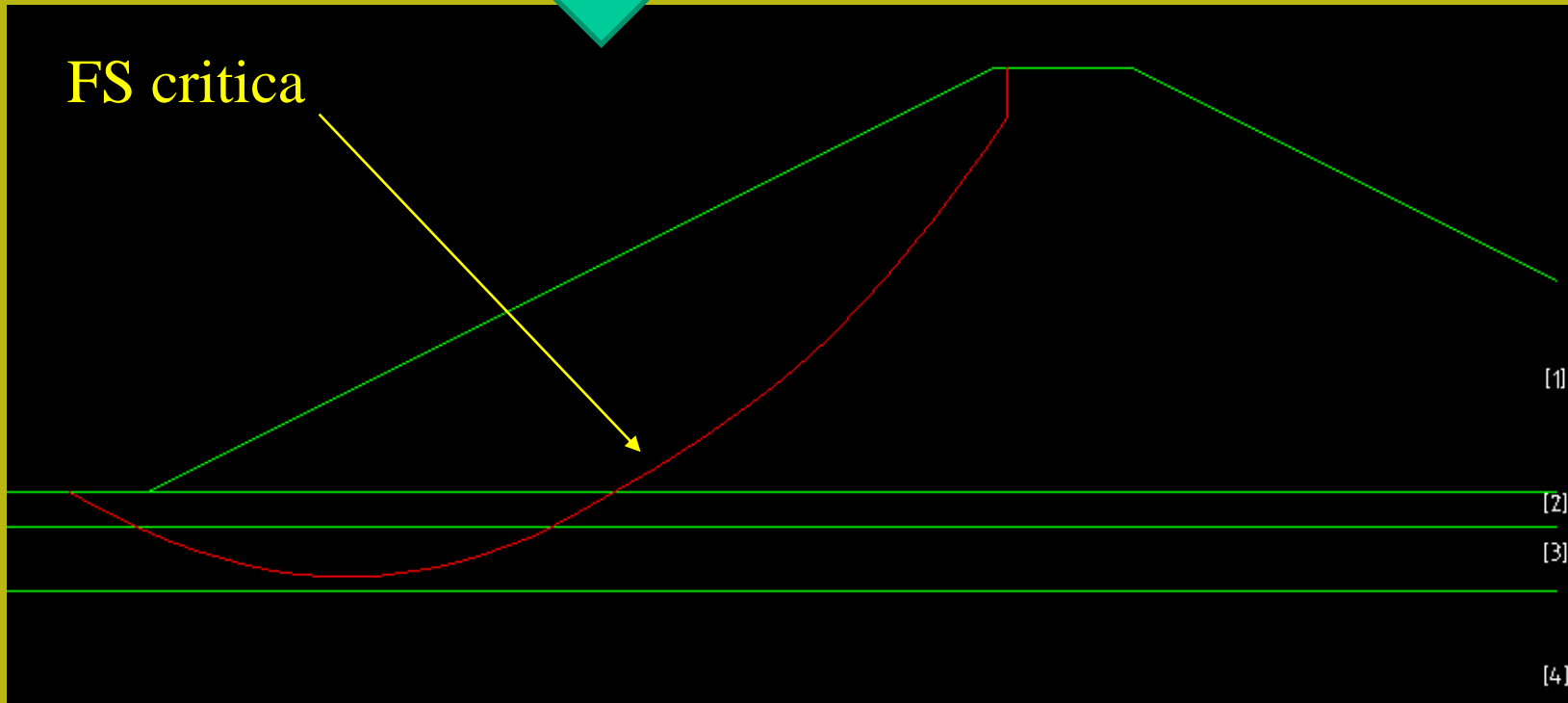
Fascia critica: 10 sup.
con minor F_s



Lo stesso pendio in ssap
2010 rel 4.2.0
 $F_s=1.367$ (metodo
spencer 1973) con
tension crack,
Motore random search
smooth... (sarà un
esempio su cui ci
eserciteremo ..)



FS critica



Applicazione di SSAP2010 in ammassi rocciosi fratturati e rocce tenere e uso del criterio di rottura GSI di Hoek & Brown (2002,2006) +JRC Barton Bandis (1990), barton (2013)

Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D
Universidad Autónoma de San Luis Potosi -UASLP
Instituto de Geología
Facultad de Ingeniería.
San Luis Potosi, MEXICO
lborselli@gmail.com
lorenzo.borselli@uaslp.mx
<http://www.lorenzo-borselli.eu>








Nella versione 2.9 del codice SSAP è stato introdotto il criterio di rottura pubblicato da Hoek et al. (2002) per la caratterizzazione della resistenza al taglio degli ammassi rocciosi fratturati.

Questo criterio di rottura estende quello tradizionalmente utilizzato per i terreni sciolti (Mohr-Coulomb) e permette di utilizzare il metodo di verifica della stabilità mediante l'equilibrio limite anche in presenza di ammassi rocciosi fratturati, dove è necessario una metodologia che permetta di definire la resistenza al taglio dell'ammasso in termini dei parametri ϕ' e C' .

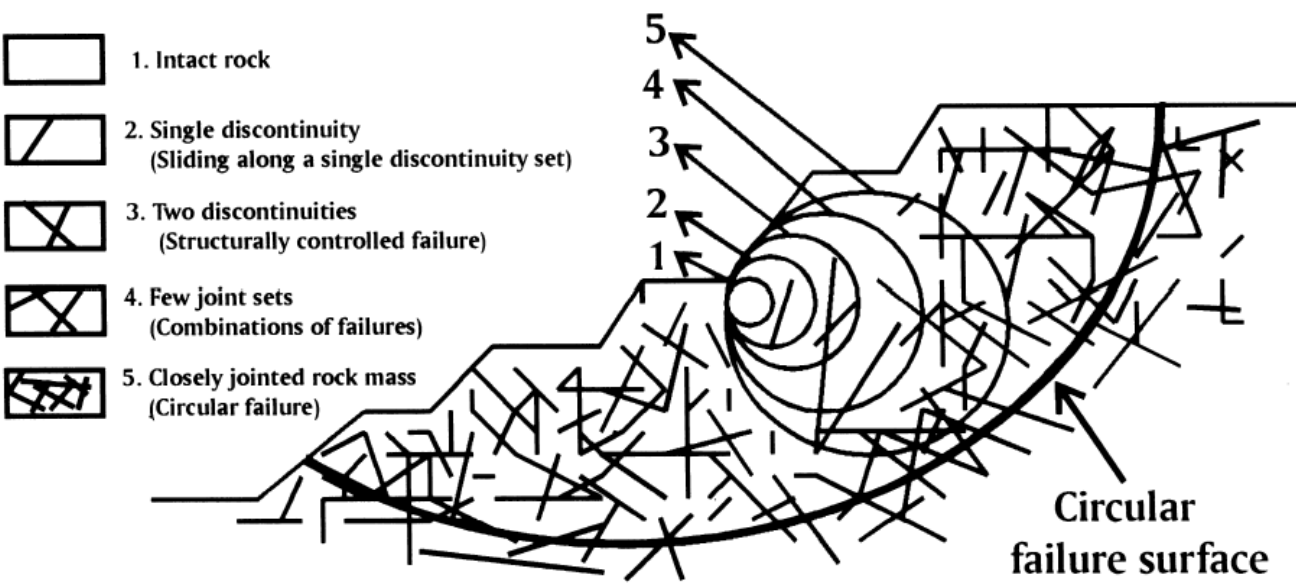
La metodologia di Hoek che si è evoluta in oltre 25 anni di studi di meccanica e ingegneria delle rocce (Hoek & Bray, 1997; Marinos & Hoek, 2001, Hoek et al.; 2002, 2006) permette attraverso una caratterizzazione delle qualità meccaniche e strutturali dell'ammasso una percorso non ambiguo che porta alla valutazione dei parametri necessari per effettuare una verifica di stabilità dei pendii.

Il campo di applicazione della metodologia è limitato ai pendii in roccia dove non sono presenti instabilità e distacchi di natura strutturale:(scivolamenti di cunei o poliedri di roccia , toppling /ribaltamenti, e caduta di massi).

STRUCTURE	TYPICAL PROBLEMS	CRITICAL PARAMETERS	ANALYSIS METHODS	ACCEPTABILITY CRITERIA
 Landslides.	Complex failure along a circular or near circular failure surface involving sliding on faults and other structural features as well as failure of intact materials.	<ul style="list-style-type: none"> • Presence of regional faults. • Shear strength of materials along failure surface. • Groundwater distribution in slope, particularly in response to rainfall or to submergence of slope toe. • Potential earthquake loading. 	Limit equilibrium methods which allow for non-circular failure surfaces can be used to estimate changes in factor of safety as a result of drainage or slope profile changes. Numerical methods such as finite element or discrete element analysis can be used to investigate failure mechanisms and history of slope displacement.	Absolute value of factor of safety has little meaning but rate of change of factor of safety can be used to judge effectiveness of remedial measures. Long term monitoring of surface and subsurface displacements in slope is the only practical means of evaluating slope behaviour and effectiveness of remedial action.
 Soil or heavily jointed rock slopes.	Circular failure along a spoon-shaped surface through soil or heavily jointed rock masses.	<ul style="list-style-type: none"> • Height and angle of slope face. • Shear strength of materials along failure surface. • Groundwater distribution in slope. • Potential surcharge or earthquake loading. 	Two-dimensional limit equilibrium methods which include automatic searching for the critical failure surface are used for parametric studies of factor of safety. Probability analyses, three-dimensional limit equilibrium analyses or numerical stress analyses are occasionally used to investigate unusual slope problems.	Factor of safety > 1.3 for "temporary" slopes with minimal risk of damage. Factor of safety > 1.5 for "permanent" slopes with significant risk of damage. Where displacements are critical, numerical analyses of slope deformation may be required and higher factors of safety will generally apply in these cases.
 Jointed rock slopes.	Planar or wedge sliding on one structural feature or along the line of intersection of two structural features.	<ul style="list-style-type: none"> • Slope height, angle and orientation. • Dip and strike of structural features. • Groundwater distribution in slope. • Potential earthquake loading. • Sequence of excavation and support installation. 	Limit equilibrium analyses which determine three-dimensional sliding modes are used for parametric studies on factor of safety. Failure probability analyses, based upon distribution of structural orientations and shear strengths, are useful for some applications.	Factor of safety > 1.3 for "temporary" slopes with minimal risk of damage. Factor of safety > 1.5 for "permanent" slopes with significant risk of damage. Probability of failure of 10 to 15% may be acceptable for open pit mine slopes where cost of clean up is less than cost of stabilization.
 Vertically jointed rock slopes.	Toppling of columns separated from the rock mass by steeply dipping structural features which are parallel or nearly parallel to the slope face.	<ul style="list-style-type: none"> • Slope height, angle and orientation. • Dip and strike of structural features. • Groundwater distribution in slope. • Potential earthquake loading. 	Crude limit equilibrium analyses of simplified block models are useful for estimating potential for toppling and sliding. Discrete element models of simplified slope geometry can be used for exploring toppling failure mechanisms.	No generally acceptable criterion for toppling failure is available although potential for toppling is usually obvious. Monitoring of slope displacements is the only practical means of determining slope behaviour and effectiveness of remedial measures.
 Loose boulders on rock slopes.	Sliding, rolling, falling and bouncing of loose rocks and boulders on the slope.	<ul style="list-style-type: none"> • Geometry of slope. • Presence of loose boulders. • Coefficients of restitution of materials forming slope. • Presence of structures to arrest falling and bouncing rocks. 	Calculation of trajectories of falling or bouncing rocks based upon velocity changes at each impact is generally adequate. Monte Carlo analyses of many trajectories based upon variation of slope geometry and surface properties give useful information on distribution of fallen rocks.	Location of fallen rock or distribution of a large number of fallen rocks will give an indication of the magnitude of the potential rockfall problem and of the effectiveness of remedial measures such as draped mesh, catch fences and ditches at the toe of the slope.

Uno dei principi base della meccanica delle rocce è che la resistenza meccanica di un ammasso roccioso nel suo insieme è generalmente più bassa rispetto a quello degli elementi di roccia intatta che lo compongono.

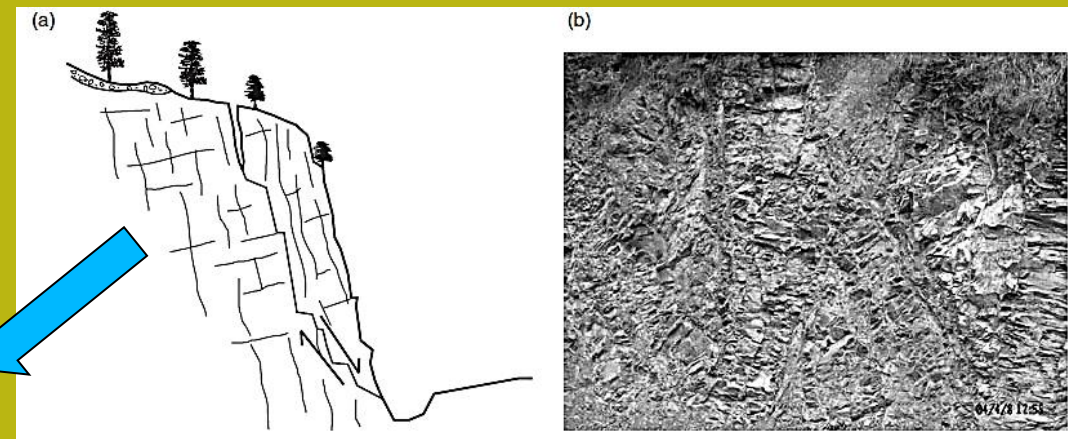
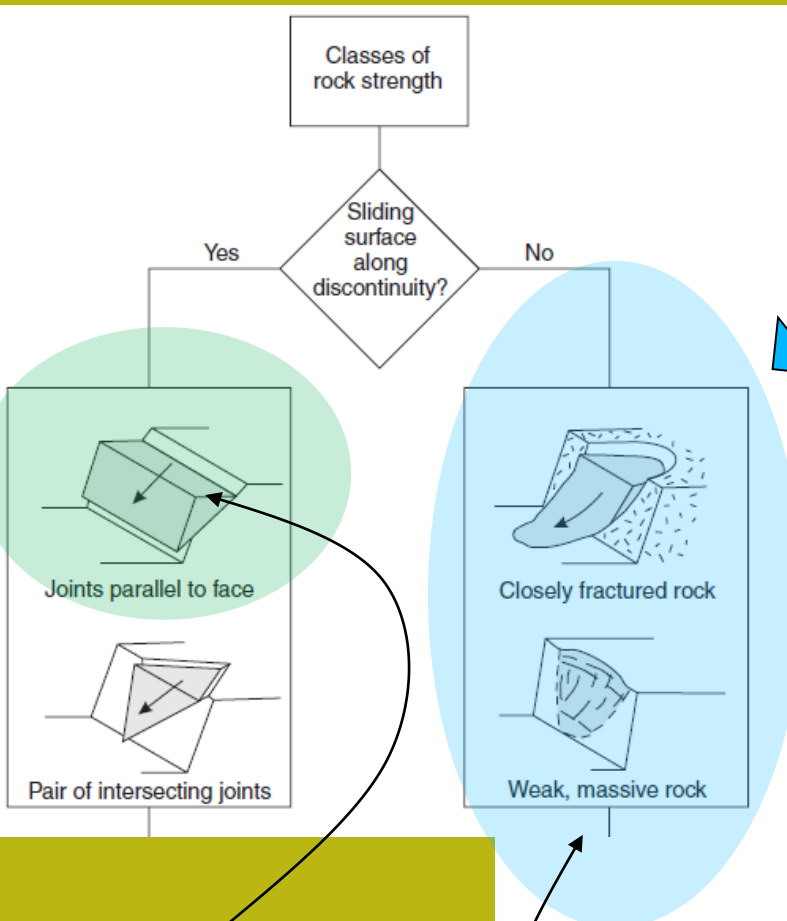
La resistenza meccanica complessiva è infatti funzione della resistenza meccanica degli elementi di roccia intatta e di una serie di caratteristiche dell'ammasso: presenza e distribuzione di **fessure e giunti**; **effetti di disturbo esterni** quali scavi, trivellazione e uso di esplosivi; variabilità delle caratteristiche dell'ammasso alla scala dell'affioramento, indotta da **discontinuità litologiche e strutturali**: **bande di alterazione e fasce milonitiche/cataclastiche**, **sistemi di faglie**, alternanze con litologie diverse in formazioni in **facies di flysch**.



da Sonmez et al. (1998)

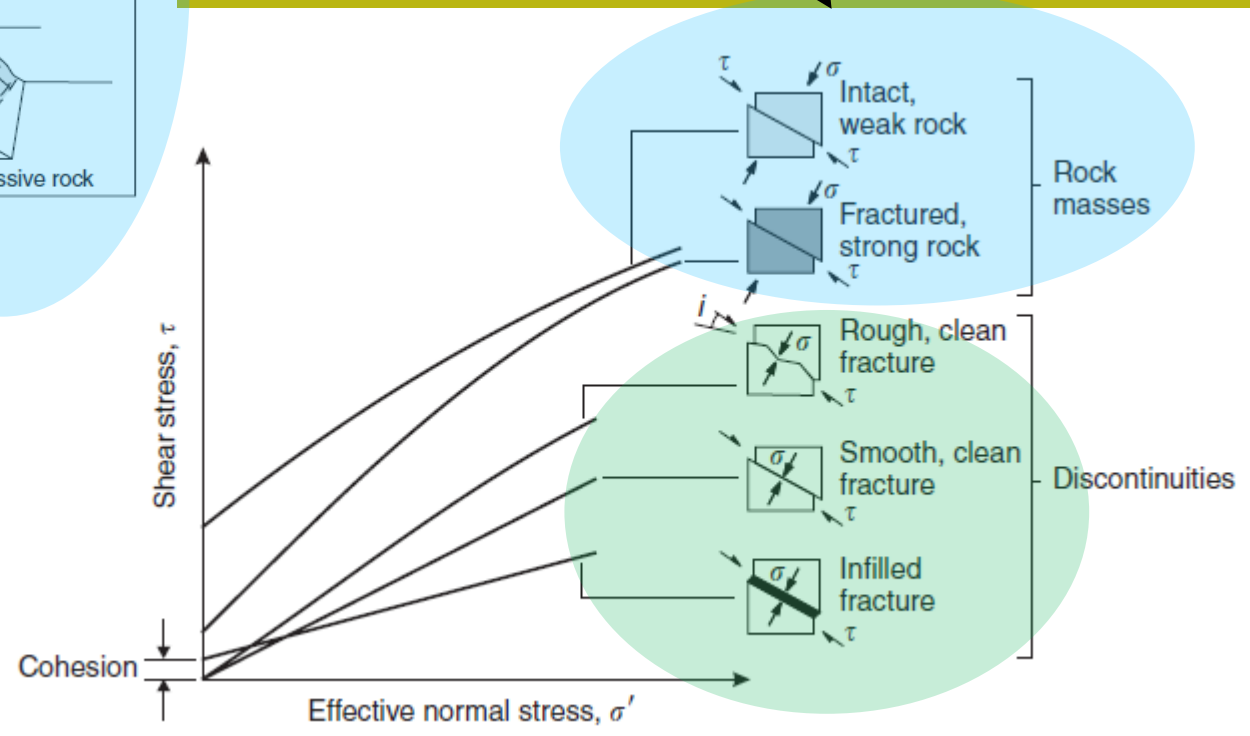


prendendo in esame una dimensione di ammasso preogressivamente maggiore le singole discontinuità diventano meno importanti per la stabilità locale e diventano prevalenti la loro distribuzione e densità nell'indebolire le caratteristiche meccaniche generali. In questo caso eventuali superfici di scivolamento potranno realizzarsi parzialmente, e localmente, anche in modo parallelo a discontinuità presenti ma in generale tagliando eventuali ponti di roccia



SAAP si applica anche In questo caso

Metodo GSI in SSAP: ambito di applicazione



RMR (Bieniawski 1989)

Categorías de la clasificación

R.M.R.	Descripción del macizo rocoso	Clase
Suma de los puntajes obtenidos de las tablas anteriores		
81 - 100	Muy bueno	I
61 - 80	Bueno	II
41 - 60	Medio	III
21 - 40	Malo	IV
0 - 20	Muy malo	V

Características resistentes del macizo rocoso

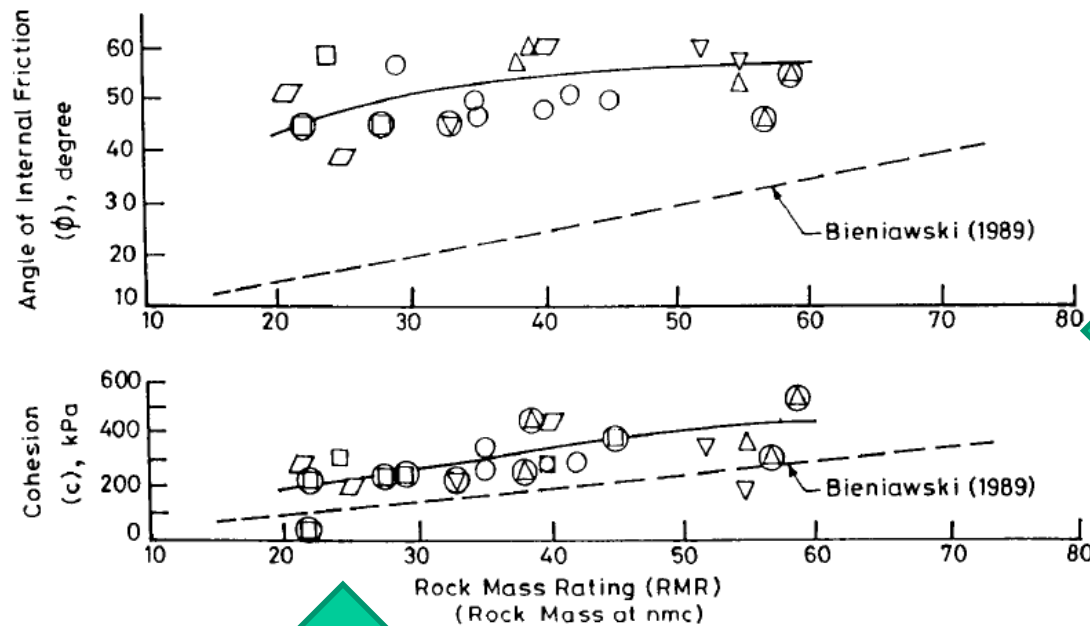
Clase (R.M.R.)	c [Kpa]	ϕ °	t sin soporte
I (81 - 100)	> 400	> 45	20 años, luz de 15m
II (61 - 80)	300 - 400	35 - 45	1 año, luz de 10m
III (41 - 60)	200 - 300	25 - 35	1 semana, luz 5 m
IV (21 - 40)	100 - 200	15 - 25	10 hs., luz 2.50 m
V (0 - 20)	< 100	< 15	30 min, luz 1m



**Si puo' usare in SSAP
Ma non e' consigliabile..**

c'

ϕ

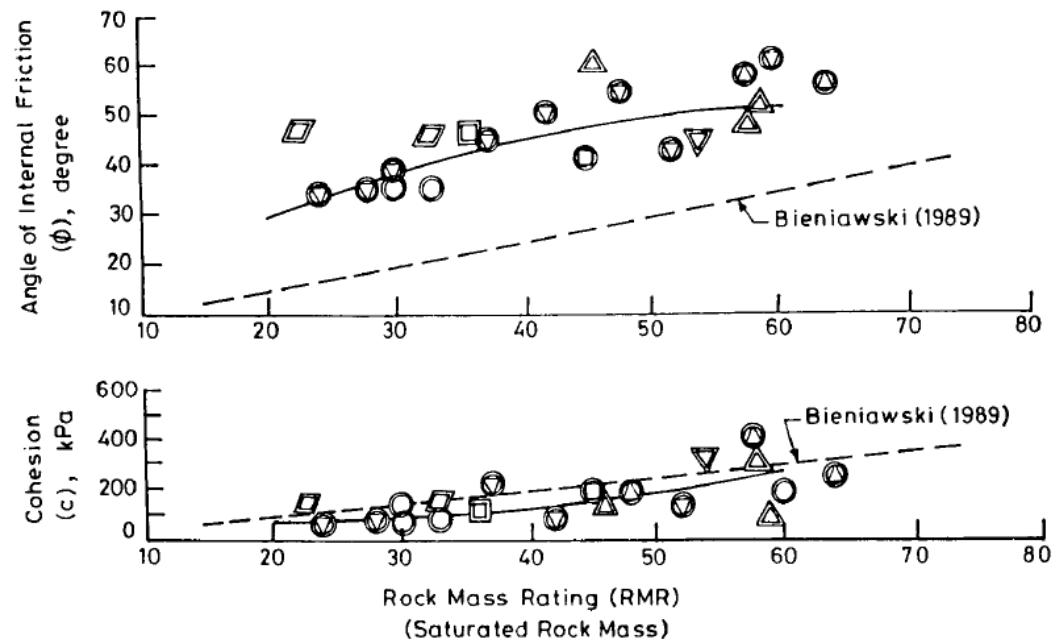


**Comparazione valori tavola
beniawski (RMR) e
E dati sperimentali resistenza
al taglio in sito**

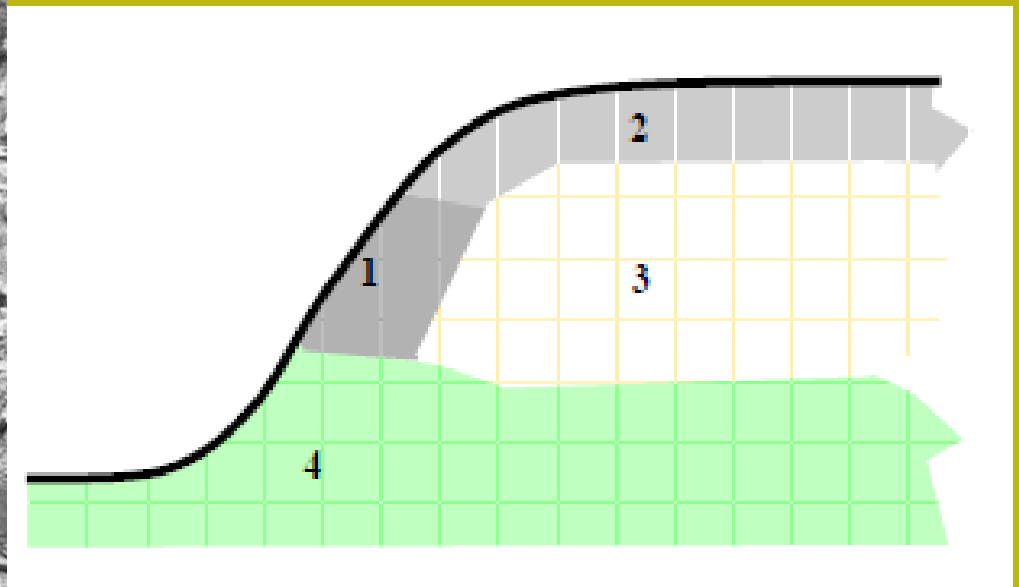
**In ammasso ricciosi non saturi e
saturi**

Mehrotra, 1993

**I valori della tavola
Beniawski (RMR)
sottostimano di
molto l'angolo di
frizione interna
E talvolta anche un
poco la coesione
dell'intero
ammasso**



Con la caratterizzazione di un ammasso mediante il metodo di Hoek è implicito assumere che esso venga considerato un mezzo omogeneo e isotropo. Nella realtà in un ammasso, anche se omogeneo dal punto di vista della litologia, possono esistere zone con caratteristiche di alterazione o caratterizzazione delle discontinuità diverse. In questo caso il metodo va applicata dopo aver suddiviso l'ammasso stesso in unità strutturali e meccaniche diverse che vengono poi, al loro interno assunte omogenee.



Per l'applicazione del criterio di rottura di Hoek et al (2002), anche detto "sistema/metodo GSI", è necessario determinare o stimare per l'ammasso quattro parametri di base:

1. La resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} (Mpa) degli elementi di roccia intatta, valutata solitamente mediante prove Point Load o assimilate.
2. L'indice geologico di resistenza **GSI** (adimensionale) che sintetizza le caratteristiche strutturali essenziali dell'ammasso.
3. La costante litologica m_i (adimensionale) che dipende dalla litologia dell'ammasso ed è stimabile da apposite tabelle.
4. Il fattore di disturbo **D** (adimensionale) che variando da 0 a 1 rappresenta il grado di disturbo indotto da operazioni di scavo meccanico o esplosivi.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

← Phi'

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left(6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a)(2+a))}}$$

← C'

GSI: determinazione parametri equivalente locali resistenza al taglio

Dove:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$$


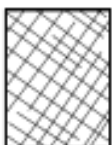




$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

$$\sigma_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci}$$







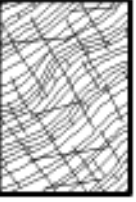

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91}$$

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY ➡				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60	50	40
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	40	30
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	20
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	10
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	10		

↑ DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓

Da
software ROCKLAB

COMPOSITION AND STRUCTURE		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
	A. Thick bedded, very blocky sandstone <i>The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.</i>	70	A			
	B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone		50	B		
	C. Sandstone and siltstone in similar amounts			C		
	D. Siltstone or silty shale with sandstone layers			D		
	E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers			E		
C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.			40			
	F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure			30	F	
	G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers				G	
	H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.				H	10
—> : Means deformation after tectonic disturbance						

Da
software ROCKLAB

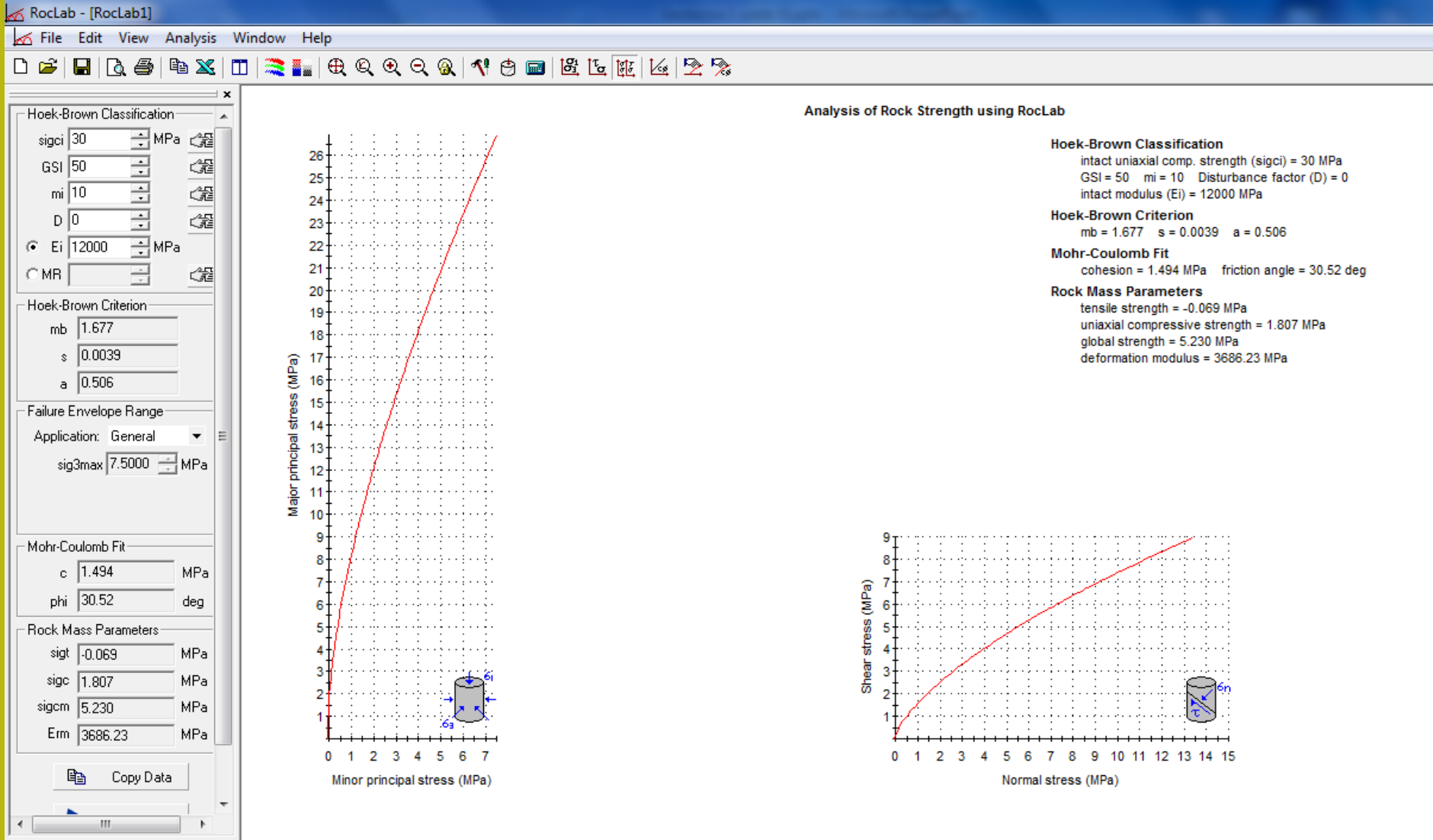
Porphyry Gold rock mass

GSI=40

GSI=50

GSI=30

Foto by L. Borselli 2017
San Xavier Gold Mine , SLP, Mexico



Roclab 1.0 software (ora non piu' freeware) da:
rocscience.com

www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html

ORMAS V1.0: Online Rock Mass Strength
by [Roozbeh Geraili Mikola, PhD, PE](#), based on Generalized Hoek-Brown Criterion
Visit [this page](#) for additional free programs and software

Unit:
Stress Unit: **Magapascals (MPa)**

Input Parameters:

sigci	30	MPa	+	Application	Slope
GSI	50		+	sig3max	0.2280 MPa
mi	10		+	Unit Weight	0.0240 MN/m ³
D	0		+	Slope Depth	10 m
Ei	12000	MPa	+		

Hoek-Brown Criterion:

mb	1.6768
s	0.0039
a	0.5057

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Rock Mass Parameters:

sigt	-0.0692	MPa	c	0.2532	MPa
sigc	1.8068	MPa	phi	56.76	deg
sigcm	5.2300	MPa			
Erm	3686.23	MPa			

Events:
Default Report Help Disclaimer About

Input Parameters
Intact Uni. Comp. Strength (sigci)=30 MPa
GSI=50, mi=10, Disturbance Factor (D)=0
Intact Elastic Modulus (Ei)=12000 MPa
Hoek-Brown Criterion
mb=1.6768, s=0.0039, a=0.5057

Mohr-Coulomb Fit
Cohesion (c)=0.2532 MPa, Friction Angle (phi)=56.76deg.
Rock Mass Parameters
Tensile strength (sigt)=-0.0692 MPa
Uni. Comp. Strength (sigc)=1.8068 MPa
Global Strength (sigcm)=5.2300 MPa
Modulus of Deformation (Erm)=3686.23 MPa

Major and Minor Principal Stresses

Major Principal Stress (MPa)

Minor Principal Stress (MPa)

sig3: 0.476, sig1: 5.603

Shear and Normal Stresses

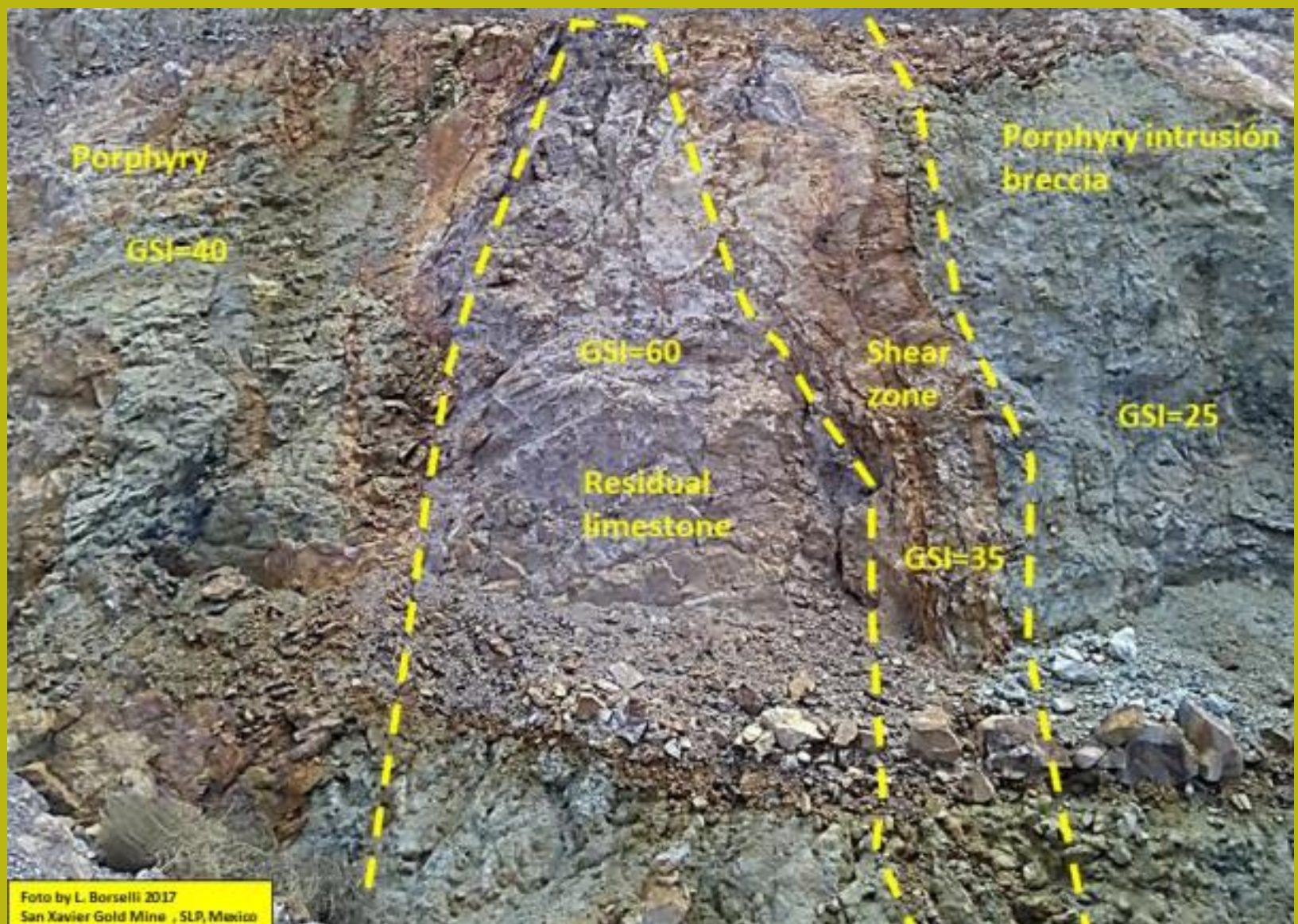
Shear Stress (MPa)

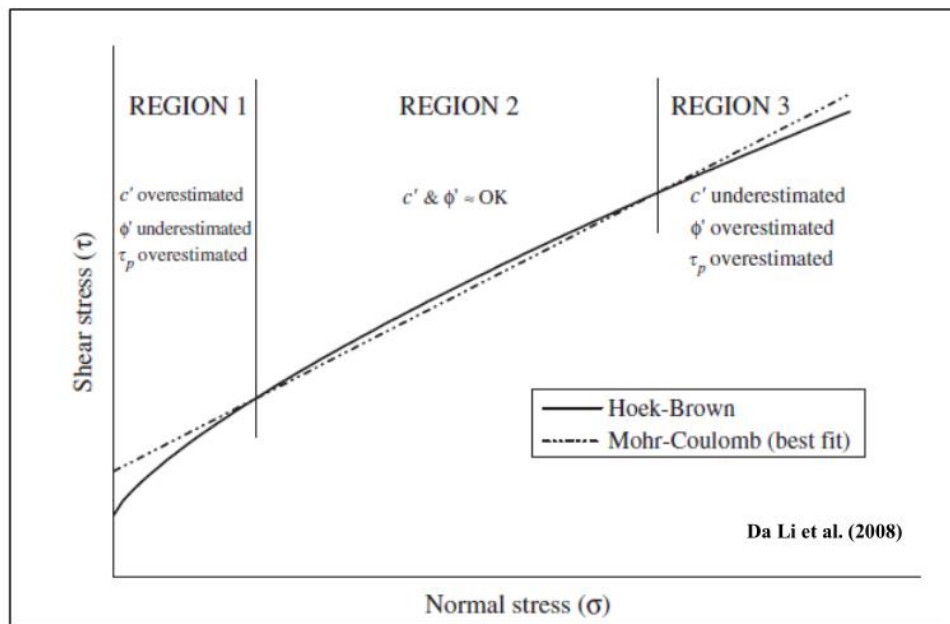
Normal Stress (MPa)

sign: 1.36, sigtu: 1.94

Copyright ©2014 Roozbeh Geraili Mikola. All Right reserved

Una validissima alternativa (free.. Se avete la pazienza di tollerare le pubblicita'..) ORMAS 1.0
<http://www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html>



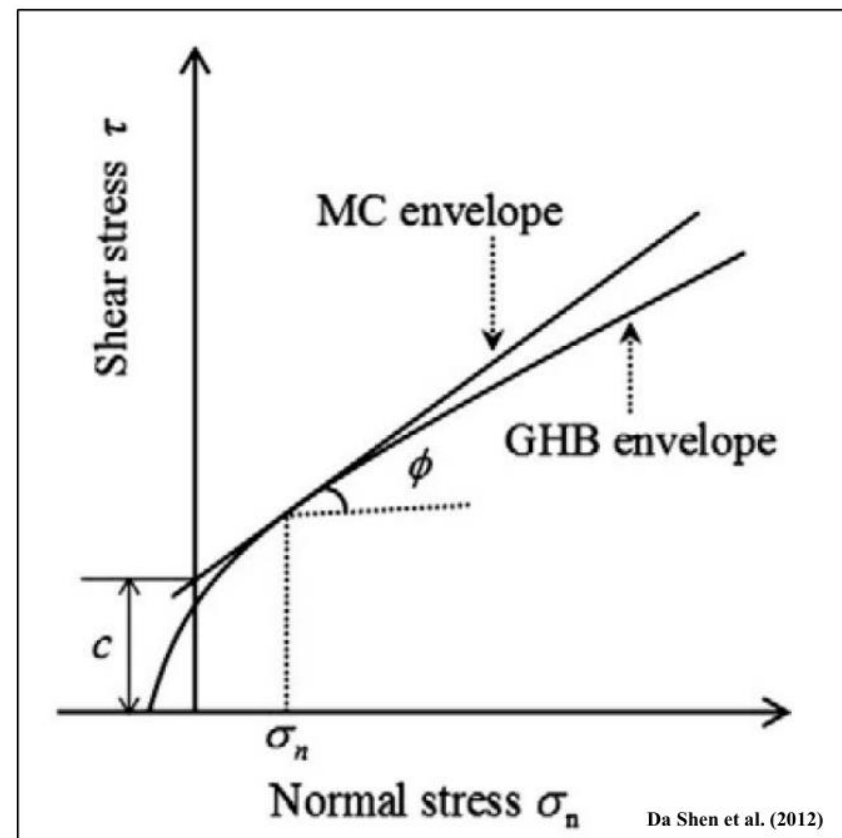


Il metodo di hoek et al 2002 di linearizzazione locale (mediante best fit) dell'involuppo sigma /tau e' molto impreciso, secondo diversi autori :Carranza-Torres(2004), Brown (2008) Pero' esistono valiede alternative numeriche e seminalitiche efficienti

Dall versione SSAP 4.9.2 abbiamo Tre delle piu effienti alternative per calcolare i valori c' e ϕ' lungo l'involuppo Di rottura del criterio HB generalizzato.

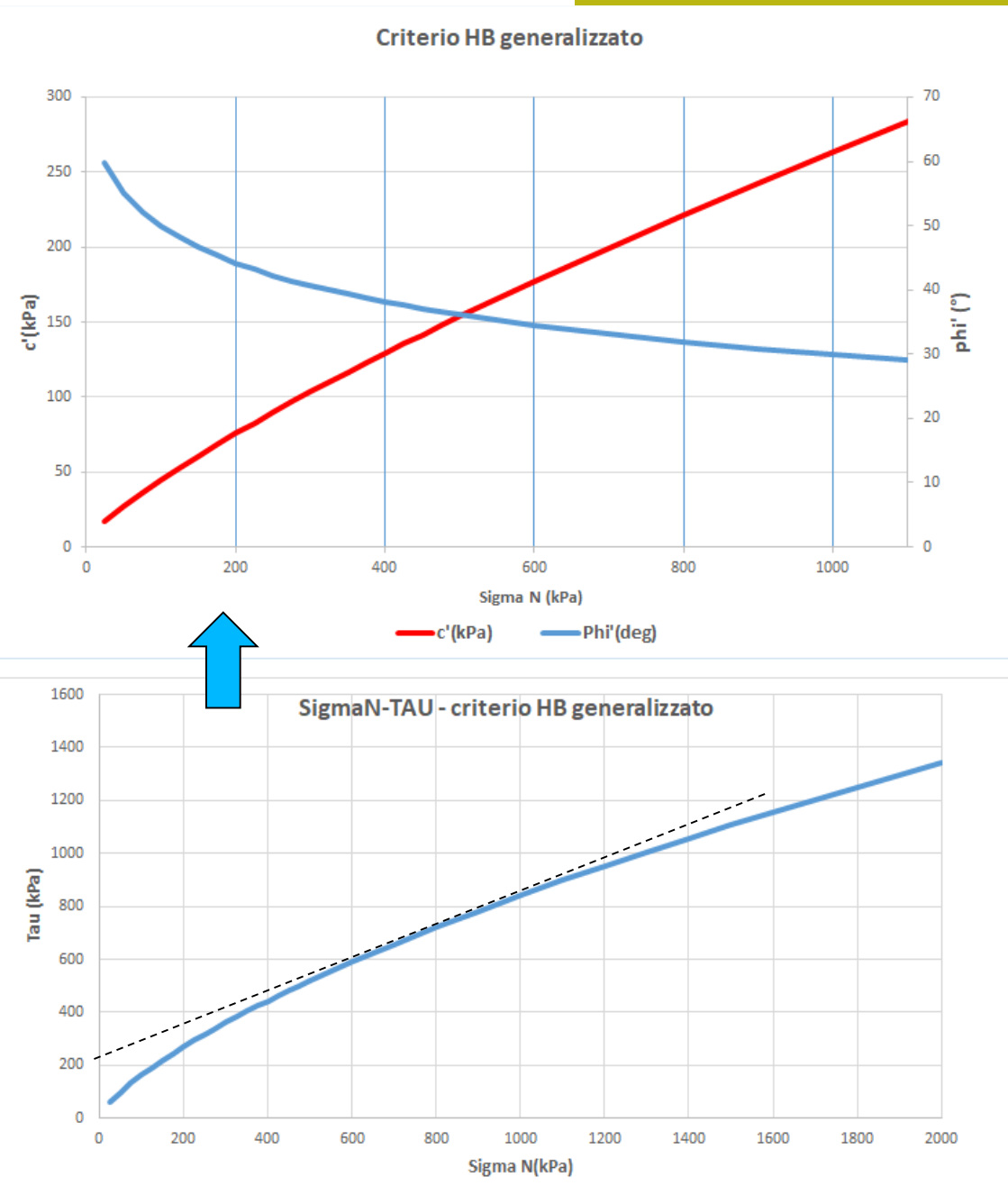
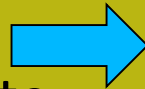
Tabella D.1

N. Metodo	Nome	Tipo di metodo	Rif. bibliografico
1	Carranza-Torres	Numerico	Carranza-Torres(2004)
2	Lei et al.	Numerico	Lei et al.(2016)
3	Lee & Petruszczak	Semi-analitico	Lee & Petruszczak (2017)



La unità *porphyry intrusion breccia* è caratterizzato da $\sigma_{cl}=15$ (MPa); GSI =25; $m_i=22$;
D=0.5.

Si nota come i valori c' e ϕ' Equivalenti variano in modo rilevante in funzione dello stato tensionale che determina il valore locale di $\Sigma N'$ e del Valore della resistenza al taglio totale locale.

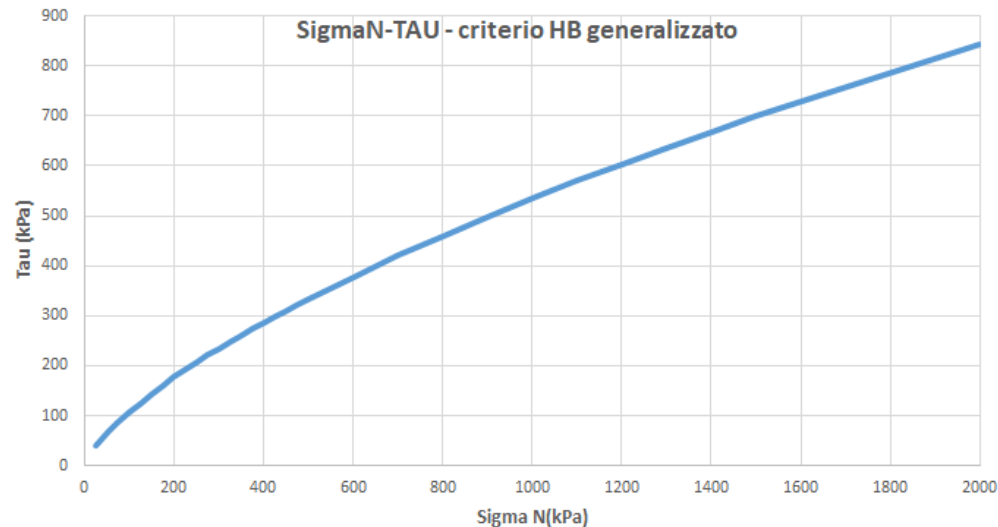
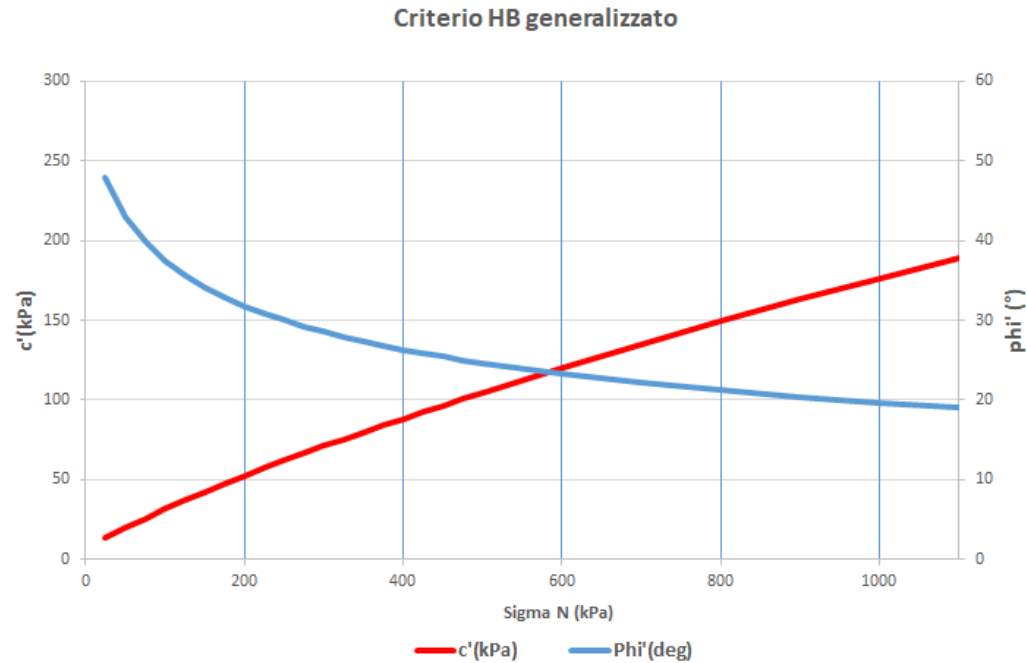


L'ammasso è caratterizzato da $\sigma_{ci}=30$ (Mpa); GSI =15; $m_i=8$; D=0.5.

Questo ammasso
su flyshoidi ha un
livello di disturbo
piu
elevto(GSI=15)
ma una resistenza
alla compressione
uniassiale
maggiore della
rogccia intatta

UCS=30MPa

Pero' come
risultato abbiamo
minori c' e ϕ_i'



Parametro m_i



Table 2: Values of the constant m_i for intact rock, by rock group⁴. Note that values in parenthesis are estimates. The range of values quoted for each material depends upon the granularity and interlocking of the crystal structure – the higher values being associated with tightly interlocked and more frictional characteristics.

	Rock type	Class	Group	Texture			
				Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY		Clastic		Conglomerates * Breccias *	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
				Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)
	Evaporites	Gypsum 8 ± 2			Anhydrite 12 ± 2		
	Organic	Chalk 7 ± 2					
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3		
			Slightly foliated	Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6	Gneiss 28 ± 5	
	Foliated**			Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4	
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Diorite 25 ± 5 Granodiorite (29 ± 3)				
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)			
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)	
	Volcanic	Lava	Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5		Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)		
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)		

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone, to values used for fine grained sediments (even under 10).

** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

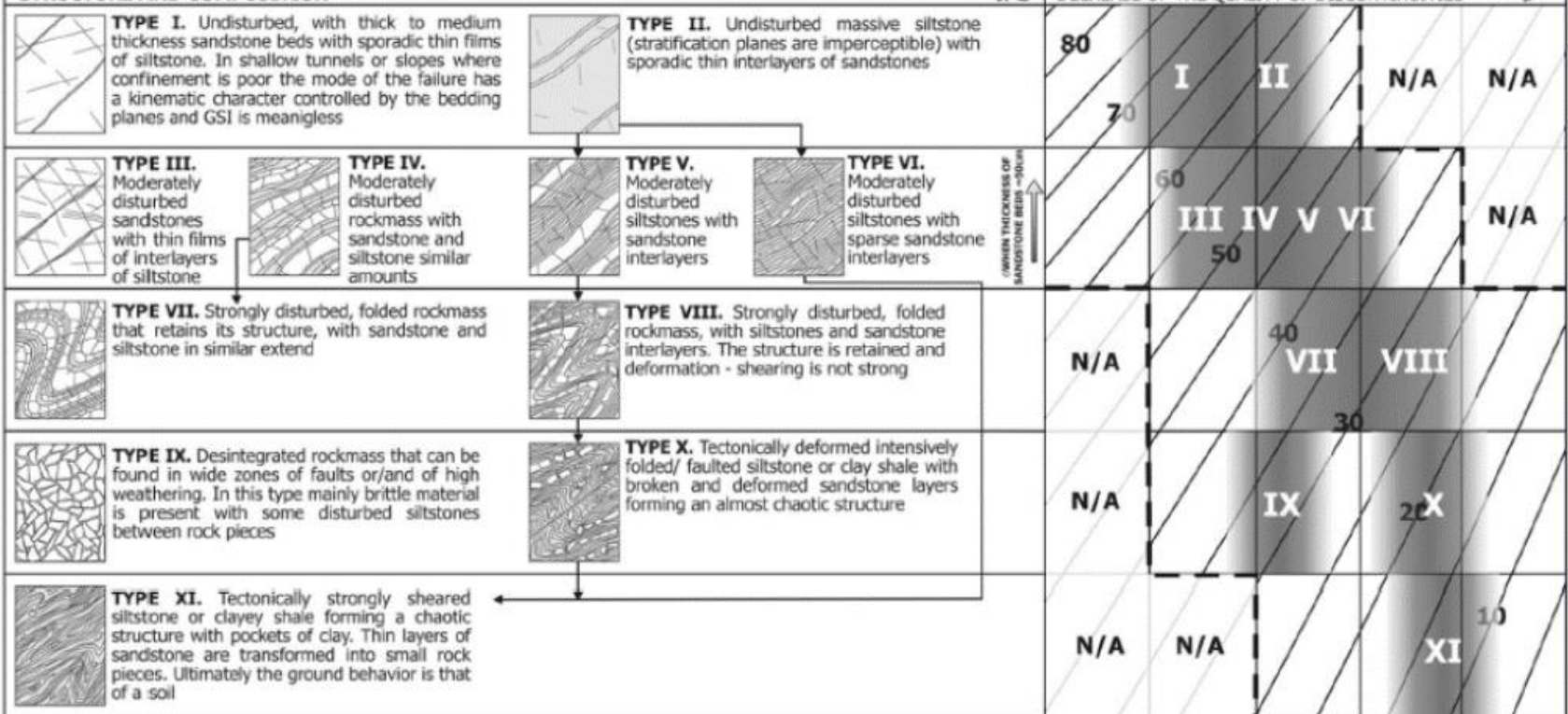
⁴ Note that this table contains several changes from previously published versions, These changes have been made to reflect data that has been accumulated from laboratory tests and the experience gained from discussions with geologists and engineering geologists.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI) FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH

Chart modified and extended by V. Marinos from the P. Marinos & E. Hoek (2001) original one

Heterogeneous rockmasses are meant those with alternating layers of clearly different lithology types with significant differences in their strength properties. For flysch, a typical formation with heterogeneous rock masses, these alternations are consisting of sandstones and siltstones. Clay shales may be present. From a description of the lithology, structure and surface conditions of discontinuities (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. **The selection of the structure should be based on the tectonic disturbance (undisturbed, slightly disturbed, strongly disturbed - folded, desintegrated, sheared), the proportion of siltstones against sandstones and the expressed or not stratification inside the siltstone layers. In the type IV and V when the thickness of sandstone beds exceed 50cm an increase of the GSI value by 5 is suggested. From type IV and the following types, the stratification planes are perceptible inside the siltstone mass. Locate the position in the box that corresponds to the conditions and estimate the average value GSI from the contours. The determination of the structure and the condition of discontinuities may range between two adjacent fields. Note that the Hoek - Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.**

STRUCTURE AND COMPOSITION



N/A Means geologically impossible combination. In the non - shadowed areas, such rockmasses are not impossible to find but it is very unusual

→ Means deformation after tectonic disturbance

Fig. D.33 (da Marinos 2017)

Per Formazioni in facies di flysh



Tipo VII GSI medio=40-35

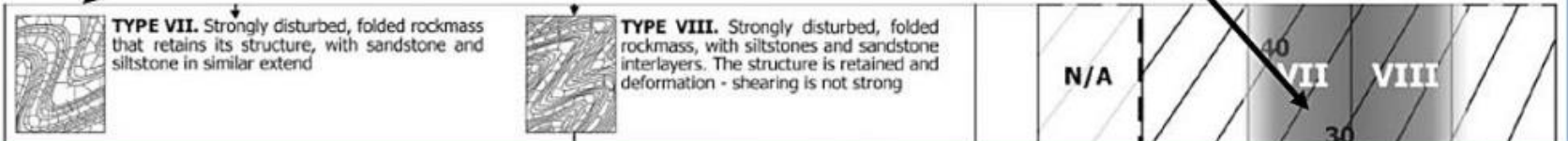


Fig. D.41

Esempio classificazione da atlante con immagini di formazioni flyshoidi in manuale SSAP 4.9.4



Stima alternativa Generalizzata ed efficiente di GSI

Vedi manuale SSAP pagine 249-252
Per stima V_b e J_c ... e conseguentemente
di GSI.

Russo (2009) 

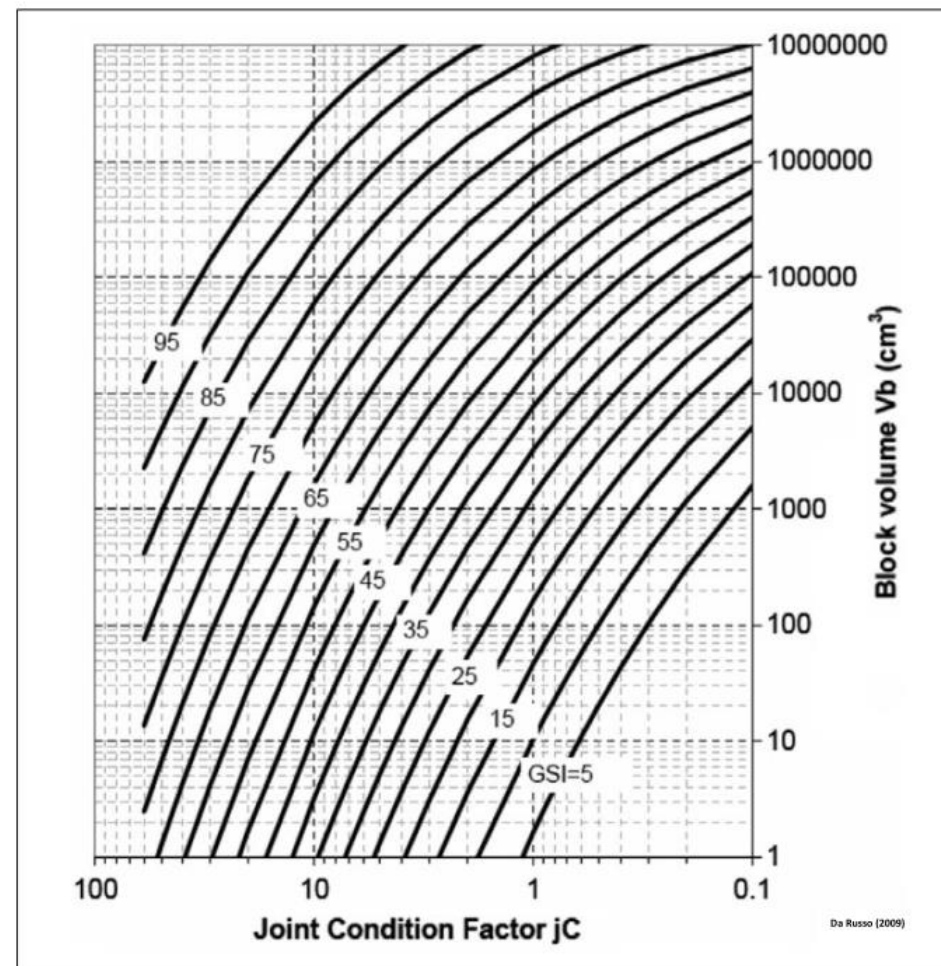


Fig. D.12

$$GSI = 153 - \frac{165}{\left[1 + \left(1.0526 J_c^{0.5} V_b^d \right)^{0.44} \right]} \quad \text{D.11}$$

con :

$$d = 0.37 J_c^{-0.2} \quad \text{D.12}$$

dove:

JC: joint condition factor (adimensionale)

V_b : Volume medio dei blocchi in (m^3)

Secondo Palmstrom (1996) il volume medio dei blocchi $V_b(\text{cm}^3)$ può essere ottenuto utilizzando una delle varie correlazioni reciproche presentate nella figura D.8. Tuttavia la funzione base per la stima di V_b e' la seguente:


$$V_b = 10^6 \beta J_v^{-3} \quad (\text{D.9})$$

Dove :

V_b : Volume medio dei blocchi in $(\text{cm}^3)^1$

J_v : frequenza delle discontinuità (Joints/m³)

β : fattore di forma dei blocchi (adimensionale).

Il valore di β dipende dalla forma prevalente dei blocchi e varia da un valore di 30 fino ad un valore di 100, con un valore mediopiù frequente di 36 (condizioni standard normali) Palmstrom(1996). Si consiglia per maggiori dettagli di consultare la ampia documentazione presente nel sito (www.rockmass.net).

Per mezzo delle tabelle (figure D.9,D.10,D.11) fornite da Russo(2009) è possibile procedere alla stima del valore JC con le caratteristiche delle discontinuità dell'ammasso.

Il valore JC è dato dalla equazione D.10 (Palmstrom,1998, Russo 2009):


$$JC(Palmstrom) = JR \frac{JL}{JA} \quad (\text{D.10})$$

dove:

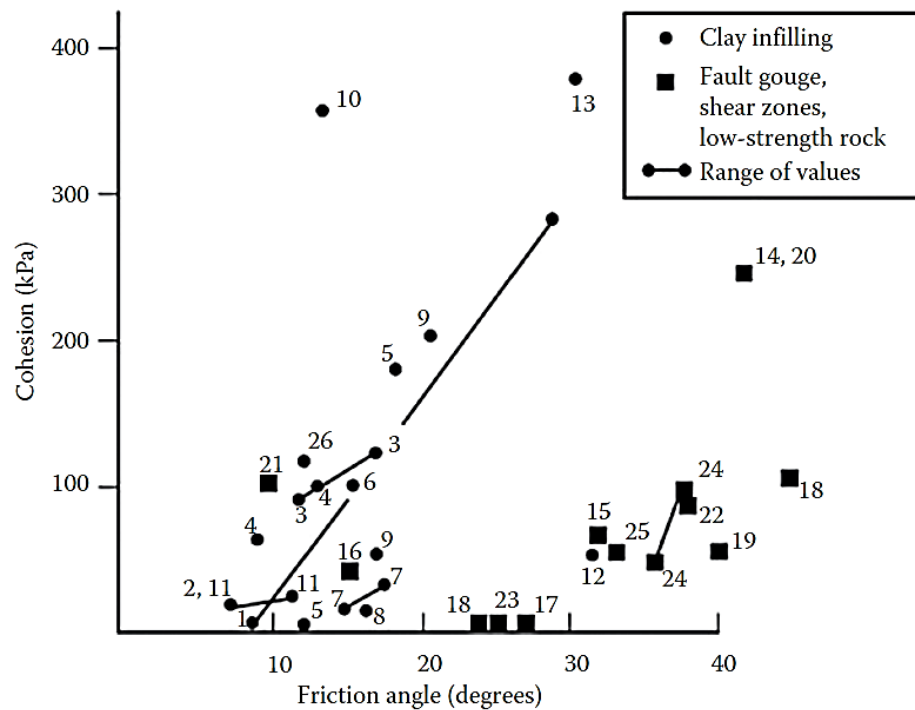
JC: joint condition factor (adimensionale)

JR: Joint Roughness factor (fig. D.9)

JA: joint alteration factor (fig. D.10)

JL: joint size factor (fig. D.11)

La valutazione dei parametri JR, JA e JL viene effettuata in funzione delle caratteristiche delle discontinuità e attraverso le tabelle nelle figure D.9,D.10,D.11.



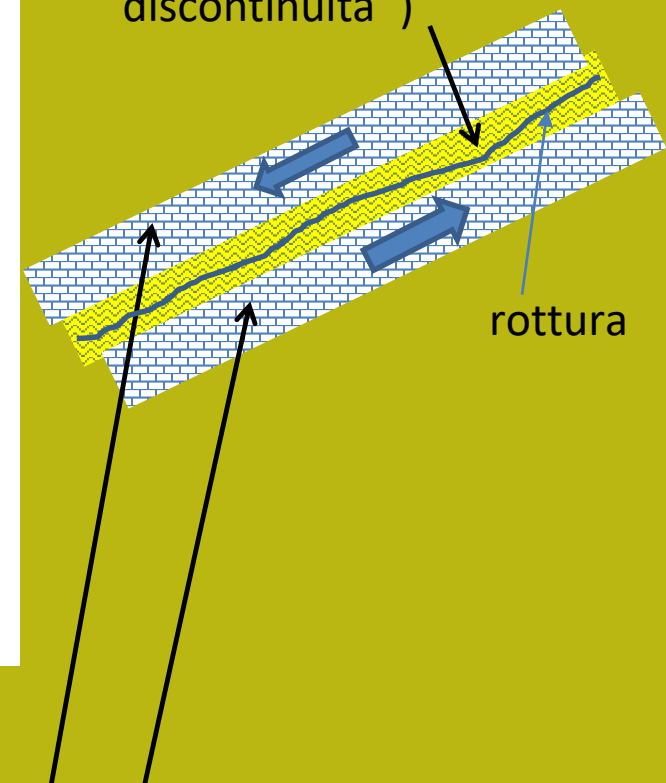
1. Bentonite shale
2. Bentonite seams in chalk
3. Bentonite; thin layers
4. Bentonite; triaxial tests
5. Clay, over consolidated
6. Limestone, 10–20 mm clay infillings
7. Lignite and underlying clay contact
8. Coal measures; clay mylonite seams
9. Limestone; <1 mm clay infillings
10. Montmorillonite clay
11. Montmorillonite; 80 mm clay seam in chalk
12. Schists/quartzites; stratification, thick clay
13. Schists/quartzites; stratification, thick clay

14. Basalt; clayey, basaltic breccia
15. Clay shale; triaxial tests
16. Dolomite, altered shale bed
17. Diorite/granodiorite; clay gauge
18. Granite; clay-filled faults
19. Granite; sandy-loam fault fillings
20. Granite; shear zone, rock and gauge
21. Lignite/marl contact
22. Limestone/marl/lignites; lignite layers
23. Limestone; marlaceous joints
24. Quartz/kaolin/pyrolusite; remolded triaxial
25. Slates; finely laminated and altered
26. Limestone; 10–20 mm clay infillings

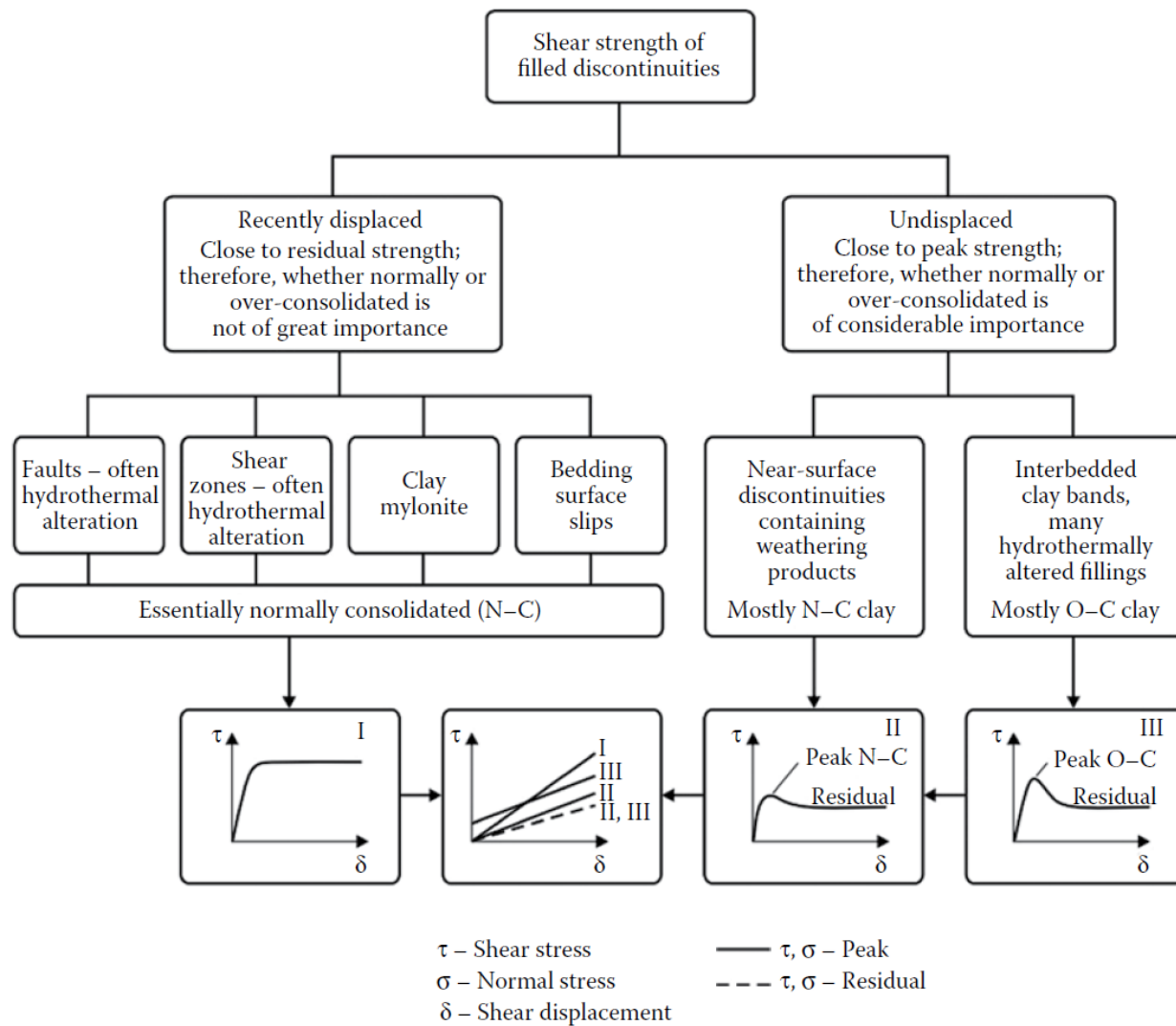
Da Barton (1974)

Resistenza al taglio riempimenti

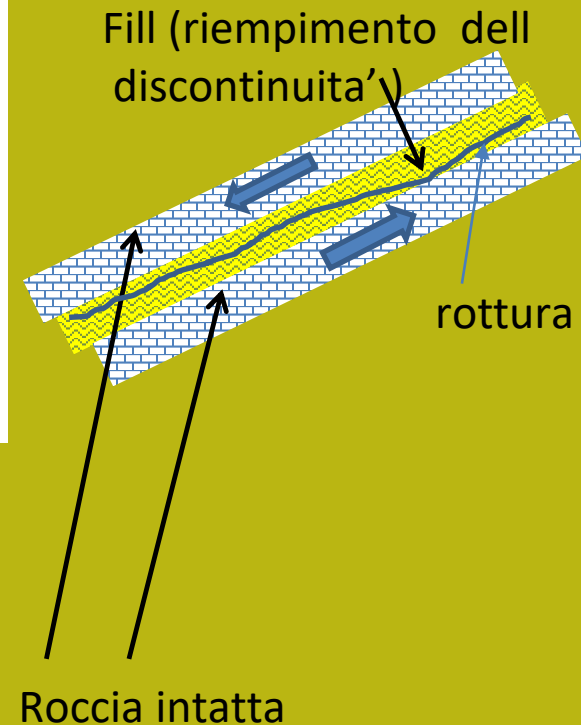
Fill (riempimento dell
discontinuità')



Roccia intatta



Resistenza al taglio riempimenti







Da Barton (1974)

Una alternativa al GSI che puo' essere gia usata in SSAP...

Da Barton (2013) stima di ϕ' e c' equivalenti
In ammasso roccioso partendo parametri di
Classificazione del metodo Q (quindi una
alternativa al RMR e al GSI)



The remarkable complexity of the algebra for estimating c' and ϕ' with Hoek–Brown GSI-based formulations is contrasted with the simplicity of equations derived by ‘splitting’ the existing Q_c formula into two parts, as described in Barton (2002) ($Q_c = Q\sigma_c/100$, with σ_c expressed in MPa).

