

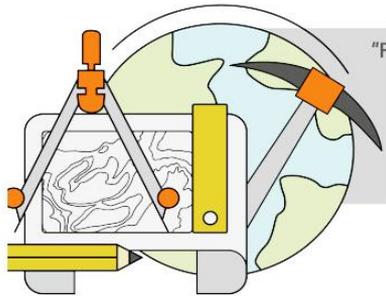


CONSIGLIO NAZIONALE
DEI GEOLOGI



***“RUOLO, COMPETENZE E RESPONSABILITÀ PROFESSIONALI DEL PROGETTISTA GEOLOGO
EVOLUZIONE NORMATIVA E ASPETTI PROGETTUALI”***

LA PROGETTAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA



Roma, 25 novembre 2021

Eros Aiello



INDICE

| | pag. |
|--|------|
| Normativa e competenze professionali | 3 |
| Flash sulle NTC18 | 20 |
| Azione sismica | 42 |
| Indagini di supporto alla progettazione geologica e geotecnica: | 77 |
| -indagini in sito | 78 |
| -analisi | 97 |
| -parametri: | 127 |
| caratteristici – di progetto | 150 |
| Progettazione geologica nell’Ambito Territoriale Significativo (ATS) | 174 |
| Progettazione geotecnica – caratterizzazione geotecnica per il | |
| Modello geotecnico | 188 |
| Quali parametri per quali problemi geotecnici e quali casi si presentano | 207 |
| Progettazione geologica e geotecnica ai fini sismici | 219 |
| Liquefazione | 256 |
| RSL rigorosa 1D con esempio di calcolo tramite Rexel e STRATA | 285 |

GERARCHIA DELLE FONTI DI PRODUZIONE



COSTITUZIONE

• La Costituzione della Repubblica italiana è la legge fondamentale dello Stato italiano. Essa fu approvata dall'Assemblea Costituente il 22 dicembre 1947 e promulgata dal capo provvisorio dello Stato Enrico De Nicola il 27 dicembre 1947. Fu pubblicata nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 298, edizione straordinaria, del 27 dicembre 1947 ed entrò in vigore il 1° gennaio 1948. Essa si compone di 139 articoli e di XVIII disposizioni di attuazione. Negli artt. 1 – 12 sono illustrati i principi fondamentali su cui è costruito l'impianto costituzionale, nella parte prima, artt. 13 – 54, sono disciplinati i diritti e i doveri dei cittadini e nella parte seconda, artt. 55 – 139, è disciplinato l'ordinamento della repubblica.

LEGGI COSTITUZIONALI

• Le leggi costituzionali modificano la costituzione (leggi di revisione costituzionale) o disciplinano argomenti di rango costituzionale. Esse sono emanate per mezzo della "c.d." procedura aggravata che prevede una maggioranza qualificata e una doppia approvazione nei due rami del parlamento.

REGOLAMENTI DELL'UNIONE EUROPEA

• I regolamenti dell'Unione Europea, emanati dal Consiglio su proposta della Commissione europea sentito il parere del Parlamento europeo, sono atti normativi obbligatori, con portata generale, che devono trovare immediata e diretta applicazione in ciascuno degli stati membri, senza bisogno di alcun atto di recepimento da parte degli stati stessi.

LEGGI FORMALI

• Le leggi ordinarie emanate dal Parlamento assumono anche il nome di leggi formali per essere meglio distinte dai decreti emanati dal Governo che assumono il nome di leggi materiali.
• Le leggi ordinarie sono emanate attraverso un iter rigidamente disciplinato nella Costituzione e nei regolamenti delle due Camere.

LEGGI SOSTANZIALI O MATERIALI

• In particolarissime circostanze il Governo può emanare i decreti legge oppure i decreti legislativi che sono appunto detti leggi materiali perché introducono nell'ordinamento giuridico atti normativi dello stesso rango delle leggi ordinarie, pur non avendo la natura di leggi e non rivestendone la forma.

DIRETTIVE DELL'UNIONE EUROPEA

• Sono fonti comunitarie che non sono direttamente rivolte ai cittadini europei, ma sono rivolte agli stati membri che dovranno tradurle in atti normativi interni, perché possano trovare efficacia.

LEGGI REGIONALI

• Sono gli atti normativi emanati dalle regioni. Sono fonti di primo grado, la cui efficacia è limitata al territorio delle singole regioni. Possono essere emanate liberamente nelle materie che la Costituzione (art. 117) non riserva esclusivamente alla competenza dello Stato (politica estera, difesa, ordine pubblico, giurisdizione, norme generali sull'istruzione, ecc.). nelle materie di legislazione concorrente (tutela della salute, formazione professionale, tutela e sicurezza del lavoro, sport, ecc.) spetta allo stato la determinazione dei principi fondamentali ai quali le singole regioni non potranno in alcun modo derogare.

REGOLAMENTI GOVERNATIVI

• Sono gli atti normativi attraverso i quali il Governo dà esecuzione alle leggi emanate dal Parlamento (costituiscono le "c.d." fonti di secondo grado). Il regolamento, esplicazione del Potere esecutivo, consente di dare attuazione alle leggi che, per loro natura, sono generali ed astratte. Essi contengono quindi disposizioni molto dettagliate che entrano nello specifico indicando concretamente i comportamenti che, nei vari casi, devono essere adottati dai cittadini. Possono distinguersi in tre categorie:
• Regolamenti di esecuzione – contengono norme di dettaglio dirette a dare esecuzione alla legge.
• Regolamenti indipendenti – sono emanati autonomamente dal Governo per regolamentare materie non disciplinate dalla legge.
• Regolamenti di organizzazione – disciplinano l'organizzazione interna degli uffici della Pubblica amministrazione

USI O CONSUETUDINI

• Essi costituiscono l'unico tipo di fonte non scritta presente nel nostro ordinamento. Consistono nella costante ripetizione nel tempo, da parte di tutti i consociati, di un determinato comportamento (elemento materiale) accompagnato dal convincimento che il comportamento costantemente ripetuto sia obbligatorio per effetto di una norma giuridica vigente (elemento psicologico).

LA "GERARCHIA" DELLA NORMATIVA ITALIANA



I livelli della normativa

La legislazione nazionale è ordinata secondo una precisa gerarchia:

0) COSTITUZIONE ITALIANA

DIRETTIVE E REGOLAMENTI UE

1) NORME DI PRIMO LIVELLO

(Disposizioni legislative)

1. Legge
2. D.P.R. - Decreto del Presidente della Repubblica
3. D.Lgs. - Decreto Legislativo
4. D.L. - Decreto Legge (emanato dal Governo -temporaneo: decade dopo 60 gg se non convertito in Legge - emanato solo per questioni a carattere di urgenza)

**D.P.R. 328/01
sulle professioni**

2) NORME DI SECONDO LIVELLO **(Disposizioni regolamentari)**

1. D.M. - Decreto Ministeriale (Emanato dai Vari Ministeri)
2. D.P.C.M. - Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri
3. D.C.I. - Delibera Comitato Interministeriale

← (D.M.17.01.'18)-NTC2018

3) NORME DI TERZO LIVELLO

1. Circolari **← Circolare n. 7/19-Istruzioni per l'applicazione delle NTC 18**
2. Interpretazioni
3. Ordinanze

Il raccordo/coordinamento di leggi promulgate in tempi diversi è strutturato con le seguenti regole fondamentali:

- una norma successiva di grado inferiore non può modificare una norma precedente di grado superiore;
- tra norme di pari efficacia quelle successive abrogano ed integrano quelle precedenti.

Le Leggi Ordinarie vengono promulgate dal Presidente della Repubblica previa approvazione dei due rami del Parlamento.

I Decreti Legislativi, adottati dal Governo su delega del Parlamento, sono atti normativi aventi efficacia di leggi formali.

ALBERO DELLE GERARCHIE DELLE NORME DI INTERESSE PER L'ATTIVITA' PROFESSIONALE



D.P.R. 328/01

(Attività professionali)

Disposizione legislativa

I Livello



D.M. 17.01.2018

(NTC 18)

Disposizione regolamentare

II Livello



Circolare esplicativa n.7/ 2019

III Livello

Il Progettista - Nella fase progettuale delle opere pubbliche sono previste diverse figure professionali:

- *il Responsabile Unico del Procedimento (RUP)*;
- *i Progettisti (e non uno solo)*, con un coordinatore;
- *i Soggetti Verificatori*.

Pertanto, il termine **progettista** deve essere interpretato in senso più ampio di quello che emerge dalle NTC poichè, in caso contrario **si entrerebbe in contrasto con il sovraordinato D.P.R. 328/01** (v. oltre) e, quindi, si rovescerebbe il **principio di gerarchia delle fonti**:

D.P.R. 328/01

gerarchicamente preminente su

D.M. 17.01.2018 – NTC 18

e Circolare esplicativa n.7/19



Il geologo progettista:

- D.P.R. 328/01
- sentenza CDS 21/04/2016
- sentenza n. 1036 del 21 giugno 2018, TAR Puglia
- Linee Guida ANAC 1/2016



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Dipartimento per le infrastrutture, i sistemi informativi e statistici

Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche

Circ. D.G. Dighe 18 marzo 2019, n. 6660 – Procedura - rev. 0 - Marzo 2019

VERIFICHE SISMICHE DELLE GRANDI DIGHE, DEGLI SCARICHI E DELLE OPERE COMPLEMENTARI E ACCESSORIE

I.3. DEFINIZIONI

Progettista: *tecnico autore delle verifiche sismiche*. Nel caso che le verifiche siano condotte da un gruppo di tecnici (p. es. **ingegneri** e **geologi**, ciascuno per gli aspetti di propria competenza professionale), **si intende un tecnico abilitato responsabile della prestazione nel suo complesso**.



ANAC

Autorità Nazionale Anticorruzione

Richiesta parere

L'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bolzano ha chiesto un parere ad ANAC con oggetto: "Affidamento a geologi di incarichi di progettazione, direzione lavori, misura e contabilità lavori, collaudo".

Detto Ordine ha chiesto se sia legittima la procedura di affidamento di servizi di ingegneria e architettura che preveda la partecipazione di **geologi** ed in cui l'oggetto della prestazione siano la progettazione nei tre livelli previsti, direzione lavori, misura e contabilità lavori e collaudo di costruzioni, di opere di ritenuta e di difesa (barriere e reti paramassi, valli, muri, gabbionate, ecc.). In particolare, ha sottoposto all'attenzione dell'Autorità la procedura con la quale è stato previsto **l'affidamento a un professionista-geologo della progettazione esecutiva e della direzione dei lavori di due barriere paramassi, con contestuale affidamento a un ingegnere della parte di progettazione e direzione lavori relativa agli ancoraggi della barriera paramassi al suolo.**



Secondo le indicazioni contenute nelle linee guida dell'ANAC, la professionalità del geologo si inserisce tra i servizi di progettazione, unitamente alle professionalità di ingegneri e architetti, fermo restando che le attività richieste nei bandi di gara, secondo valutazioni di merito di competenza delle amministrazioni aggiudicatrici, devono comunque essere quelle previste dall'ordinamento professionale di riferimento (art 41, D.P.R 328/2001; art. 3 L. 112/1963). A tale riguardo, si segnala che ai sensi dell'art. 41, comma 1 D.P.R 328/2001 formano oggetto dell'attività professionale di geologo, tra le altre, «le attività implicanti assunzioni di responsabilità di programmazione e di progettazione degli interventi geologici e di coordinamento tecnico-gestionale», tra le quali sono ricomprese anche le attività di «programmazione e progettazione degli interventi geologici strutturali e non strutturali, compreso l'eventuale relativo coordinamento di strutture tecnico gestionali».

Pertanto, alla luce della normativa professionale richiamata e delle linee guida n. 1/2016, modificate nel 2017, appare legittima una procedura come quella sottoposta all'esame dell'Autorità (delibera GM. di Lana n. 567 del 12.12.2017) nella quale al geologo è stata affidata la progettazione esecutiva e la direzione dei lavori di due barriere paramassi, con contestuale affidamento a un ingegnere della parte di progettazione e di direzione dei lavori relativa agli ancoraggi della barriera paramassi al suolo.

IL GEOLOGO E' PROGETTISTA

(Attività professionali)

1. Formano oggetto dell'attività professionale degli iscritti nella sezione A, ai sensi e per gli effetti di cui all'articolo 1, comma 2, restando immutate le riserve e attribuzioni già stabilite dalla vigente normativa, oltre alle attività indicate nel comma 2, **in particolare le attività implicanti assunzioni di responsabilità di programmazione e di progettazione degli interventi geologici e di coordinamento tecnico-gestionale, nonché le competenze in materia di analisi, gestione, sintesi ed elaborazione dei dati relativi alle seguenti attività, anche mediante l'uso di metodologie innovative o sperimentali:**

- a. il rilevamento e la elaborazione di cartografie geologiche, tematiche, specialistiche e derivate, il telerilevamento, con particolare riferimento alle problematiche geologiche e ambientali, anche rappresentate a mezzo "Geographic Information System" (GIS);
- b. **l'individuazione e la valutazione delle pericolosità geologiche e ambientali;** l'analisi, prevenzione e mitigazione dei rischi geologici e ambientali con relativa redazione degli strumenti cartografici specifici, **la programmazione e progettazione degli interventi geologici strutturali e non strutturali, compreso l'eventuale relativo coordinamento di strutture tecnico gestionali;**
- c. **le indagini geognostiche e l'esplorazione del sottosuolo** anche con metodi geofisici; le indagini e consulenze geologiche ai fini della relazione geologica per le opere di ingegneria civile mediante la costruzione del modello geologico-tecnico; **la programmazione e progettazione degli interventi geologici e la direzione dei lavori relativi, finalizzati alla redazione della relazione geologica;**

- d. **il reperimento, la valutazione e gestione delle georisorse, comprese quelle idriche**, e dei geomateriali d'interesse industriale e commerciale compresa la relativa programmazione, progettazione e direzione dei lavori; l'analisi, la gestione e il recupero dei siti estrattivi dimessi;
- e. **le indagini e la relazione geotecnica**; 
- f. la valutazione e prevenzione del degrado dei beni culturali ed ambientali per gli aspetti geologici, e le attività geologiche relative alla loro conservazione;
- g. **la geologia applicata alla pianificazione per la valutazione e per la riduzione dei rischi geoambientali compreso quello sismico**, con le relative procedure di qualificazione e valutazione; **l'analisi e la modellazione dei sistemi relativi ai processi geoambientali** e la costruzione degli strumenti geologici per la pianificazione territoriale e urbanistica ambientale delle georisorse e le relative misure di salvaguardia, nonché per la tutela, la gestione e il recupero delle risorse ambientali; la gestione dei predetti strumenti di pianificazione. programmazione e progettazione degli interventi geologici e il coordinamento di strutture tecnico-gestionali;
- h. gli studi d'impatto ambientali per la Valutazione d'Impatto Ambientale (VIA) e per la Valutazione Ambientale Strategica (VAS) limitatamente agli aspetti geologici;

- i. i rilievi geodetici, topografici, oceanografici ed atmosferici, ivi compresi i rilievi ed i parametri meteo-climatici caratterizzanti e la dinamica dei litorali; il Telerilevamento e i Sistemi Informativi Territoriali (SIT);
- l. **le analisi, la caratterizzazione fisico-meccanica e la certificazione dei materiali geologici;**
- m. le indagini geopedologiche e le relative elaborazioni finalizzate a valutazioni di uso del territorio;
- n. le analisi geologiche, idrogeologiche, geochimiche delle componenti ambientali relative alla esposizione e vulnerabilità a fattori inquinanti e ai rischi conseguenti; l'individuazione e la definizione degli interventi di mitigazione dei rischi;
- o. il coordinamento della sicurezza nei cantieri temporanei e mobili limitatamente agli aspetti geologici;
- p. **la funzione di Direttore responsabile in tutte le attività estrattive a cielo aperto, in sotterraneo, in mare;**
- q. **le indagini** e ricerche paleontologiche, petrografiche, mineralogiche, sedimentologiche, geopedologiche, **geotecniche** e geochimiche;
- r. **la funzione di Direttore e Garante di laboratori geotecnici;**
- s. le attività di ricerca.

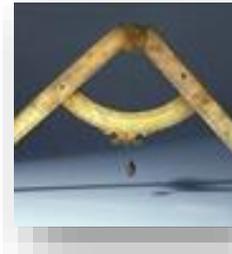
IL GEOTECNICO ?



K. Terzaghi:
La geotecnica nasce da un'incursione dell'ingegneria nel campo della geologia.



GEOTECNICA



C. Cestelli Guidi:
La geotecnica mentre all'origine aveva il carattere di una avventura delle scienze delle Costruzioni nel campo della Geologia, poi è andata assumendo una propria fisionomia via via sempre più spiccata, ma è anche vero che mai potrà essere disconosciuta la matrice comune.

THEORETICAL
SOIL MECHANICS

By
KARL TERZAGHI

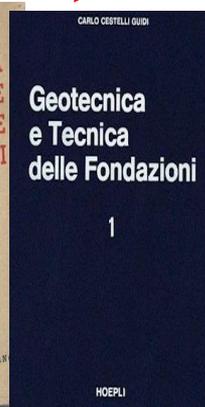
SOIL MECHANICS
IN ENGINEERING
PRACTICE

THIRD EDITION

Karl Terzaghi
Ralph B. Peck
Cholamreza Mesri

London: CHAPMAN AND HALL, Limited
JOHN WILEY AND SONS, INC.
NEW YORK

WILEY



**Confusione “chirurgica” tra i termini:
Geotecnica e Ingegneria geotecnica
intesi “pro parte” come sinonimi**

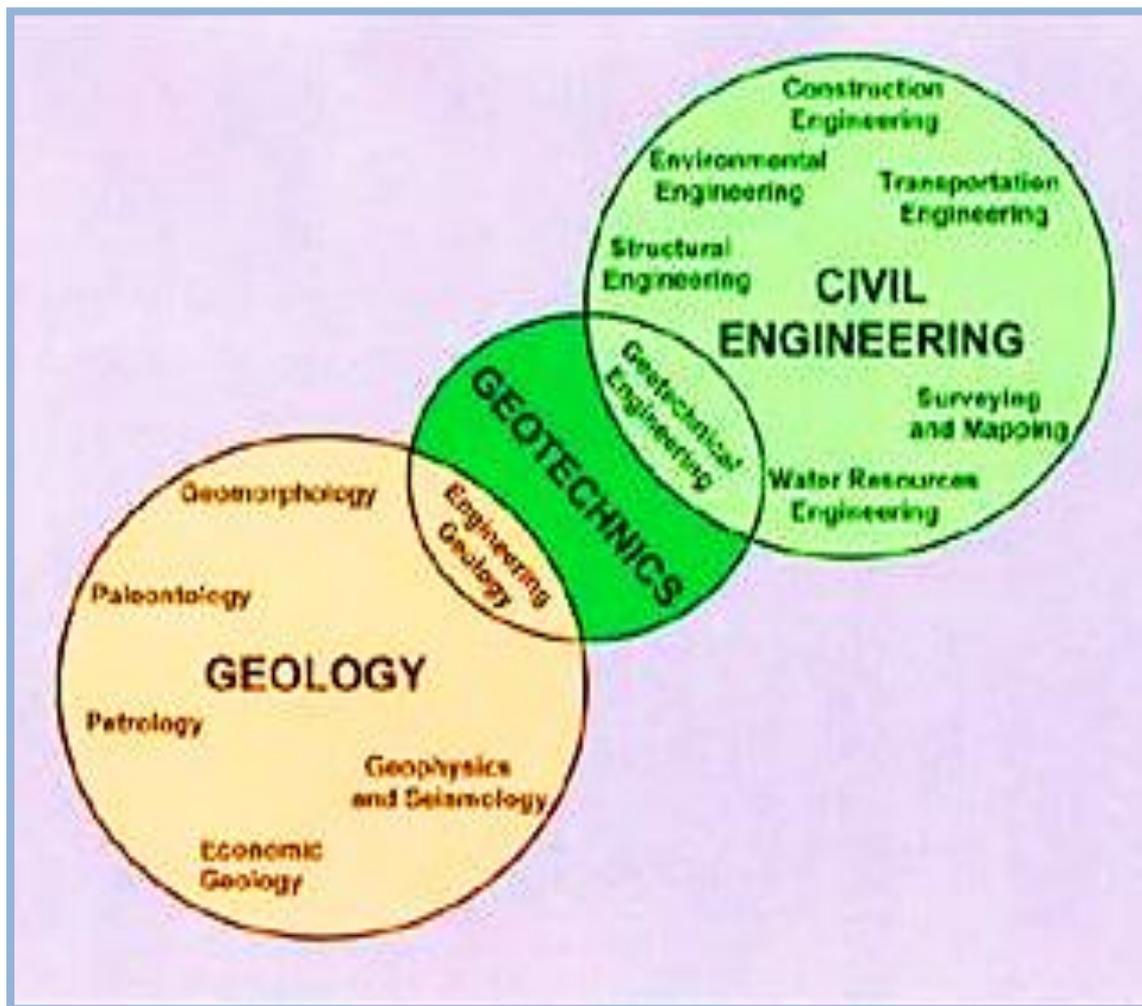
La **Geotecnica** è la disciplina che studia la **meccanica delle terre** e la **meccanica delle rocce e la loro applicazione nelle opere di ingegneria** ed è **materia concorrente tra ingegneri e geologi**

L’Ingegneria geotecnica è la disciplina che, sulla scorta della **geologia** e della **geotecnica**, si occupa delle **verifiche strutturali geotecniche degli interventi che interessano il sottosuolo** (*fondazioni, opere di sostegno, scavi, rilevati, gallerie, palificazioni, paratie, consolidamenti di pendii, tiranti ed ancoraggi, cassoni, nuove edificazioni in pendio, vasche interrato, opere in terra rinforzata, argini fluviali, dighe in terra, ecc.*).

L’ingegneria geotecnica, dunque, per sua natura deve sempre interfacciarsi con la progettazione delle sovrastrutture e deve misurarsi con le **condizioni presenti al contorno**.

Le competenze richieste all'ingegnere geotecnico sono condivise con altre discipline, quali la **geologia**, **l’ingegneria strutturale**, **l’ingegneria idraulica**, **l’ingegneria dei trasporti**, **l’ingegneria sismica** e la **fisica**.

La **progettazione e la direzione lavori** di tali opere sono **di competenza dell’ingegnere geotecnico**, coadiuvato ovviamente dagli altri specialisti sopra menzionati.



La confusione tra i termini
Geotecnica e **Ingegneria geotecnica**
 è sempre strumentale, soprattutto quando si citano,
 a sostegno di tale mistificazione,
 le Classi di insegnamento accademico (**GEO/05** e **ICAR/07**).

IL GEOTECNICO DUNQUE CHI E'?



Ingegnere

o

Geologo

Per diverse
sentenze negli
anni del
Consiglio di Stato



Entrambi



Per diversi
pronunciamenti
dei T.A.R. in
materia

Per l'insegnamento
della geotecnica nei
Corsi di Laurea in
Scienze della Terra

-PER IL D.P.R. 328/01
-PER IL DOCUMENTO CONGIUNTO CNG – CNI
inviato al
Servizio Tecnico Centrale
Ministero dei Lavori Pubblici
aprile 2013

COMPETENZE PROFESSIONALI



GEOLOGO



Aspetti di sito*

- **AMBITO TERRITORIALE SIGNIFICATIVO (ATS) §**

- **Ambito Geomorfologico Significativo (AGS)**

- **Modello Geologico di Riferimento (MGR):** Geologia, Geomorfologia ed Idrogeologia di dettaglio progettuale, con parametri nominali delle Unità, pericolosità geologica, **sismica**, idraulica, vulcanica e relative Fattibilità nella Relazione Geologica, **che è parte essenziale della progettazione geologica.**



GEOTECNICO



Volume significativo**

- Relazione Geotecnica

- Modellazione Sismica (già contenuta nella Relazione Geologica, per le analisi di stabilità dei versanti)



ING. GEOTECNICO



Calcoli strutturali***

*** Esclusiva competenza del Geologo**

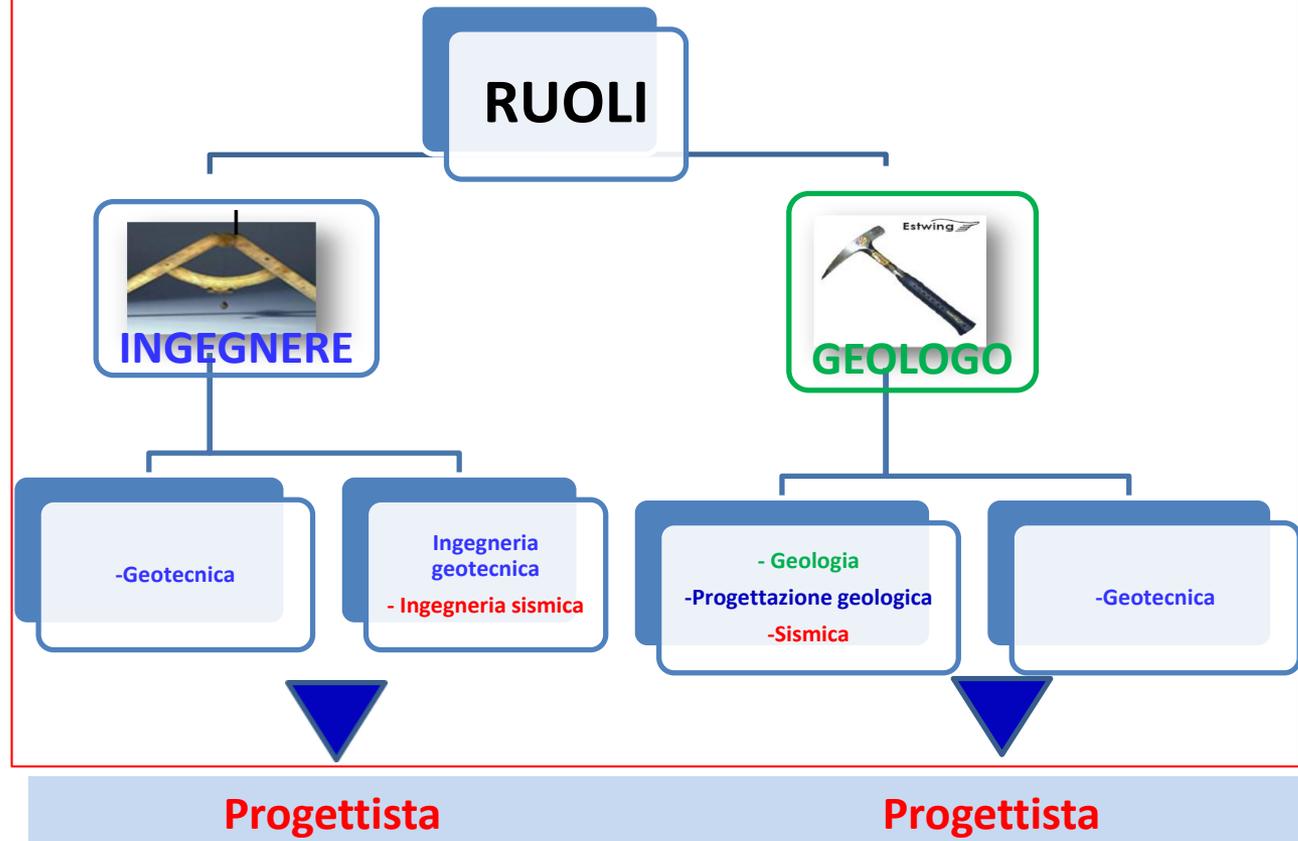
**** Materia concorrente (Geologo – Ingegnere)**

***** Esclusiva competenza dell'Ingegnere**

§ Geologo che coordina diverse figure professionali

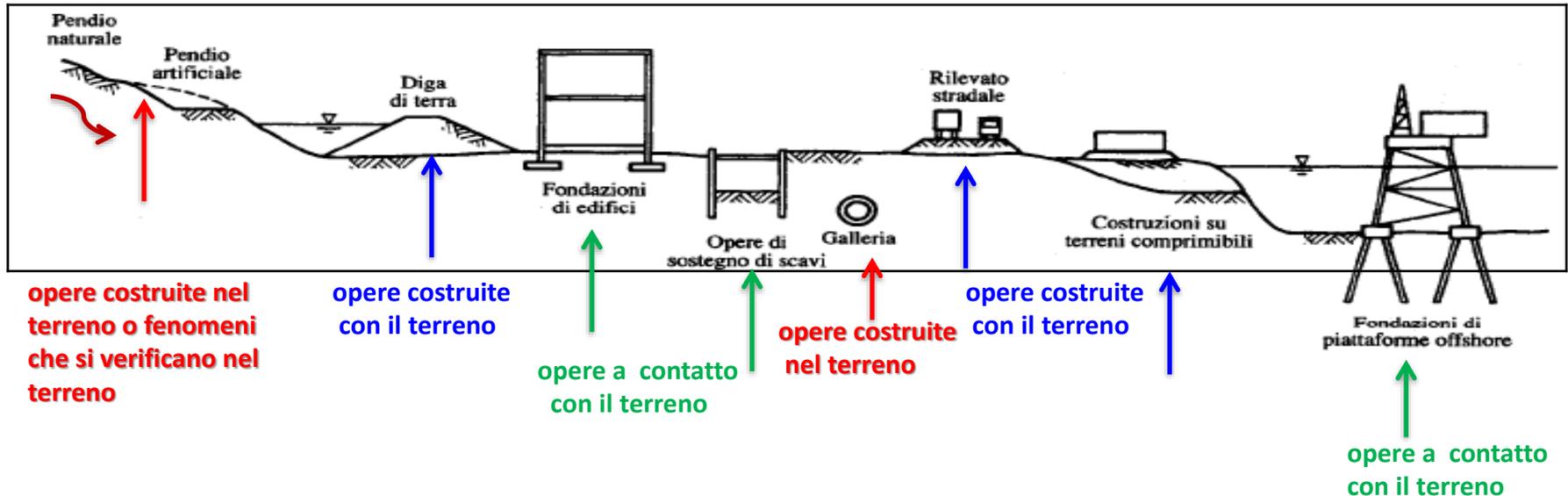
L'attribuzione delle competenze per Legge è determinante, ma la competenza specifica per esercitare è fondamentale!

LA GEOTECNICA NON E' MATERIA CHE SI POSSA IMPROVVISARE



CAMPI DI ATTIVITA' PER LA PROGETTAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

- opere a contatto con il terreno : Fondazioni, opere di sostegno, etc .
- opere costruite nel terreno o fenomeni che si verificano nel terreno: Gallerie, scavi, frane, etc.
- opere costruite con il terreno : Argini, rilevati, colmate, dighe, etc.



PER LA PROGRAMMAZIONE DELLE INDAGINI E' INDISPENSABILE TENERE BEN PRESENTI LE PROBLEMATICHE DA AFFRONTARE ED IL TIPO DI TERRENO.

SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (NTC18) - I

PRINCIPI FONDAMENTALI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle NTC 2018.

La **sicurezza e le prestazioni di un'opera** o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli Stati limite che si possono verificare durante la Vita nominale di progetto^o.

Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze di seguito elencate.

(SL = Frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità)

^o La **vita nominale di progetto** di un'opera strutturale **VN** è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (v. 2.2.4). **La VN di progetto è legata al livello di prestazione che si vuole ottenere per l'opera (Tab.2.4.1)**

In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- **sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)**: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone, o comportare la perdita di beni, o provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;

- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)**: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

- **sicurezza antincendio**: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;

- **durabilità**: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;

- **robustezza**: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo (SLU) ha carattere irreversibile.

Il superamento di uno stato limite di esercizio (SLE) può avere carattere reversibile o irreversibile.

Ndr: Il superamento di uno stato limite di esercizio (SLE) ha carattere **reversibile** nel caso che si esamini una situazione in cui la **deformazione o il danno cessino con l'estinguersi della causa** che ha determinato il superamento dello stato limite. **Se**, pur non avendosi il collasso, **l'opera subisce lesioni tali da renderla inutilizzabile**, in quest'ultimo caso siamo in presenza di **danni irreversibili** o di deformazioni permanenti inaccettabili. Ad esempio, *nel caso di una fondazione superficiale ciò può verificarsi quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.*

Opere esistenti

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi (SLU). Maggiori dettagli sono dati nel Cap.8 delle NTC 18.

CIRCOLARE C2

Il metodo di riferimento per la verifica della sicurezza è quello semiprobabilistico agli Stati Limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali. Ovviamente, nel caso di valutazioni di sicurezza di strutture esistenti, laddove si ricorra al "progetto simulato" è ammesso il ricorso ai metodi di verifica previsti all'epoca del progetto originario.

Ndr: Progetto simulato: "Serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale o le caratteristiche dei collegamenti. Deve essere eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione."

SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE- II

Le NTC 2018 prevedono, **per la definizione del grado di sicurezza delle costruzioni**, un **approccio di tipo semiprobabilistico, o di primo livello**, adottando i

Coefficienti parziali di sicurezza (γF) ed il concetto di **Stato Limite (SL)** (frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità)

Stati limite in generale:

SLU: stati limite ultimi, al limite tra stabilità del sistema e collasso dello stesso (intera struttura o parte di essa: pilastri, travi, cerniere, fondazioni, etc.), o terreno sottostante. **Limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, senza considerare gli effetti deformativi.**

SLE: stati limite di esercizio. Riguardano le **deformazioni del terreno** dovute al peso proprio (pressione litostatica) o a forze esterne (cedimenti).



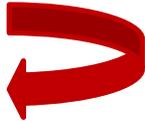
In dettaglio 

STATI LIMITE

STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali **Stati Limite Ultimi** sono :

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile;
- f) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni (**Ndr. i.e.: carico di esercizio applicato > portanza terreno di fondazione**); 
- g) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- h) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- i) instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

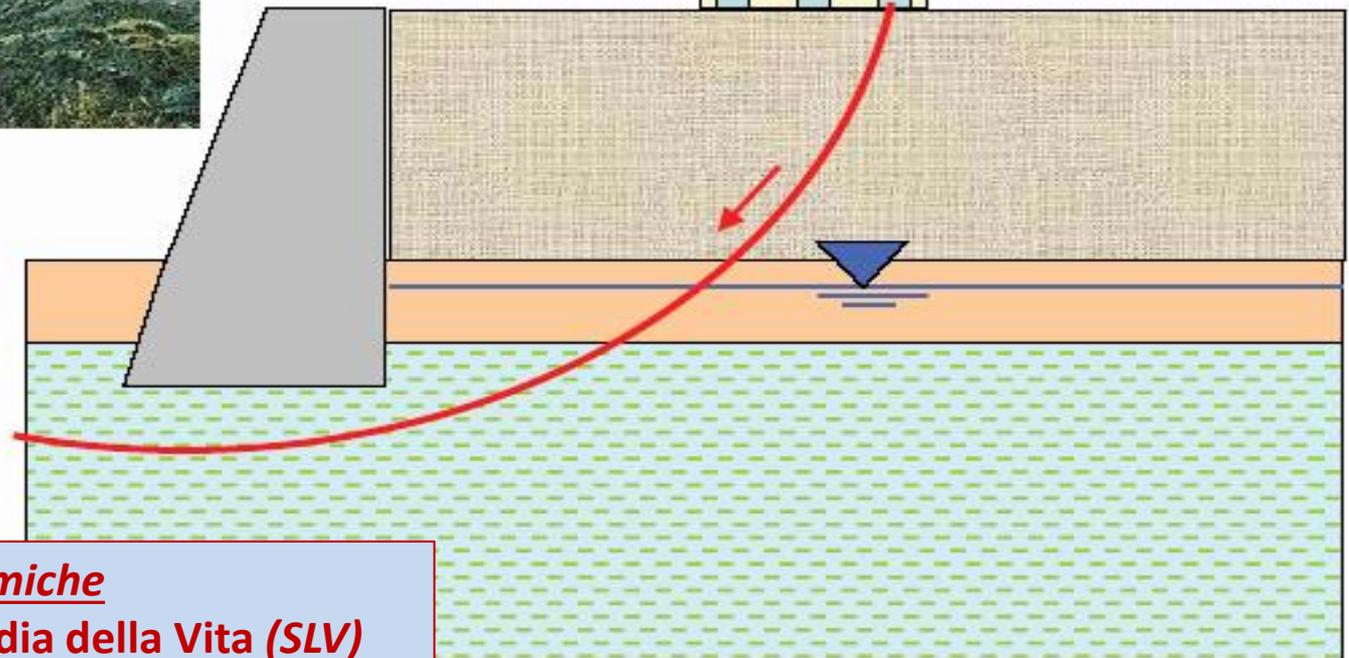
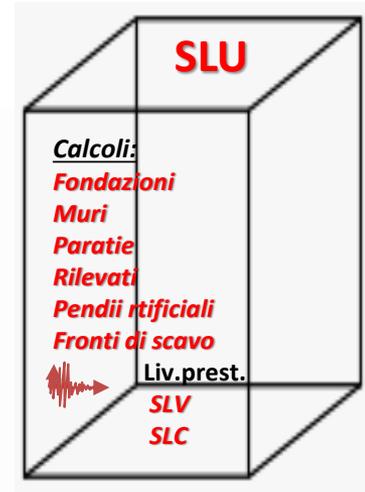
in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi comprendono : 

gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e 

gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC), come precisato nel § 3.2.1.

SLU

FONDAZIONI: stato limite ultimo



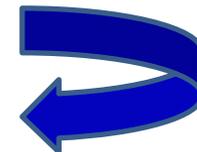
In presenza di azioni sismiche
Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali **Stati Limite di Esercizio** sono :

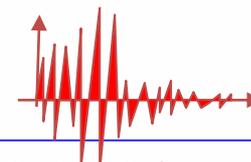
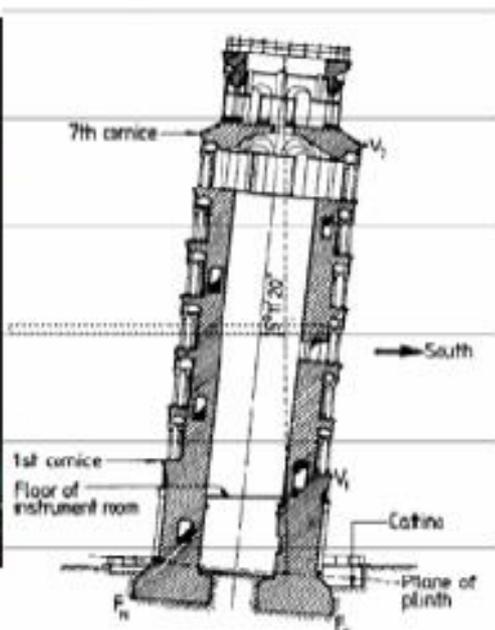
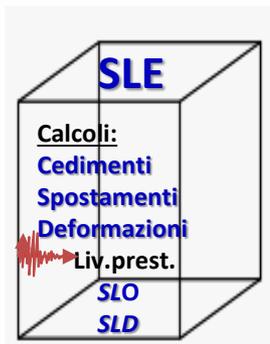
- a) danneggiamenti locali (ad es. **eccessiva fessurazione del calcestruzzo**) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) **spostamenti e deformazioni** *che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto* (**Ndr: con fondazione superficiale, quando i cedimenti > della soglia critica, si hanno delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura**) ; 
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità; **corrosione** e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.

in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD).



SLE

FONDAZIONI: stato limite di esercizio



In presenza di azioni sismiche
Stati Limite di Operatività (SLO)
Stati Limite di Danno (SLD),

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

→● La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi (SLU)** è espressa dall'equazione formale:

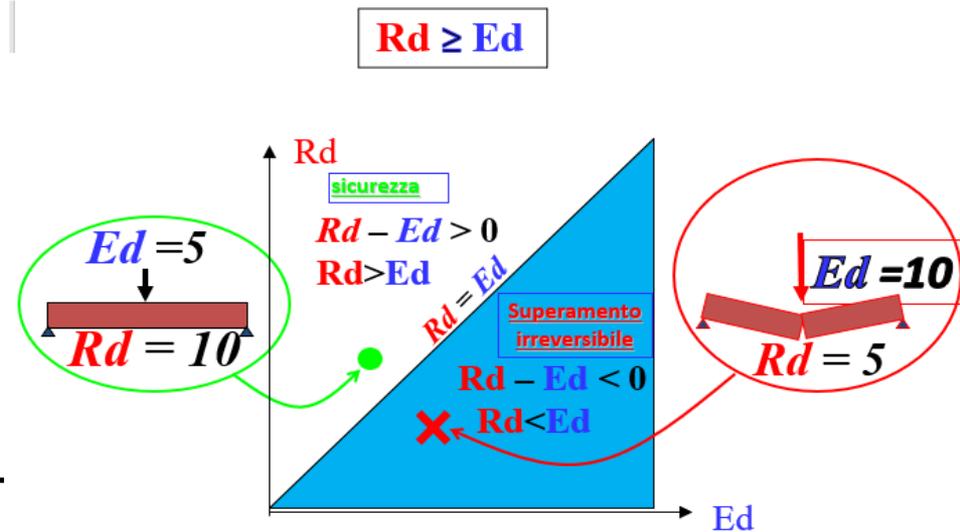
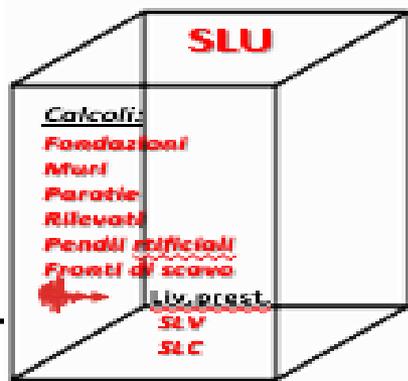
$$R_d \geq E_d \quad [2.2.1]$$

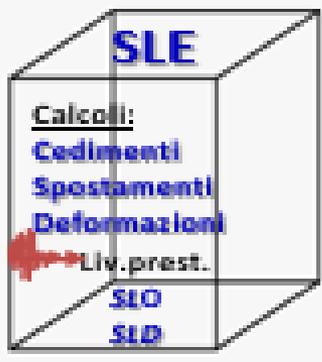
con:

R_d = CAPACITA' di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza, duttilità e/o spostamento dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate ;

E_d = valore di progetto della DOMANDA, funzione dei valori di progetto delle azioni e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate

CAPACITA' \geq DOMANDA





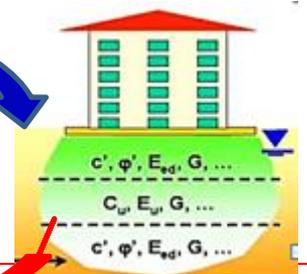
STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **Stati Limite di esercizio (SLE)** :

→ • La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il **valore limite di progetto** associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (**Cd**), con il corrispondente **valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed)**, attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d \quad [2.2.2]$$

$$C_d \geq E_d$$



con
Cd soglia di deformazione determinata dallo strutturista

Ed valore della deformazione da noi calcolata (e.g. **cedimento s** in cm o mm)

VITA NOMINALE **DI PROGETTO**, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

1) Vita Nominale di progetto VN → numero di anni di uso della struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria così come prevista in sede di progetto.

NTC18

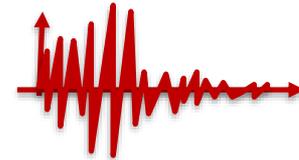
| | Tipi di costruzioni | Valori minimi di VN(anni) |
|---|---|---------------------------|
| 1 | Costruzioni temporanee e provvisorie | 10 |
| 2 | Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari | 50 |
| 3 | Costruzioni con livelli di prestazioni elevati | 100 |

NTC08

| | TIPI DI COSTRUZIONE | Vita Nominale V_N (in anni) |
|---|--|-------------------------------|
| 1 | Opere provvisorie - Opere provvisoriai - Strutture in fase costruttiva ¹ | ≤ 10 |
| 2 | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale | ≥ 50 |
| 3 | Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica | ≥ 100 |

Tab. 2.4.1 - Valori minimi della Vita nominale VN di progetto per i diversi tipi di costruzioni

In presenza di azioni sismiche



S 2) Classi d'Uso → **IV classi:**

I I II III IV

S 3) Coefficiente d'uso C_u (0,7 – 1,0 – 1,5 – 2,0)

M 4) Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = VN * C_U$

A Circolare : «Se $V_R < 35$ anni, si assume $V_R = 35$ anni»

AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le **verifiche agli stati limite** devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche agli **stati limite ultimi** si distinguono i seguenti stati limite:

- ● **EQU** - stato limite di equilibrio come corpo rigido.
- ● **STR** - stato limite di resistenza della struttura, compresi gli elementi di fondazione.
- ● **GEO** - stato limite di resistenza del terreno.

Stati limite ultimi di tipo idraulico :

- ● **UPL** - perdita di equilibrio del terreno o della struttura **per la sottospinta dell'acqua**
- ● **HYD** - erosione e sifonamento del terreno dovuto ai gradienti idraulici.

SINTESI DEL SIGNIFICATO DEGLI **SLU** :

EQU: (S.L. “**di Equilibrio**” come corpo rigido, *Torri, antenne, ciminiere*).

UPL: (S.L. “**di Sollevamento**”) perdita di equilibrio dovuta al sollevamento causato dalla pressione dell’acqua o da altre azioni verticali.

HYD: (S.L. “**per Gradienti Idraulici**”) collasso dovuto a gradienti idraulici.

STR: (S.L. “**di resistenza della struttura**”, compresi gli elementi di fondazione).

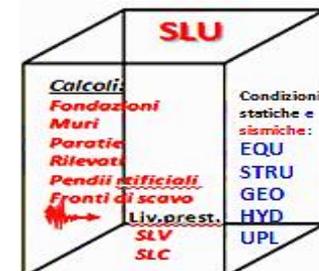
GEO: (S.L. “**di resistenza del terreno**”). Comprende anche la perdita dell’equilibrio del terreno o dell’insieme terreno – struttura (ex **EQU**).

La verifica della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di resistenza si ottiene tramite l’equazione formale

$$R_d \geq E_d$$

R_d=resistenza di progetto;

E_d=valore di progetto dell’effetto delle azioni.

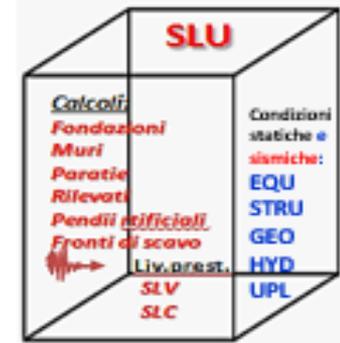


Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

| | | Coefficiente γ_F | EQU | A1 | A2 |
|--|-------------|-------------------------|-----|-----|-----|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevoli | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$ | Favorevoli | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevoli | γ_Q | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi non si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

NTC 18



-Lo stato limite per la perdita dell'equilibrio **EQU** della struttura o di una sua parte considerati come corpi rigidi, non riguarda più il terreno o l'insieme terreno-struttura, compreso adesso nelle verifiche GEO, ma tale verifica è limitata al ribaltamento di strutture fuori terra (ad esempio ciminiere, cartelloni pubblicitari, torri, ecc. rispetto ad una estremità della fondazione).

-Lo stato limite di resistenza della struttura, **STR**, che riguarda anche gli elementi di fondazione e di sostegno del terreno, è da prendersi a riferimento per tutti i **dimensionamenti strutturali**.

-Lo **stato limite di resistenza del terreno, GEO**, deve essere preso a riferimento per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e, più in generale, delle strutture che interagiscono direttamente con il terreno, oltre che per le verifiche delle opere di terra (rilevati, argini, ...), degli scavi e di stabilità globale dell'insieme terreno-struttura.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano
azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...)

le verifiche nei confronti di:

{ (STR) *stati limite ultimi strutturali*
e
(GEO) *stati limite ultimi geotecnici*



si eseguono adottando due possibili approcci progettuali,
fra loro alternativi:

APPROCCIO 1 (DA1)

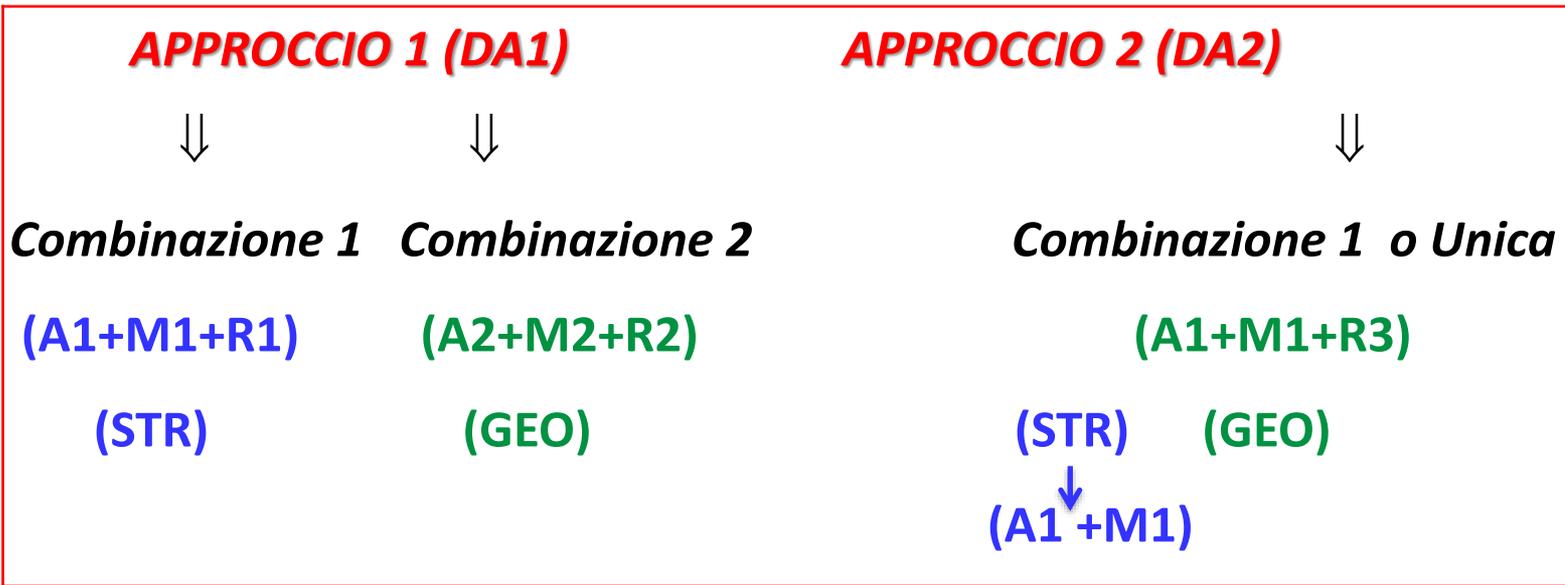
Combinazione 1 STR Combinazione 2 GEO
(A1+M1+R1) (A2+M2+R2)

APPROCCIO 2 (DA2)

Combinazione unica GEO / STR
(A1+M1+R3) (A1+M1)



In sintesi, nelle verifiche (**SLU**) nei confronti degli **stati limite ultimi strutturali (STR)** e **geotecnici (GEO)** si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali:



Le **Combinazioni** sono formate da gruppi di **coefficienti parziali γ**

con

A = Azioni γF (per i coefficienti γF v. Tab. 2.6.I) →

M = resistenza dei materiali (terreno) γM

R = Resistenza globale del sistema γR

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

| Esempio | A | (A1+M1+R3) | Azioni : | Coefficiente | Y _F | EQU | A1 | A2 |
|--|----------------|------------|----------|--------------|-----------------|-----|-------------|-----|
| | | | | | | | | |
| Carichi permanenti G ₁ | γ_{G1} | | | Favorevoli | Y _{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | | | | | | | Sfavorevoli | 1,1 |
| Carichi permanenti non strutturali G ₂ ⁽¹⁾ | γ_{G2} | | | Favorevoli | Y _{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | | | | | | | Sfavorevoli | 1,5 |
| Azioni variabili Q | γ_{Qki} | | | Favorevoli | Y _{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | | | | | | | Sfavorevoli | 1,5 |

Eliminati
STR e GEO
dalla Tab.

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del **peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;**

γ_{G2} coefficiente parziale dei **pesi propri degli elementi non strutturali;**

γ_{Qi} coefficiente parziale delle **azioni variabili.**

Nel caso in cui l'azione sia **costituita dalla spinta del terreno**, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap.6 (ndr. **"Progettazione Geotecnica"**).

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1,0$.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

A differenza delle **NTC 2008**, nelle **NTC 2018** per le verifiche della sicurezza rispetto agli **stati limite ultimi (SLU)**:

strutturale (STR) e **geotecnico (GEO)**

non è richiesta la scelta tra **Approccio 1** e **Approccio 2**

per una stessa opera e con riferimento allo stesso stato limite ultimo,

ma si privilegia, con eccezioni (*), l'Approccio 2

 **(A1+M1+R3)** 

(*) La *DA1* Combinazione 2 **(A2+M2+R2) è dedicata a:**
§ paratie, opere sotterranee e Uplift;

● **verifiche di stabilità globale della parte di sottosuolo su cui insistono le opere di fondazione e di sostegno;**

◆ **verifiche della stabilità dei fronti di scavo e dei paramenti delle opere di materiali sciolti (rilevati, argini, ture, etc.).**

COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA

G1 permanenti strutturali – G2 permanenti non strutturali- **Q variabili** – **E sismiche**

stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma G1 \times G1 + \gamma G2 \times G2 + \gamma P \times P + \gamma Q1 \times Qk1 + \gamma Q2 \times \psi 02 \times Qk2 + \gamma Q3 \times \psi 03 \times Qk3 + \dots \longrightarrow = Ed$$

(per qlim statica)

per fornire il valore di Ed nella disequazione $Ed \leq Rd$)

Combinazione fondamentale statica

stati limite di esercizio statici (SLE) irreversibili

Combinazione caratteristica rara:

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \times Qk2 + \psi 03 \times Qk3 + \dots$$

(cedimento istantaneo irreversibile)

← Si

stati limite di esercizio statici (SLE) reversibili

(cedimenti immediati):

$$G1 + G2 + P + \psi 11 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \psi 23 \times Qk3 + \dots$$

← Combinazione frequente

Si

stati limite di esercizio statici (SLE)

(cedimenti a lungo termine)

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \psi 23 \times Qk3 + \dots$$

← Combinazione quasi permanente

Sc

stati limite ultimi (qlim sismica) SLV
e di esercizio (cedimenti sismici) SLD

$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \dots$$

Combinazione sismica



Tab. 2.5J – Valori dei coefficienti di combinazione

| Categoria/Azione variabile | Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_2 |
|---|----------------------------|----------|----------|
| Categoria A - Ambienti ad uso residenziale | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria B - Uffici | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria D - Ambienti ad uso commerciale | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN) | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Categoria I – Coperture praticabili | da valutarsi caso per caso | | |
| Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...) | | | |
| Vento | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.) | 0,5 | 0,2 | 0,0 |
| Neve (a quota > 1000 m s.l.m.) | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| Variazioni termiche | 0,6 | 0,5 | 0,0 |

COMBINAZIONE DELLE AZIONI IN RELAZIONE AL TIPO DI VERIFICA (SLU-SLE) E DI APPROCCIO DI PROGETTO

| | kN |
|---|---------------------------------------|
| A1+M1+R1 (A1+M1) Combinazione fondamentale statica SLU (STR) | 1730.00 (Ed con $\gamma A1$) |
| Combinazione quasi permanente SLE (cedimenti a lungo termine) | 1162.00 (carico per sc) |
| Combinazione rara SLE | 1260.00 |
| Combinazione frequente SLE (cedimenti immediati) | 1190.00 |
| A2+M2+R2 Combinazione fondamentale statica SLU (GEO) | 1398.00 (Ed con $\gamma A2$) |
| SLO sisma | 1188.73 |
| SLD sisma | 1179.43 (cedim. sism.) |
| SLV sisma | 1243.34 (Ed con sisma) |
| SLC sisma | 1220.10 |
| Combinazione fondamentale statica SLU corpo rigido (EQU) | 1570.00 |
| Combinazione fondamentale statica SLU sollevamento (UPL) | 1570.00 |
| Combinazione fondamentale statica SLU sifonamento (HYD) | 1730.00 |



Per Approccio 2 (**A1+M1+R3**) (**GEO**) - (**A1+M1**) (**STRU**)
Verifica della sicurezza:

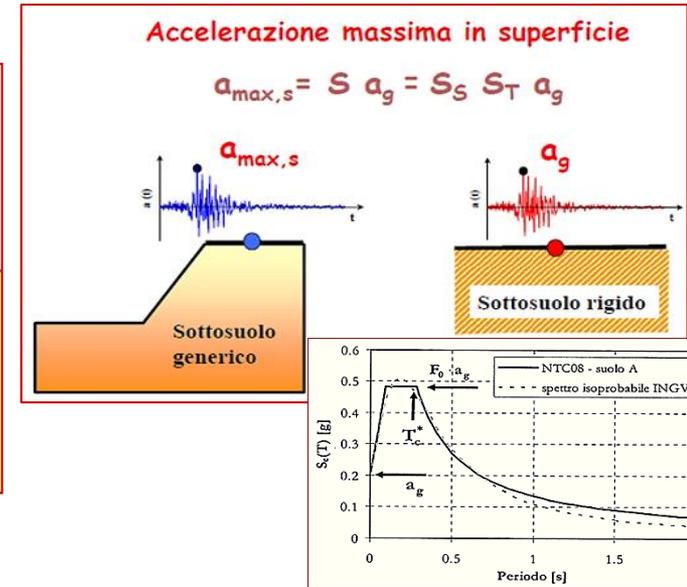
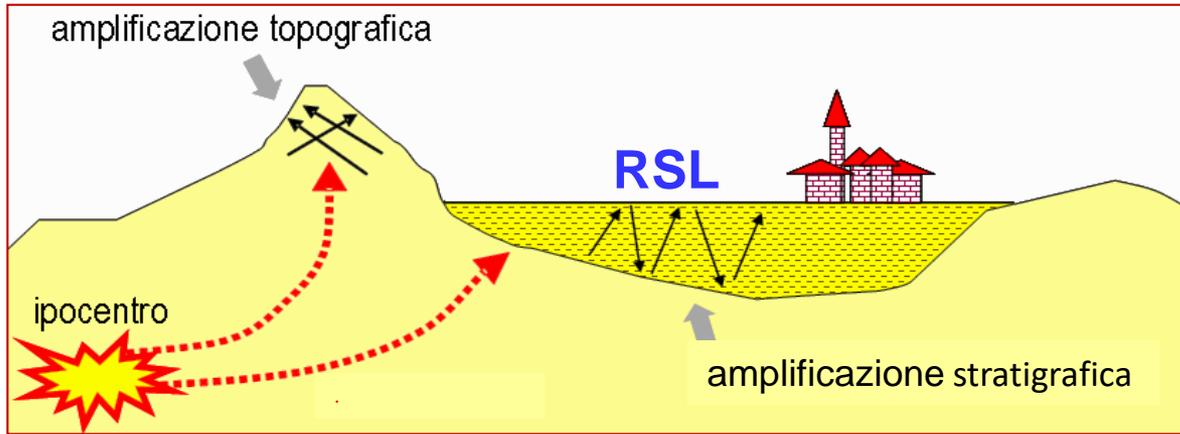
$$Ed \leq Rd$$

$$1730,0 \text{ kN} \leq Rd \text{ (ricavato da calcolo di portanza)}$$

E.Aiello CGT - unisi ricavato

AZIONE SISMICA

Le **azioni sismiche di progetto**, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “**pericolosità sismica di base**” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche **morfologiche** e **stratigrafiche** che determinano la **RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)**



La pericolosità sismica è definita in termini di:

- **ag**: accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero, su sito di referimento rigido, con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita oltre).
- **Se(T)**: ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PV_R nel periodo di riferimento $V_R (= CU * VN)$. – **Se(T) = Accelerazione spettrale.**

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR* nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

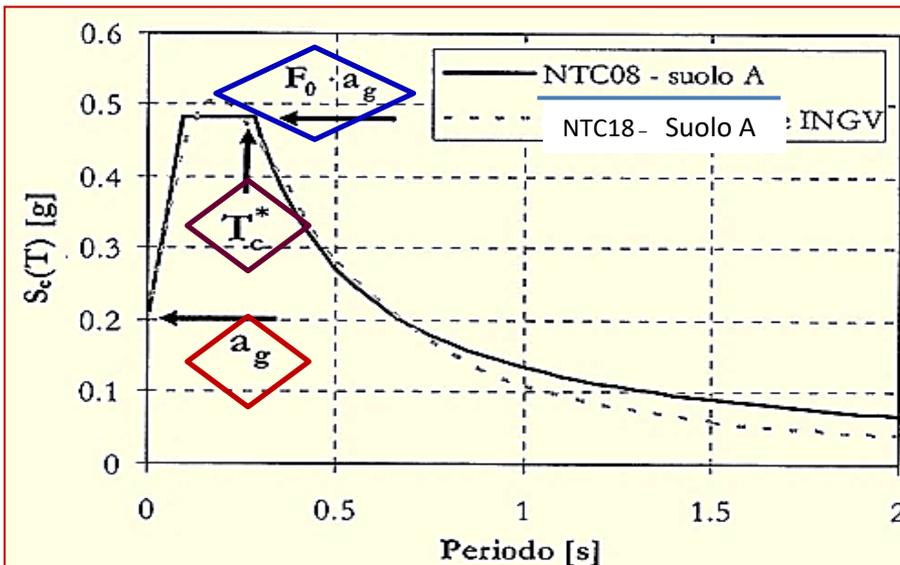
-**ag** **accelerazione orizzontale massima al sito**;

-**F₀** **valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale**.

-**T*C** **valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio (T_c) del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.** ($T_c = C_c \cdot T^*c$)

Nelle NTC la stima della pericolosità sismica (Allegati A e B - NTC 08) è basata su una griglia di 10.751 punti, ove viene fornita la terna di valori **ag**, **F₀** e **T*C** per nove distinti **periodi di ritorno T_R**

Nel caso di costruzioni di notevoli dimensioni, va considerata l'azione sismica più sfavorevole calcolata sull'intero sito ove sorge la costruzione e, ove fosse necessario, la variabilità spaziale del moto di cui al § 3.2.5.delle NTC



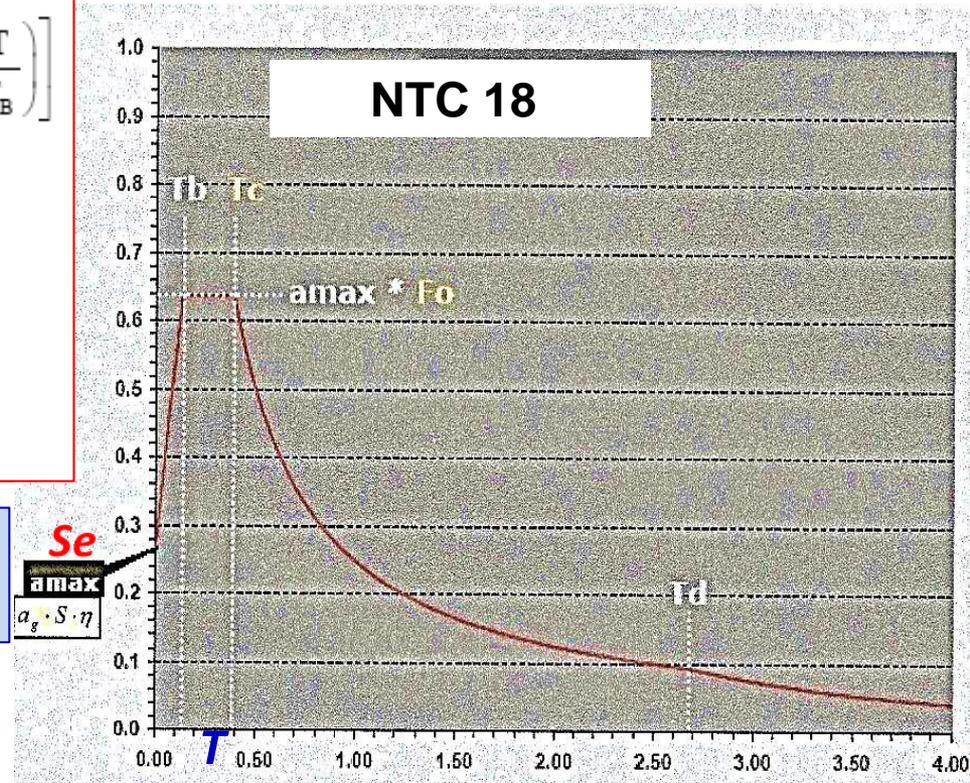
Ndr: *La probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" VR espresso in anni), in un determinato sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato, è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR .

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, ***Se***, è definito dalle espressioni seguenti:

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

Se = accelerazione spettrale orizzontale
T = periodo di vibrazione



nelle quali

T e ***Se*** sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale .

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali $\xi \neq 5\%$

Spettri di risposta elastici – componente ORIZZONTALE

NTC 2018

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$S = S_S \cdot S_T$$

Amplificazione dovuta alle caratteristiche geotecniche e topografiche del sito

η Fattore che altera lo spettro elastico per: smorzamento diverso da quello base del 5%

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

T_c Periodo corrispondente inizio tratto a velocità costante
 T_b tratto ad accelerazione costante

$$T_B = T_C / 3$$

C_c coefficiente utilizzato per definire il Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello Spetto di Risposta Elastico.

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

T^*c periodo inizio tratto a vel. costante dello spettro in accelerazione orizzontale

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

$$S_e(T) = a_g$$

$a_{max} \cdot F_0$

$S_e(T)$ = accelerazione spettrale orizzontale

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

F_0

Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2

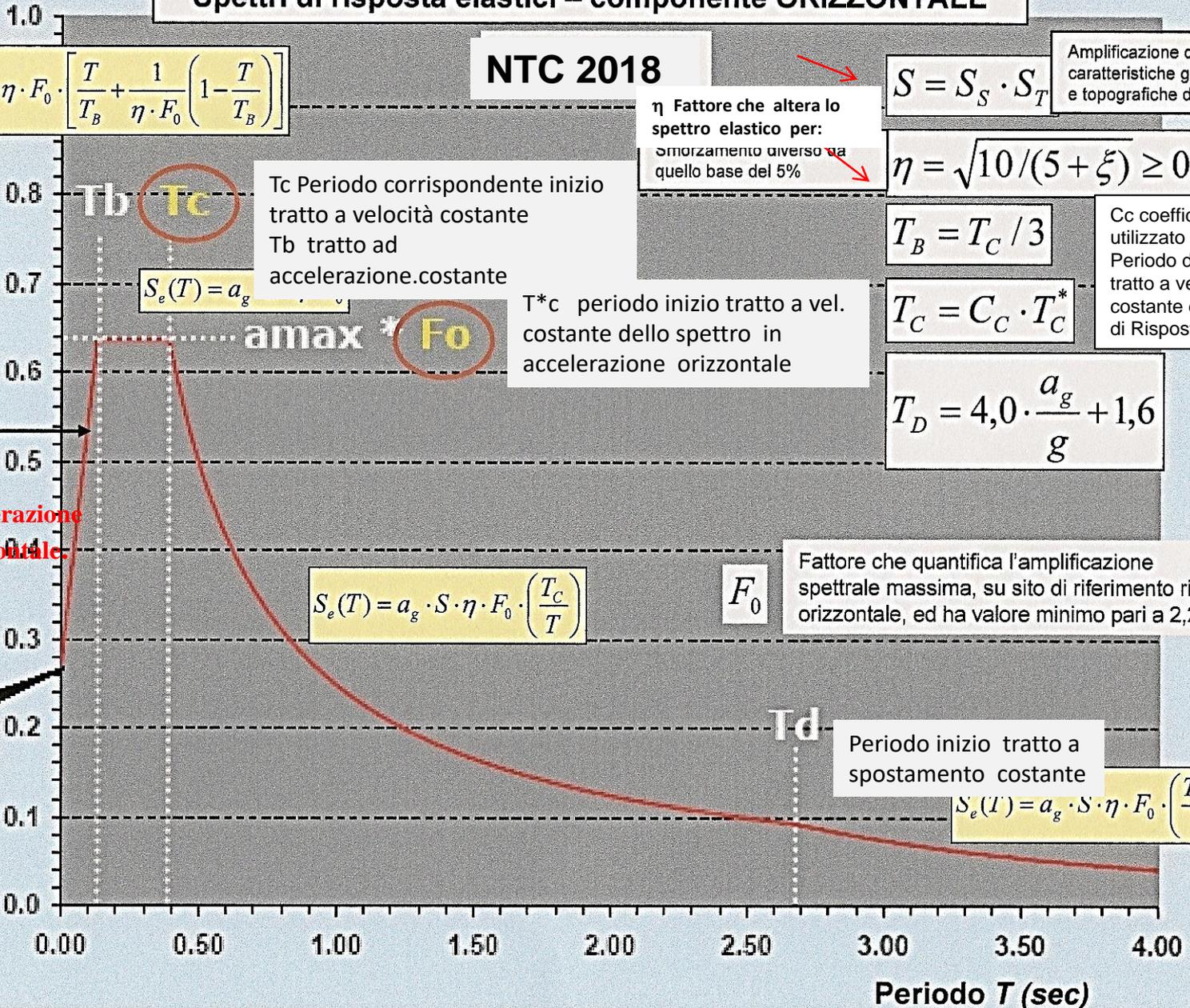
a_{max}

$$a_g \cdot S \cdot \eta$$

T_d

Periodo inizio tratto a spostamento costante

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$



PER VERIFICARE SLU E SLE

IMPIEGO DI STORIE TEMPORALI DEL MOTO DEL TERRENO

Gli **SLU** e gli **SLE** possono essere verificati mediante l'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali o naturali.

L'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici. 😞

L'uso di storie temporali del moto del terreno generate mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione è ammesso a condizione..... 😊

L'uso di storie temporali del moto del terreno naturali o registrate è ammesso a condizione 😊

..... che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione.

ANALISI LINEARE – NON LINEARE



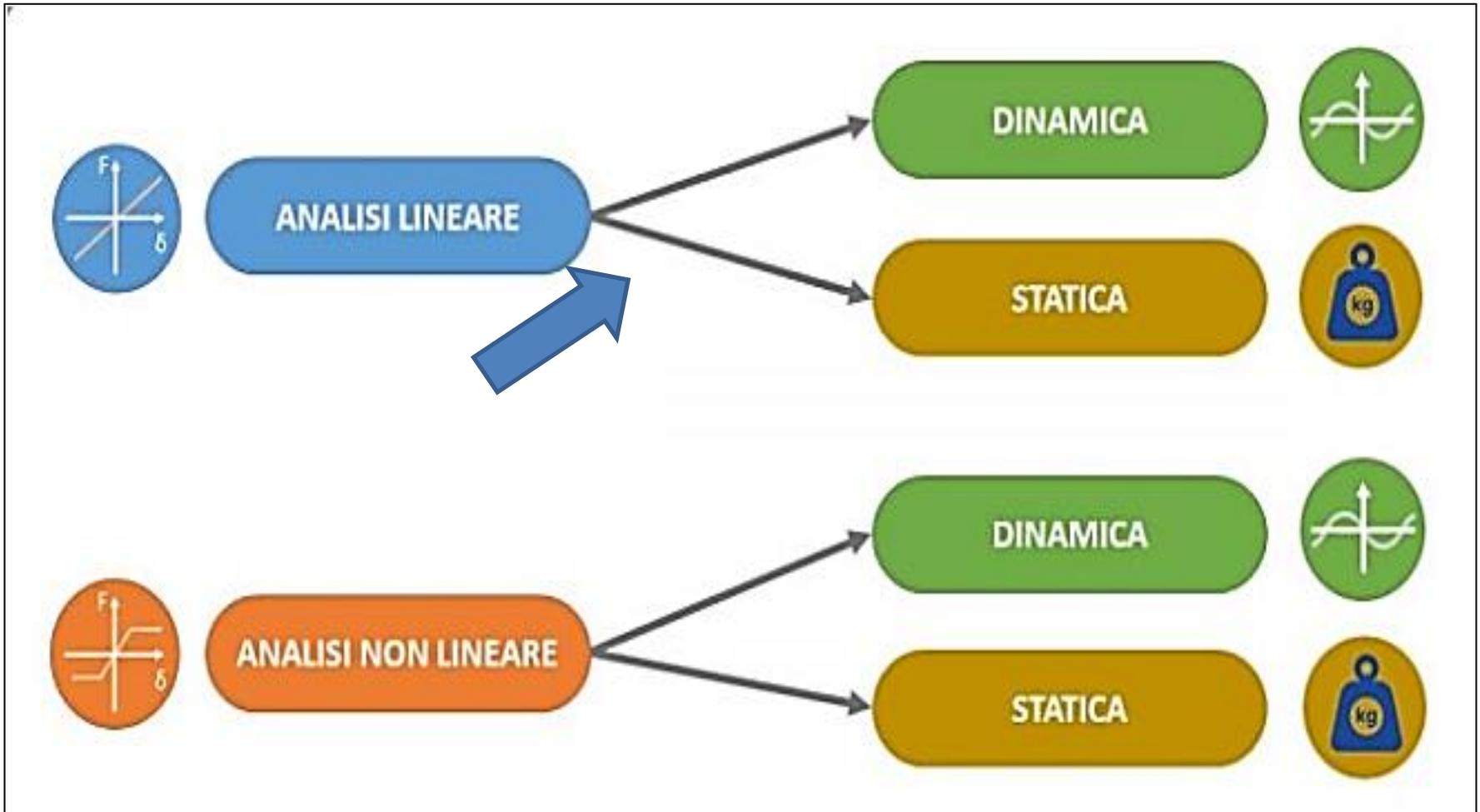
Analisi statica lineare

Rappresenta una semplificazione dell'analisi dinamica lineare (modale), e consiste nell'applicare alla struttura delle forze statiche equivalenti a quelle che produce l'azione sismica (dinamiche).

Analisi dinamica lineare rispetto all'analisi statica equivalente differisce nel fatto che, nel calcolo dei parametri di risposta del sistema, si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura mediante un'analisi modale, che prevede la determinazione dei modi propri di vibrare.

Analisi non lineare (statica, dinamica)

In alternativa ai metodi lineari si possono utilizzare i metodi di analisi di tipo non lineare, in cui il calcolo delle sollecitazioni è fatto considerando la reale risposta non lineare dei materiali che compongono la struttura. L'analisi statica non lineare è comunemente chiamata *pushover* (= andare oltre), perché porta ad esplorare quello che succede dopo il comportamento elastico.

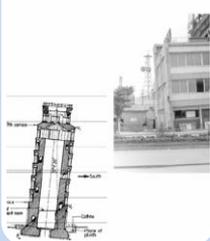


(Ripr. da M. Depisapia, 2021)

Livelli prestazionali e Spettri di progetto nel caso di analisi lineare statica o dinamica (3.2.3.2 NTC 18)



SL: stato limite di esercizio

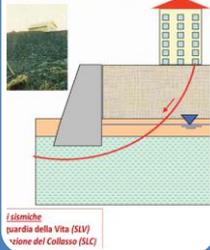


SLE

- SLO → S. Elastico = S. di progetto
- SLD → S. Elastico ≠ S. di progetto ←

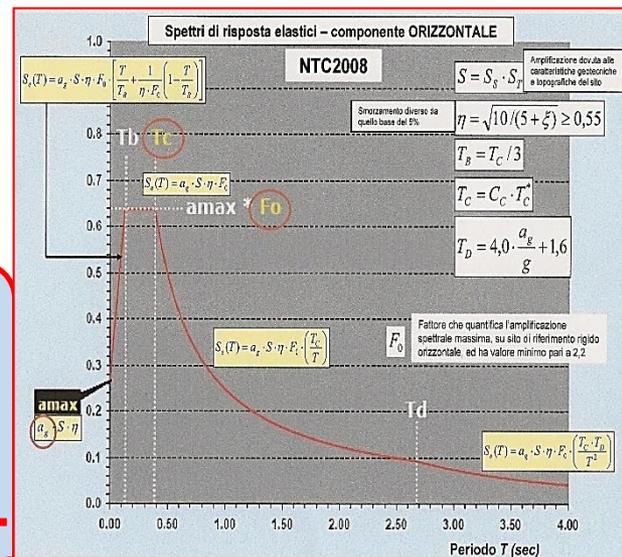
NEW

ONI: stato limite ultimo



SLU

- SLV → S. Elastico ≠ S. di progetto
- SLC → S. Elastico ≠ S. di progetto



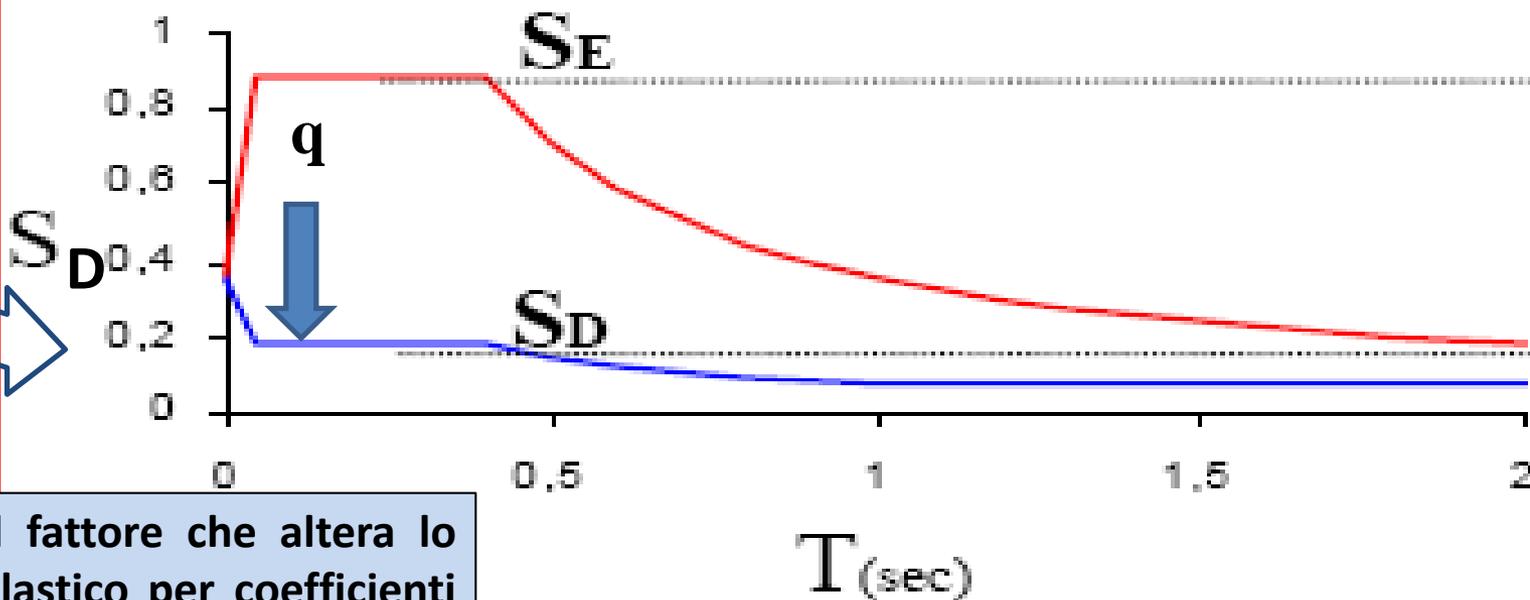
Come si passa dallo Spettro elastico allo spettro di progetto?

Si utilizza lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito a PVR con le ordinate ridotte, sostituendo, **eccetto che per SLO**, η con $1/q$

Per tutti gli Stati Limite, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica, eccetto (SLO), Spettri elastici \neq da Spettri di risposta di progetto

Si utilizza lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito a PVR con le ordinate ridotte sostituendo η^* con $1/q$

— Spettro Elastico — Spettro di Progetto



* η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento ξ diversi da quello base del 5%

OBBLIGATORIO:

$$S_D(T) \geq 0,2ag$$

$$0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

FATTORE DI COMPORTAMENTO q_{lim} allo SLV

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$



Fattore di regolarità K_R

Gli edifici devono avere quanto più possibile caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità e regolarità.

Si definisce regolare un edificio che rispetti sia i criteri di regolarità in pianta sia i criteri di regolarità in altezza.

- $K_R=1.0$ Edifici regolari in altezza
- $K_R=0.8$ Edifici irregolari in altezza

* $C_1= 0.085$ struttura a telaio in acciaio; 0.075 in cls armato; 0.050 in altri tipi.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T_1 (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad [7.3.6]$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri. Oppure

Circolare n.7/19

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4} *$$

H = altezza in m dal piano fondazione

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

Fornisce le forze sismiche che sarebbe necessario applicare per garantire un comportamento indefinitamente elastico.

Poiché nella verifica allo SLU si considera un'azione sismica corrispondente ad un elevato periodo di ritorno, 475 anni, si ritiene accettabile una controllata fuoriuscita dal campo elastico, che non comporti il collasso strutturale, potendo in tal modo progettare con forze sismiche ridotte attraverso il **fattore di struttura q** , detto ora **fattore di comportamento**.

SPETTRO DI PROGETTO

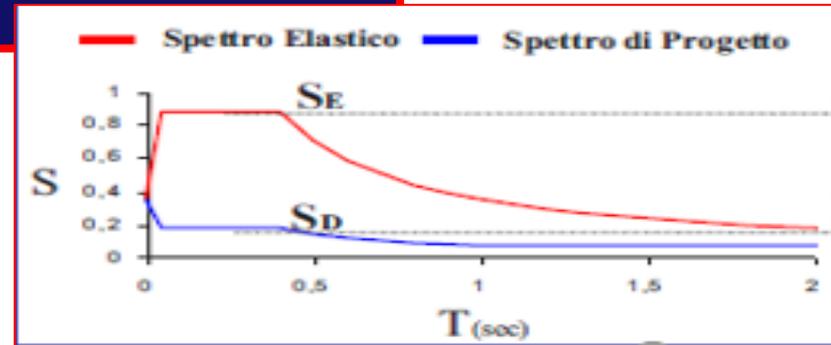
Fornisce le forze sismiche di progetto ridotte corrispondenti ad un livello di plasticizzazione (richiesta di duttilità) compatibile con la sopravvivenza della struttura:

DUTTILITÀ RICHIESTA < DUTTILITÀ DISPONIBILE

Lo strutturista, oltre alle azioni $G1, G2, Q$, deve fornirci il fattore di comportamento q o il coefficiente di tipologia strutturale $q_{o\ lim}$ ed il periodo fondamentale di vibrazione dell'opera T_1 (sec).

(Ridis. con modifiche da M. De Stefano, 2009)

$S_e(T)$ = accelerazione spettrale orizzontale
Ordinata dello Spettro elastico
 $S_D(T)$ = ordinata dello spettro di progetto
 $\geq 0,2\ ag$

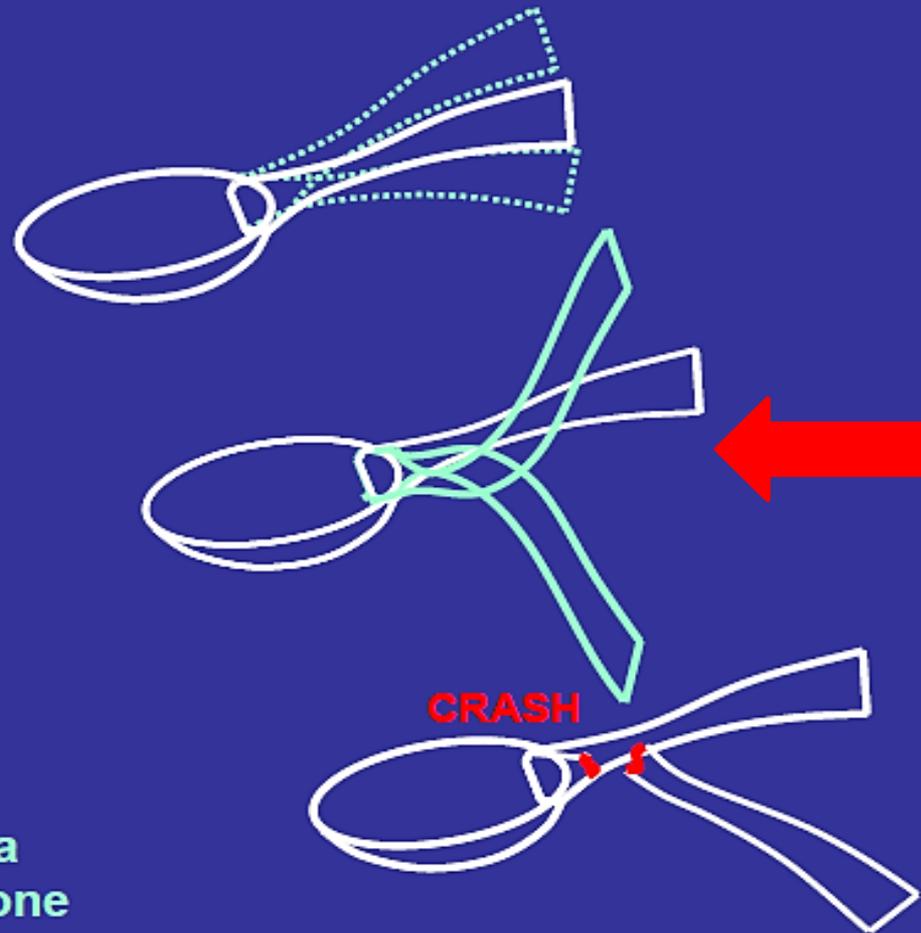


COMPORTAMENTO ELASTICO - DUTTILE - FRAGILE

risposta elastica
piccole deformazioni
poco dissipative

risposta duttile
ampie deformazioni
plastiche
molto dissipative

risposta fragile
rottura improvvisa
priva di dissipazione



**Duttilità = spostamento massimo
spostamento al collasso**

**Duttilità = bilancio tra resistenza e capacità dissipativa
dato dal Fattore di comportamento o di struttura q**

LA RIDUZIONE DELLE FORZE SISMICHE

MEDIANTE IL **FATTORE DI COMPORTAMENTO q** E'

POSSIBILE SOLO SE LA STRUTTURA POSSIEDE

ADEGUATE RISORSE IN TERMINI DI DUTTILITA'



RESISTENZA \longleftrightarrow DUTTILITA'

Duttilità = bilancio tra resistenza e capacità dissipativa



Gli **SLE** e gli **SLU** nei confronti delle **azioni sismiche** sono individuati riferendosi alle **prestazioni della costruzione** nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli **stati limite di esercizio (SLE)**

comprendono:

- Stato Limite di Operatività (**SLO**)
- Stato Limite di Danno (**SLD**)

| Stati Limite | | P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R |
|--------------------------------------|-----|---|
| Stati limite di esercizio SLE | SLO | 81% |
| | SLD | 63% |
| Stati limite ultimi SLU | SLV | 10% |
| | SLC | 5% |

Tab. 3.2.1 – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Gli **stati limite ultimi (SLU)**

comprendono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (**SLC**)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella **Tab.3.2.1.**; NTC (v. sopra).

Quadro di sintesi

STATI LIMITE, LIVELLI PRESTAZIONALI, VERIFICHE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

SLU

Condizione ← **EQU** *Calcoli:*
Fondazioni

Statica | **STR** *Muri*

 | **GEO** *Paratie*

Azione | **UPL** *Pendii artificiali*

sismica | **HYD** *Fronti di scavo*

↓

SLV

SLC

Verifica della sicurezza
SLU:
 $R_d \geq E_d$

SLE

Condizione

Statica

Calcoli:
Cedimenti
Spostamenti
Deformazioni

 **Azione**

sismica

↓

SLO

SLD

Verifica
della
sicurezza
SLE:
 $C_d \geq E_d$



Livelli
Prestazionali
crescenti

| Stati Limite | | P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R |
|--------------------------------------|-----|---|
| Stati limite di esercizio SLE | SLO | 81% |
| | SLD | 63% |
| Stati limite ultimi SLU | SLV | 10% |
| | SLC | 5% |

Probabilità di
superamento
decrecenti

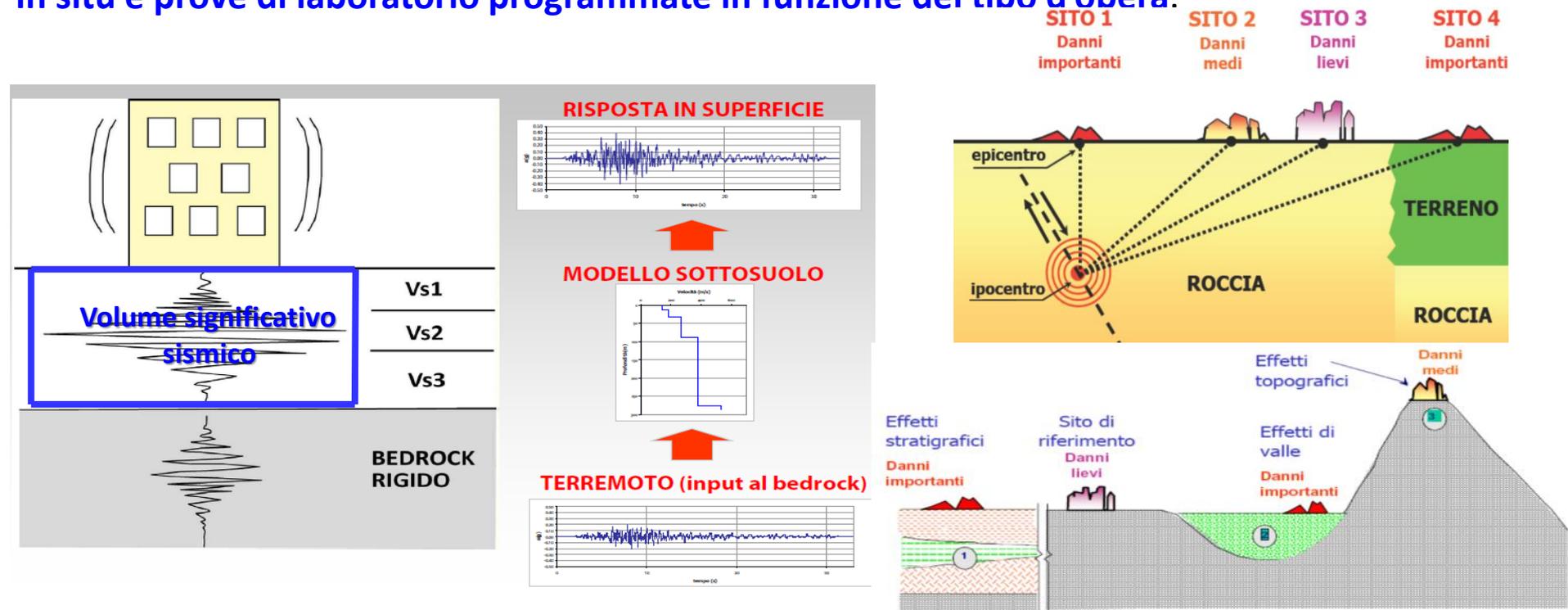
MODELLAZIONE SISMICA

La **modellazione sismica di base** riguarda la **pericolosità sismica di base del sito** di costruzione, che è l'elemento primario di conoscenza per la determinazione delle **azioni sismiche**.

Per definire **l'azione sismica di progetto** si deve valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Risposta Sismica Locale (RSL) semplificata e rigorosa

La **caratterizzazione geofisica** è finalizzata all'analisi di uno **specifico problema di progetto** e riguarda il **volume significativo sismico**. A questa caratterizzazione va associata una adeguata conoscenza delle proprietà dei terreni in condizioni cicliche, mediante indagini in situ e prove di laboratorio programmate in funzione del tipo d'opera.



RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

RISPOSTA SISMICA LOCALE - Premesse

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei terreni e degli ammassi rocciosi di cui è costituito.

Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, l'analisi della risposta sismica locale (RLS) consente quindi di definire le modifiche che il segnale sismico di ingresso subisce, a causa dei suddetti fattori locali.



Le **analisi di risposta sismica locale** richiedono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni, da determinare mediante specifiche indagini e prove, come già visto.

Nelle analisi di risposta sismica locale, l'azione sismica di ingresso è descritta in termini di storia temporale dell'accelerazione (accelerogrammi) su di un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo tipo A).

1. RSL semplificata - CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE - Categorie di sottosuolo

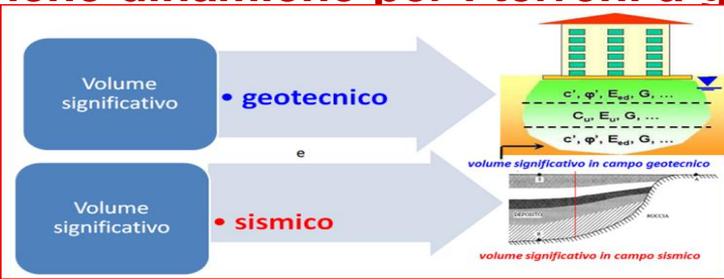
Per definire l'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale (RSL) si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. delle NTC. **(RSL rigorosa)**

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può **fare riferimento ad un approccio semplificato**, che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio

Vs. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità Vs per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo*, di cui al § 6.2.2. delle NTC. I

valori di Vs sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

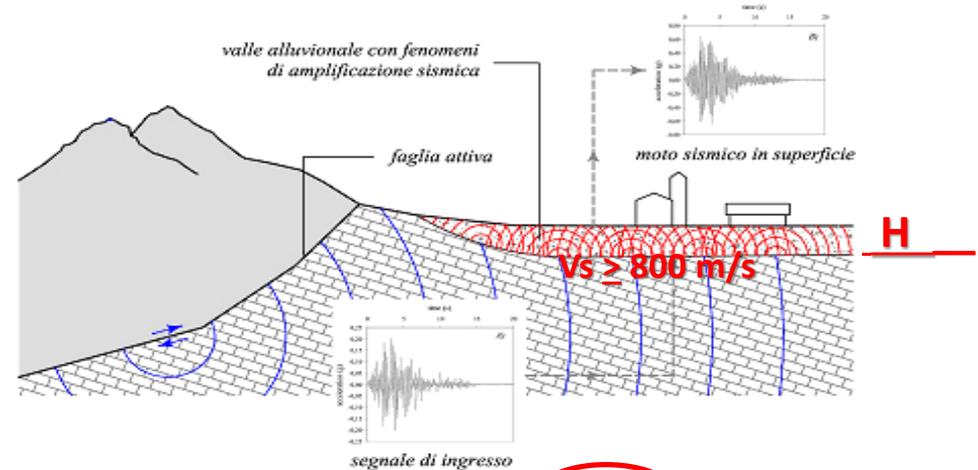
volume significativo geotecnico
e
volume significativo sismico



La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

New

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad \text{(NTC 18)} \quad (3.2.1)$$



Old (NTC 08)

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{V_i}}$$

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo
 V_i = Velocità dell'onda di taglio i-esima
 N = Numero di strati

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato (in m);

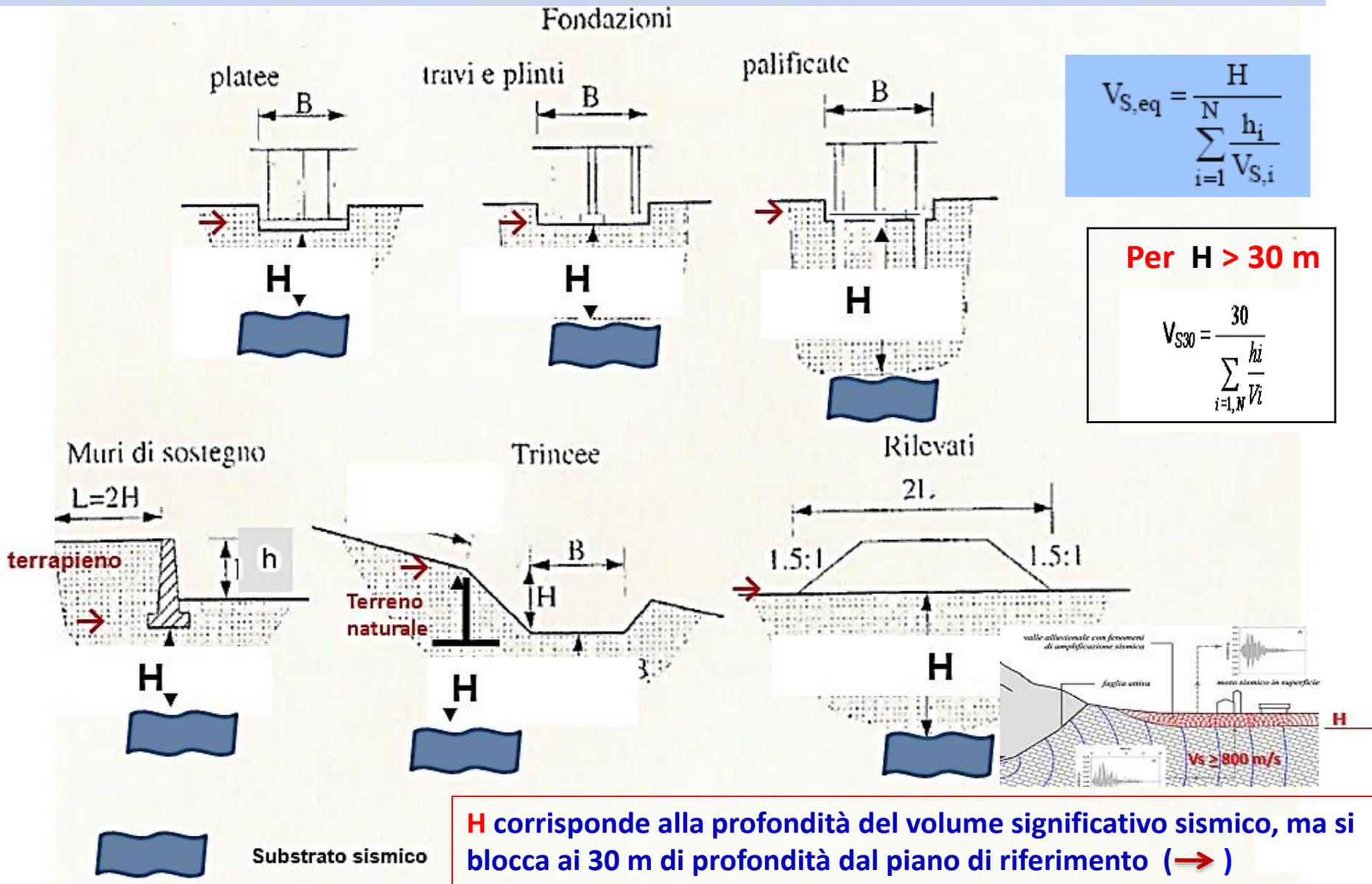
$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato (in m/s);

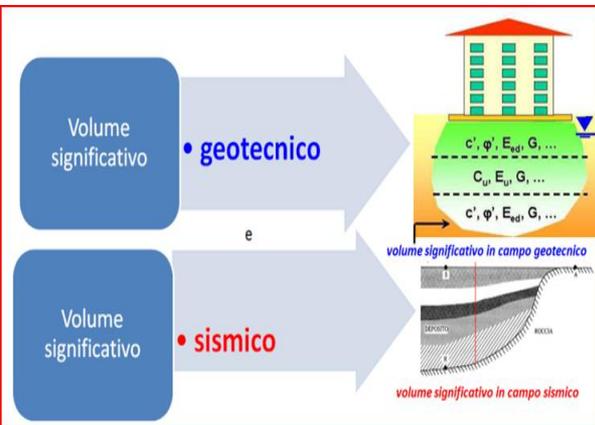
N numero di strati;

H profondità del substrato **SISMICO (in m), definito come quella formazione, costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_c non inferiore a **800 m/s**.**

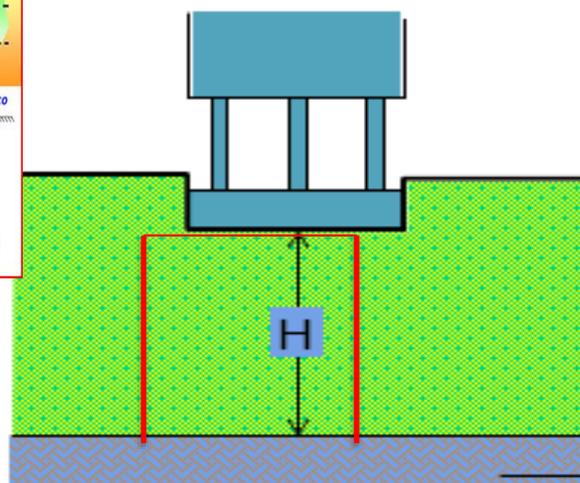
Fatta salva la necessità di estendere le indagini geotecniche nel volume significativo di terreno interagente con l'opera, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{S,eq}$ definita mediante la media armonica; [§3.2.1] delle NTC 18. - La media armonica di un insieme di numeri X in statistica è il reciproco della media aritmetica dei reciproci dei numeri stessi.

→ Piano di riferimento della misura di profondità del substrato sismico H

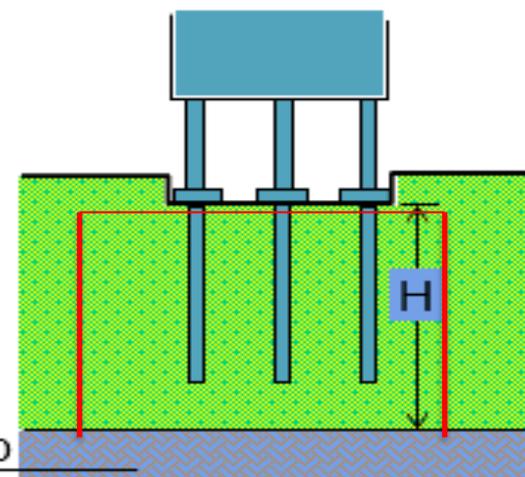




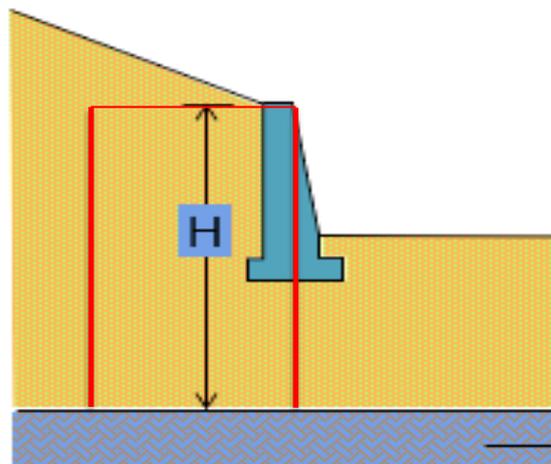
QUOTA DI RIFERIMENTO DELLA PROFONDITÀ DEL SUBSTRATO SISMICO



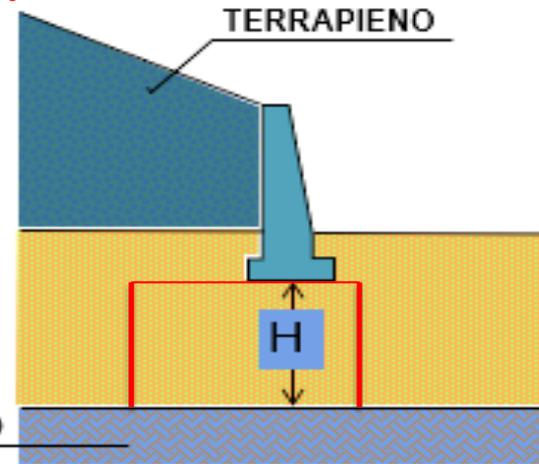
$V_s \geq 800 \text{ m/s}$



TERRAPIENO



$V_s \geq 800 \text{ m/s}$



(Ripreso da Vannucchi G., 2018 e modificato)

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

$V_{S,eq}$ diventa $V_{S,30}$ se $H > 30 \text{ m}$

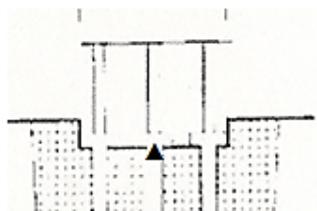
$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{V_i}}$$

La **velocità equivalente** $V_{s,eq}$ si misura dal punto di partenza, visto nella tavola precedente, ma non fino a -30m, bensì fino al substrato sismico, se questo non è profondo più di 30 m. Pertanto, $V_{s,30}$ diventa $V_{s,H}$

Per profondità del substrato maggiori di 30 m la velocità equivalente $V_{s,eq}$ è uguale a $V_{s,30}$, ponendo $H = 30$ m e assumendo le proprietà degli strati fino a tale profondità.

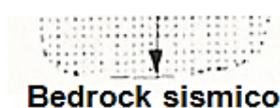
SUBSTRATO A PROF. > 30M

$$V_{s,eq} = V_{s,30}$$



Se $H > 30$ m

$$\longrightarrow V_{s, eq} = V_{s,30}$$



con:

h_i spessore dell'i-esimo strato (in m);

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato (in m/s);
N numero di strati;

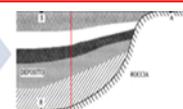
H profondità del substrato (in m), definito come quella formazione, costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad (3.2.1)$$

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

Volume significativo

• sismico



Volume significativo sismico

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

| Categoria | Descrizione |
|-----------|---|
| A | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i> |
| B | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i> |
| C | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i> |
| D | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i> |
| E | <i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i> |

Tabella 3.2.II

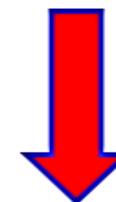
| Categoria |
|-----------|
| S1 |
| S2 |

NTC 08

Eliminate le Categorie S1 e S2

N_{spt30} e c_{u30}

eliminati



nelle NTC 18

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|---|
| A | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i> |
| B | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i> |
| C | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i> |
| D | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i> |
| E | <i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i> |

Eros Aiello CGT- unisi

In dettaglio



Categoria

Descrizione

A

Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi
caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.

B

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti,
caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

$V_{S,30}$ diventa $V_{S,H}$

Eliminato il vincolo degli spessori > 30m, è stato introdotto il termine “miglioramentocon la profondità” che sostituisce, dunque, il “graduale miglioramento” .
Questo vale anche per le categorie C e D.

Eliminati SPT e cu.

$V_{S,30}$ diventa $V_{S,H}$

C

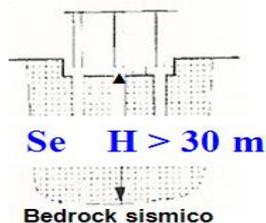
Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

D

Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.

