NTC 2018

CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP.

Analisi della norma

Perugia Park Hotel – Via A. Volta, 1 – Ponte San Giovanni (PG)

31 MAGGIO 2019

EROS AIELLO

CGT Centro di GeoTecnologie

GEOTECNICA , GEOINGEGNERIA e PROGETTAZIONE GEOLOGICA

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SIENA

Via Vetri Vecchi, 34 – 52027 San Giovanni Valdarno (AR)

eros.aiello@unisi.it

Dalle NTC 2008 alle NTC 2018

Responsabili delle modifiche

Commissione redattrice GdL N. 8 – Geotecnica

Giuseppe Scarpelli (Coordinatore)

Lamberto Griffini, Massimo Grisolia, Carlo Lai, Michele Maugeri, Carlo Ricciardi, Sebastiano Rampello

Commissione relatrice - Geotecnica

Alberto Burghignoli, Alberto Clerici, Renato Lancellotta, Claudio Tamagnini

Commissione Circolare – Sottocommissione Geotecnica

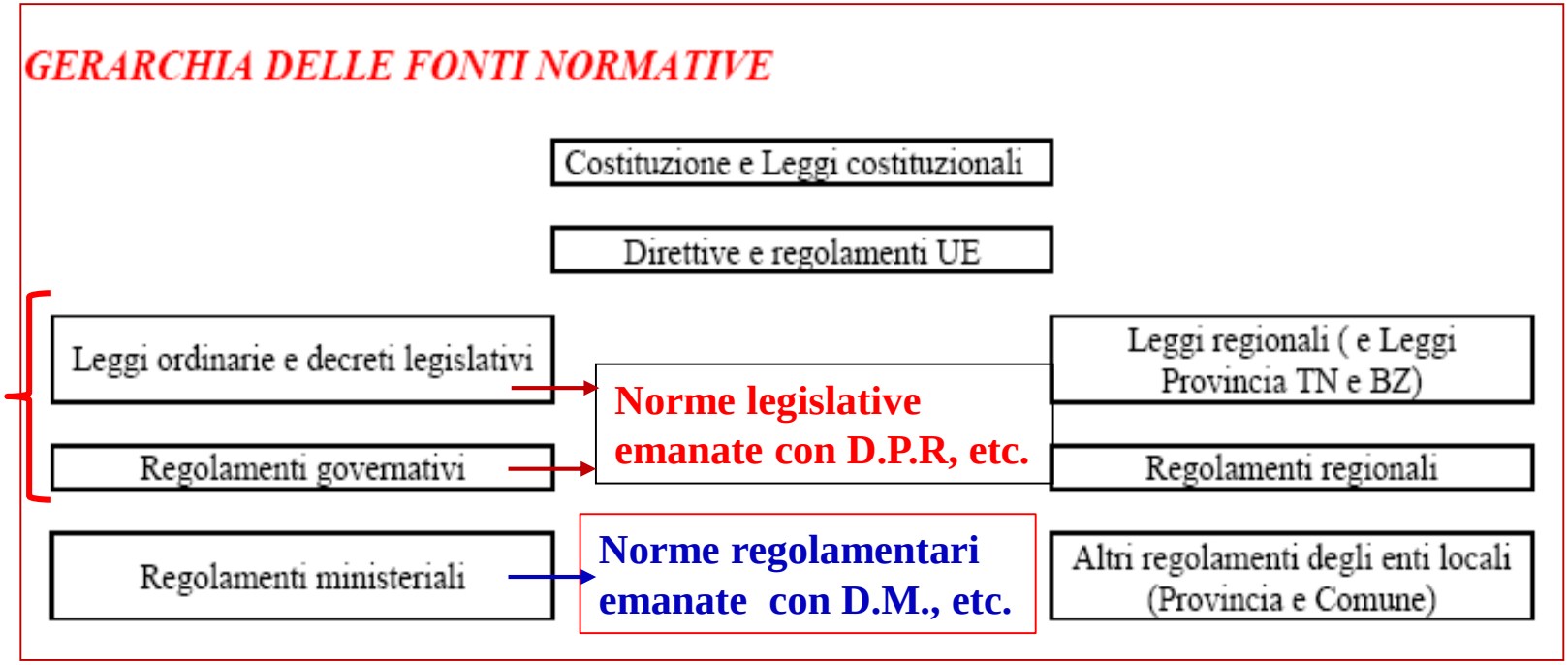
Stefano Aversa (coordinatore)

Alberto Burghignoli, Gianvito Graziano (sostituito da Raffaele Nardone),

Carlo Lai, Lorella Montrasio, Alberto Prestininzi, Giuseppe Scarpelli

integrata da

Francesco Colleselli, Francesco Maria Guadagno, Gabriele Scarascia Mugnozza, Vincenzo Simeone



La normativa comunitaria è di ordine gerarchico superiore alle leggi ordinarie.

La riforma costituzionale del 2001 ha introdotto una ripartizione delle competenze tra stato e regioni che accresce notevolmente i poteri delle regioni. Il nuovo testo dell'articolo 117 costituzionale distingue infatti tre forme diverse di competenza legislativa:

*§ **Le materie di competenza esclusiva dello Stato:** politica estera e rapporti internazionali, immigrazione, difesa e sicurezza dello stato, norme generali sull'istruzione, previdenza sociale, dogane, protezione dei confini nazionali, tutela dell'ambiente e dei beni culturali, tutela del risparmio.*

*§ **Le materie di competenza concorrente fra stato e regione:** commercio con l'estero, tutela e sicurezza del lavoro, ricerca scientifica e tecnologica, tutela della salute, porti, aeroporti e reti di trasporto e navigazione, distribuzione dell'energia.*

*§ **Le materie di competenza esclusiva delle regioni sono tutte le altre.***

Le leggi regionali sono approvate dal consiglio regionale e promulgate dal presidente della regione.

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 ← D.P.R. 328/01
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)

2) NORME DI SECONDO LIVELLO (Disposizioni regolamentari)

1. D.M. - Decreto Ministeriale (Emanato dai Vari Ministeri) ← *(D.M.17.01.'18)-NTC2018*
2. D.P.C.M. - Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri
3. D.C.I. - Delibera Comitato Interministeriale

3) NORME DI TERZO LIVELLO

Circolare n. 7/19-Istruzioni per l'applicazione delle NTC 18

1. Circolari ←
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

D.P.R. 328/01

Disposizione legislativa

I Livello

D.M. 17.01.2018 (NTC 18)

Disposizione regolamentare

II Livello

Circolare esplicativa n.7/ 2019

III Livello

GEOLOGO PROGETTISTA

Il geologo è PROGETTISTA secondo quanto espresso dal DPR 328/01 comma 1, **Art.41 (Attività professionali)**

1. Formano oggetto dell'attività professionale degli iscritti nella sezione …omissis.., oltre alle attività indicate nel comma 2, in particolare le attività implicanti assunzioni di responsabilità di programmazione e di progettazione degli interventi geologici;

comma 1, lettera e) geotecnica e indagini geotecniche ;

comma1, lettera g) Gestione degli strumenti di pianificazione, programmazione e progettazione degli interventi geologici.

Da queste attribuzioni deriva il ruolo di 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, e comunque, se il geologo/ geologo-geotecnico non dovesse essere considerato tale, si entrerebbe in contrasto con il sovraordinato D.P.R. 328/01 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:
-sentenza CDS 21/04/2016
-sentenza n. 1036 del 21 giugno 2018, TAR Puglia sede di Lecce

ANAC
Autorità Nazionale Anticorruzione

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.

ANAC
Autorità Nazionale Anticorruzione

Risposta ANAC

- IL GEOLOGO E' PROGETTISTA-

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 come 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

IL GEOTECNICO NELLE NTC 2018

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.

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

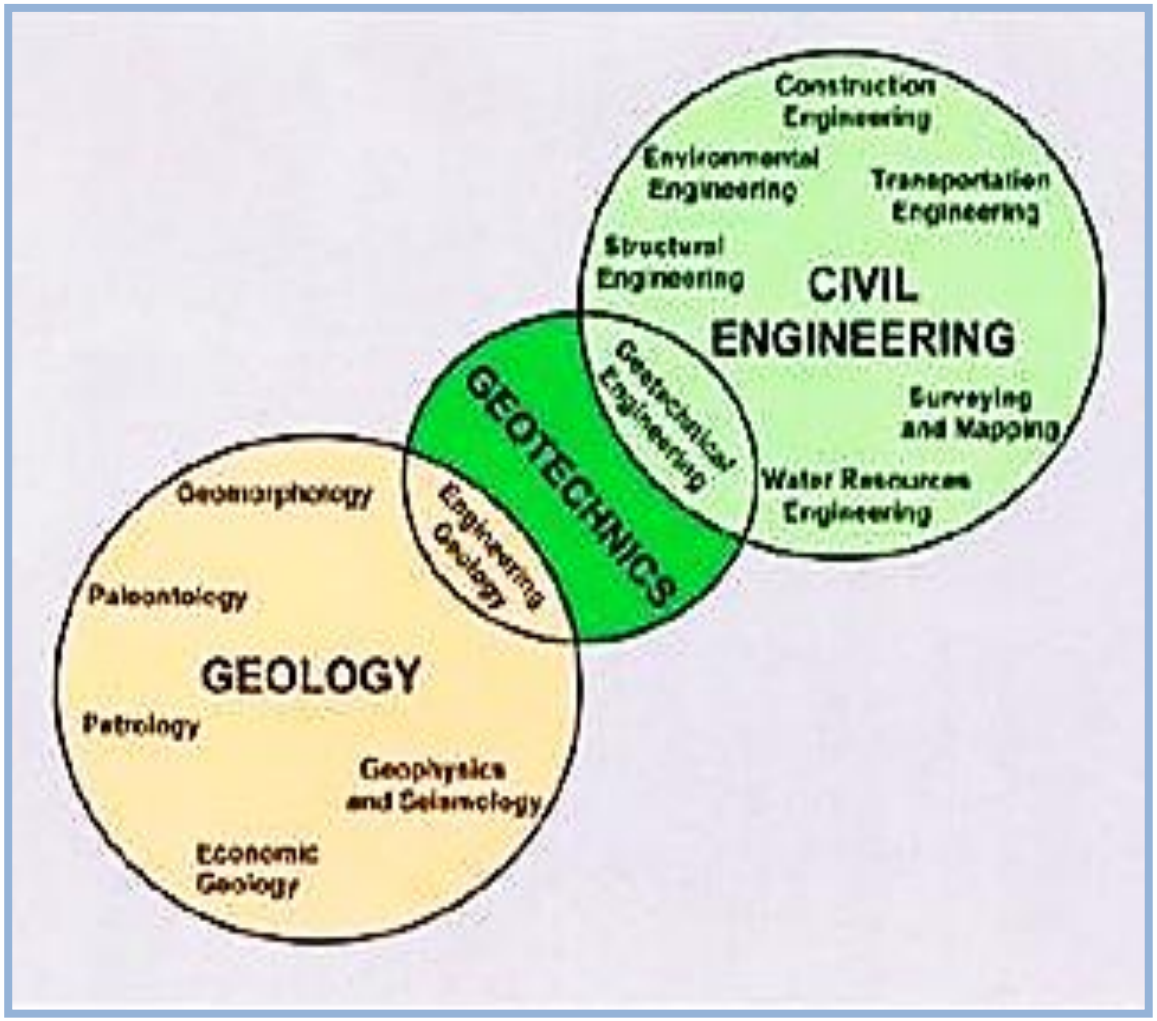
materia concorrente tra ingegneri e geologi

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 interrate, 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 strumentale

IL GEOTECNICO NELLE NTC 18
DUNQUE CHI E'?

Ingegnere o **Geologo**

Entrambi

Per diverse sentenze negli anni del Consiglio di Stato

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

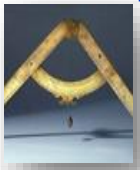
Leggere anche :
DOCUMENTO CONGIUNTO CNG – CNI
inviato al
Servizio Tecnico Centrale
Ministero dei Lavori Pubblici
aprile 2013

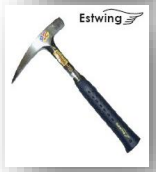
COMPETENZE PROFESSIONALI

GEOLOGO → *Aspetti di sito**

***-Modello Geologico di Riferimento (MGR), Geomorfologia ed Idrogeologia di dettaglio progettuale, pericolosità geologica, sismica ed idraulica e relative Fattibilità nella Relazione Geologica*, che contiene la progettazione geologica.**

GEOTECNICO → *Volume significativo***





-Relazione Geotecnica e

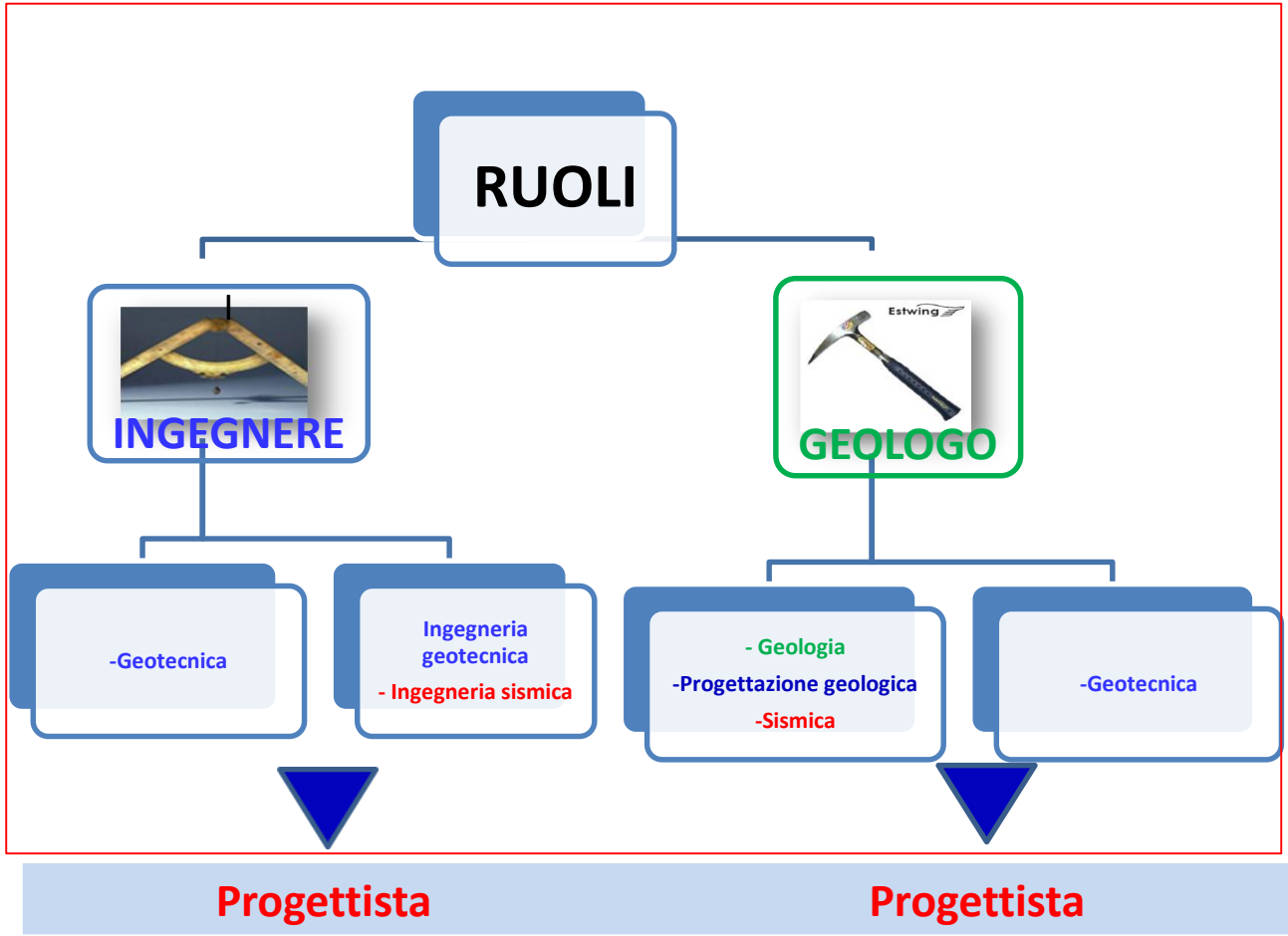
***-Modellazione Sismica* (già contenuta nella Relazione Geologica, perché indispensabile per la definizione della pericolosità sismica di base e di sito).**

*** Esclusiva competenza del Geologo**

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

La geotecnica non è materia che si possa improvvisare!

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



LE NORMATIVE ANTISISMICHE

Italia

-O.P.C.M. 3274 (2003)

-O.P.C.M. 3431 (2005) Norme per edifici

-Decreto Ministeriale 17/01/18 Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 18) e riferimenti alle NTC 08

-Circolare sulle Istruzioni - C.S. LL.PP

Europa

-Eurocodice 8, versione 2005

Stati Uniti

-NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures. 2009 Edition (FEMA P/750)

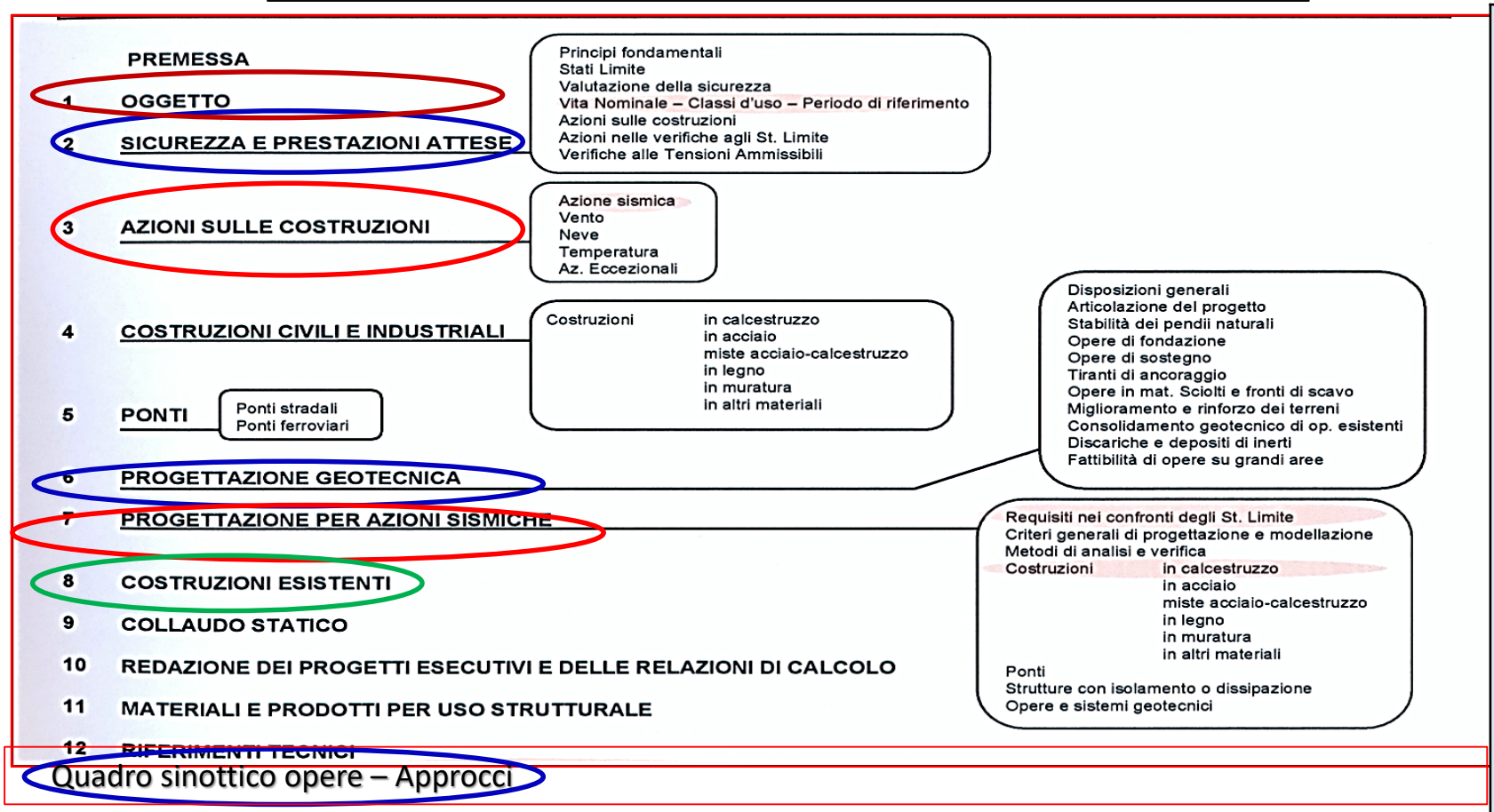
-Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10)

-IBC – International Building Code (2012)

NTC 2018

e

Circolare esplicativa n. 7 / 2019



Indice

17
19
58
121
298
418
425
427

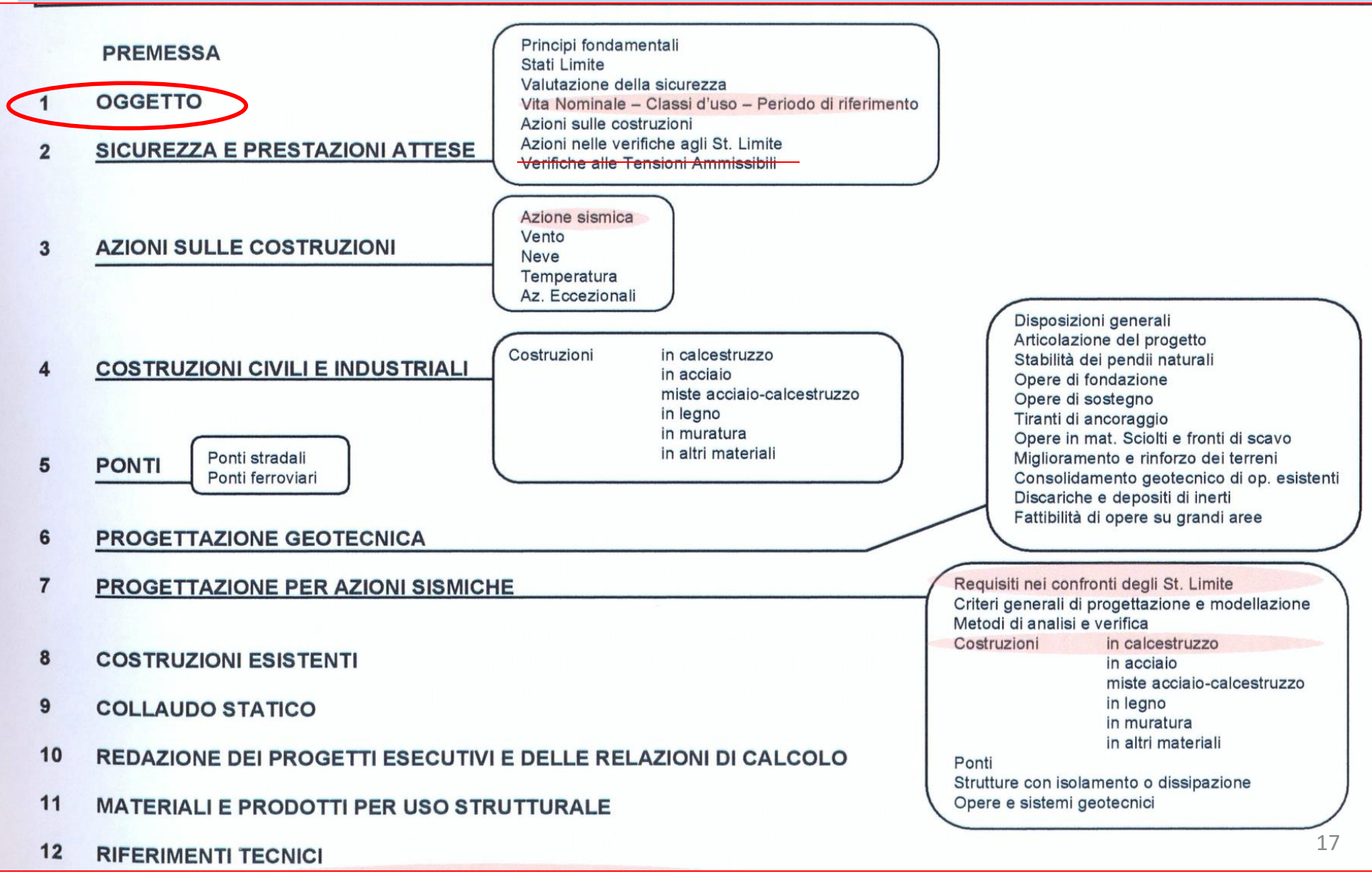
Nota:

Le slides con cornice nera si riferiscono al D.M. 17.01.2018 – NTC 18;

le slides con cornice verde si riferiscono alla Circolare n. 7/2019;

le slides con cornice rossa sono notazioni o sintesi del redattore.

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018



Cap.1 – Oggetto

PREMESSA

Le presenti Norme tecniche per le costruzioni sono emesse ai sensi delle leggi 5 novembre 1971, n. 1086, e 2 febbraio 1974, n. 64, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al DPR 6 giugno 2001, n. 380, e dell'art. 5 del DL 28 maggio 2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della legge 27 luglio 2004, n. 186 e ss. mm. ii.. Esse raccolgono in un unico organico testo le norme prima distribuite in diversi decreti ministeriali.

1. OGGETTO

Le presenti Norme tecniche per le costruzioni definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità.

Esse forniscono quindi i ***criteri generali di sicurezza***, **precisano le *azioni* che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e**, più in generale**, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.**

Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle **prescritte prestazioni**, per quanto non espressamente specificato nel presente documento, ci si può riferire a **normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12**. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti norme.

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018

PREMESSA

1 OGGETTO

2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE
- Principi fondamentali
- Stati Limite
- Valutazione della sicurezza
- Vita Nominale – Classi d'uso – Periodo di riferimento
- Azioni sulle costruzioni
- Azioni nelle verifiche agli St. Limite
- ~~Verifiche alle Tensioni Ammissibili~~

3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI
- Azione sismica
- Vento
- Neve
- Temperatura
- Az. Eccezionali

4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

5 PONTI
- Ponti stradali
- Ponti ferroviari

Costruzioni
- in calcestruzzo
- in acciaio
- miste acciaio-calcestruzzo
- in legno
- in muratura
- in altri materiali

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- Disposizioni generali
- Articolazione del progetto
- Stabilità dei pendii naturali
- Opere di fondazione
- Opere di sostegno
- Tiranti di ancoraggio
- Opere in mat. Sciolti e fronti di scavo
- Miglioramento e rinforzo dei terreni
- Consolidamento geotecnico di op. esistenti
- Discariche e depositi di inerti
- Fattibilità di opere su grandi aree

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE
- Requisiti nei confronti degli St. Limite
- Criteri generali di progettazione e modellazione
- Metodi di analisi e verifica
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali
- Ponti
- Strutture con isolamento o dissipazione
- Opere e sistemi geotecnici

8 COSTRUZIONI ESISTENTI

9 COLLAUDO STATICO

10 REDAZIONE DEI PROGETTI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

12 RIFERIMENTI TECNICI

Capitolo 2.
SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Modifiche introdotte dalle NTC18 rispetto alle NTC08

	Paragrafo	Modifiche
Parte generale	2.2.4	Aggiunto nuovo paragrafo riguardo alle caratteristiche di **durabilità** delle opere.
	2.4.3	Eliminato il valore minimo di 35 anni per il **periodo di riferimento** dell'azione sismica. Rimesso dalla Circolare con errore di riferimento alle NTC18
	2.6.1	Modificati i coefficienti di combinazione per le **condizioni favorevoli**. Ad esempio le verifiche a ribaltamento e scorrimento presentano valori più permissivi. Lo Stato Limite per Ribaltamento (EQU) rientra fra gli Stai Limite (GEO) e la verifica va eseguita con DA2 (A1+M1+R3)
	2.7 (NTC2008)	Eliminato il paragrafo relativo alla possibilità di utilizzo delle **tensioni ammissibili**.

NdR:

Nelle NTC 2018 scompare, dunque, la limitazione di 35 anni come periodo minimo di riferimento V_R per la valutazione dell'azione sismica. Questo comporterebbe valutazioni differenti del periodo di ritorno TR per le Costruzioni temporanee e provvisorie. Ma la circolare smentirebbe tale assunto, affermando che nelle NTC 2018 vige il limite dei 35 anni!

2. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

2.1. 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 da queste norme.

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°.**

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***)

° 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, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, **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.

(ndr: Eliminato dal testo NTC 08: e si definisce collasso)

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 al Cap.8.**

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."

MEMO

SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

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

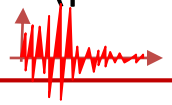
Coefficienti parziali di sicurezza ***(γF)*** **ed il concetto di**

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 presenza di azioni sismiche

LIVELLI PRESTAZIONALI →

SLE = SLO - SLD
SLU = SLV - SLC

In dettaglio

2.2 STATI LIMITE

2.2.1 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.

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere;

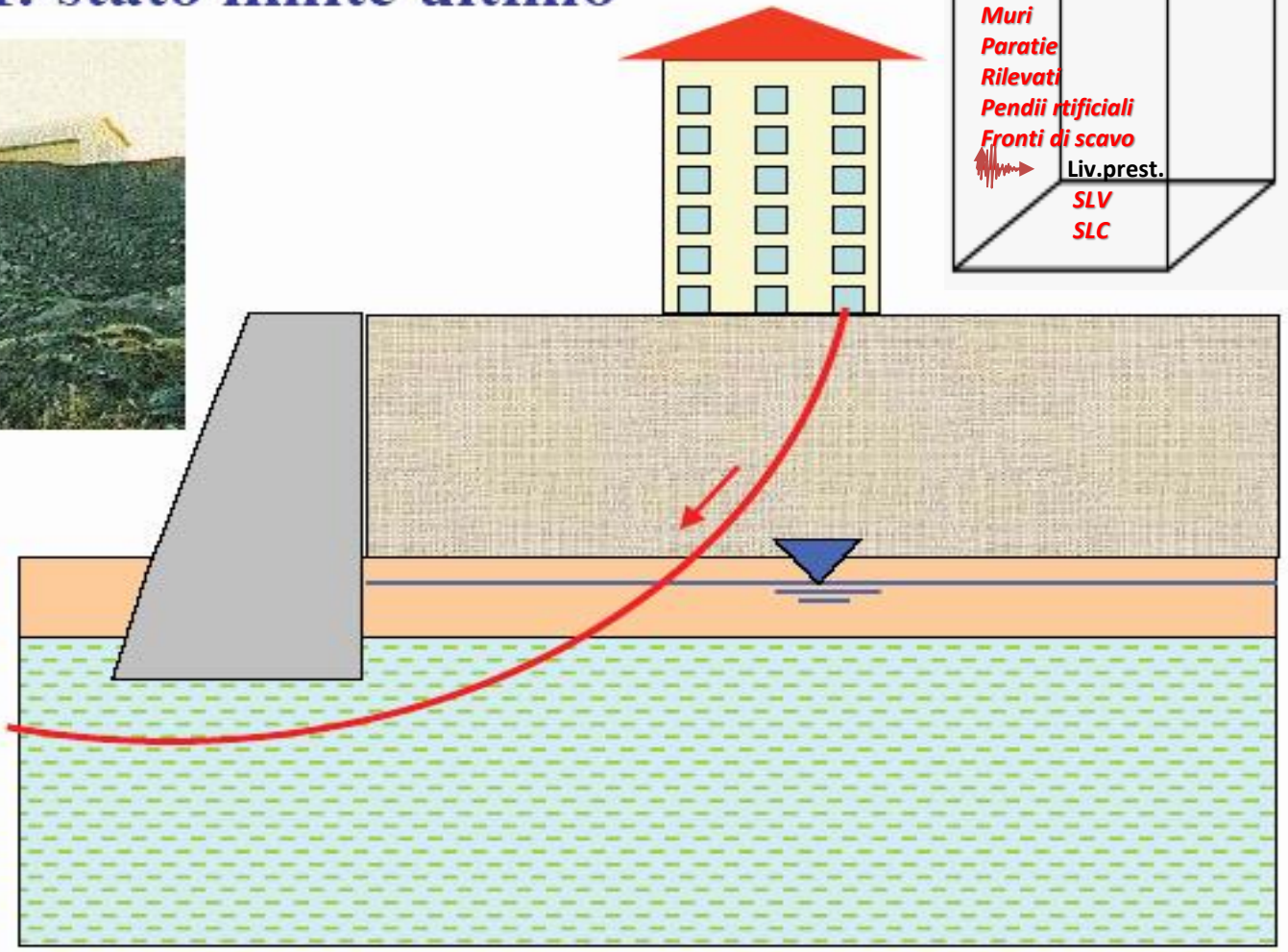
in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi comprendono :

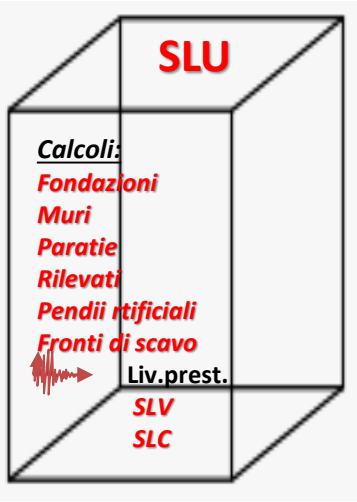
gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e

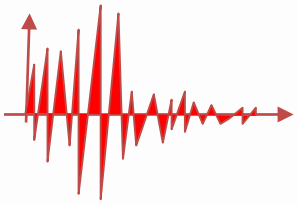
gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC), come precisato nel § 3.2.1.

SLU

FONDAZIONI: stato limite ultimo







In presenza di azioni sismiche

Stati Limite di salvaguardia della Vita *(SLV)*

Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

2.2.2 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**;

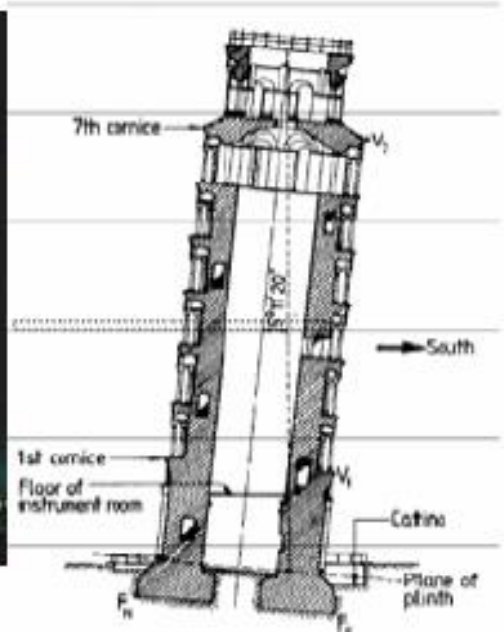
e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità; **corrosione** e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.

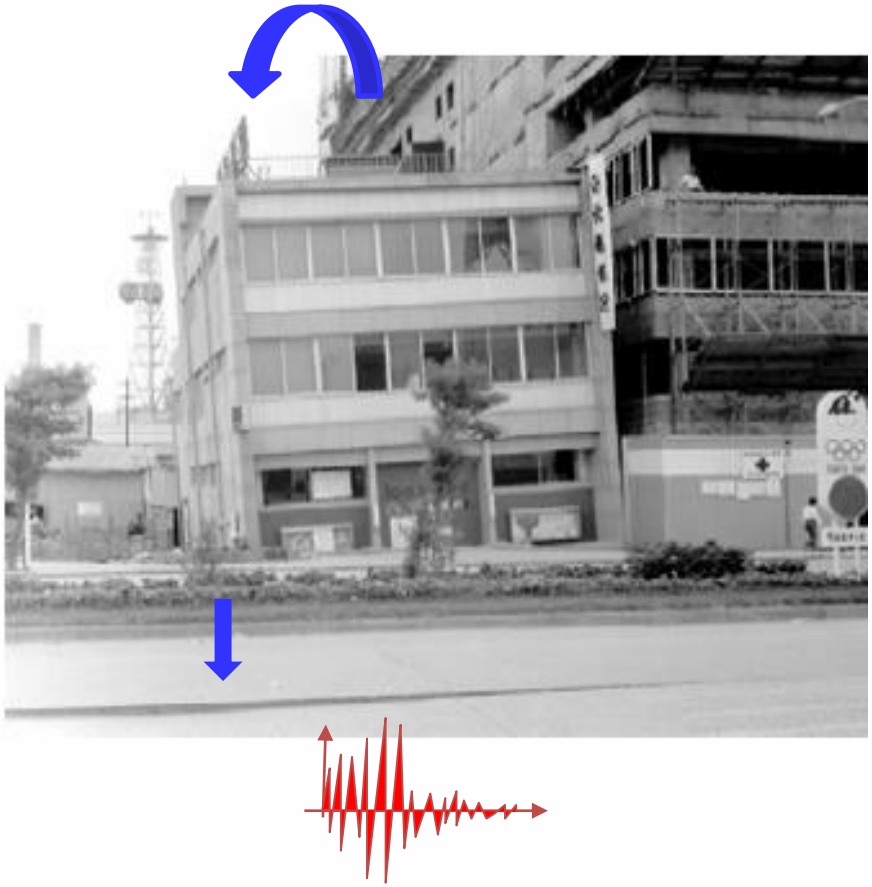
Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere;

in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD), come precisato nel § 3.2.1.

SLE

FONDAZIONI: stato limite di esercizio





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

2.2.4. DURABILITA’

Un adeguato livello di durabilità può essere garantito progettando la costruzione, e la specifica manutenzione, **in modo tale che il degrado della struttura** che si dovesse verificare durante la sua vita nominale di progetto **non riduca le prestazioni** della costruzione **al disotto del livello previsto**.

Tale requisito può essere soddisfatto attraverso l’adozione di appropriati provvedimenti stabiliti tenendo conto delle previste condizioni ambientali e di manutenzione ed in base alle peculiarità del singolo progetto, tra cui:

a) scelta opportuna dei materiali;

b) dimensionamento opportuno delle strutture;

c) scelta opportuna dei dettagli costruttivi;

d) adozione di tipologie costruttive e strutturali che consentano, ove possibile, l’ispezionabilità delle parti strutturali;

e) pianificazione di misure di protezione e manutenzione; oppure, quando queste non siano previste o possibili, progettazione rivolta a garantire che il deterioramento della costruzione struttura o dei materiali che la compongono non ne causi il collasso durante la sua vita nominale;

f) impiego di prodotti e componenti chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico-fisico-chimiche, indispensabili alla valutazione della sicurezza, e dotati di idonea qualificazione, così come specificato al Capitolo 11;

g) applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi dei materiali, soprattutto nei punti non più visibili o difficilmente ispezionabili ad opera completata;

h) adozione di sistemi di controllo, passivi o attivi, adatti alle azioni e ai fenomeni ai quali l’opera può essere sottoposta.

Le condizioni ambientali devono essere identificate in fase di progetto in modo da valutarne la rilevanza nei confronti della durabilità.

2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nel seguito sono riportati i criteri del **metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali**, applicabili nella generalità dei casi; **tale metodo è detto di primo livello**.

Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

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

$$Rd \geq Ed \qquad [2.2.1]$$

con:

Rd = 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 ;

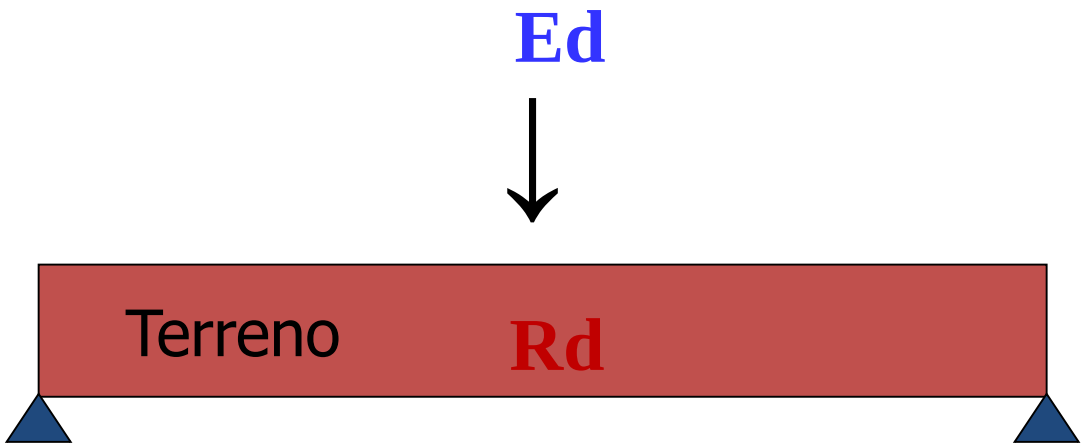
Ed = valore di progetto della DOMANDA, funzione dei valori di progetto delle azioni e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate

CAPACITA' ≥ DOMANDA

Verifica della sicurezza

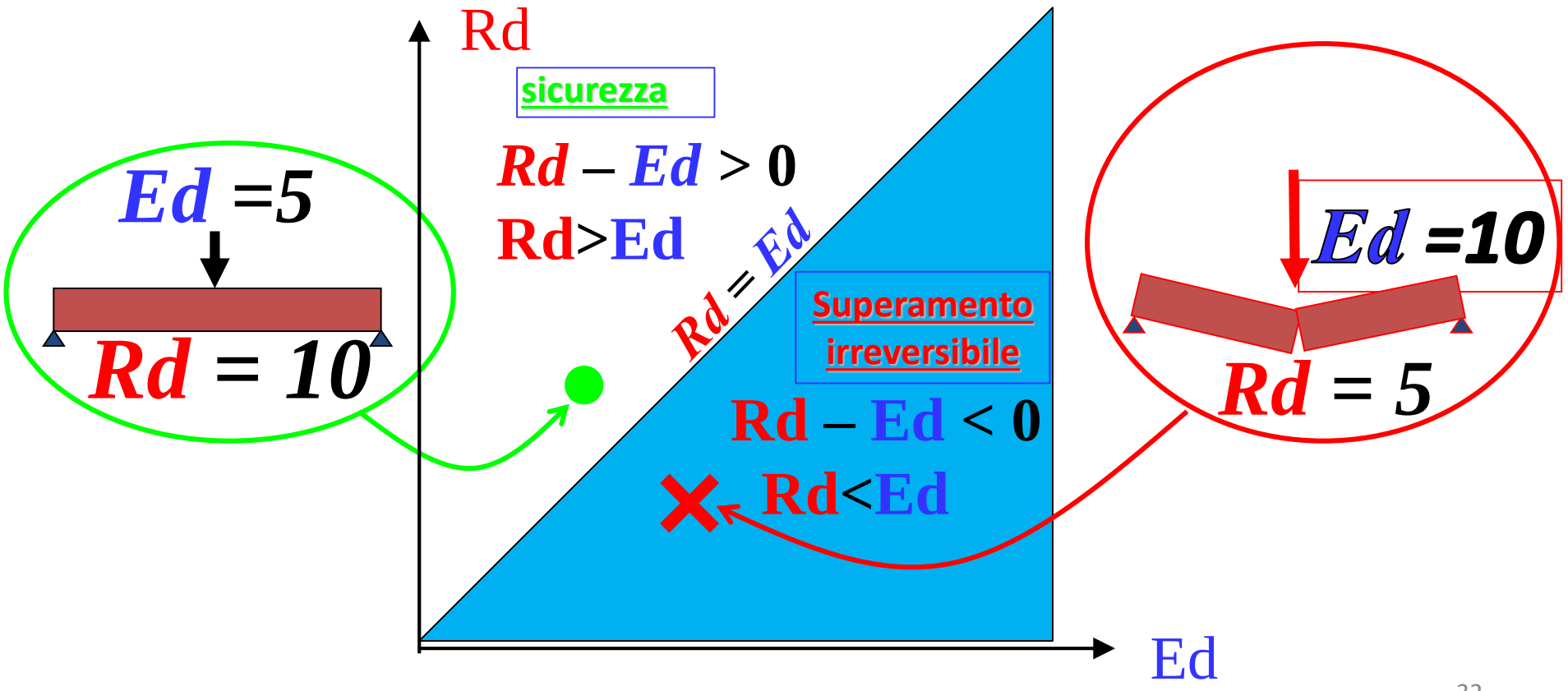
Si studia la relazione fra le due grandezze:

- ***Ed*** **: Azione = Domanda**
- ***Rd*** **: Resistenza = Capacità**



La verifica della sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$Rd \geq Ed$$



-I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali sono definiti nel Capitolo 11.

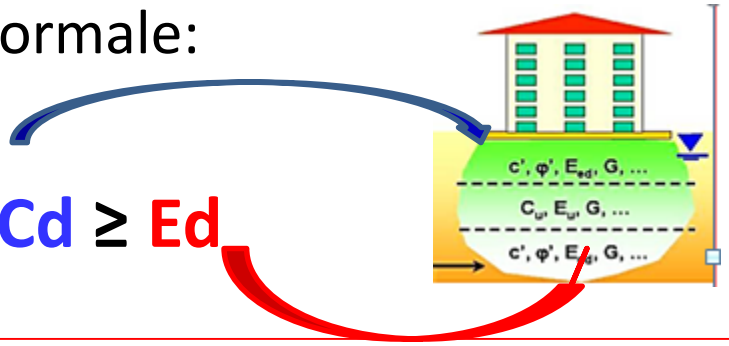
-Per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2.

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:

$$Cd \geq Ed \qquad [2.2.2]$$



con

Cd soglia di deformazione determinata dallo strutturista

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

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

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

I valori minimi di **VN** da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab.2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le prestazioni dipendenti dal tempo. **(Sono state introdotte le categorie di opere differenziate sotto il profilo prestazionale e non tipologico).**

	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

Tab. 2.4.I - Valori minimi della *Vita nominale di progetto* *VN* per i diversi tipi di costruzioni.

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate!!!

New

P_N durata fase di costruzione

Per un'opera di nuova realizzazione la cui **fase di costruzione abbia** progettualmente una **durata P_N**, la ***vita nominale relativa a tale fase di costruzione***, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, **dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.**

5 anni $\leq V_N$ (in fase di costruzione) $\geq P_N$

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni

2.4.2 CLASSI D'USO

(ndr. In presenza di azioni sismiche) Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, **le costruzioni sono suddivise in Classi d'uso** (circa corrispondenti alle **Classi di Importanza di EC8**) così definite:

Classe I: Costruzioni con ***presenza solo occasionale di persone***, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda ***normali affollamenti***, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. [Ndr., **Ambienti ad uso residenziale.** *Sono compresi* in questa categoria *i locali di abitazione* e relativi servizi, *gli* ***alberghi,*** (**ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento**), *gli uffici*, *i negozi*].

(N.d.r.: *La Classe d'Uso definisce i livelli minimi di sicurezza differenziati in relazione alla funzione svolta nella costruzione e alle conseguenze che ne derivano in caso di fallimento.*

Il livello di prestazione è cosa diversa dalla Classe d'uso e scaturisce da una valutazione tecnico-economica).

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda ***affollamenti significativi***. *Industrie con attività pericolose per l'ambiente*. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. (Ndr. ***Scuole. Teatri, Musei,Tribune , sale con affollamenti significativi , etc.***).

Classe IV: Costruzioni con ***funzioni pubbliche o strategiche importanti***, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5/11/2001, n.6792, "*Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade*" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (V_R)

***Le azioni sismiche sulle costruzioni** vengono valutate in relazione ad un* **periodo di riferimento V_R** che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto **V_N** per il coefficiente d'uso **C_U** :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella sottostante tabella

Tab. 2.4.II – *Valori del coefficiente d'uso* C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

→ ***Circolare : «Se V_R < 35 anni, si assume V_R = 35 anni» (v. Tab. sottostante)***

Tabella C2.4. I. - Intervalli *di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U*

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤10	35	35	35	35
≥50	≥35	≥50	≥75	≥100
≥100	≥70	≥100	≥150	≥200

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

→ ***Cu = 2.5***

SINTESI

1) Vita Nominale di progetto VN → numero di anni di uso della struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria cosi 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 provvisionali - 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.I - Valori minimi della Vita nominale VN di progetto per i diversi tipi di costruzioni

In presenza di azioni sismiche

2)Classi d'Uso → IV classi:

I II III IV

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

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

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

2.5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

2.5.1. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

2.5.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI IN BASE AL MODO DI ESPLICARSI

a) dirette: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
b) indirette: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.
c) degrado:
- endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
- esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

2.5.1.2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA RISPOSTA STRUTTURALE

a)statiche: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
b) pseudo statiche : azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
c) dinamiche: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

2.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITÀ NEL TEMPO

a) **permanenti (G)**: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità :

- peso proprio di tutti gli ***elementi strutturali*** **(G1)**; **peso proprio del terreno**, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo); **(G1)**
- peso proprio di tutti gli ***elementi non strutturali*** **(G2)**; **(G2)**
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- Presollecitazione;

b) **variabili (Q):** azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- *sovraccarichi; - azioni del vento; - azioni della neve; - azioni della temperatura.*

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata. **(Q)**

c) **eccezionali (A)**: azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura; - incendi; - esplosioni; - urti ed impatti;

d) **sismiche (E)**: azioni derivanti dai terremoti. **(E)**

Quando rilevante, nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo dei materiali, come per la viscosità.

2.5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura Fd è ottenuto dal suo valore caratteristico Fk, come indicato nel §2.3.
Salvo i casi caratterizzati da elevata variabilità, ***si definisce valore caratteristico Gk di un'azione permanente (G), il valore medio della distribuzione dei valori correnti.***
In accordo con le definizioni del §2.3, il valore caratteristico Gk di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.

Nel caso di ***azioni variabili*** caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, ***si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno.*** Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni, **i** termini **Qkj** **rappresentano** le ***azioni variabili di diversa natura*** **che possono agire contemporaneamente**:
Qk1 rappresenta ***l'azione variabile di base***
Qk2, Qk3,..0.. le ***azioni variabili d'accompagnamento***, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

Con riferimento alla **durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile**, si definiscono:

- **valore quasi permanente ψ2j·Qkj**: il valore istantaneo superato per oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento.
Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;

- **valore frequente ψ1j·Qkj**: il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;

- **valore di combinazione (ex raro) ψ0j·Qkj**: il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

La Tab. 2.5.I riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
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

NTC08

Integrazione delle Categorie/Azioni variabili

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
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

NTC18

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI [consentono di pervenire al valore di Ed – (Ed ≤ Rd)]

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (+ vuol dire : *combinato con*) [Colore Rosso Combinazione dedicata agli SLU - Azzurro agli SLE]:

– ***Combinazione fondamentale***, generalmente impiegata per **gli stati limite ultimi (SLU):**

$$\gamma G1 \times G1 + \gamma G2 \times G2 + \gamma P \times P + \gamma Q1 \times Qk1 + \gamma Q2 \times \psi 02 \times Qk2 + \gamma Q3 \times \psi 03 \times Qk3 + \ldots$$

– ***Combinazione caratteristica, cosiddetta rara,*** generalmente impiegata per gli **stati limite di esercizio (SLE) irreversibili**, **(Ndr: utilizzava anche per le Tensioni Ammissibili)** ←

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

– ***Combinazione frequente***, generalmente impiegata per gli **stati limite di esercizio (SLE) reversibili:**

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

– ***Combinazione quasi permanente*** **(SLE)**, generalmente impiegata ***per gli effetti a lungo termine:***

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

– ***Combinazione sismica***, impiegata per gli **stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):**

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

– ***Combinazione eccezionale***, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6):

$$G1 + G2 + P + Ad + \psi 21 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \ldots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: **G1 +G2 +Σj ψ 2 j Q kj.** **Nelle combinazioni** si intende che ***vengono omessi i carichi Qkj che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.*** Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). I valori dei ***coefficienti parziali di sicurezza γGi e γQj*** sono dati nel **§ 2.6.1, Tab. 2.6.I.** **ESEMPIO A PAG. 53** →

2.6. 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.