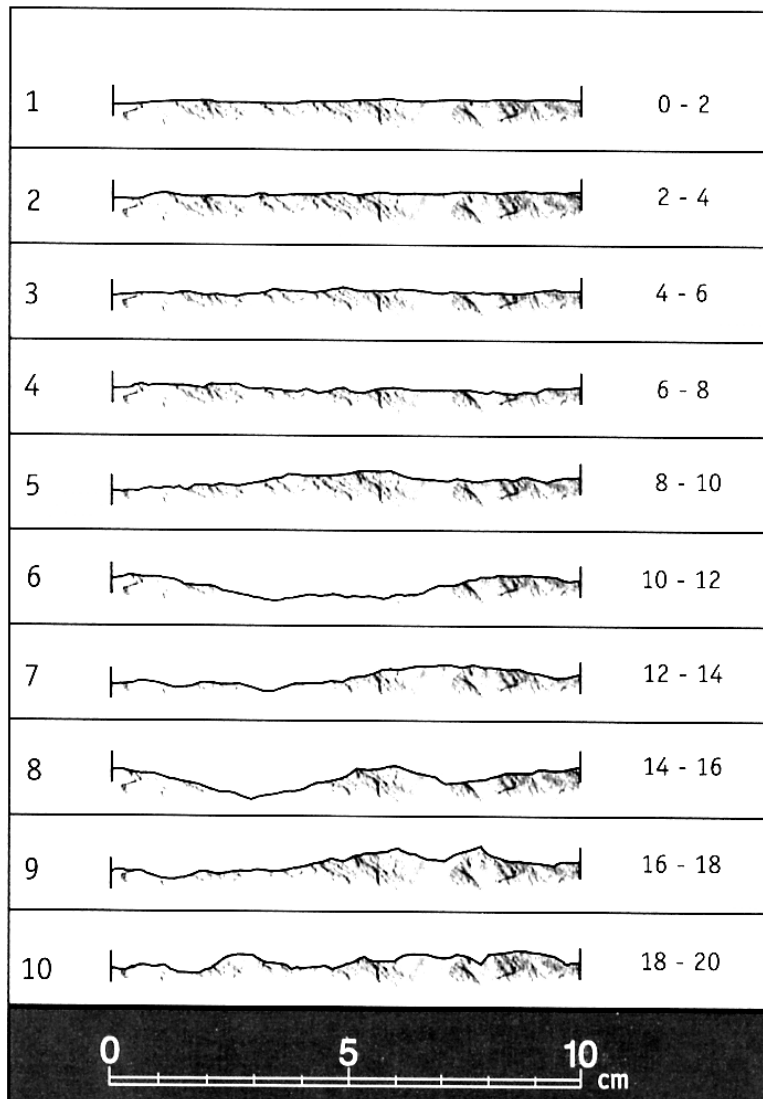
Expression		Origin
$\phi \approx \tan^{-1} \left(\frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{1} \right)$		(1) FC from Q
$\phi' = a \sin \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$		(2) From GSI
$c \approx \left(\frac{RQD}{J_n} \times \frac{1}{SRF} \times \frac{\sigma_c}{100} \right)$		(3) CC from Q
$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+u)(2+a) \sqrt{1 + [6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}] / [(1+a)(2+a)]}}$		(4) From GSI

Da Barton (2013)

Caso di discontinuità' ben identificate

Criterio di Barton - Bandis (1990) y Patton 1966 per resistenza al taglio in discontinuità'

Tavola del JCR

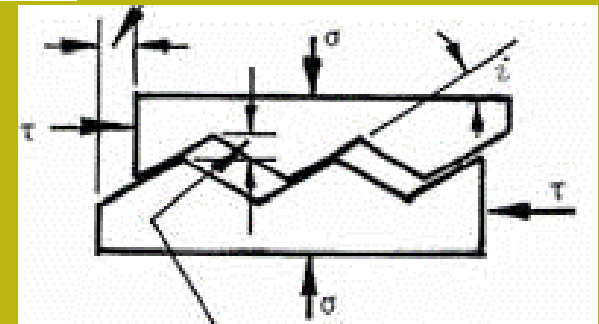


JRC = coefficiente adimensionale di rugosità
JCS = resistenza compressione uniassiale sulla superficie della discontinuità' (MPa)
 σ_n = pressione normale alla superficie della discontinuità'
 ϕ_r = angolo di frizione residuale (da tilt test)
 i = angolo di dilatanza

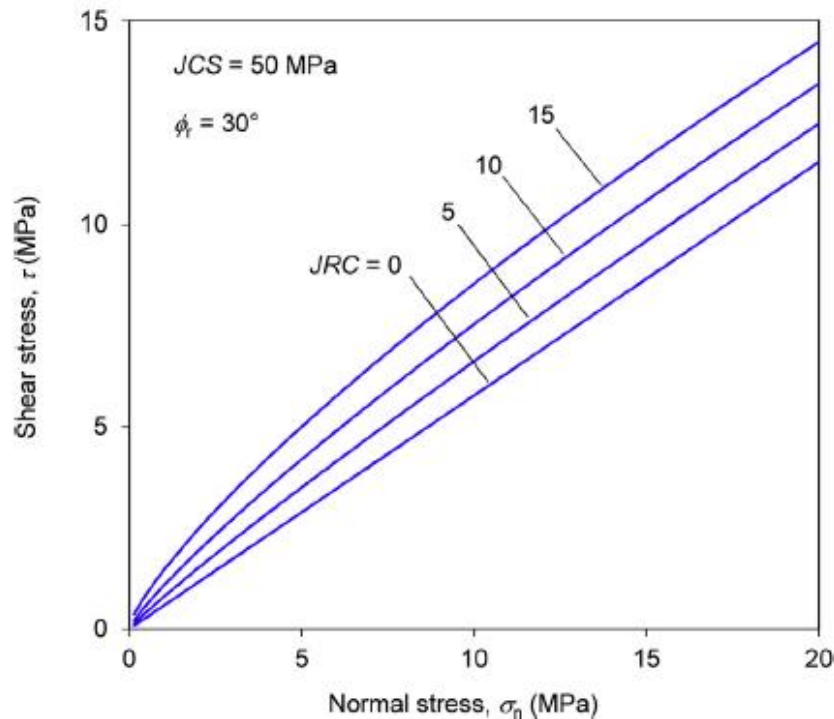
Barton & Bandis (1990)

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC * \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right]$$

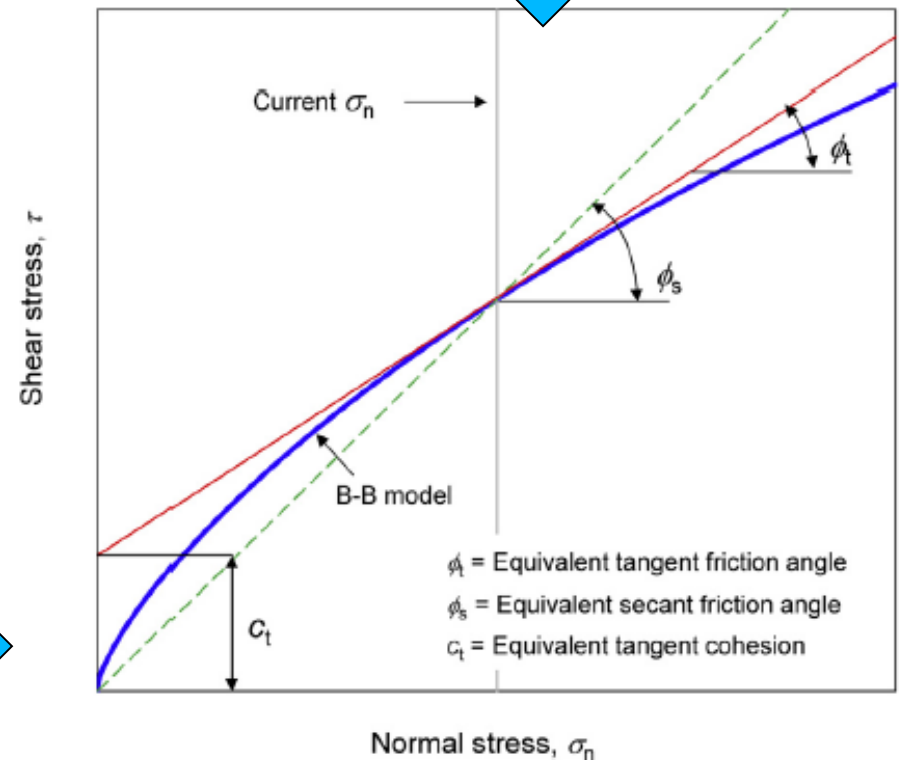
$$\tau = \sigma_n \tan (i + \phi_r) \quad \text{Patton (1966)}$$



Criterio B-B non-lineare che puo' essere usato a partire dalla versione ssap 4.9.6



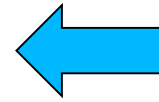
Dato che anche il criterio di rottura di Barton per le discontinuita' e' curvo anche la stima di ϕ' e c' equivalenti non puo' essere semplicemente linearizzato. (porterebbe a grosse sovrastime o sottostime)



La stima locale dei valori ϕ' e c' equivalenti segue in SSAP il método di Prassetyo et al. (2017)

$$JRC_n = JRC_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.02 JRC_0}$$

$$JCS_n = JCS_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.03 JRC_0}$$



Correzione per effetto

Di scala dei parametri JRC e JCS

Secondo Barton 3

Bandis (1990)

Dove:

JRC_0 : indice di rugosità' dei giunti ottenuto a una specifica scala di misura (es 0.1 m) sulla discontinuità;

JRC_n : indice di rugosità' dei giunti normalizzato specifica scala di persistenza della discontinuità (es 3 m);

JCS_0 : resistenza alla compressione semplice (MPa) dei giunti ottenuto a una specifica scala di misura (es 0.1 m) sulla discontinuità;

JCS_n resistenza alla compressione semplice (MPa) dei giunti normalizzato specifica scala di persistenza della discontinuità (es 3 m);

L_0 : Lunghezza (m) della zona di misura proprietà della discontinuità (es 0.1 m);

L_n : Lunghezza (m) della persistenza della discontinuità (es 3 m);

Area con Isotropia strutturale
(strati a reggipoggio piu'
Famiglie aggiuntive di discontinuita')

(Barton 1985
Per specifiche
discontinuita')



Metodo GSI

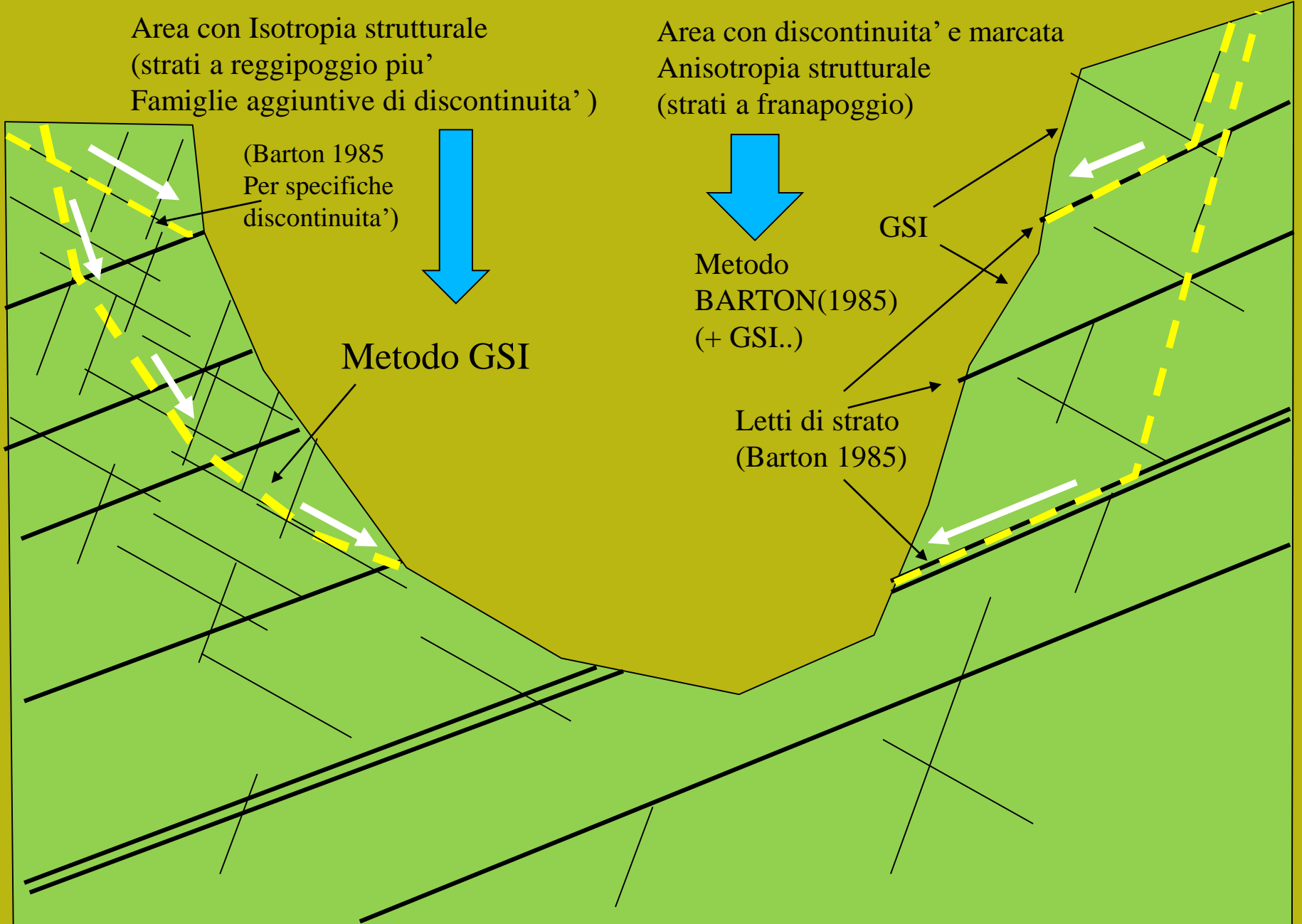
Area con discontinuita' e marcata
Anisotropia strutturale
(strati a franapoggio)



Metodo
BARTON(1985)
(+ GSI..)

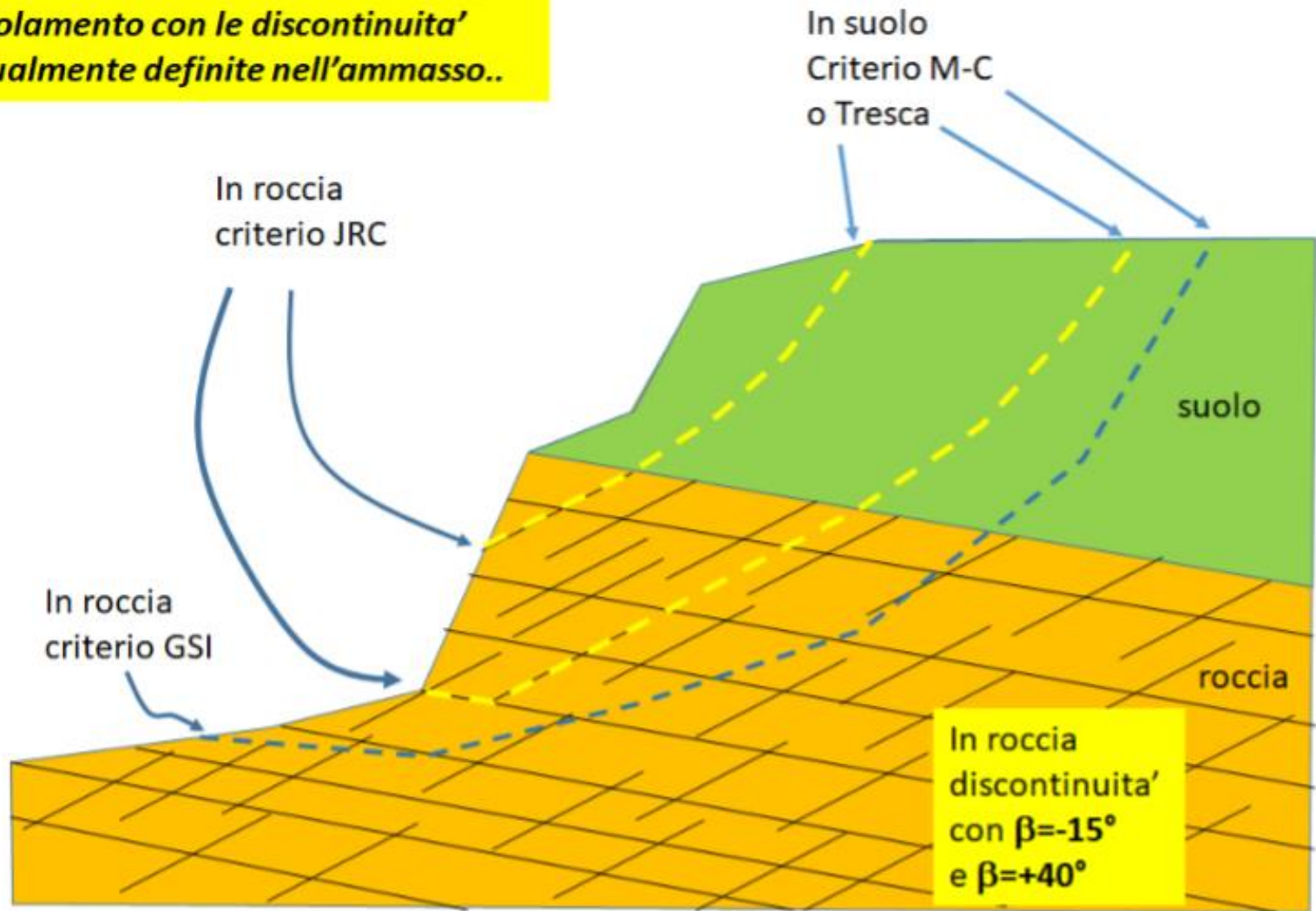
Letti di strato
(Barton 1985)

GSI



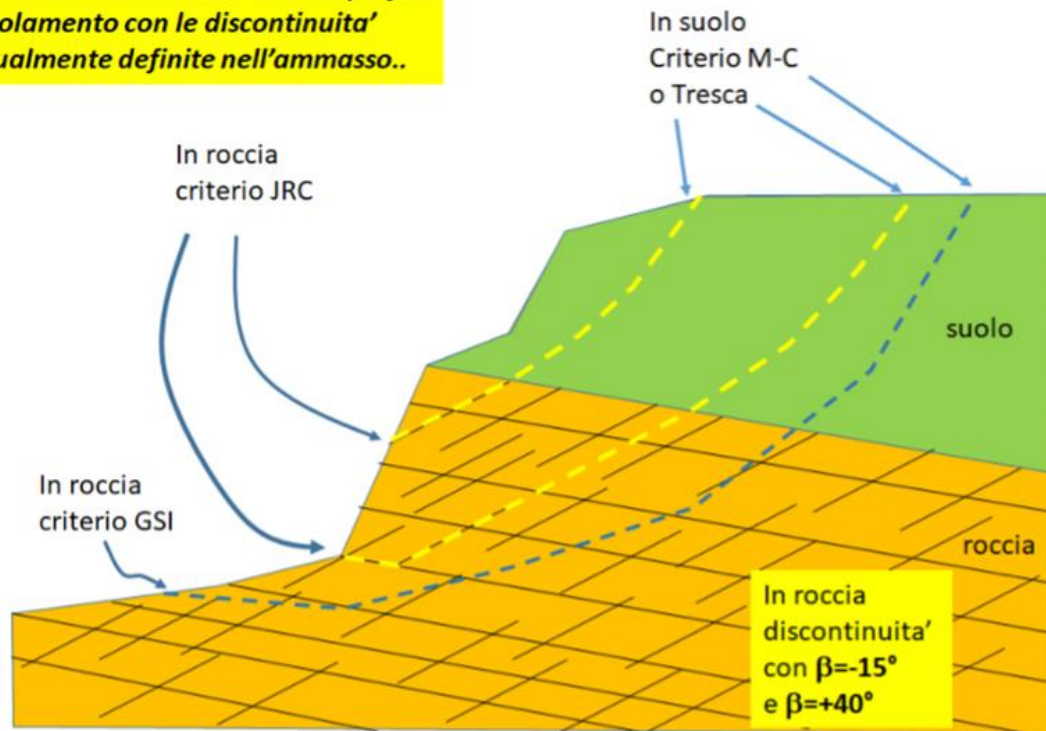
Campi di applicazione dei metodi GSI e Barton

In roccia la scelta del criterio dipende dalla collinearità delle superfici di scivolamento con le discontinuità eventualmente definite nell'ammasso..



Caso di ammasso roccioso definito con entrambi i criteri e con discontinuità' orientate

In roccia la scelta del criterio dipende dalla collinearita' delle superfici di scivolamento con le discontinuita' eventualmente definite nell'ammasso..



Durante l'attraversamento di un ammasso roccioso da parte di una superficie di scivolamento di tentativo la scelta del criterio di rottura da utilizzare automaticamente verrà fatta dal software SSAP una volta che le caratteristiche delle famiglie di discontinuità siano indicate nell'ammasso roccioso fratturato secondo il criterio indicato in figura D.33 (criterio di collinearita'). Nel caso che la collinearita' locale, con le discontinuità indicate, non sia verificata o l'ammasso sia definito con i soli parametri del criterio GSI il criterio locale di rottura sarà quello GSI di Hoek et al./2002).

Figure 5.12
Options for slope
stability analysis.
After Hencher &
McNicholl, 1995.

**Complessita' stratigrafica e
geomeccanica**
Influenza di eterogeneita' e
discontinuita'

GSI



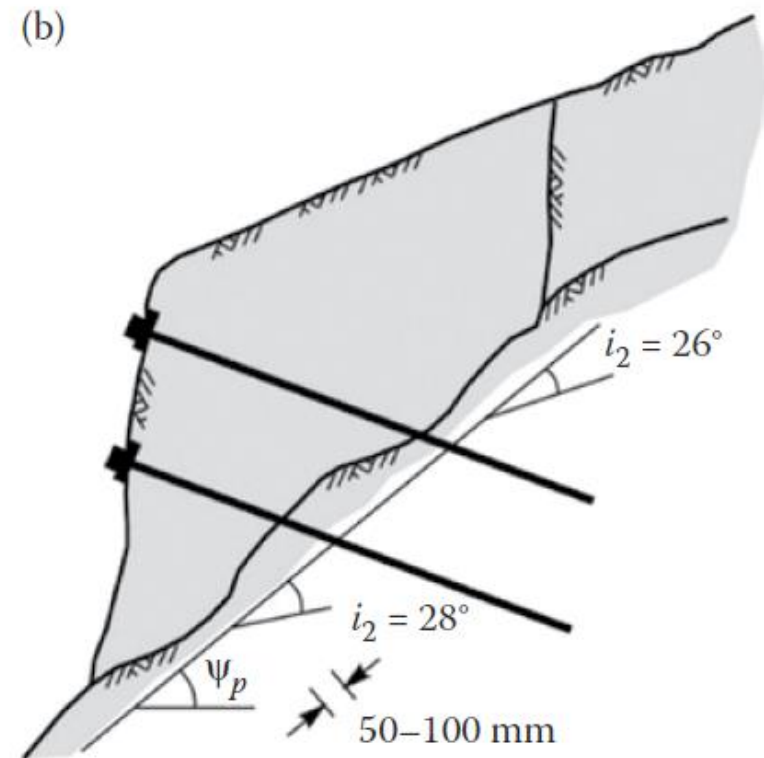
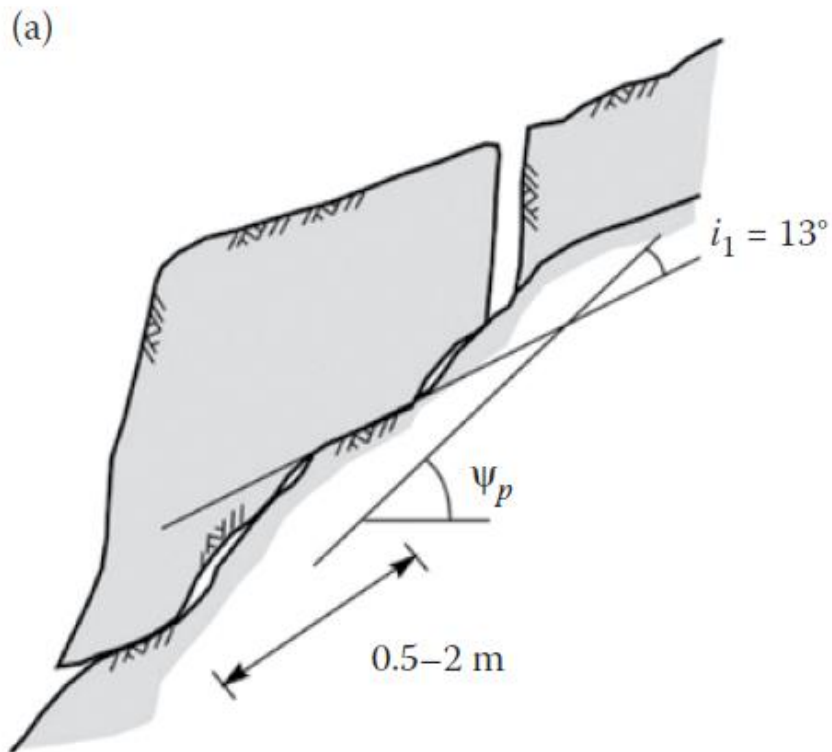
GSI+JFC



Option	Schematic diagram	Approach for defining parameters and analysis
1. Treat as uniform (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> parameters from laboratory or <i>in situ</i> tests taken to be representative of zone
2. Treat as uniform but weakened by discontinuities (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> allowance made for influence (but not control) of discontinuities on mass properties (e.g. Hoek-Brown)
3. Treat as heterogeneous (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> consideration given to influence of strong inclusions with deviated failure paths
4. Treat as discontinuous due to structural control		<ul style="list-style-type: none"> discontinuity controlled

Complessita' stratigrafica e geomeccanica

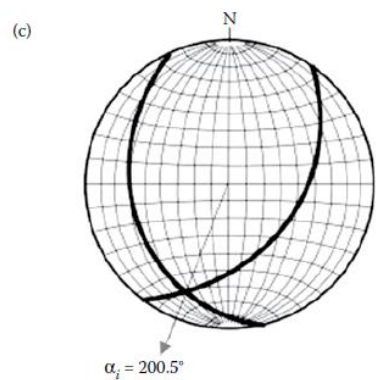
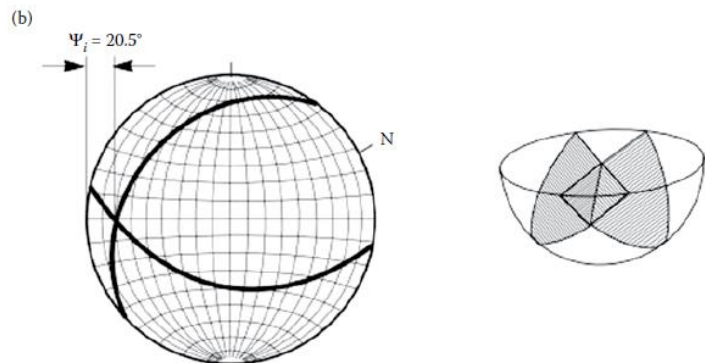
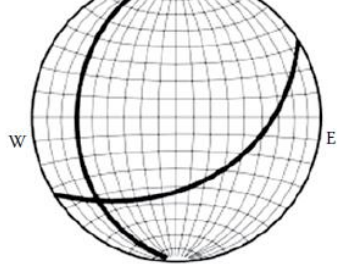
Influenza di eterogeneita' e discontinuita'



Da Wyllie 2018



GSI+JFC (modellizzabile in SSAP)



Da Wyllie 2018

Complessita' stratigrafica e geomeccanica

Influenza di eterogeneita' e discontinuita' cunei 3D

Complessita' stratigrafica e geomeccanica

Influenza di eterogeneita' e discontinuita'

Movimento

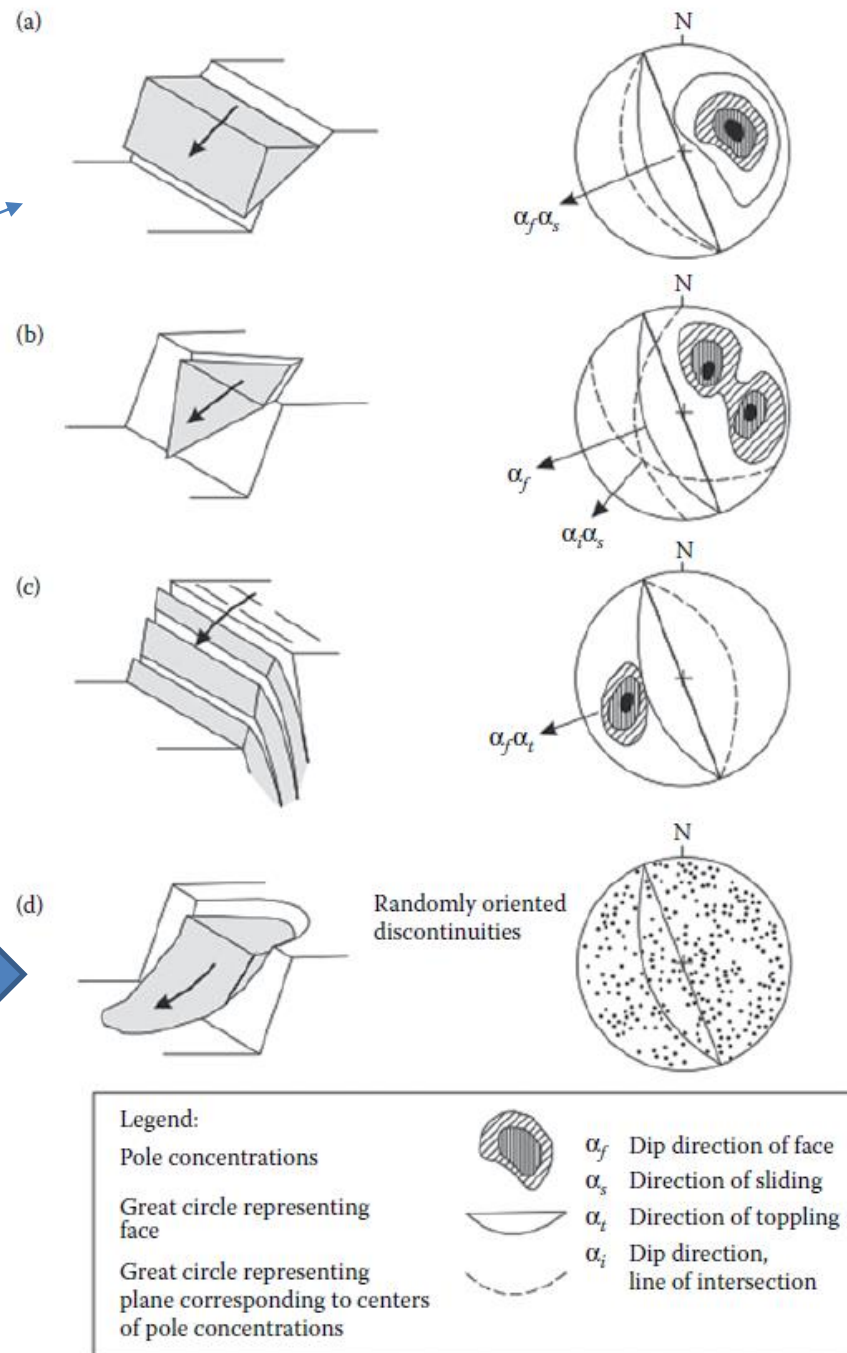
Translazionale analisi 2D (SSAP)

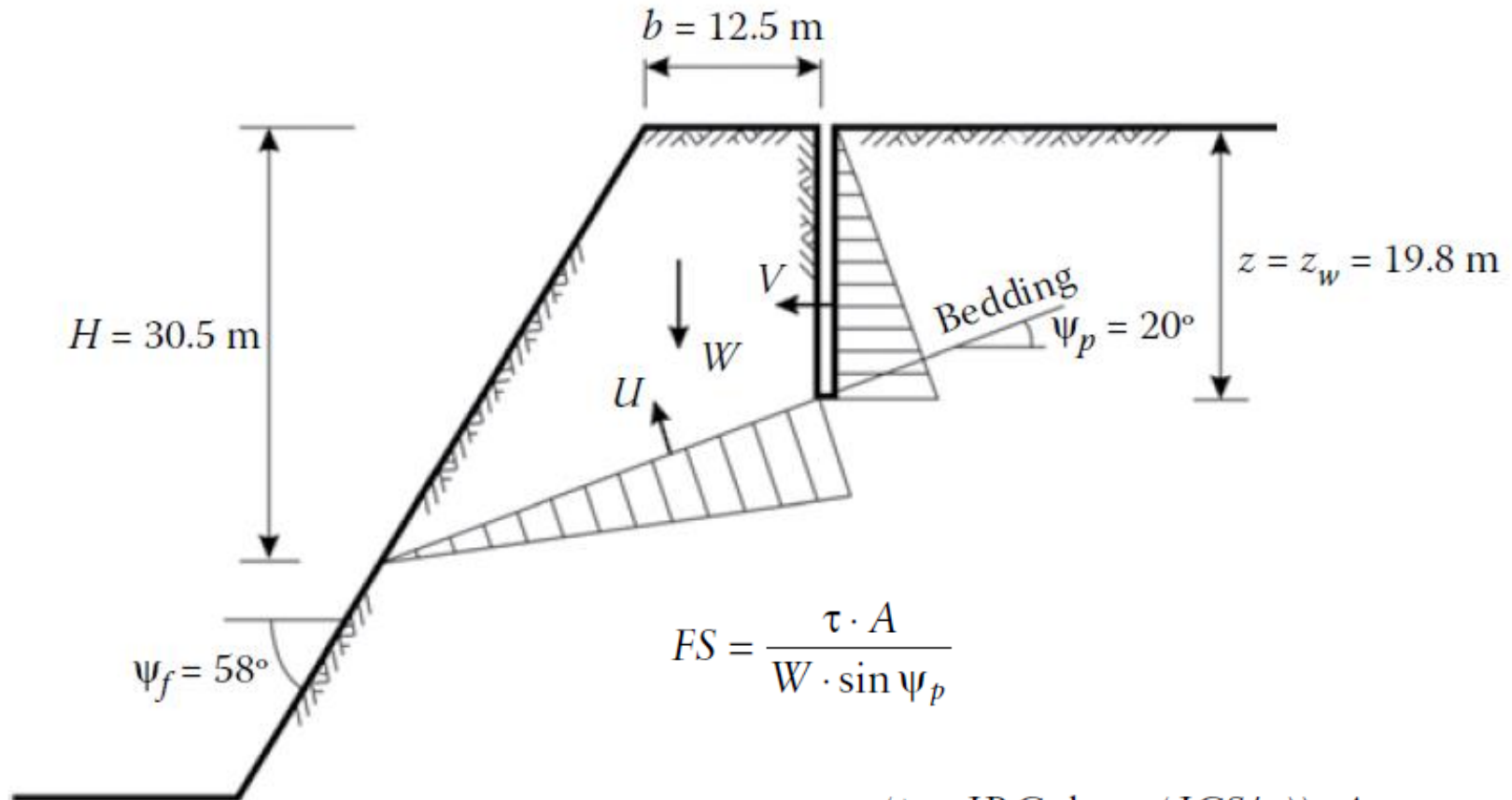
Cuneo 3D

Si potra' usare SSAP
in futuro

Movimento 3D/2D
Si puo' usare SSAP

Da Wyllie 2018





Modello classico cuneo 2D
Metodo M-C o JRC



Da Wyllie 2018

$$FS = \frac{\tau \cdot A}{W \cdot \sin \psi_p}$$

$$= \frac{\sigma \cdot \tan(\phi + JRC \cdot \log_{10}(JCS/\sigma)) \cdot A}{W \cdot \sin \psi_p}$$

$$= \frac{\tan(\phi + JRC \cdot \log_{10}(JCS/\sigma))}{\tan \psi_p}$$

$$= \frac{\tan(\phi + i)}{\tan \psi_p}$$



Da Wyllie 2018

Modello classico cuneo 3D

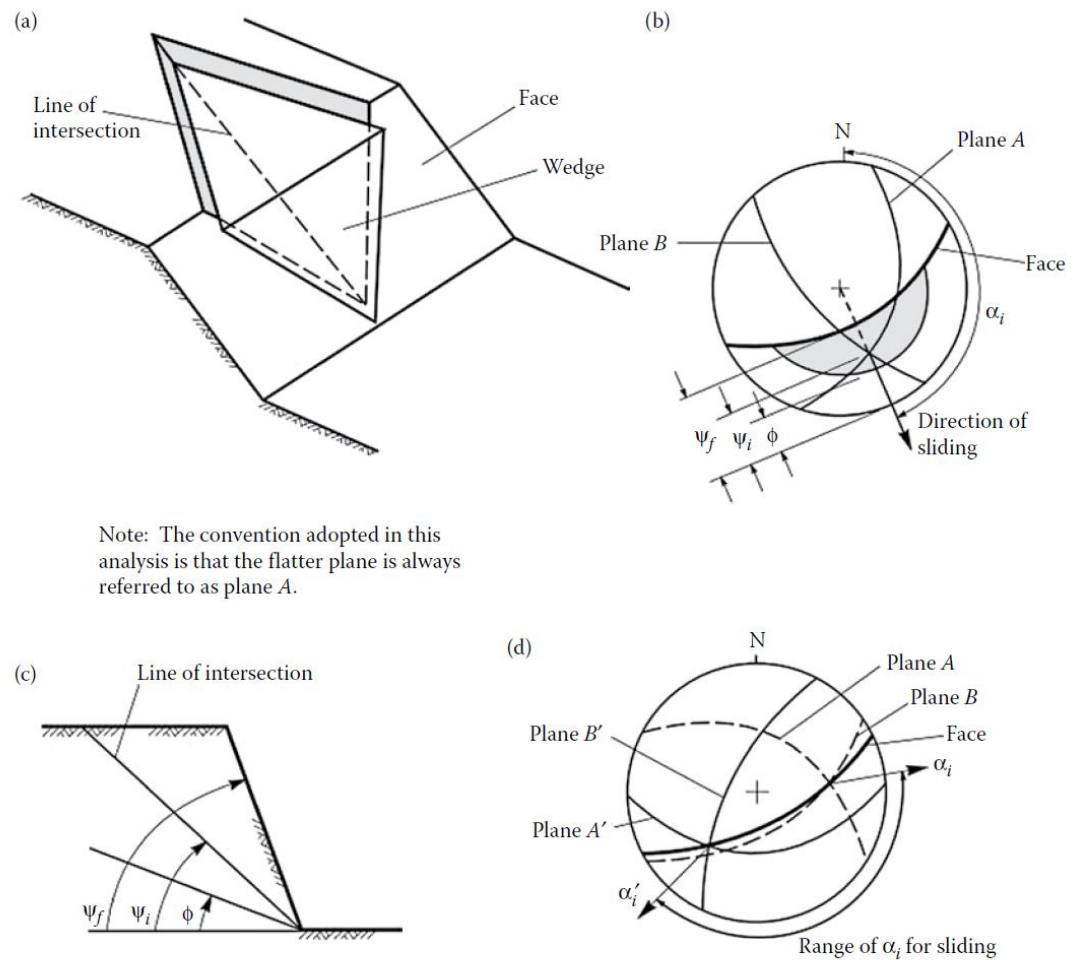


Figure 8.3 Geometric conditions for wedge failure: (a) pictorial view of wedge failure; (b) stereoplot showing the orientation of the line of intersection, and the range of the plunge of the line of intersection ψ_i where failure is feasible; (c) view of slope at right angles to the line of intersection; (d) stereonet showing the range in the trend of the line of intersection α_i where wedge failure is feasible.

Table 8.2 Wedge failure calculation sheet

Input data	Function value	Calculated values
$\psi_a = 45^\circ$	$\cos \psi_a = 0.707$	$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cdot \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na.nb}} = \frac{0.707 + 0.342 \cdot 0.191}{0.518 \cdot 0.964} = 1.548$
$\psi_b = 70^\circ$	$\cos \psi_b = 0.342$	
$\psi_5 = 31.2^\circ$	$\sin \psi_5 = 0.518$	$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cdot \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na.nb}} = \frac{0.342 + 0.707 \cdot 0.191}{0.518 \cdot 0.964} = 0.956$
$\psi_{na.nb} = 101^\circ$	$\cos \psi_{na.nb} = -0.19$	
	$\sin \psi_{na.nb} = 0.982$	$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cdot \cos \theta_{2.na}} = \frac{0.906}{0.423 \cdot 0.643} = 3.336$
$\theta_{24} = 65^\circ$	$\sin \theta_{24} = 0.906$	
$\theta_{45} = 25^\circ$	$\sin \theta_{45} = 0.423$	$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cdot \cos \theta_{1.nb}} = \frac{0.883}{0.515 \cdot 0.5} = 3.429$
$\theta_{2.na} = 50^\circ$	$\cos \theta_{2.na} = 0.643$	
$\theta_{13} = 62^\circ$	$\sin \theta_{13} = 0.883$	$FS = \frac{3}{\gamma_r \cdot H} (c_A \cdot X + c_B \cdot Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} \cdot X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} \cdot Y \right) \tan \phi_B$
$\theta_{35} = 31^\circ$	$\sin \theta_{35} = 0.515$	
$\theta_{1.nb} = 60^\circ$	$\cos \theta_{1.nb} = 0.5$	$FS = 0.241 + 0.494 + 0.893 - 0.376 + 0.348 - 0.244 = 1.36$
$\phi_A = 30^\circ$	$\tan \phi_A = 0.577$	
$\phi_B = 20^\circ$	$\tan \phi_B = 0.364$	$\gamma_r/2 \cdot \gamma_r = 0.196$
$\gamma_r = 25 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_w/2 \cdot \gamma_r = 0.196$	
$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$	$(3 \cdot c_A/\gamma_r) \cdot H = 0.072$	$(3 \cdot c_B/\gamma_r) \cdot H = 0.144$
$c_A = 24 \text{ kPa}$	$(3 \cdot c_B/\gamma_r) \cdot H = 0.144$	
$c_B = 48 \text{ kPa}$		
$H = 40 \text{ m}$		

Da Wyllie 2018



Modello classico cuneo 3D

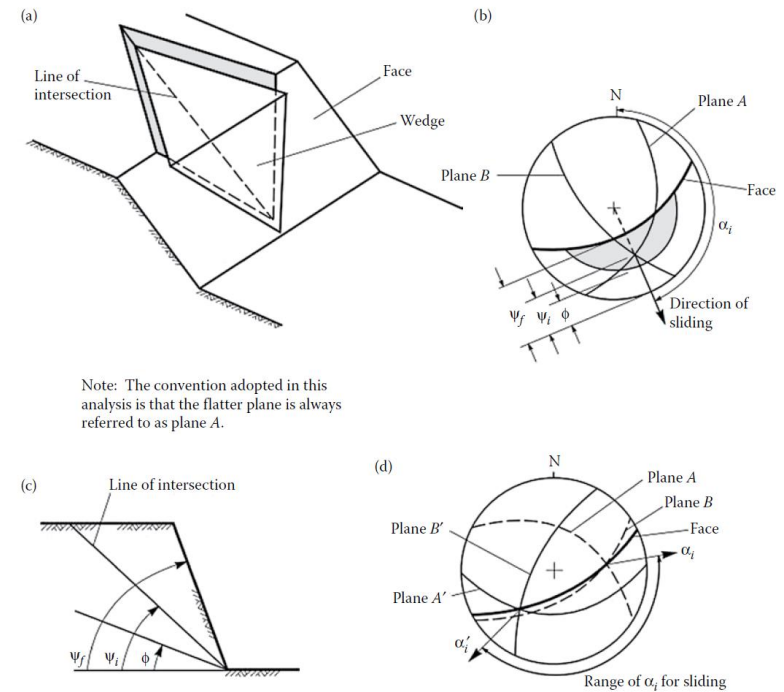
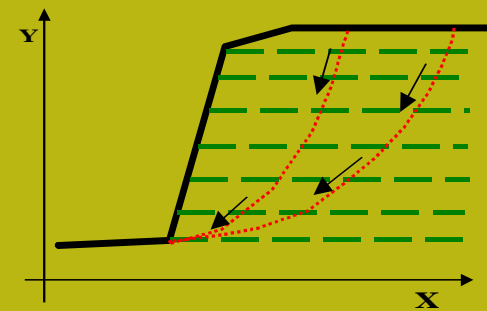
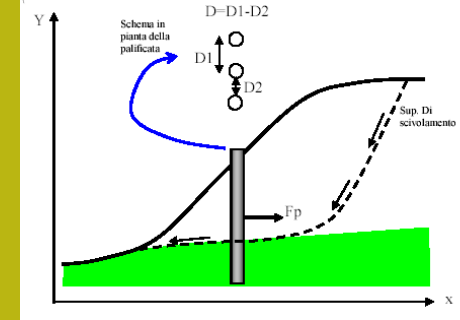


Figure 8.3 Geometric conditions for wedge failure: (a) pictorial view of wedge failure; (b) stereoplot showing the orientation of the line of intersection, and the range of the plunge of the line of intersection ψ_i where failure is feasible; (c) view of slope at right angles to the line of intersection; (d) stereonet showing the range in the trend of the line of intersection α_i where wedge failure is feasible.



SSAP2010

Analisi in condizioni sismiche Metodo Pseudostatico E degli spostamenti



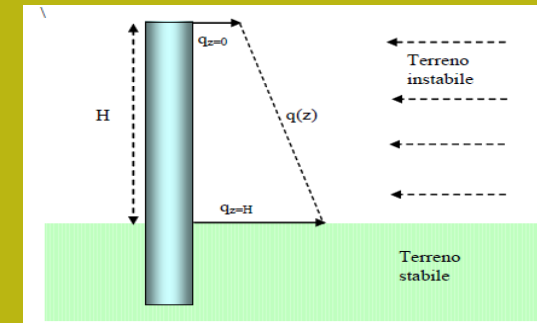
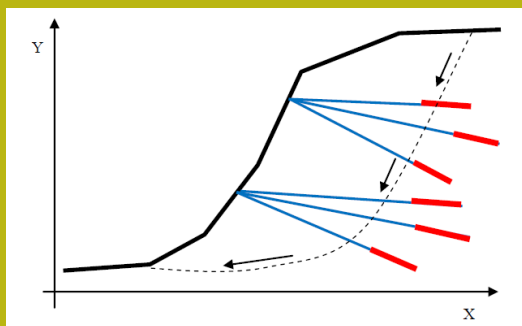
Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D
Universidad Autónoma de San Luis Potosi
UASLP

Instituto de Geología
Facultad de Ingeniería.
San Luis Potosi, MEXICO

lborselli@gmail.com

lorenzo.borselli@uaslp.mx

<http://www.lorenzo-borselli.eu>



L'analisi di stabilità viene fatta eventualmente anche in condizioni dinamiche (cioè in presenza di sisma) mediante il metodo pseudostatico e i coefficienti amplificatori delle azioni sismiche (coefficiente sismico). Questa modalità è conforme alle nuove normative sismiche nazionali in vigore. Secondo le Nuove norme tecniche: **DECRETO 17 gennaio 2018 "Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni" (GU n. 42 del 20-03-2018- Suppl. Ordinario)**

In questo caso una forza sismica orizzontale viene applicata al baricentro di ogni concio e pari a $K_h W_i$ dove K_h è il **coefficiente sismico orizzontale** che è corrispondente ad una frazione del valore della accelerazione orizzontale efficace indotta dal sisma generalmente $K_h = f(a_g)$ che dipende dalle caratteristiche sismiche dell'area cioè dalla accelerazione massima orizzontale a_g (espressa in frazione di g ovvero in frazione di 9.81 m/s^2 che è la accelerazione di gravità) assunta per ciascuna sito del del territorio nazionale (si vedano la documentazione ufficiale per i valori di progetto da assumere nelle analisi di stabilità mediante il modello pseudostatico, vedasi appendice F di questo manuale) e dai coefficienti correttivi S_a e S_t che dipendono rispettivamente dalla caratterizzazione litologica e sismica locale e dalla categoria topografica del sito nonché dal coefficiente β_a che dipende pure dalle caratteristiche dei terreni in sito, ovvero:

$$K_h = \beta_a S_a S_t a_g \quad (2.7)$$

L'accelerazione massima attesa in sito (in condizioni di campo libero) può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S a_g = S_S S_T a_g \quad [F.4]$$

Dove:

S_S = Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (tabella 3.2.IV – NTC2018)

S_T = Coefficiente di amplificazione topografica (tabelle 3.2.III 3.2.V – NTC2018)

a_g = l'accelerazione attesa in sito in condizioni di mezzo rigido (in m/s^2);

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

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

Fig. F.8. il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito (NTC2018)

Nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLU dinamico ossia SLV) le componenti aggiuntive orizzontale F_h e verticale F_v dell'azione sismica si ricavano dalla relazione (vedasi anche capitolo 2 di questo manuale) :

$$F_h = k_h W \quad [F.2a]$$

$$F_v = k_v W \quad [F.2b]$$

dove:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{\max}}{g} \quad [F.3a]$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h \quad [F.3b]$$

essendo:

w =la forza peso di ogni elemento predefinito del pendio (es. un concio verticale)

k_h = il coefficiente sismico orizzontale

k_v = il coefficiente sismico verticale

β_s = il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito;

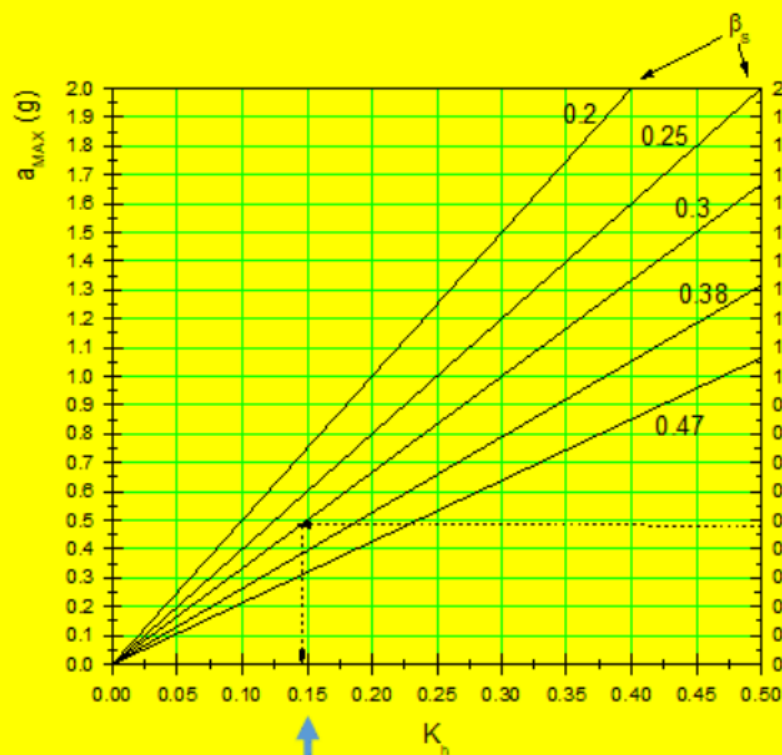
a_{\max} = l'accelerazione massima attesa in sito (in m/s^2);

$g = 9.81$, l'accelerazione di gravità (m/s^2).

Stima K_h , secondo NTC 2018

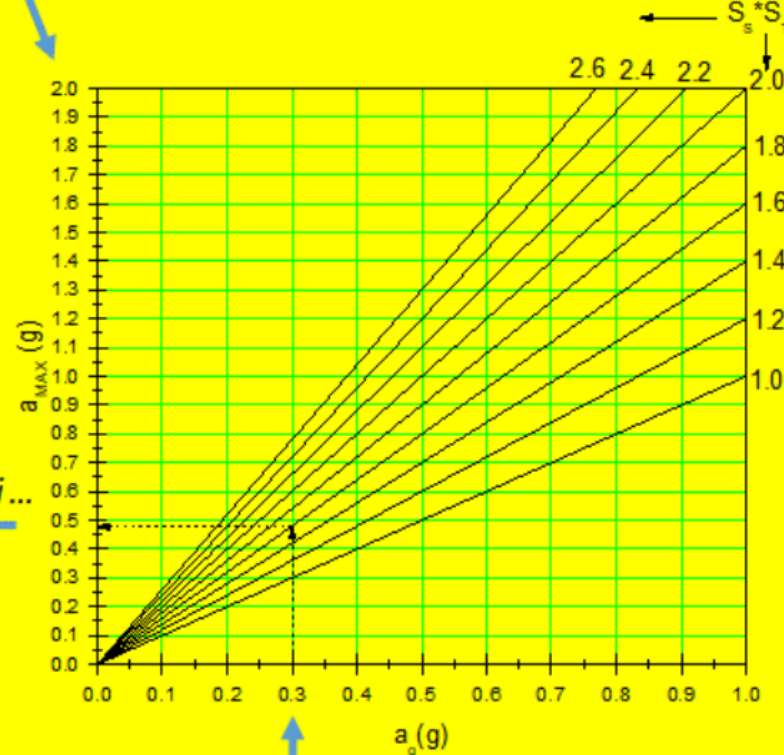
Accelerazione
massima attesa
in sito

Amplificazione spettrale di sito
(effetti topografici e tipo di suolo)



Stima del coefficiente sísmico
Orizzontale in sito

Prosegui...



Inizia qui
con la accelerazione attesa, a scala
locale, su mezzo rigido, con dato tempo
di ritorno

Dal nomogramma in figura 2.7 si può vedere come In generale possiamo avere un ampio spettro di amplificazione (o riduzione) delle accelerazioni attese in sito e indotte dagli effetti topografici locali e dalla classe di terreni indentificati dalla NTC2018. Questo si riflette nell'estremo campo di variazione del valore di K_h in funzione del valore assunto di :

$$K_h = 0.2 \div 1.2 a_g . \quad (2.8)$$

Il **coefficiente sismico verticale** è invece assunto conformemente alla normativa sismica vigente pari alla metà del coefficiente sismico orizzontale, ovvero:

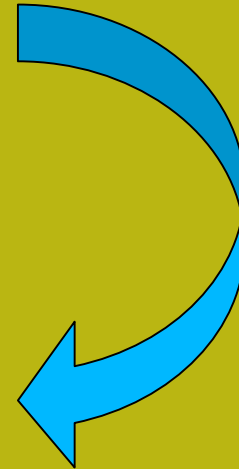
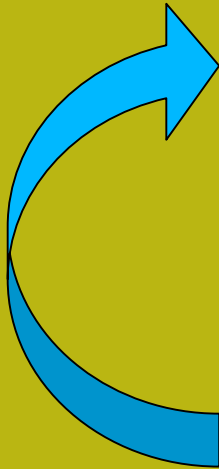
$$K_v = \pm 0.5 K_h \quad (2.9)$$

Il coefficiente sismico verticale può assumere anche valori negativi e in generale con valori di K_v negativi si ottiene, talvolta, un F_s leggermente diverso rispetto al K_v con segno positivo. L'utente può comunque selezionare se effettuare il calcolo con valori Positivi di K_v oppure con valori negativi.

Metodo Sarma Generalizzato in SSAP2010

**1. Scelta metodo di calcolo
(es. Spencer, Sarma, Janbu..)**

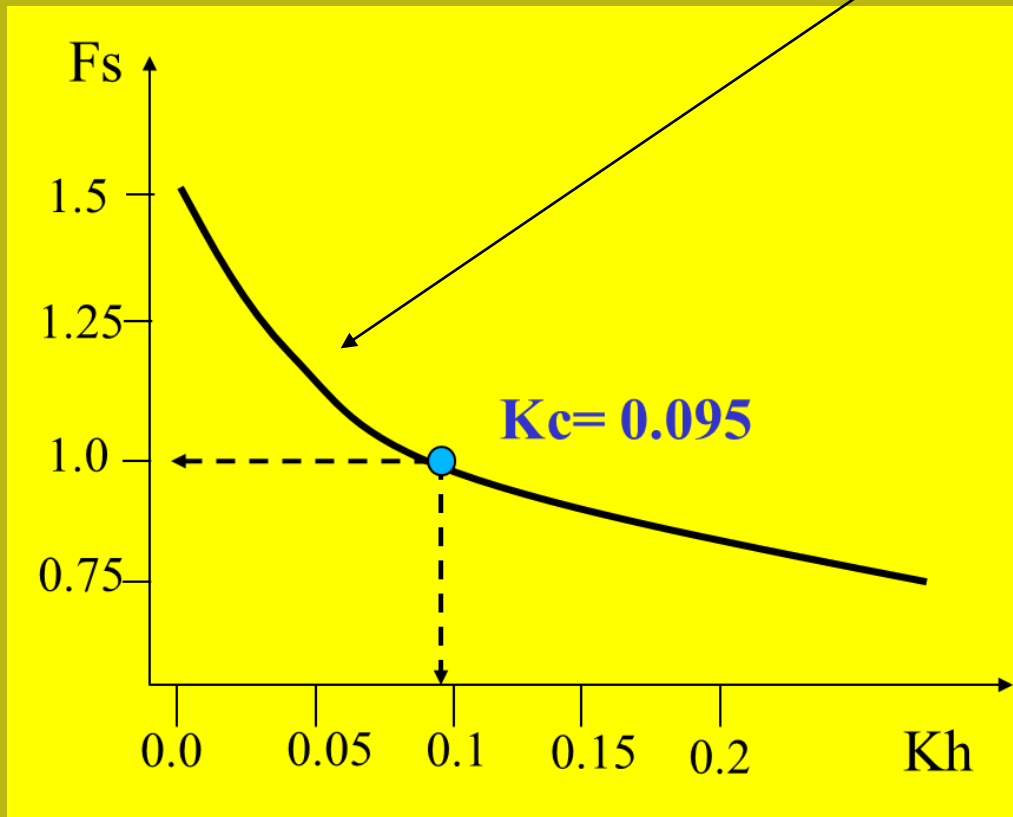
***2. Loop con algoritmo per soluzione
numerica robusta per determinare
 K_c affinché $F_s=1.0$...
(a partire da SSAP 4.1.3)****



Metodo Sarma Generalizzato in SSAP2010

La dipendenza di F_s da K_h e' solitamente di tipo non lineare
Quindi un algoritmo numerico e' necessario..

SSAP ne ha uno che dopo alcuni anni di evoluzione funziona in modo veloce e robusto



Metodo Sarma Generalizzato in SSAP2010

Per realizzare il calcolo in SSAP.

1) Effettuare una verifica singola

(ovvero su una superficie predefinita dall'utente) con uno qualunque dei Metodi di calcolo rigorosi..(nella analisi singola vengo comunque riportati i risultati con tutti e 7 i metodi rigorosi disponibili.

2) Una volta ottenuto il valore di F_s relativo alla superficie indicata , **se $F_s > 1.0$, verrà richiesto se attivare il Calcolo di K_c ..**

3) **Il valore di K_c verrà mostrato in una finestra di dialogo e nell'output Grafico DXF e nel rapporto di verifica in formato Testo**

4) **In caso che la procedura non produca convergenza, un messaggio avvertirà del problema..**

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

METODO DI CALCOLO.....Fs.....lambda.....MLD.....Kc.....Esito.....Note.....

JANBU_RIGOROSO(1973).....	1.2776	1.0000	0.0586	0.1200	Verificata
SPENCER(1973).....	1.2780	0.5803	0.0598	0.1213	Verificata
SARMA_I(1973).....	1.2776	0.8538	0.0593	0.1200	Verificata
MORGESTERN-PRICE(1965)...	1.2758	0.7095	0.0594	0.1200	Verificata
CHEN-MORGESTERN(1983)...	1.2847	0.0279	0.0604	0.1213	Verificata
SARMA_II(1979).....	1.2750	0.9914	0.0572	0.1188	Verificata
BORSELLI(2016).....	1.2759	0.4041	0.0591	0.1200	Verificata

NOTE di Calcolo:-----

[0]--> Fs<1.0 oppure non convergenza calcolo

[1]--> Fs> 50

[2]--> Kc=0.0 per FS<1.0

[3]--> Kc=0.0 per Fs> 50

[4]--> Calcolo Kc senza convergenza

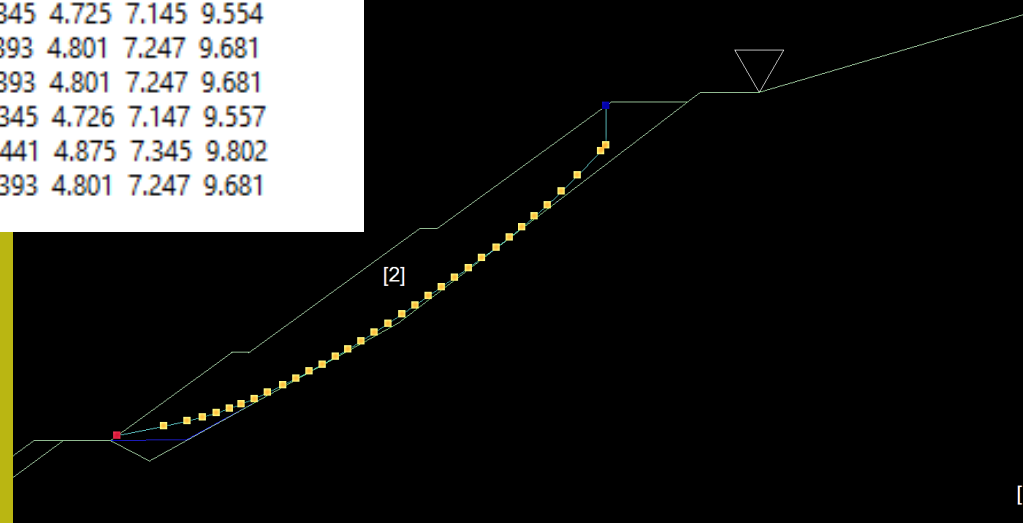
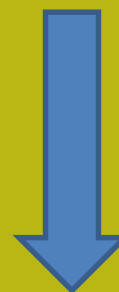
[5]--> Calcolo Kc non attivato

SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCENDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)

.....||----- S(cm) per Amax(g)-----||

METODO DI CALCOLO.....	Kc.....	Sr.....	0.1g.....	0.2g.....	0.4g.....	0.6g.....	0.8g.....	1.0g
JANBU_RIGOROSO(1973).....	0.1200	1.042	0.001	0.327	2.393	4.800	7.245	9.678
SPENCER(1973).....	0.1213	1.042	0.001	0.312	2.345	4.725	7.145	9.554
SARMA_I(1973).....	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
MORGESTERN-PRICE(1965)...	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
CHEN-MORGESTERN(1983)...	0.1213	1.043	0.001	0.312	2.345	4.726	7.147	9.557
SARMA_II(1979).....	0.1188	1.042	0.001	0.343	2.441	4.875	7.345	9.802
BORSELLI(2016).....	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681

Risultato analisi metodo sarma per determinare il valore di Kc critico su una superficie singola



Metodo degli spostamenti in SSAP2010, basato su analisi semiprobabilistica su > 2000 terremoti italiani Biondi et al. (2011).

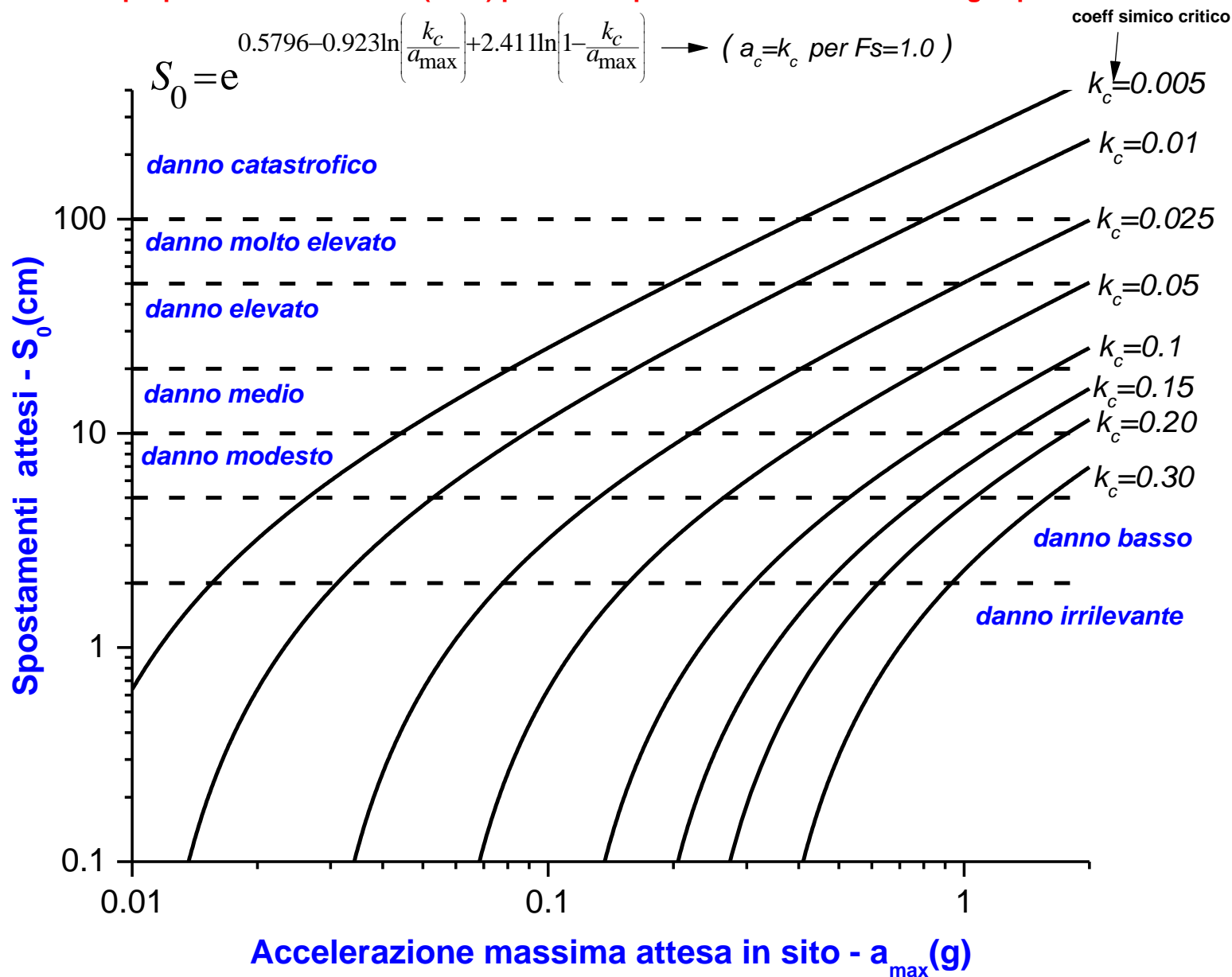
Metodo di Newmarck del blocco rigido corretto per la forma e della massa scivolante e per le risultati delle forze .

Se in modo statico $F_s > 1.0$ e si determina il valore di K_c (coeff sísmico critico) e' possibile calcolare lo spostamento atteso con il 10% di probabilita' di superamento.

I valori di spostamento S_0 In cm devono poi essere moltiplicati per un fattore di correzione, S_r , solitamente variabile tra 0.7 e 1.5, che dipende dalla forma e dall risultante delle forze interconcio della massa scivolante (Bandini et al. 2015).

Alla fine della analisi di K_c SSAP aplica la procedura sopra descritta integralmente.

Relazione proposta da Biondi et al. (2011) per 10% di probabilita' di eccedenza degli spostamenti attesi



Correlazione tra spostamenti indotti dal sisma e livelli di rischio sismico [MILES e KEEFER, 2001].

by L.B. 2017

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

METODO DI CALCOLO.....	Fs.....	lambda.....	MLD.....	Kc.....	Esito.....	Note.....
JANBU_RIGOROSO(1973).....	1.2776	1.0000	0.0586	0.1200	Verificata	
SPENCER(1973).....	1.2780	0.5803	0.0598	0.1213	Verificata	
SARMA_I(1973).....	1.2776	0.8538	0.0593	0.1200	Verificata	
MORGESTERN-PRICE(1965)...	1.2758	0.7095	0.0594	0.1200	Verificata	
CHEN-MORGESTERN(1983)...	1.2847	0.0279	0.0604	0.1213	Verificata	
SARMA_II(1979).....	1.2750	0.9914	0.0572	0.1188	Verificata	
BORSELLI(2016).....	1.2759	0.4041	0.0591	0.1200	Verificata	

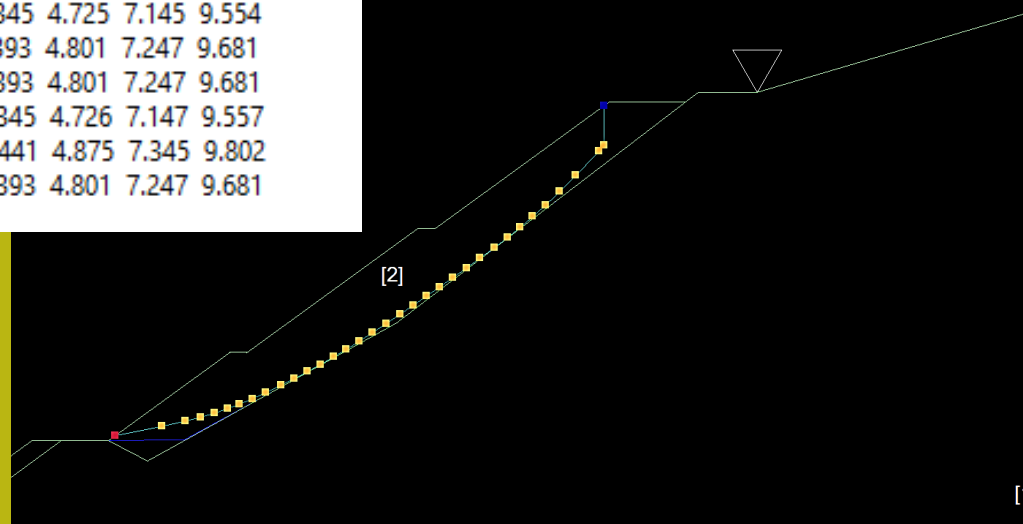
NOTE di Calcolo:-----

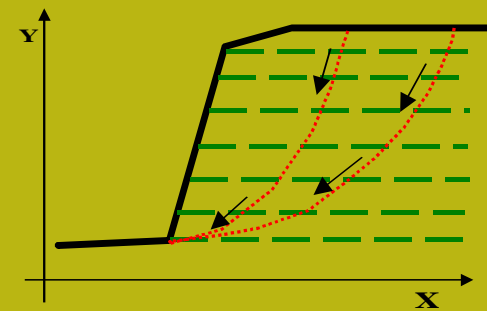
[0]--> $F_s < 1.0$ oppure non convergenza calcolo[1]--> $F_s > 50$ [2]--> $K_c = 0.0$ per $F_s < 1.0$ [3]--> $K_c = 0.0$ per $F_s > 50$ [4]--> Calcolo K_c senza convergenza[5]--> Calcolo K_c non attivato

Risultato analisi método
degli Spostamenti applicato
a una superficie
singola

SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCENDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)

METODO DI CALCOLO.....	Kc.....	Sr.....	0.1g.....	0.2g.....	0.4g.....	0.6g.....	0.8g.....	1.0g
JANBU_RIGOROSO(1973).....	0.1200	1.042	0.001	0.327	2.393	4.800	7.245	9.678
SPENCER(1973).....	0.1213	1.042	0.001	0.312	2.345	4.725	7.145	9.554
SARMA_I(1973).....	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
MORGESTERN-PRICE(1965)...	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
CHEN-MORGESTERN(1983)...	0.1213	1.043	0.001	0.312	2.345	4.726	7.147	9.557
SARMA_II(1979).....	0.1188	1.042	0.001	0.343	2.441	4.875	7.345	9.802
BORSELLI(2016).....	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681

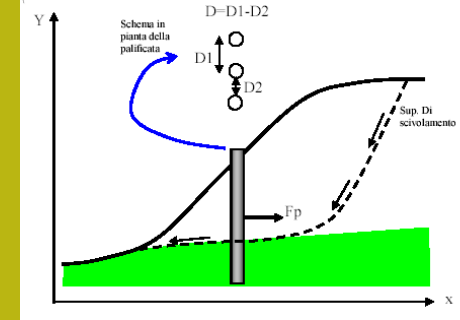




SSAP2010

Scelta e pericoli

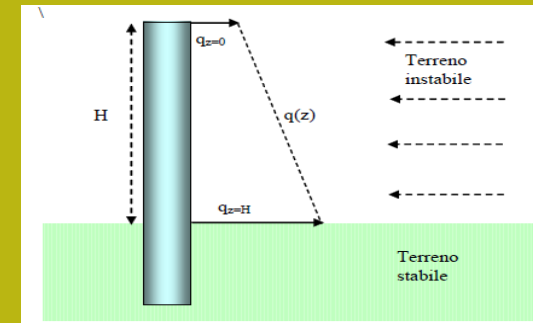
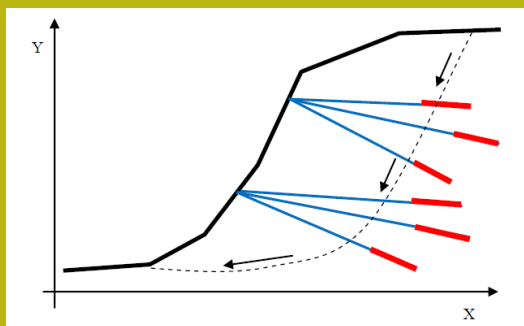
Del criterio di rottura NON DRENATO



Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D
Universidad Autónoma de San Luis Potosi
UASLP

Instituto de Geología
Facultad de Ingeniería.
San Luis Potosi, MEXICO
lborselli@gmail.com

lorenzo.borselli@uaslp.mx
<http://www.lorenzo-borselli.eu>

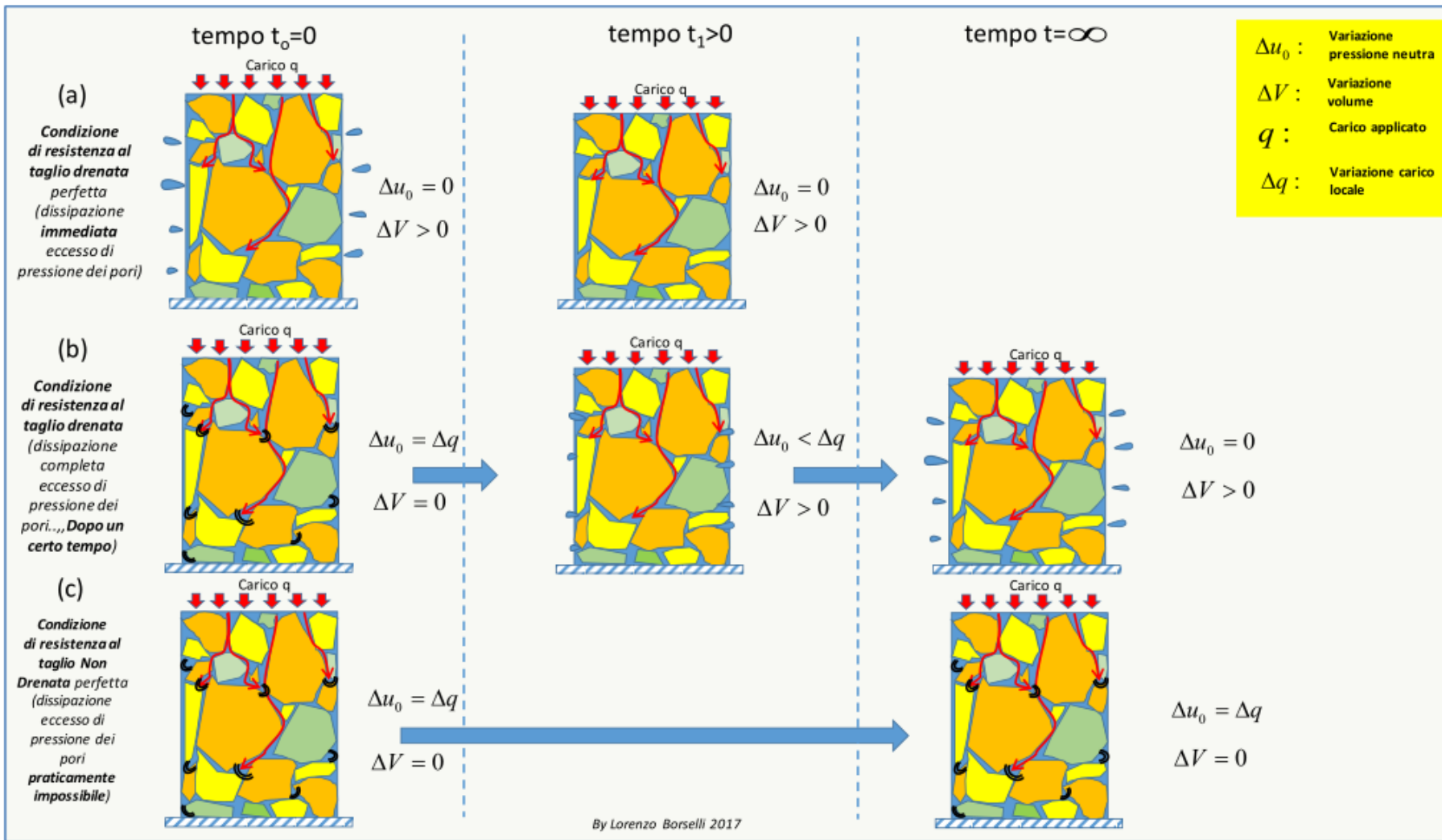


Scelta tra condizioni DRENATE a lungo termine e condizioni NON DRENATE a breve termine per la valutazione della resistenza al taglio dei terreni

Riferimento: teoria di Duncan et al. (1991, 2014)

Applicazione della teoria della consolidazione attraverso il fattore T di consolidazione, ovvero il livello % di consolidazione (e dissipazione dell'eccesso di pressione neutra) . Si applica anche per la valutazione di resistenza al taglio in caso di *rapid drawdown* o svaso rápido.