Bedrock a profondità > 30 m, ma proprietà degli strati assunte fino a 30 m

$$V_{S,eq} = V_{S,30}$$



$$\longrightarrow V_{S,eq} = V_{S,30}$$

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo

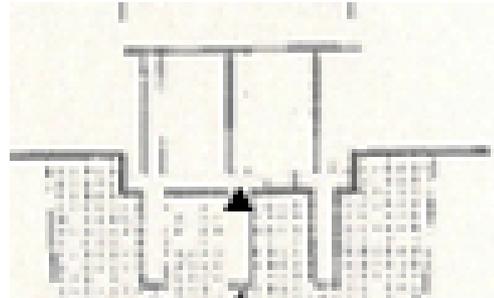
V_i = Velocità dell'onda di taglio i-esima

N = Numero di strati

E

Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. $V_{S, eq} = 100 \div 360$ m/s

Lo spessore di riferimento è ora **30 m** e non più 20 m



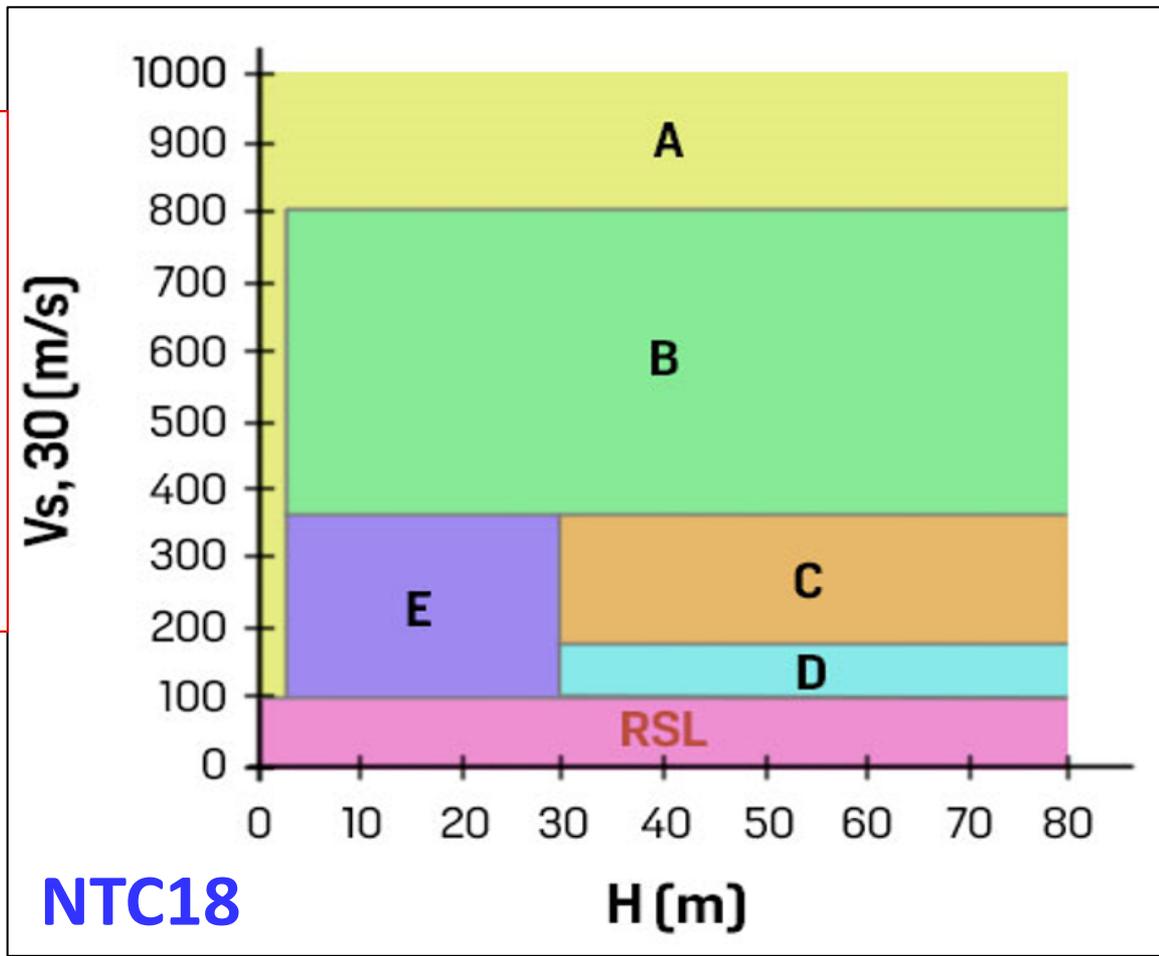
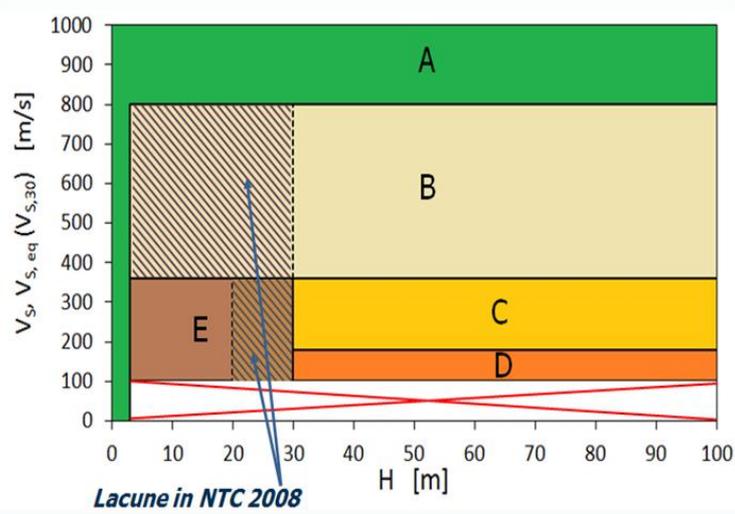
Categoria E

$H \leq 30$ m \longrightarrow **$V_{S, eq}$**



$V_{S, eq} = 100 \div 360$ m/s

LACUNE IN NTC 2008



Per tutti i terreni che non rientrano nelle categorie di sottosuolo è necessario effettuare l'analisi di Risposta Sismica Locale (RSL).

Per B ed E la semplificazione è accettabile se non si rilevano contrast di impedenza significativi. In caso contrario analisi di RSL, che presuppongono una conoscenza adeguata delle proprietà geotecniche dei terreni e delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico ottenute con specifiche indagini e prove. (v. oltre).

Considerazioni sulla $V_{s_{eq}}$

Le NTC18 riconfermano che l'impiego del metodo semplificato ($V_{s_{eq}}$) per classificare il sottosuolo a fini sismici non è la scelta prioritaria.

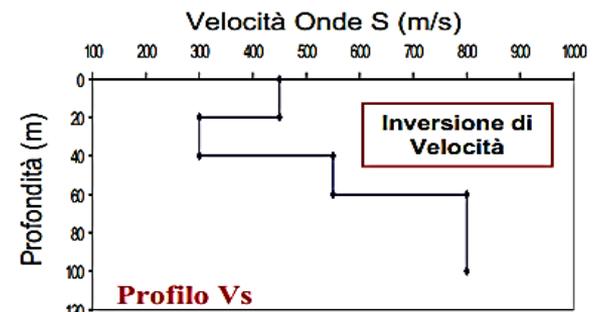
Le categorie di sottosuolo delle NTC18 e le azioni sismiche corrispondenti tengono conto soltanto delle amplificazioni stratigrafiche (1D) nei primi 30 m di sottosuolo. In molti casi (ad es., **contrast** di impedenza*, **inversioni di velocità****, depositi di elevato spessore, etc.) la stima degli effetti di sito mediante la $V_{s_{eq}}$ risulta affetta da incertezze.

La revisione operata dalle NTC 18 non consente di colmare, nonostante qualche aggiustamento, le lacune presenti nella classificazione del sottosuolo delle NTC 08.

* **Impedenza**: prodotto della densità del terreno per la velocità delle onde sismiche. Varia fra strati differenti di terreno ed è comunemente indicata con **Z**. Il contrasto di impedenza sismica fra strati di roccia adiacenti influisce sulle modalità di propagazione dell'energia sismica da un mezzo all'altro.

** **inversione di velocità**: situazioni litostratigrafiche dove si verificano contemporaneamente 4 condizioni (indicazioni sperimentali ICMS):

- un terreno rigido che in profondità sovrasta un terreno soffice con un rapporto V_s rig. / V_s sof. superiore a 1.5;
- la differenza tra le V_s dei due terreni è maggiore di 200 m/s;
- lo spessore dello strato a velocità minore è maggiore di 5 m;
- la V_s dello strato più rigido è maggiore o uguale a 500 m/s.



Categorie di sottosuolo e coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

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

(C_c coefficiente utilizzato per definire il Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello Spettro di Risposta Elastico)

Dopo avere considerato l'amplificazione stratigrafica S_s , si valuta quella topografica S_t .

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale (RSL).

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione :

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_t

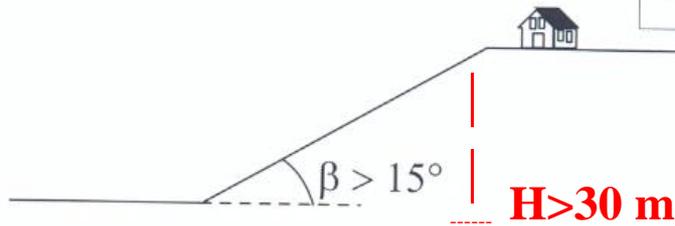
Da considerare solo se di altezza $H > 30$ m

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica | S_t |
|-----------|---|-------|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ | 1,0 |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ | 1,2 |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ | 1,2 |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ | 1,4 |

T2

Pendii o rilievi isolati

$$S_T \geq 1.2$$

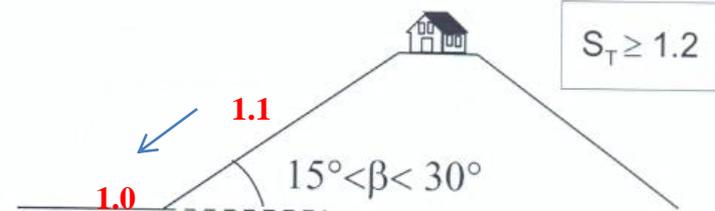


(a)

T3

Rilievo con larghezza in cresta molto inferiore a quella alla base

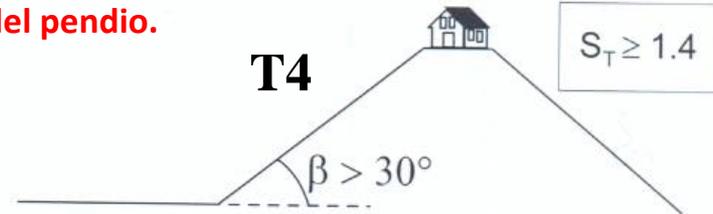
$$S_T \geq 1.2$$



Per posizioni intermedie interpolazione tra apice e base del pendio.

T4

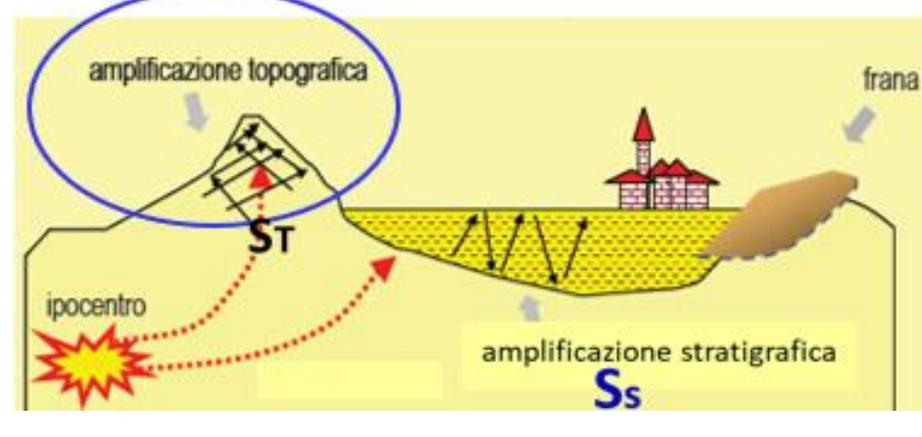
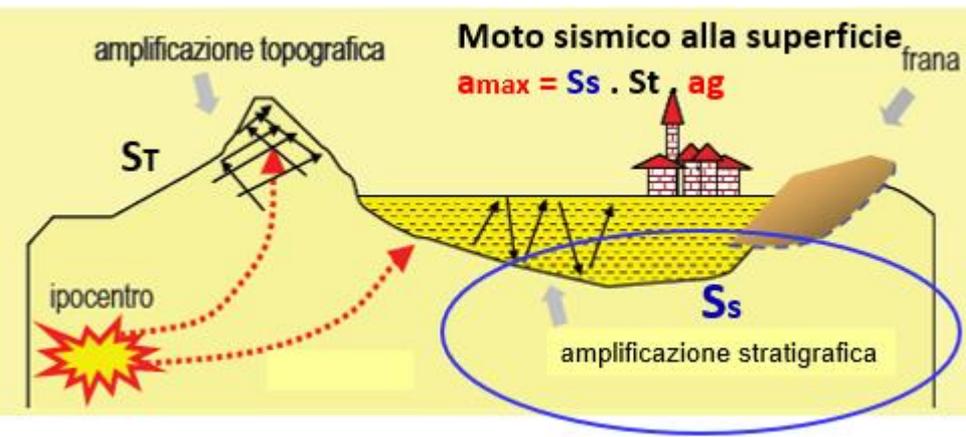
$$S_T \geq 1.4$$



(b)

– Valori del fattore di amplificazione topografica S_T secondo l'EC8 per (a) pendii e rilievi isolati e (b) rilievi con larghezza in cresta molto minore di quella alla base.

tenendo conto dei due fattori di amplificazione



$$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$



2. RSL - RISPOSTA SISMICA RIGOROSA

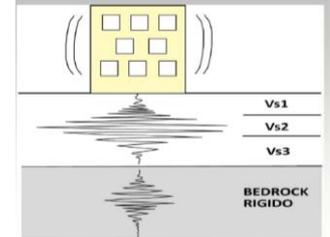
(v. Appendice)

Nelle analisi condotte in condizioni bi-dimensionali è possibile tenere conto dell'amplificazione stratigrafica e morfologica (superficiale e/o profonda) del sito, in quelle mono-dimensionali, invece, si tiene conto soltanto degli effetti stratigrafici.

INDAGINI SPECIFICHE PER RSL RIGOROSA

Le indagini geologico-geotecniche devono consentire la definizione di:

- **condizioni stratigrafiche e modello di sottosuolo;**
- **proprietà fisiche e meccaniche degli strati di terreno;**
- **regime delle pressioni interstiziali;**
- **profondità e morfologia del substrato rigido o di un deposito ad esso assimilabile.**



Dette analisi di **RSL** richiedono un'adeguata **conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche**, da determinare mediante specifiche indagini in sito e prove di laboratorio, programmate in funzione del tipo di opera e/o intervento e della procedura di analisi adottata. **In particolare, è fortemente raccomandata l'esecuzione di prove in sito per la determinazione dei profili di velocità di propagazione delle onde di taglio, ai fini della valutazione della rigidità a bassi livelli di deformazione** (Circolare n.7/19). (v. oltre)

A cosa servono i risultati della RSL?

1. stimare gli **effetti amplificativi** per perimetrare aree a comportamento sismico omogeneo

MICROZONAZIONE SISMICA (MS)

2. ricavare l'**azione sismica** per lo studio dei fenomeni di instabilità nelle aree critiche (liquefazione, frane)

3. ricavare l'**azione sismica** per il dimensionamento di opere in ambito strutturale e geotecnico

PROGETTAZIONE ANTISISMICA

Periodo di ritorno del moto

1. Microzonazione Sismica

Generalmente per studi di MS si assume TR=475 anni

2. Progettazione antisismica

$TR = - CU \cdot VN / \ln(1-PVR)$ dipende da:

- vita nominale dell'opera (VN)
- coefficiente d'uso (CU)
- probabilità di superamento (PVR) nel periodo di riferimento ($CU \cdot VN$) associata allo stato limite considerato - SLO, SLD, SLV, SLC.

(da Madiati,2014; modificato)

MICROZONAZIONE



- area estesa
- densità limitata di dati specifici
- possibilità di ricostruire modelli di sottosuolo 2D (3D)
- sintesi mediante '**fattori di amplificazione**' rispetto ad un sito di riferimento

PROGETTAZIONE



- area di dimensioni limitate
- dati specificamente acquisiti
- difficoltà di ricostruire modelli di sottosuolo diversi da 1D
- risultati in termini di **azione di progetto** (accelerogramma, accelerazione massima, spettri di risposta)

FATTORI CHE INFLUENZANO LA RSL

I principali fattori che governano la RSL sono:

- frequenza del segnale (onda armonica) in arrivo
- spessore (H), rigidezza (V_s o G) e proprietà dissipative (D) del deposito

Frequenza fondamentale dei depositi ($V_s/4H$) nel range di interesse per le costruzioni

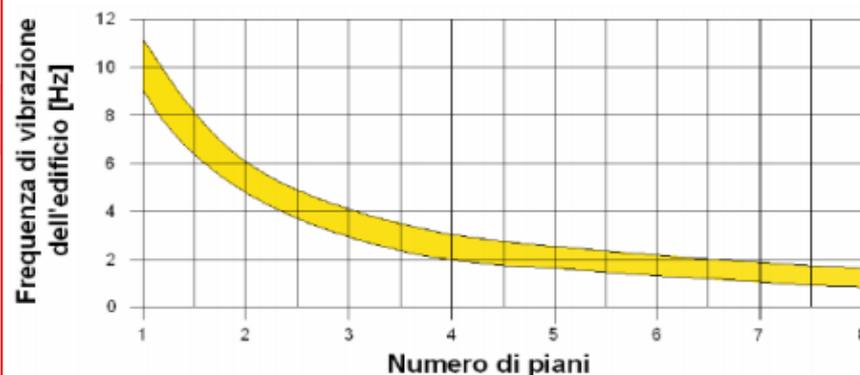
| H (m) | V_s (m/s) | 100 | 200 | 400 | 800 |
|-------|-------------|------|------|------|------|
| 5 | | 5.0 | 10.0 | 20.0 | - |
| 10 | | 2.5 | 5.0 | 10.0 | 20.0 |
| 20 | | 1.25 | 2.5 | 5.0 | 10.0 |
| 50 | | 0.5 | 1.0 | 2.0 | 4.0 |
| 100 | | 0.25 | 0.5 | 1.0 | 2.0 |
| 200 | | - | 0.25 | 0.5 | 1.0 |

0.1 ÷ 10 Hz

Range di interesse ingegneristico

Poiché i terremoti sono caratterizzati da frequenze predominanti comprese tra 0.1 e 20 Hz sono **molto probabili** fenomeni di risonanza

Costruzioni 10Hz/ numero di piani.
Frequenza di risonanza =



Valori tipici della frequenza fondamentale (Hz)

Range di frequenze fondamentali per i depositi naturali:

$$f_0 = 0.25 - 10 \text{ Hz}$$

Range di frequenze predominanti per i terremoti:

$$f_p = 0.1 - 20 \text{ Hz}$$

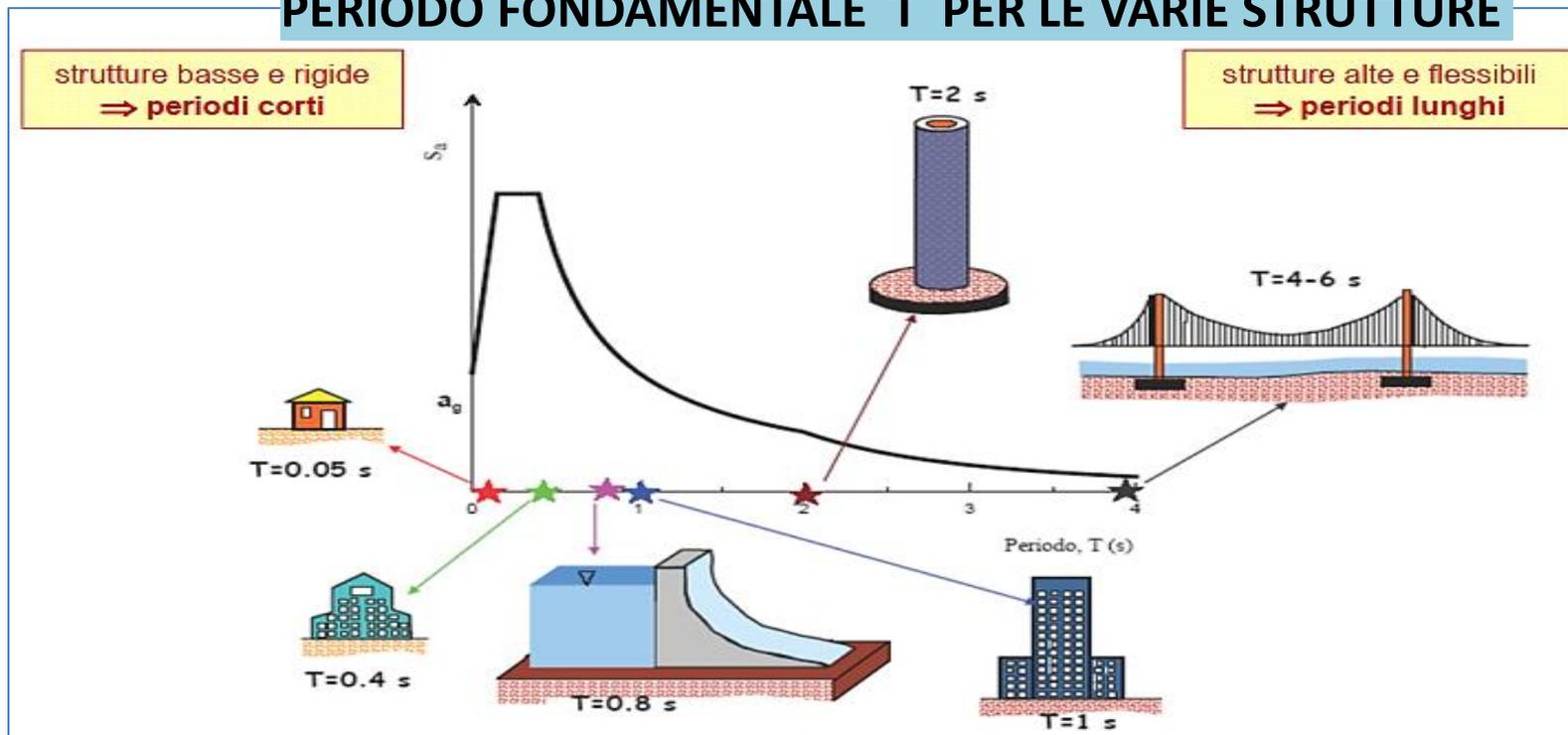
Fenomeni di risonanza molto probabili

| | | | | |
|-------------------|---------------------|-------------|-------------|-------------|
| | muratura | | telaio c.a. | |
| coefficiente C | 0,05 | | 0,085 | |
| altezza piano (m) | 3 | | | |
| | frequenza risonanza | | | |
| numero piani | edificio | edificio | edificio | edificio |
| | muratura | telaio c.a. | muratura | telaio c.a. |
| 1 | 8,8 | 5,2 | | |
| 2 | 5,2 | 3,1 | | |
| 3 | 3,8 | 2,3 | | |
| 4 | 3,1 | 1,8 | | |
| 5 | 2,6 | 1,5 | | |
| 6 | 2,3 | 1,3 | | |
| 7 | 2,0 | 1,2 | | |
| 8 | 1,8 | 1,1 | | |
| 9 | 1,7 | 1,0 | | |
| 10 | 1,6 | 0,9 | | |



Quando il **periodo di risonanza** del terreno coincide con il **periodo fondamentale di vibrazione del fabbricato** si ha la “**doppia risonanza**”, con effetti particolarmente dannosi.

PERIODO FONDAMENTALE T PER LE VARIE STRUTTURE





INDAGINI IN SITO - ANALISI - PARAMETRI



Caratteristiche fisiche generali

Peso specifico dei grani: kN/m^3
 Peso di volume: kN/m^3
 Contenuto naturale in acqua: %
 Peso di volume secco: kN/m^3
 Indice dei vuoti:
 Porosità: %
 Grado di saturazione: %

Granulometria

Ghiaia: %
 Sabbia: %
 Limo: %
 Argilla: %

Prova di taglio diretto

Coesione c' : kPa
 Angolo d'attrito interno ϕ^i : ($^\circ$)

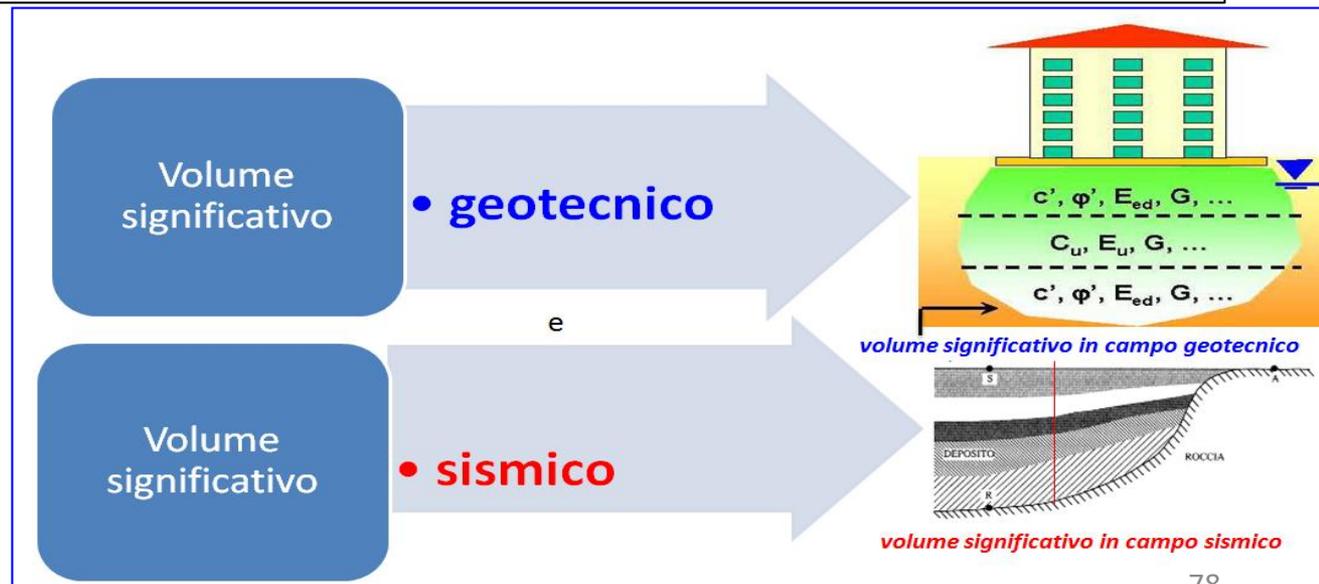
Torvane

| camp. | S1C1 | S2C1 | S2C2 | S3C1 |
|--|---------|-----------|-----------|---------|
| prof. (m) | 5,5-6,0 | 10,5-11,0 | 18,5-19,0 | 3,0-3,5 |
| Peso specifico dei grani: kN/m^3 | 26,01 | 26,35 | 26,24 | 26,31 |
| Peso di volume: kN/m^3 | 18,39 | 20,62 | 19,44 | 19,67 |
| Contenuto naturale in acqua: % | 28,80 | 19,66 | 16,83 | 18,21 |
| Peso di volume secco: kN/m^3 | 14,28 | 17,23 | 16,64 | 16,64 |
| Indice dei vuoti: | 0,82 | 0,53 | 0,58 | 0,58 |
| Porosità: % | 45,11 | 34,60 | 36,61 | 36,77 |
| Grado di saturazione: % | 92,97 | 99,86 | 78,01 | 84,00 |
| Granulometria | | | | |
| Ghiaia: % | 0,00 | 0,07 | 0,03 | 0,00 |
| Sabbia: % | 14,43 | 68,82 | 70,82 | 75,40 |
| Limo: % | 61,15 | 31,10 | 29,15 | 24,60 |
| Argilla: % | 24,42 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Prova di taglio diretto | | | | |
| Coesione c' : kPa | 6,8 | 0,0 | | |
| Angolo d'attrito interno ϕ^i : ($^\circ$) | 26,6 | 29,7 | | |
| Torvane | | | | |
| KPa | 10 | - | - | - |

- **A.** Ricostruire in 2D o 3D la **successione stratigrafica** per il **Modello Geologico di Riferimento (MGR)** compreso nell' **Ambito Territoriale Significativo** (v. oltre);
- **B.** ricostruire nell'ambito del **Volume significativo geotecnico**, mediante parametrizzazione, l'**assetto geotecnico** per la definizione del **Modello Geotecnico**;
- **C.** ricostruire **l'andamento della falda**;
- **D.** effettuare la **Modellazione sismica** concernente la **pericolosità sismica di base** del sito di costruzione, per la determinazione delle azioni sismiche.

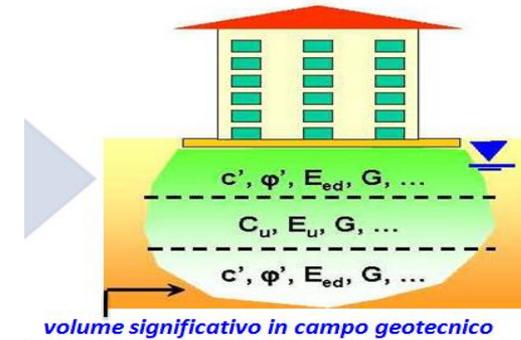
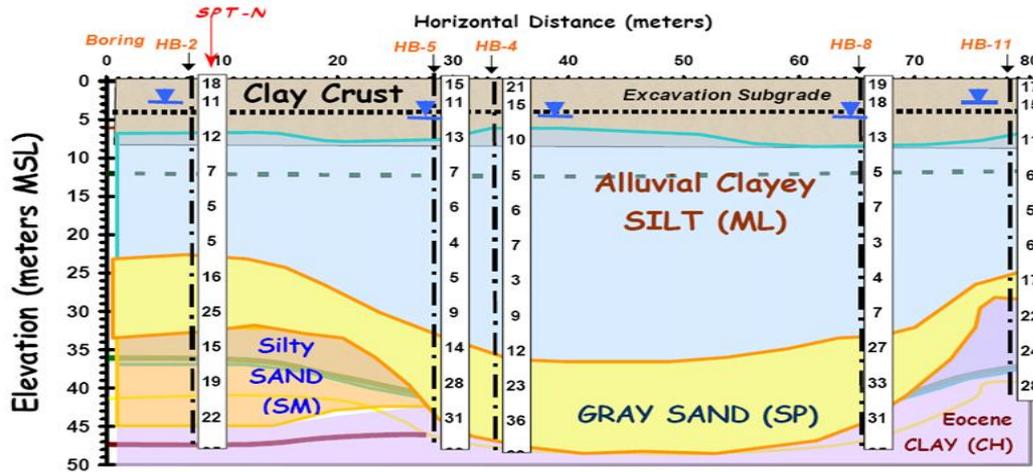
Per definire **l'azione sismica di progetto** si deve poi valutare l'effetto della **risposta sismica locale (RSL)**, facendo riferimento al **volume significativo sismico**, ossia a quella porzione di sottosuolo compresa tra il piano campagna ed il top del basamento rigido da cui parte il moto sismico.

Le indagini geologiche e geotecniche hanno lo scopo di consentire la realizzazione delle opere di ingegneria, riducendo le incertezze ed i rischi relativi alle caratteristiche dei terreni ad un livello accettabile, e **devono essere programmate in funzione del tipo di opera o di intervento.**

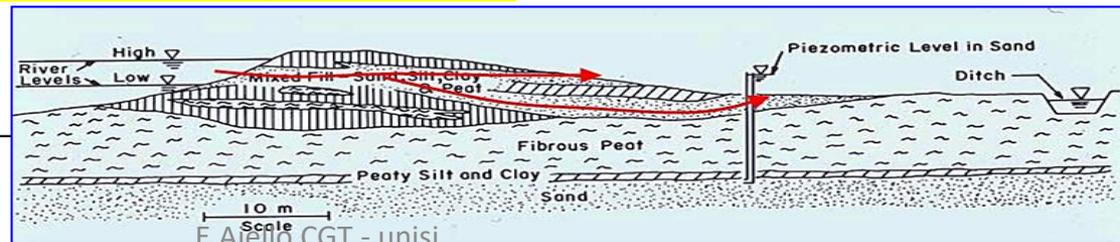


Le indagini devono consentire di definire in ciascuno strato:

- **l'ambiente geologico di formazione**, la sua *storia deposizionale*, l'eventuale *attività dei processi di erosione, alterazione e/o invecchiamento* (aging);
- **la struttura macroscopica** (fessure, giunti, stratificazioni);



- **le caratteristiche geotecniche**, l'identificazione della sua **natura** (*granulometria e plasticità*) e del suo **stato** (*storia tensionale e stato tensionale attuale, contenuto d'acqua w*, grado di sovraconsolidazione **OCR**), i **valori nominali o sperimentali dei parametri di resistenza**, da trasformare successivamente in **parametri caratteristici e di rigidezza**;
- la determinazione delle **caratteristiche di permeabilità**;
- **le condizioni della falda**.



PER LA PROGETTAZIONE, DIREZIONE LAVORI ED ESECUZIONE DELLE INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE NELL' AMBITO TERRITORIALE SIGNIFICATIVO E SITO-SPECIFICHE

Quali prove in situ..... per quali problemi? quali analisi di laboratorio... per quale tipo di problema geotecnico? quali verifiche e come effettuarle?



Si deve partire

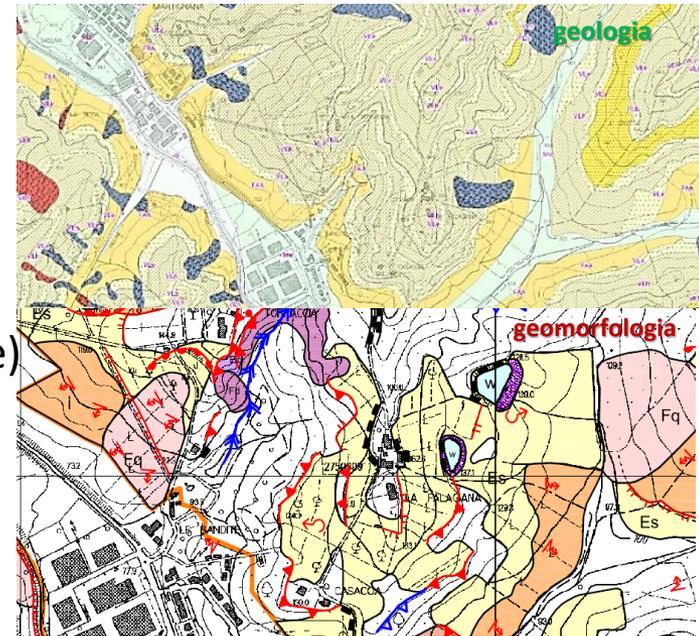
-dall'AMBITO TERRITORIALE SIGNIFICATIVO (ATS) (v. oltre)

con la anamnesi geologica, geotecnica, sismica e dei restanti elementi afferenti ad altre discipline, che rappresenta la base per la corretta progettazione e Direzione Lavori della campagna geognostica s.l.;

-dalle CARATTERISTICHE DELL'OPERA DI PROGETTO;



(v. oltre)



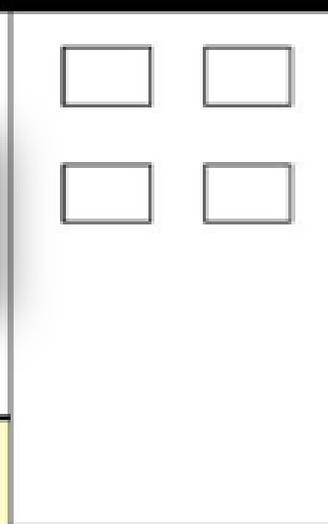
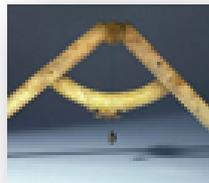
-dalle NTC 18, DAGLI EUROCODICI EC7 E EC8, dalle linee guida (e.g. Codice degli Appalti) e dalle Raccomandazioni sulla progettazione ed esecuzione delle indagini;

-dalle RACCOMANDAZIONI E DALLE SPECIFICHE TECNICHE per il Direttore Lavori per l'esecuzione delle singole tipologie di indagine.

IL PUNTO DI PARTENZA NELLA PROGETTAZIONE DELLE INDAGINI

Ingegneria Strutturale

Definizione dei materiali



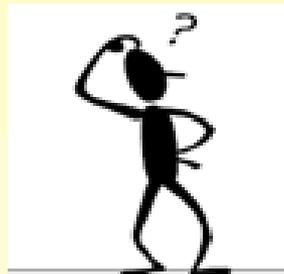
.struttura accessibile

.definizione e qualità dei materiali assicurata

Geologia – Geotecnica

Geoingegneria

Determinazione del materiale “terreno” nello stato in-situ



.sottosuolo invisibile

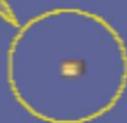
.volume campionato $\leq 0,1\%$ del volume significativo

RAPPRESENTATIVITA' STATISTICA DELLE INDAGINI GEOTECNICHE CORRENTI

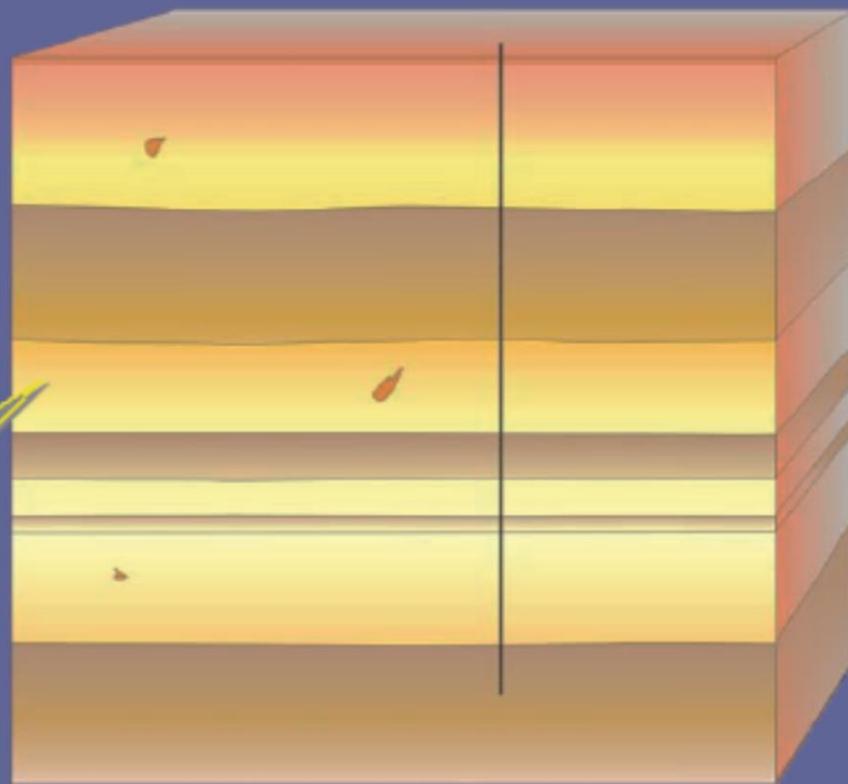
Indagine tradizionale con sondaggi:
 1 m^3 di terreno investigato ogni $150\,000 \text{ m}^3$

PROGETTAZIONE DELLE INDAGINI

Volume di terreno investigato



Volume significativo

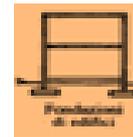


In generale solo una piccolissima frazione del volume significativo, normalmente meno dello 0,1% del volume significativo, viene indagata direttamente!

La progettazione delle indagini è legata alle problematiche da affrontare (opera di progetto ed interazioni) e al tipo di terreno.

Le indagini sono, infatti, **diverse se** si tratta di realizzare:

- una **galleria**
- una **costruzione residenziale/produttiva**
- un **fronte di sbancamento**
- un'area di ricarica o un'infrastruttura.



Ulteriori elementi da considerare sono la **collocazione dell'intervento** (e.g. sul bordo o ai piedi di un versante), la **profondità delle fondazioni**, l'**interazione con opere preesistenti**, le **condizioni geomorfologiche del sito e di quelle al contorno**, la presenza di una **falda freatica**, i vincoli o le interazioni evidenziati da altre discipline nell'**ATS**.

I dati raccolti concorrono alla redazione della progettazione con i relativi modelli.

-PROGETTAZIONE GEOLOGICA contenente:

Ambito Territoriale Significativo (ATS) (v. oltre)

Ambito/i Geomorfologico/i Significativo/i (AGS)

Modello/i Geologico/i di Riferimento (MGR)

-PROGETTAZIONE GEOTECNICA contenente il

Modello Geotecnico / Geomeccanico con Modellazione sismica

Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

-RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE



- Standard per le indagini geologiche e geotecniche (EC7 e raccomand.)

Sulla base di raccomandazioni e norme vigenti vengono riportati i **principali criteri** da adottare per la esecuzione di indagini geologiche e geotecniche per la progettazione di opere di ingegneria:

1. **L'indagine deve coprire il volume significativo geotecnico**; la natura del terreno e le proprietà devono essere appurate mediante indagini che comprendano sondaggi e/o saggi.
2. **Per ogni 3 profili di resistenza ottenuti da prove continue in sito** (prove penetrometriche, dilatometriche, pressiometriche) **deve essere previsto almeno 1 sondaggio geognostico per rilievi stratigrafici e prelievo di campioni indisturbati.**
3. Nel corso dei sondaggi devono essere effettuate **misure freatiche**; i **campioni indisturbati** da sottoporre ad analisi di laboratorio devono essere prelevati ad ogni variazione significativa del terreno per natura, granulometria, e consistenza.

Devono essere, comunque, prelevati campioni ogni 2 m di prospezione per tutta la profondità di indagine.

Nel caso di fondazioni superficiali si dovrà effettuare un campionamento immediatamente al di sotto della presunta quota di appoggio dell'opera.

Nel caso di locali interrati si dovrà campionare il terreno anche al di sopra della quota delle fondazioni per la parametrizzazione necessaria alle valutazioni sulla **stabilità dei fronti di scavo/contenimento.**

4. Per interventi sviluppati in lunghezza deve essere programmata almeno 1 verticale ogni 50-100 m .

segue ⇒

5. Per **edifici normali** almeno 1 sondaggio per dimensioni planimetriche inferiori a 500 mq, n. 3 verticali per dimensioni superiori a 500 mq fino a 1000 mq ; ***per dimensioni più ampie*** 1 verticale per maglie con distanza massima di 40 m da ridursi in caso di non omogeneità del terreno messe in evidenza dalle sezioni geologiche, **ricordando la proporzione minima di 1 su 3 tra sondaggi e prospezioni continue di tipo diverso.**
6. **Tutti i campioni prelevati devono essere esaminati e sottoposti a prove di classificazione e di determinazione degli indici in modo da poter controllare le stratigrafie ricostruite in campagna e distinguere il materiale in unità geotecniche omogenee con differenze nei parametri inferiori al 10% rispetto al valore medio.**
7. **Per ogni unità geotecnica individuata devono essere determinati i parametri geotecnici richiesti (comprimibilità , resistenza a breve e lungo termine, ecc) su un numero di campioni da stabilire in relazione alla complessità dell'intervento e della omogeneità dei risultati e comunque non inferiore a 2 campioni per unità .**

Le differenze nei parametri relativi al materiale di ciascuna unità geotecnica devono essere inferiori al 10% rispetto al valore medio. In caso contrario quel materiale non può essere assegnato all'unità geotecnica individuata.

- Il **volume significativo** si proietta in profondità fino al livello nel quale gli incrementi di sollecitazioni indotti dai carichi di superficie (q) divengono trascurabili (**0,2 – 0,1 q**).
- Secondo l'**Eurocodice EC7** la profondità di indagine è indicata nella tabella seguente:

| Fondazione | Profondità |
|---------------------|--|
| Plinti isolati | $(1+3) \cdot B$ |
| Travi rovesce | |
| Platea | $\geq B$ |
| Palo | $\sim L+5 \cdot d$ |
| Gruppo di pali | $> L+B'$ |
| Rilevati e rinterri | Alla profondità in cui $w \leq 10\% \cdot w_f$ |

Nella Tabella I è indicata con B la larghezza caratteristica della fondazione, con L la lunghezza del palo di diametro d , con B' la larghezza minore del rettangolo che circonda il gruppo di pali; con w il generico cedimento e con w_f il cedimento finale.

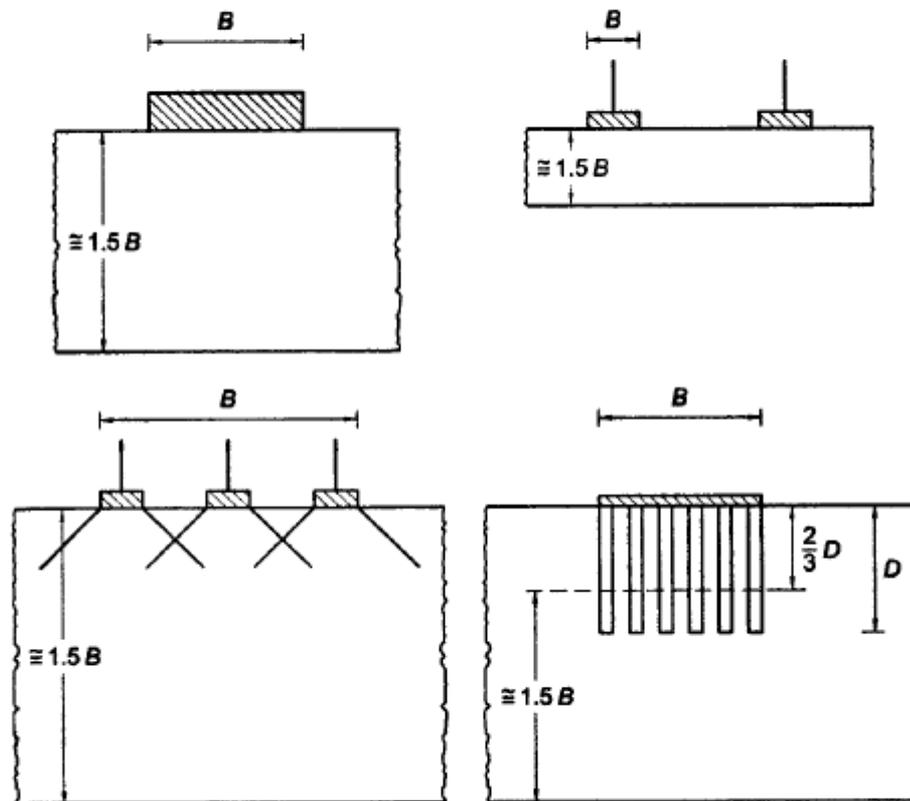
Tabella I - Profondità delle indagini

- Una rappresentazione indicativa dei volumi interessati da normali opere è indicata nelle **Raccomandazioni** edite dall'**Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I., 1977)**.

In dette raccomandazioni si suggerisce di investigare il terreno con almeno 3 verticali, 1 verticale ogni 600 mq oltre le prime tre, per normali edifici e 1 verticale ogni 50-100 m per opere sviluppate in lunghezza (muri, argini).

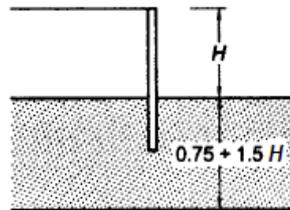
Nel caso di studi per fondazioni, di regola si trascurano gli effetti del terreno situato a profondità maggiore di quella per la quale gli incrementi di carico $\Delta\sigma$ sono inferiori a 1/10, 1/20 della pressione litostatica efficace.

Estensione volume da indagare FONDAZIONI

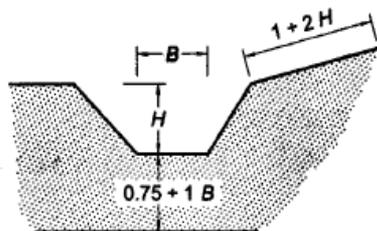


(da Lancellotta-Calavera, *Fondazioni*, 1999)

Estensione volume da indagare
SCAVI e OPERE DI SOSTEGNO



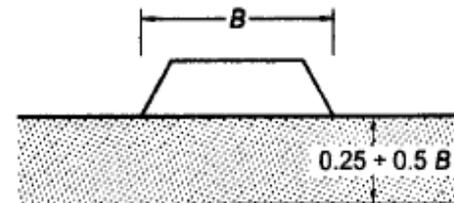
opere di sostegno



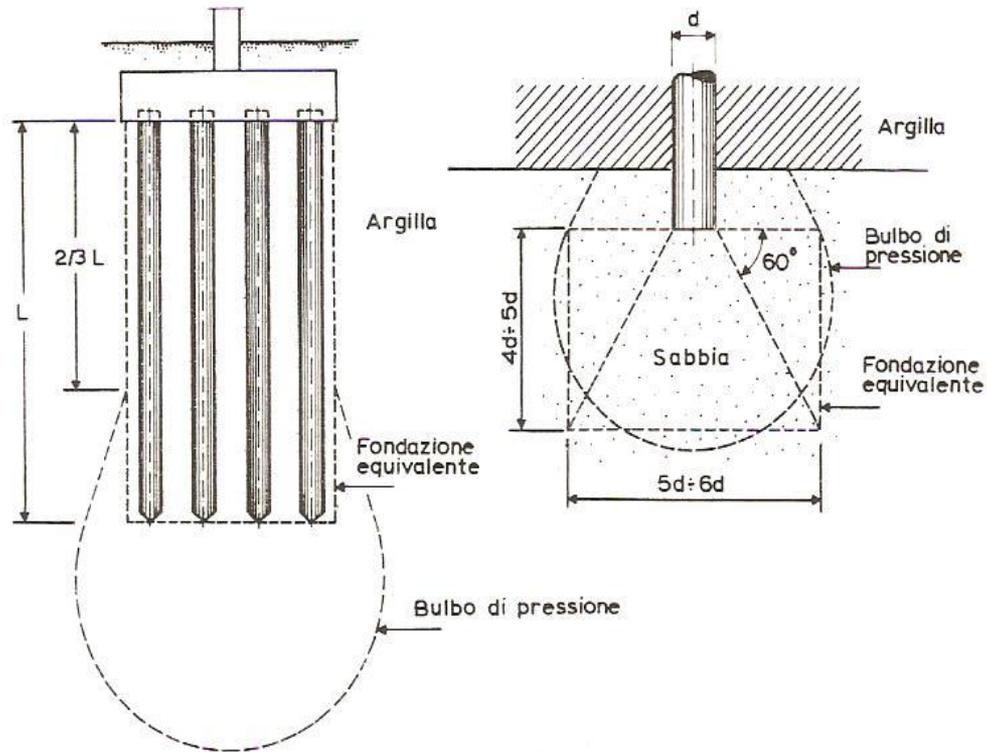
scavo o trincea

(da Lancellotta-Calavera, Fondazioni, 1999)

RILEVATI e ARGINI



Fondazioni indirette



FREQUENZA DELLE TEREBAZIONI (Eurocodice 7)

Facendo riferimento all'EC7, la distanza tra i punti di indagine e la profondità della stessa (volume significativo) devono essere definite sulla base di quanto emerso dall'analisi geologica dell'area, anche in relazione alle dimensioni del sito e del tipo di opera da realizzare.

| Tipo di opera | Distanza tra i sondaggi (m) | | | | Sondaggi |
|-------------------------------|-----------------------------|-------|---------|-----------------------------|--------------------|
| | Stratificazione | | | EC7 | N. |
| | Uniforme | Media | Caotica | Par. 3.2.3 UNI ENV 1997-1 | |
| Edificio a 1-2 piani | 60 | 30 | 15 | - | 3 |
| Edificio a molti piani | 45 | | 12 | griglia con modulo da 20÷40 | 4 |
| Pile e spalle di ponti, torri | - | | 12 | - | 1-2 per fondazione |
| Strade /Opere lineari | 300 | 150 | 30 | 100÷200 | - |
| Gallerie | progetto definitivo | 500 | 300 | - | - |
| | progetto esecutivo | 100 | 50 | - | - |

CRITERI DI PROGETTAZIONE DELLE INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

| RIFERIMENTO | INTERVENTO/OPERA | UBICAZIONE E PROFONDITA' DELL'INDAGINE |
|---------------------------------|--|---|
| EUROCODICE 7 | Per tutte le opere | <p>Minimo di 3 verticali con almeno 1 sondaggio con campionatura degli strati che influenzano l'opera.</p> <p>Nel caso di terreni non omogenei, organici, prelievi di campioni almeno ogni metro</p> |
| RACCOMANDAZIONI A.G.I. | <p>Manufatti di estensione e altezza limitata (max 5 piani).</p> <p>Fondazioni di opere sviluppate in lunghezza, con altezza limitata (muri rilevati con H = 4--10 m..</p> | <p>Minimo di 3 verticali; per aree estese , 1 verticale ogni 600 mq oltre le prime 3.</p> <p>Almeno 1 -2 verticali; 1 verticale ogni 50-100 m.</p> |
| AUTOSTRADE (CASAGRANDE,1993) | Controlli del materiale di costruzione dei rilevati stradali | <p><u>Classificazione</u> ogni 500 mc nei primi 5000 mc; ogni 10000 nei volumi successivi; per l'ultimo strato ogni 500 mc fino a 5000 mc, ogni 2500 per volumi superiori</p> <p><u>Densità in sito</u>: ogni 250 mc nei primi 5000 mc; ogni 5000 nei volumi successivi; per l'ultimo strato ogni 250 mc fino a 5000 mc, ogni 1000 per volumi superiori</p> <p><u>Carico con piastra</u>:; per l'ultimo strato ogni 500 mc fino a 5000 mc, ogni 2000 per volumi superiori</p> |
| FERROVIE (CASAGRANDE,1993) | Controlli del materiale di costruzione dei rilevati ferroviari | <p><u>Classificazione</u> ogni 2500 mc</p> <p><u>Densità in sito</u>: ogni 5000 mc</p> <p><u>Carico con piastra</u> ogni 5000 mc.</p> |

PROVE IN SITU - GRADO DI AFFIDABILITA'

| Grado di affidabilità 3 = alta 2 = media 1 = limitata | Tipo di terreno | Profilo stratigrafico | Densità Relativa D_r | Angolo di attrito | Raschi, al taglio non dren, cu | Parametri della pressione neutrale | Grado di sovracons. OCR | Moduli di Young E e di taglio G | Param. compres., m e C_α | Coef. di consolid. c_v e c_u | Permeabilità k | Relazioni tensiori-deform. | Resistenza alla |
|--|--------------------------------|-----------------------|------------------------|-------------------|--------------------------------|------------------------------------|-------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|------------------|----------------------------|-----------------|
| | | | | | | | | | | | | | liquefazione |
| | Penetrometro statico meccanico | 2 | 3 | 2 | 1 | 2 | | 1 | 2 | 1 | | | 2 |
| | " " elettrico | 2 | 3 | 2 | 1 | 2 | | 1 | 2 | 1 | | | 2 |
| | " " con piezocono | 3 | 3 | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | 2 | 3 | 2 | 2 | 3 |
| | Standard Penetration Test | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | | | 1 | | | | 3 |
| | Penetrometro dinamico | 1 | 3 | 2 | 1 | 1 | | 1 | | | | | 1 |
| | Scissometro | 2 | 1 | | | 3 | | 2 | | | | | |
| | Dilatometro | 2 | 3 | 2 | 1 | 2 | | 2 | 2 | 1 | | 1 | 2 |
| | Permeabilità in foro | 1 | | | | | 3 | | | 2 | 3 | | |
| | Pressiometro Menard | 2 | 2 | 1 | 2 | 2 | | 1 | 2 | 2 | | 1 | 1 |
| | Pressiometro autopercuotente | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 2 | 3 | 3 |
| | Prova Cross-hole | 1 | 1 | 2 | | | | | 3 | | | 2 | 2 |
| | Prova Down-hole | 1 | 1 | 1 | | | | | 3 | | | 2 | 2 |
| | Prova di carico con piastra | 1 | 1 | 2 | 2 | 2 | | 2 | 3 | 2 | 1 | 1 | 2 |

(Ripreso e modif. da Simonini, 2006)

| PROSPEZIONI - DATI ACQUISIBILI - LIMITAZIONI | |
|--|--|
| Saggi con escavatore | <p>Osservazione diretta del terreno; in caso di rocce coperte da suolo o detrito individuazione del contatto. Individuazione dell' assetto strutturale e fratture in pareti di roccia. Possibilità di prelievo di blocchi per analisi di laboratorio.</p> |
| Sondaggi geognostici | <p>Ricostruzione della stratigrafia durante la prospezione; prelievo di campioni indisturbati per analisi di laboratorio; prove in situ SPT in corrispondenza di strati sabbiosi; individuazione di falde freatiche; installazione di strumentazioni per controlli nel tempo (piezometri, tubi inclinometrici); Stima della consistenza del materiale attraverso prove di cantiere (penetrometro tascabile, vane test)</p> |
| Prove penetrometriche statiche | <p>Determinazione della coesione in condizioni non drenate nei terreni argillosi; determinazione della densità relativa in terreni sabbiosi attraverso correlazioni empiriche con la prova SPT. Ricostruzione della stratigrafia attraverso il rapporto tra la resistenza alla punta e la resistenza per attrito laterale. Ricostruzione con estremo dettaglio di orizzonti con diversa consistenza, anche di spessore molto limitato nel caso di utilizzo di piezocono; possibilità di test di permeabilità con misure di dissipazione delle pressioni neutre nel tempo</p> |
| Prove penetrometriche dinamiche SCPT con tubo di rivestimento | <p>Ricostruzione del modello geomeccanico mediante taratura con sondaggi geognostici.</p> |
| Prove penetrometriche con penetrometri leggeri , privi di rivestimento | <p>Ricostruzione di profili di resistenza per spessori di terreno limitati</p> |
| Dilatometro Marchetti | <p>Determinazione del coefficiente di spinta a riposo; classificazione del terreno e calcolo di indici in base a relazioni empiriche</p> |

2. ELEMENTI PER LA PROGETTAZIONE DELLE INDAGINI

PROSPEZIONI - DATI ACQUISIBILI - LIMITAZIONI

| | | |
|-----------------------------|--|--|
| Prove pressometriche | Determinazione dei moduli di elasticità E e di taglio G. Determinazione di altri parametri geotecnici mediante relazioni empiriche. | I parametri geotecnici ottenuti con relazioni empiriche devono essere tarati con prove di laboratorio su campioni prelevati da sondaggi |
| Prove di carico con piastra | Determinazione del modulo di reazione Kr. Determinazione del modulo di deformazione M_E (modulo svizzero) per rilevati in terra. Determinazione diretta della portanza e comprimibilità per fondazioni . | Non applicabile per la determinazione della comprimibilità dei terreni coesivi. Non consente di indagare fino alle profondità interessate dalle fondazioni. |
| Prospezioni geosismiche | Le prove geosismiche (<i>down-hole, cross-hole e con misure di superficie</i>) consentono di determinare i moduli di elasticità dinamici di Young (Ed) e di taglio (Gd) attraverso la velocità di propagazione delle onde. Determinazione dei profili stratigrafici nel caso di terreni con diversa velocità di propagazione delle onde. Valutazione qualitativa del grado di alterazione e/o fratturazione di ammassi rocciosi. | Le prove non consentono di ottenere altri parametri geotecnici oltre i moduli Ed e Gd. I profili stratigrafici devono comunque essere controllati con sondaggi geognostici. |
| Prospezioni geoelettriche | Le indagini consentono di distinguere i terreni in base alla resistività elettrica. In presenza di terreni di resistività diversa dovuta alla granulometria e/o alla presenza di falde freatiche è possibile ricostruire profili stratigrafici | I profili stratigrafici sono indicativi e devono comunque essere controllati con sondaggi geognostici. Segue ⇒ |
| Prospezioni radar | Individuazione di cavità naturali o antropiche Ricostruzione di profili stratigrafici. | I profili stratigrafici sono indicativi e devono comunque essere controllati e tarati con sondaggi geognostici. |

METODI DI SONDAGGIO E QUALITA' DEI CAMPIONI OTTENIBILI

| Metodo di perforazione | Utensile di perforazione | Diametro usuale | Profondità usuale | Idoneità per tipo di terreno | Non idoneità per tipo di terreno | Qualità dei campioni ottenibili direttamente con gli usuali attrezzi di perforazione | Classe di qualità corrispondente |
|------------------------|--|---|--|---|---|--|--|
| Percussione | Sonda a valvola | 150 – 600 mm | 60 m | Ghiaia, sabbia, limo | Terre coesive tenere o molto consistenti, rocce | Disturbati, dilavati | Q1 (Q2) |
| | Scalpello | 150 – 600 mm | 60 m | Tutti i terreni, fino a rocce di media resistenza | Rocce con resistenza alta o molto alta | Fortemente disturbati, dilavati e frantumati | Q1 |
| Rotazione | Tubo carotiere semplice | 75 ÷ 150 mm | 50 ÷ 150 m | Tutti i terreni escluse terre a grana grossa | Terre a grana grossa (ghiaie, ciottoli, ecc.) | Generalmente discreta | A secco Q2 (Q3) con circolazione acqua o fango Q1 (Q2) |
| | Tubo carotiere doppio | 75 + 150 mm | 50 ÷ 150 m | | | Generalmente buona | Q2 (Q3-Q4) Q5 |
| | Scalpellini a distruzione, triconi, ecc. Attrezzatura rotary | 60 ÷ 300 mm | Praticamente illimitata | | | Non si ottengono campioni, ma piccoli frammenti di materiale | - |
| Trivella | Spirale a vite senza fine | Manuale: 50 ÷ 150 mm Meccanica: 100 ÷ 300 mm | Manuale: 10 m Meccanica: 40 m | Sopra falda: da coesivi a poco coesivi; Sotto falda: coesivi | Terre a grana grossa $\phi > D/4$; con elementi roccia | Disturbati, a volte dilavati sotto falda | Q1 (Q2-Q3) |

| CLASSI DI QUALITA' DEI CAMPIONI E CARATTERISTICHE DETERMINABILI | | | | | |
|---|------------------------------------|----|----|---------------------|--------------|
| Caratteristiche geotecniche determinabili | GRADO DI QUALITÀ | | | | |
| | Q1 | Q2 | Q3 | Q4 | Q5 |
| Profilo stratigrafico | X | X | X | X | X |
| Composizione granulometrica | | X | X | X | X |
| Contenuto d'acqua naturale | | | X | X | X |
| Peso dell'unità di volume | | | | X | X |
| Caratteristiche meccaniche (resistenze, deformabilità, ecc.) | | | | | X |
| | Campioni disturbati o rimaneggiati | | | A disturbo limitato | Indisturbati |

TABELLA IMPORTANTE





INDAGINI IN SITO - ANALISI - PARAMETRI



Caratteristiche fisiche generali

| | camp. | S1C1 | S2C1 | S2C2 | S3C1 |
|------------------------------|-------------------|---------|-----------|-----------|---------|
| prof. (m) | | 5,5-6,0 | 10,5-11,0 | 18,5-19,0 | 3,0-3,5 |
| Peso specifico dei grani: | kN/m ³ | 26,01 | 26,35 | 26,24 | 26,31 |
| Peso di volume: | kN/m ³ | 18,39 | 20,62 | 19,44 | 19,67 |
| Contenuto naturale in acqua: | % | 28,80 | 19,66 | 16,83 | 18,21 |
| Peso di volume secco: | kN/m ³ | 14,28 | 17,23 | 16,64 | 16,64 |
| Indice dei vuoti: | | 0,82 | 0,53 | 0,58 | 0,58 |
| Porosità: | % | 45,11 | 34,60 | 36,61 | 36,77 |
| Grado di saturazione: | % | 92,97 | 99,86 | 78,01 | 84,00 |

Granulometria

| | | S1C1 | S2C1 | S2C2 | S3C1 |
|-----------|---|-------|-------|-------|-------|
| Ghiala : | % | 0,00 | 0,07 | 0,03 | 0,00 |
| Sabbia : | % | 14,43 | 68,82 | 70,82 | 75,40 |
| Limo : | % | 61,15 | 31,10 | 29,15 | 24,60 |
| Argilla : | % | 24,42 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

Prova di taglio diretto

| | | S1C1 | S2C1 | S2C2 | S3C1 |
|-------------------------------------|-----|------|------|------|------|
| Coesione c' : | kPa | 6,8 | 0,0 | | |
| Angolo d'attrito interno ϕ^i : | (°) | 26,6 | 29,7 | | |

| Torvane | KPa | S1C1 | S2C1 | S2C2 | S3C1 |
|---------|-----|------|------|------|------|
| | | 10 | - | - | - |

PROVE DI LABORATORIO E GRADO DI AFFIDABILITA'

| Grado di affidabilità 3 = alta 2 = media 1 = limitata | Tipo di terreno | Profilo stratigrafico | Densità Relativa D _r | Angolo di attrito | Resist. al taglio non dren., cu | Grado di sovraccarica, OCR PARAMETRI DELLA pressione naturale | Moduli di Young E e di taglio G | compres., mv o C _u | Coef. di consolid. cv e ca PERM. | Permeabilità K | Relazioni tensioni-deform. | Resistenza alla liquefazione |
|--|-----------------|--------------------------|------------------------------------|-------------------|------------------------------------|---|------------------------------------|----------------------------------|--|----------------|-------------------------------|---------------------------------|
| | | 3 | | | | | | | | | | |
| Analisi granulometrica | 3 | 3 | | | | | | | | | | |
| Limiti di Atterberg | 3 | 3 | | 1 | | | | | | | | |
| Contenuto naturale d'acqua | | | | | 1 | | | | | | | |
| Penetrometro tascabile | | | | | 1 | | | | | | | |
| Prova di compress. Semplice | | | | | 2 | 2 | 1 | | | | | |
| Prova edometrica | 1 | | | | | 3 | 1 | 2 | 3 | 3 | 2 | 2 |
| Prova di compress. TxUU | | | | | 1 | 2 | | | | | | |
| Prova di compress. TxCU | | | | 3 | 3 | 3 | 3 | | | | 3 | 2 |
| Prova di compress. TxCD | | | | 3 | | 2 | 3 | | | | 3 | |
| Prova di permeabilità | | | | | | | | | | 3 | | |
| Colonna risonante | | | | | | | 3 | | | | | |
| Misura vel. onde di taglio In Tx | | | | | | | 3 | | | | | |
| Prova di taglio diretto | | | | | | | | | | | 2 | |
| Prova di taglio anulare | | | | 2 | | | | | | | | |

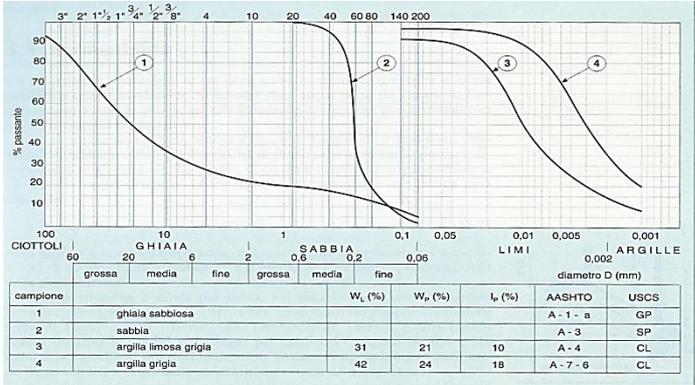
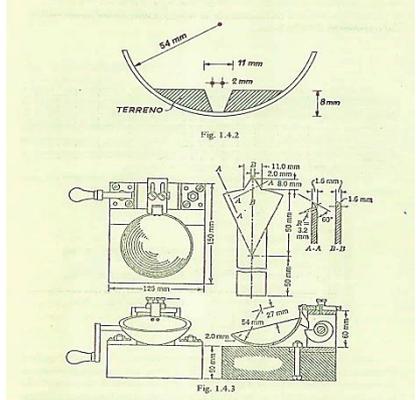
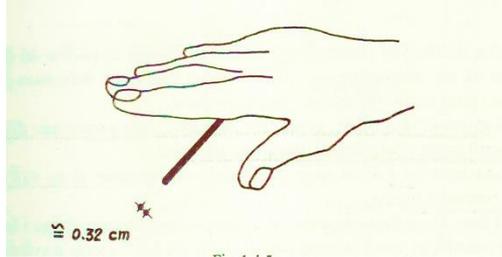
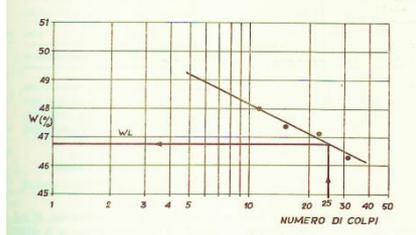
(Ripreso e modif. da Simonini, 2006)

CARATTERISTICHE FISICHE

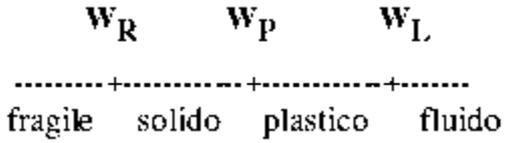
| VOCE | DESCRIZIONE | NORMA DI RIFERIMENTO |
|-------------|--|--|
| B.1 | Determinazione del contenuto d'acqua allo stato naturale | CNR-UNI 10008 ASTM D 2216 BS 1377 Part 2 |
| B.2 | Determinazione della massa volumica γ allo stato naturale mediante fustella tarata | BS 1377 Part 2 |
| B.3 | Determinazione della massa volumica γ allo stato naturale mediante pesata idrostatica | CNR B.U.22 BS 1377 Part 2 |
| B.4 | Determinazione del peso specifico dei granuli GS (media di 2 misurazioni) e calcolo della densità secca e satura, dell'indice dei vuoti, della porosità e del grado di saturazione | CNR B.U. 64 ASTM D 854 BS 1377:Part 2 |
| B.5 | Analisi granulometrica per vagliatura per via secca, su quantità ≤ 5 kg, con un massimo di 8 vagli | CNR B.U.23 ASTM D 421 |
| B.6 | Analisi granulometrica per vagliatura per via umida, su quantità ≤ 5 kg, con un massimo di 8 vagli | CNR B.U.23 ASTM D 422 |
| B.7 | Analisi granulometrica per sedimentazione con densimetro, esclusa la determinazione del peso specifico | Racc. AGI 1994 ASTM D 422 |
| B.8 | Analisi granulometrica per sedimentazione con densimetro, per pretrattamento di materiale ad alto contenuto di sostanze organiche | Racc. AGI 1994 |
| B.9 | Determinazione della percentuale di materiale passante al vaglio #200 (0,074 mm) | CNR B.U. 75 ASTM D 1140 |
| B.10 | Determinazione dei limiti di liquidità e di plasticità, congiuntamente | CNR-UNI 10014 ASTM D 4318 |
| B.11 | Determinazione dei limiti di liquidità e di plasticità, congiuntamente, per bentonite | CNR-UNI 10014 ASTM D 4318 |
| B.12 | Determinazione del limite di ritiro | ASTM D 427 ASTM D 4943 |
| B.13 | Determinazione del contenuto di sostanze organiche | ASTM D 2974 |
| B.14 | Determinazione del tenore in carbonati (media di 2 misurazioni) | ASTM D 4373 |
| B.15 | Determinazione del tenore in solfati | BS 1377 Part 3 |

Prove di laboratorio: riconoscimento e classificazione

Peso di volume
 Peso del secco
 Contenuto d'acqua



Limiti di Atterberg

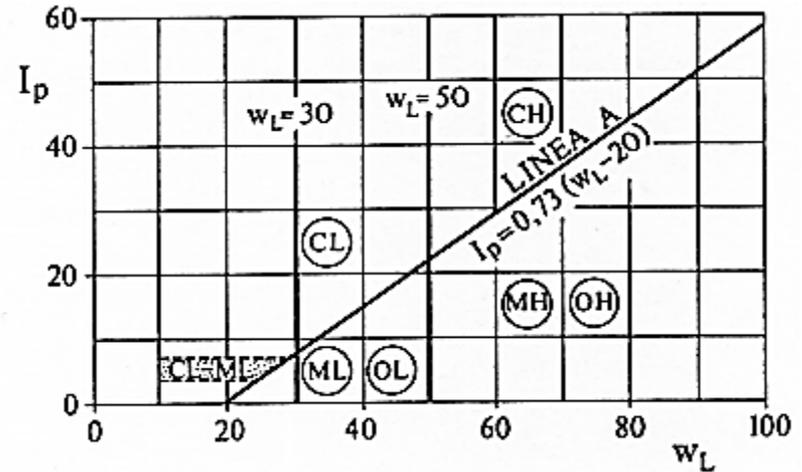


Granulometria

| I_c | Consistenza |
|-----------------|-----------------|
| < 0 | Fluida |
| $0 \div 0,25$ | Fluido-plastica |
| $0,25 \div 0,5$ | Molle-plastica |
| $0,5 \div 0,75$ | Plastica |
| $0,75 \div 1,0$ | Solido-plastica |
| > 1 | Semisolida |

$$IP = W_L - W_P$$

$$IC = (W_L - W_P) / IP$$



Carta di plasticità di Casagrande

Consistenza IC

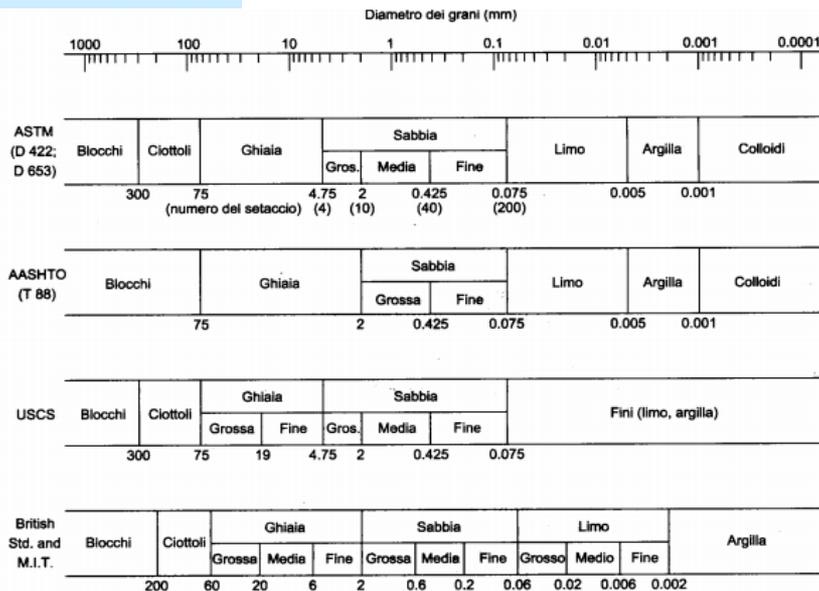


Tabella 1.5.2 - Sistema Unificato -

| GRUPPO | DESCRIZIONE | SOTTOGRUPPO | CARATTERISTICHE |
|--------|--|-------------|-----------------------------------|
| G | GHIAIE La maggior parte della frazione grossa è trattenuta al setaccio 4. | GW | fine < 5%; U > 4 |
| | | GP | fine < 5%; U < 4 |
| | | GH | fine > 12%; IP < 4, sotto retta A |
| | | GC | fine > 12%; IP > 7, sopra retta A |
| S | SABBIE La maggior parte della frazione passa al setaccio 4. | SW | fine < 5%; U > 4 |
| | | SP | fine < 5%; U < 6 |
| | | SM | fine > 12%; IP < 4, sotto retta A |
| | | SC | fine > 12%; IP > 7, sopra retta A |
| C | ARGILLE INORGANICHE | CL | W _L < 50% |
| | | CH | W _L > 50% |
| M | LIMI INORGANICI | ML | W _L < 50% |
| | | MH | W _L > 50% |
| O | LIMI E ARGILLE ORGANICI | OL | W _L < 50% |
| | | OH | W _L > 50% |

TERRINI A GRANA GROSSA
PASSANTE AL 200 < 50%

TERRINI A GRANA FINE
PASSANTE AL 200 > 50%

Prospetto 1 - Classificazione delle terre

| Classificazione generale | Terre ghiaia-sabbiose Frazione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 35% | | | | | | Terre limo-argillose Frazione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 35% | | | | | | Torbe e terre organiche palustri |
|--|--|-------|--|------------------------------------|-------|-------|---|-------------------------|-------------------------------|----------------------------|--|----------------------------------|--|
| | A 1 | | A 2 | A 2 | | | | A 4 | A 5 | A 6 | A 7 | | |
| Gruppo | A 1-a | A 1-b | A 2 | A 2-4 | A 2-5 | A 2-6 | A 2-7 | A 4 | A 5 | A 6 | A 7-7 | A 7-8 | A 8 |
| Analisi granulometrica | | | | | | | | | | | | | |
| Frazione pesante allo staccio | | | | | | | | | | | | | |
| 2 UNI 2332 % | 50 | 50 | 50 | 35 | 35 | 35 | 35 | 35 | 35 | 35 | 35 | 35 | 35 |
| 0,4 UNI 2332 % | 30 | 30 | 30 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| 0,075 UNI 2332 % | 15 | 25 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| Caratteristiche della frazione pesante allo staccio 0,4 UNI 2332 | | | | | | | | | | | | | |
| Limite liquido | — | — | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| Indice di plasticità | 0 | N. P. | 10 | 10 max. | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | (IP LL-30) | (IP LL-30) | 10 |
| Indice di gruppo | 0 | 0 | 0 | 4 | | | | 8 | 12 | 16 | 20 | | |
| Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo | Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbie grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane | | Sabbie fini | Ghiaie o sabbie limose o argillose | | | | Limi poco compressibili | Limi fortemente compressibili | Argille poco compressibili | Argille fortemente compressibili | Argille fortemente compressibili | Torbe di recente o remote formazione, detriti organici di origine palustre |
| Qualità portanti quale terreno di sottotondo in assenza di gelo | Da eccellente a buono | | | | | | Da mediocre a scadente | | | | | | Da scartare come sottotondo |
| Azione del gelo sulle qualità portanti del terreno di sottotondo | Nessuna o lieve | | Media | | | | Molto elevata | | Media | Elevata | Media | | |
| Ritiro o rigonfiamento | Nullo | | Nullo o lieve | | | | Lieve o medio | | Elevato | Elevato | Molto elevato | | |
| Permeabilità | Elevata | | Media o scarsa | | | | Scarsa o nulla | | | | | | |
| Identificazione del terreno in sito | Facilmente individuabili a vista | | Aspri al tatto - (coerenti) allo stato asciutto La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media o elevata allo stato asciutto indica la presenza di argille. | | | | Reagiscono alla prova di scuotimento* - Poverissimi o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido | | | | Non reagiscono alla prova di scuotimento* - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido | | Fibrosi di color bruno o nero - Facilmente individuabili a vista |

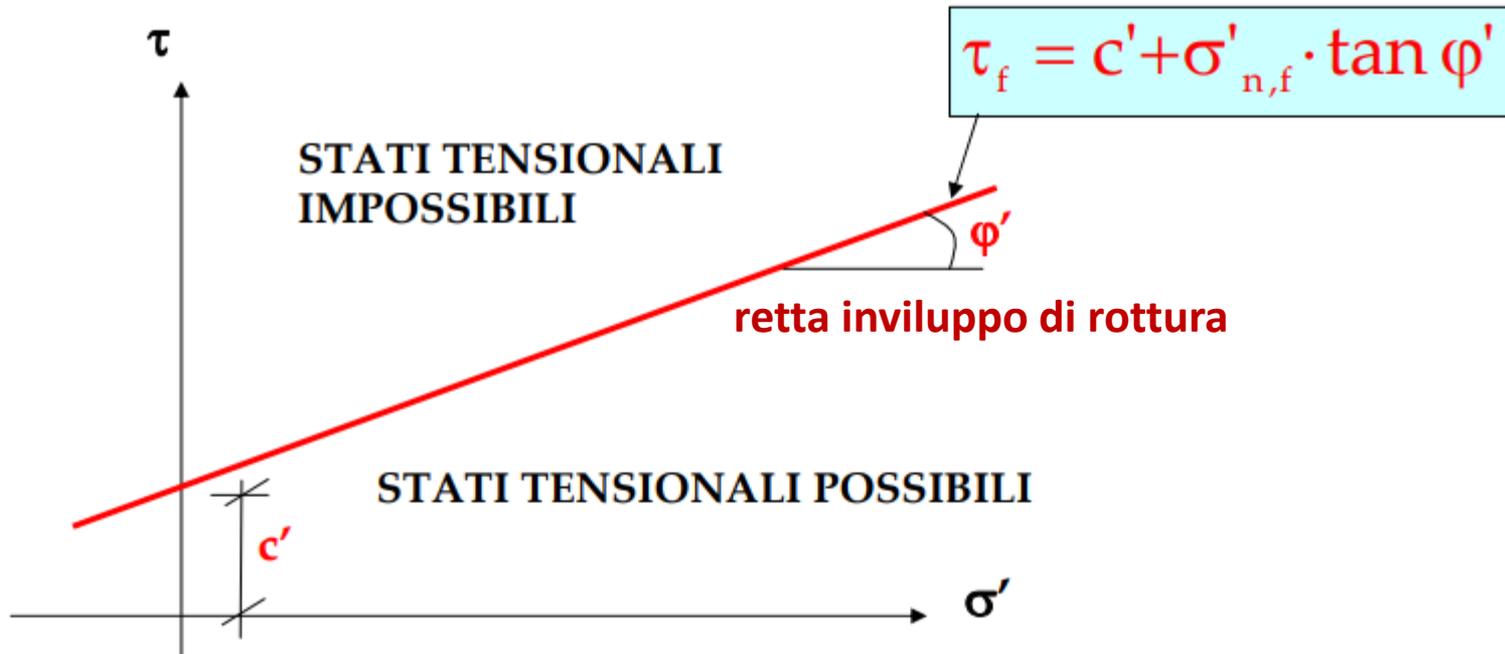
* Prova di cantiere che può servire a distinguere i limi dalle argille. Si esegue scuotendo nel palmo della mano un campione di terra bagnata e comprimendolo successivamente fra le dita. La terra reagisce alla prova se, dopo lo scuotimento, apparirà sulla superficie un velo lucido di acqua libera, che scomparirà comprimendo il campione fra le dita.

Resistenza al taglio

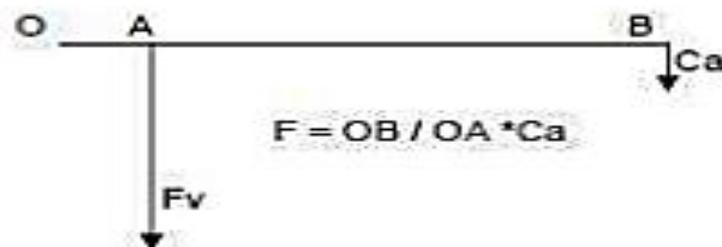
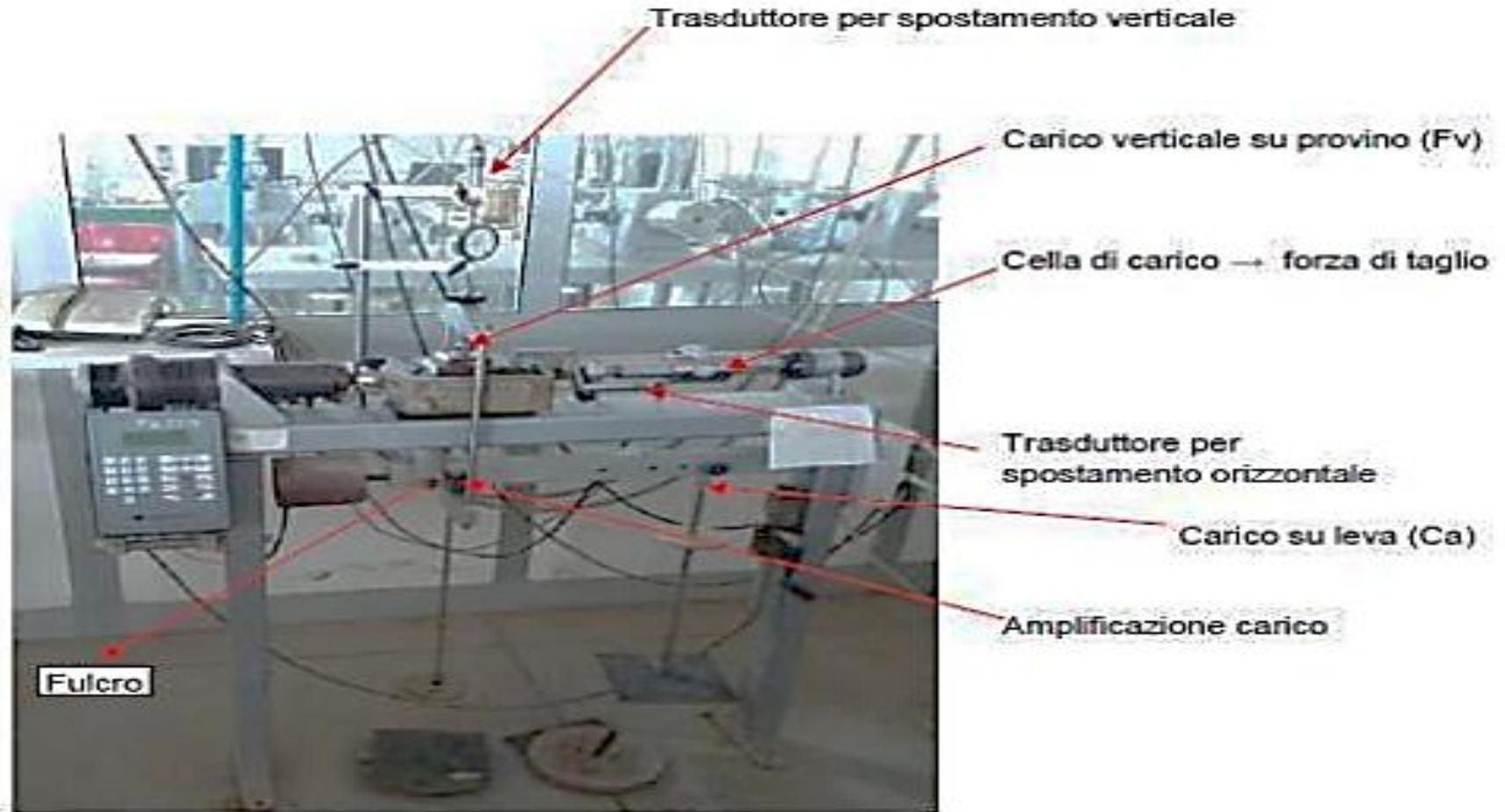
| VOCE | DESCRIZIONE | NORMA DI RIFERIMENTO |
|-------------|---|---|
| C.1 | Prova di taglio diretto consolidata drenata con tempo di deformazione finale <8h (procedura standard 3 provini) | Racc. AGI 1994 ASTM D 3080 BS 1377 Part 7 |
| C.2 | Prova di taglio diretto consolidata drenata con determinazione della resistenza residua dopo 5 cicli di taglio (procedura standard 3 provini) | BS 1377 Part 7 |
| C.3 | Prova di compressione semplice ELL non confinata, con carico di rottura inferiore a 1 MPa | ASTM D 2166 BS 1377 Part 7 |
| C.4 | Prova di compressione triassiale non consolidata non drenata UU su provino $\varnothing \leq 40$ mm; altezza ≤ 80 mm (proc. standard 3 provini) | Racc. AGI 1994 ASTM D 2850 |
| C.5 | Prova di compressione triassiale consolidata non drenata CU su provino $\varnothing \leq 40$ mm; altezza ≤ 80 mm, con saturazione preliminare e misura della pressione dei pori nel corso della prova (procedura standard 3 provini) | Racc. AGI 1994 ASTM D 4767 |
| C.6 | Prova di compressione triassiale consolidata isotropicamente drenata CID su provino $\varnothing \leq 40$ mm; altezza ≤ 80 mm, con saturazione preliminare (procedura standard 3 provini) | Racc. AGI 1994 |
| C.7 | Prova di compressione triassiale consolidata anisotropicamente drenata CAD su provino $\varnothing \leq 40$ mm; altezza ≤ 80 mm, con saturazione preliminare (procedura standard 3 provini) | Racc. AGI 1994 |

Criterio di rottura di Mohr-Coulomb

Nel piano di Mohr il criterio di rottura di Mohr-Coulomb è descritto da una retta, detta retta inviluppo di rottura, che separa gli stati tensionali possibili da quelli privi di significato fisico in quanto incompatibili con la resistenza del materiale.

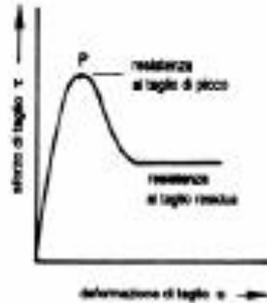
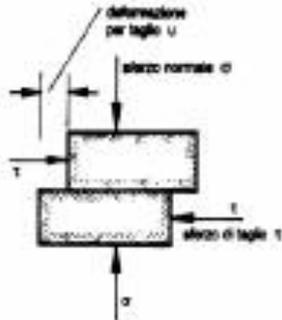
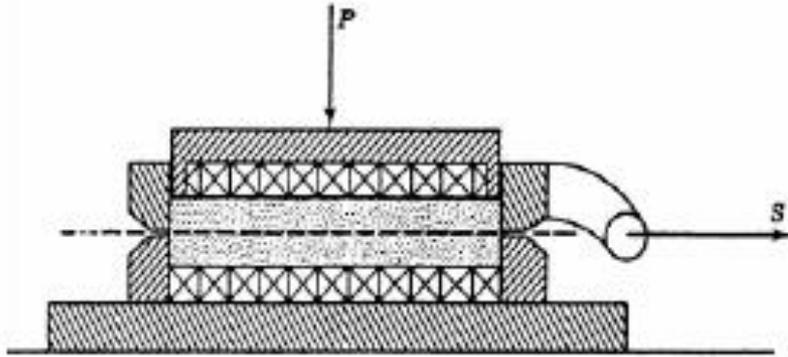


Prova di taglio diretto



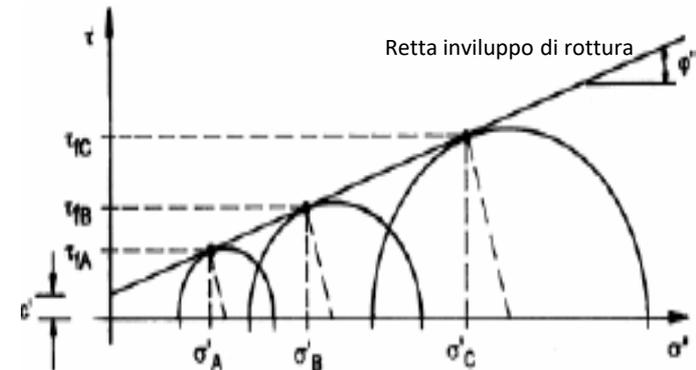
E.Aiello CGT - unisi

Prova di taglio diretto

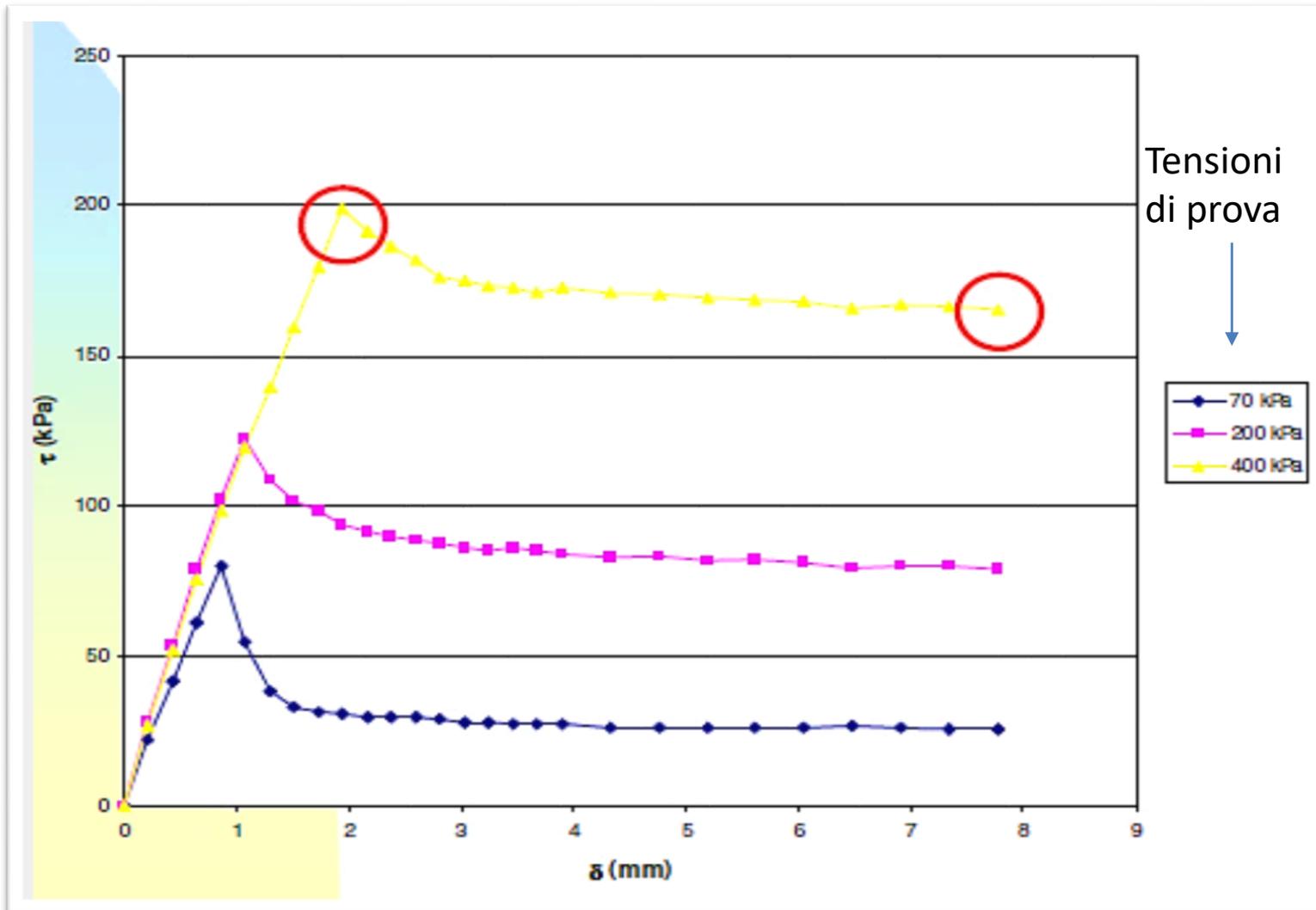


- Resistenza a taglio del campione
- $(c' \text{ e } \phi')$ di picco e residua
- Solo resistenza a rottura sul piano di rottura
- Non dà indicazioni se non qualitative sulla rigidezza
- Piccolo volume coinvolto
- Solo drenata (c', ϕ')
- Interpretazione relativamente semplice nel piano di Mohr $\tau - \sigma$

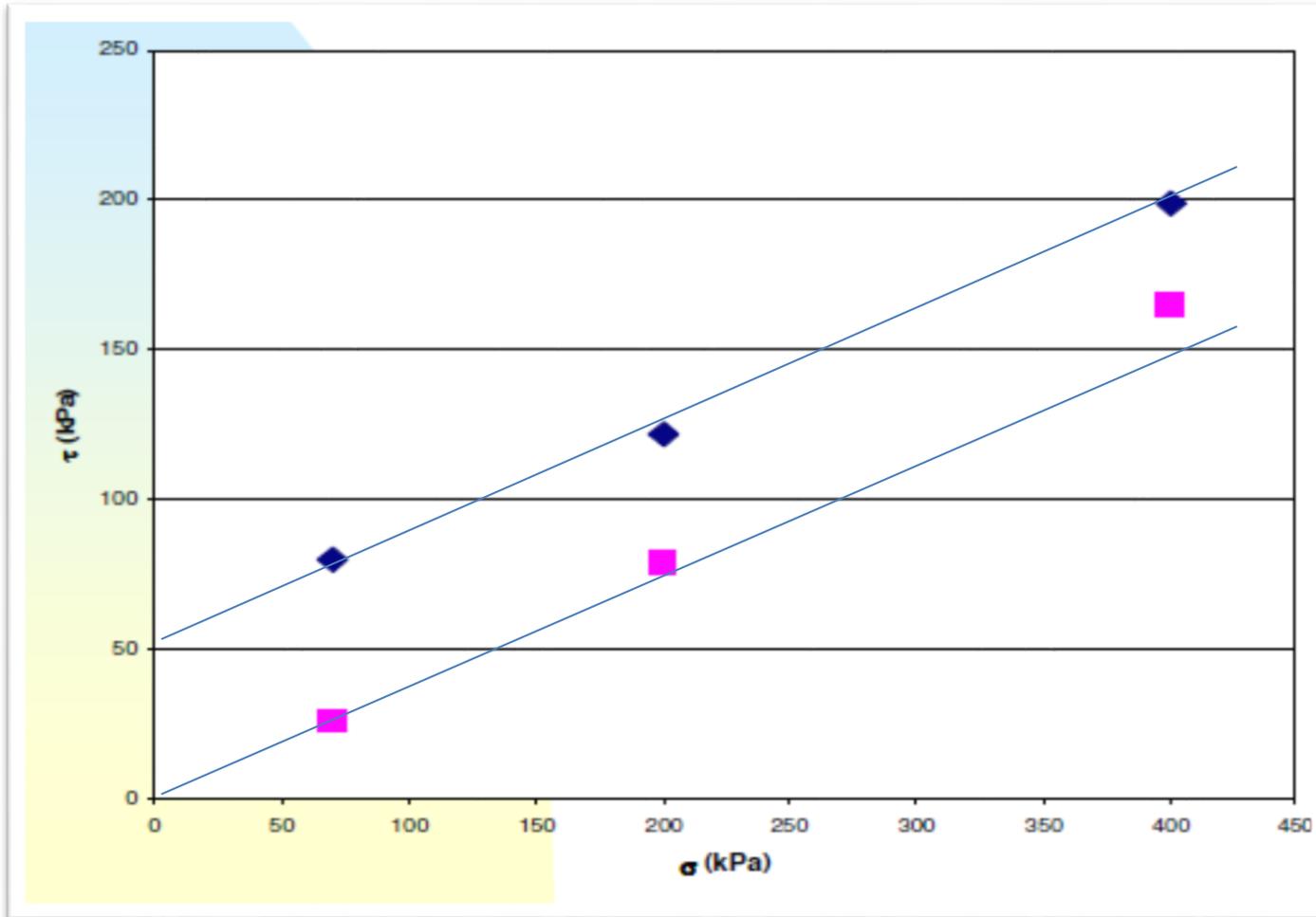
- **Dobbiamo indicare le tensioni di prova**
- Tempi lunghi per consolidazione e prova



Prova di taglio diretto



Prova di taglio diretto



$$c'_p = 50 \text{ kPa}$$

$$\phi'_p = 21^\circ$$

$$c'_r = 0$$

$$\phi'_r = 21^\circ$$

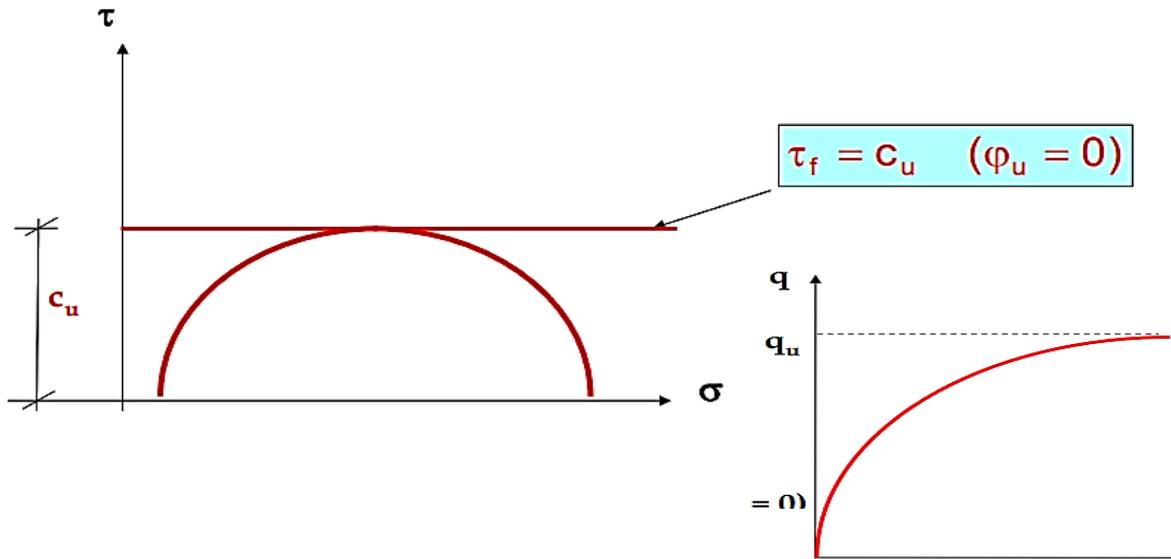


Qualora il terreno pervenga a rottura **in condizioni non drenate** la resistenza al taglio può essere determinata ed espressa solo in termini di tensioni totali, secondo il criterio di Tresca:

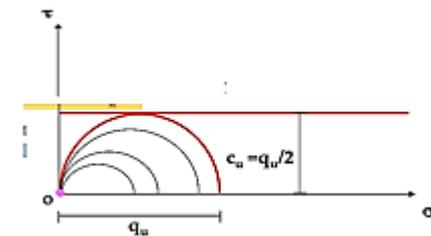
$$\tau_f = c_u$$

dove c_u è la *resistenza al taglio non drenata*.

Nel piano di Mohr il criterio di Tresca è descritto da una **retta orizzontale $\varphi_u = 0$** che inviluppa i cerchi di rottura espressi in termini di tensioni totali.



Per determinare **la resistenza non drenata, c_u** , si calcola il raggio del cerchio di Mohr a rottura.



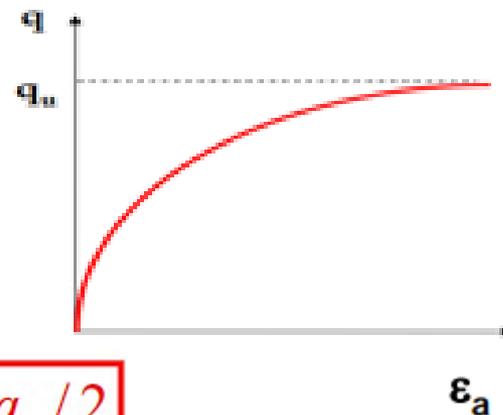
$$c_u = q_u / 2$$

Prova di compressione semplice



I risultati possono essere interpretati solo in termini di tensioni totali e può essere determinata la ***sola resistenza al taglio non drenata, c_u***

Dalla curva (q)- ϵ_a si determina la ***tensione deviatorica a rottura q_u*** come valore di picco o come valore corrispondente ad un prefissato livello della deformazione assiale media, ϵ_a .



$$c_u = q_u / 2$$

Apparecchiatura di compressione triassiale

Fasi di prova:

1. Compressione (consolidazione)

(C → consolidata, U → non consolidata)

(I → isotropa, A → anisotropa)

2. Rottura

(D → drenata, U → non drenata)

A seconda delle condizioni di drenaggio nelle due fasi, si distinguono:

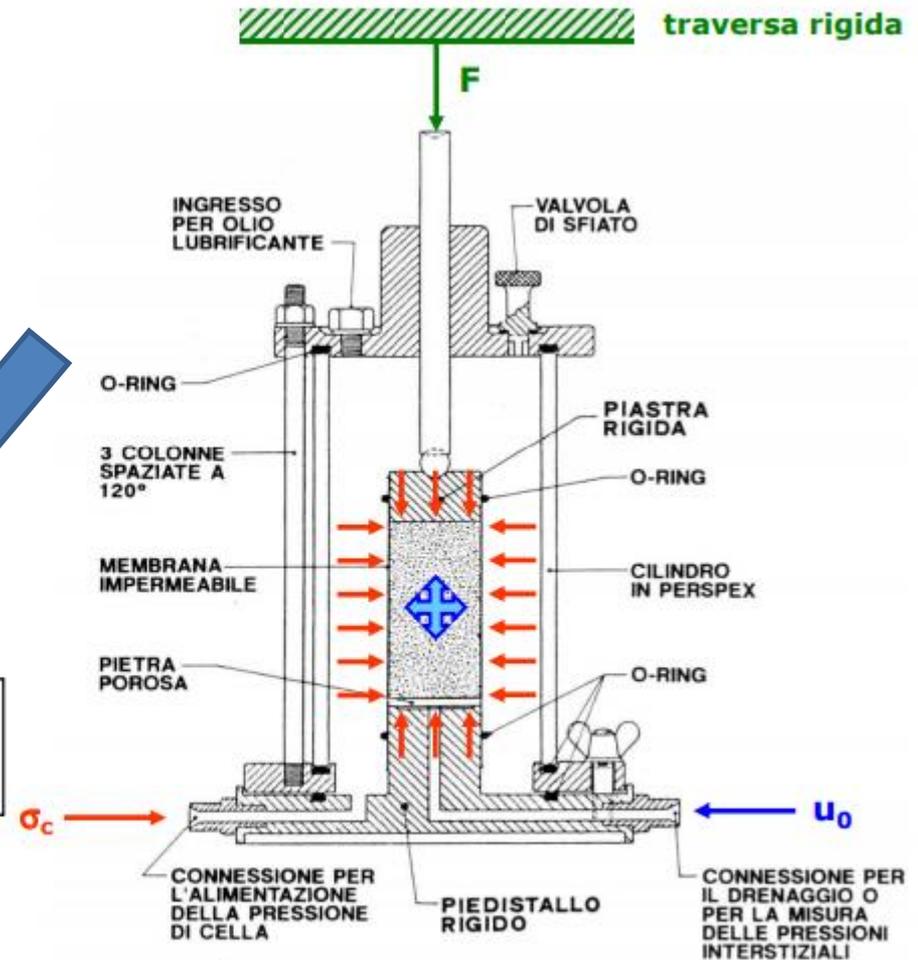
Prova **CID** → consolidata - drenata

Prova **CIU** → consolidata - non drenata

Prova **UU** → non consolidata - non drenata

La pressione di cella σ_c e quella interstiziale di riferimento u_0 vengono applicate mediante interfacce aria-acqua

Il carico assiale F è applicato tramite l'avanzamento di una pressa → spinta pistone contro traversa rigida



(Ripreso da Soccodato, 2012 e modif.)

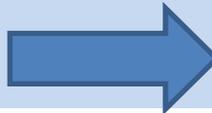
Prove di compressione triassiale TX - 1



- Resistenza al taglio del campione:
- Drenata e non drenata, ma non residua
- Rigidezza e moduli del campione alle grandi deformazioni
- Coinvolto tutto il volume del campione
- Non predeterminiamo la rottura
- Possiamo fare dei percorsi di tensione
- Interpretazione complessa in due fasi.
- Individuiamo il punto di rottura e poi scegliamo i parametri, ma

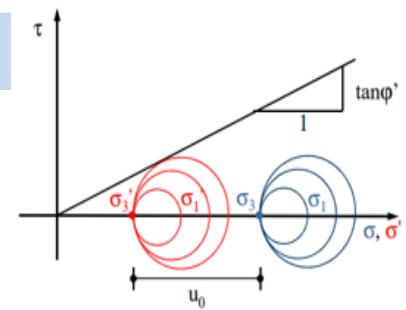
dobbiamo scegliere il piano in cui lavorare:

$\tau - \sigma$; $t - s$; $q - p$ (v. pag. successiva)



- **Dobbiamo indicare le tensioni di prova**
- **Dobbiamo scegliere le modalità di prova**
- *Tempi lunghi per le prove consolidate*
- Difficile da realizzare su terreni complessi

Espressioni alternative equivalenti del criterio di Mohr-Coulomb

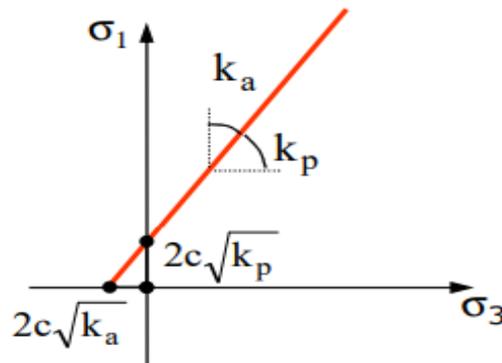


Percorsi principali t-s e percorsi delle tensioni – invarianti q-p

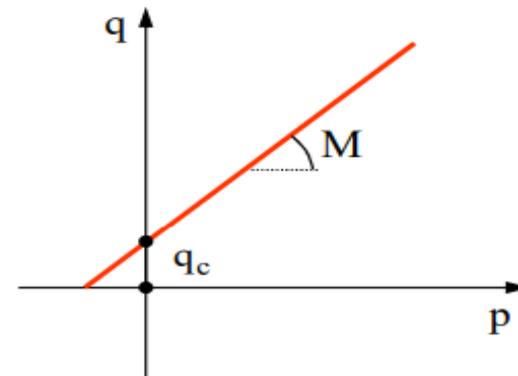
Il criterio di Mohr-Coulomb è esprimibile in termini equivalenti mediante:

tensioni principali σ_1, σ_3

Piano t-s



invarianti p, q



$$\sigma_1 = k_p \sigma_3 + 2c\sqrt{k_p} \Leftrightarrow \sigma_3 = k_a \sigma_1 - 2c\sqrt{k_a}$$

$$q = Mp + q_c$$

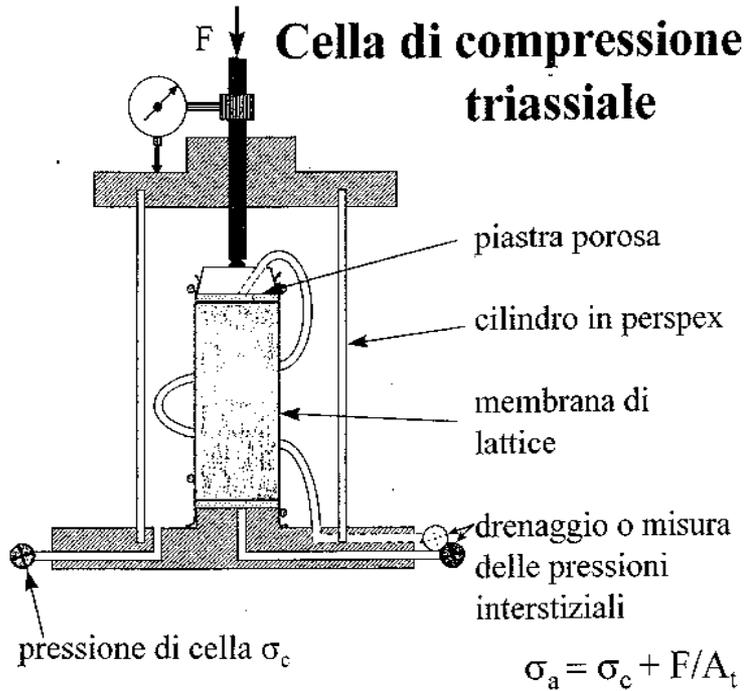
$$k_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \text{coefficiente di spinta passiva}$$

$$M = \frac{6\sin\varphi}{3 - \sin\varphi}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \text{coefficiente di spinta attiva}$$

$$q_c = 2c\sqrt{k_a} \frac{3 + 2k_a}{1 + 2k_a}$$

Prove di compressione triassiale TX - 2



Piano t – s (percorsi delle tensioni) **t. principali**

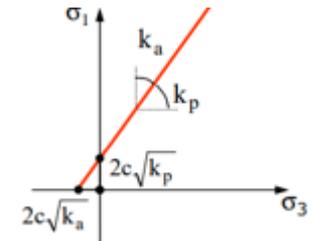
$$t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

$$s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

$$t = s' \sin \phi' + c' \cos \phi'$$

$$t = s' \tan \alpha' + a' \text{ (più facile interpolare)}$$



Piano p – q (percorsi delle tensioni) **invarianti**

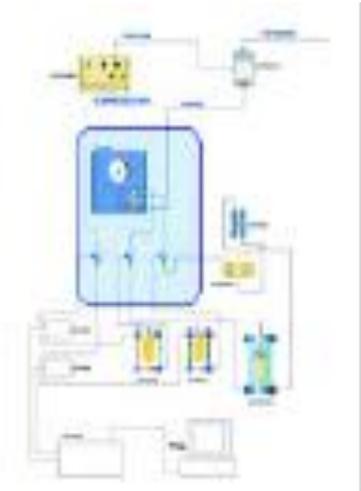
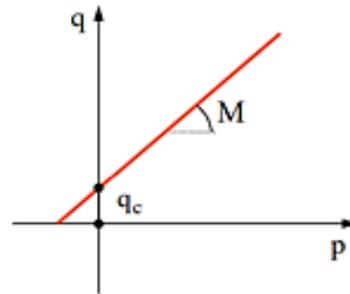
$$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$$

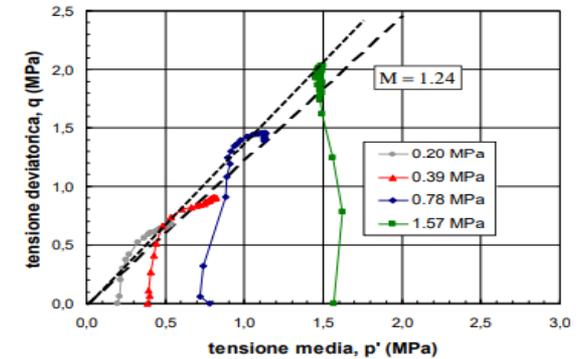
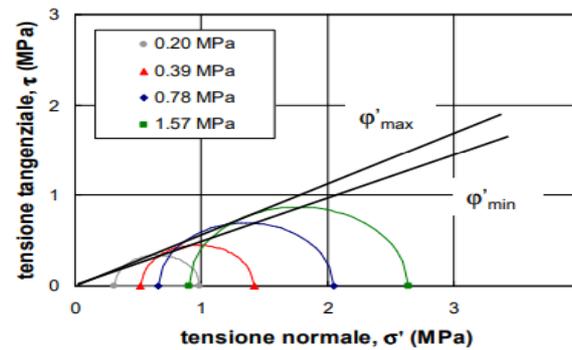
$$q = M p' \text{ (NC)}$$

$$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$$

$$q = \gamma + h p'$$



Riepilogo dei parametri di resistenza



$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi'}{3 - \operatorname{sen} \varphi'} \Rightarrow \varphi' = \operatorname{arcsen} \frac{3M}{M + 6}$$

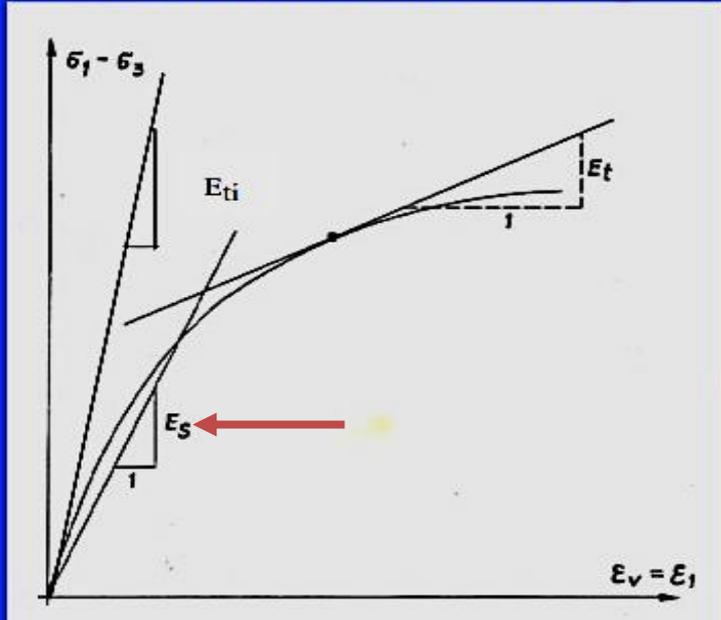
E.Aiello CGT - unisi

Inviluppi e parametri di resistenza nei piani (p',q) e (s',t).