2.6.1 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.**

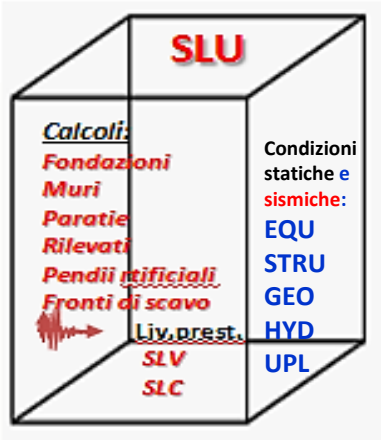
Fatte salve tutte le prescrizioni fornite nei capitoli successivi delle presenti norme, la Tab. 2.6.I riporta i valori dei coefficienti parziali γF da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti γF riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I.

Nel Capitolo 6 (Progettazione geotecnica) vengono presi in considerazione anche gli stati limite ultimi di tipo idraulico, che si anticipano per offrire un quadro completo:

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.



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_{Q1}	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 nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I i coefficienti dei carichi permanenti non strutturali G2 rispetto alle **NTC 08** (0,0-0,0-0,0) sono stati corretti nelle **NTC 2018** (0,8-0,8-0,8).

Circolare - C2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI

Le NTC fanno riferimento a tre principali stati limite ultimi: *NEW*

-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. Nei casi in cui le azioni sulle strutture siano esercitate dal terreno, si deve far riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

-**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. Tra gli stati limite GEO sono da considerare anche meccanismi di rottura che coinvolgano la struttura o parte di essa (è il caso, ad esempio, della resistenza a carico limite sotto forze trasversali dei pali di fondazione).

Nel Cap. 6 delle NTC (Progettazione geotecnica), sono anche considerati gli **stati limite ultimi di tipo idraulico**, che riguardano la perdita d'equilibrio della struttura o del terreno dovuta alla sottospinta dell'acqua (**UPL**) o l'erosione e il sifonamento del terreno dovuto ai gradienti idraulici (**HYD**).

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.

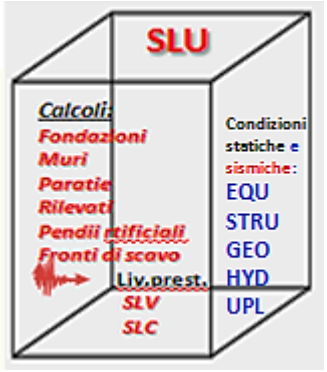
HYD: (S.L. "**per Gradienti Idraulici**") collasso dovuto a gradienti idraulici.

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 forma

$$Rd \geq Ed$$



Rd=resistenza di progetto;

Ed=valore di progetto dell'effetto delle azioni.

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

APPROCCIO 2 (DA2)

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

(DA1)-Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le **azioni A** (γF), per la **resistenza dei materiali** (γM) e, eventualmente, per la **resistenza globale del sistema** (γR).

-Nella ***Combinazione 1* dell'Approccio 1**, per le azioni si impiegano i coefficienti γF, riportati nella colonna **A1** della **Tabella 2.6.I.**

-Nella ***Combinazione 2* dell'Approccio 1**, si impiegano invece i coefficienti γF riportati nella colonna **A2**. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

(DA2)-Nell'Approccio 2 si impiega **un'unica combinazione** dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le **Azioni A** (γF), per la **resistenza dei materiali M** (γM) e, eventualmente, per la **resistenza globale R** (γR). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti (γF), riportati nella colonna **A1** (v. Tab. 2.6.I).

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_{Qi}	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 nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

I coefficienti **γM** e **γR** sono definiti nei capitoli successivi.

Eliminati in Tab.**STR** e **GEO** riferiti alle azioni

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:

APPROCCIO 1 (DA1) ***APPROCCIO 2 (DA2)***

⇓ ⇓ ⇓

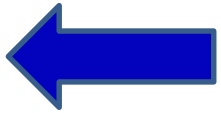
Combinazione 1 ***Combinazione 2*** ***Combinazione 1 o Unica***

(A1+M1+R1) **(A2+M2+R2)** **(A1+M1+R3)**

(STR) **(GEO)** **(STR)** **(GEO)**

↓

(A1+M1)



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

con

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

M = resistenza dei materiali (terreno) γM (definito nei capitoli successivi)

R = Resistenza globale del sistema γR (definito nei capitoli successivi)

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

Eliminati STR e GEO dalla Tab.

Esempio **A** (A1+M1+R3) **Azioni** :		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1 **γG1**	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[1] **γG2**	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q **γQki**	Favorevoli	γ_{Qi}	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 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:

γG1 coefficiente parziale del **peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti**;

γG2 coefficiente parziale dei **pesi propri degli elementi non strutturali**;

γQi 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 γP =1,0 .

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

COMBINAZIONI DELLE AZIONI IN FUNZIONE DEL TIPO DI CALCOLO

ESEMPIO

stati limite ultimi (SLU): ***Combinazione fondamentale statica***

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

(per qlim statica; per fornire il valore di Ed nella disequazione Ed ≤ Rd)

stati limite di esercizio statici (SLE) irreversibili

Combinazione caratteristica rara:

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

(cedimento istantaneo irreversibile) Si

stati limite di esercizio statici (SLE) reversibili

(cedimenti immediati): ***Combinazione frequente***

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

stati limite di esercizio statici(SLE)

(cedimenti a lungo termine) ***Combinazione quasi permanente***

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

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

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

Azioni fornite dallo strutturista:

G1 = 800 KN

G2 = 320 KN

Qk = 140 kN

Unità di misura	kN

Carichi permanenti
(Peso proprio degli elementi strutturali, del terreno, forze indotte dal terreno, pressione dell'acqua se costante nel tempo)

		Effetto
G1	800	Sfavorevole

Carichi permanenti non strutturali
(Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali, spostamenti e deformazioni imposti di previsione progettuale)

Carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti? N

		Effetto
G2	320	Sfavorevole

Parametri sismici (Coefficienti in accelerazione verticale da ricavare dallo spettro di risposta per un periodo di vibrazione assegnato)

kv SLC	0,05
kv SLV	0,07
kv SLD	0,015
kv SLO	0,023

Carichi variabili		Effetto
Q_{k1} azione variabile principale		
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	140	Sfavorevole
Q_{kj} Azioni variabili che possono agire contemporaneamente alla principale		
- Seleziona -		Sfavorevole
		Sfavorevole
		Sfavorevole
		Sfavorevole
		Sfavorevole
		Sfavorevole
		Sfavorevole
		Sfavorevole
		Sfavorevole
		Sfavorevole
		Sfavorevole
- Seleziona -		Sfavorevole

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_{Qi}	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 nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

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

	kN	
A1+M1+R1 Combinazione fondamentale statica SLU (STR)	1730.00	(Ed con γA1)
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 γA2)
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	

2.6.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli **stati limite di esercizio (SLE)** riguardano le voci riportate al **§ 2.2.2. ***

Nel Capitolo 4, per le condizioni non sismiche, e ***nel Capitolo 7, per le condizioni sismiche***, sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione, *con riferimento ai diversi materiali strutturali.*

*** § 2.2.2**

$$Cd \geq Ed \qquad [2.2.2]$$

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 (con fondazione superficiale, quando i cedimenti > della soglia critica, si hanno delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura)** ;

c) ***s*postamenti 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.

~~NTC 08~~

2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

NTC 18

Eliminato il paragrafo 2.7

FINE DELLE VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

e delle semplificazioni per la ZONA SISMICA 4
Classe d'uso I per Tipi di costruzione 1 e 2 e Classe d'uso II

Anticipazione Cap. 7 NTC 18

Per gli edifici soggetti ad a_gS (amax) ≤ 0.075 g sono stati definiti dei criteri semplificati per il progetto.

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018

PREMESSA

1 OGGETTO

2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE
- Principi fondamentali
- Stati Limite
- Valutazione della sicurezza
- Vita Nominale – Classi d'uso – Periodo di riferimento
- Azioni sulle costruzioni
- Azioni nelle verifiche agli St. Limite
- ~~Verifiche alle Tensioni Ammissibili~~

3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI
- Azione sismica
- Vento
- Neve
- Temperatura
- Az. Eccezionali

4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali

5 PONTI
- Ponti stradali
- Ponti ferroviari

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- Disposizioni generali
- Articolazione del progetto
- Stabilità dei pendii naturali
- Opere di fondazione
- Opere di sostegno
- Tiranti di ancoraggio
- Opere in mat. Sciolti e fronti di scavo
- Miglioramento e rinforzo dei terreni
- Consolidamento geotecnico di op. esistenti
- Discariche e depositi di inerti
- Fattibilità di opere su grandi aree

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE
- Requisiti nei confronti degli St. Limite
- Criteri generali di progettazione e modellazione
- Metodi di analisi e verifica
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali
- Ponti
- Strutture con isolamento o dissipazione
- Opere e sistemi geotecnici

8 COSTRUZIONI ESISTENTI

9 COLLAUDO STATICO

10 REDAZIONE DEI PROGETTI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

12 RIFERIMENTI TECNICI

Capitolo 3.
AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Modifiche introdotte dalle NTC18 rispetto alle NTC08

Azioni sulle Costruzioni	3	Le definizioni dei vari tipi di **carichi** sono state riorganizzate.
	3.2.2	Per stabilire la categoria di suolo, il **calcolo del Vs** non è sempre a relativo a 30 m. Per strati con Vs ≥ 800 m/s posti a profondità inferiore ai 30 m, si considera solo tale profondità. Per la definizione della **categoria di suolo** non è più presente la classificazione in funzione di NSPT e Cu. Le definizioni dei suoli di **tipo D ed E** sono state modificate e sono state eliminate le cat. **S1 ed S2**.
	3.2.3.6	Il termine "accelerogramma" è sostituito con "storia temporale del moto del terreno". È stato introdotto e definito il criterio di scelta delle storie temporali naturali.

♦***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 (geotecnico), di cui al § 6.2.2.***

(La *Modellazione sismica* viene assorbita dalla geotecnica)

Una precisazione nel paragrafo 3.2 :

Le Categorie di sottosuolo sono una seconda scelta rispetto alla RSL.

Si accetta, comunque, l'uso di correlazioni empiriche per la classificazione semplificata, ove consentita.

3.1.2. PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI

Le ***azioni permanenti gravitazionali*** associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione. Per i materiali più comuni possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I.

Tab. 3.1.I - *Pesi dell'unità di volume dei principali materiali*

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

3.1.3. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati **carichi permanenti non strutturali** i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali **quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro**, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.
(**ndr: per i dettagli si rimanda al testo della Norma**).

3.1.4. SOVRACCARICHI (Ndr: ex Carichi variabili)

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:
- carichi verticali uniformemente distribuiti qk
- carichi verticali concentrati Qk
- carichi orizzontali lineari Hk

I valori nominali e/o caratteristici di qk, Qk ed Hk sono riportati nella Tab. 3.1.II. (v. oltre). Tali valori **sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di rilevanti amplificazioni dinamiche della risposta delle strutture.**

CIRCOLARE C3.1.4 - SOVRACCARICHI

Anzitutto è stato cambiato il titolo del paragrafo, da Carichi variabili, derivato dall'EC –EN 1991-1-1, in Sovraccarichi, più noto da tempo ai Tecnici italiani. Vi sono poi modifiche alla Tab. 3.1.II Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni. Si tratta di modifiche che si muovono nel senso di avvicinare ulteriormente il testo a quello dell'Eurocodice, pur conservando l'impostazione generale precedente.

Per le costruzioni scolastiche si applicano i valori dei sovraccarichi riportati nelle vigenti NTC.

Tab. 3.1.II - *Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni*

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	**Ambienti ad uso residenziale**			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	**Ambienti suscettibili di affollamento**			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

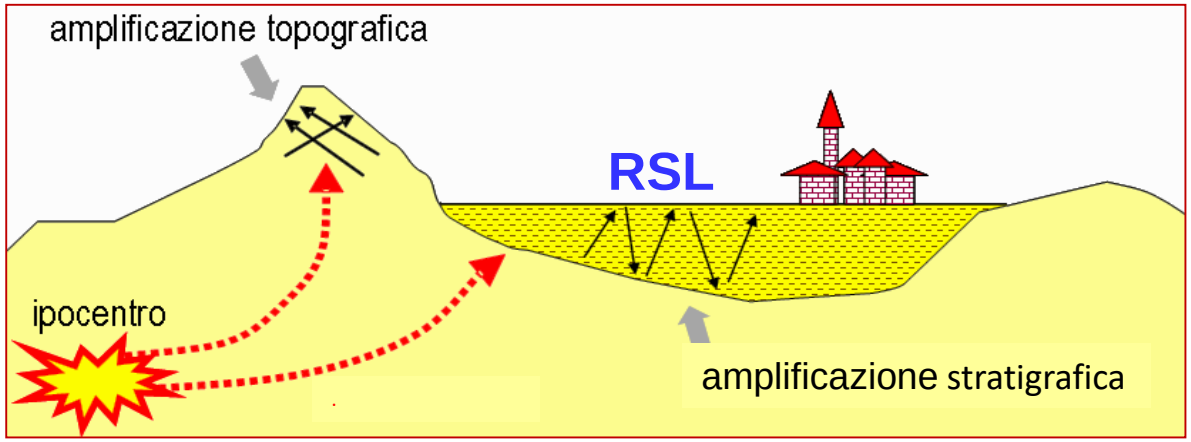
Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	**Ambienti ad uso commerciale**			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	**Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale**			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	**Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)**			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	**Coperture**			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

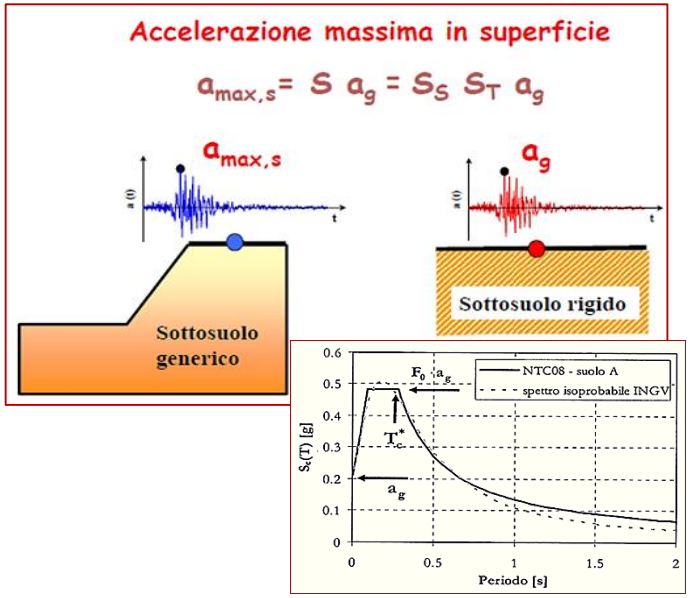
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

3.2 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 riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale** (di categoria A come definita al § 3.2.2).
- **Se(T): ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PV_R** come definite nel § 3.2.1**, nel periodo di riferimento V_R (= CU * VN)**, come definito nel § 2.4.

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

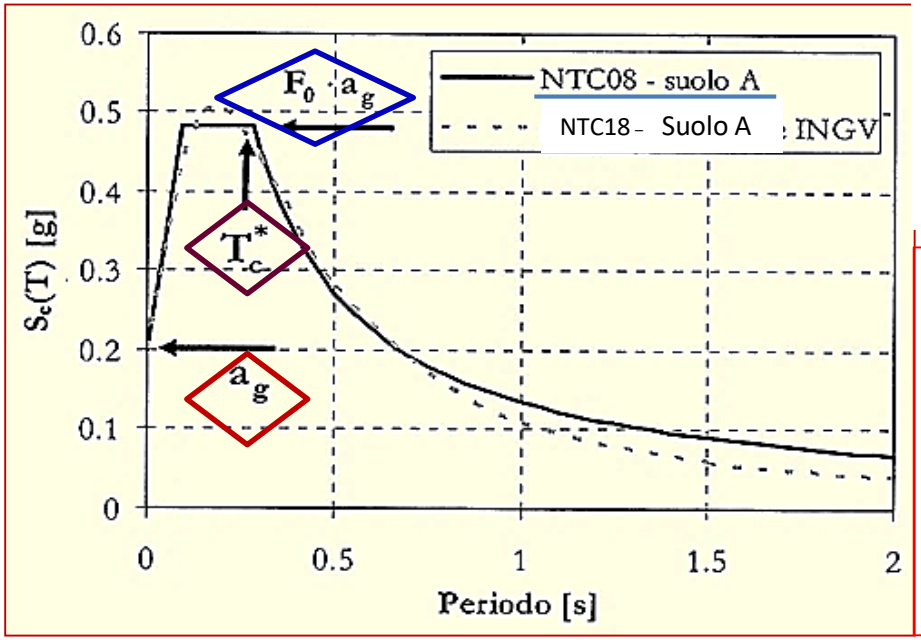
Ai fini della presente normativa **le forme spettrali sono definite**, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR}* nel periodo di riferimento V_R, **a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale**:

-a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

-F_o 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, Fo e T*C** per nove distinti **periodi di ritorno T_R** (v. oltre).



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.

Ndr: *La probabilità che, in un **fissato lasso di tempo** ("**periodo di riferimento**" V_R 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**" **P_{VR}** .

3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche sia **gli stati limite di esercizio** che **ultimi** ***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	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tab. 3.2.I – *Probabilità di superamento* PVR *in funzione dello stato limite considerato*

Gli **stati limite ultimi (SLU)**

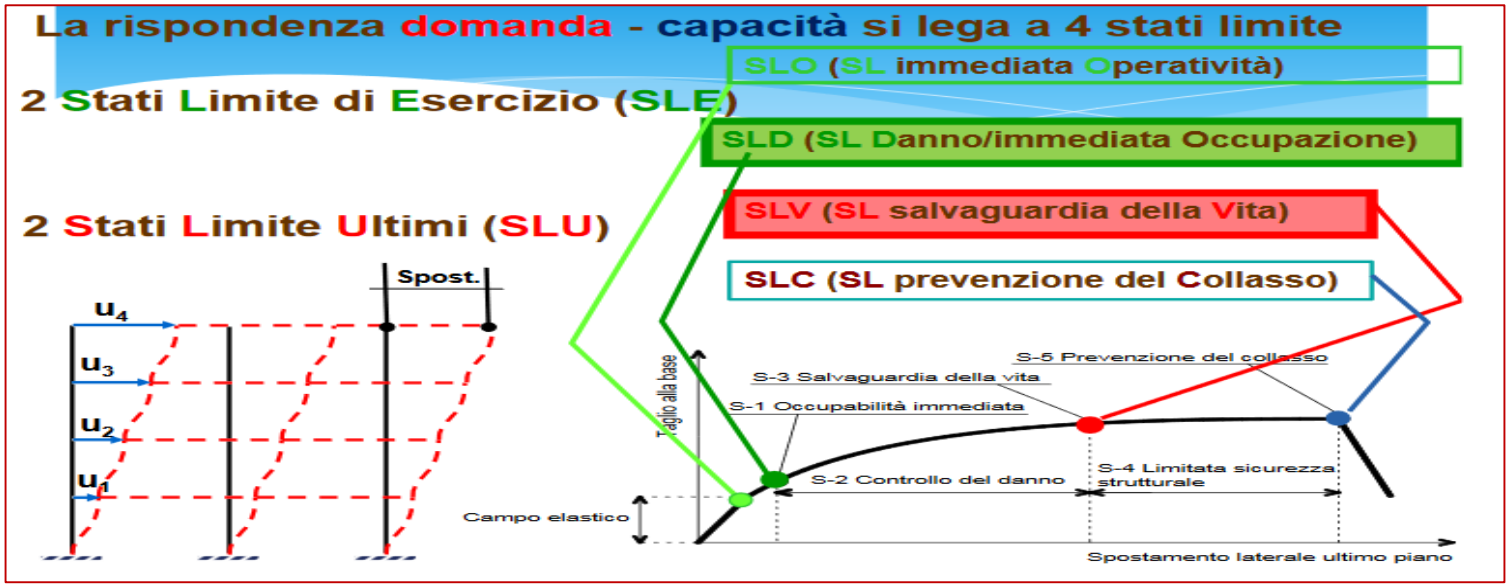
comprendono:

-**Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV)

-**Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento **P_{VR}**, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella **Tab.3.2.I**.; NTC (v. sopra e oltre).

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio(SLE) e ultimi (SLU) ***sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione***



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

SLU

Condizione Statica

Azione sismica

⇓

SLV

SLC

EQU	*Calcoli:*	
STR	*Fondazioni*	
GEO	*Muri*	
UPL	*Paratie*	
HYD	*Rilevati*	
	Pendii artificiali	
	Fronti di scavo	
	Opere sotterr.	

Verifica della sicurezza SLU:

$Rd \geq Ed$

SLE

Condizione Statica

Calcoli:
- Cedimenti
- Spostamenti
- Deformazioni

Azione sismica

⇓

SLO

SLD

Verifica della sicurezza SLE:

$Cd \geq Ed$

Livelli Prestazionali crescenti

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

Probabilità di superamento decrescenti

STATI LIMITE

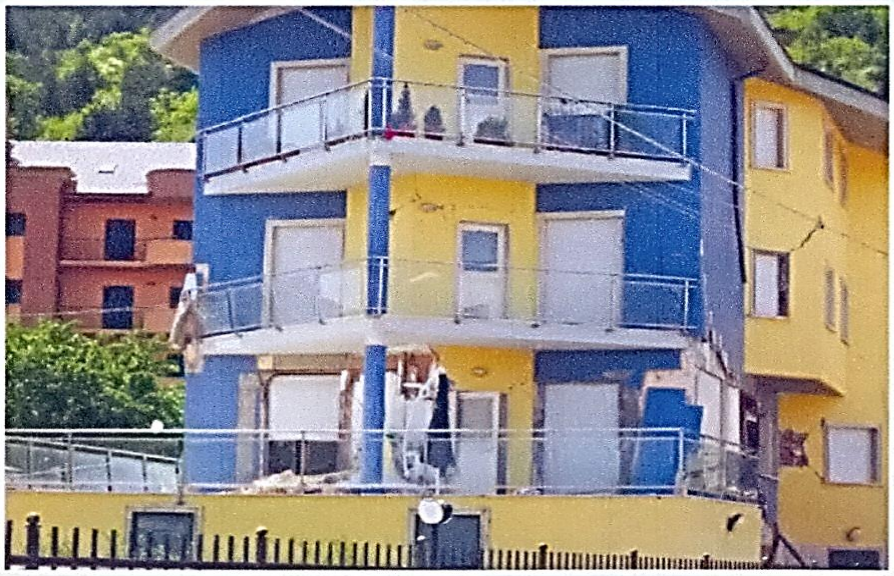
SLO

Stato Limite di Operatività (Fully Operational) (Villa Sant'Angelo)

SLD

Stato Limite di Danno (Operational) (L'Aquila)

SLE



Stato Limite di salvaguardia della Vita (Life Safety) (L'Aquila)

SLV

Stato Limite di prevenzione del Collasso (Near Collapse) (Onna)

SLC

SLU

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza ***PVR*** *nel periodo di* riferimento **VR** si ricava il **periodo di ritorno TR del sisma utilizzando la relazione:**

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R})$$ [3.2.0]

Il periodo di ritorno TR è il periodo medio intercorrente fra un sisma ed il successivo di eguale intensità.

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	(2) 30 anni $\leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq$ 2475 anni (1)

Gli eventi sismici si ripetono ciclicamente

VN vita nominale di progetto (v.2.4.1)

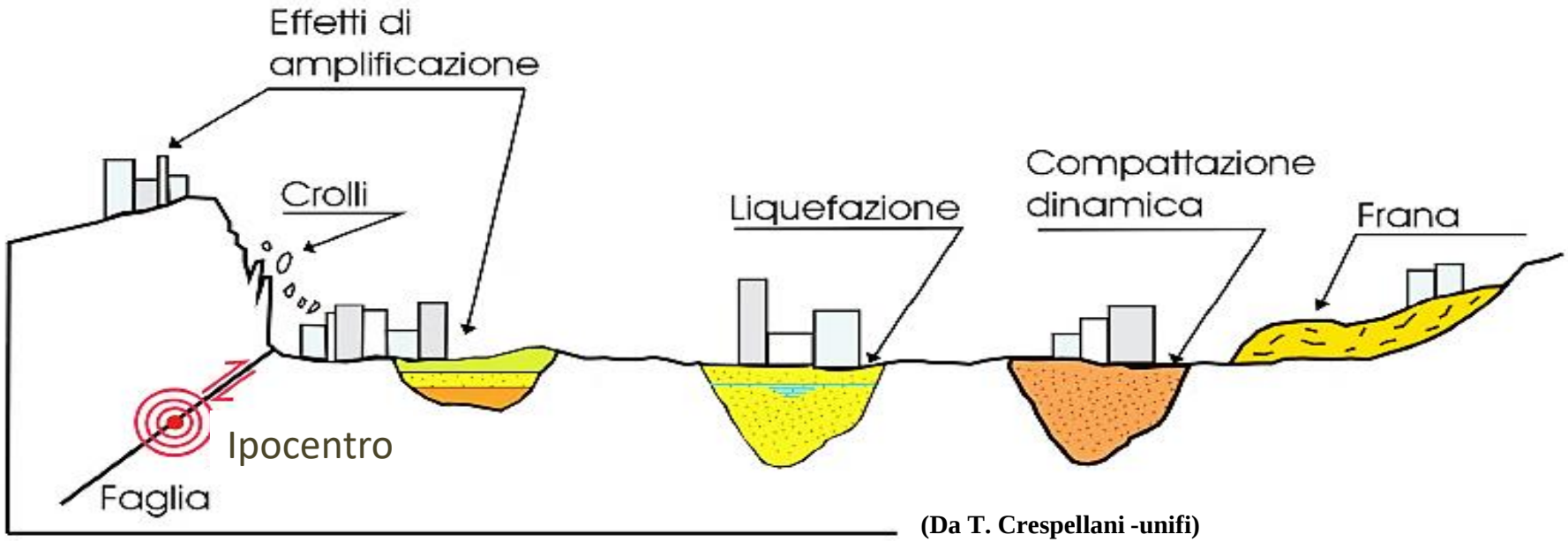
Cu coefficiente d'uso (v.2.4.3)

3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Premessa

a) 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

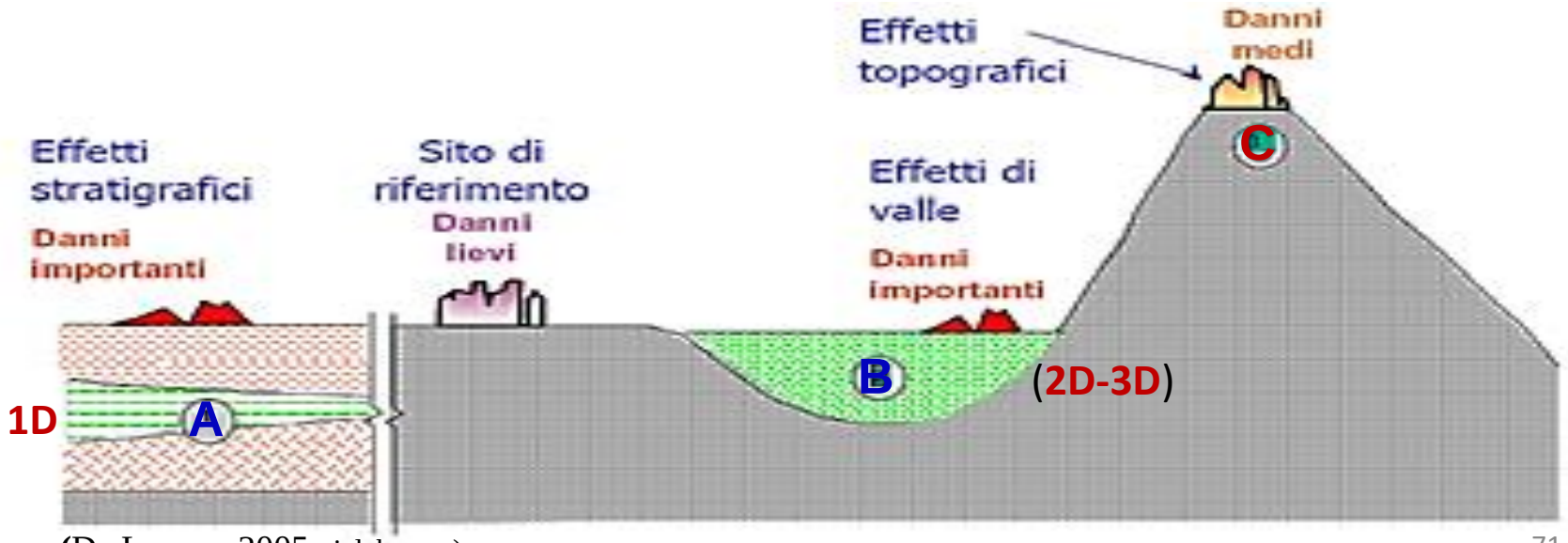


(Da T. Crespellani -unifi)

b) EFFETTI DI SITO

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)



(Da Lanzo - 2005, rielaborato).

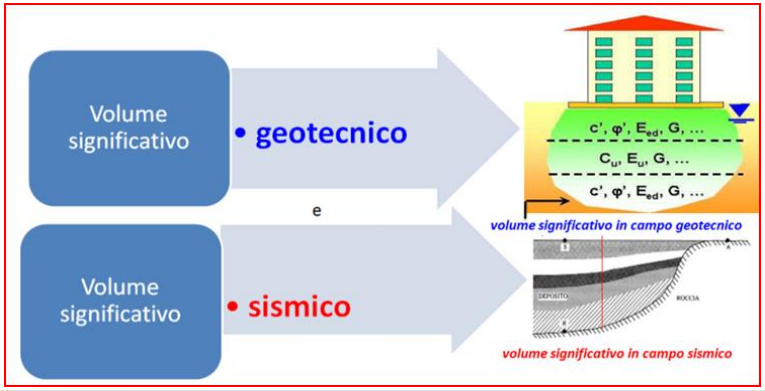
3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo ***[Ndr.: La modellazione sismica nella geotecnica!]***

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale (RSL) si valuta mediante specifiche analisi , da eseguire con le modalità indicate nel ξ 7.11.3. *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.**

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.**

***Ndr:**
volume significativo geotecnico
e
volume significativo sismico



Circolare 3.2.2 Si denomina **"risposta sismica locale"** l'azione sismica che emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come "superficie" il "piano di riferimento" così come definito, per le diverse tipologie strutturali, al § 3.2.2 delle NTC.

- CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

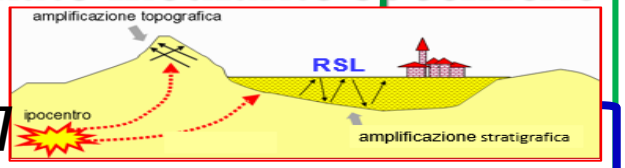
L'identificazione della categoria del sottosuolo è basata sulla descrizione stratigrafica e sui valori della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs.

Ai fini della valutazione semplificata della risposta sismica locale, nell'attuale versione delle NTC, non è più consentita la classificazione del sottosuolo sulla base del parametro NSPT30 per i terreni a grana grossa e Cu30per i terreni a grana fine. Ciò era invece permesso nelle NTC08.

Le attuali norme tecniche richiedono che la categoria di sottosuolo sia stabilita sulla base del profilo Vs. **La misura diretta di Vs attraverso specifiche indagini geofisiche è in ogni caso preferibile**, essendo consentita in alternativa la definizione del profilo Vs attraverso il ricorso a correlazioni empiriche "***di comprovata affidabilità***" solo per il metodo semplificato ed in ipotesi residuali, stante la maggiore incertezza che caratterizza la determinazione di Vs con le citate correlazioni empiriche.

In caso di utilizzo di correlazioni empiriche è comunque raccomandabile non limitarsi all'uso di un singolo modello empirico, al fine di consentire una stima dell'incertezza legata al carattere regionale di tali correlazioni e alla conseguente elevata dispersione dei relativi dati sperimentali.

Per tutte quelle configurazioni litostratigrafiche non riconducibili alla classificazione riportata in Tab. 3.2.II (ad esempio terreni instabili o suscettibili di liquefazione, per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione), **le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante specifiche analisi di risposta sismica locale, meglio descritte nel § C.7.11.3.1 della presente Circolare. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche e dinamiche, determinate mediante specifiche indagini e prove geotecniche.**



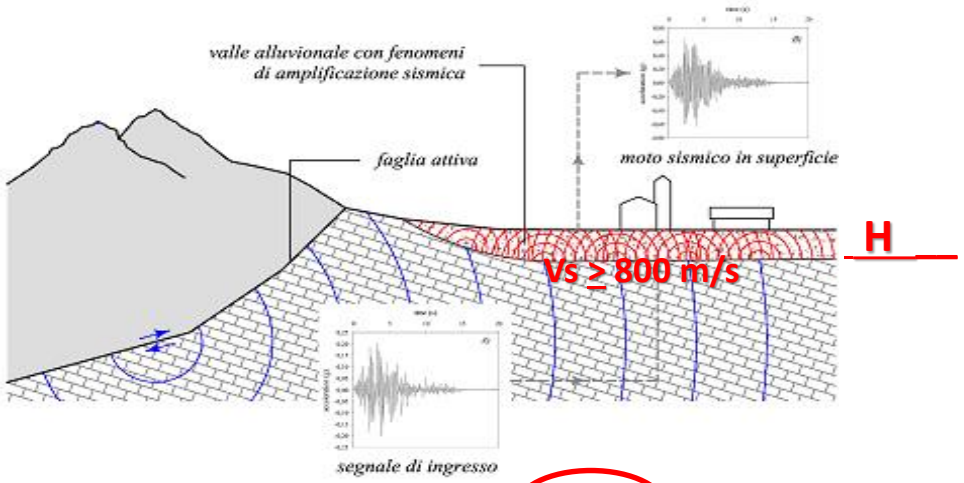
[Ndr.: C.3.2.2La Modellazione Sismica nella geologica!]

La risposta sismica locale e, comunque, la modellazione sismica in generale comprendono un propedeutico studio geomorfologico, stratigrafico e tettonico, nonché una individuazione delle categorie di sottosuolo a cui afferiscono le opere in progetto. (Ndr: Modellazione sismica generale anche in Rel. Geologica, quale integrazione alla disposizione del ξ 3.2.2 delle NTC 18 che la assegnano alla relazione geotecnica, confermata anche dal successivo C.6.2.1)

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

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



Old **(NTC 08)**

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{hi}{Vi}}$$

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

con:

hi 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_S 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 Vs,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.***

-Per le **fondazioni superficiali**, la **profondità del substrato** è riferita al ***piano di imposta*** delle stesse, mentre per le **fondazioni su pali** è riferita alla ***testa dei pali***.

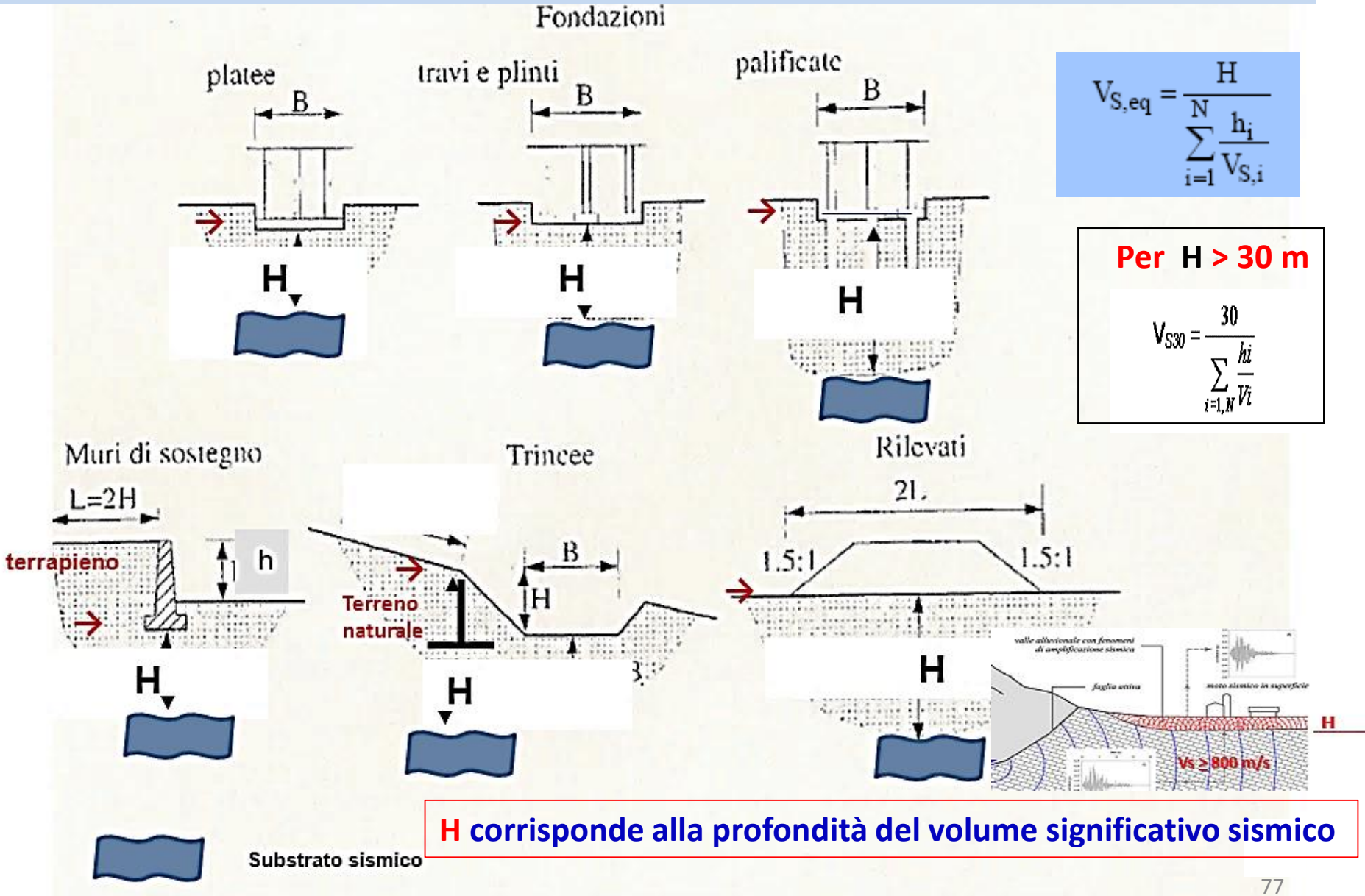
-Nel caso di **opere di sostegno di terreni naturali**, la profondità è riferita alla ***testa dell'opera***. Per **muri di sostegno di terrapieni**, la profondità è riferita al ***piano di imposta della fondazione.***

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo H=30 m nella espressione (3.2.1) **e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.**

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \qquad \textbf{(3.2.1)}$$

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II. (v. pag. 76).

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

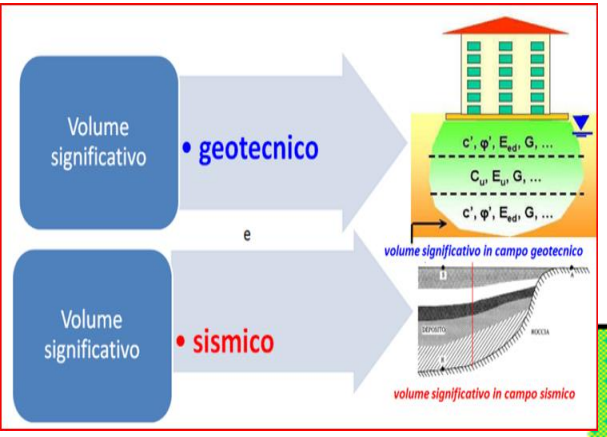


$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

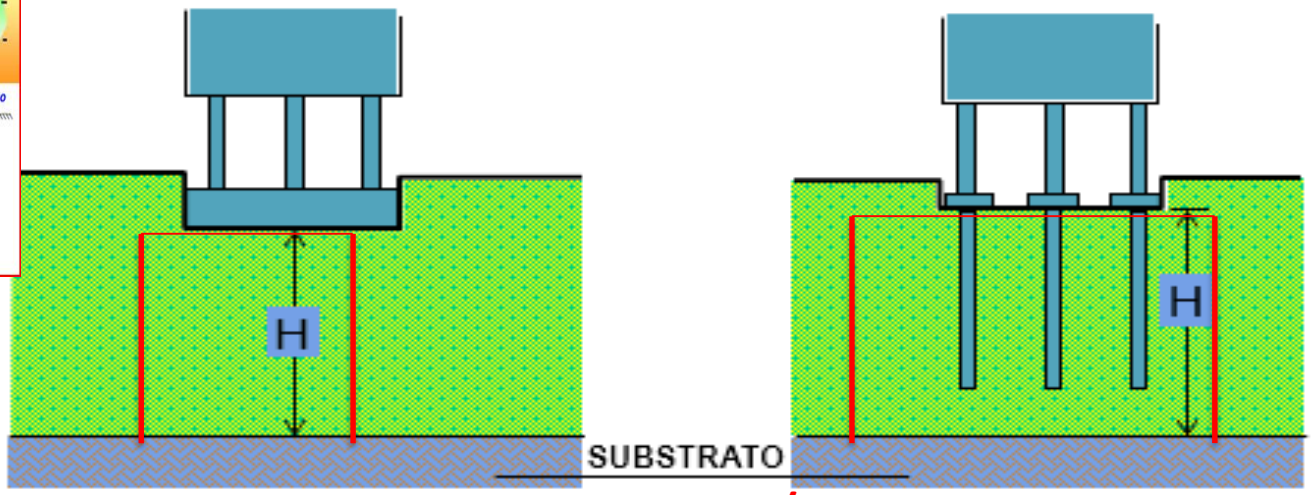
Per H > 30 m

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{hi}{Vi}}$$

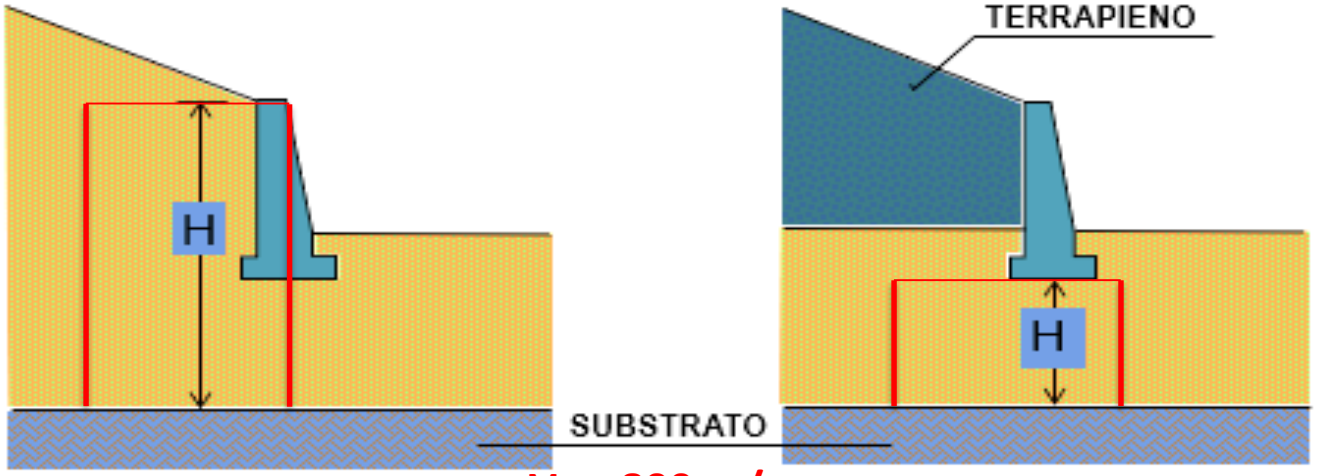
H corrisponde alla profondità del volume significativo sismico



QUOTA DI RIFERIMENTO DELLA PROFONDITÀ DEL SUBSTRATO SISMICO



Vs ≥ 800 m/s



Vs ≥ 800 m/s

VOLUME SIGNIFICATIVO SISMICO

(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 m

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{hi}{Vi}}$$

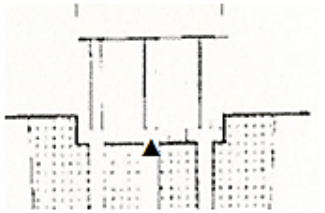
La **velocità equivalente** $V_{s,eq}$ si misura dal punto di partenza, visto nella tavola precedente, ma non fino a -30m, bensì fino al substrato sismico, se questo non è profondo più di 30 m.

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

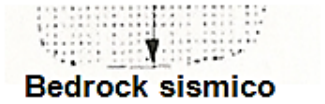
Per profondità del substrato maggiori di 30 m la velocità equivalente $V_{s,eq}$ è uguale a $V_{s,30}$, ponendo H = 30 m e assumendo le proprietà degli strati fino a tale profondità.

SUBSTRATO A PROF. > 30M

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



Se H > 30 m ⟶ $V_{s,\,eq} = V_{s,30}$



Bedrock sismico

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

con:
h_i spessore dell'i-esimo strato (in m);
$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato (in
N numero di strati;
H profondità del substrato (in m), definito come quella formazione, costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s.

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{hi}{Vi}}$$

Volume significativo sismico

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	*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.
B	*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).
C	*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).
D	*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).
E	*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).

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

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.
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.
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.

Tabella 3.2.II

Categoria
S1
S2

NTC 08

Eliminate le Categorie S1 e S2

Nspt30 e cu30 eliminati

nelle NTC 18

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* "*miglioramento* …….con la profondità" che sostituisce, dunque, il " graduale miglioramento" .
Questo vale anche per le categorie C e D.

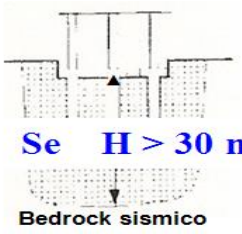
Eliminati SPT e cu.

$V_{S,30}$ 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

Vs,eq = Vs,30



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

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{hi}{Vi}}$$

hi = Spessore in metri dello strato i-esimo

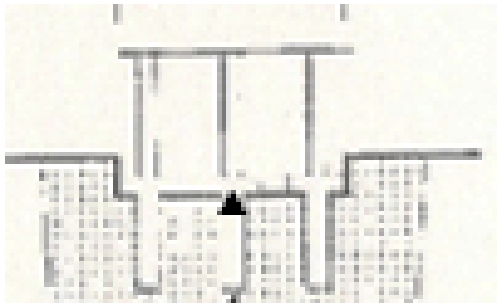
Vi = Velocità dell'onda di taglio i-esima

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

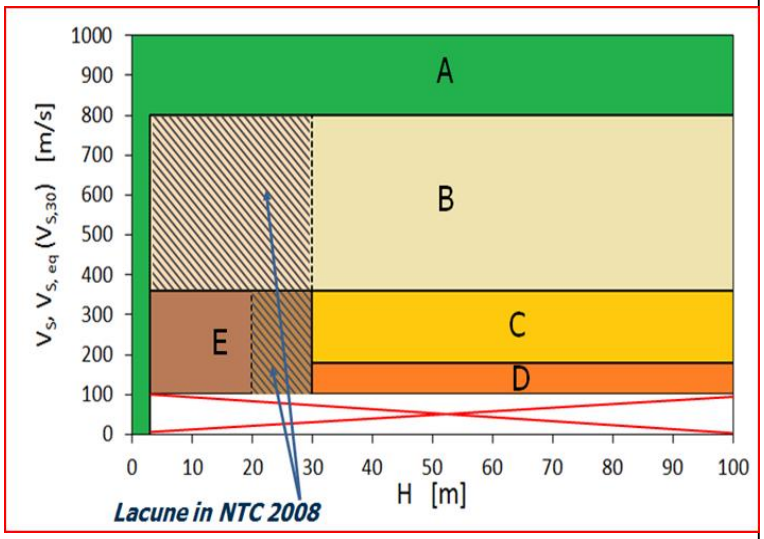


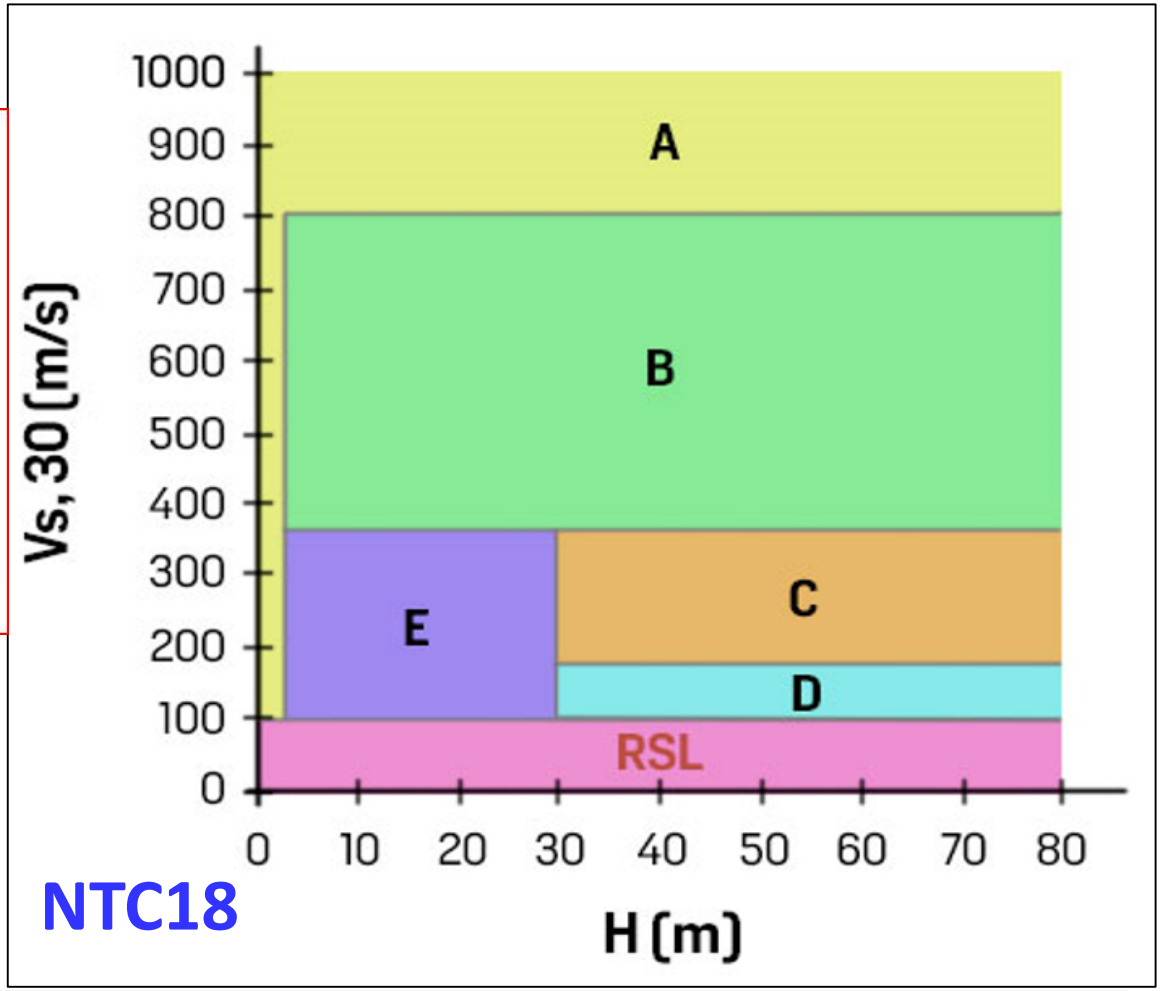
$H \leq 30$ m ⟶ $V_{S,\,eq}$

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

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

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 contrasti 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 Vs_{eq}

Le NTC18 riconfermano che l'impiego del metodo semplificato (V_{Seq}) 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., contrasti di impedenza*, inversioni di velocità, depositi di elevato spessore, etc.) la stima degli effetti di sito mediante la V_{Seq} 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.