VEDASI DETTAGLI APPENDICE M manuale SSAP !!!!!



Teoria della consolidazione (semplificata)

Coefficiente di consolidazione C_v che esprime la facilità o meno del processo di consolidazione per mezzo della velocità di dissipazione dell'eccesso della pressione neutra:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

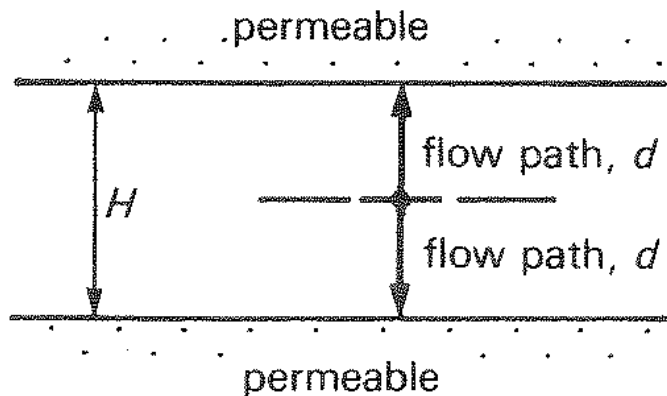
m_v è il coefficiente di compressibilità volumetrica espresso in (m^2/kN)

k è la permeabilità espressa in (m/s)

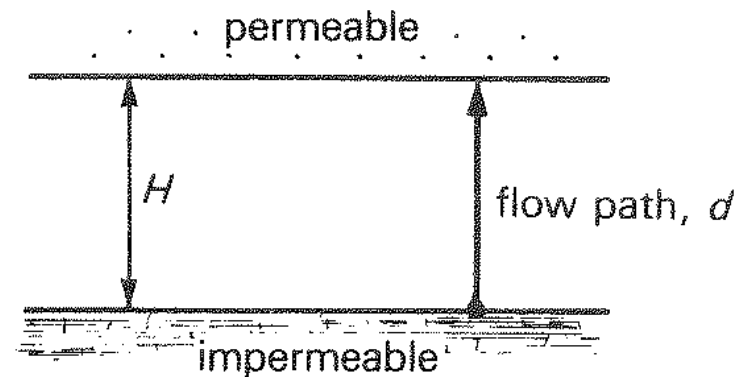
γ_w è il peso unitario dell'acqua $9.81 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

C_v è il coefficiente di consolidazione espresso come $[m^2/s]$

Altro parametro è d ovvero la distanza minima da percorrere per raggiungere la dissipazione dell'eccesso di pressione neutra.



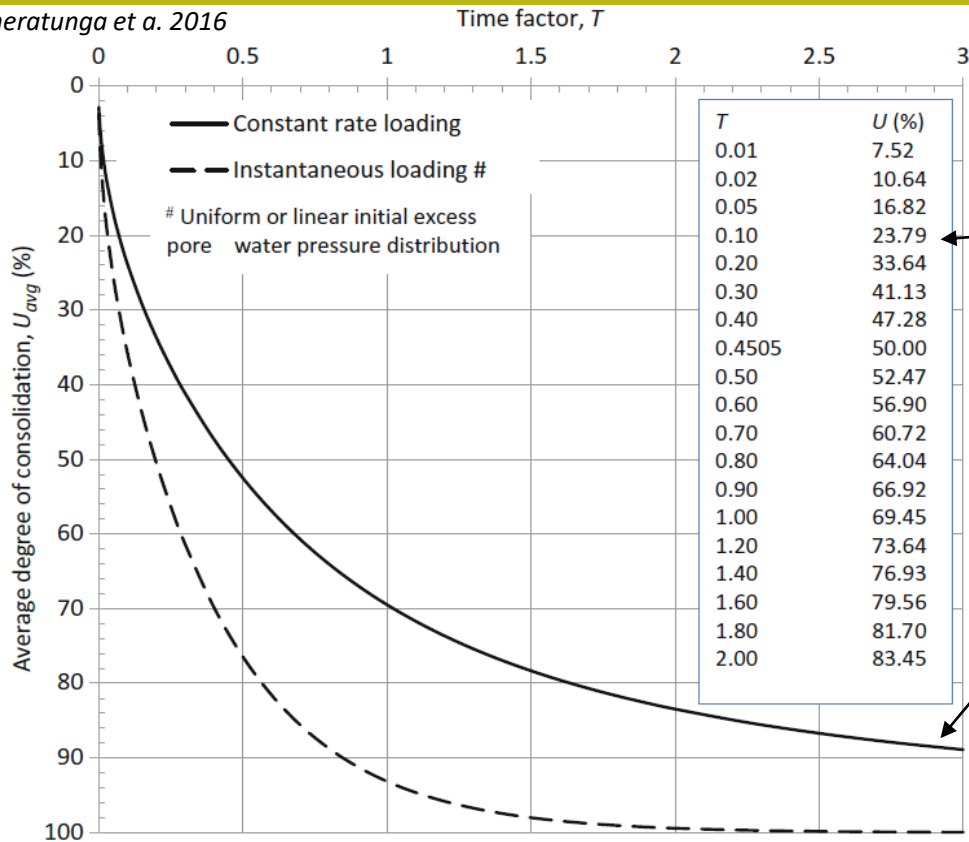
(a)



(b)

Fig. 10.17 Open and half-closed layers

(a) Open layer: $d = H/2$ (b) Half-closed layer: $d = H$



$T=f(U\%)$
per carico
progressivo

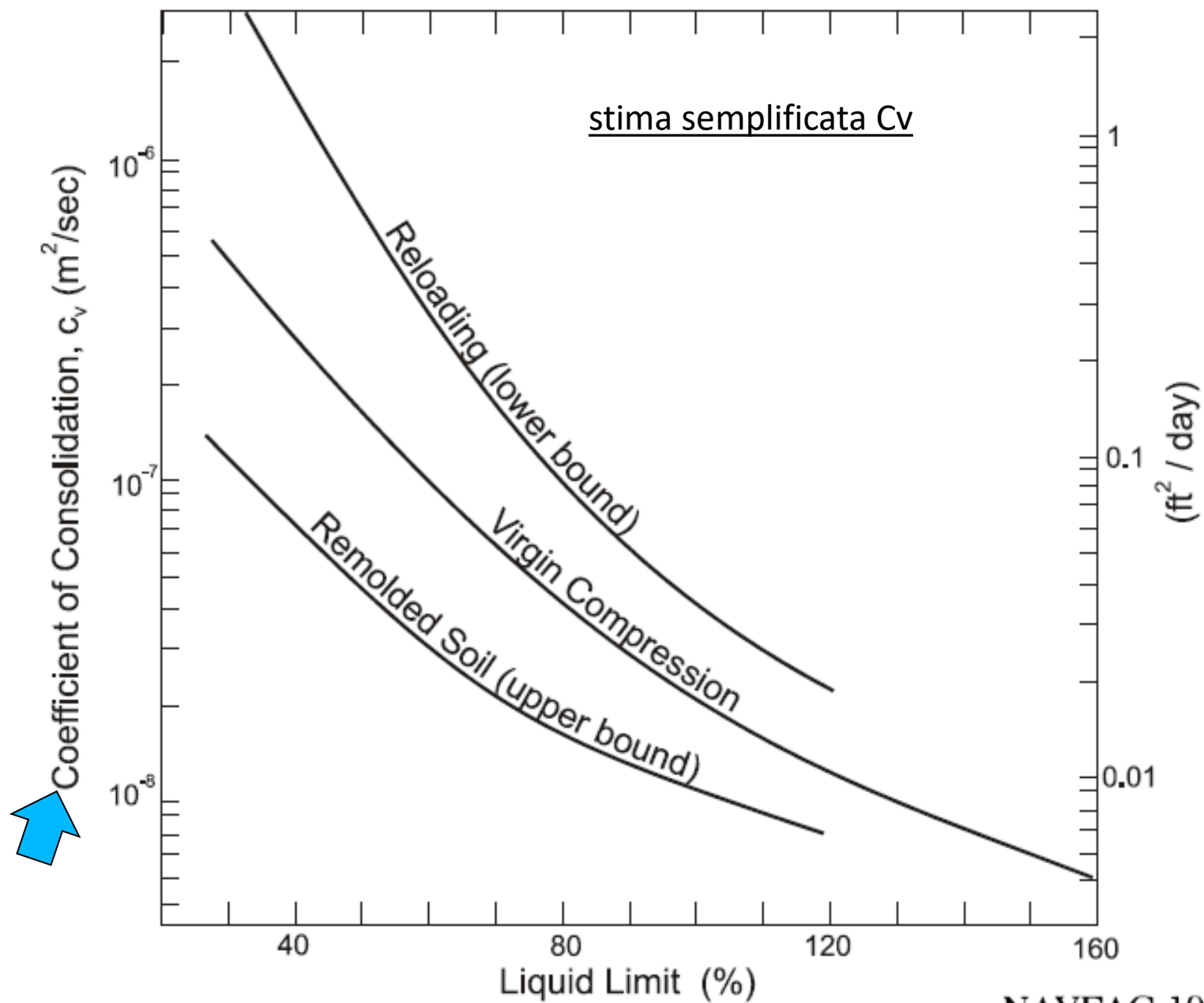
$T=f(U\%)$
per carico
istantaneo

% di consolidazione in funzione del fattore tempo T per carico istantaneo e carico con incremento progressivo (da Ameratunga et al. 2016)

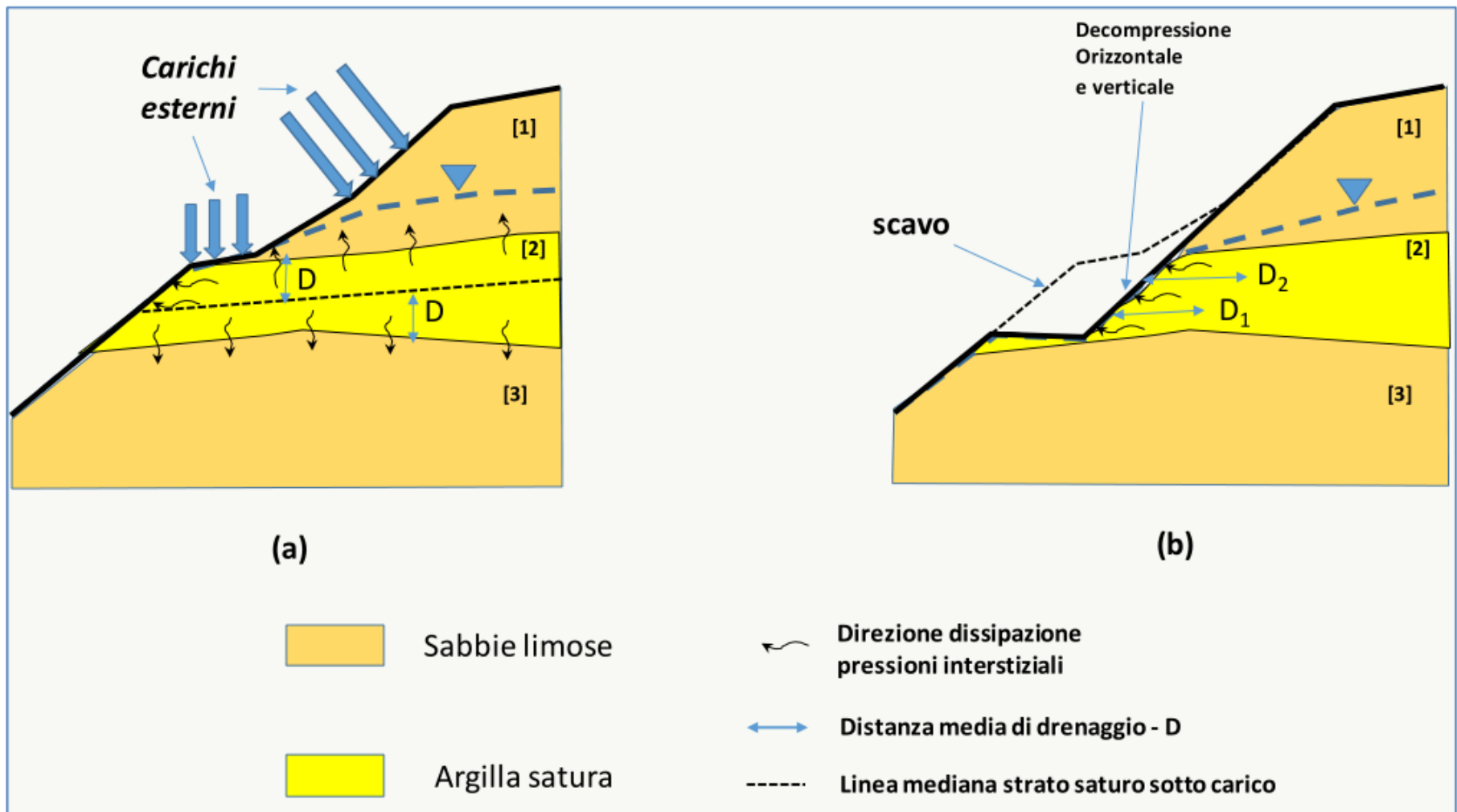
$$T = \frac{c_v t}{d^2}$$

T_{50} y T_{90} sono valori caratteristici e fondamentali del calcolo della % consolidazione vs. Il Tempo.

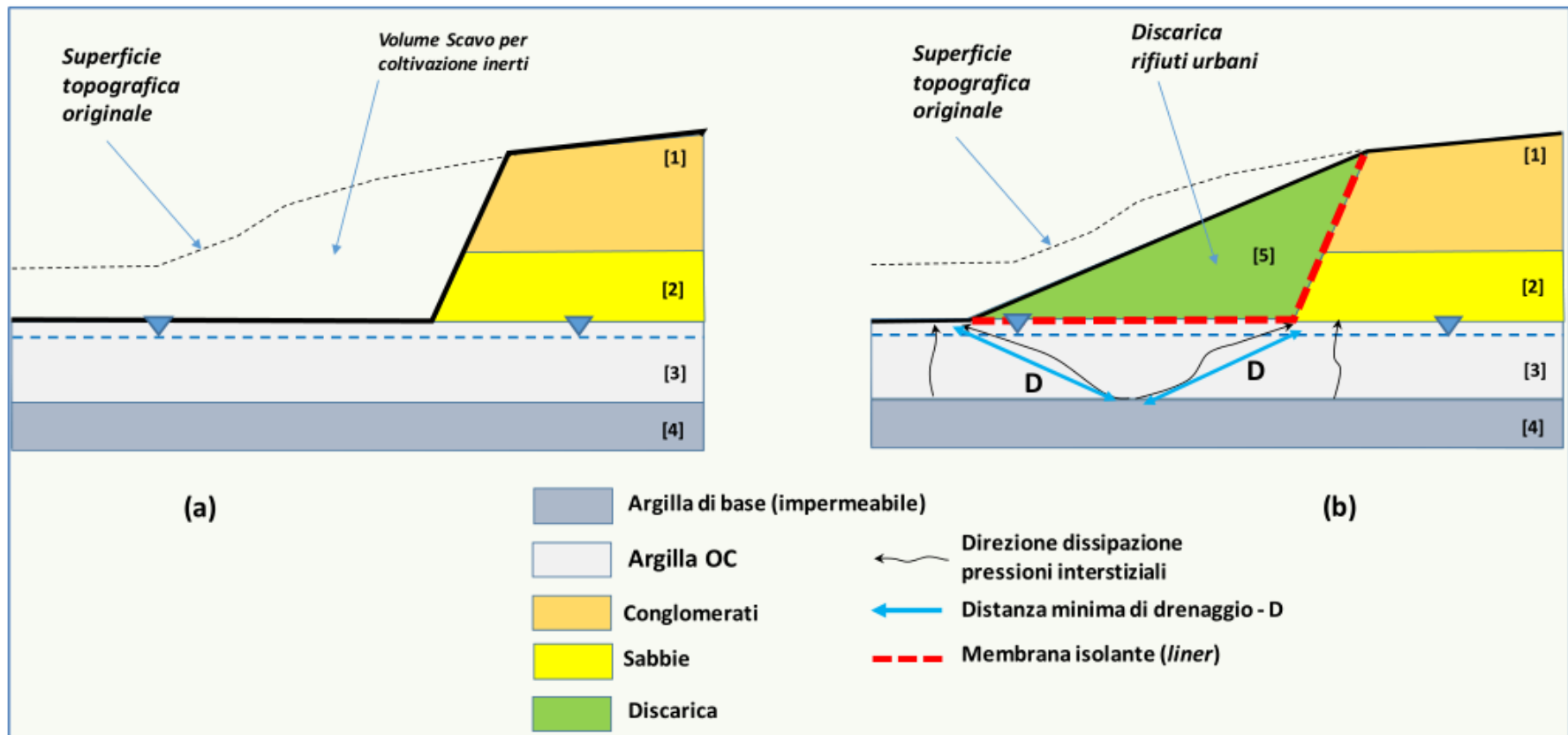
$$t = \frac{T d^2}{c_v}$$



Stima Parametro D



Stima Parametro D



Se si conosce C_v e d si puo' valutare quanto tempo t e'

Necessario per avere una consolidazione completa...

Overo **$T_v > 4$ (Berlingen 2007)**

Per un tempo maggiore di t necesario per avere $T > 4$

**avremo sicuramente condizioni con dissipazione totale della
pressione neutra in eccesso e quindi condizioni DRENATE**

Viceversa per tempi piu brevi avremo condizioni NON DRENATE

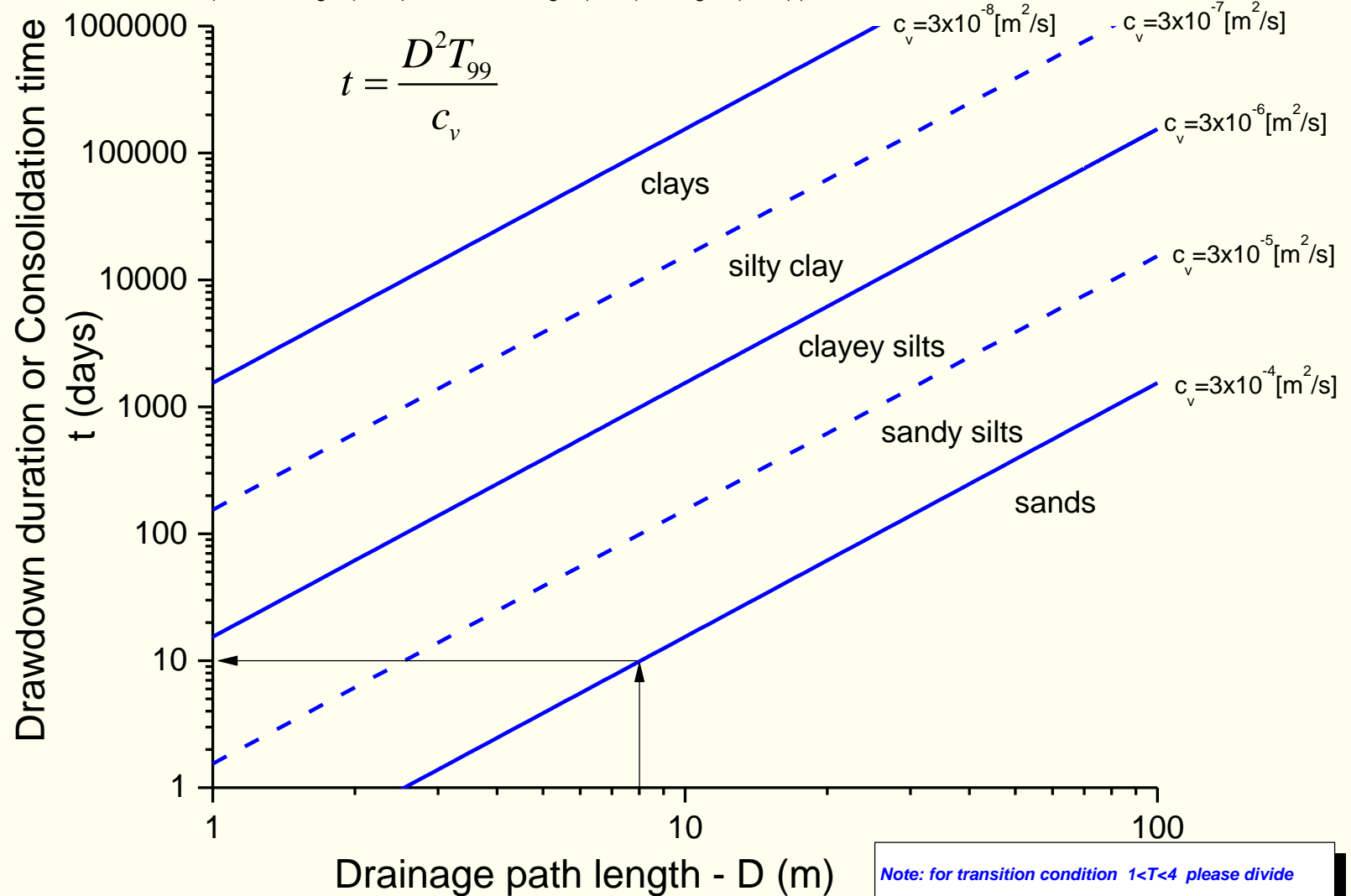
Vedasi i seguenti grafici:

- 1) Tempo (in giorni) per arrivare a condizioni completamente drenate
- 2) Combinazione distanza di drenaggio e tempo per una specifica C_v

Time to 99% of consolidation $T_{99}=4$

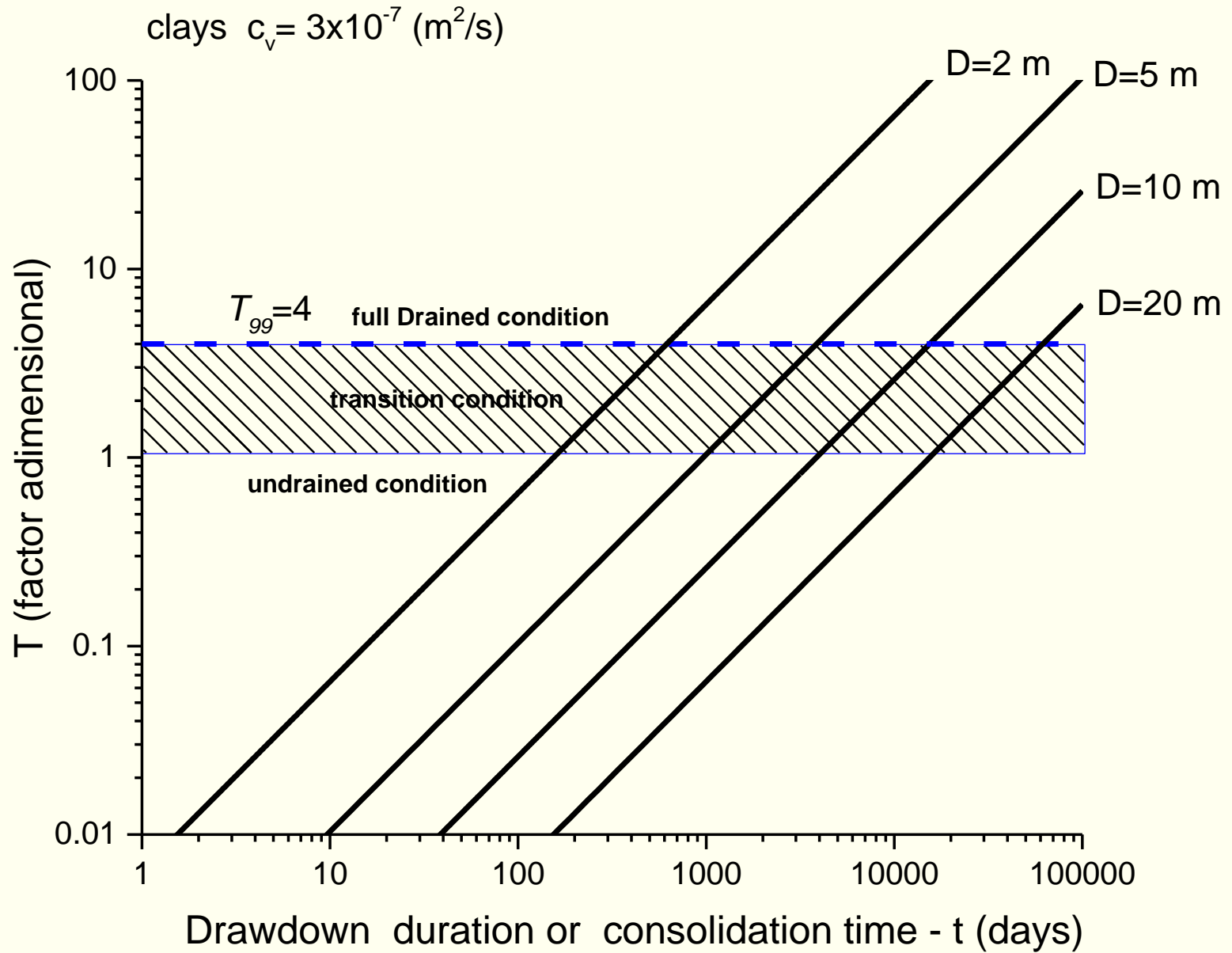
By I. Borselli (2017)

(after Terzaghi (1943), Duncan & Wrigth (1990), Berilgen (2007))

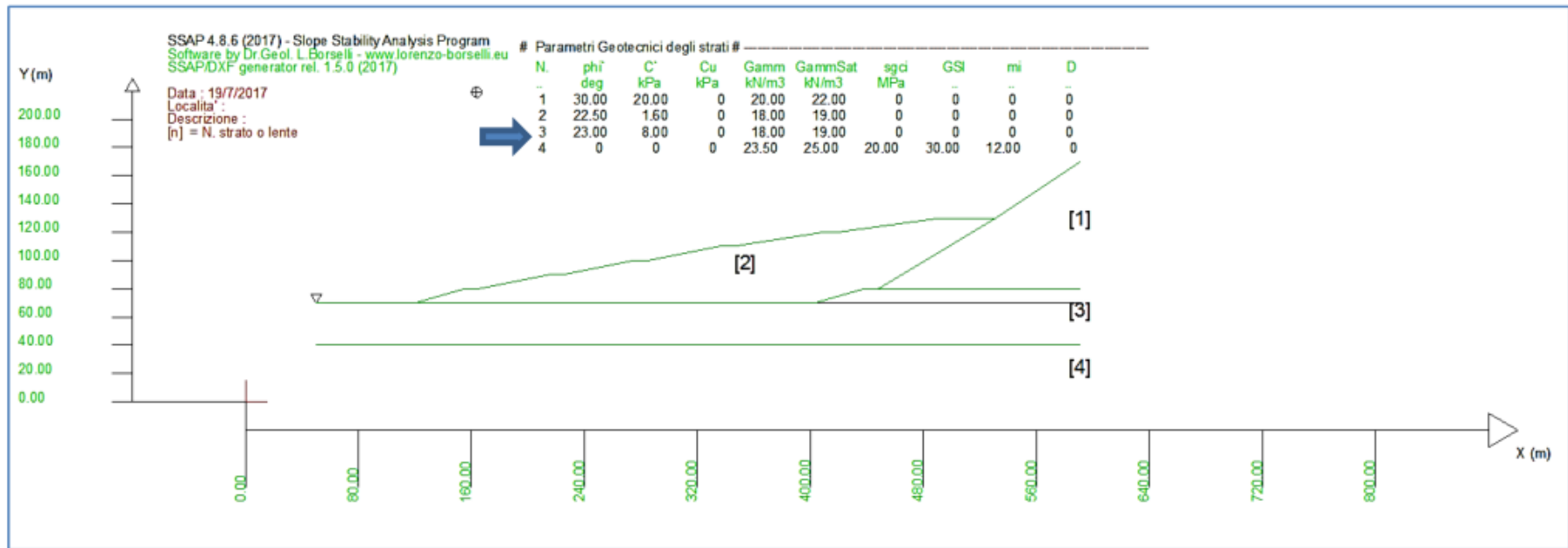


Note: for transition condition $1 < T < 4$ please divide

t value by appropriate factor. e.g. for $T=1$ divide t by 4

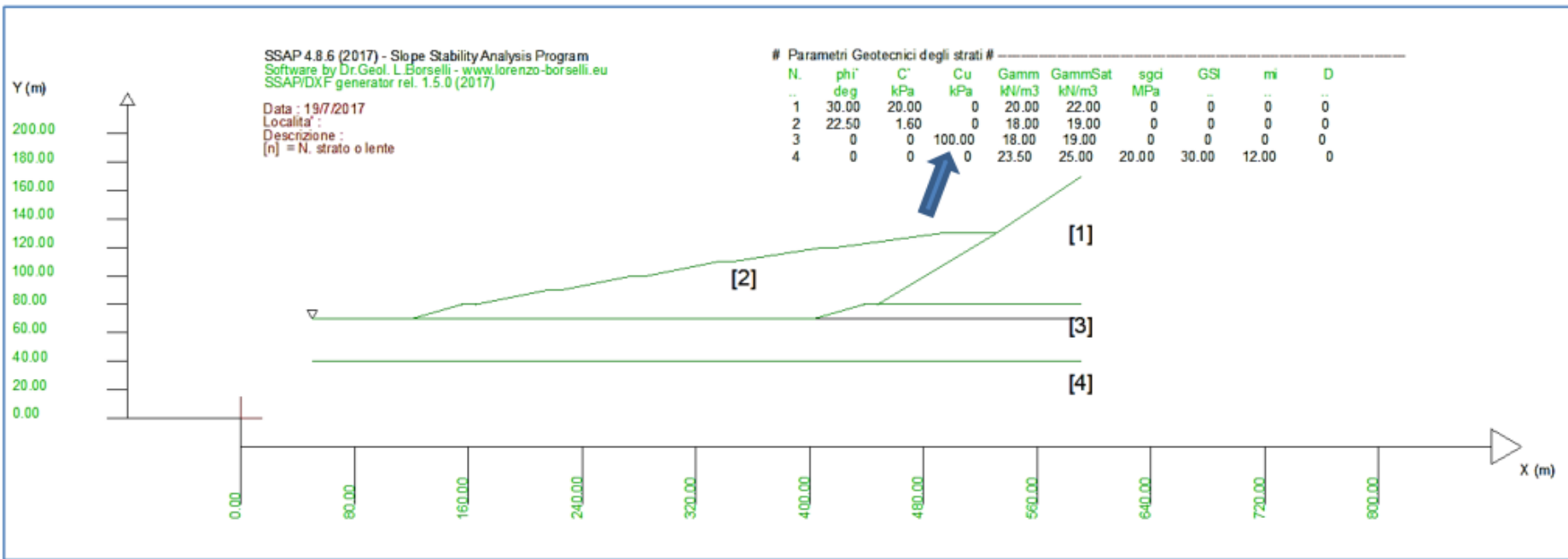


In figura M.8 abbiamo una ex cava di prestito di inerti con un deposito di sabbie cementate poggianti su uno strato compatto di argille sovraconsolidate sovrastanti una formazione di calcareniti in facies di flysh. Il deposito di argille si trova in condizione di saturazione e la ex cava di inerti si trova in uso come discarica di inerti industriali granulari di natura non contaminante. Nella sezione in figura M.8 lo strato 1 è costituito dal deposito di sabbie cementate, Lo strato 2 è il deposito di inerti, Lo strato 3 sono argille sovraconsolidate mentre lo strato 4 è costituito da calcareniti fratturate.



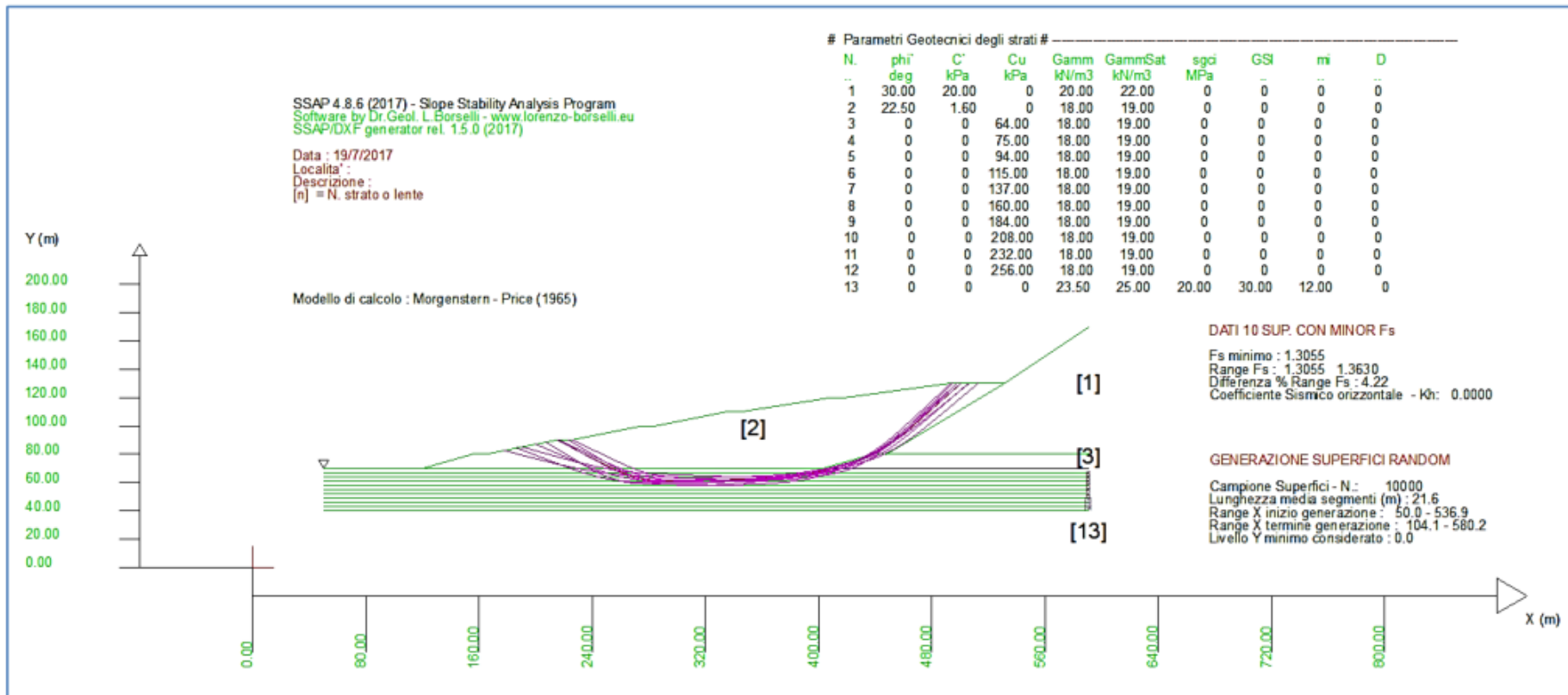
Cartella esempi corso : **discarica_esempio_ssap_4.8.6**

Scenario condizione drenate



Scenario substrato condizioni non drenate

Cartella esempi corso : **discarica_esempio_ssap_4.8.6**



Scenario substrato condizioni non drenate - modificato
con modello SHANSEP

Cartella esempi corso : **discarica_esempio_ssap_4.8.6**

In particolare è necessario porre attenzione ai seguenti punti:

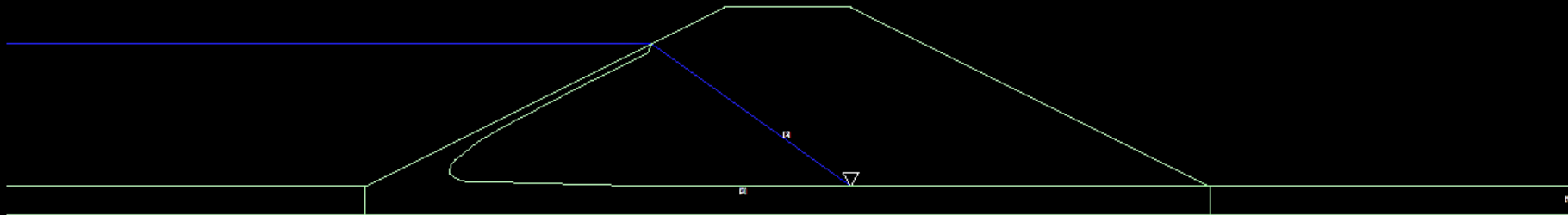
- 1) **Le verifiche in condizioni non drenate non offrono necessariamente sempre condizioni di maggiore stabilità di verifiche in condizioni drenate.**
- 2) È possibile associare a pendii multistrato criteri di rottura diversi per ogni strato, quando e come le situazioni di carico e di consolidazione lo richiedano (Duncan et al., 2014).
- 3) I parametri di resistenza al taglio di ogni strato devono essere ricavati secondo le metodologie correnti (prove di laboratorio e/o prove in situ) tenendo conto della storia tensionale e ovviamente dei criteri di progetto.
- 4) **I valori di resistenza al taglio in condizioni non drenate (criterio di Tresca) possono essere ampiamente sufficienti a garantire stabilità di un pendio per potenziali scivolamenti a basse e medie profondità, ma totalmente insufficienti per movimenti gravitativi a grandi profondità.**
- 5) Per terreni coesivi NC e OC è necessario, per strati di spessore maggiore di 3m, verificare la presenza di un profilo variabile di resistenza al taglio che è possibile ottenere mediante prove di laboratorio o in sito e integrato da modelli del tipo SHANSEP.
- 6) Nel caso di strati di spessore maggiore di 3m è necessario sempre suddividere lo strato in sotto-strati di almeno 3 m e associare a ciascuno di questi un proprio valore di C_u .

SSAP 4.9.6 (2018) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.2 (2018)

Data : 12/4/2018
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

N.	phi°	C°	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa
1	16.23	0.80	0	16.00	17.00	0	0	0
2	20.46	4.80	0	19.00	20.00	0	0	0
3	20.46	4.80	0	19.00	20.00	0	0	0
4	18.93	4.80	0	19.00	20.00	0	0	0



**Argine con simulazione di svaso rapido e zona saturazione
 Con piena la colmo.**

Percorso nella cartella esempi_corso_avanzato:
 Scenario base: **svaso_rapido_modificato**

**Argine con simulazione di svaso rapido e zona saturazione
A massima piena.**

Percorso nella cartella esempi_corso_avanzato:
Scenario base: **svaso_rapido_modificato**

verifiche di stabilità:

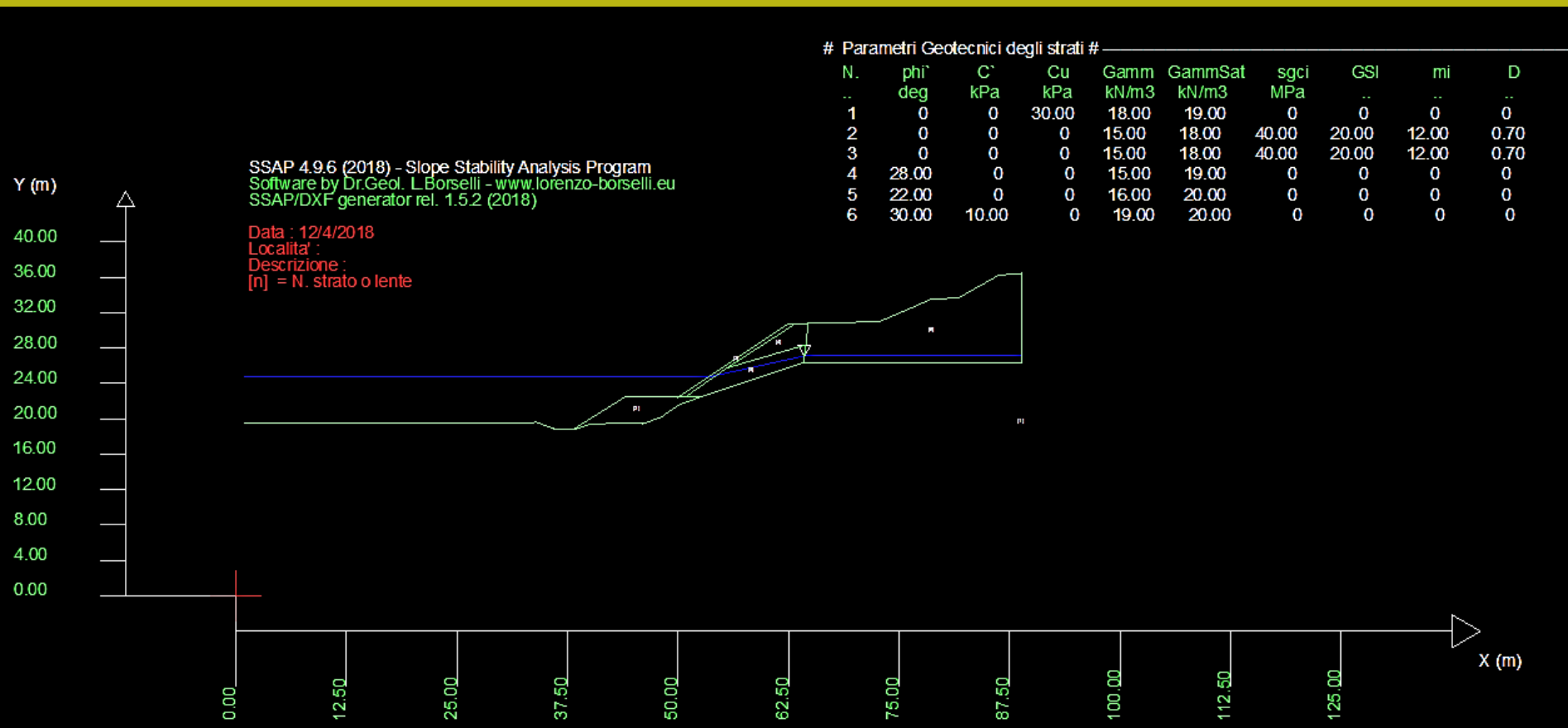
1)Massima piena

2)Svaso rápido senza effetto memoria

3)Svaso rapido con effetto memoria



Cartella: scarpata_sommersa_2018



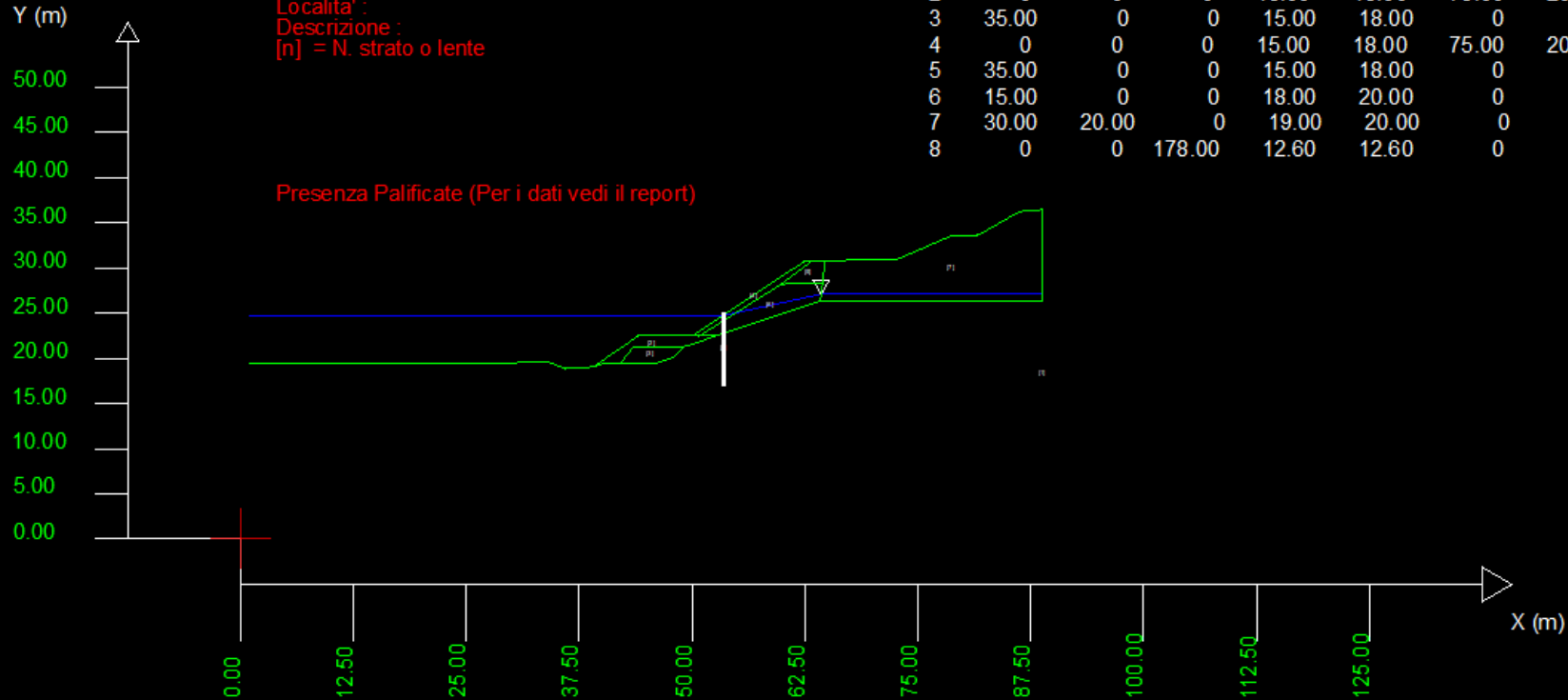
Cartella: scarpata_sommersa_2018

SSAP 4.9.6 (2018) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.2 (2018)

Data : 12/4/2018
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

N.	phi°	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa
1	0	0	30.00	18.00	19.00	0	0	0	0
2	0	0	0	15.00	18.00	75.00	20.00	12.00	0.70
3	35.00	0	0	15.00	18.00	0	0	0	0
4	0	0	0	15.00	18.00	75.00	20.00	12.00	0.70
5	35.00	0	0	15.00	18.00	0	0	0	0
6	15.00	0	0	18.00	20.00	0	0	0	0
7	30.00	20.00	0	19.00	20.00	0	0	0	0
8	0	0	178.00	12.60	12.60	0	0	0	0



Cartella:scarpata-argine-complesso-2018

Pendio con falda sospesa e saturazione quasi completa della copertura detritica e colluviale.

Percorso nella cartella esempi_corso_avanzato:

Scenario con falda sospesa nello strato 2:

Peloritan/sezAsdF_bis.mod

Motori di ricerca:

- Convex random search
- **SNIFF RANDOM SEARCH**
- Disattivare acquifero nello strato 1
- Generare mappa F_s locale
- Provare effetto sismico $K_h=0.05$

Data : 29/9/2015
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #										
N.	phi`	C`	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D	
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa
1	29.00	200.00	0	19.00	21.00	0	0	0	0	
2	28.00	10.00	0	16.00	19.00	0	0	0	0	



Strato pedogenetico e
 detrítico
 colluviale sopra rocce
 metamorfiche
 o calcaree



[1]

Liquefazione e stabilita' dei pendii

In

SSAP2010

Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D

Universidad Autónoma de San Luis Potosi -UASLP

Instituto de Geología

Facultad de Ingeniería.

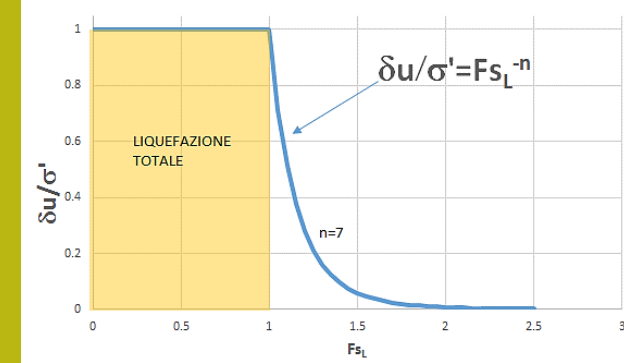
San Luis Potosi, MEXICO

E_mail:

lborselli@gmail.com

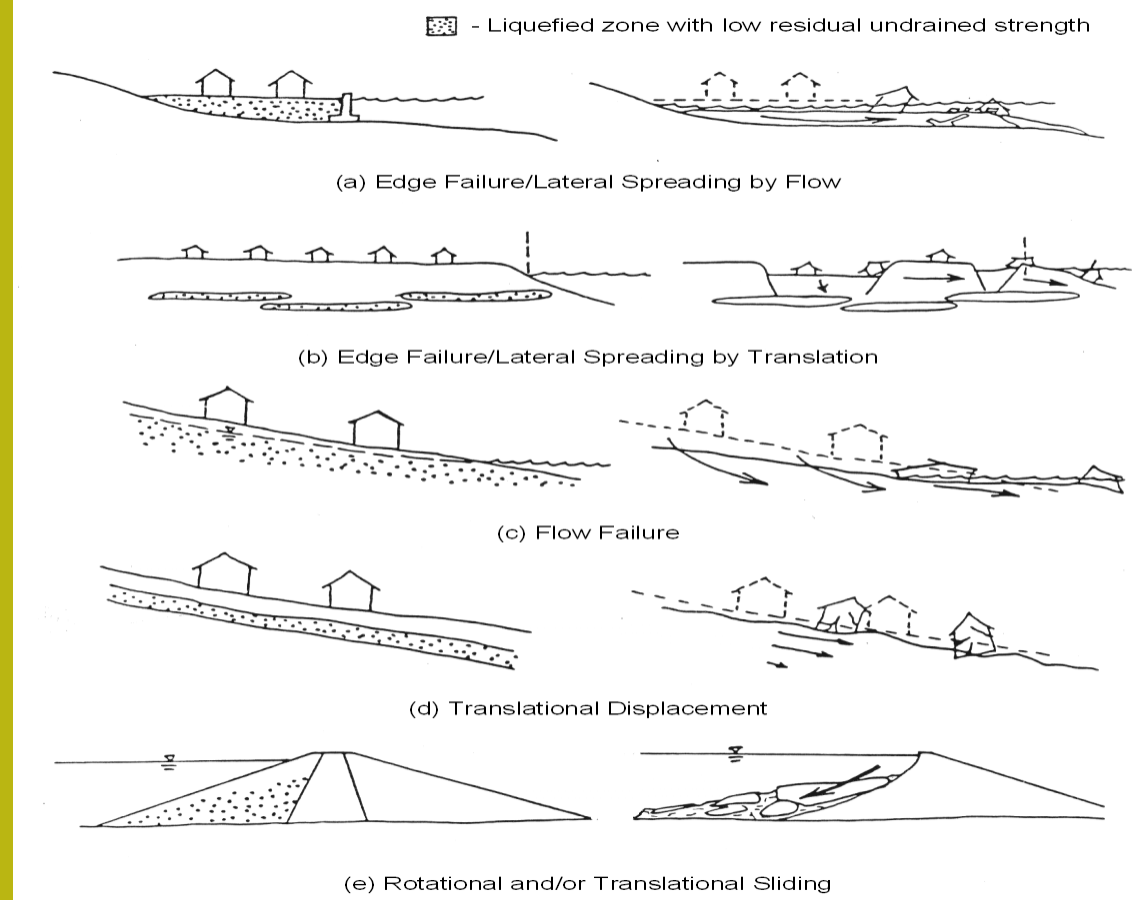
lorenzo.borselli@uaslp.mx

<http://www.lorenzo-borselli.eu>



Liquefazione e stabilità dei pendii

Il processo di liquefazione del suolo è fenomeno per cui un terreno saturo perde sostanzialmente resistenza e rigidità in risposta ad uno stress applicato, usualmente uno stress ciclico, prodotto da un terremoto, che induce il terreno stesso a comportarsi come un liquido.

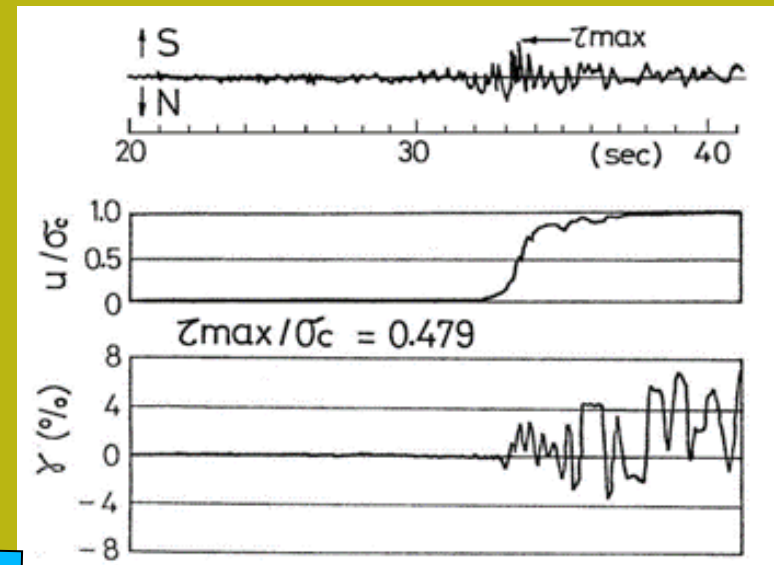


Fenomeno osservato soprattutto in terreni saturi, con basso addensamento e tipicamente caratterizzati da terreni sabbiosi o sabbioso limosi sciolti.

Liquefazione e stabilità dei pendii

Se il terreno è in condizioni sature la tendenza a comprimersi del terreno in seguito carico monotono (esempio un aumento del carico su un terrapieno) o carico ciclico (vibrazioni o scuotimento sismico) produce un incremento della pressione di poro (pressione neutra) in risposta alla compressione del suolo.

Il processo contrattivo (o dilatazione negativa) dei depositi soggetti a liquefazione, prodotto da uno stress ciclico, porta a un incremento progressivo della pressione di poro in tempi molto rapidi dato che il tempo necessario a dissipare questa pressione è generalmente molto più lungo della durata del sisma.



La figura mostra come in seguito a uno stress ciclico sismico abbiamo in pochi secondi una risalita della pressione di poro fino ad eguagliare la pressione di contatto dei granuli. Nella figura si osserva il progressivo incremento del coefficiente della pressione interstiziale con la progressione dello stress ciclico.

Liquefazione e stabilità dei pendii

Se l'incremento di pressione di poro raggiunge livelli equivalenti alla pressione totale si produce una pressione efficace eguale a zero e quindi il terreno comincia a comportarsi come un fluido. In sostanza lo stato di “**liquefazione**” del suolo si verifica quando la tensione effettiva di suolo è ridotta a praticamente zero, che corrisponde ad una riduzione (teorica) quasi totale di resistenza al taglio.

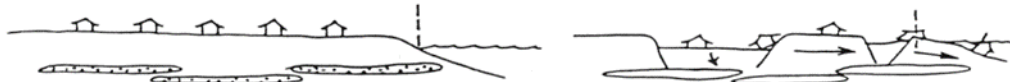
Ma la resistenza al taglio effettiva non sarà mai in realtà pari a zero..

Liquefazione e stabilità dei pendii

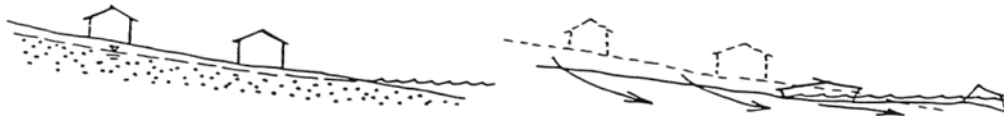
■ - Liquefied zone with low residual undrained strength



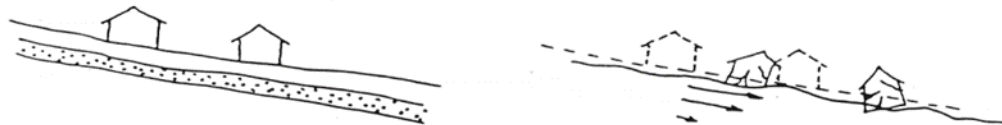
(a) Edge Failure/Lateral Spreading by Flow



(b) Edge Failure/Lateral Spreading by Translation



(c) Flow Failure



(d) Translational Displacement



(e) Rotational and/or Translational Sliding

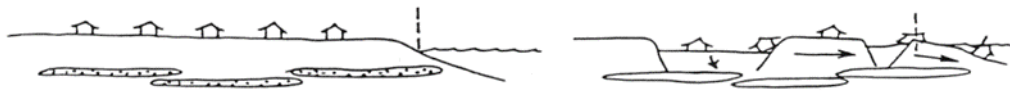
Dal punto di vista del SSAP facciamo in particolare riferimento al processo di liquefazione che ha luogo su pendii naturali o artificiali (figura a lato). Il processo di liquefazione in pendii o opere in terra deve essere analizzato con procedure particolari, posteriormente a una analisi preliminare di liquefacibilita' del deposito associata a una specifica sollecitazione sismica di progetto..

Liquefazione e stabilità dei pendii

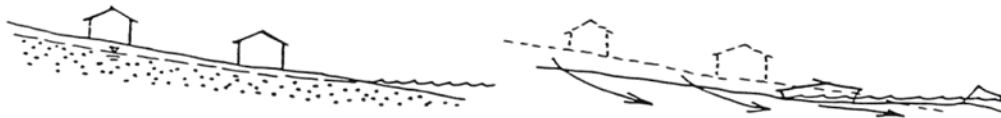
■ - Liquefied zone with low residual undrained strength



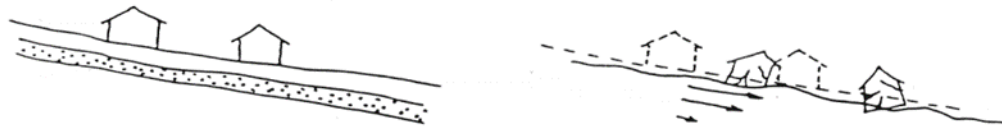
(a) Edge Failure/Lateral Spreading by Flow



(b) Edge Failure/Lateral Spreading by Translation



(c) Flow Failure



(d) Translational Displacement



(e) Rotational and/or Translational Sliding

Il primo passo per integrare in una verifica di stabilità l'effetto di una potenziale liquefazione totale o parziale è rispondere a una serie di quesiti:

1. Se e quali strati del nostro pendio hanno caratteristiche di potenzialmente liquefacibili.
2. Se esistono strati liquefacibili quale è il potenziale di liquefazione (Fattore di sicurezza liquefazione) rispetto a uno stress ciclico (sismico) in condizioni non drenate, che produrrà una liquefazione totale o parziale.

Liquefazione e stabilità dei pendii

La determinazione preliminare del fattore di sicurezza a liquefazione avviene attraverso varie fasi

Fase 1 e 2: calcolo del rapporto di stress ciclico considerando la correzione per la profondità (CSR)

Fase 3: valutazione rapporto di resistenza ciclico (CRR) considerando la correzione per la magnitudo del sisma (MSF) Fase 4: calcolo del fattore correzione per pendenza media del pendio in funzione del grado di addensamento del deposito.

Fase 5: calcolo finale del fattore di sicurezza a liquefazione del deposito.

$$FS_{liq} = CRR / (CSR / MSF / K\alpha)$$

Liquefazione e stabilità dei pendii

determinazione preliminare del fattore di
sicurezza a liquefazione in 5 steps

Step	Equazione o grafico	Parametro	Descrizione
1	$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 r_d \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$	CSR	<i>cyclic stress ratio</i> - rapporto di stress ciclico indotto dal indotto dal sisma
2	$r_d = 1 - 0.012z$ (Vedasi anche fig. 2.24a)	r_d	Coefficiente di riduzione di stress in profondità
3	$CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1} = \exp \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right)$ CRR(fig.2.25a) MSF fig.2.25b)	CRR; MSF	<i>cyclic resistance ratio</i> - rapporto di resistenza ciclico del deposito e magnitudo scaling factor
4	$K\alpha$ (figura 2.25.b)	$K\alpha$	Coefficiente di correzione per Fattore di sicurezza a liquefazione per depositi in pendio
5	$FS_{liq} = CRR / (CSR / MSF / K\alpha)$	FS_{liq}	Fattore di sicurezza a liquefazione

Da Borselli (2015)

Liquefazione e stabilità dei pendii

A valori $FS_{liq} \leq 1.0$ viene associato un potenziale di liquefazione totale mentre per $FS_{liq} > 1.0$ si considera che il processo possa considerarsi parziale.

Alcuni autori considerano che FS_{liq} sia da utilizzarsi come un indicatore probabilistico del processo di liquefazione e che alla condizione al limite, con $FS_{liq} = 1.0$ sia da associare una probabilità di liquefazione del 50%.

Esempio di distribuzione del fattore di sicurezza locale a liquefazione per diversi input sismici

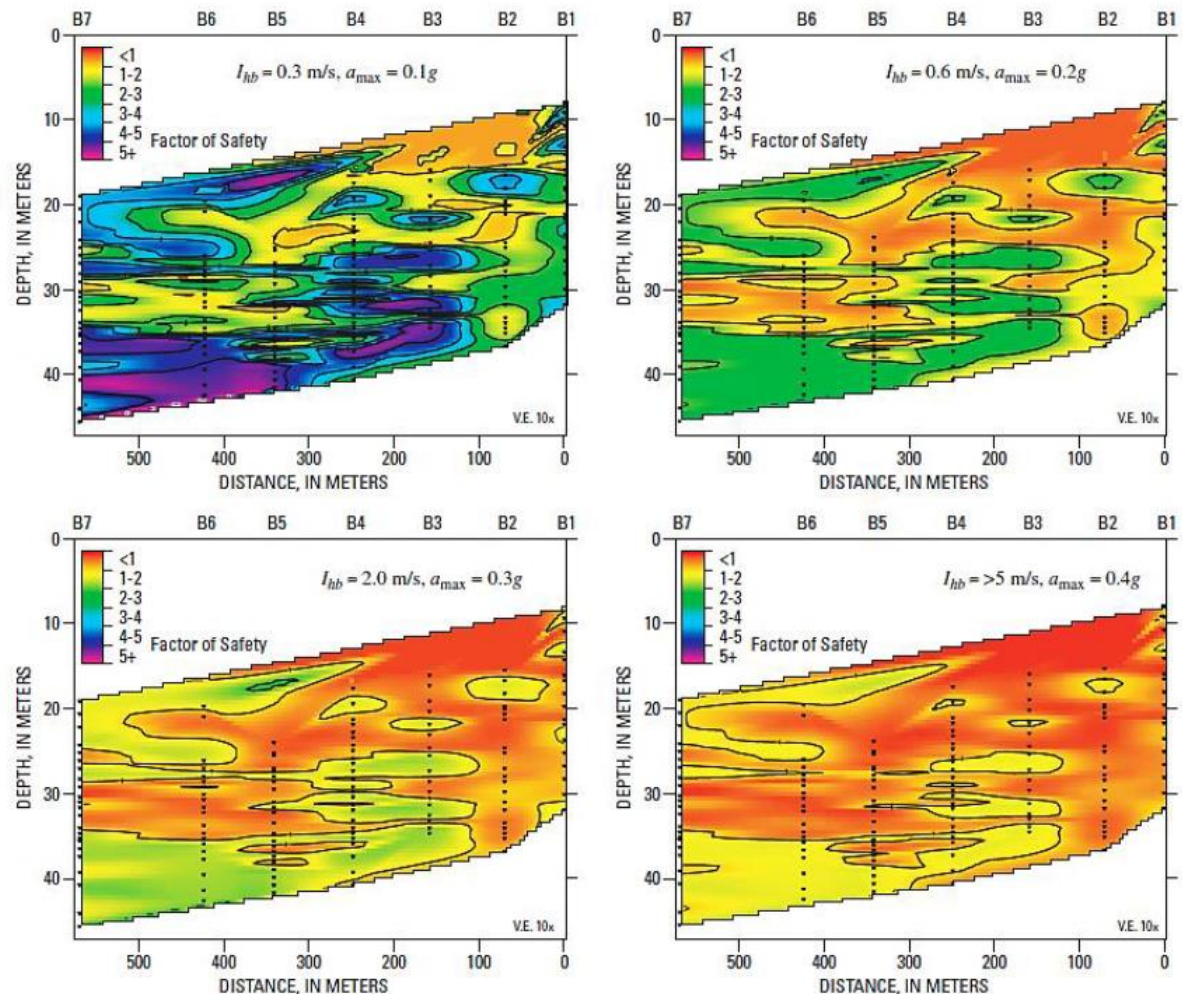


Fig. 2.26 (da Kayen & Barnhardt, 2007)

Liquefazione e stabilità dei pendii

Per condizioni $FS_{liq} > 1.0$ vari autori Marcuson et al. (1990,2007), Towhata (2008) , hanno proposto una relazione del tipo di quella mostrata in figura tra il fattore di sicurezza a liquefazione e il rapporto tra l'eccesso di pressione dei pori prodotto dal sisma rispetto allo sforzo efficace pre-sisma..

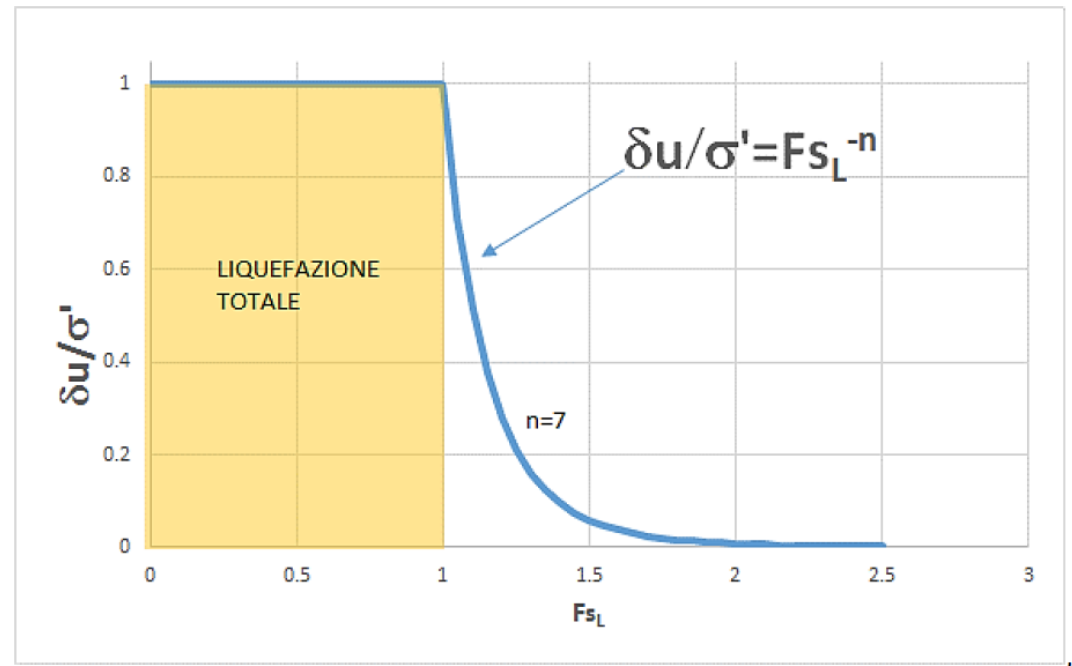
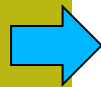
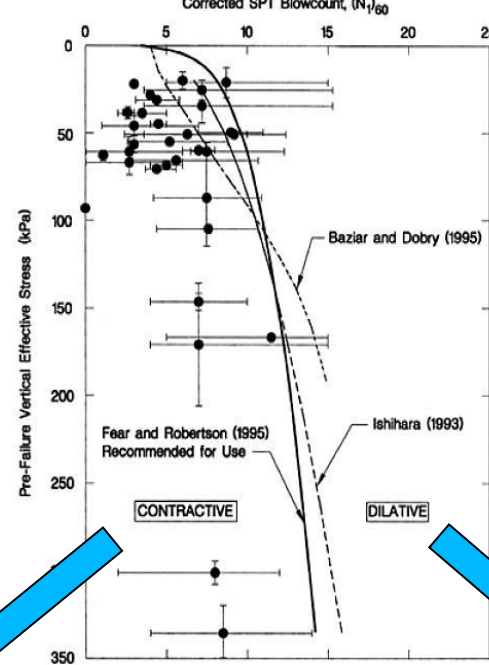


Fig. 2.27 (da Towhata , 2008, modificato)

La relazione proposta in figura e' utilizzata da SSAP per valutare l'incremento di pressione di pori associato a valori $FS_{liq} > 1.0$. Questo procedimento consente, essendo sempre noto a priori il livello dello sforzo verticale efficace pre-sisma, di calcolare la nuova pressione di pori massima e **determinare ne nuove condizioni per calcolare la resistenza al taglio in termini di pressioni efficaci** (criterio di rottura Mohr-coulomb), **in questo caso per le condizioni di liquefazione parziale.**

Liquefazione e stabilità dei pendii



(Procedura da Olson e Stark 2003)

Valutazione resistenza al
taglio post liquefazione
in condizioni non drenate
Per condizioni di liq. Totale:
 $FS_{liq} < 1.0$

Comportamento
contrattivo

SPT $(N_{1,60})$ Contractive Behavior Evaluation

Comportamento
dilatativo

$$\frac{s_u(LIQ)}{\sigma'_{v0}} = 0.03 + 0.0075[(N_1)_{60}] \pm 0.03 \quad \text{for } (N_1)_{60} \leq 12$$

$$\frac{s_u(yield)}{\sigma'_{v0}} = 0.205 + 0.0075[(N_1)_{60}] \pm 0.04 \quad \text{for } (N_1)_{60} \leq 12$$

Da cui si ricava
la C_u
equivalente
in (kPa)

$$\frac{S_u(finale)}{\sigma'_{v0}} = \frac{S_u(LIQ)}{\sigma'_{v0}} + \left(\frac{S_u(yield)}{\sigma'_{v0}} - \frac{S_u(LIQ)}{\sigma'_{v0}} \right) w$$

$$w = -1 + 2FS_{liq} \quad \text{se } 0.5 < FS_{liq} < 1.0$$

$$w = 0 \quad \text{se } FS_{liq} < 0.5$$

Data : 1/11/2016
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
..	34.00	0	0	18.30	19.00	0	0	0	0
1	0	0	40.00	18.00	19.00	0	0	0	0
2	37.00	0	0	18.00	19.30	0	0	0	0
3	0	0	35.00	17.00	19.00	0	0	0	0
4	0	0	0	19.00	20.00	100.00	20.00	22.00	0
5	36.00	5.00	0	18.00	19.00	0	0	0	0
6									

Y (m)

50.00
45.00
40.00
35.00
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00

Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 1.2260
 Range Fs : 1.2260 1.3029
 Differenza % Range Fs : 5.90
 Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 10000
 Lunghezza media segmenti (m) : 4.1
 Range X inizio generazione : 1.0 - 93.2
 Range X termine generazione : 11.2 - 101.3
 Livello Y minimo considerato : 0.0

X (m)

**Stabilità argine Senza effetto liquefazione e
 senza effetto sismico, pendio sommerso
 Cartella : liquefaz/test_noliquefaz1.mod**

Poi Lo stesso ma con liquefazione totale strato 3 e parziale strato 6

Cartella : liquefaz/test_liquefaz1.mod

- Liquefazione totale strato 3 $F_{sliq}=0.75$ e $NSPT_{corr}=8$
- Liquefazione parziale Strato 6 $F_{sliq}=1.1$ e $NSPT_{corr}=12$
- Sniff_random search +smussatore attivato
- Lunghezza media segmenti 6 m.

Opere di stabilizzazione dei pendii

principi progettuali NTC 2018 , Muri di
sostegno, palificate, tiranti e ancoraggi, terre
armate e muri meccanicamente stabilizzati,
integrazione con metodi LEM avanzati,
Introduzione a Software SSAP

PRINCIPI PROGETTUALI NTC 2018

Le nuove NTC18 *a cui seguirà la circolare esplicativa*, hanno apportato delle importanti modifiche per la Geotecnica sia in ambito statico (*capitolo 6*) che sismico (*capitolo 7*) .

AMBITO STATICO

Si è deciso di definire univocamente l'Approccio progettuale per la tipologia di opera,

- **Approccio 2** (A1+M1+R3), per le fondazioni (superficiali e profonde) e per i muri di sostegno;*
- **Approccio 1** per tutte le altre opere.*

Per i muri di sostegno, le verifiche strutturali e geotecniche, inclusa la verifica a ribaltamento, verranno condotte attraverso un'unica combinazione: A1+M1+R3.

Approccio 1 → Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Approccio 1 → Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Approccio 2 → Combinazione 1 (A1+M1+R3)

La resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Per i muri di sostegno, le verifiche strutturali e geotecniche, inclusa la verifica a ribaltamento, verranno condotte attraverso un'unica combinazione: A1+M1+R3.

*Per le opere che prevedono **verifiche SLU** con l'**Approccio 1** (ad esempio, le paratie) è stato chiarito quando utilizzare la combinazione 1 e quando la combinazione 2.*

Combinazione 1 (A1+M1+R1): *per tutte le analisi che prevedono lo studio dell'interazione terreno struttura (si tratta di verifiche tipicamente strutturali).*

Combinazione 2 (A2+M2+R2): *per le analisi che analizzano il meccanismo di collasso. Si tratta delle verifiche geotecniche (ad esempio, per le paratie libere o con un livello di ancoraggio, quelle verifiche che prevedono un cinematismo di rotazione. Per le paratie multiancorate quelli che prevedono meccanismi di collasso per rotazione che coinvolgano sia il terreno sia gli elementi strutturali).*

*Tutta la parte statica è **in linea** con la parte normativa esistente (**Eurocodice 7**), infatti i cambiamenti effettuati corrispondono alle parti dell'Eurocodice in cui era data la facoltà al Paese di pertinenza di attuare i propri coefficienti.*

IMPORTANTE !!



AMBITO SISMICO

Eliminazione dei coefficienti parziali di sicurezza

*In tutte le verifiche geotecniche, verifiche sismiche, sono stati **eliminati** (portati ad 1.00) i coefficienti parziali di sicurezza sui parametri di resistenza del terreno.*

*Sono stati **rivisti** i coefficienti di riduzione delle accelerazioni massime per alcune opere.*

*Si è operato sui coefficienti β di riduzione dell'azione sismica per le verifiche dei muri di sostegno, si indica un coefficiente pari a:
0.38 per lo Stato Limite di Salvaguardia della vita;
0.47 per lo Stato Limite di Danno.*

*La **Norma** specifica, per i muri che non sono liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β assume valore unitario.*

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

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

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

ABROGATO!

	Configurazione di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,29
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Per le **paratie (§6.5.2.2)** è stata introdotta una modifica al modello geometrico di riferimento che prevede che la quota di progetto dello scavo, H_d , sia inferiore a quella di scavo (H) e pari alla somma tra quest'ultima e il minimo tra 0.5m, il 10% dell'altezza di scavo (per paratie a sbalzo) e il 10% della distanza (T) tra fondo scavo e punto di applicazione del tirante (per paratie tirantate). **$H_d = H + \min(0.5m, 0.1T, 0.1H)$.**

Sempre nel cap. 6, è stato poi introdotto un apposito paragrafo sui **pali in gruppo (6.4.3.1.1 Resistenza a carico assiale di una palificata)** in cui viene definita la resistenza caratteristica della palificata che deve essere calcolata come somma delle resistenze caratteristiche dei singoli pali, tenendo conto, però, di eventuali effetti riduttivi di gruppo; effetti, che a loro volta, sono funzione di geometria, tipologia di palo e tipo di terreno.