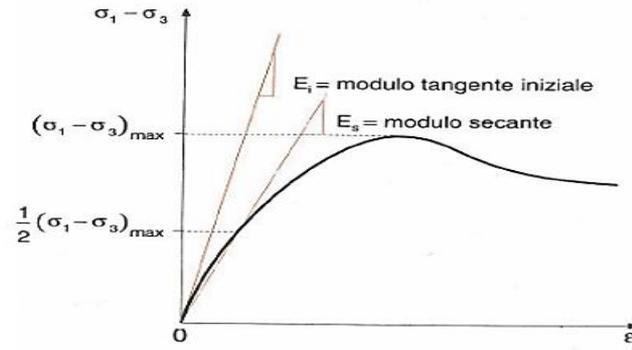
| | Piano (p':q) | Piano (s':t) |
|-----------|---|---|
| ascissa | $p' = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u = \sigma'_c + \frac{q}{3} - \Delta u$ | $s' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u = \sigma'_c + t - \Delta u$ |
| ordinata | $q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{F}{A}$ | $t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{F}{2A}$ |
| inviluppo | $q = Mp' + q_c$ | $t = ms' + n$ |
| attrito | $M = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi'}{3 - \operatorname{sen} \varphi'} \Rightarrow \varphi' = \operatorname{arcsen} \frac{3M}{M + 6}$ | $m = \operatorname{sen} \varphi' \Rightarrow \varphi' = \operatorname{arcsen}(m)$ |
| coesione | $q_c = 2c' \sqrt{k_a} \frac{3 + 2k_a}{1 + 2k_a} \Rightarrow c' = \frac{q_c}{2\sqrt{k_a}} \frac{1 + 2k_a}{3 + 2k_a}$ $\left(k_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi'}{1 + \operatorname{sen} \varphi'} \right)$ | $n = c' \cos \varphi' \Rightarrow c' = \frac{n}{\cos \varphi'}$ |

PROVA TRIASSIALE – Moduli elastici

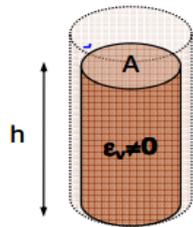
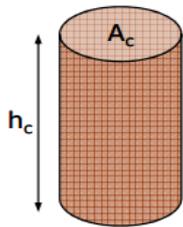
Per quanto riguarda il modulo di deformazione si può osservare che è $E = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon$,
 ma essendo il comportamento non lineare si deve distinguere tra:
 modulo di deformazione tangente $E_t = d(\sigma_1 - \sigma_3) / d\varepsilon$;
 modulo di deformazione tangente iniziale $E_{ti} = \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} d(\sigma_1 - \sigma_3) / d\varepsilon$;
 modulo di deformazione secante $E_s = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) / \Delta\varepsilon$.



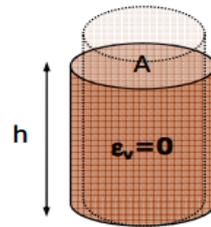
Questi valori possono essere ricavati direttamente dal grafico $(\sigma_1 - \sigma_3) / \varepsilon$



Dalle dimensioni del provino a fine consolidazione (H_c, A_c) e dalle misure in fase di rottura ($\delta, \Delta V$) (= avanz. pressa a vel. K e variaz.vol.) in ipotesi di deformata cilindrica si ottengono tutte le componenti di deformazione



Prova CID



Prova CIU

Deformazioni in fase di rottura

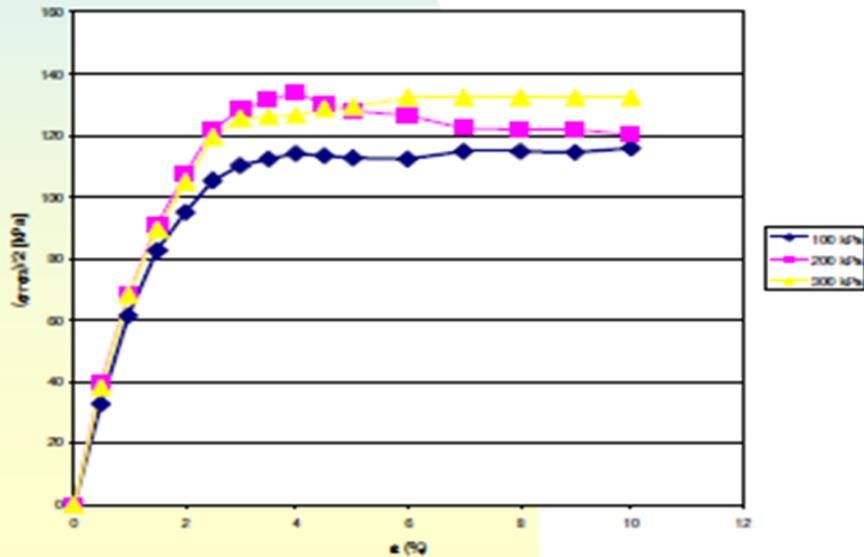
| | | |
|---|---|--|
| deformazione assiale, ε_a | $\varepsilon_a = \frac{\delta}{H_c}$ | |
| area corrente, A | $A = \frac{V}{H} = \frac{A_c H_c - \Delta V}{H}$ | $A = \frac{V}{H} = \frac{A_c H_c}{H}$ |
| deformazione di volume, ε_v | $\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_c} = \frac{\Delta V}{A_c H_c}$ | $\varepsilon_v \equiv 0$ |
| deformazione radiale, ε_r | $\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_v - \varepsilon_a}{2}$ | $\varepsilon_r = -\frac{\varepsilon_a}{2}$ |

Prove di compressione triassiale TX - UU

Resistenza non drenata, c_u ($\phi_u = 0$)

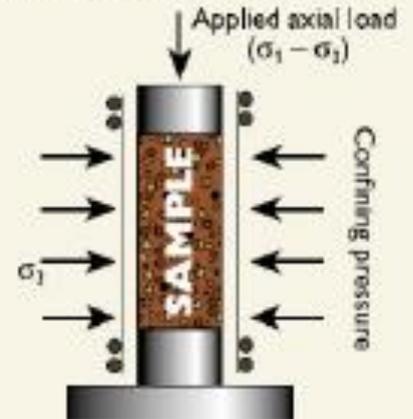
- Rigidezza: modulo E_u (a rottura)
- Veloce e semplice da realizzare
- **Facile da interpretare**

Prova UU

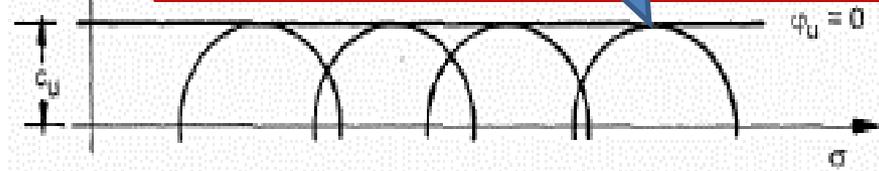


Total Stress Measurement

Quick undrained (QU) and Unconsolidated Undrained (UU)



Per l'impossibilità di conoscere le tensioni efficaci, c_u non viene più chiamata 'coesione', ma 'resistenza non drenata. !



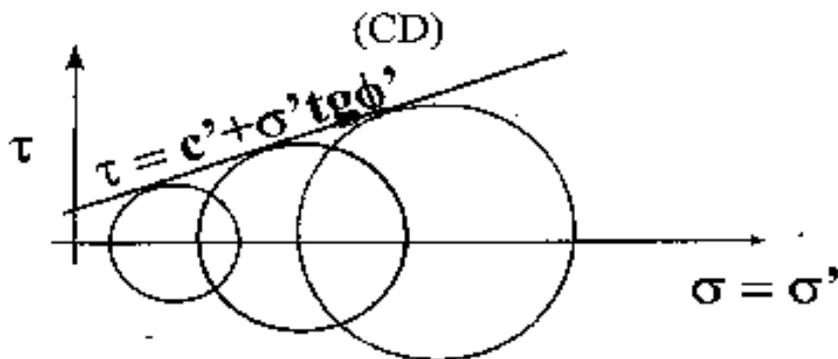
Prova utile solo per determinare la resistenza non drenata c_u del campione (parametro non 'costitutivo', ma 'operativo' per le analisi in tensioni totali).

La **resistenza non drenata c_u** non è un parametro di resistenza intrinseco, ma un parametro di resistenza **'operativo'** (infatti, **c_u** dipende dallo stato tensionale, e la resistenza del terreno è di natura sostanzialmente attritiva).

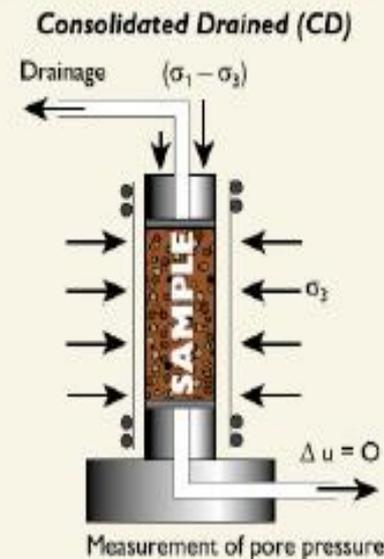
Prove di compressione triassiale TX - CD

- Resistenza drenata, c' e ϕ'
- Caratteri di compressibilità
- Rigidezza: modulo E (a rottura)
- Richiede tempi lunghi per consolidazione e poi per rottura
- Non facile da eseguire correttamente
- **Difficile da interpretare: dobbiamo scegliere i valori a rottura nel piano $[(\sigma_1 - \sigma_3)/2 - \epsilon_a]$ e tracciare i cerchi di Mohr a rottura o i punti nel piano $t-s'$ ed interpolare**

PROVA CONSOLIDATA DRENATA (CD)



Effective Stress Measurement



Prove di compressione triassiale TX - CU

TX CU

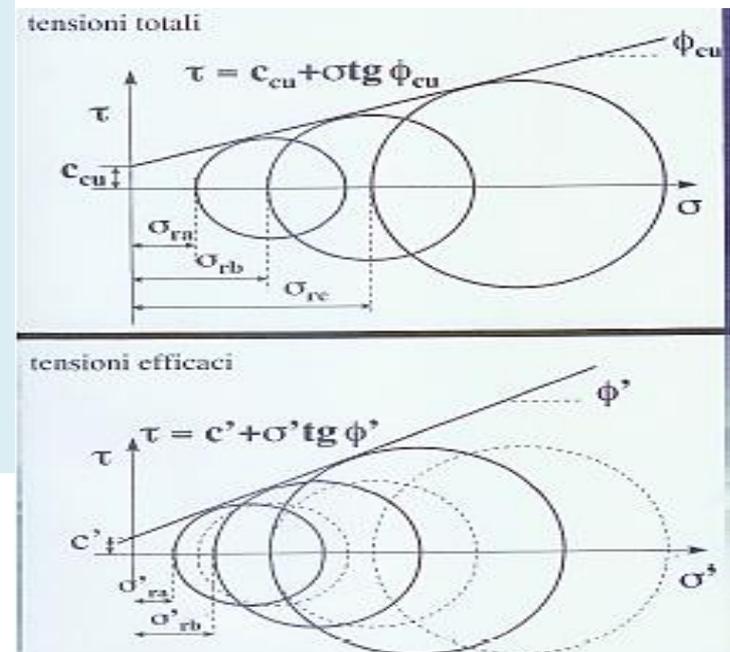
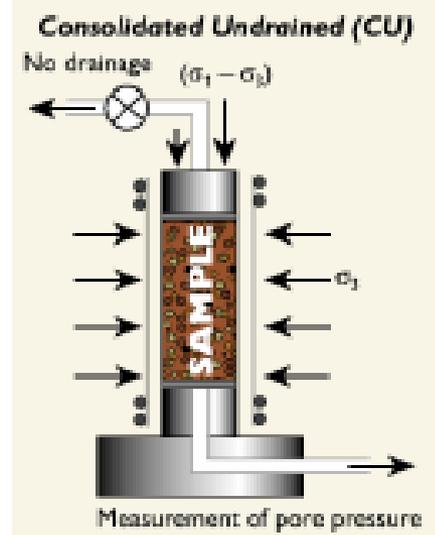
cu e ϕ_{cu}

c' e ϕ' si, ma occorre la misura delle u:

- Caratteri di compressibilità
- Rigidezza: modulo E (a rottura)
- Richiede tempi lunghi per consolidazione e poi per rottura

- Molto difficile da eseguire la misura delle u
- Non facile da eseguire correttamente

-Dobbiamo interpretare: dobbiamo scegliere i valori a rottura nel piano $[(\sigma_1 - \sigma_3)/2 - \epsilon a]$ e tracciare i cerchi di Mohr a rottura o i punti nel piano $t - s'$ ed interpolare



Sintesi dei parametri di deformabilità estraibili dalle prove TX consolidate drenate e non drenate

| Parametro | Prove CID (parametri in tensioni efficaci) | Prove CIŪ (parametri in tensioni totali) |
|---|---|---|
| modulo di Young | $E' = \frac{q}{\varepsilon_a}$ | $E_u = \frac{q}{\varepsilon_a}$ |
| coefficiente di Poisson | $\nu' = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \equiv \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_a} \right)$ | $\nu_u = 0.50$ |
| modulo di taglio | $G' = \frac{q}{3\varepsilon_s} \equiv \frac{E'}{2(1+\nu')}$ | $G = \frac{q}{3\varepsilon_s} \equiv \frac{E_u}{3}$ |
| coefficiente di pressione interstiziale | - | $A = \frac{\Delta u}{q}$ |

Legenda

| |
|---|
| deformazione assiale, ε_a |
| area corrente, A |
| deformazione di volume, ε_v |
| deformazione radiale, ε_r |

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

COMPRESSIBILITÀ - CONSOLIDAZIONE - RIGONFIAMENTO

| VOCE | DESCRIZIONE | NORMA DI RIFERIMENTO |
|-------------|---|-------------------------------|
| D.1 | Prova di consolidazione edometrica in unico ciclo di carico e scarico su provino \varnothing 40-100 mm, a gradini definiti, $\sigma_v \text{ max} < 6 \text{ MPa}$; mantenimento di ogni gradino per un tempo $\leq 24 \text{ h}$; per complessivi 12 gradini | Racc. AGI 1994 ASTM D 2435 |
| D.2 | Determinazione dei coefficienti C_v , K , E_{ed} compresa la preparazione del diagramma cedimento/tempo | |
| D.3 | Determinazione del coefficiente di compressibilità secondaria, con mantenimento del carico oltre le 24 h | |
| D.4 | Determinazione della pressione di rigonfiamento a volume costante in edometro, con variazioni di carico $\leq 25 \text{ KPa}$ | ASTM D 3877 |
| D.5 | Determinazione della deformazione di rigonfiamento in edometro ad una pressione definita, applicata a secco e seguita da imbibizione | ASTM D 4546 |

Prova edometrica I



prova di compressione a espansione laterale impedita:

Deformabilità del campione

Rigidezza

Preconsolidazione

Permeabilità indiretta

Consente:

Calcolo delle deformazioni

Rigidezza

Poco costosa

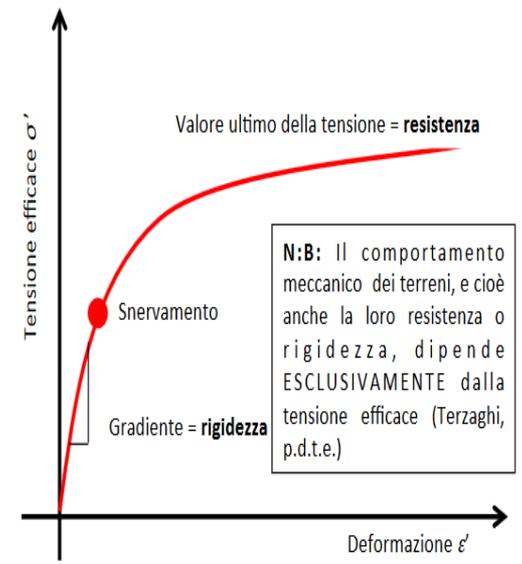
Sempre affidabile

Tempi lunghi

La **rigidezza** è il gradiente della curva tensioni-deformazioni. Se il legame è lineare, il gradiente è costante. Se non lo è possono determinarsi sia una rigidezza tangente che una secante.

TIPICA CURVA
TENSIONE-DEFORMAZIONE
DI UN TERRENO

La **resistenza** di un materiale è una misura della massima tensione che esso è in grado di sopportare ed è il fattore che determina la stabilità o il collasso delle strutture.



N.B.: Il comportamento meccanico dei terreni, e cioè anche la loro resistenza o rigidezza, dipende **ESCLUSIVAMENTE** dalla tensione efficace (Terzaghi, p.d.t.e.)

N.B.: La **rigidezza** e la **resistenza** sono due proprietà distinte e indipendenti di un materiale: la prima governa gli spostamenti e le deformazioni sotto i carichi di esercizio, mentre la seconda determina i massimi valori del carico che una struttura può sopportare. (esempi: acciaio, margarina, gesso, gomma).

Il **fattore che determina le deformazioni** e gli spostamenti delle strutture e dei terreni di fondazione quando sono soggetti a carichi, è la loro **rigidezza**. In alternativa si può parlare di "compressibilità" di un terreno: dimensionalmente questa rappresenta il reciproco della rigidezza.

La compressibilità dimensionalmente rappresenta il reciproco della rigidezza

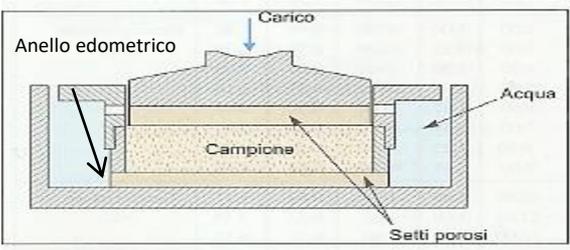
Al laboratorio si deve indicare il massimo carico da raggiungere ed i carichi per cui rilevare la curva cedimento-tempo

Viene in genere eseguita su provini di terreno a grana fine (argille e limi) indisturbati e saturi

$$2.5 < \frac{D}{H_0} < 4$$

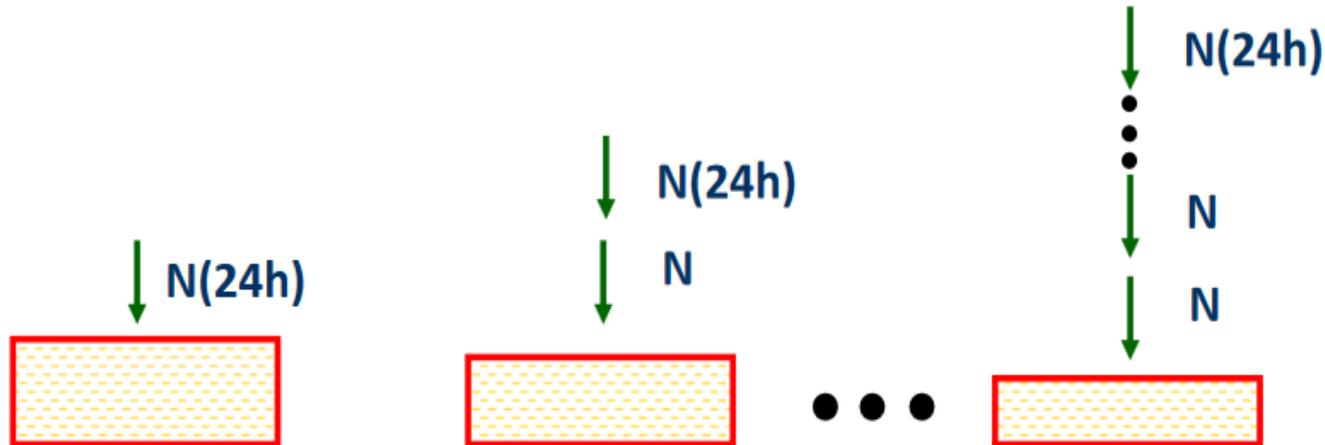
D = 6 cm

H₀ = 2 cm



1) Consiste nell'applicazione di un carico verticale N per successivi incrementi con progressione geometrica (di norma a partire da 25 kPa fino a σ'_p * ed eventuali decrementi (in fase di scarico), ciascuno mantenuto il tempo necessario ad esaurire il cedimento di consolidazione primaria (in genere 24h).

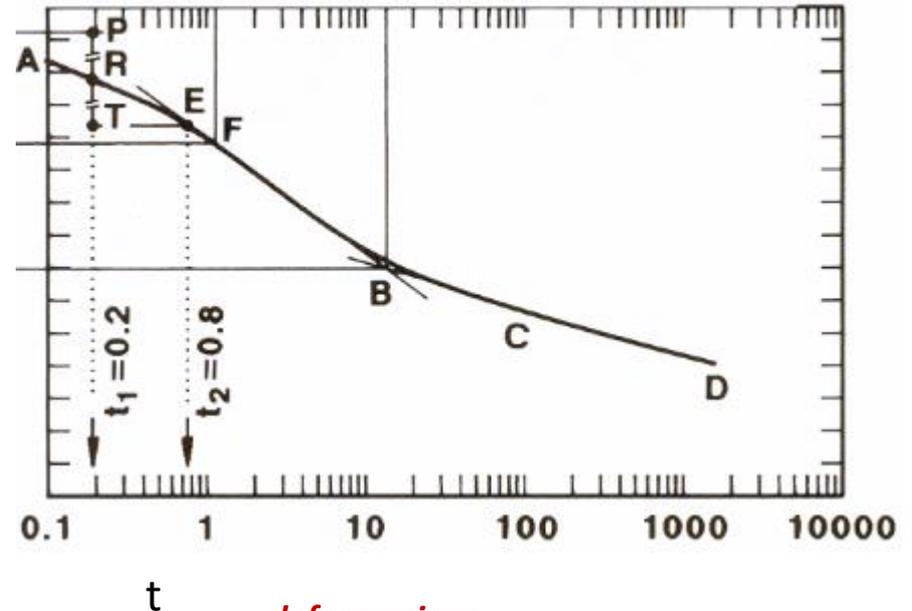
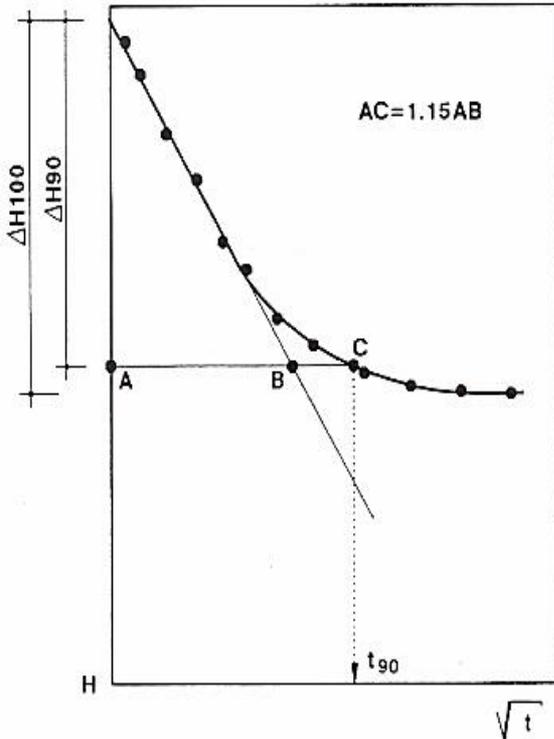
* σ'_p pressione di consolidazione



2) Durante l'applicazione di ciascun gradino di carico viene misurata l'altezza del provino, H , nel tempo $\longrightarrow H_1(t), H_2(t), \dots, H_n(t)$

(Da Vannucchi, 2016 modif.)

a) Esaurite le **24 h** di carico, a partire dal diagramma $H_i(t)$, per ciascun gradino di carico, viene determinata sperimentalmente (metodo di Casagrande o Taylor) l'altezza corrispondente alla fase di consolidazione primaria.



b) Quindi partendo dal valore dell'indice dei vuoti, e_0 , e dell'altezza del provino, H_0 , misurati prima dell'inizio della prova, è possibile determinare per ciascun gradino di carico: **ε , e , σ**

deformazione

$$\varepsilon_{v,i} = \varepsilon_{a,i} = -\frac{\Delta H_i}{H_0} = -\frac{H_{fin,i} - H_0}{H_0}$$

$$\Delta e_i = e_{fin,i} - e_0 = \frac{\Delta H_i}{H_0} \cdot (1 + e_0)$$

$$\sigma'_{v,i} = \frac{N_i}{A} = \frac{4 \cdot N_i}{\pi \cdot D^2}$$

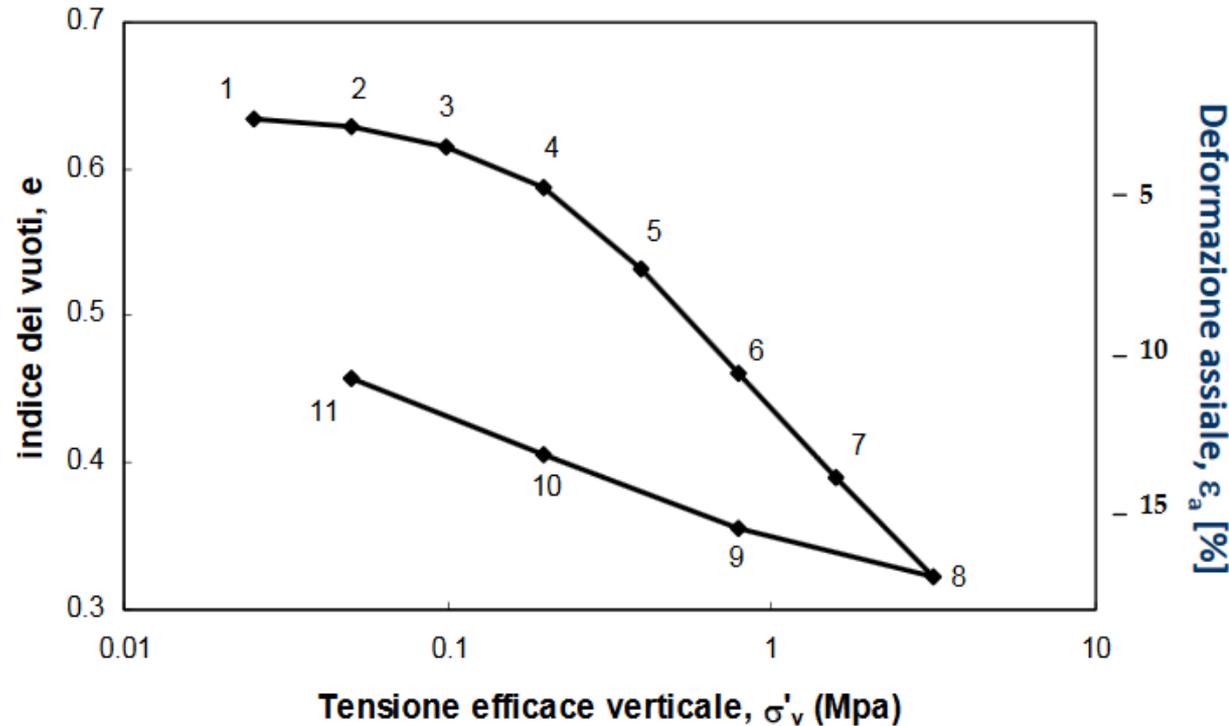
Indice dei vuoti

$$e_{fin,i} = \frac{\Delta H}{H_0} \cdot (1 + e_0) + e_0$$

**pressione verticale
media efficace**

Riportando in grafico le coppie di valori $e_i (e_{vi})$, σ'_{vi} per i diversi gradini di carico e di scarico si ottiene la **curva di compressibilità edometrica**, nella quale si possono distinguere:

- un **tratto iniziale a debole pendenza** (punti 1-2)
- un **tratto intermedio a pendenza crescente** (punti 2-5)
- un **tratto finale a pendenza maggiore e quasi costante** (punti 5-8)
- un **tratto di scarico** (punti 8-11) a pendenza minore e quasi costante (confrontabile con la pendenza del tratto iniziale 1-2)



N.B. La curva $\varepsilon_a(\varepsilon_v)-\sigma'_v$ ha lo stesso andamento di $e-\sigma'_v$ (e è proporzionale a ε_a)

$$e_{fin} = \varepsilon_a \cdot (1 + e_0) + e_0$$

La curva viene approssimata con tratti rettilinei a differente pendenza; il tratto “ginocchio” (punti 2-5) è sostituito con un punto angolare (punto A), corrispondente alla **pressione di consolidazione**, σ'_p (in sito):

INDICE DI RICOMPRESSIONE

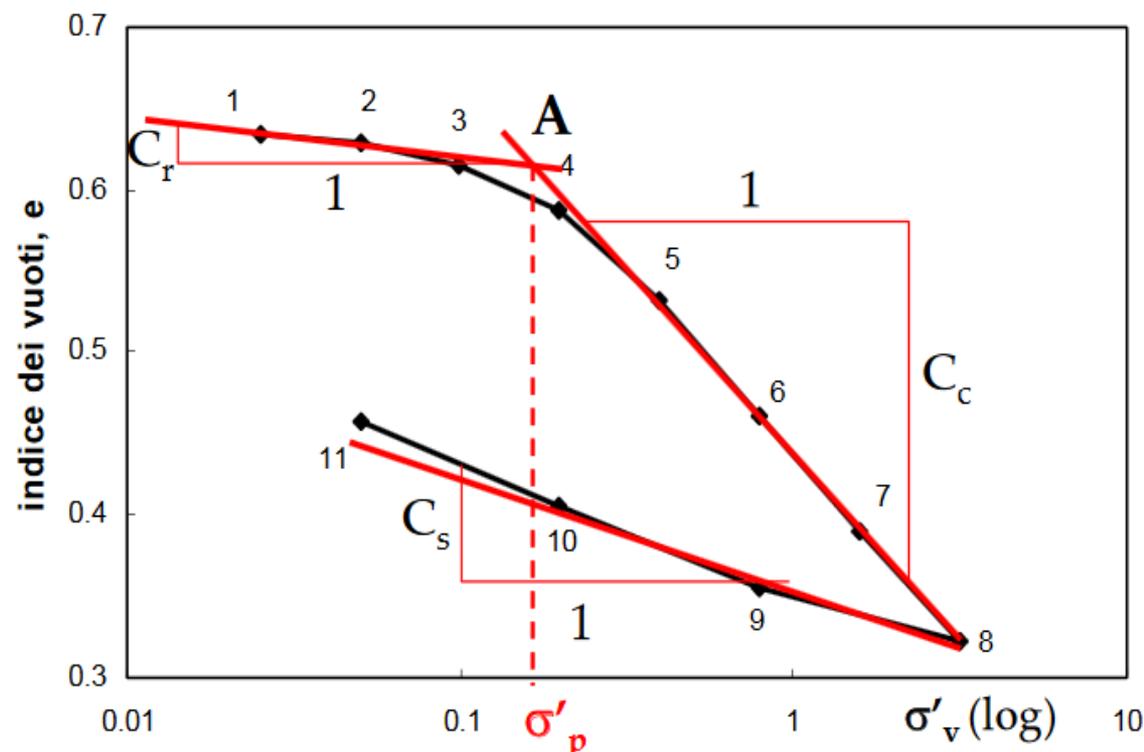
$$C_r = \frac{(e_1 - e_2)}{(\log_{10} \sigma'_{v2} - \log_{10} \sigma'_{v1})}$$

INDICE DI COMPRESSIONE

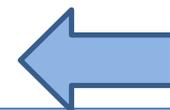
$$C_c = \frac{(e_7 - e_8)}{(\log_{10} \sigma'_{v8} - \log_{10} \sigma'_{v7})}$$

INDICE DI RIGONFIAMENTO

$$C_s = \frac{(e_9 - e_8)}{(\log_{10} \sigma'_{v8} - \log_{10} \sigma'_{v9})}$$



TIPICAMENTE: C_r poco significativo; $C_c = 0.009 \cdot (w_L - 10) \cong 0.1 \div 0.8$; $C_s = 1/5 \div 1/10 C_c$



Prova edometrica VI

Curva di compressibilità:

- Preconsolidazione

- Parametri di deformabilità

$$C_c = - \Delta e / \Delta \lg s'v$$

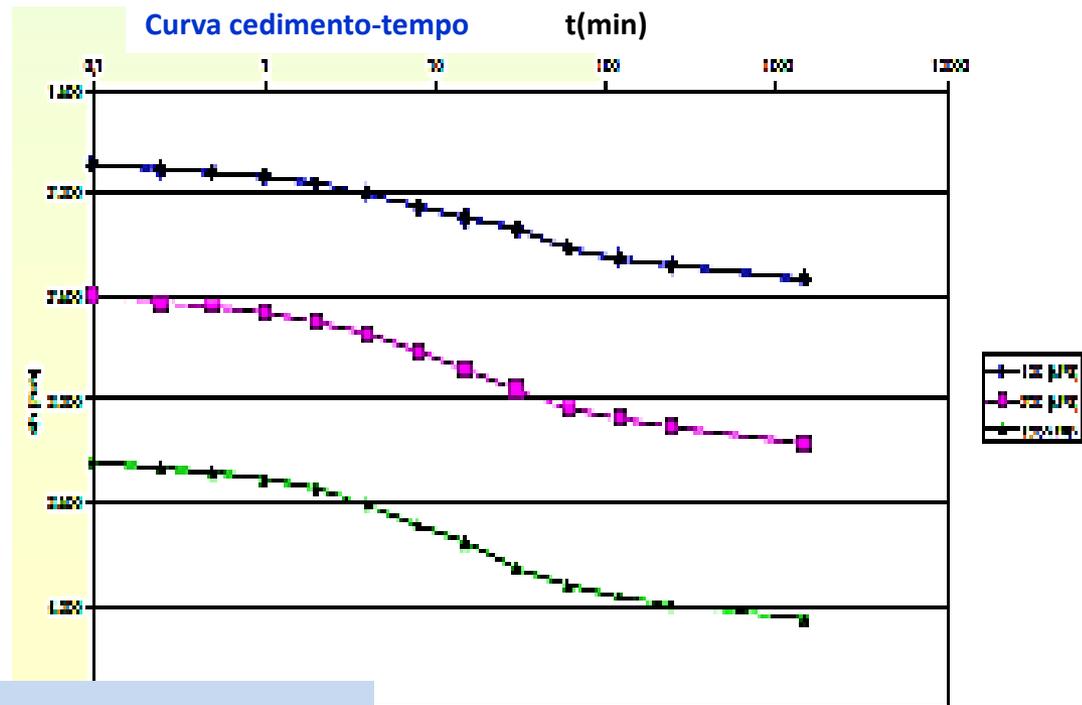
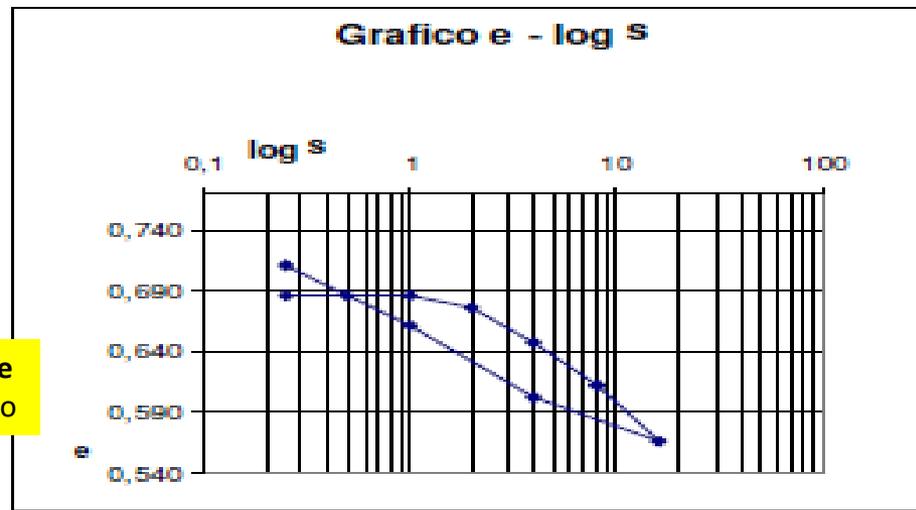
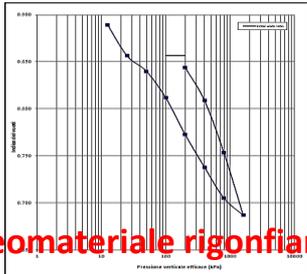
Cc indice di compressione

$$C_s = - \Delta e / \Delta \lg s'v$$

Cs indice di rigonfiamento

$$E_{ed} = Ds'v / \epsilon_v$$

$$E_{ed} = Ds'v / (\Delta h/h)$$



$$k = c_v \gamma_w / E_{ed}$$

Geomateriale rigonfiante

Curve cedimento tempo:

Tempi di cedimento

Stima indiretta della permeabilità

c_v Coefficiente di consolidazione verticale

$$c_v = (0,197 \times H^2) / t_{50}$$

(Casagrande)

H = altezza corrispondente alla metà del processo di consolidazione

$$c_v = \frac{0.848 H^2}{t_{90}}$$

(Taylor)



INDAGINI IN SITO - ANALISI - PARAMETRI



Caratteristiche fisiche generali

Peso specifico dei grani: kN/m^3

Peso di volume: kN/m^3

Contenuto naturale in acqua: %

Peso di volume secco: kN/m^3

Indice dei vuoti: %

Porosità: %

Grado di saturazione: %

Granulometria

Ghiaia: %

Sabbia: %

Limo: %

Argilla: %

Prova di taglio diretto

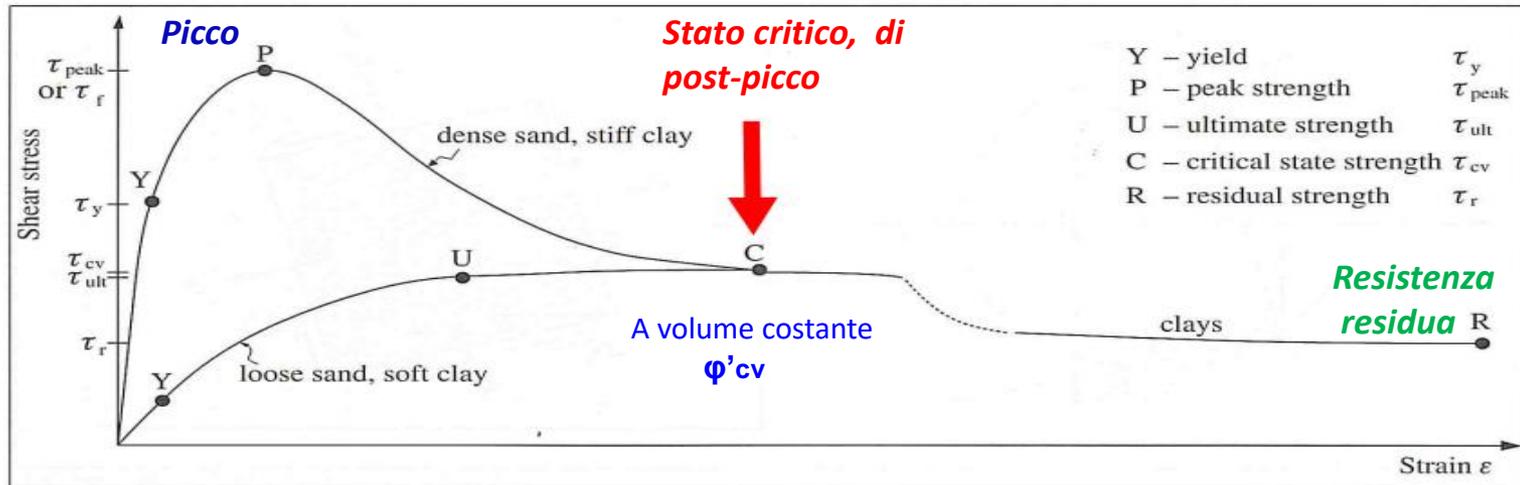
Coesione c' : kPa

Angolo d'attrito interno ϕ' : (°)

Torvane

| camp. | S1C1 | S2C1 | S2C2 | S3C1 |
|---|---------|-----------|-----------|---------|
| prof. (m) | 5,5-6,0 | 10,5-11,0 | 18,5-19,0 | 3,0-3,5 |
| Peso specifico dei grani: kN/m^3 | 26,01 | 26,35 | 26,24 | 26,31 |
| Peso di volume: kN/m^3 | 18,39 | 20,62 | 19,44 | 19,67 |
| Contenuto naturale in acqua: % | 28,80 | 19,66 | 16,83 | 18,21 |
| Peso di volume secco: kN/m^3 | 14,28 | 17,23 | 16,64 | 16,64 |
| Indice dei vuoti: % | 0,82 | 0,53 | 0,58 | 0,58 |
| Porosità: % | 45,11 | 34,60 | 36,61 | 36,77 |
| Grado di saturazione: % | 92,97 | 99,86 | 78,01 | 84,00 |
| Granulometria | | | | |
| Ghiaia: % | 0,00 | 0,07 | 0,03 | 0,00 |
| Sabbia: % | 14,43 | 68,82 | 70,82 | 75,40 |
| Limo: % | 61,15 | 31,10 | 29,15 | 24,60 |
| Argilla: % | 24,42 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Prova di taglio diretto | | | | |
| Coesione c' : kPa | 6,8 | 0,0 | | |
| Angolo d'attrito interno ϕ' : (°) | 26,6 | 29,7 | | |
| Torvane | | | | |
| KPa | 10 | - | - | - |

Parametri di resistenza e di deformabilità



In particolare, quali parametri per quale opera geotecnica ?

◆ **Fondazioni superficiali:** *valori di picco* dei parametri di resistenza.

Per verifiche a scorrimento di fondazioni superficiali:
valori allo stato critico, o di post-picco.

◆ **Fondazioni profonde:** in generale **stato critico di post-picco.**

◆ **Opere di sostegno:** **stato critico di post-picco** (soprattutto per quanto riguarda la resistenza passiva, poiché si verificano deformazioni di una certa rilevanza).

◆ **Scavi in argille N.C. e O.C. non fessurate:** *valori di picco.*

◆ **Scavi in argille O.C. fessurate:** **valori di post-picco (stato critico)**

PARAMETRI DI

VERIFICHE

Condizioni drenate e non drenate

RESISTENZA

profonde;

-stabilità di strutture di sostegno, scavi, rilevati, argini.

Se si opera con:

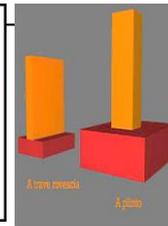
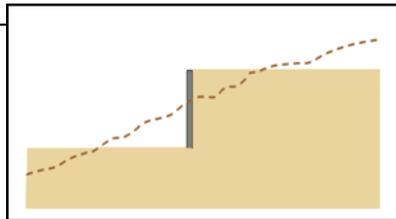
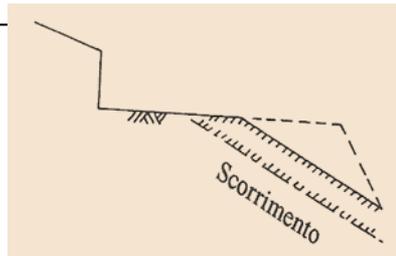
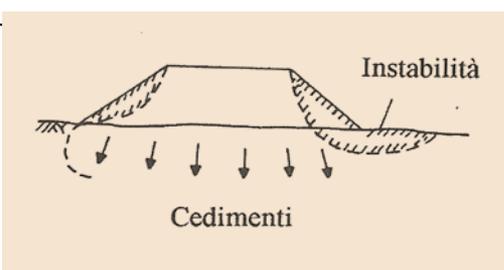
Terreni coesivi (argille, argille limose, limi argillosi)

-condizioni drenate (pag. 137)

-condizioni non drenate (pag. 143)

Terreni granulari (sabbie e ghiaie)

condizioni drenate (pag. 137)



Condizione di stato critico: Il terreno si deforma a volume costante senza variazione di resistenza.

◆ **Terreni coesivi** (argille, argille limose, limi arg)

condizioni drenate

ϕ' angolo di resistenza al taglio efficace

$c' > 0$ coesione efficace

-normalmente consolidati (NC)

$\phi'_p \simeq \phi'_{cv}$ **angolo di picco** \simeq **angolo di post-picco (stato critico)**,

-sovra consolidati (OC)

$\phi'_p \neq \phi'_{cv}$ **angolo di post-picco è lo stesso di quello dei terreni NC**

◆ **Terreni granulari** (sabbie e ghiaie)

condizioni drenate

ϕ' angolo di resistenza al taglio efficace

$c' \simeq 0$ coesione efficace

-normalmente consolidati (NC)

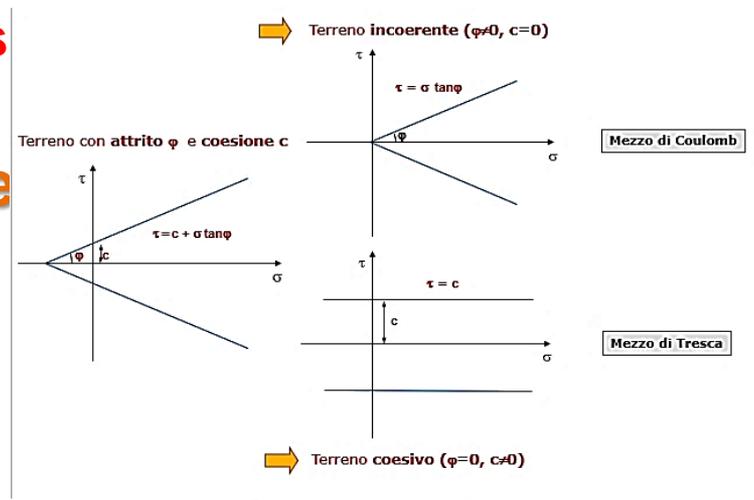
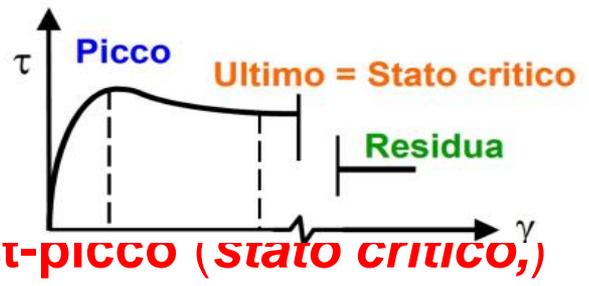
$\phi'_p \simeq \phi'_{cv}$ **angolo di picco** \simeq **angolo di post-picco (stato critico, a volume costante)**

$c' \simeq 0$ coesione efficace

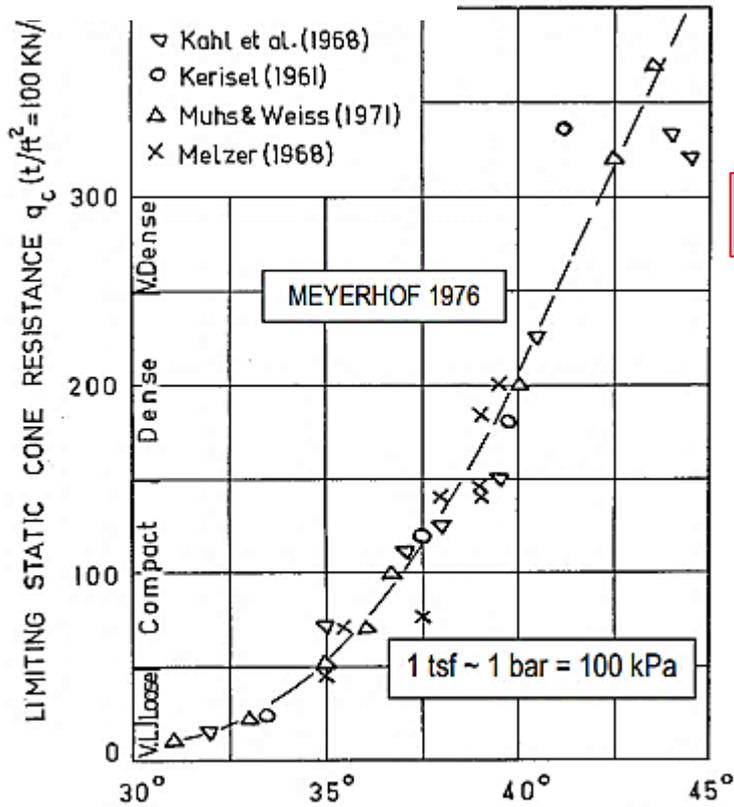
-sovraconsolidati (OC)

$\phi'_p \neq \phi'_{cv}$ **angolo di post-picco è lo stesso di quello dei terreni NC**

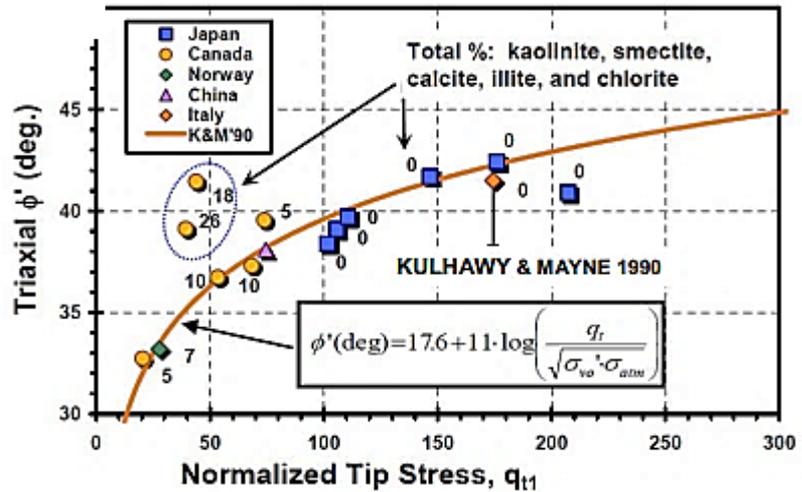
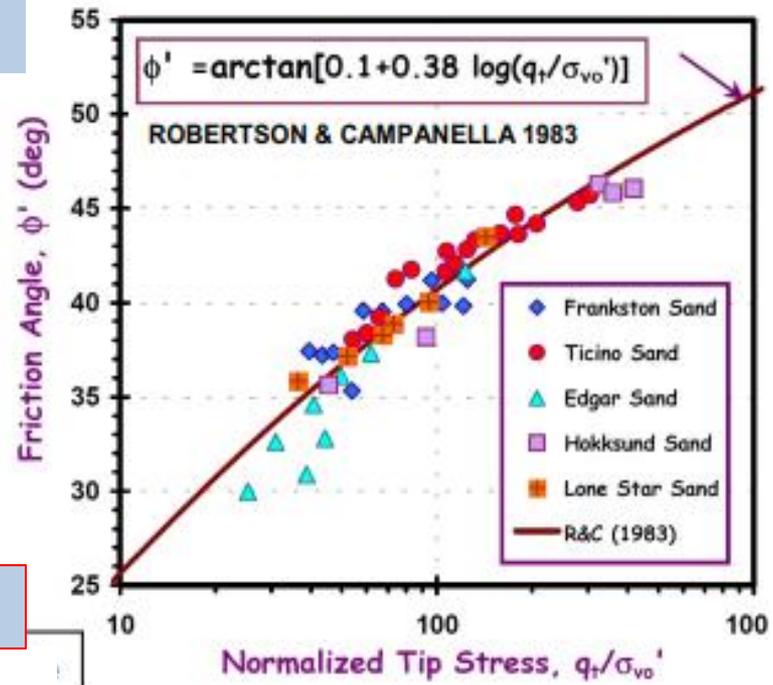
$c' \simeq 0$ coesione efficace



TERRENI GRANUL PARAMETRI DI RESISTENZA
 angolo di resistenza al taglio efficace ϕ'
 valori di picco



prova CPT

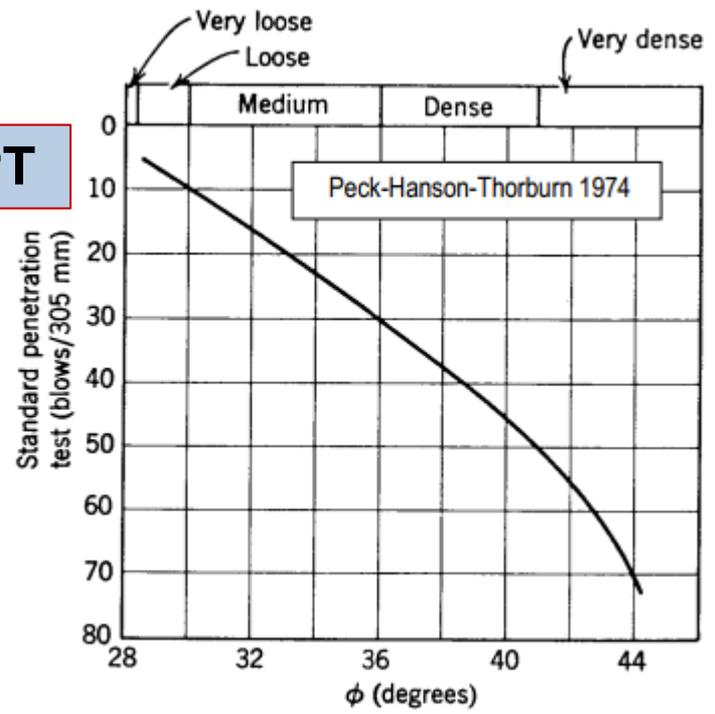
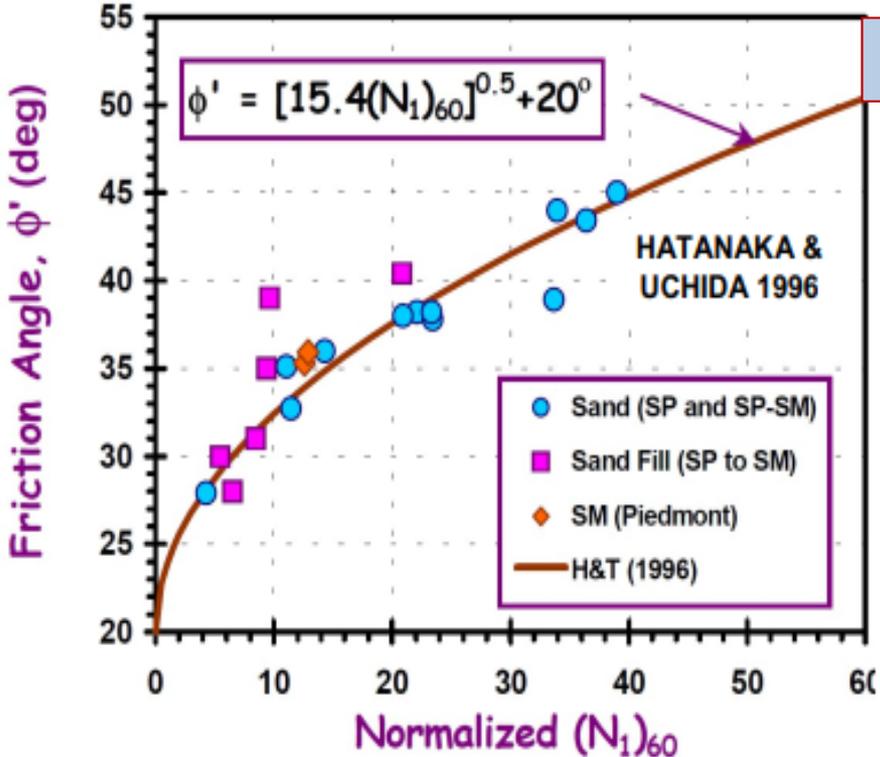


q_c ANGLE OF INTERNAL FRICTION ϕ $q_t \approx q_c$ for sands

$q_{t1} = (q_t / \sigma_{atm}) \cdot C_N = (q_t / \sigma_{atm}) \cdot (\sigma_{atm} / \sigma'_{vo})^{0.5}$

TERRENI GRANULARI PARAMETRI DI RESISTENZA

Triaxial Database with SP & SM Values



Valori di picco ϕ'_p

$N_{60} = N_{SPT} ER / 60$

ER = rapporto di energia del dispositivo

L < 3 m $C_R = 0,75$

L = 3-4 m $C_R = 0,80$

L = 4-6 m $C_R = 0,85$

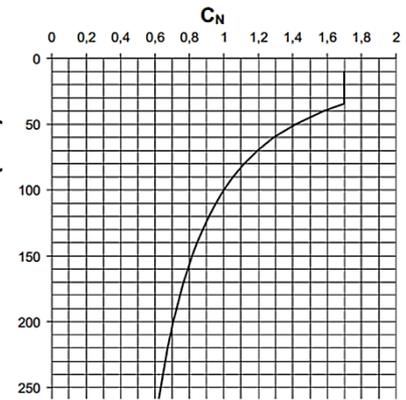
L = 6-10 m $C_R = 0,95$

$(N_1)_{60} = N_{60} C_R C_N$

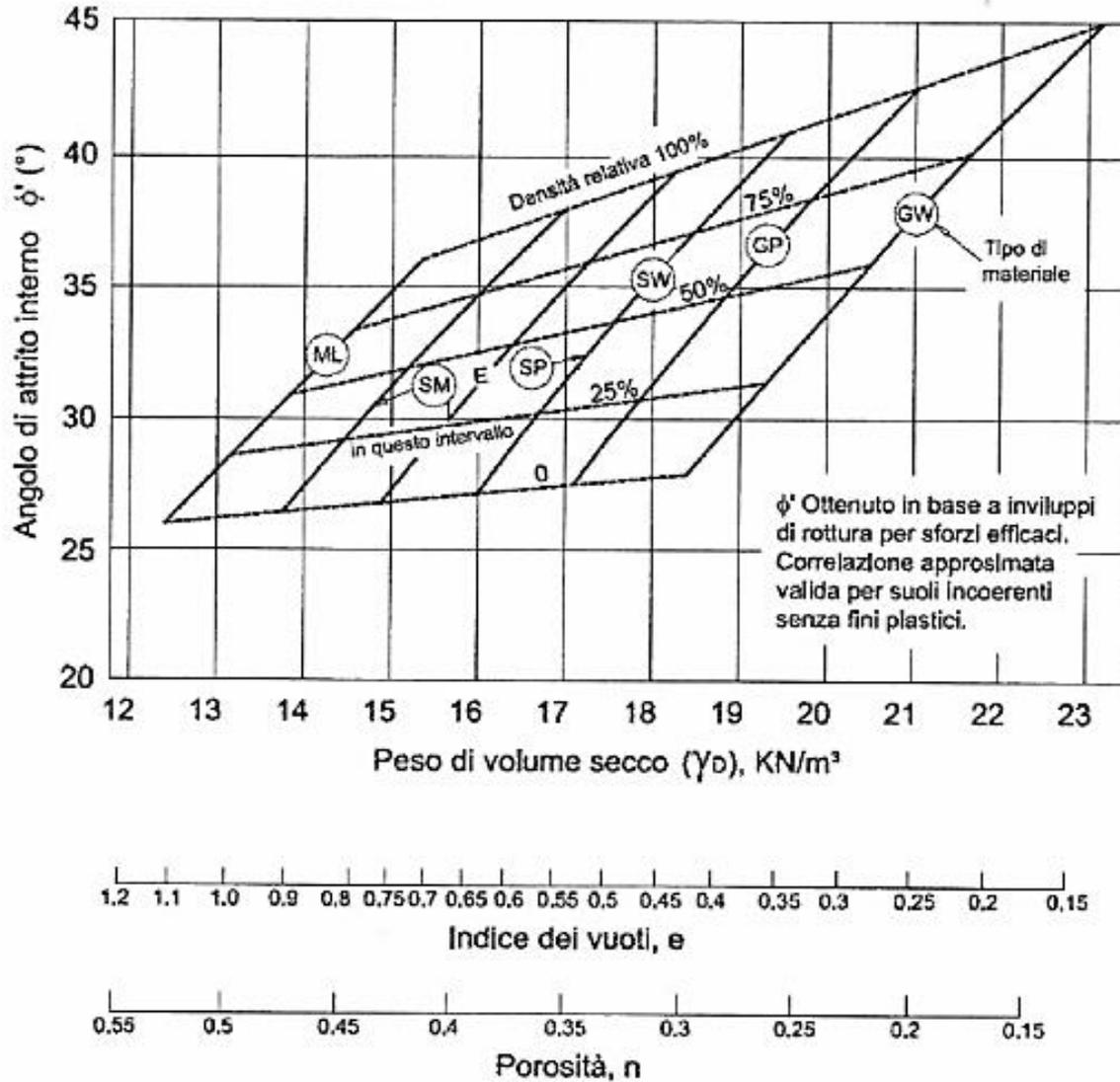
L = lunghezza aste = z(m) + 1,50

$C_N = (\sigma_{atm} / \sigma'_{vo})^{0,5}$

(max 1,7) L = 10-30 m $C_R = 1,00$



Angolo di attrito interno in funzione della Densità relativa

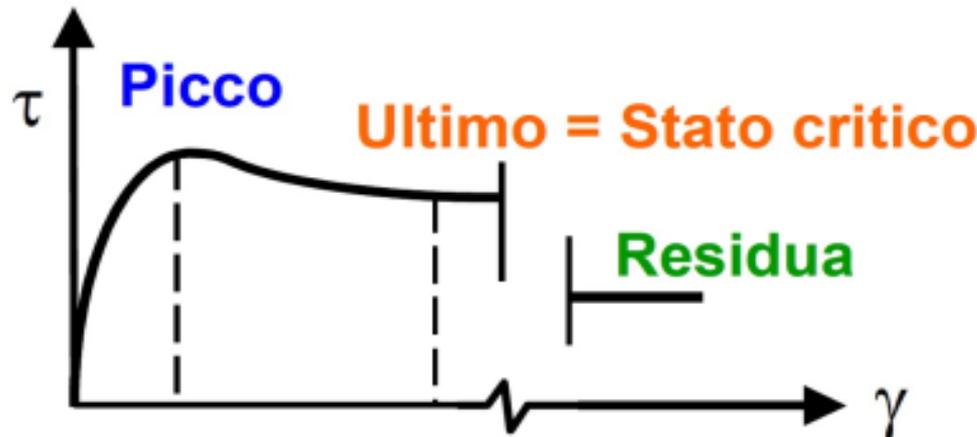


Valori di **POST PICCO**
(stato critico a volume costante)
angolo resistenza al taglio (stato critico) ϕ'_{cv}
 $\phi'_{cv} = 30 + A + B$

| Angularity | A degrees | Grading of sand | U | B degrees |
|--------------------|-----------|---------------------------------|--------|-----------|
| rounded | 0 | uniform | < 2 | 0 |
| subangular | 2 | moderate | 2 to 6 | 2 |
| angular | 4 | well graded | > 6 | 4 |
| estimated visually | | based on uniformity coefficient | | |

$U = D_{60}/D_{10}$
da analisi granulometrica

British Standards BS8002:1994



Terreni sabbiosi – angolo di resistenza al taglio di picco:
fattori influenzanti

I principali fattori che influenzano, in misura quantitativamente diversa, l'angolo di resistenza al taglio di picco dei terreni sabbiosi sono:

- la densità,
- la forma e la rugosità dei grani,
- la dimensione media dei grani,
- la distribuzione granulometrica.

Orientativamente il peso relativo dei fattori sopraelencati sul valore dell'angolo di resistenza di picco di un terreno incoerente è indicato in Tabella.

| $\varphi' = 36^\circ + \Delta\phi'_1 + \Delta\phi'_2 + \Delta\phi'_3 + \Delta\phi'_4$ | | | |
|---|-----------------|--------------------------|------|
| <i>Densità</i> | $\Delta\phi'_1$ | <i>sciolta</i> | - 6° |
| | | <i>media</i> | 0° |
| | | <i>densa</i> | + 6° |
| <i>Forma e rugosità dei grani</i> | $\Delta\phi'_2$ | <i>spigolo vivi</i> | + 1° |
| | | <i>media</i> | 0° |
| | | <i>arrotondati</i> | - 3° |
| | | <i>molto arrotondati</i> | - 5° |
| <i>Dimensione dei grani</i> | $\Delta\phi'_3$ | <i>sabbia</i> | 0° |
| | | <i>ghiaia fine</i> | + 1° |
| | | <i>ghiaia grossa</i> | + 2° |
| <i>Distribuzione granulometrica</i> | $\Delta\phi'_4$ | <i>uniforme</i> | - 3° |
| | | <i>media</i> | 0° |
| | | <i>distesa</i> | + 3° |

TERRENI COESIVI

Resistenza al taglio non drenata

Prove triassiali

UU

Cu

Prova CPT argille

$$C_u = q_c / k$$

$$k = 15 \div 25$$

(Robertson & Cabal 2015;
(Raccomandazioni AGI 1977)

Vane Test in sito

Raccomandazioni A.G.I. 1977

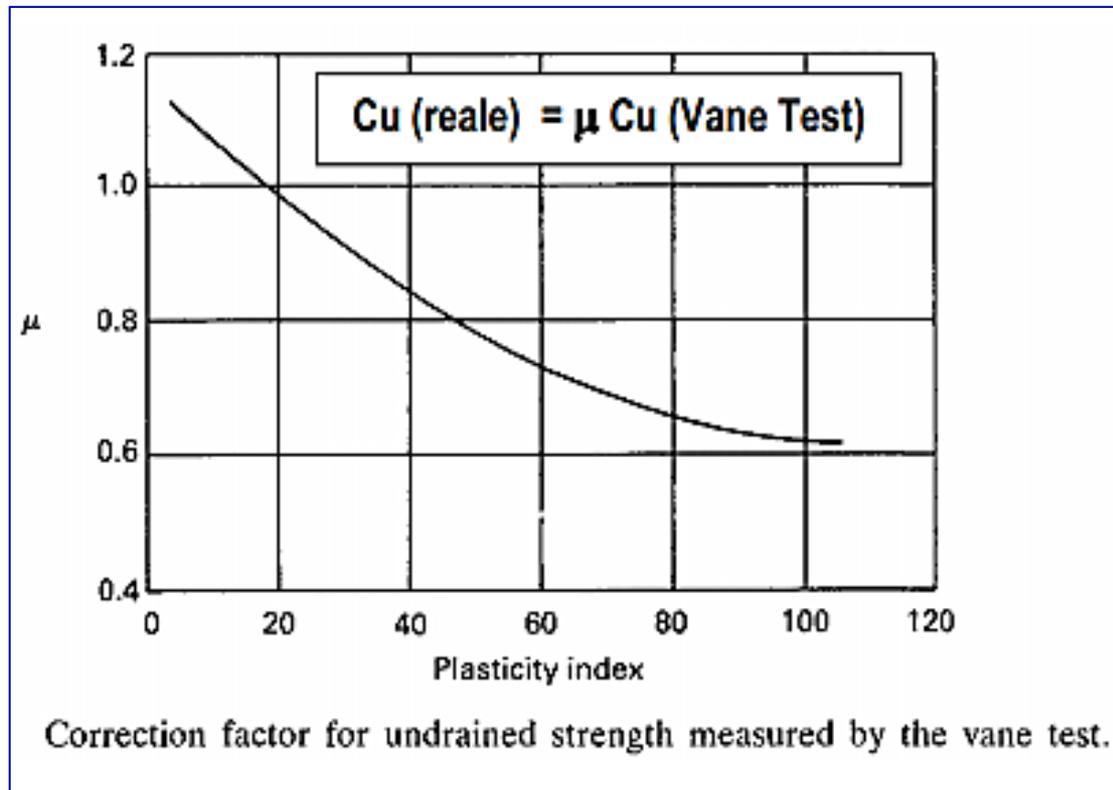
$$C_u = \frac{6 M}{\pi D^2 (D + 3 H)}$$

M momento torcente

D e H dimensioni del cilindro creato
dalla rotazione della paletta

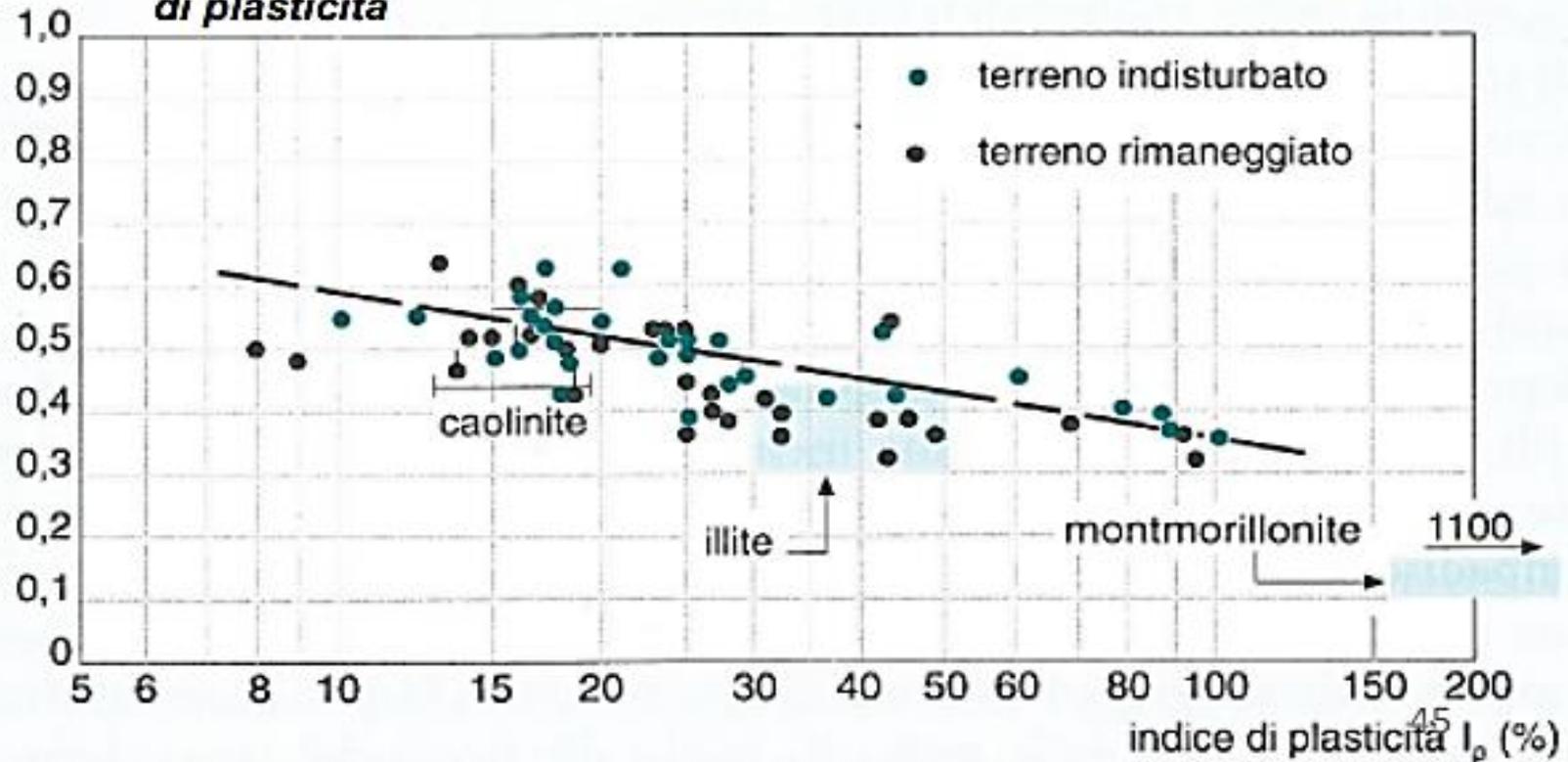
E.Aiello CGT - unisi

PARAMETRI DI RESISTENZA



Per quanto riguarda i valori di ϕ' delle terre argillose vi è una certa prevalenza di valori compresi tra 20° e 35° come si può vedere anche dal diagramma sotto riportato.

sen Φ' *Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio delle argille dall'indice di plasticità*



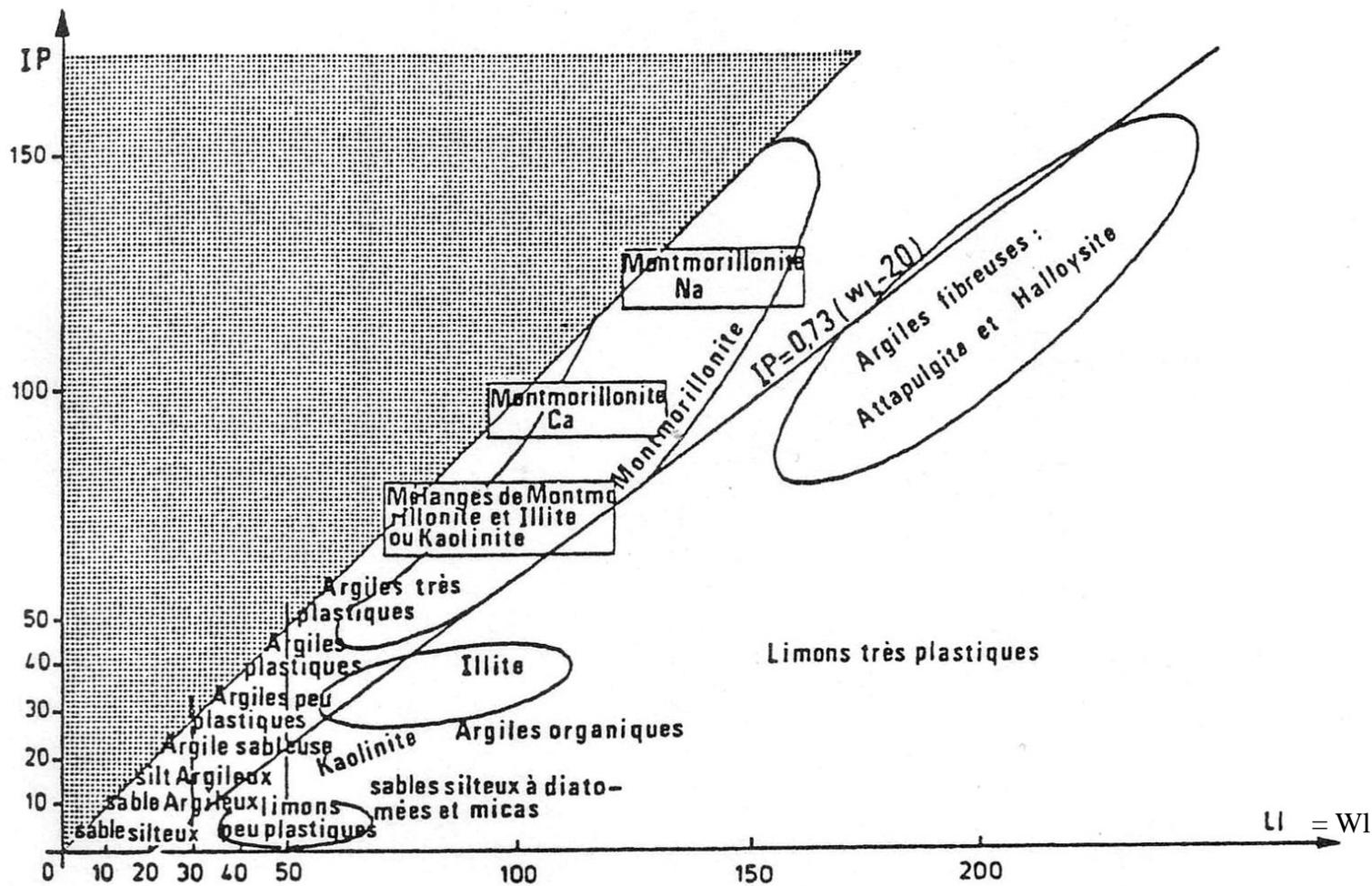


Diagramma di Casagrande

Indice di plasticità = IP

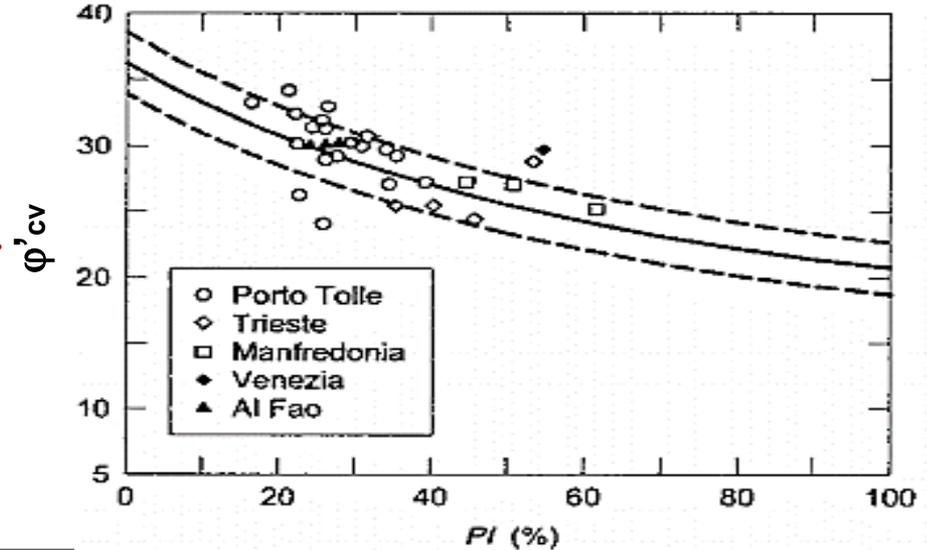
Limite liquido = WI

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO DI POST PICCO
(STATO CRITICO) ϕ'_{cv}

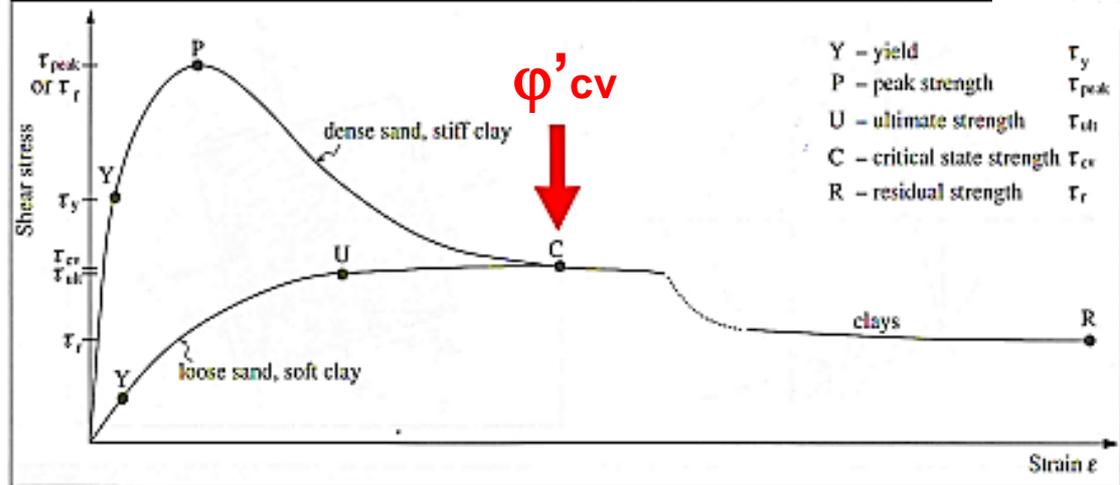
argille

argille NC (normalconsolidate): $c' = 0$
 $\phi'_{cv} = \phi'_p$

argille OC (sovra consolidate): $c' > 0$
 $\phi'_{cv} = \phi'_{cv} (NC)$



(Jamiołkowski & Pasqualini 1976)



$\phi'_{cv} = 40^\circ - 2,07 (PI \%)^{0,49} \pm 2^\circ$

valutazione dei cedimenti

-terreni coesivi (argille, argille limose, limi argillosi)

◆ **condizioni non drenate**

E_u modulo di deformazione (Young) non drenato

◆ **condizioni drenate**

E' modulo di deformazione (Young) drenato

E_{ed} (= M_o) modulo di deformazione edometrico

-terreni granulari (sabbie e ghiaie)

condizioni drenate

E' Modulo di deformazione (Young) drenato

E_{ed} Modulo di deformazione edometrico

-terreni coesivi – terreni granulari

G Modulo taglio o di elasticità tangenziale ;

K modulo di elasticità volumetrica

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{E}{2(1+\nu)};$$
$$K = \frac{p}{\varepsilon_v} = \frac{E}{3(1-2\nu)};$$

(Per ν v. slide successiva)

Il **coefficiente di Poisson ν** è il rapporto tra la deformazione nel senso perpendicolare allo sforzo e la deformazione nel senso dello sforzo.

In genere per le terre i valori sono compresi tra 0,3 e 0,4.

| materiale | modulo di Poisson |
|-----------------------|-------------------|
| <u>Argilla satura</u> | 0.40-0.50 |
| <u>Argilla</u> | 0.30-0.45 |
| <u>Sabbia</u> | 0.20-0.45 |

Sotto sollecitazioni rapide non drenate, **un'argilla satura** è **incompressibile** e si ha **$\nu = 0,5$**

ULTERIORI PARAMETRI

-terreni coesivi – terreni granulari

$\sigma'_{vo} = \Sigma \gamma' h$, $\sigma_{vo} = \Sigma \gamma h$ pressione verticale efficace e totale

$\sigma'_p = \sigma'_{v.max}$ pressione di preconsolidazione

$OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$ grado di sovraconsolidazione

$K_0 = \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo} = (1 - \text{sen } \phi') OCR^{\text{sen } \phi'}$ coefficiente di spinta a riposo

$K_0 = \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo} = 0,5 \cdot OCR^{0,5}$ per terreni coesivi

Rapporto tra pressione efficace orizzontale e verticale

FINESTRA SUL COMPORTAMENTO DELLE ARGILLE s.l.

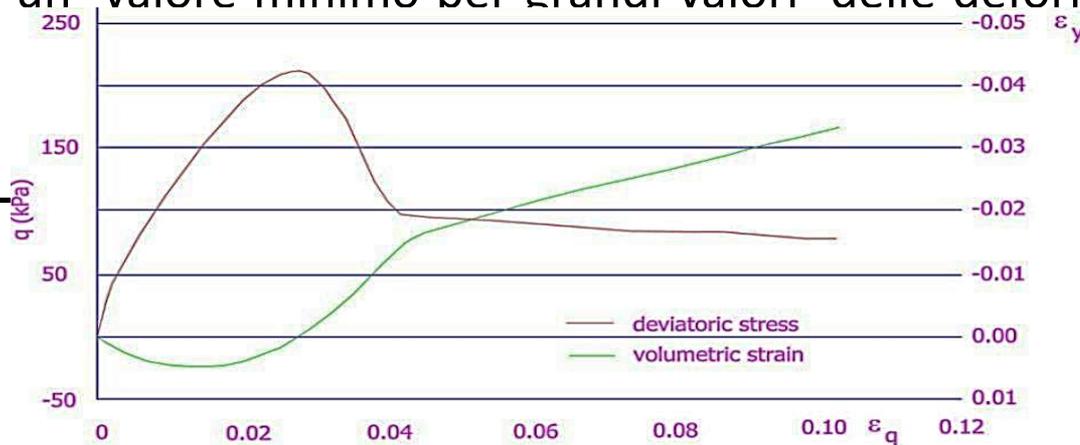
⇒ 1. Argille sovraconsolidate, debolmente OC e NC non fessurate
(mancanza di evidente macrostruttura)- [Tutte le argille non macrofessurate]

⇒ Possono avere comportamento : fragile o duttile

Dalle prove di compressione triassiale TX si ottengono le relazioni *sforzi-deformazioni*.

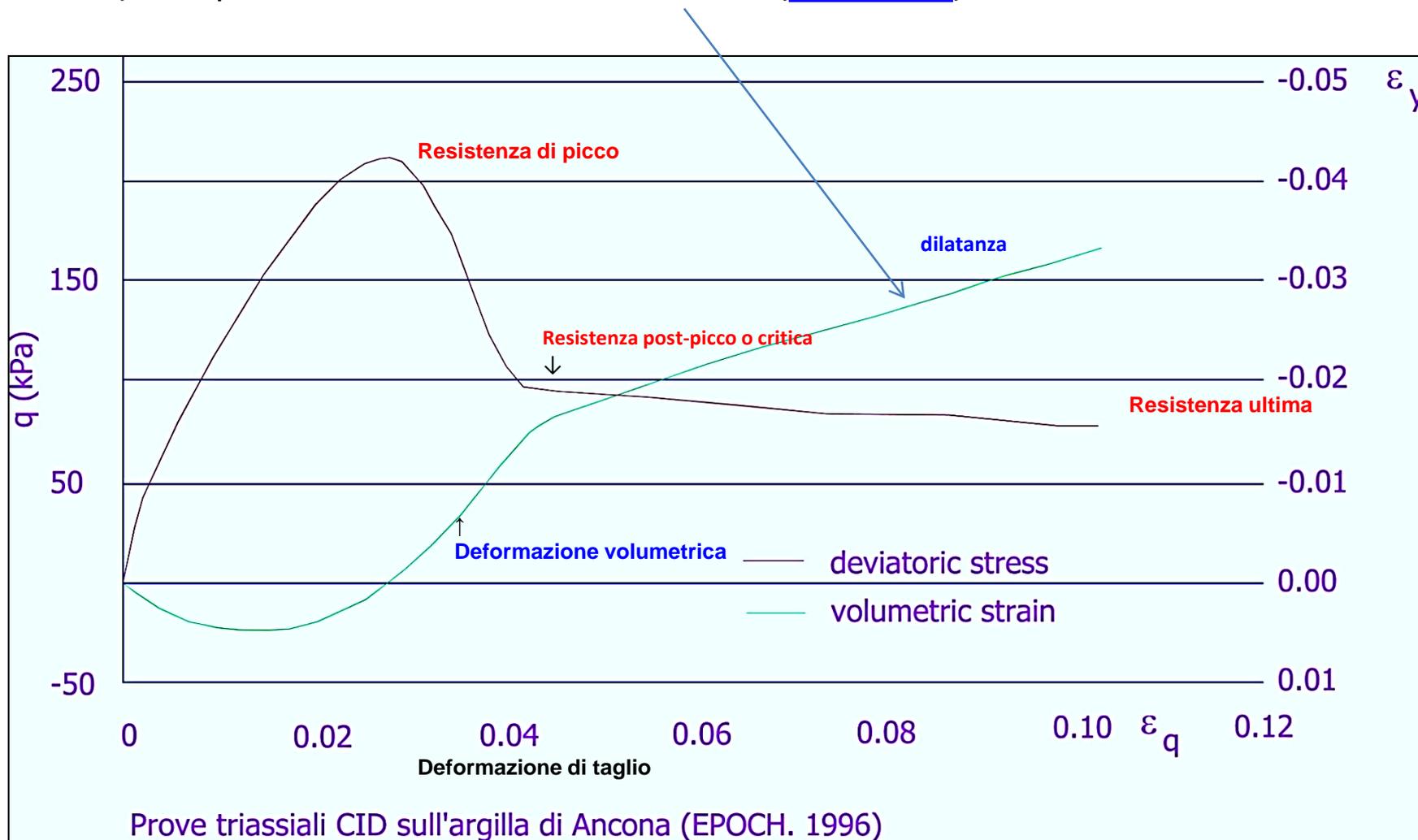
Comportamento fragile

Nel caso di comportamento fragile il materiale dopo avere sviluppato la sua massima resistenza (**valore di picco**) per piccoli valori della deformazione di taglio presenta una repentina caduta di resistenza al procedere di questa fino a pervenire ad un valore minimo per grandi valori delle deformazioni (**resistenza ultima**).



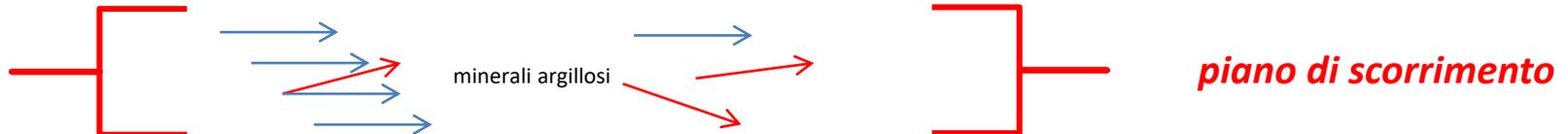
E.Aiello - unisi
Prove triassiali CID sull'argilla di Ancona (EPOCH. 1996)

I percorsi di carico sollecitano il materiale producendo deformazioni irreversibili (elasto-plastiche), che portano ad un **aumento di volume (dilatanza)**.

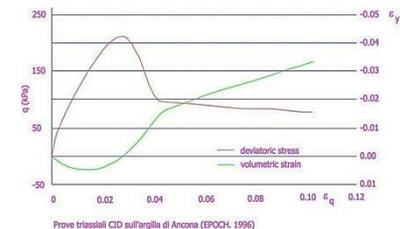


Solo nella fase precedente il picco si rilevano **stati omogenei di deformazione**. Dopo il picco **la rottura avviene** per localizzazione o concentrazione delle deformazioni in una limitata regione del campione sollecitato, con la formazione di una **banda di scorrimento**.

La **dilatanza**, che accompagna lo scorrimento, porta ad un **rigonfiamento**, con aumento del contenuto d'acqua (**softening o ammolimento**) nella regione dove sono localizzate le deformazioni e ad un contemporaneo richiamo di acqua dalle zone contigue. La concentrazione delle deformazioni in una limitata regione del volume di materiale sollecitato determina un iso-orientamento dei minerali argillosi nella banda di scorrimento ed un rimaneggiamento graduale (le particelle argillose aventi forma lamellare si dispongono tutte con il loro asse maggiore parallelo al piano di scorrimento).

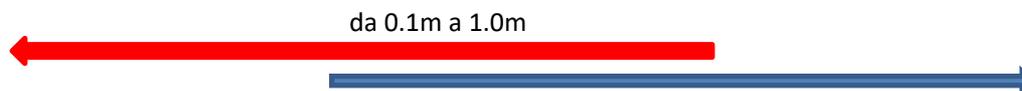


Per **grandi deformazioni** si raggiunge la resistenza minima allo scorrimento caratterizzata dal **valore residuo** del rapporto τ/σ' .



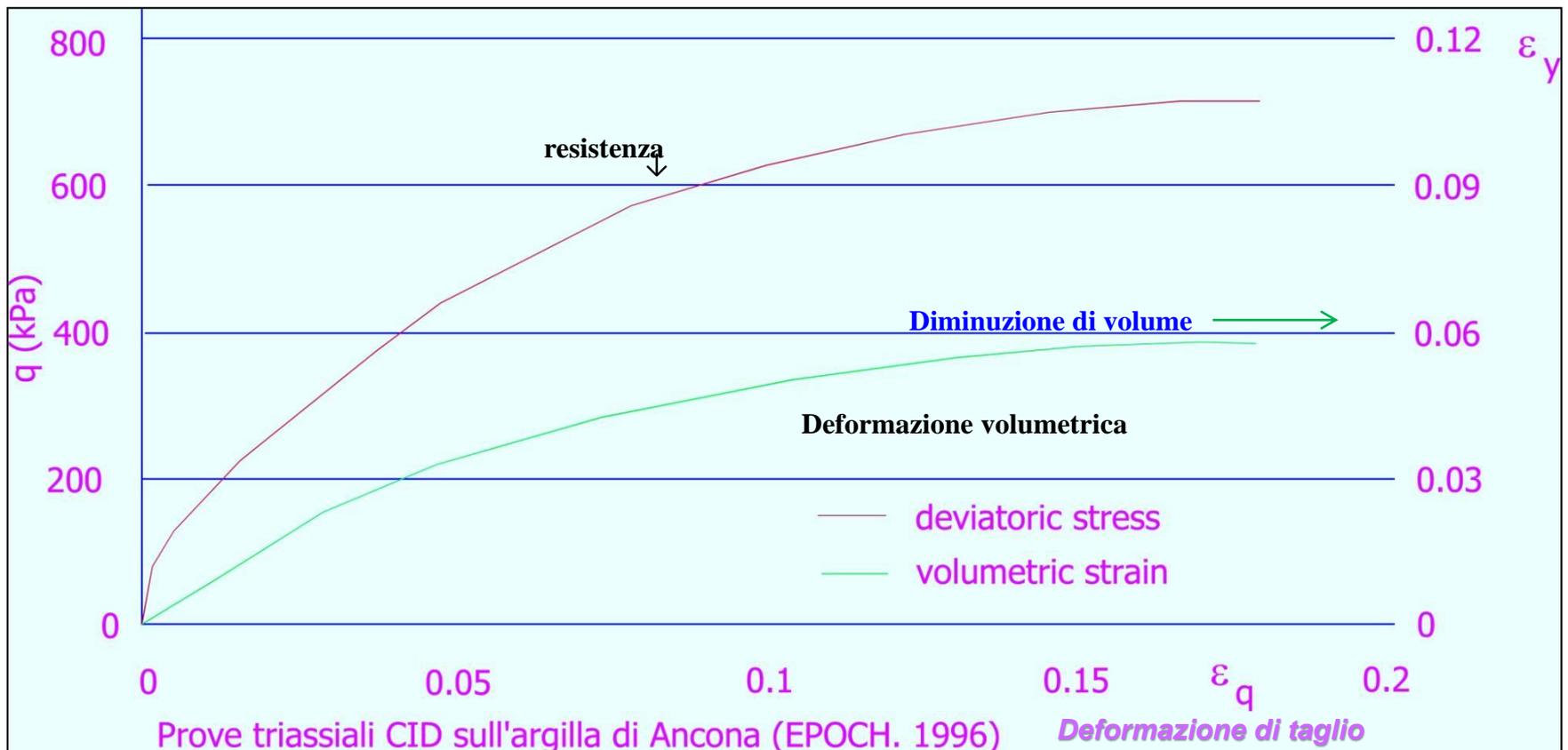
E' bene chiarire che per **grandi deformazioni** si intendono rotture tali che tra le due superfici si produca un **rilevante scorrimento relativo** compreso tra **0,1 m e 1,0 m**.

E.Aiello - unisi



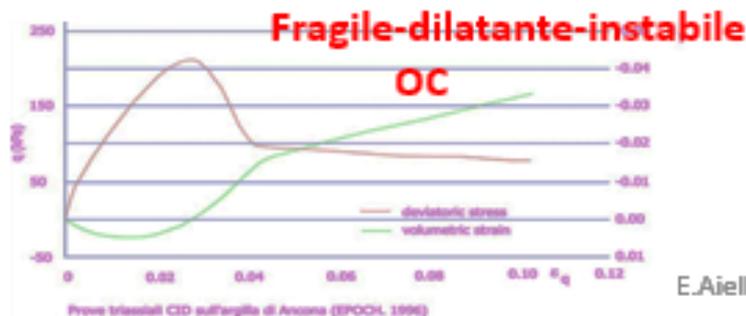
Comportamento duttile

Nel caso di comportamento duttile il valore massimo della resistenza si raggiunge **in maniera monotona**, al crescere delle deformazioni di taglio, senza che sia presente il picco.

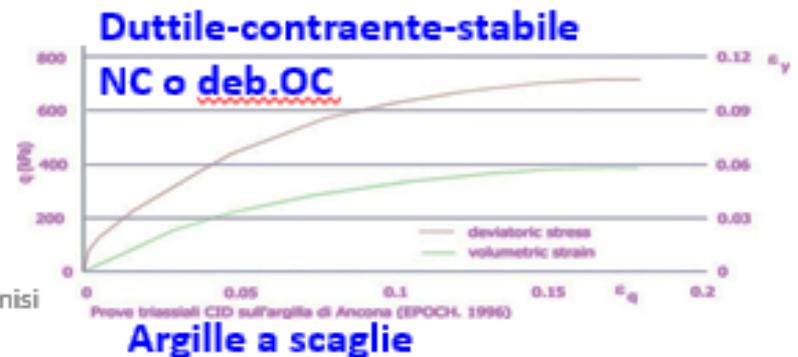




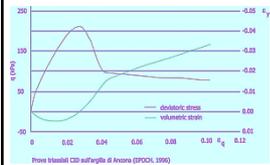
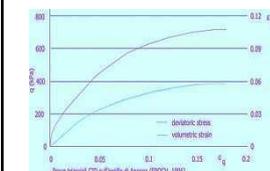
- Poichè la resistenza di un terreno cresce col crescere del suo stato di addensamento e diminuisce al diminuire dello stesso, il terreno ha un comportamento instabile se fragile (dilatante) con una rapida perdita di resistenza, ed un comportamento stabile se duttile (contraente) con una resistenza che cresce al crescere delle deformazioni.
- Il comportamento fragile o duttile di un'argilla sovraconsolidata non fessurata è determinato, quindi, dal grado di sovraconsolidazione OCR e dai percorsi di carico.



E.Aiello - unisi



Quadro di sintesi del comportamento delle argille s.l. non fessurate

| <i>Comportamento</i> | <i>Terreni</i> | <i>Comportamento</i> | <i>Rottura</i> | <i>Aspetti particolari</i> | <i>Sforzi / deformazioni</i> |
|---|--|-------------------------|---|--|--|
| <u>Fragile-</u> terreni dilatanti | OC | <u>instabile</u> | localizzata, con formazione di una <i>banda di scorrimento</i> | rammollimento -ammollimento- rigonfiamento e aumento del contenuto d'acqua  | ⇒ Valore di picco ⇒ rapida caduta della resistenza ⇒ fino a val.min. (res.ultima) |
| <u>Duttile-</u> terreni contraenti | -NC -debol. OC -argille a scaglie | <u>stabile</u> | interessa tutto il volume di materiale sollecitato | Si rompono con diminuzione di volume  | Valore max resistenza raggiunto in modo monotono |

⇒ 2. Argille sovraconsolidate **fessurate**



Sono assimilabili grosso modo ad un gruppo di corpi rigidi che possono subire scorrimenti relativi lungo le superfici di contatto sotto l'azione dei carichi esterni.

*In prove triassiali **non drenate** (TXCIU-TXUU) la loro resistenza diminuisce al crescere dei gradi di libertà * degli elementi che compongono il campione e dell'area delle fessure che partecipano al meccanismo di rottura.*

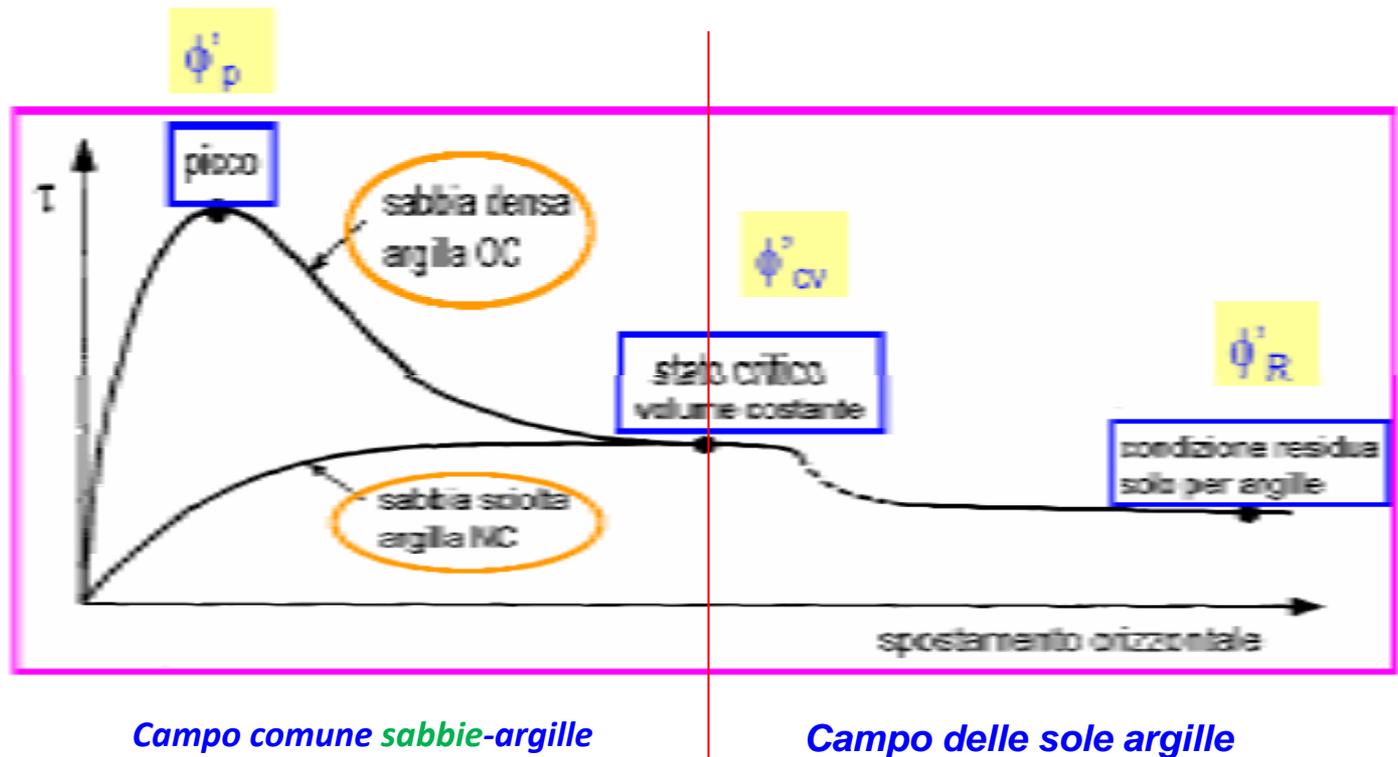
La **resistenza** in termini di **tensioni efficaci** mostra di **diminuire al crescere delle pressioni medie applicate.**

- ← **diminuisce la resistenza**

per pressioni medie applicate in crescita ⇒ +

* I gradi di libertà sono le diverse direzioni in cui può muoversi un corpo

ANALOGIA DI COMPORTAMENTO TRA ARGILLE E SABBIE



Punto di incontro: ϕ'_{cv} Volume costante - ϕ'_{cr} Stato critico

IL VALORE DEI PARAMETRI

Valore nominale → **Valore caratteristico k** → **Valore di progetto d**

Come calcolare il **valore caratteristico k** dei parametri di resistenza e deformazione partendo dal valore nominale.

Il valore nominale o sperimentale dei parametri di resistenza e deformazione di una terra o roccia è quello derivante dalle prove in situ, interpretate opportunamente, e dalle prove di laboratorio delle terre e delle rocce.

1. VALORE CARATTERISTICO k DEI PARAMETRI DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ- EC7

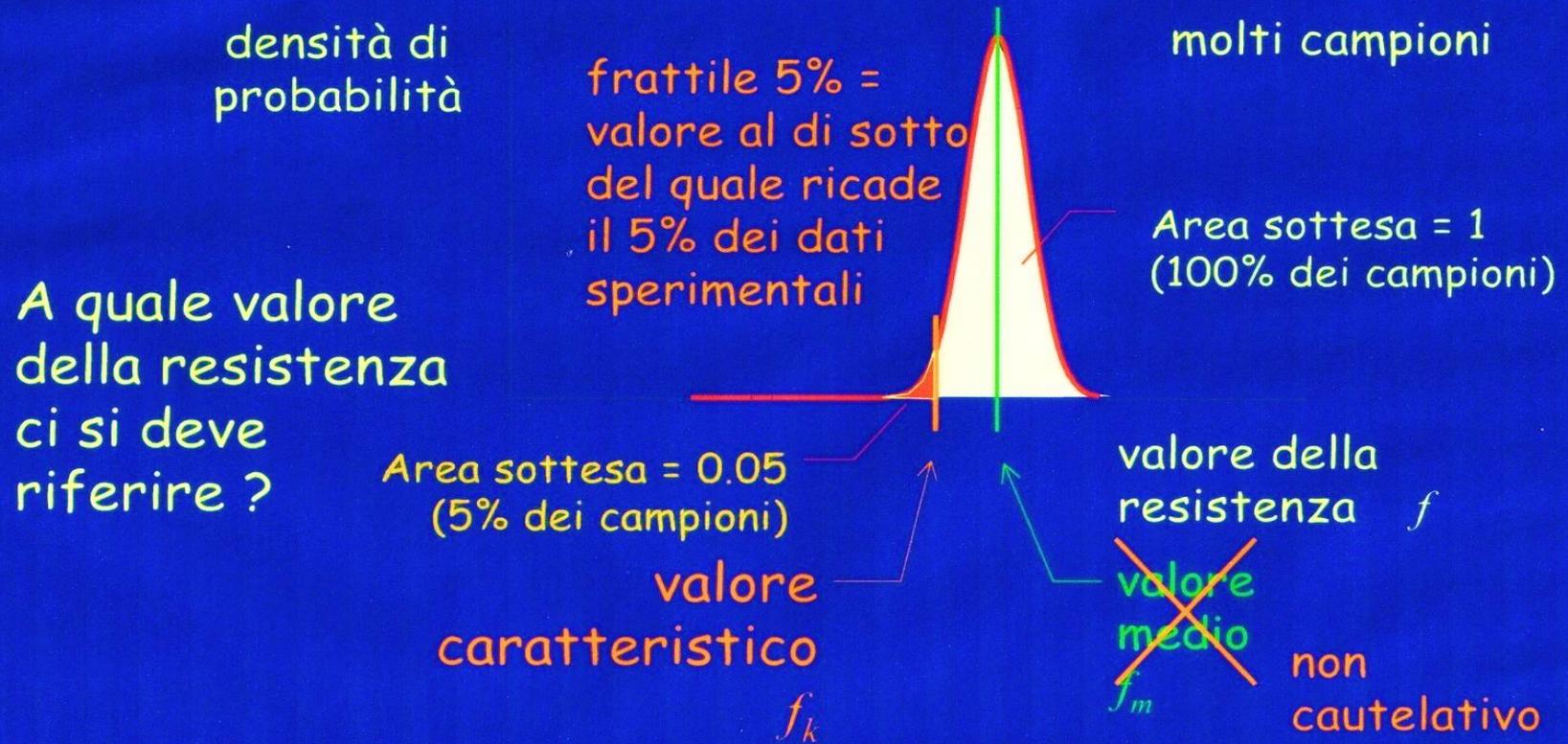
Per **valore caratteristico**, sec. L'EC7, s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento; assumere, per esempio, un valore caratteristico di 25° dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5% (**frattile 5%**), vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore *reale* dell'angolo di attrito sia inferiore a 25° .