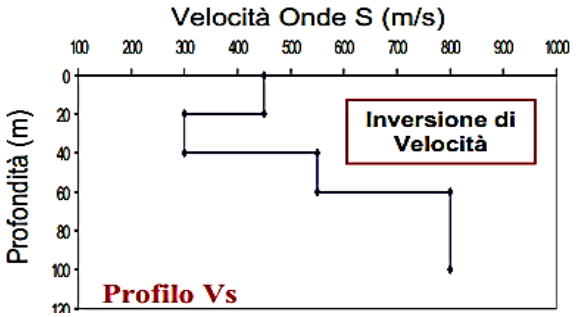
** **inversione di velocità:** situazioni litostratigrafiche dove si verificano contemporaneamente 4 condizioni (indicazioni sperimentali ICMS):

-**un terreno rigido che in profondità sovrasta un terreno soffice con un rapporto Vs rig. / Vs sof. superiore a 1.5;**

-**la differenza tra le Vs dei due terreni è maggiore di 200 m/s;**

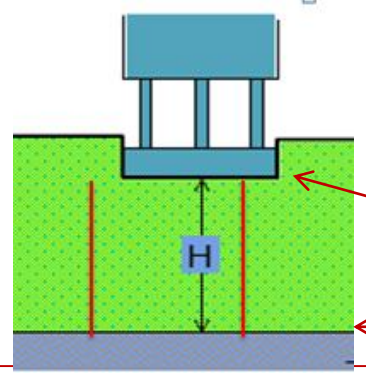
-lo spessore dello strato a velocità minore è maggiore di 5 m;

-**la Vs dello strato più rigido è maggiore o uguale a 500 m/s.**



ESEMPIO DI DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO. 1

Nr.	Spessore [m]	Velocità [m/s]
1	2.00	124.65
2	12.00	543.19
3	50.00	826



H equiv. = 13 m a partire dall'intradosso della fondazione

Bedrock sismico

posto a 13 m di profondità dall'intradosso della fondazione;

piano posa a -1m da p.c.

Controlli	
Numero di strati:	3
Profondità piano di posa [m]:	1
	Applica
Profondità complessiva [m]:	64
Vs, eq (H=13) [m/s]:	431.69
Categoria del suolo:	B

$$Vs,eq = \frac{H}{\sum_{strato=1}^{N} \frac{h(strato)}{Vs(strato)}}$$

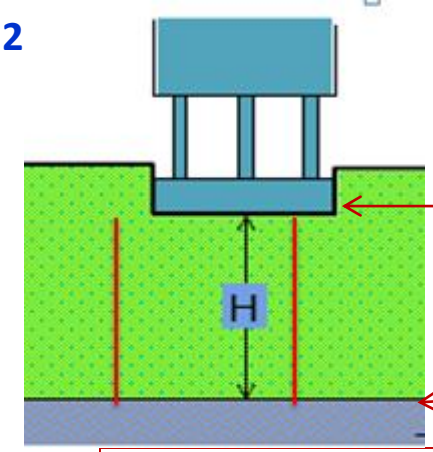
(Da Geoapp – Geostru.eu)

ESEMPIO DI DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO. 2

Nr.	Spessore [m]	Velocità [m/s]
1	1.00	124.65
2	2.00	243.19
3	14.00	407.56
4	19.00	594.85
5	50.00	907.84

14.00

5.0



Quota intradosso fondazione

H = 35 m

Tetto bedrock sismico

Ma H si stoppa a -30 m da quota intradosso fondazione

Bedrock sismico

posto a 35 m di profondità dall'intradosso della fondazione;

profondità piano posa -1m da p.c.

Controlli	
Numero di strati:	5
Profondità piano di posa [m]:	1
	Applica
Profondità complessiva [m]:	86
Vs, eq (H=35) [m/s]:	469.70
Categoria del suolo:	B

$$Vs,_{eq} = 30 = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{hi}{Vi}}$$

(Da Geoapp – Geostru)

Site	Description	Comments	Site Period	Freq. (Hz)
A	Hard Rock	Hard, strong, intact rock; $V_s \geq 1500$ m/s	≤ 0.1 s	10
B	Rock	Most "unweathered" California rock cases ($V_s \geq 760$ m/s or < 6 m of soil).	≤ 0.2 s	5
C-1	Weathered/Soft Rock	Weathered zone > 6 m and < 30 m (V_s > 360 m/s increasing to > 700 m/s).	≤ 0.4 s	2.5
-2	Shallow Stiff Soil	Soil depth > 6 m and < 30 m	≤ 0.5 s	2
-3	Intermediate Depth Stiff Soil	Soil depth > 30 m and < 60 m	≤ 0.8 s	1.25
D-1	Deep Stiff Holocene Soil, either S (Sand) or C (Clay)	Soil depth > 60 m and < 200 m. Sand has low fines content (< 15%) or nonplastic fines (PI < 5). Clay has high fines content (> 15%) and plastic fines (PI > 5).	≤ 1.4 s	0.71
-2	Deep Stiff Pleistocene Soil, S (Sand) or C (Clay)	Soil depth > 60 m and < 200 m. See D_1 for S or C sub-categorization.	≤ 1.4 s	0.71
-3	Very Deep Stiff Soil	Soil depth > 200 m.	≤ 2 s	0.5
E-1	Medium Depth Soft Clay	Thickness of soft clay layer 3 m to 12 m	≤ 0.7 s	1.43
-2	Deep Soft Clay Layer	Thickness of soft clay layer > 12 m.	≤ 1.4 s	0.71
F	Special, e.g., Potentially Liquefiable Sand or Peat	Holocene loose sand with high water table ($z_w \leq 6$ m) or organic peat.	≈ 1 s	1

Nel futuro per identificare il bedrock sismico si assumerà Vs ≥ 1500 m/s

U.S.A – Ripresa da Rodriguez - Marek

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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

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

Categorie di sottosuolo e coefficiente di amplificazione stratigrafico Ss

Dopo avere considerato l'amplificazione stratigrafica Ss, si valuta quella topografica ST.

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*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e **devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.**

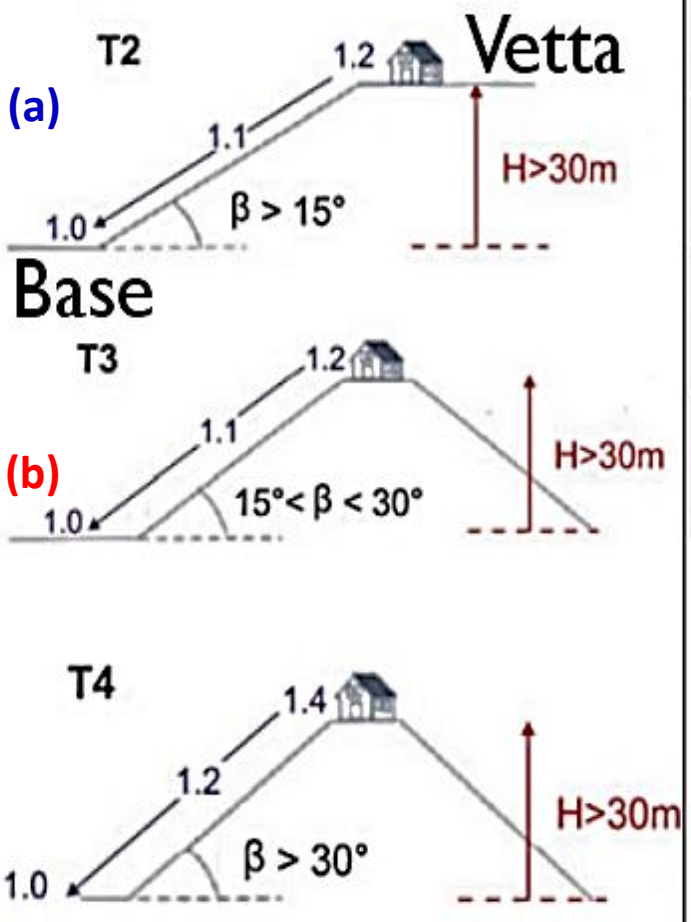
Da considerare solo se di altezza H > 30 m

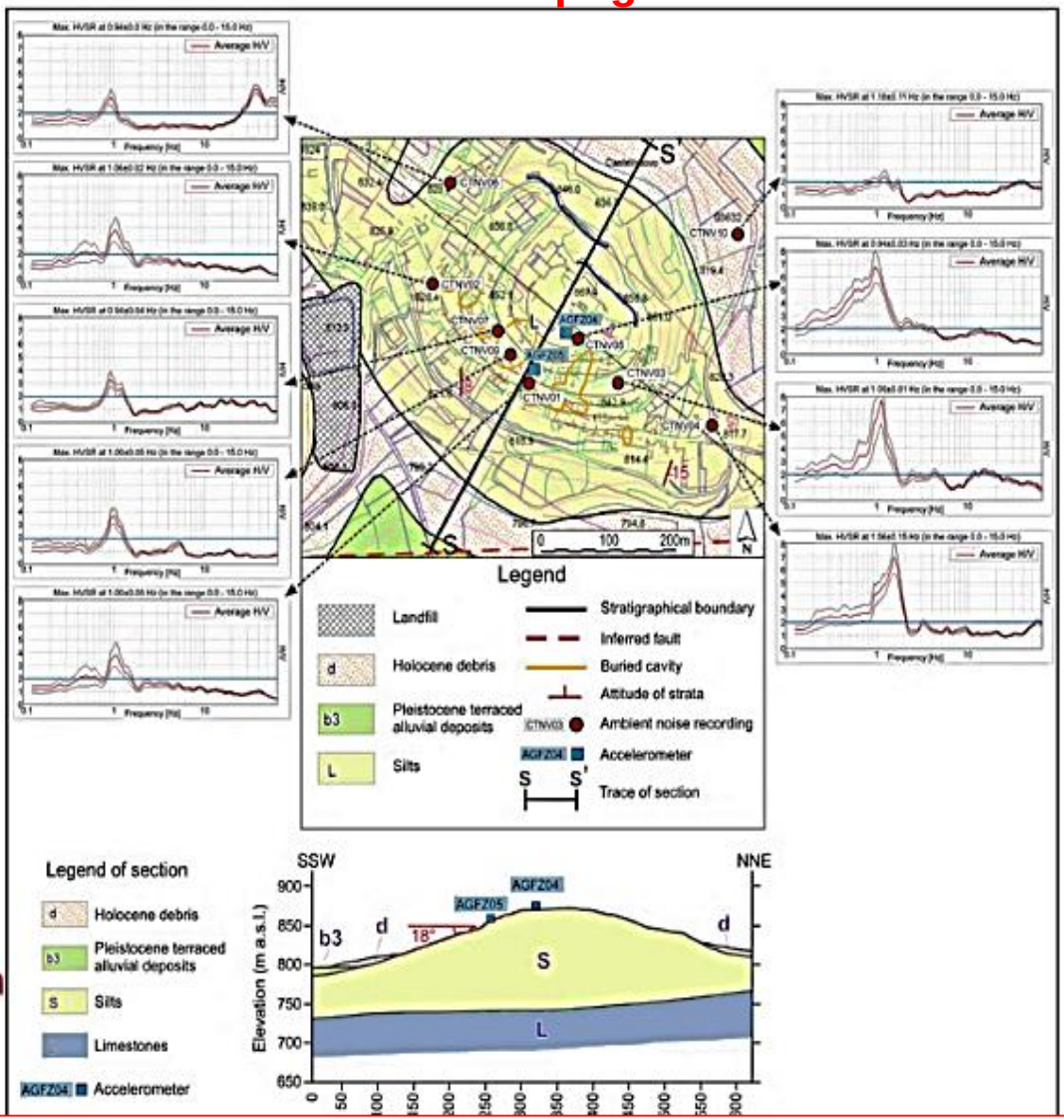
Topographic versus stratigraphic amplification: mismatch between code provisions and observations during the L'Aquila (Italy, 2009) sequence

Bull Earthquake Eng DOI 10.1007/s10518-013-9446-3

M. R. Gallipoli · M. Bianca · M. Mucciarelli · S. Parolai · M. Picozzi

Coefficiente topografico ST





Valori del fattore di amplificazione topografica ST secondo EC8 per (a) – Pendii e rilievi isolati e (b) rilievi con larghezza in cresta notevolmente minore di quella alla base.

3.2.3. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

Ai fini delle presenti norme **l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti**. Salvo quanto specificato nel § 7.11 **per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, cosi come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad ag ≥ 0,15g .**

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, **mediante** una delle seguenti rappresentazioni:

- **accelerazione massima in superficie;** → **amax**
- **accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;** → **amax e Se(T)**
- **storia temporale del moto del terreno.**

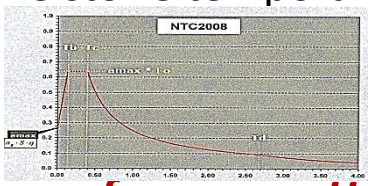
Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il **moto verticale é caratterizzata dal suo spettro di risposta** o dalla componente accelerometrica verticale.

In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Quale che sia la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita ai paragrafi successivi.



3.2.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima ag su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di ag variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR (vedi § 2.4 e § 3.2.1).

Gli spettri cosi definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.←

Per strutture con periodi fondamentali superiori **lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero *l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.***

3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

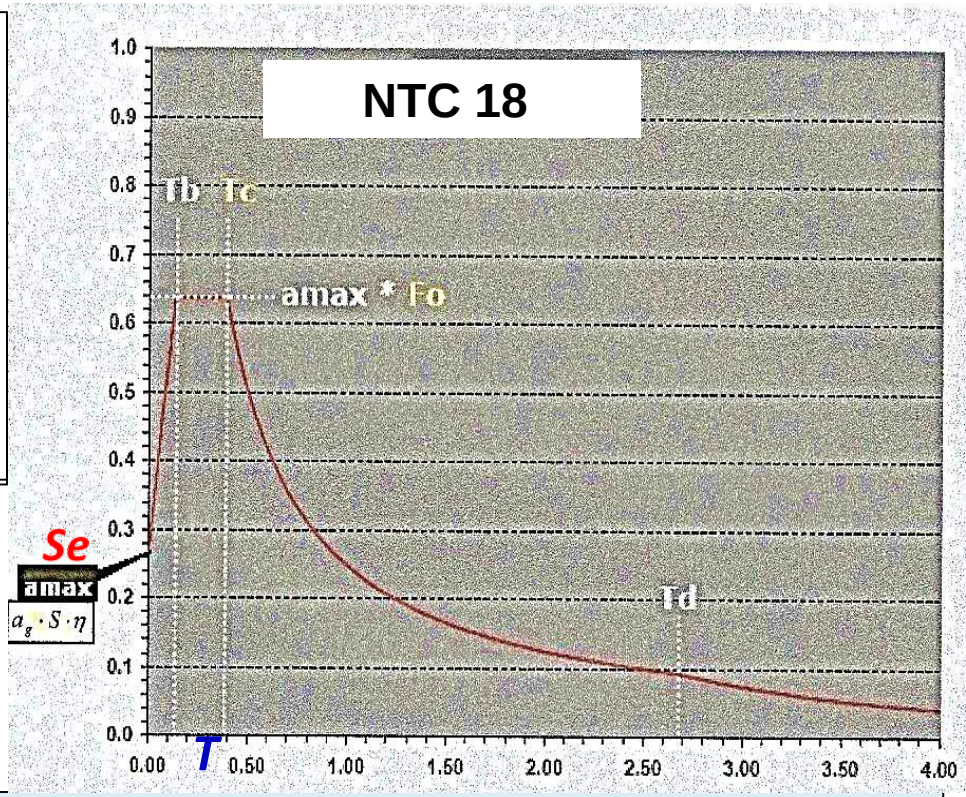
Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, ***Se***, è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

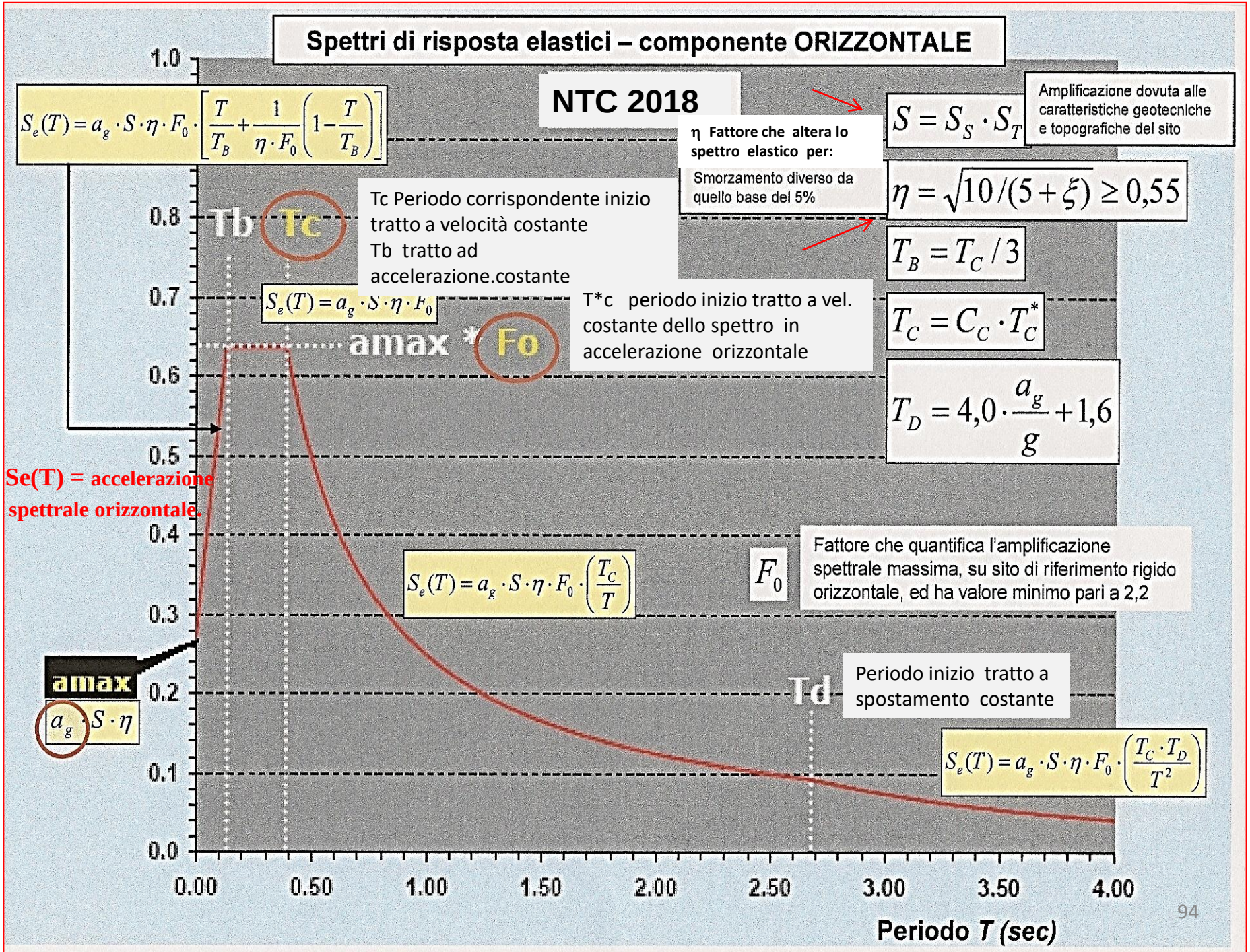
$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$



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



Nelle (3.2.2) inoltre:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \times S_T \qquad (3.2.3)$$

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

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)^3} \geq 0{,}55 \qquad (3.2.4)$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

Fo è il fattore di 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

$$T_C = C_C \times T^*_C \qquad (3.2.5)$$

dove

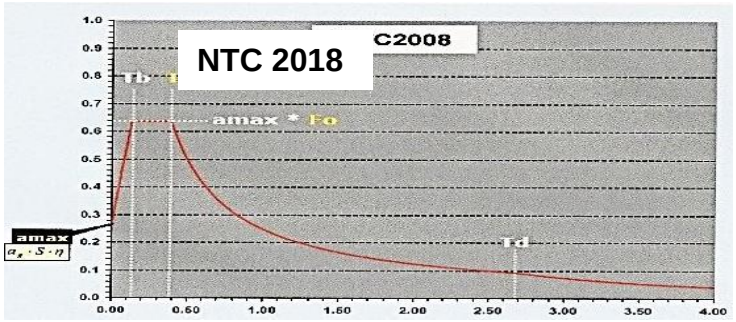
T^*_C (**Tratto Spettrale a Periodo Costante per un Periodo di Ritorno determinato**) è definito al paragrafo 3.2 ;

C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V), utilizzato per definire il Periodo di inizio del tratto costante dello Spettro di Risposta Elastico;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3 \qquad (3.2.6)$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:



$$T_D = 4{,}0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1{,}6 \,. \qquad (3.2.7)$$

Spettri di risposta elastici NTC 2018

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

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

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

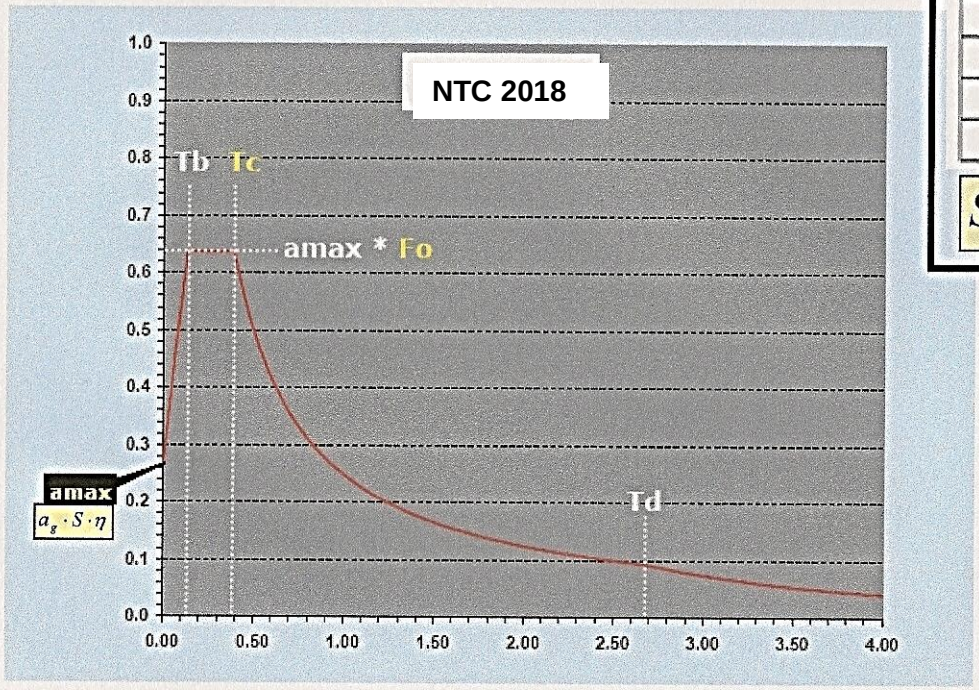


Tabella 3.2.V – *Espressioni di S_S e di C_C*

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

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

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

$$S = S_S \cdot S_T$$

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

$$T_B = T_C / 3$$

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

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

Ss

Cc

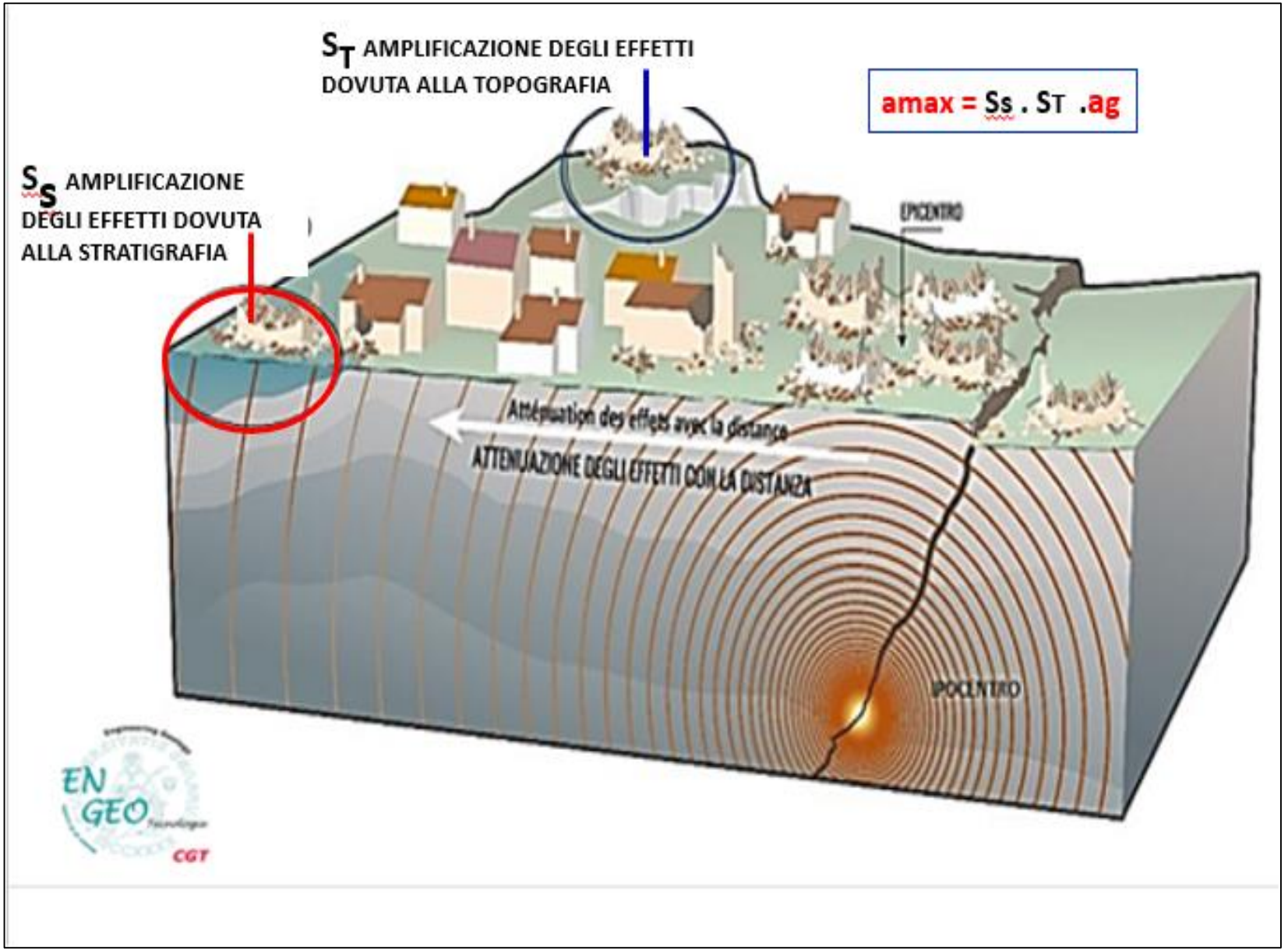
Per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, **le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale**.

[RSL rigorosa, mediante analisi numerica]

Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni per le componenti orizzontali del moto e per le **categorie di sottosuolo di fondazione** definite nel § 3.2.2, **la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata** attraverso il ***coefficiente stratigrafico Ss***, il ***coefficiente topografico ST*** e il ***coefficiente CC*** che modifica il valore del periodo **Tc** °.

° (T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro).


S_T AMPLIFICAZIONE DEGLI EFFETTI DOVUTA ALLA TOPOGRAFIA
amax = Ss . ST .ag
S_S AMPLIFICAZIONE DEGLI EFFETTI DOVUTA ALLA STRATIGRAFIA
EPICENTRO
Attenuation des effets avec la distance
ATTENUAZIONE DEGLI EFFETTI CON LA DISTANZA
IPOCENTRO
EN GEO
CGT

Amplificazione stratigrafica Ss

Per sottosuolo di categoria **A** ***i coefficienti Ss e CC valgono 1.***

Per le categorie di sottosuolo **B, C, D** ed **E** ***i coefficienti Ss e CC*** possono essere calcolati, in funzione dei valori di **Fo** e **T*C** relativi al sottosuolo di categoria **A,** mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di S_S e di C_C*

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

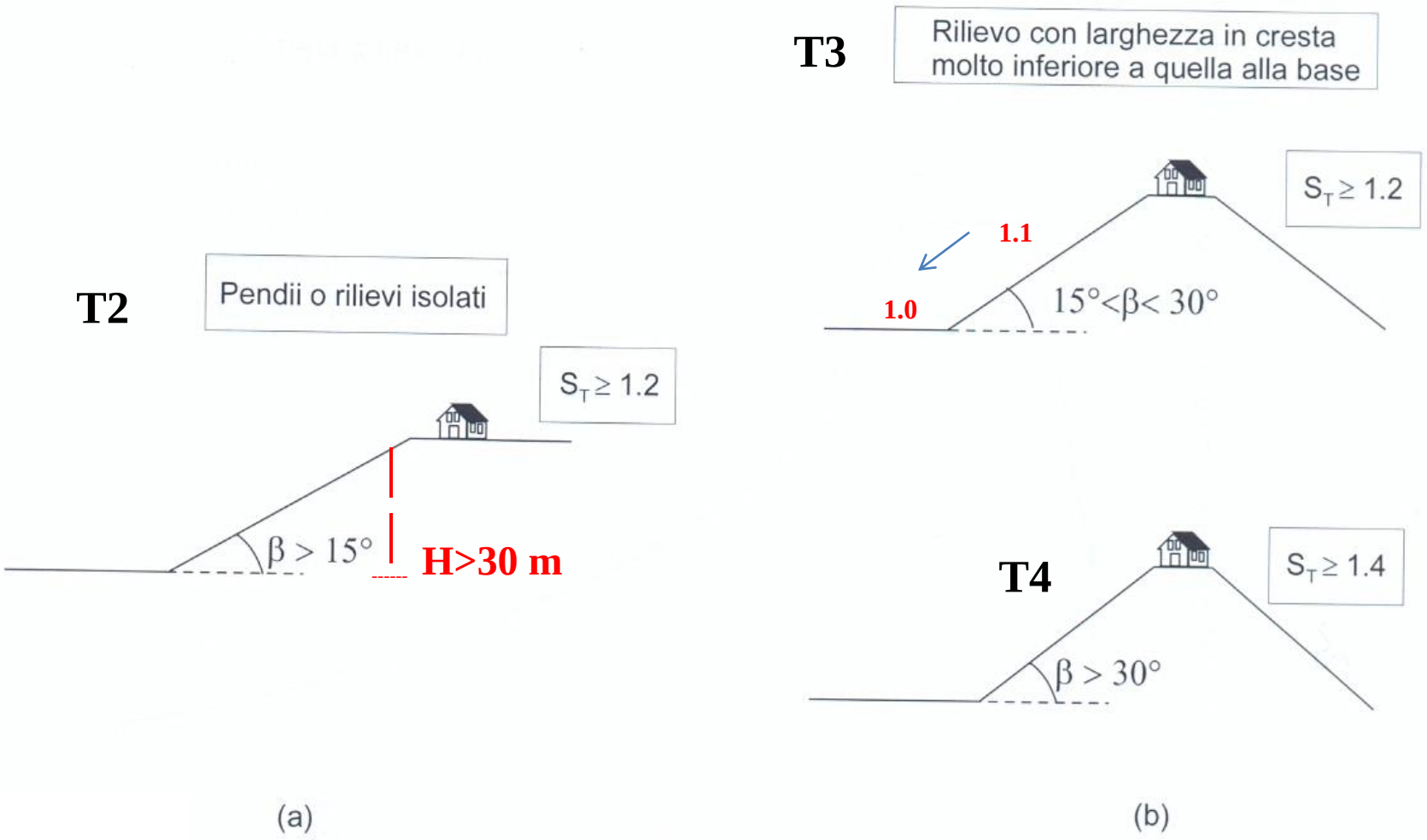
Amplificazione topografica S_T

Per tener conto delle condizioni topografiche e ***in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale***, si utilizzano i valori del **coefficiente topografico S_T** riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica* S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale di 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un *decremento lineare con l'altezza del pendio* o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove S_T assume valore unitario. S_T si utilizza solo se H > 30 m.



– 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.

3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$
\begin{aligned}
&0 \le T < T_B && S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
&T_B \le T < T_C && S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
&T_C \le T < T_D && S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
&T_D \le T && S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
\end{aligned}
\qquad [3.2.8]
$$

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno *ag* su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1{,}35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0{,}5} \qquad [3.2.9]$$

I valori di ag, Fo**, S,** η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali; i valori di SS, TB, TC e TD, salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella seguente Tab. 3.2.VI.

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per tenere conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico **ST** riportati in Tab. 3.2.V.

3.2.3.2.3 Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali **SDe(T)** si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione Se(T) mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \qquad [3.2.10]$$

purché il periodo di vibrazione T non ecceda i valori TE indicati in Tab. 3.2.VII.

***Se(T) = accelerazione spettrale orizzontale**

Tab. 3.2.VII – *Valori dei parametri* T_E *e* T_F

Categoria sottosuolo	T_E [s]	T_F [s]
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

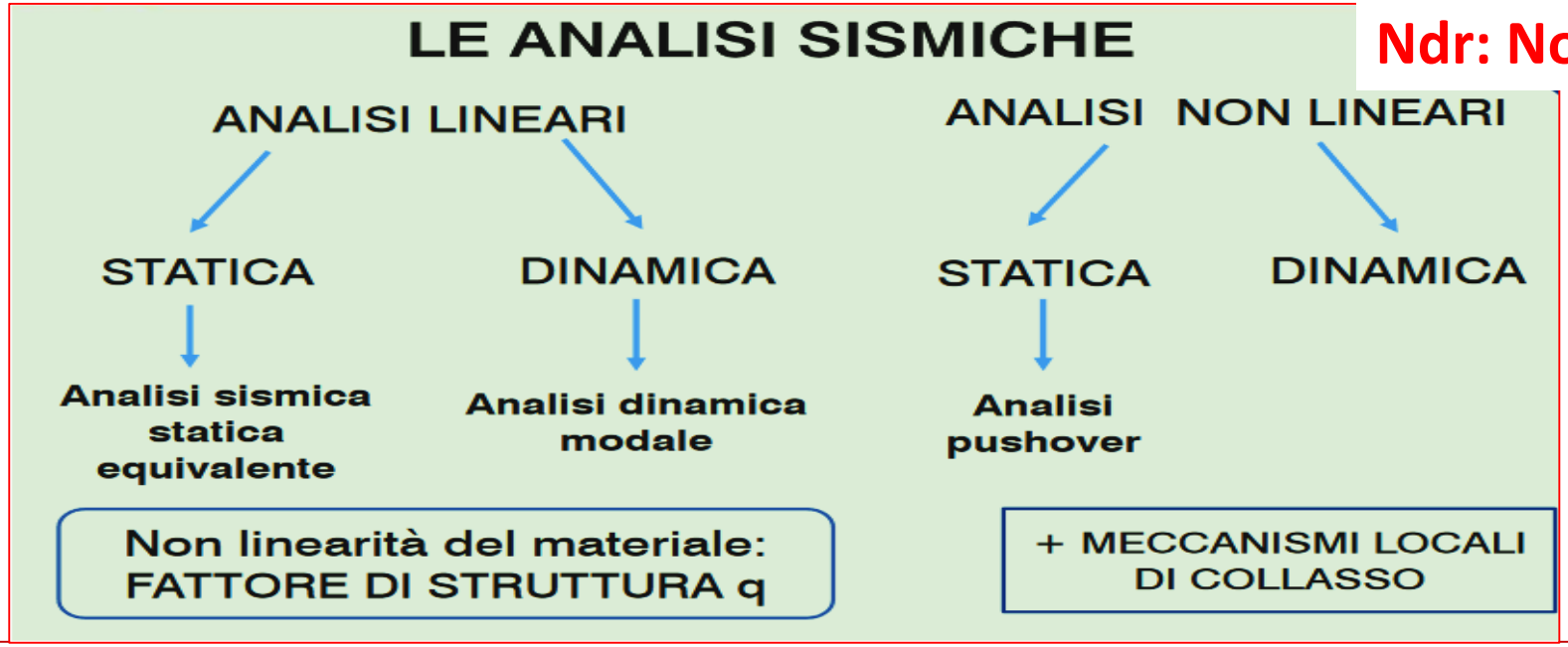
3.2.3.3 Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0{,}025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

$$v_g = 0{,}16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \qquad [3.2.12]$$

dove a_g, S, T_C, T_D assumono i valori già utilizzati al § 3.2.3.2.1.



Ndr: Nota flash

Analisi lineare statica

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).

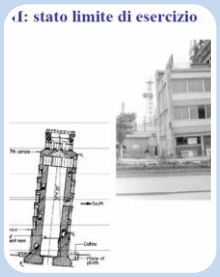
Analisi non lineare

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.

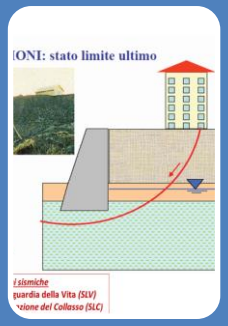
Livelli prestazionali e Spettri di progetto nel caso di analisi lineare statica o dinamica

PREMESSA al 3.2.3.2 NTC 18



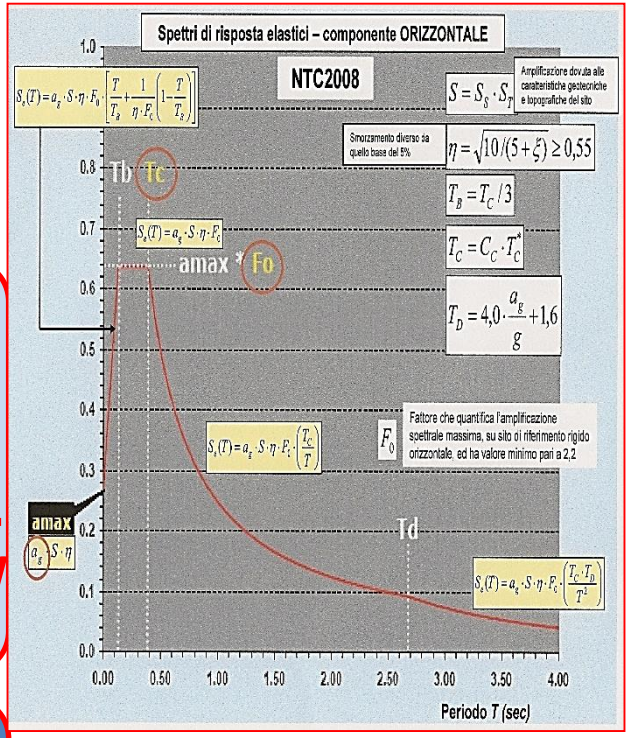
SLE

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



SLU

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



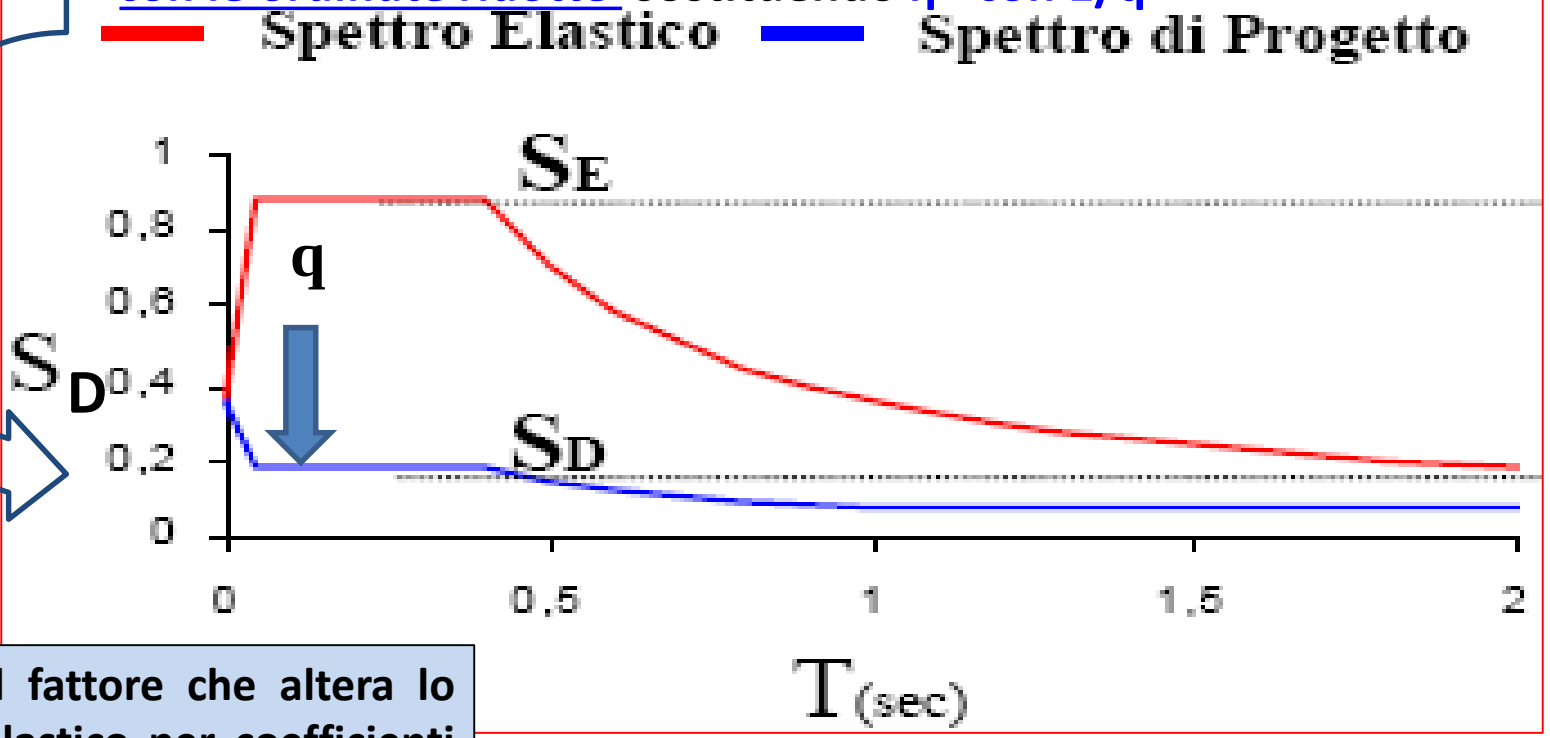
Come si utilizza lo Spettro di Progetto? Vedi esempio a pag. 309 e seguenti.

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 ≠ 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



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

OBBLIGATORIO:
$$S_D(T) \geq 0{,}2a_g$$

$$0 \leq T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \leq T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

FATTORE DI COMPORTAMENTO q_{lim} allo SLV

$$q = q_{0\,lim} \cdot K_R$$

tipologia strutturale → q_0

regolarità → 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**:

$T_1 = 2\sqrt{d}$ [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.

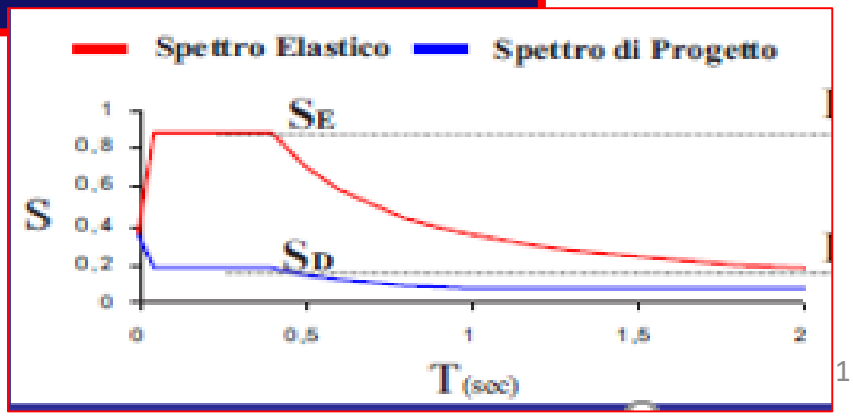
Poiché nella verifica allo SLU si considera un'azione sismica corrispondente ad un elevato periodo di ritorno, 475 anni, si ritiene accettabile una controllata fuoriuscita dal campo elastico, che non comporti il collasso strutturale, potendo in tal modo progettare con forze sismiche ridotte attraverso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

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

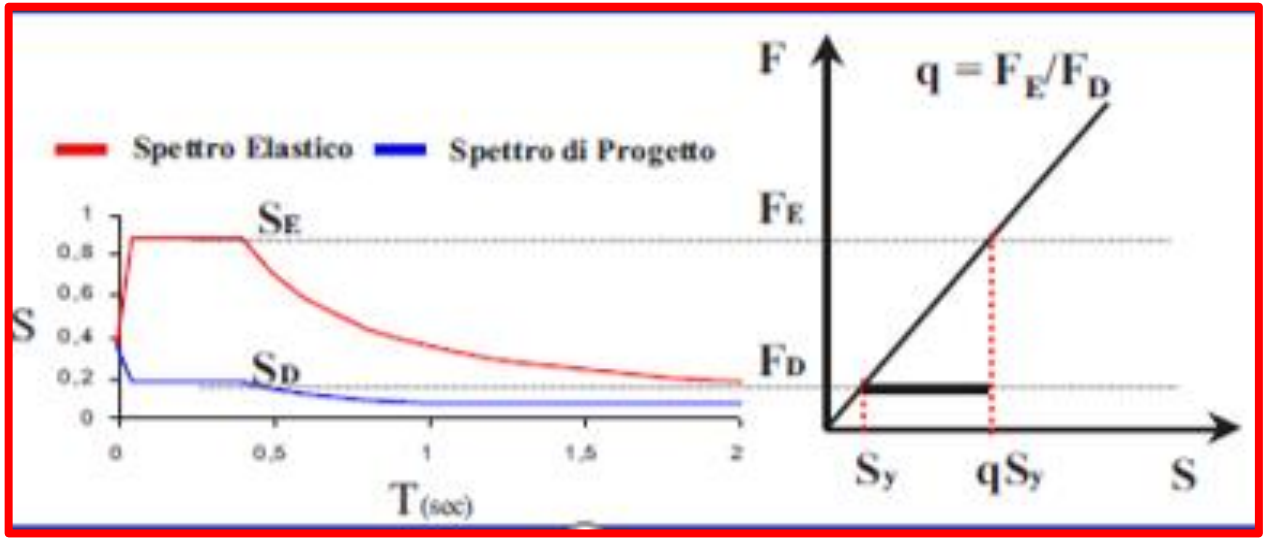


Se(T) = accelerazione spettrale orizzontale
Ordinata dello Spettro elastico
SD(T) = ordinata dello spettro di progetto
$\geq$ 0,2 ag

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO -SLU

Per motivi di carattere economico, in occasione di eventi sismici violenti, con elevato periodo di ritorno, vengono accettate significative plasticizzazioni (ed il conseguente danneggiamento), purchè esse non comportino il collasso della struttura

La verifica consiste nel controllare che il sistema strutturale abbia specifiche caratteristiche di resistenza e di capacità di dissipazione energetica. Il bilancio fra resistenza e capacità dissipativa (duttilità) avviene operativamente mediante il cosiddetto *fattore di struttura q*, che riduce le ordinate dello spettro di risposta elastico S_E, dando luogo allo spettro di progetto S_D

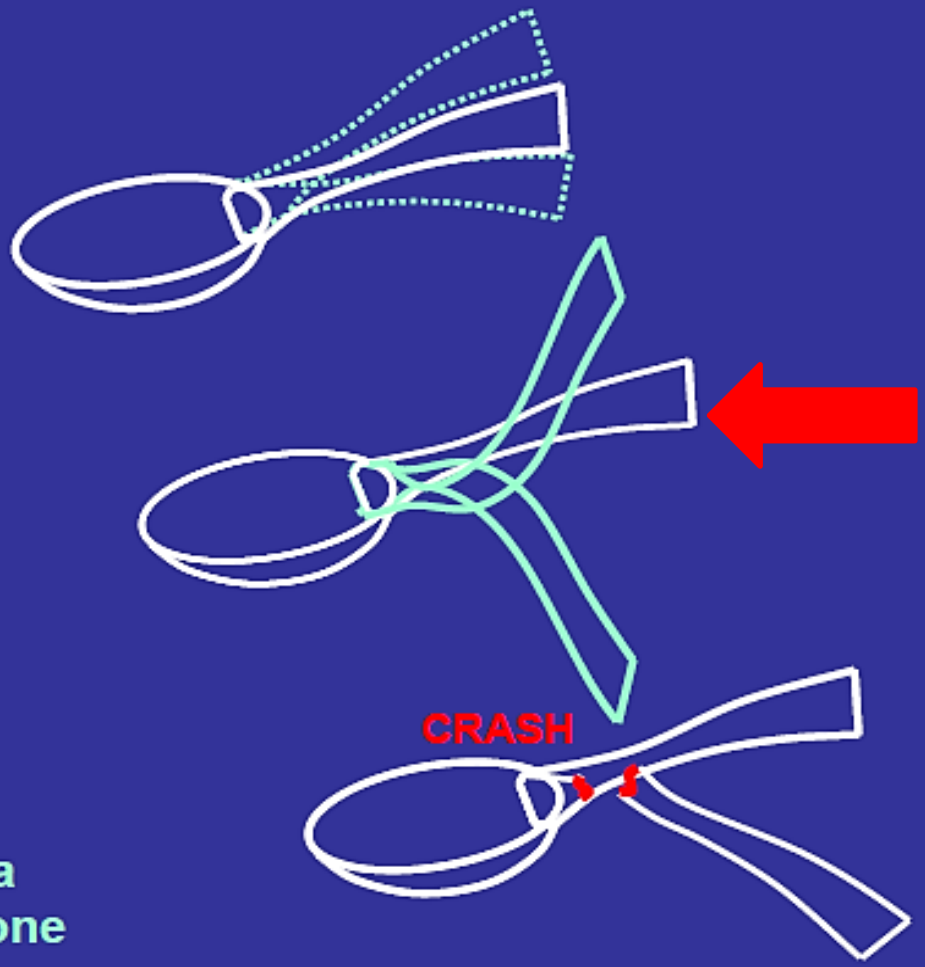


COMPORTAMENTO ELASTICO - DUTTILE - FRAGILE

risposta elastica
piccole deformazioni
poco dissipative

risposta duttile
ampie deformazioni
plastiche
molto dissipative

risposta fragile
rottura improvvisa
priva di dissipazione



Duttilità

rapporto tra spostamento massimo e spostamento al collasso

LA RIDUZIONE DELLE FORZE SISMICHE

MEDIANTE IL FATTORE DI COMPORTAMENTO q E'

POSSIBILE SOLO SE LA STRUTTURA POSSIEDE

ADEGUATE RISORSE IN TERMINI DI DUTTILITA'

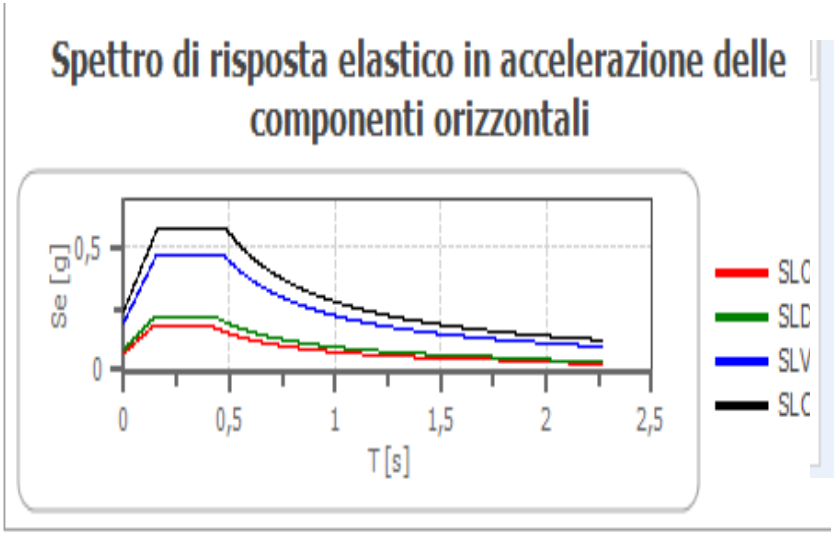
RESISTENZA <—> DUTTILITA'

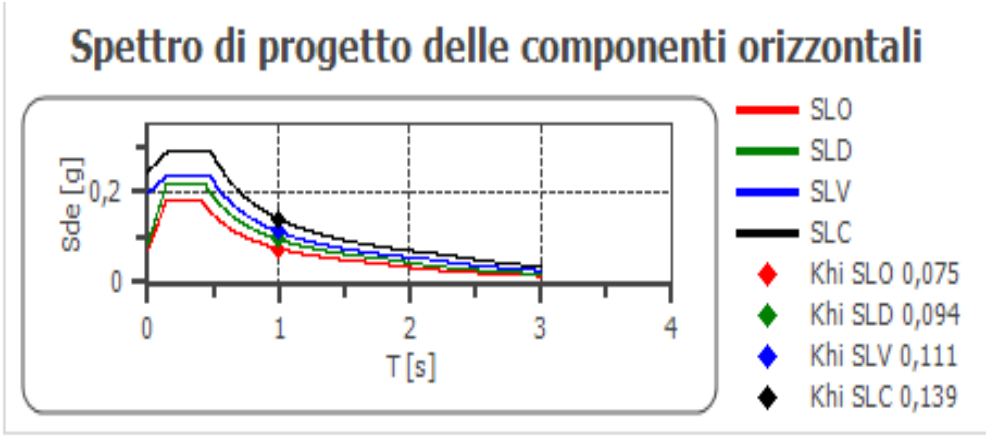
Duttilità = bilancio tra resistenza e capacità dissipativa

3.2.3.4 Spettri di risposta di progetto per lo stato limite di operatività(SLO)

Per lo **stato limite di operatività (SLO)** lo ***spettro di risposta di progetto Sd(T)*** da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo **spettro di risposta elastico corrispondente**, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

Negli **SLE** solo per **(SLO)** spettro elastico = spettro di progetto





(Software Geostru PS)

3.2.3.5 Spettri di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione al collasso (SLC).

new

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione del collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture ***le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche,*** **che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni**. In tal caso, **lo spettro di progetto SD(T) da utilizzare**, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale**, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata (v. ξξ 2.4 e 3.2.1).**

Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro:

η smorzamento diverso da quello base del 5%

-nel caso di analisi non lineare statica ponendo η = 1

-nel caso di analisi lineare, statica o dinamica *con le ordinate ridotte* sostituendo nelle **formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali)** e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali) **η con 1/q**, dove **q è il *fattore di comportamento* (ex fattore di struttura) definito nel Capitolo 7**.