*Un ulteriore aspetto che è stato meglio puntualizzato riguarda **le fondazioni miste (§6.4.3.3)** nel cui ambito i pali possono svolgere la funzione di piena partecipazione alla stabilità globale e alla capacità portante ultima o avere funzione di soli riduttori di cedimenti.*

*Infine al **§6.3 (stabilità dei pendii naturali)** è stata posta maggiore attenzione alla reale efficacia dei provvedimenti atti a migliorare la stabilità dei versanti e viene in proposito previsto **che il progetto degli interventi di stabilizzazione, oltre a comprendere la descrizione completa dell'intervento, debba essere corredato da un piano di monitoraggio e da un significativo piano di gestione e controllo dell'efficacia. Inoltre il progettista è tenuto a quantificare l'entità del miglioramento apportato dai provvedimenti in progetto sulle condizioni di sicurezza del pendio nonché a definire i criteri per verificarne il raggiungimento.***

*In particolare al §3.2.2. (categorie di sottosuolo e condizioni topografiche), dove vengono definite le categorie di sottosuolo che consentono l'analisi di risposta sismica locale semplificata, il solo indicatore di riferimento per la classificazione sismica dei litotipi rimane la **velocità delle onde di taglio, V_s** , ma essa va **determinata mediante apposite misure dirette, derivanti da indagini geofisiche di tipo sismico.***

Le norme consentono, in alternativa, la definizione del profilo V_s mediante il ricorso a correlazioni empiriche “di comprovata affidabilità” ma solo in subordine, attribuendo, di fatto, un diverso e inferiore rango a queste metodologie per la determinazione di V_s .

*Sono state inoltre riviste le categorie di sottosuolo per le quali è possibile il ricorso all'approccio semplificato nella determinazione della risposta sismica locale, **eliminando le categorie aggiuntive S1 e S2** e mantenendo le categorie A,B,C,D,E; è stato infine eliminato un "buco" nella classificazione, presente nelle NTC08, ridefinendo la categoria di sottosuolo E.*

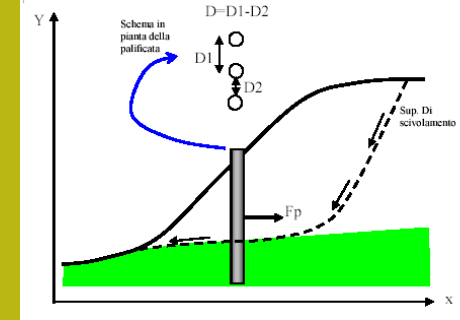
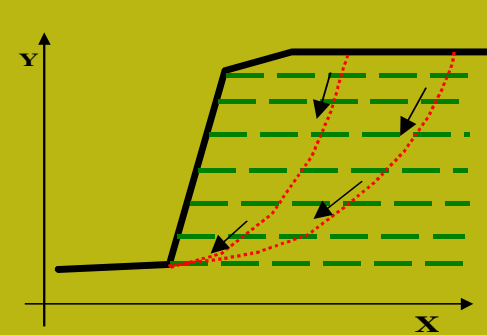
*La maggiore novità contenuta nel §7.11 riguarda invece le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche per le quali i **coefficienti di sicurezza parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici sono stati entrambi posti pari a 1.***

Sono inoltre state introdotte le indicazioni sulle verifiche sismiche per i rilevati e i fronti di scavo (§7.11.4) che vanno trattati in coerenza con quanto specificato per i pendii naturali e per i quali l'azione sismica viene ricavata in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile.

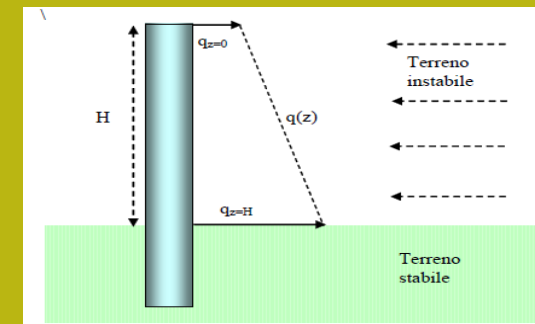
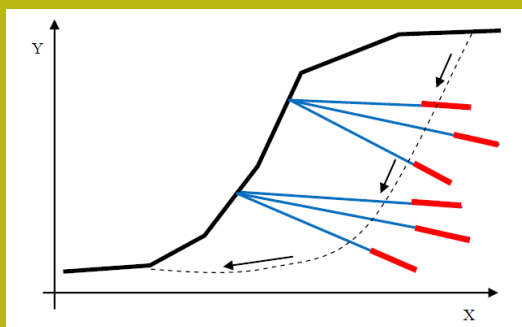
*In mancanza di studi specifici le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente vengono espresse ancora come $F_h = k_h W$ e $F_v = k_v W$, adottando però valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, **b_s , pari a 0.38 per le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e 0.47 per le verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)***

*Medesimi valori di b_s , pari a 0.38 per le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e 0.47 per le verifiche allo stato limite di esercizio (SLD), sono da adottarsi per la riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito nelle verifiche di stabilità dei **muri di sostegno (§7.11.6.2)**; in questo caso b_s viene incrementato del 50% per le verifiche al ribaltamento.*

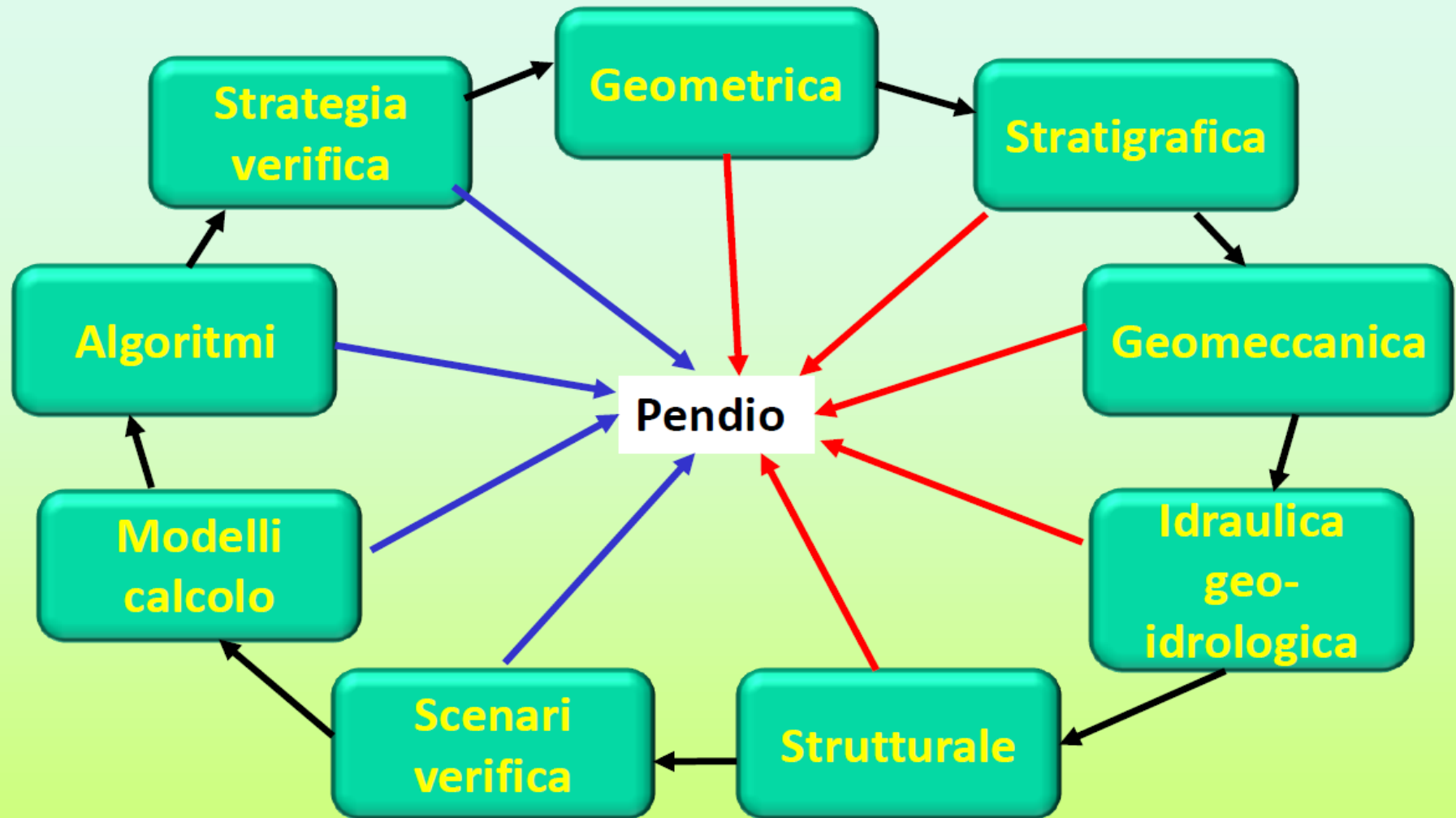
*Novità infine anche per le fondazioni superficiali (§7.11.5.3.1) per le quali, se l'effetto dell'azione inerziale del volume significativo di terreno viene calcolato e messo in conto esplicitamente (anziché impiegando le azioni pseudostatiche equivalenti) il valore del coefficiente di resistenza g_R per la fondazione può essere assunto **pari a 1.8 anziché 2.3**.*



**Inserimento di opere
di sostegno:
(palificate, tiranti, geogriglie,
muri, e gabbionate)**



Complessità verifica stabilità: componenti e interazioni



*Componenti della
modellistica*

*Componenti del
Modello pendio*

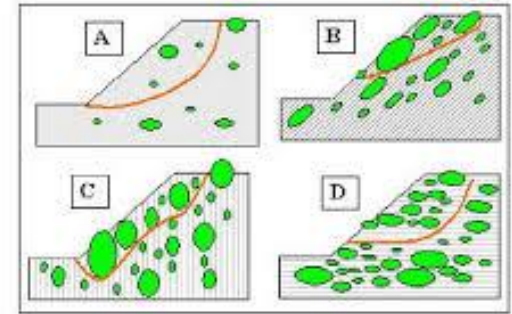
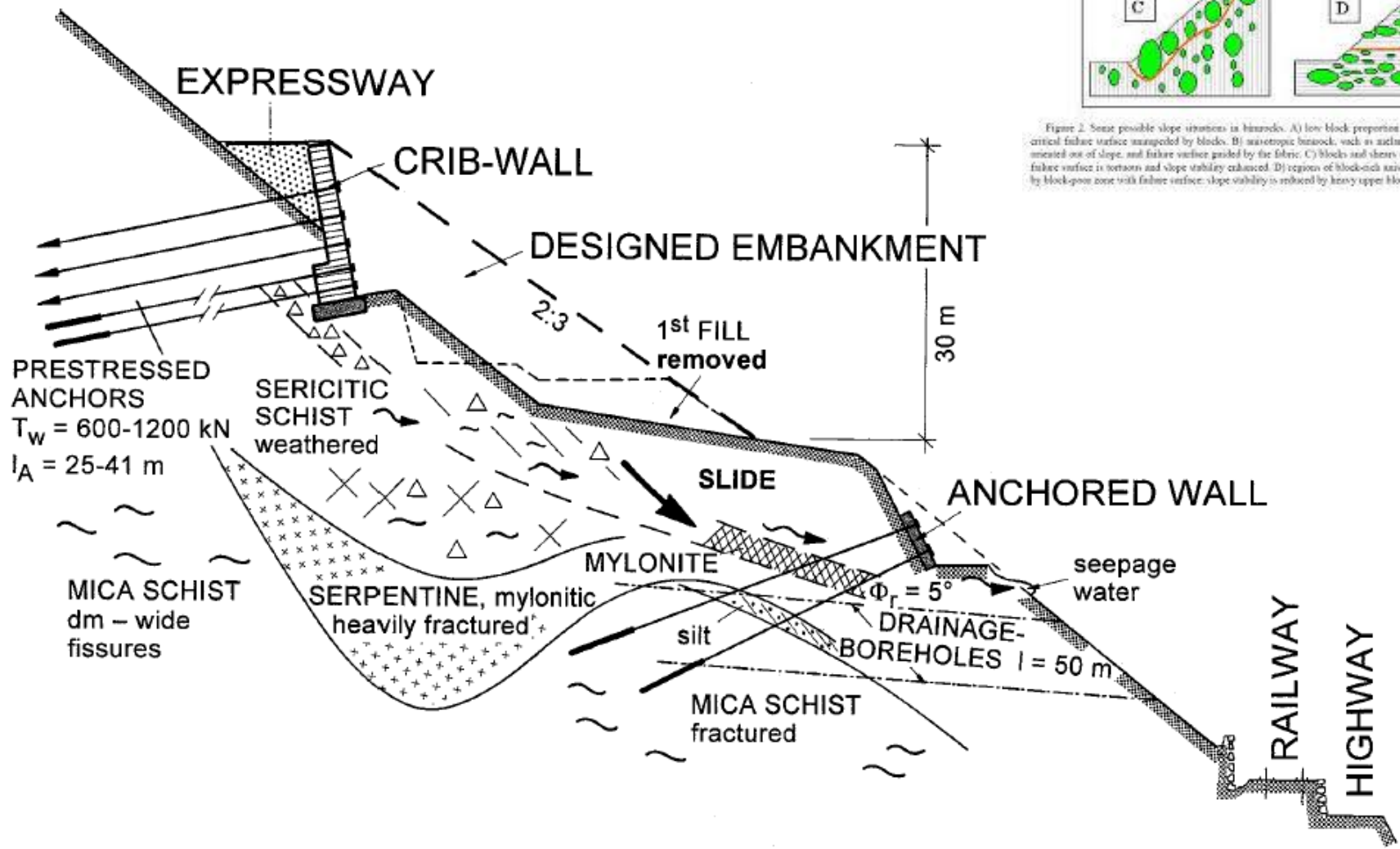


Figure 2. Some possible slope situations in blockrock. A) low block proportion (block-poor) blockrock with critical failure surface unimpeded by blocks. B) anisotropic blockrock, such as ashlar, with blocks and shears oriented out of slope, and failure surface guided by the fabric. C) blocks and shears oriented vertically with failure surface in tension and slope stability enhanced. D) regions of block-rich anisotropic blockrock interrupted by block-poor zone with failure surface; slope stability is reduced by heavy upper block-rich zone.

Esempio di complessità – reale....

Definizione di Modello 2D del pendio (un problema spesso estremamente complesso):

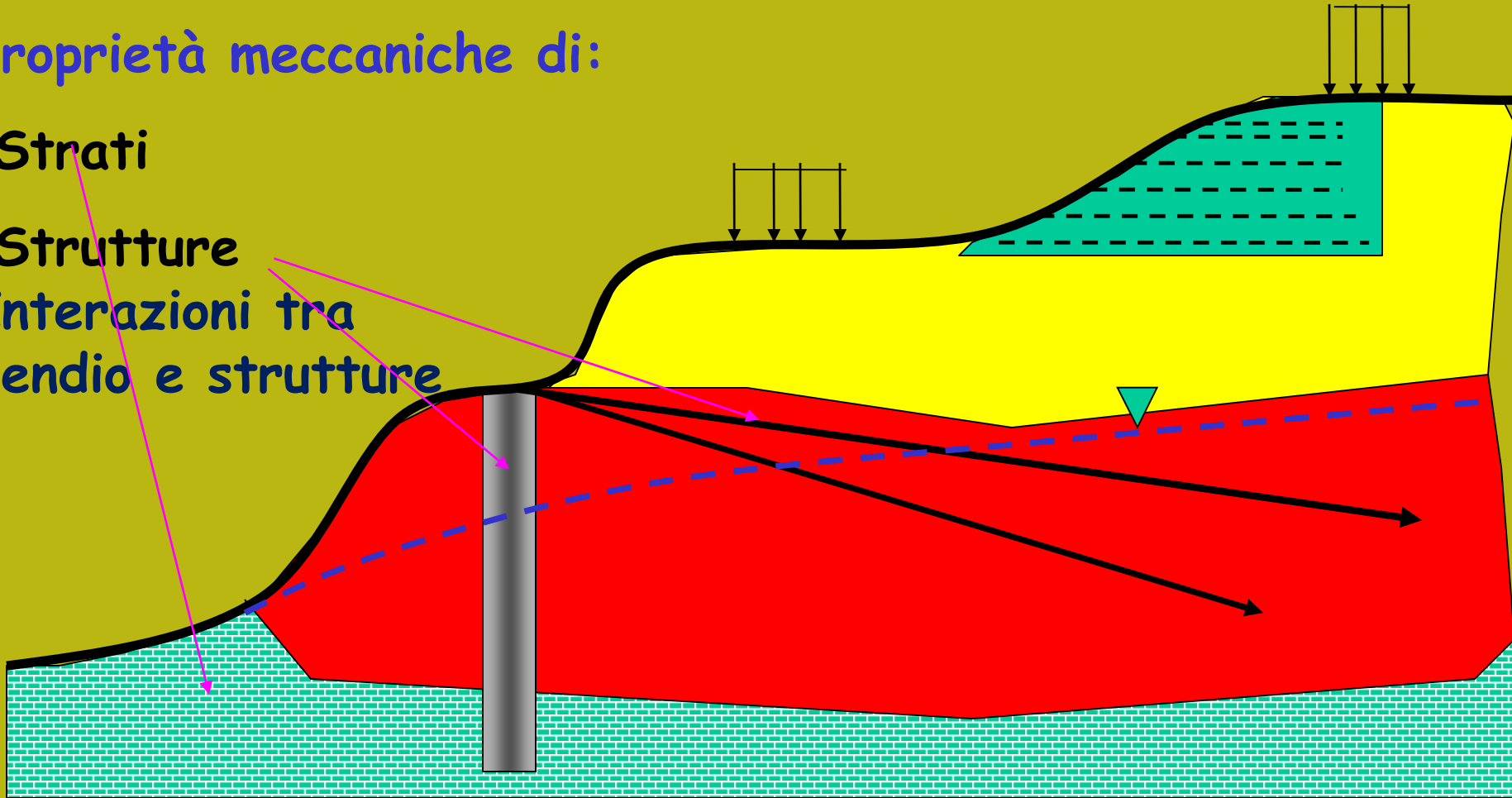
Geometria pendio, strati, falda, carichi esterni e strutture di rinforzo

Proprietà meccaniche di:

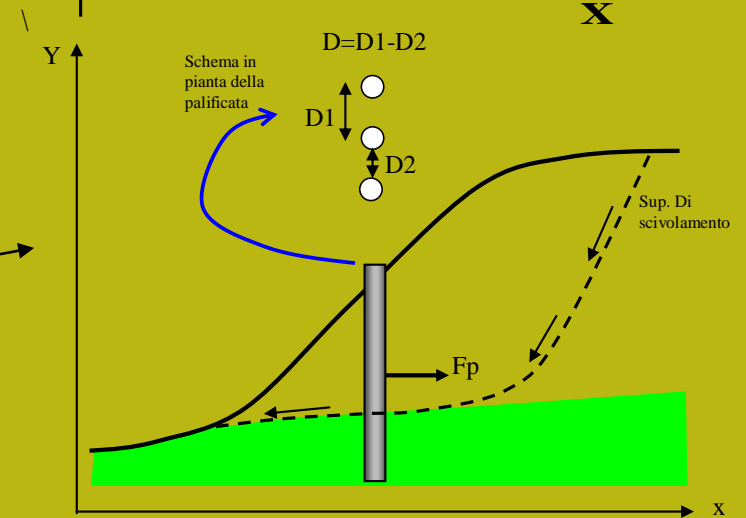
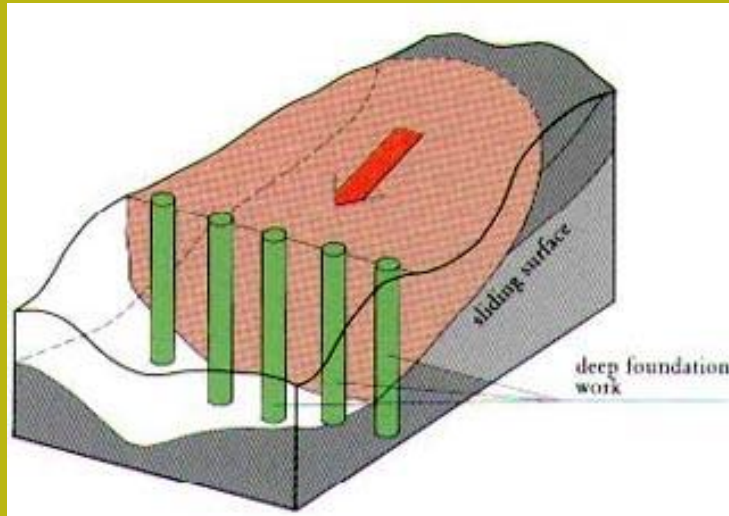
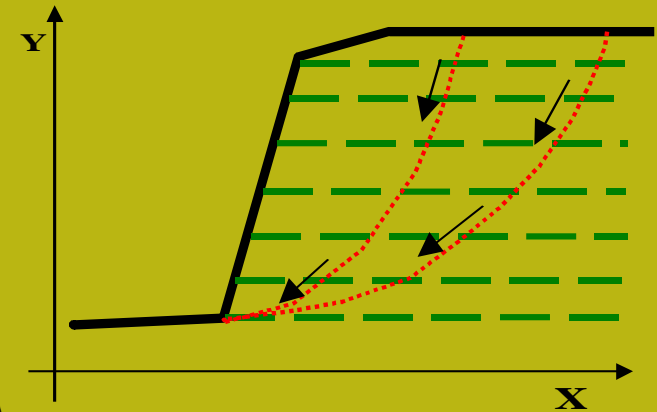
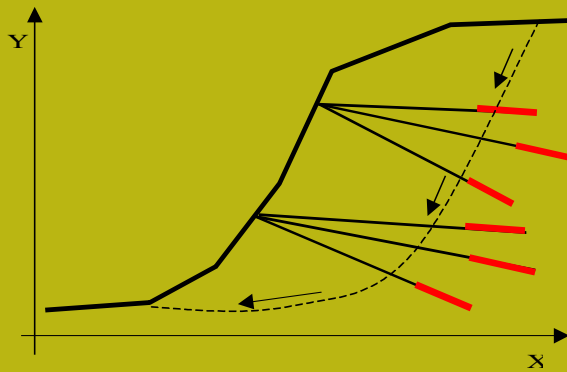
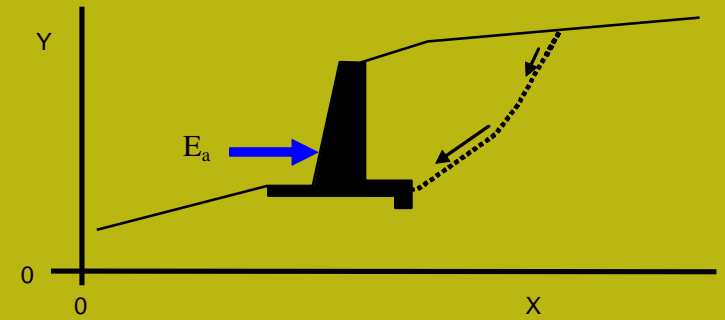
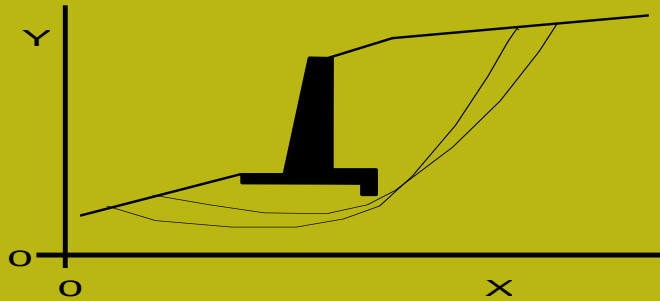
- Strati

- ## • Strutture

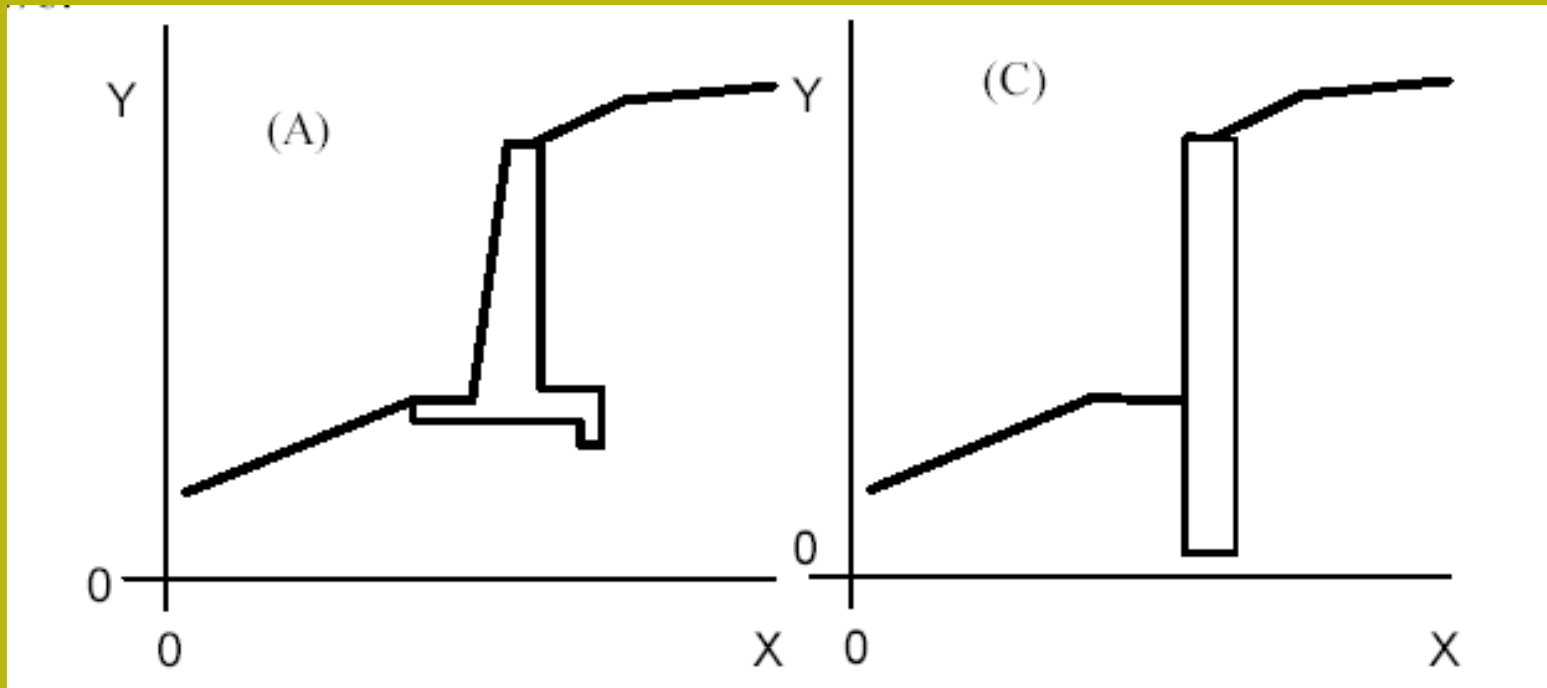
Interazioni tra pendio e strutture



Tipi strutture di rinforzo in un pendio -1

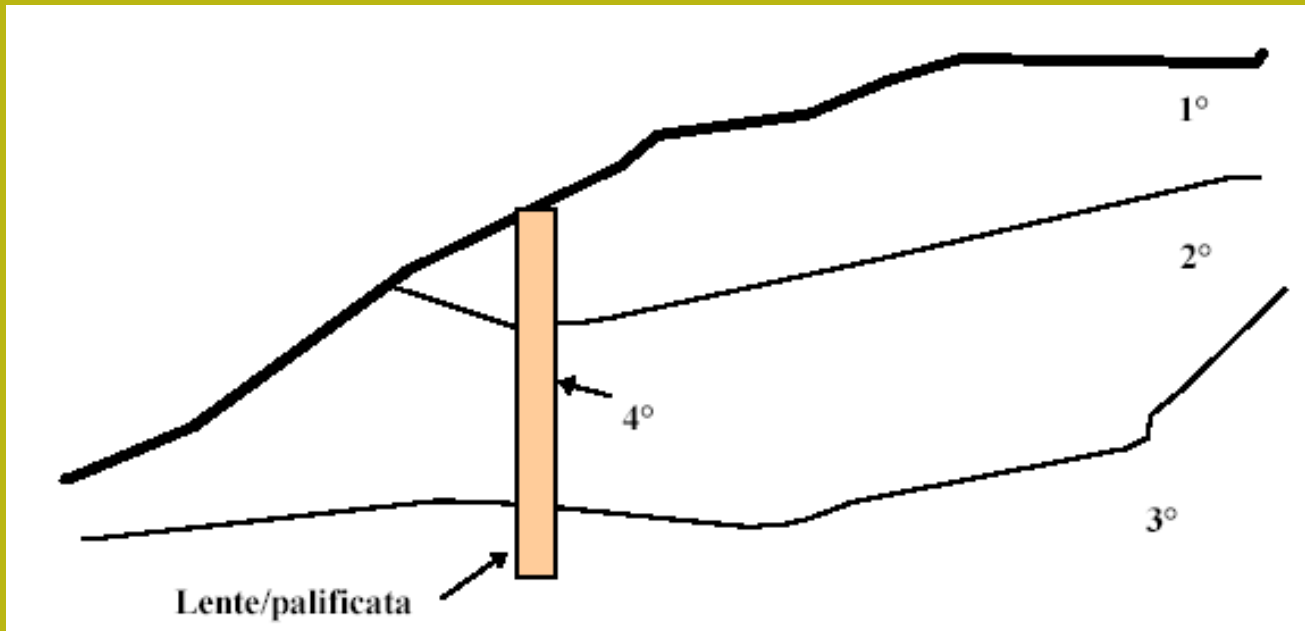


Elementi strutturali di contenimento e stabilizzazione



Inserimento elementi strutturali 3D
attraverso la loro sezione verticale in 2D
Ogni elemento è definito come una LENTE
entro uno strato
Per ogni elemento conviene definire
La sua resistenza al taglio equivalente (kPa)

Elementi strutturali di contenimento e stabilizzazione



Inserimento elementi strutturali 3D
attraverso la loro sezione verticale in 2D
Ogni elemento è definito come una LENTE
entro uno strato
Per ogni elemento conviene inserire
la sua resistenza al taglio equivalente (kPa)

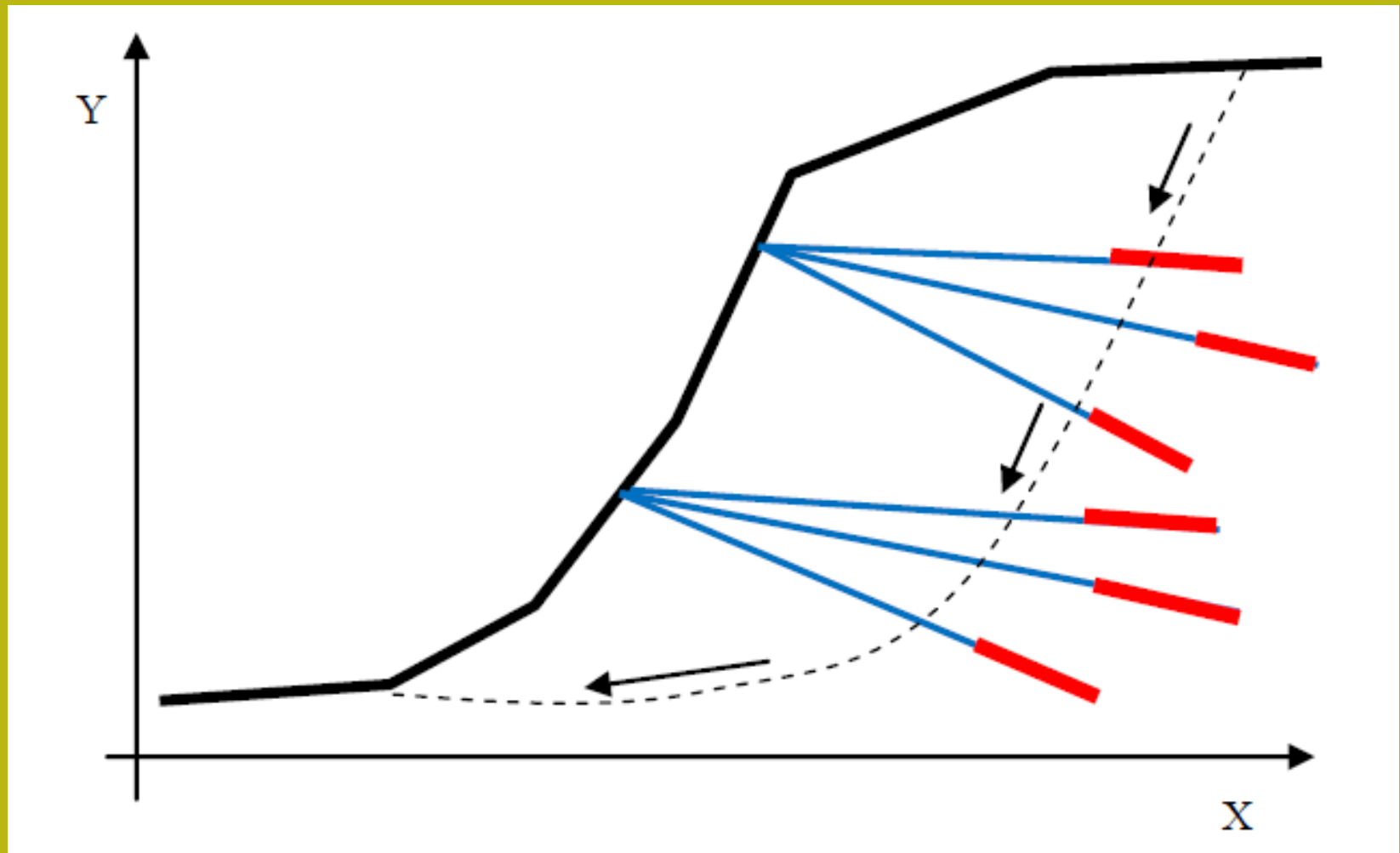
Tiranti

Secondo le RACCOMANDAZIONI ISRM (1993) il termine Tirante si riferisce "all'insieme composto da armatura, malta, dadi di bloccaggio, piastra di ripartizione, ecc , utilizzati per il rinforzo del terreno oppure come trasferimento al terreno di carichi esterni".

Tali strutture sono solitamente utilizzate per incrementare la stabilità di un pendio e per ancorare opere di sostegno a un substrato generalmente ad elevate proprietà meccaniche (es. roccia). L'azione dei tiranti , solitamente in gruppo, è in pratica una azione di tipo stabilizzante che ha influenza sul coefficiente di sicurezza complessivo del pendio ove essi sono posizionati.

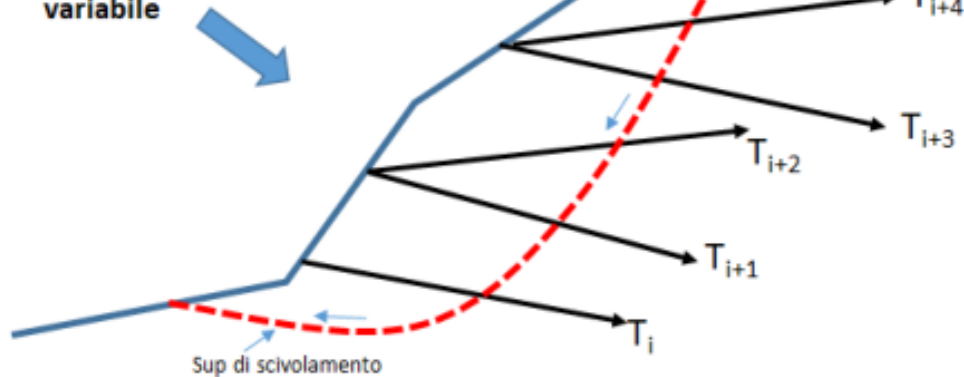
Secondo la normativa vigente per ciascuno dei tiranti è previsto una tensione o resistenza di progetto (espressa in Tonnellate o kN/m) ricavata mediante opportune prove di carico fino a rottura o sfilamento(RACCOMANDAZIONI ISRM , 1993).

Tiranti

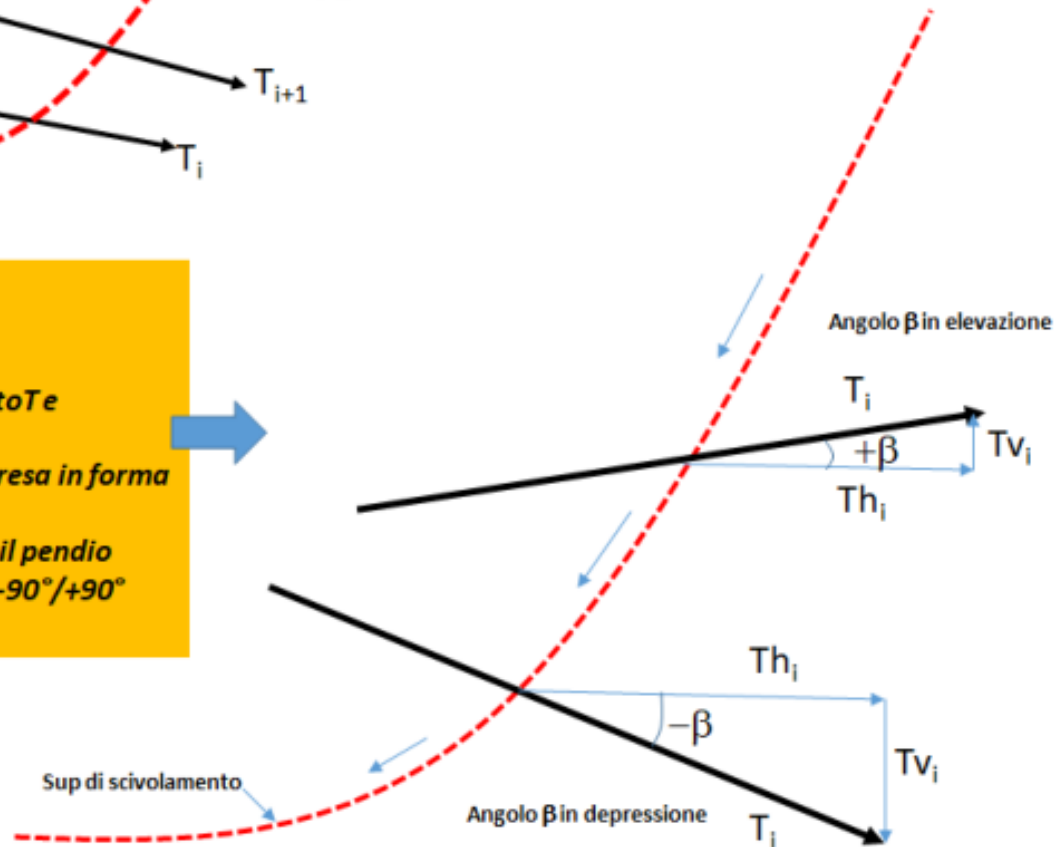
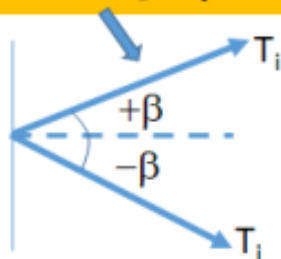


Tiranti

Pendio con tiranti/chiodi
Con direzione e forza di trazione
variabile



In SSAP ogni elemento di rinforzo espresso come chiodo o Tirante prende in considerazione la resistenza a trazione di progetto T_e e la sua direzione e verso. Quindi T e' una classica forza espressa in forma vettoriale. Per convenzione la direzione verso il pendio viene considerata in un intervallo $-90^\circ/+90^\circ$ mediante un angolo β



(a)

Tiranti

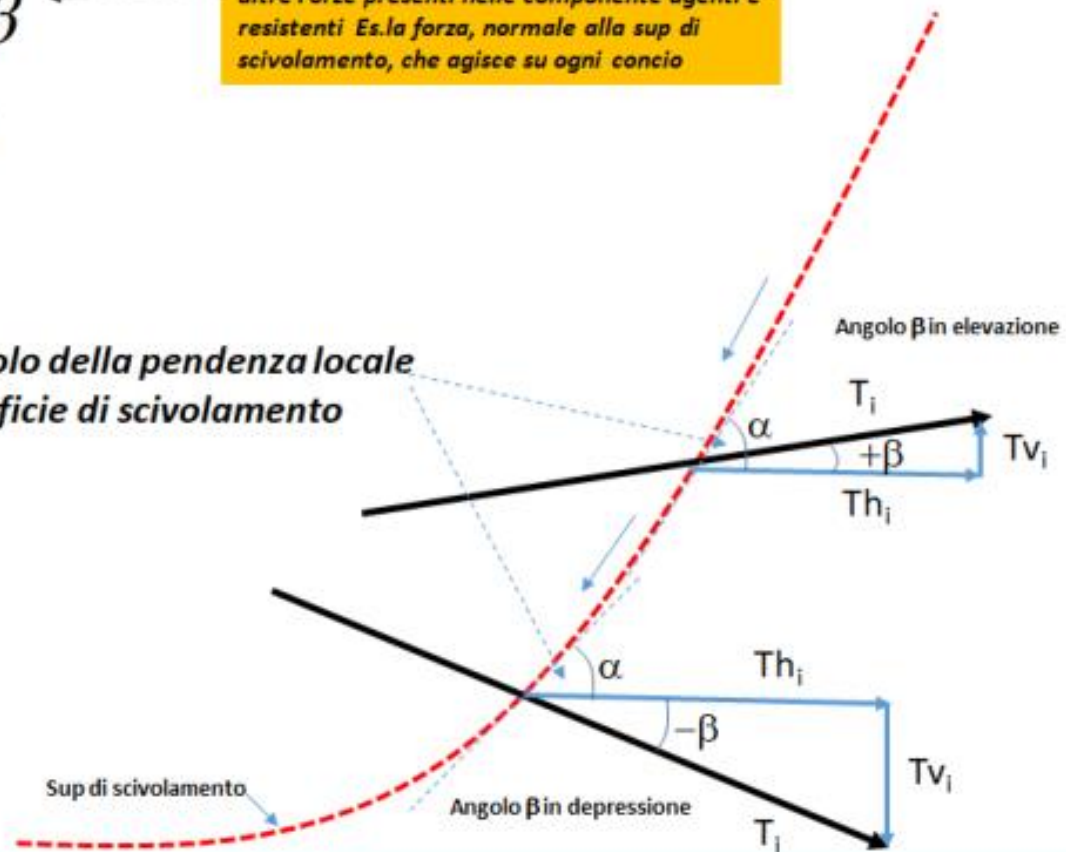
In SSAP si considerano sempre tutte le componenti orizzontali di tutte le forze interne ed esterne espresse in forma Vettoriale. Quindi le forze T vengono scomposte nelle corrispondenti componenti orizzontali e verticali:

$$Tv = -T \sin \beta$$

$$Th = T \cos \beta$$

Il segno di Tv viene invertito per considerare il suo verso negli effetti di modifica delle altre Forze presenti nelle componenti agenti e resistenti. Es. la forza, normale alla sup di scivolamento, che agisce su ogni concio

α e' l'angolo della pendenza locale della superficie di scivolamento

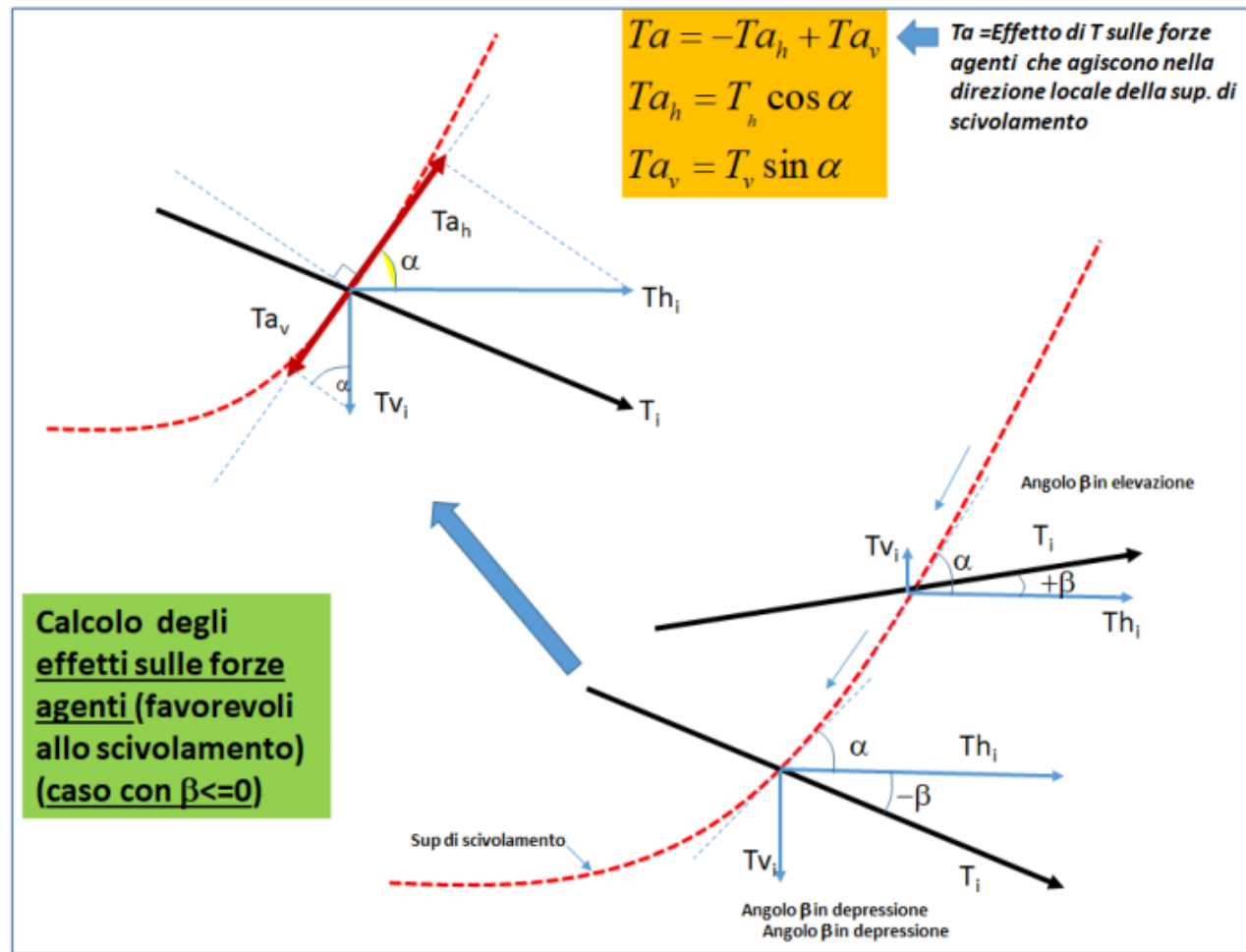


(b)

TIRANTE ATTIVO

Nel caso di un **TIRANTE ATTIVO** il contributo del tirante viene calcolato come riduzione delle altre forze agenti e favorevoli allo scivolamento la seguente espressione:

$$F_s = \frac{\text{Forze resistenti}}{\text{Forze agenti} - \sum_i T a_i} \quad (2.11)$$

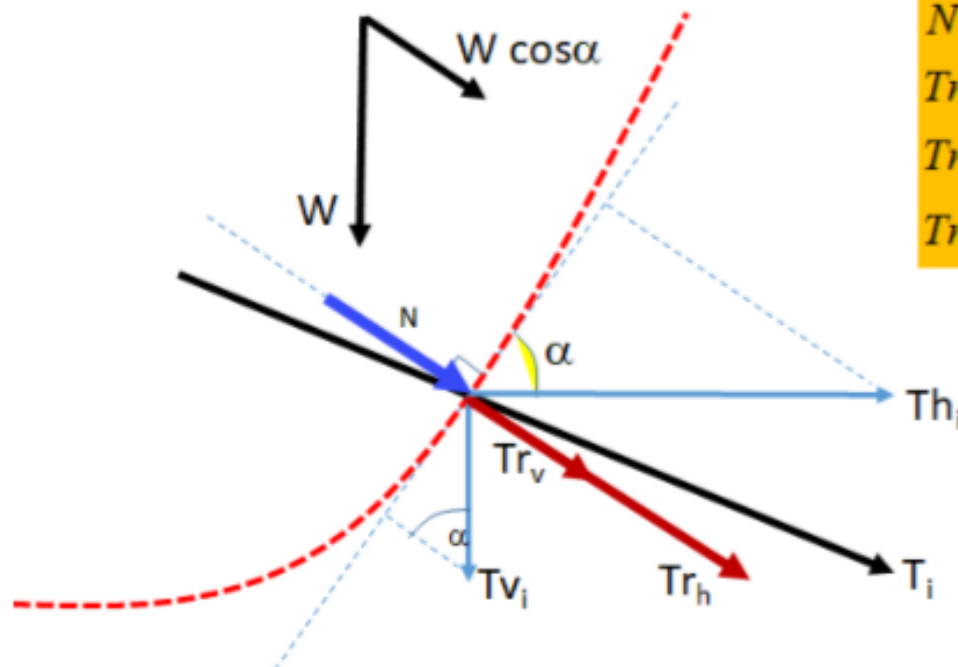


TIRANTE PASSIVO

Nel caso di un **TIRANTE PASSIVO** F_s viene calcolato con la seguente espressione:

$$F_s = \frac{\text{Forze resistenti} + \sum_i T r_i}{\text{Forze agenti}} \quad (2.12)$$

Dove le componenti Tr agiscono sulle forze normali N che agiscono localmente sulla superficie di scivolamento (fig. 2.15).

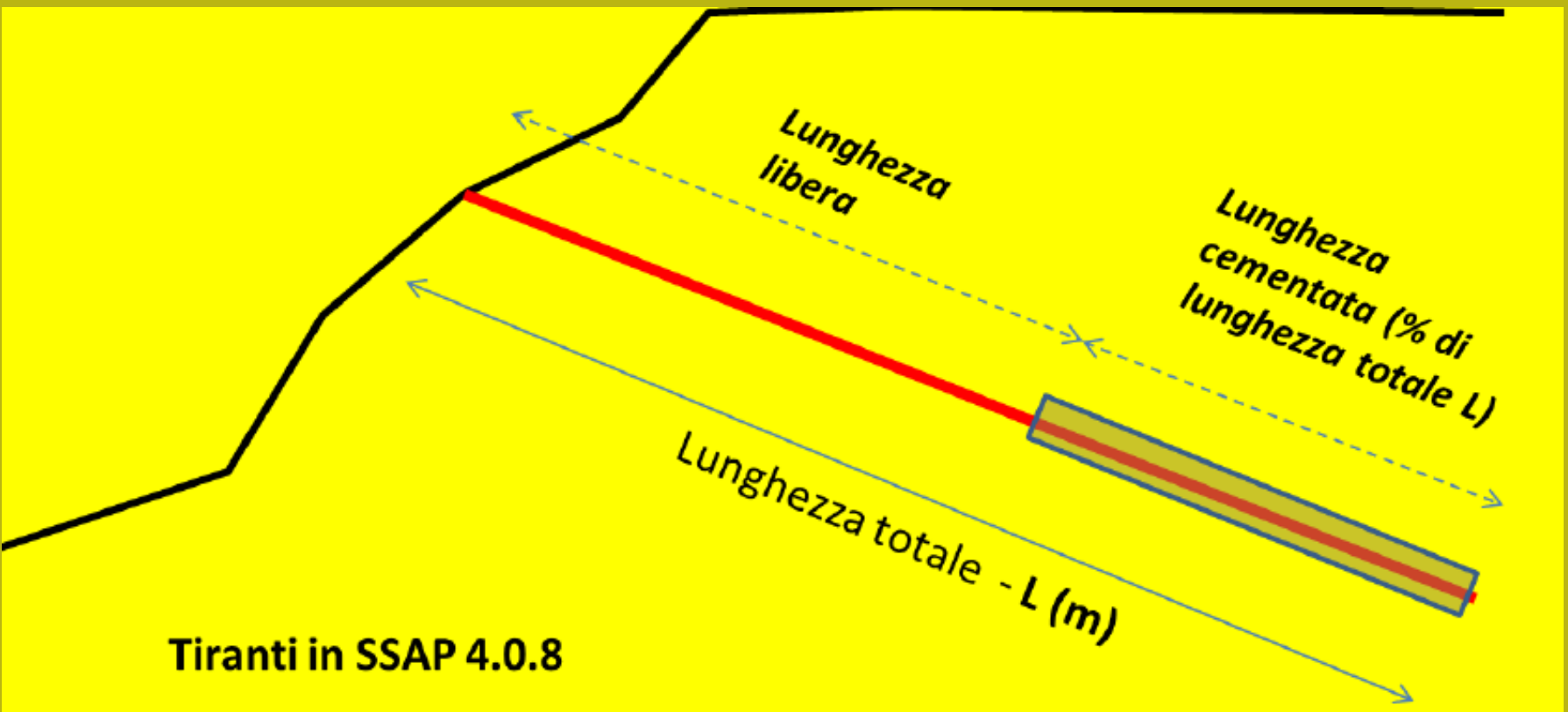


$$\begin{aligned} N &= (W \cos \alpha + Tr) \\ Tr &= Tr_h + Tr_v \\ Tr_h &= T_h \sin \alpha \\ Tr_v &= T_v \cos \alpha \end{aligned}$$

← Tr = Effetto di T sulla forza normale N che agisce sulla base del concio

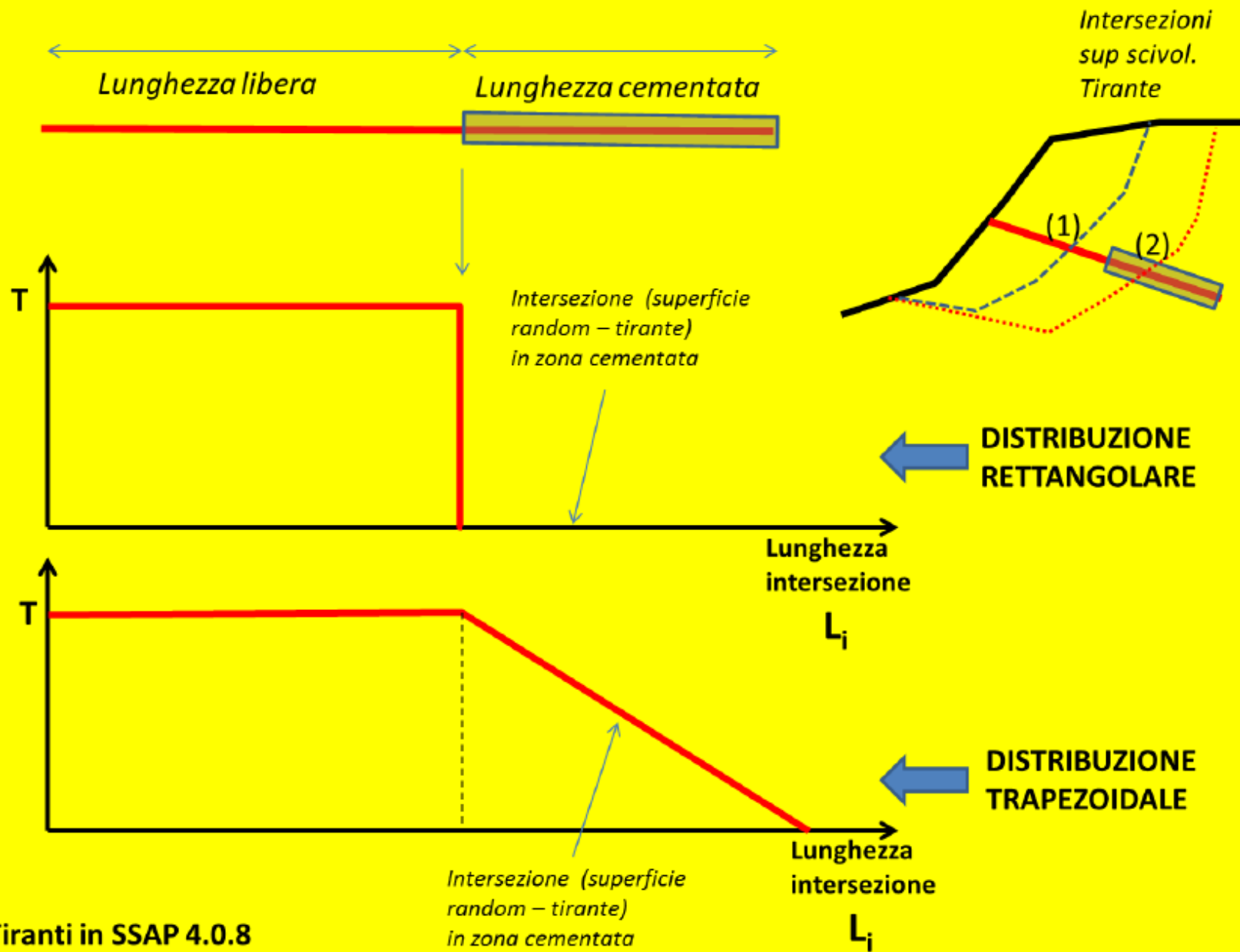
Calcolo degli effetti sulle forze resistenti (contrarie allo scivolamento) (caso con $\beta < 0$)

Tiranti



Tiranti in SSAP 4.0.8

Tiranti



Tiranti in SSAP 4.0.8

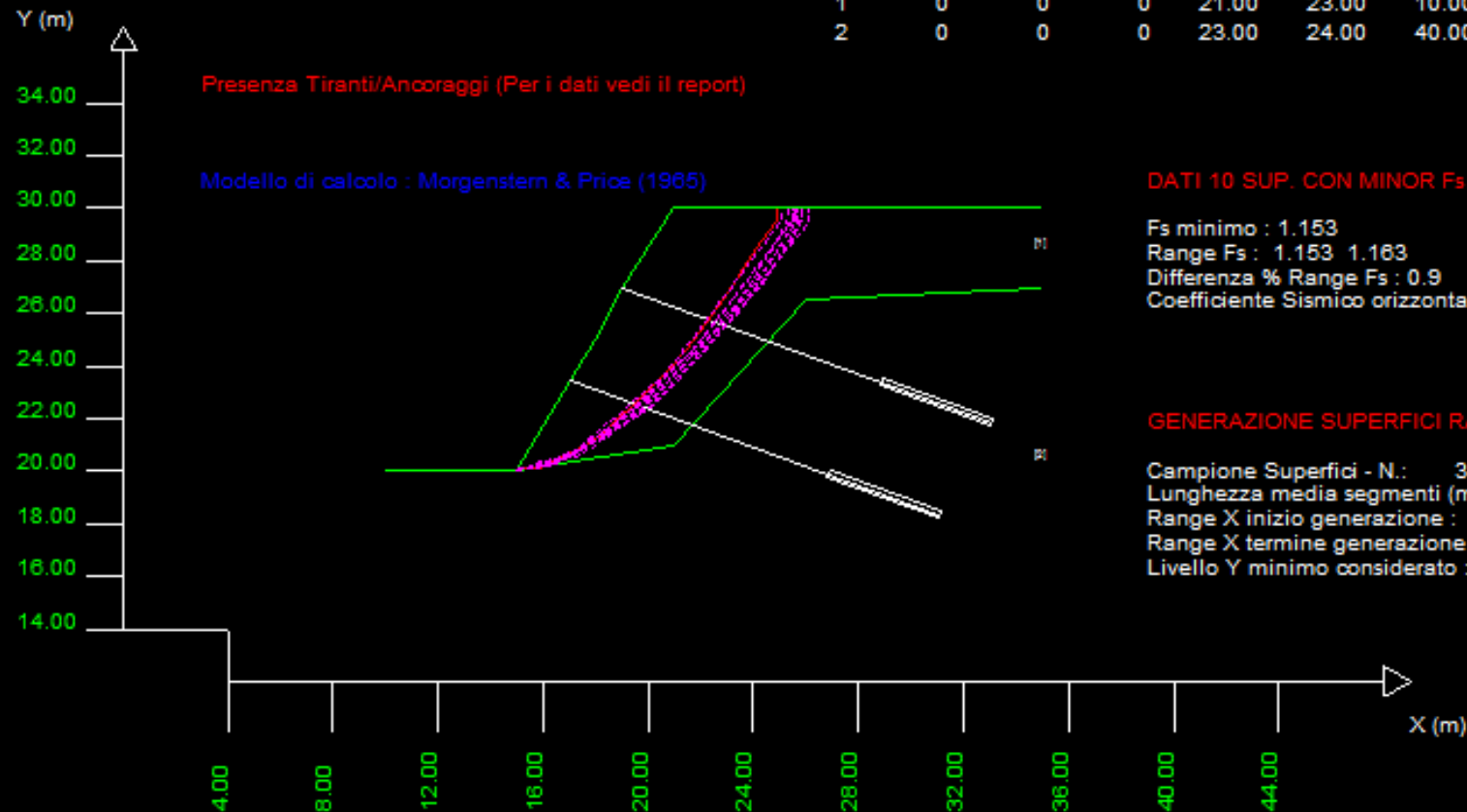
Data : 7/1/2013
 Localita' :
 Descrizione :
 n = No. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa
1	0	0	0	21.00	23.00	10.00	20.00	18.00	1.00
2	0	0	0	23.00	24.00	40.00	50.00	18.00	1.00

Presenza Tiranti/Ancoraggi (Per i dati vedi il report)

Modello di calcolo : Morgenstern & Price (1965)



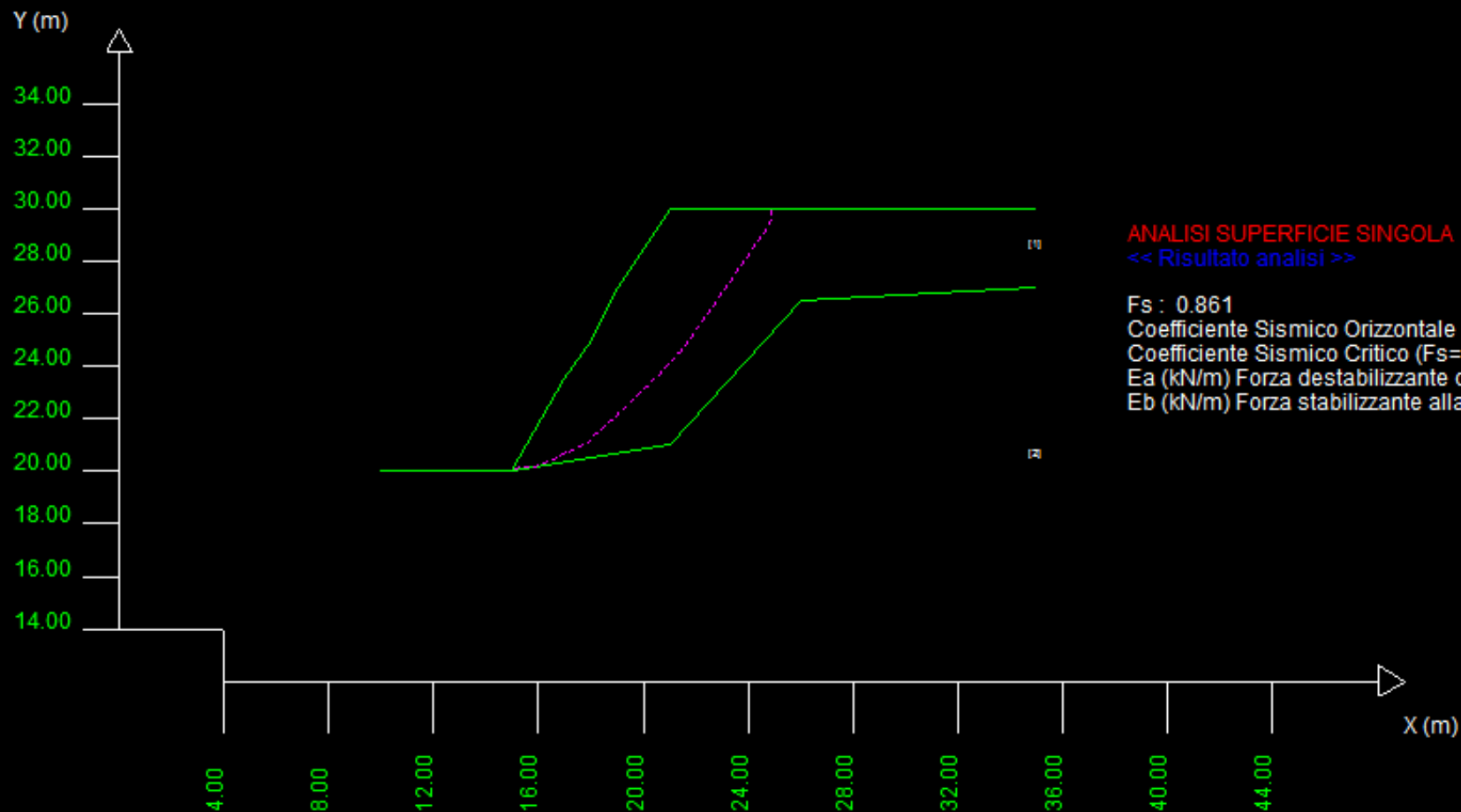
DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 1.153
 Range Fs : 1.153 - 1.163
 Differenza % Range Fs : 0.9
 Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.000

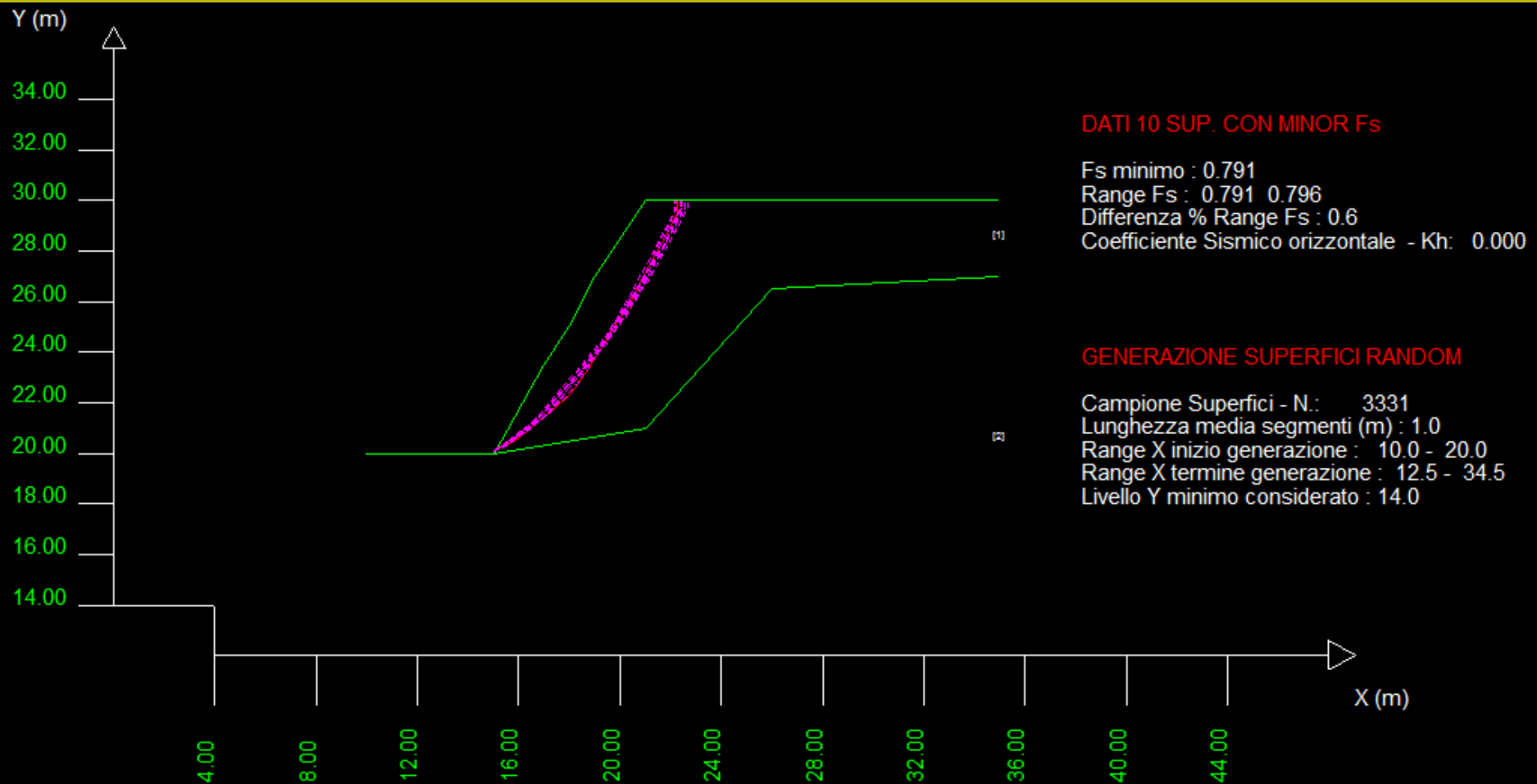
GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 3228
 Lunghezza media segmenti (m) : 1.0
 Range X inizio generazione : 10.0 - 20.0
 Range X termine generazione : 12.5 - 34.5
 Livello Y minimo considerato : 14.0

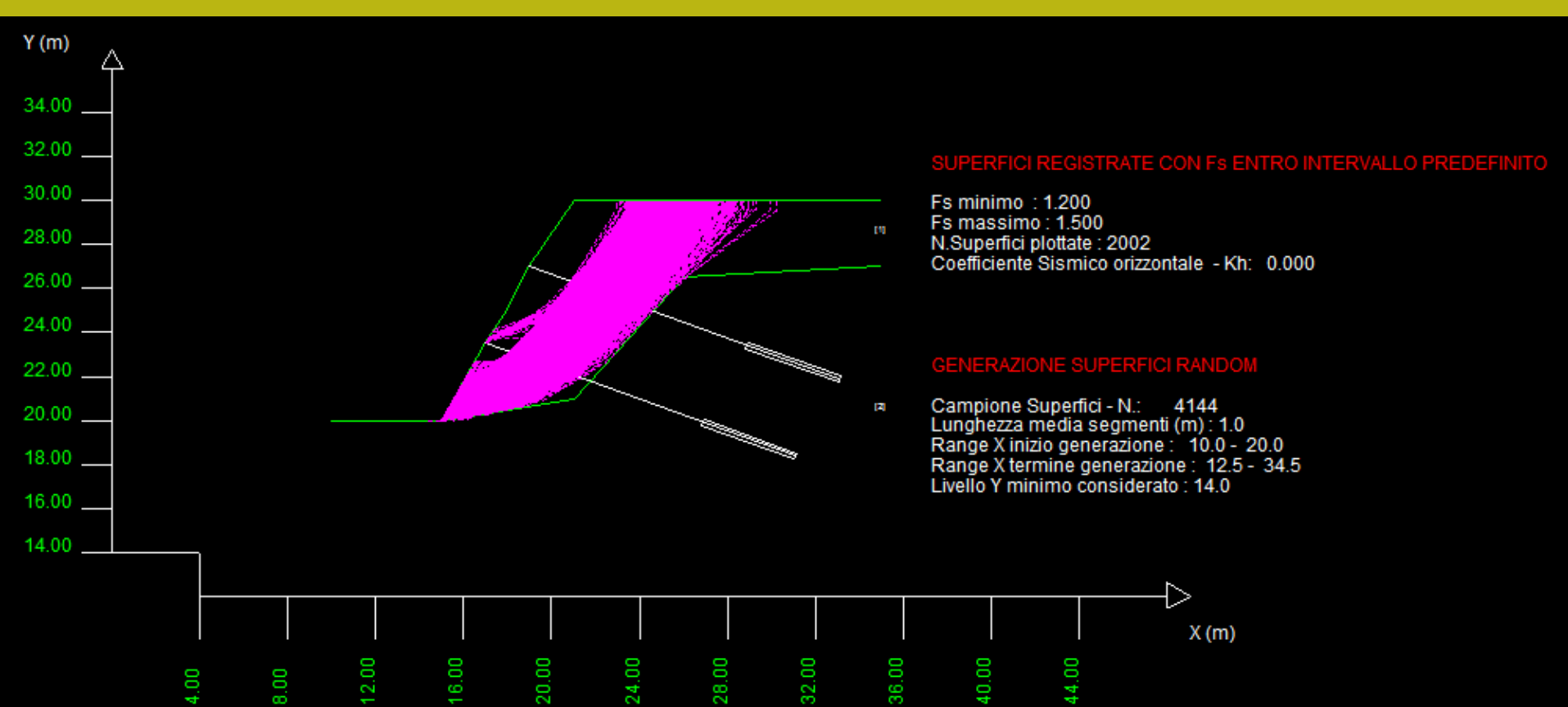
Risultato della verifica (tiranti passivi): FS=1.153
 10 superfici con minor FS di 3228 generate e calcolate



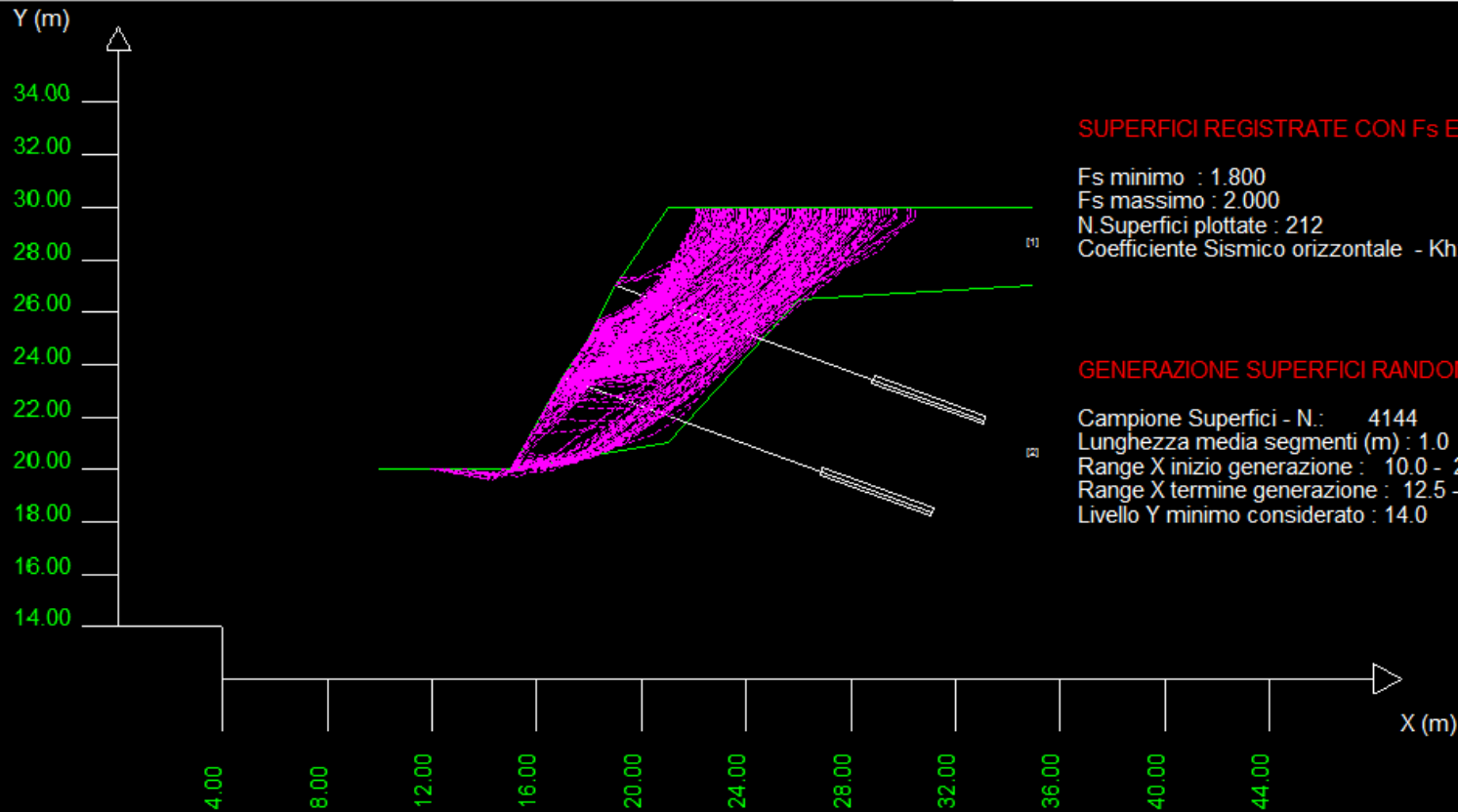
Stesso pendio ma senza tiranti stessa superficie
Da $f_s=1.153$ a $F_s=0.861$



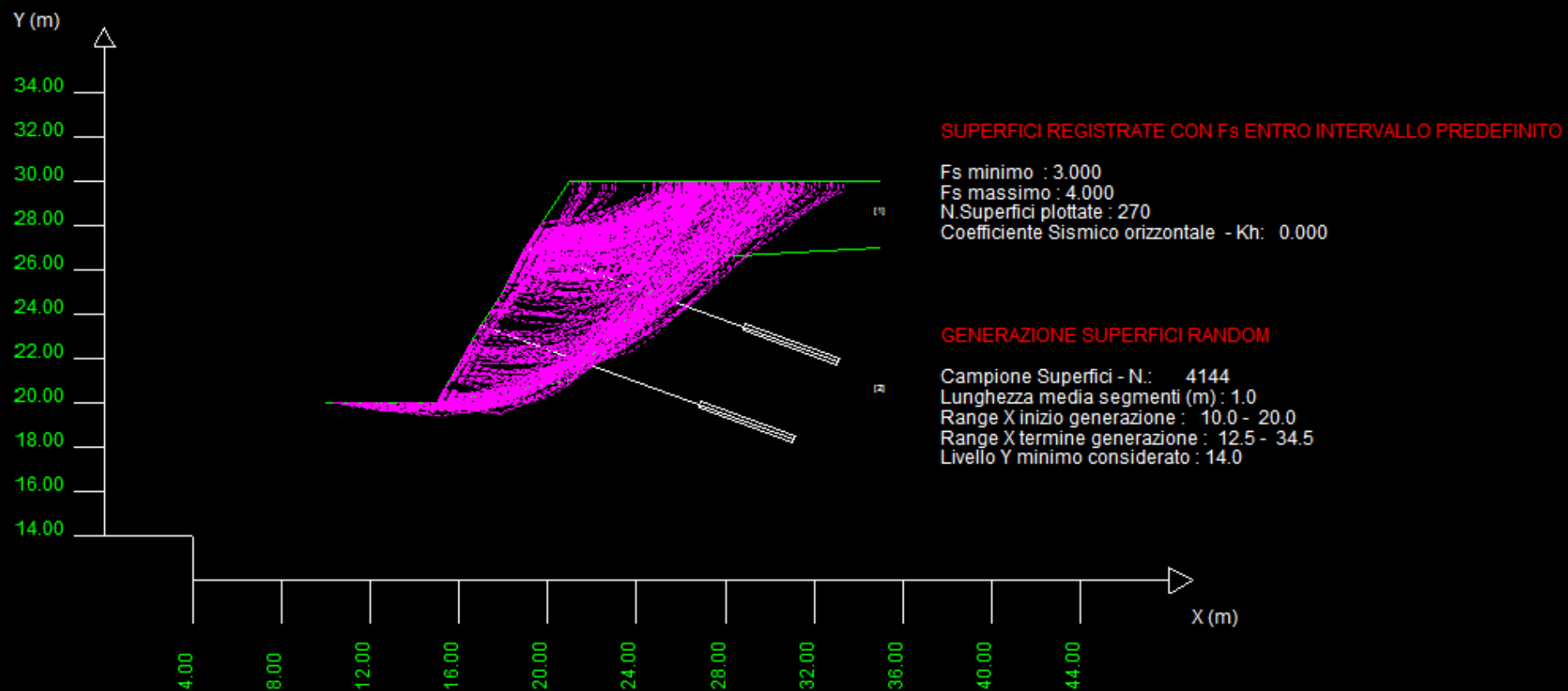
Però la verifica globale fatta senza tiranti indica una zona critica diversa rispetto a quella con i tiranti... dato il profondo cambiamento della distribuzione delle forze di interazione interne tra i conci...