IL VALORE CARATTERISTICO k

RAPPRESENTA LA SOGLIA AL DI SOTTO DELLA QUALE SI COLLOCA NON PIU' DEL 5% DEI VALORI DESUMIBILI DA UNA SERIE TEORICAMENTE ILLIMITATA DI PROVE

Incertezza sulla resistenza

Valore caratteristico



In prima approssimazione i **valori caratteristici** di c' e ϕ' e di c_u sono determinabili con le seguenti relazioni:

$$(1) \quad \phi'k = \phi'm (1+X.V\phi)$$

$$(2) \quad c'k = c'm (1+X.Vc)$$

$$(3) \quad c_u k = c_u m (1+X.Vc_u)$$

dove:

$\phi'k$ = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;

$c'k$ = valore caratteristico della coesione;

$\phi'm$ = valore medio dell'angolo di attrito;

$c'm$ = valore medio della coesione efficace;

$c_u m$ = valore medio della resistenza al taglio non drenata;

$V\phi$ = coefficiente di variazione (COV) di ϕ' , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di ϕ' ;

Vc = coefficiente di variazione (COV) di c' o c_u , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c' o c_u ;

X = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L'Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di X uguale a **-1,645**.

| Frattile % | 50 | 25 | 10 | 5 |
|------------|----|-------|-------|-------|
| X | 0 | 0,674 | 1,282 | 1,645 |

Di conseguenza i valori caratteristici determinabili con le relazioni

$$(1) \phi'k = \phi'm (1+X.V\phi)$$

$$(2) c'k = c'm (1+X.Vc)$$

diventano:

$$(3) \phi'k = \phi'm (1- 1,645 V\phi^\circ)$$

$$(4) c'k = c'm (1- 1,645 Vc^\circ)$$

$^\circ V\phi, Vc =$ COV o coefficiente di variazione = rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori

Ai valori caratteristici (f_k) trovati si applicano dei coefficienti di sicurezza parziali γ_M in funzione dello stato limite considerato.

I valori di progetto (f_d) di c' , ϕ' e c_u da adottare nel calcolo si ottengono, quindi, dividendo i valori caratteristici (f_k) per un coefficiente riduttivo parziale M_2 , secondo quanto indicato al punto 6.2.3, **se si deve applicare l'Approccio1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) in campo statico.**

Un altro approccio propone valori di X (n°.dati di ingresso), considerando anche se il volume interessato è ampio o ridotto.

Per approfondimenti sull'argomento:

-M.Tanzini: Fondazioni – Dario Flaccovio Editore, 2006.

-A.Di Bernardo: Valori caratteristici del terreno – Program Geo, 2009.

- www.Geostru.eu CV Soil

Coefficienti di variazione delle principali grandezze geotecniche COV (V_ϕ , V_c , V_{cu})

| Grandezza Geotecnica | | Range | Valore consigliato | |
|------------------------|---------|-------------|--------------------|------------------------|
| | | | (Harr 1987) | Cherubini & Orr (1999) |
| Peso di volume | | | 0,03 | |
| Coesione | | | 0,4 | |
| Resistenza non drenata | | 0,1 – 0,9 | | 0,55 |
| Coesione efficace | | 0,1 – 0,7 | | 0,45 |
| Angolo di attrito | Argilla | 0,1 – 0,5 | | 0,30 |
| | Limo | 0,05 – 0,25 | 0,12 | 0,15 |
| | Sabbia | 0,05 – 0,15 | 0,07 | 0,10 |

Ripreso e modificato da V. Simeone (2008).

$$(1) \quad \phi'k = \phi'm (1+X.V_\phi)$$

$$(2) \quad c'k = c'm (1+X.V_c)$$

$$(3) \quad cu k = cu m (1+X.V_{cu})$$

PHOON et al. (1995) hanno raccolto dalla letteratura geotecnica, e presentato sinteticamente, i risultati di studi inerenti alla stima dei coefficienti di variabilità intrinseca di:

- parametri di resistenza al taglio da indagini di laboratorio;**
- parametri indici dei terreni da misure di laboratorio ed in situ.**

Da utilizzare anche per le analisi di affidabilità

Tabella 1. Variabilità intrinseca di alcuni parametri di resistenza al taglio da misure di laboratorio (da Phoon et al. 1995)

| proprietà | prova | terreni | valori | | COV _w (%) | |
|--------------|-----------|---------------|-----------|-------|----------------------|-------|
| | | | interv. | media | interv. | media |
| c_u (kPa) | ELL | Grana fine | 6-412 | 100 | 6-56 | 33 |
| c_u (kPa) | TX-UU | Argille, limi | 15-363 | 276 | 11-49 | 22 |
| c_u (kPa) | TX-CIU | Argille | 130-713 | 405 | 18-42 | 32 |
| c_u (kPa) | non spec. | Argille | 8-638 | 112 | 6-80 | 32 |
| ϕ' (°) | non spec. | Sabbie | 35-41 | 37.6 | 5-11 | 9 |
| ϕ' (°) | non spec. | Argille, limi | 9-33 | 15.3 | 10-50 | 21 |
| ϕ' (°) | non spec. | Argille, limi | 17-41 | 33.3 | 4-12 | 9 |
| $\tan \phi'$ | TX | Argille, limi | 0.24-0.69 | 0.509 | 6-46 | 20 |
| $\tan \phi'$ | TD | Argille, limi | - | 0.615 | 6-46 | 23 |
| $\tan \phi'$ | non spec. | Sabbie | 0.65-0.92 | 0.744 | 5-14 | 9 |

Tabella 2. Variabilità intrinseca di alcuni parametri indici dei terreni da misure di laboratorio (da Phoon et al. 1995)

| proprietà | Terreni | valori | | COV _w (%) | |
|---------------------------------|---------------|---------|-------|----------------------|-------|
| | | interv. | media | interv. | media |
| w_n (%) | grana fine | 13-105 | 29 | 7-46 | 18 |
| w_L (%) | grana fine | 27-89 | 51 | 7-39 | 18 |
| w_P (%) | grana fine | 14-27 | 22 | 6-34 | 16 |
| I_P (%) | grana fine | 12-44 | 25 | 9-57 | 29 |
| I_L | Argille, limi | - | 0.094 | 60-88 | 74 |
| γ (kN/m ³) | grana fine | 14-20 | 17.5 | 3-20 | 9 |
| γ_d (kN/m ³) | grana fine | 13-18 | 15.7 | 2-13 | 7 |
| D_R (%) | sabbie | 30-70 | 50 | 11-36 | 19 |
| D_R (%) | sabbie | 30-70 | 50 | 49-74 | 61 |

Tabella 3. Variabilità intrinseca di alcune misure in situ (da Phoon et al. 1995)

| prova | proprietà | terreni | valori | | COV _w (%) | |
|-------|-----------------|--------------------------|-----------|-------|----------------------|-------|
| | | | interv. | media | interv. | media |
| CPT | q_c (MPa) | sabbie | 0.4-29.2 | 4.10 | 10-81 | 38 |
| CPT | q_c (MPa) | argille limose | 0.5-2.1 | 1.59 | 5-40 | 27 |
| CPT | q_T (MPa) | argille | 0.4-2.6 | 1.32 | 2-17 | 8 |
| VST | c_u (kPa) | argille | 6-375 | 105 | 4-44 | 24 |
| SPT | N_{SPT} | sabbie | 7-74 | 35 | 19-62 | 54 |
| SPT | N_{SPT} | argille, torbe | 7-63 | 32 | 37-57 | 44 |
| DMT | A (kPa) | sabbie, sabbie argillose | 64-1335 | 512 | 20-53 | 33 |
| DMT | A (kPa) | argille | 119-455 | 358 | 12-32 | 20 |
| DMT | B (kPa) | sabbie, sabbie argillose | 346-2435 | 1337 | 13-59 | 37 |
| DMT | B (kPa) | argille | 502-876 | 690 | 12-38 | 20 |
| DMT | E_D (MPa) | sabbie, sabbie argillose | 9.4-46.1 | 25.4 | 9-92 | 50 |
| DMT | E_D (MPa) | sabbie, limi | 10.4-53.4 | 21.6 | 7-67 | 36 |
| DMT | I_D | sabbie, sabbie argillose | 0.8-8.4 | 2.85 | 16-130 | 53 |
| DMT | I_D | sabbie, limi | 2.1-5.4 | 3.89 | 8-48 | 30 |
| DMT | K_D | sabbie, sabbie argillose | 1.9-28.3 | 15.1 | 20-99 | 44 |
| DMT | K_D | sabbie, limi | 1.3-9.3 | 4.1 | 17-67 | 38 |
| PMT | ρ_L (kPa) | sabbie | 1617-3566 | 2284 | 23-50 | 40 |
| PMT | ρ_L (kPa) | terreni coesivi | 428-2779 | 1084 | 10-32 | 15 |
| PMT | E_{PMT} (MPa) | sabbie | 5.2-15.6 | 8.97 | 28-68 | 42 |

Tabella 4. Valori orientativi della variabilità intrinseca di alcune misure (da Phoon et al. 1995)

| prova | proprietà | | terreni | valori medi | Intervallo COV_w (%) |
|-------------|--------------------|----------------------|-----------------|-------------|------------------------|
| laboratorio | c_u (ELL) | (kPa) | argille | 10-400 | 20-55 |
| laboratorio | c_u (TX-UU) | (kPa) | argille | 10-350 | 10-30 |
| laboratorio | c_u (CIUC) | (kPa) | argille | 150-700 | 20-40 |
| laboratorio | ϕ | (°) | argille, sabbie | 20-40 | 5-15 |
| CPT | q_T | (MN/m ²) | argille | 0.5-2.5 | <20 |
| CPT | q_c | (MN/m ²) | argille | 0.5-2.0 | 20-40 |
| CPT | q_c | (MN/m ²) | sabbie | 0.5-30.0 | 20-60 |
| VST | c_u | (kN/m ²) | argille | 5-400 | 10-40 |
| SPT | N_{SPT} | (colpi/ft) | argille, sabbie | 10-70 | 25-50 |
| DMT | A | (kN/m ²) | argille | 100-450 | 10-35 |
| DMT | A | (kN/m ²) | sabbie | 60-1300 | 20-50 |
| DMT | B | (kN/m ²) | argille | 500-880 | 10-35 |
| DMT | B | (kN/m ²) | sabbie | 350-2400 | 20-50 |
| DMT | I_D | | sabbie | 1-8 | 20-60 |
| DMT | K_D | | sabbie | 2-30 | 20-60 |
| DMT | E_D | (MN/m ²) | sabbie | 10-50 | 51-65 |
| PMT | ρ_L | (kN/m ²) | argille | 400-2800 | 10-35 |
| PMT | ρ_L | (kN/m ²) | sabbie | 1600-3500 | 20-50 |
| PMT | E_{PMT} | (MN/m ²) | sabbie | 5-15 | 15-65 |
| laboratorio | w_n | (%) | argille, limi | 13-100 | 8-30 |
| laboratorio | w_L | (%) | argille, limi | 30-90 | 6-30 |
| laboratorio | w_P | (%) | argille, limi | 15-25 | 6-30 |
| laboratorio | I_P | | argille, limi | 10-40 | (3-12%)/media |
| laboratorio | I_L | | argille, limi | 10 | (3-12%)/media |
| laboratorio | γ, γ_d | (kN/m ³) | argille, limi | 13-20 | <10 |
| laboratorio | D_R | (%) | sabbie | 30-70 | 10-40 |

In Tabella 4 sono riportati i valori medi ed i valori di COV_w per proprietà misurate in laboratorio ed in situ, che possono essere assunti come riferimento nelle analisi di affidabilità.

VARIABILITÀ DEI RISULTATI DI PROVE DI LABORATORIO

Nel caso delle indagini di laboratorio, l'errore di misura può essere stimato direttamente analizzando la variabilità dei risultati di prove condotte in condizioni, e su campioni di terreno, per quanto possibile uniformi.

Alcuni risultati di programmi di indagini di laboratorio atti a quantificare l'errore di misura sono disponibili in letteratura (es. HAMMITT 1966; JOHNSTON 1969; SHERWOOD 1970; SINGH & LEE 1970; MINTY et al. 1979). Tuttavia, essi sono poco numerosi, e non trattano la suddivisione dell'errore di misura complessivo nelle sue componenti.

In **Tabella 5** sono riportati i valori raccolti da PHOON et al. (1995) dai predetti studi, e relativi all'errore di misura di prove di laboratorio, espresso in termini di coefficiente di variazione COV^{eM} .

Tabella 5. Variabilità complessiva di alcune prove di laboratorio (da Phoon et al. 1995)

| proprietà | prova | terreni | valori | | COV _{eM} (%) | |
|-------------------------------|-------|---------------|---------|-------|-----------------------|-------|
| | | | interv. | media | interv. | media |
| c_u (kPa) | TX | argille, limi | 7-407 | 125 | 8-38 | 19 |
| c_u (kPa) | DS | argille, limi | 108-130 | 119 | 19-20 | 20 |
| c_u (kPa) | LV | argille | 4-123 | 29 | 5-37 | 13 |
| ϕ' (°) | TX | argille, limi | 2-27 | 19.1 | 7-56 | 24 |
| ϕ' (°) | DS | argille, limi | 24-40 | 33.3 | 3-29 | 13 |
| ϕ' (°) | DS | sabbie | 30-35 | 32.7 | 13-14 | 14 |
| $\tan \phi'$ | TX | sabbie, limi | - | - | 2-22 | 8 |
| $\tan \phi'$ | DS | argille | - | - | 6-22 | 14 |
| w_n (%) | - | grana fine | 16-21 | 18 | 6-12 | 8 |
| w_L (%) | - | grana fine | 17-113 | 36 | 3-11 | 7 |
| w_P (%) | - | grana fine | 12-35 | 21 | 7-18 | 10 |
| I_P | - | grana fine | 4-44 | 23 | 5-51 | 24 |
| γ (kN/m ³) | - | grana fine | 16-17 | 17.0 | 1-2 | 1 |

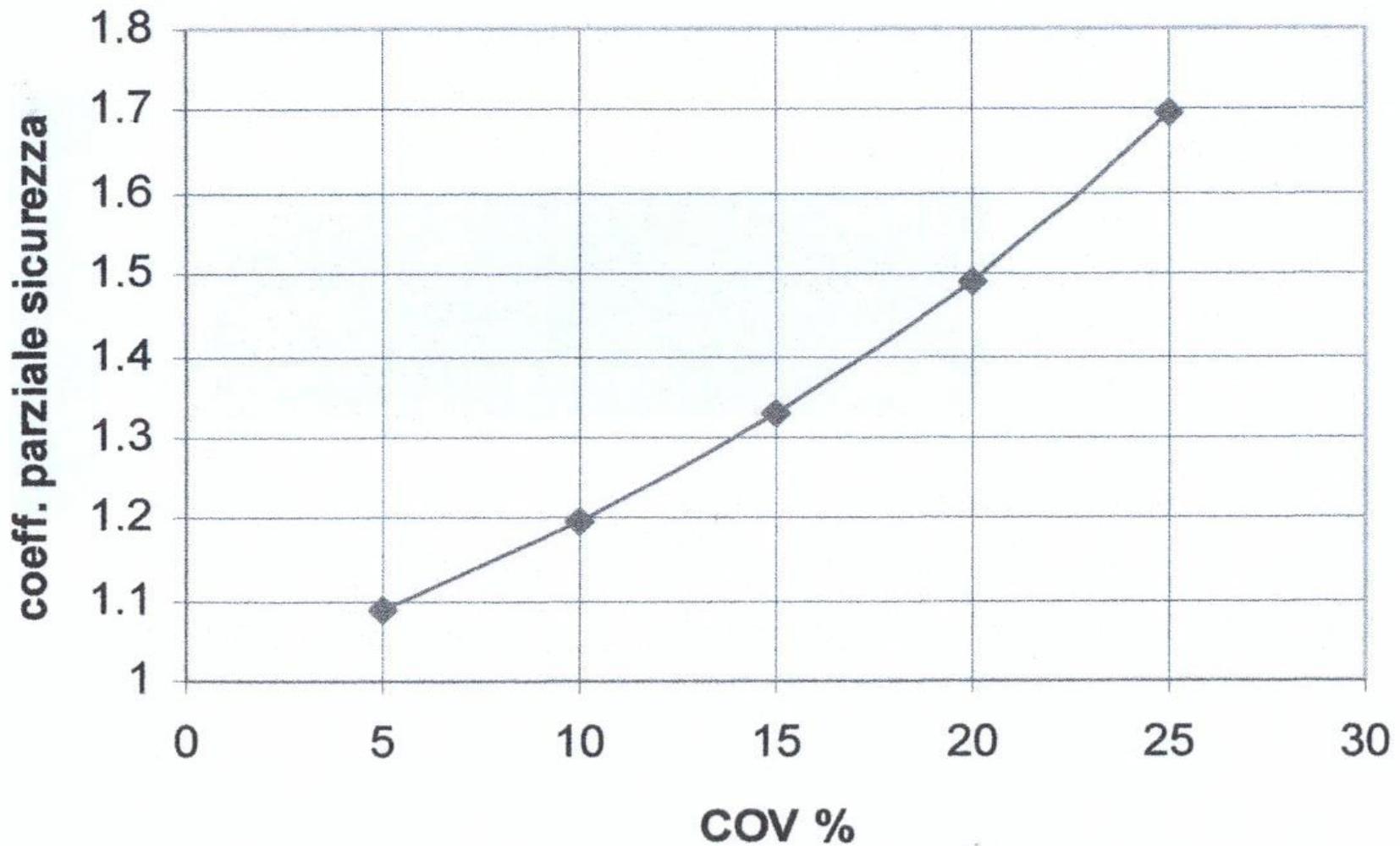
E' importante notare che, poiché molti parametri possono essere stimati mediante più tipi di indagini di laboratorio, la variabilità complessiva di un parametro dipende dal metodo di indagine, anche per lo stesso tipo di terreno. Ad esempio, come riportato in Tabella 5, l'angolo di resistenza al taglio ϕ' di terreni argillosi e limosi, se misurato da **prove triassiali** (TX), presenta un intervallo di COV^{eM} di 7-56%; nel caso di misure mediante **prove di taglio diretto** (DS), l'intervallo dei valori di COV^{eM} è 3-29% (v. anche Phoon e Kulkawy, 1999).

Tabella 6. Valori di riferimento (puntuali e mediati su un intervallo di 5.00 m) dei coefficienti di variazione di variabili di progetto (da Phoon & Kulhawy 1999b)

| parametro | misura diretta | misura indiretta | correlazione | terreni | COV _{sd} (%) | COV _{sa} (%) |
|-------------------------|----------------|------------------|--|-----------------|-----------------------|-----------------------|
| c_u | ELL | - | - | argille | 20-55 | 10-40 |
| c_u | TX-UU | - | - | argille | 10-35 | 7-25 |
| c_u | TX-CIU | - | - | argille | 20-45 | 10-30 |
| c_u | - | CPT | $c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k}$ | argille | 35-50 | 35-40 |
| c_u | - | SPT | $\frac{c_u}{p_a} = 0.29 N_{SPT}^{0.72}$ | argille | 40-60 | 40-55 |
| c_u | - | DMT | $\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0.22(0.5K_D)^{1.25}$ | argille | 30-55 | 30-55 |
| c_u | - | - | $\frac{c_u}{\sigma'_c} = 0.11 + 0.0037 I_P$ | argille | 30-55 | - |
| $\phi' (^{\circ})$ | lab. | - | - | argille, sabbie | 7-20 | 6-20 |
| $\phi' (^{\circ})$ | - | CPT | $\phi' = 17.6 + 11.0 \log_{10} \left(\frac{q_c / p_a}{\sqrt{\sigma_v / p_a}} \right)$ | sabbie | 10-15 | 10 |
| $\phi'_{cv} (^{\circ})$ | - | lab. (I_P) | $\sin \phi'_{cv} = 0.8 - 0.094 \ln(I_P)$ | argille | 15-20 | 15-20 |
| K_0 | SBPMT | - | - | argille | 20-45 | 15-45 |
| K_0 | SBPMT | - | - | sabbie | 25-55 | 20-55 |
| K_0 | - | DMT | $K_0 = 0.27 K_D$ | argille | 35-50 | 35-50 |
| K_0 | - | SPT | $K_0 = \frac{0.073 N_{SPT} \cdot p_a}{\sigma_v}$ | argille | 40-75 | - |
| E_{PMT} | PMT | - | - | sabbie | 20-70 | 15-70 |
| E_D | DMT | - | - | sabbie | 15-70 | 10-70 |
| E_{PMT} | - | SPT | $\frac{E_{PMT}}{p_a} = 19 N_{SPT}^{0.63}$ | argille | 85-95 | 85-95 |
| E_D | - | SPT | $\frac{E_D}{p_a} = 22 N_{SPT}^{0.82}$ | limi | 40-60 | 35-55 |

E.Aiello CGT - unisi

Coefficiente da applicare al valore medio in funzione del COV



Istruzioni del CSLPP, Circolare n.7/19 sulle NTC 18 (C.6.2.2.4):

Valore caratteristico

A) Valori caratteristici circa uguali ai valori medi $V_k \approx V_m$

Nelle valutazioni che il geotecnico deve svolgere per pervenire ad una **scelta corretta dei valori caratteristici**, appare giustificato, secondo il CSLP, il riferimento a **valori prossimi ai valori medi** quando nello stato limite considerato è coinvolto un **elevato volume di terreno** (in ***fondazioni superficiali*** o in una ***frana*** il volume interessato dalla superficie di rottura è grande), con **possibile compensazione delle eterogeneità** o quando la **struttura** a contatto con il terreno è **dotata di rigidità sufficiente** a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Prossimi ai valori medi : *valore medio a meno della deviazione standard*

- terreno di sedime di fondazioni superficiali
- pali per la portata laterale
- pendii(coltre di frana) e fronti di scavo
- opere di contenimento di notevole altezza
- struttura rigida

B) Valori caratteristici circa uguali ai valori minimi

Valori caratteristici prossimi ai **valori minimi** dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti **modesti volumi di terreno** (ad es. *terreno di base di un palo, verifica a scorrimento di un muro*), con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la **struttura** a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua **insufficiente rigidità**. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni; (ad esempio, effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata).

Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato.

Prossimi ai valori minimi: : valore minimo a meno della deviazione standard

- ***terreno di base di un palo***
- ***verifica a scorrimento di un muro***
- ***plinti e travi non collegati***
- ***fronti di scavo di modesta ampiezza e muri di H contenuta***
- ***struttura con insufficiente rigidità***

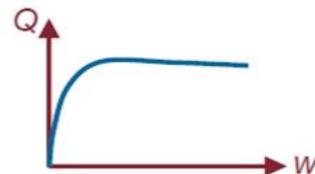
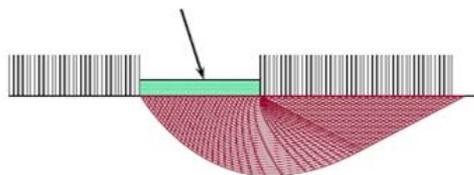
In sintesi:

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro *per ogni stato limite considerato*.

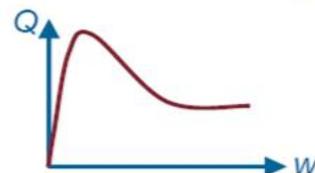
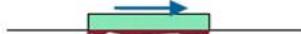
I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere *dedotti dall'interpretazione dei risultati di* **specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno** e di prove e misure in sito.

PARAMETRI CARATTERISTICI k

Valore prossimo al valore medio , volumi elevati , comportamento duttile



Valore prossimo al valore minimo, volumi piccoli, comportamento fragile



(Prossimo = a meno della deviazione standard)

GRANDI VOLUMI DI TERRA

Prossimi ai valori medi :

- terreno di sedime di fondazioni superficiali
- pali per la portata laterale
- pendii (coltre di frana) e fronti di scavo
- opere di contenimento di notevole altezza
- struttura rigida

PICCOLI VOLUMI DI TERRA

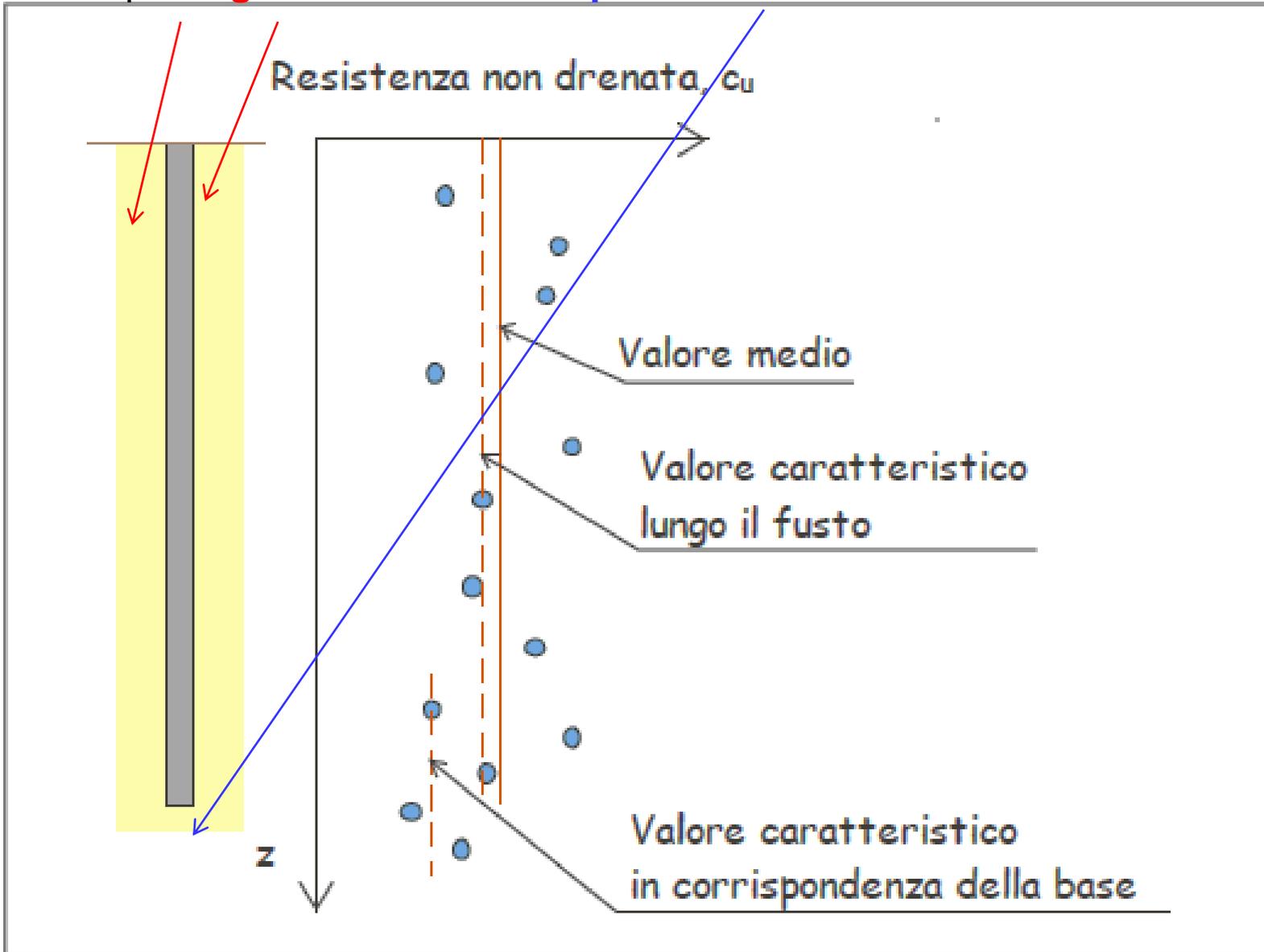
Prossimi ai valori minimi:

- terreno di base di un palo
- verifica a scorrimento di un muro
- plinti e travi non collegati
- fronti di scavo di modesta ampiezza e muri di H contenuta
- struttura con insufficiente rigidità

| | |
|--|--|
| Valori caratteristici prossimi ai valori minimi | Terreno di incastro di un palo |
| | Verifica di scorrimento di un muro |
| | Plinti e travi non collegati |
| | Fronti di scavo di modesta ampiezza e muri di altezza contenuta |
| | Struttura con insufficiente rigidezza |
| Valori caratteristici prossimi ai valori medi | Terreno di sedime di fondazioni superficiali di grande estensione (platee) o di dimensioni ridotte ma collegate rigidamente in modo da trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti |
| | Pali per portata laterale |
| | Pendii (coltre di frana) e fronti di scavo |
| | Opere di contenimento di notevole altezza |
| | Struttura rigida |

(Ripresa da Focardi, 2014)

Esempio di **grande volume** e di **piccolo volume** di terreno - NTC 2018



Valori caratteristici k

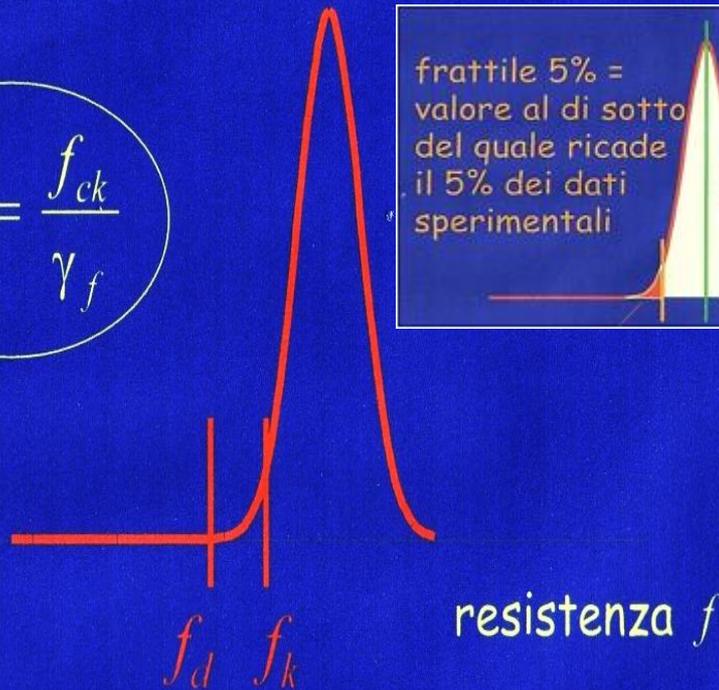
Valore nominale → **Valore caratteristico k** → **Valore di progetto d**

In conclusione per individuare i valori caratteristici k è necessario :

- Ricorrere a prove idonee per determinare il parametro richiesto**
- Avere a disposizione un adeguato numero di dati**
- Le prove devono essere eseguite correttamente**
- Il terreno deve essere suddiviso in “strati” in senso geotecnico a comportamento omogeneo**
- I campioni analizzati devono essere rappresentativi degli “strati” individuati**
- Si applicano i metodi statistici dell’EC7, oppure il metodo suggerito dalle NTC 2018.**

Valore di progetto

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f}$$



Al posto del valore caratteristico f_k (frattile 5%)

si usa come valore di calcolo f_d un frattile più basso (0.5%)

Convenzionalmente, si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza

Valore nominale $f_n \rightarrow$ valore caratteristico $f_k \rightarrow$ valore di progetto $\rightarrow f_d$

NTC 18

Valore di progetto d

M

(A + M + R)

DA1.1 (A1+M1+R1) DA1.2 (A2+M2+R2); DA2(A1+M1+R3)

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) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \phi'_k$ | γ_ϕ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | γ_c | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ | γ_r | 1,0 | 1,0 |
| Resistenza unitaria al taglio* | τ_R | $\gamma\tau_R$ | 1,0 | 1,25 |

new

*La resistenza al taglio in una direzione è la massima tensione tangenziale, τ_R , che può essere applicata alla struttura del geomateriale in quella direzione, prima che si verifichi la "rottura", ovvero quella condizione in cui le deformazioni sono inaccettabilmente elevate.

◆ **PROGETTAZIONE GEOLOGICA**
NELL'AMBITO TERRITORIALE SIGNIFICATIVO

◆ **PROGETTAZIONE GEOTECNICA**
con **Modellazione Sismica**

Gerarchia della progettazione geologica e geotecnica

AMBITO TERRITORIALE SIGNIFICATIVO

(ATS)



AMBITO GEOMORFOLOGICO SIGNIFICATIVO

(AGS)



MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

(MGR)



MODELLO GEOTECNICO

**Ambito Territoriale
Significativo (ATS)**

**Modello Geologico di Riferimento
(MGR)**

**Ambito
Geomorfologico
Significativo (AGS)**

Sondaggi con
campionamento



Prove di
laboratorio



Modello geotecnico

con **Modellazione sismica**

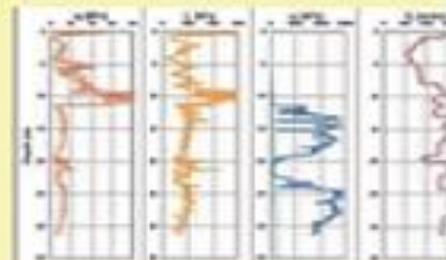
Valutazione dei parametri
costitutivi

D_{50} , U , γ , e_{0r} , OCR , K_0 , ν , E , ϕ'
 c' , k , c_v , G_0 , D , γ

Indagini geofisiche

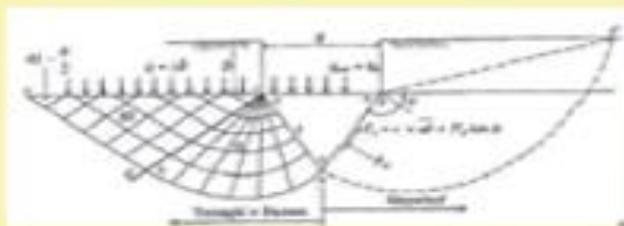


Prove in posto

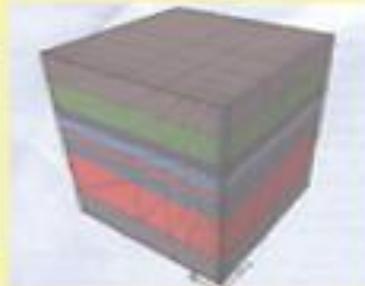


**Verifiche della sicurezza
e delle prestazioni**

Metodi analitici



Metodi numerici



**Metodo
Osservazionale
e/o
Monitoraggio**

La Progettazione Geologica prende l'avvio dall'

Ambito Territoriale Significativo (ATS)

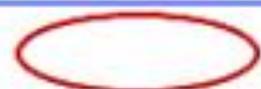
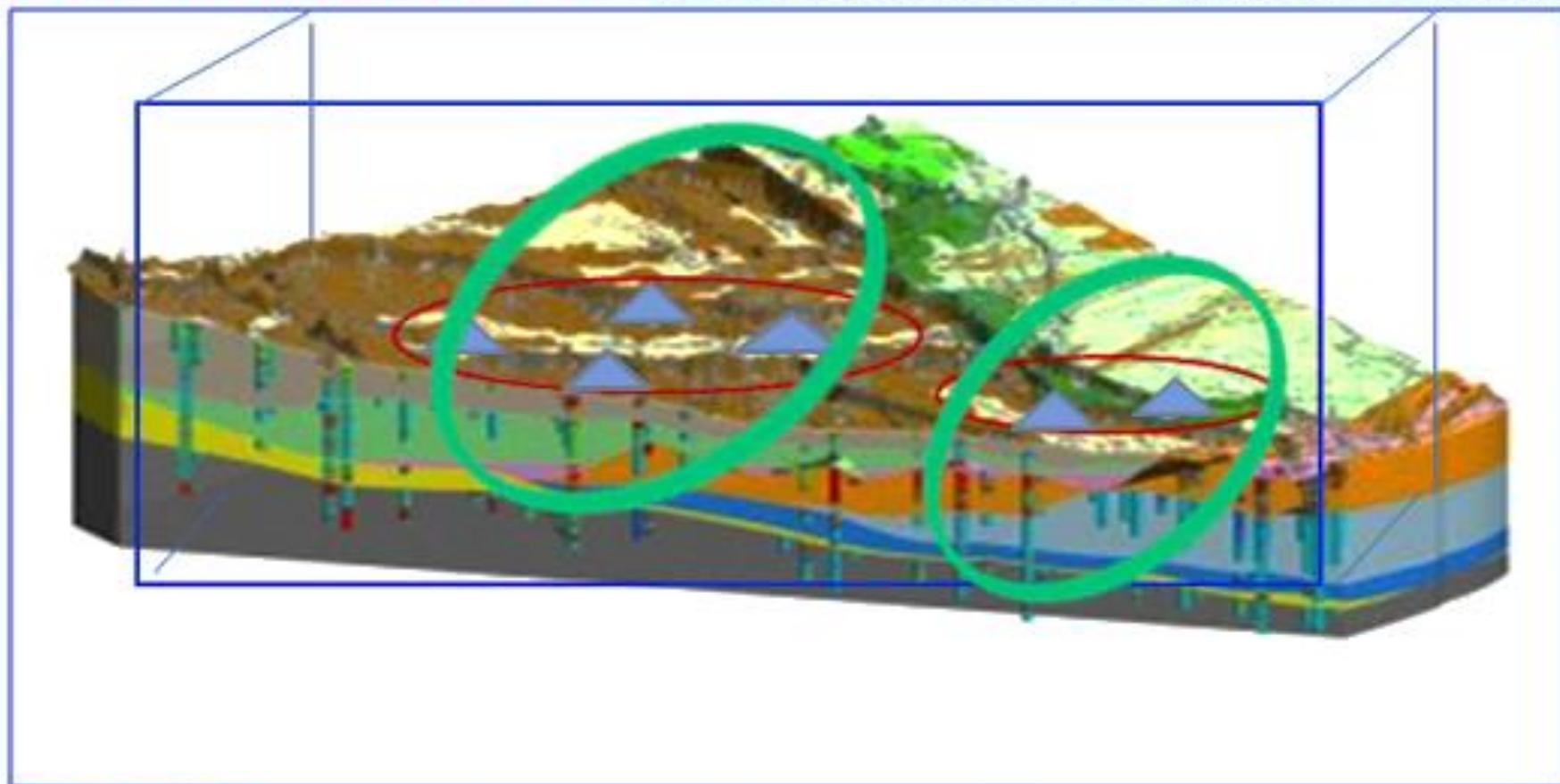
e dall'analisi dell'

Ambito Geomorfologico Significativo (AGS)

In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto dell'ATS e dell'AGS, si dovranno realizzare specifiche indagini finalizzate alla ricostruzione di un **Modello Geologico di Riferimento (MGR)**, o più **MGR**, *referimento relativo a ciascuna opera di progetto*.

L'**MGR** deve essere sviluppato in modo da costituire *elemento essenziale* per inquadrare i **problemi geotecnici e sismici**, contenendo al suo interno il volume significativo sia **geotecnico**, che **sismico**.
Metodi e risultati delle indagini vengono poi esposti e commentati nella

Relazione geologica d'opera



Aree destinate ad insediamento produttivo



Ambito Territoriale Significativo (ATS)



Modello Geologico di Riferimento (MGR) alle diverse opere geotecniche

Ambito Geomorfologico significativo (AGS)

L' Ambito Territoriale Significativo (ATS) (2D-3D) comprende il sito geologico e il relativo sottosuolo in cui è possibile rilevare interrelazioni di carattere dinamico di origine geologica s.l. o antropica influenzanti l'opera. Si tratta di una porzione, più o meno estesa, di territorio con il suo sottosuolo per profondità, generalmente inferiori a 100 m, ma talora anche maggiori. L' Ambito Territoriale Significativo (ATS) è, pertanto, molto più esteso rispetto al **Modello Geologico di Riferimento (MGR), a quello sismico e al modello geotecnico, quest'ultimo determinato unicamente dalle caratteristiche dimensionali dell'opera.**

In pratica, si dovrà valutare l'estensione di territorio entro il quale possano determinarsi fenomeni geologici s.l., geodinamici, idrogeologici, antropici, strutturali, paesaggistici, ambientali, archeologici, faunistici, in grado di provocare azioni dirette o indirette sulle opere o su parti di esse, o che queste determinino azioni dirette o indirette sui citati fenomeni.

L' Ambito Territoriale Significativo (ATS) potrà contenere al suo interno uno o più **Ambiti Geomorfologici Significativi e uno o più **Modelli Geologici di Riferimento (MGR)**, ognuno relativo a ciascuna opera geotecnica da materializzare.**

Costruzione dell' Ambito Territoriale Significativo (ATS) - I

Le azioni sull'opera e le conseguenze che l'opera induce sull'Ambito Territoriale sono in sintesi :

- pericolosità sismica e relativi effetti cosismici;
- pericolosità vulcanica (propagazione di colate, nubi ardenti, caduta di lapilli e polveri);
- movimenti franosi, anche quiescenti o relitti, eventualmente riattivabili per le modifiche indotte dall'intervento di progetto;
- impatti e seppellimenti in zone di espansione di colate rapide;
- impatti e seppellimenti in zone soggette a caduta o rotolamento massi;
- impatti e seppellimenti in zone di espansione di valanghe;
- movimenti lenti riconducibili a fenomeni di creep, di degradazione superficiale, di alterazione dei terreni;
- azioni indotte da tensioni nel sottosuolo di natura geostatica o tettonica, o detensionamenti riconducibili a scavi estesi, presenza di elevate tensioni residue negli ammassi rocciosi associate a fenomeni di plasticizzazione;
- deformazioni legate ad ammassi rocciosi con disomogeneità tessiturali verticali e laterali;
- cedimenti o collassi legati alla presenza di ammassi rocciosi solubili, di cavità carsiche con bassa copertura in formazioni calcaree o gessose;

- effetti legati ad attività estrattive in superficie o in sottoterraneo, a cavità nel sottosuolo, a fonti di vibrazione;
- subsidenze riconducibili a fenomeni naturali o antropici;
- pressioni di tipo interstiziale riconducibili a falde libere o confinate, forze di filtrazione, abbassamento o innalzamento del livello di falda;
- cedimenti legati a zone di ristagno, torbose e paludose, nonché alla presenza di terreni ad alta compressibilità, espansivi, ecc.;
- azioni erosive di acque superficiali o sotterranee;
- spinte di tipo idrostatico di acque sotterranee o superficiali in quiete o in movimento;
- condizioni idrogeologiche che comportino rischi di sifonamento, galleggiamento o inondazione repentina dell'opera;
- infiltrazioni di acque superficiali nel sottosuolo, con possibile conseguente rischio di veicolazione di sostanze inquinanti;
- interventi che modifichino l'idrogeologia in zone di rispetto di captazioni ad uso idropotabile e/o in zone ad elevata vulnerabilità degli acquiferi sfruttati ad uso idropotabile;
- interventi in zone con presenza di centri di pericolo ambientale (discariche, siti da bonificare, industrie a rischio, infrastrutture, cisterne, serbatoi, stoccaggio rifiuti, ecc.).

- interventi in zone con presenza di elementi di interesse archeologico;
- interventi in zone con presenza di elementi di interesse di carattere florofaunistico;
- interventi in zone con presenza di strutture che possano interagire con le opere di progetto o subire l'azione di queste ultime.

- **Si dovranno redigere le schede di rilevamento per i diversi settori approntate dai vari specialisti (v. oltre), coordinati dal geologo, riguardanti l'Ambito Territoriale Significativo (ATS);**
- **si dovranno produrre carte tematiche a scala adeguata e sezioni nelle quali i vari elementi vengano contestualizzati considerando le opere di progetto.**
- **la relazione finale dovrà contenere tutti gli elementi per potere dichiarare la fattibilità delle opere o le eventuali controindicazioni alla sua realizzazione.**
- **quando possibile, si forniranno anche soluzioni per la risoluzione di determinate problematiche emerse dall'analisi multidisciplinare.**

Costruzione dell' Ambito Territoriale Significativo (ATS) - II

Le azioni che l'opera può subire e le conseguenze che questa può indurre sull'Ambito Territoriale Significativo (ATS) vanno rilevate tramite l'attività prioritaria del geologo, che, per definire l'ATS coordina il contributo rilevante e paritetico di altre professionalità:

- Archeologi
- Architetti, Pianificatori, Paesaggisti
- Agronomi e Forestali
- Biologi
- Chimici
- Climatologi
- Fisici
- Geometri
- Ingegneri : idraulico, civile, geotecnico, sismico, dell'ambiente e del territorio
- Periti Agrari
- Periti Industriali
- Meteorologi

L'Ambito Geomorfológico significativo (AGS), contenuto nell' **Ambito Territoriale Significativo (ATS)** e, talvolta, coincidente con esso, **corrisponde a quella porzione di territorio, identificabile cartograficamente sul terreno e delimitabile anche in profondità, nella quale sussistano assetti predisponenti ad una specifica tipologia di movimento franoso ed in cui i processi morfologici evolutivi di versante/fondovalle possano interferire direttamente o indirettamente con l'area d'interesse e quindi con le opere di progetto e viceversa.**

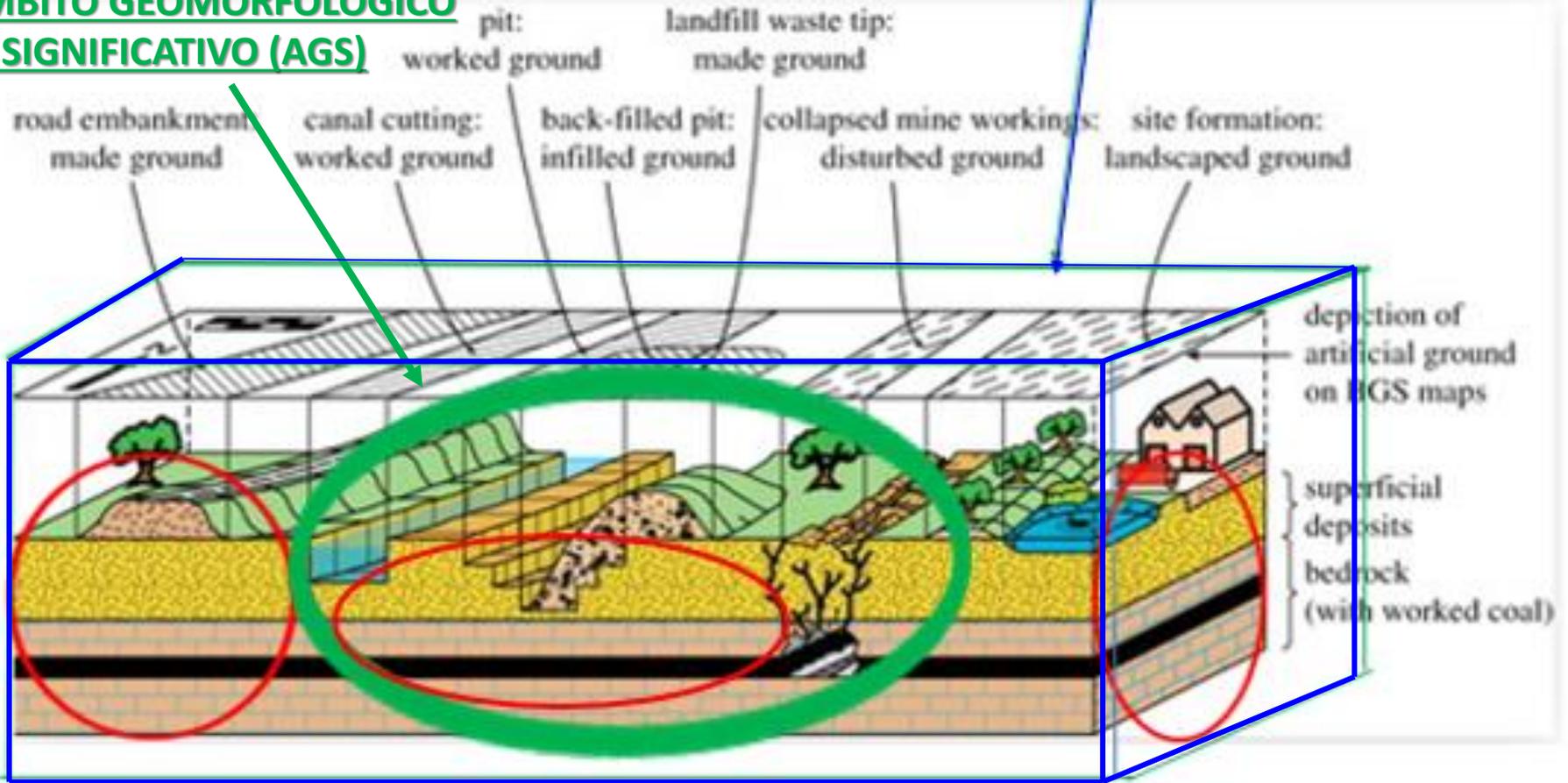
L'obiettivo da raggiungere è, pertanto, quello di costruire un

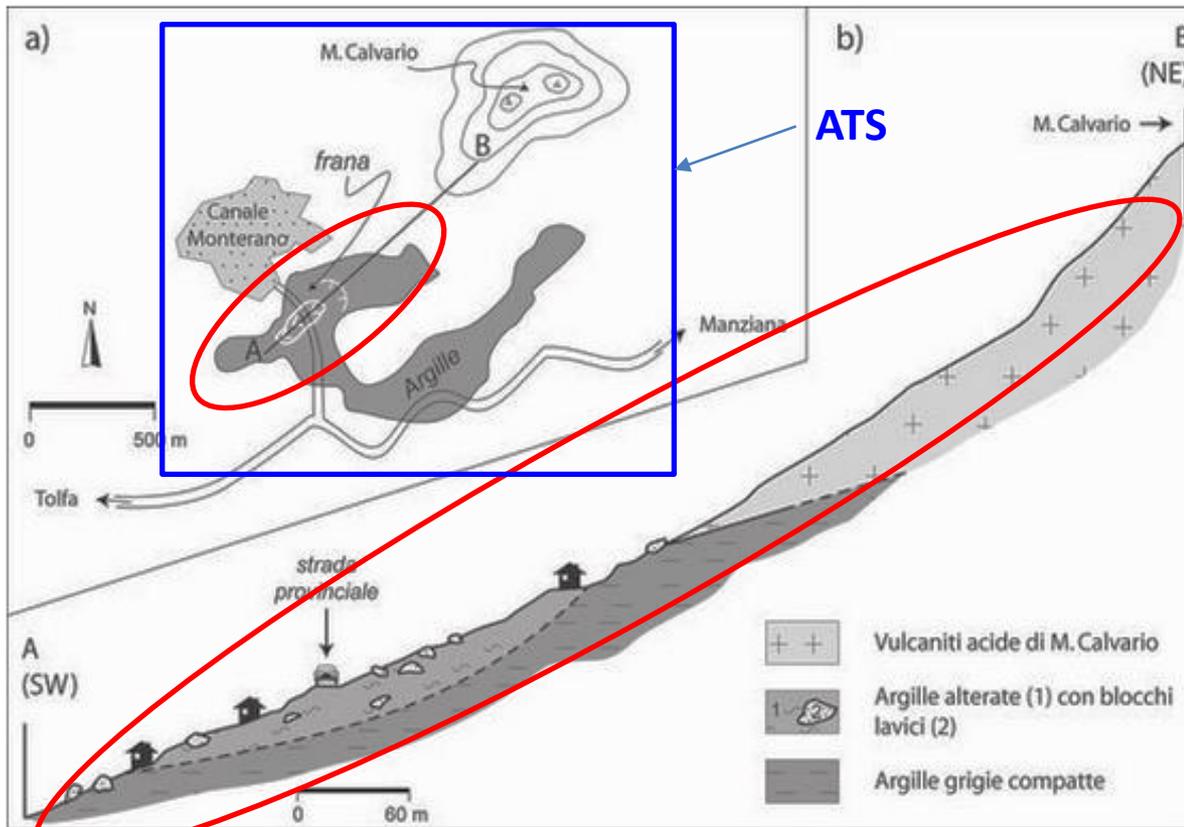
Modello Geologico di Riferimento (MGR)

finalizzato, oltre che alla illustrazione dei predetti assetti, anche alla conoscenza delle condizioni evolutive che hanno prodotto l'attuale assetto lito - strutturale, idrogeologico e geomorfologico, con connessa analisi dettagliata dello stato e tipo di attività delle eventuali instabilità presenti.

Ambito Territoriale Significativo (ATS)

AMBITO GEOMORFOLOGICO SIGNIFICATIVO (AGS)





ATS

La scelta delle tipologie di indagine e misura, dell'ubicazione del numero di verticali da esplorare, della posizione e del numero dei campioni di terreno da prelevare e sottoporre a prove di laboratorio dipende dall'estensione dell'area, dalla disponibilità di informazioni provenienti da precedenti indagini e dalla complessità delle condizioni stratigrafiche ed idrogeologiche del sito in esame.

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

Schema raffigurante l'ubicazione e l'estensione, in pianta (a) e in sezione (b, con scala esagerata), della frana che interessa l'abitato di Canale Monterano. La stratigrafia di un sondaggio eseguito attraverso il corpo di frana, in prossimità della strada provinciale Monteverginio, è la seguente (Ercoli, 1991):

0 m -3 m: materiali di riporto e argille limose in parte rimaneggiate con clasti calcarei e blocchi lavici immersi nell'argilla;

3 m-7 m: argilla grigia plastica;

7 m-15 m: argilla grigia compatta con tracce organiche

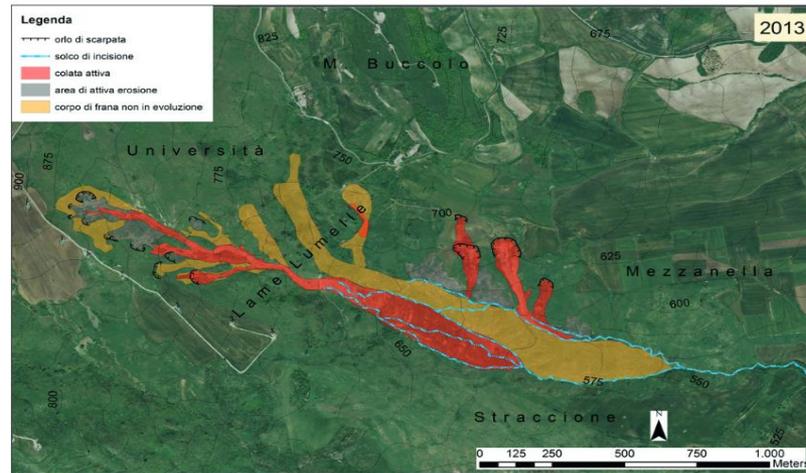
(Ripreso da Della Seta et alii, 2006)

Ambito Territoriale Significativo

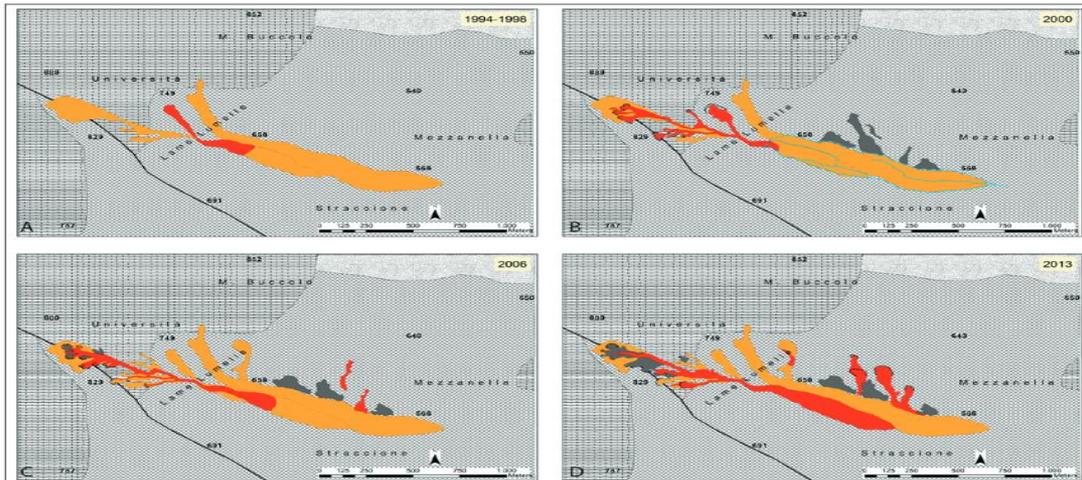
Ambito Geomorfológico Significativo

Il **MGR** è un **sistema dinamico** che deriva da un processo conoscitivo continuo, alla cui definizione si perviene per successive approssimazioni, in relazione ai dati ed alle informazioni che vengono acquisiti nel percorso di indagine tramite **l'Ambito Geomorfologico Significativo (AGS)**.

Alla costruzione del **MGR** concorre anche una sorta di **quarta dimensione**, ossia il **tempo**, rappresentato, in prima approssimazione, dal grado di attività dei fenomeni gravitativi, o dall'evoluzione dei morfemi in genere, oppure dall'incidenza degli scavi in sotterraneo sugli acquiferi, o dalla velocità del fenomeno della subsidenza.



Mappa inventario della frana di Lama Lumelle del 2013 (L. Spalluto et al., 2015)



Mappa di attività della frana di Lama Lumelle ottenuta dal confronto delle mappe inventario realizzate per il periodo 1994-2013.

Il **Modello Geologico di Riferimento**, parte integrante dell' **Ambito Territoriale Significativo (ATS)**, costituisce, pertanto, nella **Progettazione Geologica** il presupposto ed il supporto indispensabile per la costruzione del successivo **Modello Geotecnico**.

Il **Modello Geologico** è, di fatto, il risultato del passaggio da un approccio descrittivo-qualitativo ad uno quantitativo, ormai indispensabile in una moderna progettazione integrata, quale quella che caratterizza tutte le opere e, in particolare, le medie e le grandi opere.

Il **Modello Geologico di Riferimento (MGR)** è l'evoluzione concettuale del **Modello Geologico**, indispensabile *per valutare compiutamente le interazioni fra il contesto geologico* inteso nel senso più ampio *e le opere di progetto, e costituisce parte integrante della **Progettazione Geologica**.*

Tale modello rappresenta, pertanto, la sintesi delle informazioni di carattere geologico s.l. che caratterizzano l'area con cui il progetto interagisce, ed è generalmente riportato in una rappresentazione grafica, coincidente con il profilo geologico di progetto (geomeccanico nel caso delle gallerie) e descritto nell'ambito della Relazione Geologica, come indicato dalle NTC 2018 e dalla Circolare n.7/2019.



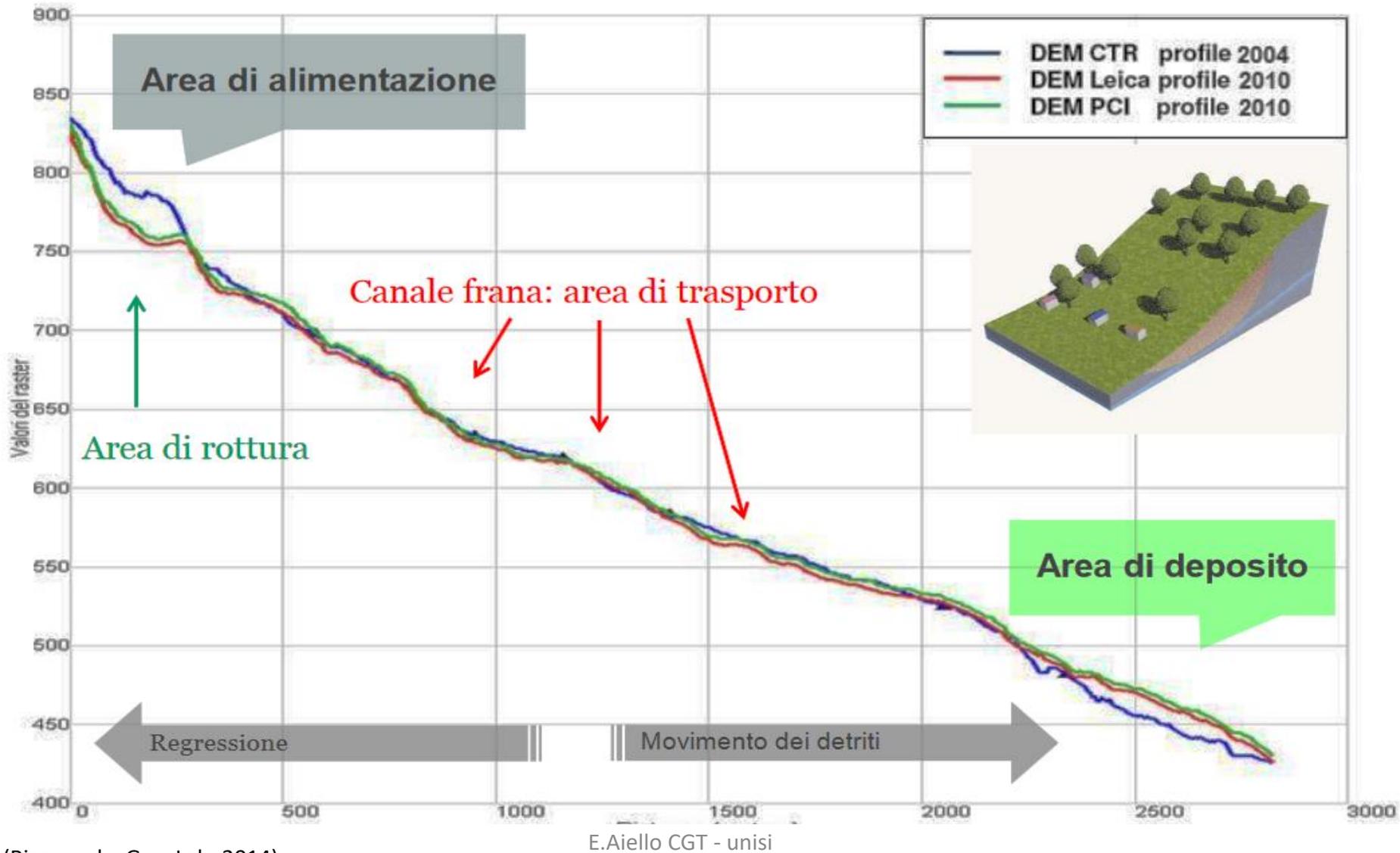
La costruzione del **MGR** avviene mediante:

- **Conoscenza approfondita delle caratteristiche dell'opera**
- Analisi della documentazione pubblicata, inedita (desk study)
- **Rilevamento geologico (litologie, strutture; eventuali strutture tettoniche attive)**
- **Rilevamento geomorfologico (processi geomorfici; movimenti franosi e loro attività)**
- **Rilevamento geologico-tecnico e/o geomeccanico in superficie**
- **Indagini geognostiche in profondità con caratterizzazione dei vari livelli rilevati**
- **Indagini geofisiche** (in superficie, in foro di sondaggio)
- **Definizione delle unità litotecniche** (eventuali litologie suscettibili di particolari problematiche a seguito di evento sismico)
- **Definizione del quadro idrogeologico**
- **Verifiche di stabilità dei versanti** (che necessitano della parametrizzazione e quindi del **Modello geotecnico**) per la definizione del grado di attività di morfemi rilevati nella parte geomorfologica.

Le NTC 18 demandano dette verifiche di stabilità alla **Relazione geotecnica**, ma nel contempo (C.6.3.2.) richiedono, nell'ambito della **progettazione geologica**, una **analisi geomorfologica quantitativa** che definisca l' **ambito geomorfologico significativo** .

Soprattutto quando si è in presenza di eventi attivi può essere necessario integrare i dati dei rilievi con misure di spostamento superficiale o profondo del pendio e con i dati di monitoraggio più in generale, al fine di validare il modello geologico.

Ripresa da Satellite EOS - B – Schema 3D e profilo multitemporale 2004-2010

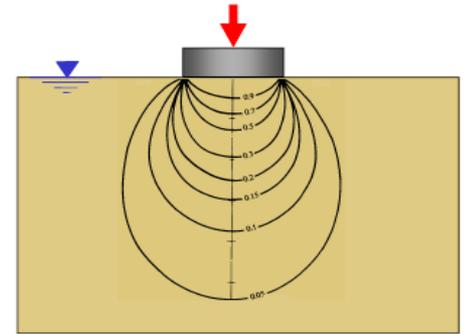


Qual è il suo significato? Si può farla in generale?

Vuol dire fornire valori dei parametri geotecnici, ma quali, ottenuti con quali strumenti e riferiti a quale opera, a quale volume?

La caratterizzazione geotecnica è finalizzata all'analisi quantitativa di uno specifico problema di progetto e riguarda il **volume significativo**.

La determinazione dei parametri per la caratterizzazione geotecnica dei terreni richiede generalmente l'impiego dei risultati di prove di resistenza o deformabilità eseguite su **campioni indisturbati**. I dati raccolti sono indispensabili per la costruzione del primo modello di base, ossia quello Geologico, cui fa seguito quello geotecnico.



MODELLO GEOTECNICO

Per **modello geotecnico** si intende uno schema rappresentativo

- ❖ delle **condizioni stratigrafiche** mutuata dal **Modello Geologico di Riferimento (MGR)**
- ❖ del **regime delle pressioni interstiziali**
- ❖ della **caratterizzazione fisico-meccanica e sismica** dei terreni e delle rocce

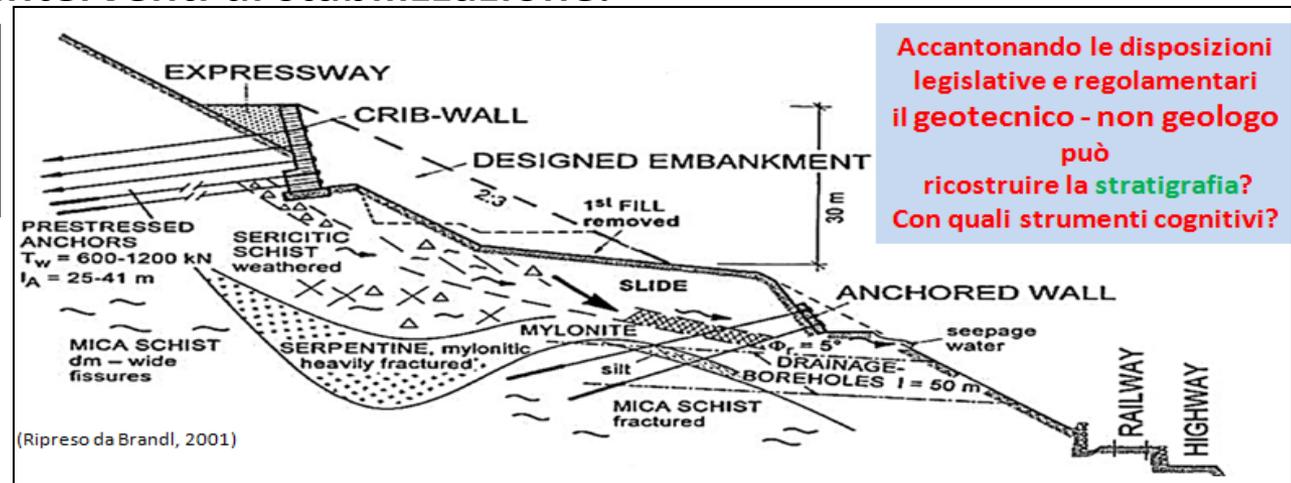
E.Aiello CGT - unisi

compresi nel volume significativo geotecnico

modello finalizzato dunque all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

Tenendo conto del - **modello geologico ed evolutivo del versante**, che generalmente è costruito sulla base della caratterizzazione geotecnica dei terreni e/o dell'ammasso roccioso, - del rilievo plano-altimetrico in scala adeguata ed esteso ad una zona sufficientemente ampia a monte e valle del pendio stesso, e sulla scorta degli eventuali spostamenti plano-altimetrici di punti in superficie e in profondità (monitoraggio), lo studio geotecnico deve definire la successione geotecnica e l'entità e la distribuzione delle pressioni interstiziali nel terreno e nelle discontinuità. Tutti gli elementi raccolti devono permettere la definizione di un **Modello Geotecnico di sottosuolo** che tenga conto della **complessità geologica**, della **situazione stratigrafica** e **geotecnica**, della presenza di discontinuità e **dell'evidenza di movimenti progressi**, e al quale fare riferimento per le analisi di stabilità e per il progetto degli eventuali interventi di stabilizzazione.

Esempio di complessità geologica, geomeccanica, geotecnica e strutturale



Accantonando le disposizioni legislative e regolamentari il geotecnico - non geologo può ricostruire la stratigrafia? Con quali strumenti cognitivi?

INDIRIZZO GENERALE

Si utilizza il solo **DA2- Approccio 2- Comb.unica (A1+M1+R3)** per tutte le tipologie di opere da verificare, **ad eccezione di:** Paratie, Opere sotterranee, Uplift; fronti di scavo, rilevati, opere su pendio, per i quali si applica **l'Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2)**

§§§§

In condizioni sismiche



-non si amplificano le Azioni γ_{A1} - γ_{A2} ($\gamma_A = 1.0$)

-non si riducono i Parametri caratteristici k

con M2 $\gamma_{M2} = \gamma_{M1} = 1.0$

Pendii naturali ←

Nessun Approccio - Utilizzo dei Metodi di verifica classici

- In condizioni statiche

Utilizzo di parametri caratteristici. F_s stabilito dal geotecnico.

$$F_s = \tau_s / \tau_m$$

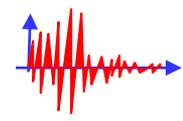
τ_s resistenza al taglio disponibile

τ_m sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale) sotto l'azione dei carichi

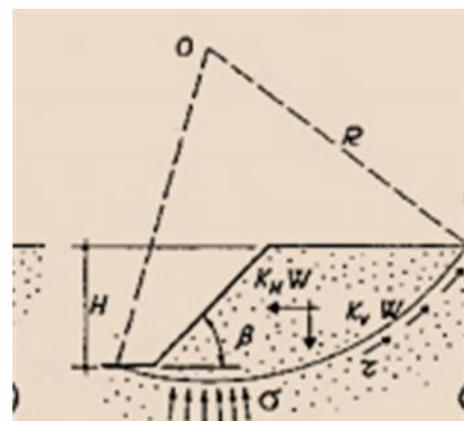
- In condizioni sismiche (SLV) – Metodo pseudostatico (uno dei tre metodi previsti)

Utilizzo di parametri caratteristici

$$F_h = k_h \cdot W \quad \text{con } k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad F_v = \pm 0.5 F_h$$



↑
g



| | 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 |

Valore del fattore di sicurezza F_s stabilito dal geotecnico

Fronti di scavo, Rilevati, pendii artificiali e pendii con opere geotecniche, argini*, sponde*

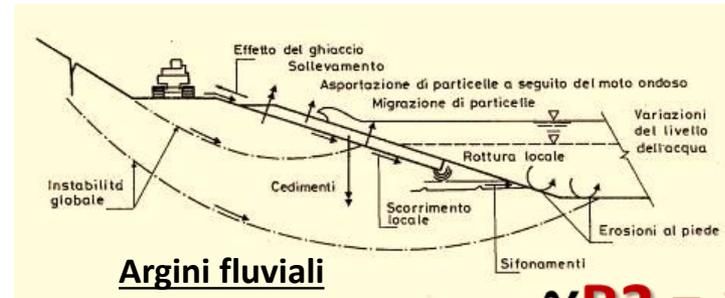
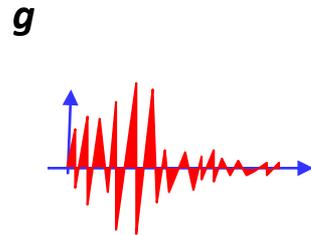
DA1-C2 (A2+M2+R2)

→ Condizioni statiche con $\gamma_{R2} = 1.1$

→ Con sisma $\gamma_{A2} = 1$, $\gamma_{M2} = 1$ (param. caratteristici $k = p.$ di progetto d) **$\gamma_{R2} = 1.2$**

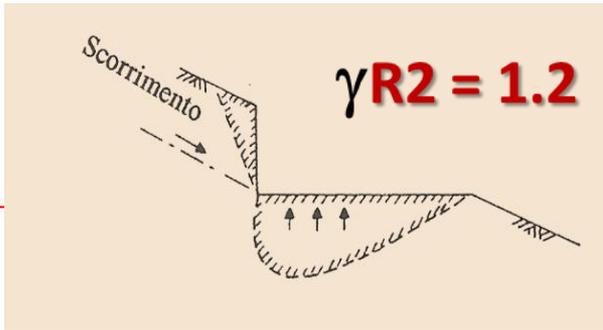
$F_h = k_h \cdot W$ con $k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$ $F_v = \pm 0.5 F_h$

$\beta_s = 0.38$ per SLV
 $\beta_s = 0.47$ per SLD



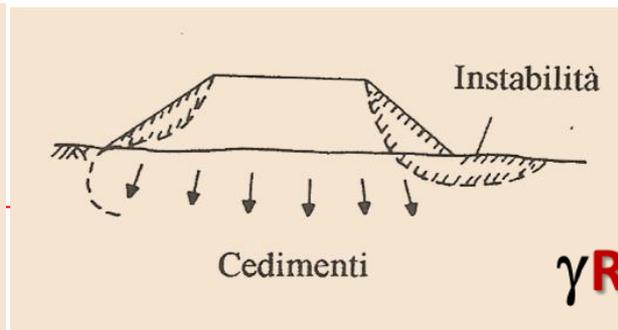
Argini fluviali

$\gamma_{R2} = 1.2$



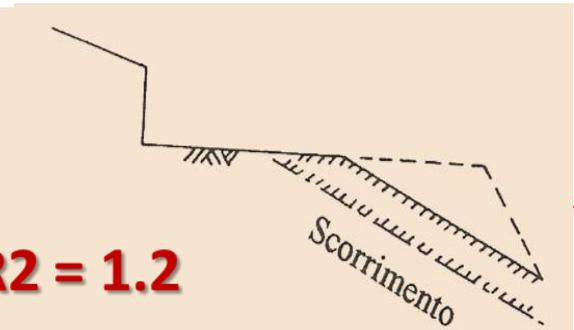
$\gamma_{R2} = 1.2$

Scavi su pendio



$\gamma_{R2} = 1.2$

Rilevati stradali e ferroviari



Rinterri

* v. anche D.M. 26.6.2014

Nelle verifiche:

Condizioni di drenaggio a rottura

| CAUSA DELLE FRANE | | Rottura possibile in condizioni | |
|--------------------------|--------------------------------------|--|-----------------------|
| | | <i>non drenate</i> | <i>drenate</i> |
| <i>naturali</i> | Softening (ammorbidimento) | | ◆ ◆ |
| | innalzamento falda | | ◆ ◆ |
| | retrogressione | ● | ◆ ◆ |
| | erosione | | ◆ ◆ |
| | sisma | ◆ ◆ | |
| <i>antropiche</i> | scavi | ● | ◆ ◆ |
| | rilevati | ◆ ◆ | |

● condizione meno gravosa

◆ ◆ condizione più gravosa

Progettazione geologica

Interventi di riduzione del rischio geomorfologico e Approcci di progetto DA

- DA -
Approccio di progetto richiesto

REGIMAZIONE IDRICA

- a) erosione al piede
- b) drenaggi superficiali
- c) drenaggi profondi

Eliminazione di disequilibri e detensionamenti.
Riduzione pressioni interstiziali

Nessun Approccio
Uso dei parametri caratteristici k
 $F_s = \frac{t_s}{t_m}$

CONSOLIDAMENTO MECCANICO

- a) Rimodellamento del pendio
- b) Scoronamento
- c) Gradonamento
- d) **Tecniche per trasferire gli sforzi tangenziali ad elementi strutturali: paratie, berlinesi, muri di sostegno, terre armate**

Riduzione della pendenza

Nessun Approccio.
Uso dei parametri caratteristici k
 $F_s = \frac{t_s}{t_m}$

Incremento delle forze resistenti

**DA1 – C2
(A2+M2+R2)**

TECNICHE DI INGEGNERIA NATURALISTICA

- a) Inerbimenti
- b) Gradonate con talee o piantine
- c) Vimate
- d) Grate

Ricostituzione copertura vegetale.
Contributi all'incremento di forze resistenti.

Nessun Approccio
Uso dei parametri caratteristici k
 $F_s = \frac{t_s}{t_m}$



Fondazioni superficiali ←

→ Condizioni statiche - Per tutte le verifiche, tranne quelle di stabilità globale :

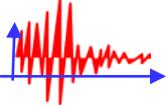
APPROCCIO 2 : DA2. C (A1+M1+R3) combinazione unica

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

| Verifica | Coefficiente parziale |
|-------------------|-----------------------|
| | (R3) |
| Capacità portante | $\gamma_R = 2,3$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,1$ |

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

| Verifica | Coefficiente parziale γ_R |
|-------------------------------------|----------------------------------|
| Carico limite | 2.3 |
| Scorrimento | 1.1 |
| Resistenza sulle superfici laterali | 1.3 |

→ con sisma $\gamma_A = 1$, $\gamma_{M1} = 1$ ($x_k = x_d$ parametri caratteristici = p. di progetto). 

Portanza -coeff.parziale $\gamma_{R3} = 2.3$ se azioni inerziali non considerate;
 - $\gamma_{R3} = 1.8$ **con azioni inerziali considerate nel calcolo del carico limite**

- Per verifiche di stabilità globale (SLV)

→ Condizioni statiche **APPROCCIO1 : DA1-C2 (A2+M2+R2)** con $\gamma_{R2} = 1.1$

→ con sisma $\gamma_A = 1$, $\gamma_{M2} = 1$ ($x_k = x_d$), $\gamma_{R2} = 1.1$ 

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

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 |

Fondazioni su pali \Leftarrow

Condizioni statiche-Per tutte le verifiche, tranne quelle di stabilità globale:

APPROCCIO 2 : DA2 . C (A1+M1+R3) o combinazione unica

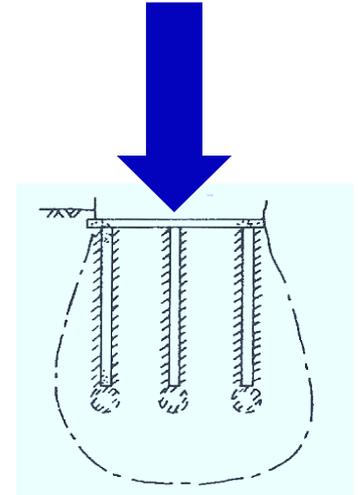
R3 tabellato

Per carico assiale :

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

| Resistenza | Simbolo | Pali infissi | Pali trivellati | Pali ad elica continua |
|--------------------------|---------------|--------------|-----------------|------------------------|
| | γ_R | (R3) | (R3) | (R3) |
| Base | γ_b | 1,15 | 1,35 | 1,3 |
| Laterale in compressione | γ_s | 1,15 | 1,15 | 1,15 |
| Totale (*) | γ | 1,15 | 1,30 | 1,25 |
| Laterale in trazione | γ_{st} | 1,25 | 1,25 | 1,25 |

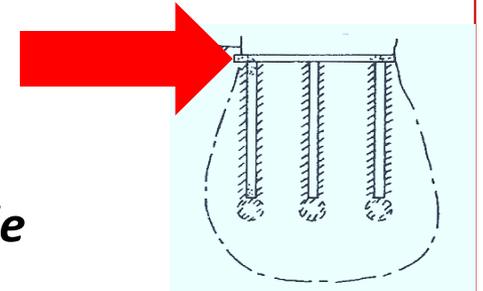
(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.



Per carico trasversale (R3 = 1.3)

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

| Coefficiente parziale (R3) |
|----------------------------|
| $\gamma_T = 1,3$ |



In campo sismico aggiungere interazione cinematica/inerziale

-Per verifiche di stabilità globale :

→ Condizioni statiche APPROCCIO 1 : DA1.C2, (A2+M2+R2) $\gamma_{R2} = 1.1$

→ con sisma DA1.C2 $\gamma_A = 1$, $\gamma_{M2} = 1$ ($x_k = x_d$), $\gamma_{R2} = 1.1$ 

Fondazioni miste \Leftarrow

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

| Verifica | Coefficiente parziale |
|-------------------|-----------------------|
| | (R3) |
| Capacità portante | $\gamma_R = 2,3$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,1$ |

\leftarrow R3

PIASTRA SU PALI

Resistenza di progetto fondazione mista
Approccio 2 (A1+M1+R3)

PIASTRA

GRUPPO DI PALI

E_d

$R_{k,r}$

$R_{k,p}$

$$R_d = \frac{R_{k,r} + R_{k,p}}{\gamma_R}$$

$R_d =$

$$\frac{\text{somma resistenze caratteristiche piastra + pali}}{\text{coefficiente parziale R3 per fond. sup.}}$$

Muri di sostegno ⇐

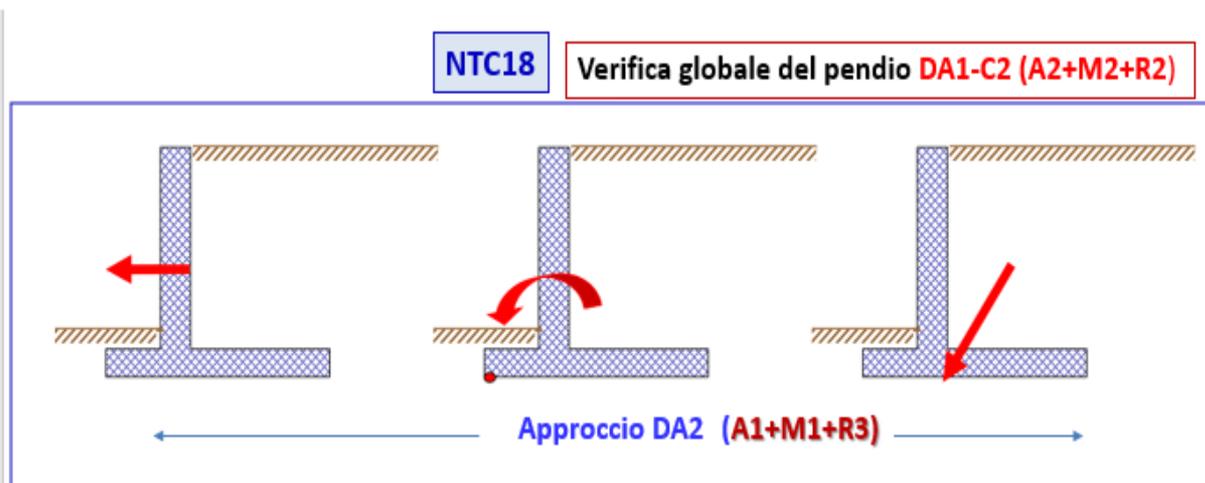
→ Condizioni statiche

Le verifiche devono essere effettuate secondo il DA2:

Approccio 2 Combinazione unica (**A1+M1+R3**)

ad eccezione delle verifiche di stabilità globale che si effettuano con il DA1-C2

(A2+M2+R2)



Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi

| Verifica | Coefficiente parziale (R3) |
|------------------------------------|----------------------------|
| Capacità portante della fondazione | $\gamma_R = 1,4$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,1$ |
| Ribaltamento | $\gamma_R = 1,15$ |
| Resistenza del terreno a valle | $\gamma_R = 1,4$ |

→ con sisma 

nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLU-SLV), i valori dei **coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v** possono essere valutati mediante le espressioni :

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

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

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è:

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

| Verifica | Coefficiente parziale γ_R |
|--------------------------------|----------------------------------|
| Carico limite | 1.2 |
| Scorrimento | 1.0 |
| Ribaltamento | 1.0 |
| Resistenza del terreno a valle | 1.2 |

$\beta_m = 0.38$ per SLV

$\beta_m = 0.47$ per SLD

Nelle verifiche di sicurezza si pongono **pari all'unità** i **coefficienti** parziali sulle **azioni** e sui **parametri geotecnici** (§ 7.11.1) e si impiegano le **resistenze** di progetto con i coefficienti parziali γ_R già indicati nella tabella 7.11.III.

APPROCCIO 2: (A1+M1+R3) $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ $\gamma_R = \text{Tab. 7.11.III}$

Per muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. DEVE INOLTRE ESSERE SODDISFATTA LA VERIFICA DI STABILITÀ DEL COMPLESSO MURO-TERRENO CON I CRITERI INDICATI AL § 7.11.4.

(A2+M2+R2) con $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ $\gamma_R = 1.2$

come i fronti di scavo, rilevati e argini $\gamma_R = 1.2$

PARATIE ←

→ Condizioni statiche - La **verifica di stabilità globale** dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'**Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)** tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

con **R2 = 1.1**

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti appartenenti all'**Approccio 1** :

- **Combinazione 1: (A1+M1+R1)**
- **Combinazione 2: (A2+M2+R1)** con **R1 = 1.0**

I coefficienti parziali sono riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Per le paratie non è previsto l'utilizzo dell'Approccio 2.

→ Con sisma



$$ah = kh \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (7.11.9)$$

deve essere verificata la capacità del sistema rispetto ai possibili stati limite ultimi impiegando la condizione [6.2.1] con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti (§ 7.11.1) :

$$(SLV) \quad (A1+M1+R1) \quad \gamma_A = 1 \quad \gamma_M = 1 \quad \gamma_R = 1$$

quindi (A1+M1)

Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso paratia-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4.

$$(A2+M2+R2) \quad \text{con} \quad \gamma_A = 1 \quad \gamma_M = 1 \quad \gamma_R = 1.2$$

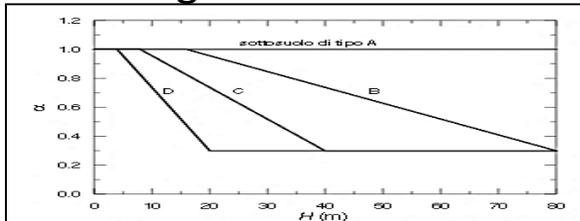


Fig. 7.11.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

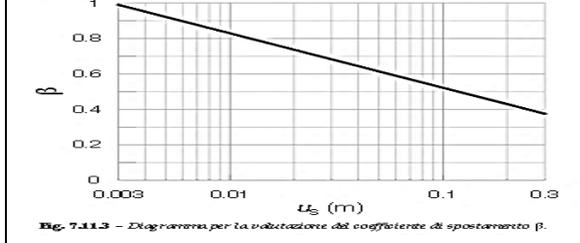


Fig. 7.11.3 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Sistemi di vincolo (Tiranti di ancoraggio) ←

→ Condizioni statiche SOLO APPROCCIO 2

La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento

all'APPROCCIO 2 **Combinazione 1** o **unica (A1+M1+R3)**,

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

con **R3 = 1.1** tiranti temporanei

R3 = 1.2 " permanenti

→ con sisma SOLO APPROCCIO 2



Per i sistemi di vincolo devono essere verificate le condizioni di sicurezza. In particolare, per i tiranti di ancoraggio devono essere rispettati i criteri di verifica già indicati al § 6.6 con le prescrizioni riportate al § 7.11.1.

(A1+M1+R3) $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$

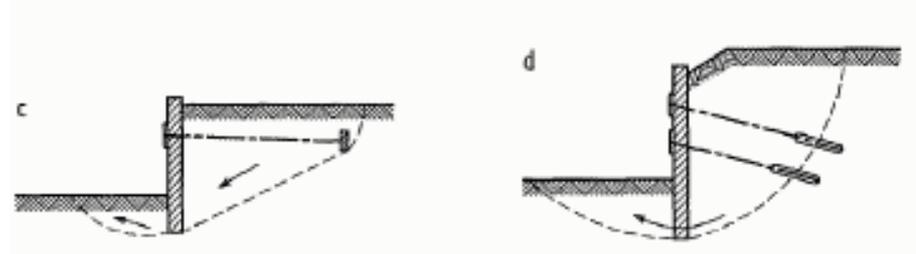
con **R3 = 1.1** tiranti temporanei

R3 = 1.2 " permanenti

Detta L_s la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche L_e può essere ottenuta mediante la relazione 7.11.12

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \right)$$

[7.11.12]



Quale valore di γ_{R2} si utilizza nelle analisi di stabilità (Condizioni statiche e sismiche)

In condizioni sismiche per opere di sostegno, quali muri, paratie, berlinesi, ubicate in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali, devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5 delle NTC18.

Deve, inoltre, essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso struttura-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4. (*Fronti di sbancamento e rilevati*).

| VERIFICHE DI STABILITA' (A2+M2+R2) | | |
|---|---------------------------------------|---------------------------------------|
| TIPO DI OPERA | Condizioni statiche | Condizioni sismiche |
| Muri | $\gamma_{R2} = 1.1$ | $\gamma_{R2} = 1.2$ |
| Paratie | $\gamma_{R2} = 1.1$ | $\gamma_{R2} = 1.2$ |
| Berlinesi | $\gamma_{R2} = 1.1$ | $\gamma_{R2} = 1.2$ |
| Fronti di scavo | $\gamma_{R2} = 1.1$ | $\gamma_{R2} = 1.2$ |
| Rilevati | $\gamma_{R2} = 1.1$ | $\gamma_{R2} = 1.2$ |
| Argini e Ture | $\gamma_{R2} = 1.1$ v.DM 2014 | $\gamma_{R2} = 1.2$ |
| Terre armate e rinforzate | $\gamma_{R2} = 1.1$ | $\gamma_{R2} = 1.2$ |
| Fondazioni <u>sup.</u> e profonde su pendio | $\gamma_{R2} = 1.1$ | $\gamma_{R2} = 1.1$ |

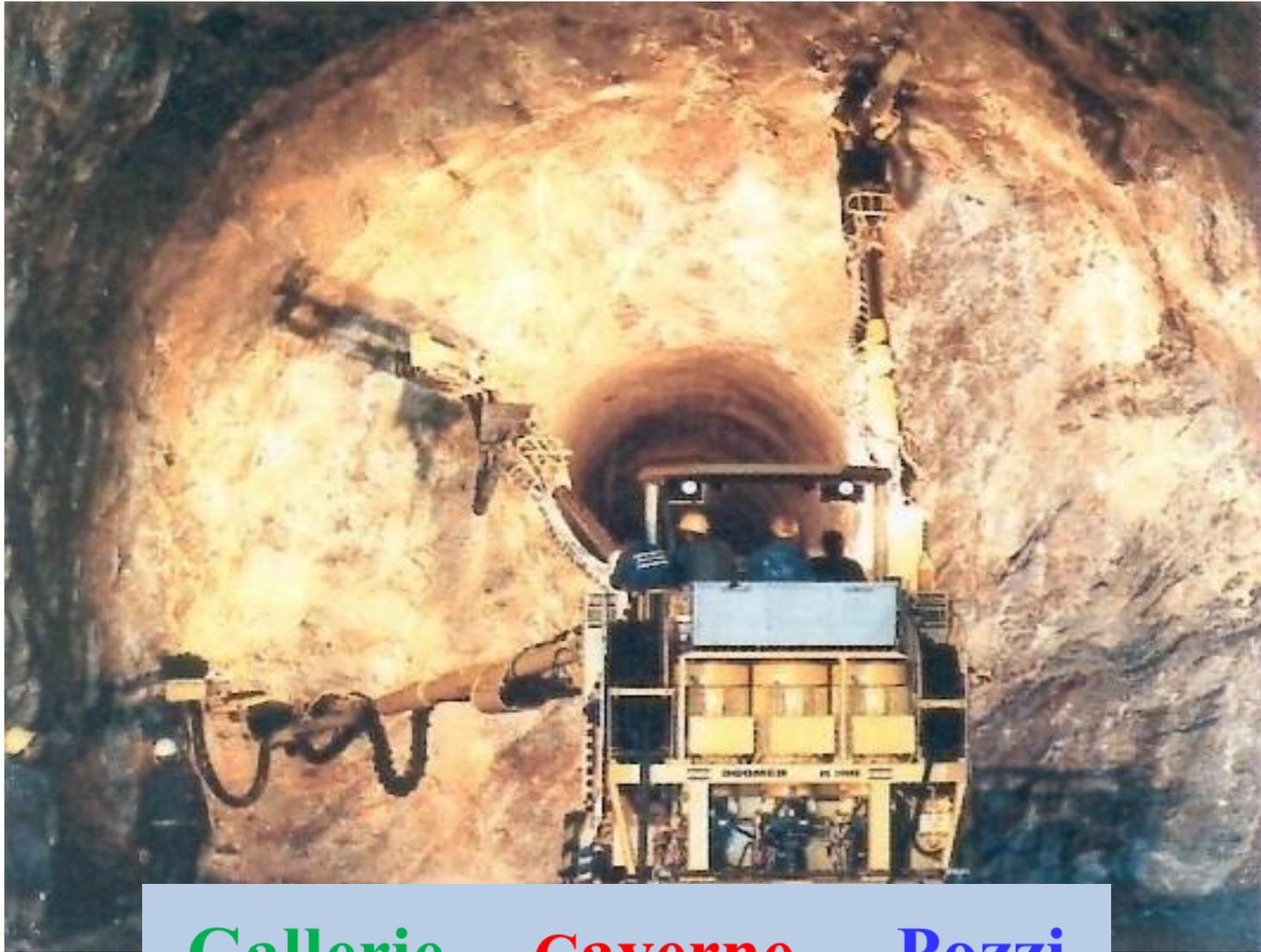
In condizioni sismiche le azioni non si amplificano e i parametri del terreno (γ_{M2}) non si riducono.

Infine, a_{max} desunta da RSL semplificata o da RSL rigorosa viene adoperata per ricavare i coefficienti sismici cinematici orizzontale e verticale k_h e k_v
 con $k_h = \beta_s (a_{max}/g)$ $k_v = \pm 0,5$ k_v per fondazioni e β_m per opere di sostegno
 (v. Cap. 7, NTC18)

OPERE IN SOTTERRANEO

Approccio 1 {
- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

PER TUTTE LE
TIPOLOGIE
 $\gamma R1$ e $\gamma R2 = 1$



Gallerie - **Caverne** - **Pozzi**

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite con l'**Approccio 1**, considerando le due combinazioni di coefficienti

- **Combinazione 1: (A1+M1+R1)**
- **Combinazione 2: (A2+M2+R2)**



PER TUTTE LE TIPOLOGIE
 $\gamma R1$ e $\gamma R2 = 1$

con i valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e con i coefficienti γR dei gruppi R1 e R2 pari all'unità.

Tab. 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) | (A2) |
|---|-------------|--|-----|------|------|
| Permanenti | Favorevole | γ_G | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Permanenti non strutturali ^(*) | Favorevole | γ_Q | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Variabili | Favorevole | γ_Q | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

Tab. 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) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$ | γ_φ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | γ_c | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cs} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ_r | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

con i coefficienti $\gamma R1$ e $\gamma R2$ sempre unitari. **Quindi useremo :**
in condizioni statiche **solo** **(A1+M1)**

(A2+M2)



in condizioni sismiche $\gamma A1 = \gamma A2 = 1$ $\gamma M1 = \gamma M2 = 1$

Check list per la redazione del Modello geotecnico

Successione geotecnica per strati o unità geotecniche



Parametri nominali o sperimentali



Parametri caratteristici (da usare sempre nelle verifiche)



Parametri di progetto (se nella combinazione del DA è presente M2 → $P_k \neq P_d$, se M1 → $P_k = P_d$)



Combinazione delle Azioni per formulare **Ed** sia per **Ed** ≤ **Rd**, sia per verifiche SLE-SLD



Verifiche allo SLU – Condizioni statiche



Verifiche allo SLE – Condizioni statiche



Spettro di progetto per kv - SLD (noti q e T1)



Spettro di progetto per kv - SLV (noti q e T1) **e per khi** (per taglio sismico alla base e effetti inerziali)



Verifiche della sicurezza e delle prestazioni - SLU – Condizioni sismiche – solo SLV



Verifiche della sicurezza e delle prestazioni - SLE – Condizioni sismiche – solo SLD

Problema geotecnico

NTC 2018

Pendii naturali Cond. statiche
Cond. sismiche

Solo parametri caratteristici.
Con sisma F_h e F_v K_{hk} , k_{vk} e β_s

| | 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 |



-Fronti di scavo -Rilevati Cond. statiche
Cond. sismiche

-Pendii artificiali

(A2+M2+R2) $\gamma_{R2} = 1.1$ Cond. statiche
Condizioni sismiche
 $-\beta_s = 0.38$ per SLV
 $\beta_s = 0.47$ per SLD

$\gamma_{A2} = 1$ $\gamma_{M2} = 1.0$ $\gamma_{R2} = 1.2$

(A2+M2+R2) $\gamma_{R2} = 1.1$ Cond. Statiche
Cond. Sismiche
 $\beta_s = 0.38$ per SLV
 $\beta_s = 0.47$ per SLD

$\gamma_{A2} = 1.0$ $\gamma_{M2} = 1.0$ $\gamma_{R2} = 1.2$




Fondazioni superficiali

DA2 (A1+M1+R3) $\gamma_R = 2.3$; se 2.3
o **1.8 az. Inerz.**; K_{hk} e β_s come pendii nat.

Fondazioni profonde

DA2 (A1+M1+R3); come fond. superf.

| Resistenza | Simbolo | Pali infissi (R3) | Pali trivellati (R3) | Pali ad elica continua (R3) |
|--------------------------|---------------|-------------------|----------------------|-----------------------------|
| Base | γ_b | 1,15 | 1,35 | 1,3 |
| Laterale in compressione | γ_s | 1,15 | 1,15 | 1,15 |
| Totale σ | γ | 1,15 | 1,30 | 1,25 |
| Laterale in trazione | γ_{st} | 1,25 | 1,25 | 1,25 |

da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Miste

(A1+M1+R3) γ_{A1} e $\gamma_{M1} = 1.0$ $\gamma_{R3} = 2.3$

Opere di sostegno

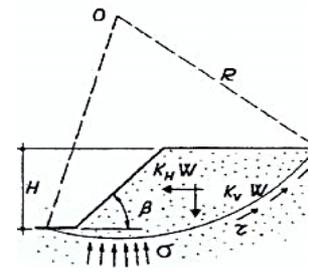
DA2 (A1+M1+R3) se in Cond. sismiche
 $\beta_m = 0.38$ per SLV
 $\beta_m = 0.47$ per SLD



Paratie

DA 1 : - **Combinazione 1: (A1+M1+R1)**
- **Combinazione 2: (A2+M2+R1)**
con **$R1 = 1.0$**
→ con sisma $a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$

$F_h = W k_h k$
 $k_h k = \beta_s a_{max}$
 $k_h k = k_h$
 $K_v = 0,5 k_h$

γ_{M2} in condizioni statiche è $\neq 1.0$ per tutti i casi; In condizioni sismiche è sempre = 1



OPERE IN SOTTERRANEO Approccio 1

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

in condizioni sismiche $A1=A2=1$ $M1=M2=1$



Tiranti di ancoraggio

DA2 (A1+M1+R3)
con **$R3 = 1.1$ tiranti temporanei**
 $R3 = 1.2$ " permanenti
lunghezza libera in condizioni sismiche L_e

$$L_e = L_g \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{\sigma} \right)$$

**QUALI PARAMETRI UTILIZZIAMO
PER I VARI PROBLEMI GEOTECNICI,
E QUALI CASI SI PRESENTANO**

Stati limite da considerare e relativi parametri geotecnici

| Problematica | Stato limite | Parametri e dati necessari (Triassiali) |
|--|----------------|--|
| Instabilità delle paratie | SLU | CND: stratigrafia, γ , c_u , ϕ' (per i terreni a grana grossa) |
| | | CD: stratigrafia, γ , c' , ϕ' , andamento falda idrica |
| Sifonamento | SLU HYD | CD: stratigrafia, γ , condizioni della falda idrica |
| Instabilità fondo scavo | SLU | CND: stratigrafia, γ , c_u |
| "Stappamento" fondo scavo | SLU | CND: stratigrafia, γ , condizioni della falda idrica |
| Galleggiamento | SLU UPL | Condizioni di falda ed, eventualmente, caratteristiche di resistenza dei terreni |
| Spostamenti paratia | SLE | CND e CD: stratigrafia, γ , c' , ϕ' , k_o , parametri di deformabilità a piccoli livelli di deformazione, condizioni iniziali della falda idrica, coefficiente di permeabilità dei terreni |
| Sollecitazioni nella paratia e nelle altre parti strutturali | SLE | CND e CD: vedi sopra |
| Infiltrazioni d'acqua | SLE | Stratigrafia, permeabilità e condizioni iniziali della falda idrica |
| Carico limite fondazioni | SLU | CND: stratigrafia, c_u , γ CD: stratigrafia, c' , ϕ' , γ |

(da S. Aversa, 2018., modificato)

Specifico Problema di Progetto

Stabilità di uno scavo in argilla per la posa di sottoservizi.

In cosa consiste la caratterizzazione geotecnica in questo caso?

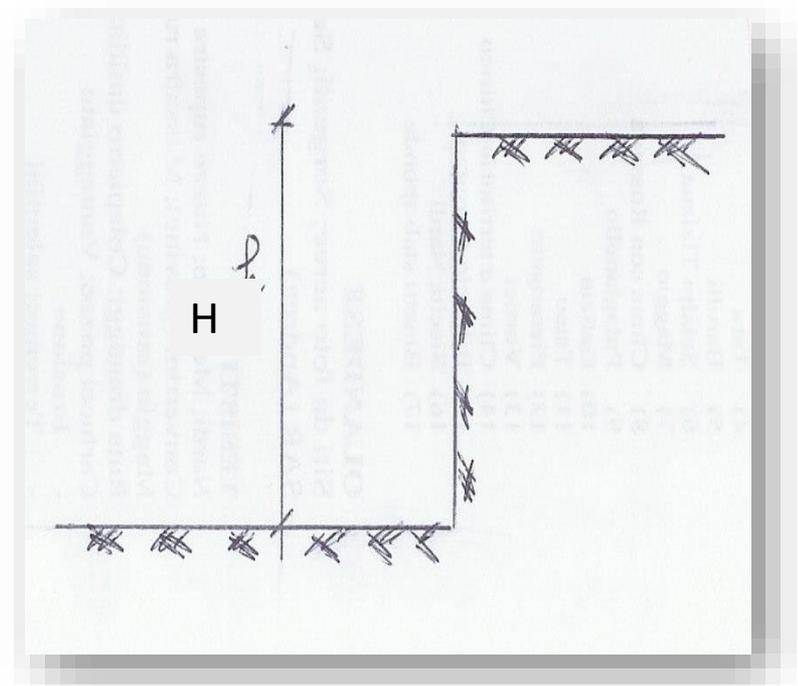
γ ?

c' ?

ϕ' ?

c_u ?

... ? Quali parametri assumere ?



Le NTC 2018 richiedono per la verifica l'applicazione dell'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Con M2 si ha $C_{ud} = C_{uk}/1.4$; $\gamma_{R2} = 1.1$

c_u e γ

$H_{crit} = 2 c_{ud} / \gamma$

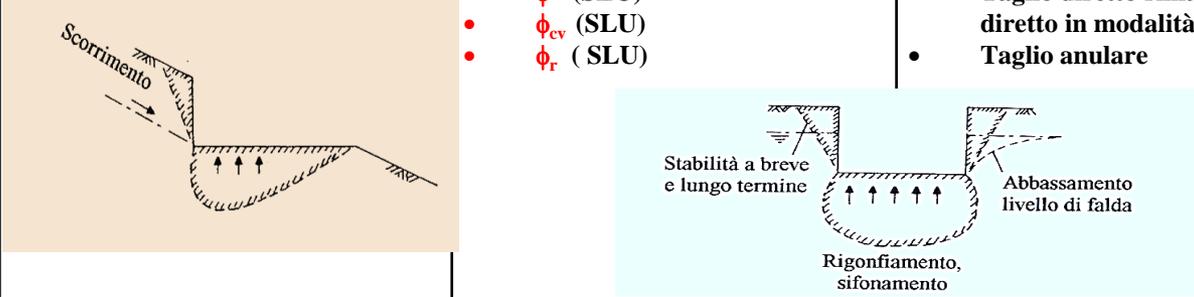
Breve termine

$H_d = H_{crit}/1.1$

- La caratterizzazione è legata al problema geotecnico, ma anche alle situazioni litostratigrafiche

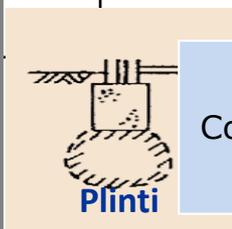
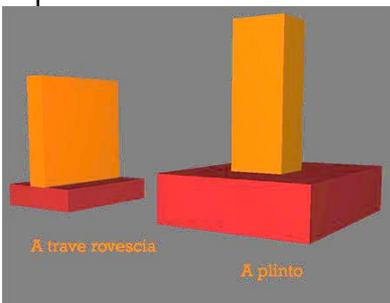
- Va quindi definito il problema geotecnico ed i parametri necessari

- Va definito lo stato limite che interessa (**SLU** nell'esempio) ed identificati i parametri geotecnici appropriati e le condizioni (drenate –non drenate; picco, post–picco, residuo).

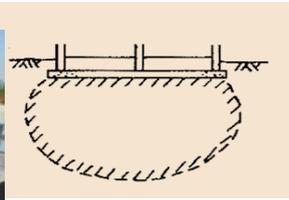
| TIPO DI PROBLEMA | PARAMETRI GEOTECNICI | PROVE DI LABORATORIO | NOTE |
|--|---|--|---|
| <p>Stabilità a breve termine (A2+M2+R2)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • Cu (SLU) | <ul style="list-style-type: none"> • Triassiale CIU, Triassiale UU | |
| <p>Stabilità a lungo termine (A2+M2+R2)</p>  | <ul style="list-style-type: none"> • c' (SLU) • φ' (SLU) • φ_{cv} (SLU) • φ_r (SLU) | <ul style="list-style-type: none"> • Triassiale CID, Taglio diretto • Taglio diretto rimaneggiato al LL, Taglio diretto in modalità reverse • Taglio anulare | <p>condizioni di picco</p> <p>condizioni di rottura con dislocazione limitata</p> <p>condizioni di rottura con dislocazione estesa su terreni coesivi</p> |
| <p>Cedimenti del terreno e delle strutture circostanti per aggotamento dell'acqua durante gli scavi (SLE)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • C_c • Ee_d • C_v • k | <ul style="list-style-type: none"> • Prove edometriche • Prove di permeabilità | <p>nel caso di terreni granulari dovrà inoltre essere analizzata la possibilità di erosione interna del terreno</p> |
| <p>Sifonamento del fondo dello scavo sotto falda (HYD)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • k_v | <ul style="list-style-type: none"> • Prove di permeabilità | <p>su terreni granulari è preferibile la prova in foro</p> |
| <p>Rigonfiamento del terreno(SLE)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • Pressione di rigonfiamento • % di rigonfiamento | <ul style="list-style-type: none"> • Prova edometrica in modalità Huder-Amberg | |

OPERE DI FONDAZIONE SUPERFICIALI

| TIPO DI PROBLEMA | PARAMETRI GEOTECNICI | PROVE DI LABORATORIO | NOTE |
|--|--|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> -Verifica della resistenza del complesso terreno-opera di fondazione a breve termine -Verifica della resistenza del complesso terreno-opera di fondazione a lungo termine | <ul style="list-style-type: none"> • Cu (SLU) • c' (SLU) • φ' (SLU) | <ul style="list-style-type: none"> • Triassiale CIU, Triassiale UU • Triassiale CID, Taglio diretto | |
| <p>Valutazione dei cedimenti al di sotto delle fondazioni e delle opere adiacenti (SLE)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • E_d • C_c indice di compressione • C_v coefficiente di consolidazione • E_{Young} • ν Poisson • K_v coeff. di permeabilità verticale • K_h coeff. di permeabilità orizzontale | <ul style="list-style-type: none"> • Prove edometriche • Triassiale CID • Prove di permeabilità in edometro/triassiale | <ul style="list-style-type: none"> • Cedimenti edometrici • Cedimenti elastici |



Resistenza
Compressibilità
Deformabilità

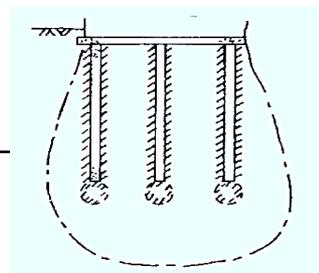


Resistenza
Compressibilità
Deformabilità
Consolidazione

Compressibilità: proprietà di una terra riguardante la sua capacità di riduzione di volume quando sia sottoposta a un carico.
Consolidazione: la graduale riduzione di volume di una terra derivante da un incremento di sollecitazioni compressive.
Deformabilità: cambiamento di forma derivante da compressione, estensione o taglio. (D. plastica, elastica, elasto-plastica).