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

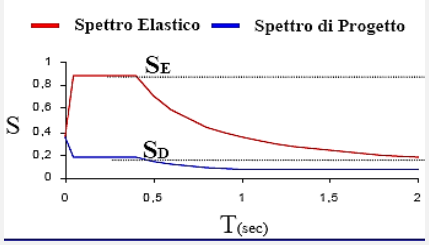
$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

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

[3.2.2]

***SD(T) = ordinata dello spettro di progetto**

In ogni caso: **SD(T) ≥ 0,2ag**



3.2.3.6. 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.

3.2.3.6. 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. Ciascuna storia temporale descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali ed una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno.

La durata delle storie temporali artificiali del moto del terreno deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di ag e di S_S. In assenza di studi specifici, la parte pseudo-stazionaria dell'accelerogramma associato alla storia deve avere durata di almeno 10 s e deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, in modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

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

L'uso di storie temporali del moto del terreno naturali o registrate è ammesso a condizione (come sopra e appresso riportato).

L'uso di storie temporali del moto del terreno naturali o registrate è ammesso, a condizione che la loro scelta sia 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.

Le storie temporali del moto del terreno registrate devono essere selezionate e scalate in modo da approssimare gli spettri di risposta nel campo di periodi di interesse per il problema in esame.

Nello specifico la compatibilità con lo spettro di risposta elastico deve essere verificata in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi associati alle storie per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%.
L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno scarto in eccesso superiore al 30%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico in alcun punto dell'intervallo dei periodi propri di vibrazione di interesse per l'opera in esame per i diversi stati limite.

3.2.4. EFFETTI DELLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

3.2.4.1 VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Nei punti di contatto con il terreno di opere con sviluppo planimetrico significativo, il moto sismico può avere caratteristiche differenti, a causa del carattere asincrono del fenomeno di propagazione, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno. Degli effetti sopra indicati deve tenersi conto quando essi possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo siano così variabili lungo lo sviluppo dell'opera da richiedere l'uso di accelerogrammi o di spettri di risposta diversi. In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi. Nel dimensionamento delle strutture in elevazione tali effetti possono essere trascurati quando il sistema fondazione-terreno sia sufficientemente rigido da rendere minimi gli spostamenti relativi. Negli edifici ciò avviene, ad esempio, quando si collegano in modo opportuno i plinti di fondazione. Gli effetti dinamici possono essere valutati adottando un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe. Qualora l'opera sia suddivisa in porzioni, ciascuna fondata su sottosuolo di caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adotterà l'appropriata azione sismica.

3.2.4.2 SPOSTAMENTO ASSOLUTO E RELATIVO DEL TERRENO

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g) può ottenersi utilizzando l'espressione [3.2.12].

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto richiamati nel paragrafo precedente, il valore dello spostamento relativo tra due punti i e j caratterizzati dalle proprietà stratigrafiche del rispettivo sottosuolo ed il cui moto possa considerarsi indipendente, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij\max} = 1{,}25\sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \qquad [3.2.13]$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono rispettivamente gli spostamenti massimi del suolo nei punti i e j, calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo.

Il moto di due punti del terreno può considerarsi indipendente per punti posti a distanze notevoli, in relazione al tipo di sottosuolo; il moto è reso indipendente anche dalla presenza di forti variabilità orografiche tra i punti.

In assenza di forti discontinuità orografiche, lo spostamento relativo tra punti a distanza x (in m) si può valutare con l'espressione:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ij\max} - d_{ij0})\left[1 - e^{-1{,}25(x/v_s)^{0{,}7}}\right] \qquad [3.2.14]$$

dove v_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s e d_{ij0} è dato dall'espressione

$$d_{ij0} = 1{,}25\left|d_{gi} - d_{gj}\right| \qquad [3.2.15]$$

Per punti che ricadano su sottosuoli differenti a distanza inferiore a 20 m, lo spostamento relativo è rappresentato da d_{ij0}; se i punti ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, lo spostamento relativo può essere stimato, anziché con l'espressione [3.2.14], con le espressioni

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 2{,}3x \quad \text{per sottosuolo tipo D,}$$

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 3{,}0x \quad \text{per sottosuolo di tipo diverso da D.} \qquad [3.2.16]$$

Per la determinazione delle sollecitazioni indotte nei ponti dagli spostamenti relativi del terreno, si possono utilizzare criteri riportati in documenti di comprovata validità.

Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 18

PREMESSA

1 OGGETTO

2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE
- Principi fondamentali
- Stati Limite
- Valutazione della sicurezza
- Vita Nominale – Classi d'uso – Periodo di riferimento
- Azioni sulle costruzioni
- Azioni nelle verifiche agli St. Limite
- ~~Verifiche alle Tensioni Ammissibili~~

3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI
- Azione sismica
- Vento
- Neve
- Temperatura
- Az. Eccezionali

4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali

5 PONTI
- Ponti stradali
- Ponti ferroviari

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- Disposizioni generali
- Articolazione del progetto
- Stabilità dei pendii naturali
- Opere di fondazione
- Opere di sostegno
- Tiranti di ancoraggio
- Opere in mat. Sciolti e fronti di scavo
- Miglioramento e rinforzo dei terreni
- Consolidamento geotecnico di op. esistenti
- Discariche e depositi di inerti
- Fattibilità di opere su grandi aree

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE
- Requisiti nei confronti degli St. Limite
- Criteri generali di progettazione e modellazione
- Metodi di analisi e verifica
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali
- Ponti
- Strutture con isolamento o dissipazione
- Opere e sistemi geotecnici

8 COSTRUZIONI ESISTENTI

9 COLLAUDO STATICO

10 REDAZIONE DEI PROGETTI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

12 RIFERIMENTI TECNICI

MANCA UN CAPITOLO FONDAMENTALE NELLE NTC : PROGETTAZIONE GEOLOGICA.

PERTANTO, LA NORMA CONTIENE BRANDELLI SPARSI DI ASPETTI GEOLOGICI, MA LA CULTURA GEOLOGICA, CHE DOVREBBE REGGERE L'IMPALCATURA NORMATIVA (Cap. 2, 3, 6, 7, 8), E' ASSENTE

Capitolo 6.
PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Modifiche introdotte dalle NTC18 rispetto alle NTC08

Precisazioni su studio geologico e studio geotecnico

Nel percorso progettuale vengono introdotte ***separatamente*** la **modellazione geologica** del sito e la **modellazione geotecnica** **che contiene anche la modellazione sismica**. I metodi ed i risultati delle indagini della prima devono essere esposti e commentati in una relazione geologica, mentre *quelli della modellazione geotecnica e della modellazione sismica devono essere esposti e commentati in una apposita relazione geotecnica, basata su specifiche indagini*.

È volutamente e fortemente ribadita una chiara distinzione e la complementarietà tra studio (e Relazione) geologico e studio (e Relazione) geotecnico, precisandone i contenuti (§ 6.2.1)

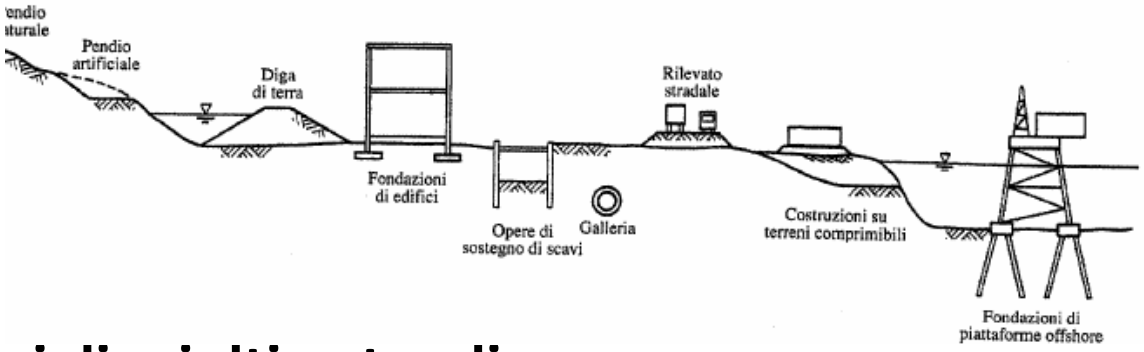
Progettazione Geotecnica – Parte Generale	6.2.3	Nell'ambito della progettazione geotecnica, è stato aggiunto il paragrafo riguardante le "Fasi e modalità costruttiva".
	6.2.4.1	Riorganizzate le verifiche agli stati limite ultimi delle opere geotecniche nei riguardi dello stato limite EQU.
	6.2.4.1.1	Nella tabella dei coefficienti parziali delle azioni è stato specificato che per le spinte del terreno deve essere utilizzato γ_{G1}.
	6.4.2.1	Per le fondazioni superficiali, è stata introdotta la semplificazione dell'utilizzo del solo Approccio 2.
	6.4.3.1	Come per le fondazioni superficiali, per le fondazioni su pali, è stata introdotta la semplificazione dell'utilizzo del solo Approccio 2.
	6.4.3.1.1.1	Per le palificate è stato introdotto l'effetto di gruppo in funzione delle caratteristiche del terreno e della disposizione dei pali.
	6.5.2.2	Per **paratie** di contenimento, è stata aggiunta una **riduzione della quota di valle** in funzione sia dell'altezza del terreno contenuto che della parte infissa nel suolo.
	6.5.3.1.1	Per i **muri di sostegno** le verifiche sono state riorganizzate ridefinendole di tipo **GEO** e specificando per quali è possibile seguire il solo **Approccio 2.**

Utilizzo del solo Approccio 2 (A1+M1+R3) per fondazioni dirette, su pali e miste

6.1. DISPOSIZIONI GENERALI

6.1.1. OGGETTO DELLE NORME

Il presente capitolo riguarda gli **aspetti geotecnici della progettazione e della esecuzione di opere ed interventi che interagiscono con il terreno** ed in particolare tratta di :



- **opere di fondazione**;
- **opere di sostegno**;
- **opere in sotterraneo**;
- **opere e manufatti di materiali sciolti naturali**;
- **fronti di scavo**;
- **consolidamento**
- **miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi**;
- **consolidamento di opere esistenti**.

- ***Il presente capitolo riguarda, altresì, la sicurezza dei pendii naturali e la fattibilità di interventi che hanno riflessi su grandi aree.***

Circolare: C6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione e modellazione geologica del sito è propedeutica all'impostazione della progettazione geotecnica, soprattutto quando si tratti di opere infrastrutturali a grande sviluppo lineare o che investano aree molto estese; esse derivano da studi geologici, basati anche sugli esiti di specifiche indagini.

NOTA 1.

Il primo passo della progettazione geotecnica riguarda le scelte tipologiche (ad esempio il sistema di fondazione) e la pianificazione delle indagini e delle prove per la caratterizzazione meccanica di terreni o rocce compresi nel volume significativo, definito nel § 3.2.2 delle NTC; *indagini geotecniche, stati limite e metodi di analisi sono intrinsecamente connessi*.

La caratterizzazione meccanica dei terreni deve infatti tenere conto del loro carattere tipicamente non lineare, anche a piccole deformazioni, del possibile comportamento fragile, della dipendenza dai percorsi tensionali, degli effetti di scala così come delle fasi costruttive e delle modalità esecutive. È dunque compito e responsabilità del progettista definire il piano delle indagini geotecniche e, sulla base dei risultati ottenuti, individuare i modelli geotecnici di sottosuolo più appropriati alla tipologia di opera e/o intervento, tenendo conto delle tecnologie e delle modalità costruttive previste.

In definitiva, alla luce degli studi geologici, il progettista definisce le scelte tipologiche dell'opera, i materiali da costruzione, le modalità e le fasi esecutive, programma le indagini geotecniche per stabilire i modelli geotecnici di sottosuolo ed effettua le verifiche agli stati limite; se ritenuti necessari a questi fini può richiedere approfondimenti dello studio geologico con ulteriori indagini e accertamenti che concorrano a una migliore definizione del modello geologico.

Pur concorrendo entrambe alla progettazione di un'opera, le indagini per la definizione del modello geologico e le indagini geotecniche sono concettualmente diverse tra loro sia perché interessano generalmente aree e volumi diversi, sia perché hanno finalità diverse.

Le prime, infatti, riguardano aree e volumi di sottosuolo più ampi e sono finalizzate alla definizione del modello geologico. (Ndr: v. : C6.2.1, pag.131)

Le seconde interessano generalmente aree e volumi più ridotti (i volumi significativi) e sono finalizzate alla definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo specifici per la singola opera e/o per parti di essa, che comprendono l'identificazione e la valutazione quantitativa dei parametri geotecnici necessari alle relative verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio. Definito il quadro geologico di riferimento, le indagini geotecniche, logicamente consequenziali, sono programmate dal progettista sulla base della conoscenza dell'opera e dei suoi possibili stati limite. Le indicazioni e le prescrizioni riportate in questo capitolo devono intendersi come integrative delle analoghe indicazioni e prescrizioni che si riferiscono alla progettazione geotecnica in condizioni sismiche di cui ai §§3.2 e 7.11.

6.1.2. PRESCRIZIONI GENERALI

Le scelte progettuali devono tenere conto delle **prestazioni attese delle opere**, **dei caratteri geologici del sito** **e delle condizioni ambientali. I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, di cui al § 6.2.1 devono essere esposti in una specifica relazione geologica.**

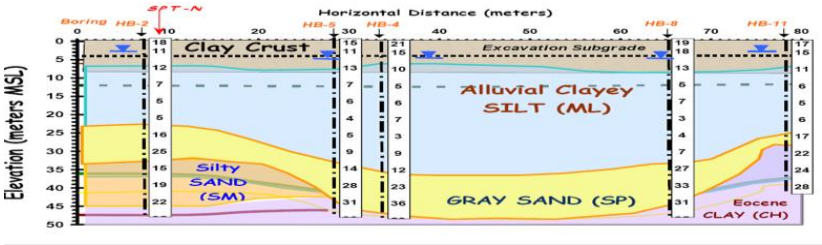
Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove definite dal *progettista* in base alla tipologia dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica di cui al § 6.2.2, unitamente alle analisi per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.

6.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere e degli interventi si articola nelle seguenti fasi:

1. **caratterizzazione e modellazione geologica del sito**

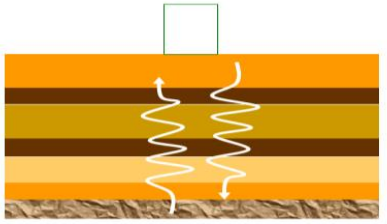


La Risposta Sismica Locale (RSL) dipende da :

-Tipo di terreno;

-Spessore del terreno;

-Rigidezza del terreno



2. **scelta del tipo di opera e di intervento** (**ndr., Ingegneria; ma è in larga parte una fase prematura**) e **programmazione delle indagini geotecniche** (**ndr**: Geotecnica);

3. **caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo** (**ndr**: Geotecnica);(cfr. § 3.2.2);

4. **definizione delle fasi e delle modalità costruttive** (**ndr**: Ingegneria.);

5. **verifiche della sicurezza e delle prestazioni** (**ndr**: Geotecnica/ Ingegneria);

6. **programmazione delle attività di controllo e monitoraggio** (**ndr**: Geologia/Geotecnica/Ingegneria).

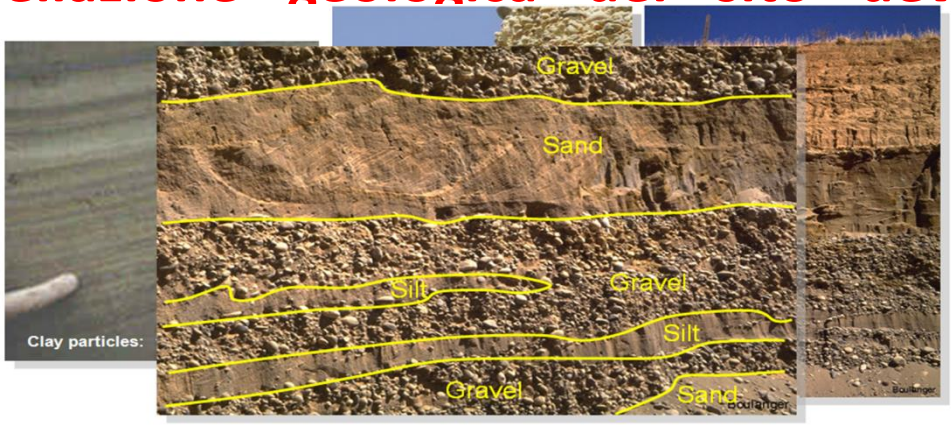
6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Il modello geologico di riferimento è la ricostruzione concettuale :

- **della storia evolutiva dell'area di studio**, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti
- **delle dinamiche dei diversi termini litologici**
- **dei rapporti di giustapposizione reciproca**
- **delle vicende tettoniche subìte e dell'azione dei diversi agenti morfogenetici**.

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei:

-caratteri litologici
-stratigrafici
-strutturali
-idrogeologici
-geomorfologici e, più in generale,
-di pericolosità geologica del territorio (geomorfologica,idrogeologica,sismica,idraulica,vulcanica)



descritti e sintetizzati dal Modello Geologico di Riferimento (MGR).

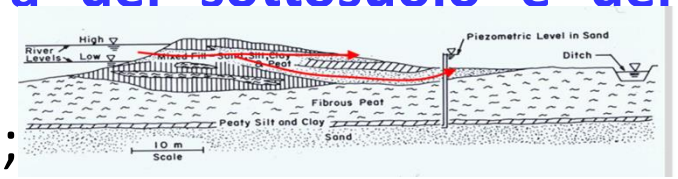
In funzione del tipo di opera, di intervento e della complessità del contesto geologico nel quale si inserisce l'opera, **specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico**.

Il **modello geologico** **deve essere sviluppato in modo da costituire elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche. La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito devono essere esaurientemente esposte e commentate in una relazione geologica, che è parte integrante del progetto** (**Ndr: dunque atto progettuale**)

Tale relazione comprende*, sulla base di specifici rilievi ed indagini:*

*-la **identificazione delle formazioni presenti nel sito;***

-lo studio dei **tipi litologici**, della **struttura del sottosuolo e dei caratteri fisici degli ammassi**;



-definisce il **modello geologico del sottosuolo**;

-illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché i conseguenti livelli delle pericolosità geologiche (NdR: geomorfologica, idrogeologica, sismica, idraulica, vulcanica).

Circolare : C6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La **relazione geologica**, estesa ad un ambito significativo e **modulata in relazione al livello progettuale, alle caratteristiche dell'opera e del contesto in cui questa si inserisce**, **descrive il modello geologico**, **definito sulla base di specifiche indagini e prove**. Tale relazione, che comprende quanto previsto al § 6.2.1 delle NTC, **tiene conto dei seguenti aspetti**:

- caratteristiche geologiche e **successione stratigrafica locale** (assetti litostrutturali e stratigrafici, stato di alterazione e fessurazione, distribuzione spaziale e rapporti tra i vari corpi geologici);
- caratteristiche geo-strutturali dell'area di studio e principali elementi tettonici presenti;
- processi morfo-evolutivi e principali fenomeni geomorfologici presenti, con particolare riferimento a quelli di frana, individuandone stato e tipo di attività, di erosione e di alluvionamento;
- caratteristiche idrogeologiche del sito e schema di circolazione idrica superficiale e sotterranea;
- **risultati dello studio sismo-tettonico**;
- **assetti geologici finalizzati alla valutazione degli effetti di sito sismoindotti**.

La relazione geologica sarà corredata dai relativi elaborati grafici, quali: carte geologiche, idrogeologiche (con eventuale schema di circolazione idrica sotterranea) e geomorfologiche, sezioni geologiche, planimetrie e profili utili a rappresentare in dettaglio aspetti significativi, schema geologico di dettaglio alla scala dell'opera, carte dei vincoli geologico-ambientali e rapporto tecnico sulle indagini pregresse ed eseguite, corredate da una planimetria con la loro ubicazione. Il piano delle indagini nell'area di interesse deve essere definito ed attuato sulla base dell'inquadramento geologico della zona e in funzione dei dati che è necessario acquisire per pervenire ad una ricostruzione geologica adeguata ed utile per la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sottosuolo. Gli studi svolti devono condurre ad una valutazione delle pericolosità geologiche presenti e devono essere finalizzati alla definizione della compatibilità geologica con le peculiarità dell'opera da realizzare.

Per la progettazione delle opere, le **Norme Tecniche per le Costruzioni** (nella forma di *testo unitario* e non unico), emanate con D.M. 17/01/18, **riguardano unicamente gli aspetti connessi alla sicurezza strutturale.**

NTC → SICUREZZA STRUTTURALE

Non bisogna, quindi, confondere il

"progetto strutturale",

che deve ottemperare ai requisiti definiti dalle NTC 18, con il

"progetto dell'opera" (vedi DPR 246/93 e s.m.e i.)

che ***deve soddisfare tutti i requisiti essenziali applicabili e quindi deve tenere conto anche degli altri adempimenti prescritti da altre norme di carattere nazionale,regionale e locale* vigenti.**

Insomma, non si deve correre il rischio di pensare che le risposte progettuali alle sole NTC possano essere esaustive.

Questo vale anche per la **Relazione Geologica** che, pur tenendo conto che le NTC per la progettazione delle opere riguardano unicamente gli aspetti connessi alla sicurezza strutturale, **deve contenere gli adempimenti previsti e/o prescritti da altre norme vigenti nazionali, regionali e locali, che possono avere pari dignità gerarchica,specie nelle materie concorrenti.**

Aspetti da analizzare:

- Unità geologiche, litologiche e strutturali (a scala territoriale)
- Storia geologica del territorio
- Forme del terreno e processi geomorfici (attivi, inattivi)
- Rischi geologici, naturali e indotti (sismico – vulcanico – movimenti verticali del suolo – movimenti di versante – erosioni – rischio "idrogeologico" s.l. -inquinamenti)

- Idrogeologia (circolazione idrica, in superficie e in profondità)
- Rilevamento geologico-tecnico e geomeccanico

- Definizione delle unità litotecniche
- Vincoli (Vincolo Idrogeologico, P.A.I., P.T.C.P.)
- Pericolosità e Fattibilità del Piano Regolatore
- Aspetti geodinamici e sismicità
- Caratterizzazione delle unità litotecniche individuate

- Terre e rocce da scavo *

Nella **Relazione Geologica** si deve provvedere alla suddivisione o raggruppamento delle diverse unità geologiche, partendo dal basso in:

■**UNITA' DEL SUBSTRATO LAPIDEO**
-rocce vere e proprie ("r. dure"), sia massicce che stratificate;

■ **UNITA' DEI MATERIALI A COMPORTAMENTO INTERMEDIO**
-materiali a comportamento intermedio tra le rocce propriamente dette e le terre (rocce deboli e unità complesse);

■**UNITA' DELLE TERRE DI COPERTURA**
(t. coesive, t. non coesive, t. organiche, eventuali materiali di riporto e rifiuti).

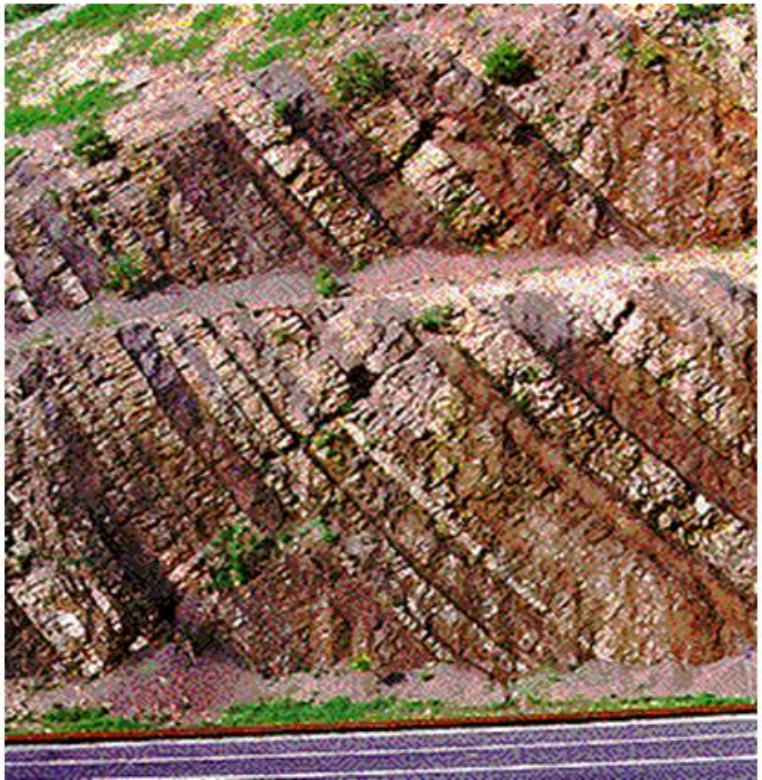
Vediamo le Unità nel dettaglio :
⇒**UNITA' DEL SUBSTRATO LAPIDEO** (Rocce propriamente dette):

A)materiale lapideo formato da un unico litòtipo di elevata resistenza, ***non stratificato* o *in grosse bancate*** (ad es. graniti, calcari massicci, ecc.);

B)materiale lapideo formato da un unico litòtipo (ad es. calcari, arenarie, marne, ecc.), ***stratificato,o da alternanze di livelli*** lapidei e di livelli pelitici (flysch); divisibile in sottounità, a seconda dello spessore degli strati, dei rapporti fra le diverse litologie, del grado di ordine o disordine strutturale (fino ad una struttura "caotica"vera e propria);

A

B



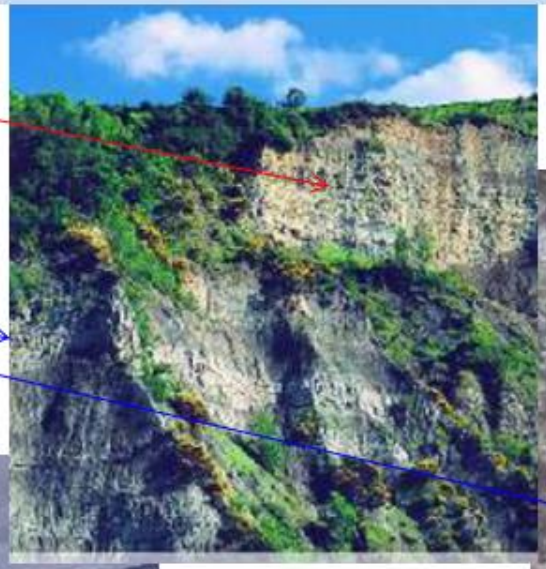
⇒UNITA' DEI MATERIALI A COMPORTAMENTO INTERMEDIO:

C)rocce e rocce deboli a tessitura grossolana, formate da materiali granulari debolmente cementati o da rocce degradate per alterazione; divisibile in sottounità, a seconda della composizione granulometrica prevalente (ghiaia o sabbia);

D) rocce deboli a tessitura fine e ad elevata consistenza (argilliti, siltiti, marne); divisibile in sottounità, a seconda della frazione fine prevalente (limo o argilla);

Arenarie deb. cementate

Argilliti



⇒**UNITA' DELLE TERRE DI COPERTURA**:

E) terre granulari, non cementate o debolmente cementate; a sua volta divisibile in sottounità, a seconda della composizione granulometrica prevalente;

F) terre coesive a medio-bassa consistenza; divisibile in sottounità, a seconda della frazione fine prevalente (limo o argilla) e della eventuale presenza di frazione organica.

Problemi e difficoltà nell'elaborazione del modello geologico (vanno evidenziati in relazione)

Dipendono da:

-**variabilità del mezzo geologico: natura litologica;**

-assetto: stratigrafico e strutturale;

-variazioni all'interno di ciascuna litozona: laterali, verticali;

-variazioni nel tempo delle proprietà dei materiali geologici;

-definizione del grado di attività: degli elementi tettonici fragili (faglie); dei processi geomorfici nei pendii.

La Relazione Geologica contiene i parametri nominali dei terreni, disaggregati e gli aspetti sismici di dettaglio: RSL rigorosa o Categoria di sottosuolo da VS_{eq}; a_{max}, K_h, K_v; Verifica di suscettibilità alla liquefazione (v. 7.11.3.4.2).

Sebbene questi aspetti siano demandati nelle NTC alla Relazione geotecnica, trovano posto nella relazione geologica (v. C 6.2.1) quale naturale derivazione dalla campagna geognostica e dalle prove sismiche effettuate nella "fase geologica", anche perché indispensabili per il superamento del vincolo idrogeologico e degli altri sportelli di controllo (Commissione edilizia, P.A.I., AdB, etc.), nonché per effettuare quanto previsto dalla Circolare al paragrafo **C 6.2.1.**

Come si rappresenta il modello geologico:

■**Cartografia**:

- carta geologica con **sezioni, anche alla scala dell'opera**;
- carta litotecnica, con sezioni (suddivisione tra substrato e coperture);
- *caratterizzazione fisico-meccanica;*
- *caratterizzazione sismica relativa al volume significativo geotecnico e a quello sismico;*
- carta geomorfologica (analisi multitemporale e grado di attività);
- carta idrogeologica;
- carta dei rischi e carta di sintesi (situazioni che possono produrre effetti locali di instabilità e di amplificazione).

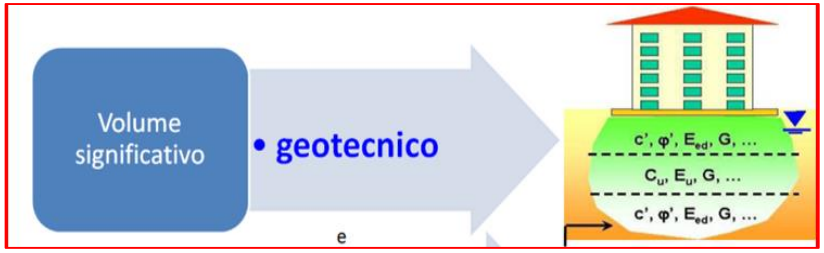
Allegati

6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il **volume significativo** °, e **in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2**. Le indagini devono permettere la **definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo** necessari alla progettazione. **Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il progettista.**

MODELLO GEOTECNICO

Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per **modello geotecnico di sottosuolo** si intende **uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico** di sottosuolo **devono essere definiti *il regime delle pressioni interstiziali* e *i valori caratteristici dei parametri geotecnici***.



° *parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.*

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 :

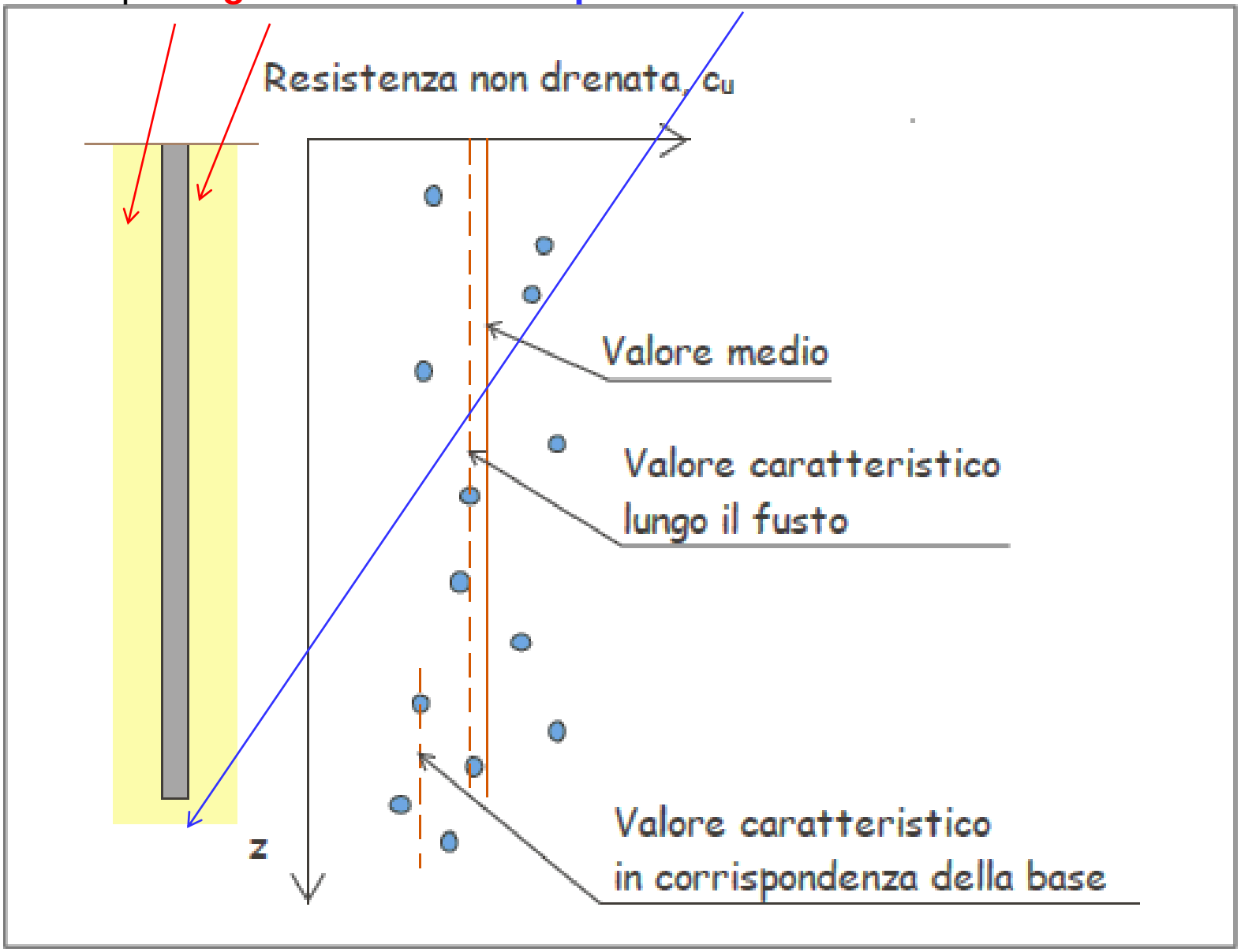
- **terreno di sedime di fondazioni superficiali**
- **pali per la portata laterale**
- **pendii(coltre di frana) e fronti di scavo**
- **opere di contenimento di notevole altezza**
- **struttura rigida**

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 rigidezza**

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



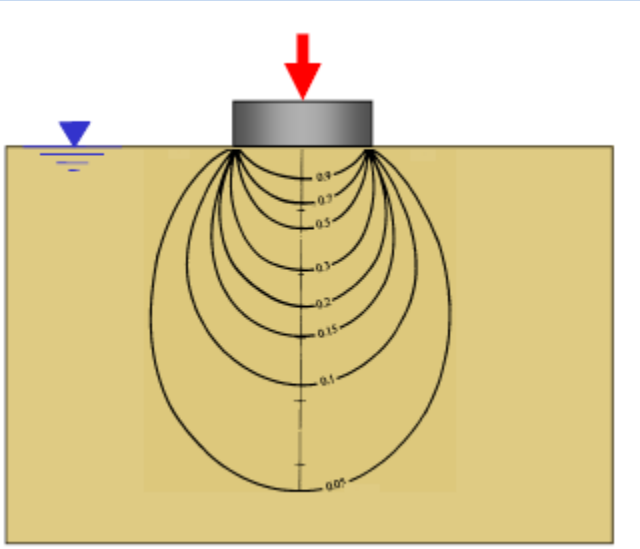
Valori caratteristici

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Qual è il suo significato? Si può farla in generale?
Vuol dire fornire valori dei parametri geotecnici, ma quali e riferiti a quale volume?

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

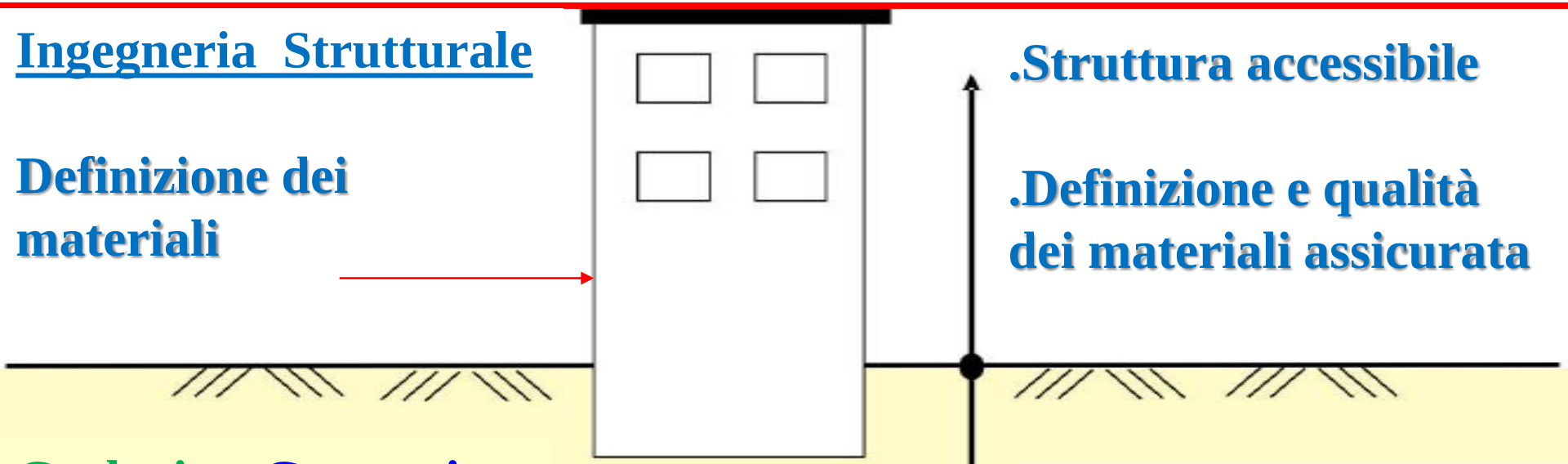
volume significativo



Il punto di partenza

Ingegneria Strutturale

Definizione dei materiali



.Struttura accessibile

.Definizione e qualità dei materiali assicurata

Geologia e Geotecnica

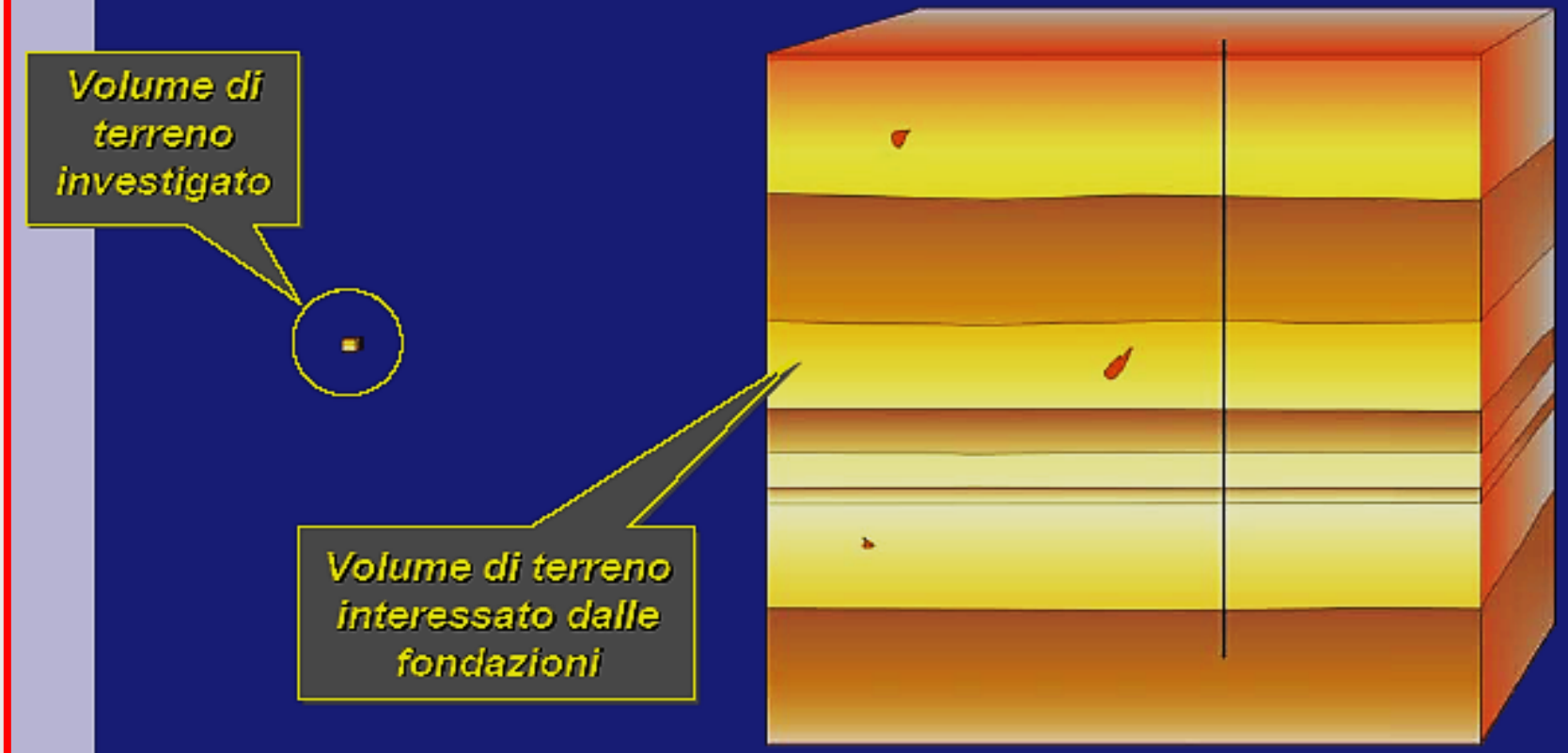
Determinazione del materiale "terreno" nello stato in-situ

.sottosuolo invisibile

.volume campionato ≤ 0,1 ‰ del volume significativo

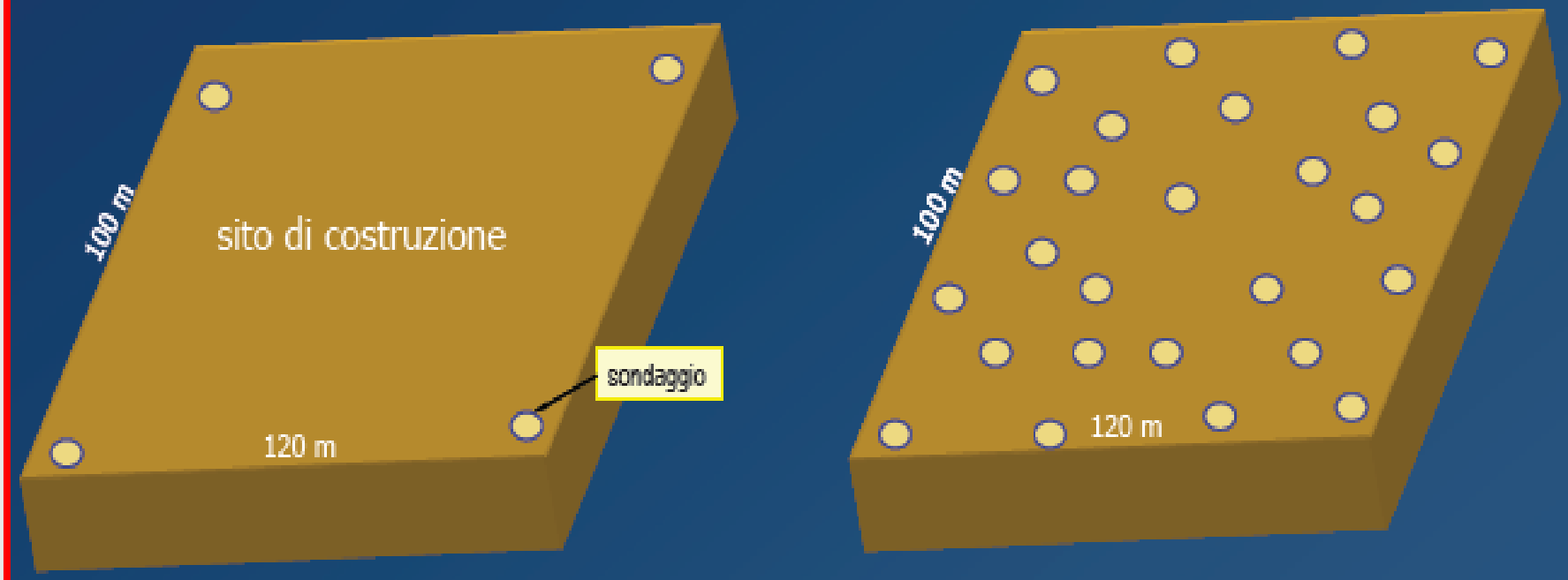
RAPPRESENTATIVITA' STATISTICA DELLE INDAGINI GEOTECNICHE CORRENTI

Indagine tradizionale con sondaggi:
1 m^3 di terreno investigato ogni 150000 m^3



In generale solo una piccolissima frazione del volume significativo, normalmente meno dello 0,01‰ , viene indagata direttamente!

Estensione spaziale della campagna di indagini



NUMERO SONDAGGI/PROVE GEOTECNICHE DIPENDE DA:

- complessità geologica/geomorfologica del sito e dalla variabilità spaziale
- tipo e importanza del progetto

Ripreso da C.G. Lai (2007)

INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

Influenza della tipologia di opera sul volume significativo:

* in fase di programma delle indagini;

*in fase di elaborazione del modello geologico (e di quello idrogeologico);

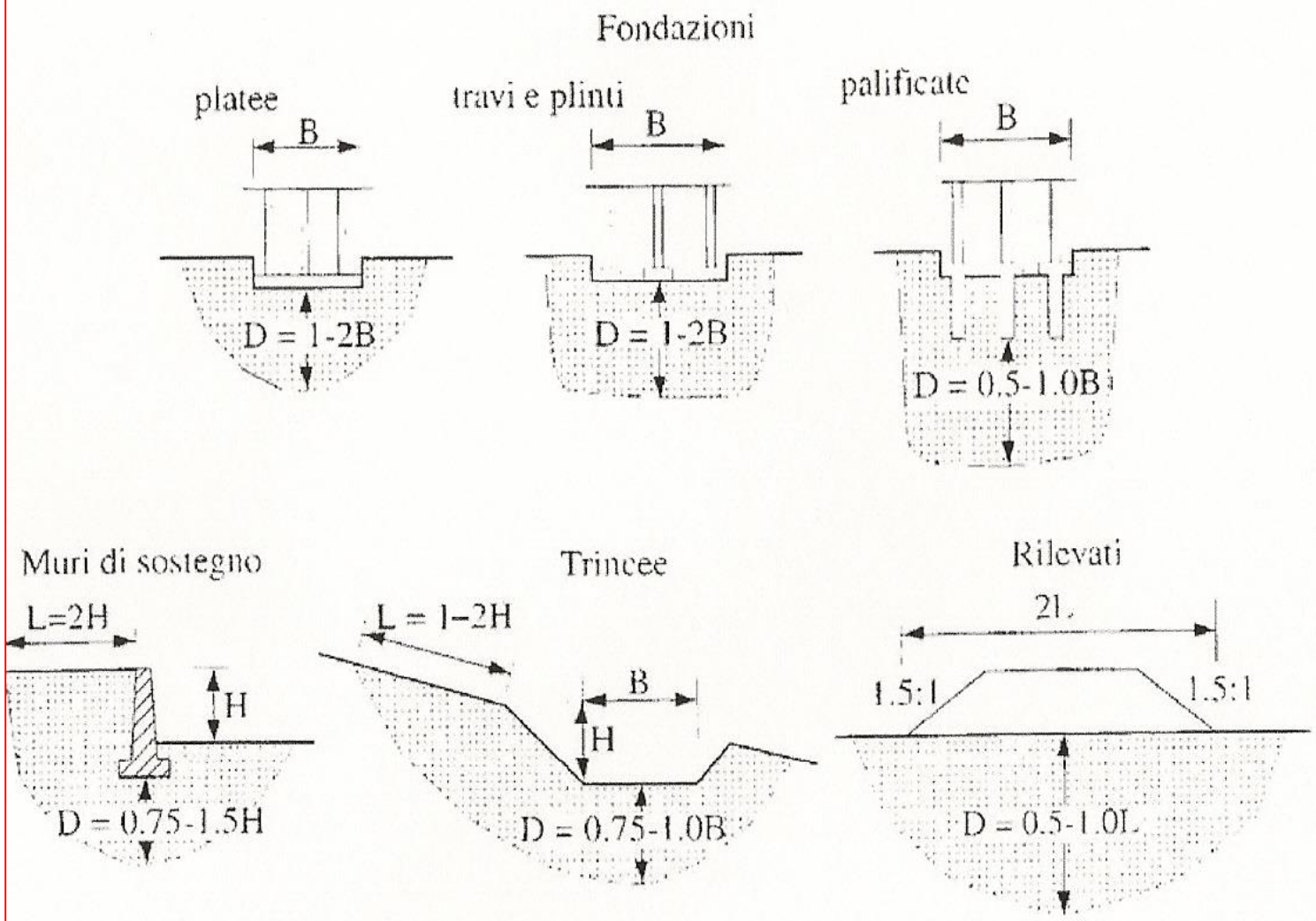
* in fase di elaborazione del modello geotecnico.