Plottaggio superfici con F_s compreso tra 1.2 e 1.5
Con Tiranti passivi

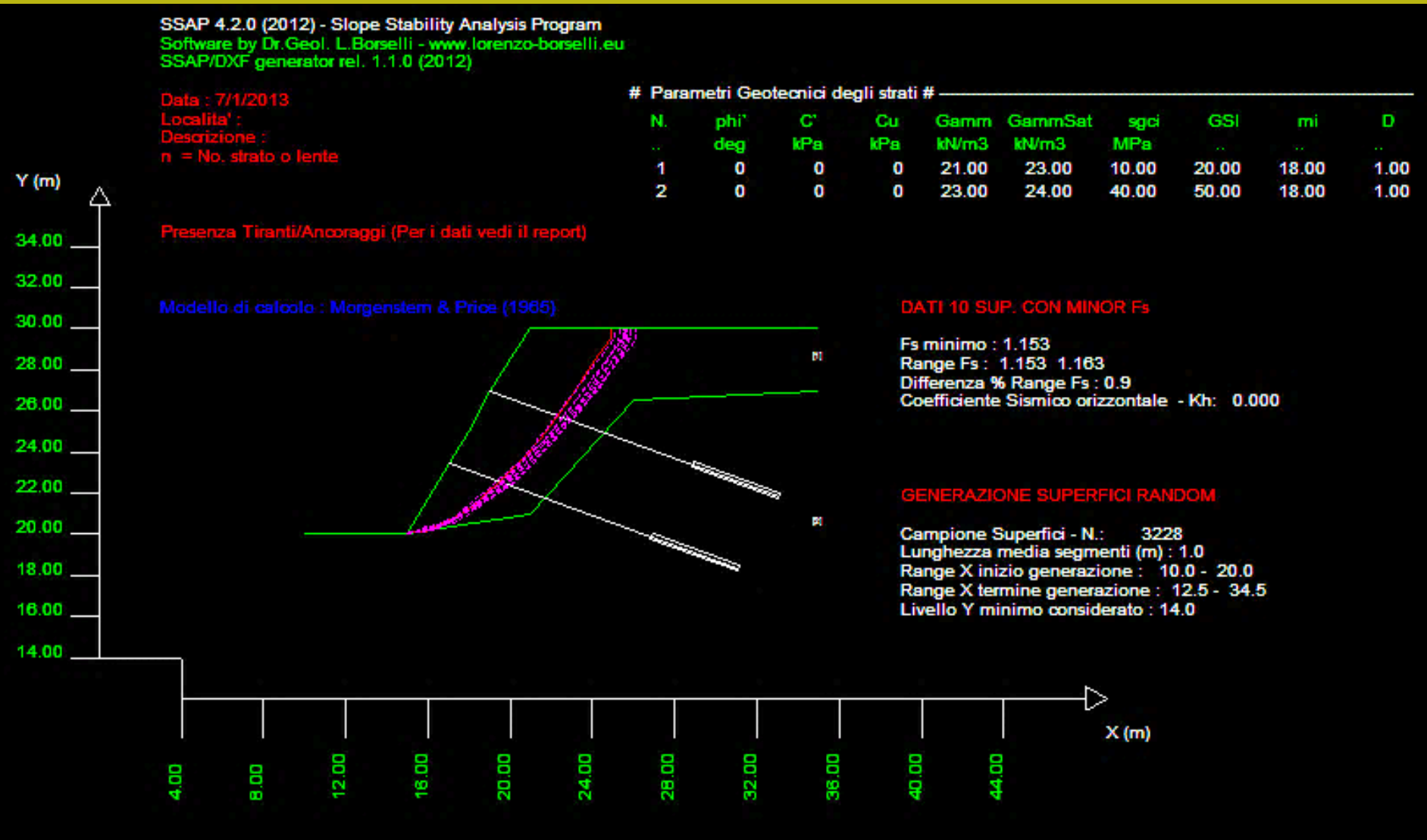


Plottaggio superfici con F_s compreso tra 1.8 e 2.0
Con Tiranti passivi



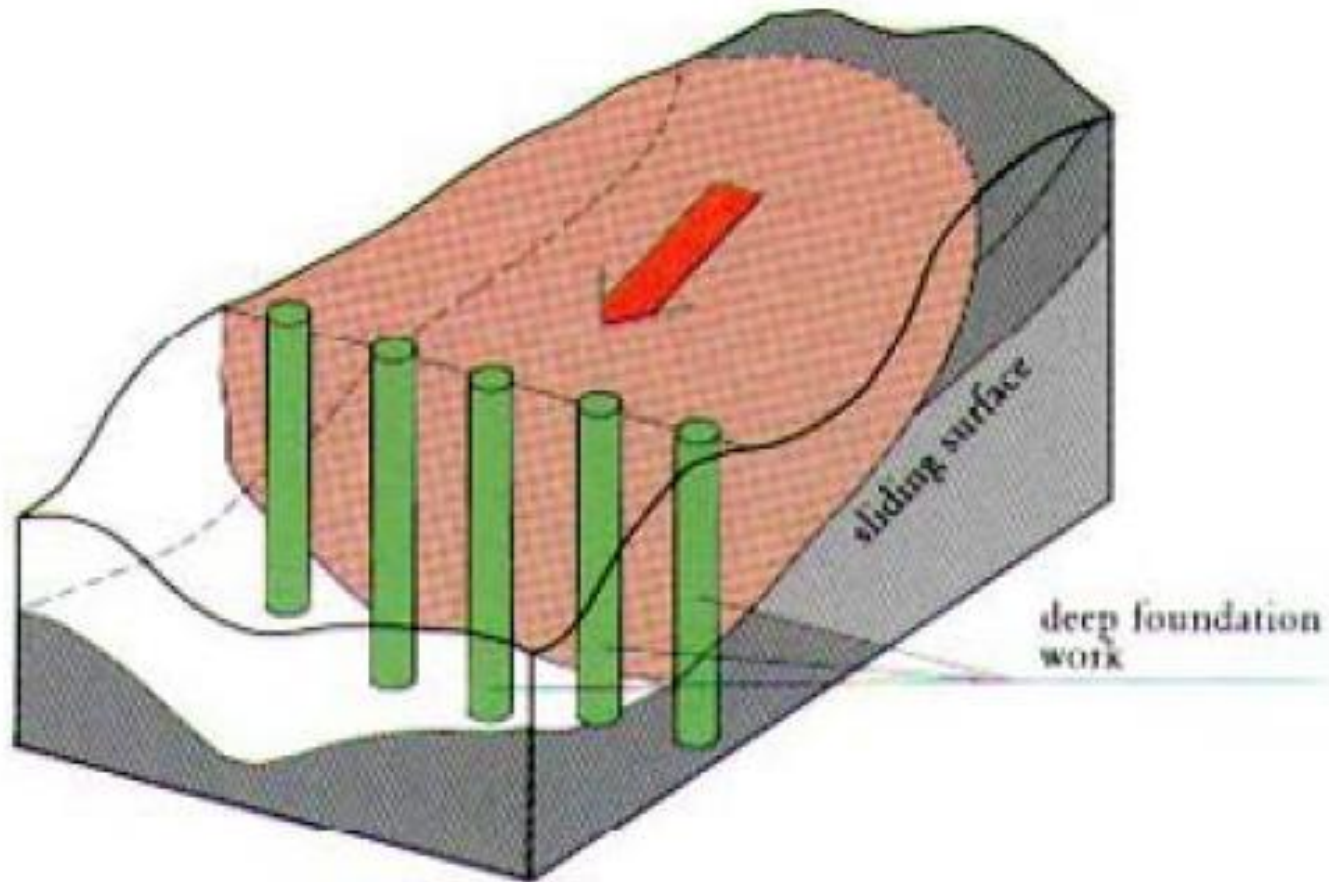
Plottaggio superfici con F_s compreso tra 3.0 e 4.0
Con Tiranti passivi

Studio e pratica su un esempio con e senza tiranti su ammasso roccioso, con falda e o sovraccarico :



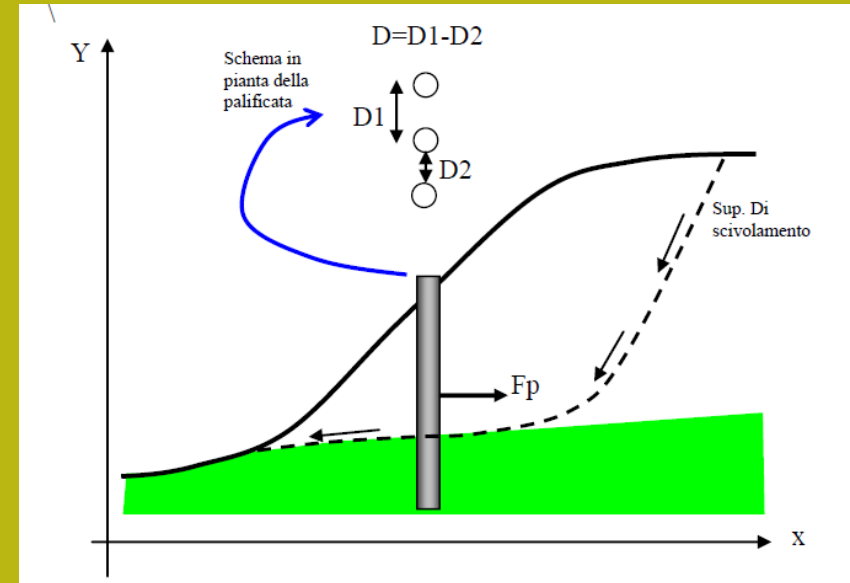
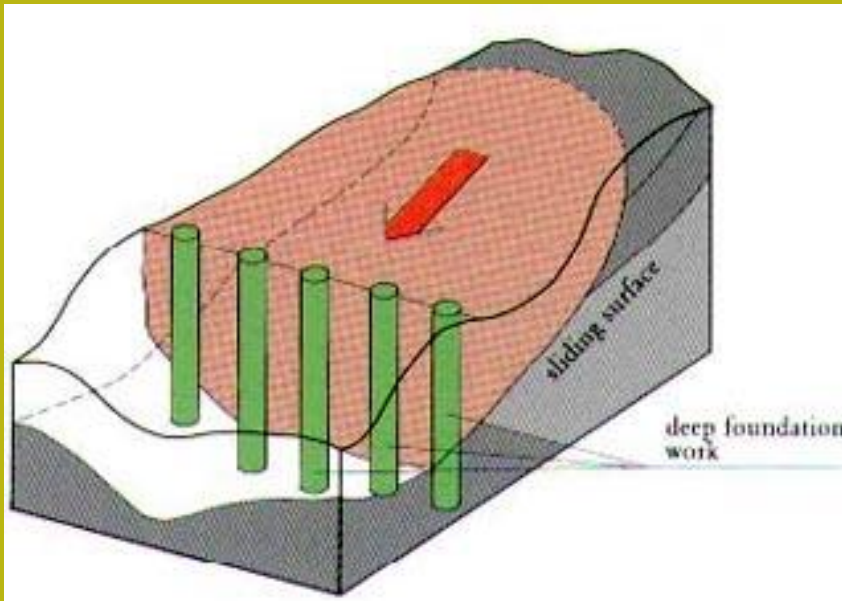
Cartella esempi corso : esempio4

INTERAZIONE PALIFICATE PENDIO



palificate

Le palificate, nella forma di una o più file di pali, sono una tecnica frequentemente adottata negli interventi di stabilizzazione di pendii. Ogni fila di pali inserita per una certa profondità nel pendio, attraversando la potenziale superficie di scivolamento, e inserendosi saldamente e profondamente entro un livello con adeguata resistenza meccanica, è in grado di esercitare una forza di reazione F_p opposta al movimento che permette di aumentare il fattore di sicurezza globale del pendio.



STEPS analisi con PALI in SSAP 2006/2010

1. Determinazione della Spinta massima teorica a cui la palificata deve venire sottoposta per arrivare a deformare plasticamente il terreno all'intorno dei pali e quindi fluisce tra i pali.
2. **Uso di questa forza di spinta massima, o di una frazione di essa, come forza resistente/stabilizzante aggiunta che la palificata è in grado di mobilitare.**
3. Calcolo di un nuovo fattore di sicurezza F_s che tenga conto di questo effetto aggiuntivo.



Successiva Interazione con analisi strutturale

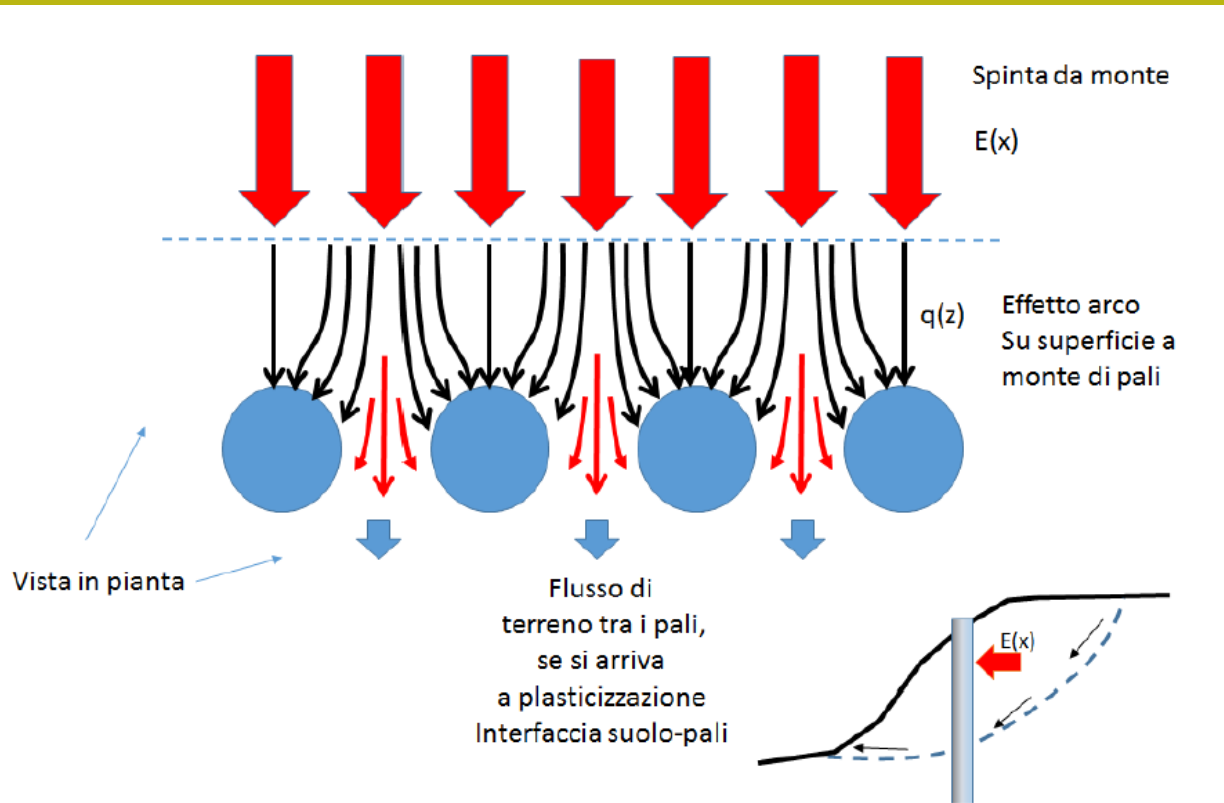
4. Nel caso che F_s risulti adeguato si effettua successivamente una analisi strutturale alle differenze finite della deformata del palo, dei momenti flettenti e della forza di taglio in funzione della profondità dalla superficie. Questa analisi strutturale (distinta dalla analisi all'equilibrio limite) permette di verificare se tali grandezze sono compatibili con le caratteristiche strutturali dell'opera. In caso contrario l'analisi ai punti 1, 2 e 3 viene ripetuta con caratteristiche geometriche della palificata diverse.

Metodo

Ito Matsui (1975-1981) - Hassiotis et al. (1997) - Kumar et Hall. (2006)

1) al di sopra della superficie di scorrimento assunta i pali sono sottoposti a carichi noti e pari ai valori indicati al punto 1 della precedente diapositiva.

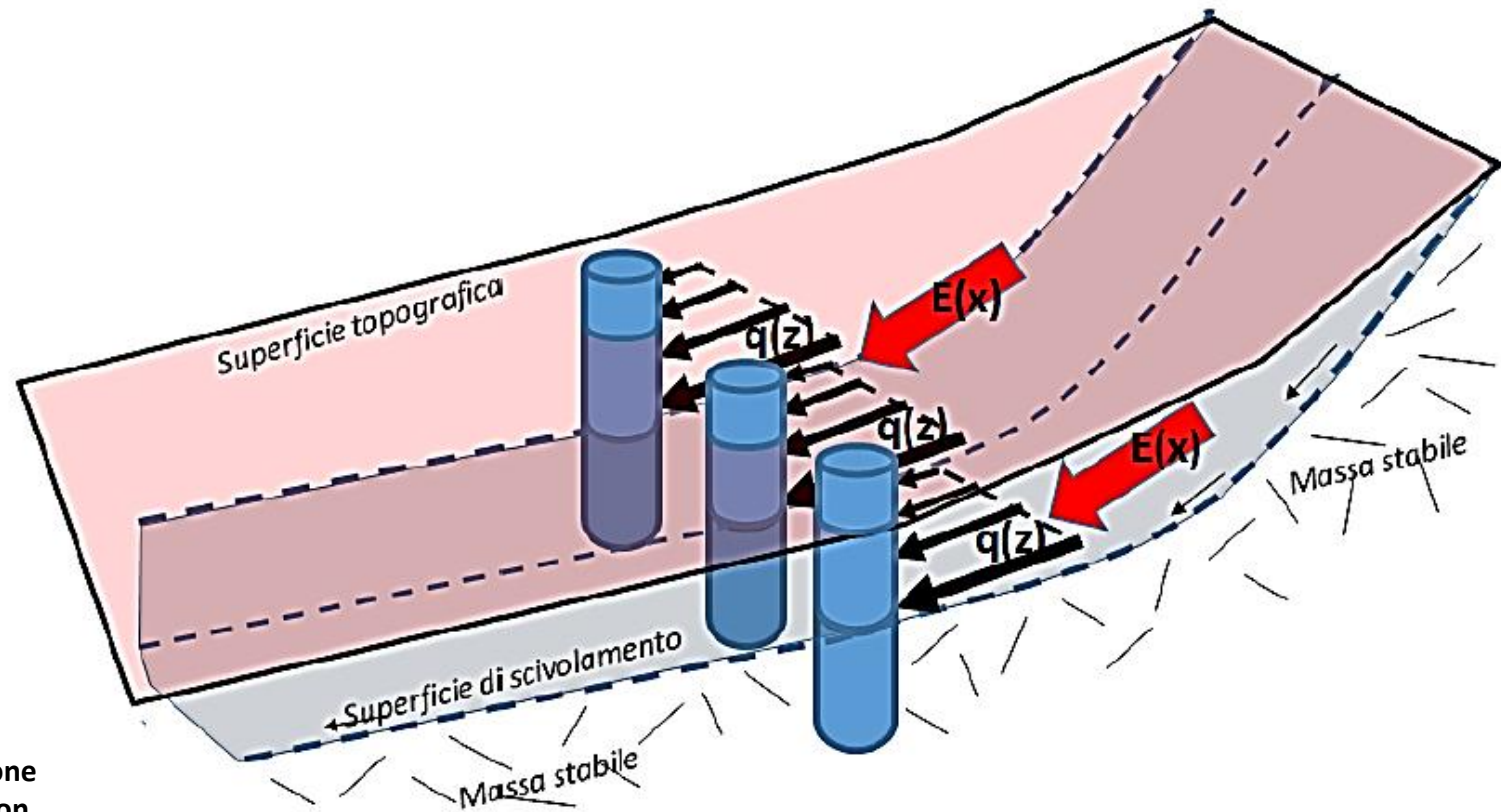
2) Al di sotto della superficie di scorrimento i pali sono assimilati a travi su suolo elastico. A questa ipotesi possono essere associate ipotesi aggiuntive sulla cinematica della testa dei pali: come la possibilità di avere la testa dei pali bloccata o libera alla traslazione o alla rotazione, necessaria per la analisi strutturale finale.



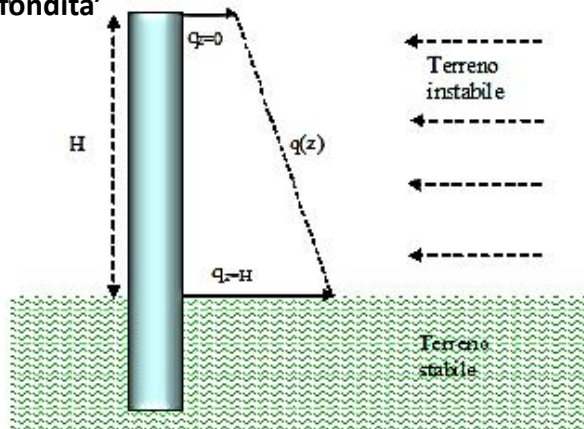
3) Il terreno instabile è contenuto dalla azione esercitata dai pali

4) Le sollecitazioni dei pali sono pari a quelle ammissibili. (salvo poi fare una verifica STRUTTURALE).

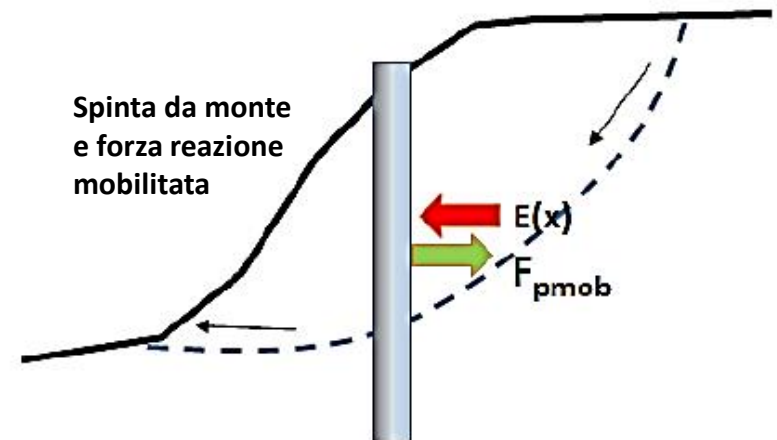
Metodo Ito Matsui (1975-1981) - Hassiotis et al. (1997) - Kumar et Hall. (2006)



Distribuzione di spinta con la profondità'



Spinta da monte e forza reazione mobilitata



Hassiotis et al. (1997)

La forza di reazione massima mobilitata offerta dalla palificata viene calcolata con la metodologia adottata da Ito e Matsui(1981) e successivamente modificata parzialmente da Hassiotis et al. (1997).

Viene prima calcolata la funzione di distribuzione con la profondità $q(z)$ della forza, per strato di spessore unitario, che agisce sulla palificata:

$$q(z) = cA \left(\frac{1}{N_s \tan \phi} \{E - 2N_s^{0.5} \tan \phi - 1\} + B \right) - c(D_1 B - 2D_2 N_s^{-0.5}) + \frac{\sigma}{N_s} (AE - D_2)$$

dove:

$$N_s = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right] ; \quad A = D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{N_s^{0.5} \tan \phi + N_s - 1} ; \quad B = \frac{2 \tan \phi + 2N_s^{0.5} + N_s^{-0.5}}{N_s^{0.5} \tan \phi + N_s - 1}$$

$$E = \exp \left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_s \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right]$$

e dove:

D_1 = interasse tra i pali (m)

D_2 = apertura tra i pali (m)

D = diametro dei pali (m)

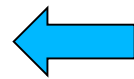
σ = pressione litostatica calcolata alla profondità z dalla superficie (kPa)

c = valore medio della coesione fino alla profondità z (kPa)

ϕ = angolo di attrito interno medio calcolato fino alla profondità z

Per avere la forza risultante di reazione della palificata F_p (kN/m) (forza di reazione unitaria per metro di larghezza fronte scarpata) localmente profonda H (fig. 2.18), la eq. (2.16a) deve essere integrata da 0 a H e successivamente divisa per l'interasse della palificata D_1 :

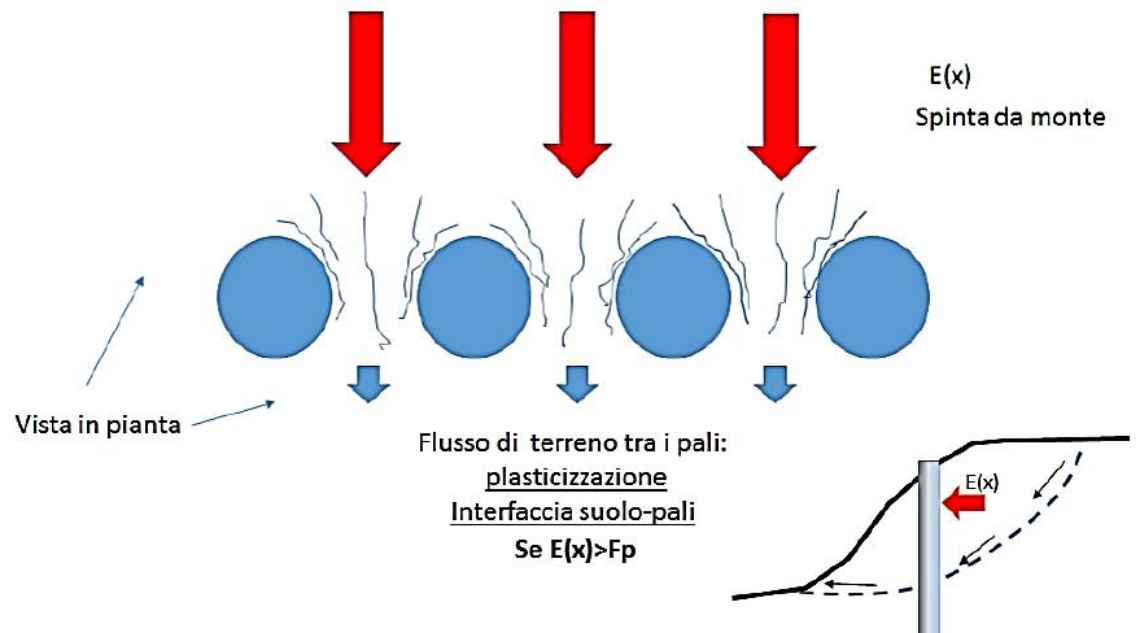
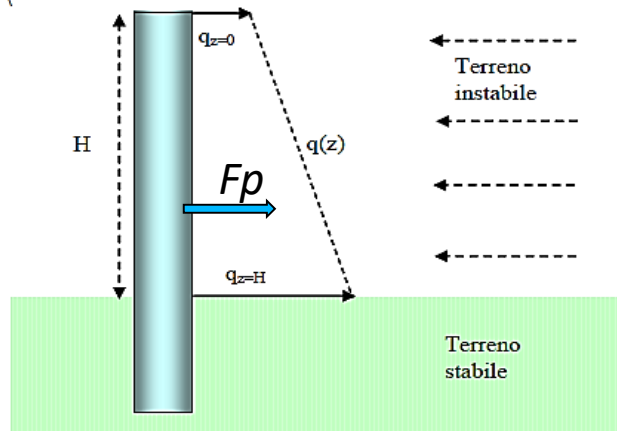
$$F_p = \frac{\int_0^H q(z) dz}{D_1}$$



***Spinta teorica massima
per arrivare a plasticizzazione interfaccia suolo pali***

(2.17)

Il valore di F_p andrà a incrementare il contributo delle forze orizzontali resistenti nel calcolo di F_s . Tale valore dipenderà dalla complessa interazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche del pendio e dalle caratteristiche geometriche della palificata, nonché dal suo posizionamento all'interno del pendio (fig. 2.19).



Tuttavia è importante notare che il valore di Fp è solo il valore massimo teorico in condizioni di plasticizzazione del suolo alla interfaccia suolo-palo e che quindi il valore reale di reazione mobilitato della palificata potrebbe essere anche molto più basso del massimo teorico.

Seguendo le indicazioni di Hassiotis et al.(1997) il valore di Fp calcolato con la eq. 2.17 dovrebbe essere modificato ulteriormente per tenere conto che l'effettivo grado di mobilitazione e non è indipendente dalle condizioni complessive di stabilità globale. Gli stessi autori propongono di utilizzare come fattore di scala il valore di Fs medesimo :

$$Fp_{mob} = \frac{Fp}{Fs} \quad (2.18)$$

L'uso della eq.2.18 permette di inserire il calcolo di Fp_{mob} direttamente nel processo iterativo del calcolo di Fs e di scalarlo dello stesso livello di mobilitazione delle altre forze resistenti nel pendio. Tuttavia e' necessario considerare una forma più generale per il calcolo di Fp_{mob} . Seguendo le indicazioni di Ito e Matsui (1981) Fp_{mob} può essere espresso con la seguente equazione.

$$Fp_{mob} = Fp\alpha_m$$

***Spinta teorica massima
per arrivare a plasticizzazione interfaccia suolo pali***

Dove:

α_m è il coefficiente di mobilizzazione della forza totale di reazione massima teorica della palificata e che può assumere un valore variabile tra 0.0 e 1.0 dipendendo da una serie di condizioni come quella del livello di stabilità globale ma anche da altri fattori di seguito indicati.

In sostanza in prima approssimazione avremo che:

$$\alpha_m = \frac{1}{F_s F_{\text{NTC}}} \quad (2.20)$$

Dove:

F_s è il fattore di stabilità globale iterativo e finale;

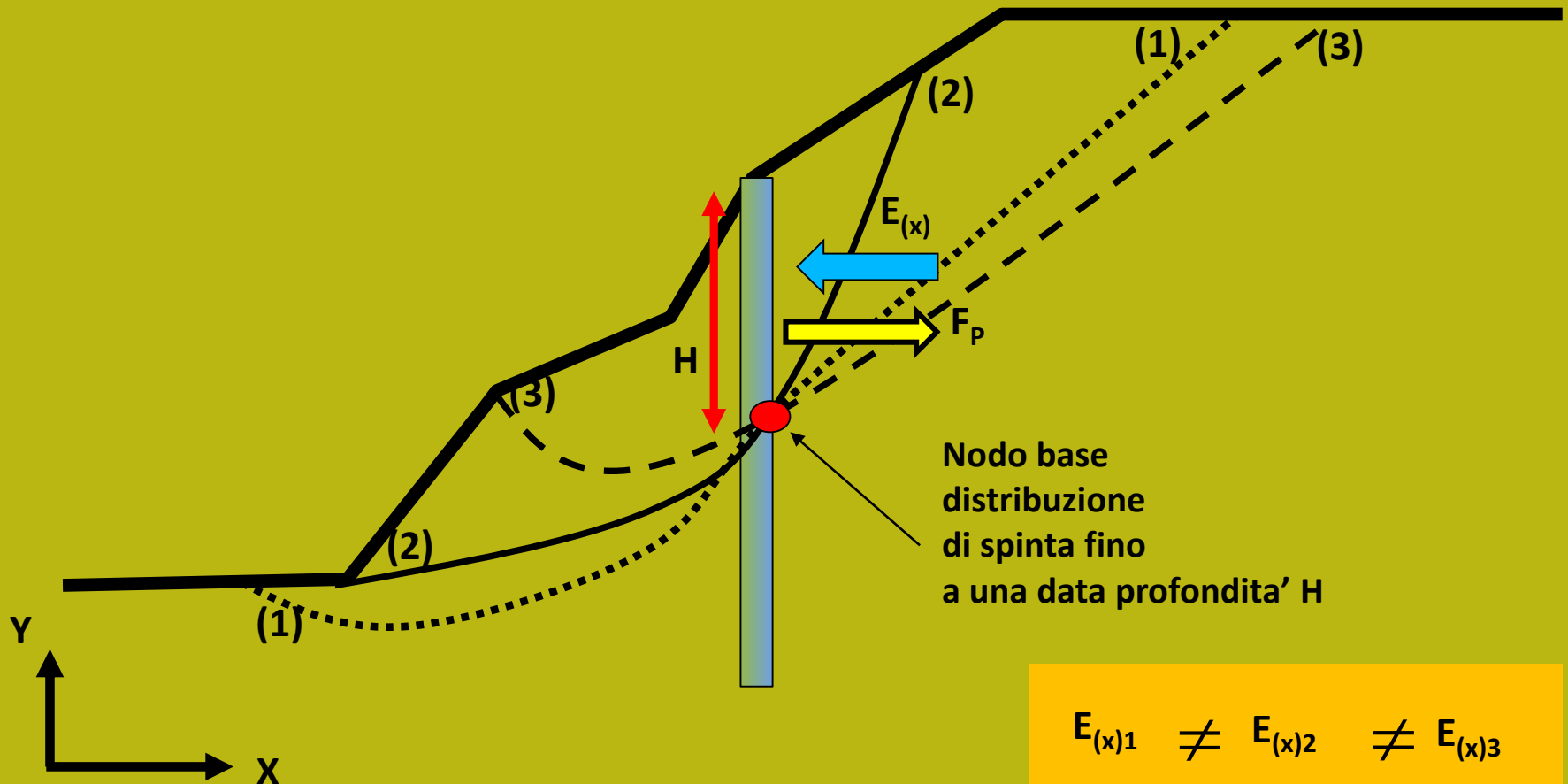
F_{NTC} è un fattore riduttivo addizionale (fattore di sicurezza addizionale con $F_{\text{NTC}} \geq 1.0$) che permette di tenere conto ulteriori riduzioni necessarie per venire incontro a normative tecniche come le NTC2008.

Con valori $F_{\text{NTC}} > 1$ è possibile ridurre progressivamente il valore di α_m . Ad esempio con $F_{\text{NTC}}=4$ abbiamo un α_m minimo equivalente a 0.25 (ovvero una mobilitazione massima del 25% della spinta teorica massima di plasticizzazione).

Comunque è possibile che si verifichi il caso che il fattore di mobilitazione α_m sia ancora eccessivamente elevato, se comparato alla effettiva spinta che la palificata riceve dalla parte di terreno a monte di essa. Questo avviene spesso quando il sistema di palificata è sovradimensionato eccessivamente rispetto alla effettiva necessità o quando la forza $F_{p_{\text{mob}}}$ non tiene effettivamente conto della entità delle masse in gioco e delle spinte effettive esistenti.

Un sovradimensionamento eccessivo porta a problemi di calcolo e una assenza di significato fisico per il problema in esame: ad esempio una spinta di reazione eccessiva potrebbe spingere verso monte il pendio, cosa che non è fisicamente possibile.

Nel nodo base della distribuzione di spinta, a profondita' H ,
la spinta di reazione massima teorica F_p e' la stessa,
dato che dipende da H e dal tipo di terreno, ma diverse saranno le
Spinte effettive $E(x)$ che agiscono considerando le superfici (1),
(2) e (3) nella figura sotto.

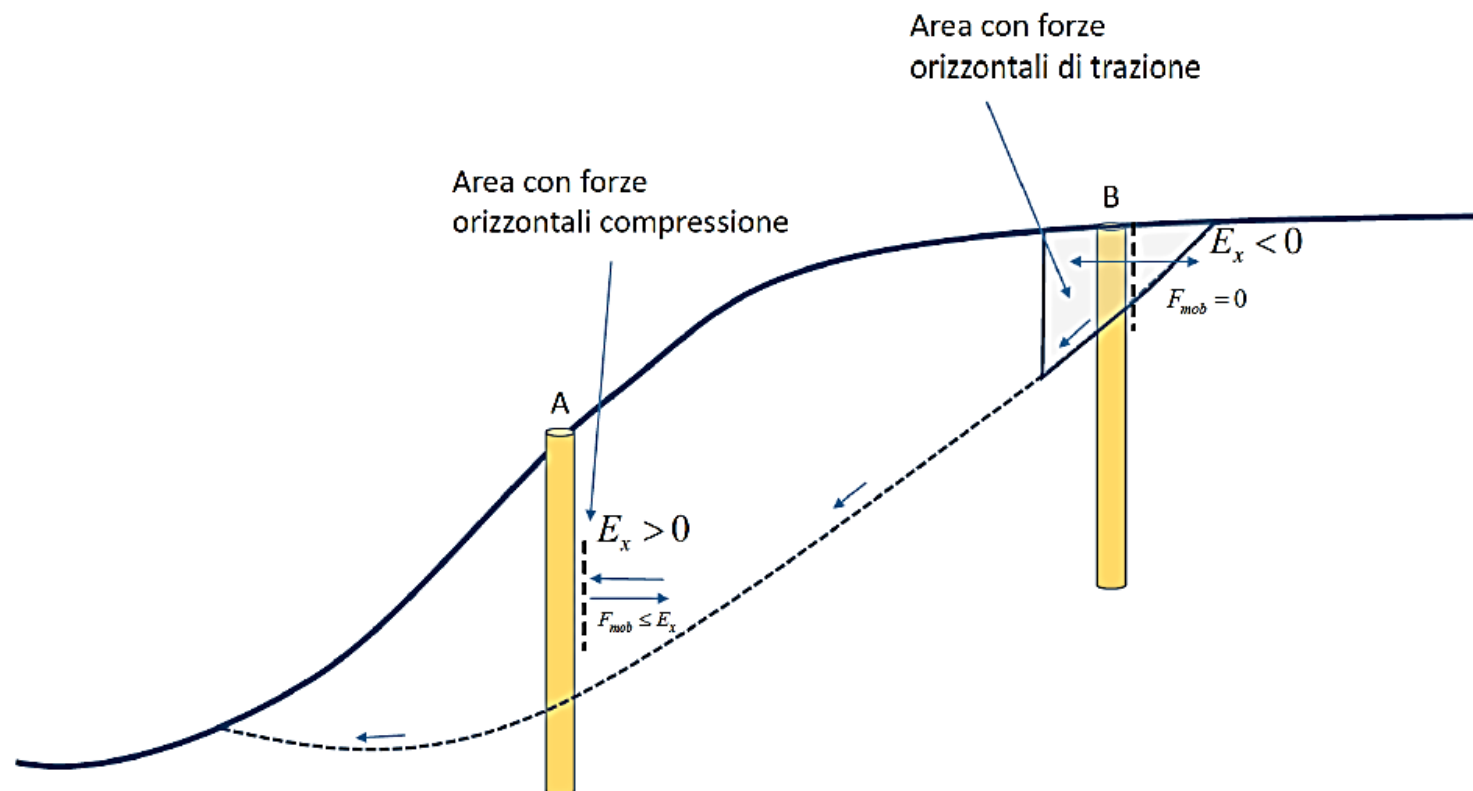


$$E_{(x)1} \neq E_{(x)2} \neq E_{(x)3}$$

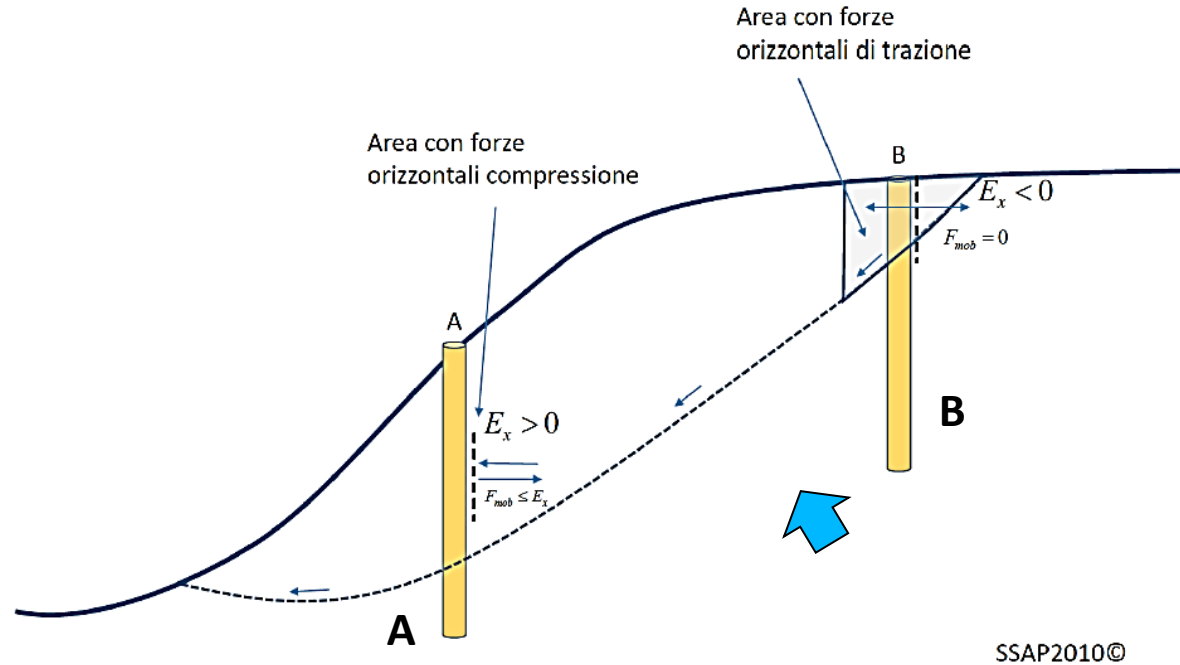
Da un punto di vista fisico, una volta che si assume una potenziale superficie di scorrimento che interseca la palificata a una certa profondità H e si calcola in prima approssimazione la Fp_{mob} con la eq. (2.19) può verificarsi il caso che, nella zona immediatamente a monte della palificata, il valore di Fp_{mob} sia superiore, o inferiore, al valore effettivo e iterativo di $E(x)$ locale. Ovvero abbiamo la possibilità che si realizzino una delle due condizioni nella eq. 2.21:

$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob} \geq E_x \end{array} \right. \quad (2.21a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob} < E_x \end{array} \right. \quad (2.21b)$$



**Procedura automatica
Calcolo della forza
massima mobilitata.**



In questo caso il valore di Fp_{mob} può essere modificato fino ad un valore finale Fp_{mob}^* considerando i seguenti casi:

$$\alpha_m^* = \frac{Fp_{mob}^*}{Fp}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob}^* = 0 \text{ se } E_x \leq 0 \end{array} \right. \quad (2.22a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob}^* = \text{Min}[Fp_{mob}, E_x] \text{ se } E_x > 0 \end{array} \right. \quad (2.22b)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob}^* = \text{Max}[Fp_{mob}, E_x] \text{ se } E_x > 0 \end{array} \right. \quad (2.22c)$$

dove:

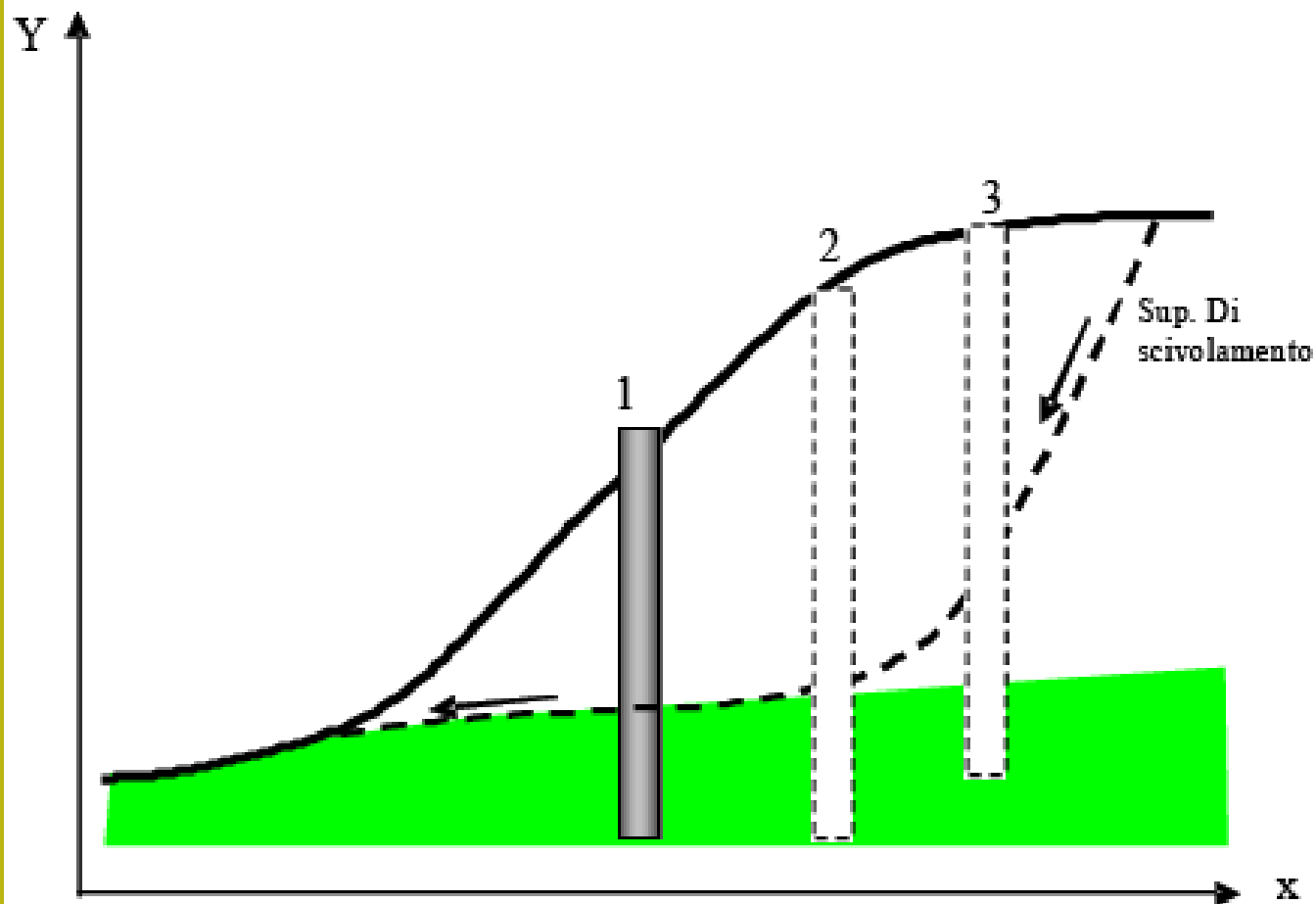
$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob}^* < F_p \text{ sempre verificato} \end{array} \right. \quad (2.22d)$$

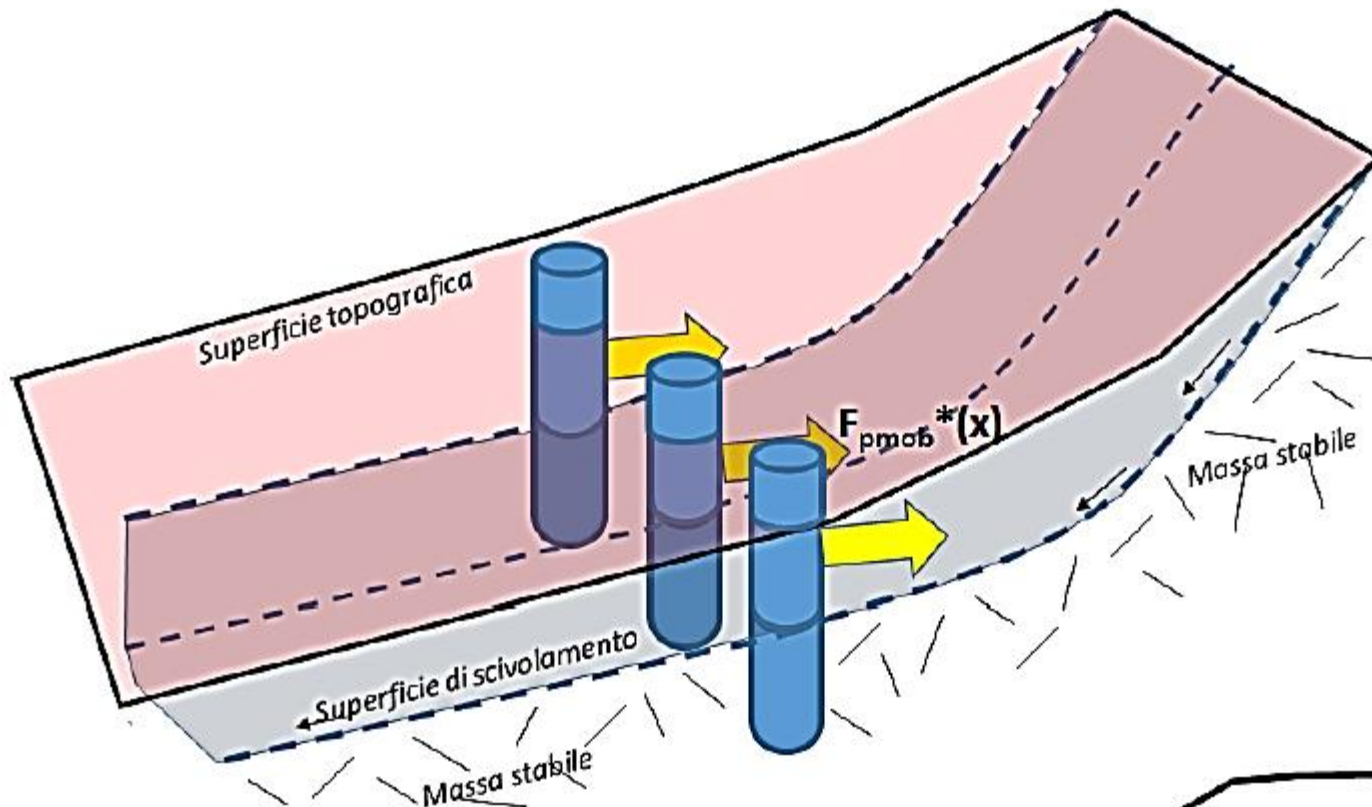
**Criterio
scelto
dall'utente**

**Valore finale coefficiente
di mobilitazione**

**Valore finale
 Fp (mobilitato)**

Possibili posizionamenti palificate (fino a 12 linee contemporaneamente)

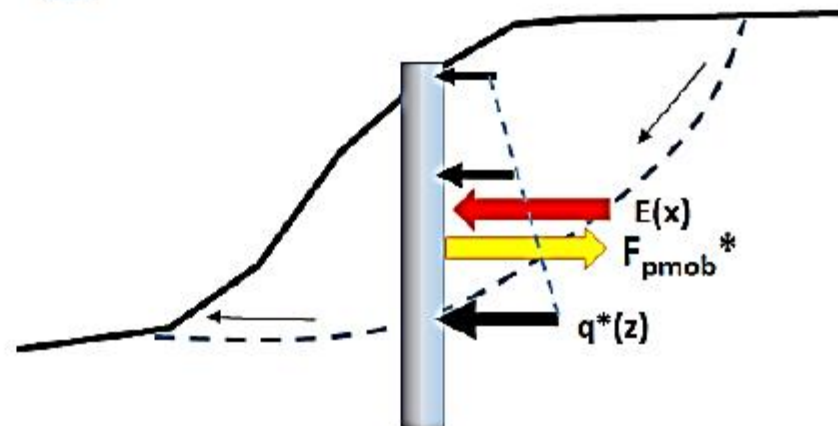




$$\alpha_m^* = \frac{F_{p_{mob}}^*}{F_p}$$

$$q^*(z) = q(z)\alpha_m^*$$

Reazione finale dei pali mobilizzata, $F_{pmob}^*(x)$, che entra nel complesso sistema di forze interne alla massa potenzialmente scivolante ..., e distribuzioni delle forze sui pali $q^*(z)$,



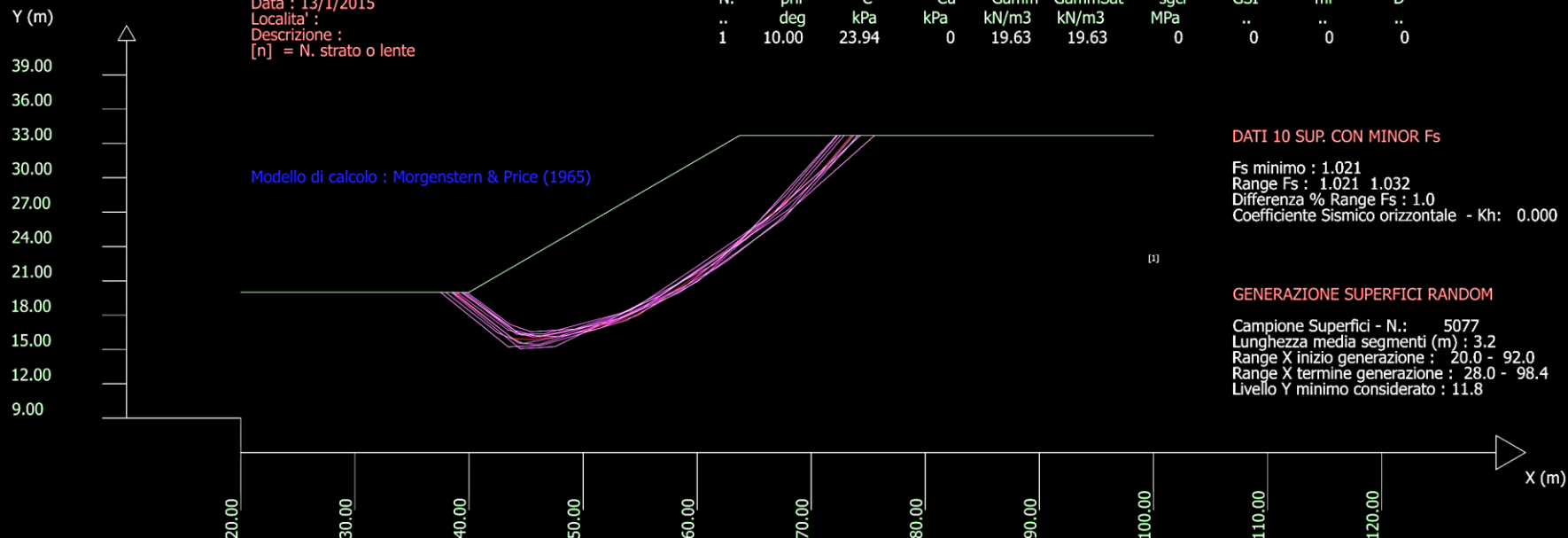
É tuttavia importante ricordare che:

- 1. Nel caso di palificate di lunghezza insufficiente alcune superfici profonde possono ugualmente rendere instabile un pendio.**
- 2. La superficie critica trovata per un pendio senza pali di sostegno può non esserlo più in presenza di una palificata.**
- 3. Esistono vari criteri di progettazione che suggeriscono le caratteristiche geometriche limite per palificate, paratie di pali e file di fondazioni a Pozzo, oltre il quale gli interventi risultano non economicamente convenienti o comunque sconsigliati.**
- 4. E ' necessario sempre accoppiare la analisi mediante l'equilibrio limite fino qui descritta con un analisi strutturale, per verificare che gli sforzi mobilitati dalla palificata per incrementare il valore complessivo di F_s non mettano in crisi la struttura**
- 5. É importante considerare che ogni palificata viene inserita nel pendio anche come un elemento resistente la taglio, con forma e geometria propria come un qualsiasi strato o lente (vedi slides successive)**

Data : 13/1/2015
Localita' :
Descrizione :
[n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

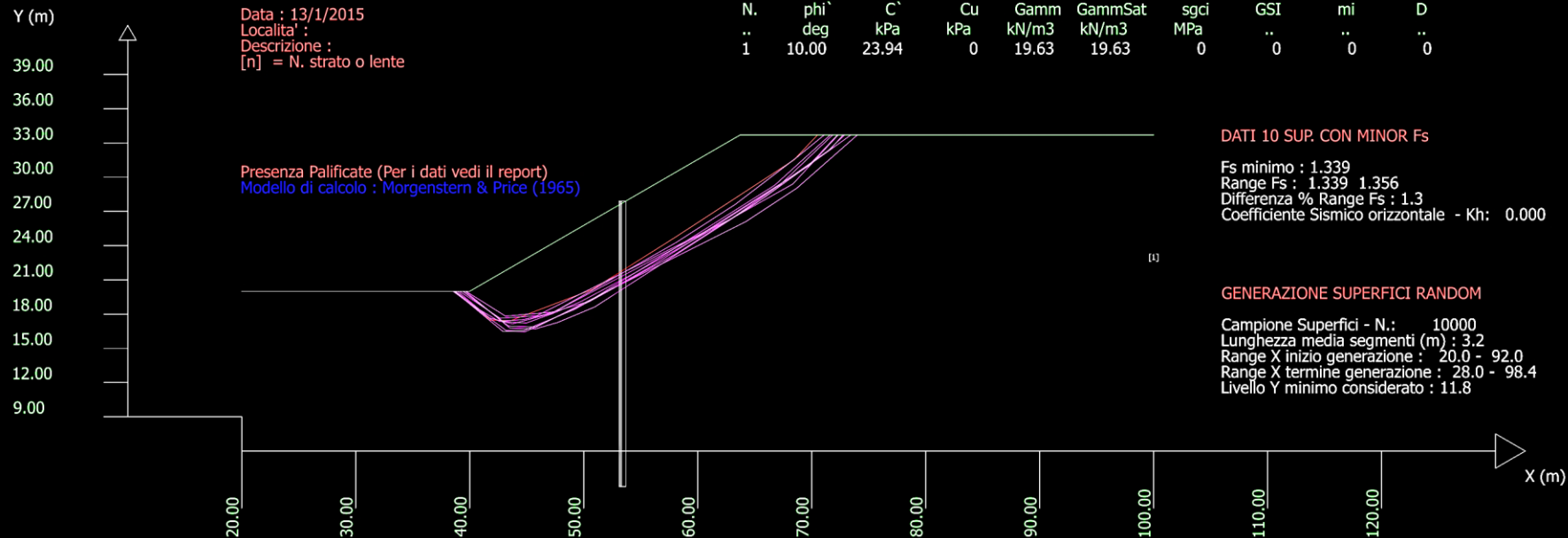
N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa
1	10.00	23.94	0	19.63	19.63	0	0	0	0



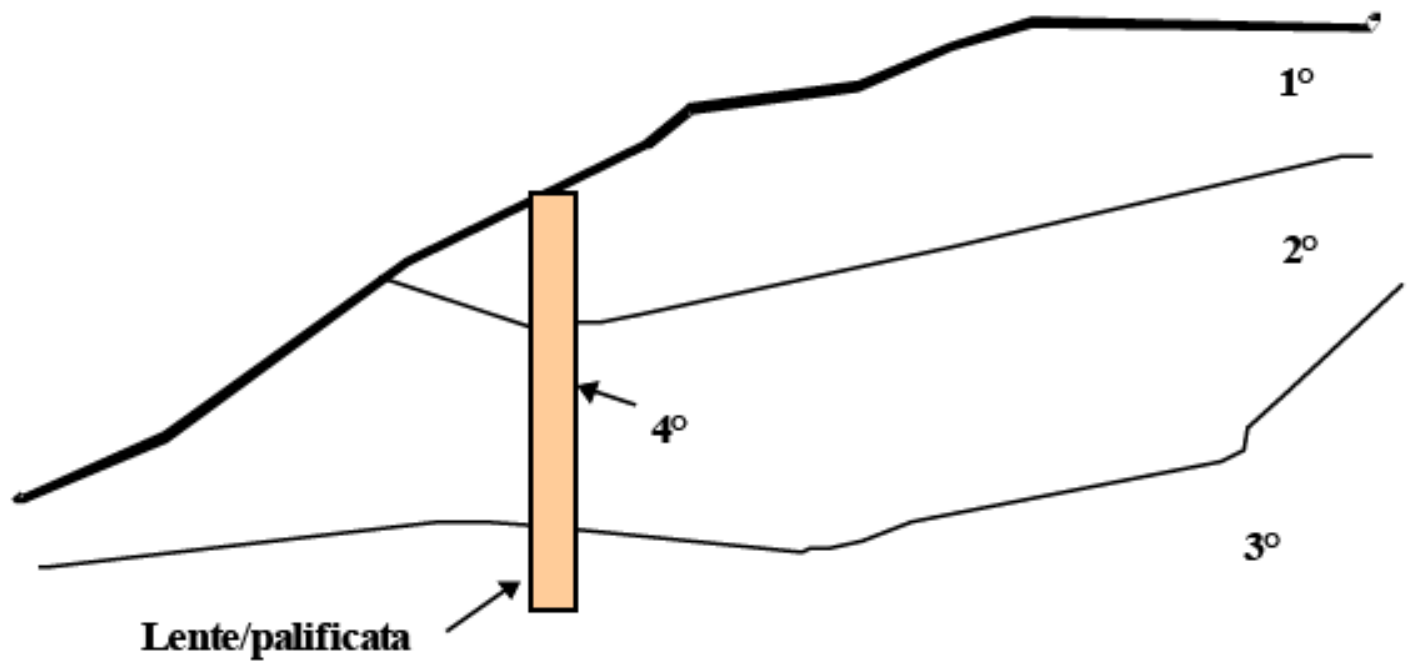
Data : 13/1/2015
Localita' :
Descrizione :
[n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

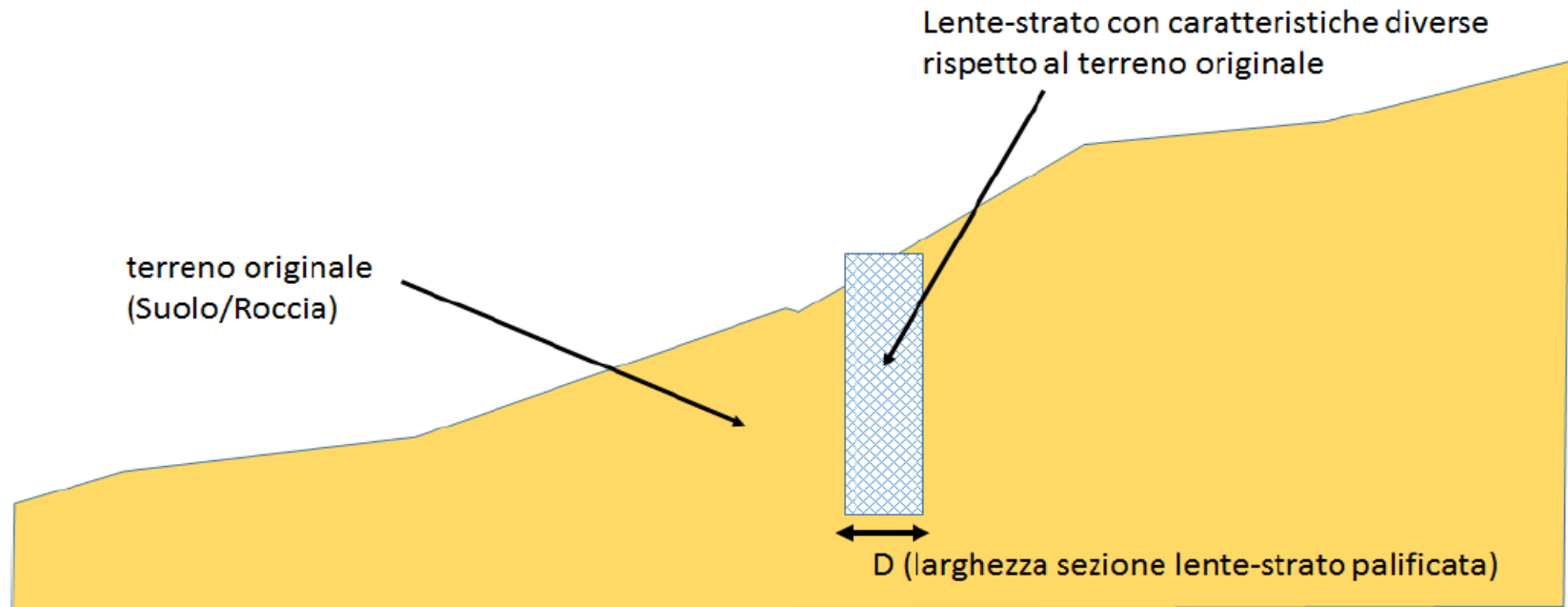
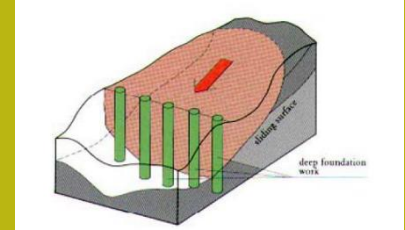
N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa
1	10.00	23.94	0	19.63	19.63	0	0	0	0



Inserimento palificata come strato(tipo lente)
Con proprio peso di volume, propria geometria, e
resistenza al taglio



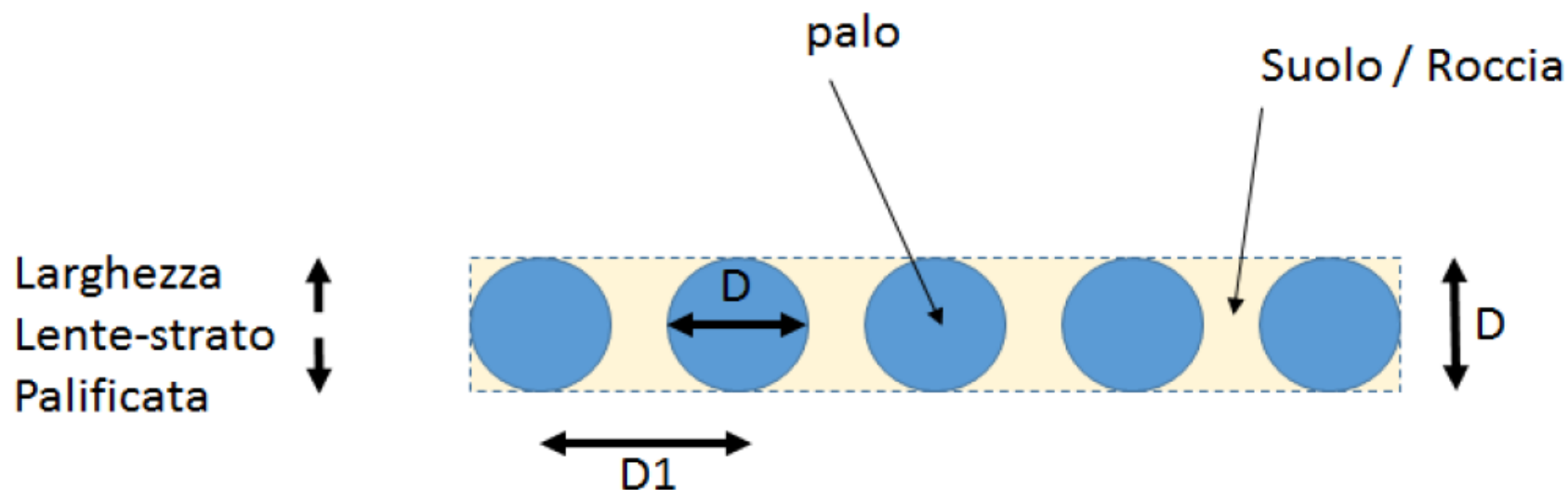
Valutazione dei parametri geomeccanici di una lente-strato palificata inserita in un pendio



Sezione modello pendio con lente-strato (palificata)

C.1 Determinazione dei parametri geomeccanici equivalenti di una lente-strato palificata

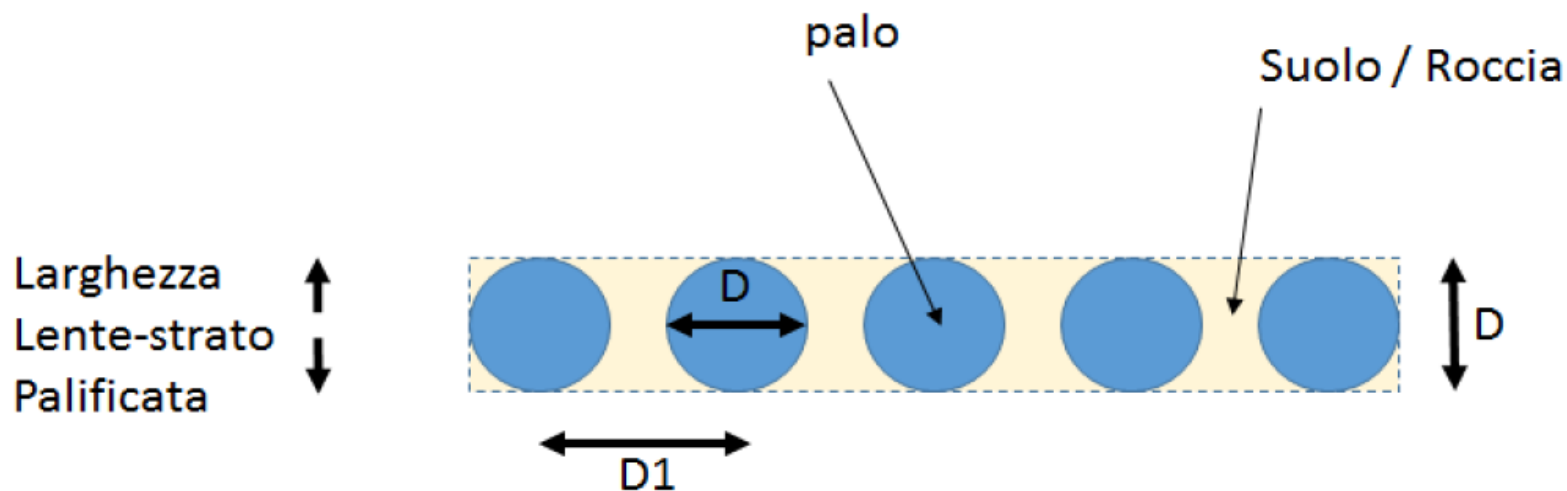
Quando una palificata è inserita in un pendio costituisce un elemento di disomogeneità rispetto alle antecedenti proprietà fisico meccaniche, data la differenza, talvolta molto rilevante, di quelle costituenti la palificata rispetto a quelle del terreno/roccia originale. E' quindi auspicabile che la palificata (che ha una massa propria e che occupa un volume, sostituendosi in parte al terreno originale) sia inserita come una lente-strato con propri valori di resistenza al taglio, o di peso unitario.



La figura C.2 presenta una sezione orizzontale della palificata immersa in un terreno preesistente. Abbiamo che $D1$ = interasse minimo tra i pali (m) e D = diametro dei pali (m). D è anche equivalente alla larghezza della nuova lente strato della figura C.1.

Se Ω_{pal} è il nuovo parametro geomeccanico generico da utilizzare per la palificata, esso è calcolabile come media ponderata dei rispettivi parametri geomeccanici assegnati al palo Ω_p e del suolo/roccia originale Ω_s . Ovvero:

$$\Omega_{pal} = \varepsilon \Omega_p + (1 - \varepsilon) \Omega_s \quad C.1$$



Dove \mathcal{E} è la frazione di volume occupata dai pali entro la lente-strato. \mathcal{E} è un coefficiente adimensionale che può essere calcolato con la seguente espressione e dipende dalla geometria della palificata:

$$\mathcal{E} = \frac{\pi}{4} \frac{D}{D1} \quad \text{C.2}$$

dove

$D1$ = interasse tra i pali (m)

D = diametro dei pali (m)

\mathcal{E} assume sempre un valore variabile tra 0 (pali infinitamente distanti) e 0.7854 ($D=D1$ pali a contatto).