OPERE DI FONDAZIONE PROFONDE

| TIPO DI PROBLEMA | PARAMETRI GEOTECNICI | PROVE DI LABORATORIO | NOTE |
|--|--|--|--|
| Valutazione della portata laterale | <ul style="list-style-type: none"> • Cu (SLU) • c' (SLU) • φ' (SLU) | <ul style="list-style-type: none"> • Triassiale CIU, Triassiale UU • Triassiale CID, Taglio diretto | <p>per terreni coesivi</p> <p>per terreni granulari/coesivi</p> |
| Valutazione della portata di punta | <ul style="list-style-type: none"> • Cu (SLU) • c' (SLU) • φ' (SLU) | <ul style="list-style-type: none"> • Triassiale CIU, Triassiale UU • Triassiale CD, Taglio diretto | <p>per terreni coesivi</p> <p>per terreni granulari</p> |
| Valutazione dei cedimenti al di sotto delle fondazioni (SLE) | <ul style="list-style-type: none"> • E_d • C_c • C_v • E_{Young} • ν • C_v • k_v • k_h | <ul style="list-style-type: none"> • Prove edometriche • Triassiale CID • Prove di permeabilità in edometro/triassiale | <ul style="list-style-type: none"> • Cedimenti edometrici • Cedimenti elastici |

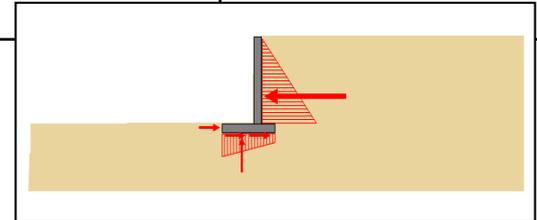
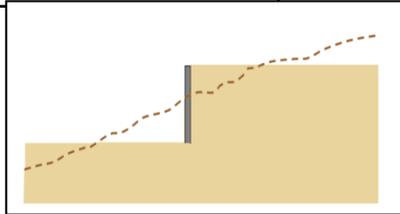


Palificate

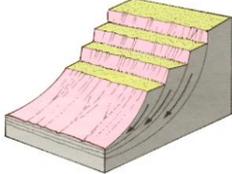
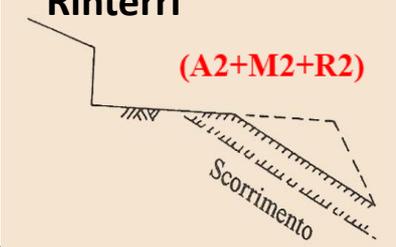
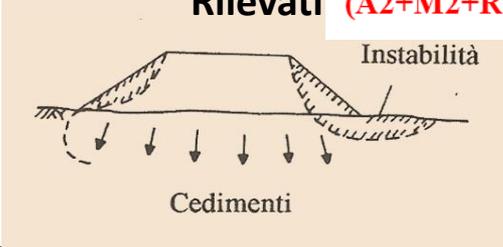
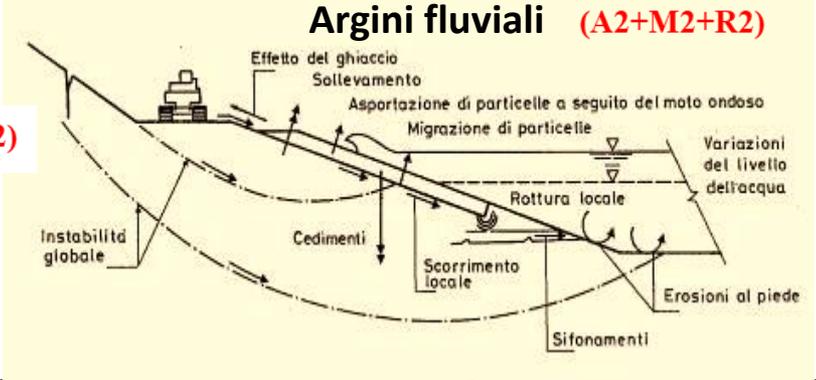
Resistenza
Deformabilità

OPERE DI SOSTEGNO

| TIPO DI PROBLEMA | PARAMETRI GEOTECNICI | PROVE DI LABORATORIO | NOTE |
|--|--|--|---|
| -Stabilità a breve termine delle opere di sostegno -Stabilità a lungo termine delle opere di sostegno | <ul style="list-style-type: none"> • Cu (SLU) • Eu (SLE) • c' (SLU) • ϕ' (SLU) • E_{Young} (SLE) • v (SLE) | <ul style="list-style-type: none"> • Triassiale CIU, Triassiale UU • Triassiale CID, Taglio diretto • Triassiale CID | |
| Valutazione allo scorrimento | <ul style="list-style-type: none"> • ϕ' (SLU) • c' (SLU) • Cu (SLU) | <ul style="list-style-type: none"> • Triassiale CID, Taglio diretto • Triassiale CIU, Triassiale UU | (Stato critico) $c' = 0$ (a favore di sicurezza) |
| Valutazione della capacità portante della fondazione dell'opera di sostegno | | | (vedi: fondazione superficiale o profonda) |
| Sifonamento del fondo dello scavo sotto falda (HYD) Verifica al ribaltamento (A1+M1+R3) - Per Ciminiere -Torri- etc (EQU-M2) | <ul style="list-style-type: none"> • K_v • ϕ' (SLU) | <ul style="list-style-type: none"> • Prove di permeabilità • Triassiale CID, Taglio diretto | terreni granulari: prova in foro |



VERSANTI

| TIPO DI PROBLEMA | PARAMETRI GEOTECNICI | PROVE DI LABORATORIO | NOTE |
|--|--|--|---|
| <p><u>Pendii naturali:</u> Analisi di stabilità (parametri caratteristici k).</p> <p>$F_s = \tau_s / \tau_m$ rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.</p> <p><u>Pendii artificiali</u> o naturali con inserimento di opere, rilevati, argini: Analisi di stabilità (parametri di progetto) (A2+M2+R2)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • c' (SLU) • ϕ' (SLU) • ϕ_{cv} (SLU) • ϕ_r (SLU)  | <ul style="list-style-type: none"> • Triassiale CID, Taglio diretto • Taglio diretto rimaneggiato al LL, Taglio diretto in modalità reverse • Taglio anulare <p style="text-align: center;">Pendii naturali</p>  | <ul style="list-style-type: none"> • condizioni di picco • condizioni di rottura con dislocazione limitata (piccole – medie deformazioni) • condizioni di rottura con dislocazione estesa (grandi deformazioni) per terre coesive. |
| <p>Rinterri (A2+M2+R2)</p>  | <p>Rilevati (A2+M2+R2)</p>  | | <p>Argini fluviali (A2+M2+R2)</p>  |

| Opere di ingegneria | Problemi | Metodi |
|---|--|--|
| <p>Opere in sito urbano:</p> <ul style="list-style-type: none"> -edifici -metropolitane di superficie e sotterranee | <ul style="list-style-type: none"> -spazi limitati -tempistica ristretta per non interferire con il traffico veicolare -limiti per il disturbo arrecato (rumore, polveri, fumi) -deformazioni indotte nel terreno ed interazioni con le strutture esistenti -scavi profondi entro opere di sostegno flessibili (diaframmi o berlinesi ancorati o sostenuti da puntoni) -abbassamento del livello piezometrico. | <ul style="list-style-type: none"> -Sondaggi con prelievo campioni indisturbati (T. coesivi) e rimaneggiati (T. granulari). -Prove penetrometriche statiche e dinamiche; -Prove di laboratorio: <ul style="list-style-type: none"> .resistenza al taglio a breve(c. non d.- <i>cu</i> da TXUU) e a lungo termine(c.d.- <i>c'</i>, ϕ da CIU o CD e taglio diretto CD) .caratteristiche di deformabilità .analisi granulometriche -Metodi geofisici -Monitoraggio della falda |
| <p>Opere Marittime:</p> <ul style="list-style-type: none"> -cassoni -banchine portuali -bacini di carenaggio -dighe foranee -piattaforme offshore | <ul style="list-style-type: none"> -sedimenti recenti e scavi in acqua -capacità portante -stabilità scarpate a mare -corrosione delle strutture -materiali di riporto per riempimenti a mare -dragaggio e scavi in acqua -variazioni morfologiche temporali dei fondali -presenza di sostanze organiche e carbonati --fondazioni provvisorie (mud mats) per sostenere le strutture prima della materializzazione delle fondazioni definitive (e.g. pali) | <ul style="list-style-type: none"> -Sondaggi con prelievo campioni indisturbati (T. coesivi) e rimaneggiati (T. granulari). -prove penetrometriche statiche e con piezocono (CPTU) -Prove di laboratorio : <ul style="list-style-type: none"> .resistenza al taglio a breve termine(c. non d.- <i>cu</i> da TXUU) .prove edometriche .classificazione completa .determinazione del contenuto di carbonati e sostanze organiche. |

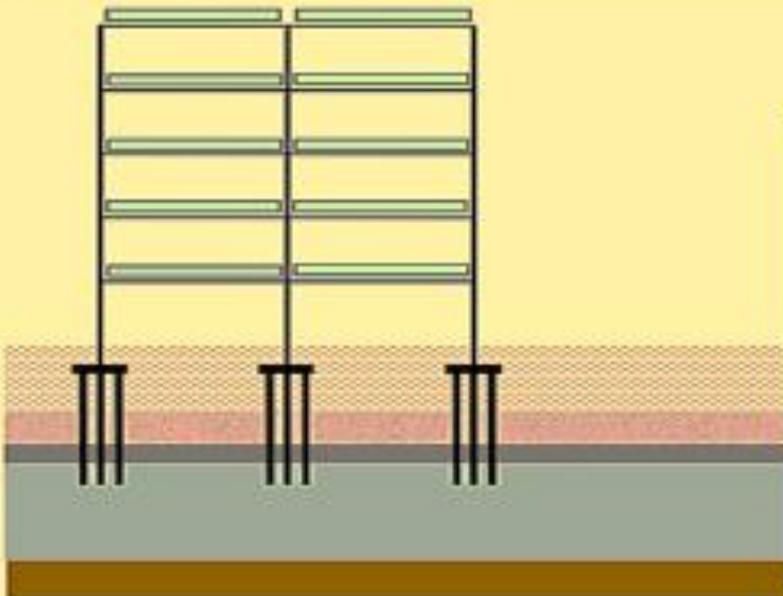
| Opere di ingegneria | Problemi | Metodi |
|---|--|--|
| <p>Impianti industriali:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Installazioni industriali -serbatoi cilindrici di stoccaggio | <ul style="list-style-type: none"> -Cedimenti e cedimenti differenziali con tolleranze ammissibili sugli accoppiamenti (condotti, tubi, etc.) alquanto ridotte -fondazioni per macchine vibranti (turbine, grandi compressori, alternatori) -fondazioni di serbatoi cilindrici di stoccaggio di grandi proporzioni (raffinerie, centrali termoelettriche) con fondo altamente flessibile ed elevata vulnerabilità ai cedimenti specie in terreni recenti. | <p>-Prove di laboratorio :</p> <p>deformabilità e permeabilità dei terreni di fondazione coesivi, con prove edometriche e prove in sito (prove di dissipazione con piezocono per valutare il coefficiente di consolidazione del materiale (Cv in direzione verticale dalle edometriche- CH in direzione orizzontale dalle prove di dissipazione con piezocono).</p> <p>-Per macchine vibranti : determinazione modulo di taglio Go a piccole deformazioni (Cross hole, down hole) .</p> <p>Per determinazioni approssimative MASW, SPT e CPT.</p> |
| <p>Infrastrutture:</p> <ul style="list-style-type: none"> -strade (gallerie, ponti, viadotti, rilevati) -acquedotti -linee ferroviarie (gallerie, ponti, rilevati) -oleodotti -gasdotti | <ul style="list-style-type: none"> -livello della falda -interferenze con le acque sotterranee -fonti di approvvigionamento degli inerti per i rilevati -consistenza dei materiali -cedimenti dei rilevati <p>v. Anche <u>Opere in sito urbano</u></p> | <ul style="list-style-type: none"> -Sondaggi e prove in situ -indagini geofisiche -Prove di laboratorio: parametri di resistenza, deformabilità, conduttività idraulica -rilevati di prova strumentati -prove di emungimento <p style="text-align: right;">Segue ⇒</p> |

| Opere di ingegneria | Problemi | Metodi |
|---|---|---|
| Bonifica e consolidamento di distretti franosi | <ul style="list-style-type: none"> -Fattore geometrico del corpo di frana per collocazione inclinometri e piezometri - Pressione interstiziale con distribuzione all'interno del corpo di frana raramente idrostatica, e necessità di piezometri collocati in vicinanza del piano di scollamento | <ul style="list-style-type: none"> -sondaggi e prove in situ(CPT, CPTU) -tipo di piezometro: tipo BAT, idraulico, elettrico/ elettropneumatico, Casagrande, piezometro multipunto (con catene di celle a risposta rapida) -canne inclinometriche -assestimetri -Prove di laboratorio: <ul style="list-style-type: none"> .resistenza al taglio a breve(c. non d.- c_u da TXUU) e a lungo termine(c.d.- c', ϕ' da CIU o CD e taglio diretto CD) ; .ring shear per $\phi'r$ |
| Opere idrauliche: -Bacini -Sbarramenti -Dighe -Argini -canali idraulici | <ul style="list-style-type: none"> -Condizioni di tenuta dell'invaso -Capacità dei terreni in sito di trattenere il carico liquido -discontinuità presenti nella macrostruttura (eterogeneità dei terreni) -determinazione del coefficiente di permeabilità K, partendo da una situazione di flusso di filtrazione stazionario con gradiente idraulico noto in corrispondenza del punto di misura, per qualunque tipo di prova. -Idoneità dei materiali da costruzione | <ul style="list-style-type: none"> -Prova Le Franc (Terre), Prova Lugeon (Rocce) -prova di emungimento -prova con il piezocono (CPTU) per i terreni coesivi -prova edometrica -infiltrometro a doppio anello --Prova di compattazione Proctor -Simulazioni in laboratorio (prove di compattazione) di come il materiale si presenterà nel rilevato o costruzione di rilevati di prova in scala reale con prove CPT, DMT, di carico su piastra, cross hole, down hole, etc. e prelievo di campioni indisturbati per il laboratorio. |

Esempio: Indagini per la progettazione di un edificio

Per verifiche **SLU** e **SLE**:

- sondaggi
- prove penetrometriche
- altre prove in sito
- piezometri
- prelievo dei campioni
- determinazione proprietà fisiche
- prove edometriche
- prove triassiali
- prove geofisiche per RSL



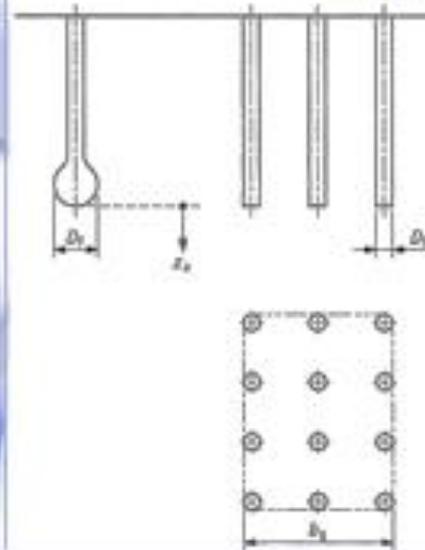
VOLUME SIGNIFICATIVO

EUROCODES
Structural and Geotechnical

Eurocode 7 part 2: Ground Investigation and testing



Annex B.3: Spacing and depth of investigations



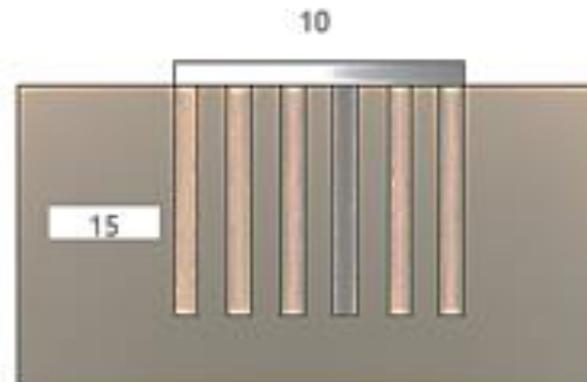
(13) For **piles** the following three conditions should be met:

- $z_a \geq 1,0b_g$
- $z_a \geq 5,0 \text{ m}$
- $z_a \geq 3D_F$

where D_F is the pile base diameter; and b_g is the smaller side of the rectangle circumscribing the group of piles forming the foundation at the level of the pile base.

Fondazioni profonde

Estensione volume da indagare:
Profondità di indagine: 25,00



GEOAPP
Geostru.eu

MODELLAZIONE SISMICA



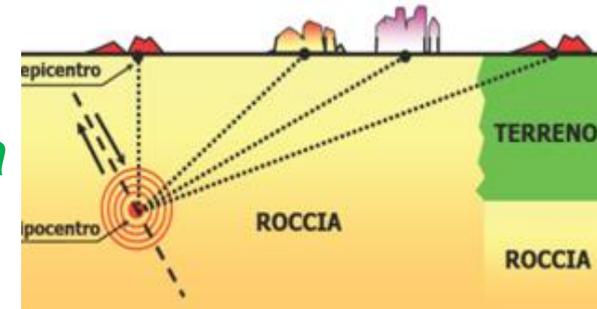
Perché se ne occupa il geologo nella **Progettazione geologica**?

Perché il sisma è “**geology in action**”, perché è generato dai processi geodinamici in atto, ossia

→ **Geodinamica - Sismotettonica**

Lo scuotimento è regolato dalla Geologia

→ **Risposta sismica – Microzonazione**



E' la **Geologia** che regola l'evoluzione dei processi sedimentari, della morfogenesi, del paesaggio e ci permette :

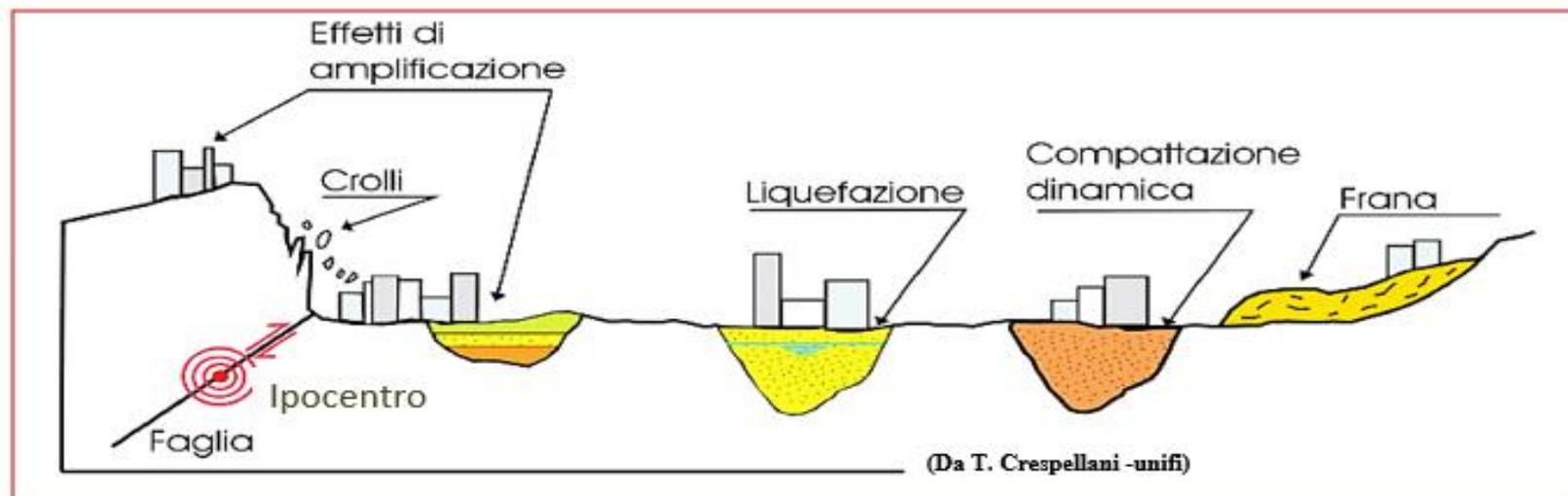
- di localizzare le principali sorgenti sismogenetiche;
- di ipotizzare geometria di faglia, cinematica e magnitudo M_w dei sismi che dette sorgenti generano;
- di apprezzare il tempo di ritorno T_R dei terremoti prodotti da una singola sorgente;
- di stimare il bilancio complessivo del rilascio sismico atteso.

Gli scenari che possono verificarsi durante un sisma di prefissate caratteristiche, legati alle condizioni del sito e del terreno di fondazione, possono essere suddivisi in due grandi categorie: **effetti locali** ed **effetti di sito**.

- **Categoria degli effetti locali.**

Comprende le aree in cui si possono avere **fenomeni di instabilità** dei terreni (**aree instabili**), quali i terreni liquefacibili, i pendii in frana, i depositi argillosi soffici, dove, sotto l'azione del sisma, possono aversi collassi del terreno,

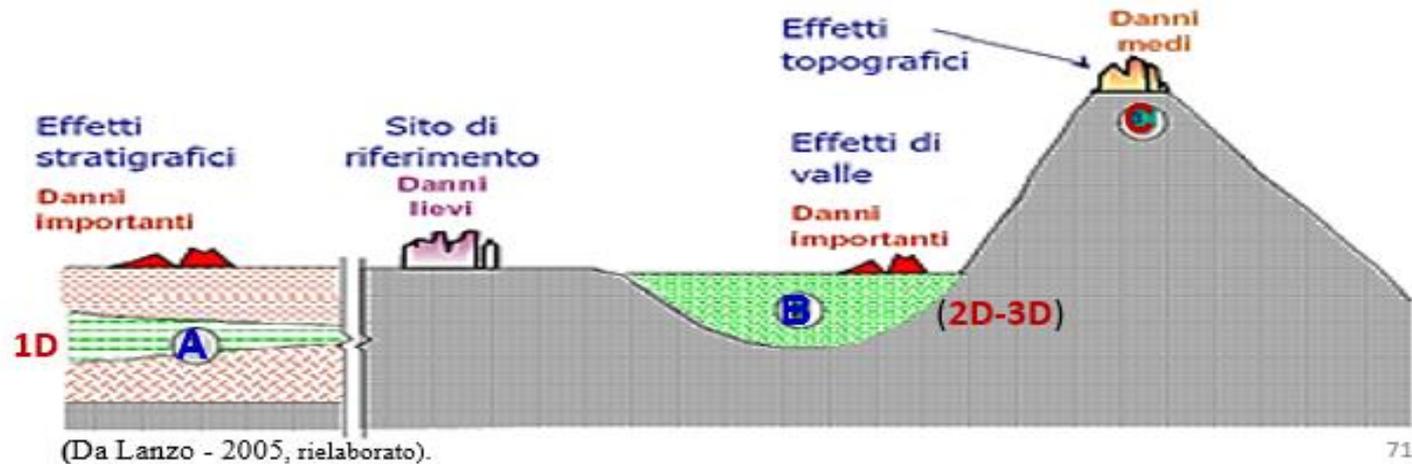
scivolamenti o cedimenti incompatibili con la stabilità delle strutture. Detti effetti sono definiti **effetti locali**.



Scorrimenti di faglia - Instabilità di pendii - Liquefazione di terreni non coesivi saturi - Amplificazione sismica - Addensamento di terreni a grana grossa - Subsidenza dei terreni molli a grana fine.

- Categoria degli effetti di

sito. Comprende terreni di buona consistenza (**aree stabili**), ma in cui per effetto di **particolari condizioni geomorfologiche e geotecniche**, le caratteristiche vibratorie del moto sismico alla superficie di un deposito sono diverse rispetto a quelle del moto della base rocciosa, di cui amplificano alcune componenti e ne attenuano



71

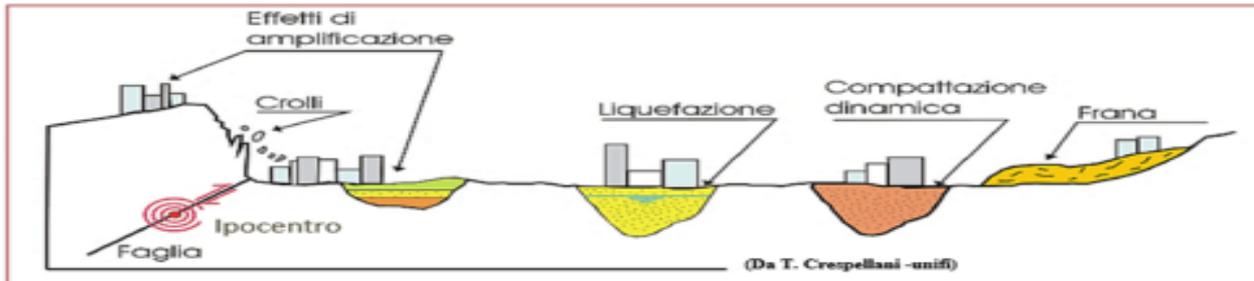
Le situazioni stratigrafiche e morfologiche, in cui le condizioni locali possono portare a una modificazione del segnale sismico in arrivo al sito su roccia sono essenzialmente tre:

- **A** - i depositi costituiti da terreni stratificati di caratteristiche meccaniche diverse da quelle della roccia sottostante (**effetti stratigrafici 1D**);
- **B** - i depositi di valle con bordi e morfologie del substrato irregolari dove le onde sismiche possono subire fenomeni di rifrazione e riflessione con generazione all'interfaccia di onde superficiali e concentrazioni di energia (**effetti di bordo 2D-3D**);
- **C** - la sommità di rilievi collinari, creste, promontori costituiti da formazioni rocciose, profili di versanti, pendii, bordi di terrazzi (**effetti topografici**).

SCENARI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

- Categoria degli effetti locali

SCENARI DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE



Scorrimenti di faglia - Instabilità di pendii - Liquefazione di terreni non coesivi saturi - Amplificazione sismica - Addensamento di terreni a grana grossa - Subsidenza dei terreni molli a grana fine.

Area instabili

- Categoria degli effetti di sito



Area stabili

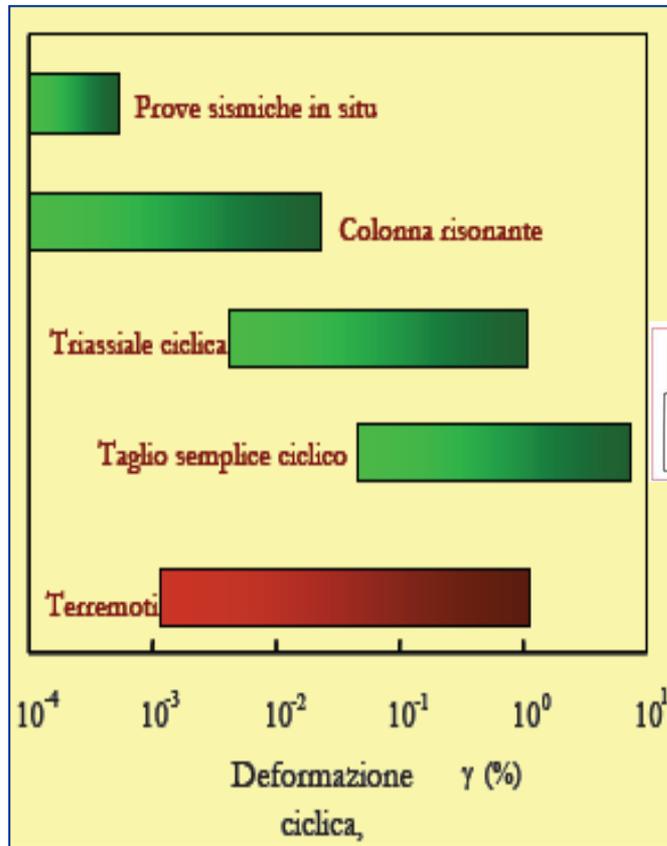
Sintesi per Progettazione e controllo delle indagini in zona sismica



| Finalità | Informazioni richieste | |
|--|---|---|
| | Aree stabili | Aree instabili |
| <p>Prima</p> <p>Identificare le caratteristiche del terreno nelle sue condizioni naturali <i>prima</i> del terremoto</p> | <p>Stratigrafia Regime delle falde Per ogni strato: Proprietà indici ($W, W_L, W_P, IP, \gamma, \gamma_s, e_0, S_r$); Storia dello stato tensionale (OCR, K_0); Rigidezza e smorzamento a bassi livelli di deformazione (G_0, D_0, ν); Resistenza drenata e non drenata (c', ϕ', c_u); Permeabilità (K). Per il bedrock: Rigidezza e smorzamento a bassi livelli di deformazione (G_0, D_0, ν).</p> | <p>Stratigrafia Regime delle falde Per ogni strato: Proprietà indici ($W, W_L, W_P, IP, \gamma, \gamma_s, e_0, S_r$); Storia dello stato tensionale (OCR, K_0); Rigidezza e smorzamento a bassi livelli di deformazione (G_0, D_0, ν); Resistenza drenata e non drenata (c', ϕ', c_u); Permeabilità (K). Per il bedrock: Rigidezza e smorzamento a bassi livelli di deformazione (G_0, D_0, ν).</p> |
| <p>Durante</p> <p>Determinare i parametri dinamici indispensabili per valutare mediante modelli la risposta sismica <i>durante</i> il terremoto nelle condizioni più prossime a quelle indotte dal terremoto di riferimento</p> | <p>Per ogni strato: Andamento della rigidezza $G(\gamma)$ e del rapporto di smorzamento $D(\gamma)$ nel campo delle basse e medie deformazioni. Per il bedrock: Andamento della rigidezza $G(\gamma)$ e del rapporto di smorzamento $D(\gamma)$ nel campo delle basse e medie deformazioni.</p> | <p>Per ogni strato: Andamento della rigidezza $G(\gamma)$ e del rapporto di smorzamento $D(\gamma)$ nel campo delle medie e alte deformazioni e in funzione del numero dei cicli N; Andamento delle pressioni interstiziali $u(\gamma, N)$; Resistenza a rottura in condizioni dinamiche e cicliche $\tau(N)$. Per il bedrock: Andamento della rigidezza $G(\gamma)$ e del rapporto di smorzamento $D(\gamma)$ nel campo delle basse, medie e alte deformazioni; Resistenza a rottura nell'interfaccia.</p> |
| <p>Dopo</p> <p>Identificare le caratteristiche di resistenza del terreno <i>dopo</i> il terremoto</p> | | <p>Resistenza a rottura post-ciclica in condizioni drenate monotone (c', ϕ')</p> |

Nelle **aree stabili**, sotto il profilo sismico, è in generale sufficiente limitarsi a definire il comportamento dinamico del terreno nel **campo delle basse e medie deformazioni** (in condizioni cioè abbastanza lontane dalla rottura); nelle **aree potenzialmente instabili** è necessario caratterizzare il terreno anche in **condizioni ultime** e **analizzare il comportamento post-sismico**, poiché molti fenomeni di instabilità possono verificarsi dopo il sisma, quale ad esempio la dissipazione delle pressioni interstiziali (v. slide precedente).

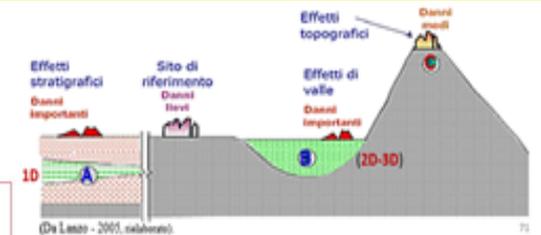
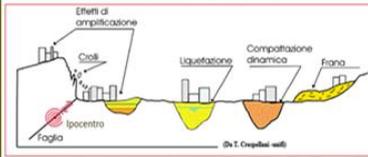
Campi deformativi esaminabili con le diverse prove geotecniche cicliche e dinamiche



PROVE A BASSI LIVELLI DI DEFORMAZIONE
Aree stabili

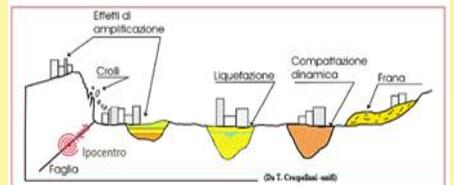
- Colonna risonante
- Ultrasuoni
- Bender Elements

Aree instabili



PROVE AD ALTI LIVELLI DI DEFORMAZIONE
Aree instabili

- Prova triassiale ciclica
- Taglio diretto/semplice ciclico
- Taglio torsionale ciclico



Le **prove cicliche e dinamiche di laboratorio** sono un ottimo strumento per esaminare il comportamento **sforzi-deformazioni** del terreno in condizioni di carico simili a quelle indotte dal sisma, ma devono essere associate ad uno scenario sismico e ad una previsione del moto.

Pertanto, la **progettazione delle indagini geotecniche e geofisiche** deve seguire i seguenti passaggi fondamentali:

- **caratterizzazione geotecnica delle formazioni geologiche presenti nel sottosuolo del sito di interesse;**

- **stima, per ogni formazione, dei parametri indispensabili per definire lo stato iniziale prima del sisma:**

- **densità ρ**
- **modulo di taglio iniziale G_0**
- **rapporto di smorzamento iniziale D_0**
- **coefficiente di Poisson ν**

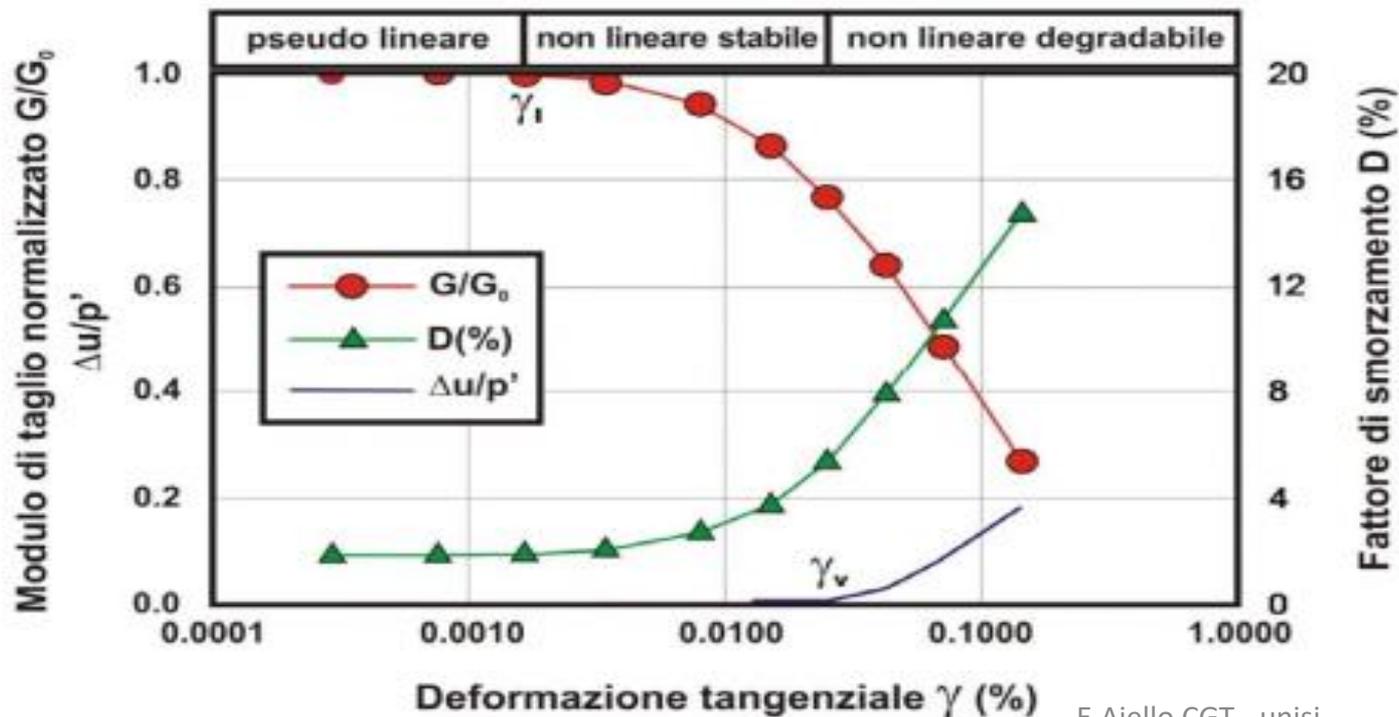


- stima, per ogni formazione, dei parametri indispensabili per definire il comportamento **durante il sisma** :

legge di variazione, con l'ampiezza di deformazione tangenziale γ ,

- . del modulo di taglio, $G(\gamma)$

- . del rapporto di smorzamento, $D(\gamma)$



- simulazione mediante prove di laboratorio degli stati di **sollecitazione e deformazione indotti**, su depositi “**sismicamente stabili**”, dal terremoto di riferimento precedentemente individuato. Serve la preventiva definizione:

della ***Magnitudo Mw***

del ***periodo di ritorno Tr***

del ***PGA***

della ***durata in secondi***

del ***range di frequenza fondamentale***

- **ricerca di correlazioni regionali tra parametri dinamici (V_s e G_o) e altri parametri geometrici e geotecnici di più semplice determinazione (profondità, pressione di confinamento, indice dei vuoti, numero dei colpi delle prove SPT, ecc.).**

-valutazione della variabilità intrinseca e spaziale delle caratteristiche geotecniche delle varie formazioni;

-confronto dei valori di rigidezza iniziale ottenibili con prove in sito *Go_{sito}* (con le tecniche *down-hole*, DH, o *cross-hole*, CH) e in laboratorio *Go_{Lab}* (con la prova di *Colonna Risonante*, RC, di *Taglio Torsionale Ciclico*, CTS o TTC, e *Triassiale Ciclica*, CTX);

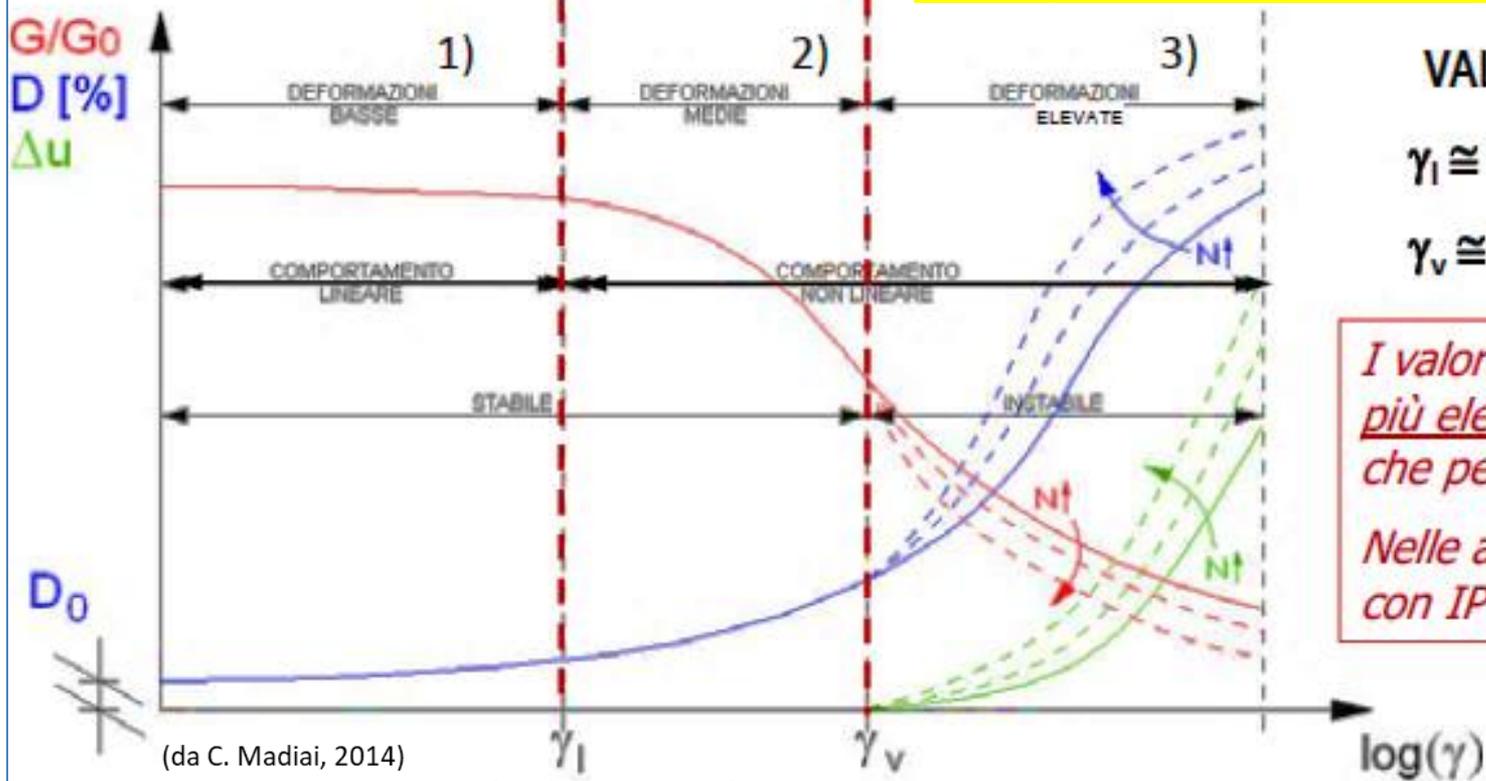
-confronto delle curve di decadimento di *G* ottenibili con le apparecchiature di RC e TTC con quelle ricavabili con prove *Triassiali Cicliche* CTX, e monotone, TXM, in condizioni drenate e non drenate.

DOMINI DI COMPORTAMENTO

In relazione all'ampiezza dello sforzo di taglio dinamico τ (o della deformazione di taglio γ) i terreni mostrano comportamenti diversi.

- 1) elastico lineare, per $\gamma < \gamma_l$
- 2) isteretico stabile, per $\gamma_l < \gamma < \gamma_v$
- 3) isteretico instabile, per $\gamma > \gamma_v$

L'isteresi è la caratteristica di un sistema di reagire in ritardo alle sollecitazioni applicate e in dipendenza dallo stato precedente



VALORI TIPICI

$$\gamma_l \cong 10^{-3} \div 10^{-2} \%$$

$$\gamma_v \cong 10^{-2} \div 10^{-1} \%$$

I valori delle soglie sono più elevati per le argille che per le sabbie

Nelle argille crescono con IP e OCR

(da C. Madiati, 2014)

Soglia elastica ($\gamma_e = \gamma_l$)

Soglia volumetrica

DOMINI DI COMPORTAMENTO, PARAMETRI DINAMICI E MODELLI

| | | | | | | |
|---------------------------|--|-----------|---|---|--|-------------|
| deformazione γ [%] | 10^{-4} | 10^{-3} | 10^{-2} | 10^{-1} | 1 | 10 |
| Livello deform. | <i>basso</i> | | γ_I | <i>medio</i> | γ_V | <i>alto</i> |
| Dominio | Elastico lineare | | Isteretico stabile | | Isteretico instabile | |
| Parametri | G_0, D_0 | | | | | |
| | | | $G(\gamma), D(\gamma)$ | | | |
| | | | | $G(\gamma, N), D(\gamma, N), \Delta u(\gamma, N)$ | | |
| | | | | $\tau_{cyc} = \tau_{cyc}(\gamma, N)$ | | |
| PROBLEMI TIPICI | Fondazioni di macchine vibranti, vibrazioni da traffico, misure geofisiche | | Risposta sismica locale (terremoti non distruttivi) | | Instabilità e rotture in condizioni sismiche (terremoti forti e distruttivi) | |
| MODELLI | Elastico o viscoelastico lineare | | Viscoelastico lineare equivalente o non lineare | | Non lineari | |

(da C. Madiati, 2014)



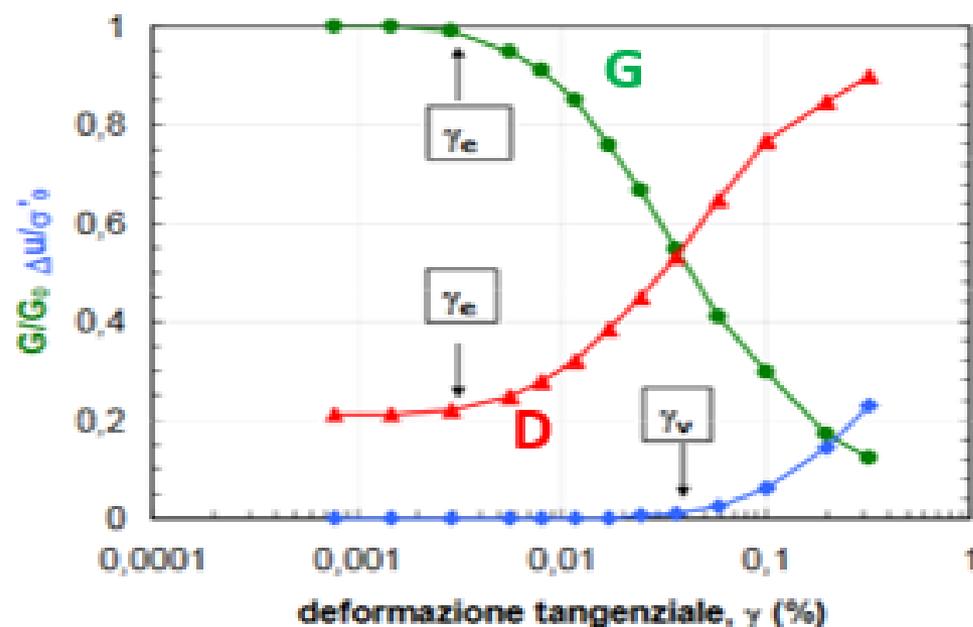
La caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, così come la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo, costituisce un insieme di attività riguardanti sia le condizioni statiche, che le condizioni sismiche.



Circa le condizioni sismiche, le indagini, partendo da un quadro adeguatamente definito (ATS-AGS-MGR), che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio, devono consentire di rilevare gli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile (*bedrock rigido in senso sismico: $V_s > 800$ m/s*).

Come già detto, è opportuna l'esecuzione di **prove cicliche e dinamiche** di laboratorio, quando sia tecnicamente possibile il prelievo di campioni indisturbati. In ogni caso, la **caratterizzazione geotecnica dei terreni deve consentire almeno la classificazione del sottosuolo (Categorie di sottosuolo- NTC 18) indispensabile, in prima istanza, per la definizione della Risposta Sismica Locale semplificata .**

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidezza **G** e dello smorzamento **D** dal livello deformativo γ .



Al crescere di γ :

- la rigidezza **G** diminuisce
- lo smorzamento **D** aumenta

Vengono individuati due livelli di soglia:

- una **soglia elastica** γ_e ($= \gamma I$)
- una **soglia volumetrica** γ_v

Oltre la **soglia volumetrica** γ_v si osservano :

| | |
|---|---|
| Drenaggio libero Terreni non saturi | Drenaggio impedito Terreni saturi |
| variazioni di volume e_v | sovrapressioni interstiziali Δu |
| degradazione ciclica [$G(\gamma), D(\gamma) = f(N_{cicl})$] distorsioni permanenti e_p | |

Nell'ambito della **progettazione geologica** e **geotecnica** in zona sismica **“le indagini di tipo geofisico permettono di valutare le caratteristiche di rigidità a bassi livelli di deformazione dei terreni; i risultati ottenuti non possono quindi essere utilizzati direttamente nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite che prevedano il raggiungimento della resistenza del terreno”** (Circolare n.7/2019 – D.M. 17.01.2018).

Ad esempio la capacità portante (SLU).

Nel campo delle procedure di testing avanzato della dinamica dei terreni, quindi, **le prove di laboratorio** permettono la misurazione locale delle deformazioni e delle tensioni, nonché di imporre deformazioni e percorsi tensionali simili a quelli che si verificano in sito in caso di sisma.

In relazione al livello deformativo investigato, le prove dinamiche e cicliche di laboratorio possono essere accorpate in due gruppi principali: prove a livelli deformativi bassi e medi;
prove a livelli deformativi elevati

-Nel primo gruppo rientrano le prove di **Colonna Risonante (RC)** e **Bender elements**.

-Il secondo gruppo è rappresentato dalle **Prove Triassiali Cicliche (CTX)** e di **Taglio Torsionale Ciclico (CTS o TTC)**.

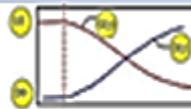
Gli elementi caratterizzanti i due gruppi di prove dinamiche e cicliche di laboratorio sono legati alle **modalità di applicazione dei carichi**. **A livelli deformativi bassi e medi** i carichi sono applicati con frequenze comprese fra 10 e 100Hz e implicano **forze di inerzia non trascurabili**; **a livelli deformativi medi ed elevati** i carichi hanno invece frequenze generalmente comprese fra 0.01 e 1Hz e **generano forze d'inerzia trascurabili**.

Prove cicliche/dinamiche in laboratorio

PROVE DINAMICHE

forze di inerzia non trascurabili

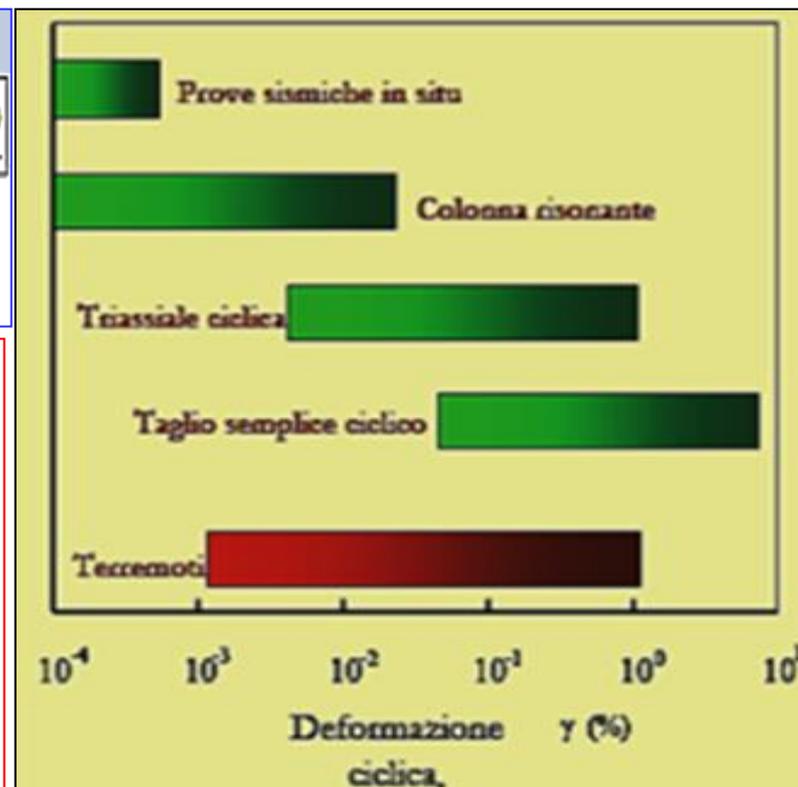
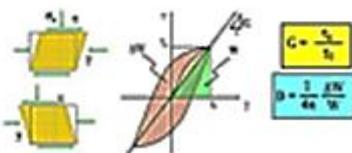
- Colonna risonante (RC) • curve $G(\gamma)$, $\Delta(\gamma)$
($f > 10$ Hz, $\gamma = 0.0001-0.1\%$)
- Bender elements (BE) • misura di V_s su provini
($f > 100$ Hz, $\gamma = 0.0001-0.001\%$)



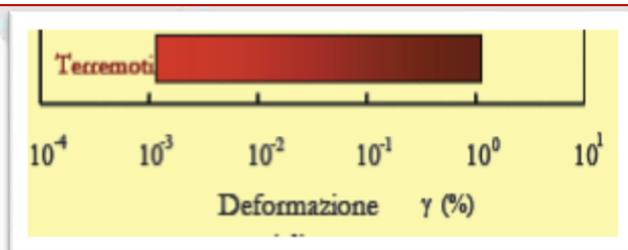
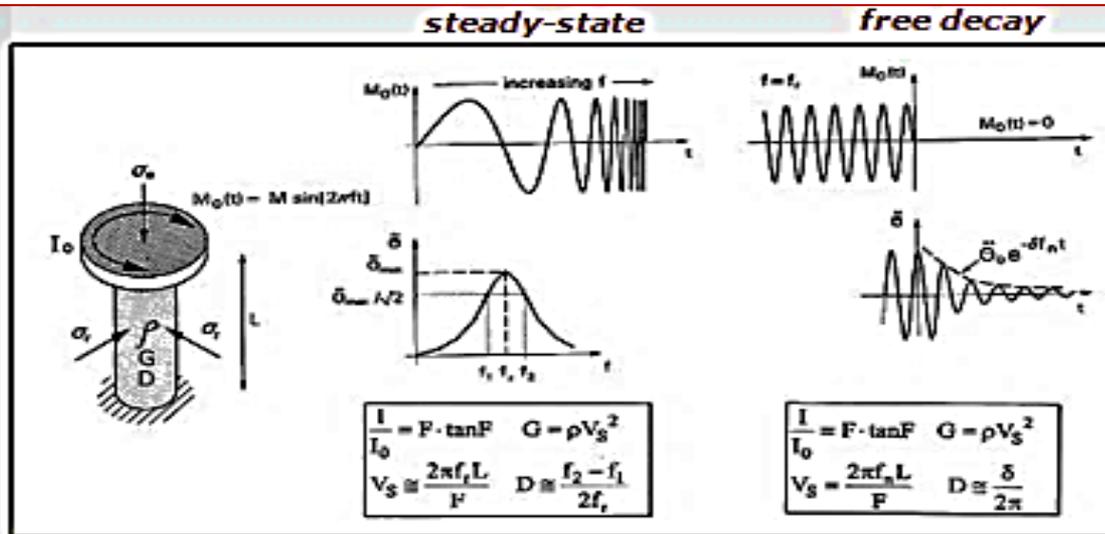
PROVE CICLICHE

forze d'inerzia trascurabili

- Taglio semplice ciclico (CSS) • G, D da cicli $\tau - \gamma$
($f = 0.01-1$ Hz, $\gamma = 0.001-1\%$)
- Taglio torsionale ciclico (CTS) •
($f = 0.01-1$ Hz, $\gamma = 0.001-0.1\%$)
- Triassiale ciclica (CTX) • resistenza al taglio ciclica, liquefazione
($f = 0.01-1$ Hz, $\gamma = 0.01-1\%$)



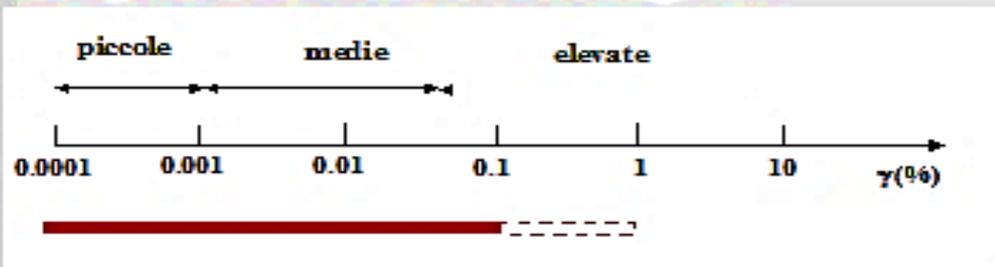
Prova di Colonna Risonante (RC)



Tecnica di esecuzione:

**Idem come prova CTS
(stessa apparecchiatura)**

Campo di deformazioni investigato:



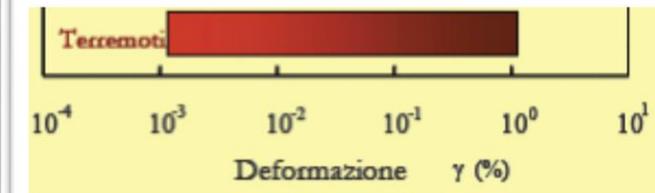
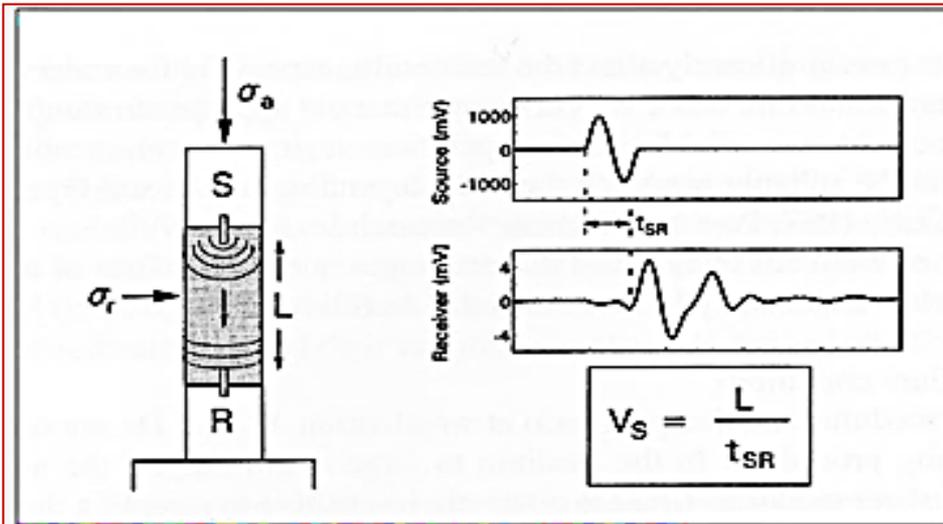
Campo di frequenze tipico:

f = 10-100 Hz

forze di inerzia non trascurabili

- ⇒ frequenza non controllabile dallo sperimentatore → $\dot{\gamma}$ variabile con γ
- Prestazioni:** ⇒ alta risoluzione, affidabilità e ripetibilità a piccole deformazioni
- ⇒ meno affidabile per deformazioni $\gamma > 0.1\%$ (effetti non linearità e N_c)

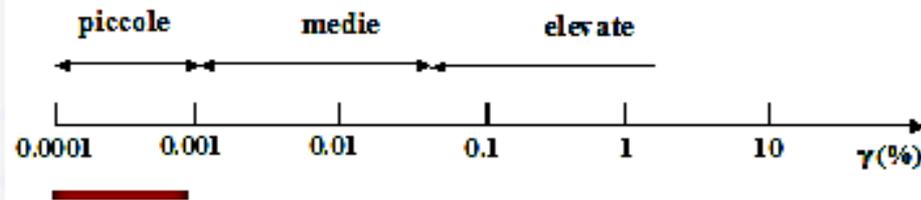
Prova con *Bender Elements* (BE)



Tecnica di esecuzione:

Trasduttori piezoceramici sorgente (S) e ricevitore (R) inseriti in testa e base provino eccitati da impulsi elettrici con deformazione flessionale

Campo di deformazioni investigato:



Campo di frequenze tipico:

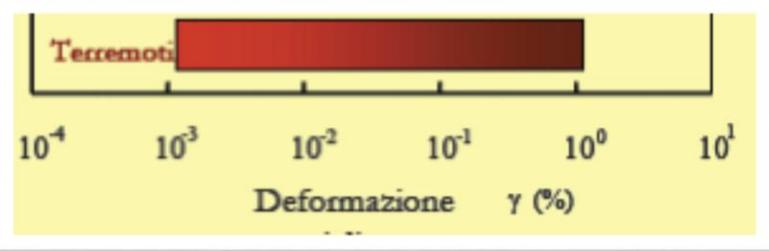
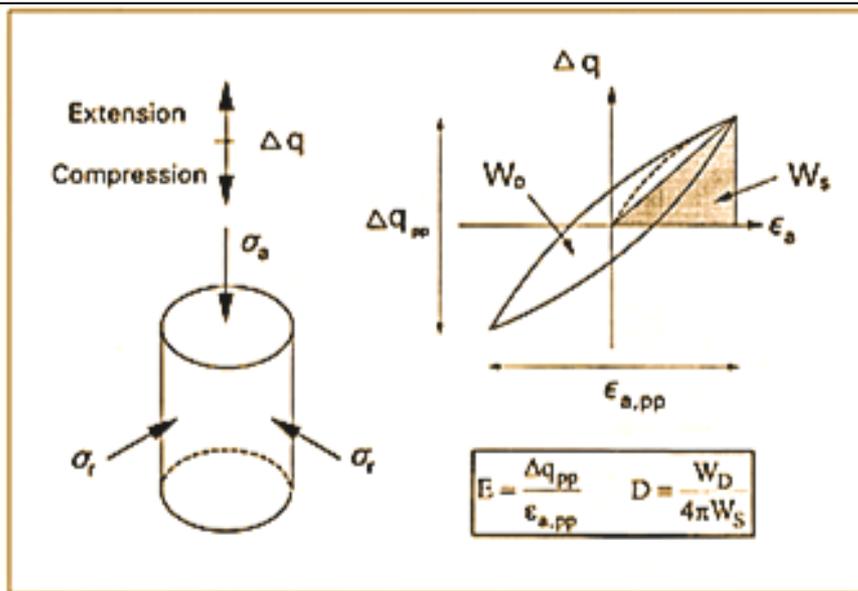
$f > 100$ Hz

forze di inerzia non trascurabili

Prestazioni:

- ⇒ installati in apparecchiature per prove statiche (p.es. TX)
- ⇒ adoperati per terreni granulari e fini
- ⇒ misurabili solo parametri a basse deformazioni
- ⇒ raccomandata analisi nel dominio delle frequenze

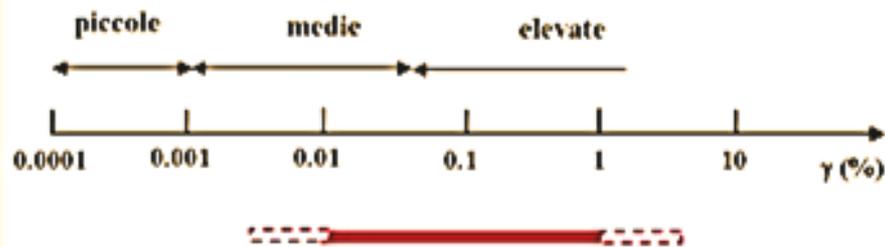
Prova Triassiale Ciclica (CTX)



Tecnica di esecuzione:

Cicli di estensione-compressione
 È possibile controllare separatamente
 pressione di cella σ_r e sforzo assiale σ_a
 in modo da riprodurre
 qualsiasi percorso di sollecitazione

Campo di deformazioni investigato:



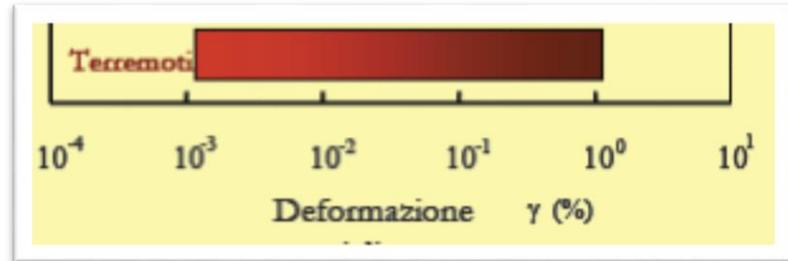
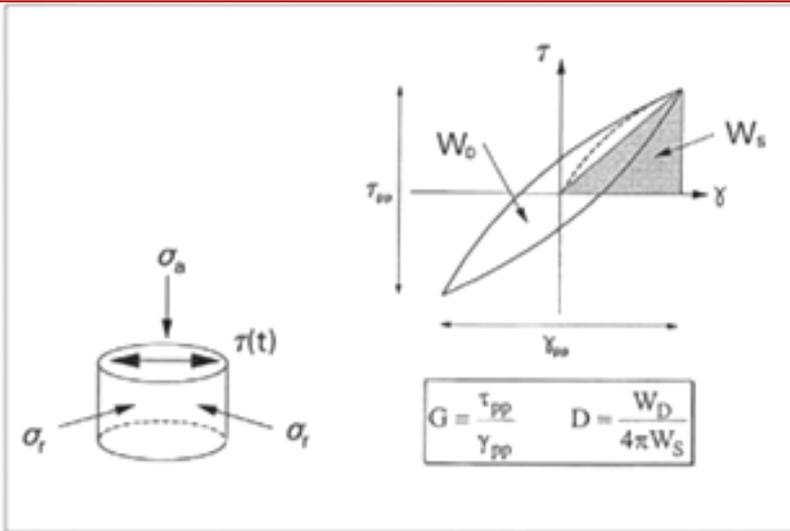
Campo di frequenze tipico:

f = 0.01-1 Hz

forze d'inerzia trascurabili

Prestazioni: ⇒ preferibile a deformazione controllata
 ⇒ risultato tipico: rapporto tensionale ciclico $(q/\sigma'_r):N_c$

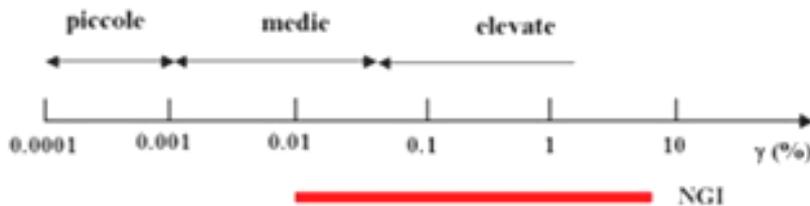
Prova di Taglio Semplice Ciclico (CSS)



Tecnica di esecuzione:

Cicli di sforzi di taglio semplice simmetrici
 È controllabile la sola tensione verticale σ_v
 (stato tensionale di confinamento tipo k_0)

Campo di deformazioni investigato:



Campo di frequenze tipico:

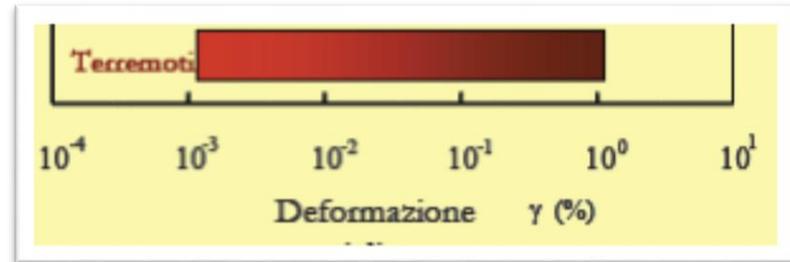
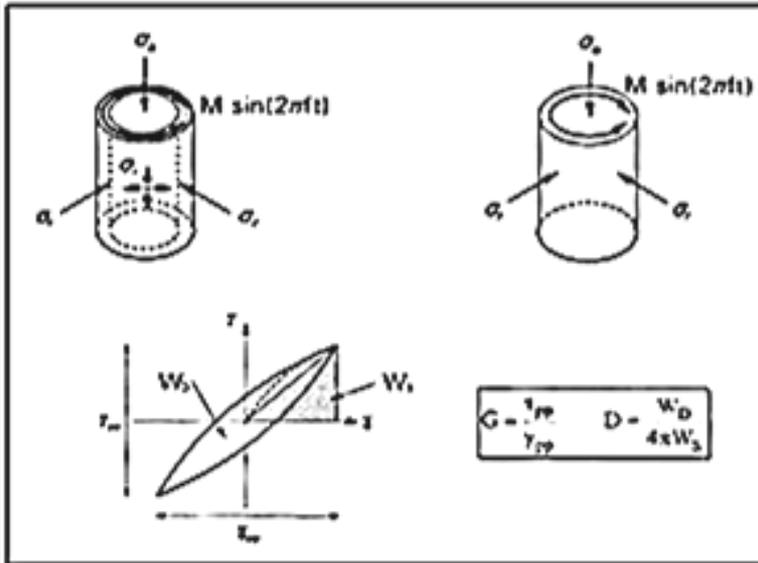
$$f = 0.01-1 \text{ Hz}$$

forze d'inerzia trascurabili

Prestazioni:

- ⇒ difficoltà misura tensioni normali orizzontali $\sigma'_r \rightarrow$ percorsi tensionali ?
- ⇒ distribuzione tensioni/deformazioni non-uniforme
- ⇒ risultato tipico: rapporto tensionale ciclico $(\tau/\sigma'_v):N_c$

Prova di Taglio Torsionale Ciclico (CTS)



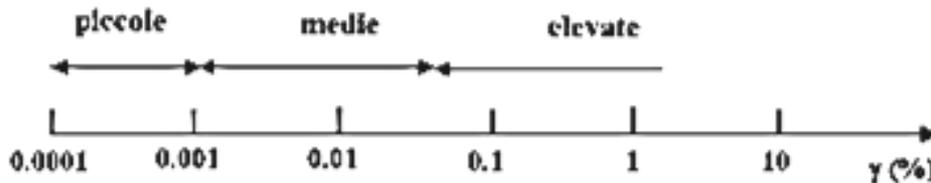
Tecnica di esecuzione:

Cicli di coppia torcente → taglio semplice

Pre-sollecitazione:

- isotropa su provini pieni
- anche triassiale su provini cavi

Campo di deformazioni investigato:



Campo di frequenze tipico:

f = 0.01-1 Hz

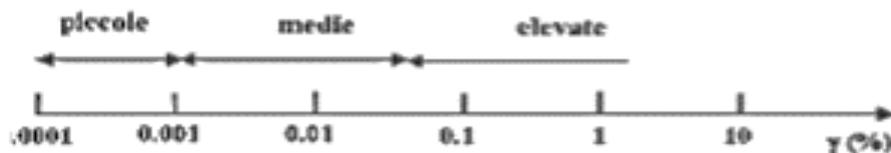
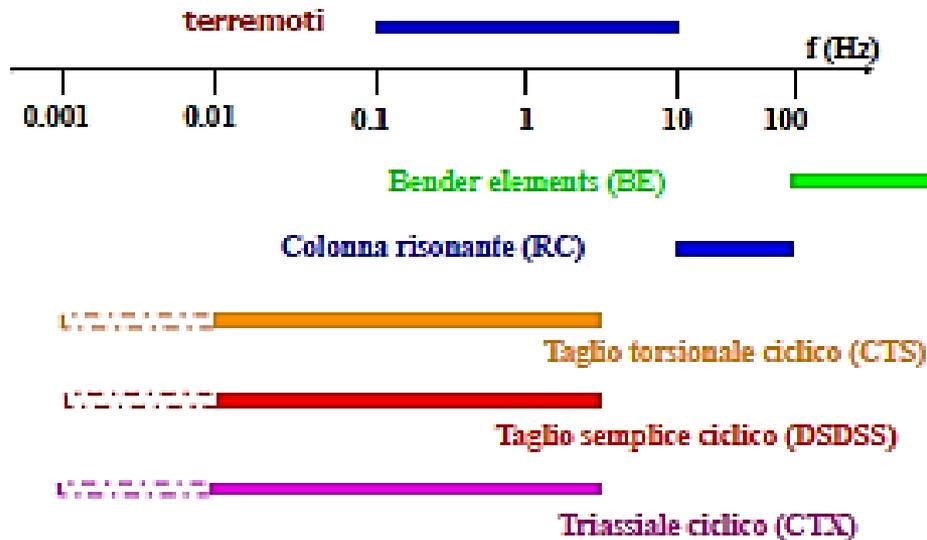
forze d'inerzia trascurabili

Prestazioni:

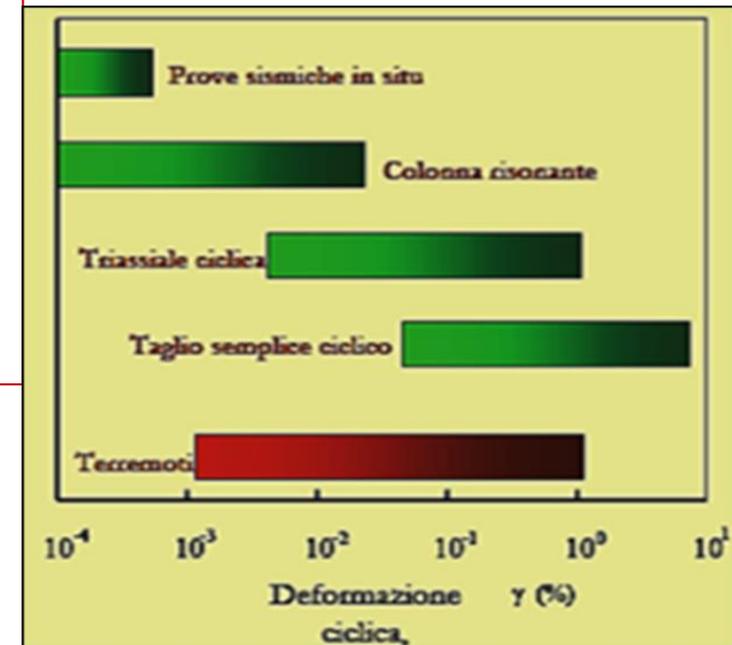
- ⇒ prova tradizionalmente a tensione controllata
- ⇒ alta risoluzione a deformazioni pre-rottura
- ⇒ non adatta per resistenza ciclica

Sintesi

Frequenze caratteristiche dei terremoti e campi di frequenza investigati con prove in laboratorio



Frequenze (Hz)



Campo di deformazioni γ (%)

Uso integrato di indagini in sito e di laboratorio

- **Prove in sito e prove di laboratorio sono complementari per la definizione completa del comportamento dinamico dei terreni**

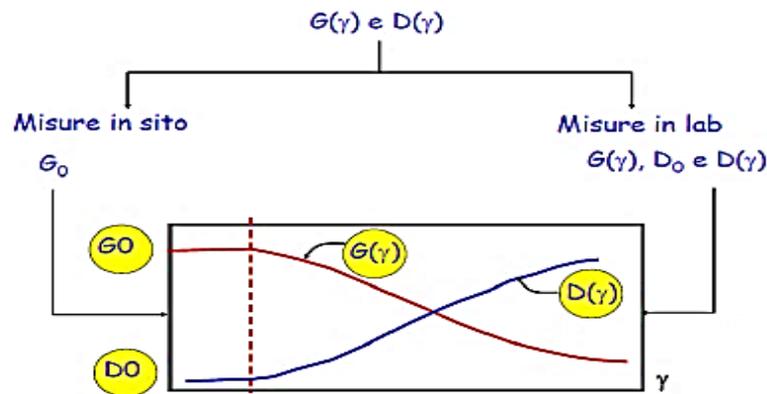
PROVE IN SITO



caratterizzazione a piccole deformazioni (G₀)

PROVE IN LABORATORIO ➔

caratterizzazione a deformazioni più elevate (curve G/G₀-γ e D-γ)

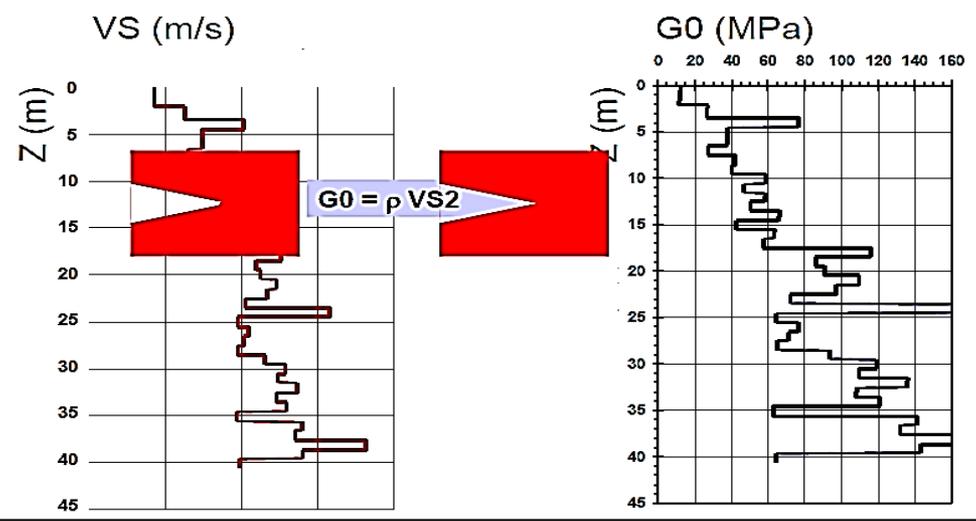


generalmente

$$G_0(\text{sito})/G_0(\text{Lab}) = 1.5 \div 2.5$$

Procedura raccomandata:

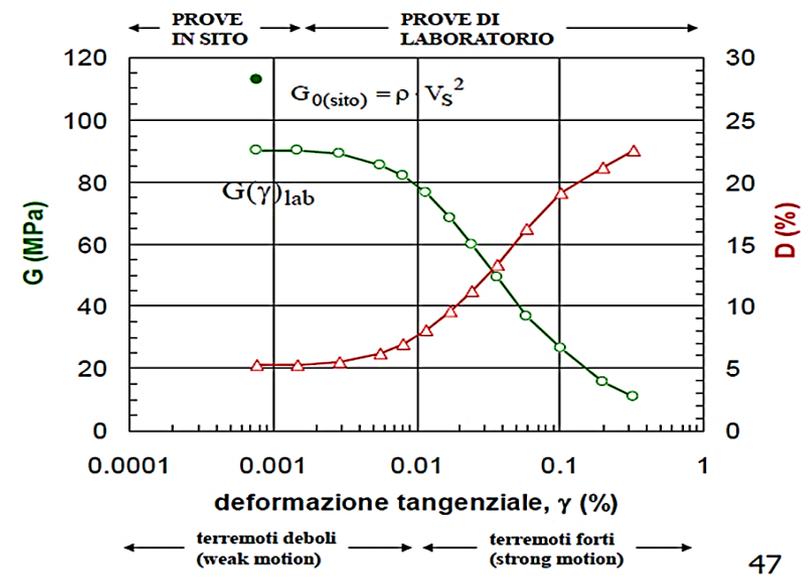
1. G0 da misure di VS in sito ...



v. oltre confronto tra valori di laboratorio e valori di misure in sito.

Procedura raccomandata:

2. Curve G- γ e D- γ da prove Lab ...

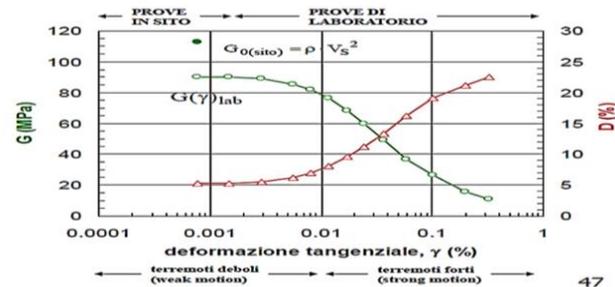


modulo di taglio normalizzato $G(\gamma)/G_0$

in cui: $G(\gamma)$ = modulo di taglio;

G_0 = modulo di taglio iniziale;

γ = deformazione tangenziale.



Fattori che influenzano le curve $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$

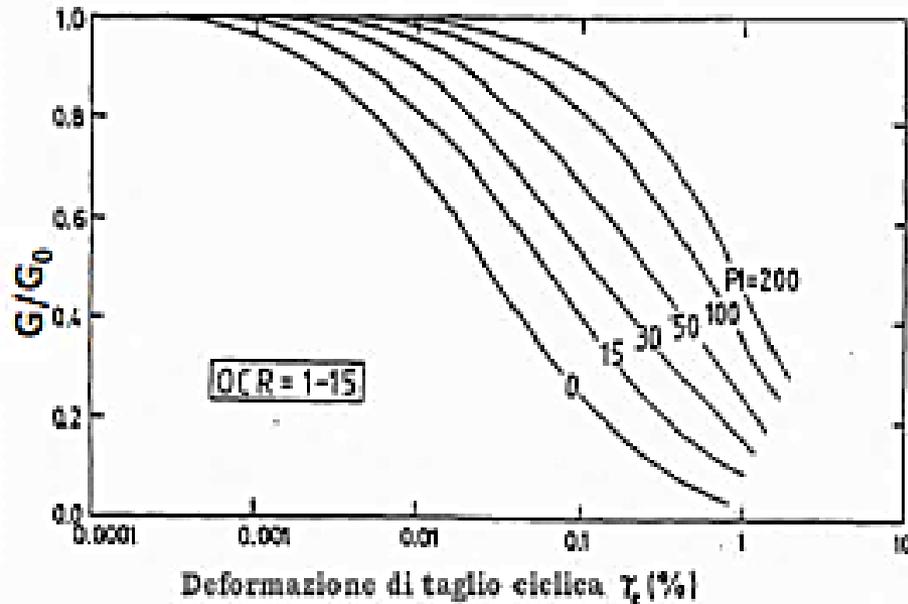
N.B. Fintanto che le deformazioni sono inferiori alla soglia volumetrica, i fattori da cui dipendono gli andamenti di $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ sono gli stessi da cui dipendono G_0 e D_0 (differenti per terreni a grana grossa e grana fine)

| Fattori (crescenti) | G/G_0 | D |
|---------------------------------------|------------------------------------|---|
| Pressione di confinamento σ'_0 | aumenta | decrece |
| Indice dei vuoti e | decrece | aumenta |
| Età geologica | aumenta | decrece |
| Cementazione | può aumentare | può decrescere |
| Grado di sovraconsolidazione OCR | aumenta | poco influenzato |
| Indice di plasticità I_p | aumenta | decrece |
| Deformazione ciclica | decrece | aumenta |
| Velocità di deformazione | poco influenzato | può crescere |
| Numero di cicli di carico N | decrece (per $\gamma > \gamma_v$) | può crescere (per $\gamma > \gamma_v$) |

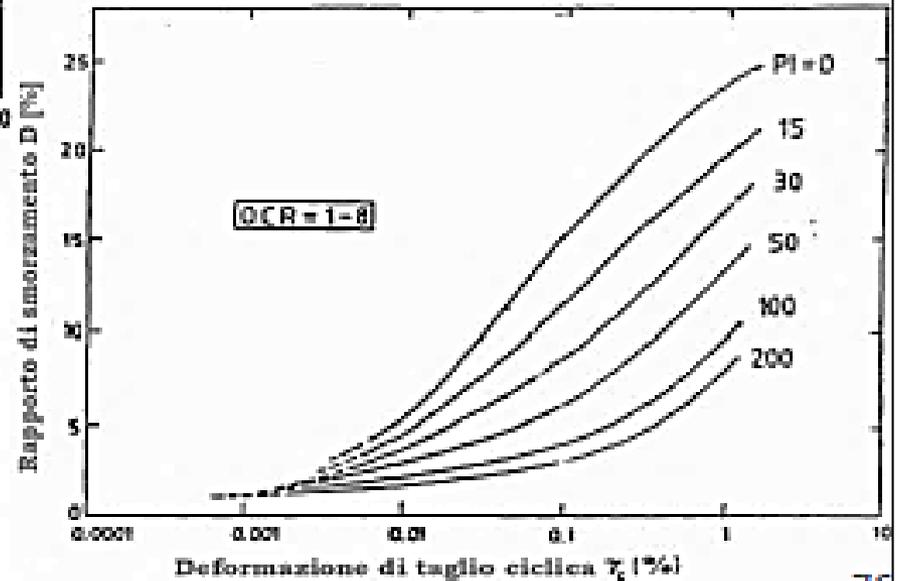
OSS: il comportamento di D è influenzato dai diversi fattori in modo approssimativamente opposto a quello di G

Dipendenza di $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ dall'indice di plasticità PI

$G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ - STIMA INDIRECTA PER TERRENI COESIVI

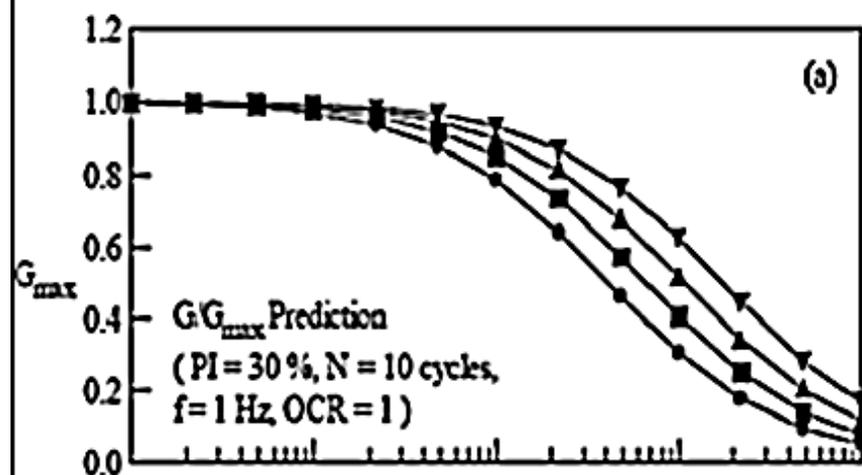


Vucetic e Dobry, 1991



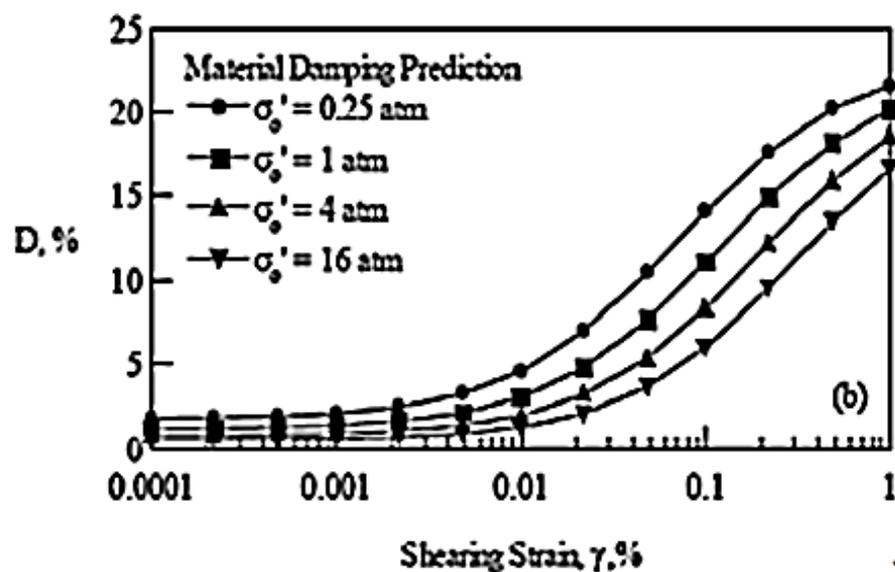
presenti nelle librerie di
PROSHAKE
STRATA (fino a $\gamma=1\%$)

$G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ - STIMA INDIRECTA PER TERRENI COESIVI



Darendeli e Stokoe, 2001

presenti nella libreria di
STRATA (al variare dei 5 parametri:
PI, N, f, OCR, σ'_o assegnati dall'utente)

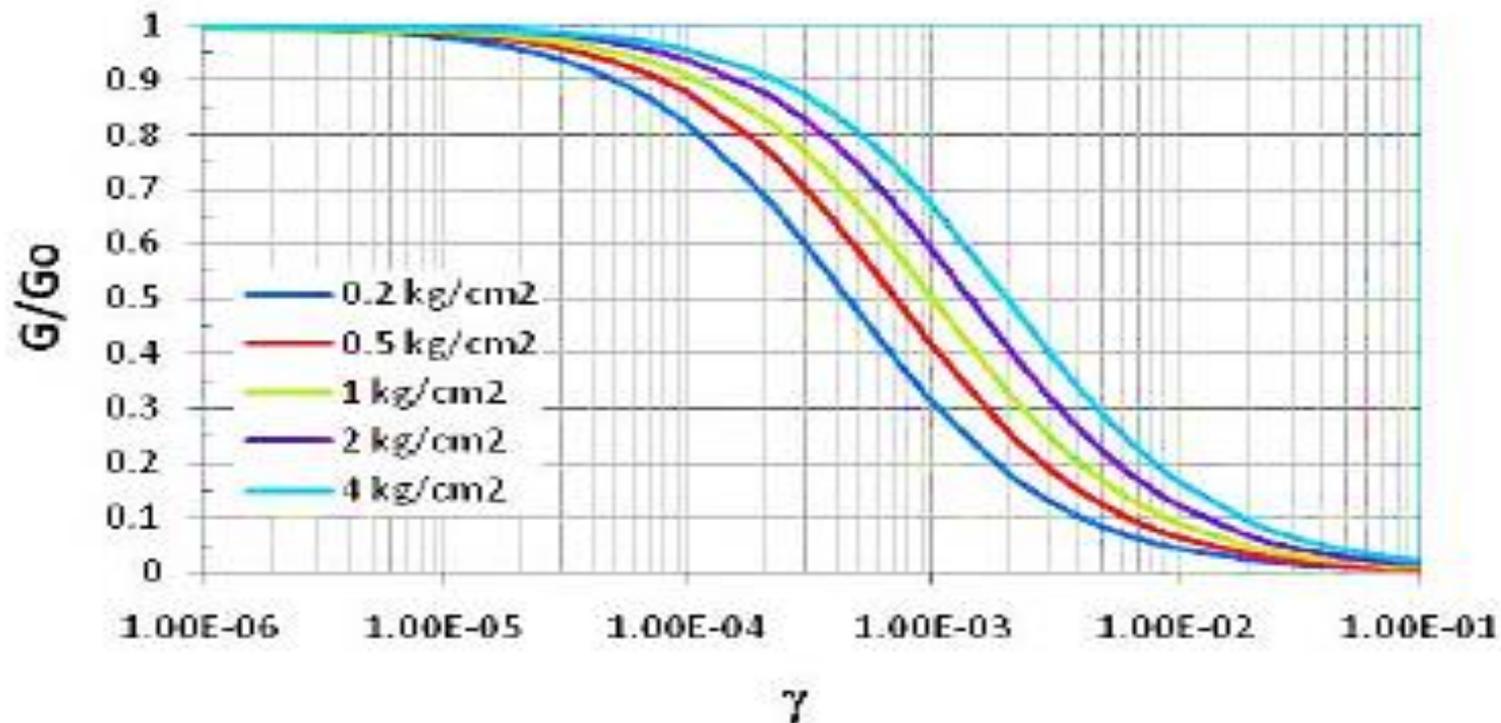


$G(\gamma)/G_0$ - STIMA INDIRECTA PER SABBIE

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 1000 \left(\frac{\gamma}{\sigma'_0{}^{0.5}} \right)}$$

Shibata e Solearno, 1975

σ'_0 in kg/cm^2 ; γ in frazione dell'unità

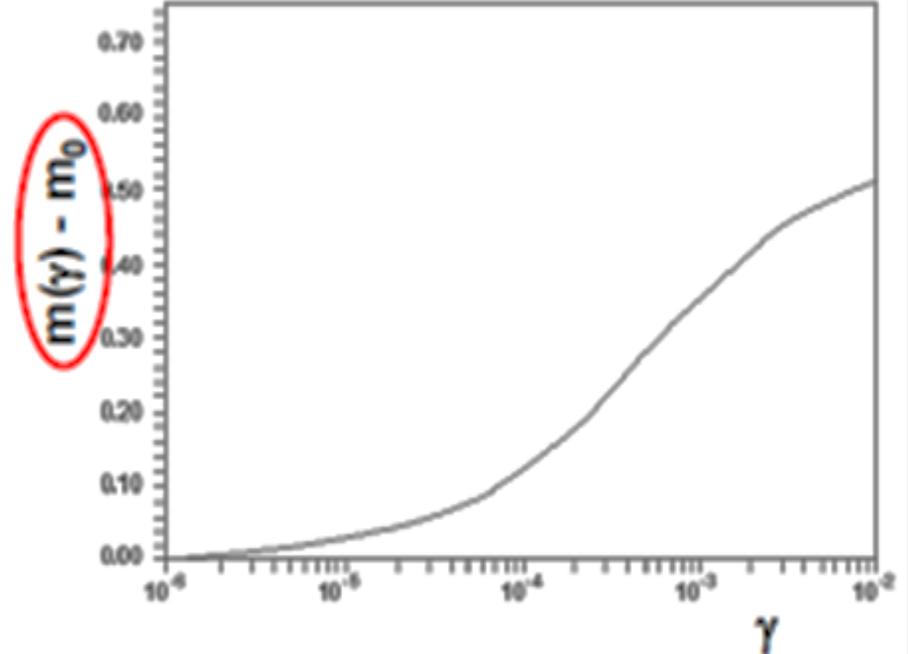
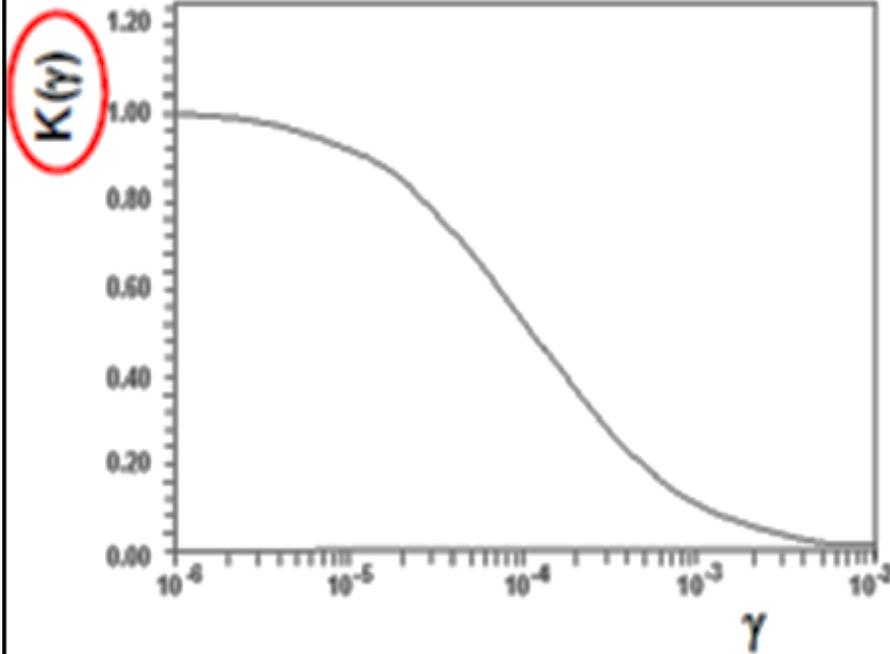


$G(\gamma)/G_0$ - STIMA INDIRECTA PER SABBIE

$$\frac{G}{G_0} = K(\gamma) \cdot (\sigma'_0)^{m(\gamma) - m_0}$$

Ishibashi e Zhang, 1993

σ'_0 in kPa

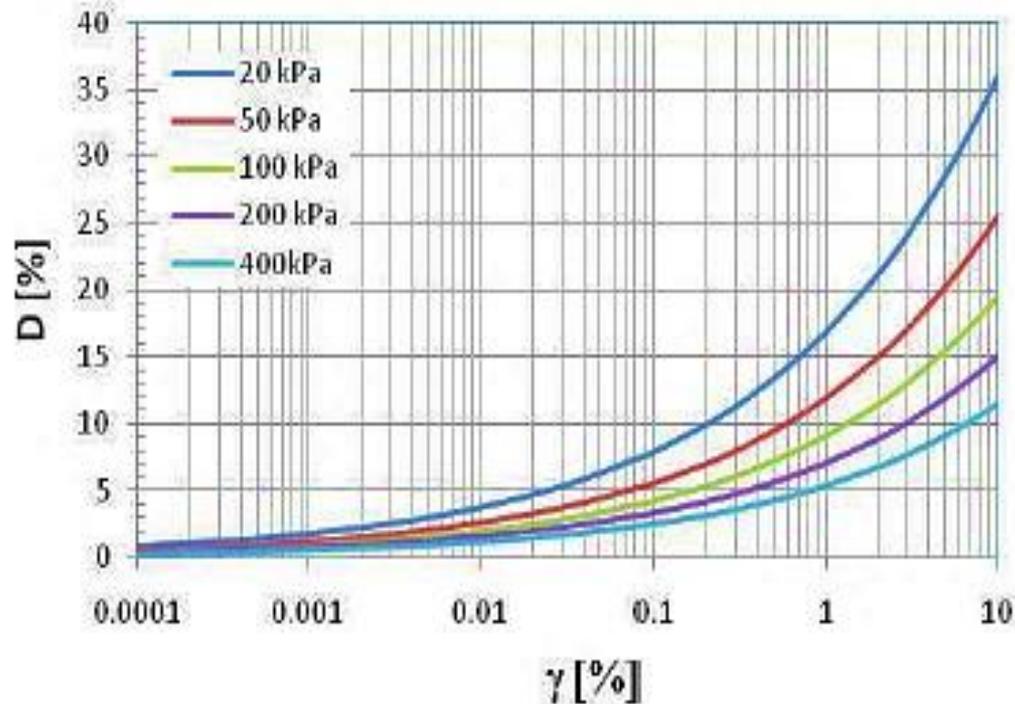


$D(\gamma)$ - STIMA INDIRECTA PER SABBIE

$$D = 9.22 \cdot \gamma^{0.33} \cdot \left(\frac{\sigma_0'}{p_a} \right)^{-0.38}$$

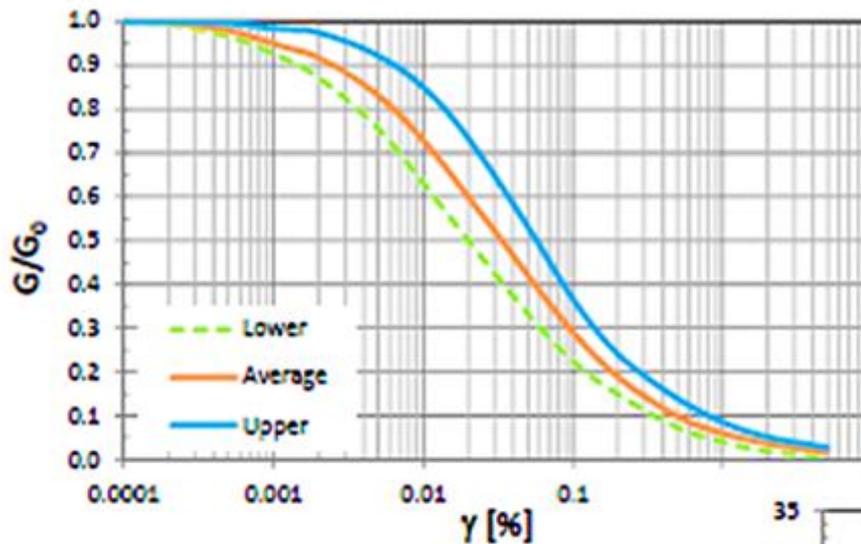
Saxema e Reddy, 1989

γ in %



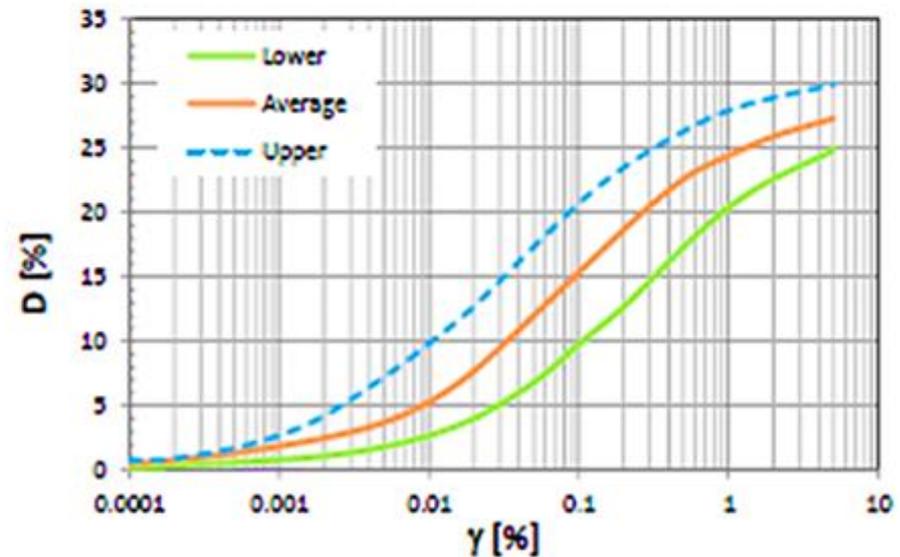
Nelle analisi di risposta sismica locale il rapporto di smorzamento D gioca un ruolo rilevante e, allo stato attuale, può essere determinato sperimentalmente solo da prove di laboratorio.

$G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ - STIMA INDIRECTA PER SABBIE

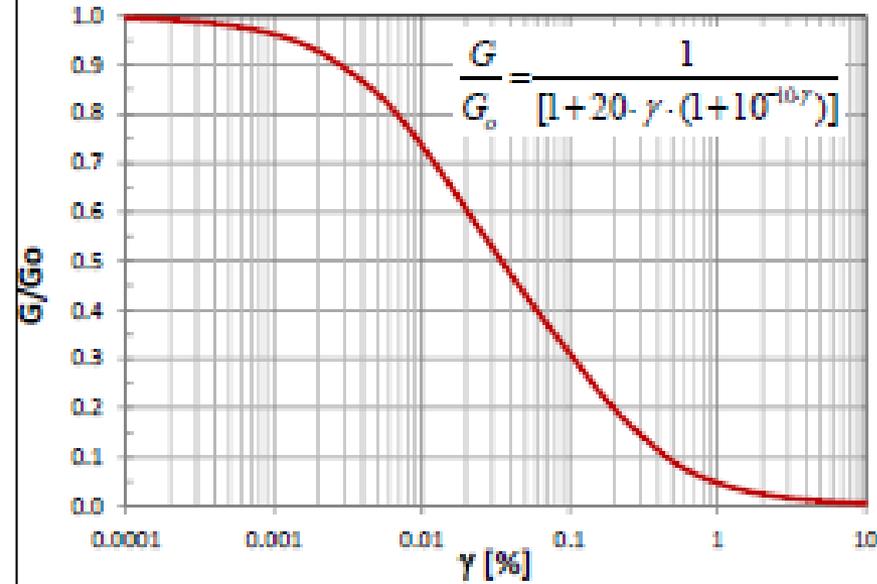


Seed e Idriss, 1970

presenti nelle librerie di
PROSHAKE
STRATA (escluse quelle
con linea tratteggiata)

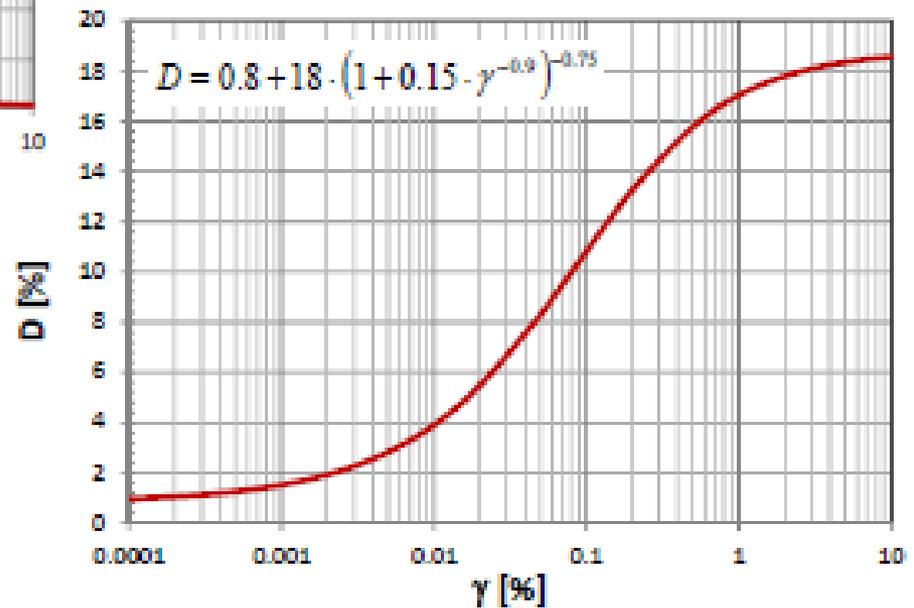


$G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ - STIMA INDIRECTA PER GHIAIE



Rollins et al., 1998

γ in %



Alcune correlazioni per la determinazione di G_0 o V_s (sito)

| Autore | Relazione | Tipo di materiale | Osservazioni | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------|---|---------------------------|---|----------|---------|-----------------|-------|-------|-------------------------|-------|-------|---------------------------|-------|---|-------------------|
| Ohta & Goto (1978) | $G_0 = 20000(N_{SPT})^{0.333} \cdot (\sigma'_m)^{0.5}$ | sabbie | lb/ft ² | | | | | | | | | | | | |
| Imai & Tonouchi (1982) | $G_0 = 325 (N_{SPT})^{0.68}$ | sabbie | kips/ft ² | | | | | | | | | | | | |
| Rix & Stokoe (1991) | $G_0 = 1634 (q_c)^{0.25} (\sigma'_v)^{0.375}$ | sabbie quarzose | kPa prove in sito e in camera di calibrazione | | | | | | | | | | | | |
| Mayne & Rix (1993) | $G_0 = 406 (q_c)^{0.695} \cdot e^{-1.13}$ | argille | kPa | | | | | | | | | | | | |
| Jamiolkowski & al. (1988) | $G_0 = 30.1 \cdot q_c \cdot p_a \left(\frac{\sigma'_m}{p_a}\right)^{-0.08} \cdot e^{-1.84 D_r}$ | sabbie | sabbie del Po $D_r = f(N_{60})$ (Skempton) $p_a = 98.1$ Kpa | | | | | | | | | | | | |
| Imai & al. (1982) | $V_s = 75.4 N_{SPT}^{0.351}$ | ghiaie | m/s | | | | | | | | | | | | |
| Imai & al. (1982) | $V_s = 87.8 N_{SPT}^{0.292}$ | sabbie | m/s | | | | | | | | | | | | |
| Imai & al. (1982) | $V_s = 107.0 N_{SPT}^{0.274}$ | argille | m/s | | | | | | | | | | | | |
| Crespellani & al. (1989) | $V_s = 71.5 N_{SPT}^{0.535}$ | argille | m/s; argille di Firenze | | | | | | | | | | | | |
| Marcuson & al. (1978) | $V_s = \alpha \cdot N_{SPT} ; V_s = \beta \cdot q_c$ | incoerenti | m/s, Kg/cm ² ; <table style="display: inline-table; border: none;"> <tr> <td>α</td> <td>β</td> <td>tipo di terreno</td> </tr> <tr> <td>8.534</td> <td>1.219</td> <td>riporti granulari comp.</td> </tr> <tr> <td>6.096</td> <td>1.829</td> <td>sabbie - riemp. idraulici</td> </tr> <tr> <td>2.134</td> <td>-</td> <td>terreni granulari</td> </tr> </table> | α | β | tipo di terreno | 8.534 | 1.219 | riporti granulari comp. | 6.096 | 1.829 | sabbie - riemp. idraulici | 2.134 | - | terreni granulari |
| α | β | tipo di terreno | | | | | | | | | | | | | |
| 8.534 | 1.219 | riporti granulari comp. | | | | | | | | | | | | | |
| 6.096 | 1.829 | sabbie - riemp. idraulici | | | | | | | | | | | | | |
| 2.134 | - | terreni granulari | | | | | | | | | | | | | |

Confronto tra valori di G_0 ricavati da prove in sito e da prove di laboratorio

Si confrontano i valori del **modulo di rigidezza a piccole deformazioni** (**Go sito**) ricavati dalle prove in sito (down-hole) con quelli ricavati dalle prove di laboratorio di colonna risonante e taglio torsionale ciclico (**Go Lab**). Nota la profondità del campione, dalle prove down-hole si ottiene il valore della velocità di propagazione delle onde di taglio **V_s** , con la quale è possibile ricavare (**Go sito**) attraverso la nota relazione:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

nella quale ρ è la densità (γ/g).

I valori ottenuti non si confrontano direttamente con i valori ottenuti dalle prove di laboratorio (Go lab), ma per questi ultimi viene utilizzata la seguente relazione:

$$G_{0conf} = G_{0lab} \sqrt{\frac{\sigma'_{sito}}{\sigma'_{lab}}}$$

nella quale $\sigma'_{sito} = \frac{\sigma'_{v0} + \sigma'_{h0}}{2}$ e σ'_{lab} è la tensione di consolidazione della prova.