A sua volta,

Influenza del volume significativo:

*sulla scelta dei metodi d'indagine geognostica maggiormente appropriati alla situazione geologico-tecnica ed al tipo di opera da realizzare;

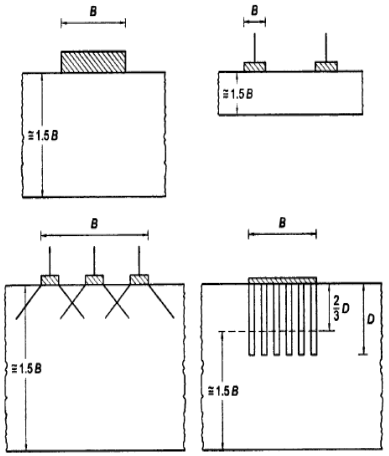
* sul grado di dettaglio e sulla significatività del modello geotecnico adottato per la progettazione.



D = volume significativo

PROFONDITA' DI INDAGINE

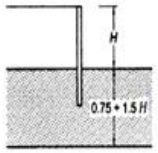
Estensione volume da indagare
FONDAZIONI



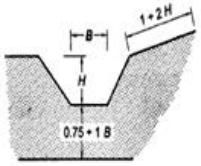
(da Lancellotta-Calavera, Fondazioni, 1999)

56

Estensione volume da indagare
SCAVI e OPERE DI SOSTEGNO



opere di sostegno



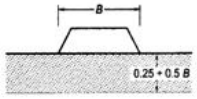
scavo o trincea

(da Lancellotta-Calavera, Fondazioni, 1999)

57

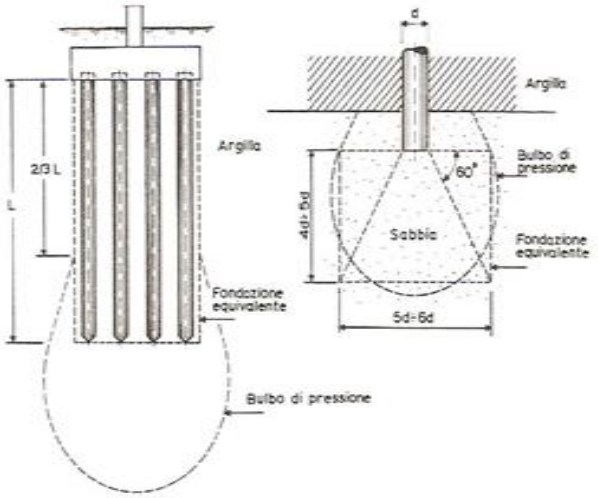
La profondità di indagine dipende dall' ampiezza dello scavo B;
L'estensione laterale dipende dall' altezza dello scavo H

Estensione volume da indagare
RILEVATI e ARGINI



(da Lancellotta-Calavera, Fondazioni, 1999)

58



La modellazione geotecnica

è finalizzata a fornire tutti i dati geotecnici necessari per il progetto e le verifiche delle fondazioni, nonché per l'impostazione delle successive attività di monitoraggio.

Basi per il modello geotecnico:

- Fonti bibliografiche
- Documentazione tecnica inedita
- Risultati delle diverse campagne d'indagine, in situ e in laboratorio
- Modello geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismicità sito-specifica, con caratterizzazione della successione stratigrafica nell'ambito del volume significativo
- Requisiti prestazionali dell'opera (forniti dallo strutturista)
- Livello prestazionale della costruzione (Tipo 1 ÷3)
- Vita Nominale di Progetto VN
- Classe d'Uso (Classe I ÷IV)
- Periodo di riferimento VR
- "Storia" del sito (tenendo conto anche delle precedenti attività antropiche)

Relazione geotecnica

Questi sono i contenuti della Relazione Geotecnica, lo standard minimo al quale fare riferimento da parte del geologo o dell'ingegnere geotecnico :

- **Normativa di riferimento;**
- **descrizione delle opere e degli interventi;**
- **sintesi dei dati relativi al modello geologico di riferimento (MGR)**
- **problemi geotecnici e scelte tipologiche;**
- **descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche (fatte anche in relazione alla modellazione geologica o assunte totalmente da questa);**
- **planimetria con l'ubicazione delle indagini;**
- **caratterizzazione fisica, meccanica e sismica dei terreni e delle rocce e definizione dei *valori caratteristici* *fk* dei parametri geotecnici;**
- **combinazione delle Azioni (G1, G2, Qk, E);**
- **verifiche della sicurezza e delle prestazioni in relazione agli stati limite considerati;**
- **approcci progettuali e *valori di progetto fd* dei parametri geotecnici, se la Combinazione prescritta lo richiede (se contiene M2);**
- **numero adeguato di sezioni stratigrafiche a scala opera (dalla relazione geologica);**
- **modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi;**
- **risultati delle analisi e loro commento;**
- **piano di monitoraggio, se ritenuto necessario.**

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA: QUALI PROBLEMI ?

a) Il problema dell'interpretazione delle prove
b) I valori caratteristici
c) Quali prove scegliere
d) **Le prove geotecniche in laboratorio**
e) Le prove in sito ed il contributo della geofisica

MA QUAL E' LA SITUAZIONE ATTUALE ?

-numero di prove dirette insufficienti per una corretta determinazione dei valori dei parametri da utilizzare nel modello geotecnico;

-abuso della parametrizzazione del terreno tramite metodi indiretti ed empirici, sovente poco affidabili;

-monitoraggio piezometrico talora insufficiente ed inadeguato al problema, specie temporalmente.

Per gli ammassi rocciosi e per le formazioni complesse, nella valutazione della ***resistenza caratteristica*** occorre tener conto della ***natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità.***

Deve inoltre essere specificato se la resistenza caratteristica si riferisce alle discontinuità o all'ammasso roccioso. ⇐

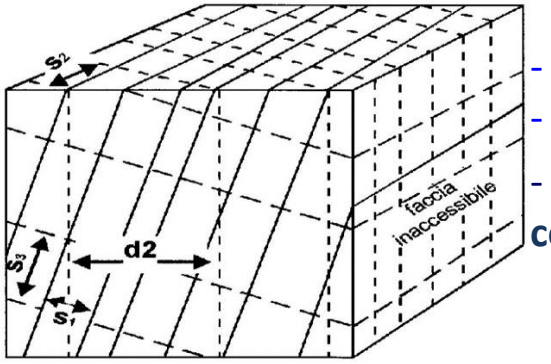
Per la verifica delle condizioni di sicurezza e delle prestazioni di cui al successivo § 6.2.4, ***la scelta dei valori caratteristici delle quote piezometriche e delle pressioni interstiziali deve tenere conto della loro variabilità spaziale e temporale***.

- **Le indagini, il prelievo di campioni e le prove in sito ed in laboratorio, sulle terre e sulle rocce, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di prova di cui all'art. 59 del DPR 6 giugno 2001, n. 380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.**

- ***Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su esperienza e conoscenze documentate, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.*** ⇐

- (*Ndr:* ***La Relazione Geologica è sempre obbligatoria;*** **art. 94 del DPR 380/01.**

Fanno eccezione gli interventi di manutenzione ordinaria).

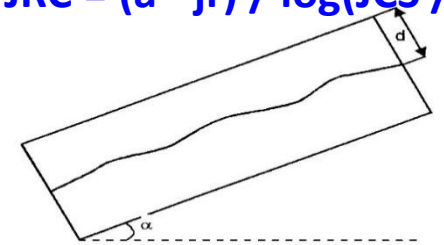


- **Persistenza lineare media** di una famiglia di discontinuità
  - P < 50%
  - 50%< P <90%
  - P >90%
- **Persistenza areale**
- ***Volume Roccioso Unitario (V.R.U.)*** **= 8 / [1 / (S1 x S2 x S3)];**

con S: spaziature delle tre principali famiglie di discontinuità

– Misura della spaziatura dei giunti sulle superfici esposte (S1, S2, S3) e dell'intercetta orizzontale (d2)

JRC = (a - jr) / log(JCS / sn); indice della scabrezza

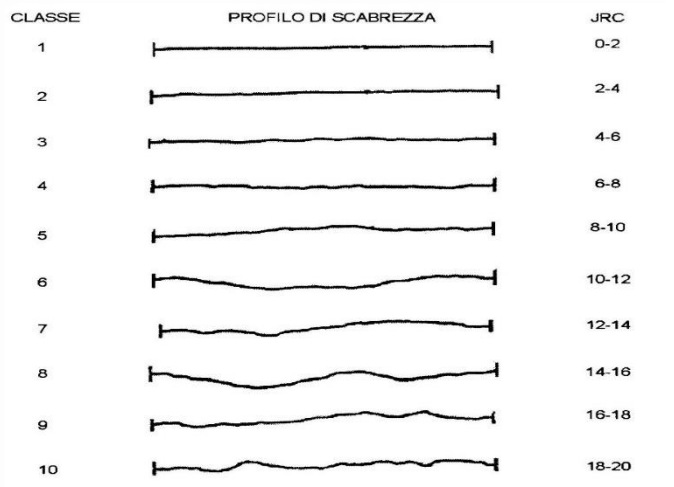


a = angolo di incipiente scorrimento

jr = angolo di attrito residuo

sn (MPa) = g x d x cos a , sforzo normale

con : d = spessore del blocco superiore



– Classificazione dei profili di scabrezza secondo Barton e corrispettivi valori di JRC

Elementi per la caratterizzazione geomeccanica

g = peso di volume della roccia (MN/mc)

log(JCS) = (8.8 x 10^-4) x g x r + 1.01

JCS = Joint Compression Strength, resistenza alla compressione delle pareti della discontinuità

r = indice di Schmidt (valore del rimbalzo)

Misura dell'apertura e del riempimento delle discontinuità

Indice RQD (Rock Quality Designation)

Circolare: C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Stabilito il volume significativo di terreno coinvolto dall'opera in progetto (definito nel § 6.2.2 delle NTC), **l'obiettivo delle indagini è di giungere alla definizione del modello geotecnico** ovvero a uno schema rappresentativo del volume significativo stesso, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico. **A tal fine devono essere definiti la successione stratigrafica (??? V. pag.157), il regime delle pressioni interstiziali e gli altri elementi significativi del sottosuolo, nonché i valori caratteristici dei parametri geotecnici**; questi ultimi da intendersi come stime cautelative dei singoli parametri per ogni stato limite considerato. Per le costruzioni di opere in materiali sciolti devono essere definite le proprietà dei materiali da impiegare per la costruzione. **La caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi richiede inoltre l'individuazione delle famiglie (o dei sistemi) di discontinuità presenti e la definizione della loro giacitura (orientazione) e spaziatura. Sono anche descritte le seguenti caratteristiche delle discontinuità: forma, apertura, estensione, scabrezza, riempimento. Le indagini sono estese ed approfondite in modo da risultare adeguate a tutte le diverse fasi di sviluppo del progetto e comprendono quanto necessario per la definizione dell'azione e l'analisi delle opere in condizioni sismiche secondo quanto prescritto ai §§3.2.2 e 7.11.2. Opere che interessino grandi aree e che incidano profondamente sul territorio richiedono l'accertamento della fattibilità secondo i criteri di cui al § 6.12 delle NTC.**

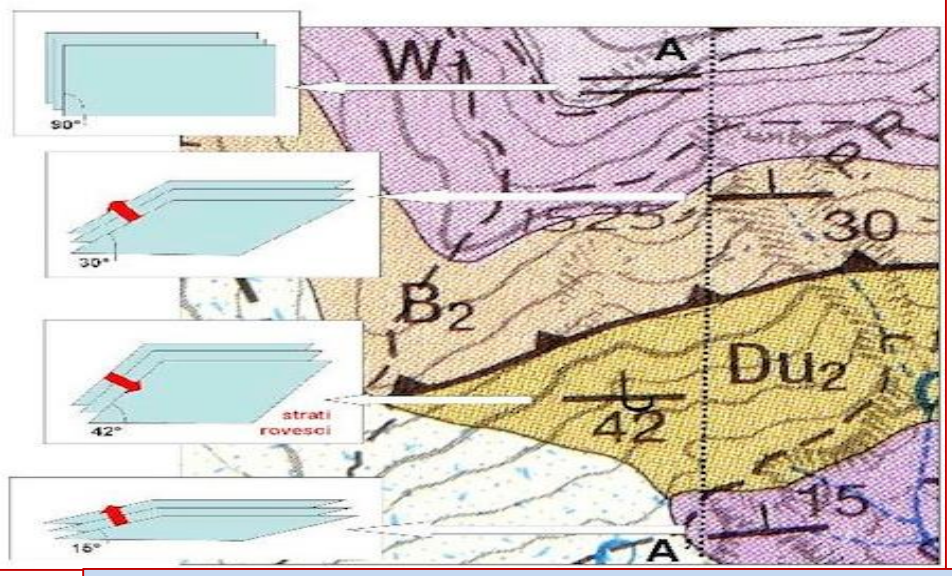
Nel caso di opere di notevole rilevanza e complessità o che interessino terreni dalle caratteristiche meccaniche scadenti è opportuno effettuare il controllo del comportamento dell'opera durante e dopo la costruzione, predisponendo un programma di osservazioni e misure commisurato all'importanza dell'opera e alla complessità della situazione.

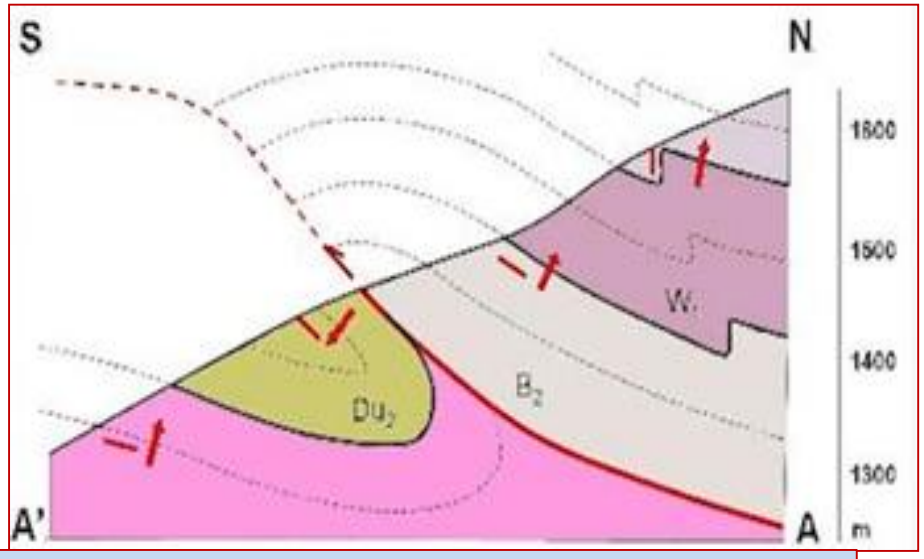
Circolare C6.2.2.1 INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE IN SITO

Nel rispetto delle indicazioni generali innanzi precisate, a titolo indicativo e non esaustivo, nella Tabella C6.2.I si elencano i mezzi di indagine e le prove geotecniche in sito di più frequente uso.

Tabella C6.2.I – *Mezzi di indagine e prove geotecniche in sito*

Stratigrafia		Trincee Pozzi Cunicoli Sondaggi a carotaggio continuo Prove penetrometriche Indagini di tipo geofisico (*)
Proprietà fisiche e meccaniche	Terreni a grana fine	Prove penetrometriche Prove scissometriche Prove dilatometriche Prove pressiometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio Prove di tipo geofisico (*)
	Terreni a grana grossa	Prove penetrometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio Prove di tipo geofisico (*)
	Rocce	Prove speciali in sito (prove di taglio) Prove di carico su piastra Prove di laboratorio Prove di tipo geofisico (*)
Misure di pressione interstiziale	Terreni di qualsiasi tipo	Piezometri
Permeabilità	Terreni a grana fine	Misure piezometriche Prove di laboratorio
	Terreni a grana grossa	Prove idrauliche in fori di sondaggio Prove di emungimento da pozzi
Verifica di procedimenti tecnologici	Palificate	Prove di carico su pali singoli Prove di carico su gruppi di pali
	Impermeabilizzazioni	Prove di permeabilità in sito e misura di altezza piezometrica prima e dopo l'intervento
	Consolidamenti	Determinazione delle proprietà meccaniche in sito prima e dopo l'intervento Prove di laboratorio
(*) Indagini di tipo geofisico	In foro con strumentazione in profondità	Cross hole Down hole
	Senza esecuzioni di fori, con strumentazione in profondità	Penetrometro sismico Dilatometro sismico
	Con strumentazione in superficie	Prove SASW o MASW Prove di rifrazione sismica Prove di riflessione sismica





Chi rileva sul terreno e traccia le sezioni con la relativa successione stratigrafica, con l'ausilio delle prove in situ?

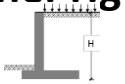
D.P.R. 328/01: il geologo in esclusiva.

C6.2.2.2 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Le prove geotecniche di laboratorio integrano le prove in sito e, a seconda del tipo di terreno, permettono di ricavare alcuni valori delle grandezze fisiche e meccaniche necessarie per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio. La possibilità di ricavare grandezze fisiche e meccaniche da prove di laboratorio dipende dal grado di disturbo dei campioni di terreno prelevati che e funzione, a sua volta, del tipo di terreno e delle tecniche di campionamento. **Per terreni ad elevata permeabilità**, la qualità dei campioni prelevabili con le tecniche usuali di campionamento non permette la caratterizzazione meccanica in laboratorio, ma solo la determinazione di alcune grandezze fisiche. In questi casi i **parametri meccanici** devono essere ricavati **dalle prove in sito**. **Di contro, per terreni saturi a grana fine (di bassa permeabilità), le prove di laboratorio costituiscono il solo mezzo per la determinazione dei parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci.**

Circolare C6.2.2.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

I risultati delle indagini e delle prove geotecniche, eseguite in sito e in laboratorio, sono interpretati dal progettista che, **sulla base dei risultati acquisiti, della tipologia di opera e/o intervento, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive, deve individuare i valori caratteristici dei parametri geotecnici per le analisi e le verifiche nei riguardi degli stati limite ultimi e di esercizio.**



N.B.

Circolare C6.2.2.4 VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi. La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Tale scelta richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento alle diverse verifiche da effettuare (ad esempio, ai diversi tipi di meccanismi di collasso del terreno nel caso di verifiche SLU). A titolo di esempio, **nel valutare** la **stabilità di un muro di sostegno** è opportuno che **la verifica allo scorrimento della fondazione del muro sia effettuata con riferimento al valore dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante (stato critico)**, poiché il ***meccanismo di scorrimento***, che coinvolge spessori molto modesti di terreno, e l'inevitabile disturbo connesso con la preparazione del piano di posa della fondazione, implicano il ***rimaneggiamento del terreno***. Per questo stesso motivo, **nelle analisi svolte in termini di tensioni efficaci, è opportuno trascurare ogni contributo della coesione nelle verifiche allo scorrimento**. Considerazioni diverse, invece, devono essere svolte con riferimento al calcolo della **capacità portante della fondazione del muro** che, per l'elevato volume di terreno indisturbato coinvolto, comporta il riferimento alla **resistenza al taglio del terreno intatto**, **considerando**, quando appropriato, **anche il contributo della coesione efficace**.

Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri. *Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.* Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, 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 rigidezza. **La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'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. È questo il caso, ad esempio, delle verifiche SLU dei pali in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali, nelle quali per la determinazione del contributo di resistenza alla punta è appropriata la valutazione del valore caratteristico della resistenza non drenata mediante una media locale effettuata nel volume di terreno interessato dal meccanismo di collasso indotto dalla punta stessa.*

6.2.3. FASI E MODALITA' COSTRUTTIVE

Nel progetto devono essere individuate le diverse fasi esecutive per definire eventuali specifiche condizioni geotecniche anche a carattere temporaneo che possono verificarsi nel corso dei lavori. Queste fasi dovranno essere oggetto di specifiche analisi da condurre con i criteri e le procedure riportati nelle presenti norme.

6.2.4 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicati al § 2.6 .*

§ 2.6*

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido:	EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione:	STR
- lo stato limite di resistenza del terreno:	GEO

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.

Rd ≥ Ed

APPROCCIO 1 (DA1)		APPROCCIO 2 (DA2)
⇓	⇓	⇓
Combinazione 1	Combinazione 2	Combinazione 1 o Unica
(A1+M1+R1)	(A2+M2+R2)	(A1+M1+R3)
(STR)	(GEO)	(STR + GEO)
		R1

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

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 tre eccezioni *(*)*, l'Approccio 2

(A1+M1+R3)

(*) Per paratie, opere sotterranee e Uplift [(DA1) - C1 ,C2].

La (DA1) Combinazione 2 (A2+M2+R2) è dedicata anche a:

- ***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, etc.).***

6.2.4.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) - EQU

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (**della struttura fuori terra**)(**EQU**), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ **é il valore di progetto dell'azione instabilizzante**

$E_{stb,d}$ **é il valore di progetto dell'azione stabilizzante.**

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_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(Ndr: EQU - *ribaltamento di strutture fuori terra quali ciminiere, cartelloni pubblicitari, torri, ecc. rispetto ad una estremità della fondazione)*

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori **γF** riportati **nella colonna EQU** della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (**STR**) o del terreno (**GEO**), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \qquad [6.2.1]$$

essendo Ed il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnic

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R\left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right] \qquad [6.2.3]$$

$$E_d = E\left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right] \qquad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E\left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right] \qquad [6.2.2b]$$

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse ***combinazioni di gruppi di coefficienti parziali***, rispettivamente definiti per le azioni (**A1 e A2**), per i parametri geotecnici (**M1 e M2**) e per le resistenze (**R1, R2 e R3**).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali **sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.**

(Approccio 1)

Nel primo approccio progettuale le verifiche si eseguono **con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti** ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Combinazione 1 (DA1.1) A1+M1+R1

Combinazione 2 (DA1.2) A2+M2+R2

(Approccio 2)

Nel secondo approccio progettuale le verifiche si eseguono **con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti**.

Combinazione unica (DA2) A1+M1+R3

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi (SLU) non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; **quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e,** ***in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.***

Circolare: C6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) Si considerano cinque stati limite ultimi che, mantenendo la denominazione abbreviata delle EN 1990:2002, sono così identificati: **EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, del terreno o dell'insieme terreno struttura, considerati come corpi rigidi; **STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione e tutti gli altri elementi strutturali che eventualmente interagiscono con il terreno; **GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura; **UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento); **HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi strutturale e geotecnico, la Norma non richiede al progettista la scelta, per una stessa opera e con riferimento allo stesso stato limite ultimo, tra i due approcci progettuali, Approccio 1(DA1) ed Approccio 2(DA2), privilegiando per quanto possibile il secondo, anche per la semplificazione conseguente all'impiego di una sola combinazione di coefficienti di sicurezza parziali, così come riportato nella Norma stessa.

NOTA: **Il riferimento all'approccio progettuale DA1 è stato tuttavia mantenuto in quei casi per i quali può manifestarsi qualche ambiguità, non risolvibile a priori, sugli effetti delle azioni permanenti nelle verifiche di tipo geotecnico.** Per consentire l'impiego più appropriato del DA1, è opportuno richiamare i due presupposti fondamentali sui quali sono basate le verifiche rispetto a SLU di tipo geotecnico e di tipo strutturale in entrambi gli approcci progettuali: 1) le verifiche SLU di tipo geotecnico hanno lo scopo di controllare che l'opera sia dimensionata in modo da garantire un adeguato margine di sicurezza nei riguardi della formazione di uno o più meccanismi di collasso del terreno, che eventualmente possono coinvolgere anche gli elementi strutturali. Il controllo si esercita mediante la fattorizzazione

delle azioni e delle resistenze nell'approccio DA2 e delle sole azioni variabili e dei parametri di resistenza nell'approccio DA1-C2; 2) le verifiche SLU di tipo strutturale fanno sempre riferimento al raggiungimento locale della resistenza di progetto e, per questo motivo, richiedono la verifica delle singole sezioni. Una verifica di questo genere, per opere che interagiscano con il terreno, non può che scaturire da un'analisi d'interazione del sistema terreno-struttura, in cui svolge un ruolo preminente la rigidezza di entrambi i componenti del sistema. Nello studio dell'interazione terreno-struttura effettuata con modelli costitutivi non lineari dei terreni, spesso utilizzati nelle analisi numeriche geotecniche, la rigidezza del terreno dipende anche dalle caratteristiche di resistenza e sarebbe alterata in presenza di una loro fattorizzazione con coefficienti parziali. Inoltre, in tali analisi, la fattorizzazione dei soli parametri di resistenza modificherebbe il rapporto rigidezza-resistenza del terreno alterando la distribuzione delle tensioni di contatto. Per queste ragioni le analisi d'interazione devono pertanto essere effettuate senza alcuna fattorizzazione di questi parametri, impiegando quindi i loro valori caratteristici. Anche la fattorizzazione dei carichi non è possibile in queste analisi poiché comporterebbe un'artificiosa alterazione delle condizioni di plasticizzazione del terreno e, conseguentemente, una irrealistica ridistribuzione delle tensioni di contatto. Le analisi d'interazione devono essere svolte impiegando i valori caratteristici anche delle azioni. Il margine di sicurezza è poi introdotto fattorizzando opportunamente le sollecitazioni risultanti dall'analisi d'interazione. Poiché nelle verifiche strutturali si adottano R, che fattorizzano la resistenza, questo procedimento è comune sia al DA1-C1 sia al DA2.2

La DA1 - Combinazione 2 è la sola che deve essere utilizzata per le verifiche di stabilità globale della parte di sottosuolo su cui insistono le opere di fondazione e di sostegno, nonché per le verifiche della stabilità dei fronti di scavo e dei paramenti delle opere di materiali sciolti. (A2+M2+R2)

Lo stato limite di ribaltamento dei muri di sostegno è compreso nelle verifiche GEO, da condurre con l'approccio progettuale DA2, diversamente da quanto previsto nelle NTC08 nelle quali era trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU). Questa scelta è stata effettuata per evitare che la verifica a ribaltamento richieda una differente determinazione della spinta rispetto a quella da utilizzare per le verifiche a scorrimento e a carico limite. Le verifiche EQU, ai fini geotecnici, sono limitate al ribaltamento di strutture fuori terra, quali ciminiere, cartelloni pubblicitari, torri, ecc., rispetto ad una estremità della fondazione.

COME SI UTILIZZANO i γF di (A + M + R)

6.2.4.1.1 Azioni (A)

I coefficienti parziali γF relativi alle **azioni** (**G1,G2, Qk**) sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento **con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.** Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψij devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti γF riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I. Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γF riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

***Ndr:**

Il **terreno** e l'**acqua** costituiscono **carichi permanenti** (***strutturali***) **G1** **quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza (v. 6.2.4.1.1).**

Terreno e acqua

sono

Carichi permanenti

favorevoli o sfavorevoli

G1

se determinano il comportamento dell'opera

COME SI UTILIZZANO i γF di (A + M + R) → A

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 γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1 **γG1**	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[1] **γG2**	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q **γQki**	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

γG1 coefficiente parziale del **peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti**;

γG2 coefficiente parziale dei **pesi propri degli elementi non strutturali**;

γQi 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 γP =1,0 .

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

COME SI UTILIZZANO (A + M + R) → M

6.2.4.1.2 Resistenze (Rd) **[Rd ≥ Ed]**

Il valore di progetto della resistenza Rd può essere determinato:

a) **in modo analitico**, con riferimento al **valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M** specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

b) **in modo analitico**, con riferimento **a correlazioni con i risultati di prove in sito**, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle *discontinuità strutturali*. **Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio τ_R un coefficiente parziale $\gamma_{\tau R}$ =1,0 (M1) e $\gamma_{\tau R}$=1,25 (M2) ovvero procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.**

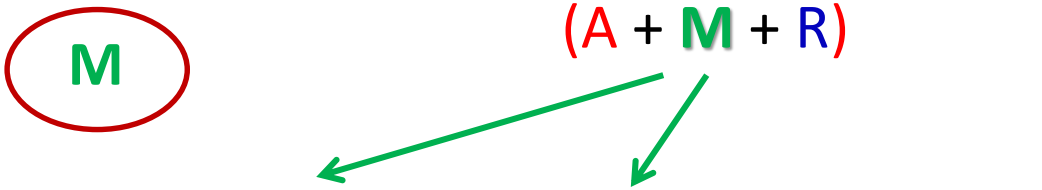


Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

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

Scomparsa la resistenza a compressione qu

COME SI UTILIZZANO (A + M + R) → R

Coefficienti parziali γ R definiti per le resistenze (**R1, R2 e R3**).

I fattori parziali per il gruppo **R1** sono sempre **unitari**;
quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità
e, *in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati*.
I coefficienti parziali γ_R per **R3** sono riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

***6.2.4.1.3. Verifiche strutturali con l'analisi di interazione terreno-struttura* (A1+M1+R1)**

Le analisi finalizzate al **dimensionamento strutturale (STR)** nelle quali si consideri l'**interazione terreno-struttura** si eseguono con i **valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.** **(Ndr: Per il dimensionamento strutturale (STRU)** , dunque, **sempre A1,** come nelle **NTC 08**).

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

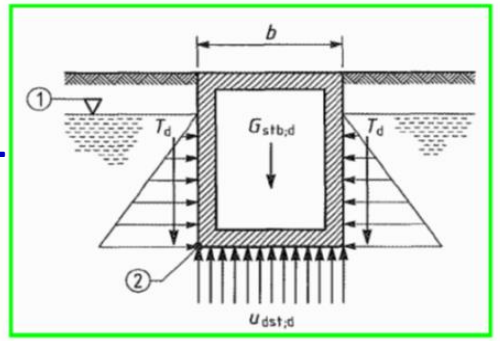
[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

UPL – rottura per sollevamento di struttura interrata per l'azione della sottospinta idraulica (1)

SLU

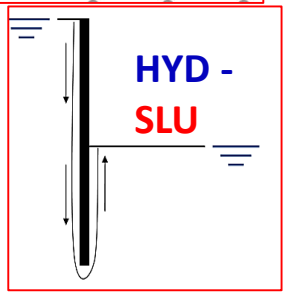
UPL

SLU



1 – piano di falda
2 – superficie impermeabilizzata

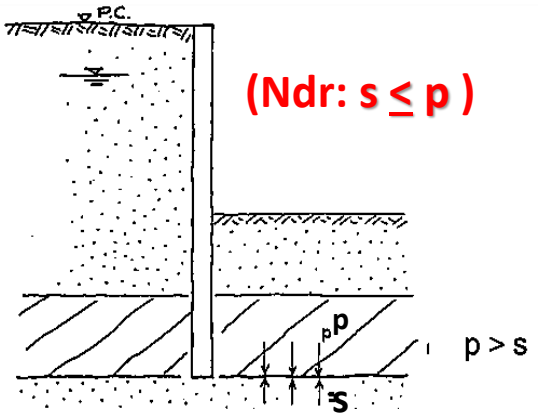
6.2.4.2 *VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI*



Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili **stati limite di sollevamento (UPL) o di sifonamento (HYD).**

A tal fine, **nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche**, ***si devono assumere le condizioni più sfavorevoli***, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la ***stabilità al sollevamento*** **(uplift)** deve risultare che **il valore di progetto dell'*azione instabilizzante* *Vinst,d***, ovverosia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente (Ginst,d) e quella variabile (Qinst,d), **sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle *azioni stabilizzanti* (*Gstb,d*) *e delle resistenze (Rd):***



(Ndr: s ≤ p)

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

dove $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$ [6.2.5]

$s \leq p$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento**, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III**.

Al fine del calcolo della resistenza di progetto Rd, **tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici** (M2). Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

Tab. 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti G_2[1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

[1] Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

v. oltre esempio di calcolo di uplfit

UPL + M2

variato

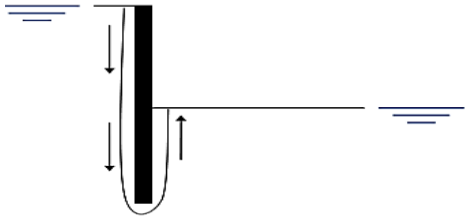
uplift

(Ndr: *Stabiltà al sifonamento – (HYD)*) ***In condizioni di flusso prevalentemente verticale:***

a) nel caso di frontiera di efflusso libera, **la verifica a sifonamento** si esegue controllando che il **gradiente idraulico i** risulti non superiore al **gradiente idraulico critico ic** **diviso per** un coefficiente parziale **γR = 3**, se si assume come effetto delle azioni il **gradiente idraulico medio im**

$$i \leq ic / \gamma R$$

$$im \leq ic / 3$$



con

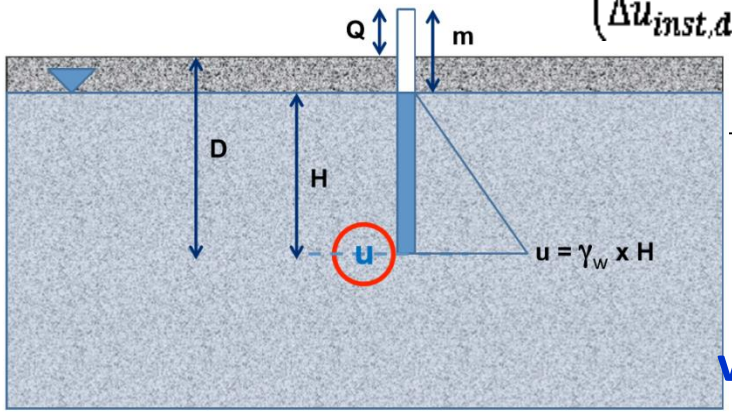
ic = γ ' / γ w ~ 1

e per un coefficiente parziale **γR = 2** nel caso in cui si consideri il **gradiente idraulico di efflusso ie**

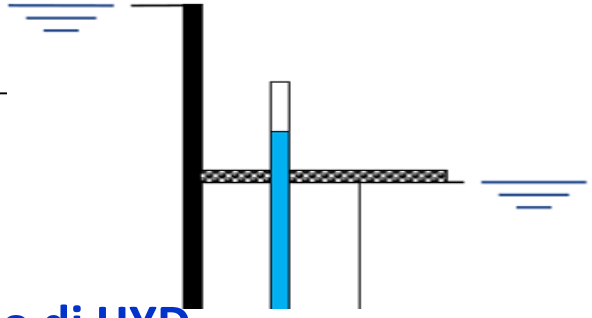
$$ie \leq ic / 2$$

b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, **la verifica** si esegue controllando che **la pressione interstiziale in eccesso** rispetto alla condizione idrostatica **risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione**, **divisa per** un coefficiente parziale **γR = 2**. In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

$$\left(\Delta u_{inst,d} = 1{,}3 \cdot \gamma_w \cdot H_c < (\sigma'_v)_{stab,d} / \gamma_R\right)$$



New



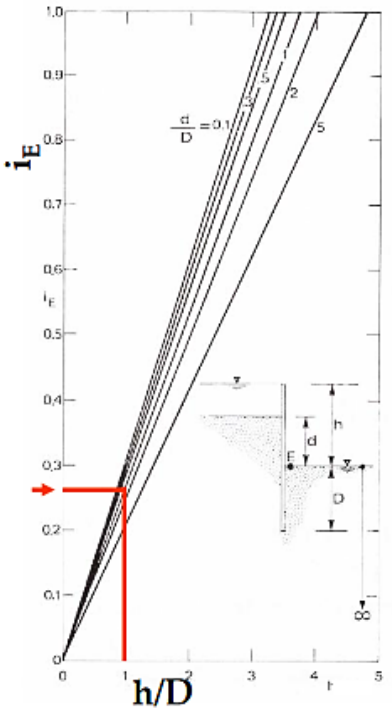
v. oltre esempio di calcolo di HYD

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel **Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)",** ove applicabile, **con estensione agli argini:**

E.5.1. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).

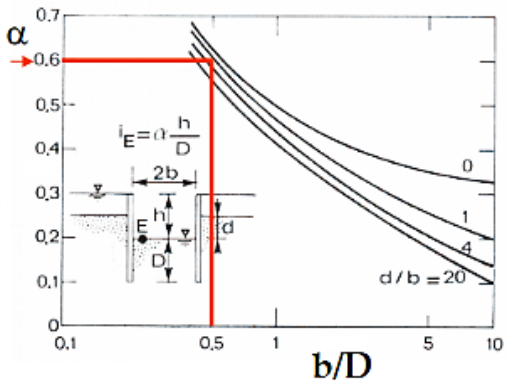
L'analisi deve proporsi di individuare le superfici di potenziale scorrimento più prossime all'instabilità, sia all'interno del rilevato, sia nell'insieme costituito dal rilevato e dai terreni di fondazione. Le relative verifiche possono essere svolte con il solo Approccio 1, con riferimento alla Combinazione 2 dei coefficienti di sicurezza parziali previsti dalle NTC; nelle verifiche si deve porre γR= 1.1 nelle fasi costruttive e nelle condizioni di svaso rapido, e γR = 1.2 nelle condizioni di serbatoio pieno.

Scavo in un mezzo di spessore infinito

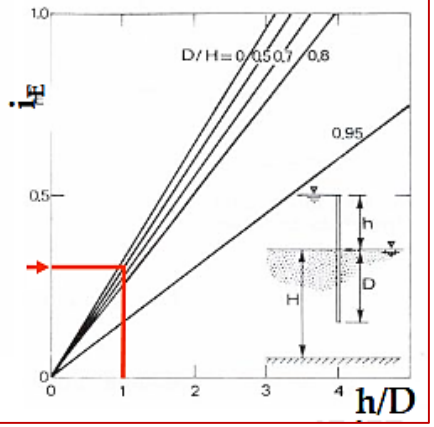


Per una più precisa determinazione del *gradiente di efflusso, i_E,* e considerato che in genere la perdita di carico non è lineare con la profondità (in particolare segue andamenti differenti nel tratto discendente e ascendente) si può ricorrere ad uno dei seguenti diagrammi:

Scavo nastriforme in un mezzo di spessore infinito

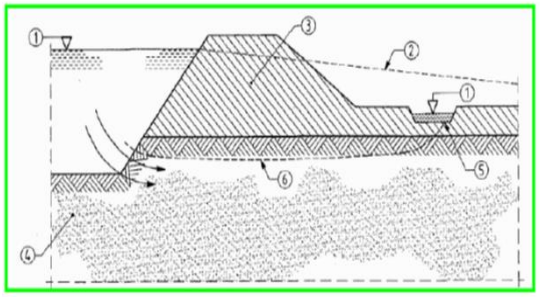


Trincea in un mezzo di spessore limitato



(Da Facciorusso, 2010)

SLU **HYD – rottura per sifonamento (2)**



1 - falda freatica
2 - livello piezometrico nel sottosuolo permeabile
3 - terreno di bassa permeabilità
4 - sottosuolo permeabile
5 - pozzo – punto di innesco del sifonamento
6 - fascia di possibile sifonamento

SLU

ESEMPIO DI VERIFICA UPL - NTC 18

Sollevamento

Parcheggi sotterranei, stazioni metropolitane, opere marittime

trattati come:

Stati limite di equilibrio UPL (UPL + M2).

UPL - Sollevamento della costruzione o del terreno per sottopressioni idrauliche

Il valore di progetto $V_{dst,d}$ della combinazione delle azioni verticali destabilizzanti permanenti e variabili deve soddisfare la seguente condizione:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} \qquad V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d}$$

$G_{dst;d}$, $Q_{dst;d}$, $G_{stb,d}$ = azioni verticali - valori di progetto

$G_{dst;d}$ permanenti destabilizzanti, $Q_{dst;d}$ variabili destabilizzanti,
$G_{stb,d}$ permanenti stabilizzanti per la verifica al sollevamento.

Tab. 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti G_2[1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

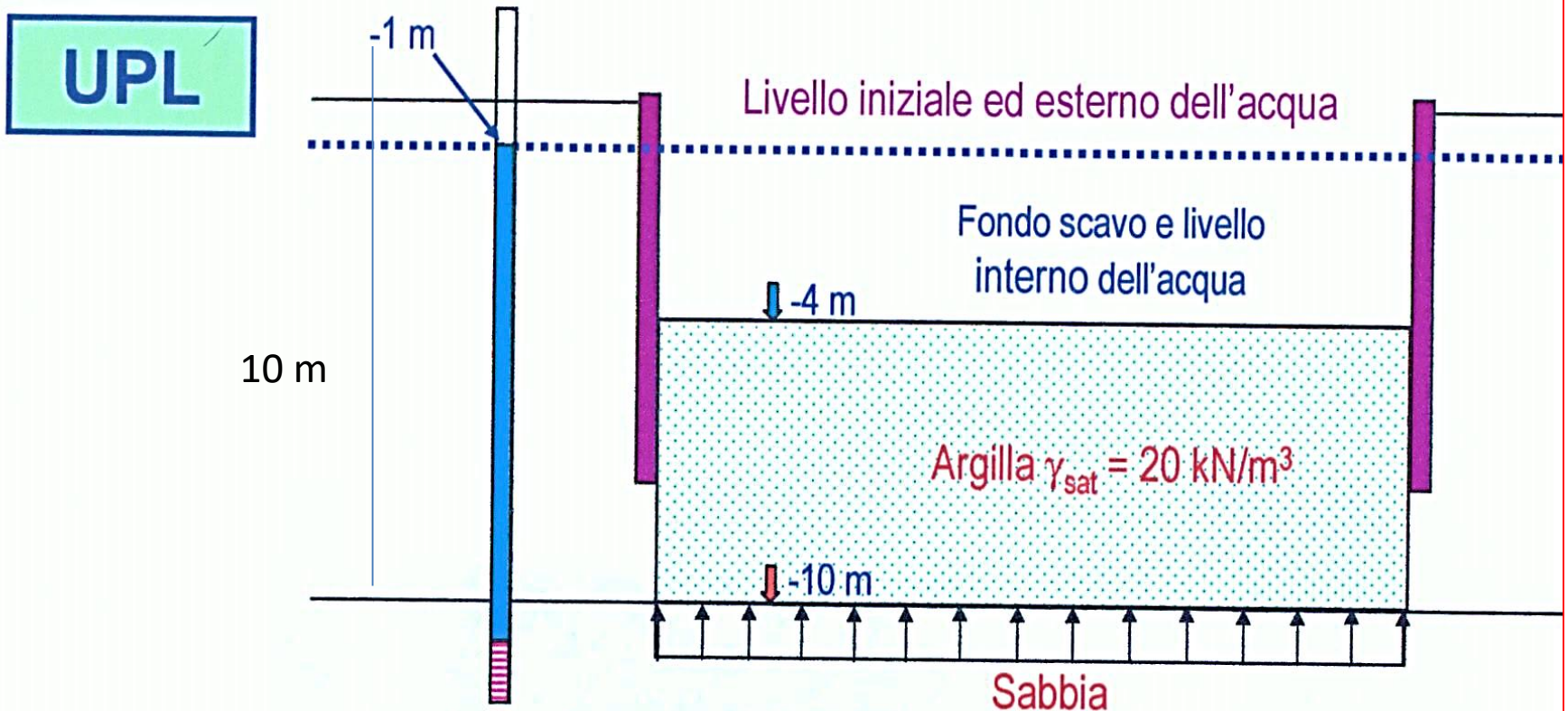
UPL

$$V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d}$$

AZIONE	SIMBOLO	VALORE
Permanente		
Non favorevole[1]	$\gamma_{G;dst}$	1,1
Favorevole[2]	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variabile		
Non favorevole[1]	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
[1] *destabilizzante*		
[2] *stabilizzante*		

$$FS_{globale} = \frac{1,1}{0,9} = 1,22$$

PARAMETRI TERRENO	SIMBOLO	VALORE
Angolo resistenza taglio[1]	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,40
[1] *fattore applicato a tan ϕ'*		



$G_{dst,d} \leq G_{stb,d}$

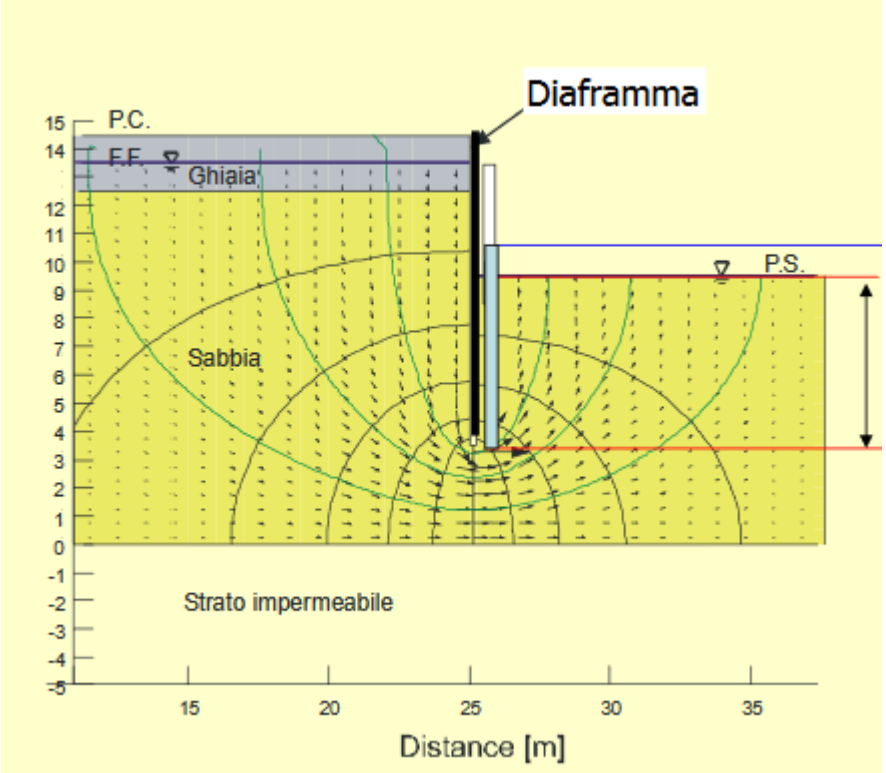
10 kN/mc * (10-1)m* 1,1 < 20 kN/mc*(10-4)m *0,9

azione destabilizzante 99 < 108 azione stabilizzante

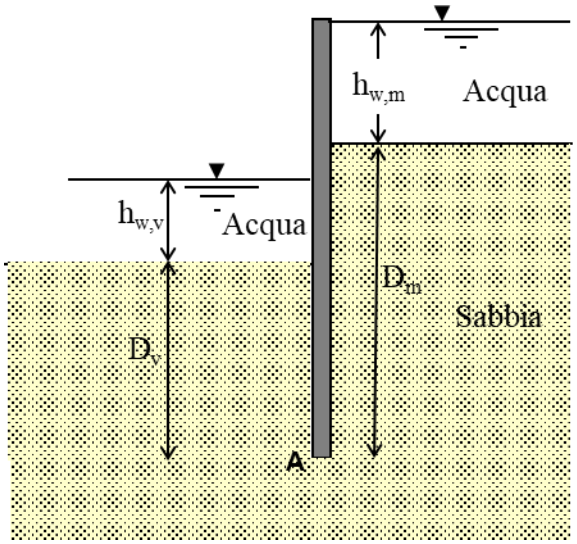
VERIFICATO

SLU

ESEMPIO DI VERIFICA HYD – NTC 18
Sifonamento



Verifica nei confronti dello Stato Limite di Sifonamento (HYD)



(Ripreso con modifiche da Vannucchi G., 2018)

"In condizioni di flusso prevalentemente verticale:
la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$."

Dati

$h_{w,m}$ = 3m D_m = 8m
$h_{w,v}$ = 2m D_v = 5m
γ_ω = 10kN/m³
γ = 18kN/m³

Soluzione

$Dh = (D_m + h_{w,m}) - (D_v + h_{w,v})$ = 4m
$L = D_m + D_v$ = 13m
$i = Dh / L$ = 0,308

pressione interstiziale in eccesso al piede del diaframma:
$\Delta u = \gamma_w D_v i$ = 15,38kPa

tensione verticale efficace in assenza di filtrazione al piede del diaframma:
$\sigma'_{v,v} = (\gamma - \gamma_\omega) D_v$
= 40kPa
γ_R = 2
$\sigma'_{v,v} / \gamma_R$ = 20kPa Ok

Circolare : **C6.2.4.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI**

Gli stati limite UPL e HYD si riferiscono a stati limite ultimi di tipo idraulico (§ 6.2.3.2 NTC). Ad esempio, gli stati limite di sollevamento per galleggiamento di strutture interrate (parcheggi sotterranei, stazioni metropolitane, ecc.) o di opere marittime devono essere trattati come stati limite di equilibrio UPL (UPL + M2).

Al contrario, gli stati limite di sifonamento, ai quali corrisponde l'annullamento delle tensioni efficaci e che possono essere prodotti da moti di filtrazione diretti dal basso verso l'alto, devo essere trattati come stati limite HYD. ***Gli stati limite HYD sono stati trattati diversamente rispetto alle precedenti norme tecniche, semplificando il procedimento nelle situazioni più frequenti di frontiera di efflusso libera o con un carico imposto.***

Circolare: **C6.2.4.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)**

Per le opere e i sistemi geotecnici, gli stati limite di esercizio si riferiscono generalmente al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera. È quindi necessario valutare, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali, gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo.

6.2.4.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE). A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili (Cd) e le prestazioni attese.