Un esempio pratico

Consideriamo il caso di una palificata con i seguenti parametri:


$$D=0.60 \text{ (m)}$$

$$D1= 1.8 \text{ (m)}$$

Determiniamo il valore di resistenza al taglio non drenata equivalente (C_u) da applicare alla palificata inserita come lente entro il pendio secondo le convenzioni del programma SSAP considerando che:

$$C_{u_s} = 25 \text{ (kPa)} \text{ (Resistenza al taglio non drenata del suolo originale)}$$


$$C_{u_p} = 1000 \text{ (kPa)} \text{ (Resistenza al taglio assunta per il calcestruzzo armato del palo)}$$

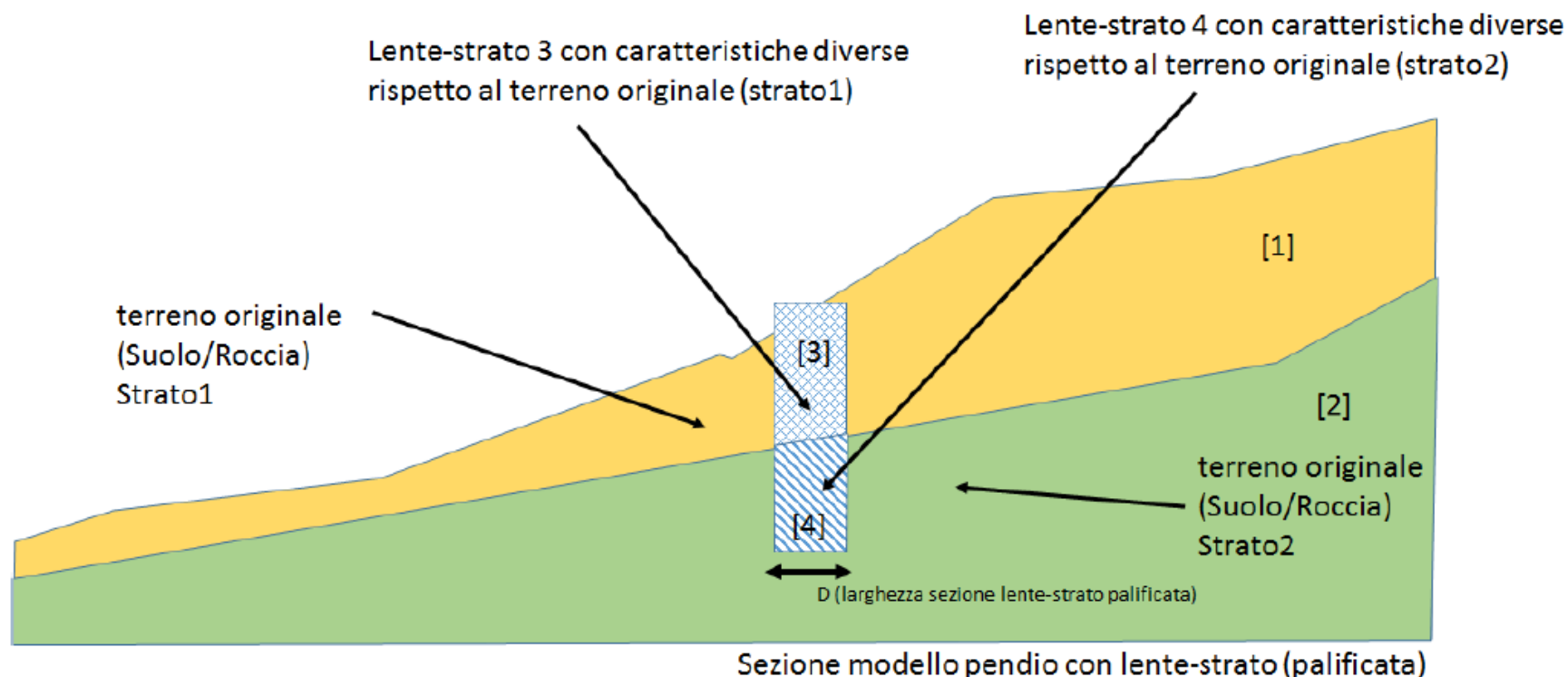
Quindi utilizzando la equazione C.2 avremo che $\mathcal{E} = 0.26$. Successivamente, utilizzando la equazione C.1, avremo che $C_{u_{pal}} = 278.5 \text{ (kPa)}$. 

Determiniamo il valore del peso unitario equivalente da applicare alla palificata inserita come lente entro il pendio secondo le convenzioni del programma SSAP considerando che:

$$\gamma_s = 19 \text{ (kN/m}^3\text{)} \text{ (peso unitario o di volume del suolo originale)}$$

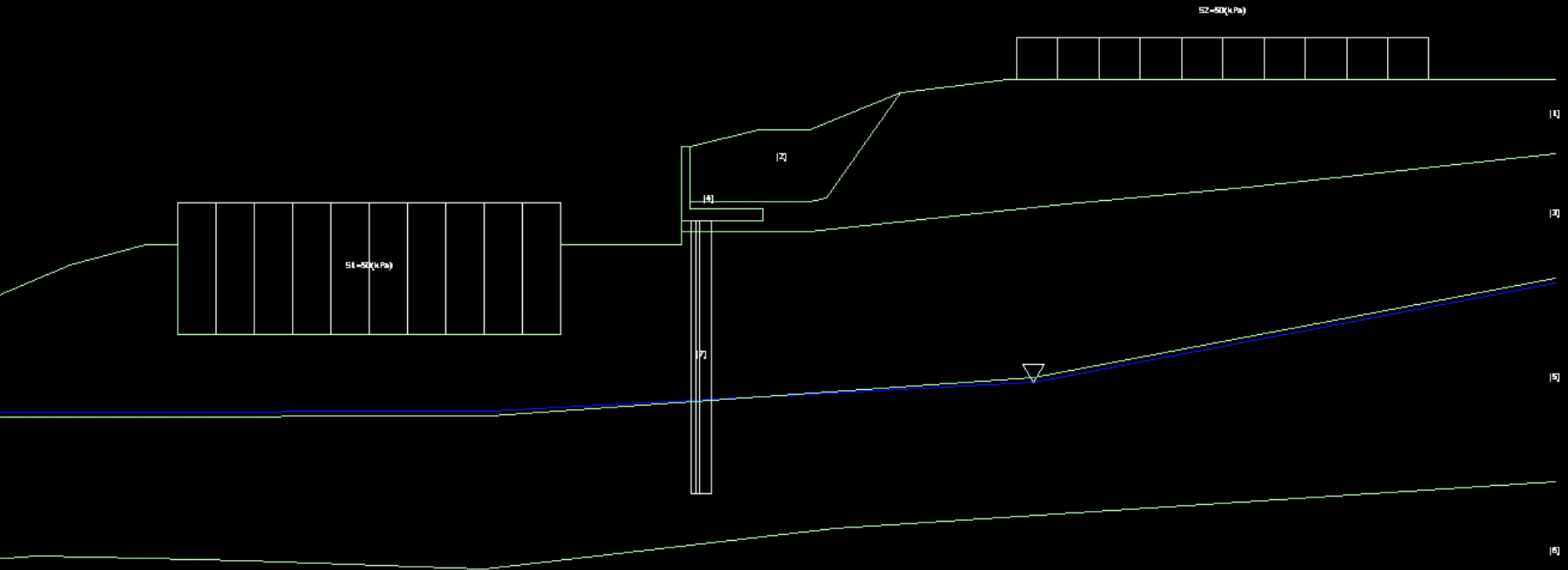
$$\gamma_p = 25 \text{ (kN/m}^3\text{)} \text{ (peso unitario o di volume del calcestruzzo del palo)}$$

Utilizzando la equazione C.1, avremo che $\gamma_{pal} = 20.56 \text{ (kN/m}^3\text{)}$. 



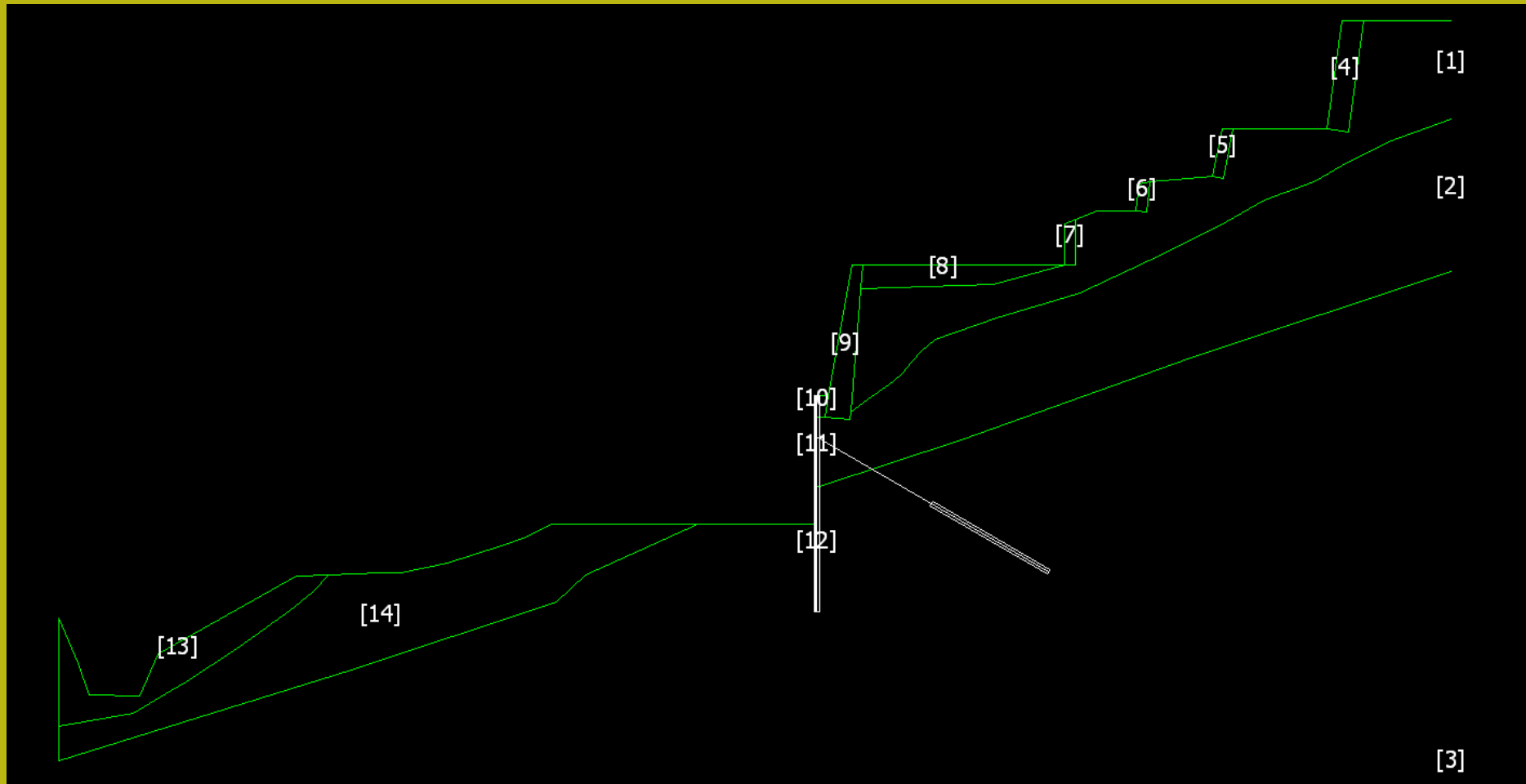
Nota Importante: La modifica dell'interasse o del diametro dei pali modificherà i valori corrispondenti di \mathcal{E} e quindi è necessario ricalcolare opportunamente i valori dei nuovi parametri geomeccanici equivalenti della lente-strato palificata. È importante considerare il caso di palificate che attraversano più di uno strato. Un approccio rigoroso consiglia di considerare diverse lenti-strato palificate in corrispondenza di ogni strato del pendio attraversato. Nell'esempio in figura C.4 è riportato un pendio con una palificata che attraversa due strati. La porzione della palificata è attraversata da due lenti strato che avranno caratteristiche differenti in virtù della differenze di parametri geomeccanici esistenti tra gli strati 1 e 2.

Studio e pratica su un esempio reale con palificata :



Cartella esempi corso : **zuccon**

Studio e pratica su un esempio reale con tiranti e pali in rocce tenere (provincia di la spezia) :



Cartella esempi corso : **`gulf_star\sez-D`**

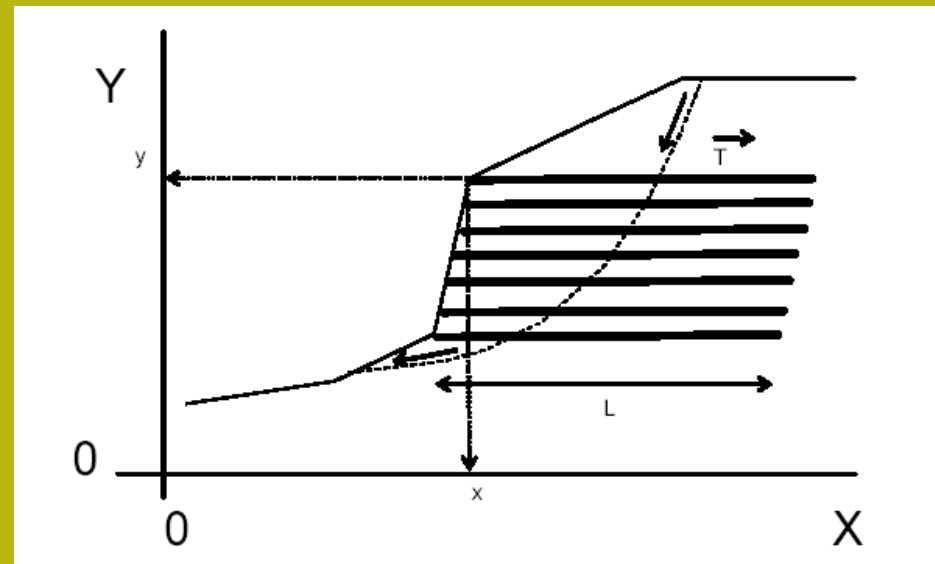
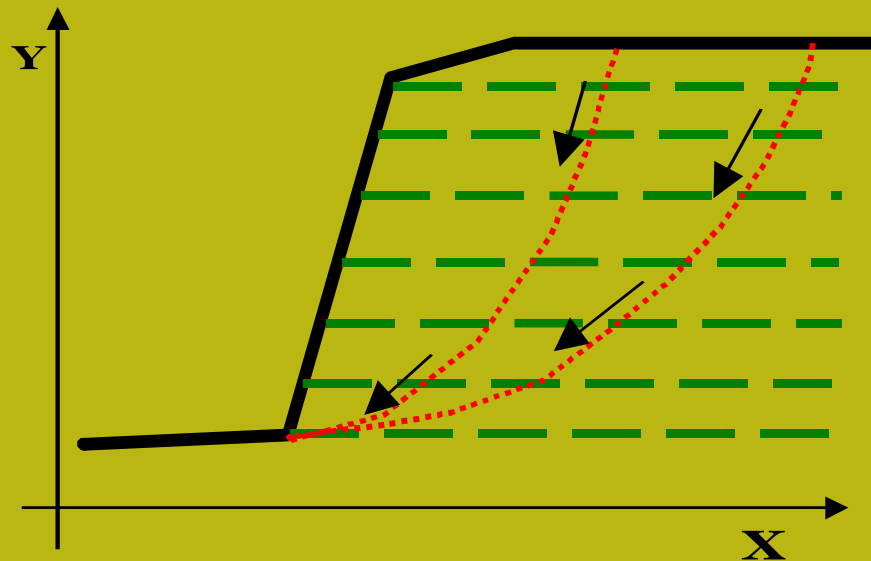
geogriglie

Le strutture in terra rinforzata sono correntemente utilizzate per la stabilizzazione di scarpate artificiali e rilevati..

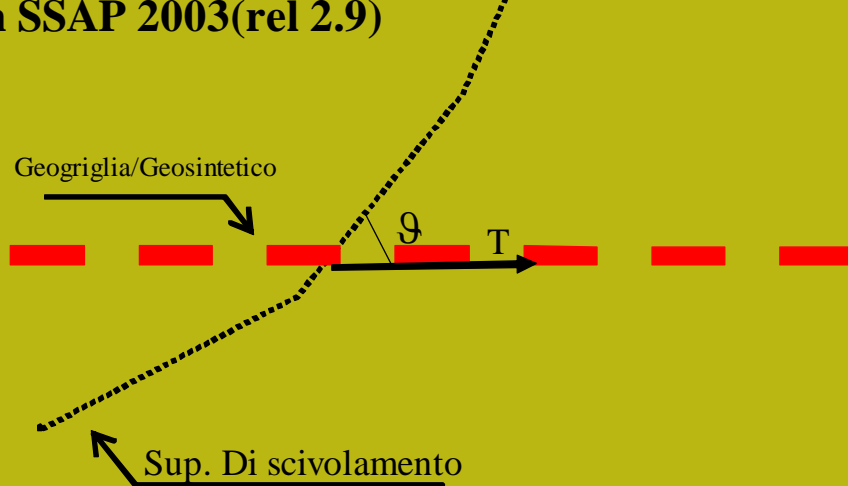
La stabilità complessiva di un pendio dove è presente un sistema di geogriglie deve essere effettuata tenendo conto della tensione o resistenza massima di progetto, della posizione, lunghezza di ciascuna delle geogriglie presenti e della interazione con le varie superfici di scivolamento possibili

La resistenza massima unitaria di progetto e la lunghezza di ogni geogriglia deve essere determinata mediante i correnti metodi di progettazione che tengono conto della stabilità interna dell'opera(collasso, superamento di resistenza delle armature, sfilamento ecc.). Vedasi a questo proposito: Jewell (1990,1991), Greenwood(1990), FHWA (1997).

geogriglie

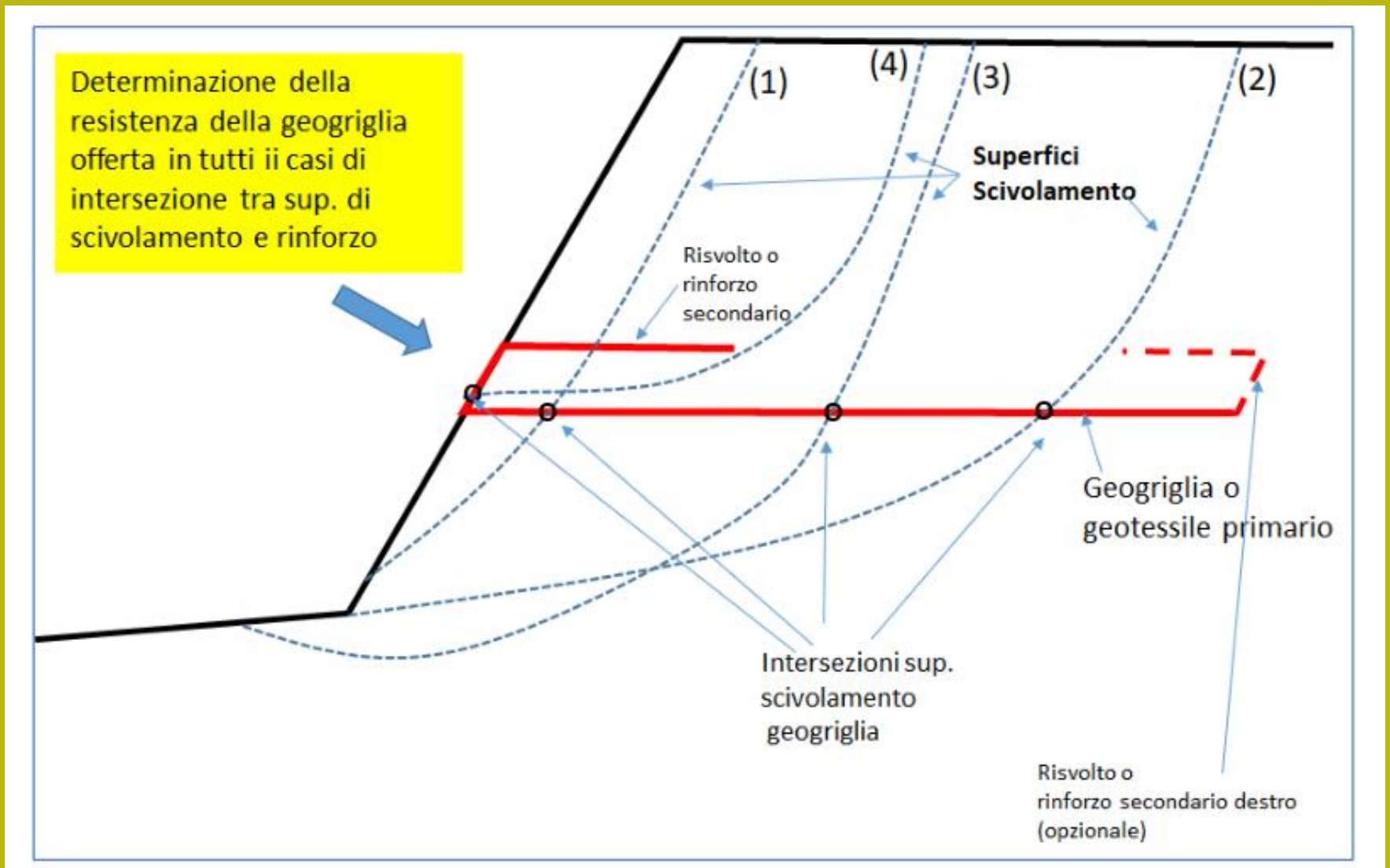


**Notazione introdotta e usata.
In SSAP 2003(rel 2.9)**

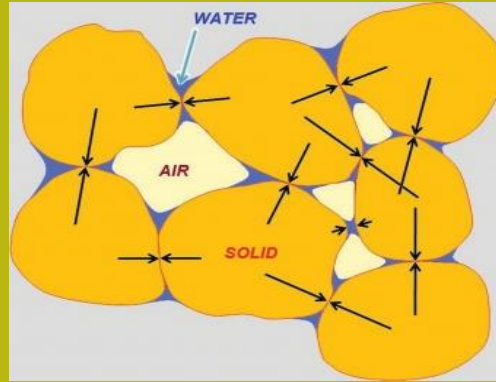


X	(in m)
y	(in m)
Lunghezza - L	(in m)
Res. Unit.	(in kN/m)
Trazione T	
Coeff. fb	(adimensionale)
Coeff α	(adimensionale)
Lunghezza risolto Lw	(in m)

geogriglie



Principi fisici di interazione terreno e armature e funzionamento delle terre armate - alternativa alla fisica dei castelli di sabbia (Leshchinsky, 2010)

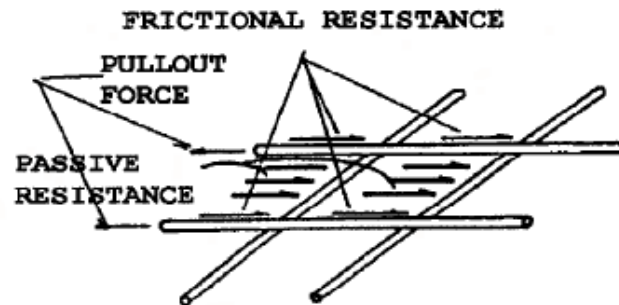
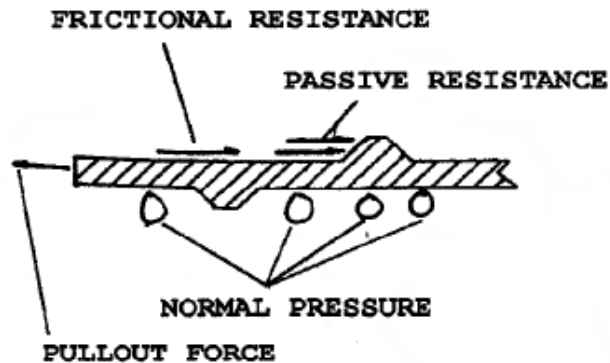
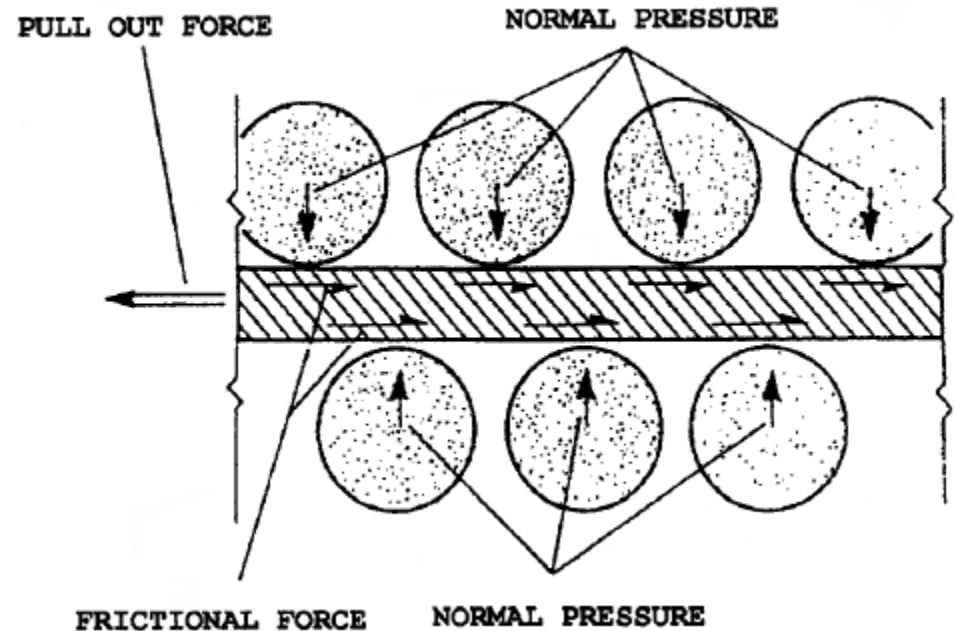


“.. Non ci si deve meravigliare che alcuni ingegneri geotecnici considerano la coesione come “l’invenzione del diavolo” (es. Un poco di coesione rende stabile anche un pendio sabbioso a forte pendenza). Affidandosi però a questo concetto sbagliato si può arrivare al disastro.. “

“fortunatamente l’alternativa alla coesione apparente (dovuta alla suzione n.d.t.) è il rinforzo dei geosintetici. Esso ha un impatto equivalente della coesione, perchè questi materiali costruiti dall’uomo sono prevedibili affidabili, durevoli e possono essere facilmente integrabili nell’analisi geotecnica..”

Da : Leshchinsky D. 2010. Geosynthetic reinforced walls and steep slopes: *Is it magic?*.
http://geosyntheticsmagazine.com/articles/0610_f2_slopes.html

Interazione base terreno struttura Attrito per sviluppo di res. Passiva



B) SOIL PASSIVE (BEARING) RESISTANCE ON REINFORCEMENT SURFACES

La interazione terreno -armature e' un sistema complesso che dipende da vari fattori:

Caratteristiche terreno e stato tensionale interno opera in terra

Interazione tra geotessile e terreno

Resistenza tensionale ultima e di progetto del geotessile

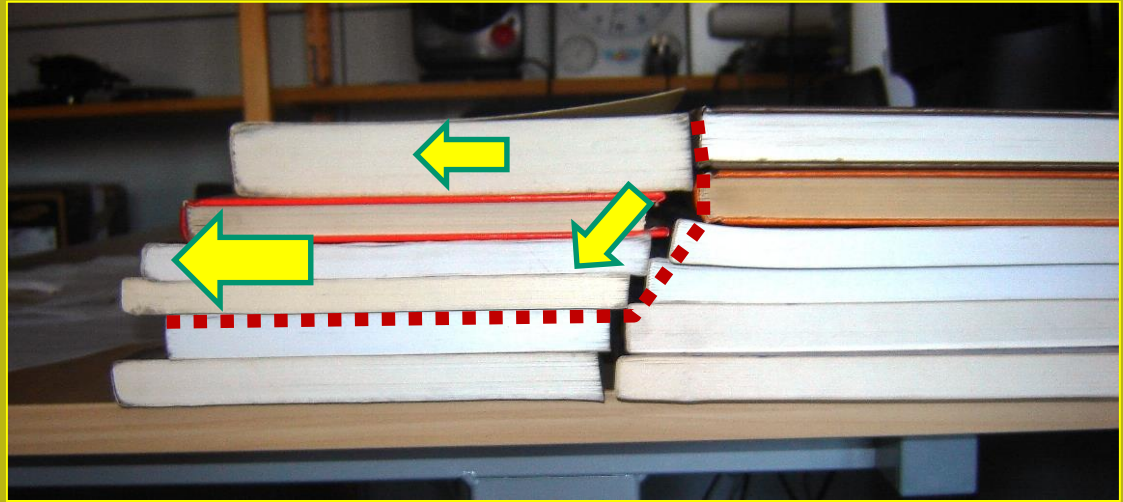
Resistenza allo sfilamento del geotessile (pullout)

Distribuzione Spinta attiva e suo contrasto a opera del sistema dei rinforzi

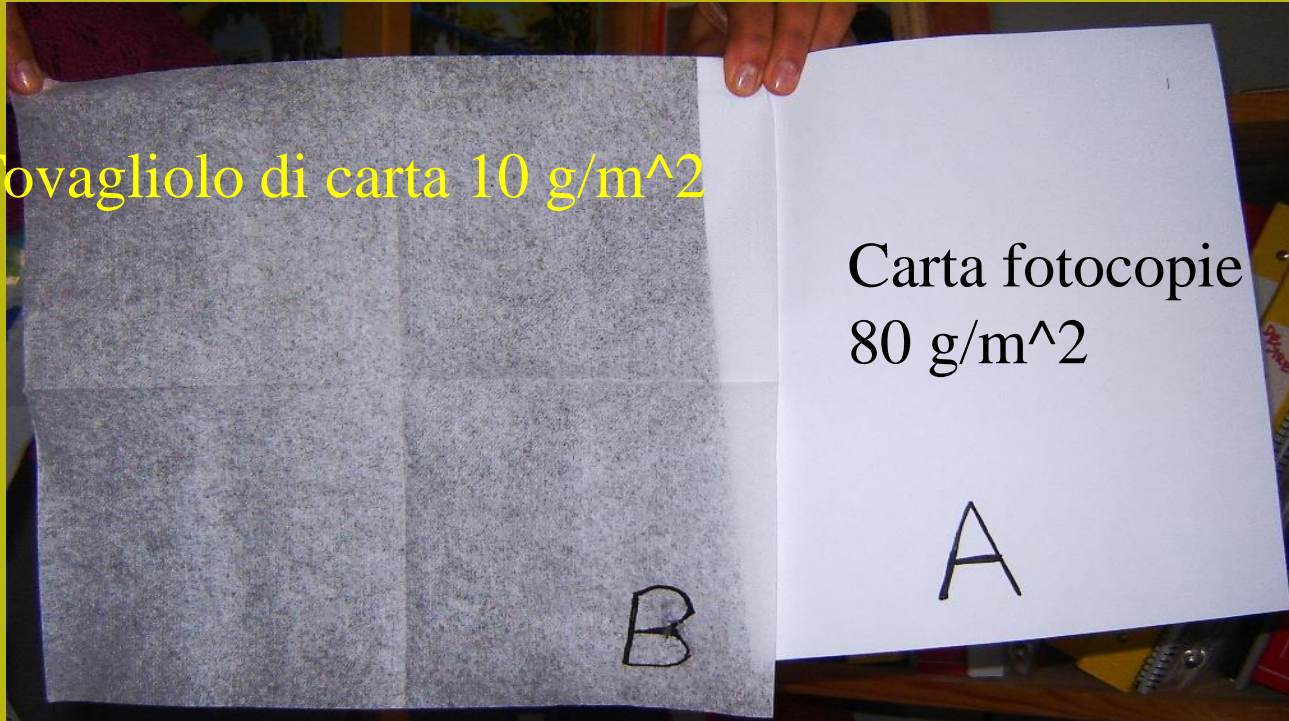
Protezione superficie esterna da erosione e progetto contenimento

Geometria opera e progetto sistema dei rinforzi e paramento

**Cenni dei Principi fisici
di interazione tra
terreno e armature:
simulazione effetti
geotessile**



Tovagliolo di carta 10 g/m²



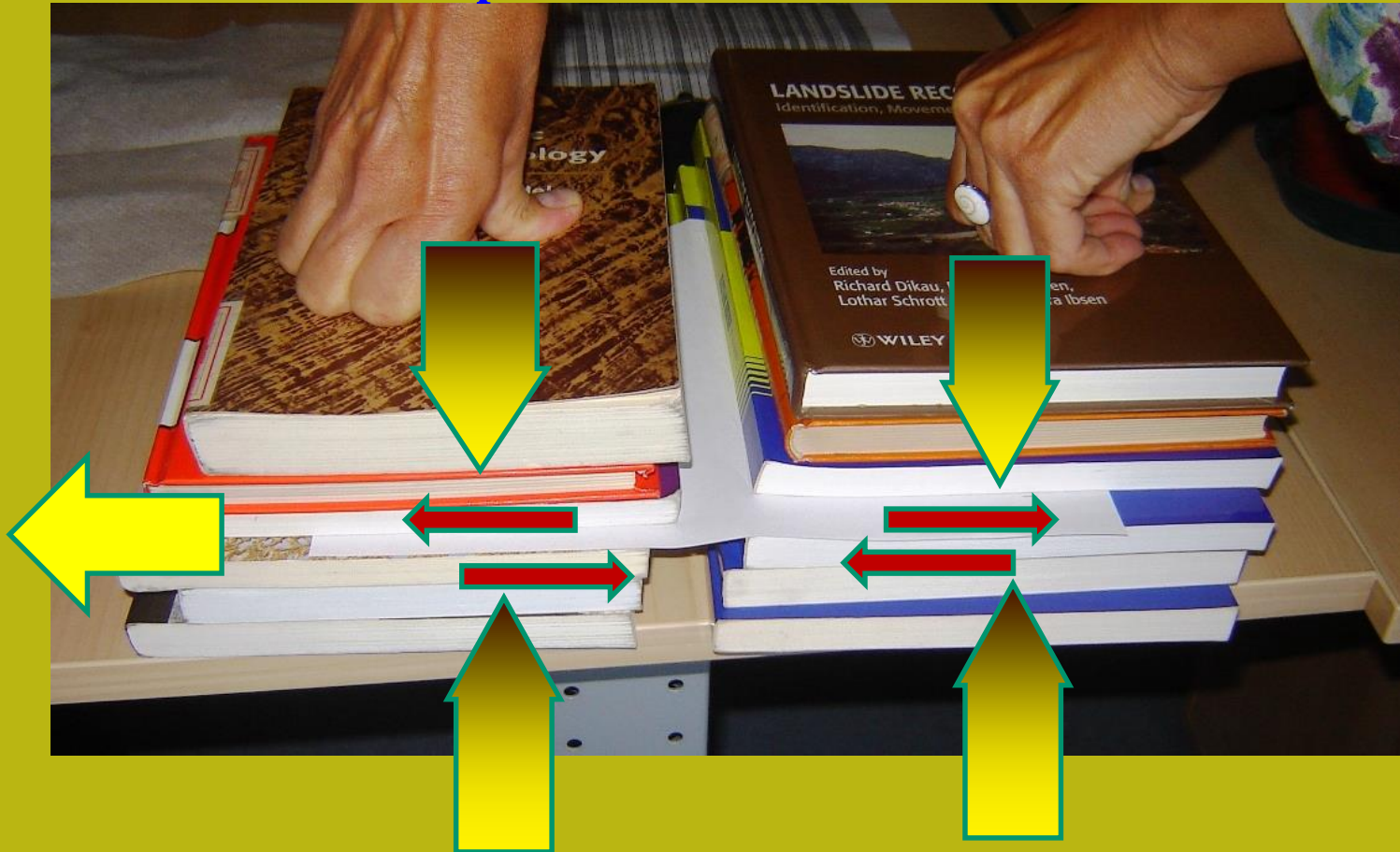
Carta fotocopie
80 g/m²

Pseudo pendio

Pseudo
Geotessili

Cenni Principi fisici di interazione terreno e armature – simulazione effetti geotessile

Stato tensionale e res. al taglio terreno geotessile
Che contrastano la spinta attiva



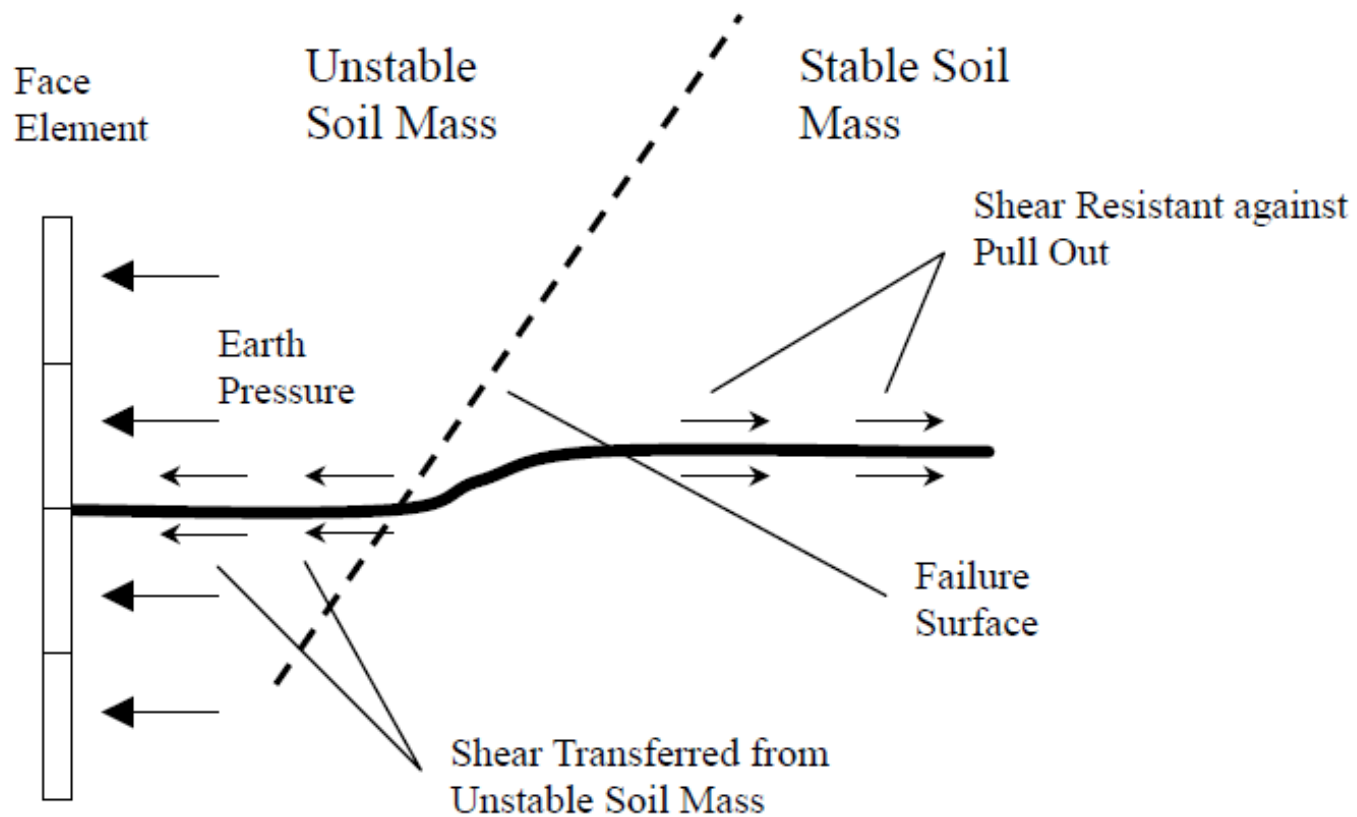
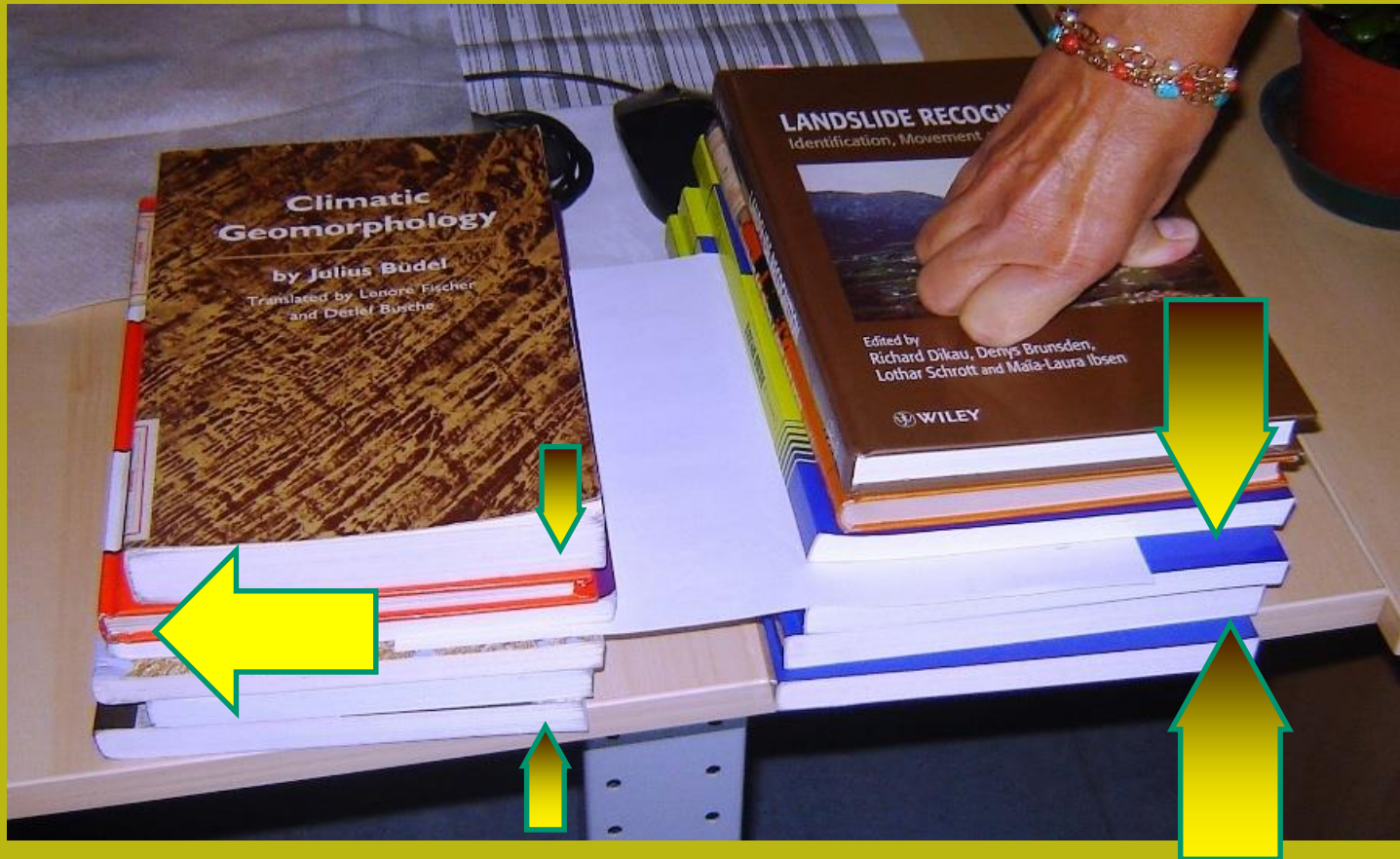


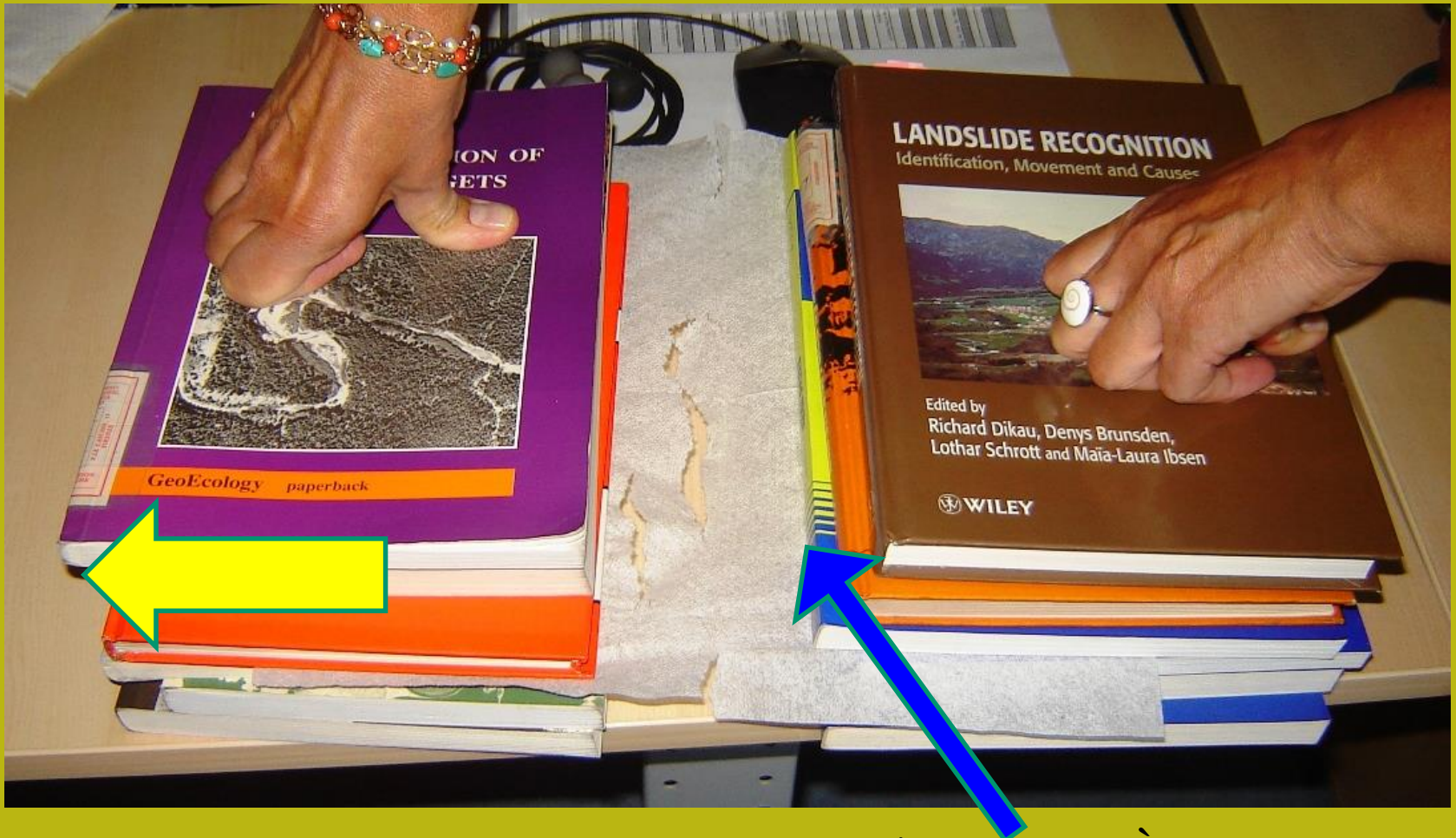
Figure 2.3.1 Reinforcing mechanism of reinforced soil retaining structures (after Huasmann, 1990).

Instabilità per sfilamento (pullout)



La resistenza tensionale del geotessile è adeguata ma la resistenza allo sfilamento no..!! (scarso attrito dovuto a terreno, pressione di confinamento o tipo di geotessile .. o tutti e tre)

Rottura o deformazione eccessiva geotessile



La resistenza tensionale del geotessile **NON** è adeguata. È inferiore a quella richiesta anche se la resistenza allo sfilamento sarebbe sufficiente

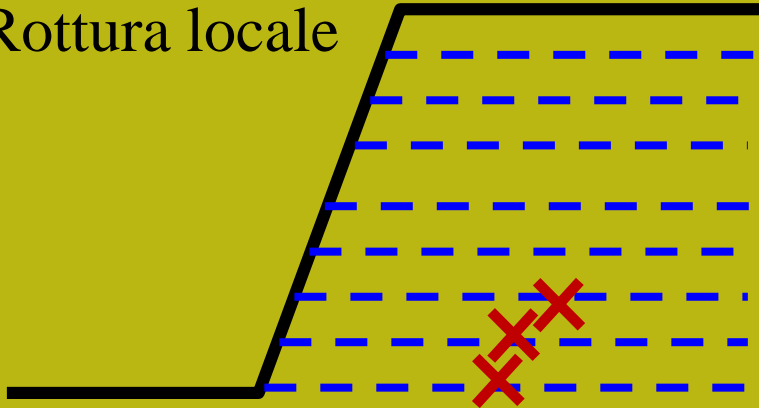
Sistema adeguato di rinforzi (spaziatura, resistenza, lunghezza , risvolti)



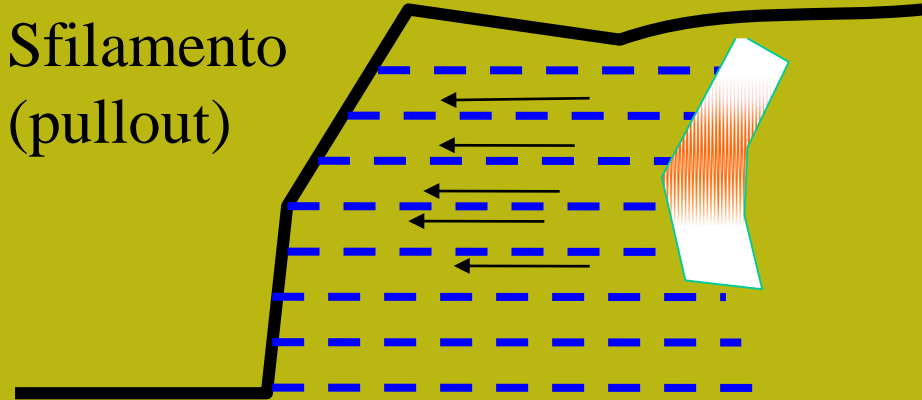
L'unione fa la forza ... ma solo se il tutto è ben progettato....

Processi di rottura e collasso in terre armate

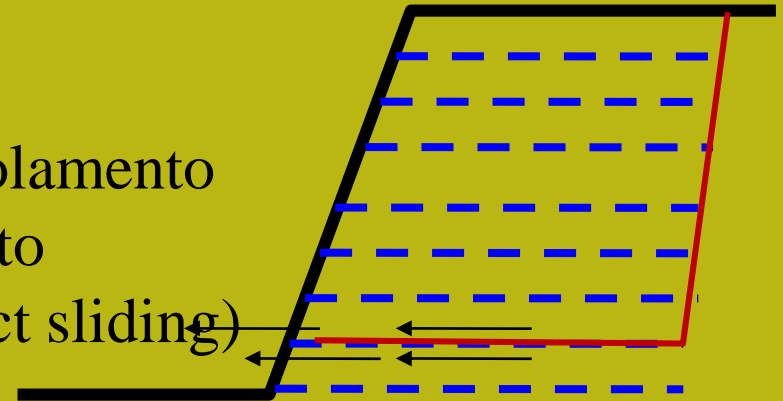
Rottura locale



Sfilamento
(pullout)



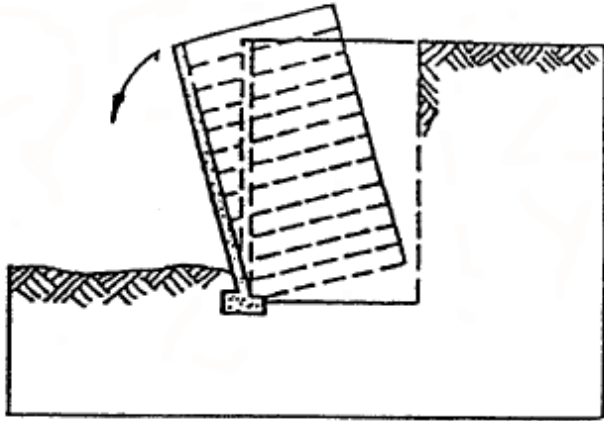
Scivolamento
Diretto
(direct sliding)



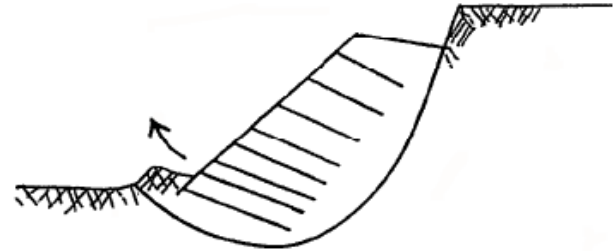
Verifiche stabilità interna

(sfilamento, rottura dei rinforzi, scivolamento diretto)

Cenni sui criteri di progettazione e verifica di stabilità di una TA

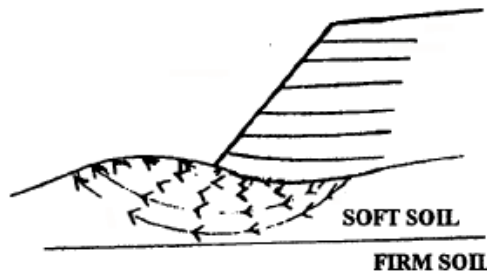


(b) Overturning (eccentricity)

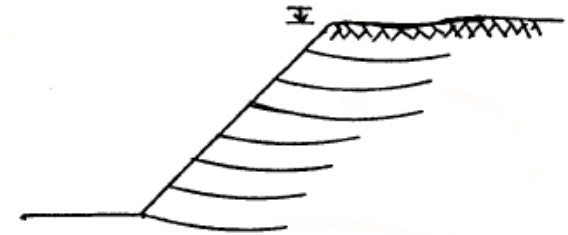


B) DEEP SEATED OVERALL
INSTABILITY

**Verifiche stabilità
esterna
(capacità portante
e ribaltamento,
Scivolamento
rotazionale,
Cedimento...)**

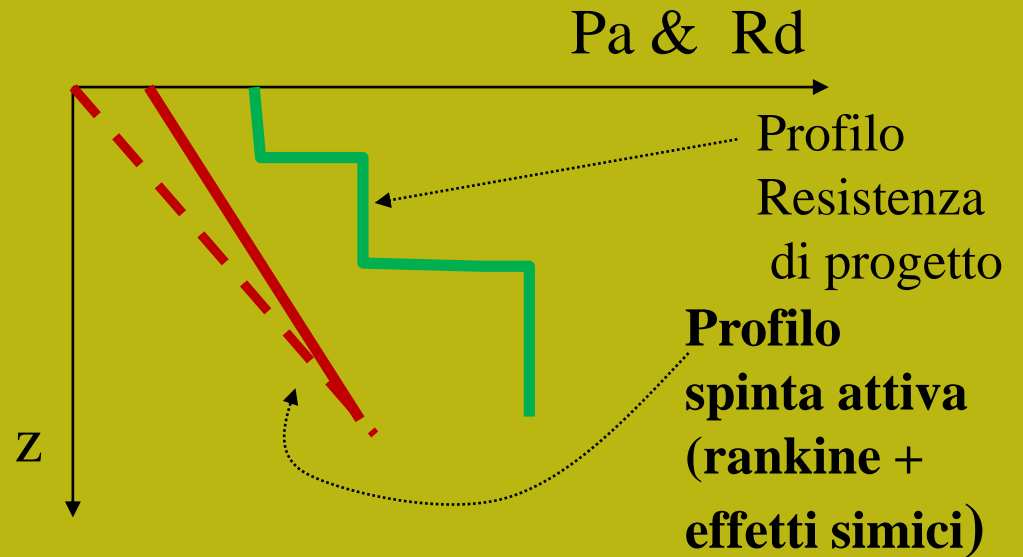
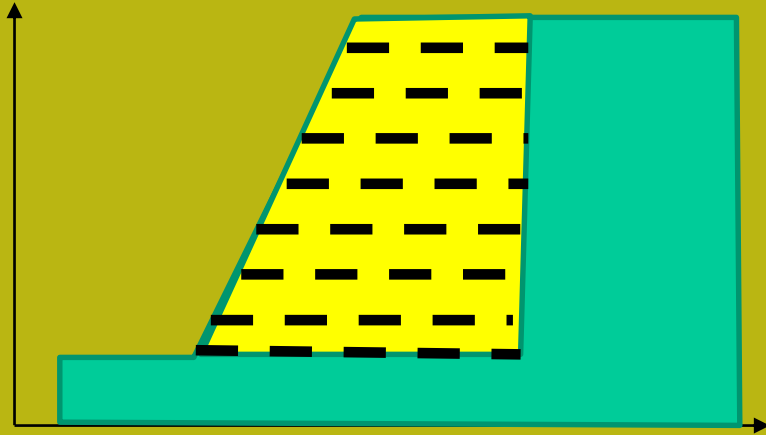


C) LOCAL BEARING CAPACITY
(LATERAL SQUEEZE) FAILURE



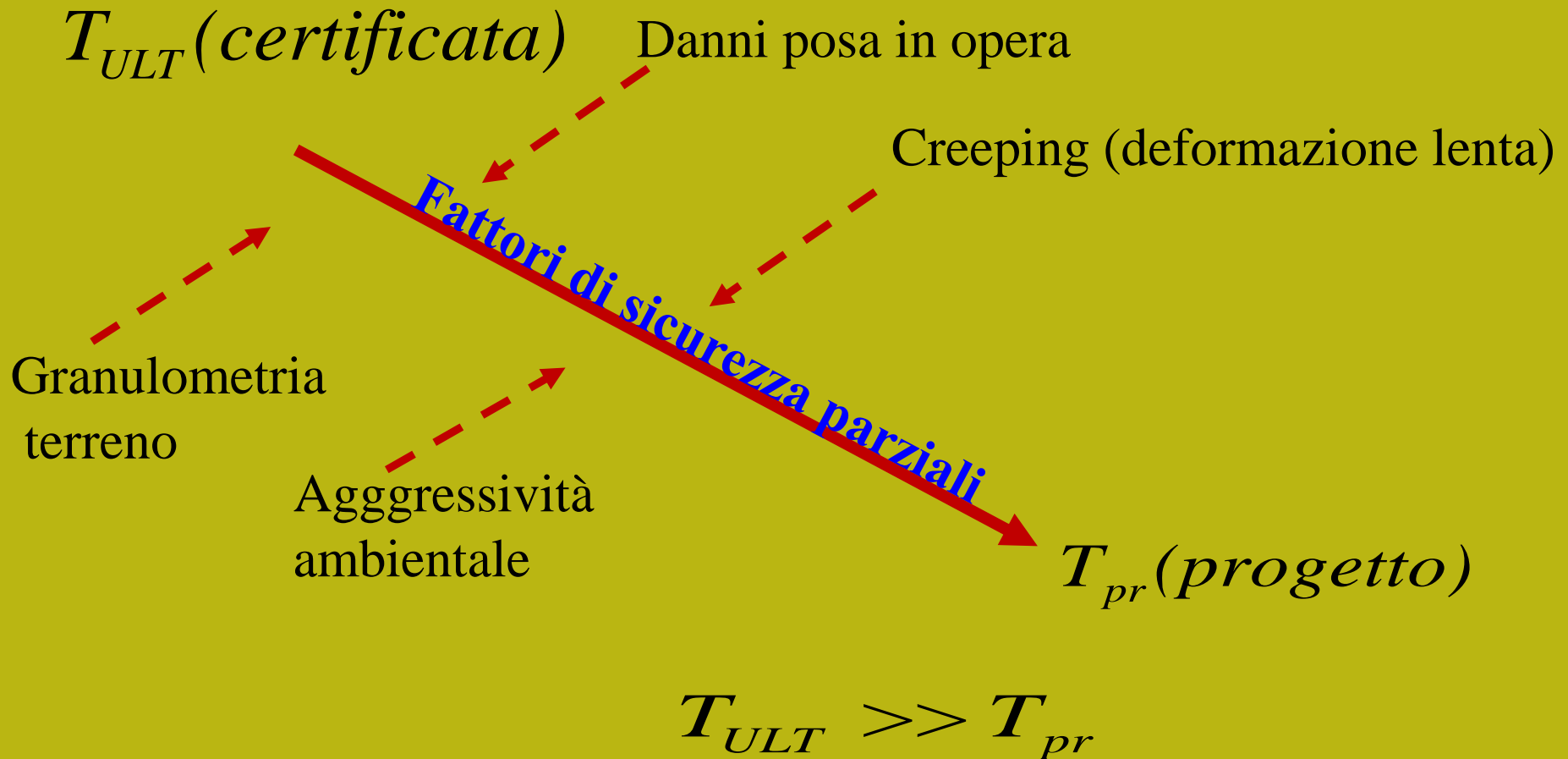
D) EXCESSIVE SETTLEMENT

Cenni sui criteri di progettazione e verifica di stabilità interna di una TA

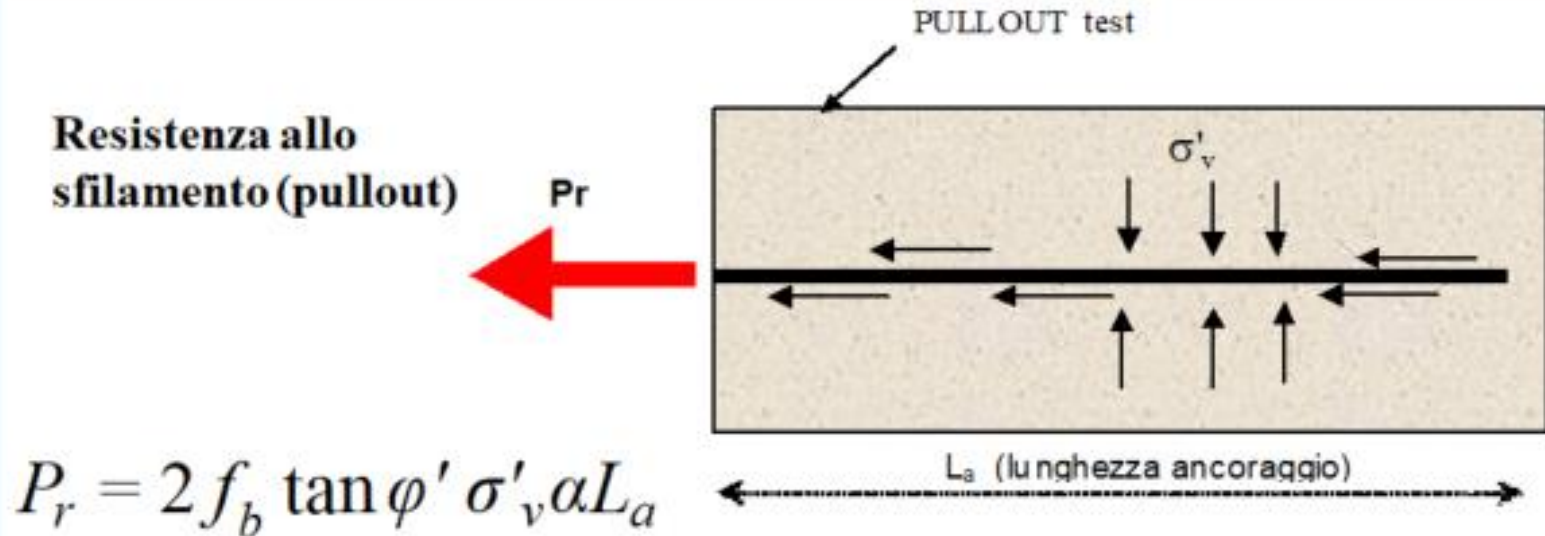


Cenni sui criteri di progettazione e verifica di stabilità interna di una TA

La Resistenza tensionale ultima T_{ult}
e di progetto T_{pr} di un geotessile (in kN/m)



Cenni sui criteri di progettazione e verifica di stabilità interna di una TA



f_b coefficiente di interazione suolo/geogriglia-geosintetico; variabile, a seconda di tipo di geosintetico/geogriglia, tra 0.6 e 1.0. Tale parametro è indicato nelle caratteristiche tecniche della geogriglia/geosintetico

α fattore di scala nella ripartizione dello sforzo lungo tutta la lunghezza dell'ancoraggio; valore sperimentale variabile tra 1.0 e 0.6;

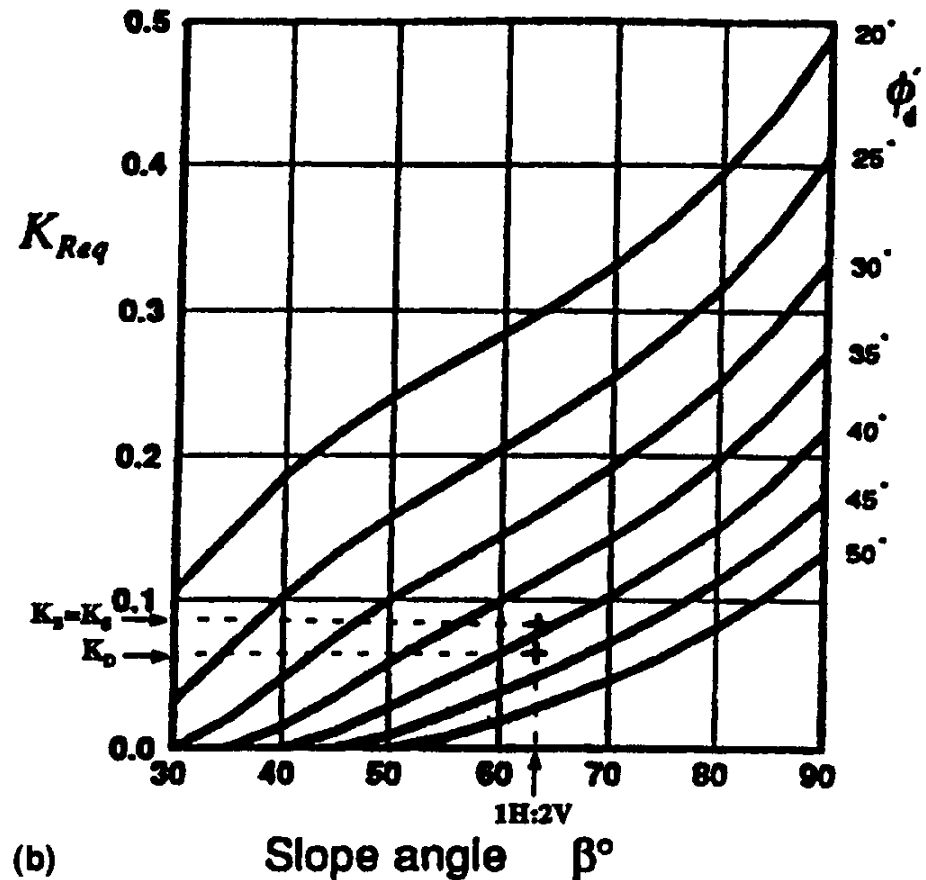
Terre armate e verifiche di stabilità globale del sistema opera-pendio: criteri e procedure di analisi, trappole frequenti e scelta software

Abachi e nomogrammi

Per la progettazione
e valutazione della
resistenza di progetto
che il sistema di
rinforzi globalmente
deve offrire.

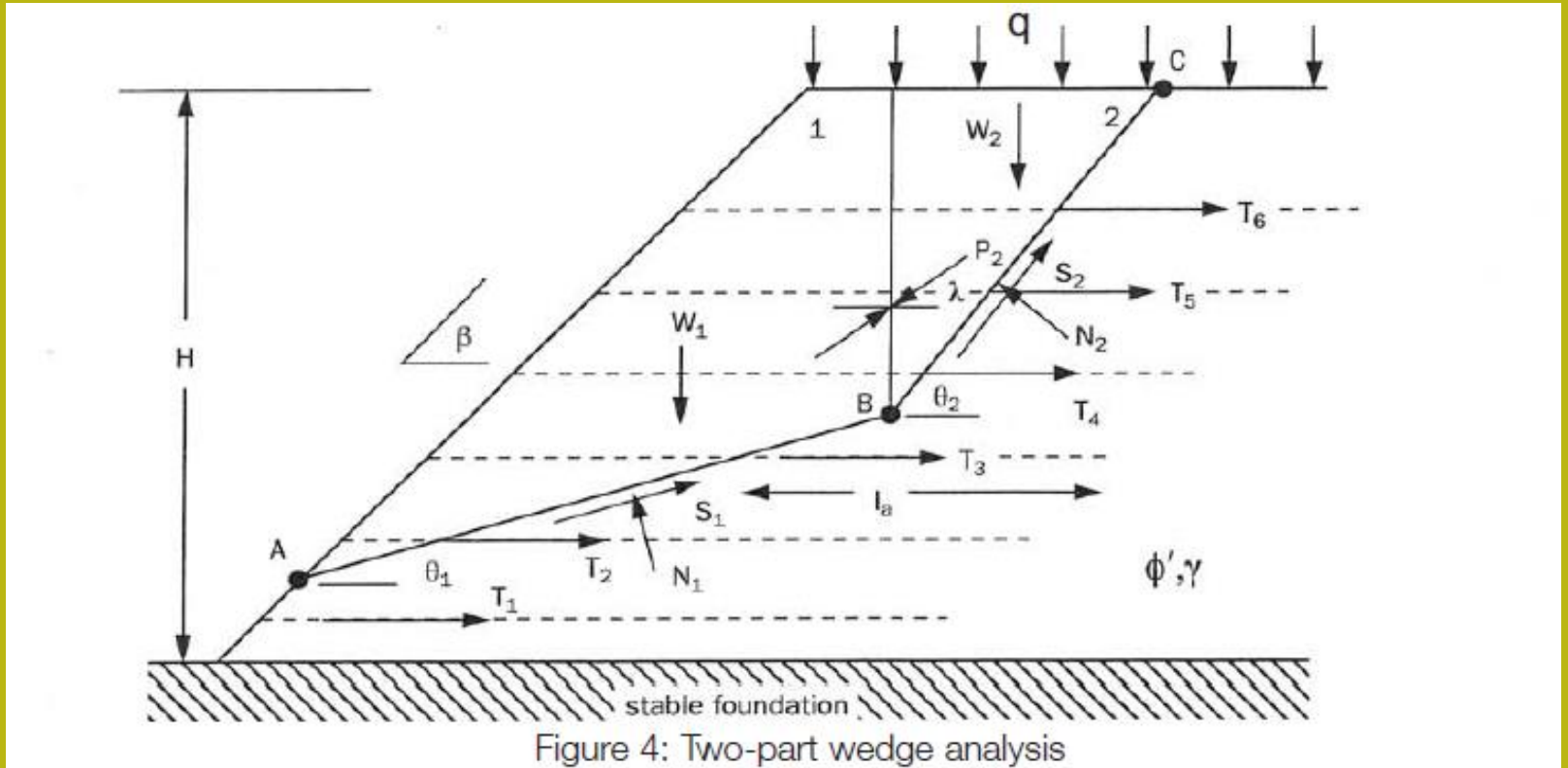
Resist. alla spinta attiva,
Resistenza allo sfilamento
Direct sliding,
Capacità portante....

È sufficiente un foglio
elettronico .. Ma ci sono programmi specifici



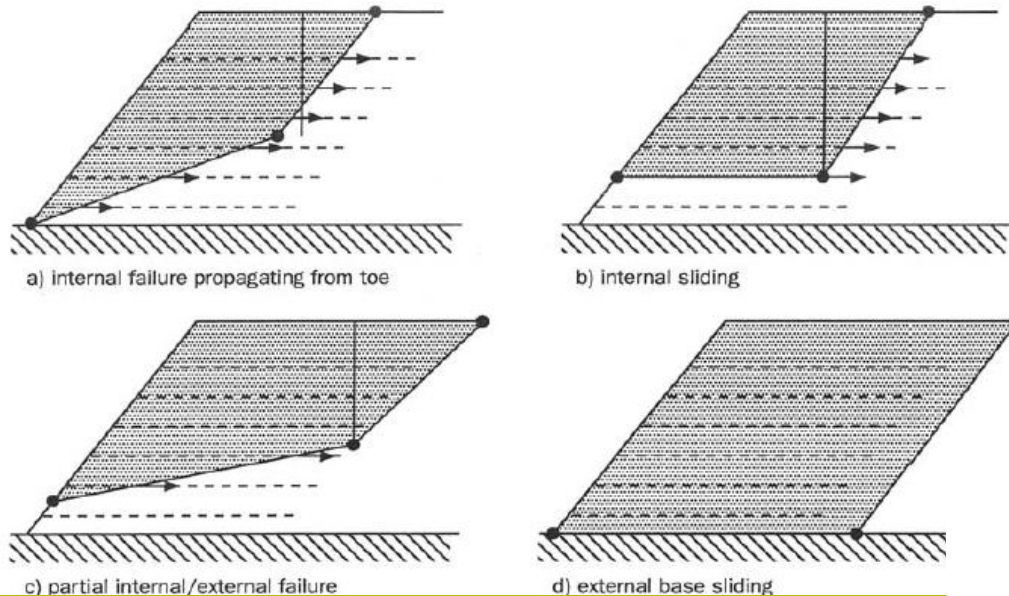
Terre armate e verifiche di stabilità globale del sistema opera-pendio: criteri e procedure di analisi, trappole frequenti e scelta software

Software e criteri di progettazione a due concetti (stabilità interna)



Da FHWA NH1-00-043 (2001)

Terre armate e verifiche di stabilità globale del sistema opera-pendio: criteri e procedure di analisi, trappole frequenti e scelta software



Vengono usati per il
dimensionamento
E verifica stabilità interna

Verifiche di stabilità interna
All'equilibrio limite

Sist. 2 concetti
Equilibrio dei momenti

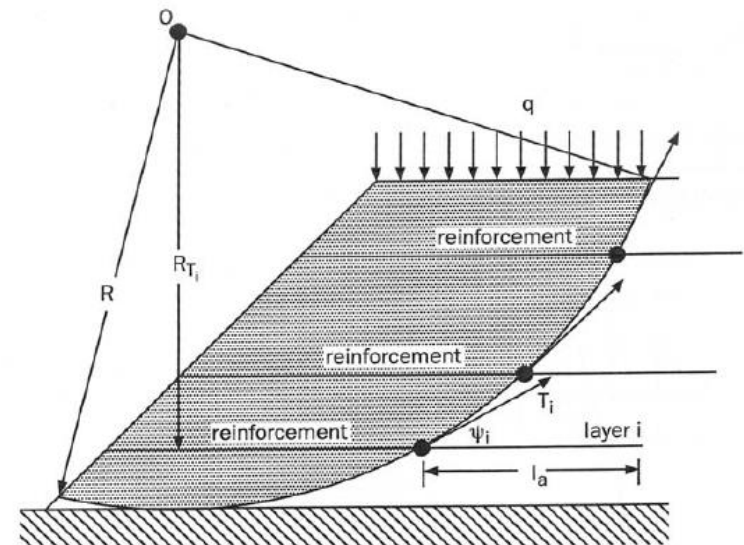
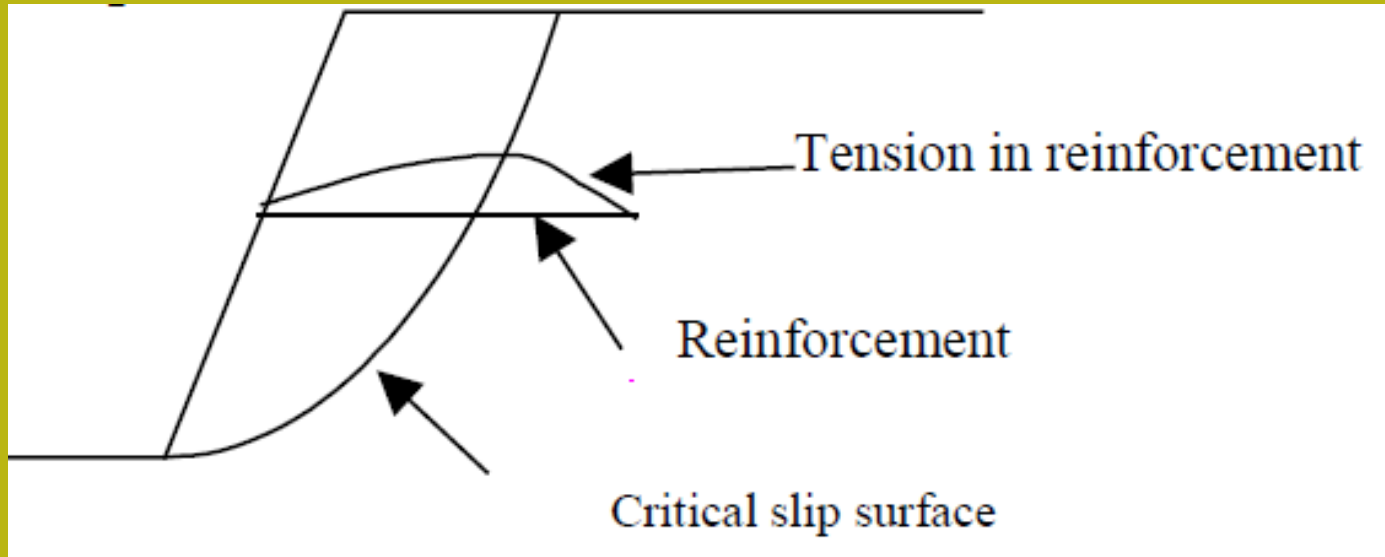


Figure 7: Circular Slip Analysis and Method of Slices for Reinforced Slope

Cenni sui criteri di progettazione e verifica di stabilità interna di una TA



Nei fatti all'interno della terra armata

La resistenza assunta per ogni armatura
è sempre la minore tra quelle di progetto

La tensione di resistenza al pullout.