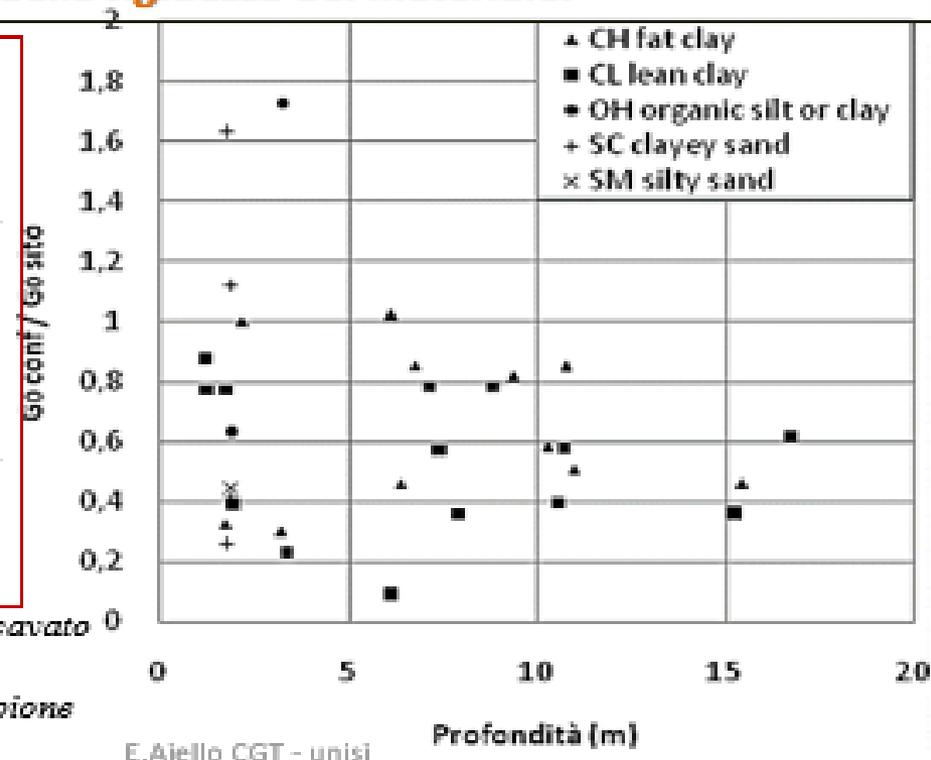
Per la determinazione delle tensioni geostatiche si considerano i risultati delle prove edometriche da eseguire sullo stesso campione. Nei casi in cui non vengano eseguite le prove edometriche si farà riferimento al valore della **tensione verticale geostatica**. **I moduli di rigidezza così ottenuti (Go conf.) vengono confrontati con i valori ottenuti dalle indagini in sito per tutti i campioni.**

Go lab = 10% Go sito

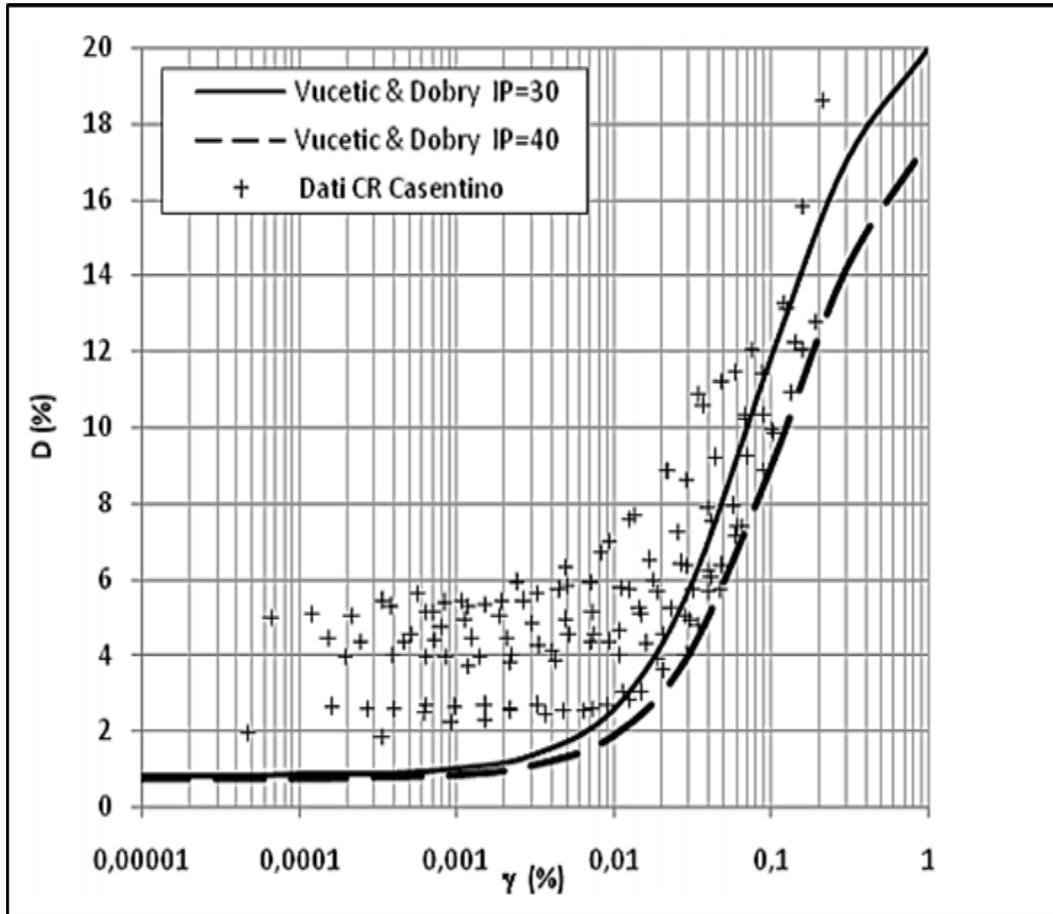
Esistono notevoli discrepanze tra i valori ottenuti dalle **indagini in sito** e quelli ricavabili dalle **prove di laboratorio**; questi ultimi risultano generalmente inferiori ai primi e in alcuni casi il valore si riduce all' **80% di Go sito**, ma nella maggior parte dei casi le riduzioni sono maggiori, fino ad ottenere valori pari al **10% di Go sito**. **Nei terreni prevalentemente sabbiosi si può verificare anche la situazione inversa, ossia il campionamento provoca la compattazione del campione e questo si traduce in un aumento del valore di Go ricavato in laboratorio. Si può inoltre notare come la differenza tra i due valori cresca al crescere della rigidità del materiale.**

Il rapporto $G_{\text{conf}}/G_{\text{sito}}$ in funzione della profondità del campione, porta ad osservare che i risultati relativi ai campioni più profondi sono molto meno dispersi rispetto a quelli superficiali e le analisi di laboratorio hanno portato in tutti i casi ad una notevole sottostima del valore di sito.

Rapporto tra il valore del modulo di rigidità ricavato da indagini in sito e quello ricavato da prove di laboratorio in funzione della profondità del campione (Giusti I. et al., 2011).



Smorzamento D_{lab} > valori delle curve di Vucetic et al.



I valori del fattore di smorzamento D ricavati **sperimentalmente** sono significativamente maggiori rispetto a quelli prevedibili con le curve di Vucetic & Dobry. **In termini di analisi di risposta sismica, è lo smorzamento che ha un'influenza maggiore rispetto alle curve di decadimento del modulo di rigidità G , per cui si può concludere che risulta preferibile fare riferimento ai dati sperimentali piuttosto che alle equazioni proposte da Vucetic & Dobry.**

Misura sperimentale dei parametri meccanici

QUADRO DI SINTESI

| Categorie di prova | | Tipo di prova | Stato tensionale | Deformazione γ [%] | Frequenza f [Hz] | Rigidezza | Smorzamento | Resistenza | |
|--------------------|------------|---------------------------|--------------------------------|---------------------------|--------------------|---------------------------------------|----------------------------|------------|------------|
| | | | | | | | | G | F |
| In situ | Penetrom. | SPT | | | | $N \rightarrow V_s \rightarrow G_0$ | | ϕ' | |
| | | CPT | | | | $q \rightarrow V_s \rightarrow G_0$ | | ϕ' | σ_c |
| | Geofisiche | Down-Hole | Litostatico | $< 10^{-3}$ | 10-100 | $V_s \rightarrow G_0$ | - | | |
| | | Cross-Hole | | | | $V_s \rightarrow G_0$ | possibile | | |
| | | SASW | | | | $V_s \rightarrow V_s \rightarrow G_0$ | - | | |
| Laboratorio | Cidiche | Triassiale | | | | Simmetria radiale | $> 10^{-2}$ | | |
| | | Taglio semplice | Simmetria radiale | $> 10^{-2}$ | 0.01-1 | $\tau \gamma \rightarrow G$ | $\psi/\sigma'_v : N_c$ | | |
| | | Taglio torsionale | Simmetria radiale o triax vero | $10^{-1} - 1$ | 0.01-1 | $\tau \gamma \rightarrow G_0, G$ | | | |
| | Dinamiche | Colonna risonante | Simmetria radiale o triax vero | $10^{-1} - 1$ | > 10 | $f_r \rightarrow G_0, G$ | H.p., R.f. $\rightarrow D$ | | |
| | | Trasduttori piezoceramici | Simmetria radiale | $< 10^{-2}$ | > 100 | $V_s \rightarrow G_0$ | - | | |

(Ripr. da D'Onofrio, 2013)

Legenda: V_R = velocità onde di Rayleigh; f_r = frequenza di risonanza;
H.p. = metodo della semibanda di potenza; R.f. = metodo del fattore di risonanza

LIQUEFAZIONE

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della **liquefazione**, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla **perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi**, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Esclusione della verifica a liquefazione

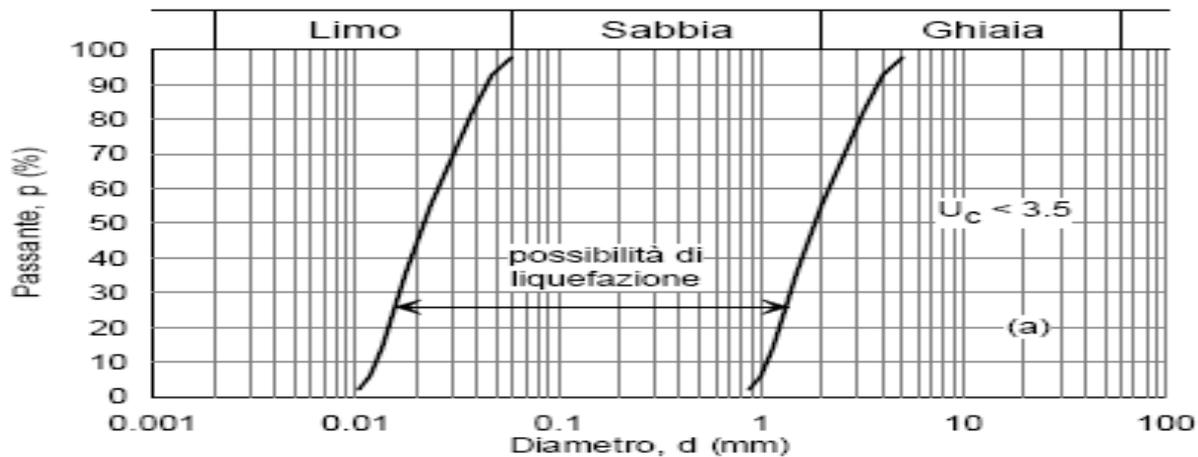
La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$; [Trattasi di *amax*]**
- 2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;**
- 3 depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata* $(N1)60 > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)60$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;**
- 4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.**

(U_c rapporto D_{60}/D_{10} , dove D_{60} e D_{10} sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa).

CANCELLATA LA MAGNITUDO M_w delle NTC 08





U_c rapporto D_{60}/D_{10} , dove D_{60} e D_{10} sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa

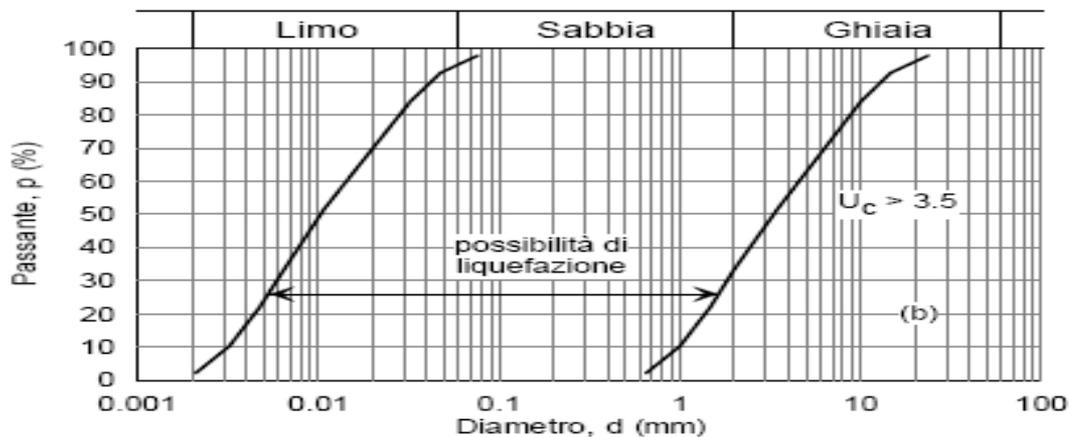
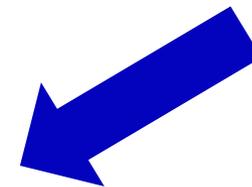
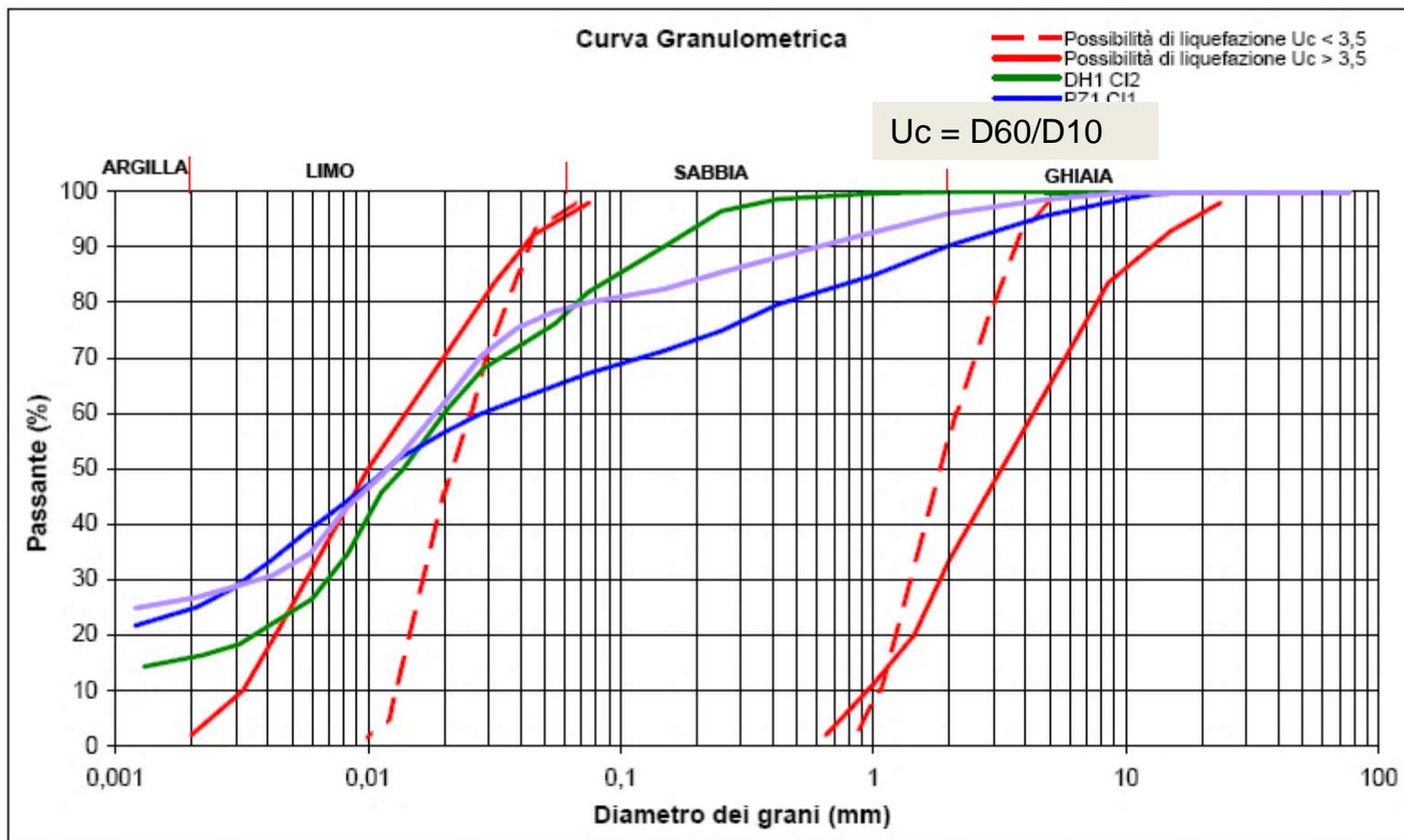


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.



Quando la condizione 1 (Ndr: accelerazione max attesa $a_{max} < 0,1 \text{ g}$) non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

Nell'esempio le curve viola contengono oltre il 20% di argilla; il 43% circa del materiale si trova al di fuori dell'area di liquefazione. Si esclude il rischio di liquefazione.

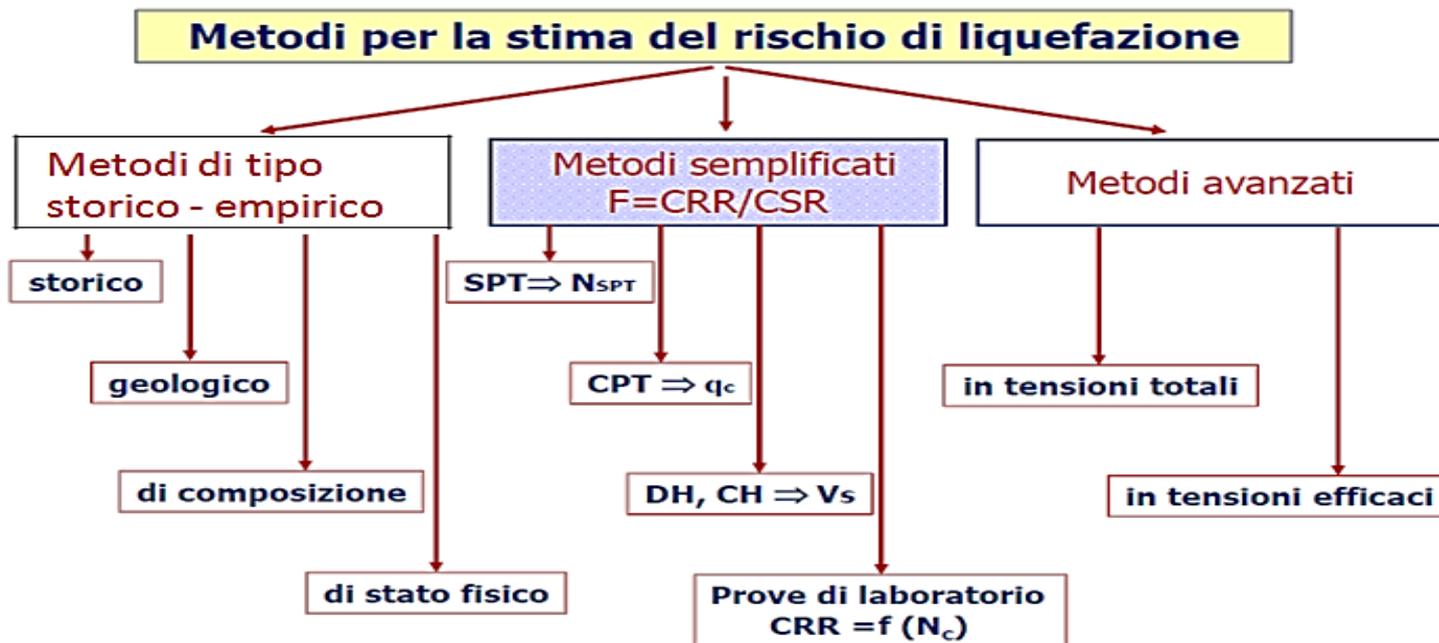


La curva verde contiene il 16% di argilla; il 23% circa del materiale si trova al di fuori dell'area di liquefazione. Si esclude il rischio di liquefazione.

Metodi di analisi

Quando nessuna delle condizioni precedenti risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, **occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.**

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

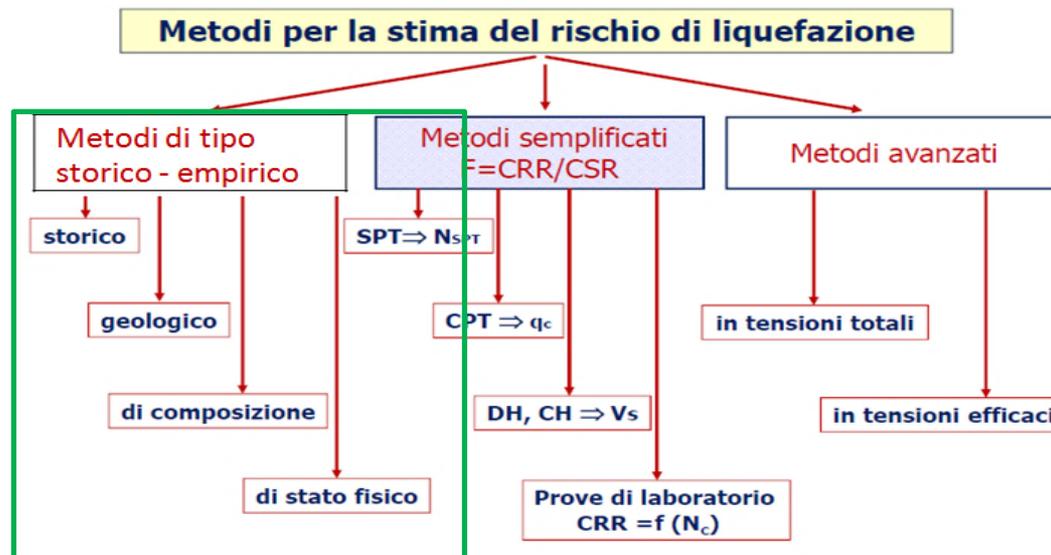


F_s = resistenza disponibile alla liquefazione / **sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.**

La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio.

La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

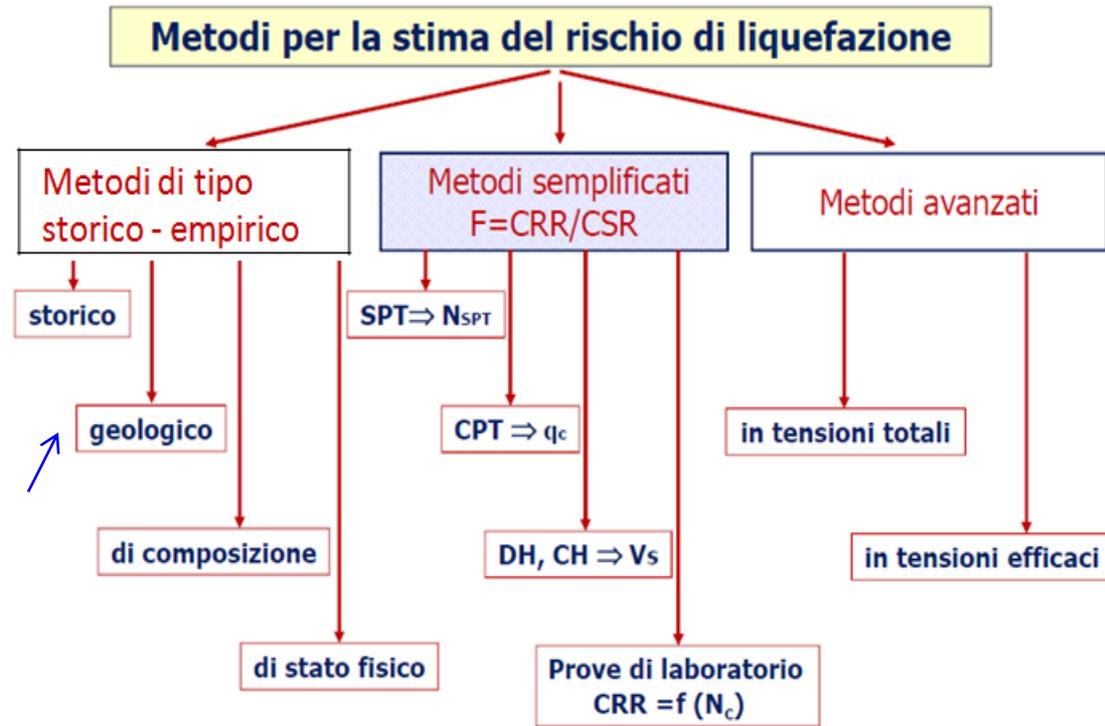
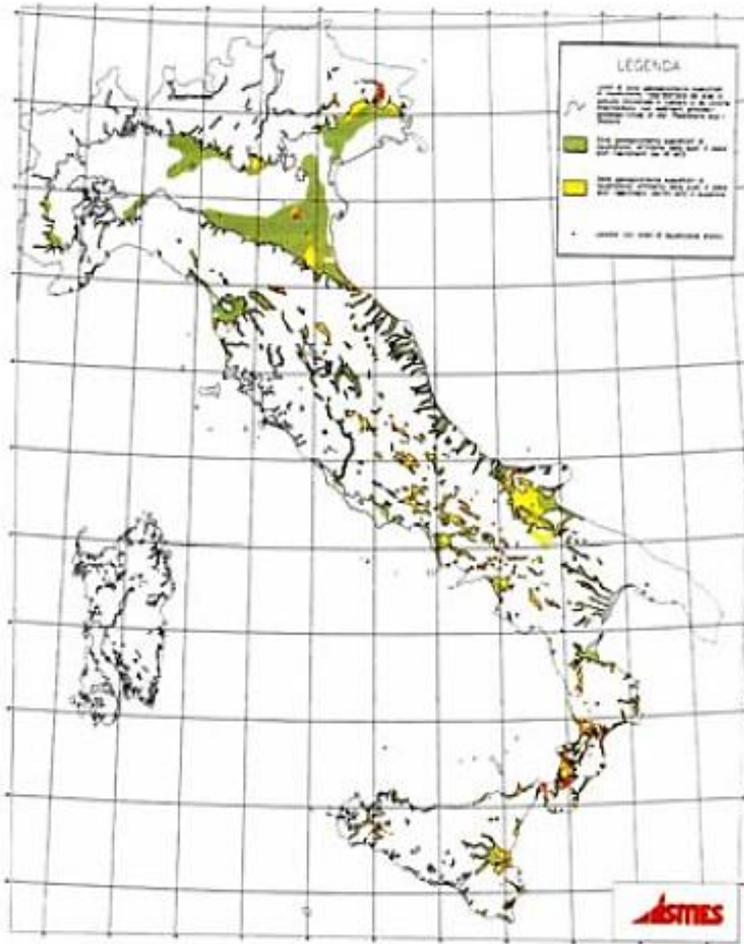
L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.



METODI DI TIPO STORICO- EMPIRICO (qualitativi o semiquantitativi)

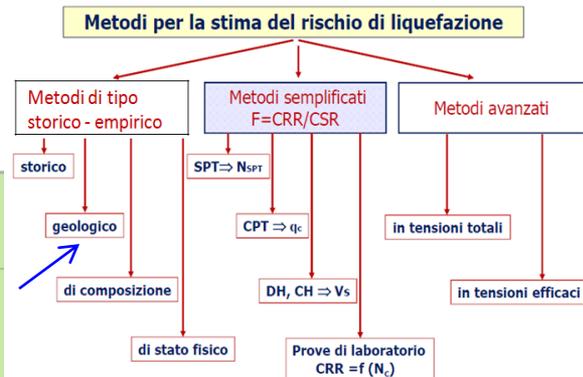
Metodo storico

La liquefazione tende a ripetersi negli stessi siti ove ci sono notizie storiche che tali fenomeni si sono già verificati.



Metodo geologico

| Età del deposito | Profondità della falda | | |
|---|------------------------|-------------|-------------|
| | < 9 m | 9 ÷ 15 m | > 15 m |
| Olocene recente | Elevata | Bassa | Molto bassa |
| Alto Olocene | Moderata | Bassa | Molto bassa |
| Pleistocene recente | Bassa | Bassa | Molto bassa |
| Pleistocene antico e depositi anteriori | Molto bassa | Molto bassa | Molto bassa |



Suscettibilità alla liquefazione

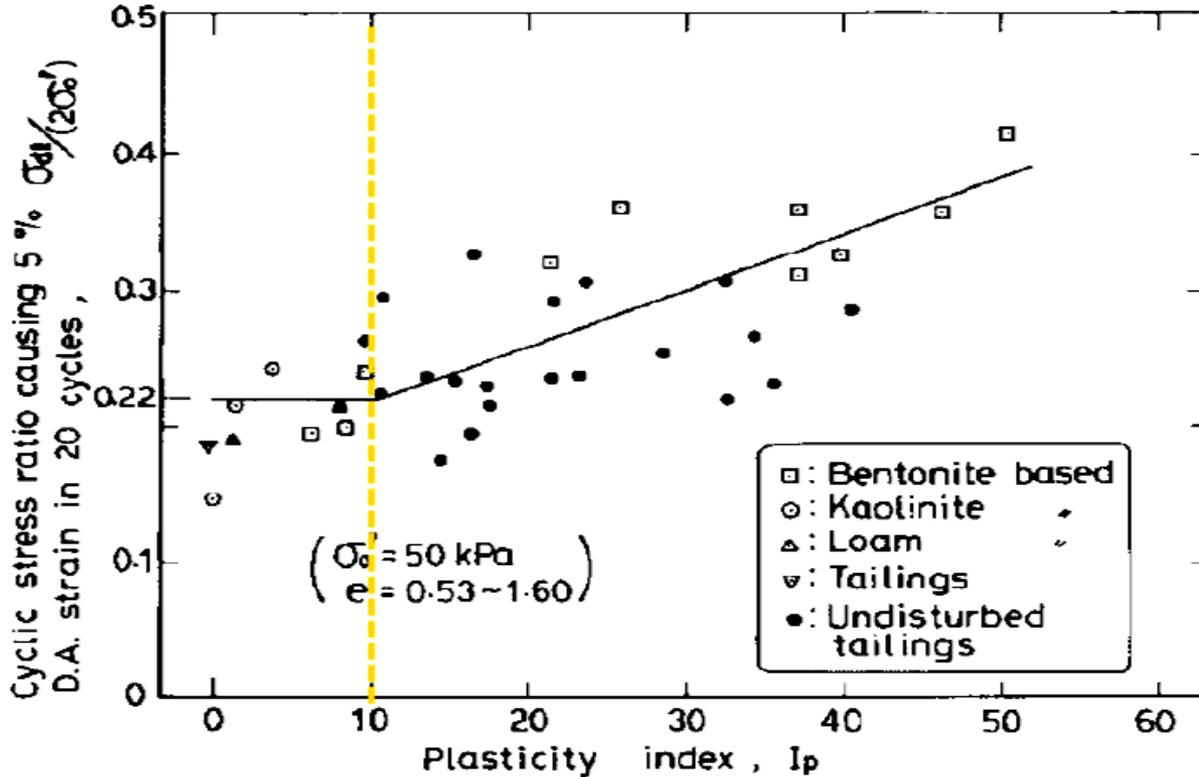
| Categoria | Morfologia | Liquefazione |
|-----------|--|--------------|
| A | Letti di fiume, antichi e recenti, paludi, terreni di bonifica, zone interdunari | Probabile |
| B | Conoidi, argini naturali, dune, pianure di esondazione, spiagge | Possibile |
| C | Terrazzi, colline, montagne | Improbabile |

Probabilità di liquefazione

Metodo composizionale

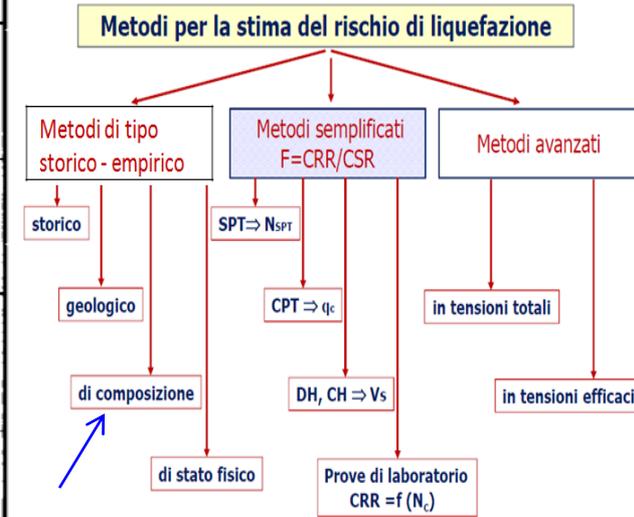
- distribuzione granulometrica
- forma delle particelle
- diametro medio
- percentuale di frazione argillosa e limosa
- plasticità della frazione argillosa e limosa

IP = 10 ←



(da Ishihara, 1993)

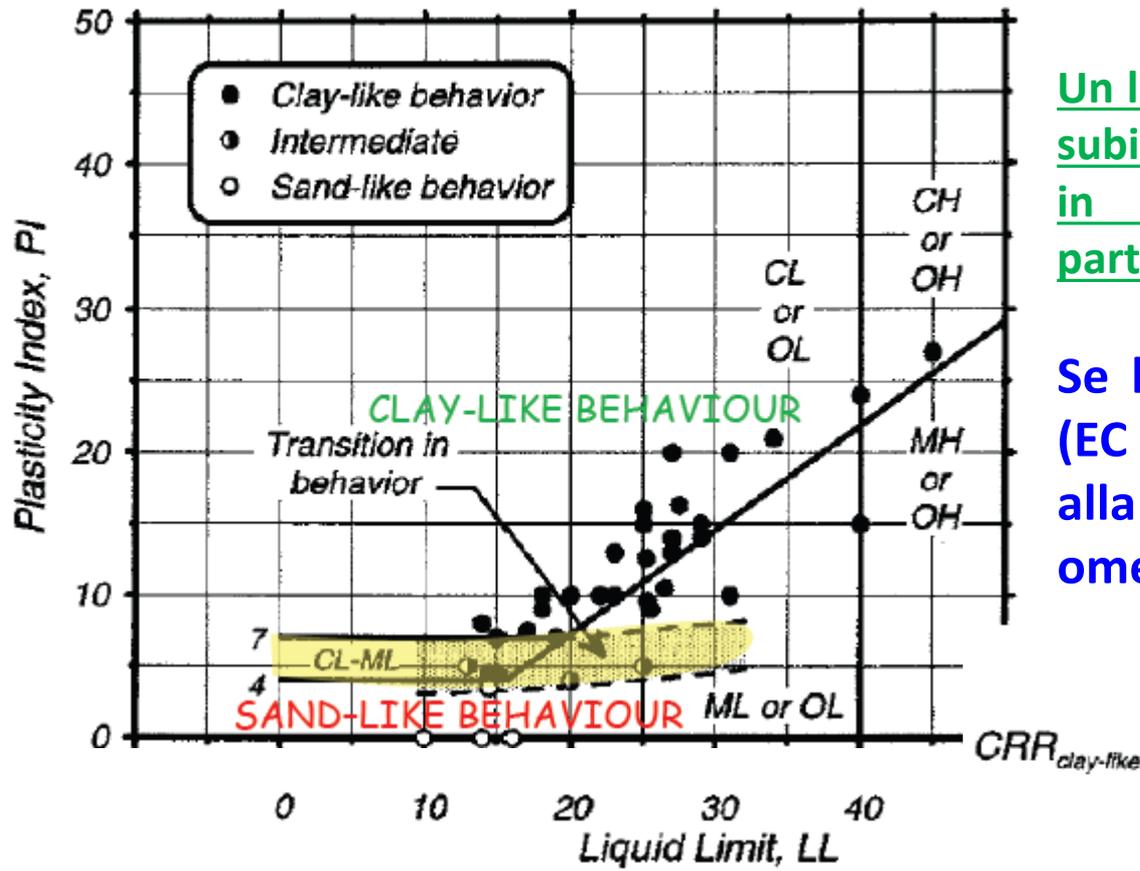
$$I_p = L_L - L_p$$



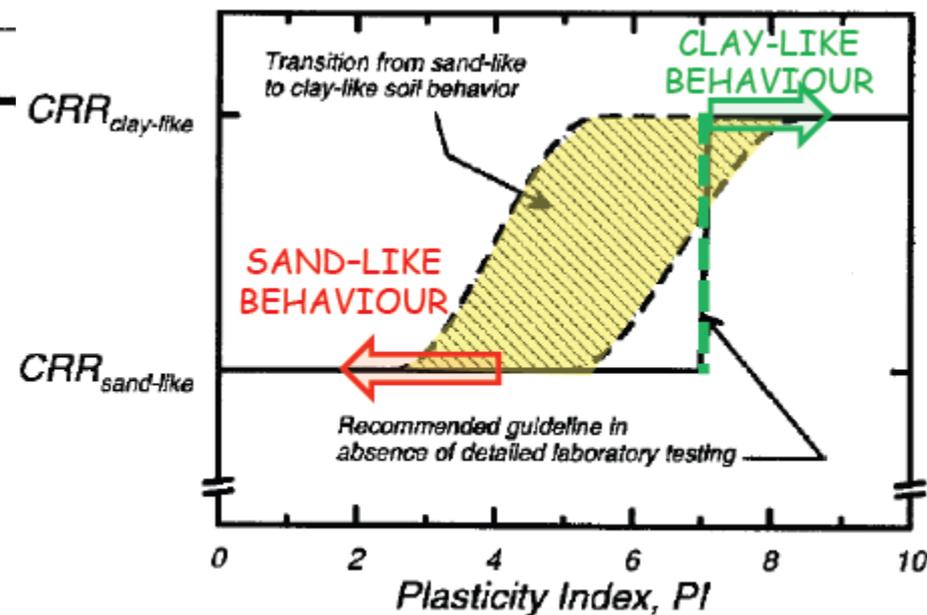
Un livello composto da limo e argilla può subire liquefazione in condizioni sismiche in corrispondenza di eventi sismici particolarmente intensi.

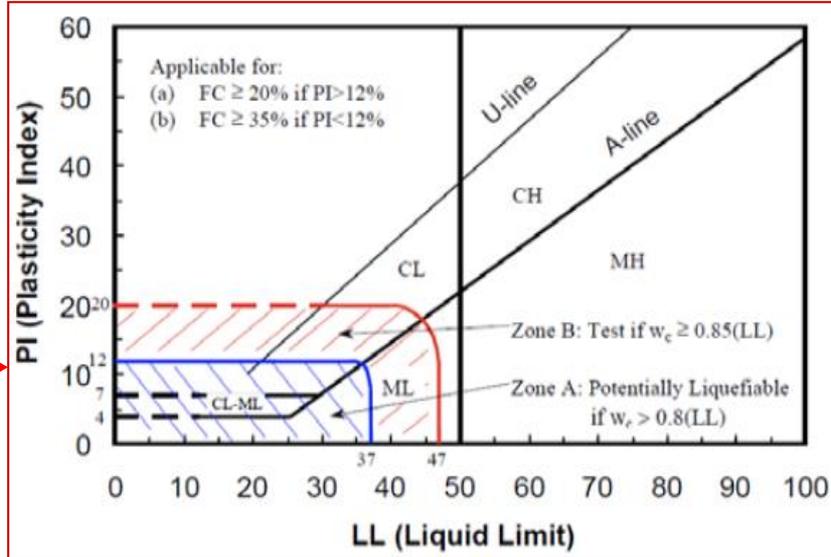


Se l'indice plastico è superiore a 10 (EC 8) o a 12 (Sancio, 2006) la verifica alla liquefazione potrà essere omessa.



(da Boulanger e Idriss, 2006)

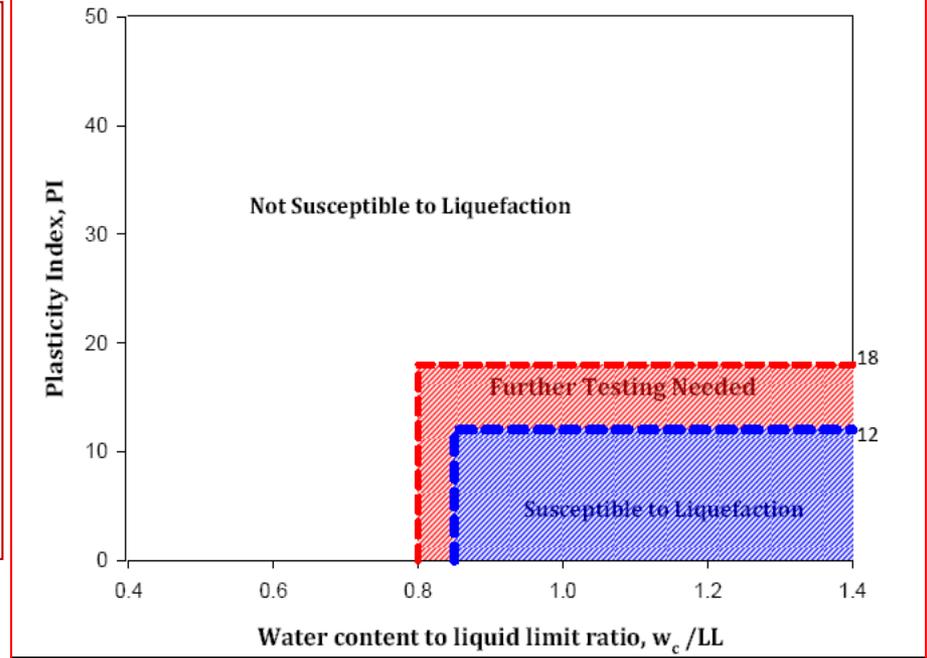




(R.B. Seed, 2003)

Metodo di stato fisico

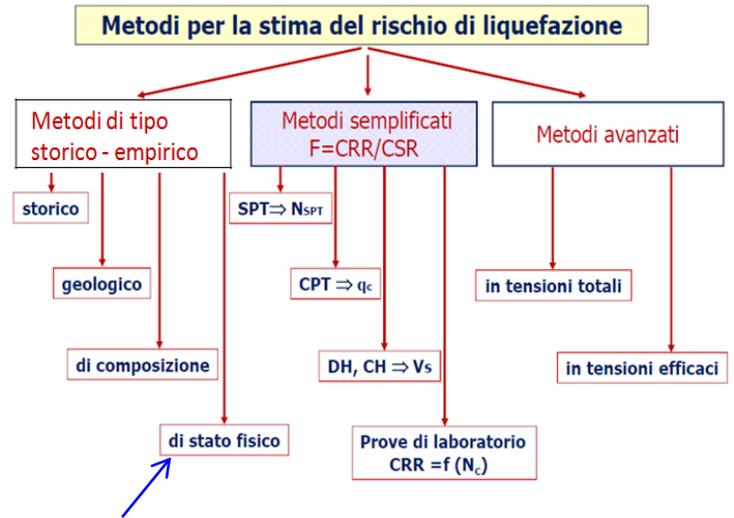
$I_p = 12$

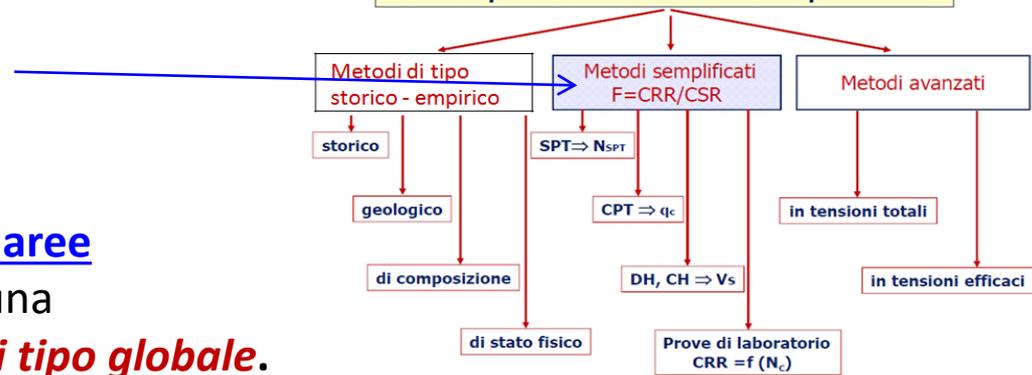


(Sancio, 2006)

La suscettibilità alla liquefazione è influenzata da:

- densità relativa
- pressione di confinamento media
- altri parametri indicativi del comportamento contrattivo o dilatante





METODI SEMPLIFICATI (quantitativi)
di carattere semi-empirico

Sono validi in condizione free-field e per aree sub-pianeggianti e possono permettere una

verifica di tipo puntuale o una *verifica di tipo globale*.

■ Verifica di tipo puntuale

La sicurezza alla liquefazione (valutata localmente, a diverse profondità) è data da:

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

Resistenza alla liquefazione del terreno
Carico indotto dal sisma

dunque dal rapporto tra *resistenza ciclica alla liquefazione*, $CRR = \tau_f / \sigma'v_0$ e *sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica*, $CSR = \tau_{media} / \sigma'v_0$.

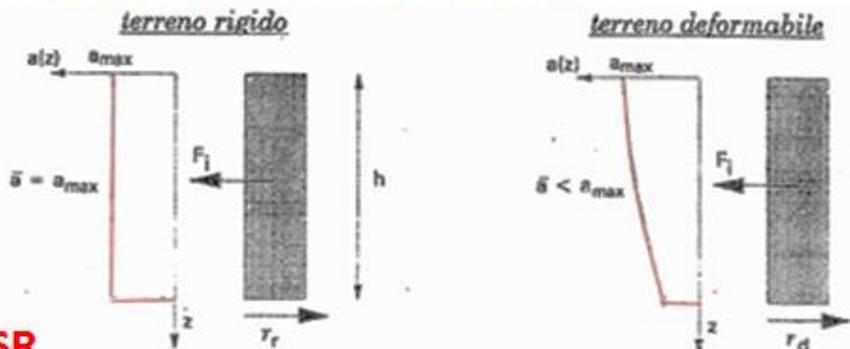
La *resistenza ciclica alla liquefazione CRR* può essere valutata da *prove cicliche di laboratorio* o da *correlazioni empiriche basate su risultati di prove e misure in sito*.

La *sollecitazione ciclica CSR* è connessa alla conoscenza dell'*accelerazione orizzontale massima*, ossia alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica alla profondità considerata τ_{max} , che può essere **determinata** direttamente, **da analisi di risposta sismica locale (RSL)**, o indirettamente, **da relazioni empiriche**, in funzione dei caratteri del moto sismico atteso al sito.

- 1) **valutazione dell'azione sismica** (rapporto tensionale ciclico, CSR)
- 2) **correzione e normalizzazione delle misure in situ** (resistenza normalizzata, R1)
- 3) **uso degli abachi di liquefazione** (rapporto di resistenza ciclica, CRR = f(R1))

⇒ **Step 1 - Valutazione dell'azione sismica**

↓
CSR > CRR ⇒
il terreno è considerato liquefacibile



$$\tau_r = \rho h a_{max} = \gamma h \frac{a_{max}}{g} = \sigma_{v0} \frac{a_{max}}{g}$$

$$\tau_d = \rho h \bar{a} = \gamma h \frac{r_d a_{max}}{g} = r_d \sigma_{v0} \frac{a_{max}}{g}$$

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

Seed e Idriss (1971)

$$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z \quad \text{per } z \leq 9.15m$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{per } 9.15 < z \leq 23m$$

a_{max} = accelerazione orizzontale di picco (in superficie)

σ_{v0} = tensione totale litostatica

σ'_{v0} = tensione efficace litostatica

r_d = fattore di riduzione

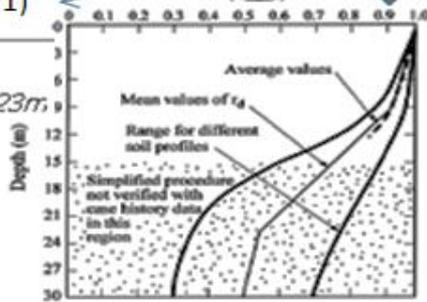
della tensione tangenziale alla profondità z (effetto della deformabilità)

0.65 → irregolarità delle azioni sismiche



Iwasaki et al. (1978)

$$r_d = 1 - 0.015 \cdot z \quad (z \text{ in } m)$$



Idriss & Boulanger (2004)

$$r_d = \exp \left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M$$

⇒ Step 2 – Correzione e normalizzazione delle misure in situ

Prove SPT $(N_1)_{60} = NSPT \ C_N C_{EC} C_{CR} C_s$

Prove CPT $q_{c1N} = C_Q \frac{q_c}{Pa}$

Velocità delle onde di taglio S $V_{s1} = C_V V_s$

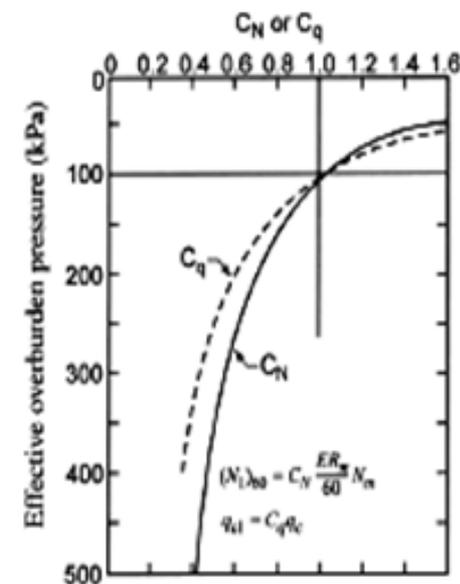
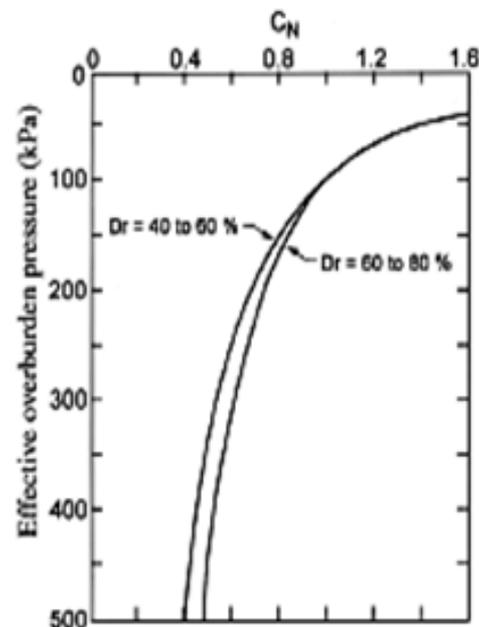
Le misure in situ (numero di colpi SPT, N_{SPT} ; resistenza alla punta CPT, q_c ; velocità delle onde S, V_S) vanno normalizzate per una tensione efficace di riferimento (100 kPa) → R1

| Prove SPT | Prove CPT | Prove geofisiche |
|--|--|--|
| N_{60} | q_c | V_S |
| $C_N = \frac{1.7}{\sigma'_{v0} + 0.7}$ or $C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5}$ | $C_q = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}}\right)^n$ $n = 0.5 + 1.0$ | $C_V = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}}\right)^n$ $n = 0.25 + 0.33$ |
| $(N_1)_{60} = C_N N_{corr}$ | $q_{c1} = C_q q_c$ | $V_{S1} = C_V V_S$ |

σ'_{v0} in daN/cm²
Pa = 100 kPa

CGT

Centro di GeoTecnologie



Il numero di colpi N_{SPT} va corretto per un rilascio di energia standard di riferimento (ER=60%).

$$N_{60} = \frac{ER_m}{ER} N_{spt}$$

(da NCEER,1997)

Correzione generalizzata

$(N1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_s$

| Paese | Tipo di maglio | Sgancio del maglio | Rilascio energia stimata ER_m (%) | Fattore di correzione per 60% di rilascio energia |
|-----------|----------------|--|-------------------------------------|---|
| Giappone | Donut | Tombi | 78 | 1.30 |
| | Donut | Rope and pulley with special throw release | 67 | 1.12 |
| | | | | 1.2 (media) |
| U.S.A. | Safety | Rope and pulley | 60 | 1.00 |
| | Donut | Rope and pulley | 45 | 0.75 |
| Argentina | Donut | Rope and pulley | 45 | 0.75 |
| Cina | Donut | Free-fall | 60 | 1.00 |
| | Donut | Rope and pulley | 50 | 0.83 |
| U.K. | Pilcon | Trip | 60 | 1.00 |
| | Old standard | Rope and pulley | 60 | 1.00 |

$C_N = (Pa/\sigma'_{vo})^{0.5} \leq 1.7$ Liao and Whitman [1986a]

$2.2 / (1.2 + \sigma'_{vo}/Pa) \leq 1.7$ Kayen et al. [1992]

Pa = reference pressure $\cong 100$ kPa

$C_E =$ coefficiente correttivo legato all'efficienza del dispositivo SPT, variabile tra 0.6-1.0

$C_B =$ coefficiente correttivo funzione del diametro (d) del foro di sondaggio:

d < 115 mm $C_B = 1.0$ **Robertson and Wride [1998]**

d = 150 mm $C_B = 1.05$

d < 200 mm $C_B = 1.15$

$C_R =$ coefficiente correttivo funzione della lunghezza (L) delle aste:

L < 3 m $C_R = 0.75$ **Robertson and Wride [1998]**

L = 3-4 m $C_R = 0.80$

L = 4-6 m $C_R = 0.85$

L = 6-10 m $C_R = 0.95$

L = 10-30 m $C_R = 1.00$

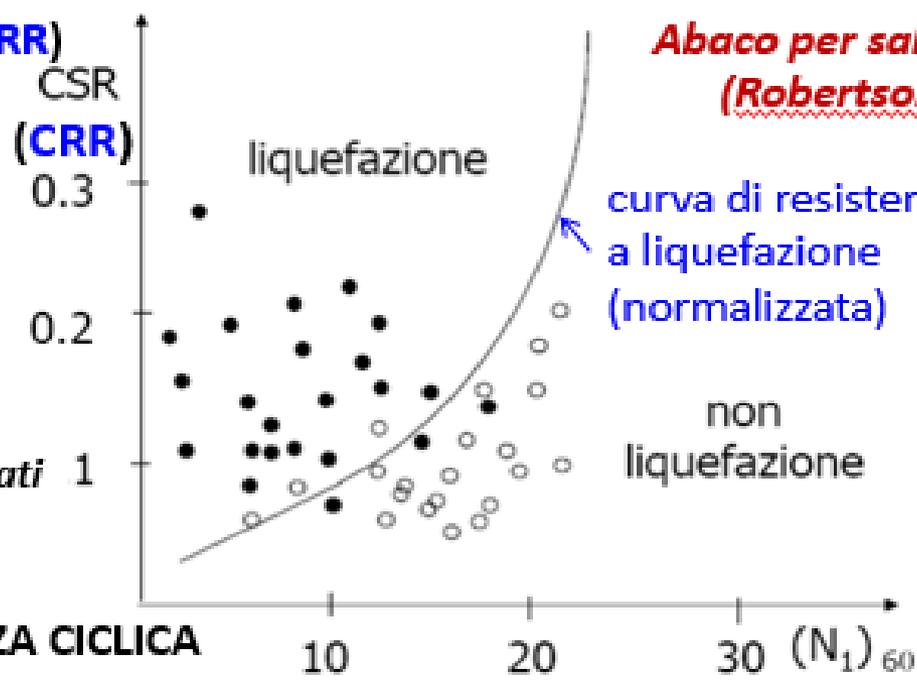
**$C_s = 1.0$ se il campionatore è standard
1.1 ÷ 1.3 se campionatore senza astuccio**

⇒ Step 3 - Uso degli abachi di liquefazione

La **verifica** viene effettuata utilizzando degli abachi nei quali in ordinata è riportata la sollecitazione ciclica *CSR* e in ascissa una *proprietà del terreno stimata dalle prove in sito* (**prove penetrometriche statiche q_c o dinamiche N_{spt} o misure in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s**). Negli abachi, una curva separa stati per i quali nel passato si è osservata la liquefazione da quelli per i quali la liquefazione non è avvenuta.

CSR = sforzo di taglio \circ **(CRR)**
indotto dall'azione
sismica (normalizzato
rispetto alla pressione
litostatica efficace)

$(N_1)_{60}$ = numero di colpi
della prova **SPT**,
oppure **q_c (CPT), V_s**
parametri di resistenza misurati
in sito
(corretto e normalizzato)



Abaco per sabbie pulite $M_w=7.5$
(Robertson & Wride, 1997)

curva di resistenza
a liquefazione
(normalizzata)

RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA

$$CRR = \exp \left[\frac{(N1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right]$$

Gli abachi fanno riferimento a terremoti $M_w = 7.5$. Per magnitudo M_w diverse da 7.5, $CRR_{7.5}$ va scalato utilizzando un fattore CM (o MSF).

| Fattore CM | | | |
|------------|--|----------------------------------|--|
| Magnitudo | <i>Seed H. B. & Idriss I. M.</i> (1982) | <i>Ambruseys N. N.</i> (1988) | <i>NCEER (Seed R. B. et al.)</i> (1997; 2003) |
| 5.5 | 1.43 | 2.86 | 2,21 |
| 6.0 | 1.32 | 2.20 | 1,77 |
| 6.5 | 1.19 | 1.69 | 1,44 |
| 7.0 | 1.08 | 1.30 | 1,19 |
| 7.5 | 1.00 | 1.00 | 1,00 |
| 8.0 | 0.94 | 0.67 | 0,84 |
| 8.5 | 0.89 | 0.44 | 0,73 |

Di fatto si applica a $CRR_{7.5}$ un **fattore di scala CM** (o MSF che va a dividere CSR) in modo che si abbia:

CRR > $CRR_{7.5}$ per $M_w < 7.5$

CRR < $CRR_{7.5}$ per $M_w > 7.5$

Relazione fra sforzo ciclico equivalente (rapporto di resistenza ciclica) CRR, normalizzato alla pressione geostatica verticale efficace, capace di indurre liquefazione e NSPT corretto

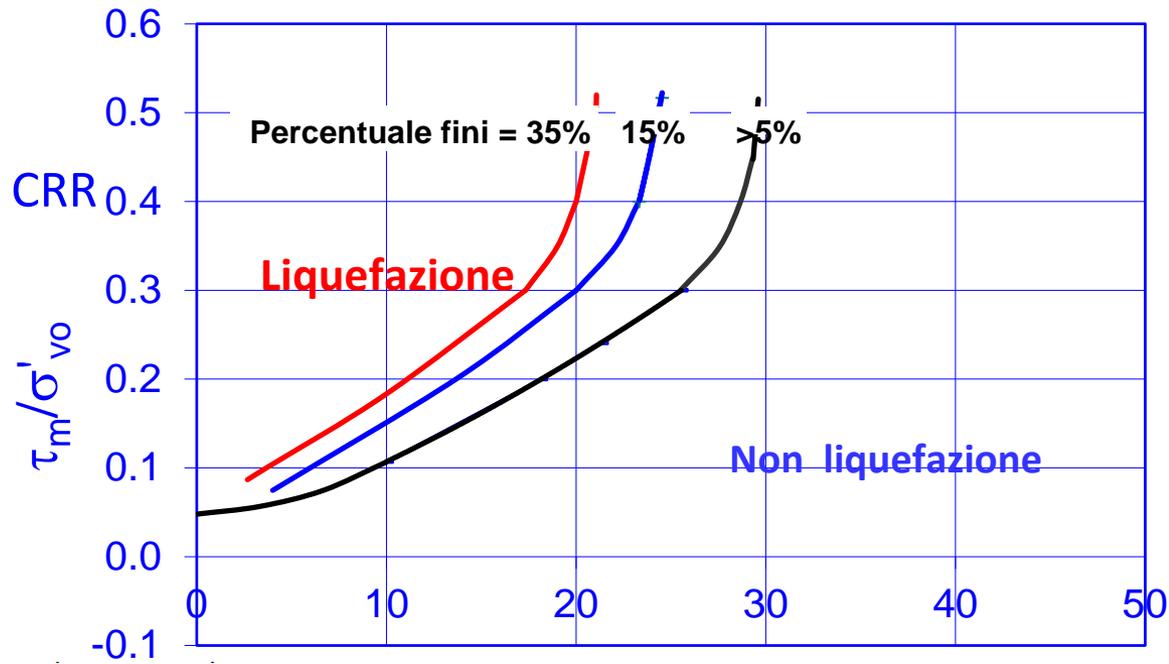


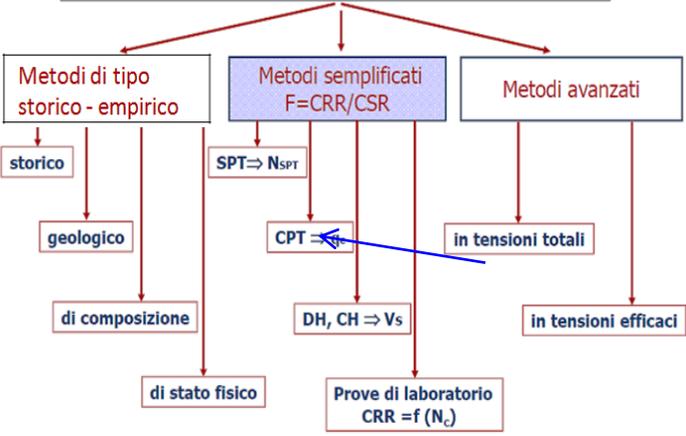
Fig. a
VALUTAZIONE DI CRR_{7.5}

- Le correlazioni in fig.a si riferiscono a :
 - .Terremoti di magnitudo M=7.5
 - .Sabbie pulite e sabbie con fine compreso fra il 5% ed il 35%
 - .profondità <15 m da p.c. e falda a p.c.

In ascisse i valori di Nspt corretti tenendo conto delle σ eff. e del livello di energia trasmesso al campionatore; in ordinata il rapporto che esprime le sollecitazioni di taglio equivalente generate dal sisma.

Le curve limite separano il dominio di **non liquefazione** (in basso a dx) da quello di **liquefazione** (in alto a sx)

Metodi per la stima del rischio di liquefazione



$(N_1)_{60}$



E.Aiello CGT - unisi

DEFORMAZIONE VOLUMETRICA INDICATIVA ε (%)

Fig. b

VALUTAZIONE DI CSR

Lo sforzo di taglio ciclico equivalente, normalizzato alla pressione verticale efficace esistente in sito, generato dal terremoto di progetto alla generica profondità z è stimato mediante l'espressione seguente:

$$\tau_m / \sigma'_{vo} = 0.65 (a_{max}/g) (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) r_d$$

a_{max} = accelerazione massima a livello piano campagna

g = accelerazione di gravità

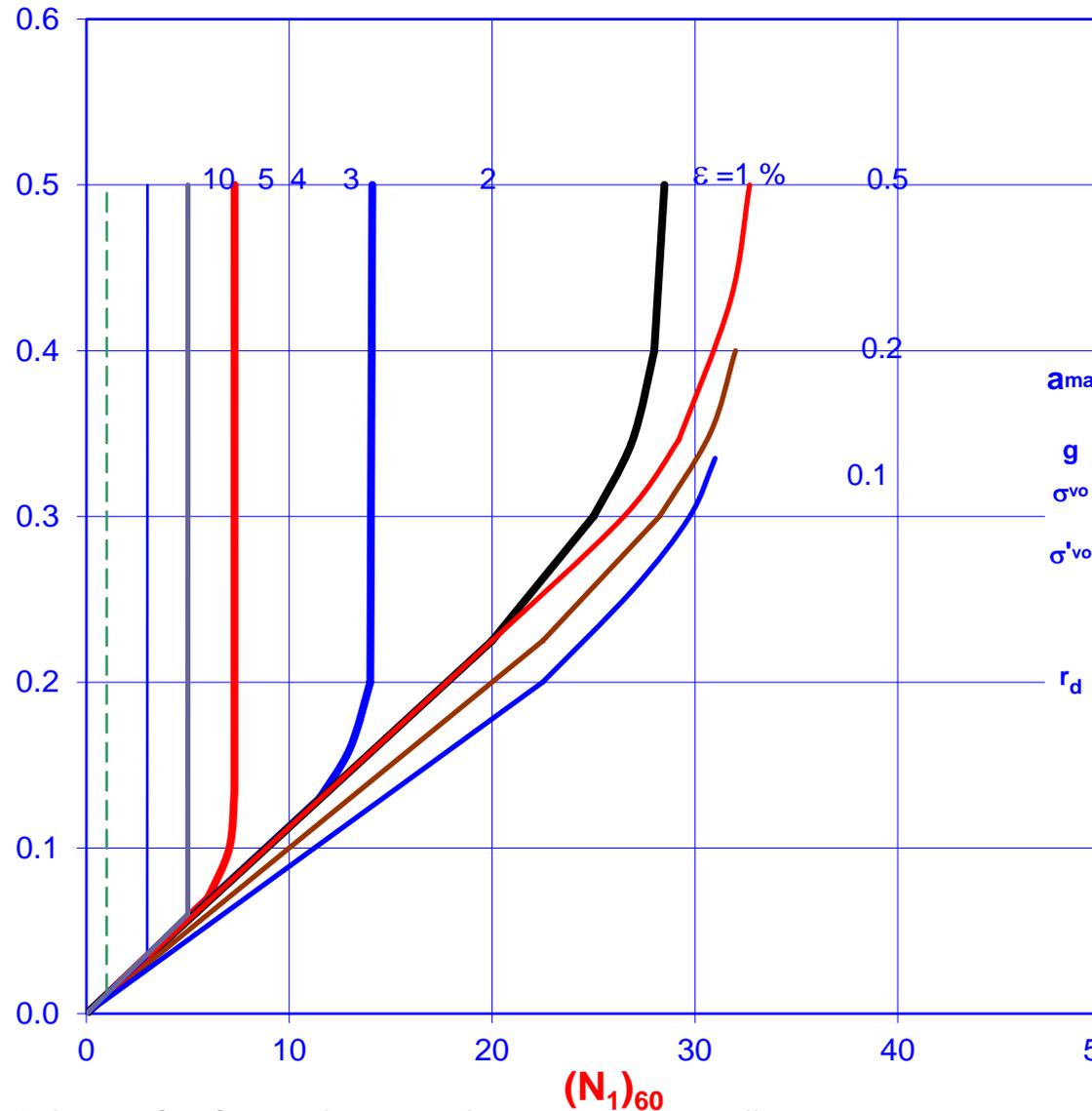
σ_{vo} = pressione geostatica verticale totale alla generica profondità z

σ'_{vo} = pressione geostatica verticale efficace alla generica profondità z

r_d = $\begin{cases} (1-0.00765 z) & \text{per } z \leq 9.15 \text{ m} \\ (1.174 - 0.0267 z) & \text{per } 9.15 < z \leq 23 \text{ m} \end{cases}$ Liao and Whitman [1986b]
Coefficiente di riduzione della rigidità con l'aumentare della profondità z

$$CSR = \tau_m / \sigma'_{vo}$$

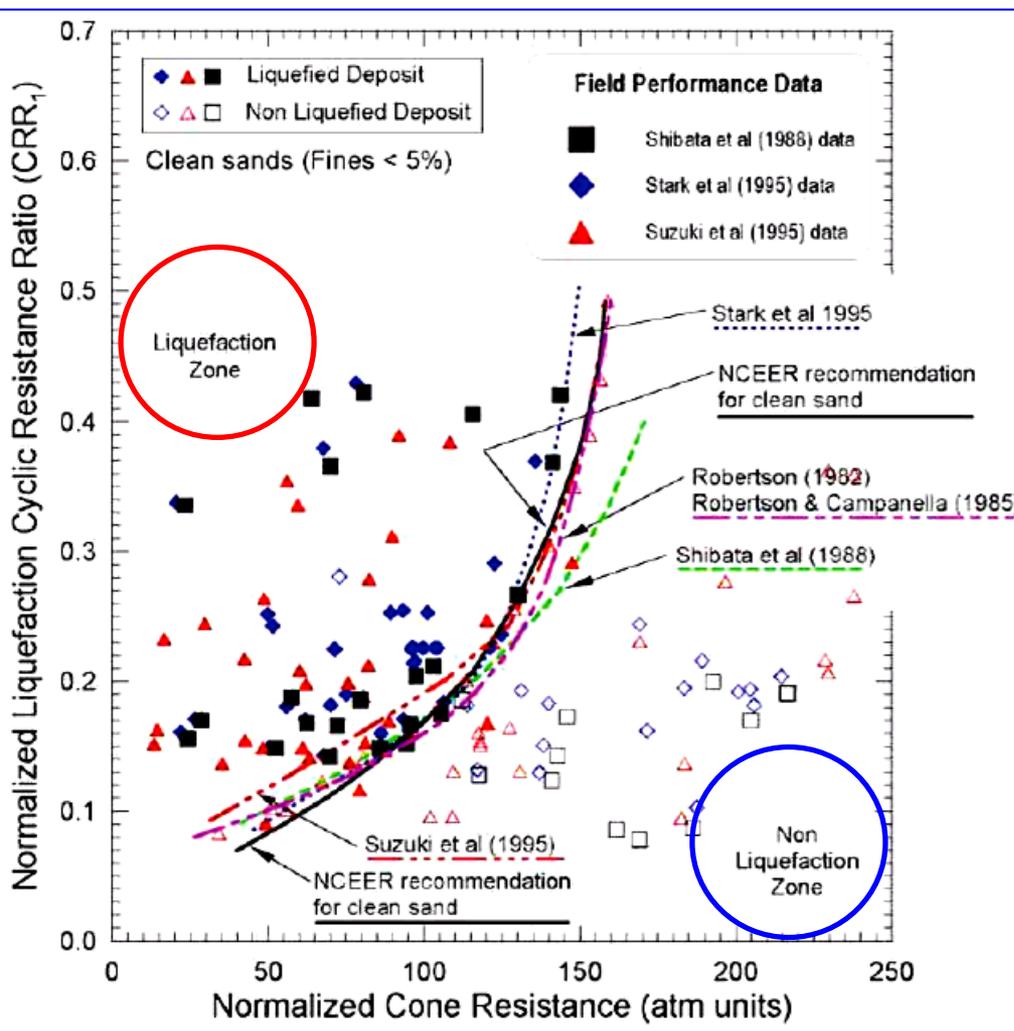
CGT
Centro di GeoTecnologie



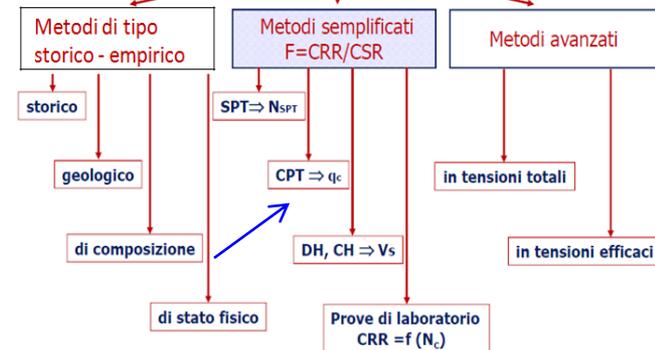
$(N_1)_{60}$

Relazione fra sforzo ciclico equivalente, normalizzato alla pressione geostatica verticale efficace, capace di indurre liquefazione, $(N_1)_{SPT}$ corretto e ε_v , (deformazione volumetrica $= \Delta_{HI}/HI$ per sabbie pulite e per terremoti di magnitudo $M=7.5$. Il cedimento sismico è dato da $s = \Sigma(\Delta_{HI}/HI) HI$

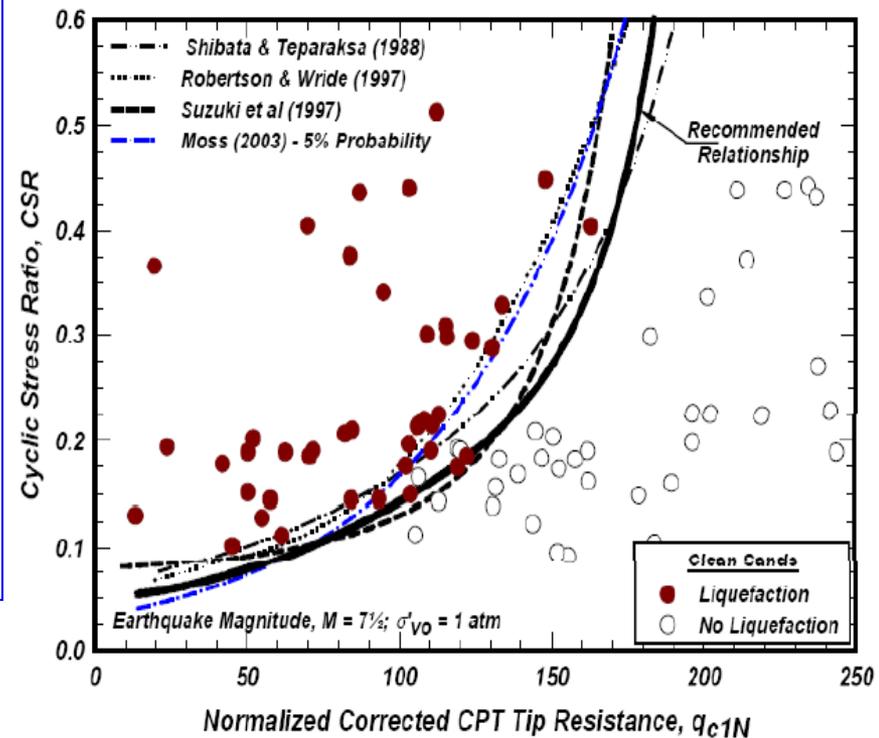
RESISTENZA CICLICA CRR



Metodi per la stima del rischio di liquefazione



SFORZO DI TAGLIO CICLICO EQUIVALENTE CSR



Resistenza ciclica CRR da CPT (sec. Robertson e Wride, 1997)

Resistenza alla punta normalizzata

$$q_{c1N} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

Indice di classificazione del terreno

$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q - 3.47)^2}$$
$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100 \quad Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

Stima del tenore di fine

$$FC = 1.375 \cdot I_c^3 - 3.5$$

Correzione della resistenza alla punta normalizzata in relazione al contenuto di fine

$$(q_{c1N})_{CS} = K_C \cdot q_{c1N} \quad K_C = f(I_C)$$

Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR(Mw = 7.5)

$$CRR_{7.5} = 93 \cdot \left(\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right)^3 + 0.08$$

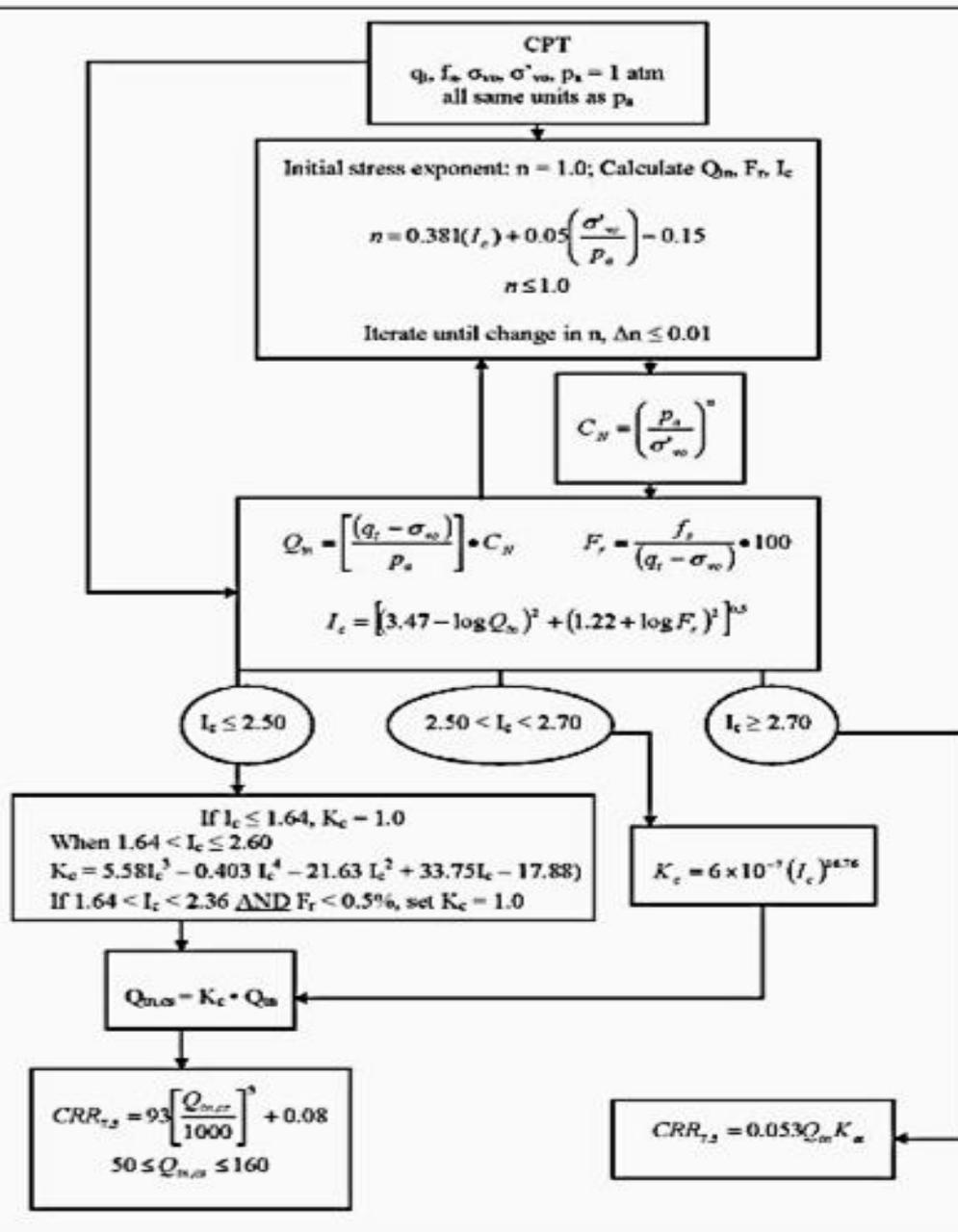


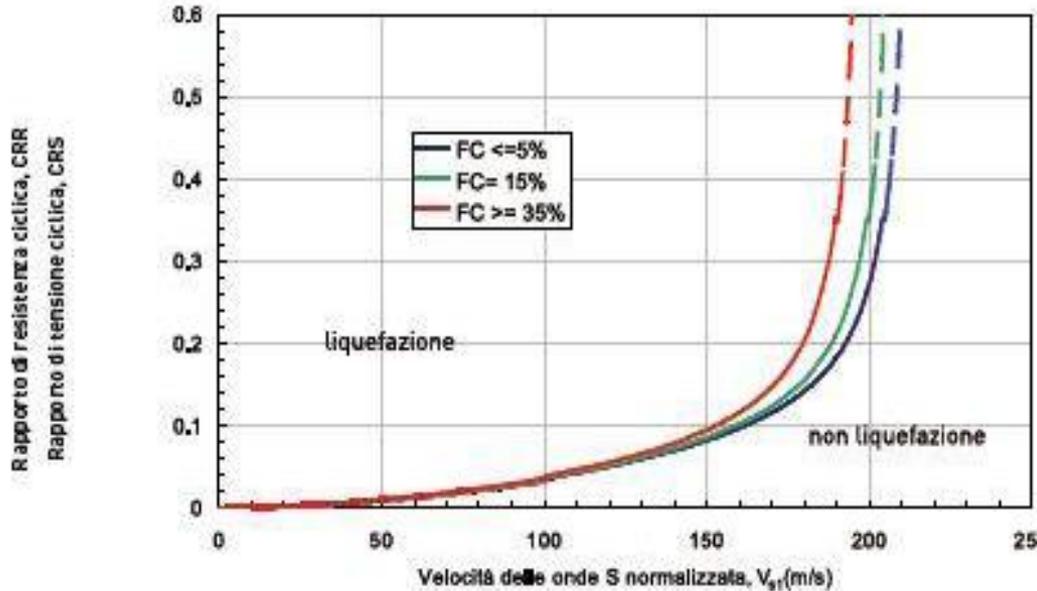
Diagramma di flusso per il calcolo del $CRR_{7.5}$

(P. K. Robertson e K.L. Cabal - 2012).

Il diagramma di flusso mostra la **procedura completa per la valutazione del CRR** , in cui si vede come i fattori che influenzano questa grandezza sono la q_c , la f_s , gli stati tensionali nel terreno ed in misura minore ed indiretta la pressione interstiziale u .

L'attrito laterale viene utilizzato per la indicizzazione del tipo di terreno I_c , che ne definisce la litologia o, più correttamente, il comportamento (SBT). È infatti ormai accertato, che la presenza di materiali fini (limi e argille) inibisce lo sviluppo delle sovrappressioni interstiziali che, durante il sisma, possono portare a liquefazione i terreni. Fondamentale quindi, nello sviluppo della valutazione della resistenza ciclica dei terreni proposta da Robertson, è anche la determinazione del cosiddetto attrito laterale, che nella prova penetrometrica statica è, in rapporto alla resistenza alla punta, direttamente proporzionale alla coesione dei terreni incontrati, quindi al loro contenuto in fini.

RESISTENZA CICLICA CRR da misure di Vs



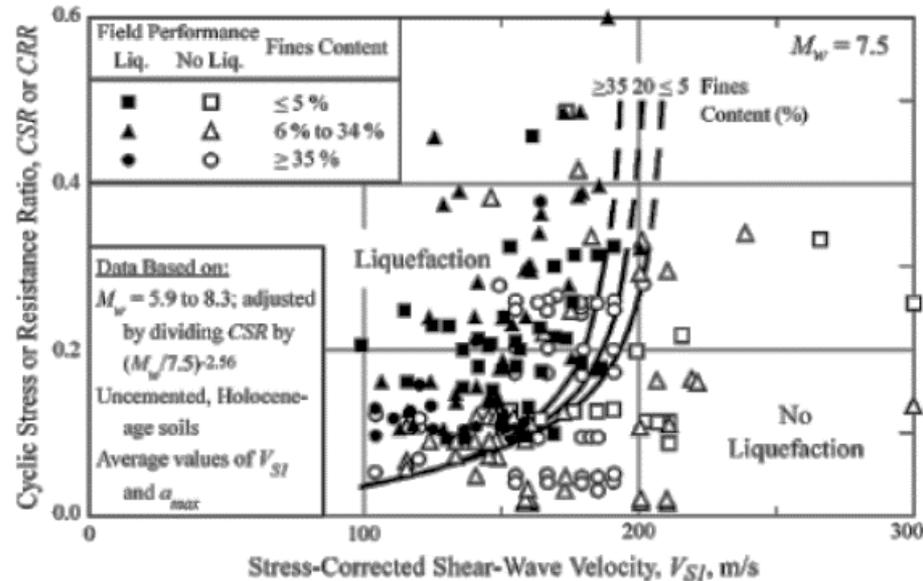
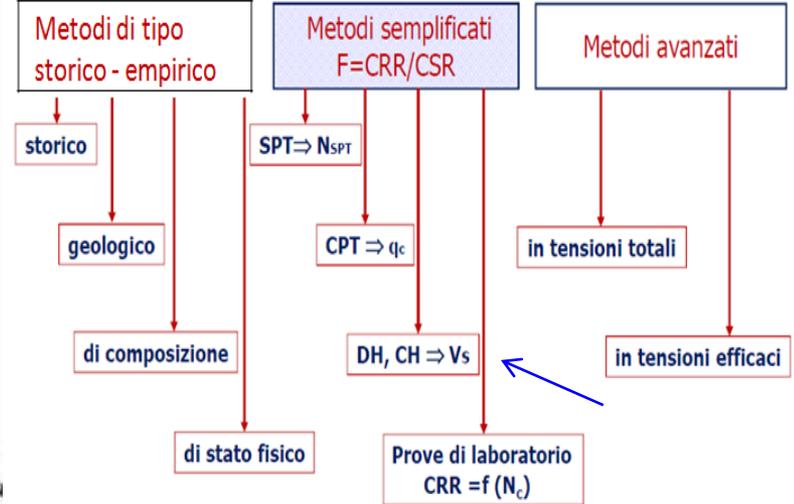
Depositi non cementati di età olocenica per $M_w=7.5$
(Andrus e Stokoe, 2000)

$V_{s1} = CV \cdot V_s$
 $CV = (p_a / \sigma'_v)^{0.25}$

$p_a = 100 \text{ kPa}$, press. atm.
 σ'_v in kPa, press. vert. effc.

CGT
Centro di GeoTecnologie

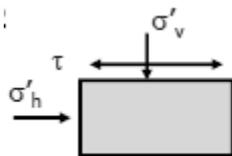
Metodi per la stima del rischio di liquefazione



RESISTENZA CICLICA CRR da prove di laboratorio

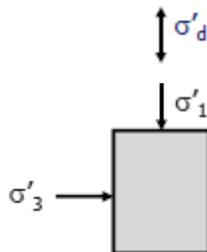
Taglio semplice ciclico

$$CRR_{\text{sito}} = 0.9 (\tau / \sigma'v)$$



Prove triassiali cicliche

$$CRR_{\text{sito}} = 0.9 Cr (\sigma'd / 2\sigma'3)$$



Cr=fattore di correzione

- per $K_0 = 0.4$ $Cr = 0.57$

- per $K_0 = 1.0$ $Cr = 1.0$

Se sono presenti sovraccarichi ed il piano campagna è inclinato, la verifica a liquefazione va effettuata con l'impiego di metodi avanzati.

Si possono utilizzare, in prima approssimazione, i metodi semplificati, stimando CRR tramite la relazione di Boulanger 2003, e Boulanger e Idriss, 2004:

$$CRR = CRR_{\sigma=1, \alpha=0} \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$$

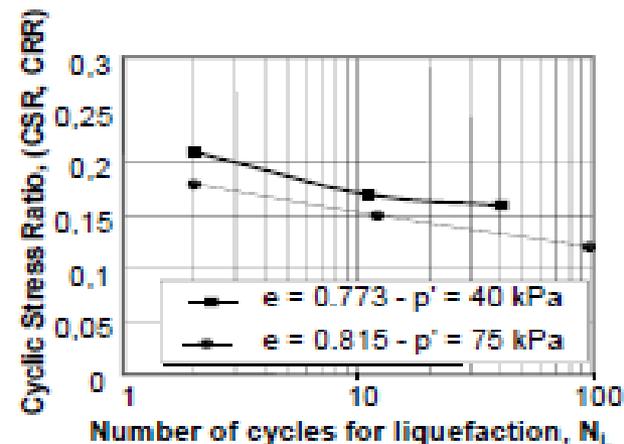
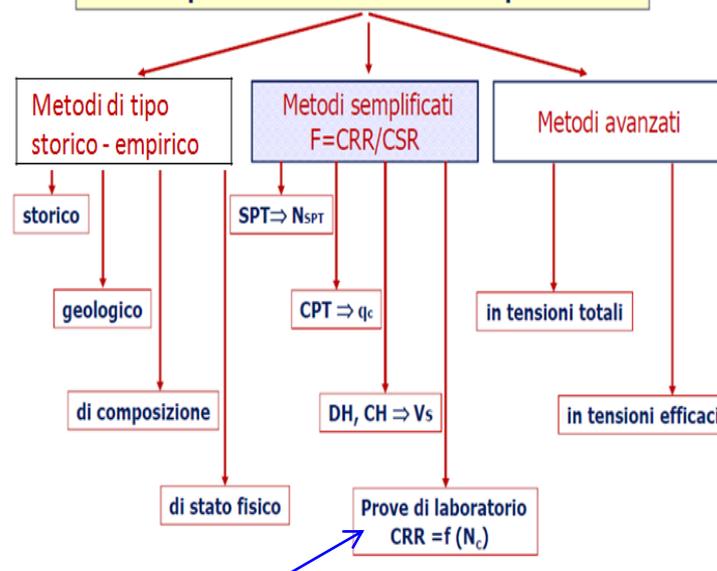
dove:

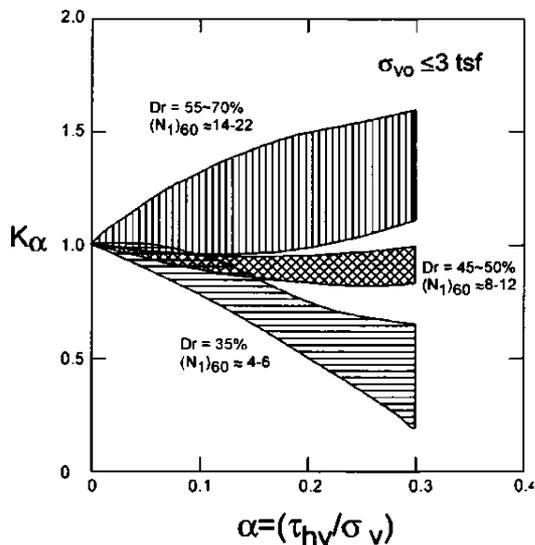
$CRR_{\sigma=1, \alpha=0}$ = valore di CRR per stato tensionale geostatico e p.c. orizzontale

K_{σ} = fattore che tiene conto dell'entità delle tensioni efficaci

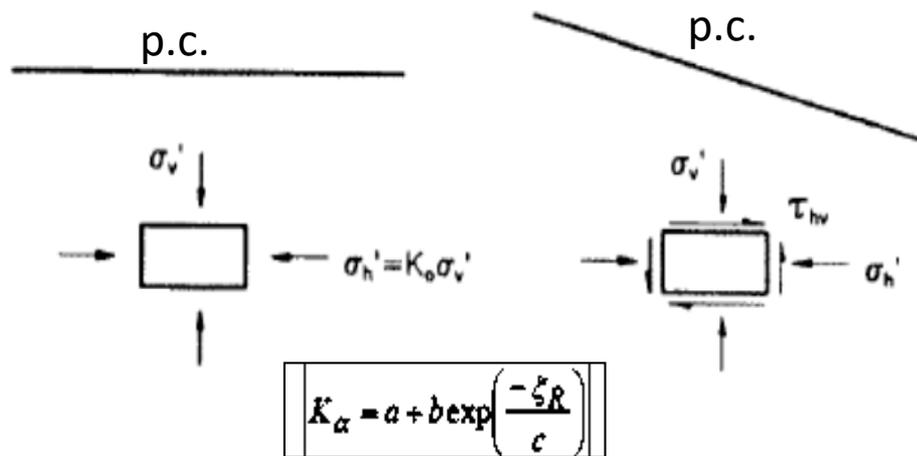
K_{α} = fattore che tiene conto dell'inclinazione del piano campagna.

Metodi per la stima del rischio di liquefazione





K_α = fattore che tiene conto dell'inclinazione del piano campagna.



$$K_\alpha = a + b \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right)$$

$$a = 1267 + 63\alpha^2 - 634 \exp(\alpha) - 632 \exp(-\alpha)$$

$$b = \exp\left[-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31 \ln(\alpha + 0.0001)\right]$$

$$c = 0.138 + 0.126\alpha + 2.52\alpha^3$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100p'}{Pa}\right)} - D_R$$

K_σ = fattore che tiene conto dell'entità delle tensioni efficaci

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma_{v0}'}{Pa}\right)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 0,3$$

da prove penetrometriche dinamiche;

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27\sqrt{(q_{cLN})^{0.2364}}} \leq 0,3$$

da prove penetrometriche statiche;

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 3.1(V_{s1}/100)^{1.976}} \leq 0,3$$

da indagini geofisiche.

$$\alpha = \tau_{st}/\sigma_v'$$

sul piano di interesse

D_r = densità relativa

Q = parametro dipendente dalla composizione mineralogica ($Q=10$ per quarzo e feldspati, $Q=8$ per calcare, $Q=7$ per antracite e $Q=5.5$ per gesso)

P' = tensione efficace media

p_a = pressione atmosferica ($\cong 100$ kPa)

τ_{st} = tensione tangenziale statica agente sul piano di interesse

σ_v' = tensione efficace verticale

CGT

Centro di GeoTecnologie

■ Verifiche globali

Nelle verifiche di tipo globale, dopo avere valutato l'andamento con la profondità di CRR e CSR, si stima il potenziale di liquefazione su tutta la colonna stratigrafica.

Dunque, si valuta preliminarmente il profilo della sollecitazione e della resistenza ciclica, CSR e CRR, e, per l'intervallo di profondità in esame, il **potenziale di liquefazione IL** (v. oltre), funzione dell'area racchiusa tra i due profili. **La suscettibilità nei confronti della liquefazione**, valutata in base ai valori assunti dal potenziale di liquefazione, **è così riferita ad uno spessore finito di terreno piuttosto che al singolo punto.**

Tali procedure sono valide per piano di campagna sub-orizzontale. In caso contrario, la verifica va eseguita con studi specifici.

Se le verifiche semplificate sono effettuate contemporaneamente con più metodi, si deve adottare quella più cautelativa, a meno di non giustificare adeguatamente una scelta diversa.

La sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere effettuata utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

Al fattore di sicurezza viene assegnato generalmente un valore minimo in funzione del tipo di terreno. Si assume:

- per sabbie medio-dense => $F_s \geq 1,3$;
- per sabbie medio-sciolte => $F_s \geq 1,5$.

CGT
Centro di GeoTecnologie

Secondo le normative europea (EC8) e italiana è **suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico ($CSR \geq 0.80$ CRR) che ha provocato liquefazione durante terremoti passati** e quindi deve risultare $F_s \leq 1,25$ perché ciò avvenga.

Pertanto, il valore minimo del Fattore di sicurezza alla liquefazione è $F_s > 1.25$.

Si definisce un indice sintetico per quantificare il **rischio di liquefazione** in corrispondenza dell'intera verticale. A tale scopo viene di norma utilizzato un **Indice del potenziale di liquefazione IL** (Iwasaki, 1978):

Indice del Potenziale di liquefazione $IL = \sum_{i=1}^n FW(z)\Delta z$

con :

n = numero intervalli di calcolo di Fs lungo la verticale;

F = (funzione del fattore di sicurezza) $1 - Fs$ per $Fs \leq 1$ ed $F = 0$ per $Fs > 1$ (Fs = fattore di sicurezza)

Δz = spessore intervallo di calcolo;

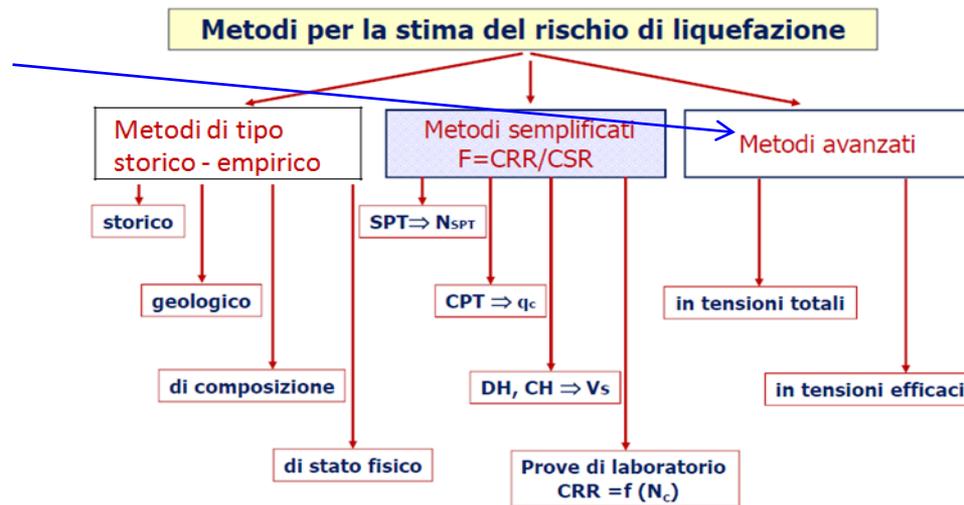
$W(z) = 10 - 0,5z$, con z = profondità di calcolo (max 20 m);

Il **rischio di liquefazione**, associato all'**Indice del potenziale di Liquefazione IL**, si desume dalla seguente tabella:

| IL | RISCHIO DI LIQUEFAZIONE |
|------------------|-------------------------|
| IL = 0 | MOLTO BASSO |
| $0 < IL \leq 2$ | BASSO |
| $2 < IL \leq 5$ | MODERATO |
| $5 < IL \leq 15$ | ALTO |
| $15 < IL$ | MOLTO ALTO |

CGT

Centro di GeoTecnologie



Si deve tenere conto della natura polifase dei terreni, considerando l'accoppiamento tra fase solida e fase fluida, e *si deve descrivere adeguatamente il comportamento meccanico delle terre in condizioni cicliche*.

I metodi di analisi avanzata si basano su analisi 1-D o 2-D della Risposta Sismica Locale(RSL) e determinano l'andamento degli sforzi e delle deformazioni di taglio indotti dall'azione sismica di progetto all'interno del deposito.

I più evoluti tra questi tengono conto all'interno del deposito dell'accumulo delle pressioni interstiziali durante il sisma, della dissipazione delle pressioni interstiziali durante e dopo l'evento sismico e richiedono di conseguenza:

⇒ l'impiego di codici di calcolo numerico di una certa complessità

⇒ l'esecuzione di specifiche prove dinamiche in sito e di prove cicliche di laboratorio per la definizione del modello geotecnico.

Le analisi possono essere effettuate:

◊ **in tensioni totali**, con codici di calcolo tipo SHAKE, STRATA , oppure con codici tipo NERA .

Trattasi in effetti di metodi in un certo senso semplificati in cui **FS è valutato determinando CSR con un'analisi della RSL e CRR mediante prove cicliche di laboratorio;**

◊ **in tensioni efficaci**, con codici di calcolo tipo DESRA, valutando contemporaneamente il carico sismico (CSR) e la resistenza (CRR).

La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata anche in termini di $\Delta u / \sigma'0$.

Metodi avanzati 2-D

Le analisi sono generalmente condotte:

- in tensioni efficaci
- con metodi agli elementi finiti o alle differenze finite
- utilizzando legami costitutivi elasto-plastici

Particolare attenzione va posta nel caratterizzare :

- l'azione sismica di riferimento
- la geometria del sottosuolo
- il comportamento dei terreni attraverso prove in sito e laboratorio

<http://cyclic.ucsd.edu> riporta esempi di analisi 1-D e 2-D.

RISPOSTA SISMICA LOCALE MEDIANTE MODELLAZIONE NUMERICA



Perché ricorrere a specifiche analisi di RSL?

La necessità di calcolare l'azione sismica di progetto mediante specifiche analisi di risposta sismica locale nasce anche dalla constatazione che gran parte delle condizioni sismostratigrafiche non rientrano in nessuna delle 5 categorie di sottosuolo proposte dalla norma (Cap. 3.2.2). Inoltre, **il parametro semplificato $V_{s,eq}$** indicato dalle NTC per la definizione delle Categorie di sottosuolo

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [\text{m/s}]$$

dove: h_i è lo spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi 30m di profondità, $V_{s,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato ed N è il numero di strati compresi nei primi 30m di profondità.

non è certo un buon indicatore dell'amplificazione sismica di un sito.

Le NTC18 di fatto prescrivono la RSL rigorosa.

Risposta sismica locale mediante analisi 1D

La valutazione della risposta sismica locale mediante analisi 1D permette di definire una risposta sismica stratigrafica di terreni non affetti da problematiche bidimensionali (sia sepolte, sia topografiche).

Questo approccio delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC; Cap. 3.2.2) **consente**, *in determinati contesti sismostratigrafici e mediante il confronto con la relativa categoria di sottosuolo* (Cap. 3.2.2 NTC), di ottenere **elementi di risparmio rispetto all'approccio semplificato** di normativa (categorie di sottosuolo), poiché identifica l'amplificazione per intervalli di periodi generalmente più limitati rispetto a quelli di normativa.(*)

Questo approccio "rigoroso", richiesto dalle NTC per la determinazione dell'azione sismica, è scarsamente utilizzato dal mondo professionale, che si serve, quasi completamente nel supporto alla progettazione, dell'approccio semplificato, proposto dalle NTC per alcuni casi come alternativa.

Vediamo le modalità operative per la definizione dell'azione sismica di progetto mediante l'utilizzo di appositi codici di calcolo.

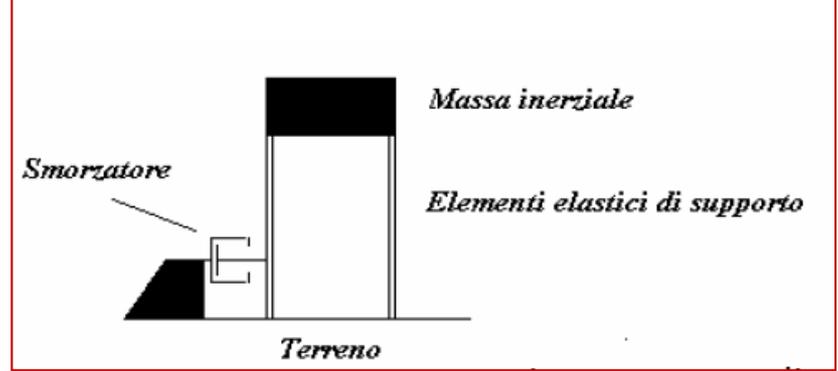
(*) **Salvo disposizioni diverse di Regolamenti locali.**

Spettri di risposta

Approssimiamo un edificio ad un sistema ad un grado di libertà, caratterizzato da un comportamento viscoelastico.

Se ne aumentiamo l'altezza, aumenta il suo periodo proprio di vibrazione T_1 e conseguentemente diminuisce la sua frequenza f .

Assumiamo un coefficiente di smorzamento unitario che, per convenzione, è pari al 5%.



Lo spettro di risposta sarà il luogo matematico in cui sono rappresentati i massimi di risposta sismica per l'edificio o per una serie di edifici (v. fig. accanto), in funzione della frequenza (o periodo) propria dell'edificio o di ciascuno di essi.

Lo spettro di risposta elastico, come sappiamo, è uno strumento molto utilizzato in ingegneria sismica.

Da Seed & Idriss, 1982

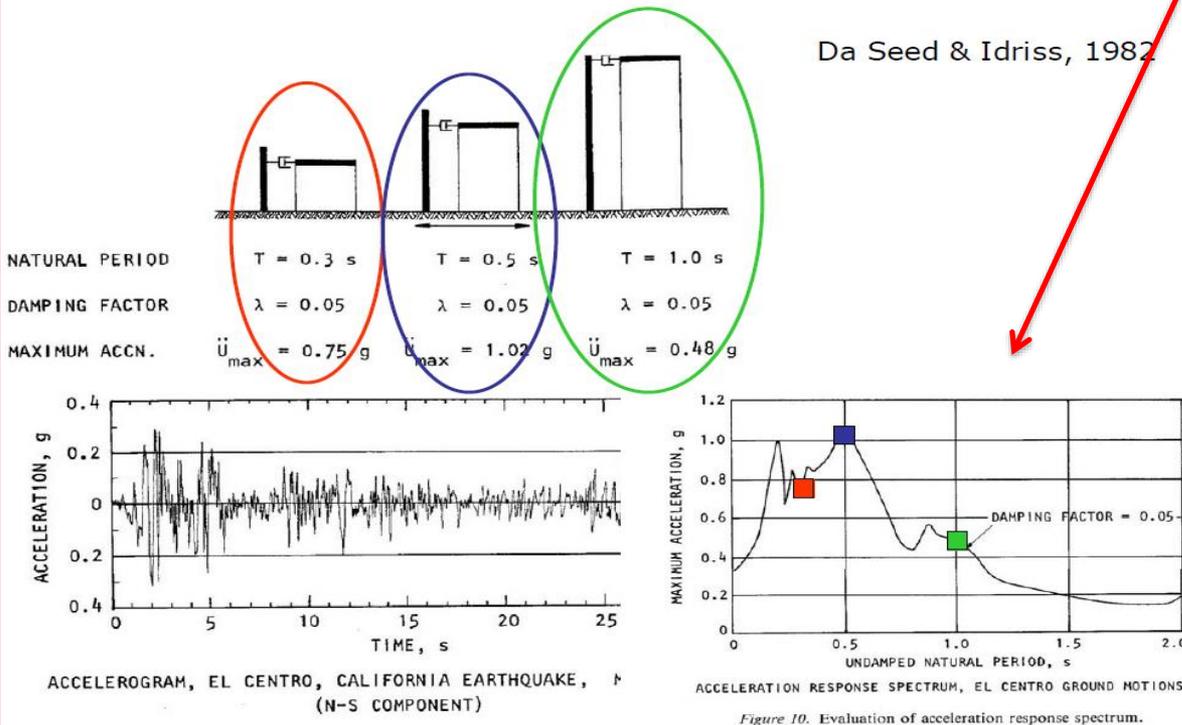


Figure 10. Evaluation of acceleration response spectrum.

QUALI STORIE TEMPORALI DEL MOTO DEL TERRENO SI UTILIZZANO?

Come esposto in precedenza, gli **SLU** e gli **SLE** possono essere verificati mediante l'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali o naturali.

L'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici. 😞

L'uso di storie temporali del moto del terreno generate mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione è ammesso a condizione..... 😊

L'uso di storie temporali del moto del terreno naturali o registrate è ammesso a condizione 😊

..... che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione.

L'approccio utilizzato dagli Eurocodici e dalle NTC per la definizione degli **spettri di risposta elastici** parte dalla definizione delle **categorie di sottosuolo** (approccio semplificato), viste in precedenza.

Pertanto, partendo da uno spettro di risposta reale, si può costruire uno spettro che può essere riprodotto conoscendo pochi parametri.