La verifica agli stati limite di esercizio ***implica l'analisi del problema di interazione terreno - struttura,*** al termine della costruzione e nel tempo, secondo quanto disposto al paragrafo § 2.2.2. Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \qquad [6.2.7]$$

dove

Ed e il valore di progetto dell'**effetto delle azioni** nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3 (ad es. il cedimento da noi calcolato in funzione delle azioni di progetto)

Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (fornito dallo strutturista).

Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione e di tutte le costruzioni che interagiscono con le opere geotecniche in progetto, tenendo conto della durata dei carichi applicati.

6.2.5. IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE (come nelle NTC08)

La progettazione può fare ricorso anche al **metodo osservazionale**, ***nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geologica e geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase di esecuzione dell'opera.***

Nell'applicazione di tale metodo si deve utilizzare il seguente procedimento:

− devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;

− si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;

− devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;

− deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.

Giustificazione per l'utilizzo :
incertezze risolvibili solo durante la fase esecutiva

METODO OSSERVAZIONALE

Modalità :

1. Si devono **individuare** alcune **grandezze significative**

2.Definire i **limiti di accettabilità** di tali grandezze

3. **Accettabilità della soluzione prevista** in relazione ai limiti del punto 2

4. **Monitoraggio** in corso d'opera.

Limiti di accettabilità

I **Limiti di accettabilità** si riferiscono ai valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso struttura-terreno

6.2.6. MONITORAGGIO DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO

Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi consiste nella:

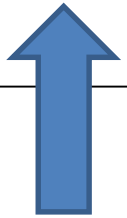
- installazione di un'appropriata strumentazione;

- misura di grandezze fisiche significative quali spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali - prima, durante e/o dopo la costruzione del manufatto.

Il monitoraggio ha lo scopo di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo.

Nell'ambito del **metodo osservazionale**, **il monitoraggio** ha lo scopo di confermare la validità della soluzione progettuale adottata o, in caso contrario, di individuare la più idonea tra le altre soluzioni previste in progetto.

Se previsto, il programma di monitoraggio deve essere definito e illustrato nella relazione geotecnica.



6.3 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

Le presenti norme si applicano allo studio delle condizioni di stabilità dei **pendii naturali**, **anche in presenza di azioni sismiche** (§ 7.11.3.5) e ***al progetto, alla esecuzione e al controllo degli interventi di stabilizzazione***.

PENDIO NATURALE

Analisi di stabilità utilizzando metodi classici, con l' uso dei parametri caratteristici k riferiti all'eventuale cinematismo, ma senza l'adozione di Approcci di progetto

τs **resistenza al taglio disponibile**

$$Fs = \tau s / \tau m$$

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

6.3.1. PRESCRIZIONI GENERALI

Lo studio della stabilità dei pendii naturali richiede osservazioni e rilievi di superficie, raccolta di notizie storiche sull'evoluzione dello stato del pendio e su eventuali danni subiti dalle strutture o infrastrutture esistenti, la constatazione di movimenti eventualmente in atto e dei loro caratteri geometrici e cinematici, la raccolta dei dati sulle precipitazioni meteoriche, sui caratteri idrogeologici della zona e sui precedenti interventi di consolidamento. **Le verifiche di sicurezza, anche in relazione alle opere da eseguire, devono essere basate su dati acquisiti con specifiche indagini geotecniche.**

Circolare: C6.3.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Nel caso della stabilità dei **pendii naturali** che siano **interessati da movimenti franosi**, potenziali o in atto, la cui scala di riferimento sia quella del singolo pendio, vale quanto nel seguito riportato.

Nello studio delle condizioni di stabilità dei pendii naturali sono presi in considerazione almeno i seguenti fattori: – caratteristiche geologiche; – caratteristiche morfologiche; – proprietà fisiche e meccaniche dei terreni costituenti il pendio; – regime delle pressioni interstiziali e delle pressioni dell'acqua nelle discontinuità eventualmente presenti; – peso proprio e azioni applicate sul pendio; – regime delle precipitazioni atmosferiche; – sismicità della zona. A tal fine sono presi in considerazione i seguenti fattori (aspetti principali): − le caratteristiche geologiche e gli assetti geologico-strutturali del sito; − gli assetti geomorfologici e l'evoluzione morfologica; − la sismicità dell'area e le evidenze di fenomeni di instabilità pregressi sismo-indotti; − le condizioni climatiche ed in particolare la distribuzione nel tempo degli eventi meteorici significativi; − gli assetti idrogeologici; − il regime idrico superficiale; − le caratteristiche geometriche del pendio − le caratteristiche cinematiche della frana; − il regime delle pressioni interstiziali; − le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e delle rocce costituenti il pendio e quelle che caratterizzano le discontinuità. **A questo fine deve essere predisposta una serie di indagini, anche distribuite nel tempo, per identificare, come verrà più dettagliatamente illustrato nel seguito, il modello geologico di riferimento e i modelli geotecnici necessari per le verifiche di sicurezza e per la progettazione degli interventi.**

La sequenza delle indagini e la scelta della relativa strumentazione di indagine e di controllo devono conseguire da osservazioni e rilievi di carattere preliminare che permettano di definire il tipo di frana, in atto o potenziale, e il suo stato attuale. A questo fine è utile acquisire innanzitutto i dati già disponibili, qualora esistano, riguardanti l'evoluzione della frana e gli eventuali effetti sui manufatti esistenti.
Le indagini e gli accertamenti devono essere rivolti dapprima all'individuazione dei caratteri geometrici e cinematici della frana, con scelte calibrate in base al tipo di fenomeno e al suo stato. Devono essere inoltre finalizzati anche alla ricostruzione litostratigrafica del versante e alla caratterizzazione geotecnica dei terreni e degli ammassi rocciosi coinvolti nel fenomeno franoso. **Tra le indagini assumono interesse preminente, per la marcata influenza che tale aspetto ha spesso sulle condizioni di stabilità, quelle finalizzate alla ricostruzione del regime delle pressioni interstiziali, da perseguire alla luce dell'inquadramento idrogeologico del sito, con strumentazione adatta a misure puntuali e all'impiego nei terreni in studio. La stabilità di un versante è infatti spesso controllata dal regime delle pressioni interstiziali e dalle sue variazioni nel tempo; tali variazioni non richiedono necessariamente la presenza di flussi di acqua significativi.**

6.3.2. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

Il modello geologico di riferimento (MGR) deve rappresentare le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, geologico-strutturali e idrogeologiche, con particolare riguardo alla genesi delle forme e dei processi, dei diversi litotipi, dell'ambiente deposizionale, del metamorfismo delle rocce, degli stili tettonici e geologico-strutturali dell'area; deve riconoscere e descrivere le criticità di natura geologica in relazione ai possibili processi di instabilità.

(Ndr.: L'aspetto geologico per i pendii nella Norma si esaurisce in 5 righe. Si recupera nella Circolare con la Progettazione Geologica)

Circolare: C6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO (Ndr: PROGETTAZIONE GEOLOGICA)

Lo studio geologico di un pendio naturale, finalizzato alla valutazione delle condizioni di stabilità, consiste nella definizione dell'assetto lito-strutturale, geomorfologico e idrogeologico del versante al fine di identificare i meccanismi e i cinematismi di rottura attuali o potenziali, nonché le possibili cause.

Con tali riferimenti viene definito **l'ambito geomorfologico significativo** che 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 morfo-evolutivi di versante/fondovalle possano interferire direttamente o indirettamente con l'area d'interesse.(PROGETTAZIONE GEOLOGICA)

L'obiettivo dello studio geologico di un versante è, pertanto, quello di costruire un modello geologico 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. La ricostruzione dell'assetto litostratigrafico e strutturale del versante deve integrare, in una specifica modellazione, sia rilievi di superficie sia indagini specifiche del sottosuolo. L'evoluzione di un versante naturale, e di conseguenza anche la sua stabilità, può essere condizionata da situazioni geologiche locali non riportate nella cartografia geologica o non visibili in superficie, che richiedono, quindi, una caratterizzazione geologica di dettaglio.

Pertanto, dovrà essere posta particolare attenzione:

- **alla presenza di specifici assetti che inducono condizioni di suscettibilità a movimenti franosi;**
- **alla presenza e alla giacitura di intercalazioni anche sottili di litotipi a minore resistenza;**
- **alla sovrapposizione stratigrafica o tettonica di litotipi con differenti caratteristiche litologiche, idrogeologiche e geostrutturali;**
- **al grado di alterazione degli ammassi rocciosi;**
- **all'esistenza di discontinuità ad elevata persistenza ed all'eventuale materiale di riempimento.**

Nel caso di presenza di eventi di frana nell'area di specifico interesse, i dati scaturenti dalle attività di indagine, sia di superficie sia in profondità, dovranno condurre ad una dettagliata ricostruzione dell'evento nelle tre dimensioni attraverso specifiche planimetrie (carta della frana) e sezioni illustrative.

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.

6.3.3. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO (Ndr: il geotecnico non geologo produrrebbe la stratigrafia!)

Tenendo conto del modello geologico ed evolutivo del versante, devono essere programmate specifiche indagini per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e dell'ammasso roccioso, finalizzate alla definizione del modello geotecnico sulla base del quale effettuare lo studio delle condizioni di stabilità nonché al progetto di eventuali interventi di stabilizzazione.

Le indagini devono effettuarsi secondo i seguenti criteri:

– la superficie del pendio deve essere definita attraverso un ***rilievo plano-altimetrico in scala adeguata ed esteso ad una zona sufficientemente ampia a monte e valle*** del pendio stesso;

– **lo studio geotecnico** ***deve definire la*** **successione stratigrafica** e le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi, l'entità e la distribuzione delle pressioni interstiziali nel terreno e nelle discontinuità, degli eventuali spostamenti plano-altimetrici di punti in superficie e in profondità.

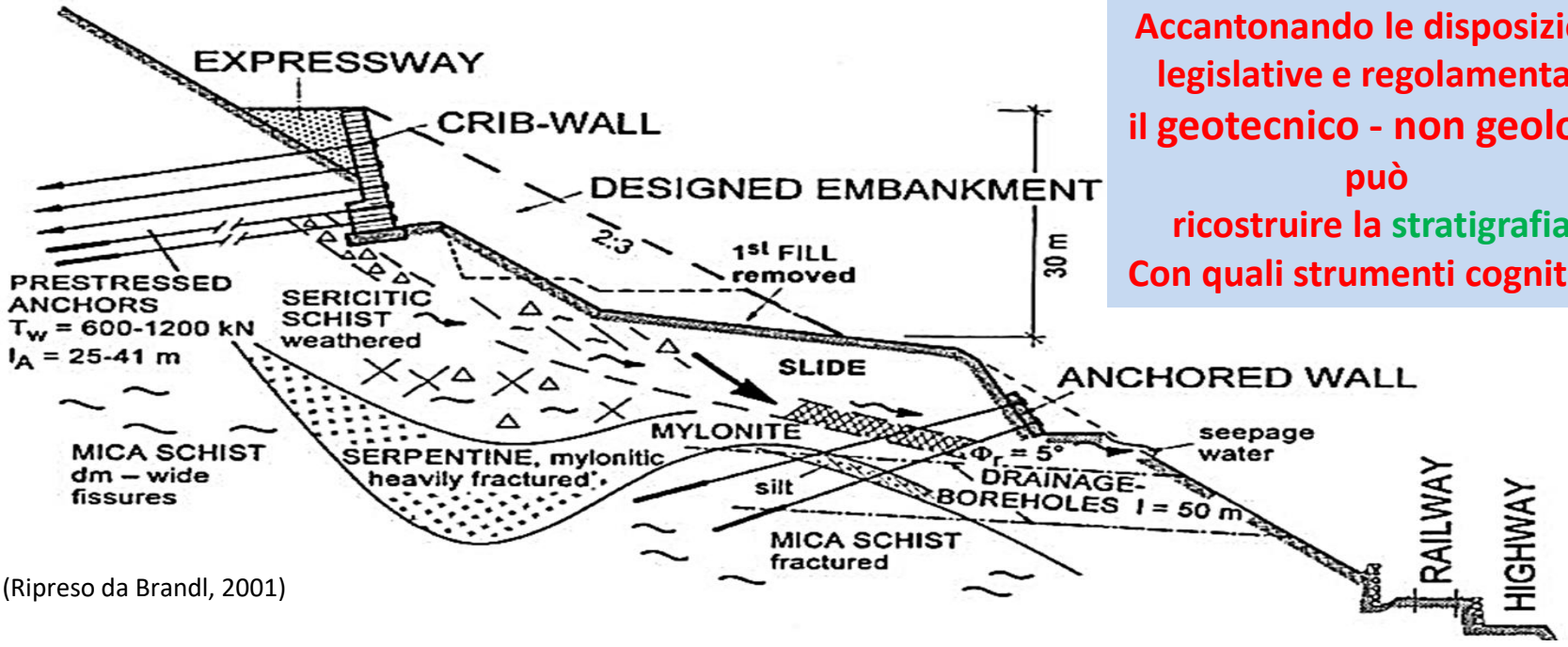
La scelta delle tipologie di indagine e misura, dell'ubicazione del numero di verticali da esplorare, della posizione e del numero dei campioni di terreno da prelevare e sottoporre a prove di laboratorio dipende dall'estensione dell'area, dalla disponibilità di informazioni provenienti da precedenti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

Il numero minimo di verticali di indagine e misura deve essere tale da permettere una descrizione accurata della **successione stratigrafica** dei terreni interessati da cinematismi di collasso effettivi 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.

La profondità e l'estensione delle indagini devono essere fissate in relazione alle caratteristiche geometriche del pendio, ai risultati dei rilievi di superficie, nonché alla più probabile posizione della eventuale superficie di scorrimento.

Tutti gli elementi raccolti devono permettere la definizione di un **modello geotecnico di sottosuolo** (vedi § 6.2.2) che tenga conto della **complessità geologica**, della **situazione stratigrafica** e **geotecnica**, della presenza di discontinuità e dell'evidenza di movimenti pregressi e **al quale fare riferimento per le verifiche di stabilità e per il progetto degli eventuali interventi di stabilizzazione**.

Esempio di complessità geologica, geomeccanica e strutturale



(Ripreso da Brandl, 2001)

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

Circolare: C6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

Tenendo conto del modello geologico di riferimento, lo studio geotecnico di un pendio è finalizzato all'identificazione del suo modello geotecnico ed implica:

- la definizione dei caratteri geometrici e cinematici dell'eventuale corpo di frana che possa interferire con opere esistenti o in progetto;
- l'acquisizione dei dati necessari alle analisi, quali le caratteristiche meccaniche e idrauliche dei terreni o delle rocce presenti;
- la valutazione del comportamento delle discontinuità e del regime delle pressioni interstiziali.

Ricostruito il modello geotecnico del pendio, lo studio geotecnico si completa con la valutazione delle condizioni di stabilità attuali e future, in relazione alla realizzazione di nuovi manufatti e in base anche alle possibili evoluzioni delle condizioni climatiche e ambientali, con il dimensionamento degli eventuali interventi di stabilizzazione e la programmazione del piano di monitoraggio. Nel caso di pendii costituiti da terreni, le verticali di indagine devono essere preferibilmente allineate lungo una o più sezioni longitudinali del pendio ed essere opportunamente spaziate per ottenere informazioni sufficienti lungo tutta l'estensione del pendio e nell'ambito delle profondità significative per il fenomeno in atto o potenziale. Per i pendii in frana attiva, le indagini devono definire la posizione e la forma della superficie di scorrimento. A tal fine si deve provvedere alla misura degli spostamenti in superficie e in profondità. Queste misure devono permettere la determinazione dell'entità degli spostamenti e del loro andamento nel tempo, da porre eventualmente in relazione al regime delle pressioni interstiziali e a quello delle precipitazioni atmosferiche. Gli spostamenti in profondità devono essere riferiti a quelli misurati in superficie, avendo cura, ad esempio, di eseguire il rilievo topografico della testa degli inclinometri ogni volta che si effettuino le corrispondenti misure.

La caratterizzazione geotecnica del pendio richiede la determinazione sperimentale delle proprietà meccaniche e idrauliche dei terreni attraverso prove in situ e in laboratorio. In presenza di terreni a grana fina, le prove di laboratorio sono soprattutto necessarie per la determinazione dei parametri di resistenza**. La definizione del modello geotecnico può essere utilmente orientata a seconda che si sia in presenza di una frana o di un pendio naturale del quale occorra valutarne la stabilità. Nel primo caso, il riconoscimento della superficie di scorrimento fornisce indicazioni essenziali per l'ubicazione dei piezometri. Inoltre, poiché il fenomeno in atto comporta il valore unitario del coefficiente di sicurezza, tramite delle analisi a ritroso è possibile calibrare i valori dei parametri di resistenza del terreno compreso nella fascia di scorrimento**. **Nel secondo caso**, invece, questa calibrazione non è possibile, essendo incognito il coefficiente di sicurezza, e **la scelta dei valori dei parametri di resistenza non può che scaturire dall'interpretazione dei risultati delle prove di laboratorio e di quelle in sito**. Il regime idrico, superficiale e profondo, gioca un ruolo molto importante sulla stabilità di un pendio perché la sua conoscenza permette di definire le condizioni idrauliche al contorno nell'identificazione della rete idrodinamica. Il regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo deve essere ricostruito con adeguata approssimazione mediante misure puntuali effettuate con piezometri, da posizionare tenendo conto che una distribuzione disomogenea della permeabilità può influenzare apprezzabilmente la rete idrodinamica con notevoli riflessi sulla distribuzione delle pressioni interstiziali e quindi sulle condizioni di stabilità del pendio. A questo fine, è in genere appropriato l'impiego di piezometri a circuito aperto tipo Casagrande, purché si tenga opportunamente conto della loro prontezza, utili anche per la valutazione in sito delle caratteristiche di permeabilità dei terreni.

Piezometri a circuito chiuso, con registrazione automatica delle misure, possono essere impiegati in situazioni di particolare importanza e complessità, che richiedano un monitoraggio protratto a lungo nel tempo. I piezometri devono essere installati in posizioni opportunamente scelte in relazione alle caratteristiche geometriche e stratigrafiche del pendio e alla posizione presunta della superficie di scorrimento, potenziale o effettiva. Per rilevare le variazioni del regime delle pressioni interstiziali nel tempo è necessario effettuare il rilievo per un periodo di tempo di durata significativa. La ricostruzione del regime idrico nelle zone di sottosuolo non saturo implica in genere misure tensiometriche. Alcuni tipi di frane, quali le colate di fango indotte da fenomeni meteorologici intensi o persistenti in terreni non saturi, con attivazione pressoché immediata ed effetti talvolta catastrofici devono essere studiati con riferimento a specifici ed appropriati modelli interpretativi. **Nei pendii in roccia** si devono effettuare rilievi della struttura dell'ammasso roccioso con individuazione delle principali discontinuità, definite da posizione, giacitura e persistenza. Si deve procedere, poi, alla caratterizzazione meccanica della resistenza a taglio delle discontinuità, che è influenzata dalla rugosità della superficie, dalla resistenza a compressione della roccia in prossimità della superficie stessa, dalla presenza di materiale di riempimento, e così via.

6.3.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto del tipo di frana e dei possibili cinematismi, considerando forma e posizione della eventuale superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi e il regime delle pressioni interstiziali.

Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini.

Negli altri casi, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

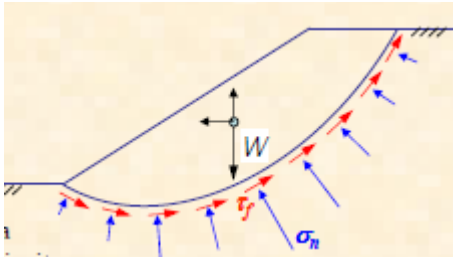
Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e la tensione di taglio agente lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i *parametri geotecnici*, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le *azioni*, presi con il loro valore caratteristico.

Coefficiente di sicurezza dei pendii naturali

Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come **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.**

$$Fs = \tau s / \tau m$$



τs resistenza al taglio disponibile

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

L'adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve comunque essere giustificata sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, ***nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.***

Le NTC18 suggeriscono solo l'uso dei parametri caratteristici per i pendii naturali.
Poiché il volume interessato da una frana è notevole, secondo le Istruzioni del CSLP, ***i valori caratteristici sono prossimi ai valori medi.***

Circolare: C6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza si eseguono utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza congruenti con lo stato e l'evoluzione del cinematismo della frana, facendo riferimento, nelle situazioni più frequenti, ai valori dei parametri di resistenza di post-picco o, nel caso di possibile riattivazione di frane preesistenti, ai valori residui.

Il coefficiente di sicurezza è definito dal rapporto tra la resistenza unitaria al taglio disponibile lungo la superficie di scorrimento (esistente o potenziale) e lo sforzo di taglio mobilitato lungo di essa. Il suo valore minimo deve essere scelto e motivato dal progettista in relazione al livello di affidabilità dei dati acquisiti, alla validità del modello di calcolo utilizzato, nonché al livello di protezione che si vuole garantire e che è funzione delle conseguenze di un eventuale fenomeno franoso. **È necessario inoltre adottare valori cautelativi delle pressioni interstiziali nelle verifiche di sicurezza**. Le verifiche devono essere eseguite anche per le combinazioni sismiche previste dalle NTC, secondo quanto disposto nel § 7.11 delle NTC stesse.

6.3.5. INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Il progetto degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la descrizione completa dell'intervento, **l'influenza delle modalità costruttive sulle condizioni di stabilità, il piano di monitoraggio** e un significativo piano di gestione e controllo nel tempo della funzionalità e dell'efficacia dei provvedimenti adottati.

In ogni caso devono essere definiti l'entità del miglioramento delle condizioni di sicurezza del pendio e i criteri per verificarne il raggiungimento.

La scelta delle più idonee tipologie degli interventi di stabilizzazione deve tener conto delle cause promotrici della frana, del meccanismo di collasso ipotizzato o in atto, dei suoi caratteri cinematici e del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo. Il progetto degli interventi deve essere basato su specifici modelli geotecnici di sottosuolo.

L'adeguatezza del margine di sicurezza raggiunto per effetto degli interventi di stabilizzazione deve essere giustificato dal progettista.

Circolare: C6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Nel dimensionamento degli interventi di stabilizzazione **devono essere valutate le condizioni di stabilità iniziali, prima dell'esecuzione dell'intervento**, **e quelle finali, ad intervento eseguito**, **in modo da valutare l'incremento del margine di sicurezza rispetto al cinematismo di collasso critico potenziale o effettivo**. In dipendenza della tipologia di intervento deve essere valutata l'evoluzione temporale dell'incremento del coefficiente di sicurezza nel tempo, per garantire il raggiungimento di condizioni di stabilità adeguate in tempi compatibili con i requisiti di progetto. **In ogni caso, le condizioni di stabilità devono essere verificate non solo lungo il cinematismo di collasso critico originario, ma anche lungo possibili cinematismi alternativi che possano innescarsi a seguito della realizzazione dell'intervento di stabilizzazione.**

Se un pendio è interessato da una nuova costruzione, il progettista deve verificare la stabilità del pendio prima della realizzazione dell'opera, quantificandone il coefficiente di sicurezza nelle condizioni più critiche. Se in queste condizioni il valore del coefficiente di sicurezza è giudicato adeguato alla nuova costruzione si procede alle verifiche dell'opera, valutandone anche la stabilità globale secondo quanto prescritto nel §6.8.2.

Il progettista deve poi rianalizzare la stabilità del pendio tenendo conto della presenza della nuova costruzione e controllando che il valore del coefficiente di sicurezza non risulti inferiore al valore ottenuto con l'analisi effettuata prima della costruzione dell'opera. In caso contrario, è necessario predisporre interventi di stabilizzazione del pendio per riportarne il margine di sicurezza finale almeno pari a quello precedente la realizzazione della nuova opera.

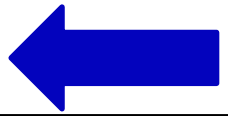
Nel caso di frane di ampie dimensioni, per le quali non sempre è possibile giungere alla stabilizzazione, gli interventi possono essere progettati con il fine di rallentare l'evoluzione dei fenomeni in atto. In tal caso, l'efficacia di un intervento sul pendio deve essere valutata in termini di riduzione della pericolosità. Poiché l'obiettivo finale è la mitigazione del rischio per la vita umana e per le proprietà, in alcuni casi possono essere concepiti interventi di protezione (reti paramassi, vasche di accumulo, ecc.), che non incidono sulla pericolosità dell'evento franoso ma sulla protezione di persone e cose.

6.3.6. CONTROLLI E MONITORAGGIO

Il monitoraggio di un pendio o di una frana interessa le diverse fasi che vanno dallo studio al progetto, alla realizzazione e gestione delle opere di stabilizzazione e al controllo della loro funzionalità e durabilità. Esso è riferito principalmente agli spostamenti di punti significativi del pendio, in superficie e/o in profondità, al controllo di eventuali manufatti presenti e alla misura delle pressioni interstiziali, da effettuare con periodicità e durata tali da consentire di definirne le variazioni periodiche e stagionali.

Il controllo dell'efficacia degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la definizione delle soglie di attenzione e di allarme e dei provvedimenti da assumere in caso del relativo superamento.

(**Ndr**: Per i valori del **Fattore di sicurezza da raggiungere con il versante consolidato non vi è una specifica richiesta normativa (6.3 – Stabilità dei pendii naturali; 6.9 - Miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce). Se si inseriscono paratie o muri di sostegno per il consolidamento, si applicano le relative modalità per la verifica di stabilità globale (FS = γR)).**



(v. Tabella pag. 204)

Circolare: C6.3.6 CONTROLLI E MONITORAGGIO

Il piano dei controlli e di monitoraggio dei pendii è parte integrante del piano di indagini ed è uno strumento essenziale per validare le ipotesi sulla sicurezza del pendio e l'efficacia degli interventi di stabilizzazione. In situazioni particolari, il monitoraggio continuo del pendio è funzionale alla gestione della sicurezza dei manufatti presenti e rappresenta un metodo per la mitigazione del rischio rispetto ai fenomeni di instabilità per frana. Il primo obiettivo del monitoraggio è quello di fornire un quadro di riferimento del comportamento del pendio prima di attuare un intervento di stabilizzazione. Si dovranno a questo fine installare dispositivi che permettano di misurare l'evoluzione di grandezze fisiche significative quali spostamenti, superficiali e profondi, e pressioni interstiziali. Le misure dovranno essere messe in relazione con i dati di natura meteoclimatica resi disponibili da stazioni di osservazione presenti nella zona, ovvero installate appositamente. Quando possibile, il monitoraggio del pendio si avvale delle informazioni sullo stato di deformazione e/o fessurazione di manufatti presenti. In tal caso è necessario conoscere l'organizzazione strutturale del manufatto con particolare riferimento alla tipologia e profondità delle fondazioni.

Quando possibile, il monitoraggio del pendio si avvale delle informazioni sullo stato di deformazione e/o fessurazione di manufatti presenti. In tal caso è necessario conoscere l'organizzazione strutturale del manufatto con particolare riferimento alla tipologia e profondità delle fondazioni.

Il controllo del pendio nel corso del tempo ed a seguito di un intervento di stabilizzazione si esegue attraverso il monitoraggio delle grandezze fisiche significative ai fini della mitigazione del rischio di instabilità o di danneggiamento dei manufatti e dei beni esistenti.

Tipiche grandezze fisiche da monitorare sono:

- ***parametri ambientali (piogge, temperatura, neve);***
- ***accelerazioni sismiche al suolo;***
- ***pressioni interstiziali e suzioni (nei terreni insaturi)***
- ***spostamenti assoluti di punti sulla superficie e in profondità***
- ***spostamenti relativi tra punti interni ad un eventuale corpo di frana***
- ***deformazioni di elementi strutturali.***

Il sistema di controllo da mettere in opera dovrà essere progettato in relazione alla pericolosità del fenomeno e al rischio ad essa connesso. Il rischio deve poi essere differenziato tra rischio per le cose e rischio per la vita umana. Quest'ultimo è anche funzione della velocità di sviluppo dell'evento franoso. Pertanto, nei casi di fenomeni di crollo potenziale, per limitare il rischio per la vita umana il monitoraggio dovrà essere continuo. La tipologia dei fenomeni franosi attesi condiziona la frequenza e le modalità di misura. Tenuto conto della particolarità dell'ambiente fisico in cui si deve svolgere il monitoraggio, la disposizione della strumentazione ed il numero dei sensori dovranno essere scelti in base a principi di ridondanza ed affidabilità del sistema complessivo.

Modalità di bonifica e consolidamento di un versante **in relazione alle NTC18 e alla Circolare n.7/2019 C.S.LL.PP.**		**- 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 $Fs = ts / tm$
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 $Fs = ts / tm$
	Incremento delle forze resistenti	**DA1 – C2** **(A2+M2+R2)**
TECNICHE DI INGEGNERIA NATURALISTICA a) Inerbimenti b) Gradonate con talee o piantine c) Viminate d) Grate	Ricostituzione copertura vegetale. Contributi all'incremento di forze resistenti.	Nessun Approccio Uso dei parametri caratteristici k $Fs = ts / tm$

SINTESI DEGLI ELEMENTI BASILARI

Modello Geologico di Riferimento

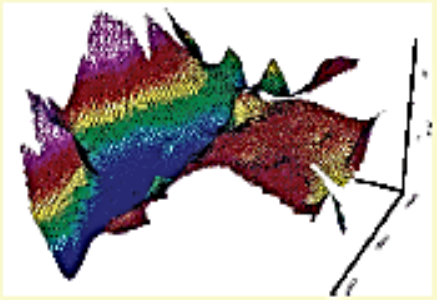
Rilevamento geologico e geomorfologico

Modellazione sismica s.l.

Modello geotecnico

Sondaggi con campionamento

Indagini geofisiche

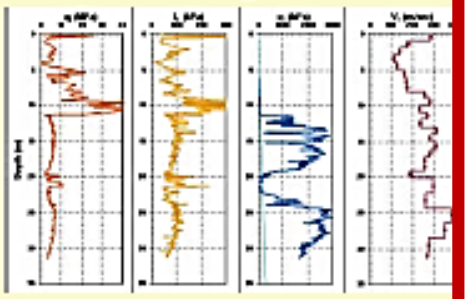


Valutazione dei parametri costitutivi

D_{50}, U, γ, e_0, OCR, K_0, ν, E, ϕ', c', k, c_v, ... G_0, D, γ

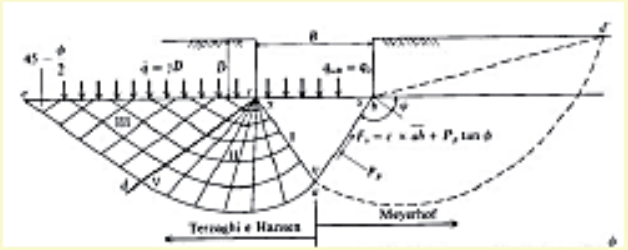
Prove di laboratorio

Prove in posto

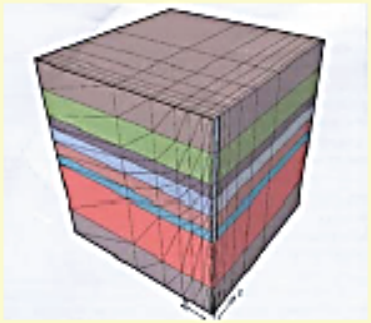


Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

Metodi analitici



Metodi numerici



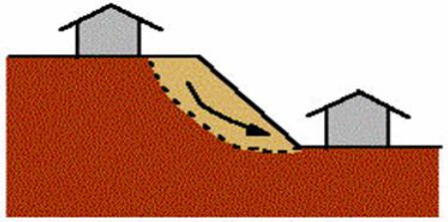
Metodo Osservazionale e/o Monitoraggio

(Ripresa da Simonini, 2008 e modificata)

6.4. OPERE DI FONDAZIONE

6.4.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.



Nel caso di opere situate su pendii
o in prossimità di pendii naturali o **artificiali**
deve essere verificata anche **la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.**

Devono essere valutati gli **effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.**

Nel caso di **fondazioni su pali**, le **indagini** devono essere **dirette** anche **ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e al regime delle pressioni interstiziali.**

Circolare: C6.4 OPERE DI FONDAZIONE

Le fondazioni sono distinte in fondazioni superficiali, o dirette (ad es.: plinti, travi, platee), e fondazioni profonde (ad es.: pali, pozzi, cassoni).

C6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La progettazione delle opere di fondazione deve essere svolta contestualmente a quella delle strutture in elevazione, tenendo conto delle condizioni geotecniche e delle prestazioni richieste alla costruzione nel suo complesso. Il progetto delle fondazioni prevede le sequenze progettuali evidenziate nel §6.2 che vanno dalla scelta del sistema di fondazione, alla pianificazione delle indagini e delle prove per la caratterizzazione meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, definito **nel §6.2.2 delle NTC**, **alle analisi e al dimensionamento geotecnico delle opere, nonché alle analisi eseguite per la verifica delle condizioni di sicurezza e per la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno**.

In relazione alle diverse fasi sopraccitate occorre almeno considerare:

a) Terreni di fondazione:

- **Profondità del volume significativo** Nel caso di fondazioni superficiali la **profondità da raggiungere con le indagini** può essere dell'ordine di b÷2b, dove b è la lunghezza del lato minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta del manufatto. Nel caso di fondazioni su pali, la profondità, considerata dall'estremità inferiore dei pali, può essere dell'ordine di 0.5b÷b. Profondità maggiori dovranno essere indagate in presenza di terreni molto compressibili o di cavità o per costruzioni molto sensibili ai cedimenti assoluti e differenziali

- Stratigrafia, e grandezze fisiche e meccaniche dei terreni nel volume significativo.

b) Opere in progetto: - dimensioni dell'opera;

- caratteristiche della struttura in elevazione, con particolare riferimento ai possibili cedimenti differenziali;

- sequenza cronologica con la quale vengono costruite le varie parti dell'opera (**fasi costruttive**);

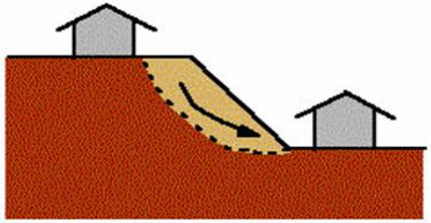
- distribuzione, intensità o variazione nel tempo dei carichi trasmessi in fondazione, distinguendo i carichi permanenti dai sovraccarichi, e questi, a loro volta, in statici e dinamici.

c) Fattori ambientali:

- caratteri morfologici del sito;
- deflusso delle acque superficiali;
- presenza o caratteristiche di altri manufatti (edifici, canali, acquedotti, strade, muri di sostegno, gallerie, ponti, ecc.) esistenti nelle vicinanze o dei quali è prevista la costruzione.

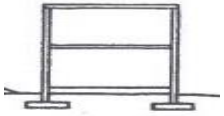
Qualora non si adotti un'unica tipologia di fondazione per tutto il manufatto, si deve tenere conto dei diversi comportamenti dei tipi di fondazione adottati, in particolare per quanto concerne i cedimenti. Nel caso di opere in alveo e a mare, o in bacini naturali e artificiali caratterizzati dalla presenza di correnti e/o moto ondoso, è necessario considerare la configurazione e la possibile evoluzione del fondo oltre ai fenomeni erosivi localizzati in dipendenza del regime delle acque e delle caratteristiche dei terreni e del manufatto. Particolare attenzione deve essere posta nel progetto di opere contigue ad altre costruzioni. In questi casi è necessaria la valutazione degli effetti indotti dalla nuova opera sulle costruzioni preesistenti, in tutte le fasi della sua realizzazione. Nel caso in cui siano previsti scavi per impostare le nuove fondazioni si dovrà porre ulteriore attenzione alla scelta e al dimensionamento degli scavi e delle opere di sostegno, per limitare gli spostamenti del terreno circostante.

La progettazione di manufatti in pendii in frana, per i quali non è possibile una diversa localizzazione, o la verifica di manufatti esistenti, richiede la valutazione delle azioni trasmesse dai terreni in movimento al manufatto e alla sua fondazione.



A tal fine è necessario definire le caratteristiche geometriche e cinematiche dei dissesti in conformità a quanto indicato nel § 6.3 delle NTC. Il dimensionamento geotecnico delle fondazioni deve essere effettuato con riferimento ai modelli geotecnici del volume significativo definiti per i diversi stati limite considerati. Per tutti i sistemi di fondazione, l'applicazione del metodo degli stati limite richiede necessariamente sia le verifiche agli stati limite ultimi sia le verifiche agli stati limite di esercizio.

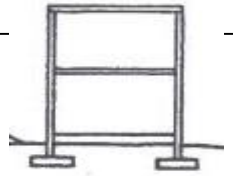
Gli stati limite ultimi delle fondazioni si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono la fondazione stessa (STR).



Per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni (SLU), nelle presenti Norme, è considerato il solo Approccio 2 richiamato nel § C6.2.4 della presente Circolare. (A1+M1+R3)

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

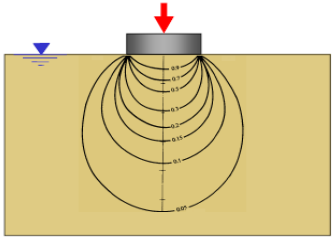
La *profondità del piano di posa della fondazione* deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.



Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1.



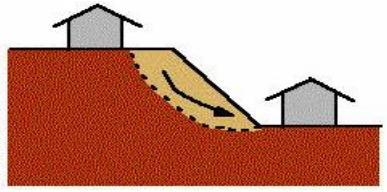
6.4.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo

sia a breve che a lungo termine

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di **meccanismi di collasso** determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di **fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali** deve essere effettuata la ***verifica*** anche con riferimento alle ***condizioni di stabilità globale del pendio***, ***includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni*** **(A2+M2+R2)**



(Ndr: quindi opere ingegneristiche lungo, in prossimità o sotto un pendio → DA1-C2 (A2+M2+R2).

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

-***SLU di tipo geotecnico (GEO)***

- **collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno*** } **solo** (***A1+M1+R3***)
- **collasso per scorrimento sul piano di posa*** }

(**NEW**) **Non si sceglie tra DA1 e DA2**

- **stabilità globale** (**fondazione su pendio**)** ⟶ **(A2+M2+R2)**

-SLU di tipo strutturale (STR) **DA2** (***A1+M1+R3***) **con** γ**R3 = 1**

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Le verifiche** devono essere effettuate applicando l' **Approccio 2**: **Combinazione Unica** (A1+M1+R3***) (**STRU-GEO**) tenendo conto dei valori dei **coefficienti parziali** riportati nelle Tab. **6.2.I, 6.2.II (per azioni e parametri)** e **6.4.I (per le resistenze globali R3).**

****La **verifica di stabilità globale** deve essere effettuata **obbligatoriamente** secondo l'***Approccio 1* - Combinazione 2 (A2+M2+R2)**

tenendo conto dei ***coefficienti parziali*** riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le ***azion***i e i *parametri geotecnici* e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali **[** γ**R2 = 1.1]** .

Nelle **verifiche** effettuate **con l'Approccio 2** che siano **finalizzate al dimensionamento strutturale(STR)**, il **coefficiente** γ_R **non deve essere portato in conto R3 = R1=1.**

NTC18

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	$\gamma_R = 1,1$

FONDAZIONI SUPERFICIALI

NTC08

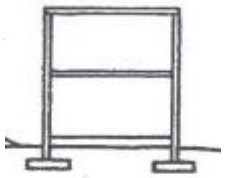
Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

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

Per carico limite e scorrimento

New → **DA2** ←

(A1+M1+R3)



6.4.2.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Si devono calcolare i valori degli ***spostamenti*** e delle ***distorsioni*** per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2 NTC), nel rispetto della condizione (6.2.7), calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le **verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi (SLU)**.

$$Cd \geq Ed$$

Circolare: C6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Criteri di progetto

È opportuno che i piani di posa di tutte le fondazioni di uno stesso manufatto siano posti alla stessa quota. Ove ciò non sia possibile, le fondazioni adiacenti, appartenenti o non ad un unico manufatto, dovranno essere verificate tenendo conto della reciproca influenza e della configurazione dei piani di posa. Le fondazioni situate nell'alveo o nelle golene di corsi d'acqua possono essere soggette allo scalzamento e devono perciò essere adeguatamente difese e approfondite. Analoga precauzione deve essere presa nel caso delle opere marittime. Per le verifiche sotto azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al §7.11.5.3.1 Nel progetto si deve tenere conto della presenza di sottoservizi e dell'influenza di questi sul comportamento del manufatto. Nel caso di reti idriche e fognarie occorre particolare attenzione ai possibili effetti derivanti da immissioni o perdite di liquidi nel sottosuolo.

C6.4.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

NOTA: Nella condizione di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite del complesso terreno-fondazione.

La resistenza di progetto a carico limite è funzione delle caratteristiche di resistenza del

terreno di fondazione, di fattori geometrici (profondità del piano di posa, dimensioni della fondazione, inclinazione del piano di posa e della superficie limite, ecc.), delle condizioni di drenaggio (condizioni non drenate o condizioni drenate), della presenza della falda idrica, di caratteristiche dell'azione di progetto (inclinazione e eccentricità), del meccanismo di raggiungimento della condizione ultima (rottura generale, punzonamento) e così via. Nello stato limite di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione. Per fondazioni massicce (pozzi, blocchi di ancoraggio, ecc.) a diretto contatto con le pareti di scavo, eventualmente sostenute da paratie o palancolate, nella verifica allo scorrimento si può tenere conto della resistenza al taglio mobilitata lungo le pareti parallele all'azione di progetto, oltre che della spinta attiva e della resistenza passiva parallele alla stessa azione.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI GEOTECNICI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) per la stabilità globale l'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A2+M2+R2) dell'approccio DA1, tenendo conto dei coefficienti parziali, riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II, dei gruppi A2 per le azioni di progetto derivanti dalle analisi strutturali ed M2 per i parametri di resistenza del terreno; la resistenza globale del sistema deve essere ridotta tramite i coefficienti γR del gruppo R2 riportati nella tabella §6.8.I (γR2 =1,1). Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'approccio 2. L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno **(M1)** sono **unitari**, i coefficienti parziali sulle azioni **(A1)** sono indicati dalla **tabella 6.2.I** e la **resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γR del gruppo R3 riportati in tab. 6.4.I.**

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI STRUTTURALI

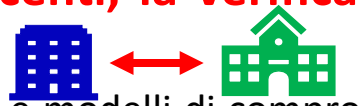
Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi di fondazione. **Si deve fare riferimento all'approccio DA2 con la Combinazione (A1+M1+R3), assumendo γR =1.**

C6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

La scelta e il dimensionamento del sistema di fondazione deve scaturire anche dalla verifica, che gli spostamenti del terreno, assoluti e differenziali, immediati e differiti nel tempo, siano compatibili con la costruzione in progetto.

(Ndr: *come si configura questo passaggio con la tempistica geotecnica prima enunciata, che mette al primo posto la scelta del tipo di fondazione prima delle indagini; v.* C6 ?)

Nel caso in cui la nuova costruzione possa influire sul comportamento statico e/o sulla funzionalità di manufatti adiacenti, la verifica suesposta deve essere estesa a questi ultimi.



A questi fini, devono essere impiegati metodi e modelli di comprovata validità per la valutazione del campo di spostamenti del terreno indotti dalla costruzione in progetto. Conseguentemente, il modello geotecnico di sottosuolo deve comprendere la caratterizzazione della rigidezza dei terreni, valutata in corrispondenza delle deformazioni attese, e, nei terreni a grana fina, anche delle caratteristiche di compressibilità e permeabilità. Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari.

Esempio di calcolo per fondazione superficiale

Verifiche geotecniche NTC 2018

Sollecitazione verticale e baricentrica	
Carico permanente sfavorevole	**G1** = 2500 kN
Carico variabile sfavorevole	**Qk1** = 300 kN
Fondazione superficiale : plinto quadrato	B = 2,5 m
profondità piano di posa	D = 1,5 m
Sabbia mediamente addensata	
peso di volume	γ= 19 kN/mc
angolo d'attrito caratteristico	**ϕ' k = 34°**

Condizioni statiche

Approccio 2
(DA2-1)
GEO-STR ***(A1+M1+R3).***

$$Q_{lim} = \left(c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma\right) \cdot A'$$

A' = area fondazione

Fattori di capacità portante:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan\varphi$$

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi} \tan^2(45° + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g\varphi'$$

Inclinazione della base della fondazione

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan\varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{Nc} \cdot \tan\varphi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin\varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0{,}3 \cdot (B'/L')$$

$$s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i_q = \left[1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot\varphi')\right]^m$$

$$i_\gamma = \left[1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot\varphi')\right]^{m+1}$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/N_c \cdot \tan\varphi'$$

$$m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$$

H in direzionedi B

Fattori di capacità portante per $\phi_k = 34°$:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan\varphi = 38{,}30$$

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi} \tan^2(45° + \varphi/2) = 29{,}39$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g\varphi' = 42{,}10$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \tan\varphi' = 1{,}56$$

$$s_\gamma = 1 - 0{,}3 \cdot (B'/L') = 0{,}70$$

$$s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)} = 1{,}58$$

$$R_K = \left(c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma\right) \cdot A'$$

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza taglio	$\tan\phi_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_k	γ_γ	1,0	1,0

Il calcolo della resistenza di progetto del terreno viene eseguito per $\phi_k = 34°$:

$$R_K = \left(\gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma\right) \cdot A' = 12.150\text{kN}$$

Il calcolo del valore di progetto dell'azione viene eseguito con la relazione:

(Ed = Azione o Domanda)

$$E_d = \left(G \cdot \gamma_{g1} + Q \cdot \gamma_q\right) = \left(2.500\text{kN} \cdot 1,3 + 300\text{kN} \cdot 1,5\right) = 3.700\text{kN}$$

VERIFICA	Coeff. parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

$$E_d = 3.700\text{kN} \le R_k / \gamma_R = 12.150\text{kN} / 2.3 = 5.283\text{kN}$$

$R_d = R_k/\gamma_R$ **(Rd = Resistenza di progetto o Risposta)**

$E_d \le R_d$ ossia **3.700kN ≤ 5.283kN**

Verifica soddisfatta

ESEMPIO DI CALCOLO - VERIFICA A SCORRIMENTO -

Approccio 2 Unica combinazione A1+M1+R3 (STR e GEO)

terreno coesivo (condizioni non drenate): $H < A' \alpha cu$

terreno coesivo (condizioni drenate): $H < A' \alpha' c' + V \tan \delta$ di norma $c' = 0$

α , α'= coefficienti di adesione ($\alpha = 0{,}5 \div 0{,}66$ $\alpha' \approx 0$)

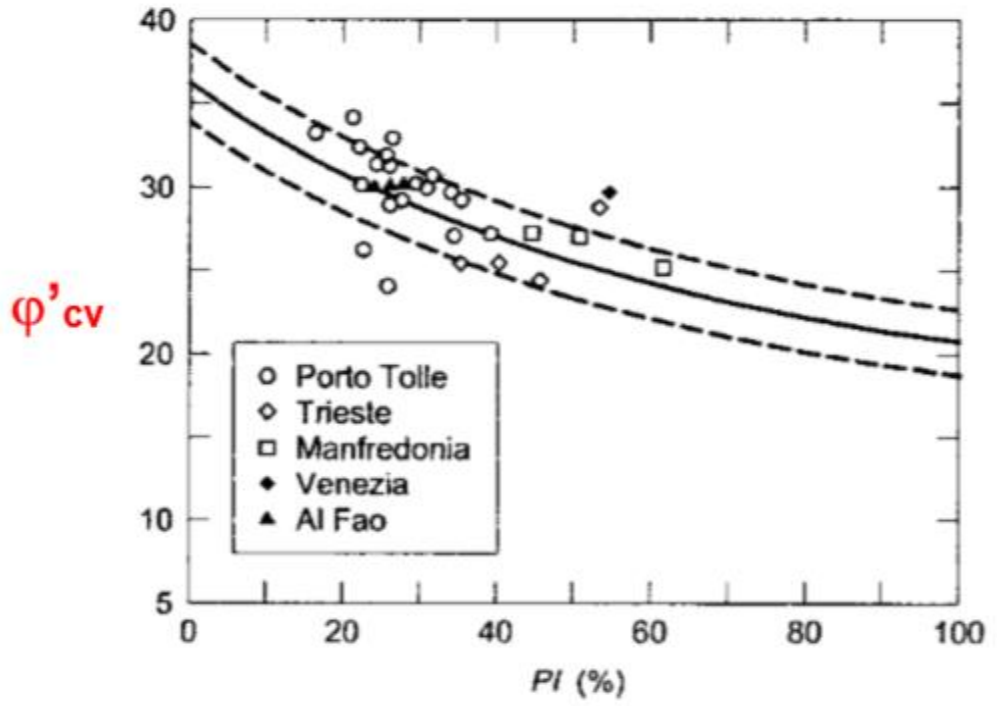
terreno granulare: $H < V \tan \delta$ ($c' = 0$)

calcestruzzo gettato in opera: $\delta = \varphi'cv$ (angolo resistenza al taglio a volume costante)

calcestruzzo prefabbricato: $\delta = (2/3)\ \varphi'cv$

GRANULARI: $\varphi'cv.k = 30\text{-}35°$ (post picco) $\delta = \varphi'cv$ (angolo resistenza al taglio a vol.cost.)

COESIVI: $\varphi'cv.k$ = funz. indice di plasticità (IP) $\delta = (2/3)\ \varphi'cv$



Memo :
Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri **fk**. **Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari**

$$f_k = f_d$$

Combinazioni:

$G1 + G2 + P + \psi 11 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \psi 23 \times Qk3 + \ldots$ ***Combinazione frequente s imm***

$G1 + G2 + P + \psi 21 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \psi 23 \times Qk3 +$ ***Combinazione quasi permanente s l.t.***

Deve essere verificato che

$$E_d \leq C_d$$

cedimento da noi calcolato ≤ valore soglia dello strutturista

Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione

Cd = valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

Nei problemi connessi al raggiungimento dello **STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)** del terreno, i **valori di progetto (fp)** di **c'** e **ϕ' sono uguali ai valori caratteristici (fk)**.

$$f_d = f_k$$

Assunti i carichi comunicati dallo strutturista per le condizioni di esercizio (SLE), si adottano i ***valori caratteristici*** **dei moduli di deformazione dei terreni (E'k, Eedk).**

Pertanto,

$$E'_d = E'_k \qquad E_{edd} = E_{edk}$$

Ai valori dei moduli di deformazione Eed e E'd non si applica il 5° percentile, bensì la *mediana, poiché non si è in presenza nè di azione A , nè di resistenza R.**

* Dopo aver raccolto un insieme di dati numerici disponiamoli in ordine crescente o decrescente (la scelta dell'uno o dell'altro modo è del tutto indifferente). Si chiama *mediana* il valore che occupa il valore centrale.

6.4.3. FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali **deve comprendere la scelta del tipo di palo** e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il **dimensionamento** dei pali e delle relative strutture di collegamento, **tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.**

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare l'effettiva realizzabilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (***fondazione mista a platea su pali***) che portino alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali. Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.4.1.1 e 6.2.4.1.2, **fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo**, quest'ultimo valutato con i coefficienti γM del caso **M1** (ndr; = 1)della Tab. 6.2.II. In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.2.

6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione

tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia **a breve** sia **a lungo termine**.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate vicino o su pendii deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio, includendo le azioni trasmesse dalle fondazioni.