A questa si aggiunge la connessione rivestimento – geosintetico (caso dei MSW)

$$T_d = \min[T_{pr}, P_r, \dots]$$

$$L_a = \min(L_s, L_d)$$

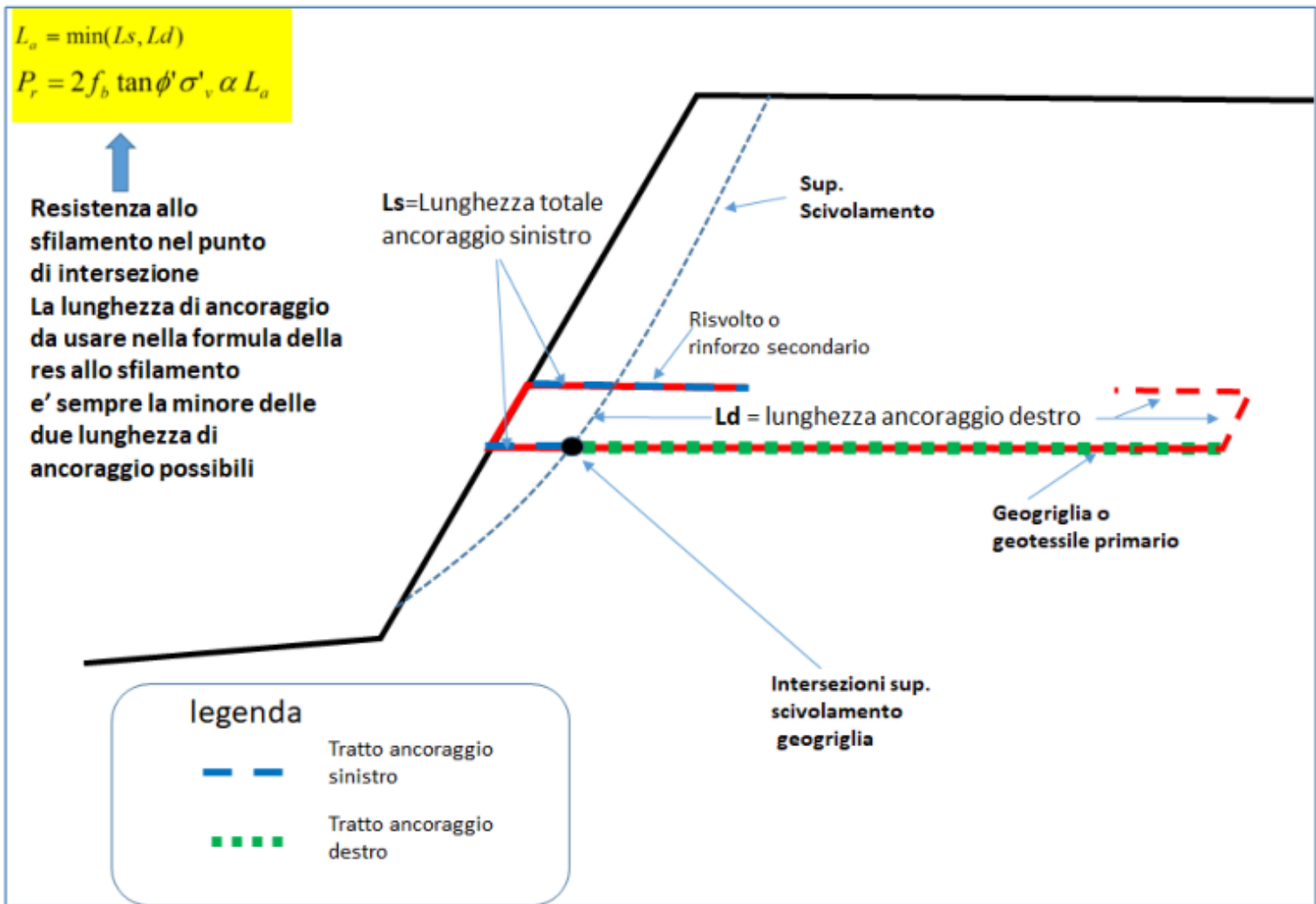
(2.14)

dove

L_s = lunghezza della geogriglia a sinistra della intersezione con la superficie di scivolamento

L_d = lunghezza della geogriglia a destra della intersezione con la superficie di scivolamento.

In entrambi i casi le lunghezze a sinistra e a destra includono gli eventuali risvolti nel caso la lunghezza degli stessi sia >0 per la geogriglia presa in esame.



(b)

$$T_p = \eta T \sin(90 - \beta)$$

(2.16)

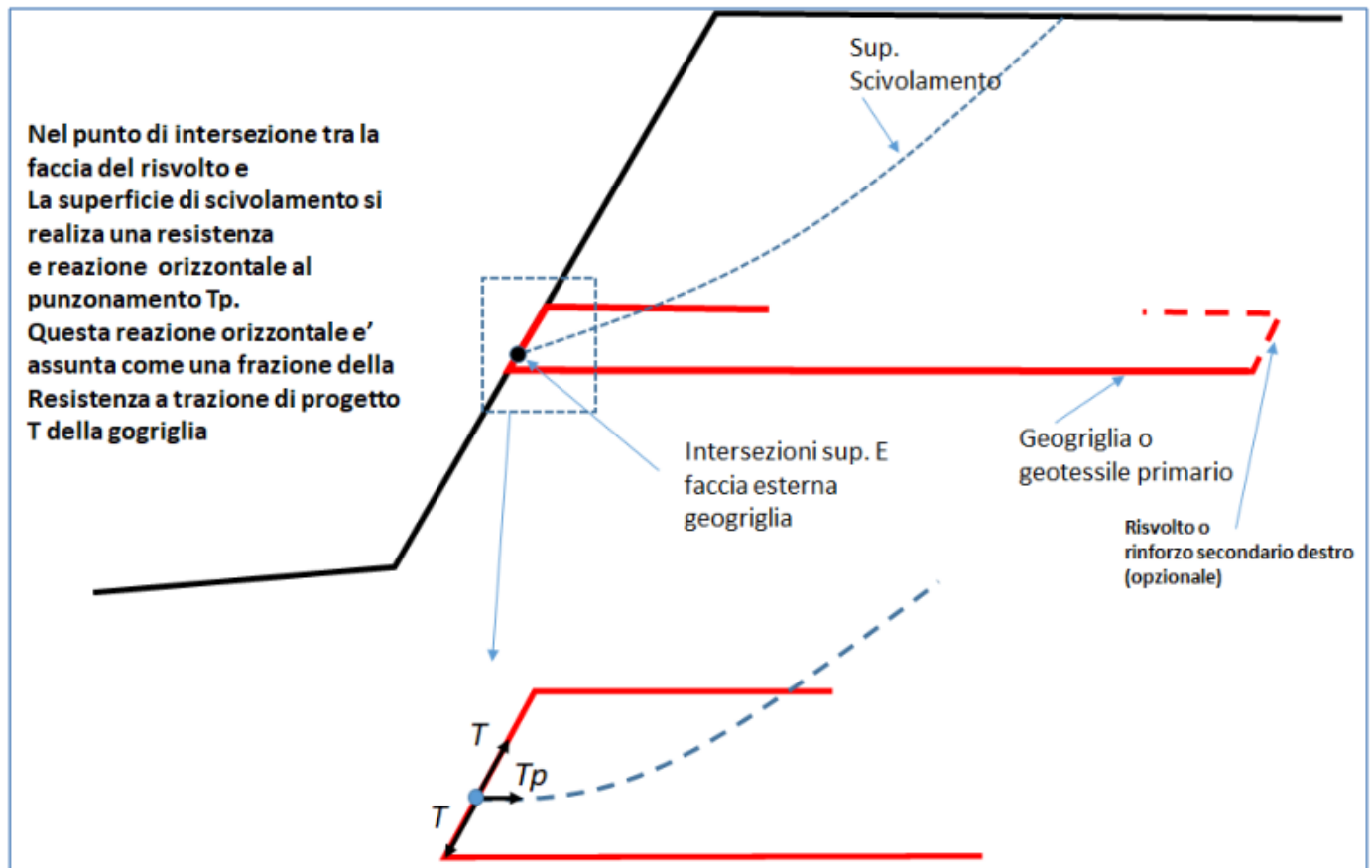
Dove:

T_p = reazione orizzontale al 'funzionamento (kN/m)

T = resistenza a trazione di progetto della geogriglia (kN/m)

η = coefficiente riduttivo della resistenza a trazione (adimensionale). Generalmente compreso tra 0- e 0.25, pero per ragioni di sicurezza si puo considerare un valore cautelativo compreso tra 0.05 e 0.1. questo valore è uguale a 0 nel caso di assenza di risvolto sinistro.

β = angolo di pendenza della superficie esterna locale della faccia con risvolto, (in gradi)



Terre armate e verifiche di stabilità globale del sistema opera-pendio: criteri e procedure di analisi, trappole frequenti e scelta software

Per progettare un opera in terra armata occorre:

- ☐ Abachi , calcolatrice o foglio elettronico
- ☐ Software forniti dai produttori di geosintetici
- ☐ Software commerciali.
- ☐ soprattutto il proprio cervello

OPPURE:

Puoi farti fare il progetto completo dal produttore/fornitore del geotessile... !!!! Ma

Terre armate e verifiche di stabilità globale del sistema opera-pendio: criteri e procedure di analisi, trappole frequenti e scelta software

Software forniti dai produttori di geosintetici

PREGI: offrono una guida passo-passo nella scelta del tipo di prodotto, nel dimensionamento e progettazione (con i loro stessi prodotti), analisi dei costi e loro ottimizzazione.

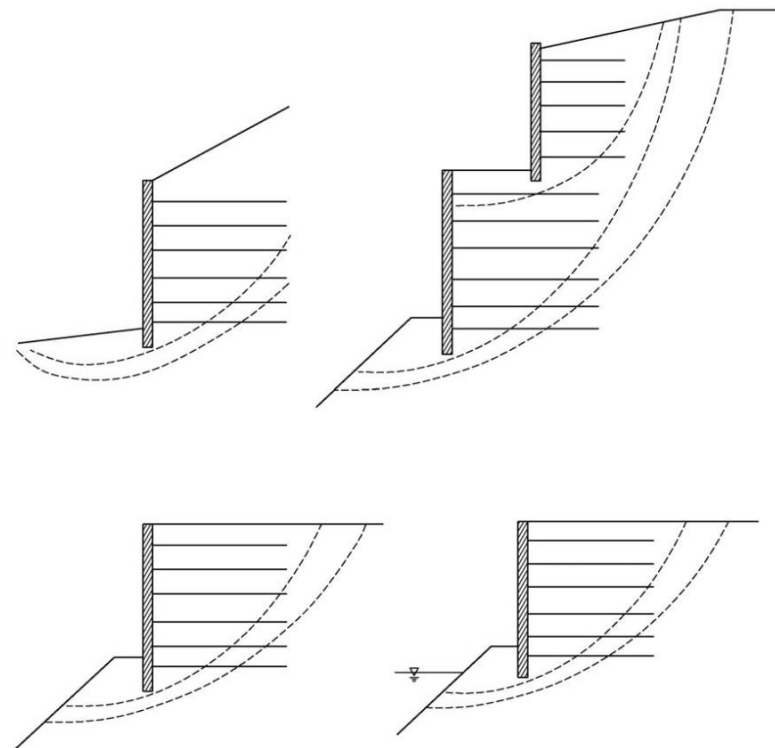
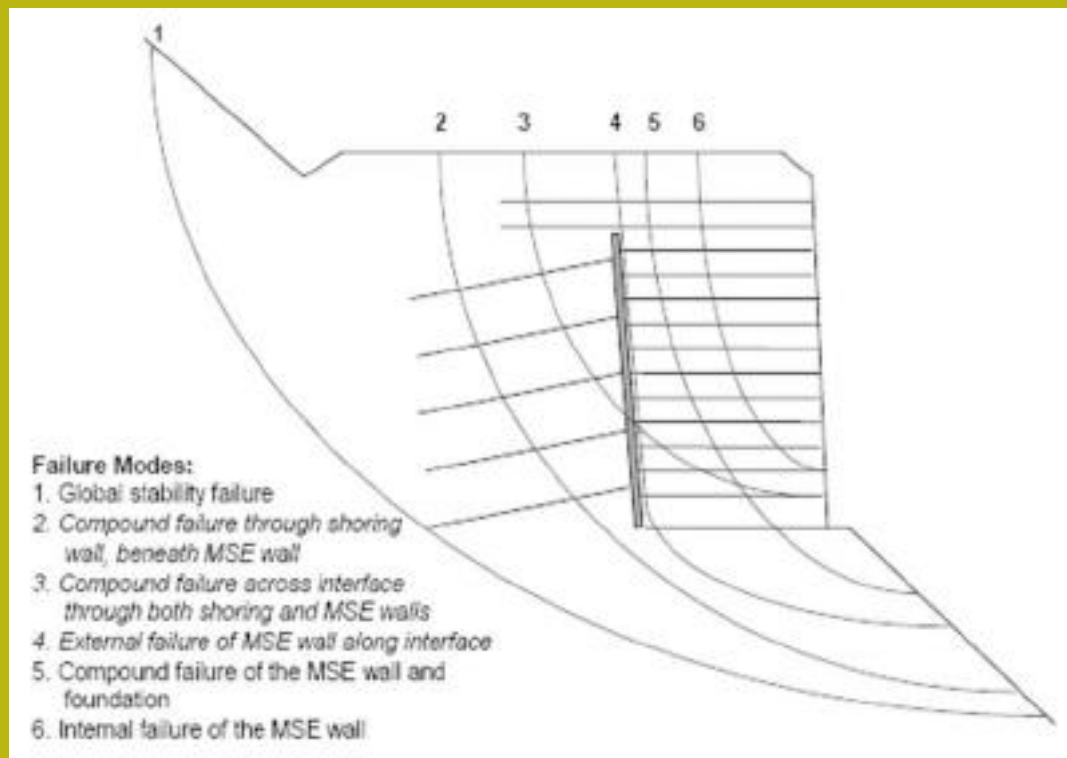
DIFETTI: limiti nella scelta dei criteri di progettazione, database prodotti limitato alla sola casa produttrice, ottimizzazione costi limitata (chiaramente orientata a vantaggio del rivenditore o produttore).

Software commerciali: non legati a specifici geotessili o tipi di strutture. Richiedono spesso maggiore esperienza e consapevolezza dei problemi e delle possibili soluzioni.

Solo pochi consentono verifiche con tecniche rigorose (es, anche verifiche a equilibrio Limite con metodi rigorosi).

Spesso permettono verifiche della stabilità interna in modo corretto ma non quella globale in modo completo e rigoroso

Verifiche stabilità globale e interazioni con terre armate e altre opere di sostegno.



Le verifiche di stabilità globale sono fondamentali per valutare l'equilibrio idrogeologico dell'area dove le TA sono
Inserite

Metodi di verifica stabilità globale con metodo dell'equilibrio limite in presenza di TA

Si devono evitare:

- ❑ Metodi di calcolo non rigorosi (es. Fellenius, Bishop e Janbu semplificati)
- ❑ Usare solamente ricerca di superfici circolari...

Non si deve rinunciare MAI a :

- ❑ Corretta definizione modello geotecnico e idraulico del pendio
- ❑ Metodi di calcolo rigorosi (es. Janbu rigoroso, Morgestern & Price, Spencer, Sarma..) che garantiscono in contemporanea equilibrio delle forze e dei momenti... sempre!
- ❑ Interazione rigorosa sup. di scivolamento con i sistemi di rinforzo presenti (TA, tiranti, palificate..sovraccarichi)
- ❑ Eliminazione delle superfici, e soluzioni che non sono fisicamente accettabili (... algoritmi di filtro e sub verifica....)
- ❑ Ricerca automatica superfici di forma generica (le sup. cerchi sono solo un caso particolare...)

Esempio verifica stabilità globale con TA su terreni sabbiosi e argilloso-limosi

SSAP 4.0 (2010) - Slope Stability Analysis Program
Software by Dr. Geol. L. Borselli - CNR IRPI (FI)
SSAP/DXF generator rel. 1.0 (2010)

Data : 22/9/2010
Località :
Descrizione :
n = No. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

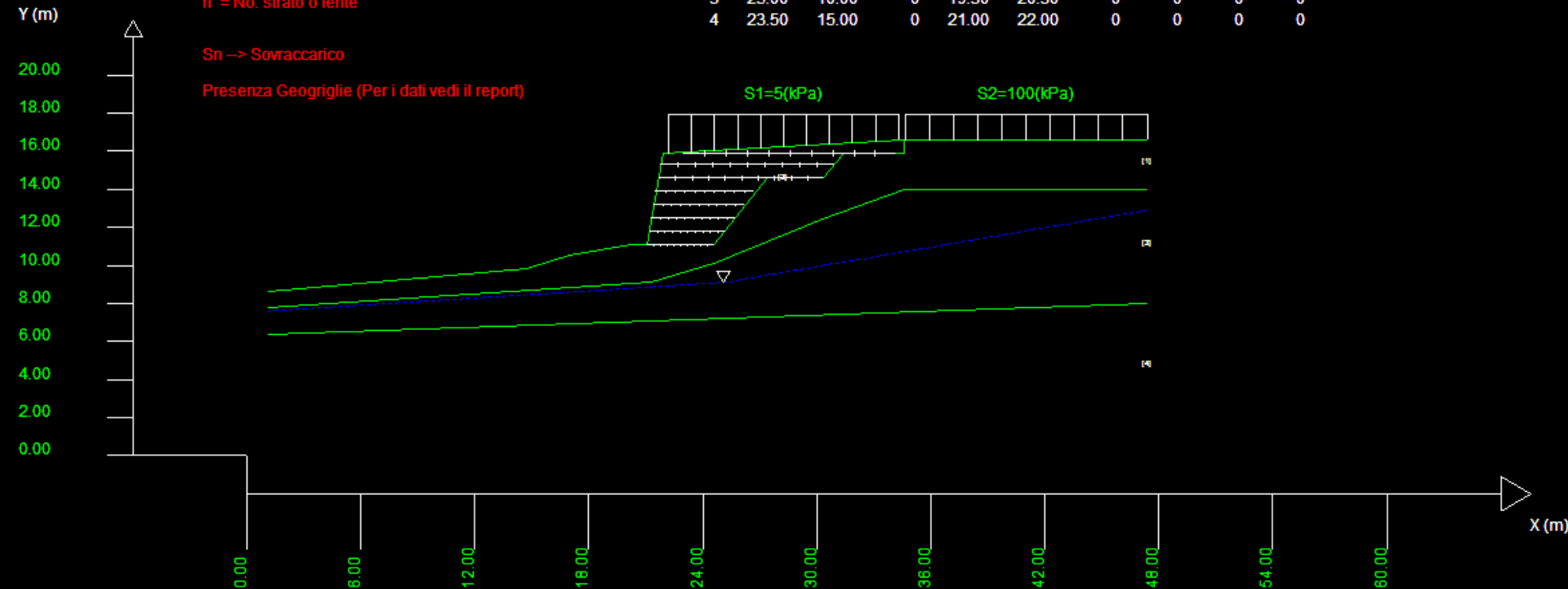
N.	phi°	C°	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
--	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	--	--	--
1	29.00	2.00	0	20.00	21.00	0	0	0	0
2	30.00	0	0	18.00	19.00	0	0	0	0
3	25.00	10.00	0	19.30	20.30	0	0	0	0
4	23.50	15.00	0	21.00	22.00	0	0	0	0

Sn -> Sovraccarico

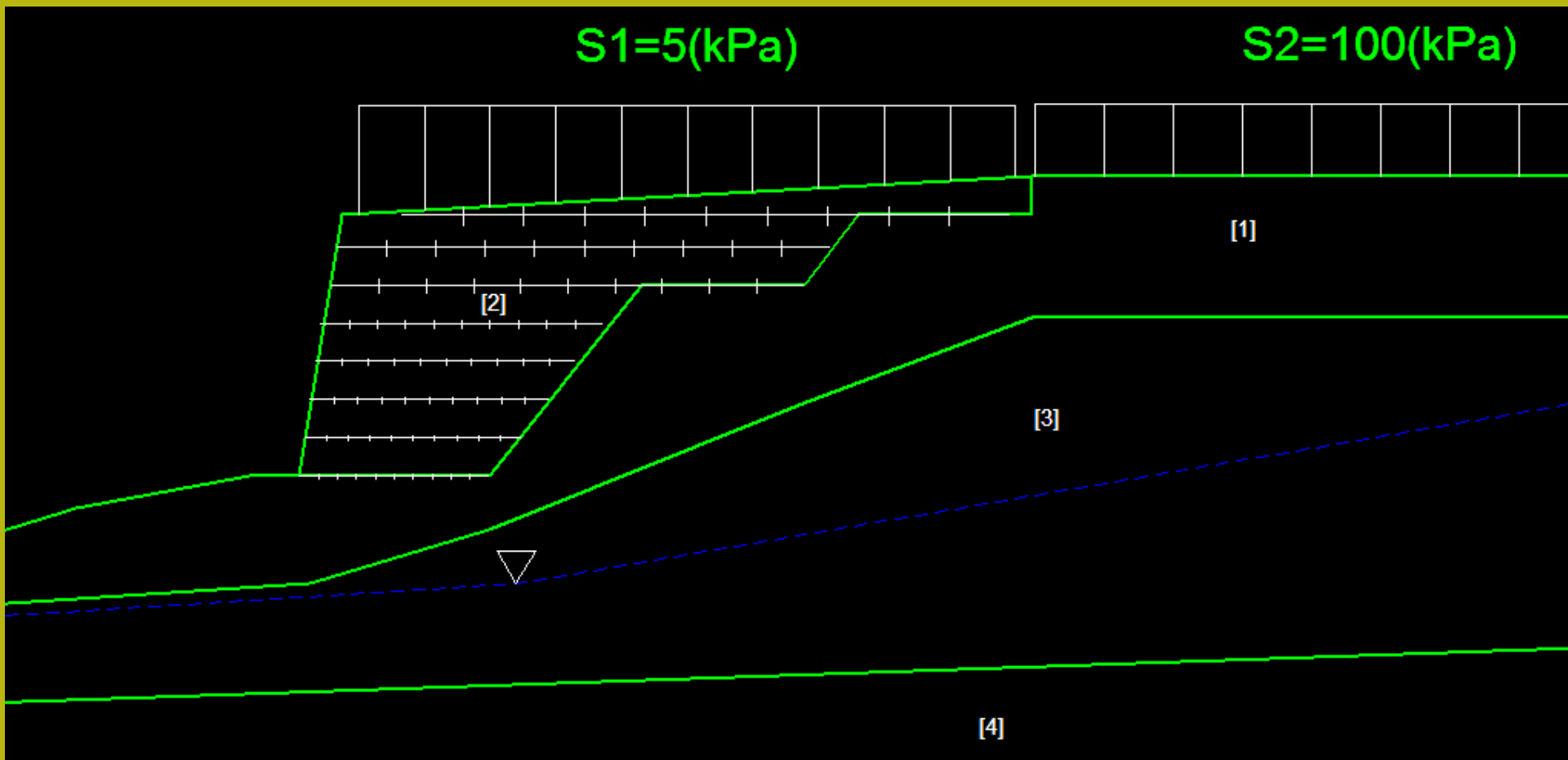
Presenza Geogriglie (Per i dati vedi il report)

S1=5(kPa)

S2=100(kPa)



Esempio verifica stabilità globale con TA su terreni sabbiosi e argilloso-limosi



**Verifica di stabilità globale (con effetto sismico $K_h=0.05$; $K_v=0.025$)
.. limitata alla sola TA**

$F_s = 1.271-1.275$

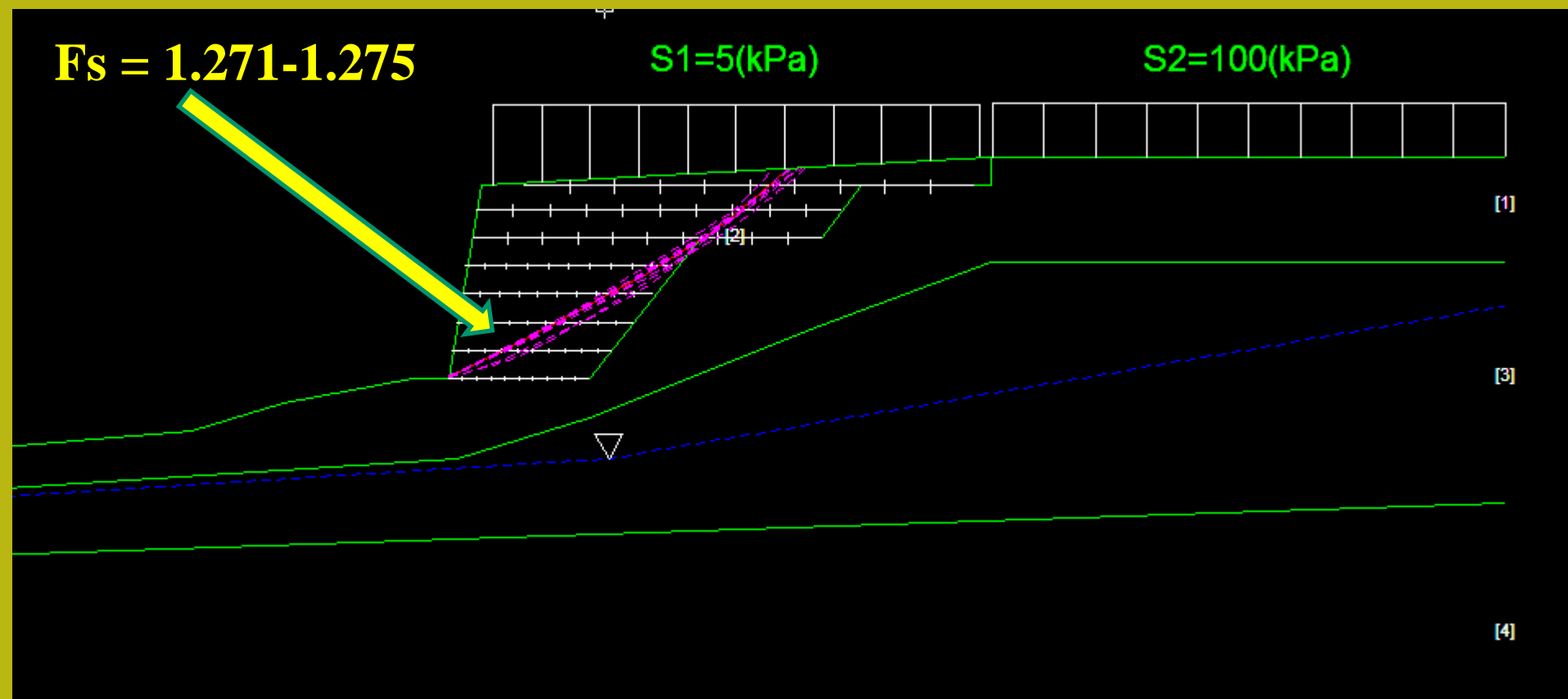
$S1=5(kPa)$

$S2=100(kPa)$

[1]

[3]

[4]

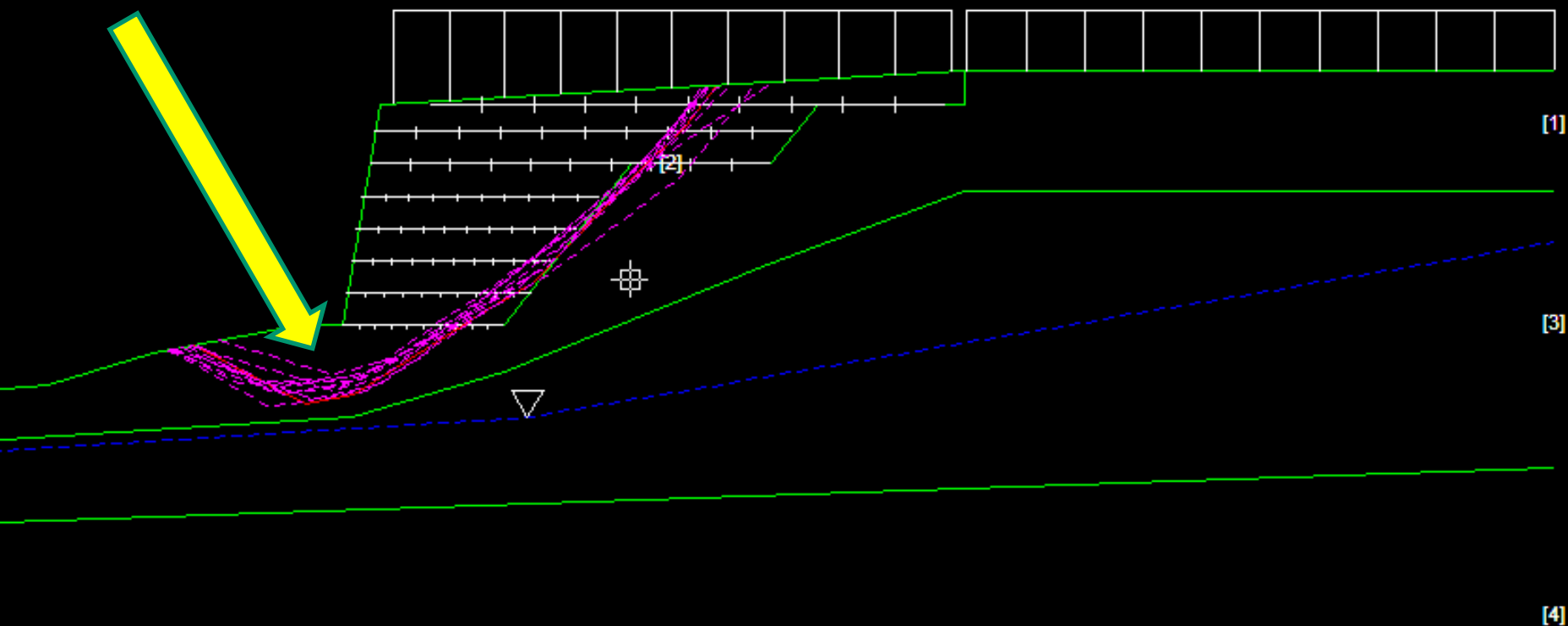


Verifica di stabilità globale (con effetto sismico $K_h=0.05$; $K_v=0.025$) .. Generale

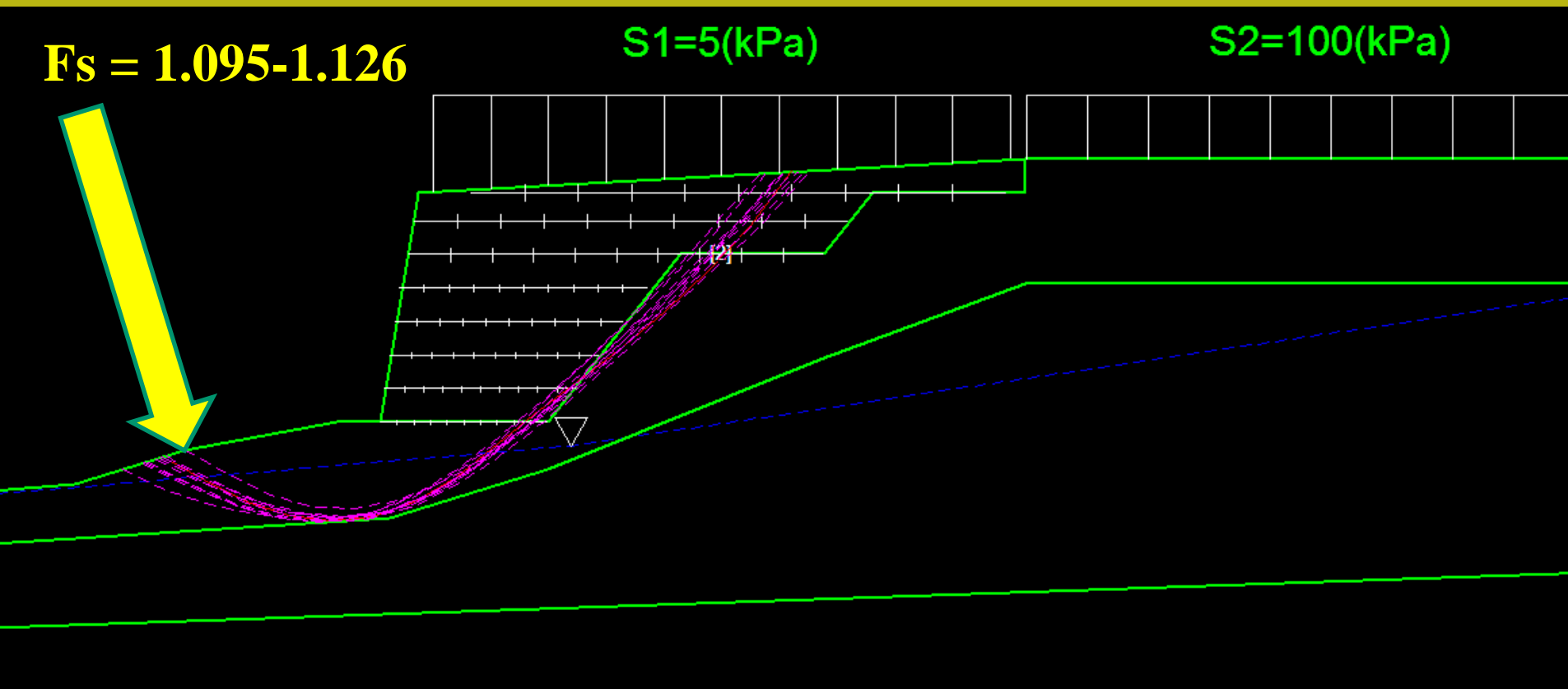
$F_s = 1.145-1.180$

$S1=5(\text{kPa})$

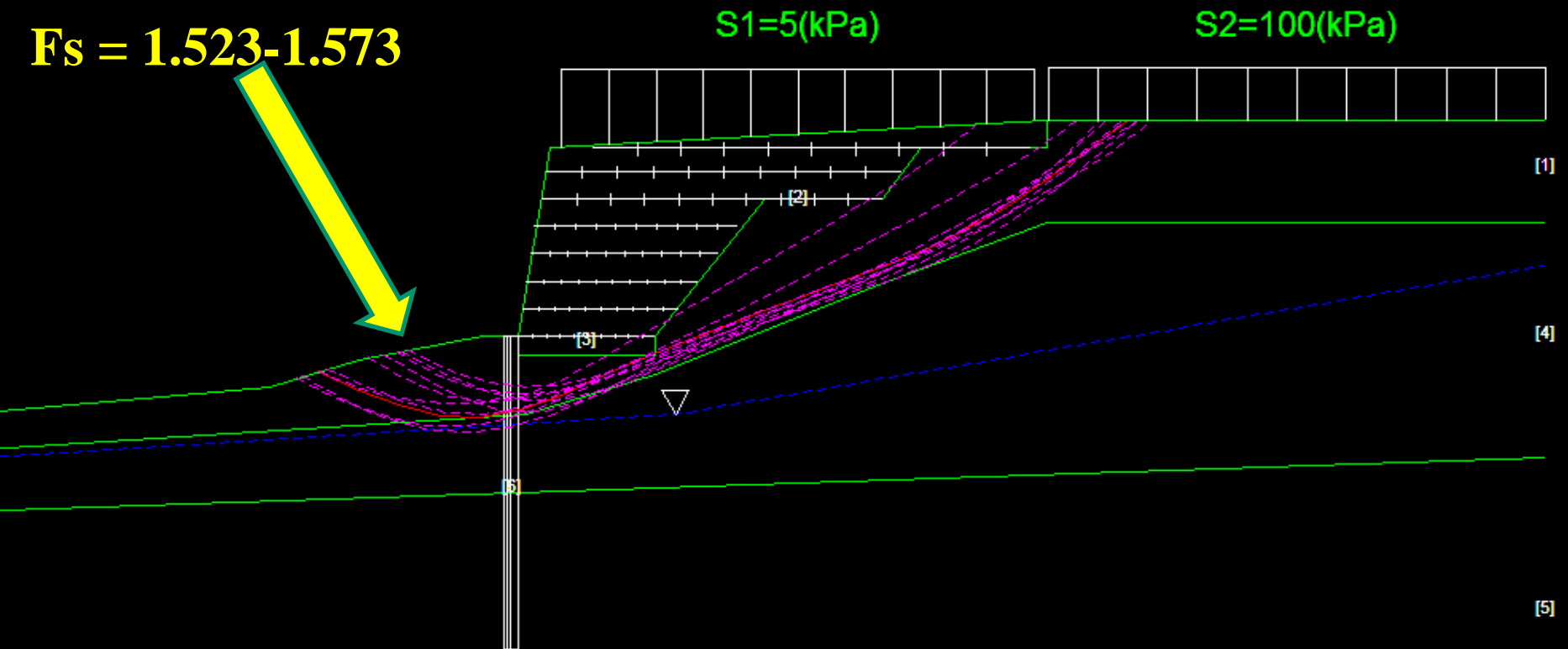
$S2=100(\text{kPa})$



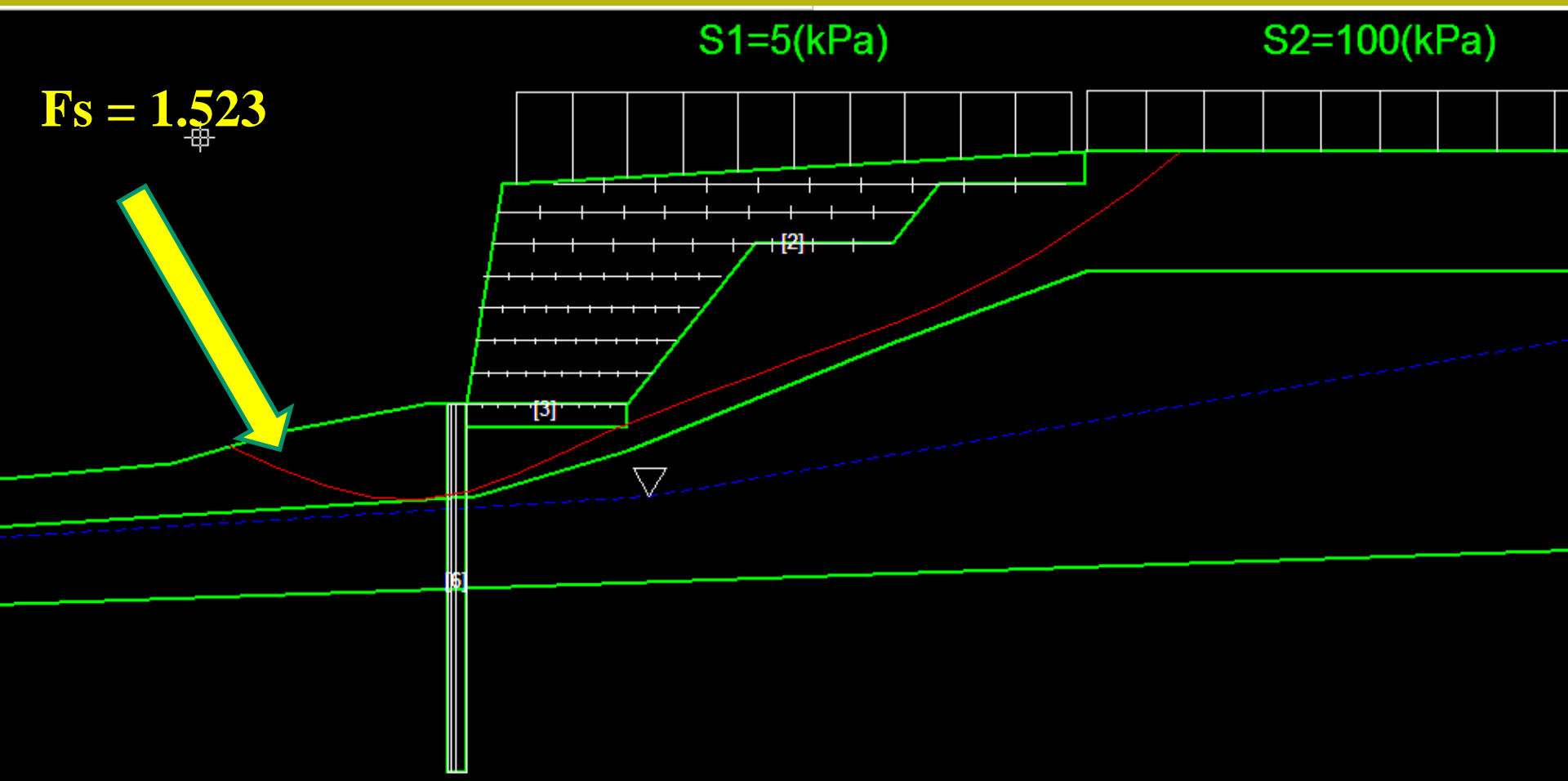
**Verifica di stabilità globale (con effetto sismico $K_h=0.05$; $K_v=0.025$)
.. Generale Simulazione risalita falda di 1.2 m**



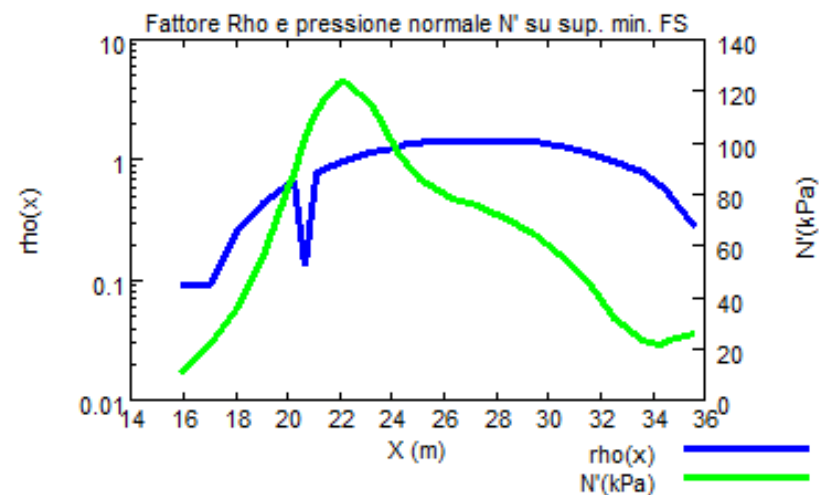
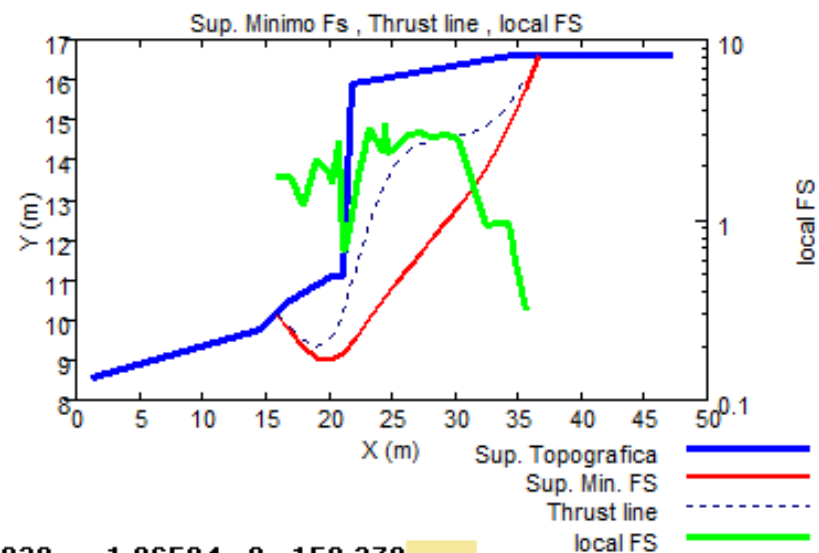
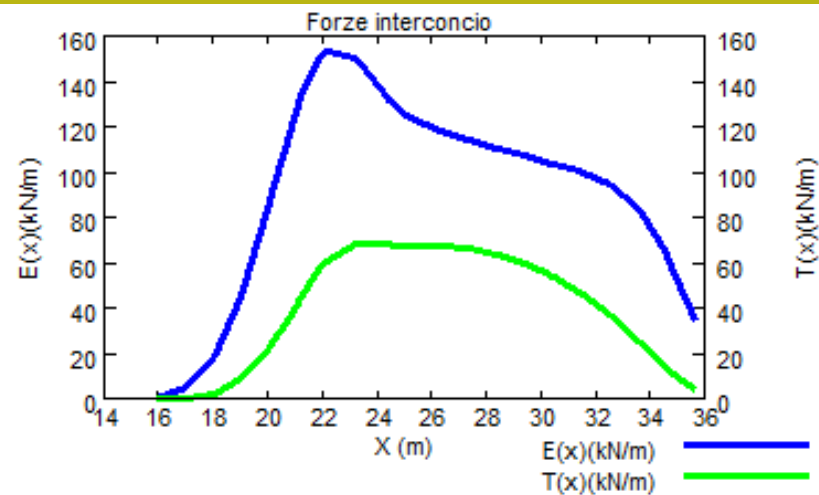
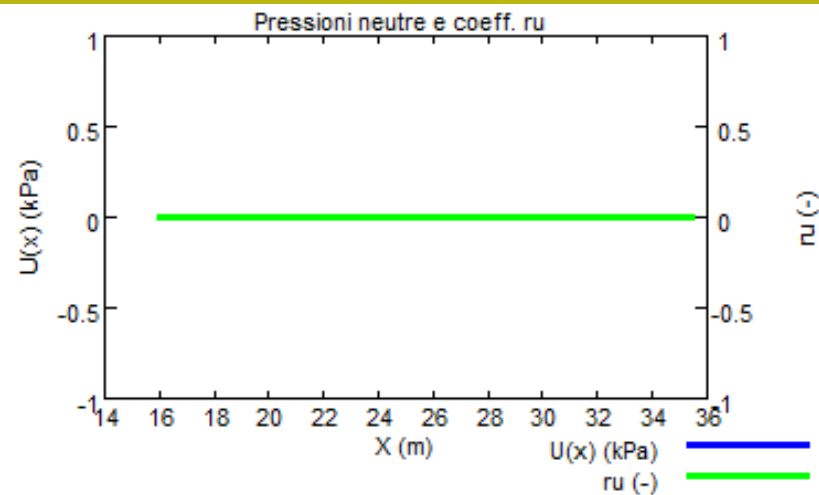
**Verifica di stabilità globale (con effetto sismico $K_h=0.05$; $K_v=0.025$)
.. inserimento di palificata alla base (d= 40 interasse 1.5 m L =8 m)
E strato drenante alla base della TA
Le 10 superfici con minor FS su 14000 calcolate...**



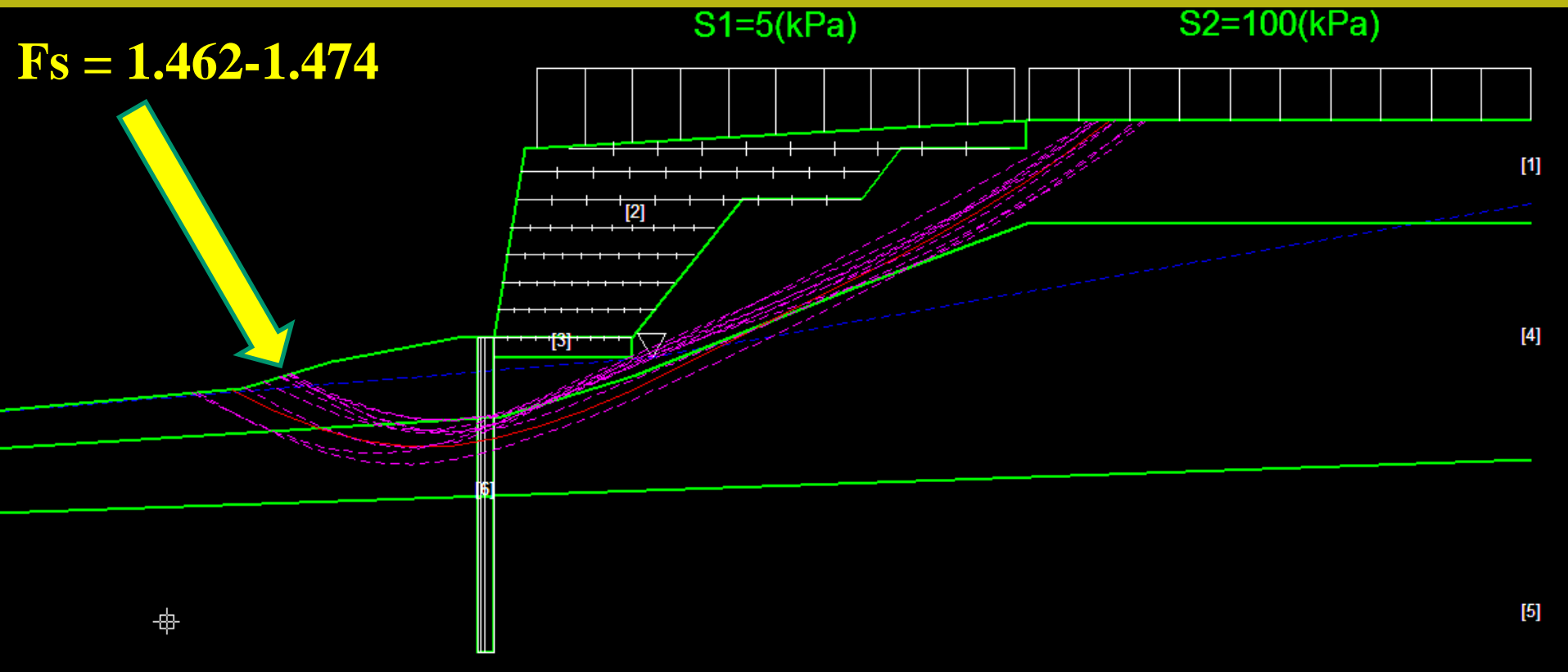
Verifica di stabilità globale (con effetto sismico $K_h=0.05$; $K_v=0.025$) .. Generale



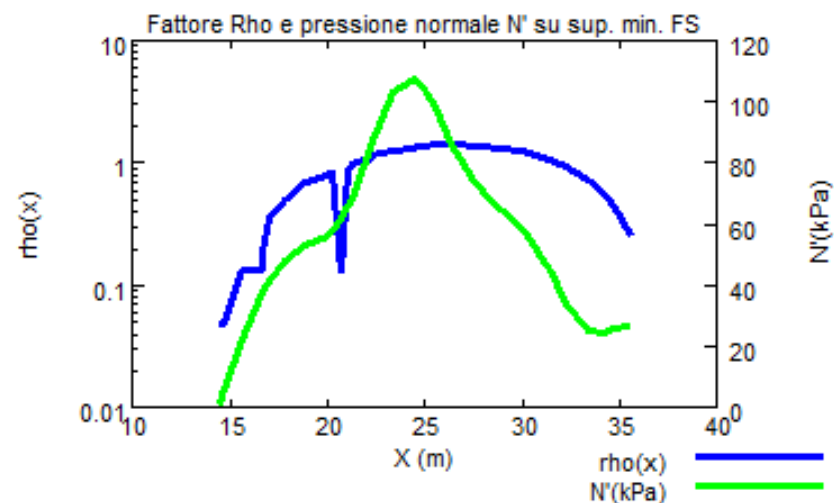
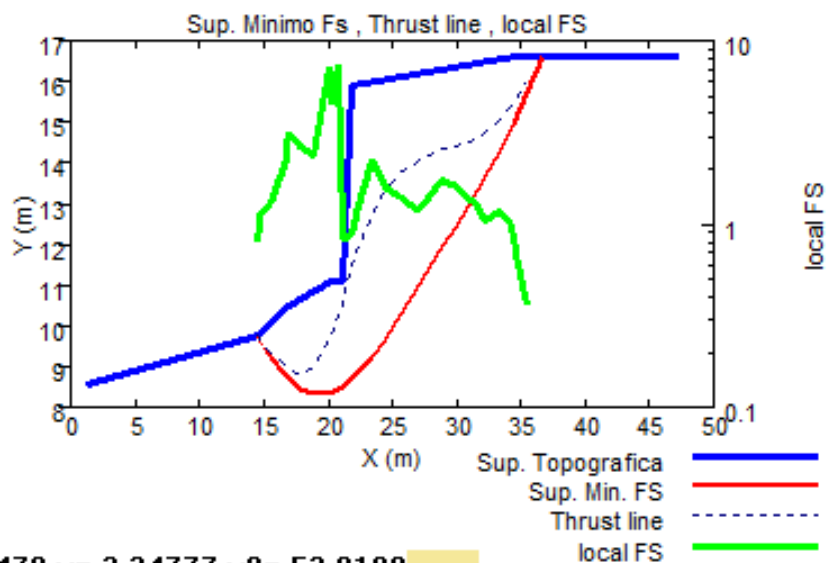
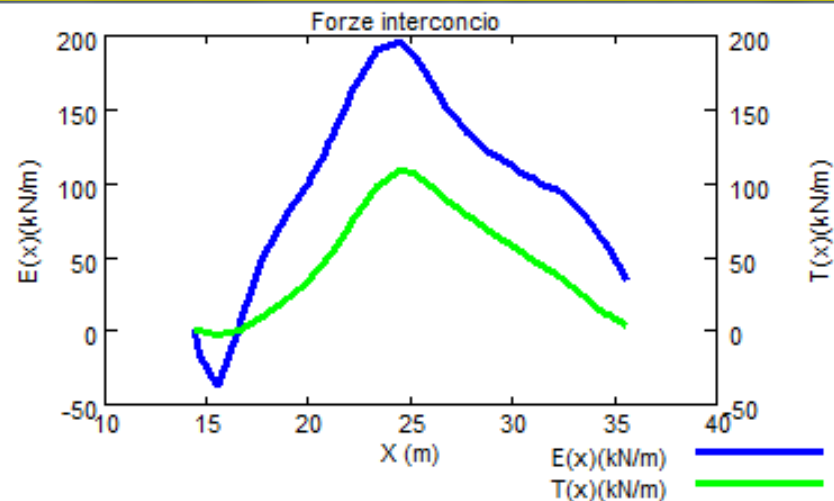
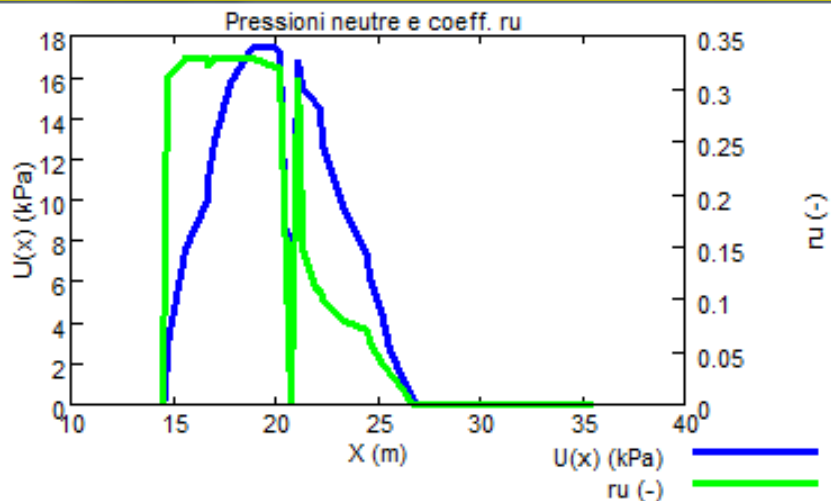
Diagrammi delle forze (orizzontali . e verticali interconco, FS locale, N', ..)



Verifica di stabilità globale (con effetto sismico $K_h=0.05$; $K_v=0.025$) .. Simulazione risalita falda di 1.2 m

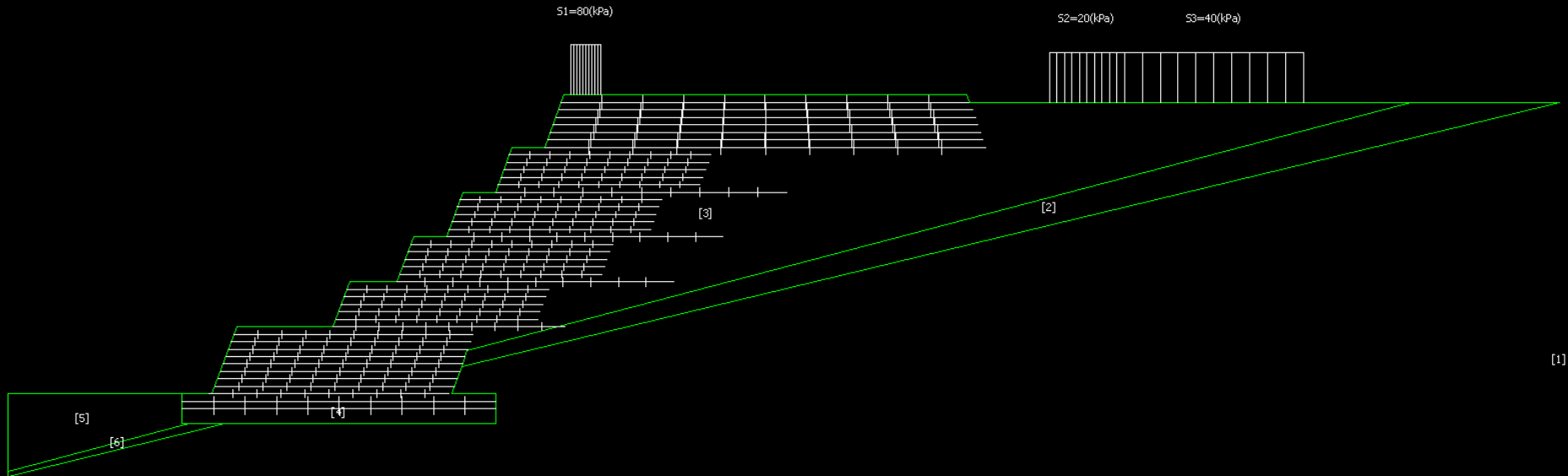


Diagrammi delle forze (orizzontali . e verticali interconco, FS locale, N', ..)



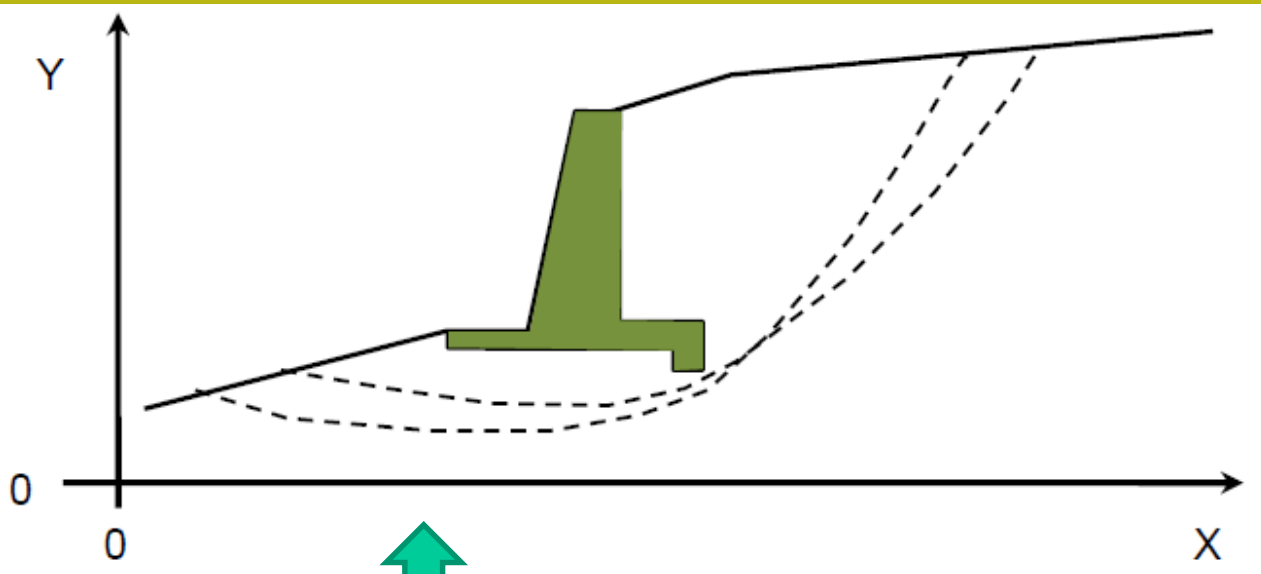
179 y=-3.34777 y2=-53.9108

Studio e pratica su un esempio reale con geogriglie :



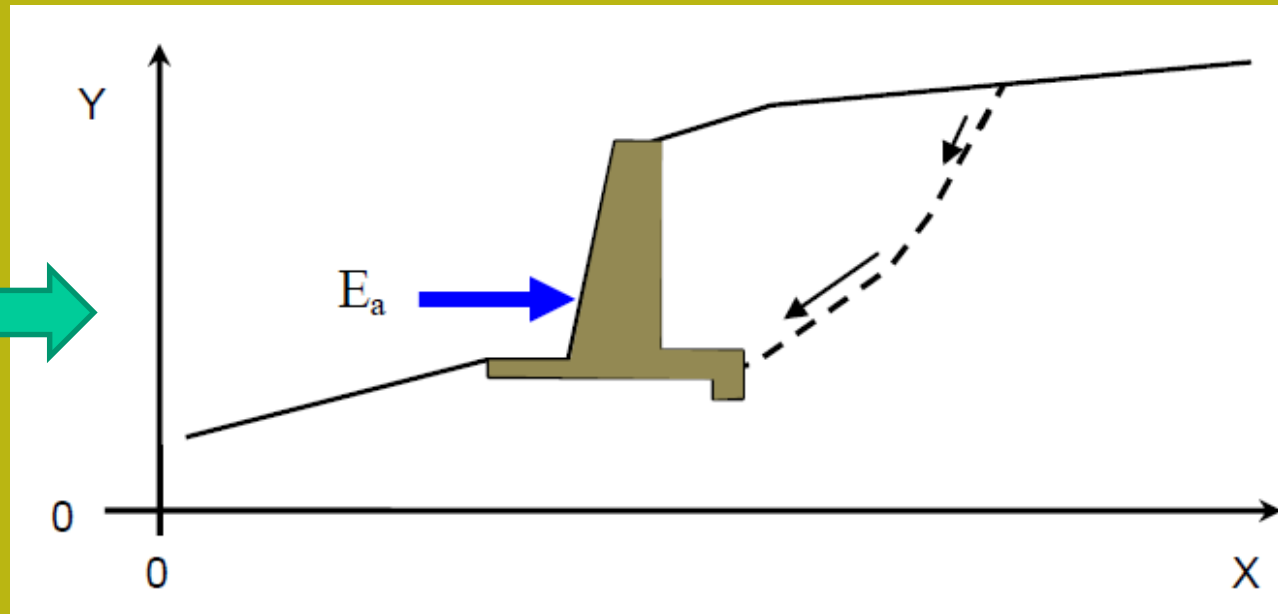
Cartella esempi corso : **geogriglie_2016**

Muri



Una tipo di opera con
Particolari interazioni
Sono i muri di
sostegno a gravità

SSAP consente le
verifiche globali
Includendo il muro
E speciali verifiche singole
Che comprendono
la reazione alla base
del muro (verifica locale)



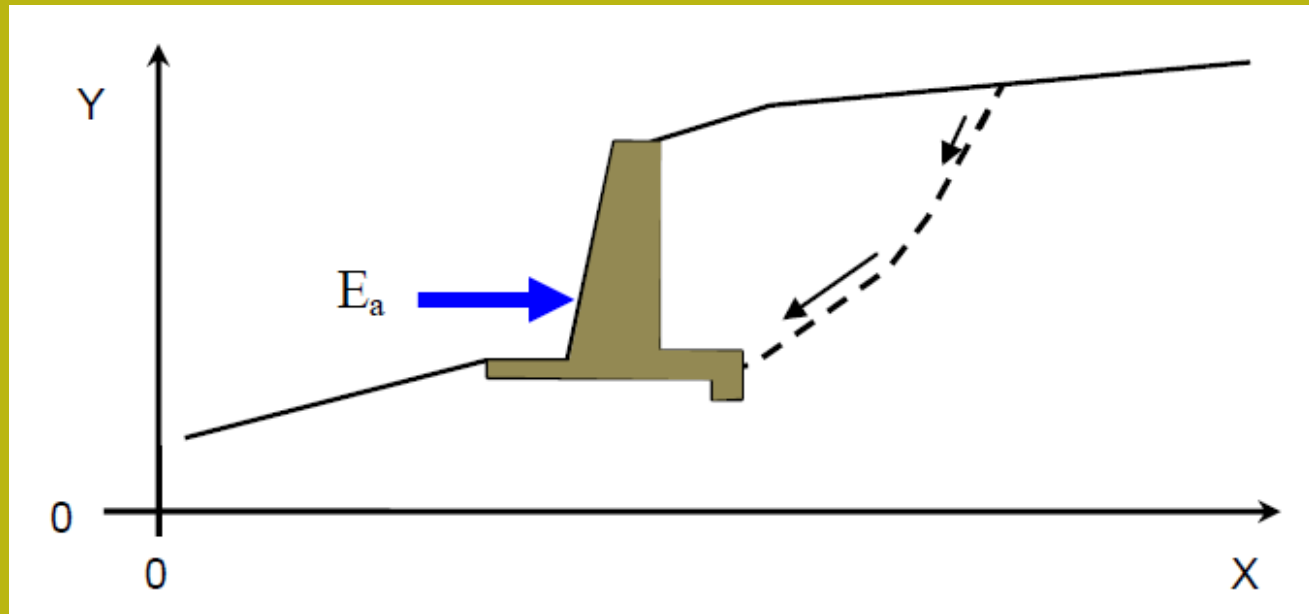
Il SSAP può quindi essere utilizzato per la verifica di stabilità globale necessaria ai fini progettuali dell'opera . La normativa italiana infatti prevede che sia effettuata una verifica di stabilità generale del complesso opera-pendio. **Le potenziali superfici di scivolamento testate dovranno considerare possibili scorrimenti superficiali e profondi (caso di muro fondato su pali).**

In generale le superfici di scivolamento dovranno passare in prossimità dello spigolo più interno, rispetto al pendio, dell'opera stessa e dovranno essere verificate anche superfici più profonde (BOWLES 1991).

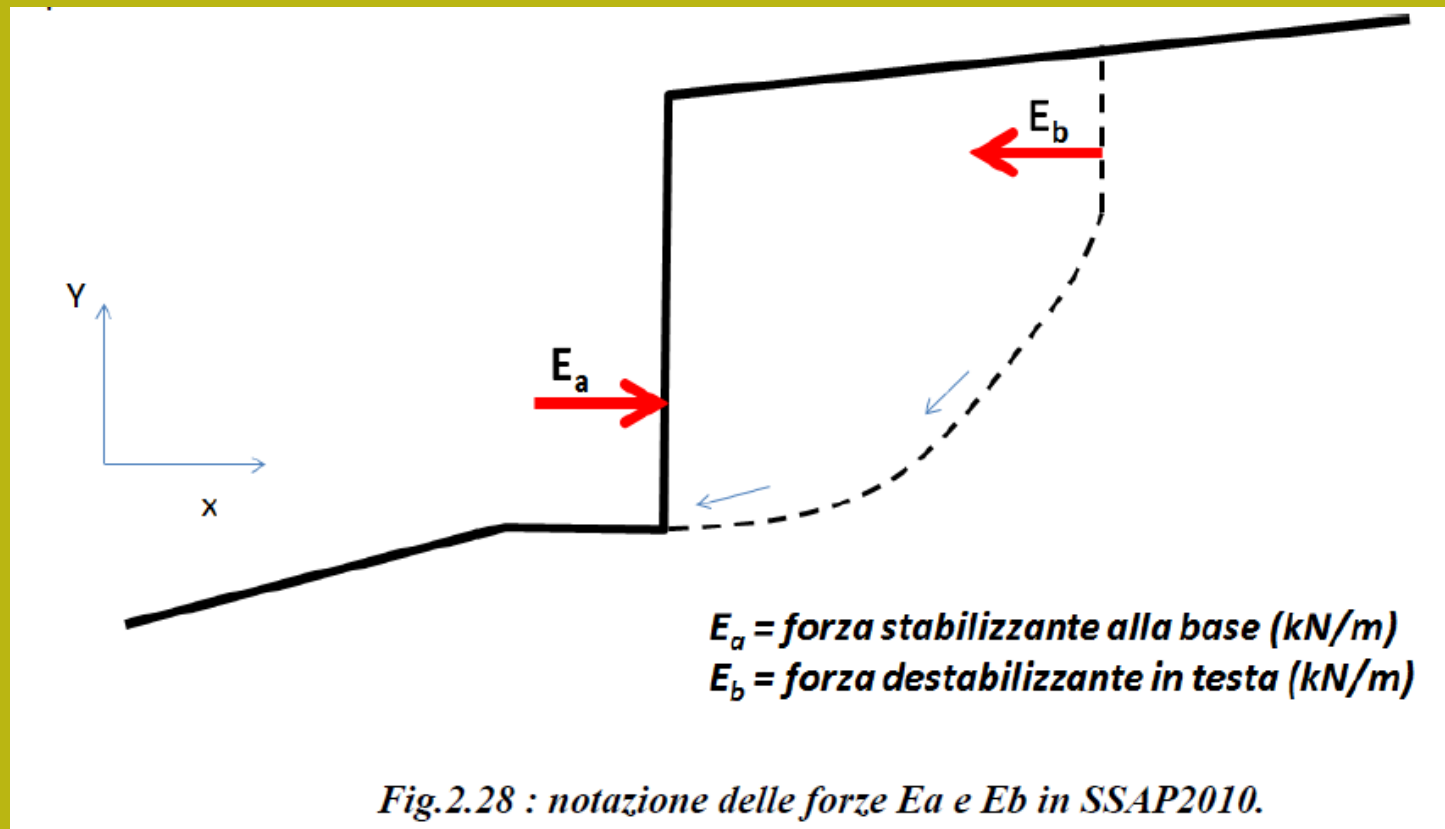
Tuttavia si consideri che **i muri di sostegno offrono solo un effetto locale alla stabilità e la presenza di superfici più profonde, con minor F_s , potrebbe indicare un grado di stabilità globale ancora inadeguato.**

Nel caso di muri di sostegno il programma SSAP è in grado di valutare l'entità massima del cuneo di spinta a tergo del muro. In questo caso, dopo che la superficie a cui compete la maggior spinta, è stata identificata è possibile ripetere l'analisi su tale superficie (salvata e ricaricata come superficie singola) aggiungendo però una spinta orizzontale esterna E_a pari alla reazione orizzontale offerta dal muro e valutare così l'incremento del valore di F_s dovuto all'opera

Verifica singola
Con effetto di
reazione del muro
Dovuto alla
Frizione base
muro/suolo



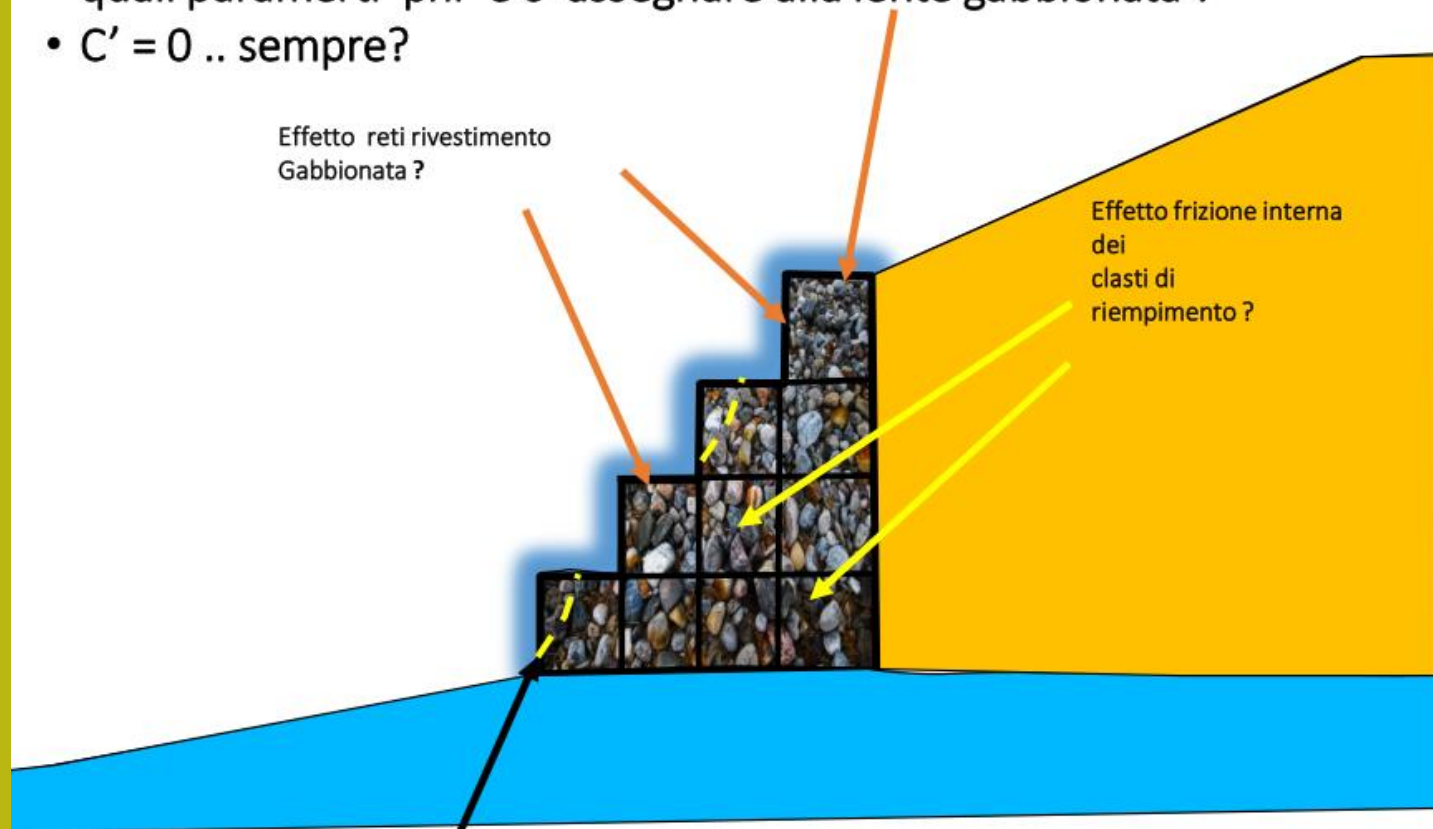
Effetti aggiuntivi di spinta in testa alla superficie di scorrimento singola (forza E_b) Possono essere aggiunti (effetto Tension crack riempito di acqua)



Vedasi anche manuale ssap

Caso particolare gabbionate-1

- quali parametri ϕ' e c' assegnare alla lente gabbionata ?
- $C' = 0$.. sempre?