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

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T, \tag{3.2.5}$$

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

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55, \tag{3.2.6}$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

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

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^t, \tag{3.2.7}$$

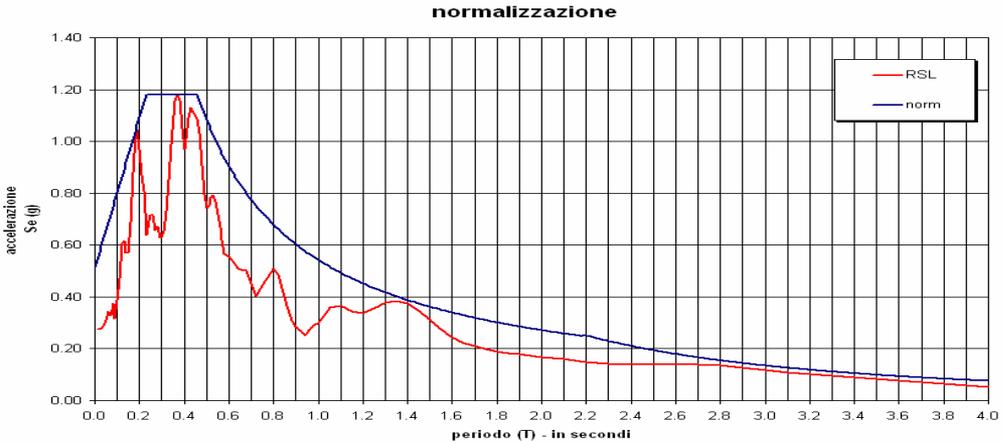
dove T_C^t è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3, \tag{3.2.8}$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \tag{3.2.9}$$



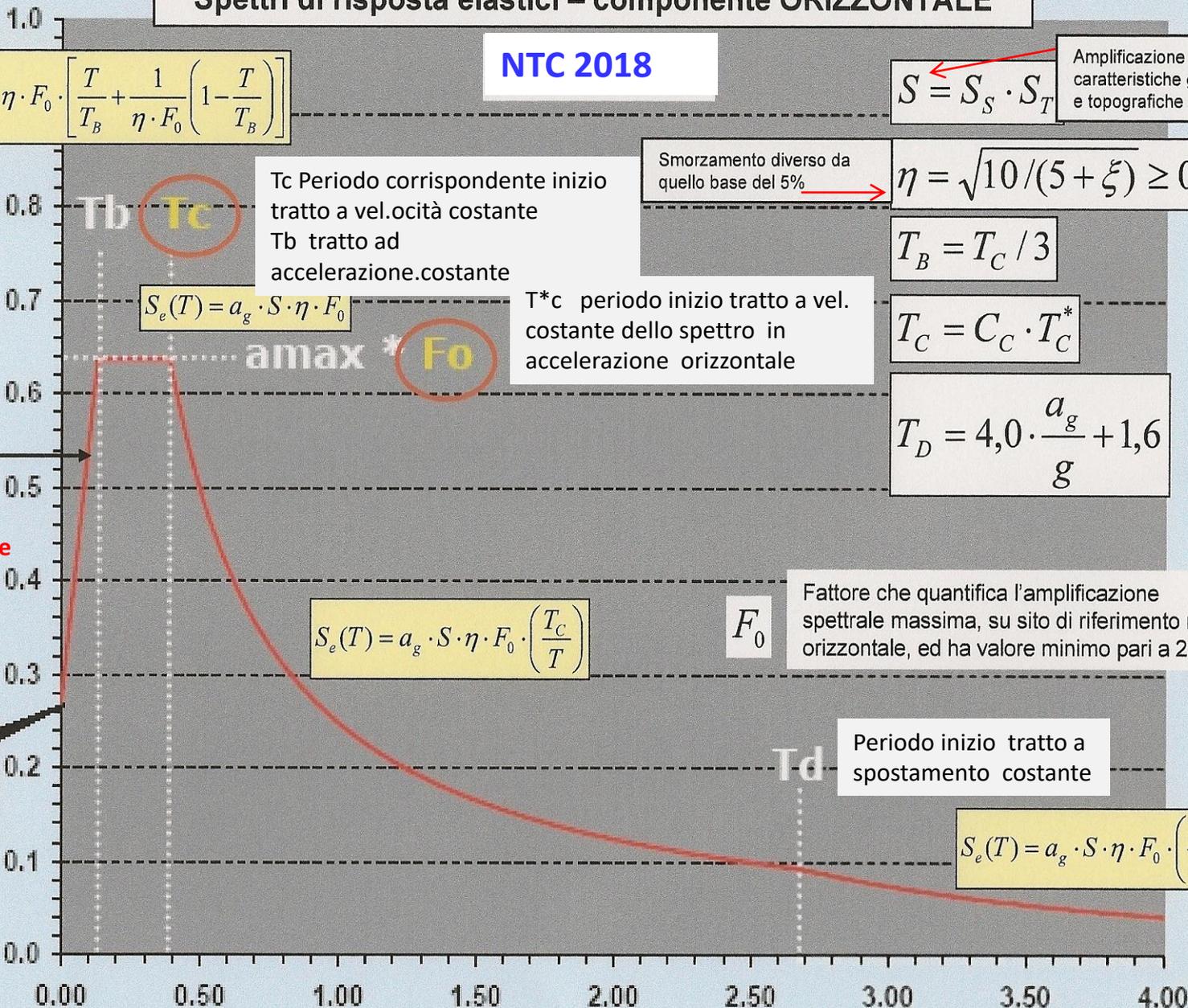
Spettri di risposta elastici – componente ORIZZONTALE

NTC 2018

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$S = S_S \cdot S_T$$

Amplificazione dovuta alle caratteristiche geotecniche e topografiche del sito



Tc Periodo corrispondente inizio tratto a vel.ocità costante
Tb tratto ad accelerazione costante

Smorzamento diverso da quello base del 5%

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

$$T_B = T_C / 3$$

T*c periodo inizio tratto a vel. costante dello spettro in accelerazione orizzontale

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2

F_0

Periodo inizio tratto a spostamento costante

T_d

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

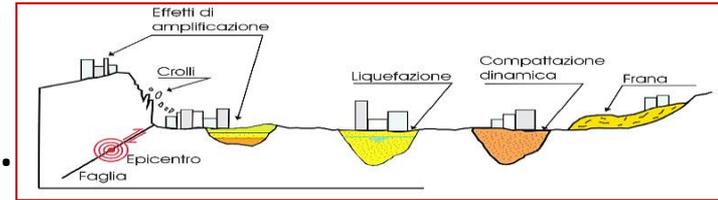
Se accelerazione spettr. oriz.

$$a_{max} \cdot S \cdot \eta$$

Periodo T (sec)

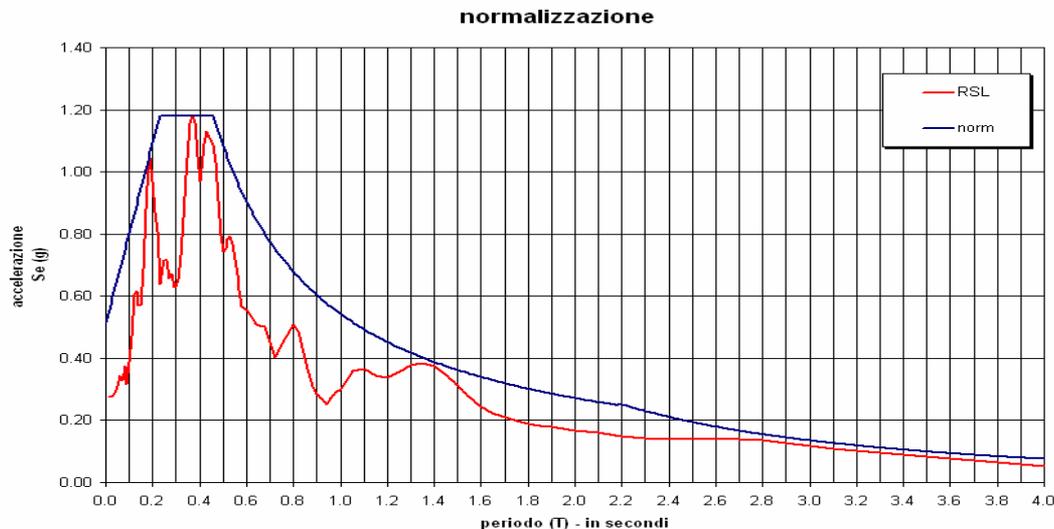
Per stimare correttamente lo spettro è necessario conoscere :

- la dimensione della faglia sismogenetica
- le modalità del percorso dalla sorgente al sito
- le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni attraversati.



E' possibile ottenere informazioni sul contributo alla pericolosità sismica di un sito dalla coppia **magnitudo-distanza epicentrale (M – R)**.

La loro conoscenza è necessaria per l'estrazione degli accelerogrammi naturali, sismocompatibili con le caratteristiche del sito in esame, che sono fondamentali in quanto costituiscono l'input sismico nelle analisi di risposta sismica locale.



- l'uso di accelerogrammi registrati è ammesso**, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla accelerazione orizzontale di picco attesa al sito;
- **gli accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scalati** in modo da approssimare spettri di risposta nel campo di periodi di interesse per problema in esame;
 - utilizzare le condizioni di compatibilità spettrale media definite per i segnali artificiali anche per quelli naturali, avendo cura in ogni caso di **rispettare le condizioni geologiche di sito e di scegliere accelerogrammi il cui spettro è, per quanto possibile, generalmente simile a quello di riferimento;**
 - gli accelerogrammi possono essere scalati linearmente in ampiezza limitando il fattore di scala nel caso di segnali provenienti da eventi di piccola magnitudo;
 - **se si utilizzano almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi;**
 - **se non si utilizzano 7 accelerogrammi gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori più sfavorevoli degli effetti;**
 - **in nessun caso si possono adottare meno di tre gruppi di accelerogrammi.**

SCELTA DELL'INPUT SISMICO

Stima dell'accelerazione di base (**ag**) [Pericolosità sismica di base]

La prima informazione necessaria per la definizione dell'**input sismico** (definizione dei 7 accelerogrammi di normativa) è l'**accelerazione di base del sito di progetto (**ag**)**, al **valore della quale bisognerà scalare ognuno dei 7 accelerogrammi, costituenti l'input sismico.**

Per la definizione di tale parametro servono alcuni elementi:

- dati sul progetto
- definizione spaziale del progetto.

In pratica necessitano:

1) Coordinate sessadecimali del sito (ED 50);

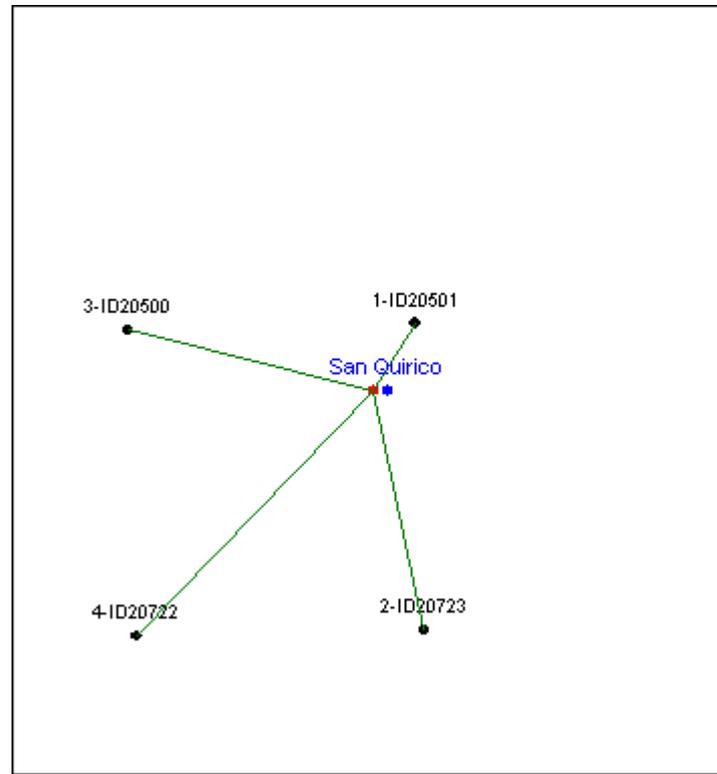
2) Periodo di riferimento V_r desunto dal prodotto della **Vita nominale (V_n)** con il **Coefficiente d'uso (C_u)**, desumibili dalla scelta progettuale;

3) Stati limite di progetto (Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV); Stato Limite di Danno (SLD) e, se richiesto, Stato limite di prevenzione del Collasso (SLC), a cui corrisponderanno differenti **ag** in funzione dei differenti Periodi di ritorno **Tr**.

Si può utilizzare il foglio di calcolo Spettri-NTC ver.1.0.3 (Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici) per la stima dell'azione sismica di progetto o software commerciali validati. **Le coordinate devono essere in gradi sessadecimali e nel sistema di riferimento o ellissoide ED50** (utilizzato dall'INGV).

Spettri - NTC del CSLP

Si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto.



*Dati ricevuti dallo
strutturista e dalla sismica:*

Vita Nominale = 50

Classe d'uso III $C_u = 1.5$

Fattore di comportamento $q=3$

Edificio irregolare $K_R=0,8$

Periodo fondamentale di
vibrazione della struttura
 $T_1=0,358$ s

Categoria di sottosuolo B

Coeff. Topogr. $T_1 = 1$

Eros Aiello CGT - unisi

Individuazione dei nodi del reticolo di riferimento

INTRO

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Spettri di risposta ver. 1.0.3

Il documento Excel SPETTRI-NTC fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;

FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 11,12610 LATITUDINE: 43,64600

Ricerca per comune

REGIONE: Toscana PROVINCIA: Firenze COMUNE: Montespertoli

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Se non si sono convertite le coordinate di Google da WGS84 a ED50 (datum INGV), per ridurre in parte l'errore si sceglie il metodo della **superficie rigata** e non la **media pesata** (da utilizzare in caso di conversione).

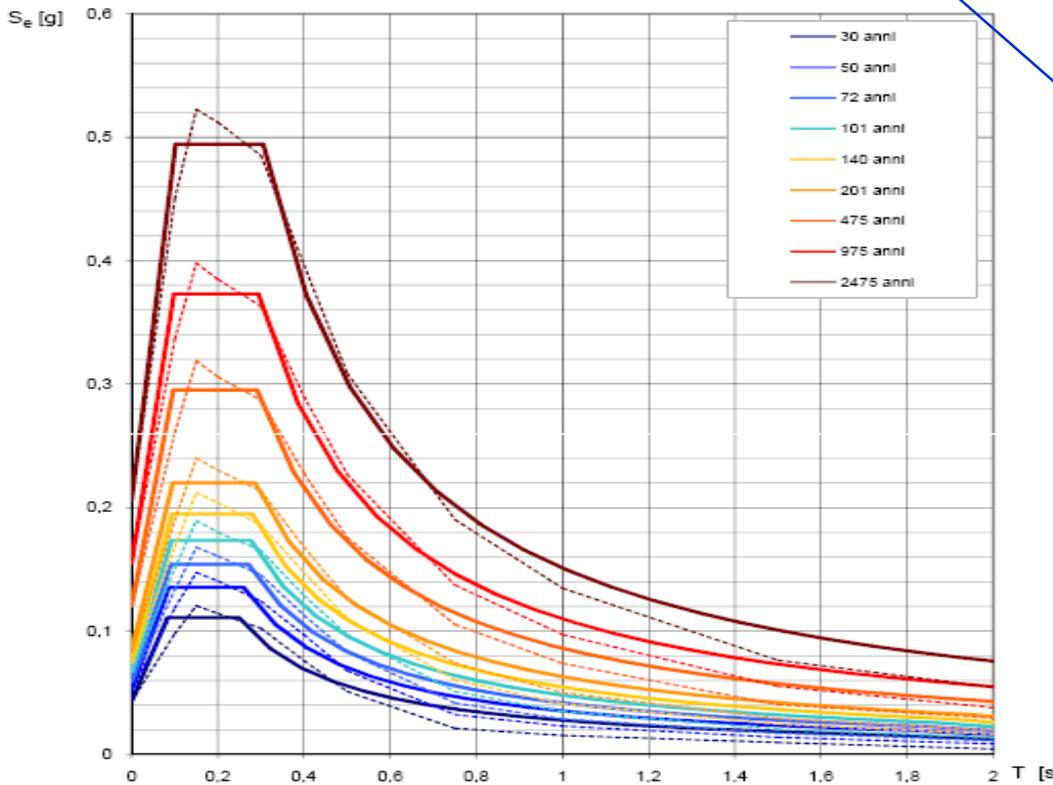
Eros Aiello CGT - unisi

Schermata con la tabella dei parametri **ag**, **Fo** e **T*c** per i **Periodi di ritorno T_R** per la definizione dell'azione sismica.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

| T_R [anni] | a_g [g] | F_o [-] | T_c^* [s] |
|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| 30 | 0,043 | 2,576 | 0,249 |
| 50 | 0,052 | 2,604 | 0,259 |
| 72 | 0,059 | 2,619 | 0,271 |
| 101 | 0,067 | 2,606 | 0,276 |
| 140 | 0,074 | 2,614 | 0,280 |
| 201 | 0,085 | 2,602 | 0,286 |
| 475 | 0,120 | 2,467 | 0,291 |
| 975 | 0,155 | 2,411 | 0,294 |
| 2475 | 0,206 | 2,402 | 0,305 |

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:
 Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 9 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

In quest'altra tendina si inseriscono i parametri di progetto. La freccia indica la schermata con la tabella dei parametri **ag, Fo e T*c** per i **Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica**.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N Info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U Info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - T_R

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R Info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - P_{VR} = 81%
- SLD - P_{VR} = 63%

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - P_{VR} = 10%
- SLC - P_{VR} = 5%

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Classe d'uso III
Cu = 1,5

Valori dei parametri a_g, F_o, T_c' per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_o [-] | T_c' [s] |
|--------------|--------------|-----------|-----------|------------|
| SLO | 45 | 0,090 | 2,580 | 0,257 |
| SLD | 75 | 0,080 | 2,618 | 0,271 |
| SLV | 712 | 0,130 | 2,431 | 0,283 |
| SLC | 1462 | 0,175 | 2,407 | 0,290 |

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N Info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U Info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R Info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R Info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VH} = 81\%$ Info
- SLD - $P_{VH} = 63\%$ Info

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VH} = 10\%$ Info
- SLC - $P_{VH} = 5\%$ Info

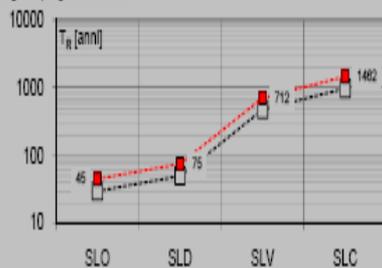
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO

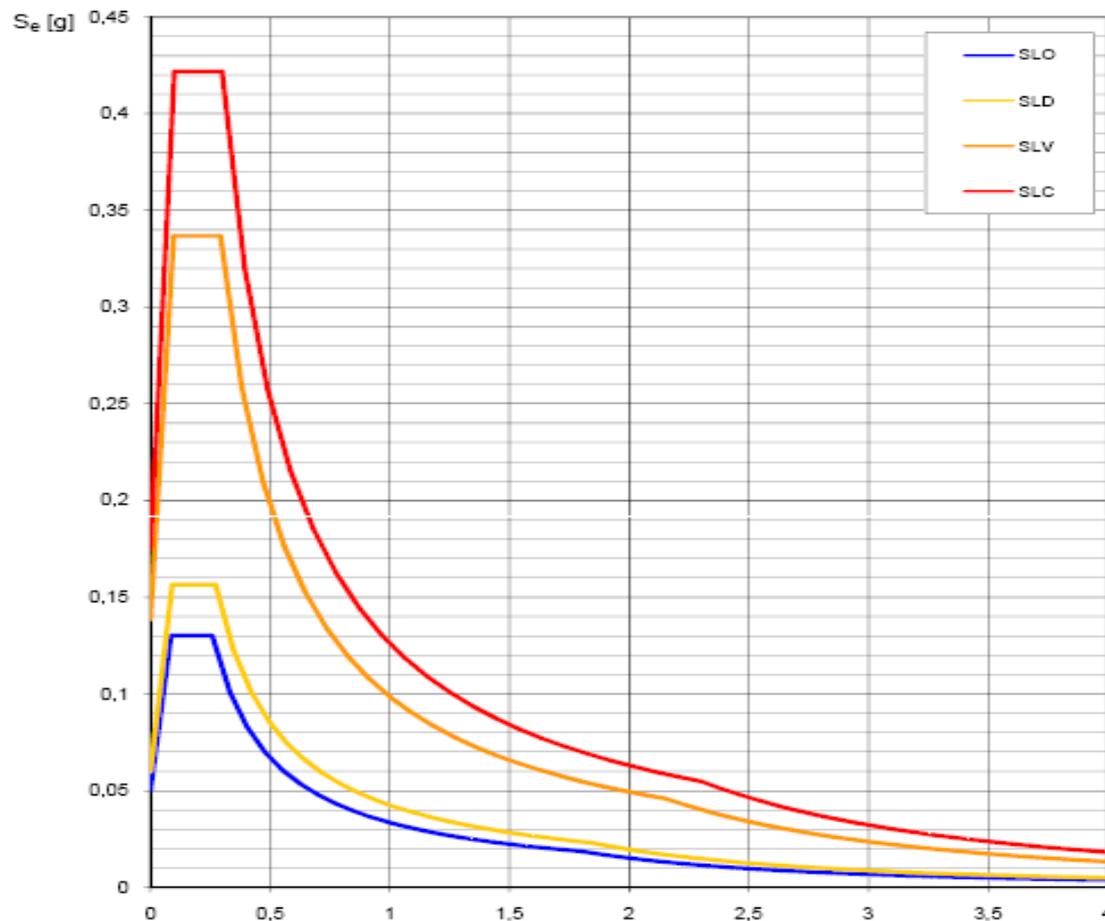
FASE 1

FASE 2

FASE 3

Grafici Spettri di Risposta elastici

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



DA SPETTRI ELASTICI A SPETTRI DI PROGETTO

Spettri di progetto

Dagli **spettri di risposta elastici**, introducendo il periodo fondamentale di struttura T_1 ed il fattore di comportamento q , forniti dallo strutturista, si ricavano gli **spettri di progetto**:

Ad esempio:

Fattore di struttura $q = 3.0$, (edificio irregolare in altezza) $q_0 = 3,75$

Periodo fondamentale $T_1 = 0.358$

Nel foglio del CSLP nella “FASE 3” non viene richiesto il fattore di comportamento (struttura) q , ma q_0 che rappresenta la duttilità generale della tipologia strutturale (valore fornito dallo strutturista).

Se abbiamo solo il valore di q e utilizziamo il foglio Spettri, ci sono due possibilità:

1) si inserisce tale valore al posto di q_0 , se l'edificio è regolare in altezza, poiché

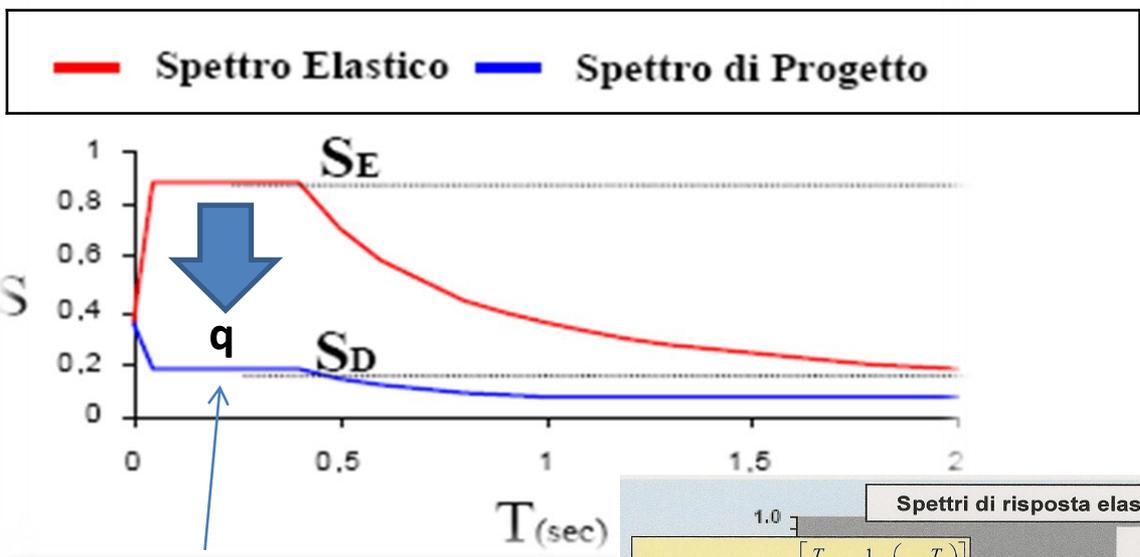
$$q = q_0 \cdot K_r$$

e in questo caso $q = q_0$, con $K_r = 1,0$; nella finestra di Spettri a destra di quella di q_0 a Regol. in altezza va detto si; ←

2) si ottiene $q_0 = q/0,8$ se l'edificio è irregolare in altezza, poiché in tal caso $K_r = 0,8$.

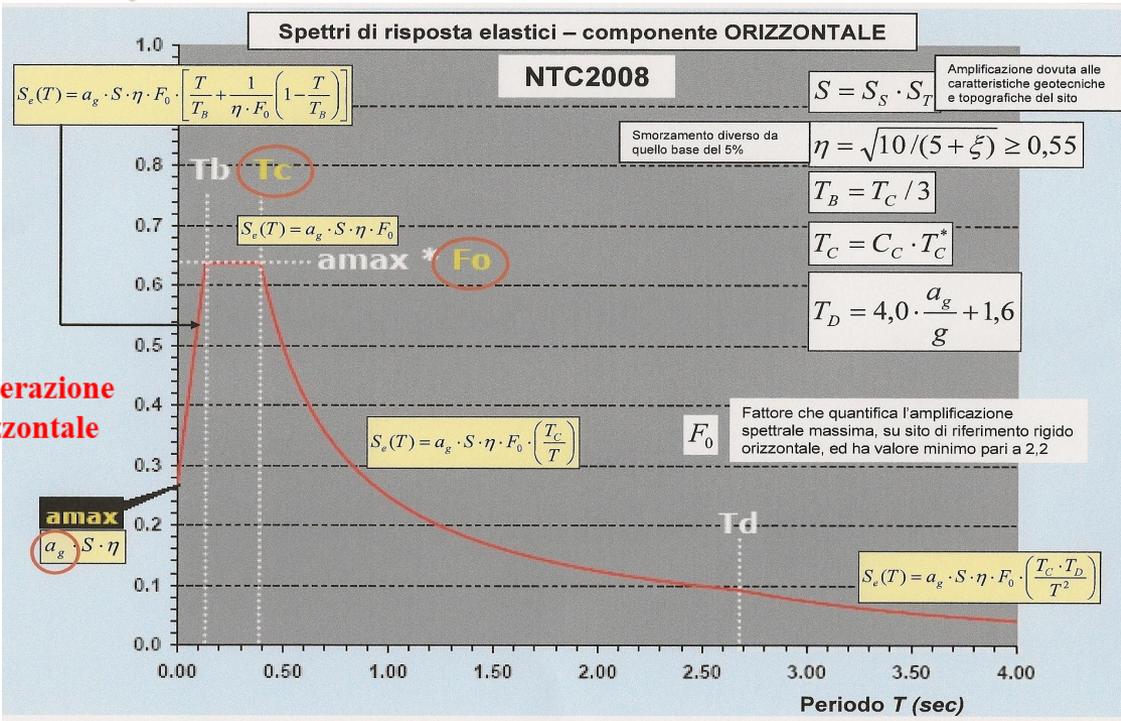
Nella finestra a Regol. in altezza va detto no. ←

Da spettro elastico a spettro di progetto



q Fattore di struttura o di comportamento dipendente dal livello di duttilità dell'opera.
 Sostituisce η con $1/q$

$S_e(T)$ = accelerazione spettrale orizzontale



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** info

Categoria topografica **T1** info

$S_e = 1,200$

$C_c = 1,406$ info

$h/H = 0,000$

$S_T = 1,000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1,000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o **3,75**

Regol. in altezza **no** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1,5**

$\eta = 0,667$ info

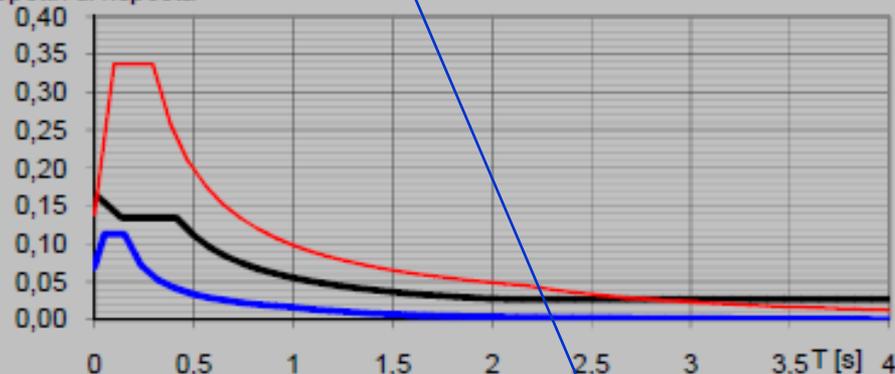
Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

$S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO

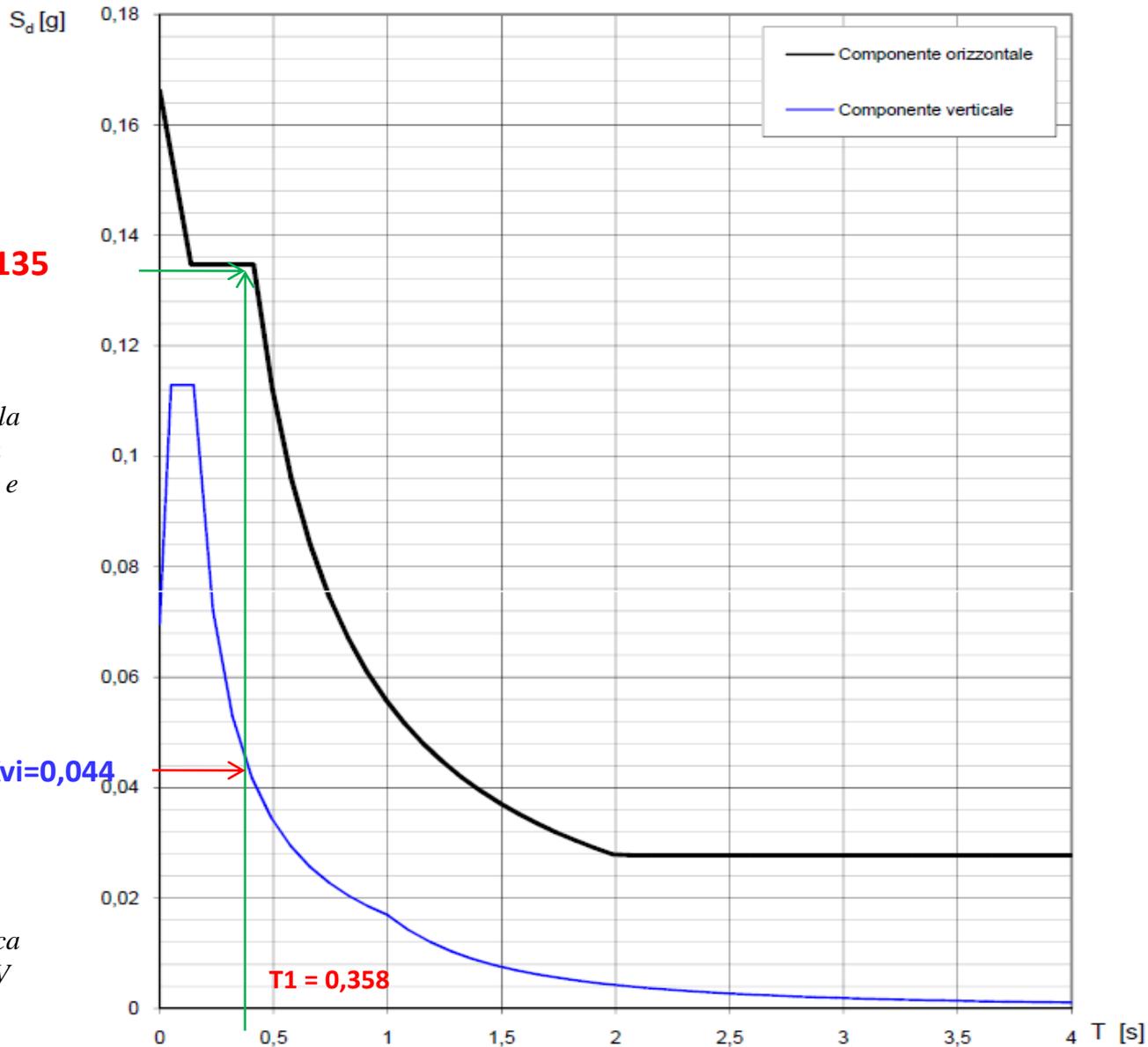
FASE 1

FASE 2

FASE 3

SLV- Spettro di progetto inelastico (SLU) - q verticale è sempre = 1.5

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



$K_{hi} = 0,135$ da utilizzare per il taglio sismico alla base per verifica allo scorrimento e per riduzione di $N\gamma$ per la q_{lim} sismica

$K_{vi} = 0,044$ da utilizzare nella combinazione sismica (q_{lim} sismica) - SLV (Resistenze) per **E**

Sd(T) – SLV dallo spettro di progetto inelastico (SLU)

K_{hi} = 0,135 da utilizzare per il taglio sismico alla base per verifica allo scorrimento #

K_{v_i} = 0,044 da utilizzare nella combinazione sismica (**qlim sismica**) - SLV (Resistenze) per **E**

stati limite ultimi (qlim sismica) SLV

Combinazione sismica

$$\mathbf{E} + \mathbf{G1} + \mathbf{G2} + \mathbf{P} + \psi_{21} \times \mathbf{Qk1} + \psi_{22} \times \mathbf{Qk2} + \dots$$

Con

$$\mathbf{E} = (\mathbf{G1} + \mathbf{G2} + \psi_{2j} * \mathbf{Qk_j}) * \mathbf{k_{v_i}} \quad (\text{kN})$$

$$\mathbf{E} = (\mathbf{G1} + \mathbf{G2} + \psi_{2j} * \mathbf{Qk_j}) * \mathbf{0,044}$$

$$\# \mathbf{E_d} = \mathbf{H} = \mathbf{N_d} * \mathbf{k_{hi}}$$

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_g | 0,139 g |
| F_o | 2,431 |
| T_C^* | 0,293 s |
| S_S | 1,200 |
| C_C | 1,406 |
| S_T | 1,000 |
| q | 3,000 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1,200 |
| η | 0,333 |
| T_B | 0,137 s |
| T_C | 0,412 s |
| T_D | 2,154 s |

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

| | T [s] | Se [g] |
|---------|-------|--------|
| | 0,000 | 0,166 |
| T_B ← | 0,137 | 0,135 |
| T_C ← | 0,412 | 0,135 |
| | 0,495 | 0,112 |
| | 0,578 | 0,096 |
| | 0,661 | 0,084 |
| | 0,744 | 0,075 |
| | 0,827 | 0,067 |
| | 0,910 | 0,061 |
| | 0,993 | 0,056 |
| | 1,076 | 0,052 |
| | 1,158 | 0,048 |
| | 1,241 | 0,045 |
| | 1,324 | 0,042 |
| | 1,407 | 0,039 |
| | 1,490 | 0,037 |
| | 1,573 | 0,035 |
| | 1,656 | 0,033 |
| | 1,739 | 0,032 |
| | 1,822 | 0,030 |
| | 1,905 | 0,029 |
| | 1,988 | 0,028 |
| | 2,071 | 0,028 |
| T_D ← | 2,154 | 0,028 |
| | 2,242 | 0,028 |
| | 2,330 | 0,028 |
| | 2,418 | 0,028 |
| | 2,506 | 0,028 |
| | 2,594 | 0,028 |
| | 2,682 | 0,028 |
| | 2,770 | 0,028 |
| | 2,857 | 0,028 |
| | 2,945 | 0,028 |
| | 3,033 | 0,028 |
| | 3,121 | 0,028 |
| | 3,209 | 0,028 |
| | 3,297 | 0,028 |
| | 3,385 | 0,028 |
| | 3,473 | 0,028 |
| | 3,561 | 0,028 |
| | 3,648 | 0,028 |
| | 3,736 | 0,028 |
| | 3,824 | 0,028 |
| | 3,912 | 0,028 |
| | 4,000 | 0,028 |

In questo caso è il valore di k_{hi} , poiché T_1 si raccorda con il plateau.

q fornito dallo strutturista

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_{av} | 0,070 g |
| S_S | 1,000 |
| S_T | 1,000 |
| q | 1,500 |
| T_B | 0,050 s |
| T_C | 0,150 s |
| T_D | 1,000 s |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|-------|
| F_v | 1,222 |
| S | 1,000 |
| η | 0,667 |

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

| | T [s] | Se [g] |
|------------------|-------|--------|
| | 0,000 | 0,070 |
| $T_B \leftarrow$ | 0,050 | 0,113 |
| $T_C \leftarrow$ | 0,150 | 0,113 |
| | 0,235 | 0,072 |
| | 0,320 | 0,053 |
| | 0,405 | 0,042 |
| | 0,490 | 0,035 |
| | 0,575 | 0,029 |
| | 0,660 | 0,026 |
| | 0,745 | 0,023 |
| | 0,830 | 0,020 |
| | 0,915 | 0,019 |
| $T_D \leftarrow$ | 1,000 | 0,017 |
| | 1,094 | 0,014 |
| | 1,188 | 0,012 |
| | 1,281 | 0,010 |
| | 1,375 | 0,009 |
| | 1,469 | 0,008 |
| | 1,563 | 0,007 |
| | 1,656 | 0,006 |
| | 1,750 | 0,006 |
| | 1,844 | 0,005 |
| | 1,938 | 0,005 |
| | 2,031 | 0,004 |
| | 2,125 | 0,004 |
| | 2,219 | 0,003 |
| | 2,313 | 0,003 |
| | 2,406 | 0,003 |
| | 2,500 | 0,003 |
| | 2,594 | 0,003 |
| | 2,688 | 0,002 |
| | 2,781 | 0,002 |
| | 2,875 | 0,002 |
| | 2,969 | 0,002 |
| | 3,063 | 0,002 |
| | 3,156 | 0,002 |
| | 3,250 | 0,002 |
| | 3,344 | 0,002 |
| | 3,438 | 0,001 |
| | 3,531 | 0,001 |
| | 3,625 | 0,001 |
| | 3,719 | 0,001 |
| | 3,813 | 0,001 |
| | 3,906 | 0,001 |
| | 4,000 | 0,001 |

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLD** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** info

Categoria topografica **T1** info

$S_B =$ 1,200

$C_C =$ 1,428 info

$h/H =$ 0,000

$S_T =$ 1,000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta =$ 1,000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o **3,75**

Regol. in altezza **no** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1,5**

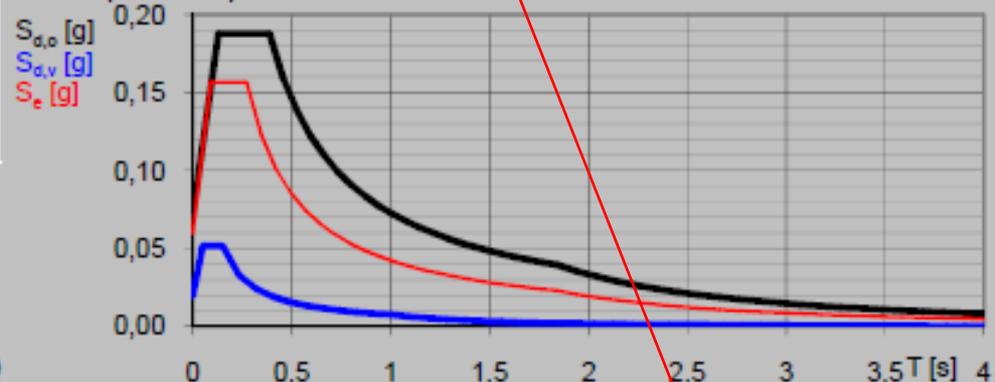
$\eta =$ 1,000 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



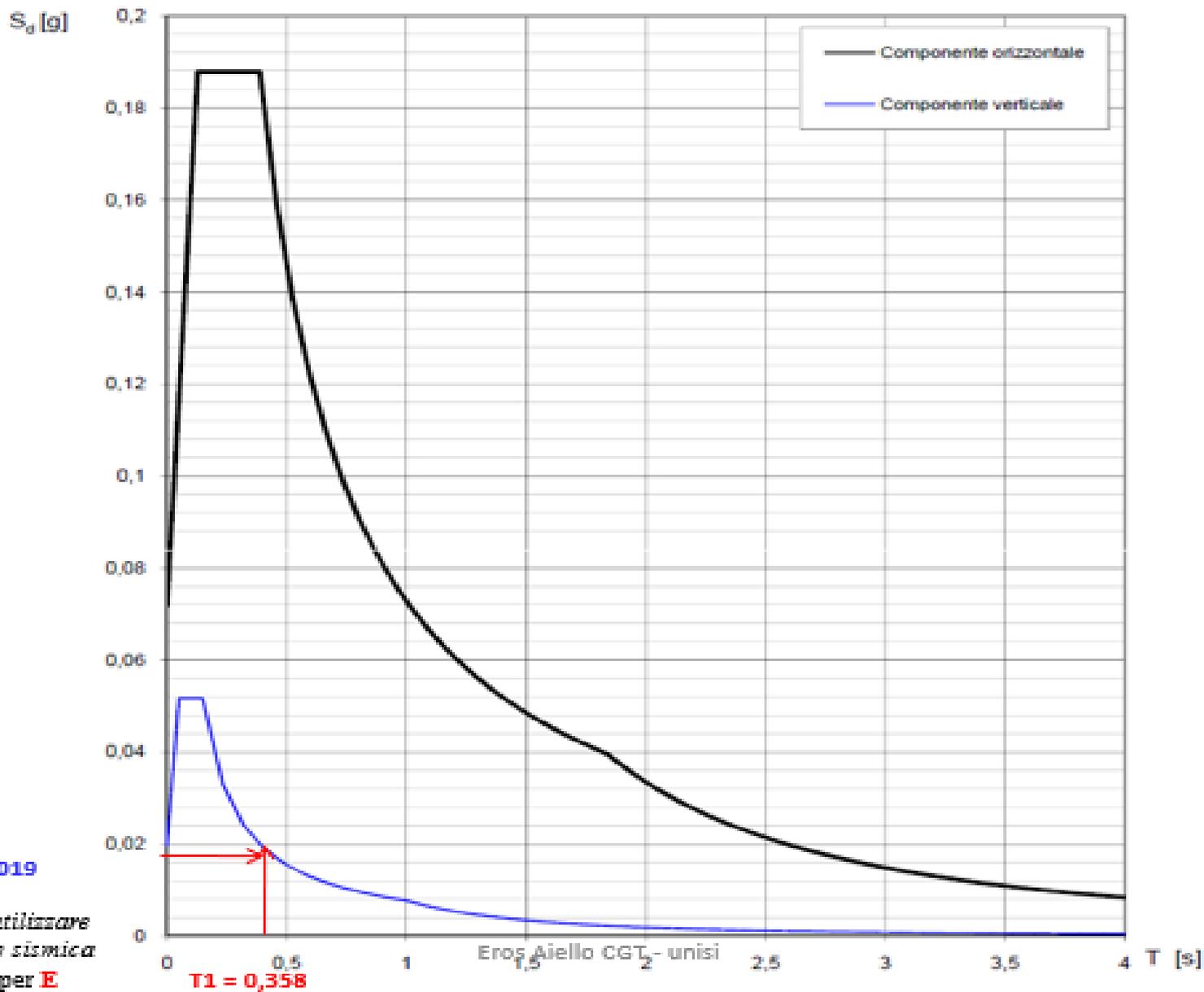
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

SLD- Spettro di progetto elastico (SLE) - q verticale è sempre = 1.5



$K_{vi} = 0,019$

$K_{vi} = 0,019$ da utilizzare
nella combinazione sismica
- SLD (cedimenti) per **E**

$T_1 = 0,358$

Eros Aiello CGT₂-unisi

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLD |
|--------------|---------|
| a_g | 0,060 g |
| F_o | 2,618 |
| T_c^* | 0,271 s |
| S_s | 1,200 |
| C_c | 1,428 |
| S_T | 1,000 |
| q | 1,000 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1,200 |
| η | 1,000 |
| T_B | 0,129 s |
| T_C | 0,388 s |
| T_D | 1,839 s |

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

| | T [s] | Se [g] |
|---------|-------|--------|
| | 0,000 | 0,072 |
| T_B ← | 0,129 | 0,188 |
| T_C ← | 0,388 | 0,188 |
| | 0,457 | 0,159 |
| | 0,526 | 0,138 |
| | 0,595 | 0,122 |
| | 0,664 | 0,110 |
| | 0,733 | 0,099 |
| | 0,802 | 0,091 |
| | 0,871 | 0,083 |
| | 0,941 | 0,077 |
| | 1,010 | 0,072 |
| | 1,079 | 0,067 |
| | 1,148 | 0,063 |
| | 1,217 | 0,060 |
| | 1,286 | 0,057 |
| | 1,355 | 0,054 |
| | 1,424 | 0,051 |
| | 1,493 | 0,049 |
| | 1,563 | 0,047 |
| | 1,632 | 0,045 |
| | 1,701 | 0,043 |
| | 1,770 | 0,041 |
| T_D ← | 1,839 | 0,040 |
| | 1,942 | 0,035 |
| | 2,045 | 0,032 |
| | 2,148 | 0,029 |
| | 2,251 | 0,026 |
| | 2,354 | 0,024 |
| | 2,456 | 0,022 |
| | 2,559 | 0,020 |
| | 2,662 | 0,019 |
| | 2,765 | 0,018 |
| | 2,868 | 0,016 |
| | 2,971 | 0,015 |
| | 3,074 | 0,014 |
| | 3,177 | 0,013 |
| | 3,280 | 0,012 |
| | 3,383 | 0,012 |
| | 3,485 | 0,011 |
| | 3,588 | 0,010 |
| | 3,691 | 0,010 |
| | 3,794 | 0,009 |
| | 3,897 | 0,009 |
| | 4,000 | 0,008 |

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLD |
|--------------|---------|
| a_{gv} | 0,020 g |
| S_S | 1,000 |
| S_T | 1,000 |
| q | 1,000 |
| T_B | 0,050 s |
| T_C | 0,150 s |
| T_D | 1,000 s |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|-------|
| F_v | 0,864 |
| S | 1,000 |
| η | 1,000 |

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

| | T [s] | Se [g] |
|---------|-------|--------|
| | 0,000 | 0,020 |
| T_B ← | 0,050 | 0,052 |
| T_C ← | 0,150 | 0,052 |
| | 0,235 | 0,033 |
| | 0,320 | 0,024 |
| | 0,405 | 0,019 |
| | 0,490 | 0,016 |
| | 0,575 | 0,013 |
| | 0,660 | 0,012 |
| | 0,745 | 0,010 |
| | 0,830 | 0,009 |
| | 0,915 | 0,008 |
| T_D ← | 1,000 | 0,008 |
| | 1,094 | 0,006 |
| | 1,188 | 0,005 |
| | 1,281 | 0,005 |
| | 1,375 | 0,004 |
| | 1,469 | 0,004 |
| | 1,563 | 0,003 |
| | 1,656 | 0,003 |
| | 1,750 | 0,003 |
| | 1,844 | 0,002 |
| | 1,938 | 0,002 |
| | 2,031 | 0,002 |
| | 2,125 | 0,002 |
| | 2,219 | 0,002 |
| | 2,313 | 0,001 |
| | 2,406 | 0,001 |
| | 2,500 | 0,001 |
| | 2,594 | 0,001 |
| | 2,688 | 0,001 |
| | 2,781 | 0,001 |
| | 2,875 | 0,001 |
| | 2,969 | 0,001 |
| | 3,063 | 0,001 |
| | 3,156 | 0,001 |
| | 3,250 | 0,001 |
| | 3,344 | 0,001 |
| | 3,438 | 0,001 |
| | 3,531 | 0,001 |
| | 3,625 | 0,001 |
| | 3,719 | 0,001 |
| | 3,813 | 0,001 |
| | 3,906 | 0,001 |
| | 4,000 | 0,000 |

$S_d(T)$ dallo spettro di progetto elastico (SLE)

$Kv_i = 0,019$ da utilizzare nella combinazione sismica - SLD
(cedimenti) per E^*

stati limite esercizio (cedimenti sismici) SLD

Combinazione sismica

$$E^* + G1 + G2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

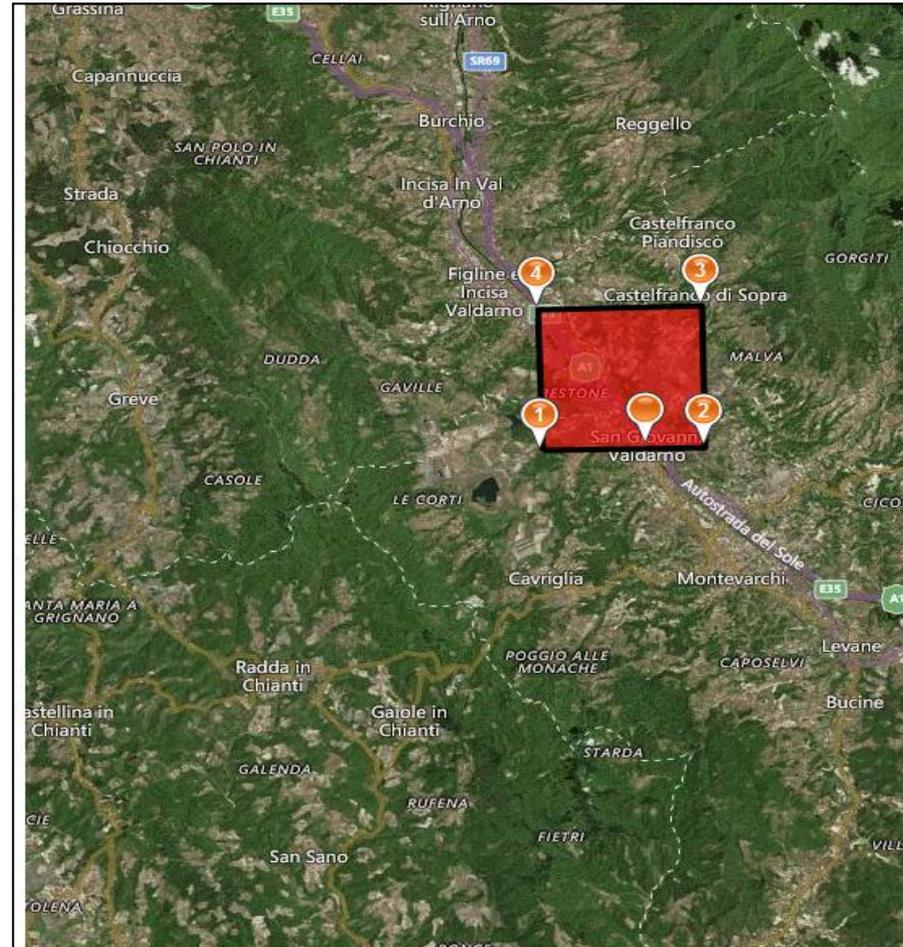
con

$$E^* = (G1 + G2 + \psi_{2j} \times Q_{kj}) * kv_i \quad (\text{kN})$$

$$E^* = (G1 + G2 + \psi_{2j} \times Q_{kj}) * 0,019$$

ESEMPIO DI RSL RIGOROSA

<http://www.geostru.com/geoapp/parametrisismici.aspx>



ESEMPIO DI RSL RIGOROSA

Home Help

File: Apri, Salva, Salva con nome...

Dati generali: Dati generali, Dati studio tecnico

Formato: Carattere titolo grafico, CarattereTesti, Posizione legenda Est

Relazione: Stampa relazione teorica, Intestazione e pi  di pagina

Esporta: Genera relazione..., Esporta per altri software GeoStru, Esporta spettro...

Connessione: Test connessione, Impostazioni proxy...

Coordinate: Reticolo territorio nazionale, Isole

Via: S.Giovanni Valdarno

Lat.: 43,56833 Long.: 11,5328 Alt.: m

Datum: WGS84 Cerca zona

Parametri sismici

Lat. (ED50): 43.56929 Long. (ED50): 11.5337734

Classe dell'edificio: IV. Costruzioni con funzioni pubbliche c

Coefficiente d'uso Cu: 2

Vita nominale: 50 anni

Interpolazione: Media ponderata

| | Stato limite | T ₁ [anni] | g [g] | F ₀ [-] | TC* [s] |
|----|----------------------------|--------------------------|----------|-----------------------|------------|
| Px | Operativit  (SLO) | 60 | 0,057 | 2,624 | 0,275 |
| | Danno (SLD) | 101 | 0,068 | 2,625 | 0,286 |
| | Salvaguardia vita (SLV) | 949 | 0,158 | 2,405 | 0,308 |
| | Prevenzione collasso (SLC) | 1950 | 0,197 | 2,416 | 0,314 |
| P1 | Operativit  (SLO) | 60 | 0,056 | 2,629 | 0,275 |
| | Danno (SLD) | 101 | 0,068 | 2,633 | 0,285 |
| | Salvaguardia vita (SLV) | 949 | 0,156 | 2,403 | 0,305 |
| | Prevenzione collasso (SLC) | 1950 | 0,194 | 2,413 | 0,311 |
| P2 | Operativit  (SLO) | 60 | 0,057 | 2,626 | 0,275 |
| | Danno (SLD) | 101 | 0,068 | 2,626 | 0,286 |
| | Salvaguardia vita (SLV) | 949 | 0,158 | 2,410 | 0,308 |
| | Prevenzione collasso (SLC) | 1950 | 0,196 | 2,418 | 0,314 |
| P3 | Operativit  (SLO) | 60 | 0,059 | 2,609 | 0,276 |
| | Danno (SLD) | 101 | 0,070 | 2,610 | 0,286 |
| | Salvaguardia vita (SLV) | 949 | 0,162 | 2,396 | 0,312 |
| | Prevenzione collasso (SLC) | 1950 | 0,201 | 2,416 | 0,316 |
| P4 | Operativit  (SLO) | 60 | 0,057 | 2,624 | 0,274 |
| | Danno (SLD) | 101 | 0,068 | 2,621 | 0,285 |
| | Salvaguardia vita (SLV) | 949 | 0,159 | 2,400 | 0,309 |
| | Prevenzione collasso (SLC) | 1950 | 0,197 | 2,411 | 0,314 |

Periodo riferimento azione sismica: 100

Cattura vista: Spessore linea: 1, Tahoma, 10

Trasparenza: 40%

Categoria sottosuolo: **B**

Categoria topografica: **T1**

Muri di sostegno

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

Paratie

Altezza paratia: H: **3.0** [m]

Spostamento ammissibile: us: **0.015** [m]

Stabilità dei pendii e fondazioni

| | | SLO | SLD | SLV | SLC |
|-----------------------------------|--------------------------|-------|-------|-------|-------|
| | Ss | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 |
| | Cc | 1.42 | 1.41 | 1.39 | 1.39 |
| | St | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Muri di sostegno | kh | -- | -- | -- | -- |
| | kv | -- | -- | -- | -- |
| | Amax [m/s ²] | -- | -- | -- | -- |
| | Beta | -- | -- | -- | -- |
| Muri di sostegno spost. nullo | kh | -- | -- | -- | -- |
| | kv | -- | -- | -- | -- |
| | Amax [m/s ²] | -- | -- | -- | -- |
| | Beta | -- | -- | -- | -- |
| Paratie | kh | -- | -- | -- | -- |
| | kv | -- | -- | -- | -- |
| | Amax [m/s ²] | -- | -- | -- | -- |
| | Beta | -- | -- | -- | -- |
| Stabilità dei pendii e fondazioni | kh | 0.014 | 0.016 | 0.046 | 0.057 |
| | kv | 0.007 | 0.008 | 0.023 | 0.028 |
| | Amax [m/s ²] | 0.672 | 0.802 | 1.863 | 2.313 |
| | Beta | 0.200 | 0.200 | 0.240 | 0.240 |

Spettro di risposta elastico in accelerazione

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : **5** [%]

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=(10/(5+\xi))^{(1/2)}$: **1.000**

Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale: **2** η : **0.500**

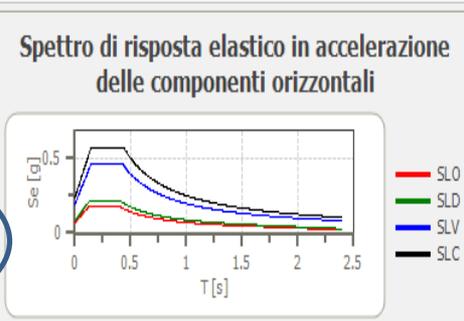
Fattore di struttura spettro verticale: **1.5** η : **0.667**

Periodo fondamentale: T: **0.17** [s]

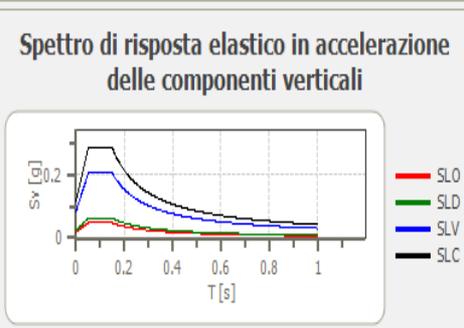
| | SLO | SLD | SLV | SLC |
|------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Sde(T) Orizzontale [g] | 0.180 | 0.215 | 0.228 | 0.285 |
| Sdve(T) Verticale [g] | 0.043 | 0.056 | 0.120 | 0.167 |

Calcola

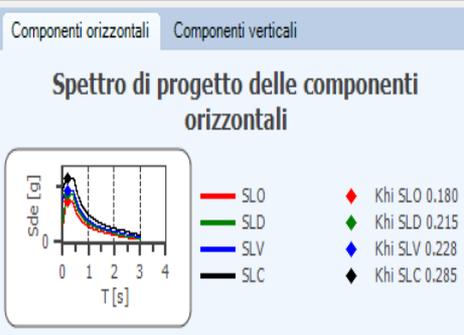
Note



| | ag [g] | F0 [-] | Tc* [s] | Ss [-] |
|-----|--------|--------|---------|--------|
| SLO | 0.057 | 2.624 | 0.275 | 1.2 |
| SLD | 0.068 | 2.625 | 0.286 | 1.2 |
| SLV | 0.158 | 2.405 | 0.308 | 1.2 |
| SLC | 0.197 | 2.416 | 0.314 | 1.2 |



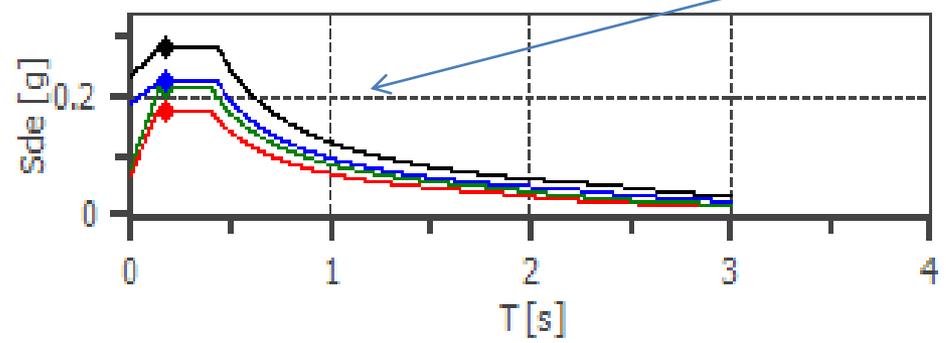
| | ag [g] | F0 [-] | Tc* [s] | Ss [-] |
|-----|--------|--------|---------|--------|
| SLO | 0.057 | 2.624 | 0.275 | |
| SLD | 0.068 | 2.625 | 0.286 | |
| SLV | 0.158 | 2.405 | 0.308 | |
| SLC | 0.197 | 2.416 | 0.314 | |



| | ag [g] | F0 [-] | Tc* [s] |
|-----------------|--------|--------|---------|
| SLO orizzontale | 0.057 | 2.624 | 0.27 |
| SLO verticale | 0.057 | 2.624 | 0.27 |
| SLD orizzontale | 0.068 | 2.625 | 0.28 |
| SLD verticale | 0.068 | 2.625 | 0.28 |
| SLV orizzontale | 0.158 | 2.405 | 0.30 |
| SLV verticale | 0.158 | 2.405 | 0.30 |
| SLC orizzontale | 0.197 | 2.416 | 0.31 |

Stabilità dei pendii e fondazioni

kh: 0.014, kv: 0.007, Amax [m/s²]: 0.672, Beta: 0.200



Inseriti il fattore di struttura spettro orizzontale q(strutturista), quello verticale (1,5) e il periodo fondamentale T1 (strutturista), si ottiene lo spettro di progetto delle componenti orizzontali e quello delle componenti verticali.

| | |
|-------|-----------------|
| — SLO | ◆ KHI SLO 0.180 |
| — SLD | ◆ KHI SLD 0.215 |
| — SLV | ◆ KHI SLV 0.228 |
| — SLC | ◆ KHI SLC 0.285 |

Dati di disaggregazione

L'estrazione degli accelerogrammi di input richiede la determinazione di altri parametri, oltre il valore di ag. In particolare, bisognerà conoscere per il sito in esame i dati di **disaggregazione** (variabilità in termini di **magnitudo** e **distanza**).

Si può utilizzare : <http://esse1-gis.mi.ingv.it> dedicata ai dati di pericolosità sismica.

Nella pagina webgis va indicato:

- il comune oggetto d'indagine (**step1**)
 - la probabilità di accadimento in 50 anni (indicare il valore più vicino al tempo di ritorno prossimo a quello di progetto)
 - il **percentile** (**step2**) [sempre **50** per la progettazione, ai sensi delle NTC08].
 - spuntato il campo "grafico di disaggregazione" (**step3**) cliccando sul punto più vicino al sito in esame.
- Così si ottengono i valori di **magnitudo-distanza con relativa probabilità**.

Mappe interattive di pericolosità sismica

| Selezione mappa | | | | |
|-------------------------------------|--|------------------------------|-------------------------|--------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> | Visualizza punti della griglia riferiti a: | Parametro dello scuotimento: | Probabilità in 50 anni: | Periodo spettrale (sec): |
| <input type="checkbox"/> | Ridisegna mappa | a(g) | 10% | 50 |

step1 Comune evidenziato: San Giovanni Valdarno

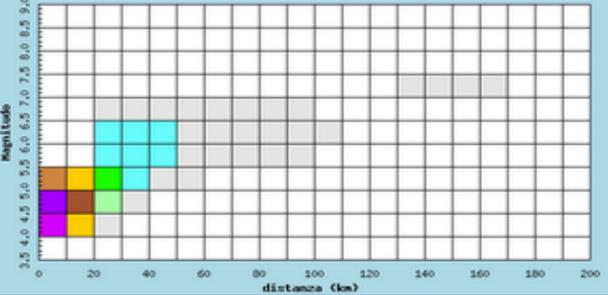
step2 Percentile: 50

step3 Grafico di disaggregazione:

Si suggerisce di utilizzare in partenza la scala 1:195.000 e ingrandire successivamente, dopo avere ottenuto la prima griglia, come in figura.

Instituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
 Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni

(Coordinate del punto lat: 43.5689, lon: 11.558, ID: 20951)

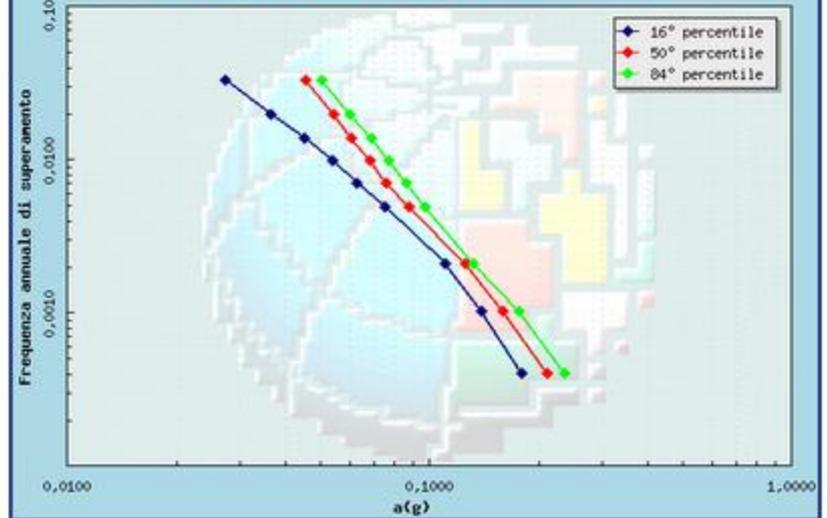


Comune evidenziato
San Giovanni Valdarno

Analisi di disaggregazione

Instituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
 Valori di a(g) per diverse frequenze annuali di superamento

(Coordinate del punto lat: 43.5689, lon: 11.558, ID: 20951)



| Frequenza annuale di superamento | a(g) | | |
|----------------------------------|----------------|----------------|----------------|
| | 16° percentile | 50° percentile | 84° percentile |
| 0.0004 | 0.1799 | 0.2110 | 0.2357 |
| 0.0010 | 0.1389 | 0.1597 | 0.1756 |
| 0.0021 | 0.1103 | 0.1254 | 0.1319 |
| 0.0050 | 0.0753 | 0.0880 | 0.0971 |
| 0.0071 | 0.0629 | 0.0758 | 0.0862 |
| 0.0099 | 0.0538 | 0.0683 | 0.0771 |
| 0.0139 | 0.0450 | 0.0605 | 0.0689 |
| 0.0200 | 0.0364 | 0.0541 | 0.0601 |
| 0.0333 | 0.0272 | 0.0453 | 0.0504 |

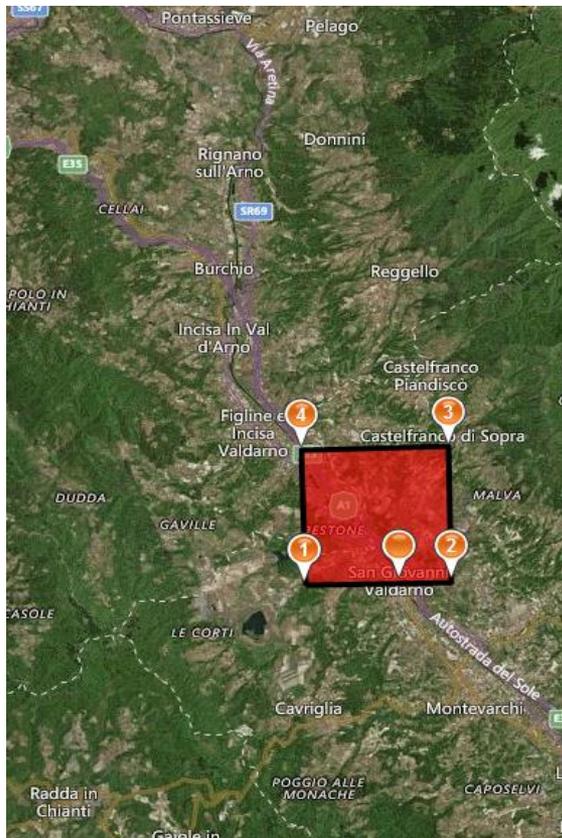
| Distanza in km | Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 43.5689, lon: 11.558, ID: 20951) | | | | | | | | | | |
|----------------|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | Magnitudo | | | | | | | | | | |
| | 3.5-4.0 | 4.0-4.5 | 4.5-5.0 | 5.0-5.5 | 5.5-6.0 | 6.0-6.5 | 6.5-7.0 | 7.0-7.5 | 7.5-8.0 | 8.0-8.5 | 8.5-9.0 |
| 0-10 | 0.000 | 23.200 | 28.400 | 8.510 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 10-20 | 0.000 | 5.690 | 10.500 | 5.340 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 20-30 | 0.000 | 0.354 | 2.520 | 3.300 | 1.550 | 1.180 | 0.183 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 30-40 | 0.000 | 0.000 | 0.142 | 1.460 | 1.840 | 1.640 | 0.262 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 40-50 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.220 | 1.020 | 1.100 | 0.118 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 50-60 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.021 | 0.395 | 0.489 | 0.029 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 60-70 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.082 | 0.254 | 0.016 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 70-80 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.007 | 0.110 | 0.007 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 80-90 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.036 | 0.003 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 90-100 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.007 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 100-110 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 110-120 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 120-130 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 130-140 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 140-150 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.007 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 150-160 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.003 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 160-170 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 170-180 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 180-190 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 190-200 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

| Valori medi | | |
|-------------|----------|---------|
| Magnitudo | Distanza | Epsilon |
| 4.850 | 12.200 | 1.050 |



SINTESI DEI DATI

Elementi per l'estrazione di input sismici sismo-compatibili e spettro-compatibili per un edificio strategico e rilevante posto nell'area di San Giovanni Valdarno



| | |
|--|--|
| Coordinate del sito (ED50) | Latitudine = 43.780771 |
| | Longitudine = 11.259421 |
| Scelta della strategia di progettazione | Vita Nominale (Vn) = 50 anni |
| | Coefficiente d'uso (Cu) = 2 |
| | Stati limite di riferimento = SLV e SLD |
| Accelerazione massima al <u>sito</u> (ag) | ag = 0.125g (SLV) e 0.054g (SLD) |
| Dati di disaggregazione | Magnitudo (M) compresa tra 4 e 6.5 |
| | Distanza (R) compresa tra 0 km e 50 km |

Estrazione degli accelerogrammi di input

A questo punto si dispone di tutti i dati necessari per avviare l'estrazione degli accelerogrammi di input. Il software **REXEL 3.5 (ReLUIS)** permette l'estrazione di accelerogrammi di input naturali per applicazioni ingegneristiche da più banche dati, quali la banca dati europea ESD (Ambraseys et al., 2004), la banca dati italiana ITACA (Working Group ITACA 2010) e la banca dati Simbad (Smerzini e Paolucci, 2011). L'interfaccia è elaborata in ambiente Matlab. In figura è illustrata l'interfaccia iniziale del Rexel 3.5 beta, in cui inserire i parametri già identificati nelle precedenti fasi.

REXEL v 3.5
Computer aided code-based real record selection for seismic analysis of structures
(c) Iunio Iervolino, Carmine Galasso and Eugenio Chioccarelli, 2008-2013
Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università degli Studi di Napoli Federico II, Italy.

1. Target Spectrum
Italian Building Code 2008
Height [g] 0.17
Longitude [°] 14.191
Latitude [°] 40.829
Map
Site class EC8
Topographic category T1
Nominal life 50 yea...
Functional type II
Limit state SLV (...)
Horizontal Vertical
Disaggregation for (Italian sites) Sa(0s)... Conditional hazard for (Italian sites) PGVS...
Build code spectrum User-defined spectrum
Look at disaggregation Look at conditional hazard

2. Preliminary database search
Based on M, R M minimum 6 M maximum 7 records:
R minimum [km] 0 R maximum [km] 30 events:
Epsilon minimum -3 Epsilon maximum 3
T [s] 1
Database European Strong-motion Data...
Site class Same as target spectrum
Check database Preliminary plot

3. Spectrum matching
Lower tolerance [%] 10
Upper tolerance [%] 30
T1 [s] 0.15
T2 [s] 2
Plot spectral bounds

4. Analysis options
Scaled records
(PGA-normalized records' search)
I'm feeling lucky
(Returns only the first combination found)
Set size
 Individual record
 7 records
 30 records
1 component
2 components
3 components
NEW SEARCH EXIT

Nella figura sono indicati i vari step di inserimento segnalati con differenti colori .

STEP1: selezionare "Italian building code" nella finestra Target Spectrum;
STEP2: inserire le coordinate del sito (sistema di riferimento ED50) e cliccare il sottostante tasto *Map*;
STEP3: inserire i parametri progettuali, tenendo presente di indicare *Site class A* (gli input si riferiscono a registrazioni su bedrock sismico e *Topographic category T1* (le analisi 1D prevedono esclusivamente la categoria topografica T1, corrispondente a superficie piana o inclinazione media inferiore al 15%). Spuntare *horizontal* (le analisi 1D agiscono solo sulla componente orizzontale di un sisma, che è solitamente la più dannosa) e cliccare su *Build code spectrum*. Nel caso si debba considerare bedrock un livello caratterizzato da valori di $v_s < 800$ m/s, si possono estrarre accelerogrammi derivanti da stazioni contrassegnate da *Site Class B* (Step 3);

REXEL v 3.5

Computer aided code-based real record selection for seismic analysis of structures
 (c) Lino Iervolino, Carmine Galasso and Eugenio Chioccarelli, 2008-2013
 Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università degli Studi di Napoli Federico II, Italy.

1. Target Spectrum

Italian Building Code 2008
 ag [g] 0.17
 Longitude [°] 11.259421
 Latitude [°] 43.780771
 Map
 Site class EC8 A
 Topographic category T1
 Nominal life 50 yea...
 Functional type II
 Limit state SLV (...)

Horizontal Vertical
 Disaggregation for Conditional hazard for
 (Italian sites) Sa(0s)... (Italian sites) PGVS...
 Look at disaggregation Look at conditional hazard

Build code spectrum **User-defined spectrum**

2. Preliminary database search

Based on M, R M minimum 4 M maximum 6.5
 R minimum [km] 0 R maximum [km] 50
 T [s] 1 Epsilon minimum -3 Epsilon maximum 3
 Database European Strong-motion Data...
 Site class Same as target spectrum
Check database **Preliminary plot**

3. Spectrum matching

Lower tolerance [%] 10
 Upper tolerance [%] 30
 T1 [s] 0.15
 T2 [s] 2
Plot spectral bounds

4. Analysis options

Scaled records
 (Per normalized records' search)
 I'm feeling lucky
 (Returns only the first combination found)
 Set size
 Individual record
 7 records
 30 records
1 component
2 components
3 components
NEW SEARCH **EXIT**

Acceleration elastic response spectrum
 Sa(T) [g]
 horizontal component, $T_R = 475$ years, $\xi = 5\%$
 T [s]

STEP4: inserire i dati derivanti dall'analisi di disaggregazione. Sebbene il programma permetta differenti parametri di scelta, si farà riferimento a coppie **magnitudo-distanza (M, R)** per Spectral acceleration a periodo 0 (**Sa=0s**). Inserire i valori degli intervalli di probabilità maggiore per Magnitudo e distanza e scegliere il database da interrogare (ESD, ITACA o SIMBAD) e confermare la finestra **Same as target spectrum** per ottenere input sismici la cui media sia aderente allo spettro target del progetto in esame. Infine, cliccare **Check database** per passare alla fase successiva.

STEP5: viene richiesta la massima tolleranza relativamente allo scarto tra spettro di riferimento del sito e spettro di risposta medio dei 7 input da estrarre. Va indicata la tolleranza in difetto (**Lower tolerance**), in eccesso (**Upper tolerance**) ed i valori di periodo (**T1[s] e T2[s]**) per cui verificare la corrispondenza. Il consiglio è quello di lasciare i parametri di default tranne T1[s] che cautelativamente può essere ridotto ad un valore di 0.10. Infine cliccare **Plot spectral bounds** per passare alla fase successiva;

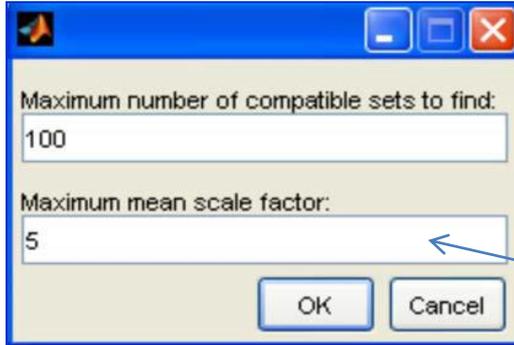
STEP6: deselezionare sia **-Scaled records**

(permette di ricorrere ad accelerogrammi spettrocompatibili solo se scalati), sia **-I'm feeling lucky** (restituisce solo la prima combinazione senza valutazioni sull'errore associato) e cliccare la finestra di output richiesta.

Per le applicazioni trattate in genere, selezionare **7 Records (1 component)**. Qualora il programma non riesca ad estrarre nulla sulla base dei vincoli richiesti, selezionare **Scaled records**, limitando il più possibile il fattore di scala.

Estrazione accelerogrammi di input

Successivamente compare una finestra in cui viene richiesto il numero massimo di combinazioni compatibili da ricercare (ognuna delle quali caratterizzata da 7 accelerogrammi) ed il massimo fattore di scala medio, se si è scelta l'opzione **Scaled records** nel precedente **Step 6**.



È opportuno limitare sia il fattore di scala (**se possibile valori inferiori a 2**), sia il numero di combinazioni (per visualizzare tutti i risultati prima di operare la scelta).

Alla fine un messaggio di avvenuta analisi ci permette di scaricare i dati.

Per prima cosa va scelta la combinazione (tra quelle selezionate) utile alle analisi. In particolare, si consiglia di scegliere quella con associato il minore scarto, sia medio sia dei singoli accelerogrammi, rispetto allo spettro di riferimento.

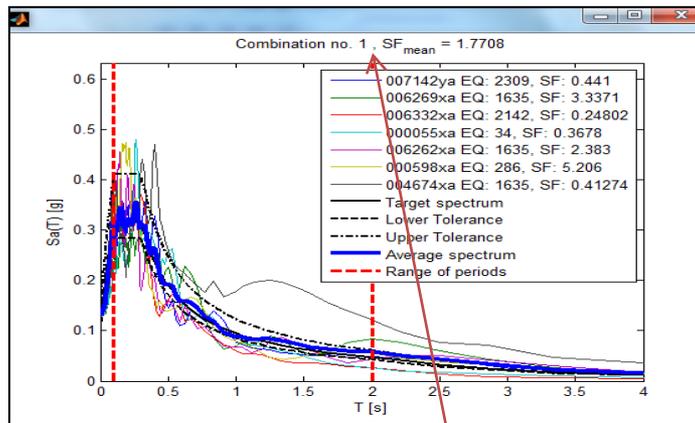
Analogamente, va sempre effettuata una valutazione sui singoli accelerogrammi di input e relativo spettro medio, al fine di valutare la presenza di eventuali anomalie (e.g. la presenza di picchi troppo accentuati, oppure input anomali con singolo fattore di scala elevato).

Se necessario è possibile rieseguire l'analisi modificando i parametri, oppure escludere stazioni ritenute non idonee (agendo nel menu a tendina **Output**).

Nel menu a tendina **Output** selezionare **Deviations - Horizontal**.

Verrà generato un file testo in cui valutare l'errore associato ad ogni set di accelerogrammi. Operata la scelta sulla base di tali criteri si seleziona dal menu a tendina **Output** il comando **Plot & get set - Horizontal**.

Dopo aver selezionato la combinazione scelta, il programma apre la figura dello spettro scelto



Spettro scelto

SCARTO_OUT - Blocco note

```

File Modifica Formato Visualizza ?

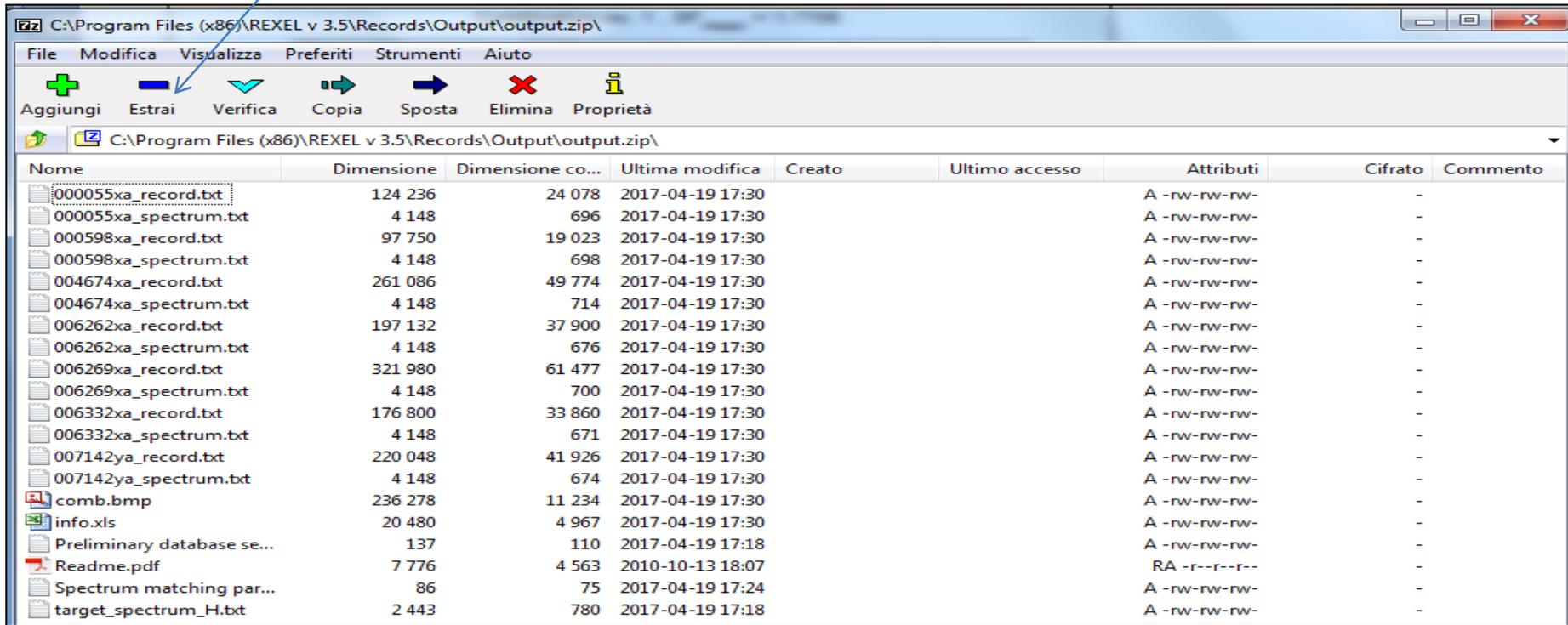
PGA - Input [m
Lower limit [%]: 10
Upper limit [%]: 30
Tolerance [%]: 0
Non-dimensional :

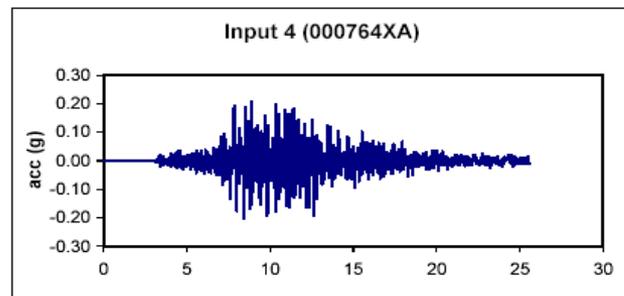
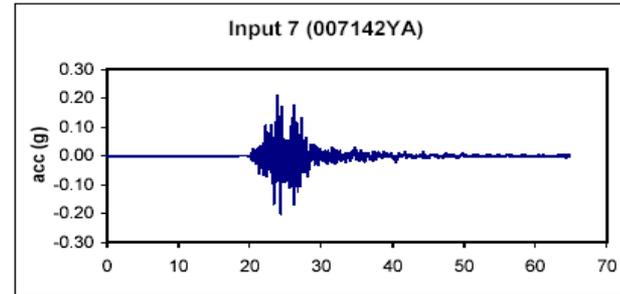
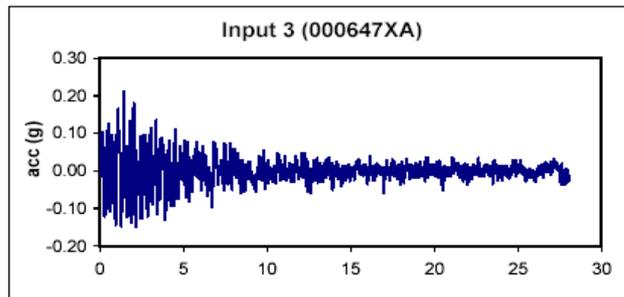
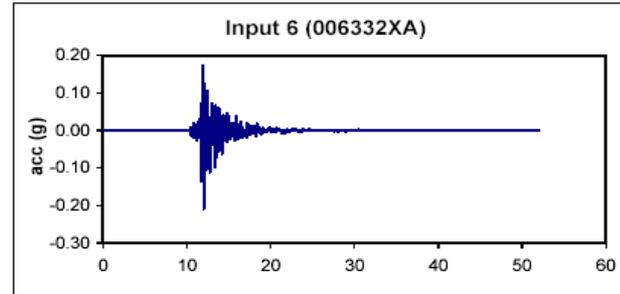
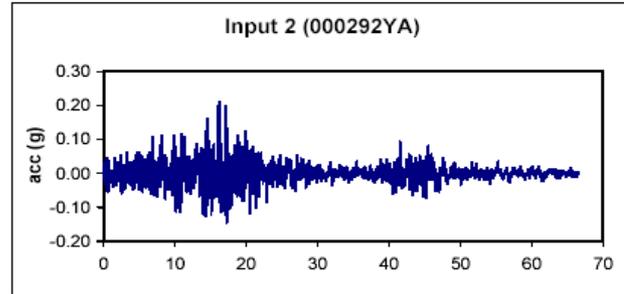
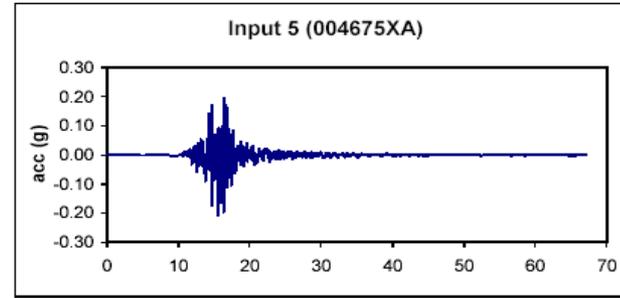
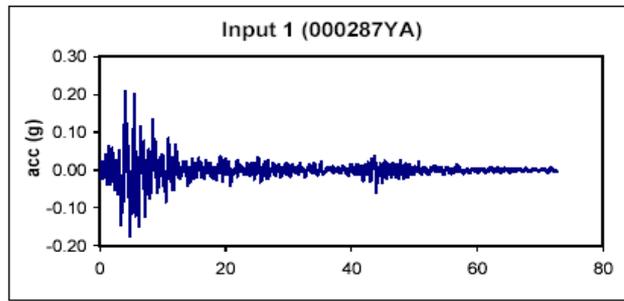
ncomb Recdev_med Recdev_1 Recdev_2 Recdev_3 Recdev_4 Recdev_5 Recdev_6 Recdev_7
1 0.067 0.157 0.212 0.218 0.221 0.223 0.243 0.660
2 0.087 0.157 0.212 0.218 0.221 0.223 0.294 0.781
3 0.058 0.157 0.212 0.218 0.221 0.223 0.411 0.660
4 0.101 0.157 0.212 0.218 0.221 0.235 0.293 0.592
5 0.094 0.157 0.212 0.218 0.221 0.235 0.293 0.660
6 0.089 0.157 0.212 0.218 0.221 0.235 0.294 0.660
7 0.084 0.157 0.212 0.218 0.221 0.235 0.294 0.781
8 0.068 0.157 0.212 0.218 0.221 0.235 0.298 0.781
9 0.061 0.157 0.212 0.218 0.221 0.235 0.322 0.781
10 0.056 0.157 0.212 0.218 0.221 0.235 0.330 0.660
-1 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000
    
```

e dopo la chiusura della figura, apre una cartella compressa con all'interno i dati relativi alla ***combinazione dei 7 input***, tra cui, necessari nella fase successiva, si menzionano:

-il file ***info.xls*** (che riporta i dati associati ai 7 accelerogrammi relativi alla combinazione scelta)
-i files in formato ***codiceterremoto record.txt*** (e.g. 000055xa_record.txt) che riportano le storie temporali (time- histories) di ognuno dei 7 input sismici.

Selezionare dall'icona *estrai* in il percorso in cui salvare i dati per le elaborazioni successive.





Gli accelerogrammi si definiscono "spettro-compatibili" in quanto vengono costruiti a partire da uno [spettro di risposta](#) atteso.

Scelta dei 7 sismogrammi spettro-compatibili e sismo-compatibili[^]

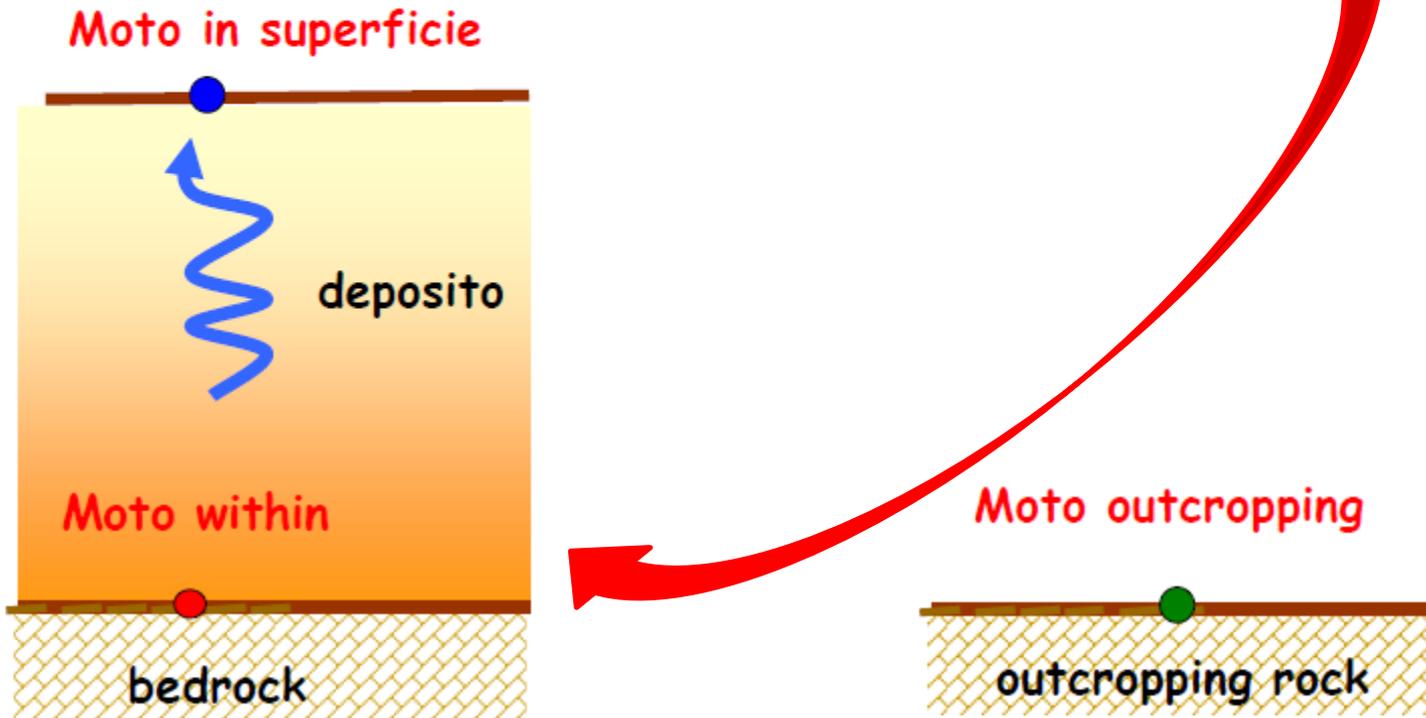
([^] scelta rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito)

MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE
con
STRATA

Applicazione dell'input sismico selezionato

Moto *outcropping* è il moto alla superficie della roccia affiorante

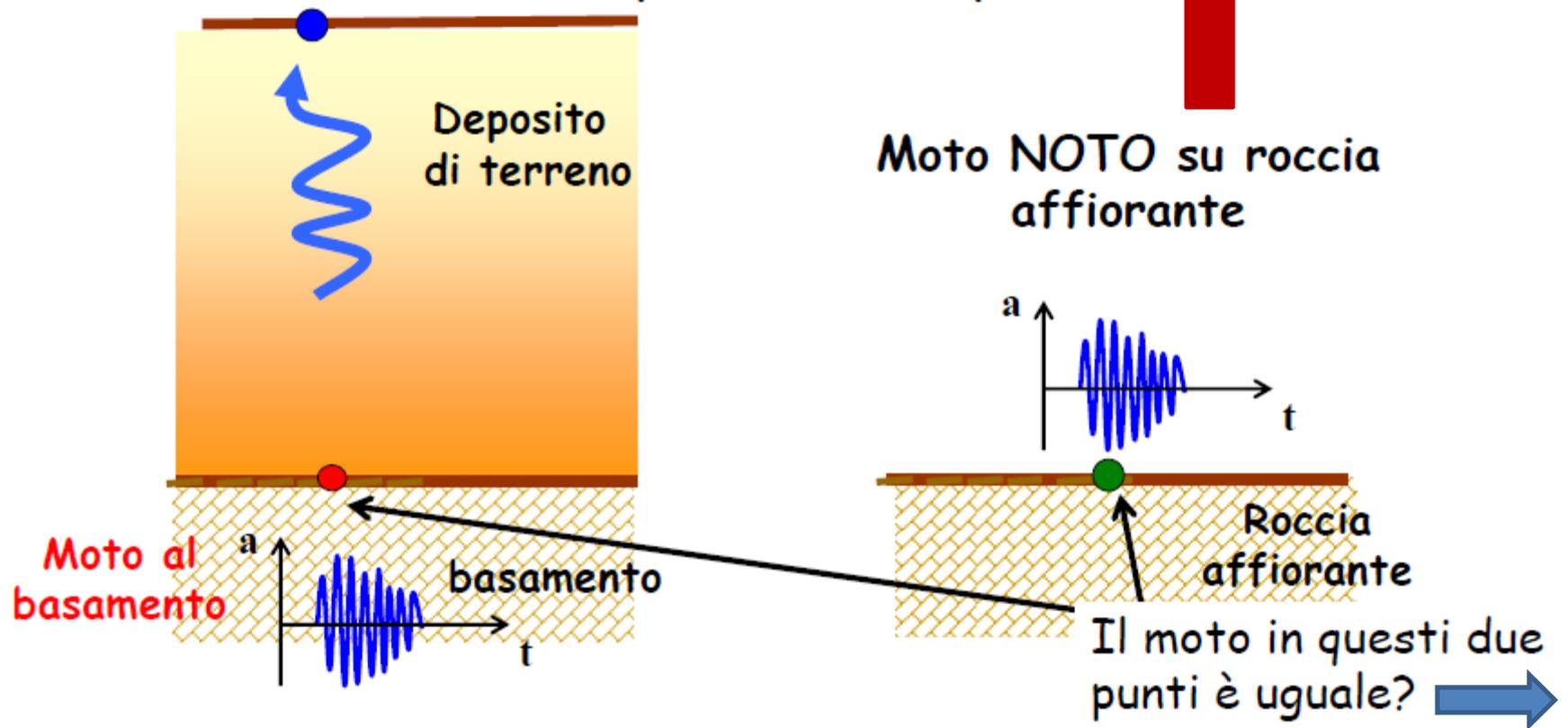
Moto *within* è il moto all'interfaccia deposito-basamento



Applicazione dell'input sismico selezionato

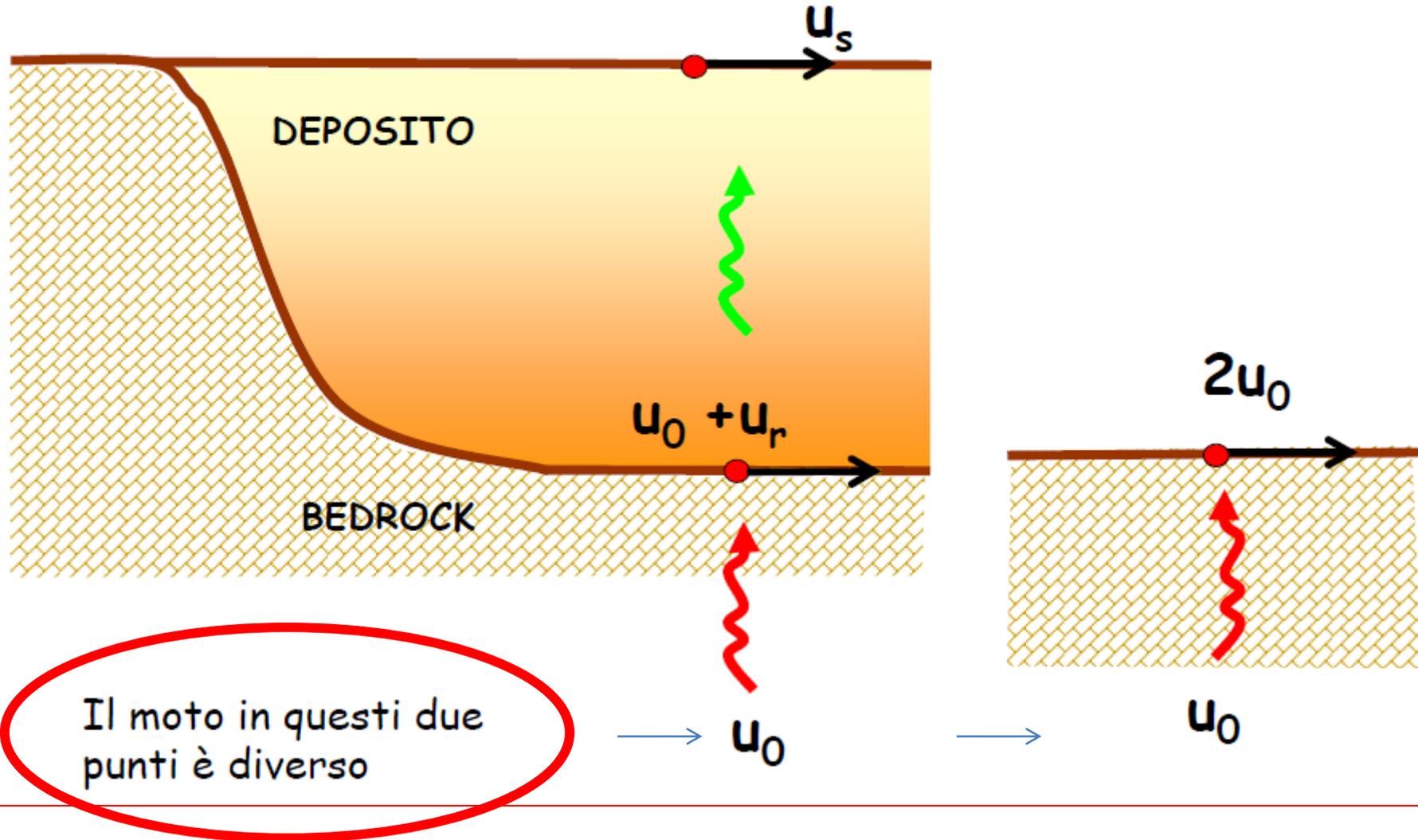
L'informazione generalmente disponibile è il moto sismico su roccia affiorante **(Outcropping)**

Moto **INCOGNITO** alla superficie del deposito



Applicazione dell'input sismico selezionato

Il moto di *outcrop* è leggermente differente dal moto al *bedrock*



I concetti di "moto di *outcrop*" e "moto di *within*" sono strettamente connessi ai concetti di "base infinitamente rigida" e "base elastica".

Nei codici di calcolo nel dominio della frequenza :

- l'opzione "outcropping" corrisponde alla base elastica;
- l'opzione "within" corrisponde alla base rigida.



Il moto specificato al codice è sempre il moto di outcropping.

-Se si simula il basamento elastico, il moto applicato al basamento è direttamente il moto di outcropping.

-Se si simula la base rigida, il moto di within è calcolato direttamente dal codice di calcolo sulla base delle funzioni di trasferimento.

Within vedremo come utilizzarlo nei fogli di strata, ma generalmente si utilizza esclusivamente outcrop anche per il bedrock!

*Si utilizza **Outcrop** poiché trattasi di accelerogrammi registrati in superficie e riportati in profondità mediante deconvoluzione, al fine di avere nell'esame degli output il confronto tra sito amplificato e sito non amplificato.*

Dopo aver estratto da REXEL il set di 7 accelerogrammi da utilizzare come terremoti di input, prima di iniziare la valutazione della **risposta sismica locale (RSL)**, è necessario appurare, in base al software utilizzato (nel nostro caso STRATA) se si deve intervenire sugli accelerogrammi estratti.

Clicca **File**: Si importa il file testo, relativo ai dati esposti nella slide **324**, già salvato in un determinato percorso.

General setting

STRATA

Importante la spunta

Metodo lineare equivalente EQL

Se si vuole eseguire l'analisi probabilistica si devono spuntare le caselle *Vary the properties* e *Vary the nonlinear properties*

Si lasciano i valori di default.

Selezionando *Vary the properties* si può studiare l'influenza della variabilità dei singoli parametri di input sul risultato finale. In tal modo è possibile gestire eventuali incertezze derivanti dalla campagna geognostica.

Scelta dei **parametri di calcolo**. Selezionare il massimo errore accettabile in output ed il massimo numero di iterazioni (i valori in figura possono essere considerati razionalmente accettabili). Selezionare, inoltre, il valore di *effective strain ratio* considerando che tale parametro può essere determinato mediante la seguente formula (Idriss and Sun, 1992): $ratio = (M - 1)/10$, dove *M* è la magnitudo del terremoto di input

Nella pratica 25 ÷ 30 Hz, ma il max ingegneristico è 20 Hz.
Wf = 0.1 - 0.2 Spessore max sottolivelli

Soil Types

General Settings Soil Types Soil Profile Motion(s) Output Specification Compute Results

Soil Types

+ Add Insert - Remove

Database con 10 *
tipologie di modelli

| Name | Unit Weight (kN/m ³) | G/G_max Model | Damping Model | Notes | Varied |
|-----------|----------------------------------|---------------------------|---------------------------|-------|-------------------------------------|
| 1 coltre | 9.00 | Darendeli & Stokoe (2001) | Darendeli & Stokoe (2001) | | <input checked="" type="checkbox"/> |
| 2 bedrock | 22.00 | Darendeli & Stokoe (2001) | Darendeli & Stokoe (2001) | | <input checked="" type="checkbox"/> |

In alternativa, scorrendo le liste, con **custom** si possono inserire i nostri valori di laboratorio o di letteratura, Aggiungendo con il tasto **Add** coppie di valori (strain %) **G/Gmax, Damping** a piacere.

Tasto Add: Inserimento parametri dei sismostrati.
Name (tiene il dato in memoria): tipo di terreno, **Unit Weight**: peso di volume, **G/Gmax, Damping**: curve dinamiche, dette anche coppie di valori di deformazione (strain %).

Tasto veloce

per accedere alla pagina di modifica e/o aggiunta di curve dinamiche **in base ai dati di laboratorio o di letteratura**

Scegliendo da **Tools** l'opzione **Add/Remove non linear curves** si possono aggiungere curve **custom** dell'utente

Inserimento parametri del **bedrock sismico**.

Poiché tale livello è ritenuto rigido, non bisognerà indicare curve dinamiche, ma solo il valore iniziale del damping. Il bedrock mostra rigidità e smorzamento costanti, ossia non variabili in relazione al livello deformativo

La profondità della falda serve per stabilire quando utilizzare il peso di volume immerso per il calcolo della pressione di confinamento

Bedrock Layer

Unit weight: 22,00 kN/m³ Damping: 3,00 % Vary the damping of the bedrock

Water Table Depth

Depth: 0,00 m

Nonlinear Curve Variation Parameters

Standard deviation model ([more information](#)): Darendeli

Normalized shear modulus (G/G_max):

Function: $\text{Math.exp}(-4.23) + \text{Math.sqrt}(0.25 / \text{Math.exp}(3.62) - \text{Math.pow}(\text{modulus} - 0.5, 2) / \text{Math.exp}(3.62))$ Min: 0,030 Max: 1,000

Damping:

Function: $\text{Math.exp}(-5) + \text{Math.exp}(-0.25) * \text{Math.sqrt}(\text{damping})$ Min: 0,50 % Max: 10,00 %G/G_max, Damping Correlation Coefficient (ρ): -0,50

Darendeli and Stokoe Model Parameters

Mean effective stress: 1,00 atm

Plasticity Index: 15

Over-consolidation ratio: 1,00

Excitation frequency: 1,0 Hz

Number of cycles: 10

Nonlin

*Database con 10
tipologie di modelli

-Darendeli & al.

fornisce valori da inserire nel modello: Sforzo efficace medio; IP; OCR; Frequenza di eccitazione; Numero di cicli.

-EPRI93 PI valori in funzione di IP (da 10 a 70) o della profondità (0-1000 ft).

-GEI83, -Geomatrix - Imperial Valley, - Peninsular range funzione (Profondità)

Idriss 1990, Seed e Idriss 1970 f(litologia) Vucetic et al. 1991 Funzione di IP



Site Profile

+ Add

Insert

- Remove

| | Depth (m) | Thickness (m) | Soil Type | Vs (m/s) |
|---|-----------|---------------|-----------|----------|
| 1 | 0.00 | 19.00 | coltre | 250.00 |
| 2 | 19.00 | Half-Space | Bedrock | 800.00 |

Si inseriscono le caratteristiche sismostratigrafiche del profilo in termini di **spessore** e valore di **Vs** dei sismostrati, nonché la tipologia di terreno che richiama i parametri inseriti nella tendina "**Soil type**".

Qualora il bedrock del sito di progetto sia caratterizzato da un comportamento non rigido ma deformabile (ad esempio argilliti o marne con valori di vs prossimi o inferiori ad 800 m/s), bisognerà inserire tale livello mediante le stesse procedure utilizzate per le coperture sismiche (sia nella tendina **Soil Profile**, sia nella tendina **Soil Types**)

Modalità di inserimento degli accelerogrammi

Motion(s)

Motion Input Location

Specify the location to input the motion(s) **Bedrock**

Input Motions

Add **Remove**

Bedrock
Specify depth...
Bedrock

Se il punto di inserimento dell'input corrisponde all'interfaccia tra bedrock rigido e coperture lasciare l'opzione **bedrock in Motion input location**. Qualora si disponga di un bedrock deformabile (da trattare nelle modalità indicate precedentemente), specificare la profondità (**Specify depth**) corrispondente al tetto di tale livello, sostituendola al riferimento di default **bedrock in Motion input location**. **Ma la scelta di default è bedrock**

strata

Input Plots

File... C:/Program Files (x86)/REXEL v 3.5/Records/Output/004674xa_record.txt

Description:

Point count: 7679 Time step: 0.0100 s Scale factor: 0.05

Format: Columns Data column: 2 Units: Gravity PGA: 0.156 g

Start line: 1 Stop line: 0 Current Line: 0

Con il tasto **Add** si apre una tendina. Cliccando su **File** apriamo il percorso in cui abbiamo salvato i Records con REXEL. Estraiamo ogni volta uno dei 7 records. Nella tendina accanto, ad es., abbiamo estratto 004674xa_record.txt.

C:\Program Files (x86)\REXEL v 3.5\Records\Output\output.zip\

| Nome | Dimensione | Dimensione co... | Ultima modifica | Creato | Ultimo accesso | Attributi | Cifrato | Commento |
|----------------------------|------------|------------------|------------------|--------|----------------|---------------|---------|----------|
| 000055xa_record.txt | 124 236 | 24 078 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 000055xa_spectrum.txt | 4 148 | 696 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 000598xa_record.txt | 97 750 | 19 023 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 000598xa_spectrum.txt | 4 148 | 698 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 004674xa_record.txt | 261 086 | 49 774 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 004674xa_spectrum.txt | 4 148 | 714 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 006262xa_record.txt | 197 132 | 37 900 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 006262xa_spectrum.txt | 4 148 | 676 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 006269xa_record.txt | 321 980 | 61 477 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 006269xa_spectrum.txt | 4 148 | 700 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 006332xa_record.txt | 176 800 | 33 860 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 006332xa_spectrum.txt | 4 148 | 671 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 007142ya_record.txt | 220 048 | 41 926 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| 007142ya_spectrum.txt | 4 148 | 674 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| comb.bmp | 236 278 | 11 234 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| info.xls | 20 480 | 4 967 | 2017-04-19 17:30 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| Preliminary database se... | 137 | 110 | 2017-04-19 17:18 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| Readme.pdf | 7 776 | 4 563 | 2010-10-13 18:07 | | | RA -r--r--r-- | - | |
| Spectrum matching par... | 86 | 75 | 2017-04-19 17:24 | | | A -rw-rw-rw- | - | |
| target_spectrum_H.txt | 2 443 | 780 | 2017-04-19 17:18 | | | A -rw-rw-rw- | - | |

OK Cancel Apply Help

untitled.strata* - Strata

File Edit Tools Window Help

Motion(s)

General Settings Soil Types Soil Profile Motion(s) Output Specification Compute Results

Motion Input Location **Motion input location**

Specify the location to input the motion(s): Bedrock

Input Motions

Name Description Type PGA (g) PGV (cm/s) Scale Factor

strata

Input Plots

File... C:/Program Files (x86)/REXEL v 3.5/Records/Output/000055xa_record.txt

Description:

Point count: 3654 Time step: 0,0100 s Scale factor: 0,03

Format: Columns Data column: 2 Units: Gravity PGA: 0,105 g

Start line: 1 Stop line: 0 Current Line: 1

| | |
|---------------|-----------------|
| 0.000000e+000 | 4.9055000e-003 |
| 1.000000e-002 | 1.3486000e-002 |
| 2.000000e-002 | 2.0843000e-002 |
| 3.000000e-002 | 1.4800000e-002 |
| 4.000000e-002 | 9.1884000e-004 |
| 5.000000e-002 | -4.7524000e-003 |
| 6.000000e-002 | 4.1569000e-003 |
| 7.000000e-002 | -3.4120000e-003 |
| 8.000000e-002 | -5.0075000e-002 |
| 9.000000e-002 | -1.0923000e-001 |
| 1.000000e-001 | -1.2851000e-001 |
| 1.100000e-001 | -9.7933000e-002 |
| 1.200000e-001 | -5.1375000e-002 |

Point count: col cursore cliccare l'ultima stringa in blu. Si legge il valore su **Current Line** e si ricopia su **Point count**.
Format : Columns
Start Line : 1
Time step: 0,01 s (richiesto da Strata)
Data column: 2
Stop Line : 0
Current Line :1
 Premere **Apply**
 Passare a **Scale factor** e utilizzandolo avvicinare **PGA** al valore del nostro sito. Alla fine **OK** !

Procedura da effettuare per ciascuno dei 7 accelerogrammi

Modalità di inserimento degli accelerogrammi

Come già visto, con **Add** si importa il file testo, relativo all'accelerogramma di input([codiceterremoto record.txt](#)), annotando **il numero di campioni** ed il **passo di campionamento**.
 Nella stessa pagina gli input vanno singolarmente normalizzati all'**ag di progetto**.
 Può essere necessario convertire il dato accelerometrico da m/s² a g, per agevolare la procedura di scalatura dell'**ag**.

OK Cancel Apply Help

Eros Aiello - CGT unisi

untitled.strata* - Strata

File Edit Tools Window Help

Motion(s)

General Settings Soil Types Soil Profile Motion(s) Output Specification Compute Results

Motion Input Location

Specify the location to input the motion(s):

Input Motions

| | Name | Description | Type | PGA (g) | PGV (cm/s) | Scale Factor |
|---|--|-------------|---------|---------|------------|--------------|
| 1 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\000055xa_record.txt | | Outcrop | 0.10 | 6.17 | 0.03 |
| 2 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\000598xa_record.txt | | Outcrop | 0.15 | 9.90 | 0.59 |
| 3 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\004674xa_record.txt | | Outcrop | 0.16 | 30.04 | 0.05 |
| 4 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\006262xa_record.txt | | Outcrop | 0.15 | 10.43 | 0.27 |
| 5 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\006269xa_record.txt | | Outcrop | 0.15 | 14.38 | 0.38 |
| 6 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\006332xa_record.txt | | Outcrop | 0.16 | 6.43 | 0.03 |
| 7 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\007142ya_record.txt | | Outcrop | 1.43 | 100.76 | 0.49 |

La tendina di Motion(s) alla fine dei 7 inserimenti degli accelerogrammi , costituenti l'input sismico , mostra la **PGA** (ag) e lo **Scale Factor**. Il **PGV (cm/s)** presenta valori che si riferiscono alla serie temporale delle velocità calcolata da STRATA in automatico.



Motion Input Location

Specify the location to input the motion(s): Bedrock

Input Motions

| | Name | Description | Type | PGA (g) | PGV (cm/s) | Scale Factor |
|---|--|-------------|---------|---------|------------|--------------|
| 1 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\000055xa_record.txt | | Outcrop | 0.10 | 6.17 | 0.03 |
| 2 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\000598xa_record.txt | | | | | |
| 3 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\004674xa_record.txt | | | | | |
| 4 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\006262xa_record.txt | | | | | |
| 5 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\006269xa_record.txt | | | | | |
| 6 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\006332xa_record.txt | | | | | |
| 7 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\007142ya_record.txt | | | | | |

Cliccando sul nome del File , appare una tendina .