•***Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite***, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato :

-SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

(A1+M1+R3)

-stabilità globale *(A2+M2+R2)* [con γR2 = 1.1]

- SLU di tipo strutturale (STR) *(A1+M1+R3)*

-raggiungimento della resistenza dei pali;
-raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La **verifica di stabilità globale** (**pali in pendio**) deve essere effettuata secondo **Approccio 1** - ***Combinazione 2: (A2+M2+R2)*** **[con γ_{R2} = 1.1]**

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'**Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, e 6.4.VI

Approccio 2: ***(A1+M1+R3) (STR – GEO)*** **SOLO DA2**

Nelle verifiche nei confronti di **SLU di tipo strutturale**(STR) **il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.**

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali NTC18

Il valore di progetto Rd della resistenza si ottiene a partire dal <u>valore caratteristico</u> Rk applicando i coefficienti parziali γR della Tab. 6.4.II.
(solo γR3)

$$Rd = Rk/\gamma_R = Rk/\gamma R3$$

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

NEW

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

Tab 6.4.II delle ex NTC 08 corretta da NTC18

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto Rd della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico Rk applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

$$Rd = Rk/\gamma r = Rk/R(1,2,3)$$

CALCOLO DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA DEL PALO Rk

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

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.

NTC18

La resistenza caratteristica Rk del palo singolo può essere dedotta da:

a) *risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota* (§ 6.4.3.7.1).;

b) *metodi di calcolo analitici*, dove Rk è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);

c) *risultati di prove dinamiche di progetto*, ad alto livello di deformazione, *eseguite su pali pilota* (§ 6.4.3.7.1).

Rc = resistenza a compressione ***Rt = resistenza a trazione***

Per arrivare alla resistenza di progetto:

Rn Resistenza nominale da metodi analitici

Rk Resistenza caratteristica da Rn/ξ

Rd Resistenza di progetto da Rk/ γR3

a) Resistenza da prove di carico

$$R_{c,K} = \min\left\{\frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2}\right\}$$

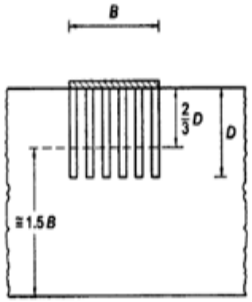
$$R_{t,K} = \min\left\{\frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2}\right\}$$

Tab. 6.4.III

n = numero di prove di carico	1	2	3	4	>5
ξ_1	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00
ξ_2	1.40	1.20	1.05	1.00	1.00

b) Metodi di calcolo analitici

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza Rc,k (o Rt,k) e dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle alle resistenze calcolate Rc,cal (Rt,cal) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:



Resistenza caratteristica

$$R_{c,K} = \min\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad [6.4.3]$$

$$R_{t,K} = \min\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad [6.4.4]$$

Rn Resistenza nominale da metodi analitici

Rk Resistenza caratteristica da Rn/ξ

Rd Resistenza di progetto da Rk/ γR3

Facendo riferimento alla stessa tipologia di indagine, la verticale è valida se si è indagato il volume significativo.

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.

FATTORI DI CORRELAZIONE ξ

Tab. 6.4.IV

n = numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV **si devono prendere solo le verticali che si possono riferire ad un contesto geotecnico omogeneo e lungo le quali, la singola indagine** (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) **sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.**

c) Risultati di prove dinamiche di progetto°. Se il valore caratteristico della resistenza Rc,k è dedotto dal valore Rc,m ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6}\right\} \qquad [6.4.5]$$

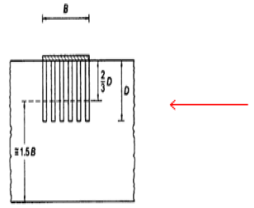


Tabella 6.4.V - *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.*

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

°Prove dinamiche: Pile Echo Test e Low Strain Test, Ammettenza meccanica

6.4.3.1.1.1 Resistenza a carico assiale di una palificata

Per una palificata, la verifica della condizione [6.2.1] dovrà essere fatta in base alla resistenza caratteristica che risulta dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali che la costituiscono. Sarà comunque necessario valutare possibili riduzioni della resistenza disponibile per effetto di gruppo, tenendo conto della tipologia dei pali, della natura dei terreni interessati e della configurazione geometrica della palificata.

6.4.3.1.2 *Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali*

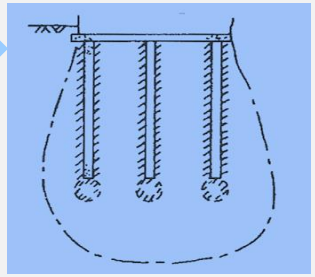
Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab. 6.4.VI.

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

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

SOLO APPROCCIO 2

(A1+M1+R3)



Nel caso in cui la resistenza caratteristica Rtr,k sia valutata a partire dalla resistenza Rtr,m misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, à necessario che la prova sia eseguita riproducendo la retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

6.4.3.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

– eccessivi cedimenti o sollevamenti;

– eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono ***calcolare*** i valori degli spostamenti e delle distorsioni ***nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al § 2.5.3***, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione [6.2.7].

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

NTC18

ESEMPIO DI CALCOLO DI UN PALO: dati di progetto

Carico assiale: Carico permanente sfavorevole $G = 300$ kN
Carico accidentale sfavorevole $Q = 150$ kN

Palo trivellato diametro $D = 0{,}50$ m
lunghezza $D = 16{,}0$ m
peso immerso $W' = 44$ kN

Stratigrafia del terreno (n. 1 sondaggio): ***Falda a p.c***

0,0m – 10,0m limo sabbioso sciolto
- Peso di volume saturo $\gamma_s = 18$ kN/mc
- Coesione $c' = 0$
- Angolo d'attrito $\phi_k' = 26°$

10,0m – 30,0m sabbia mediamente addensata
- Peso di volume saturo $\gamma_s = 20$ kN/mc
- Coesione $c' = 0$
- Angolo d'attrito $\phi_k' = 35°$

$W' = 3.14 \times 0.25^2 m \times 16m \times (24 - 10) kN/mc$

$W' = 43.96$ kN

24 kN/mc = peso di volume calcestruzzo
10 kN/mc= peso di volume acqua

Portata limite del palo $\longrightarrow$ $Q_{\lim} = Q_p + \sum Q_{li}$

Portata limite di punta

$$Q_p = A_p \cdot N_q \cdot \sigma'_v = 1372kN$$

Ap = 0,196 mq	area di punta del palo
Nq = 50	coeff. di capacità portante per $\phi = 35°$
σ'_v = 140 kPa	pressione verticale ***efficace*** alla punta del palo

$\sigma'v$ = (18 -10) kPa x 10m + (20-10) kPa x 6 m = 140 kPa

Portata limite laterale

$$Q_l = A_l \times \sum L_i' \times q_{li} \qquad q_{li} = k_i \times \tan\delta_i \times \sigma'_{v_i}$$

Al = 1,57 ml	circonferenza del palo
L'i=	Lunghezza del palo nello strato considerato
σ'_v =	pressione verticale ***efficace*** nella mezzeria di L'i

Strato	Al m	Li m	K	tan δ	σ'_v kPa	Q_l kN
1	1,57	9,0	0,56	0,30	44	104
2	1,57	5,0	0,42	0,43	105	149
					ΣQ_l =	253

K = 1- sin ϕ (coeff. di spinta a riposo)

δ = 2/3 ϕ

Calcolo resistenza nominale $R_{c\ punta} = 1372kN$ $R_{c\ laterale} = 253\ kN$

Portata caratteristica del palo

$$R_{c,k,punta} = \frac{Q_p}{1,7} = \frac{1372kN}{1,7} = 807kN$$

$$R_{c,k,laterale} = \frac{Q_l}{1,7} = \frac{253kN}{1,7} = 149kN$$

Portata di progetto del palo

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_r} = 728kN$$

Resistenza	VALORE kN	Simbolo γ_r	Pali trivellati	Rd
Punta	807	γb	**1,35**	598
Laterale in compressione)	149	γs	**1,15**	130
				728

$$E_d = \left(W' \cdot \gamma_g + G \cdot \gamma_g + Q \cdot \gamma_q\right) = \left(44 \cdot 1,3 + 300 \cdot 1,3 + 150 \cdot 1,5\right)kN = 672kN$$

Ed = 672kN Rd =728kN

Ed ≤ Rd

Verifica soddisfatta

6.4.3.3 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle *fondazioni miste*

Gli stati limite ultimi delle fondazioni miste si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni miste devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- ***SLU di tipo geotecnico (GEO)***
  - **collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi assial**
  - **collasso per carico limite della fondazione mista per icarichi trasversali;**

  } **(A1+M1+R3)**
  - stabilita globale; **Combinazione 2 (A2+M2+R2)** dell'**Approccio 1**
- ***SLU di tipo strutturale (STR)***
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

  } **(A1+M1+R3)**

La **verifica di stabilità globale** deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)** dell'**Approccio 1** tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

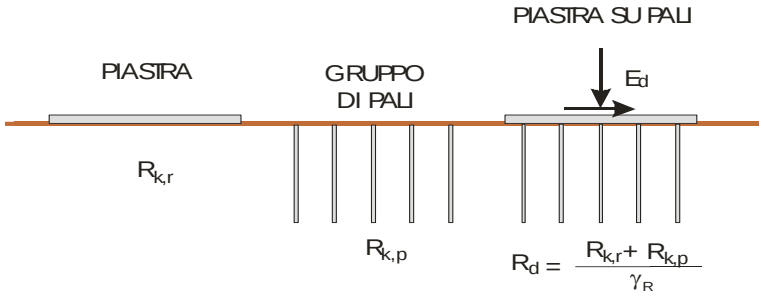
Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione [6.2.1] sia **garantito dalla sola struttura di collegamento** posta a contatto con il terreno (ndr., **platea**) secondo quanto indicato al § 6.4.2.1, **ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti**. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il soddisfacimento delle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale per tutti gli elementi della fondazione (struttura di collegamento e pali) e delle verifiche SLE secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

Limitatamente alle azioni verticali, il soddisfacimento della condizione [6.2.1] può essere garantito portando in conto anche il contributo dei pali. In questo caso, la **verifica** deve essere svolta anche **per stati limite ultimi di tipo GEO *della fondazione mista,* sia a breve sia a lungo termine**, ottenendo **la resistenza di progetto Rd dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali, determinate come al § 6.4.3.1, e della struttura di collegamento, dividendo la resistenza totale per il coefficiente parziale di capacita portante (R3) riportato nella Tab. 6.4.I (§ 6.4.2.1).**

Resistenza di progetto fondazione mista

Approccio 2 (A1+M1+R3)

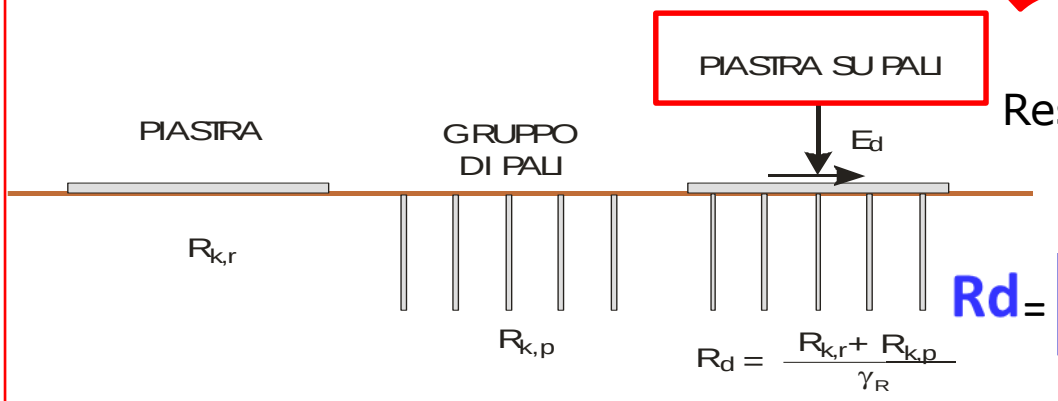
$$Rd = \frac{\text{somma resistenze caratteristiche piastra + pali}}{\text{coefficiente parziale R3 per fond. sup.}} \quad (= 2{,}3)$$



Fondazioni miste

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	$\gamma_R = 1,1$



R3

Resistenza di progetto fondazione mista

Approccio 2 (A1+M1+R3)

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

6.4.3.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) DELLE FONDAZIONI MISTE

L'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione [6.2.7].

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

6.4.3.5 ASPETTI COSTRUTTIVI

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità strutturale, sulla durabilità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di rifluimento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno nel caso di pali infissi, gli effetti della falda o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento. La durabilità dei pali di fondazione deve essere valutata in relazione ai materiali posti in opera ed alle specifiche condizioni ambientali del sito di progetto.

6.4.3.6 CONTROLLI D'INTEGRITÀ DEI PALI

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità.

Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali.

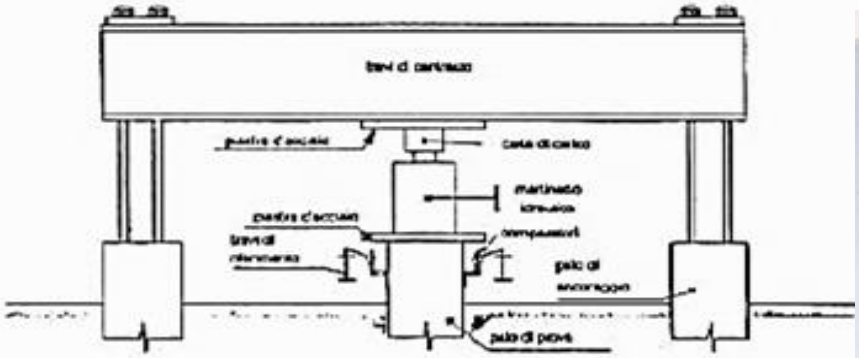
Nel caso di gruppi di pali di grande diametro (d≥80 cm), il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4.

6.4.3.7 PROVE DI CARICO

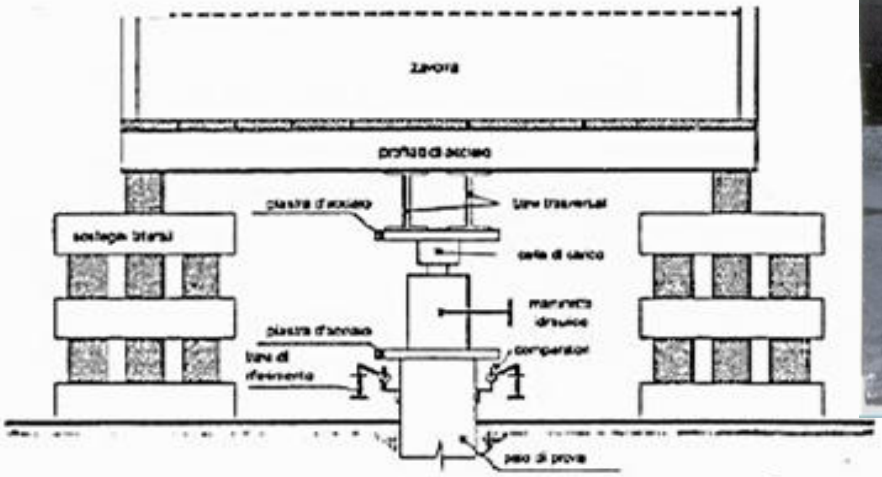
6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini. L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui e costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.



Schema di una prova di carico con trave di contrasto e pali di ancoraggio



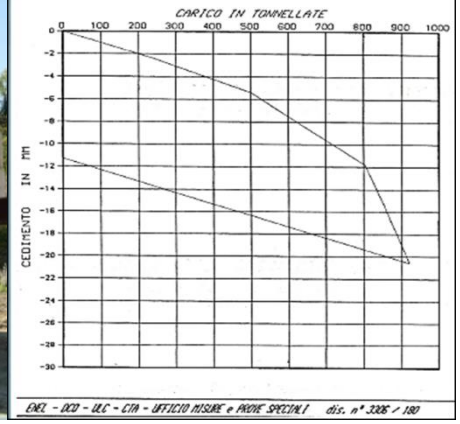
Schema di una prova di carico con zavorra

Riprese da Neri, 2011)

PROVE DI CARICO ORIZZONTALE

PALO N° P6
ZONA : PALI DI PROVA

TIPO DI PALO	: TRIVELLATO
IMPRESA ESECUTRICE	: GEOSONDA
DIAMETRO	= Ø 0.80 m
LUNGHEZZA DA P.C.	= 25.70 m
PORTATA NOMINALE	= 250 t
CARICO MAX DI PROVA	= 920 t
PERIODO DI PROVA	: APRILE 1984
DURATA DELLA PROVA	: 99 g



ENEL - DCO - ULC - CTA - UFFICIO MISURE e PROVE SPECIALI dis. n° 3326 / 187

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi, significativi ai fini della valutazione della resistenza.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche agli SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno e assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ($d < 80$ cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, e possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al 50% e tale da restituire un palo ancora di grande diametro ($d \geq 80$ cm); il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

6.4.3.7.2 Prove in corso d'opera

Sui pali di fondazione, ad esclusione di quelli sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali, devono essere eseguite prove di carico statiche per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.
In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.
Il numero e l'ubicazione delle prove di carico devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione. In ogni caso, per ciascun sistema di fondazione il numero complessivo di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore 5 + n/500, se il numero n di pali è superiore a 500.

Fermo restando il numero complessivo delle prove di carico minimo sopra indicato, il numero di prove di carico statiche può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche sostitutive, da tarare con quelle statiche di progetto su pali pilota, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali, per verificarne lunghezza e integrità strutturale. In ogni caso, deve essere eseguita almeno una prova di carico statica.
Per fondazioni su pali di opere che ricadono in condizioni ambientali particolarmente severe, quali ad esempio le strutture off-shore con elevato battente d'acqua, si può fare riferimento a specifiche normative di comprovata validità.

Circolare: C6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

I pali possono essere impiegati come fondazioni a sé stanti, come riduttori dei cedimenti di fondazioni superficiali estese e come elementi contribuenti alla capacità portante di fondazioni miste (piastre su pali). L'interasse tra i pali deve essere stabilito in relazione alla funzione della palificata e del procedimento costruttivo. Di regola e salvo specifiche valutazioni, l'interasse minimo non deve essere inferiore a 3 volte il diametro del palo. Per le palificate soggette ad azioni orizzontali si deve valutare lo stato di sollecitazione nel palo e nel terreno e svolgere le relative verifiche agli stati limite.

Indagini geotecniche e caratterizzazione dei terreni

Le indagini geotecniche devono intendersi estese dal piano di campagna fino alla profondità significativa sotto la base dei pali (§6.4.1). La caratterizzazione geotecnica dei terreni che interagiscono con i pali deve essere effettuata tenendo conto delle diverse modalità di trasmissione degli sforzi lungo la superficie laterale e alla base e dei relativi meccanismi di collasso. Conseguentemente, il progettista deve orientare le indagini in sito e le prove di laboratorio verso la ricerca dei parametri più appropriati alla descrizione di tali meccanismi, oltre che alla valutazione della rigidezza del complesso palo-terreno necessaria per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Considerazioni del tutto analoghe valgono per i pali caricati trasversalmente. In quest'ultimo caso, per lo specifico tipo d'interazione palo-terreno, è necessaria un'accurata caratterizzazione geotecnica dei terreni più superficiali, maggiormente coinvolti nel fenomeno d'interazione.

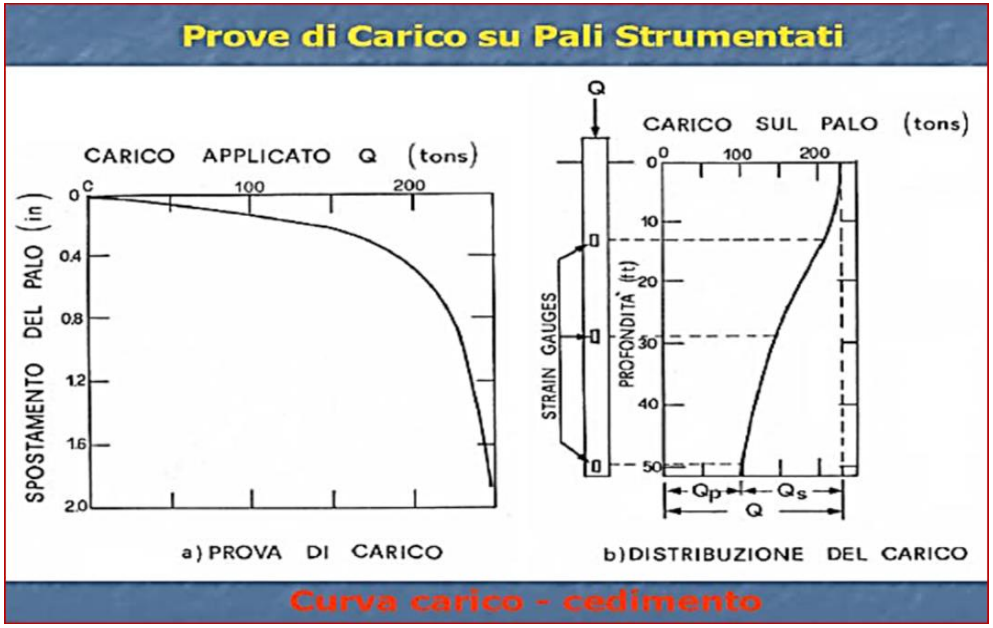
C6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Come già anticipato nel §C.6.2.4.1 e ulteriormente precisato per le fondazioni superficiali, **le verifiche di stabilità globale dei pali devono essere effettuate seguendo l'approccio DA1 con la combinazione di coefficienti (A2, M2, R2) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. Per le altre verifiche** agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento geotecnico (carico limite della palificata nei riguardi di carichi assiali, trasversali e di sfilamento) le verifiche devono essere effettuate riferendosi all'**approccio DA2 con i gruppi di coefficienti parziali (A1, M1, R3)** definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II e 6.4.VI. I coefficienti γR del gruppo R2 sono diversificati rispetto alle modalità costruttive dei pali e (nel caso di carichi assiali) ai contributi di resistenza lungo il fusto e alla base. La resistenza caratteristica dei pali può essere dedotta da prove di carico su pali pilota, non utilizzabili nell'opera, come previsto al § 6.4.3.7.1 delle NTC; da metodi di calcolo analitici, basati sui valori caratteristici dei parametri geotecnici o su correlazioni empiriche con i risultati di prove in sito (penetrometriche e pressiometriche, prevalentemente); da prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, su pali pilota. In analogia con l'Eurocodice 7, le Norme introducono una serie di fattori di correlazione che dipendono dal numero di prove di carico (statiche o dinamiche) e dall'affidabilità della caratterizzazione geotecnica del volume significativo, premiando la numerosità e la completezza degli accertamenti. Ad esempio, nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con procedimenti analitici, i valori dei fattori di correlazione permettono di valorizzare la qualità del modello geotecnico di sottosuolo, la cui accuratezza è migliorata al crescere del numero di verticali d'indagine per ciascuna delle quali sia possibile desumere una completa caratterizzazione geotecnica dei terreni. A questo proposito si deve ribadire che il numero di verticali d'indagine, con i requisiti necessari innanzi richiamati per ciascuna di esse, deve essere riferito al volume significativo.

Ciò significa, ad esempio, che per gli edifici il volume significativo deve essere riferito a ciascun corpo di fabbrica, mentre per un'opera lineare, come un viadotto, il volume significativo riguarda ogni singola fondazione. **Per le verifiche sotto azioni sismiche oltre a quanto previsto nel presente paragrafo le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al §7.11.5.3.**

C6.4.3.7 PROVE DI CARICO

L'applicazione del carico sul palo deve essere graduale e le modalità e durata della prova devono essere fissate sulla base delle caratteristiche meccaniche dei terreni. La misura degli spostamenti della testa del palo deve essere riferita a punti fissi non influenzati dalle operazioni di prova. Gli strumenti impiegati per le prove devono essere tarati e controllati.



6.5. OPERE DI SOSTEGNO (muri-paratie-strutture miste)

Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile:

-**muri**, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);

-**paratie**, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni;

-**strutture miste**, che esplicano la funzione di sostegno *anche per effetto di trattamenti di miglioramento* e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, **ture, terra rinforzata, muri cellulari**).

***In presenza di azioni sismiche*, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le opere di sostegno devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.6.**

6.5.2 AZIONI

Si considerano azioni sull'opera di sostegno quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, al moto ondoso, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio.

6.5.2.1 SOVRACCARICHI (Opere di sostegno)

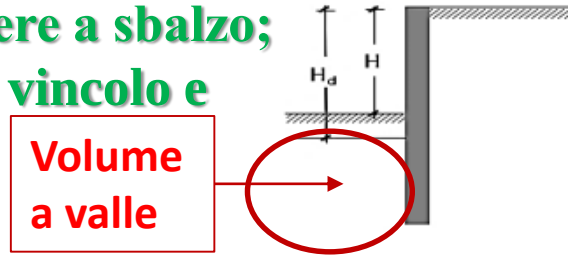
Nel valutare il sovraccarico a tergo di un'opera di sostegno si deve tener conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

6.5.2.2 MODELLO GEOMETRICO DI RIFERIMENTO NEW

Il modello geometrico deve tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Nel caso in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- **10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;**
- **10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;**
- **0,5 m (v. slide successiva).**

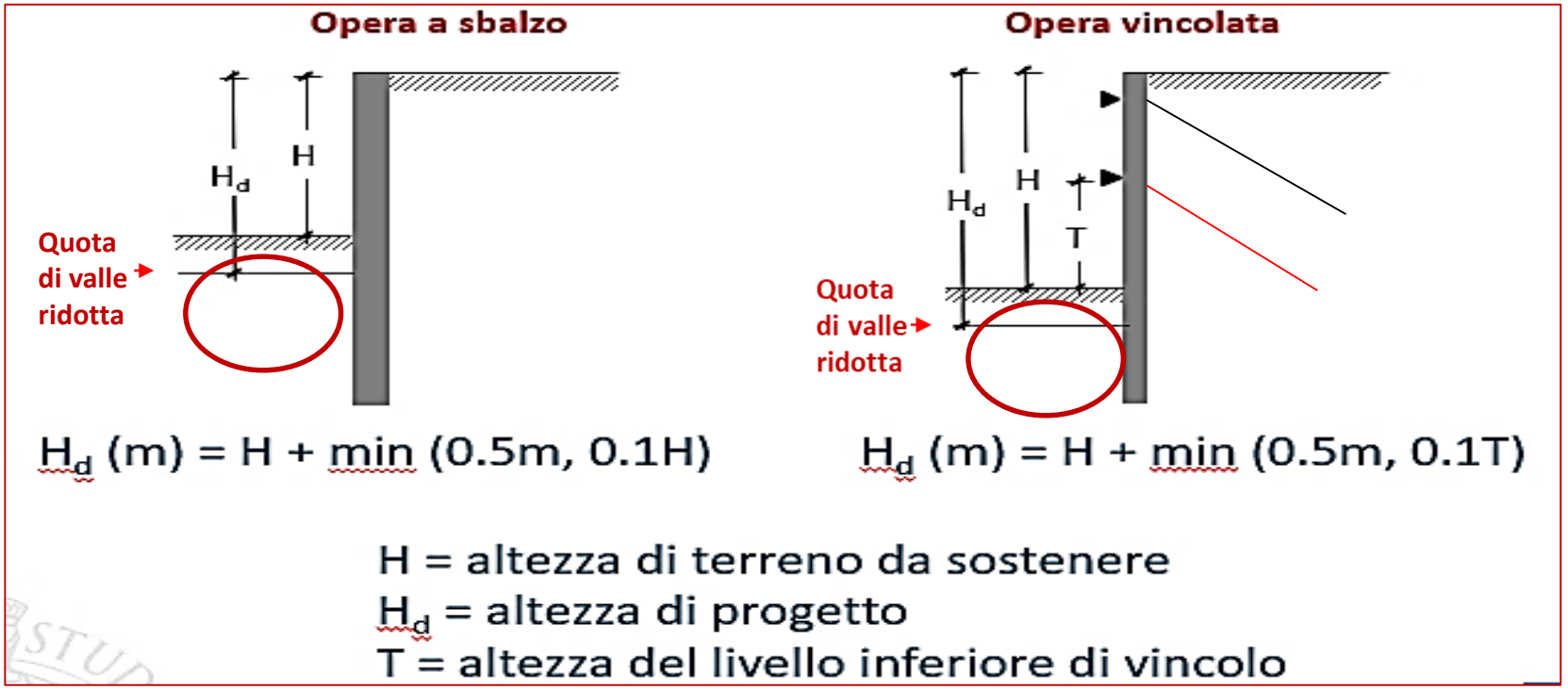


Il livello della superficie libera dell'acqua o della falda freatica deve essere scelto sulla base di misure e sulla possibile evoluzione del regime delle pressioni interstiziali anche legati a eventi di carattere eccezionale e a possibili malfunzionamenti dei sistemi di drenaggio. **In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLU), si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ($k < 10^{-6}$m/s).**

Modello geometrico di riferimento

Nel caso in cui la funzione di sostegno sia affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera (**paratie**), la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore **dei seguenti valori:**

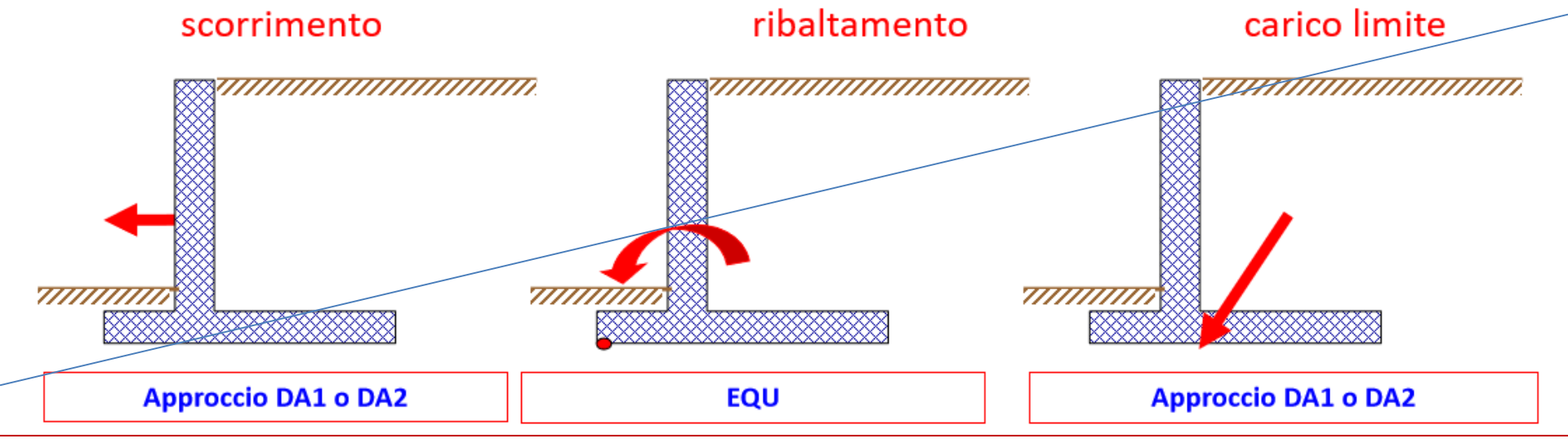
- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate ;
- 0,5 m



Nota propedeutica al 6.5.3.1.1
Muri di sostegno

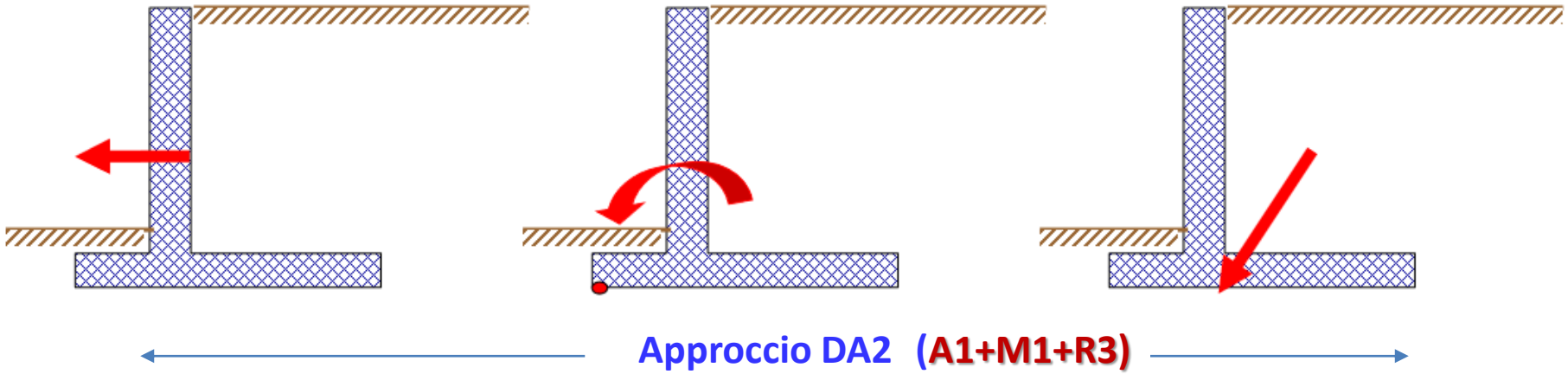
NTC08

Verifica globale del pendio DA1-C2 (A2+M2+R2)



NTC18

Verifica globale del pendio DA1-C2 (A2+M2+R2)



6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

6.5.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

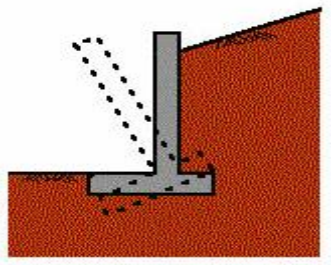
- ***SLU di tipo geotecnico (GEO)***

- **scorrimento sul piano di posa;**
- **collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;** } **(A1+M1+R3)**
- **ribaltamento;**

- **stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;** **(A2+M2+R2)**

- ***SLU di tipo strutturale (STR)*** **(A1+M1+R3)**

-raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.



La **verifica di stabilità globale** del **complesso opera di sostegno-terreno** deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'**Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)** tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle **6.2.I** e **6.2.II** per le azioni e i parametri geotecnici, e **nella Tabella 6.8.I (γR2 = 1.1) per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo**.

Tab. 6.8.I Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

(**Attenzione: 1,1 statico e 1,2 sismico (v. Capitolo 7**)

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Le **rimanenti verifiche** devono essere effettuate secondo l'**Approccio 2-Combinazione unica (A1+M1+R3)** tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle **6.2.I, 6.2.II** e **6.5.I.**

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.5.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno*

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	$\gamma_R = 1,4$

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione. **Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro**. *In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.*

Nel caso di strutture miste o composite, le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli.

Circolare: C6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

C6.5.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

C6.5.3.1.1 MURI DI SOSTEGNO Gli stati limite ultimi dei muri di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con il muro (**GEO**) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono le opere stesse (**STR**). Gli stati limite ultimi di tipo **GEO** riguardano il ribaltamento, lo scorrimento sul piano di posa, il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Per quest'ultimo stato limite si rimanda al §6.8 sezione relativa alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo.

Nel caso di muri i cui spostamenti orizzontali siano impediti, la spinta può raggiungere valori maggiori di quelli relativi alla condizione di spinta attiva. Per la distribuzione delle pressioni interstiziali occorre fare riferimento alle differenti condizioni che possono verificarsi nel tempo in dipendenza, ad esempio, dell'intensità e durata delle precipitazioni, della capacità drenante del terreno, delle caratteristiche e della efficienza di eventuali sistemi di drenaggio del muro. Le azioni sul muro devono essere valutate con riferimento all'intero paramento di monte, compreso il basamento di fondazione. Nelle verifiche a ribaltamento intorno all'estremità anteriore della fondazione, l'effetto delle azioni di progetto è il momento ribaltante della spinta e delle altre forze suborizzontali che potrebbero produrre il ribaltamento dell'opera, mentre la resistenza è il momento stabilizzante del peso proprio del muro e del terreno che grava direttamente su di esso e delle altre eventuali azioni sub-verticali che possono concorrere alla stabilità. ***NOTA***: Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela al piano a cui corrisponde lo scorrimento del muro.

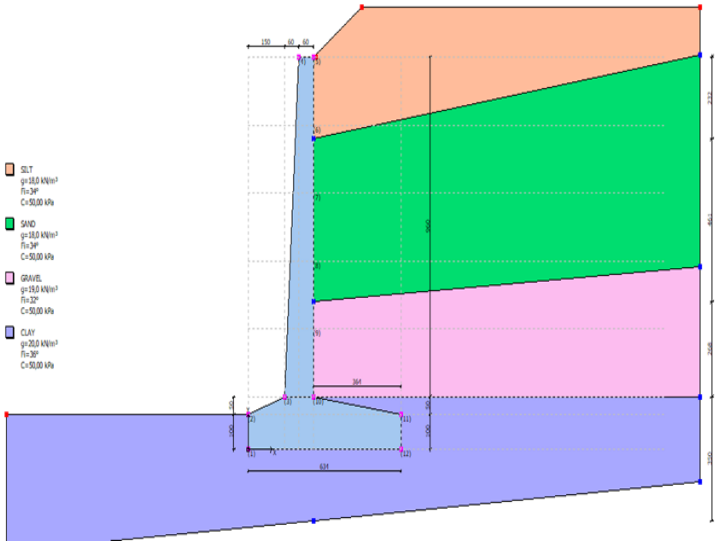
Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione nomale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione. (4) Il progetto del muro di sostegno deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono il muro stesso (STR), siano essi elementi strutturali o una combinazione di terreno e elementi di rinforzo. In quest'ultimo caso l'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato. Per muri di sostegno che facciano uso di ancoraggi o di altri sistemi di vincolo, deve essere verificata la sicurezza rispetto a stati limite ultimi che comportino la crisi di questi elementi.

APPROCCIO DA2 E' questo l'unico approccio ammesso per le verifiche di tipo **GEO** (carico limite, scorrimento e ribaltamento) e di tipo **STR**. Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (**GEO**), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del complesso terreno-fondazione. L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1, che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi; i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari ***e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γR del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale nei confronti del meccanismo di collasso, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza parallela al piano di posa della fondazione che ne produce lo scorrimento, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dal momento stabilizzante nelle verifiche a ribaltamento.*** Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO. Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno. Per tale analisi non si utilizzano i coefficienti γR.

ESEMPIO DI CALCOLO DI MURO
NTC 2018

Dati generali muro a mensola

Altezza muro	960,0 cm
Spessore testa muro	60,0 cm
Risega muro lato valle	60,0 cm
Risega muro lato monte	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle	150,0 cm
Sporgenza mensola a monte	364,0 cm
Svaso mensola a valle	50,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	100,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	100,0 cm



Stratigrafia

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazione dello strato. (°)	Peso unità di volume (KN/m³)	Angolo di resistenza a taglio (°)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito terra muro (°)	Presenza di falda (Si/No)	Litologia	Descrizione
1	232	8	18,00	34	50,00	0	No		SILT
2	461	4	18,00	34	50,00	0	No		SAND
3	268	0	19,00	32	50,00	0	No		GRAVEL
4	350	4	20,00	36	50,00	0	No		CLAY

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R3

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,3
2	Scorrimento	1,1
3	Partecipazione spinta passiva	1,3
	Ribaltamento	0

A1+M1+R3 [GEO+STR]

(MDC – Geostru.eu)

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
1110,0	918,0	18,0	35,0	34,0	0,0	50,0	0,0	
918,0	878,3	18,0	35,0	34,0	0,0	50,0	0,0	
878,3	726,0	18,0	3,6	34,0	0,0	50,0	0,0	
726,0	534,0	18,0	3,6	34,0	0,0	50,0	0,0	
534,0	417,6	18,0	3,6	34,0	0,0	50,0	0,0	
417,6	342,0	19,0	0,0	32,0	0,0	50,0	0,0	
342,0	150,0	19,0	0,0	32,0	0,0	50,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
0,0	0,67	0,0	0,0	0,67	0,0	0,0	0,0
0,0	0,67	0,0	0,0	0,67	0,0	0,0	0,0
0,0	0,29	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0	0,0
0,0	0,29	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0	0,0
0,0	0,29	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0	0,0
0,0	0,31	0,0	0,0	0,31	0,0	0,0	0,0
0,0	0,31	0,0	0,0	0,31	0,0	0,0	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	1110,0	918,0	0,0	0,0	1014,0	1014,0
2	918,0	878,3	0,0	0,0	898,15	898,15
3	878,3	726,0	0,0	0,0	802,15	802,15
4	726,0	534,0	0,0	0,0	630,0	630,0
5	534,0	417,6	0,0	0,0	475,8	475,8
6	417,6	342,0	0,16	0,0	349,71	342,0
7	342,0	150,0	13,35	0,0	220,21	150,0

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
918,0	0,0	31,07	-0,9	72,0
878,3	0,0	38,2	-1,32	74,5
726,0	0,0	67,8	-3,86	84,0
534,0	0,0	110,17	-9,14	96,0
417,6	0,0	138,61	-13,65	103,3
342,0	0,16	158,18	-17,23	108,0
150,0	13,51	211,85	-18,49	120,0

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py	Peso del muro (kN);
Px	Forza inerziale (kN);
Xp, Yp	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
918,0	0,0	31,07	236,9	1011,1

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (634,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (634,0/1364,9)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
1364,9	1110,0	18,0	35,0	34,0	0,0	50,0	0,0	
1110,0	918,0	18,0	35,0	34,0	0,0	50,0	0,0	
918,0	901,2	18,0	35,0	34,0	0,0	50,0	0,0	
901,2	726,0	18,0	3,6	34,0	0,0	50,0	0,0	
726,0	534,0	18,0	3,6	34,0	0,0	50,0	0,0	
534,0	417,6	18,0	3,6	34,0	0,0	50,0	0,0	
417,6	342,0	19,0	0,0	32,0	0,0	50,0	0,0	
342,0	175,1	19,0	0,0	32,0	0,0	50,0	0,0	
175,1	150,0	20,0	3,94	36,0	0,0	50,0	0,0	
150,0	100,0	20,0	3,94	36,0	0,0	50,0	0,0	
100,0	0,0	20,0	3,94	36,0	0,0	50,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
0,0	0,67	0,0	0,0	0,67	0,0	0,0	0,0
0,0	0,67	0,0	0,0	0,67	0,0	0,0	0,0
0,0	0,67	0,0	0,0	0,67	0,0	0,0	0,0
0,0	0,29	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0	0,0
0,0	0,29	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0	0,0
0,0	0,29	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0	0,0
0,0	0,31	0,0	0,0	0,31	0,0	0,0	0,0
0,0	0,31	0,0	0,0	0,31	0,0	0,0	0,0
0,0	0,27	0,0	0,0	0,27	0,0	0,0	0,0
0,0	0,27	0,0	0,0	0,27	0,0	0,0	0,0
0,0	0,27	0,0	0,0	0,27	0,0	0,0	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	1364,9	1110,0	0,0	0,0	1237,45	1237,45
2	1110,0	918,0	0,0	0,0	1014,0	1014,0
3	918,0	901,2	0,0	0,0	909,6	909,6
4	901,2	726,0	11,83	0,0	793,65	726,0
5	726,0	534,0	31,54	0,0	620,15	534,0
6	534,0	417,6	28,57	0,0	473,38	417,6
7	417,6	342,0	21,54	0,0	378,82	342,0
8	342,0	175,1	59,36	0,0	254,74	175,1
9	175,1	150,0	11,21	0,0	162,49	150,0
10	150,0	100,0	23,34	0,0	124,76	100,0
11	100,0	0,0	50,72	0,0	49,12	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Sollecitazioni totali

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	238,1	0,0	729,77
Peso muro	0,0	211,85	-473,07
Peso fondazione	0,0	201,68	-620,16
Sovraccarico	0,0	0,0	0,0
Terr. fondazione	0,0	740,93	-3410,94
	238,1	**1154,46**	**-3774,4**

Momento stabilizzante -4504,17 kNm
Momento ribaltante 729,77 kNm

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-4504,17 kNm
Momento ribaltante	729,77 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	**6,17**

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

MENSOLA A VALLE

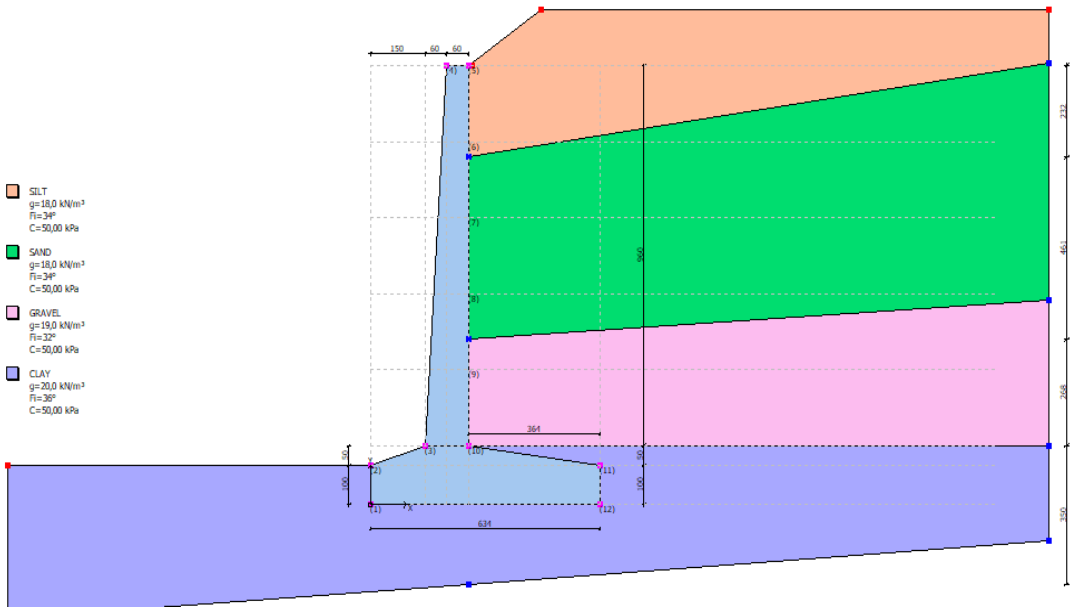
Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
150,0	0,0	-207,55	-156,44	150,0

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
270,0	50,72	163,13	-314,3	150,0



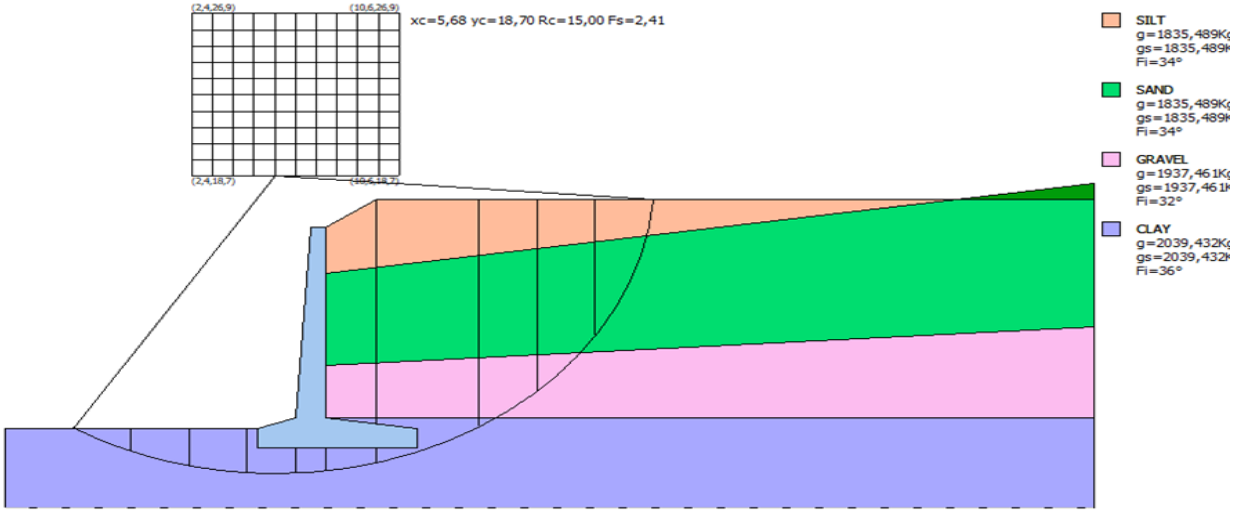
Risultati analisi pendio [[A2+M2+R2]]

Fs minimo individuato	2,41
Ascissa centro superficie	5,68 m
Ordinata centro superficie	18,7 m
Raggio superficie	15,0 m

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

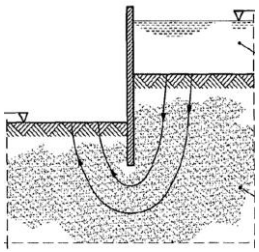
xc = 5,68 yc = 18,70 Rc = 15,001 Fs=2,41

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	2,29	-27,2	2,58	3050,67	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	6480,1	5929,2
2	2,29	-17,7	2,41	7465,05	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	9895,7	6462,1
3	2,29	-8,6	2,32	9966,01	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	11084,5	6600,8
4	1,92	-0,5	1,92	9717,16	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	9770,4	5610,2
5	1,2	5,4	1,21	17424,2	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	16920,4	6121,6
6	2,0	11,6	2,0448	473,25	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	46470,0	14664,8
7	4,05	24,1	4,4495	651,55	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	91539,2	29589,8
8	2,29	38,1	2,9245	409,16	0,0	0,0	0,41	26,6	0,0	46313,1	14543,1
9	2,29	50,6	3,6235	593,46	0,0	0,0	0,41	26,6	0,0	38835,6	14177,2
10	2,29	71,5	7,2219	645,22	0,0	0,0	0,41	28,4	0,0	15195,4	15628,5



6.5.3.1.2 PARATIE

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** , **6.2.II** e **6.8.I**. con $\gamma_{R2} = 1.1$



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 $\gamma_{R1} = 1.0$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II , con i coefficienti γ_R del gruppo **R1** **pari all'unità**.