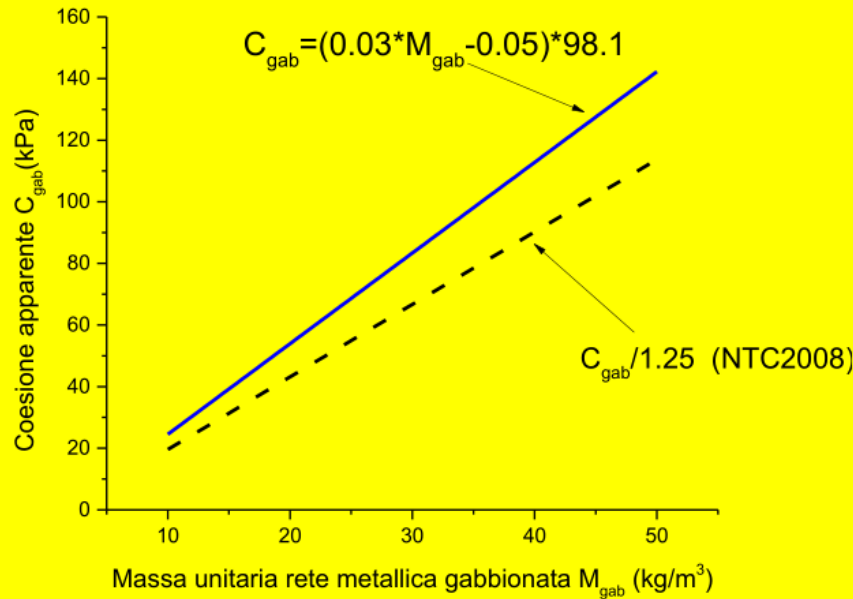


A scala di dettaglio non è possibile garantire stabilità con una gabbionata con $\phi' = 40-45$ gradi e $c' = 0$ (scala delle pareti verticali di ogni elemento) quindi è necessario che fisicamente sia sempre $C' > 0$...

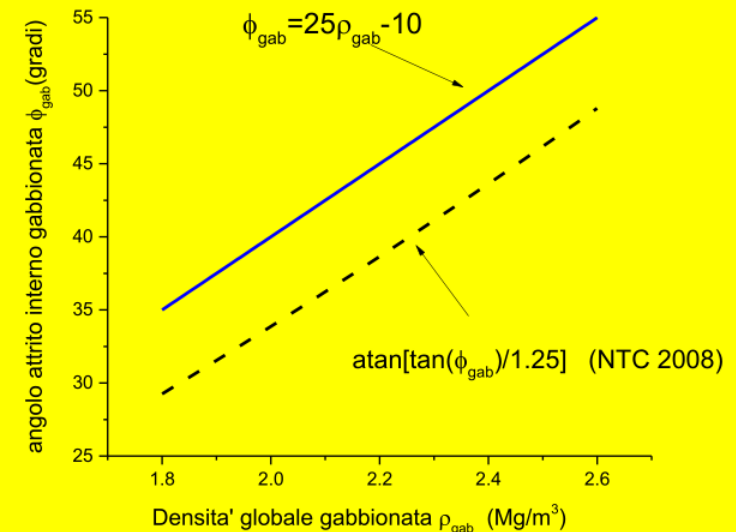
Di seguito una possibile soluzione , da Clayton et al. 2014

Caso particolare gabbionate -2

Stima dei parametri ϕ e c per gabbionate (da Clayton et al. 2014): con integrazioni by Lorenzo Borselli (www.lorenzo-borselli.eu) (aprile 2017)



Una possibile risposta...



Clayton, C. R., Woods, R. I., Bond, A. J., & Milititsky, J. (2014). *Earth pressure and earth-retaining structures*. CRC Press.

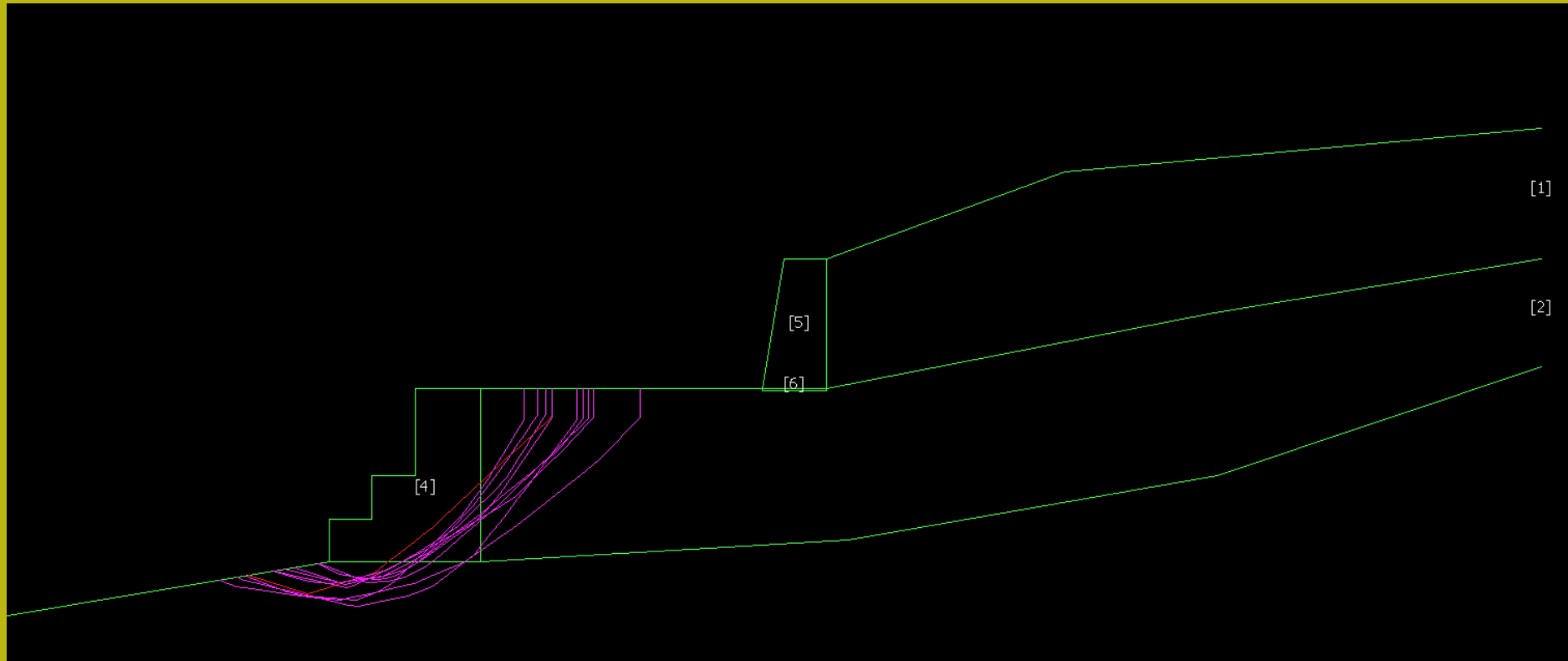
In sintesi in presenza di Muri di sostegno e assimilati :

- **Inserire il muro come sua sezione e strato(lente) entro il pendio.**
- **Assegnare al muro di sostegno, in funzione del materiale costitutivo, opportuni valori di densità e resistenza al taglio:
(es. γ 23-25 kN/m³; C_u =300-2000 kPa).**

Caso particolare di Gabbionate : γ 20-25 kN/m³; C' =20 -90 kPa e ϕ' (35°-45°)(esiste un criterio di assegnazione di questi valori)

- **Effettuare verifiche di stabilità globali con il metodo usuale, considerando anche superfici che passano per lo spigolo interno dell'opera**
- **Considerare superfici singole che si originano nello spigolo esterno in basso dell'opera e aggiungere una la forza di reazione stabilizzante alla base**
- **Considerare possibili effetti di forze destabilizzanti in testa alla superficie come tension crack riempiti di acqua**

Studio e pratica su un esempio reale muro/gabbionata:



Cartella esempi corso : **gabb_muro2016**

Mappe di pericolosità e rischio instabilità dei pendii

Analisi territoriale distribuita dei fenomeni di instabilità dei pendii, softwares disponibili, integrazioni con modelli LEM e idrologici, valutazione della pericolosità secondo differenti scenari, analisi del rischio

Analisi territoriale distribuita dei fenomeni di instabilità' dei pendii

E' un fatto che a tutt'oggi esistono una molteplicità di dati territoriali e strumenti

remote sensing, INSAR, cartografia in GIS, che sono utilizzati per la rappresentazione

Dei fenomeni instabilità storici e attuali in un dato territorio.

Inoltre esistono una serie di strumenti software per arricchire queste informazioni con strumenti cartografici e di analisi raster/vettoriale che permettono di derivare Indici di instabilità, pericolosità, e creare strumenti di previsione e analisi della pericolosità e rischio.

Questi strumenti possono essere utilizzati a differenti scale di dettaglio in funzione dei dati di base disponibili.

Cominciamo con le carte inventario dei fenomeni di instabilità dei pendii....

Un esempio fra tanti.. O meglio... abbastnaza.. La regione emilia Romagna

Carta Inventario delle frane e Archivio storico delle frane

SU:

<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/cartografia/webgis-banchedati/cartografia-dissesto-idrogeologico>

E-R | Ambiente | Geologia, sismica e suoli > Cartografia > Cartografia interattiva e banche dati

Carta Inventario delle frane e Archivio storico delle frane

Accesso ai dati dell'Archivio storico delle frane e della carta Inventario delle frane con diverse modalità

**ACCEDI ai DATI
in versione Web-GIS**

**ACCEDI ai DATI
in formato PDF**

Condizioni di utilizzo dei dati

I dati sono resi disponibili nel rispetto delle **note Legali** pubblicate nel link a fondo pagina. Ulteriori indicazioni sul corretto utilizzo dei dati sono le seguenti:

- La Carta Inventario delle frane e l'Archivio storico delle frane sono supporti conoscitivi ed informativi di base, destinati a una utenza generale, costituita da tecnici, amministratori e cittadini. I dati messi a disposizione non possono essere utilizzati in sostituzione di analisi, studi e rilievi di dettaglio e relazioni professionali in tutti i casi in cui esse siano previste dalle Leggi in materia. In particolare la carta Inventario delle frane non è formalmente parte di nessuno strumento di pianificazione comunale, provinciale o di Bacino e quindi non produce direttamente alcun effetto normativo sul territorio.
- La mappatura delle frane, la loro classificazione tipologica e di attività, l'interpretazione dei dati raccolti, sono attività intellettuali e pertanto soggettive. Esse sono influenzate dalla capacità ed esperienza del tecnico rilevatore e realizzatore delle mappe nonché dalla quantità e attendibilità dei dati raccolti, spesso provenienti da fonti esterne e non sottoposti all'origine a verifiche e controlli di qualità.

Inoltre, poiché per definizione le frane sono soggette a possibile riattivazione, va sempre considerato che i depositi mappati nella Carta Inventario delle frane possono aver modificato forma o stato di attività successivamente alla data di rilevamento/aggiornamento.

Il SGSS pertanto, pur sottoponendo tutto il processo di raccolta, elaborazione dati e mappatura a proprie verifiche e controlli, non è in grado di garantire che i dati contenuti nella carta Inventario delle frane e nell'Archivio storico delle frane siano conformi alla realtà dei luoghi, dei fenomeni e degli eventi del passato che si propongono di rappresentare e che essi rimangano immutati in seguito a nuovi dati o interpretazioni.

Ogni iniziativa di divulgazione delle informazioni contenute nella Carta e nell'Archivio dovrà sempre citare la fonte come di seguito riportato.

Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna – Carta Inventario delle frane a scala 1:10000 della Regione Emilia-Romagna.

Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna – Archivio storico delle frane della Regione Emilia-Romagna"

Cosa fa la Regione

Temi

- Acque
- Costa
- Frane e rischio idrogeologico
- Geologia
- Geositi
- Metalli pesanti
- Risorse estrattive
- Sismica
- Suoli
- Suoli e Pianificazione

Cartografia

- Cartografia geologica e geotematica
- Cartografia interattiva e banche dati
 - Cartografia geologica
 - **Carta Inventario delle frane e Archivio storico delle frane**
 - Cartografia dei suoli

In genere e' stato fatta una integrazione tra diverse fonti disponibili ed e' con frequenza aggiornata dai servizi cartografici della REM.

Come ad esempio per la provincia di Reggio Emilia (fino al 2005):

- Carta Inventario del Dissesto (ed.1996 e agg. 2000) (scala 1:10.000) - Regione Emilia Romagna
- Carta Geologica (scala 1:10.000 e 1:100.000) - Regione Emilia Romagna
- Carta del Dissesto - Rischio Idrogeologico in Programma di Previsione/Prevenzione di Protezione Civile - Provincia di Reggio Emilia
- Studio della Pericolosità Sismica delle Province di Modena e Reggio Emilia Provincia di Reggio Emilia
- Dati Atlante Programma Speciale SCAI - CNR e GNDCI
- Documentazione e Cartografia della franosità storica - Regione Emilia Romagna
- Rilievo aerofotogrammetrico volo Prot. Civile 2000/bn (scala 12.000 circa) - Regione Emilia Romagna
- Rilievo aerofotogrammetrico volo RER 1976-'78/c (scala 13.500 circa) - Regione Emilia Romagna
- Elaborazioni cartografiche recenti di corredo alle Varianti Generali ai Piani Regolatori, rapporti geologici, geotecnici, idrogeologici, tesi inedite e altre pubblicazioni della Provincia di Reggio Emilia.

Esempio di frammento di archivio storico delle frane – comune di Ventasso (RE)



Archivio Storico delle Frane

L'archivio storico delle frane raccoglie informazioni sulle date di attivazione/riattivazione di frane con relativa localizzazione, in un intervallo di tempo che va dal Medioevo sino ad oggi.
Per ogni evento sono riportate, ove disponibili, informazioni relative alla tipologia della frana, alla sua dimensione, a eventuali effetti sul territorio.

<< Lista completa eventi della provincia di Reggio nell'Emilia

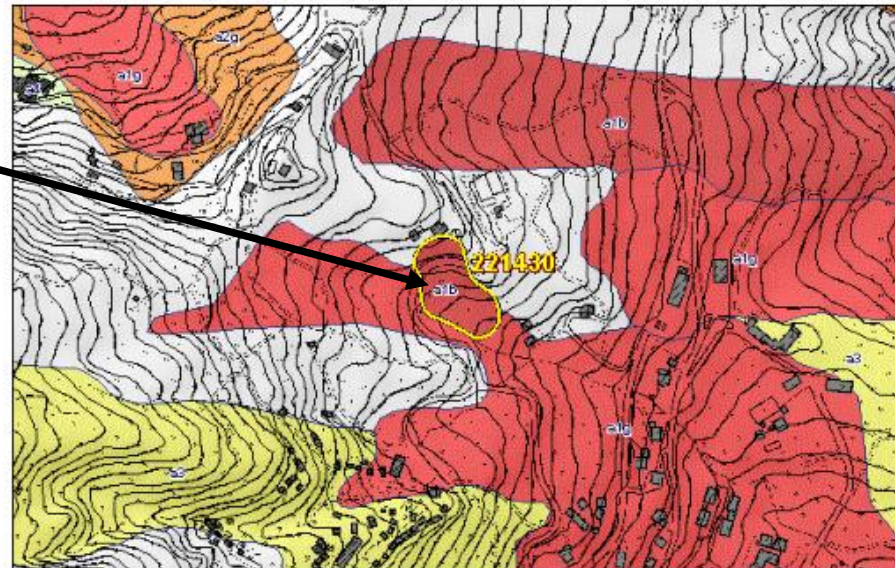
Comune di VENTASSO

- A valle della SC Busana-Ca' de' Manari sul versante sinistro del Rio Riccò - Segnalazione del 1983 - 1 Evento
- Abitato di Montecagno. Versante degradante verso l' Incisione del T. Guadarolo. - Segnalazioni dal 1960 al 1963 - 2 Eventi
- Acquabona - Segnalazioni dal 1965 al 1985 - 3 Eventi
- Bora - Segnalazione del 1987 - 1 Evento
- Borgata di Casenove. - Segnalazione del 1960 - 1 Evento
- Busana versante destro del bacino Rio Riccò nel tratto a valle della Strada per Cà de' Manari. - Segnalazione del 1988 - 1 Evento
- Camporella - Segnalazioni dal 1792 al 1991 - 2 Eventi
- Camporella (nord) - Segnalazione del 1984 - 1 Evento
- Camporella (sud-est) - Segnalazioni dal 1984 al 1993 - 2 Eventi
- Canova - Segnalazioni dal 1652 al 1964 - 7 Eventi
- Capoluogo di Collagna lungo la SC Via Don Luca Pallai - Segnalazione del 1990 - 1 Evento
- Capril Capril Ligonchio (RE) Ligonchio Reggio Emilia - Segnalazioni dal 1951 al 2013 - 9 Eventi
- Capril SC che attraversa la vallecchia a S del paese - Segnalazione del 1980 - 1 Evento
- Cereglio Ramiseto (RE) - Segnalazione del 2013 - 1 Evento
- Cerreglio Ramiseto (RE) - Segnalazione del 2013 - 1 Evento
- Cerreto dell'Alpi Collagna RE - Segnalazioni dal 1951 al 1952 - 2 Eventi
- Cerreto dell'Alpi. Strada di accesso alla Strada Statale n. 63 sponda destra del F. secchia. Comune Collagna - Frazione dell'Alpi lungo la SC collegamento statale - Segnalazioni dal 1955 al 1978 - 2 Eventi
- Cervarezza - Segnalazione del 2013 - 1 Evento
- Cervarezza - Segnalazioni dal 1472 al 2000 - 10 Eventi
- Cinquecerri - Segnalazione del 2010 - 1 Evento
- Collagna (Abitato) Settore meridionale. Coinvolge un esteso tratto del paese a partire dalla Strada Statale n. 63 sino al pendio degradante verso il fondovalle Secchia. Nell' ambito lo SCAI (Prov. di Reggio Emilia Scheda abitato 8) segnala 4 frane. Questo riferimento è relativo alla frana 3. Per le altre 3 frane vedi i riferimenti 242 243 245. - Segnalazione del 1957 - 1 Evento
- Collagna (RE) Collagna. Strada comunale - Ponte Secchia. - Segnalazioni dal 1963 al 2013 - 2 Eventi






Clicchiamo su questo evento..

http://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/fs/fs_dis.js?p?id_comune=35046

Scheda e ubicazione
Dell'evento del 31-03-
2013 nella carta del
dissesto disponibile su
PDF ma anche su
webGIS



Chiudi la legenda

-  Perimetro della frana storicamente documentata
-  a1b - Deposito di frana attiva per scivolamento
-  a1g - Deposito di frana attiva complessa
-  a2g - Deposito di frana quiescente complessa
-  a3 - Deposito di versante s.l.




Glossario [pdf]

1. Evento del 2013



- Data: 31/03/2013 [breve periodo certo (1-7gg)]
- Descrizione:
Scorrimento rotazionale che interessa una strada Comunale e il terreno a monte coinvolgendo un giardino privato e alcuni manufatti. Il movimento appare dell'ordine delle decine di centimetri ma non ha pregiudicato la viabilità stradale [Localizzazione: Verificata da documentazione tecnica]
- Dimensioni del fenomeno: Lunghezza 100 m circa Larghezza 50 m circa
- Cause innesco: plogge e fusione manto nevoso nei giorni 25-31 Marzo
- E' presente documentazione presso il Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli.

LEGENDA





Depositi di frana

-  a1b - Deposito di frana attiva per scivolamento
-  a1d - Deposito di frana attiva per colamento di fango
-  a1e - Deposito di frana attiva per colamento detritico
-  a1g - Deposito di frana attiva complessa
-  a1h - Deposito di frana attiva per scivolamento in blocco o DGPV
-  a2b - Deposito di frana quiescente per scivolamento
-  a2d - Deposito di frana quiescente per colamento di fango
-  a2e - Deposito di frana quiescente per colamento detritico
-  a2g - Deposito di frana quiescente complessa
-  a2h - Deposito di frana quiescente per scivolamento in blocco o DGPV
-  a0 - Deposito di frana naturalmente stabilizzata o relitta



Eventi di frana storicamente documentati

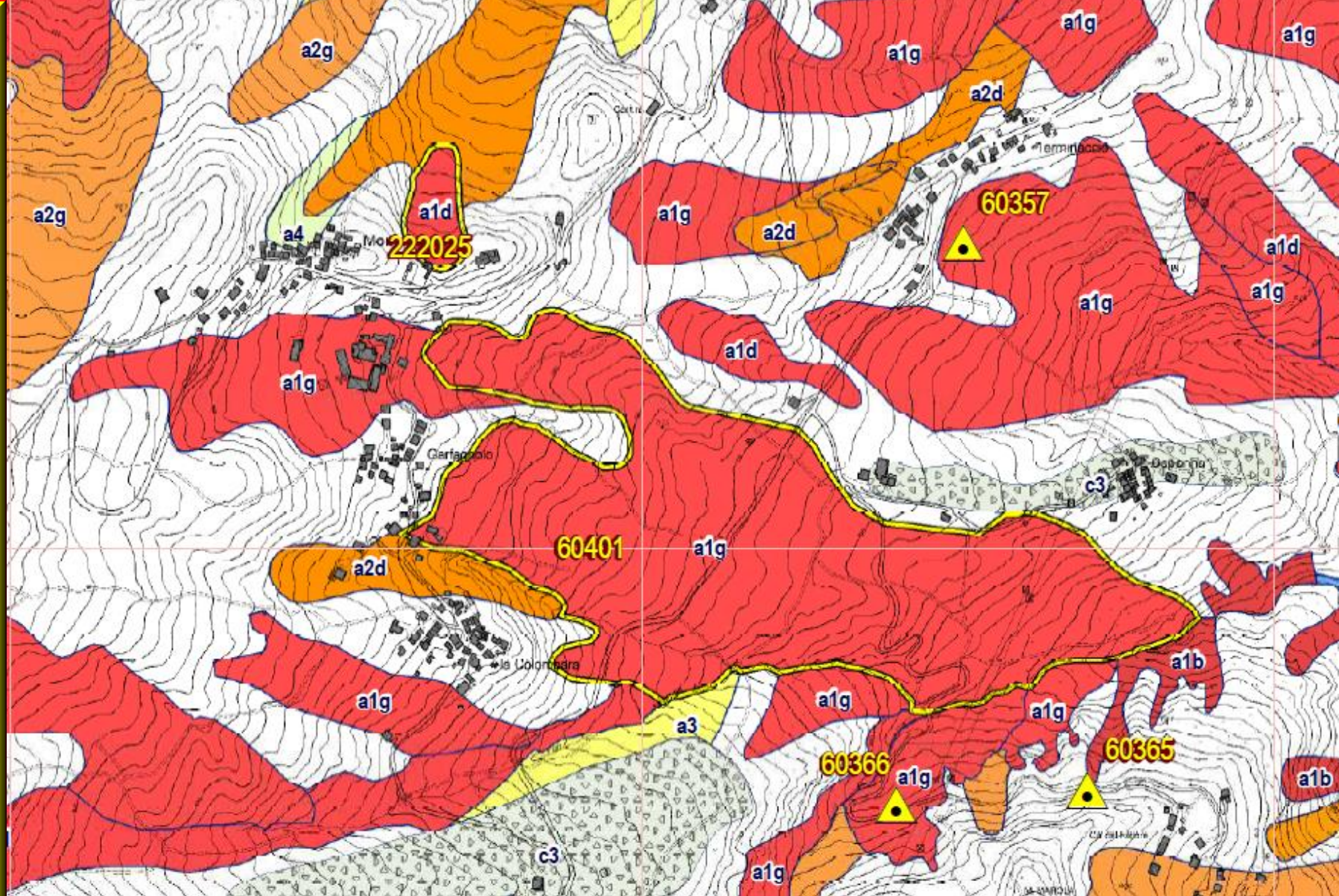
-  Frana con eventi storicamente documentati di limitata estensione
-  Frana con eventi storicamente documentati

Altri depositi di versante

-  a6 - Detrito di falda
-  a3 - Deposito di versante s.l.; a5 - Antico deposito di versante
-  a4 - Deposito eluvio-colluviale; e1 - Deposito di salsa; d1 - Deposito eolico; f1 - Deposito palustre; f2 - Deposito lacustre
-  c3 - Deposito glaciale e periglaciale

Depositi alluvionali

-  b1 - Depositi alluvionali attualmente in evoluzione
-  bn - Depositi alluvionali attualmente non in evoluzione



http://mappegis.regione.emilia-romagna.it/gstatico/documenti/dissesto/pdf/tav/Frane_tav_35046_3_di_9.PDF

La disponibilità di questo tipo di informazioni consente se integrata , successivamente, da osservazioni in sito e di una analisi indipendente muti temporale

Es. con Google earth..

Consente di:

- **avere un quadro di massima sul tipo di processi attivi o potenzialmente attivi**
- **Integrare lo studio geologico e geotecnico**
- **procedere con un adeguato piano di indagini e analisi geotecnica che tenga conto dei dati disponibili (NTC2018)**
- **Eseguire verifiche di stabilità mirate ..(es. profondità' e estensione della verifica..**
- **Procedere su un più ampio spettro di scenari..(es. da analisi di eventi storici in zona e da tipologia di processi attivi catalogati)**

Quanto estendere le indagini , e quanto estendere la zona di analisi di verifica di stabilita' ?



**Zona limitata che spesso si adotta per
Risparmaire su Tempo e \$\$**

**Zona di indagine allargata
se vi sono documentati eventi storici di frana
Ma a discrezione del Geologo e/o Progettista**

Esistono differenti metodi e modelli per una analisi a livello territoriale distribuito della Pericolosità e Rischio indotto da movimenti di massa.

Tra questi:

1. Metodi LEM in ambiente GIS su come modelli distribuito RASTER (anche integrato da modelli idrologici) che forniscono il valore FS locale pixel per pixel (solitamente associato a movimento franosi superficiali)
2. Metodi di calcolo in ambiente Raster GIS basati su modelli statistici multivariati di **indici di pericolosità da Frana** o Probabilità di instabilità con dato tempo di ritorno (soglie di pluviometriche locali di innesco movimenti franosi)
3. Metodi di tipo probabilistico con simulazioni Monte Carlo da applicarsi ai modelli al punto 1.

PESERA-L www.lorenzo-borselli.eu/peseral

Valutazione pericolo franosità a scala
territoriale e contributo alla produzione di
sedimento.

**PESERA-L rel. 1.3
(64bit)
(22 November 2015)**

Author:

Lorenzo Borselli

www.lorenzo-borselli.eu

*Instituto de
Geología / Fac. De
Ingeniería
Universidad Autónoma
de San Luis Potosí
(UASLP) ,
Av. Dr. Manuel Nava 5,
78240 San Luis Potosí,
S.L.P. - MEXICO
lborselli@gmail.com*

Special credits to:

**Piernicola Lollino
CNR-IRPI, Bari, Italy**

***PESERA-L model:
An addendum to the PESERA model
for Sediment Yield due to shallow mass movement in a watershed***

**PESERA-L rel. 1.3 (64bit)
(2010,2015)**

PESERA-L is a Full Freeware Software available for the scientific community

The aim of this software is calculate the sediment yield contribution due to shallow landslide in a watershed. The PESERA-L model is released as a freeware software for the scientific community. PESERA-L has been designed to operate as additional unit to well know PESERA model framework. Any way PESERA-L can operate independently for assesment of landslide degree of instability, Sediment yield, and degree of degradation by landslide assesment. PESERA-L operates (both input and output file) with common ASCII grid files (common ARCGIS, ASCII grid raster file format) and ASCII text file (CVS format) structured for an easy exchange with EXCEL spreadsheet.

The latest PESERA-L package can be downloaded in this page:

**DOWNLOAD PESERA-L full package (30 MB) as portable application: [HERE](#)
and [preliminary documentation](#) (0.6 MB)**

**PESERA-L uses [GNUPLOT 5.1](#) Package for graphic rendering of Rastere Maps.
GNUPLOT 5.1 is included in the PESERA-L portable full package.**

PESERA-L run only on WINDOWS 64bit architectures (mostly WIN 8.1 and WIN 10)

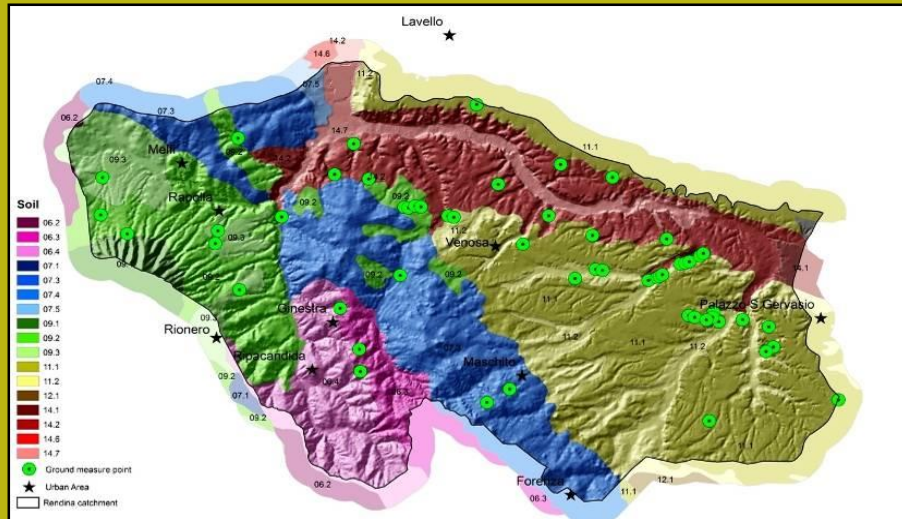
Connettività e frane superficiali



PESERA-L software

“PESERA-L, the shallow landslides contribution to specific sediment yield (SSY), as extensions of the PESERA soil erosion model “

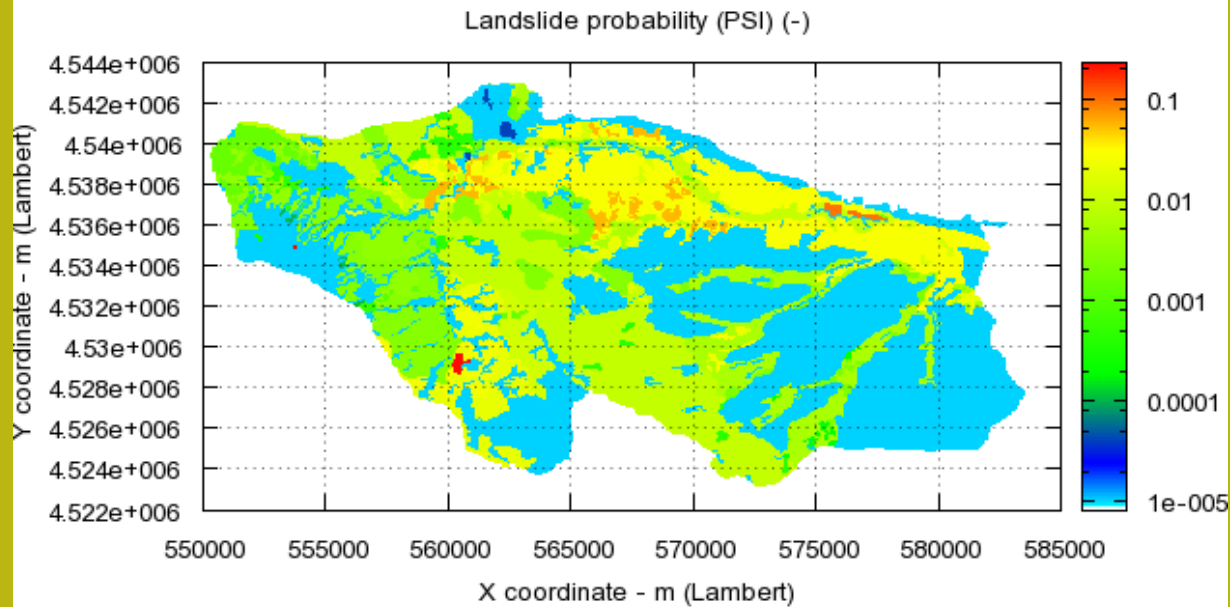




Carta dei suoli 1:250.000
Bacino Rendina (Basilicata, PZ)

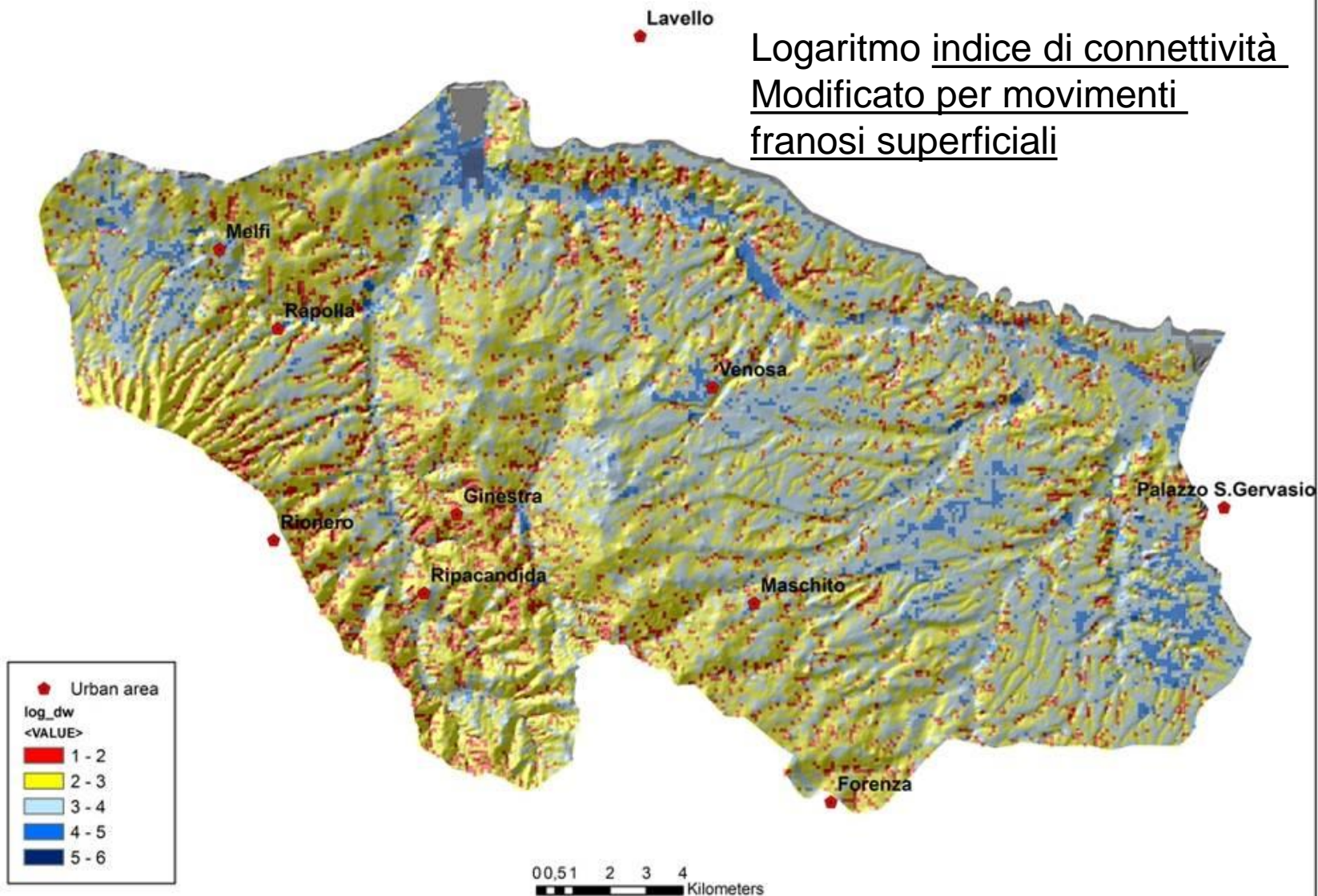
Applicazione a bassa risoluzione
Livello di approssimazione 2

Modello PESERA-L
Probabilità $F_s < 1.0$
In condizioni idrologiche
di innesco
Frane superficiali
Calcolato su suddivisioni
Land Unit System (LUS)
(Suolo , uso del suolo)

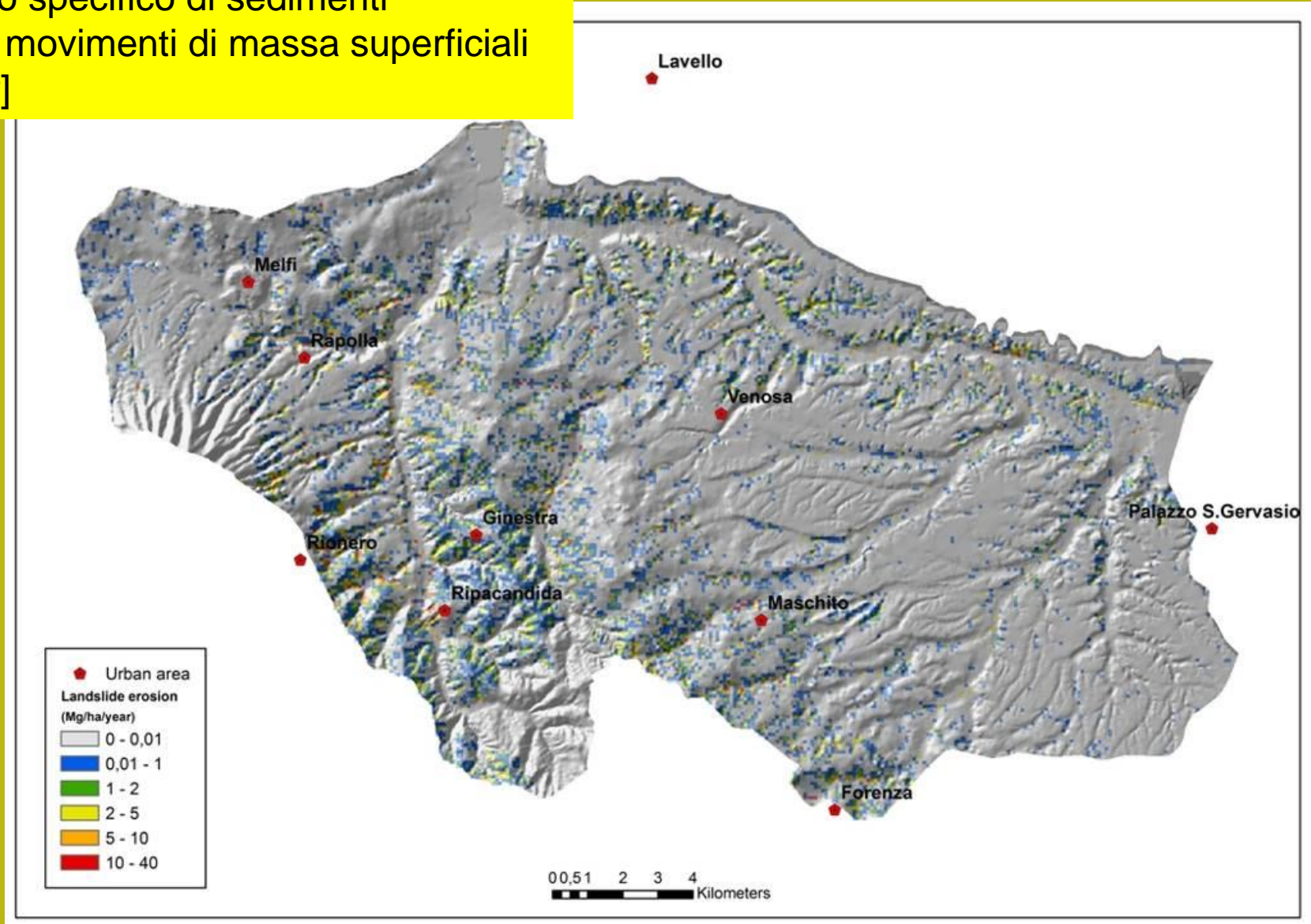


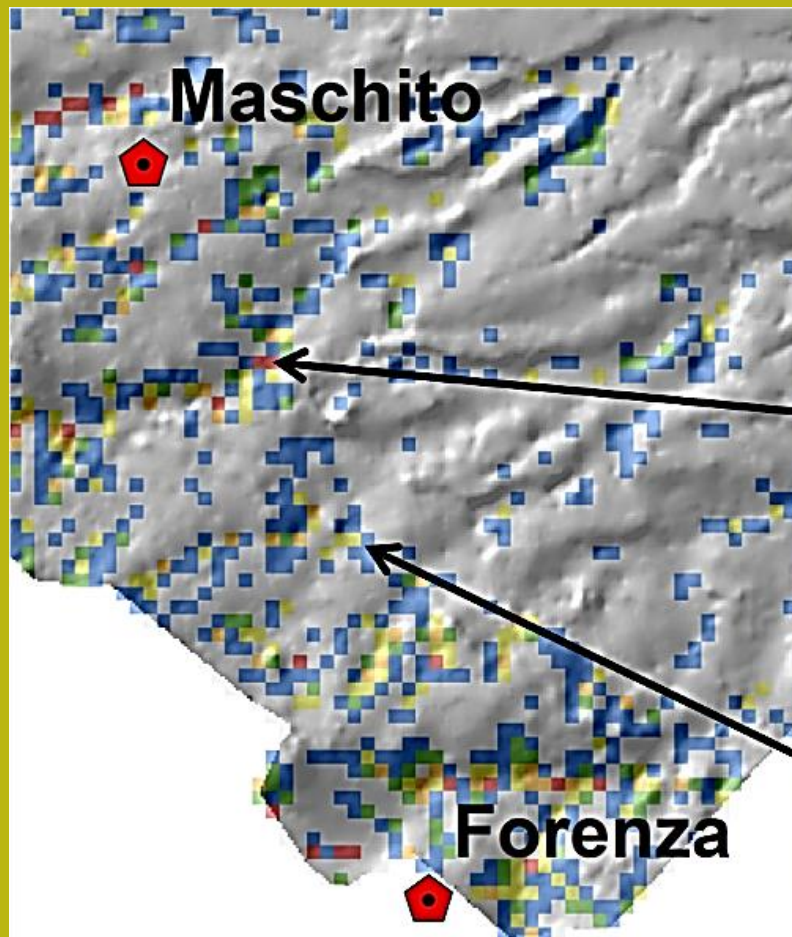
Progetto DESIRE (2007-2012) UE

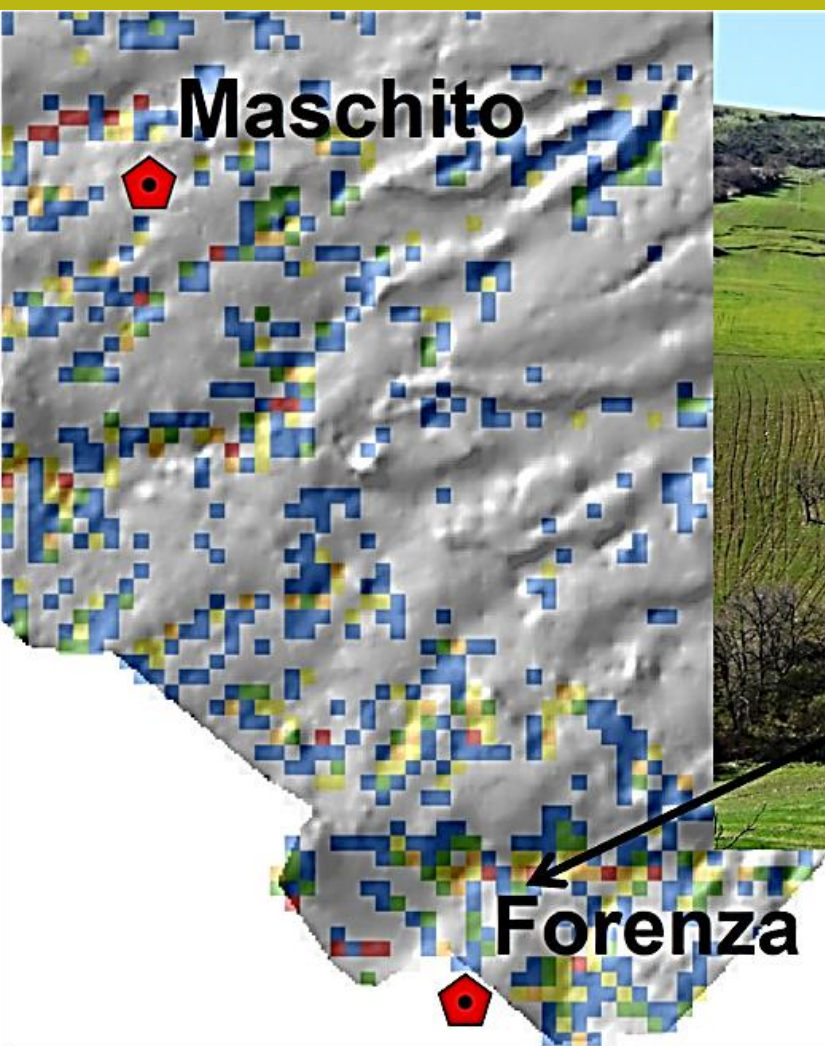
Logaritmo indice di connettività
Modificato per movimenti
franosì superficiali



Contributo specifico di sedimenti
Dovuto a movimenti di massa superficiali
[Mg/ha/yr]









Autorità di Bacino Interregionale
del Fiume Magra



Consiglio Nazionale delle Ricerche
Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica



Studio dei processi idrologici, idraulici e geomorfologici e della pericolosità ad essi associata nel bacino del Torrente Pogliaschina (Val di Vara, Provincia della Spezia)

Relazione finale (luglio 2013)



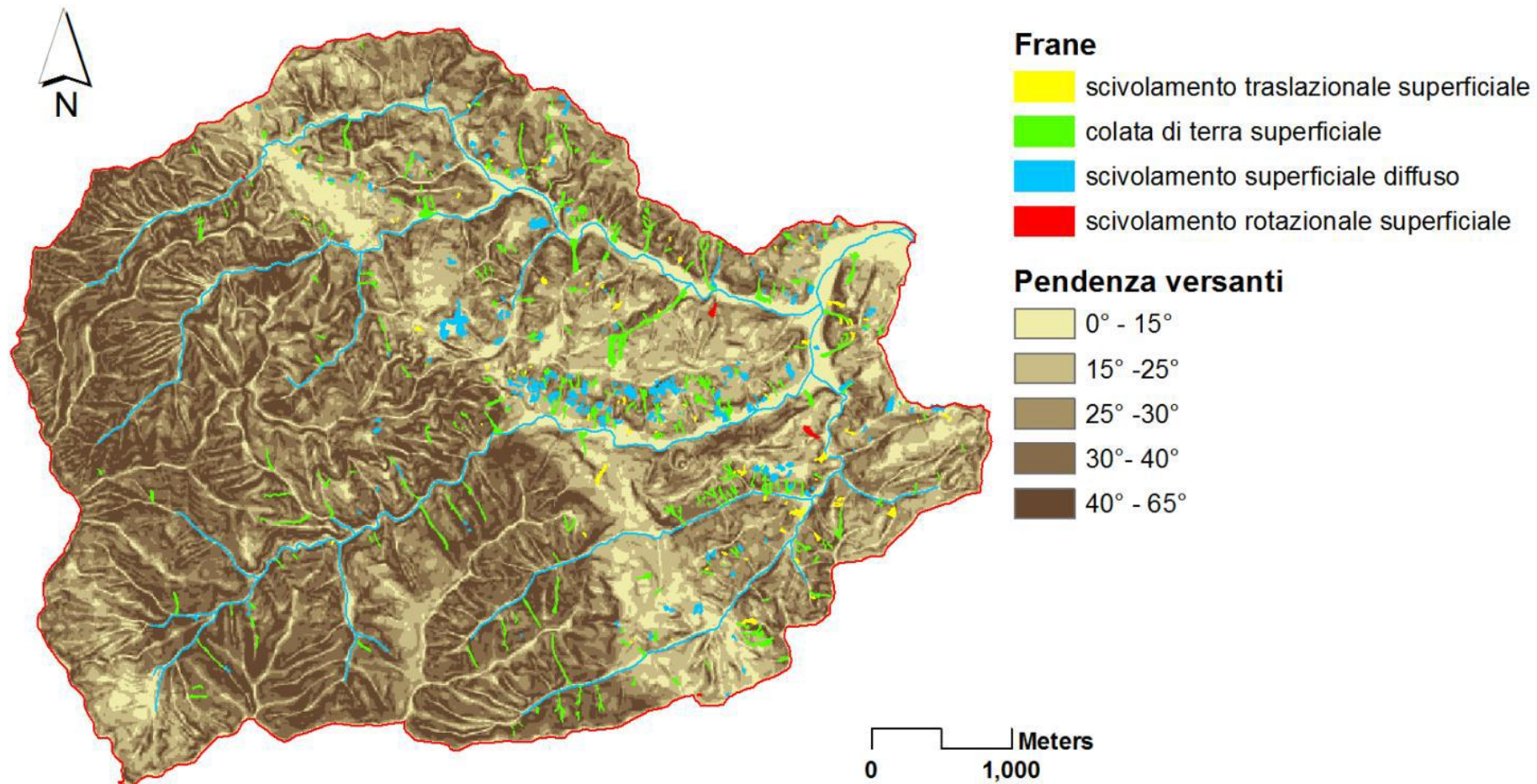
Lorenzo Marchi¹, Marco Cavalli¹, William Amponsah², Marco Borga², Lorenzo Borselli³, Francesco Comiti⁴, Stefano Crema¹, Alessandro Mondini¹, Ana Lucía Vela⁴, Alessia Viero¹

¹ Consiglio Nazionale delle Ricerche, Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica

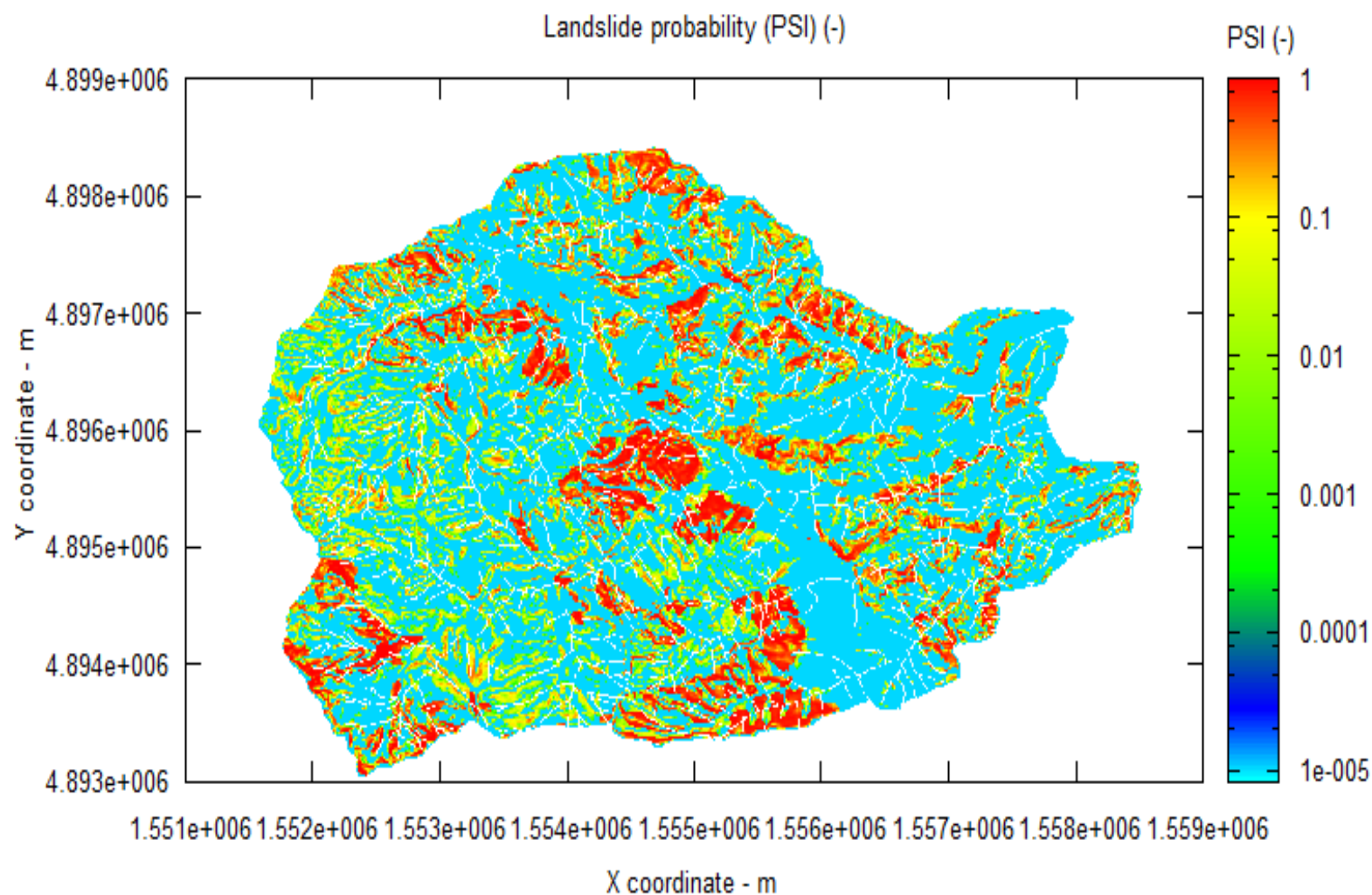
² Università di Padova, Dipartimento Territorio e Sistemi Agro-forestali

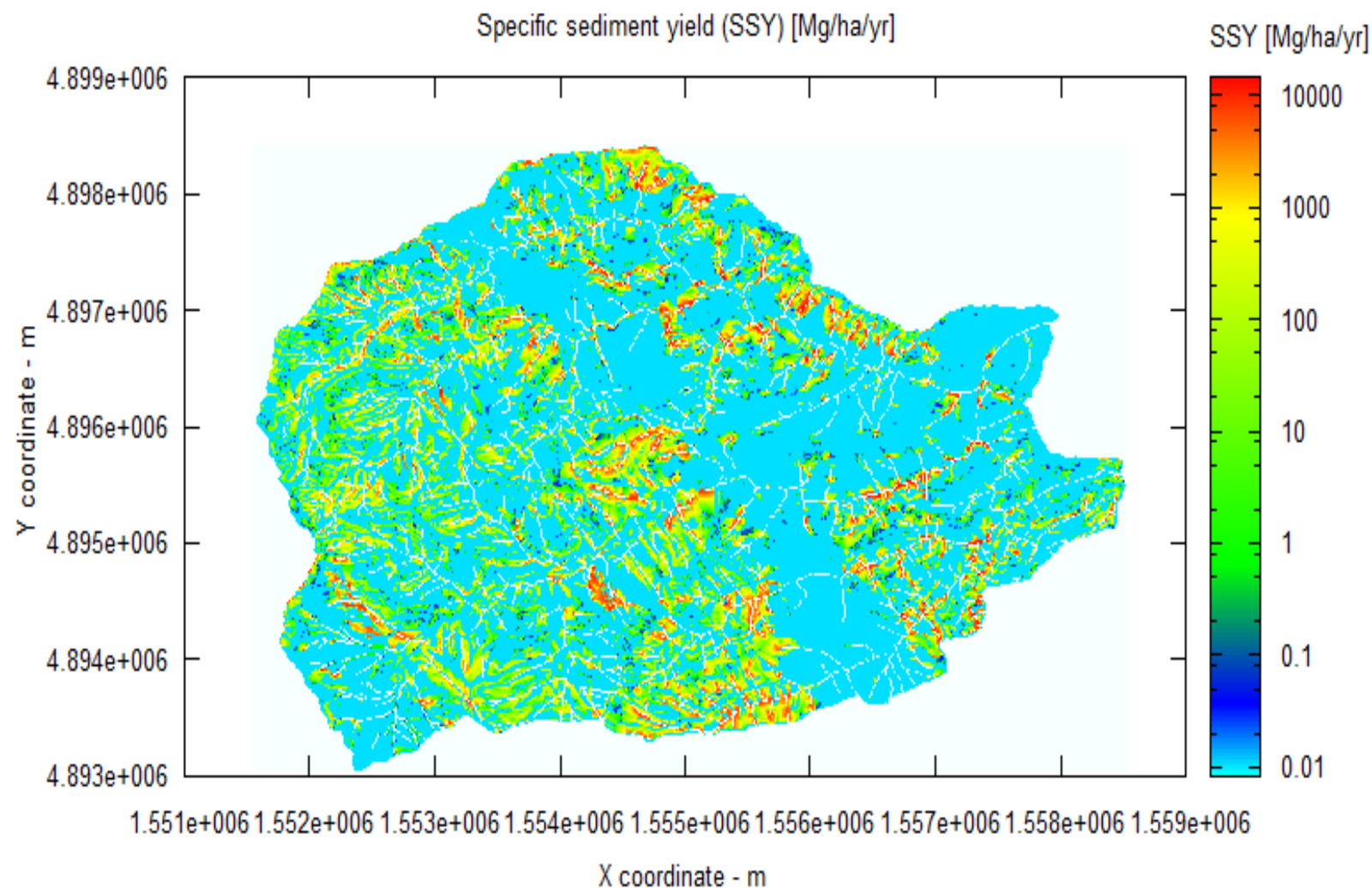
³ Universidad Autónoma de San Luis Potosí (Mexico), Instituto de Geología - Facultad de Ingeniería

⁴ Libera Università di Bolzano, Facoltà di Scienze e Tecnologie

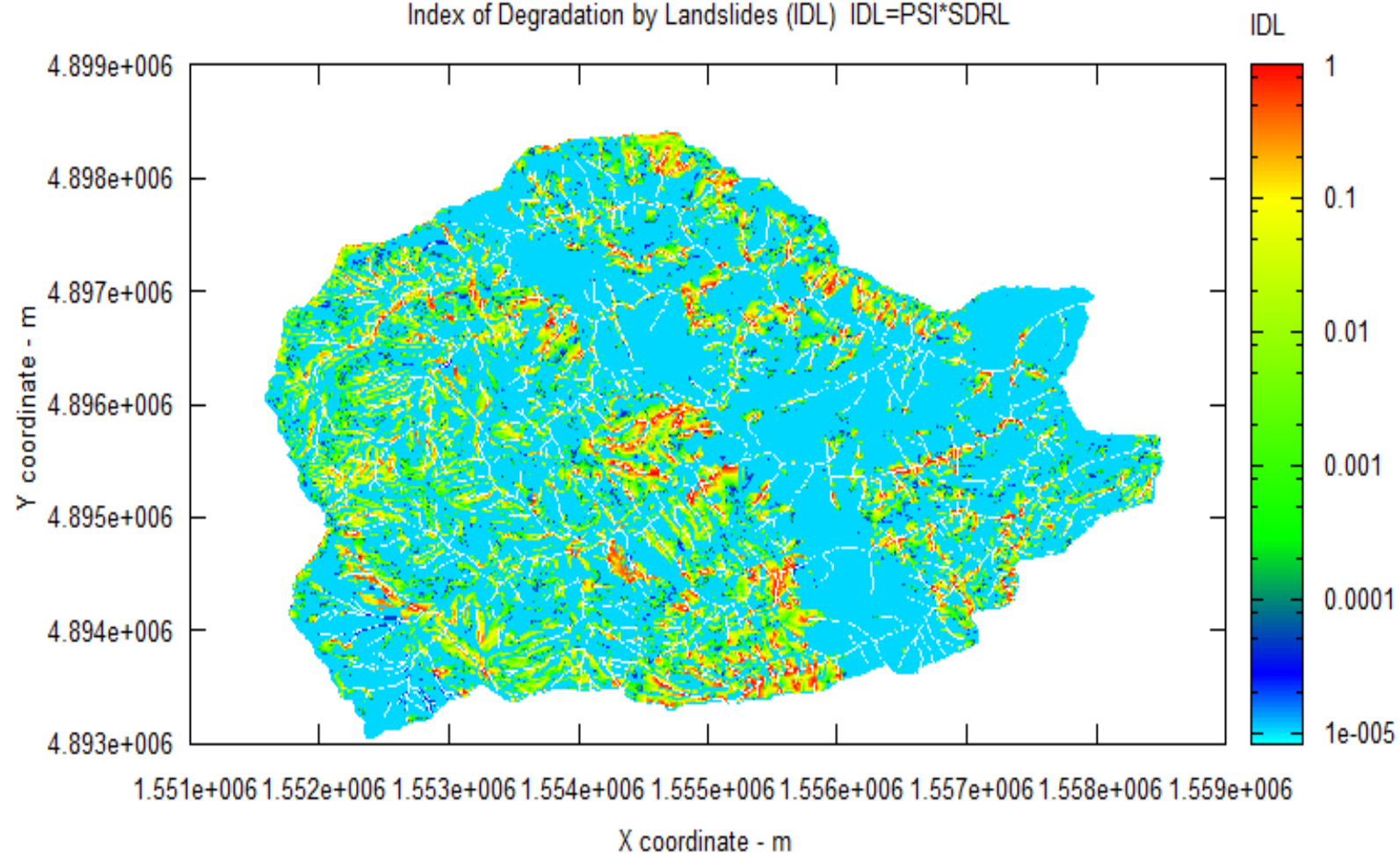


Di seguito i risultati della applicazione di PESERA-L nella valle Pogliaschina – con il terzo livello di approssimazione (la piu elevata)





Index of Degradation by Landslides (IDL) $IDL=PSI*SDRL$



Shallow landslide susceptibility modelling in an Apennine catchment

Marina Dipalma Lagreca^(1,2), Janusz Wasowski⁽²⁾, Lorenzo Borselli⁽³⁾, Tom Dijkstra⁽⁴⁾,
Domenico Casarano⁽²⁾, Pierpaolo Limoni⁽²⁾

1) Dipartimento di Scienze della Terra e Geoambientali, Università di Bari, Italy

2) National Research Council, Research Institute for Geo-hydrological Protection (CNR-IRPI), Bari, Italy +39 080 5929583

3) Instituto de Geologia, Universidad Autonoma de San Luis Potosí, Mexico

4) British Geological Survey, Environmental Science Centre Keyworth, Nottingham. UK

Proceedings of the 2nd Regional Symposium on Landslides, Belgrade, 2015

Inventario frane e analisi effettuata anche con PESERAL versione 1.3

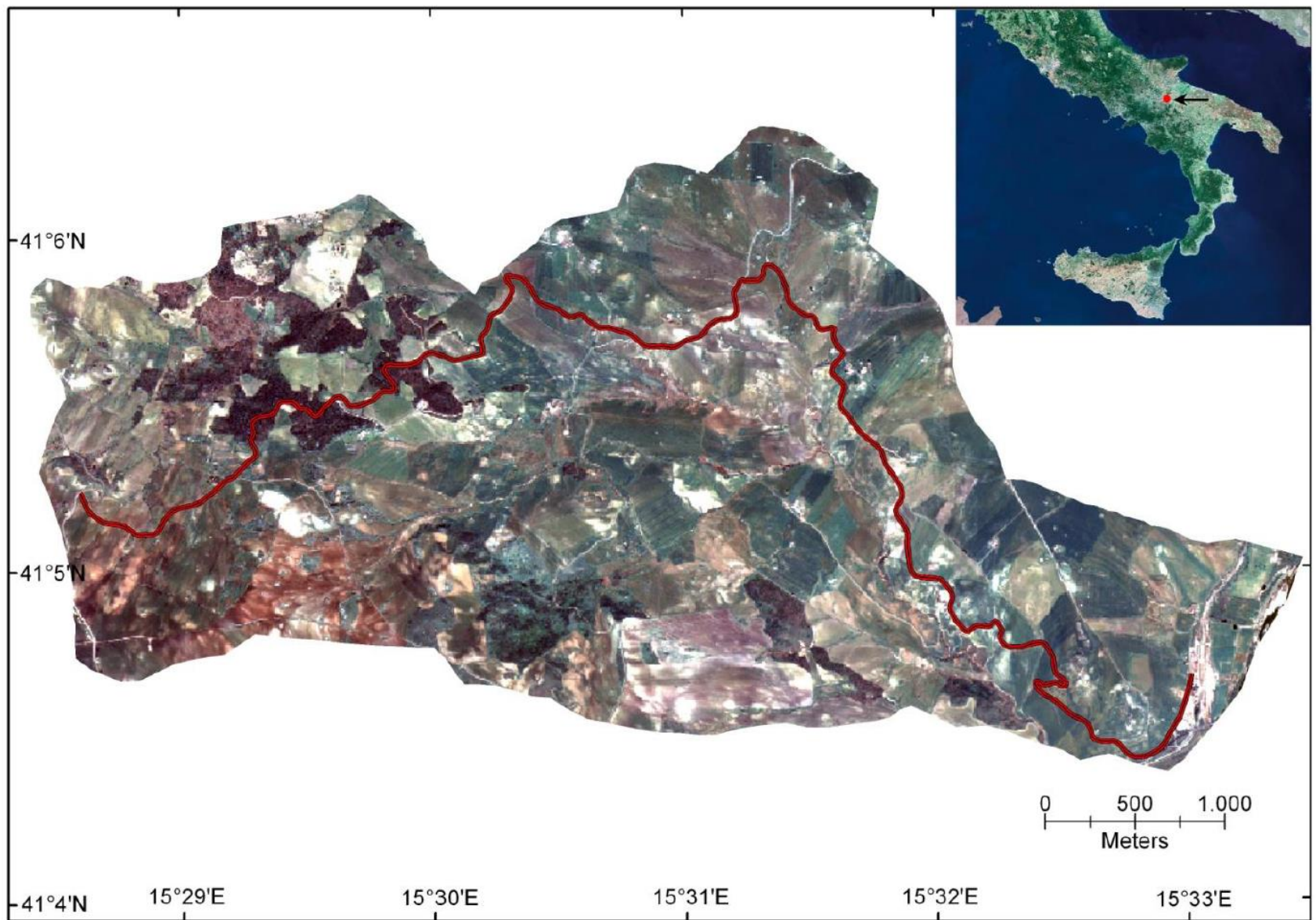
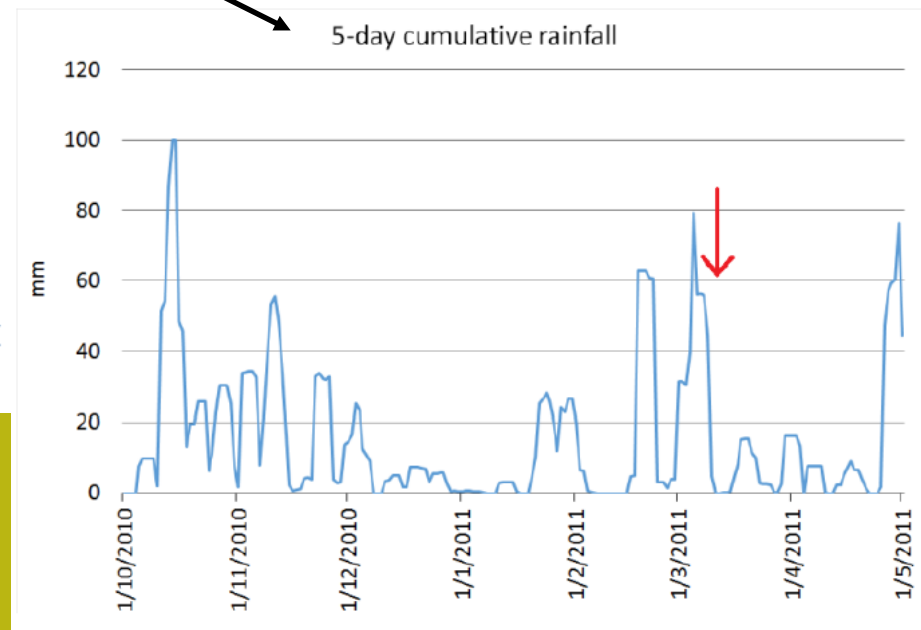
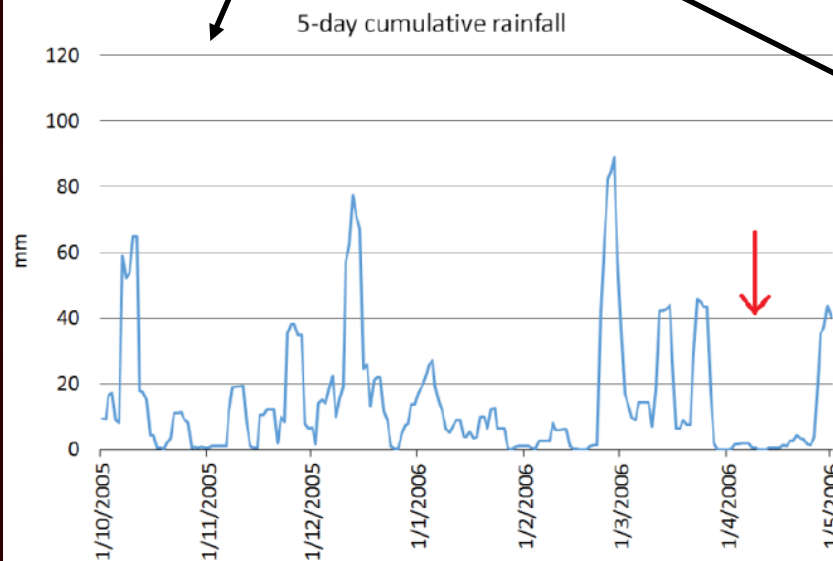


Figure 1 Satellite image showing the catchment in the municipal territory of Rocchetta Sant' Antonio. The red line indicates the mid-slope road damaged by landslides. Inset shows location in southern Italy. Note predominantly agricultural land use (from Wasowski, et al. 2012).

Table 1 Statistics of active shallow landslides in terms of density per km² and areal frequency (%).

Year	Number	Active landslides Number/km ²	Area %
2006	821	52.6	2.4
2011	135	8.6	0.7



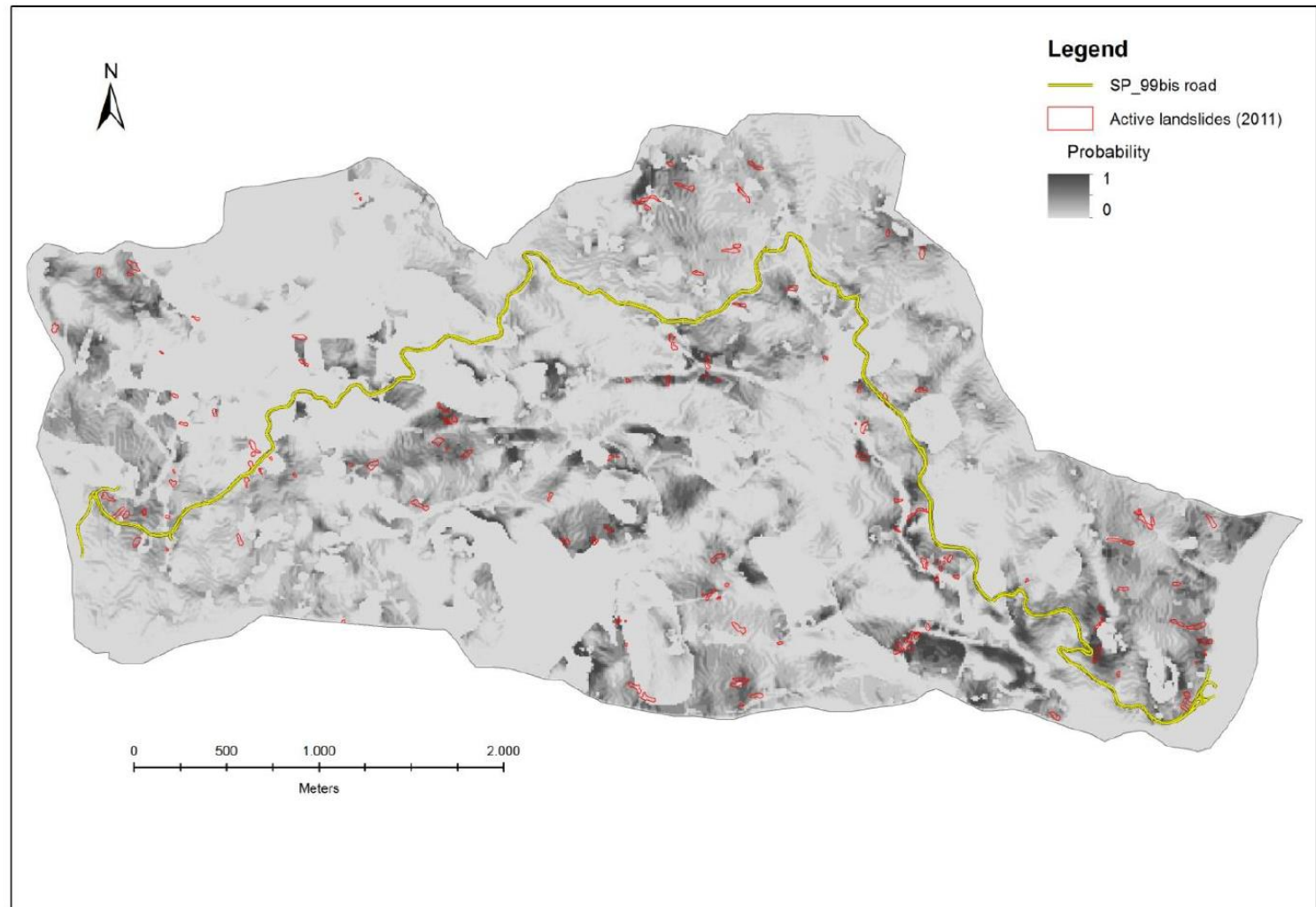


Figure 5. Example of landslide probability map obtained by considering the groundwater conditions registered in the winter of 2011. The locations of 135 shallow landslides triggered triggered in 2011 are also shown.

Table 2 Summary statistics of PESERA-L model predictive capability considering a susceptibility index threshold $p \geq 0.35$ and two different groundwater conditions. Percentages of catchment areas with $p \geq 0.35$ and of correctly 'predicted' landslide areas are indicated.

Water table range 0 – 0.53 m		Water table range 0.10 – 1.38 m	
% total catchment	% total landslide area	% total catchment	% total landslide area
20.96*	85.84*	12.98*	81.58*
17.13**	82.84**	10.14**	75.75**

Note: *cohesion $c = 0$ kPa for sown fields; ** $c \neq 0$ kPa for sown fields

Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 13, 559–573, 2013
www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/13/559/2013/
 doi:10.5194/nhess-13-559-2013
 © Author(s) 2013. CC Attribution 3.0 License.



Comparison between different approaches to modeling shallow landslide susceptibility: a case history in Oltrepo Pavese, Northern Italy

D. Zizioli¹, C. Meisina¹, R. Valentino², and L. Montrasio²

¹Department of Earth and Environment Sciences, University of Pavia, Via Ferrata 1, 27100 Pavia, Italy

²Department of Civil, Environmental, Territory Engineering and Architecture, University of Parma, Viale G. P. Usberti 181/A 43100 Parma, Italy

Risultati
confrontabili con
quanto trovato da:



Natural Hazards
and Earth System
Sciences



Un altro lavoro molto interessante e' il seguente.

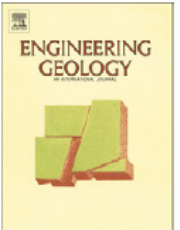
Engineering Geology 102 (2008) 164–177



Contents lists available at [ScienceDirect](#)

Engineering Geology

journal homepage: www.elsevier.com/locate/enggeo



Applicability of landslide susceptibility and hazard zoning at different scales

Leonardo Cascini *

Department of Civil Engineering, University of Salerno, via Ponte don Melillo, 84084 Fisciano (SA), Italy

•Maggiori informazioni su PESERAL:

•***BORSELLI L. SALVADOR SANCHIS M.P., BATOLINI D., CASSI P., LOLLINO P. (2011). PESERA-L model: an addendum to the PESERA model for sediment yield due to shallow mass movement in a watershed. CNR-IRPI , Italy Report .n.82. scientific report deliverable 5.2.1 DESIRE. PROJECT. Pp.28.***

•***BORSELLI et al. (2010). PESERA-L, the shallow landslides contribution to specific sediment yield (SSY), as extensions of the PESERA soil erosion model.***

International Conference on Combating Land Degradation in Agricultural Areas (LANDCON 1010) Xi'an China 13-14 oct 2010