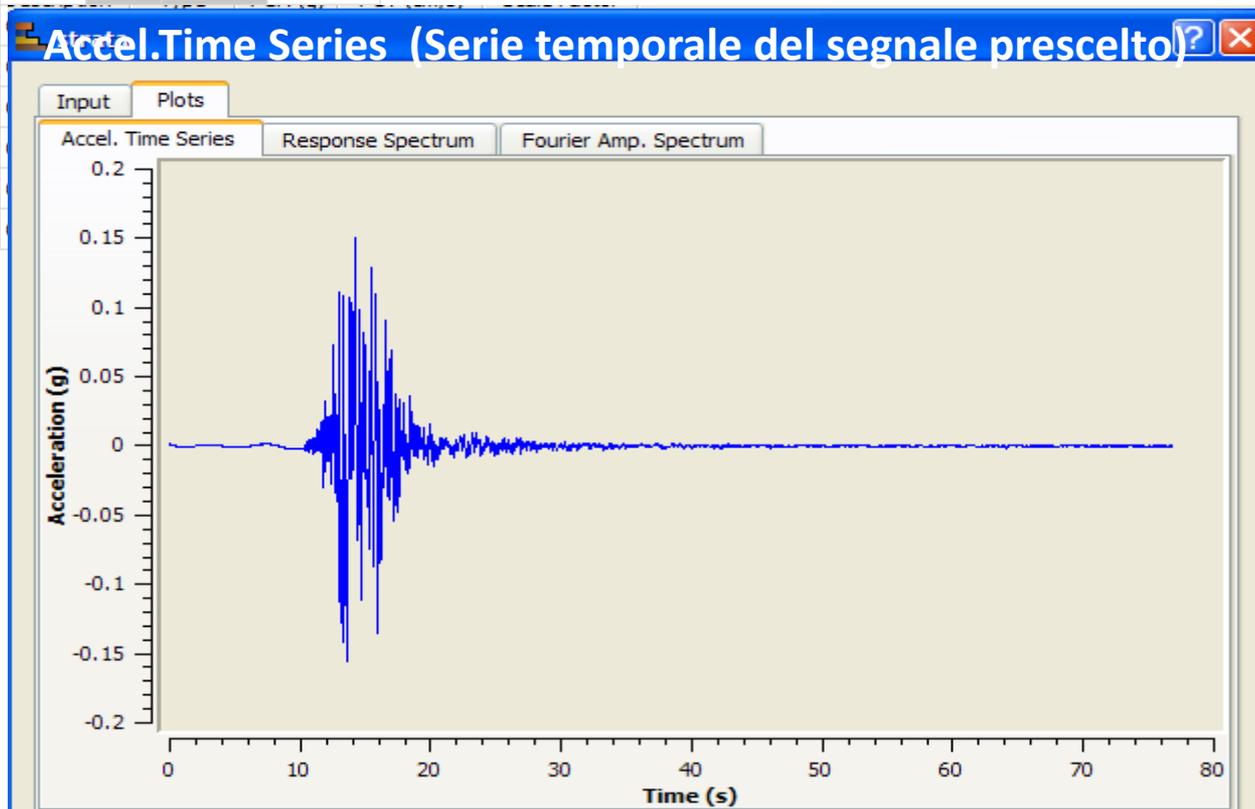
Sul menù **Plots** visualizziamo tre tipi di grafici:

Accel.Time Series (Serie temporale del segnale prescelto)

Response Spectrum (Spettro di risposta in accelerazione)

Fourier Amp. Spectrum (Spettro di Fourier dell'ampiezza del segnale)

Relativo al moto di input
selezionato



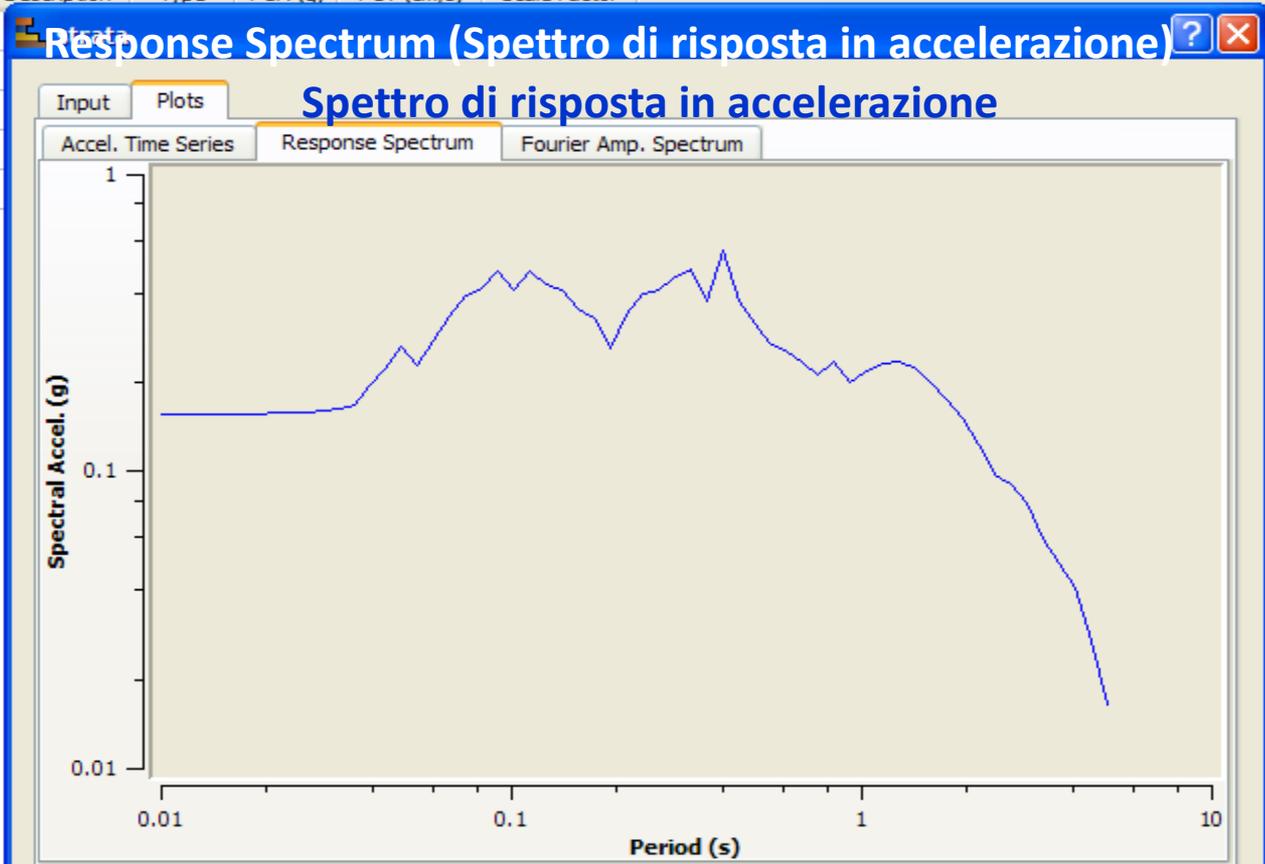
Motion Input Location

Specify the location to input the motion(s): Bedrock

Input Motions

+ Add - Remove Edit

| | Name | Description | Type | PGA (g) | PGV (cm/s) | Scale Factor |
|---|--|-------------|------|---------|------------|--------------|
| 1 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\004674xa_record.txt | | | | | |
| 2 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\006262xa_record.txt | | | | | |
| 3 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\006269xa_record.txt | | | | | |
| 4 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\006332xa_record.txt | | | | | |
| 5 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\007142ya_record.txt | | | | | |



Relativo al moto di input selezionato

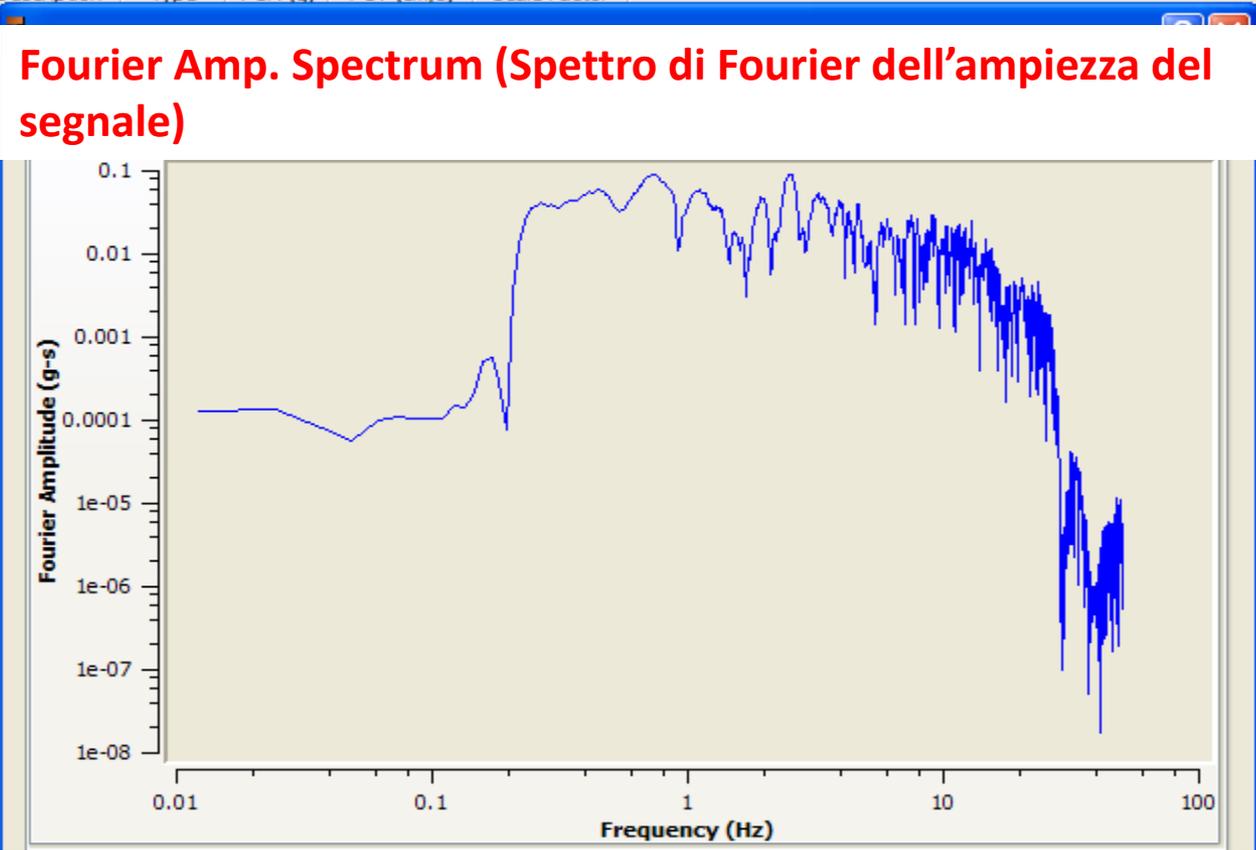
Motion Input Location

Specify the location to input the motion(s): Bedrock

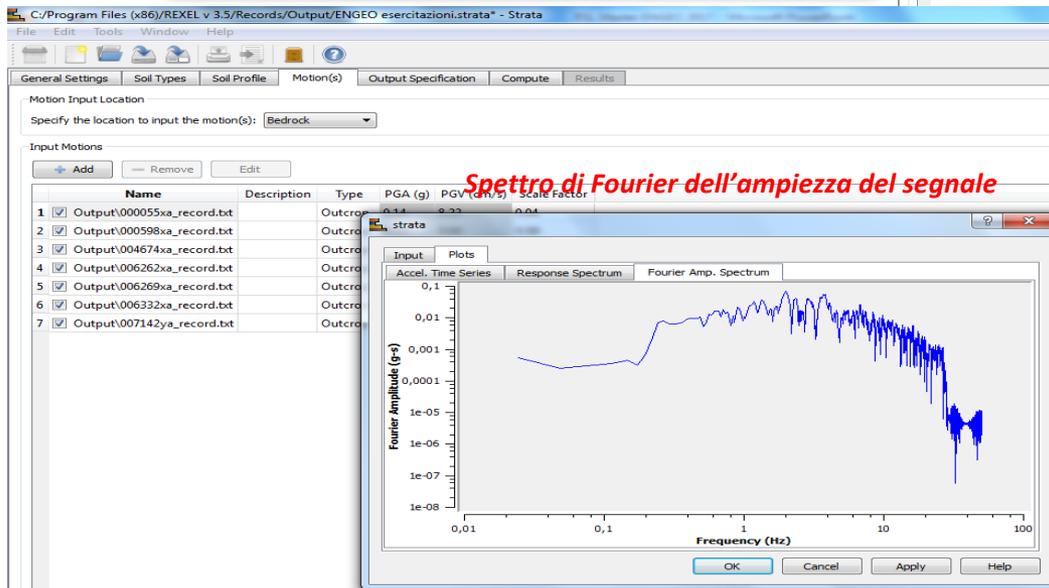
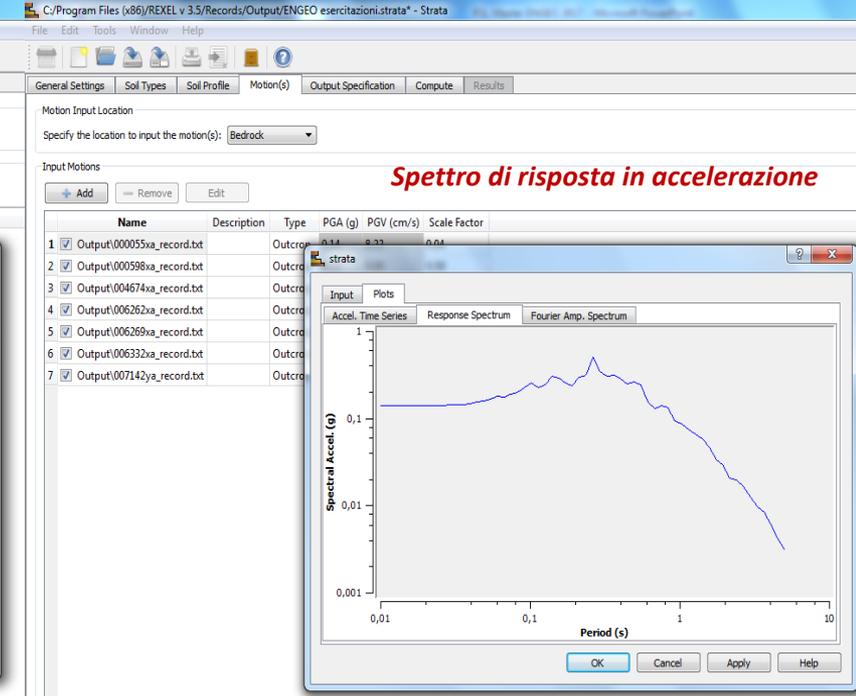
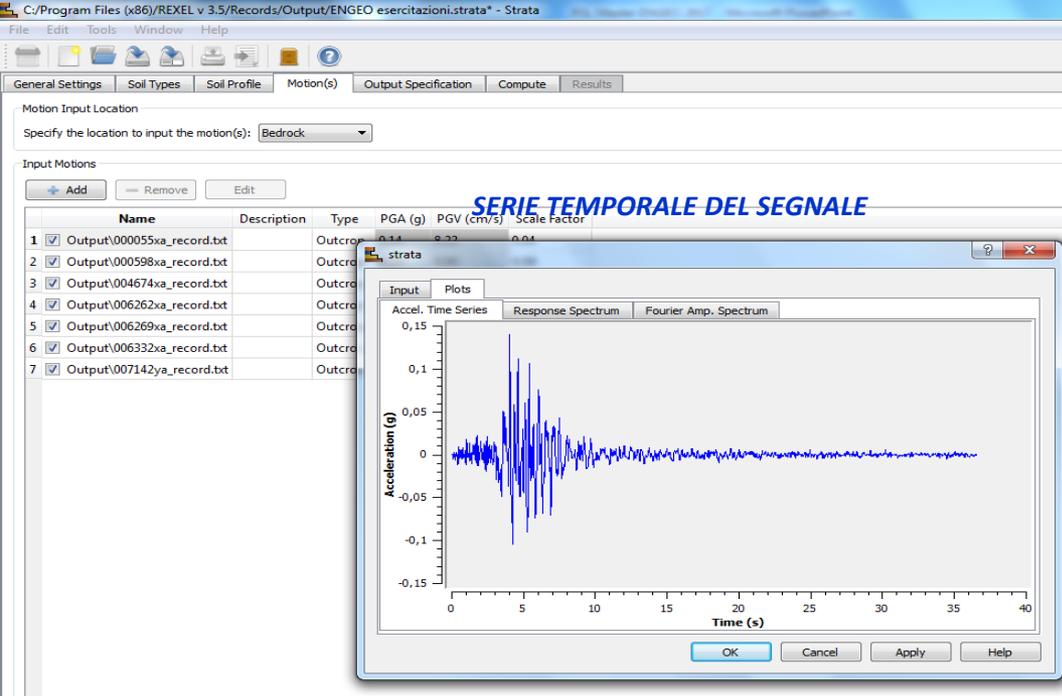
Input Motions

+ Add - Remove Edit

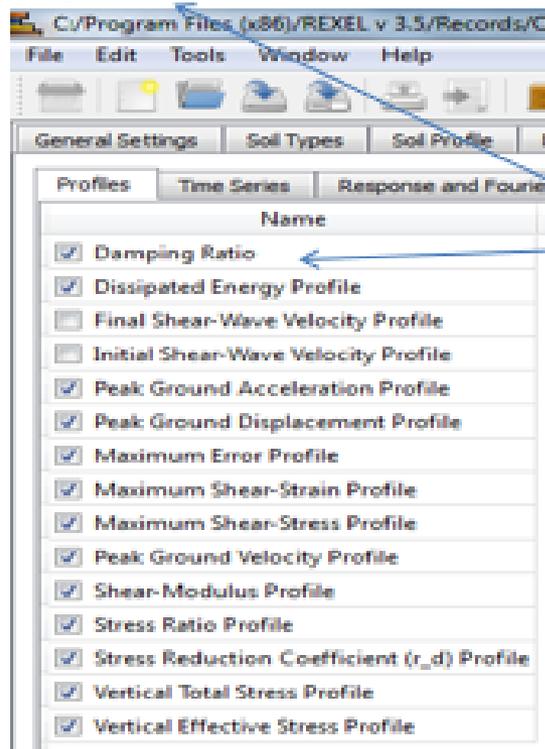
| | Name | Description | Type | PGA (g) | PGV (cm/s) | Scale Factor |
|---|--|-------------|------|---------|------------|--------------|
| 1 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\004674xa_record.txt | | | | | |
| 2 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\006262xa_record.txt | | | | | |
| 3 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\006269xa_record.txt | | | | | |
| 4 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\006332xa_record.txt | | | | | |
| 5 | <input checked="" type="checkbox"/> Output\007142ya_record.txt | | | | | |



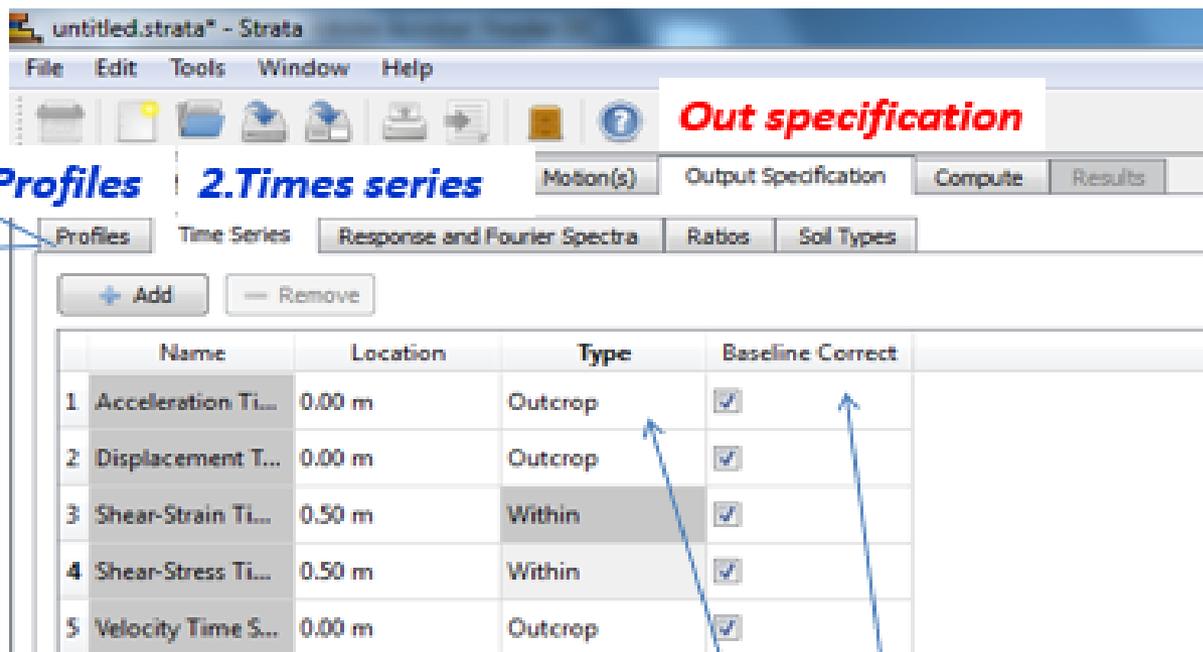
Relativo al moto di input selezionato



Profiles (Si spuntano i parametri di interesse)



1.Profiles



2.Times series

Out specification

Cliccando su **Add**

si visualizzano nei risultati

- le serie temporali in accelerazione
- spostamento
- deformazione di taglio
- sforzo di taglio
- velocità

Accelerogrammi di output.

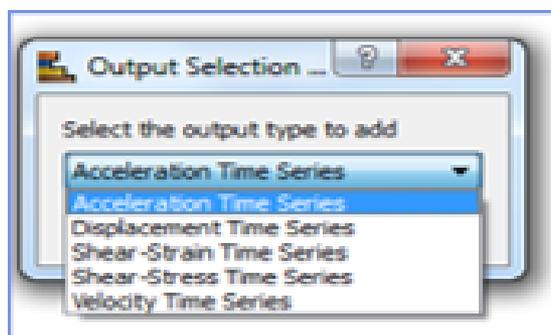
Profondità di riferimento dell'output : se il livello è affiorante (*outcrop*), se interno (*within*).

La *baseline correction*, ovvero la *correzione della linea base* nel dominio del tempo è utilizzata per correggere alcuni tipi di disturbi di lungo periodo sui segnali accelerometrici.

Within è obbligatorio

per Shear Strain e Shear Stress.

Detta condizione di livello interno riguarda anche fondazioni profonde o locali interrati.



C:/Program Files (x86)/REXEL v 3.5/Records/Output/ENGE0.strata* - Strata

File Edit Tools Window Help

Out specification

General Settings Soil Types Soil Profile **Response and Fourier Spectra** Results

Profiles Time Series **Response and Fourier Spectra** Ratios Soil Types

+ Add

Response and Fourier Spectra

| Name | Location | Type |
|-----------------------|----------|---------|
| 1 Acceleration Res... | 0,00 m | Outcrop |
| 2 Fourier Amplitu... | 0,00 m | Outcrop |

Indicazione delle proprietà dello spettro di risposta

Nella RSL l'analisi è riferita al moto del bedrock in affioramento per cui si sceglie Type : Outcrop.

Spettri di risposta.
 Si deve indicare la profondità di riferimento dell'output e se il livello è affiorante o non affiorante. E' possibile definire, oltre che lo **spettro di risposta** per la profondità richiesta (solitamente il livello di imposta delle fondazioni), anche altre profondità (per analizzare dettagliatamente la variazione degli spettri con la profondità). Selezionare la profondità corrispondente al punto di imposizione degli input, **indicando nella tendina Type l'opzione Outcrop**, poiché trattasi di accelerogrammi registrati in superficie e riportati in profondità mediante deconvoluzione, al fine di avere nell'esame degli output il confronto tra sito amplificato e sito non amplificato.

Con Add

Select the output type to add

- Acceleration Response Spectrum
- Acceleration Response Spectrum
- Fourier Amplitude Spectrum

Loggin level
 Scelta del livello di approfondimento dell'analisi (analisi da eseguire nella tendina menù successiva (**COMPUTE**))

Response Spectrum Properties

Damping: 5,0 %

Minimum: 0,01 s

Maximum: 5,00 s

Point count: 64

Spacing: Log

Frequency Properties

Minimum: 0,05 Hz

Maximum: 50,00 Hz

Point count: 512

Spacing: Log

Logging Properties

Logging level: Low

Eros Aiello - CGT unisi

345

C:/Program Files (x86)/REXEL v 3.5/Records/Output/ENGE0.strata* - Strata

File Edit Tools Window Help

General Settings Soil Types Soil Profile Motion(**Ratios**) on Compute Results

Profiles Time Series Response and Fourier Spectra Ratios Soil Types

+ Add - Remove

| | Name | Location 1 | Type 1 | Location 2 | Type 2 |
|---|--------------------|------------|---------|------------|---------|
| 1 | Spectral Ratio | 0.00 m | Outcrop | Bedrock | Outcrop |
| 2 | Acceleration Tr... | 0.00 m | Outcrop | Bedrock | Outcrop |

Nella RSL l'analisi è riferita al moto del bedrock in affioramento per cui si sceglie **Type 2 : Outcrop.**

Con **Add**

Output Selection ... ? X

Select the output type to add

- Strain Transfer Function
- Acceleration Transfer Function
- Spectral Ratio
- Strain Transfer Function

Le NTC2008 (Cap. 3.2.3.5) prevedono l'utilizzo per SLV di uno **spettro di progetto**. Ai fini della modellazione, in fase di compilazione dell'input, bisognerà indicare un valore del **Damping** (fattore di smorzamento) differente dal 5% ed uguale al valore risultante dalla sostituzione del parametro η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura fornito dal progettista, sulla base delle caratteristiche strutturali del manufatto oggetto d'indagine. Infatti il damping (indicato con la lettera ξ) è legato al parametro η dalla seguente relazione:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55$$

Il massimo fattore di smorzamento ξ (corrispondente ad $\eta = 0.55$) è pari al 28%.

Response Spectrum Properties

Damping: 5,0 %

Minimum: 0,01 s

Maximum: 5,00 s

Point count: 64

Spacing: Log

Frequency Properties

Minimum: 0,05 Hz

Maximum: 50,00 Hz

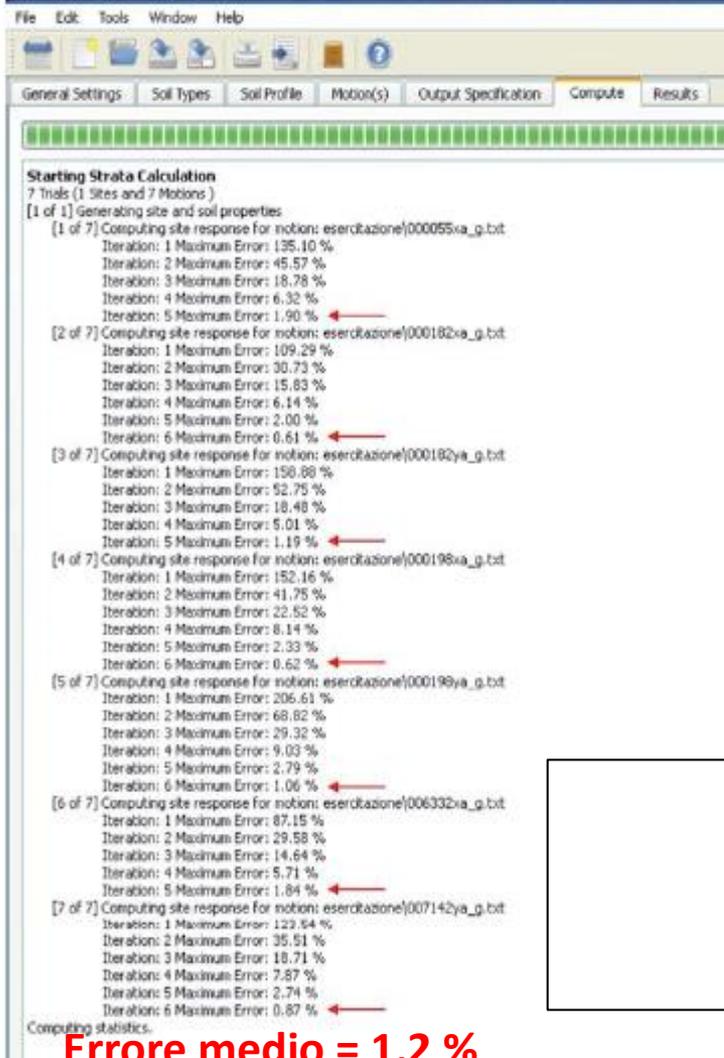
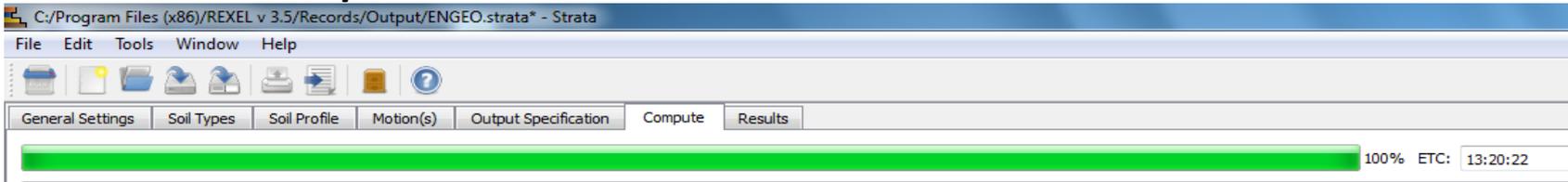
Point count: 512

Spacing: Log

Logging Properties

Logging level: Low

Compute



Errore medio = 1,2 %

La schermata illustra il risultato dell'errore residuo legato all'analisi compiuta sui 7 accelerogrammi di input, avendo selezionato un Livello di Approfondimento (*logging level*) medium.

Nel tabulato si nota come i valori dell'errore residuo, sia come singoli valori (indicati da frecce rosse), che come media, siano inferiori al 2%, valore massimo consentito per l'analisi.

**L'analisi consente
valori massimi dell'errore residuo
singoli o come media
< 2%**

output

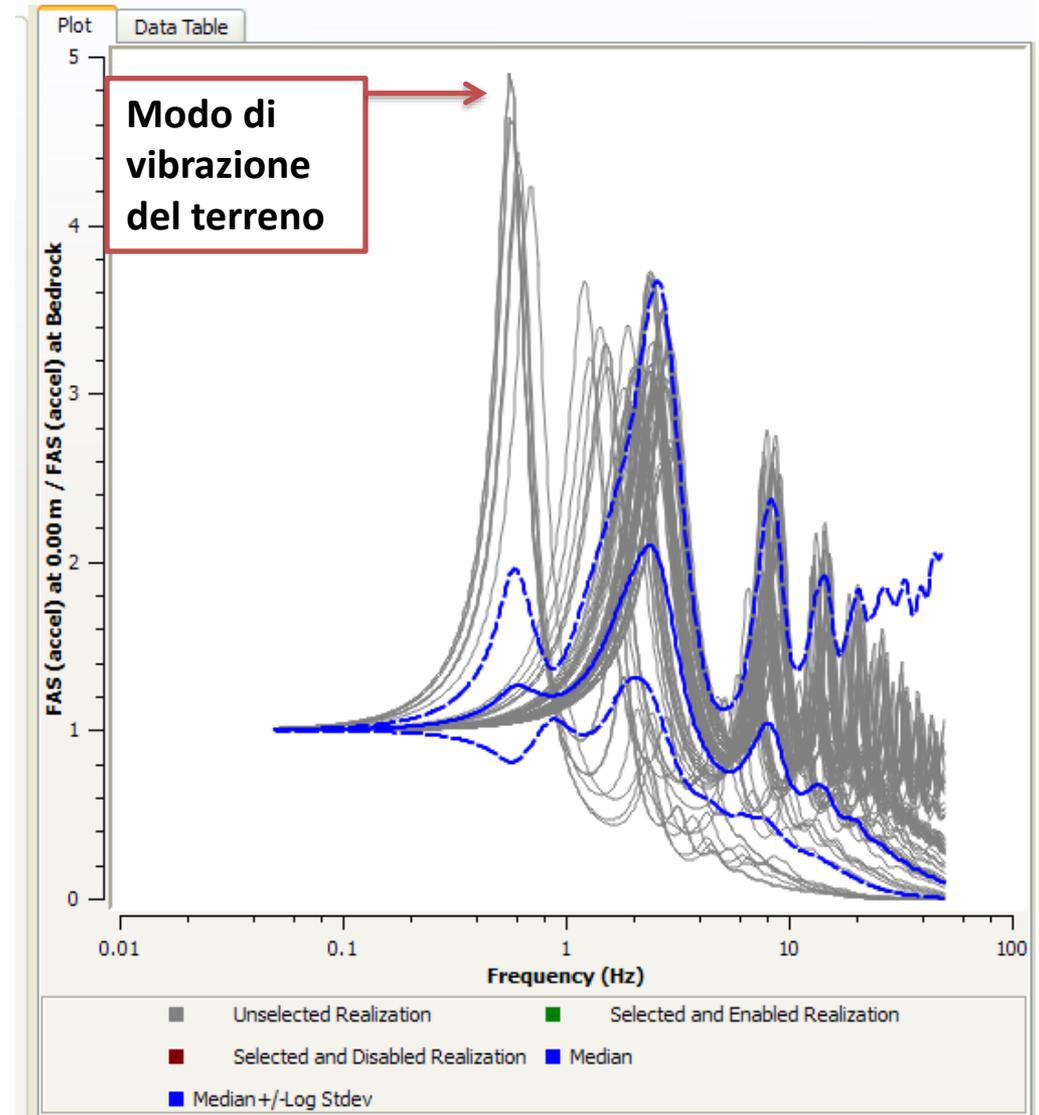
Funzione di trasferimento dell'accelerazione

o

Rapporto degli spettri di Fourier superficie/bedrock

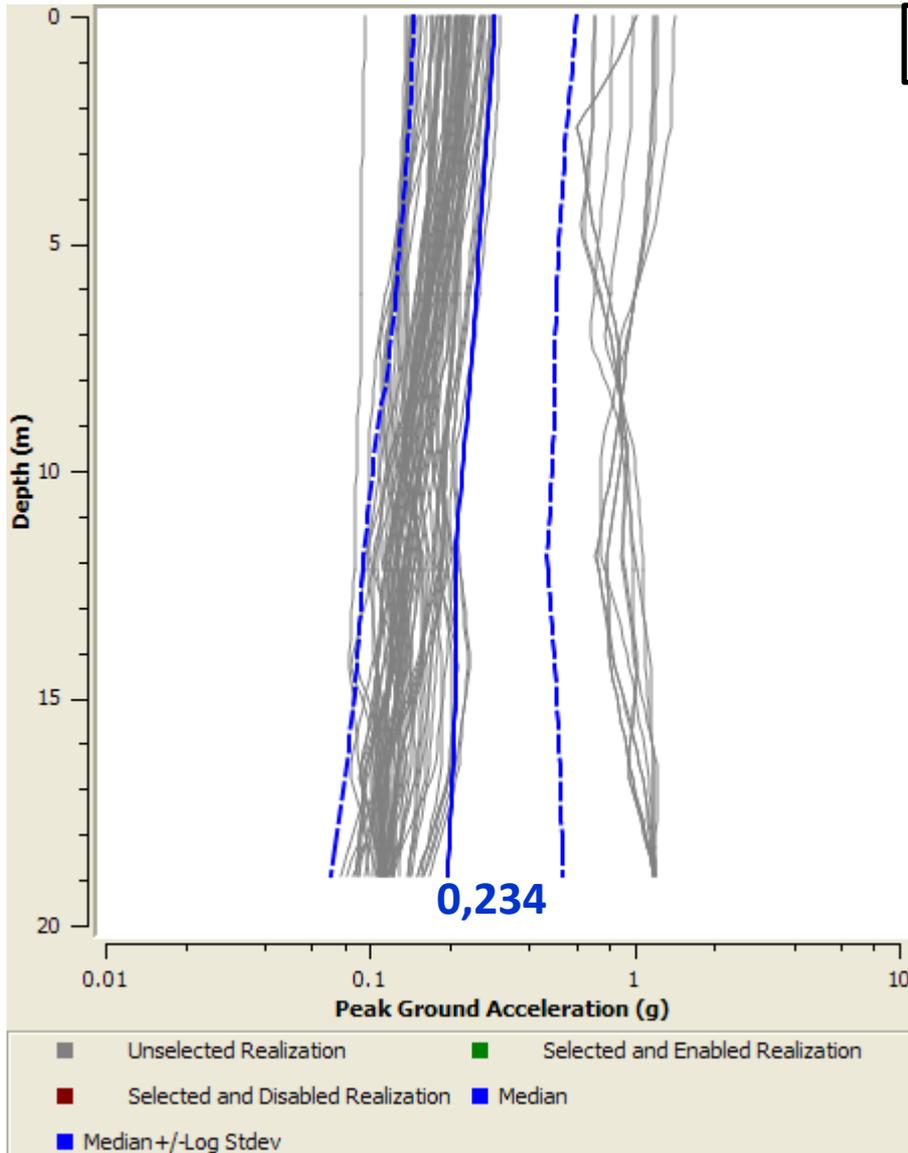
Serve per valutare l'insorgere di fenomeni di doppia risonanza terreno-struttura

Serve nella Pianificazione territoriale (MS) in quanto l'amplificazione del sito è una misura qualitativa della sua pericolosità sismica.



0,272

Andamento della PGA ai vari livelli

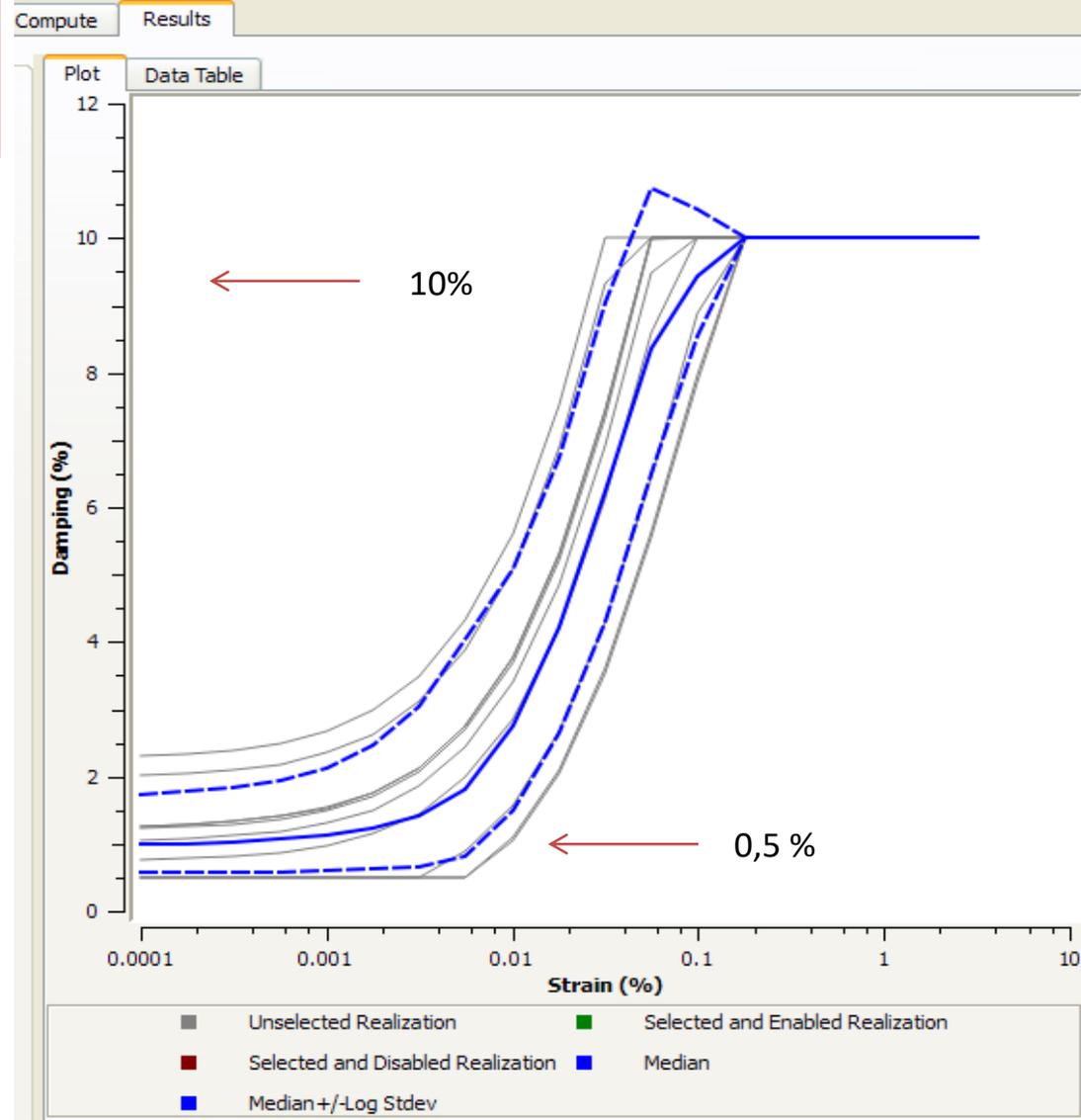


| Plot | Data Table | |
|------|-------------------------------------|----------|
| | S-5-M-Rexel e.g\007142ya_record.txt | |
| | S-6-M-Output\004674xa_re | |
| 1 | 0.143952 | 0.271971 |
| 2 | 0.143131 | 0.270744 |
| 3 | 0.14231 | 0.269518 |
| 4 | 0.141489 | 0.268292 |
| 5 | 0.140668 | 0.267065 |
| 6 | 0.139847 | 0.265839 |
| 7 | 0.139026 | 0.264613 |
| 8 | 0.138205 | 0.263386 |
| 9 | 0.137243 | 0.261922 |
| 10 | 0.135743 | 0.259549 |
| 11 | 0.134243 | 0.257176 |
| 12 | 0.132743 | 0.254803 |
| 13 | 0.131243 | 0.25243 |
| 14 | 0.129743 | 0.250057 |
| 15 | 0.128243 | 0.247684 |
| 16 | 0.126743 | 0.245311 |
| 17 | 0.124849 | 0.242773 |
| 18 | 0.1224 | 0.240005 |
| 19 | 0.119952 | 0.237237 |
| 20 | 0.117504 | 0.23447 |

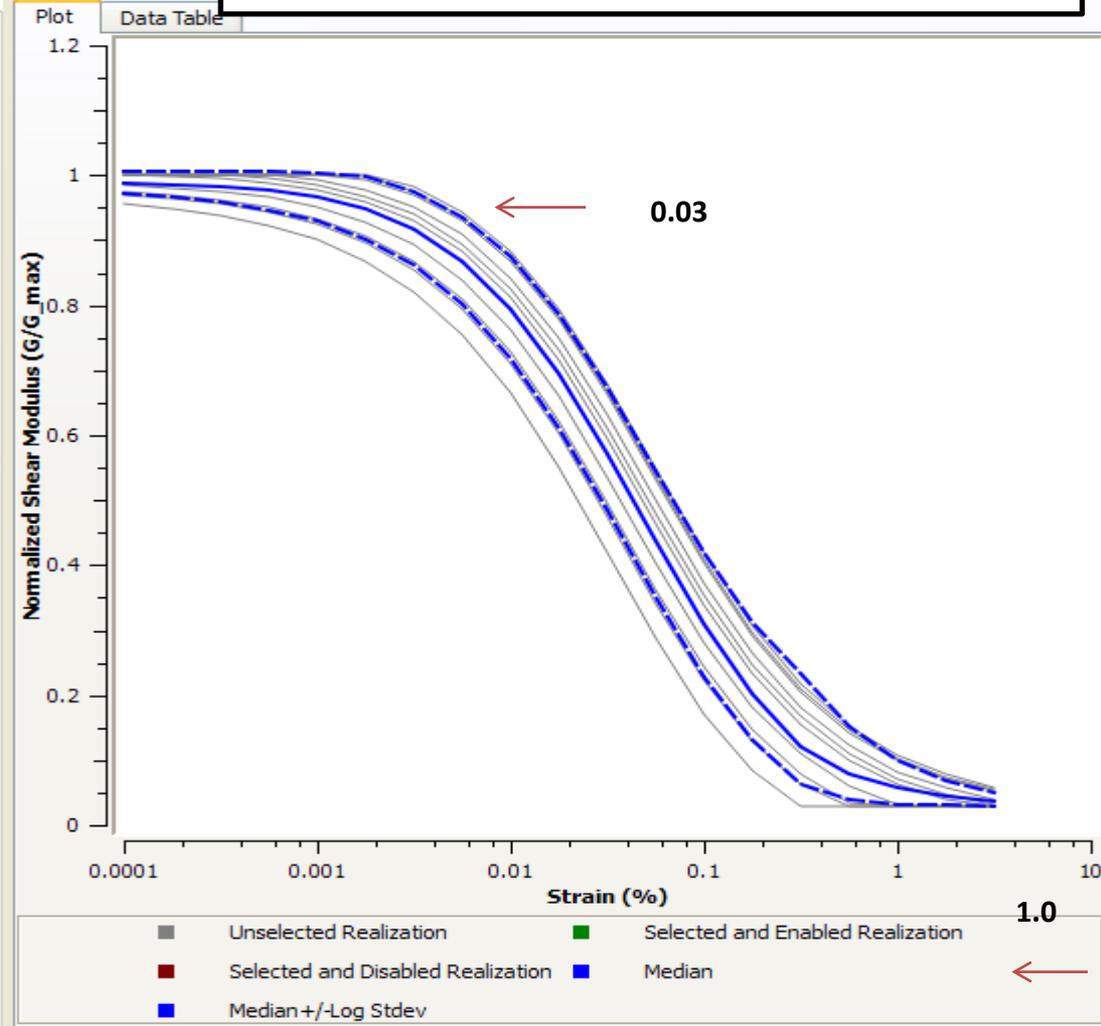
La PGA media passa da 0,234 g al bedrock a 0,272 g alla superficie (suolo) .

Curva del rapporto di smorzamento Damping Ratio

Spazio smorzamento-deformazioni



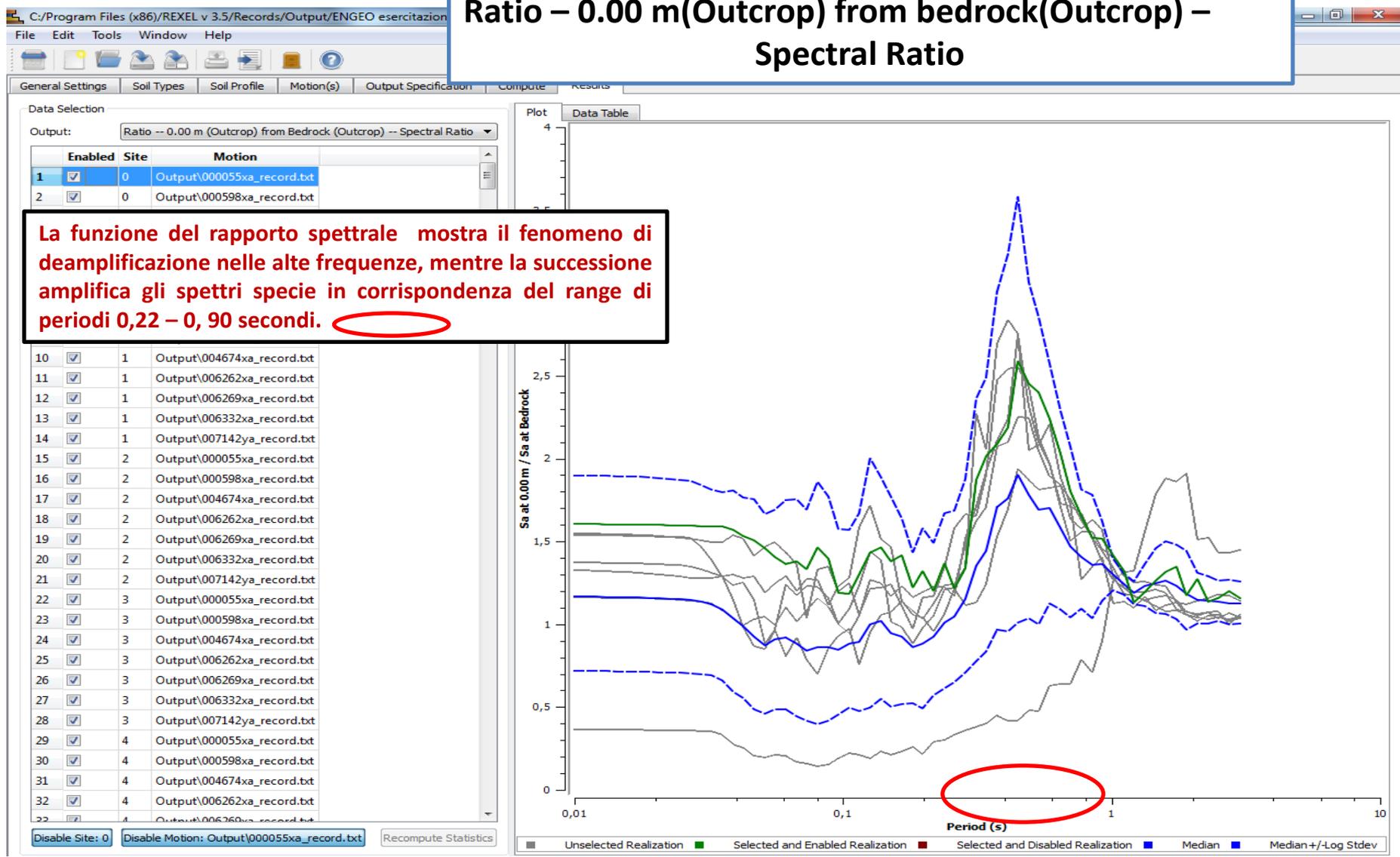
Curva di decadimento del Modulo di taglio G Shear Modulus Reduction



Realizzazioni statisticamente plausibili nell'intervallo 0.03 – 1.0, limite da noi indicato in precedenza

Rapporto spettrale tra spettro di risposta in superficie e spettro di risposta al bedrock

Ratio – 0.00 m(Outcrop) from bedrock(Outcrop) – Spectral Ratio



C:/Program Files (x86)/REXEL v 3.5/Records/Output/ENGE0 esercitazioni.strata* - Strata

File Edit Tools Window Help

General Settings Soil Types Soil Profile Motion(s) Output Specification Compute Results

Data Selection

Output: Ratio -- 0.00 m (Outcrop) from Bedrock (Outcrop) -- Acceleration Tr

| Enabled | Site | Motion |
|-------------------------------------|------|----------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> | 0 | Output\000055xa_record.txt |
| <input type="checkbox"/> | 0 | Output\000598xa_record.txt |
| <input type="checkbox"/> | 0 | Output\004674xa_record.txt |
| <input type="checkbox"/> | 0 | Output\006262xa_record.txt |
| <input type="checkbox"/> | 0 | Output\006269xa_record.txt |
| <input type="checkbox"/> | 0 | Output\006332xa_record.txt |
| <input type="checkbox"/> | 0 | Output\007142ya_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\007142ya_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\007142ya_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\007142ya_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\007142ya_record.txt |

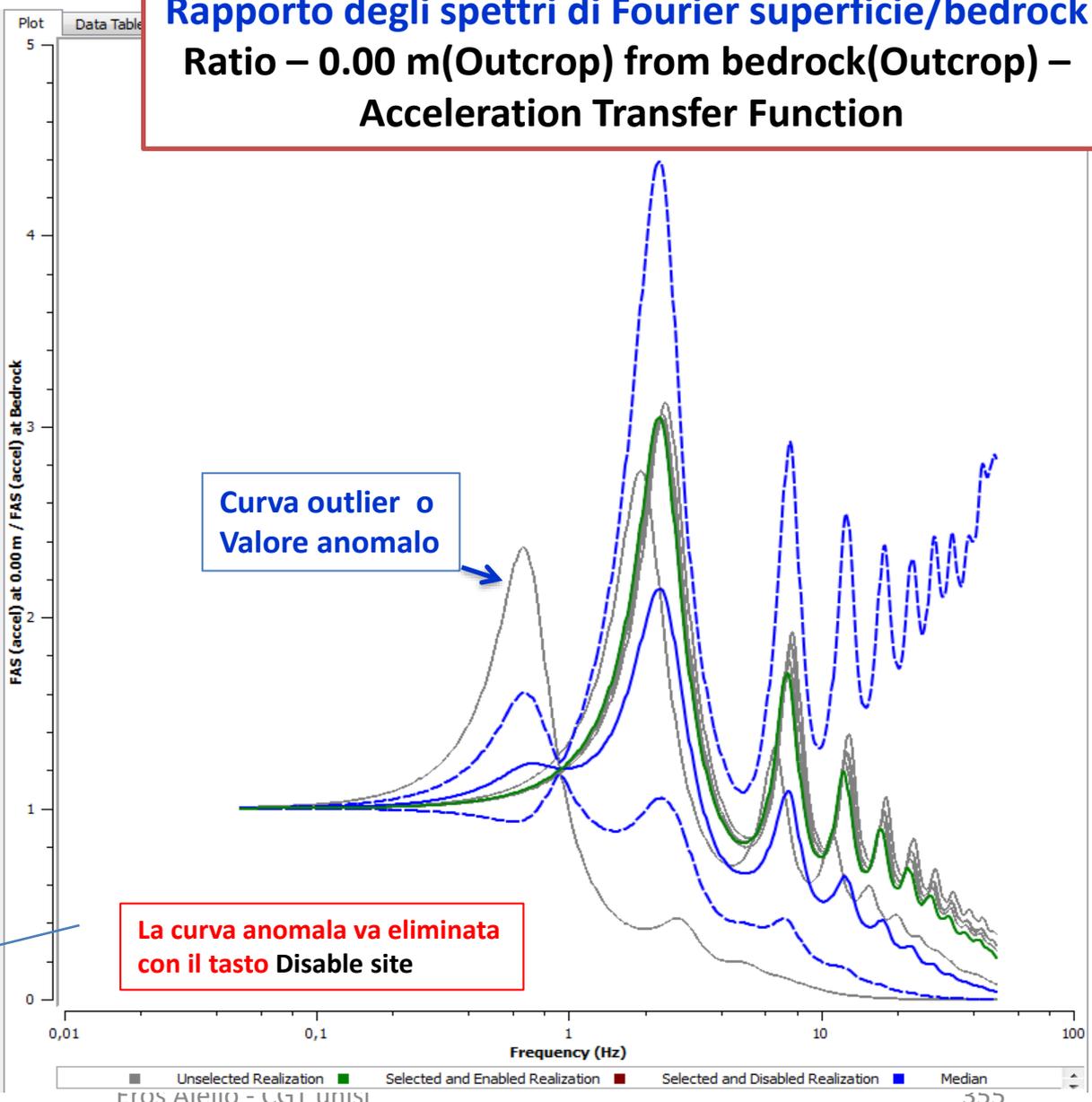
Enable Site: 0 Disable Motion: Output\000055xa_record.txt Recompute Statistics

Funzione di trasferimento dell'accelerazione

o

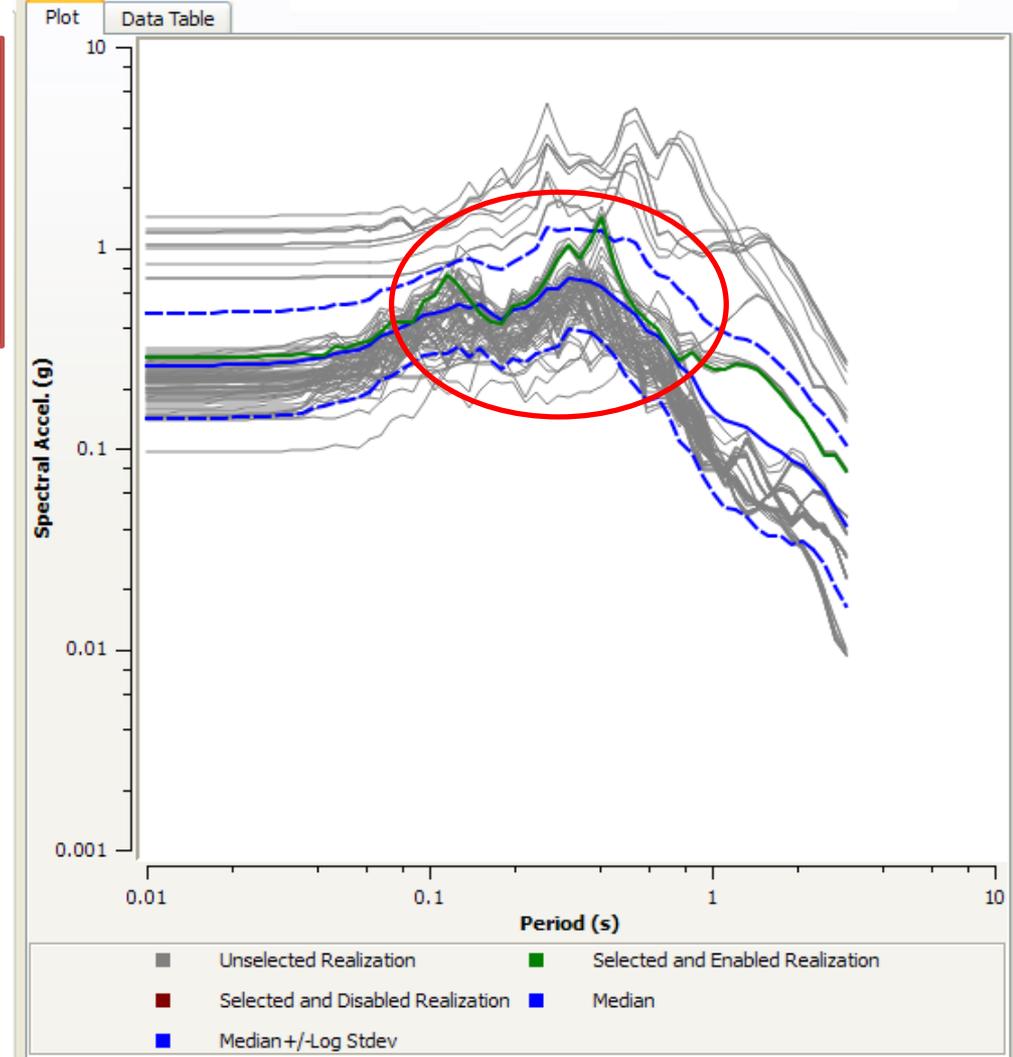
Rapporto degli spettri di Fourier superficie/bedrock

Ratio – 0.00 m(Outcrop) from bedrock(Outcrop) – Acceleration Transfer Function



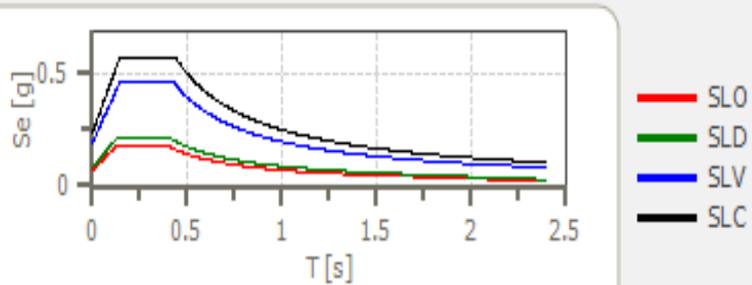
Spettro di risposta in accelerazione Acceleration Response Spectrum

compute Results



Lo Spettro di risposta in accelerazione (SLV) evidenzia un *plateau* con valori circa uguali rispetto allo spettro di normativa (v. sotto), ma leggermente spostati verso periodi (s) più alti.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



C:/Program Files (x86)/REXEL v 3.5/Records/Output/ENGEO esercitazioni.strata* - Strata

File Edit Tools Window Help

General Settings Soil Types Soil Profile Motion(s) Output Specification Compute Results

Data Selection

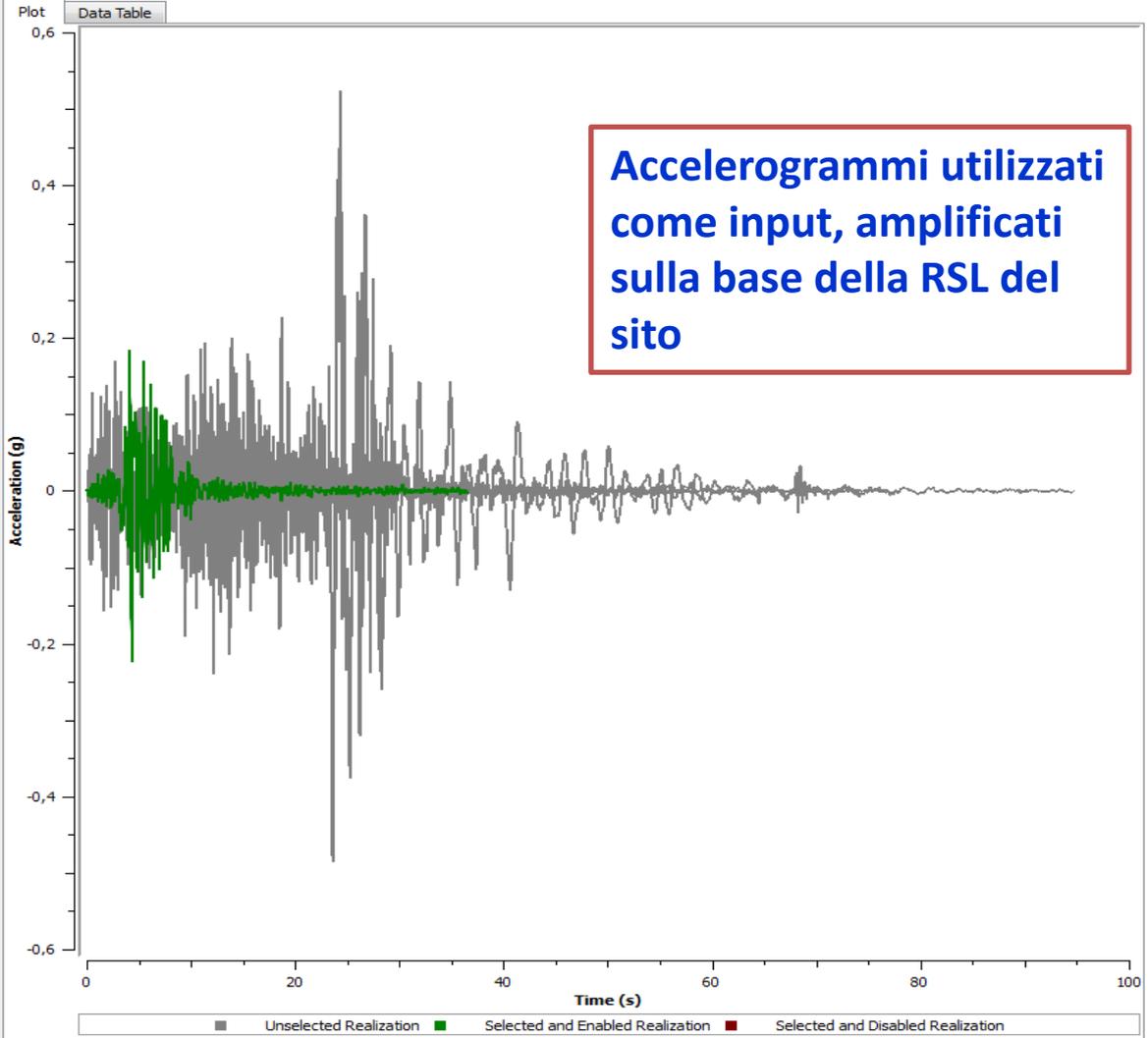
Output: Time Series -- 0.00 m (Outcrop) -- Acceleration Time Series -- corre

| Enabled | Site | Motion |
|-------------------------------------|------|----------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> | 0 | Output\000055xa_record.txt |
| <input type="checkbox"/> | 0 | Output\000598xa_record.txt |
| <input type="checkbox"/> | 0 | Output\004674xa_record.txt |
| <input type="checkbox"/> | 0 | Output\006262xa_record.txt |
| <input type="checkbox"/> | 0 | Output\006269xa_record.txt |
| <input type="checkbox"/> | 0 | Output\006332xa_record.txt |
| <input type="checkbox"/> | 0 | Output\007142ya_record.... |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\007142ya_record.... |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\007142ya_record.... |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\007142ya_record.... |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\006269xa_record.txt |

Enable Site: 0 Disable Motion: Output\000055xa_record.txt Recompute Statistics

Serie temporale in superficie

Time Series- 0.00m (Outcrop)- Acceleration Time Series



Accelerogrammi utilizzati come input, amplificati sulla base della RSL del sito

Serie temporale (within) Time Series- 0.50m (within)- Shear Strain Time Series

C:\Program Files (x86)\REXEL v 3.5\Records\Output\ENGENO esercitazioni.strata* - Strata

Edit Tools Window Help

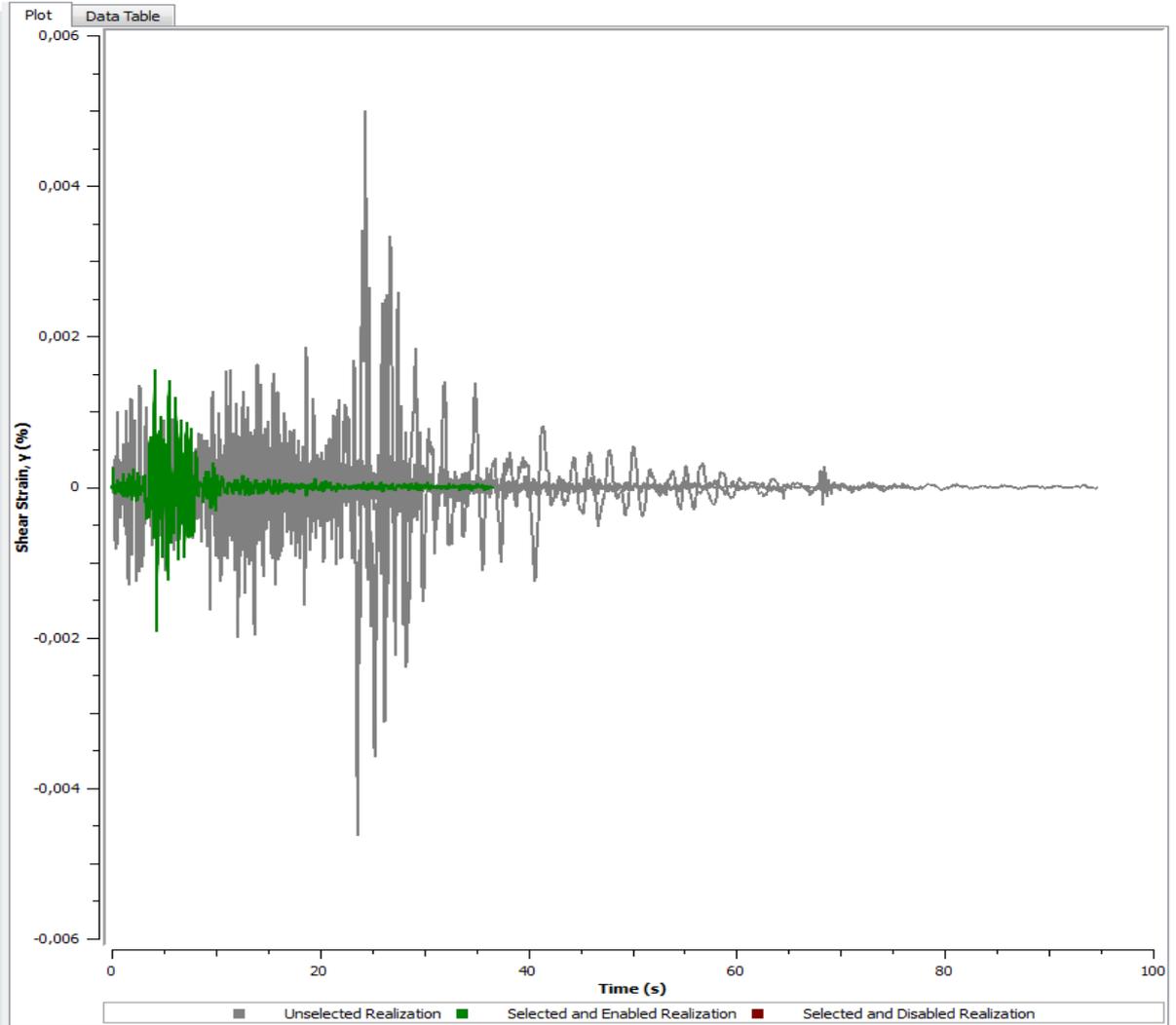
General Settings Soil Types Soil Profile Motion(s) Output Specification Compute Results

Data Selection

Output: Time Series -- 0.50 m (Within) -- Shear-Strain Time Series -- correct

| | Enabled | Site | Motion |
|----|-------------------------------------|------|----------------------------|
| 1 | <input checked="" type="checkbox"/> | 0 | Output\000055xa_record.txt |
| 2 | <input type="checkbox"/> | 0 | Output\000598xa_record.txt |
| 3 | <input type="checkbox"/> | 0 | Output\004674xa_record.txt |
| 4 | <input type="checkbox"/> | 0 | Output\006262xa_record.txt |
| 5 | <input type="checkbox"/> | 0 | Output\006269xa_record.txt |
| 6 | <input type="checkbox"/> | 0 | Output\006332xa_record.txt |
| 7 | <input type="checkbox"/> | 0 | Output\007142ya_record.txt |
| 8 | <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\000055xa_record.txt |
| 9 | <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\000598xa_record.txt |
| 10 | <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\004674xa_record.txt |
| 11 | <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006262xa_record.txt |
| 12 | <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006269xa_record.txt |
| 13 | <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006332xa_record.txt |
| 14 | <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\007142ya_record.txt |
| 15 | <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\000055xa_record.txt |
| 16 | <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\000598xa_record.txt |
| 17 | <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\004674xa_record.txt |
| 18 | <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006262xa_record.txt |
| 19 | <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006269xa_record.txt |
| 20 | <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006332xa_record.txt |
| 21 | <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\007142ya_record.txt |
| 22 | <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\000055xa_record.txt |
| 23 | <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\000598xa_record.txt |
| 24 | <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\004674xa_record.txt |
| 25 | <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006262xa_record.txt |
| 26 | <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006269xa_record.txt |
| 27 | <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006332xa_record.txt |
| 28 | <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\007142ya_record.txt |
| 29 | <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\000055xa_record.txt |
| 30 | <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\000598xa_record.txt |
| 31 | <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\004674xa_record.txt |
| 32 | <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\006262xa_record.txt |
| 33 | <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | Output\006269xa_record.txt |

Enable Site: 0 Disable Motion: Output\000055xa_record.txt Recompute Statistics



Da Results su Data Selection Output: Location 0.00m (Outcrop) – Acceleration Response Spectrum
Si evidenzia la colonna Period(s) e si copia per trasportarla sul foglio excel ENGE0 RSL Colonna A.

General Settings | Soil Types | Soil Profile | Motion(s) | Output Specification | Compute | Results

Data Selection

Output: Location -- 0.00 m (Outcrop) -- Acceleration Response Spectrum

| Enabled | Site | Motion |
|-------------------------------------|------|-------------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> | 0 | Rexel e.g\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 0 | Rexel e.g\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 0 | Rexel e.g\007142ya_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Rexel e.g\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Rexel e.g\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Rexel e.g\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Rexel e.g\007142ya_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Rexel e.g\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Rexel e.g\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Rexel e.g\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Rexel e.g\007142ya_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Rexel e.g\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Rexel e.g\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Rexel e.g\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Rexel e.g\007142ya_record.txt |

Plot | Data Table

| Period (s) | S-1-M-Output\004674xa_record.txt | S-1-M-Output\006262xa_record.txt |
|------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 22 | 0.0669433 | 0.380389 |
| 23 | 0.0732869 | 0.425156 |
| 24 | 0.0802317 | 0.425792 |
| 25 | 0.0878345 | 0.429565 |
| 26 | 0.0961578 | 0.539902 |
| 27 | 0.10527 | 0.577105 |
| 28 | 0.115245 | 0.729442 |
| 29 | 0.126166 | 0.6437 |
| 30 | 0.138122 | 0.547287 |
| 31 | 0.15121 | 0.472113 |
| 32 | 0.165539 | 0.425147 |
| 33 | 0.181226 | 0.415693 |
| 34 | 0.198399 | 0.505975 |
| 35 | 0.2172 | 0.53321 |
| 36 | 0.237782 | 0.58829 |
| 37 | 0.260314 | 0.696309 |
| 38 | 0.284982 | 0.885714 |
| 39 | 0.311987 | 1.03735 |
| 40 | 0.341551 | 0.885632 |
| 41 | 0.373917 | 1.07564 |
| 42 | 0.40935 | 1.414 |
| 43 | 0.44814 | 0.834351 |
| 44 | 0.490607 | 0.603055 |
| 45 | 0.537097 | 0.487642 |
| 46 | 0.587993 | 0.437619 |
| 47 | 0.643712 | 0.388796 |

Disable Site: 0 | Disable Motion: Rexel e.g\006269xa_record.txt | Recalculate Statistics

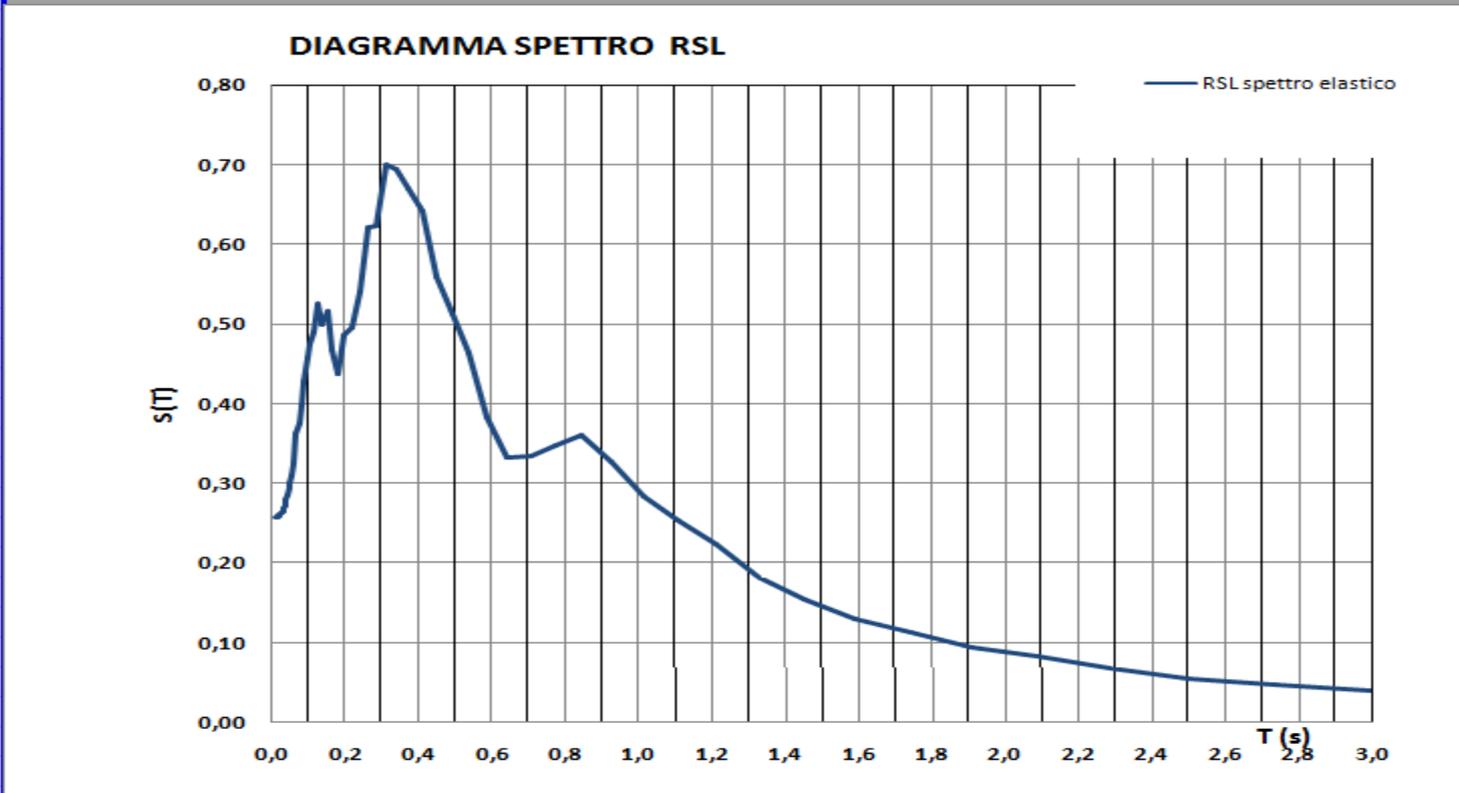
Colonna A - T (sec)

| | A | B |
|----|----------|-------|
| 1 | 0,01 | 0,258 |
| 2 | 0,010948 | 0,258 |
| 3 | 0,011985 | 0,258 |
| 4 | 0,013121 | 0,258 |
| 5 | 0,014364 | 0,259 |
| 6 | 0,015725 | 0,259 |
| 7 | 0,017215 | 0,260 |
| 8 | 0,018847 | 0,260 |
| 9 | 0,020633 | 0,261 |
| 10 | 0,022588 | 0,262 |
| 11 | 0,024728 | 0,263 |
| 12 | 0,027072 | 0,264 |
| 13 | 0,029637 | 0,266 |
| 14 | 0,032445 | 0,268 |
| 15 | 0,03552 | 0,272 |
| 16 | 0,038886 | 0,281 |
| 17 | 0,042571 | 0,285 |
| 18 | 0,046605 | 0,296 |
| 19 | 0,051021 | 0,300 |
| 20 | 0,055856 | 0,310 |
| 21 | 0,061149 | 0,326 |
| 22 | 0,066943 | 0,363 |
| 23 | 0,073287 | 0,376 |
| 24 | 0,080232 | 0,398 |
| 25 | 0,087835 | 0,428 |
| 26 | 0,096158 | 0,459 |
| 27 | 0,10527 | 0,475 |
| 28 | 0,115245 | 0,490 |
| 29 | 0,126166 | 0,525 |
| 30 | 0,138122 | 0,500 |
| 31 | 0,15121 | 0,516 |
| 32 | 0,165539 | 0,467 |
| 33 | 0,181226 | 0,438 |
| 34 | 0,198399 | 0,486 |
| 35 | 0,2172 | 0,495 |
| 36 | 0,237782 | 0,542 |
| 37 | 0,260314 | 0,621 |

N.B.: riportare nelle colonne A e B gli spettri da analizzare della Risposta Sismica Locale

| A | B |
|---------|-------|
| T (sec) | a (g) |

Spettro RSL - SLV



Da Results su **Data Selection** Output: Location 0.00m (Outcrop) – Acceleration Response Spectrum, si evidenzia la penultima colonna **Median** e si copia per trasportarla sul foglio excel **ENGE0 RSL** Colonna B.

General Settings | Soil Types | Soil Profile | Motion(s) | Output Specification | Compute | Results

Data Selection

Output: Location -- 0.00 m (Outcrop) -- Acceleration Response Spectrum

| Enabled | Site | Motion |
|-------------------------------------|------|-------------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> | 0 | Rexel e.g\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 0 | Rexel e.g\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 0 | Rexel e.g\007142ya_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Rexel e.g\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Rexel e.g\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Rexel e.g\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | Rexel e.g\007142ya_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Rexel e.g\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Rexel e.g\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Rexel e.g\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | Rexel e.g\007142ya_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\004674xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006262xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Output\006332xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Rexel e.g\000055xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Rexel e.g\000598xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Rexel e.g\006269xa_record.txt |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | Rexel e.g\007142ya_record.txt |

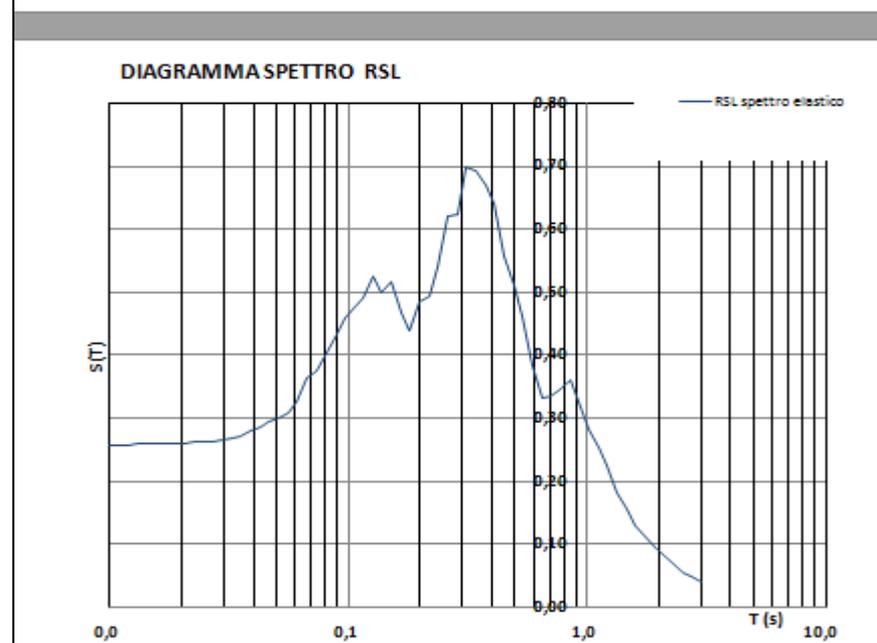
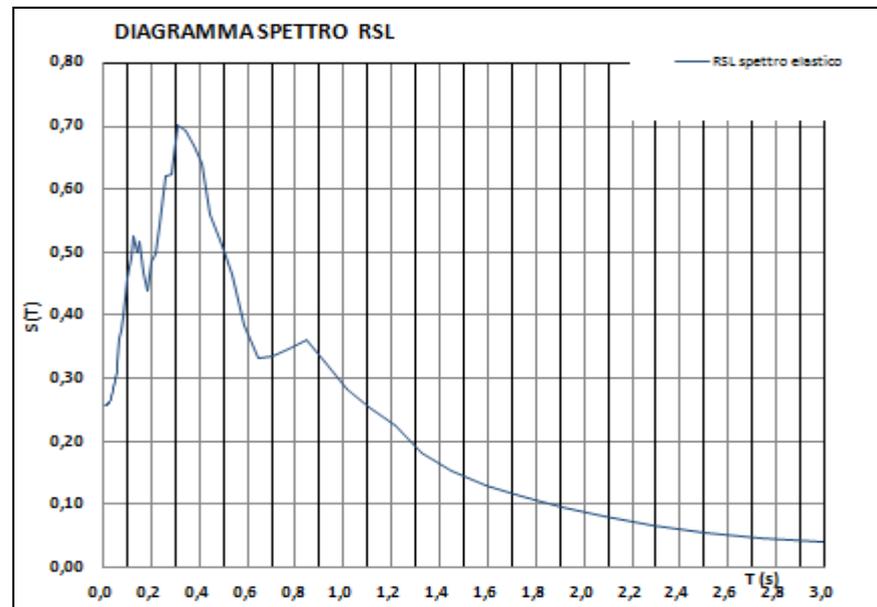
Disable Site: 0 | Disable Motion: Rexel e.g\006269xa_record.txt | Recompute Statistics

Plot | Data Table

| | .g\006269xa_record.txt | S-10-M-Rexel e.g\007142ya_record.txt | Median | Log Stdev |
|----|------------------------|--------------------------------------|---------------|-----------|
| 22 | | 0.362771 | 0.362881 | 0.512996 |
| 23 | | 0.444673 | 0.375961 | 0.502066 |
| 24 | | 0.443547 | 0.397732 | 0.482507 |
| 25 | | 0.417835 | 0.428215 | 0.461503 |
| 26 | | 0.36684 | 0.458764 | 0.464954 |
| 27 | | 0.441271 | 0.475128 | 0.480905 |
| 28 | | 0.505193 | 0.490036 | 0.502588 |
| 29 | | 0.48021 | 0.524967 | 0.490523 |
| 30 | | 0.357807 | 0.49954 | 0.553559 |
| 31 | | 0.430082 | 0.515977 | 0.495132 |
| 32 | | 0.351611 | 0.467285 | 0.534824 |
| 33 | | 0.371615 | 0.437849 | 0.572088 |
| 34 | | 0.445894 | 0.485973 | 0.548393 |
| 35 | | 0.395657 | 0.495289 | 0.606062 |
| 36 | | 0.444634 | 0.541522 | 0.604797 |
| 37 | | 0.525294 | 0.620838 | 0.702537 |
| 38 | | 0.594573 | 0.623075 | 0.662917 |
| 39 | | 0.768245 | 0.699718 | 0.569591 |
| 40 | | 0.755483 | 0.693575 | 0.579703 |
| 41 | | 0.68267 | 0.67013 | 0.583403 |
| 42 | | 0.748808 | 0.641103 | 0.628676 |
| 43 | | 0.535855 | 0.558596 | 0.654409 |
| 44 | | 0.341432 | 0.511828 | 0.779671 |
| 45 | | 0.298155 | 0.463377 | 0.825484 |
| 46 | | 0.171093 | 0.383648 | 0.796097 |
| 47 | | 0.177935 | 0.360486 | 0.702776 |

Colonna B a(g)

| | A | B | C |
|----|---------|-------|---|
| 1 | 0.01 | 0.258 | |
| 2 | 0.01095 | 0.258 | |
| 3 | 0.01199 | 0.258 | |
| 4 | 0.01312 | 0.258 | |
| 5 | 0.01436 | 0.259 | |
| 6 | 0.01573 | 0.259 | |
| 7 | 0.01722 | 0.260 | |
| 8 | 0.01885 | 0.260 | |
| 9 | 0.02063 | 0.261 | |
| 10 | 0.02259 | 0.262 | |
| 11 | 0.02473 | 0.263 | |
| 12 | 0.02707 | 0.264 | |
| 13 | 0.02964 | 0.266 | |
| 14 | 0.03245 | 0.268 | |
| 15 | 0.03552 | 0.272 | |
| 16 | 0.03889 | 0.281 | |
| 17 | 0.04257 | 0.285 | |
| 18 | 0.0466 | 0.296 | |
| 19 | 0.05102 | 0.300 | |
| 20 | 0.05586 | 0.310 | |
| 21 | 0.06115 | 0.326 | |
| 22 | 0.06694 | 0.363 | |
| 23 | 0.07329 | 0.376 | |
| 24 | 0.08023 | 0.398 | |
| 25 | 0.08783 | 0.428 | |
| 26 | 0.09616 | 0.459 | |
| 27 | 0.10527 | 0.475 | |
| 28 | 0.11525 | 0.490 | |
| 29 | 0.12617 | 0.525 | |
| 30 | 0.13812 | 0.500 | |
| 31 | 0.15121 | 0.516 | |
| 32 | 0.16554 | 0.467 | |
| 33 | 0.18123 | 0.438 | |
| 34 | 0.1984 | 0.486 | |
| 35 | 0.2172 | 0.495 | |
| 36 | 0.23778 | 0.542 | |
| 37 | 0.26031 | 0.621 | |
| 38 | 0.28498 | 0.623 | |
| 39 | 0.31199 | 0.700 | |
| 40 | 0.34155 | 0.694 | |
| 41 | 0.37392 | 0.670 | |
| 42 | 0.40935 | 0.641 | |
| 43 | 0.44814 | 0.559 | |
| 44 | 0.49061 | 0.512 | |
| 45 | 0.53771 | 0.463 | |
| 46 | 0.58799 | 0.384 | |
| 47 | | | |
| 48 | | | |
| 49 | | | |
| 50 | | | |
| 51 | | | |



Eros Aiello - CGT unisi

| SPETTRO : | | RSL SISMA ORIZZONTALE SLV | |
|--|------------------|---------------------------|----------------|
| Dati: | | | |
| accelerazione orizzontale massima al sito | ag /g | | 0,125*g |
| amplificazione spettrale massima | Fo | | 2,405 |
| periodo di inizio del tratto a velocità costante | TC* | s | 0,308 |
| categoria di sottosuolo | Cat. Suolo | | B |
| | Cat. Topog. | | T1 |
| coef. di amplificazione stratigrafica | Ss | | 1,200 |
| Coef. di amplificazione topografica | ST | | 1,000 |
| Coeff. di amplificazione totale | S | =Ss * ST= | 1,200 |
| coef. funzione della cat. di sottosuolo | Cc | | 1,392 |
| periodo ad accelerazione costante | TB | s | 0,143 |
| periodo a velocità costante | Tc | s | 0,429 |
| periodo a spostamento costante | TD | s | 2,100 |
| fattore smorzamento (se smorz. visc. $\chi=5\%$ -> $h=1$) | η | | 1,000 |
| fattore di struttura SLU | q | | 2,760 |
| periodo della struttura | T | s | 0,600 |
| periodo del sito | Ts | s | 0,190 |
| Normalizzazione spettro Risposta Sismica Locale | | | |
| <i>Parametri indipendenti:</i> | | | |
| accelerazione orizzontale massima al sito | ag /g | | 0,125*g |
| amplificazione spettrale massima | Fo | | 2,405 |
| smorzamento | η | | 1,000 |
| Amplificazione sismica max locale (da grafico) | Se(T) max | | 0,700*g |
| <i>Parametri dipendenti:</i> | | | |
| Coef. di amplificazione locale (DM08 eq. 3.2.4) | =Se(max)/ag*h*Fo | S _{RSL} | 2,328 |
| Periodo caratteristico (leggere da grafico) | T _B = | s | 0,178 |
| Periodo caratteristico (leggere da grafico) | T _c = | s | 0,511 |
| Periodo caratteristico (DM2008 formula 3.2.9) | T _D = | | 2,100 |

Pagina 1

Spettro Elastico 0≤T<TB

B

T1

| T | Se(T) | Sd(T) |
|------|---------|-------|
| 0,01 | 0,165*g | |
| 0,02 | 0,179*g | |
| 0,03 | 0,199*g | |
| 0,05 | 0,219*g | |
| 0,06 | 0,238*g | |
| 0,07 | 0,258*g | |
| 0,09 | 0,277*g | |

DIAGRAMMA SPETTRI: T<1,5s

SeMax RSL

OK

178

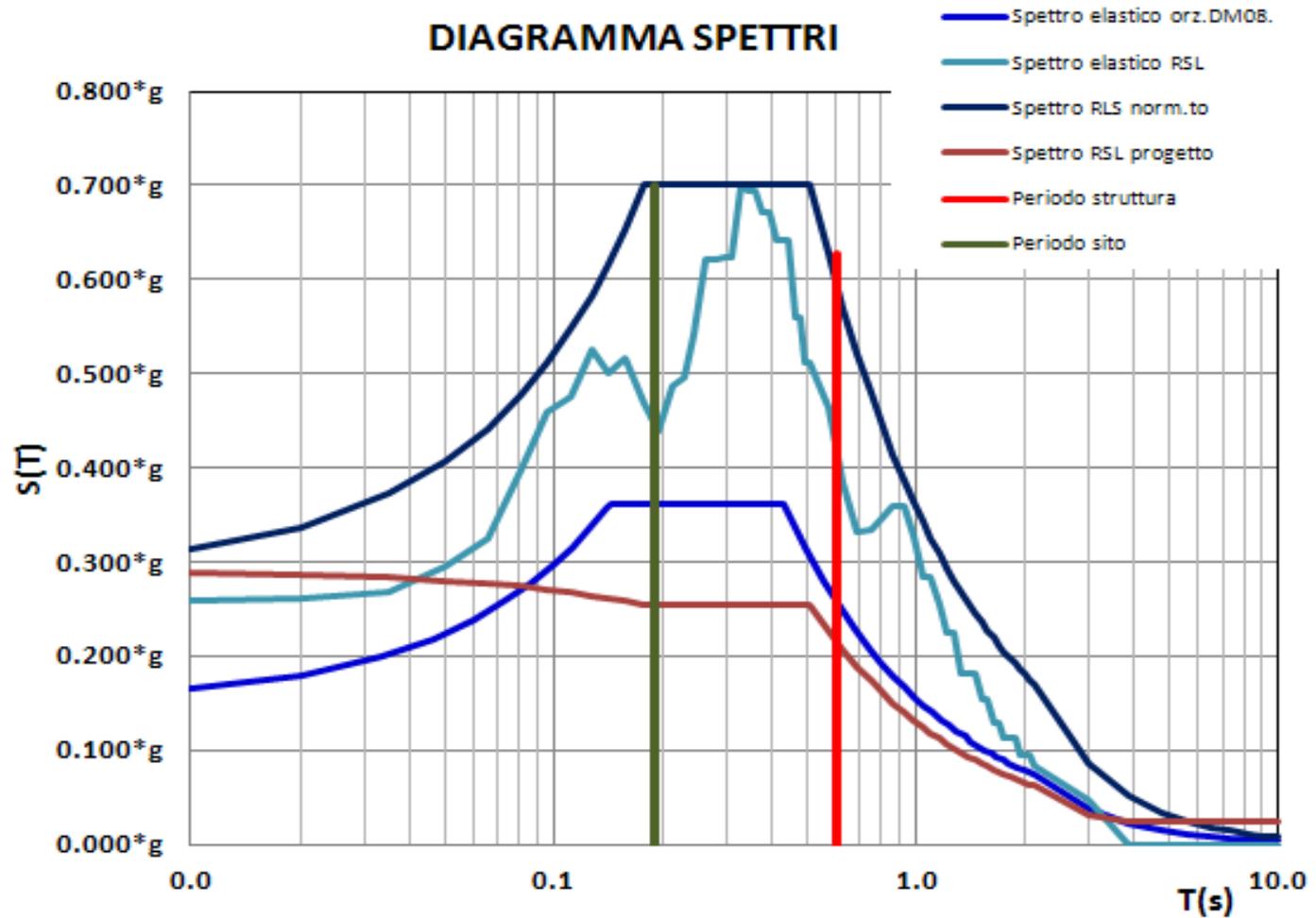
511

OK

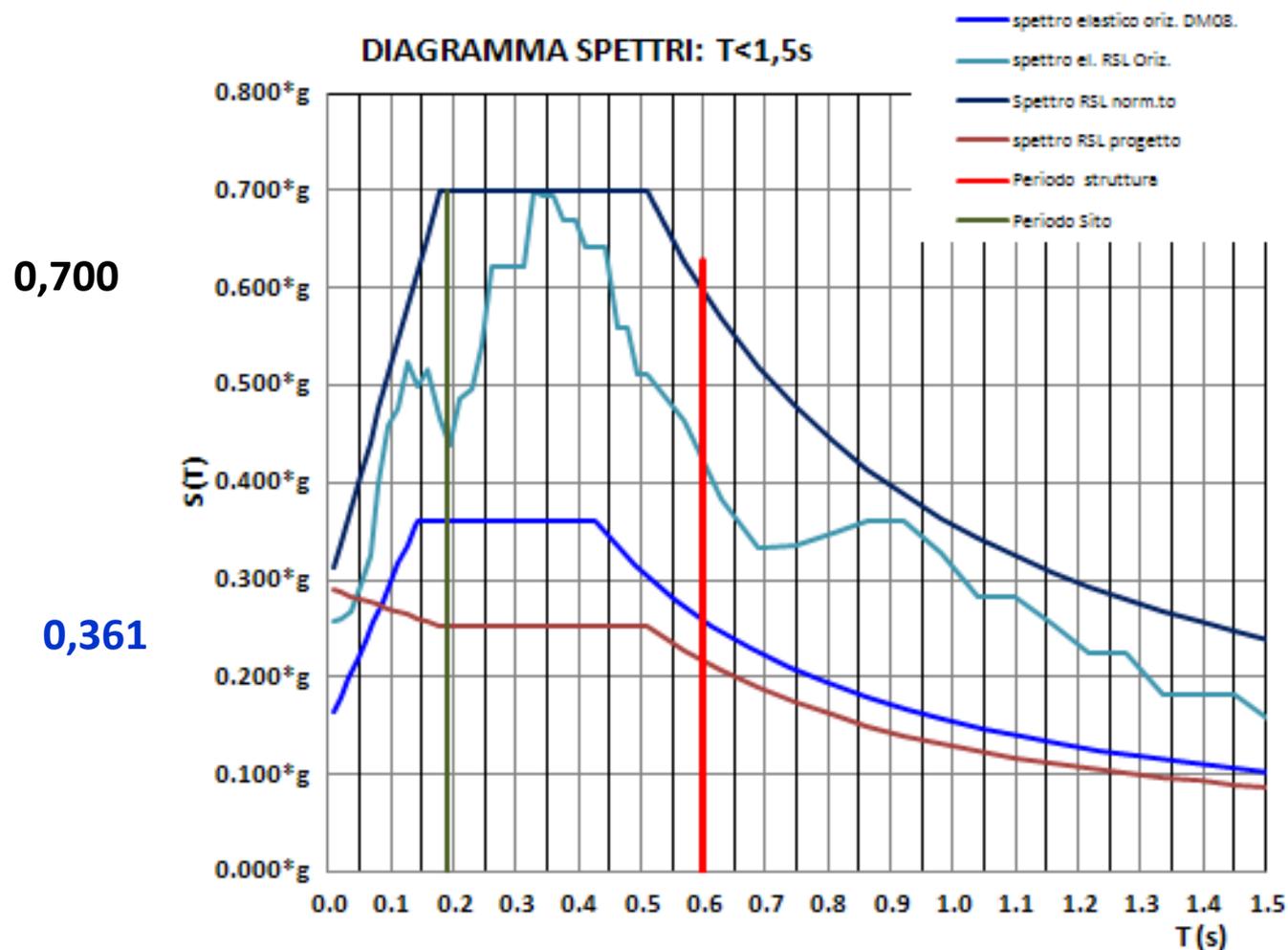
| | | |
|------|---------|----------|
| 0,33 | 0,301*g | |
| 0,34 | 0,361*g | |
| 0,36 | 0,361*g | |
| 0,37 | 0,361*g | |
| 0,39 | 0,361*g | |
| 0,40 | 0,361*g | |
| 0,41 | 0,361*g | |
| 0,43 | 0,361*g | #VALORE! |

Foglio Excel RSL

DIAGRAMMA SPETTRI



Spettro RSL SPETTRI RLS NRM Spettro RSL NRM Spettro PROG RSL NRM SLU

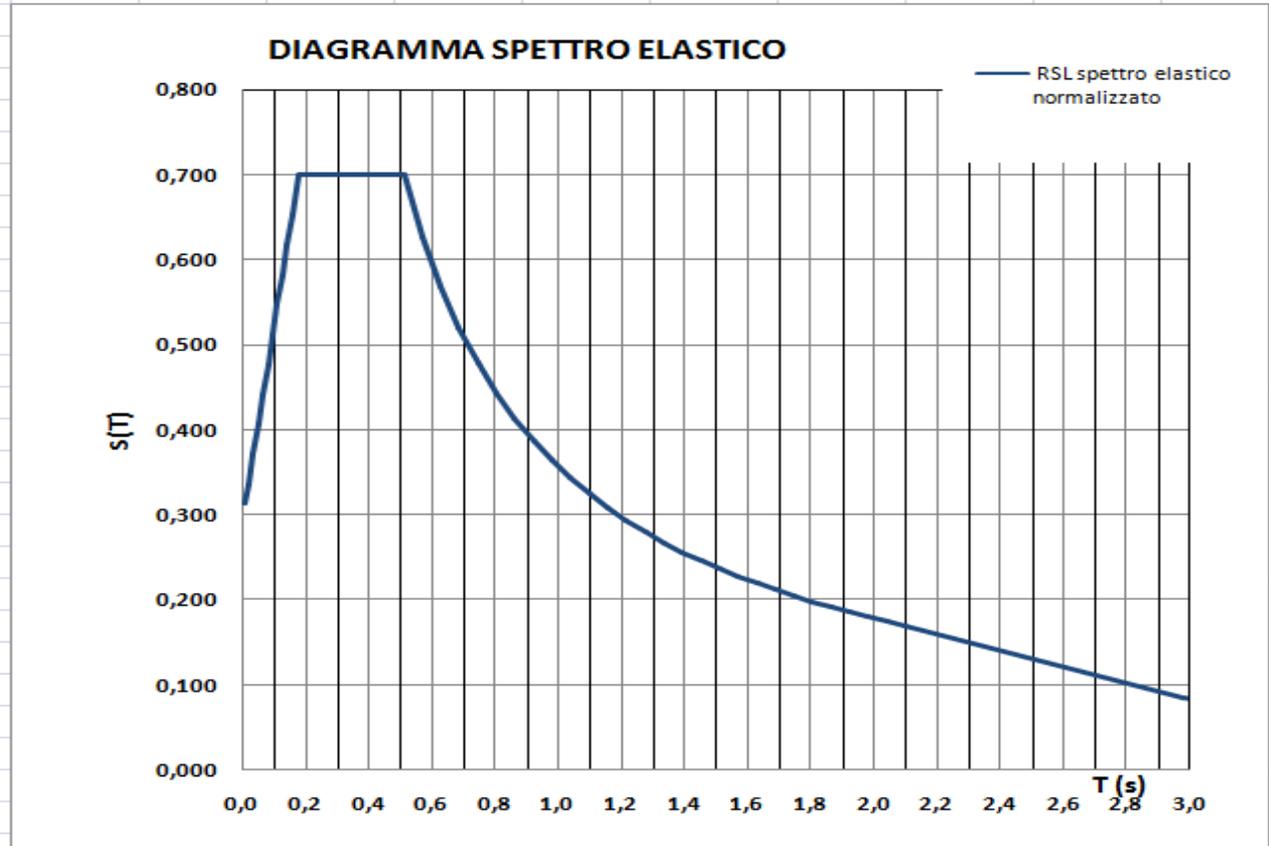


La RSL effettuata dimostra che gli spettri di risposta al suolo indicano che le a_{max} si raggiungono per un periodo (T) compreso tra 0,19 e 0,51 sec. e che a T = 0.0 sec la a_{max} è pari a 0,314 *g, mentre nello spettro di normativa è pari a 0,165 *g.

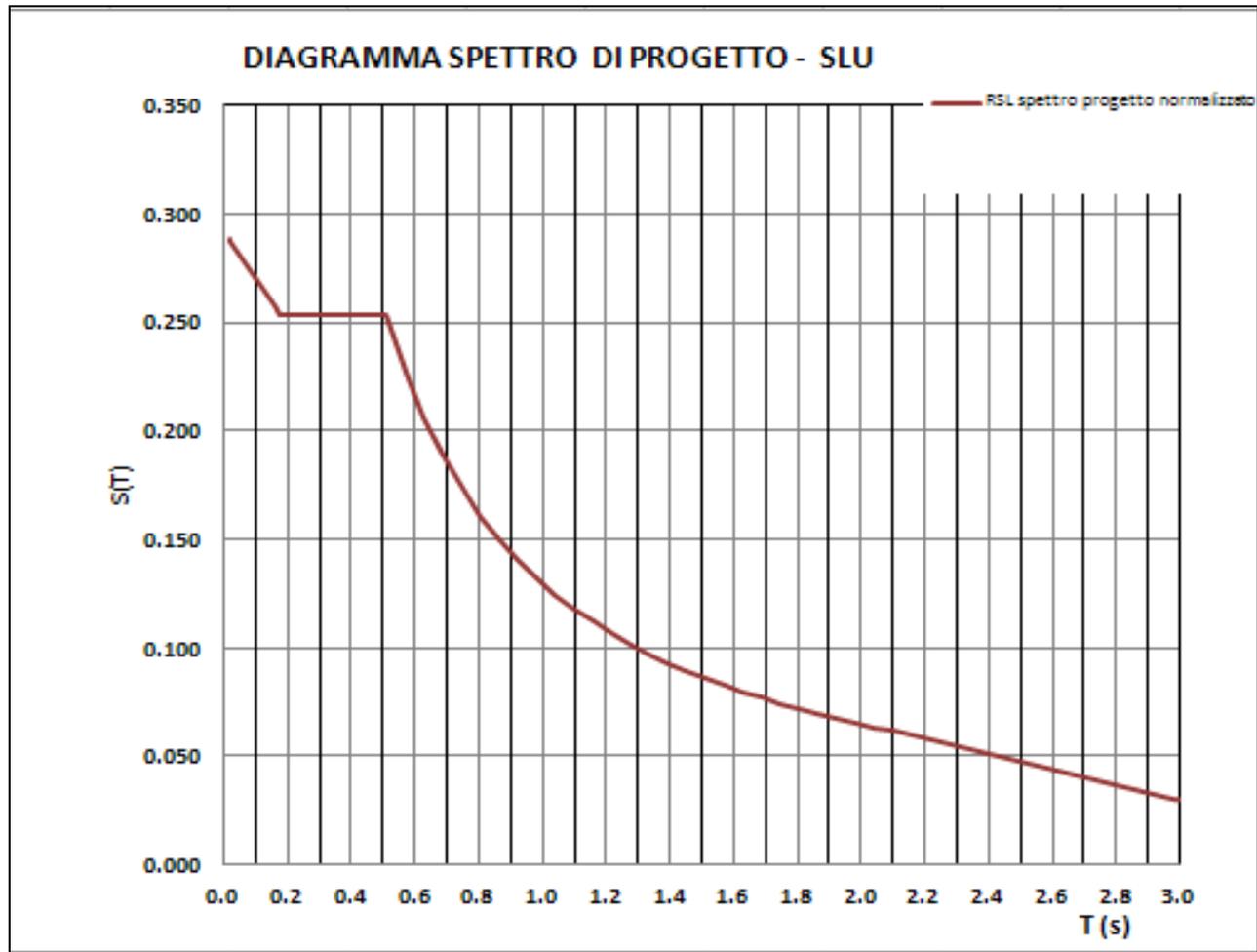
| T (sec) | a (g) |
|---------|-------|
|---------|-------|

DIAGRAMMA SPETTRO ELASTICO NORMALIZZATO

| | |
|------|-------|
| 0,01 | 0,314 |
| 0,02 | 0,337 |
| 0,04 | 0,372 |
| 0,05 | 0,407 |
| 0,07 | 0,442 |
| 0,08 | 0,477 |
| 0,10 | 0,512 |
| 0,11 | 0,547 |
| 0,13 | 0,582 |
| 0,14 | 0,617 |
| 0,16 | 0,653 |
| 0,18 | 0,700 |
| 0,19 | 0,700 |
| 0,21 | 0,700 |
| 0,23 | 0,700 |
| 0,24 | 0,700 |
| 0,26 | 0,700 |
| 0,28 | 0,700 |
| 0,29 | 0,700 |
| 0,31 | 0,700 |
| 0,33 | 0,700 |
| 0,34 | 0,700 |
| 0,36 | 0,700 |
| 0,38 | 0,700 |
| 0,39 | 0,700 |
| 0,41 | 0,700 |
| 0,43 | 0,700 |
| 0,44 | 0,700 |
| 0,46 | 0,700 |
| 0,48 | 0,700 |
| 0,49 | 0,700 |
| 0,51 | 0,700 |
| 0,57 | 0,627 |
| 0,63 | 0,569 |
| 0,69 | 0,520 |
| 0,75 | 0,479 |



0.289 g



Coefficienti sismici derivanti dall'analisi di RSL 1D

Per ottenere kh_k o kh si assume il valore di **PGA** a **T = 0 sec** e lo si moltiplica per β_s riferito all'**ag** fornito dalla griglia INGV.

$\text{amax}_{\text{RSL}} = 0.361 \text{ g}$ Per **ag = 0.125** (da INGV per il sito) e Categoria di sottosuolo A *

$$\beta_s = 0.27$$

$$Kh_k = 0.097$$

$$Kv = 0.049$$

| | 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 |

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

• Si assume la Categoria A, ossia quella del Target Spectrum (TS) o Spettro di riferimento (REXEL), specie quando non si può assumere una Categoria di sottosuolo da analisi semplificata. Se questa è individuabile, si farà riferimento a questa e alla categoria A (TS), assumendo il risultato più cautelativo.

* * La Tab. 7.11.I si riferisce esclusivamente a fondazioni e pendii. Per i muri riferirsi all'apposita tabella delle NTC.

CONTATTI :
Eros Aiello

CGT

Centro di GeoTecnologie

GEOTECNICA – GEOINGEGNERIA - PROGETTAZIONE GEOLOGICA



**UNIVERSITÀ
DI SIENA**
1240

via Vetri Vecchi, 34 – 52027 – San Giovanni Valdarno (AR)

[ros.aiello@unisi.it](mailto:eros.aiello@unisi.it)

tel. 800961930

39 0554650088 fax. +39 055 9119439

<http://www.geotecnologie.unisi.it>



Master di II Livello in Geotecnica e Georingegneria