SOLO APPROCCIO 1 con $\gamma_{R1} = 1.0$

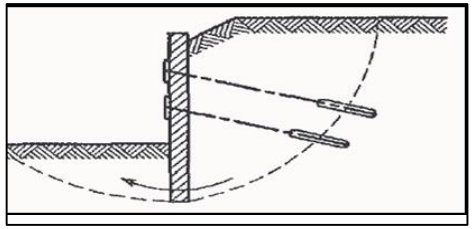
Per le paratie non è previsto l'utilizzo dell'Approccio 2

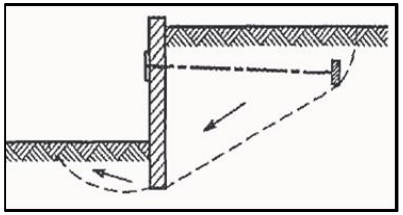
Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

PARATIE

Verifica di stabilità globale Approccio DA1-Combinazione 2 (A2+M2+R2)



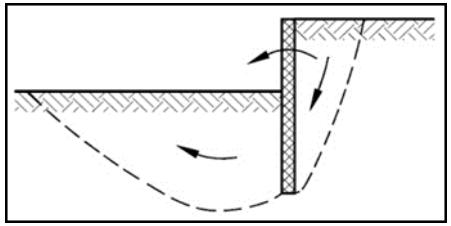


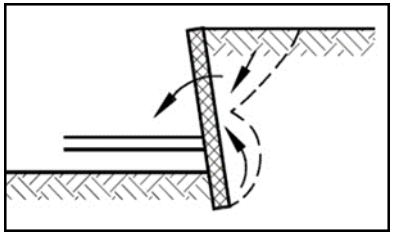
Per le altre verifiche: DA1-C1 (A1+M1+R1) STR -per le verifiche strutturali

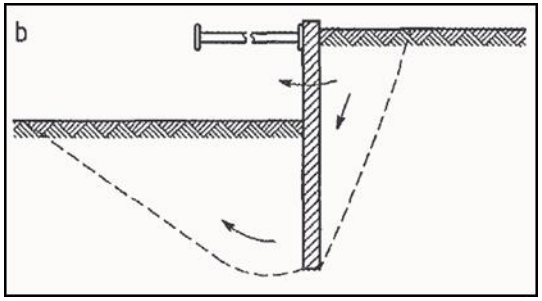
DA1-C2 (A2+M2+R1) GEO -per le analisi del meccanismo di collasso

$\gamma R1 = 1.0$

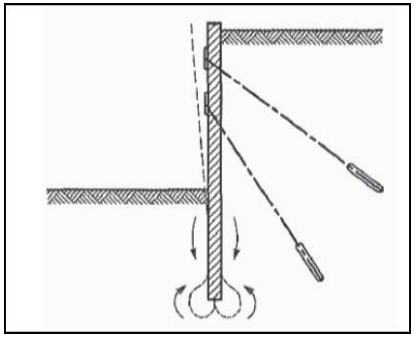
Collasso per rotazione intorno a un punto



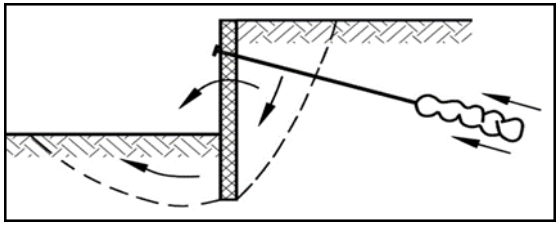


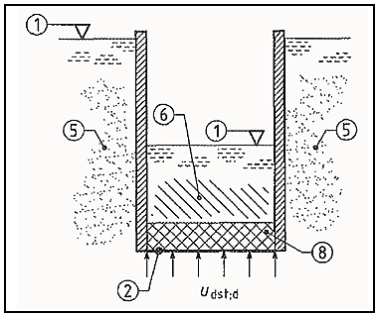


Collasso per carico limite verticale

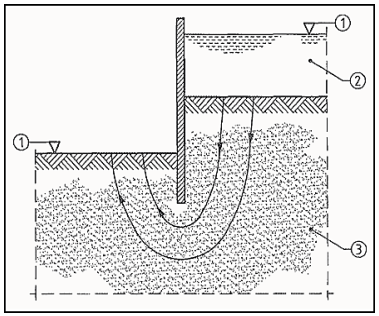


Collasso per sfilamento di uno o più ancoraggi





Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2.



6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione (6.2.1) con specifico **riferimento ad uno *stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio***.

SOLO APPROCCIO 2 - (A1+M1+R3)

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

Tab. 6.6.I - *Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi*

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

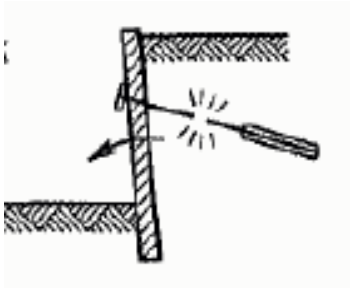
La **verifica a sfilamento** della fondazione dell'ancoraggio **si esegue confrontando la massima azione di progetto Ed con la resistenza di progetto Rad,** determinata applicando alla resistenza caratteristica **Rak** i coefficienti parziali **γ_R** riportati nella Tab. 6.6.I..

Ed ≤ Rad

La **resistenza di progetto Rad** si ottiene applicando alla **resistenza caratteristica Rak** i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella seguente:

RESISTENZA	SIMBOLO γ_R	coefficiente parziale
temporanei	γ_R	1.1
permanenti	γ_R	1.2

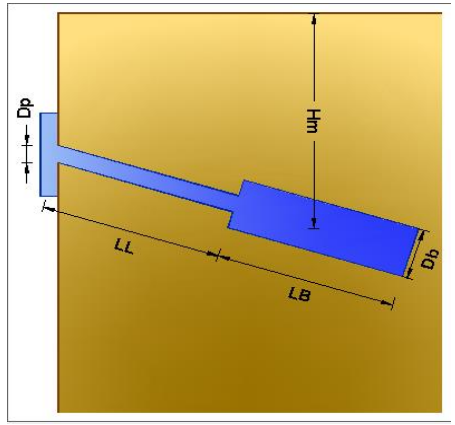
Tab. 6.6.I. - *Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi*



Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio Rak si può determinare:

→*a) dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;*

→*b) con metodi di calcolo analitici,* ***dai valori caratteristici dei parametri geotecnici*** *dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.*



SOLO APPROCCIO 2 PER I TIRANTI

(A1+M1+R3)

TIRANTI DI ANCORAGGIO

→Caso (a) - RESISTENZA DA PROVE DI CARICO

Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a :

1	se il numero di tiranti è inferiore a 30
2	se il numero di tiranti è compreso fra 31 e 50
3	se il numero di tiranti è compreso fra 51 e 100
7	se il numero di tiranti è compreso fra 101 e 200
8	se il numero di tiranti è compreso fra 201 e 500
10	se il numero di tiranti è superiore a 500.

$$R_{ak} = \min\left\{\frac{(R_{a,m})_{media}}{\xi_{a1}}; \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}}\right\}$$

Tabella 6.6.II**:**

n = numero di prove	1	2	>2
ξ_{a1}	1.50	1.4	1.3
ξ_{a2}	1.50	1.3	1.2

→Caso (b) - METODI DI CALCOLO ANALITICI-
il valore della **resistenza caratteristica Rak** si ottiene da :

$$R_{ak} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}}\right\}.$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi **non si applicano coefficienti parziali** di sicurezza **sui valori caratteristici della resistenza del terreno**; **si fa** quindi **riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1**.

Tabella 6.6.III: *Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.*

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Nei tiranti di prova, l'armatura a trefoli dell'acciaio armonico del tratto libero deve essere dimensionata in modo che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore del tiro massimo di prova.

6.6.4 PROVE DI CARICO

6.6.4.1.PROVE DI PROGETTO SU ANCORAGGI PRELIMINARI

Gli ancoraggi preliminari di prova (ancoraggi di progetto) - sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di verifica e non utilizzabili per l'impiego successivo – devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali.

Gli ancoraggi preliminari di prova devono essere realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni, quali scavi e riporti, che possano influire sulla capacità portante della fondazione.

Nelle valutazioni si terrà conto della variazione della resistenza allo sfilamento nel tempo, per effetto del comportamento viscoso del terreno e dei materiali che costituisco
no l'ancoraggio.

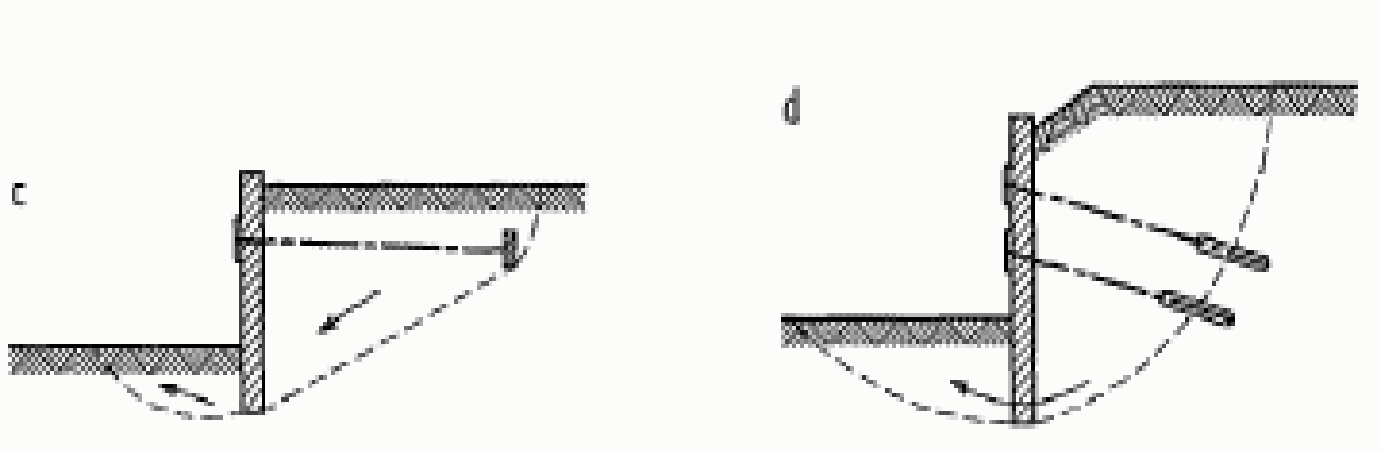
Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 30,
- 2 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 31 e 50,
- 3 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 51 e 100,
- 7 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 101 e 200,
- 8 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 201 e 500,
- 10 se il numero degli ancoraggi è superiore a 500

.

6.6.4.2.PROVE DI CARICO IN CORSO D'OPERA SUGLI ANCORAGGI

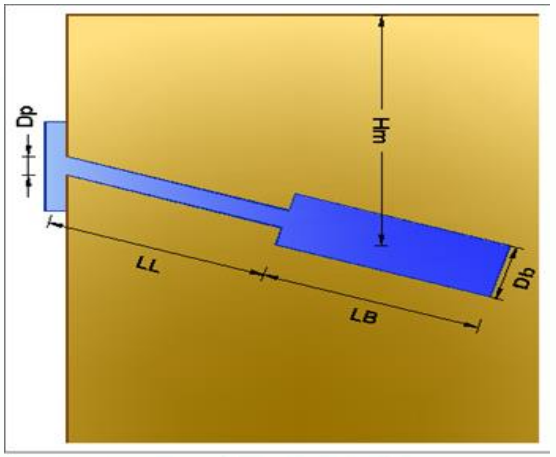
Le prove di carico in corso d'opera devono essere effettuate su tutti gli ancoraggi per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto. La prova consiste nell'applicazione di un **ciclo semplice di carico e scarico**; in questo ciclo **il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,2 l'azione di progetto Pd utilizzata per le verifiche SLE,** verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.



ESEMPIO DI VERIFICA DI UN ANCORAGGIO

Verifiche di un tirante con le seguenti caratteristiche:

- bulbo iniettato, tipo IRS
- lunghezza libera: 15 m LL
- lunghezza della fondazione: 18 m LB
- diametro nominale: 0.22 m
- inclinazione 20°
- 9 trefoli.



Dimensionamento geotecnico

il tiro più gravoso derivante dalle combinazioni di calcolo della paratia si verifica nella seconda combinazione statica SLU e risulta pari a **Pd =964kN**.

La resistenza calcolata del bulbo è:
Ra,c = π Ds α Ls qs =2002.9 kN

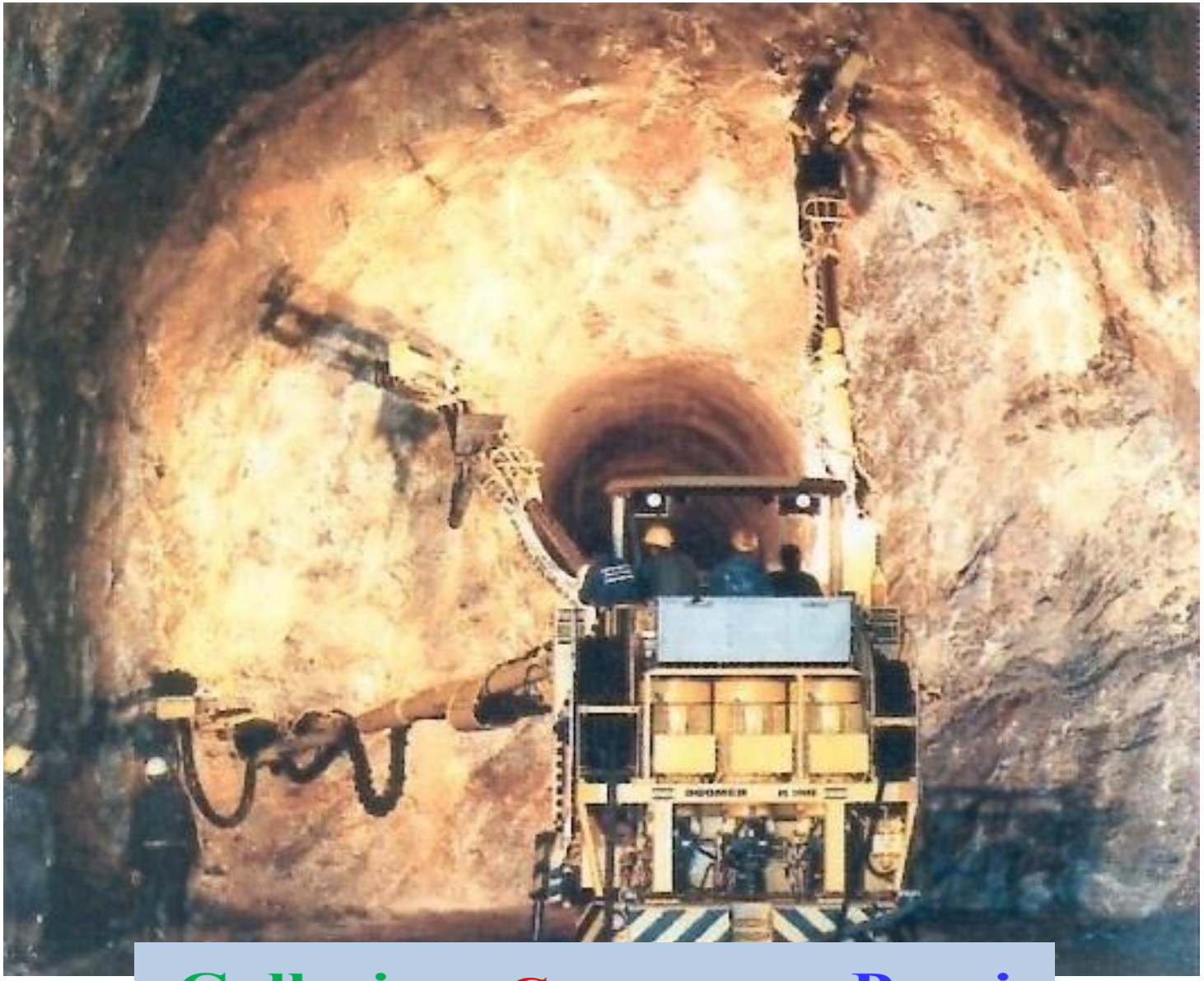
dove:
Ds (diametro nominale del foro) = 0.22 m
α (coefficiente di guadagno del diametro) =1.4
Ls (lunghezza del tratto vincolato)= 18 m
Qs (resistenza laterale unitaria) = 115 kPa

La resistenza di progetto del bulbo è:
Rad = 2002,9kN / (1,7 x 1,2) = 981kN con: ξ_a=1.7 e γ_R =1.2 (tiranti permanenti)

Pd = 964kN < 981kN = Rad
verificato

6.7 OPERE IN SOTTERRANEO

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



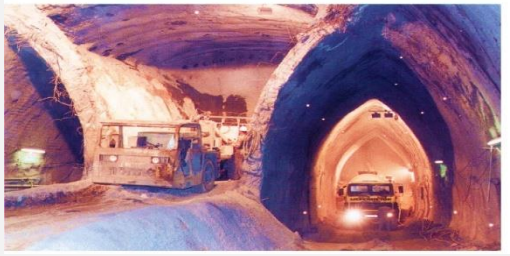
PER TUTTE LE TIPOLOGIE

$\gamma R1$ e $\gamma R2 = 1$

Gallerie - Caverne - Pozzi

6.7. OPERE IN SOTTERRANEO

Le presenti norme definiscono le procedure tecniche per il progetto e la costruzione delle opere in sotterraneo quali le **gallerie**, le **caverne** ed i **pozzi**, che sono costruiti totalmente nel sottosuolo mediante operazioni coordinate di asportazione del terreno e/o della roccia in posto e l'esecuzione di eventuali interventi necessari alla stabilizzazione della cavità a breve e a lungo termine, nonché del rivestimento finale.



Gallerie - Caverne - Pozzi

6.7.1. PRESCRIZIONI GENERALI

Il progetto delle opere in sotterraneo, per la loro peculiarità, **deve svilupparsi ponendo particolare cura nella definizione del modello geologico e del modello geotecnico di riferimento.**

L'approccio progettuale adottato deve prevedere l'impiego di metodi atti a prevenire o controllare, nelle fasi esecutive, gli effetti legati alla variazione dello stato tensionale preesistente nel terreno e/o nell'ammasso roccioso e del regime idraulico del sottosuolo nell'intorno della cavità conseguenti alle operazioni di scavo. Deve in particolare essere dimostrato il raggiungimento di condizioni di stabilità della stessa cavità ad opera ultimata, in relazione alle condizioni e alle caratteristiche del sito, nonché alle conseguenze che si possono comunque produrre nell'ambiente circostante.

A tale scopo, **in stretta dipendenza dai risultati delle indagini geologiche e geotecniche**, nel progetto devono essere specificati e adeguatamente giustificati:

− *geometria, ubicazione (per le opere puntuali quali le caverne ed i pozzi) e tracciato dell'opera (per le opere a sviluppo lineare quali le gallerie);*

− *metodi e tecniche di scavo, di tipo tradizionale o meccanizzato;*

− *eventuali interventi di stabilizzazione (quali il miglioramento e il rinforzo dei terreni e dell'ammasso roccioso) da adottare sul fronte e sulle pareti di scavo, le strutture di rivestimento, di prima fase o definitivi, ed eventuali opere di protezione degli imbocchi;*

− *modalità e metodi per l'intercettazione delle acque sotterranee ed il controllo del regime delle pressioni interstiziali;*

- *provvedimenti per prevenire l'innesco e/o la riattivazione di eventuali fenomeni franosi, soprattutto per le gallerie parietali e nelle zone di imbocco;*

- *elementi utili a definire accorgimenti nei metodi e nelle tecniche di scavo, interventi, piani e norme di sicurezza, anche con riferimento a particolari situazioni di pericolo per presenza di gas tossici o esplosivi, di cavità (naturali e antropiche) o di venute improvvise di acqua;*

−*-problemi relativi alla messa a dimora dei materiali di risulta dagli scavi, compresa la individuazione degli eventuali interventi di inertizzazione che si rendessero necessari, in relazione alla natura degli stessi materiali.*

6.7.2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

OPERE IN SOTTERRANEO

L'ampiezza e l'approfondimento degli studi e delle indagini di carattere geologico devono essere commisurati alla complessità geologica, alla vulnerabilità ambientale del sito, alla posizione e alle dimensioni dell'opera.

Il **modello geologico di riferimento (MGR)** **deve descrivere le caratteristiche geologiche generali dei terreni e dell'ammasso roccioso interessato dagli scavi, indicando natura e distribuzione geometrica dei litotipi e caratteri strutturali, ponendo particolare attenzione al riconoscimento del contatto fra formazione di base e copertura, dei contatti stratigrafici, delle faglie in corrispondenza o in prossimità dell'opera e delle altre discontinuità.**
Devono essere accertate le **caratteristiche sismotettoniche** e la **franosità** della zona interessata dal progetto, ***particolarmente rilevante per gallerie parietali e per le zone di imbocco***, e deve essere segnalata l'eventuale **presenza di cavità carsiche**.

Gli accertamenti devono riguardare inoltre le **condizioni idrogeologiche** e i **caratteri degli acquiferi presenti nell'area**, nonché i **rischi di natura ambientale** dovuti alla presenza di gas tossici ed esplosivi e di minerali nocivi (ndr.: ad es. amianto).

6.7.3. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Specifiche indagini, in sito e in laboratorio, devono permettere la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce sia alla scala dell'elemento di volume sia alla scala dell'ammasso. Ove necessario **la caratterizzazione deve essere rivolta a valutare potenzialità spingenti e/o rigonfianti e le caratteristiche meccaniche lungo le discontinuità**. Deve inoltre essere accertato il **regime delle pressioni interstiziali** e l'eventuale presenza di **moti di filtrazione**.

Il modello geotecnico di sottosuolo deve permettere di eseguire le analisi di progetto e le verifiche di sicurezza di cui al successivo § 6.7.5 . A tal fine, deve evidenziare le zone omogenee dal punto di vista fisico-meccanico e rappresentare il regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo interessato dallo scavo. Inoltre, la caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali deve essere adeguata ai procedimenti analitici e/o numerici previsti. Nel caso in cui la progettazione faccia riferimento al "**metodo osservazionale**", indagini e prove integrative possono essere svolte in corso d'opera, purché previste per la valutazione dei parametri significativi per la scelta fra le soluzioni alternative già individuate in progetto.

OPERE IN SOTTERRANEO

6.7.4. CRITERI DI PROGETTO

Sulla base del modello geotecnico del sottosuolo, il progetto deve comprendere la previsione quantitativa degli effetti direttamente indotti dagli scavi al contorno della cavita e in superficie, con riferimento in particolare a scavi e gallerie poco profonde in ambienti urbanizzati, da cui deve derivare la scelta del metodo e delle tecniche di scavo e degli eventuali interventi di miglioramento e rinforzo in fase di avanzamento.

Devono essere dimensionati i rivestimenti, di prima fase e definitivi, e quando appropriato, le opere di protezione agli imbocchi. Infine, **nel caso di opere che ricadono in zona di versante, devono essere valutate le condizioni di stabilità globale dei pendii con cui l'opera interagisce, sia in corso di realizzazione sia in esercizio**.

L'adozione di interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e dell'ammasso roccioso per garantire o migliorare la stabilità globale e locale dell'opera deve essere adeguatamente motivata, cosi come deve essere giustificato e illustrato il dimensionamento di tali interventi.

OPERE IN SOTTERRANEO

6.7.5. ANALISI PROGETTUALI E VERIFICHE DI SICUREZZA

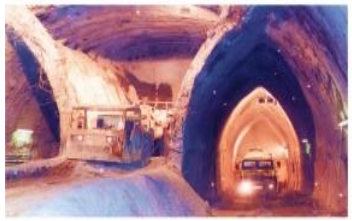
Le analisi devono essere riferite alle diverse fasi di scavo e costruzione, nonché alle condizioni di esercizio.

Le verifiche devono essere svolte con riferimento agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE).

Si devono considerare gli **stati limite ultimi** per **raggiungimento della resistenza del terreno** o dell'ammasso roccioso interessato dallo scavo (**GEO**) e gli stati limite ultimi per **raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali** che costituiscono gli interventi di stabilizzazione e di rivestimento, sia di prima fase sia definitivi (**STR**). Devono essere inoltre valutati quantitativamente gli effetti indotti dall'opera in sotterraneo sui manufatti e sulle costruzioni esistenti.

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
γR1 e γR2 = 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_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali[1]	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

con i coefficienti R1 e R2 sempre unitari.

Quindi useremo solo
(A1+M1)
(A2+M2)

Circolare C6.7.4 CRITERI DI PROGETTO Nella previsione progettuale dei metodi di scavo, particolare considerazione dovrà aversi per la sicurezza in avanzamento, per la stabilità di eventuali manufatti circostanti e per la sistemazione del materiale di risulta.

NOTA: La costruzione di un'opera in sotterraneo determina una modifica dello stato di tensione efficace iniziale del sottosuolo. Le variazioni di tensione dipendono dalla forma e dalle dimensioni dell'opera, dalla posizione di questa rispetto alla superficie esterna, dal metodo seguito nella costruzione e dalla sequenza delle fasi costruttive, nonché dal tipo di rivestimento, provvisorio o definitivo, adottato.
Ulteriori variazioni possono essere indotte durante l'esercizio dell'opera per effetto di sollecitazioni statiche e dinamiche dovute al traffico, o alla spinta di fluidi eventualmente convogliati dalla galleria, o ad azioni sismiche. L'entità delle deformazioni indotte nel terreno dalla costruzione di un'opera in sotterraneo dipende da un lato dalla natura e dallo stato tensionale del terreno e dall'altro dalle caratteristiche dello scavo e dalle metodologie esecutive adottate. Gli spostamenti della superficie esterna per effetto dello scavo in sotterraneo devono essere sempre valutati con prudenza, tenendo conto anche dell'effetto di eventuali riduzioni delle pressioni interstiziali provocate dalla costruzione dell'opera.

C6.7.4.1 METODI DI SCAVO

La stabilità del fronte di avanzamento dipende dallo stato dei terreni che si attraversano o di quelli immediatamente circostanti, dalla grandezza del ricoprimento in rapporto al diametro della galleria, dalla velocità di avanzamento, dalle caratteristiche della eventuale macchina di scavo, dai procedimenti che si seguono nella posa in opera dei sostegni e del pre-rivestimento. In particolari terreni (ad es.: sabbie fini, argille consistenti o rocce fessurate) le condizioni di stabilità possono essere notevolmente modificate dagli effetti meccanici dei fenomeni di filtrazione o di percolazione dal fronte di scavo. Eventuali interventi di trattamento preventivo, previsti in progetto per migliorare temporaneamente o permanentemente le proprietà meccaniche dei terreni, devono essere adeguatamente illustrati, giustificati e dimensionati secondo quanto disposto al § 6.9 delle NTC. Le previsioni di progetto devono essere sufficientemente cautelative per tener conto di eventuali variazioni delle proprietà meccaniche dei terreni lungo l'asse della galleria.

ù

C6.7.4.2 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO

Il comportamento del rivestimento dipende dalle dimensioni e dalla profondità della galleria, dallo stato tensionale del sottosuolo, dalla rigidezza della struttura, dal metodo, dalla sequenza e dai tempi delle operazioni di scavo e di costruzione dell'eventuale prerivestimento. Il comportamento del pre-rivestimento dipende principalmente dalle modalità e dall'accuratezza con le quali viene realizzato. Pertanto l'adeguatezza del rivestimento e dell'eventuale pre-rivestimento sarà controllata in fase costruttiva per mezzo di misure.

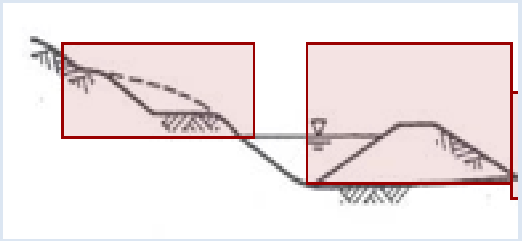
Premessa al 6.8: Approcci e definizioni

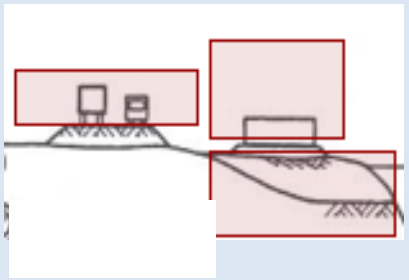
OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Approccio1-Combinazione 2(A2+M2+R2)con γR2=1.1

Le opere di materiali sciolti indicate nella norma sono:

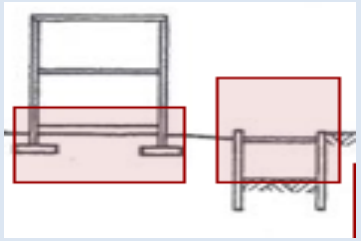
- i rilevati per strade, ferrovie, aeroporti e piazzali;
- i riempimenti a tergo di strutture di sostegno;
- gli argini e i moli;
- rinfianchi;
- rinterri;
- terrapieni e colmate.





I fronti di scavo indicati nella norma riguardano:

- scavi di fondazioni;
- trincee stradali o ferroviarie;
- canali, cave, miniere, etc. .



6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le presenti norme si applicano ai ***manufatti di materiali sciolti***, quali **rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterri, terrapieni e colmate, scavi per la formazione di piazzali e/o *trincee***. Le norme si applicano, inoltre, alle opere e alle parti di opere di materiali sciolti con specifiche funzioni di ***drenaggio, filtro, transizione, fondazione, tenuta, protezione ed altre.***

Gli sbarramenti di ritenuta idraulica di materiali sciolti sono oggetto di normativa specifica. (Vista in precedenza)

6.8.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU) Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2) con γR2 = 1.1

Deve risultare rispettata la condizione (6.2.1), verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

Le verifiche devono essere effettuate solo secondo :

Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2) con γR2 = 1.1

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Tabella 6.8.I – *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.*

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

La **stabilità globale** dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e in esercizio.

Le verifiche locali devono essere estese agli elementi artificiali di rinforzo eventualmente presenti all'interno ed alla base del manufatto, con riferimento anche ai problemi di durabilità.

Nel caso di **manufatti su pendii** si deve esaminare l'influenza dell'opera in terra sulle condizioni generali di **sicurezza del pendio**, anche in relazione alle variazioni indotte nel regime idraulico delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Se l'opera ha funzioni di ritenuta idraulica, lo stato limite ultimo è da verificarsi con riferimento alla stabilità dei paramenti, in tutte le possibili condizioni di esercizio. *Si deve porre particolare attenzione alle problematiche relative al sifonamento ed all'erosione, in relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione dei materiali con i quali è realizzata l'opera, tenendo conto di quanto indicato al § 6.2.4.2.*

6.8.3 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

Nelle condizioni di esercizio, devono essere valutati gli spostamenti del manufatto e del terreno circostante, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera , per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.

6.8.4. ASPETTI COSTRUTTIVI

I materiali costituenti il manufatto devono essere posti in opera in strati con metodologie idonee a garantire il raggiungimento delle proprietà fisiche e meccaniche richieste in progetto.

Le caratteristiche dei componenti artificiali, quali i materiali geosintetici, devono essere specificate e certificate in conformità alle relative norme europee armonizzate e verificate sulla base di risultati di prove sperimentali da eseguire nelle fasi di accettazione e di verifica delle prestazioni attese.

6.8.5. CONTROLLI E MONITORAGGIO

Durante la costruzione devono essere eseguite prove di controllo secondo un programma di prove e frequenze commisurato alla tipologia ed importanza del manufatto, in modo da assicurare un congruo numero di misure significative. Con il monitoraggio si deve accertare che i valori delle grandezze misurate, quali ad esempio spostamenti e pressioni interstiziali, siano compatibili con i requisiti di sicurezza e funzionalità del manufatto e di quelli delle costruzioni contigue.

6.8.6. FRONTI DI SCAVO

6.8.6.1 INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Ferme restando le prescrizioni di carattere generale di cui al § 6.2.2, le indagini geotecniche devono inoltre tener conto della profondità, dell'ampiezza, della destinazione e del carattere permanente o provvisorio dello scavo.

6.8.6.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICHE DI SICUREZZA

Il progetto deve definire un profilo di scavo tale che risultino rispettate le prescrizioni di cui al § 6.2.4 e la verifica di sicurezza deve essere condotta con modalità analoga a quella indicata per i manufatti di materiali sciolti. Nel caso di scavi realizzati su pendio, deve essere verificata l'influenza dello scavo sulle condizioni di stabilità generale del pendio stesso. (Ndr: A2+M2+R2)

Il progetto deve tener conto dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità dello scavo, deve esaminare l'influenza dello scavo sul regime delle pressioni interstiziali e deve garantire la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dallo scavo.

Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di personale, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, **deve essere prevista una struttura di sostegno delle pareti di scavo**. Le verifiche devono essere svolte nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e nei confronti degli stati limite di servizio (SLE), quando pertinenti.

Le azioni dovute al terreno, all'acqua e ai sovraccarichi anche transitori devono essere calcolate in modo da pervenire, di volta in volta, alle condizioni più sfavorevoli.
Le ipotesi per il calcolo delle azioni del terreno e delle sollecitazioni della struttura di sostegno devono essere giustificate portando in conto la deformabilità relativa del terreno-struttura di sostegno e dell'armatura , le modalità esecutive dello scavo, le caratteristiche meccaniche del terreno e il tempo di permanenza dello scavo.

6.9. MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEI TERRENI E DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Le presenti norme riguardano la progettazione, la costruzione e il controllo degli interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi, realizzati per diverse finalità applicative.

La scelta del tipo di intervento deve derivare da una caratterizzazione geotecnica dei terreni e degli ammassi rocciosi da trattare e da un'analisi dei fattori tecnici, organizzativi e ambientali.

Gli interventi devono essere giustificati, indicando i fattori geotecnici che ci si propone di modificare e fornendo valutazioni quantitative degli effetti meccanici attesi.

Le indagini geotecniche devono riguardare anche l'accertamento dei risultati conseguiti, avvalendosi di misure e di appositi campi prova.

Nel progetto devono essere definiti il dimensionamento degli interventi, le caratteristiche degli eventuali elementi strutturali e dei materiali di apporto, le tecniche necessarie e le sequenze operative.

Il progetto deve indicare le modalità di accertamento dei risultati, specificando le misure e le indagini sperimentali più opportune in relazione alla tipologia ed agli obiettivi dell'intervento di miglioramento e/o rinforzo.

Negli interventi di particolare importanza il progetto deve prevedere una fase preliminare di verifica sperimentale e messa a punto delle modalità esecutive dell'intervento (campi prova).

6.10. CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO DI OPERE ESISTENTI

Le norme riguardano l'insieme dei provvedimenti tecnici con i quali si interviene sul sistema manufatto-terreno per eliminare o mitigare difetti di comportamento di un 'opera esistente.

6.10.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto degli interventi di consolidamento deve derivare dalla individuazione delle cause che hanno prodotto il comportamento anomalo dell'opera. Tali cause possono riguardare singolarmente o congiuntamente la sovrastruttura, le strutture di fondazione, il terreno di fondazione.

In particolare, devono essere ricercate le cause di anomali spostamenti del terreno conseguenti al mutato stato tensionale indotto da modifiche del manufatto, da variazioni del regime delle pressioni interstiziali, dalla costruzione di altri manufatti in adiacenza, da modifiche del profilo topografico del terreno per cause antropiche o per movimenti di massa, oppure le cause alle quali è riconducibile il deterioramento dei materiali costituenti le strutture in elevazione e le strutture di fondazione.

Il progetto del consolidamento geotecnico deve essere sviluppato unitariamente con quello strutturale, ovvero gli interventi che si reputano necessari per migliorare il terreno o per rinforzare le fondazioni devono essere concepiti congiuntamente al risanamento.

La descrizione delle modalità esecutive dell'intervento e delle opere provvisionali sono parte integrante del progetto. **Per situazioni geotecniche, nelle quali sia documentata la complessità del sottosuolo e comprovata l'impossibilità di svolgere indagini esaustive, è possibile il ricorso al metodo osservazionale.**

6.10.2. INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il progetto degli interventi di consolidamento deve essere basato su risultati di indagini sul terreno e sulle fondazioni esistenti, programmate dopo aver consultato tutta la documentazione eventualmente disponibile, relativa al manufatto da consolidare e al terreno.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti del terreno di fondazione, nell'ubicazione e nella scelta delle attrezzature e delle tecniche esecutive delle indagini si devono valutare le conseguenze di ogni disturbo che potrebbe indursi nel manufatto.

Le indagini devono anche comprendere la misura di grandezze significative per individuare i caratteri cinematici dei movimenti in atto e devono riguardare la variazione nel tempo di grandezze quali le pressioni interstiziali e gli spostamenti del terreno all'interno del volume significativo. Se è presumibile il carattere periodico dei fenomeni osservati, legato ad eventi stagionali, le misure devono essere adeguatamente protratte nel tempo.

6.10.3. TIPI DI CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO

I principali metodi per il consolidamento geotecnico di una struttura esistente comprendono in genere:

– il miglioramento e il rinforzo dei terreni di fondazione;
– il miglioramento e il rinforzo dei materiali costituenti la fondazione;
– l'ampliamento della base della fondazione, se superficiale;
– il trasferimento del carico a strati più profondi;
– l'introduzione di sostegni laterali;
– la rettifica degli spostamenti del piano di posa.

Nella scelta del metodo di consolidamento si deve tener conto della circostanza che i terreni di fondazione del manufatto siano stati da tempo sottoposti all'azione di carichi permanenti e ad altre azioni eccezionali. Si devono valutare gli effetti di un'eventuale ridistribuzione delle sollecitazioni nel terreno per effetto dell'intervento sulla risposta meccanica dell'intero manufatto, sia a breve che a lungo termine.

Interventi a carattere provvisorio o definitivo che comportino variazioni di volume, quali il congelamento, le iniezioni, la gettiniezione, e modifiche del regime delle pressioni interstiziali, richiedono particolari cautele e possono essere adottati solo dopo averne valutato gli effetti sul comportamento del manufatto stesso e di quelli adiacenti.

Le funzioni dell'intervento di consolidamento devono essere chiaramente identificate e definite in progetto.

6.11. DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI

6.11.1. DISCARICHE CONTROLLATE

6.11.1.1 CRITERI DI PROGETTO

Oltre a quanto stabilito nelle specifiche norme vigenti, **il progetto delle discariche deve essere basato sulla caratterizzazione del sito, con una chiara definizione delle modalità costruttive e di controllo dei diversi dispositivi di barriera, tenendo conto della natura dei rifiuti, della vulnerabilità ambientale del territorio e dei rischi connessi con eventuali malfunzionamenti.**

6.11.1.2 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

La caratterizzazione geologica e geotecnica deve essere finalizzata alla identificazione della natura dei terreni e delle rocce degli ammassi rocciosi presenti nell'area e dello schema di circolazione idrica del sottosuolo, nonché alla valutazione di tutte le grandezze fisico-meccaniche che contribuiscono alla scelta della localizzazione dell'opera (comprensiva delle aree di deposito, di servizio e di quelle di rispetto), alla sua progettazione e al suo esercizio. È in particolare necessario il preventivo accertamento della presenza di falde acquifere, di zone di protezione naturale, del rischio sismico e di inondazione, del rischio di frane o di valanghe e di fenomeni di subsidenza.

6.11.1.3 MODALITÀ COSTRUTTIVE E DI CONTROLLO DEI DISPOSITIVI DI BARRIERA

Il progetto dovrà definire in dettaglio le modalità costruttive e di controllo delle barriere previste dalla specifica normativa di settore. In particolare, devono essere definite le prove di qualificazione del materiale impiegato e le modalità costruttive in termini di spessore degli strati da porre in opera e metodi di compattazione.

Il progetto deve inoltre definire il numero e la frequenza delle prove di controllo da eseguire in sito e in laboratori o durante la costruzione delle barriere. In ogni caso, sulla barriera finita dovranno essere previste specifiche prove di controllo della permeabilità, in numero adeguato da consentire la valutazione del raggiungimento o meno dei requisiti richiesti dalla specifica normativa di settore.

6.11.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

La stabilità del manufatto e dei terreni di fondazione deve essere valutata mediante specifiche analisi geotecniche, riferite alle diverse fasi della vita dell'opera. In particolare deve essere verificata la stabilità e la deformabilità del fondo, per garantire nel tempo l'efficacia e la funzionalità del sistema di raccolta del percolato, la stabilità globale e la stabilità delle pareti laterali.

In particolare, nel caso di barriere composite, devono essere valutate le condizioni di stabilità lungo superfici di scorrimento che comprendano anche le interfacce tra i diversi materiali utilizzati.

Nelle verifiche che interessano il corpo della discarica, si devono attribuire ai materiali di rifiuto parametri che tengano conto della composizione del rifiuto medesimo e dei metodi di pretrattamento e costipamento adottati nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

6.11.1.5 MONITORAGGIO

Il monitoraggio geotecnico del complesso discarica-terreno deve in generale comprendere la misura di grandezze significative – quali, ad esempio, spostamenti, pressioni interstiziali, caratteristiche del percolato e di eventuale biogas .

6.11.2. DEPOSITI DI INERTI

6.11.2.1 CRITERI DI PROGETTO

Il progetto deve definire modalità e caratteristiche del deposito in modo che risultino rispettate le prescrizioni di cui al § 6.2.4 e la verifica di sicurezza deve essere condotta con modalità analoga a quella indicata al § 6.8 per i *manufatti di materiali sciolti*.

Nelle verifiche che interessano il corpo del deposito, si devono attribuire parametri che tengano conto della natura e delle modalità di compattazione del materiale nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

Per i bacini di decantazione a servizio di attività estrattive consistenti in invasi delimitati almeno da un lato da argini di terra in cui i solidi sono separati dai liquidi, devono essere determinate le caratteristiche del materiale di decantazione per diverse possibili condizioni di consolidazione.

Al fine di garantire condizioni adeguate di stabilità, devono essere previsti dispositivi per la raccolta e l'allontanamento dal deposito delle acque di ruscellamento superficiale e dispositivi per la riduzione e il controllo del regime delle pressioni interstiziali all'interno del materiale del deposito. È da prevedersi un dispositivo per evitare comunque la tracimazione. Nel progetto devono essere definite le modalità di posa in opera dei materiali e i provvedimenti per evitare dissesti del materiale del deposito.

6.11.2.2 MONITORAGGIO

Il monitoraggio geotecnico del complesso deposito-terreno consiste nella installazione di appropriata strumentazione e nella misura di grandezze significative – quali, ad esempio, spostamenti e pressioni interstiziali.

Deve essere altresì effettuato un controllo delle acque di ruscellamento superficiale al fine di limitarne la penetrazione nel corpo del deposito.

C6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le opere di materiali sciolti indicati nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni sono ad esempio i rilevati per strade, ferrovie, aeroporti e piazzali, i riempimenti a tergo di strutture di sostegno, gli argini e i moli.

C6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

C6.8.1.1 RILEVATI E RINTERRI Per i rilevati ed i rinterri a tergo di opere di sostegno sono da preferire le terre a grana media o grossa. Terre a grana fine possono essere impiegate per opere di modesta importanza e quando non sia possibile reperire materiali migliori. Si possono adoperare anche materiali ottenuti dalla frantumazione di rocce. Sono da escludere materiali con forti percentuali di sostanze organiche di qualsiasi tipo e materiali fortemente rigonfianti. **Per i muri in terra armata o rinforzata i materiali da preferire sono costituiti da terre con passante ai 15 μm non superiore al 20%. Per gli elementi di rinforzo dei muri in terra armata o rinforzata è necessario effettuare verifiche locali, di rottura e di sfilamento, e verifiche nei riguardi dell'azione aggressiva dell'ambiente ed in particolare delle acque. I materiali per gli argini saranno scelti tenendo presenti i possibili moti di filtrazione. Per i dreni saranno adoperati materiali di elevata permeabilità**. La loro granulometria deve essere scelta in relazione alle caratteristiche dei materiali a contatto con i dreni stessi secondo quanto specificato di seguito. Per i moli devono essere adoperati blocchi di materiale durevole, in particolare nei confronti dell'acqua marina, e di dimensioni e caratteristiche idonee a resistere alle azioni esercitate dal moto ondoso. Limitatamente alla zona interna del manufatto possono essere adoperati materiali naturali o di frantumazione purché privi di frazione fine e opportunamente protetti da filtri. Per gli aspetti non trattati nelle NTC nei riguardi dell'impiego delle terre nei manufatti stradali e ferroviari ci si riferisca alla specifica normativa per la campionatura, le prove sui materiali e la tecnica di impiego delle terre.

C6.8.6 FRONTI DI SCAVO

I fronti di scavo indicati nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni attengono ad esempio a scavi di fondazioni, trincee stradali o ferroviarie, canali, ecc.

C6.8.6.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICHE DI SICUREZZA Le verifiche di sicurezza si intendono soddisfatte se la condizione (6.2.1) delle NTC risulta soddisfatta per tutti i possibili cinematismi di collasso. Bisogna quindi ricercare la condizione di minimo per il rapporto Rd/Ed. Le verifiche devono essere effettuate utilizzando l'approccio progettuale DA1 con riferimento alla combinazione 2 dei coefficienti parziali di cui al § 6.8.2 delle NTC.

C6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI

In questa categoria rientrano gli accumuli di materiali sciolti di qualsiasi natura inclusi quelli versati alla rinfusa (ad es. i depositi di rifiuti solidi urbani e industriali, i materiali di risulta di scavi e demolizioni, le discariche minerarie). L'entità degli accertamenti e degli studi da svolgere va commisurata all'esigenza di sicurezza, all'importanza della discarica, alla morfologia della zona, alla presenza nel sottosuolo di terreni di bassa resistenza e alle possibili influenze sulla circolazione idrica, superficiale e sotterranea, e sulla quantità delle acque. In merito ai provvedimenti necessari per la stabilità nel tempo, si richiama la necessità di far ricorso ad un'idonea strumentazione di controllo laddove si presentino casi particolarmente importanti per altezze, volumi ed ubicazioni nel territorio. Il richiamo delle norme all'aspetto idrogeologico riguarda principalmente possibili riflessi negativi dell'intervento sulla circolazione idrica nel sottosuolo.

C6.12 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE

C6.12.1 INDAGINI SPECIFICHE Per l'accertamento della fattibilità dell'opera saranno raccolte informazioni atte a definire: - le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area; - le caratteristiche topografiche dell'area; - i caratteri delle acque superficiali e sotterranee;

- le caratteristiche e il comportamento manufatti esistenti nei dintorni. Lo studio geologico deve definire i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva, i caratteri stratigrafici e strutturali, il grado di alterazione, la degradabilità e la fratturazione degli ammassi rocciosi, nonché lo schema idrogeologico. Lo studio geotecnico deve permettere la definizione delle proprietà fisiche e meccaniche dei principali tipi di terreno e del regime delle pressioni interstiziali. A tal fine saranno eseguite indagini in sito e in laboratorio in quantità ed estensione proporzionate alla prevista destinazione dell'area. Sarà accertata l'eventuale esistenza di cavità naturali o artificiali nel sottosuolo, di dimensioni significative ai fini del progetto. Nel caso di aree che, in tutto o in parte, ricadano in specchi d'acqua marini, lacustri o fluviali, gli studi saranno estesi ai fondali e devono essere integrati dal rilievo della batimetria che comprenda anche le zone adiacenti, significative ai fini della destinazione dell'area.

C6.12.2 VERIFICHE DI FATTIBILITÀ

La verifica di fattibilità comprende l'accertamento delle modifiche che il sistema di opere in progetto può indurre nell'area e deve precisare se le condizioni locali impongano l'adozione di soluzioni e procedimenti costruttivi di particolare onerosità. Nel caso di aree acclivi, deve essere accertata la stabilità dei pendii con riferimento alla condizione precedente la realizzazione delle opere in progetto e a seguito della costruzione di tali opere, secondo quanto prescritto al § 6.3 delle NTC. Nel caso di reti idriche o fognarie, ed in genere di sottoservizi in aree urbanizzate o da urbanizzare, deve essere accertata l'influenza di queste sui manufatti esistenti, sia in fase di costruzione sia in fase di esercizio a seguito di eventuali guasti o rotture. Per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo devono essere valutate le deformazioni provocate dalle variazioni dello stato tensionale efficace, i conseguenti spostamenti della superficie topografica e la loro influenza sulla stabilità e sulla funzionalità dei manufatti esistenti.

C6.12.2.1 EMUNGIMENTO DA FALDE IDRICHE Il modello fisico assunto a base della progettazione delle opere e degli interventi deve essere ottenuto da specifici studi idrogeologici e geotecnici.

Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 18

PREMESSA

1 OGGETTO

2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE
- Principi fondamentali
- Stati Limite
- Valutazione della sicurezza
- Vita Nominale – Classi d'uso – Periodo di riferimento
- Azioni sulle costruzioni
- Azioni nelle verifiche agli St. Limite
- ~~Verifiche alle Tensioni Ammissibili~~

3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI
- Azione sismica
- Vento
- Neve
- Temperatura
- Az. Eccezionali

4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali

5 PONTI
- Ponti stradali
- Ponti ferroviari

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- Disposizioni generali
- Articolazione del progetto
- Stabilità dei pendii naturali
- Opere di fondazione
- Opere di sostegno
- Tiranti di ancoraggio
- Opere in mat. Sciolti e fronti di scavo
- Miglioramento e rinforzo dei terreni
- Consolidamento geotecnico di op. esistenti
- Discariche e depositi di inerti
- Fattibilità di opere su grandi aree

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE
- Requisiti nei confronti degli St. Limite
- Criteri generali di progettazione e modellazione
- Metodi di analisi e verifica
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali
- Ponti
- Strutture con isolamento o dissipazione
- Opere e sistemi geotecnici

8 COSTRUZIONI ESISTENTI

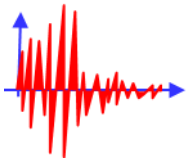
9 COLLAUDO STATICO

10 REDAZIONE DEI PROGETTI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

12 RIFERIMENTI TECNICI

Capitolo 7.
PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE



Modifiche introdotte dalle NTC18 rispetto alle NTC08

Criteri generali per progettazione antisismica	7	Per gli **edifici soggetti ad $a_g \leq 0.075$ g** sono stati definiti dei criteri semplificati per il progetto: ▪ sistema di **forze orizzontali** ($F_h = 0{,}10\ W\ \lambda$) ▪ sola verifica nei confronti dello **SLV** ▪ comportamento **strutturale non dissipativo** o dissipativo CD"B" con γ_{Rd} unitari ▪ impalcati **rigidi**
	7.2.2	**Nel paragrafo è stato definito chiaramente cosa si intende per elementi secondari (elementi progettati per resistere ai soli carichi verticali).**
		Inoltre, sono riportati degli approfondimenti per i due tipi di Comportamento Strutturale da utilizzare in fase di progettazione: **dissipativo e non dissipativo.**
	7.2.5	Per il calcolo delle **azioni in fondazione**, è stato semplificato il criterio per stabilirne l'entità. Adesso è possibile utilizzare una tra le tre situazioni previste.
		Per le **platee di fondazione** è specificata l'armatura minima, che deve essere pari allo **0.1%** dell'area della sezione trasversale.
		Per la **progettazione dei pali** è stato definito un passo massimo delle staffe pari a 8 volte il diametro longitudinale. Nelle **zone dissipative** il passo massimo delle staffe deve essere pari a 6 volte. **Nelle zone di passaggio tra strati con rigidezza molto diversa, l'infittimento deve essere mantenuto per una lunghezza pari a 5 volte il diametro del palo.** Nelle zone dissipative dei pali non è possibile utilizzare staffe a spirale. **Nella verifica a taglio dei pali, il coefficiente di sicurezza minimo è stato portato a 1.3**
		Per le **fondazioni su plinti**, è stato aggiunto l'obbligo di collegamento tra plinti anche su suolo di tipo A. La verifica assiale dei collegamenti deve essere fatta utilizzando l'accelerazione sismica degli **SLC**.

Metodi di Analisi	**7.3**	**Come in altri punti delle stesse norme, viene specificato che anche per il comportamento non dissipativo si utilizza un fattore q maggiore all'unità (≤1.5). Dal punto di vista delle definizioni, il "fattore di struttura" diventa "fattore di comportamento" (dalla terminologia anglosassone "behaviour factor").**
	NdR	**Scomparsa di qualunque riferimento alla zonazione sismica, sostituita dalla indicazione dei livelli di accelerazione agS, attesa allo SLV.**

	7.3.1	Nella definizione del fattore q aggiunto il caso di **"Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano"**. Nella tabella dei valori, sono stati aggiunti i **fattori q0** per strutture composte **acciaio-cls** e per alcune tipologie di strutture in **legno**. Per le strutture in **muratura**, i fattori q0 oltre che aggiunti hanno subito anche delle modifiche nei valori. Per i ponti è stata aggiunta la tipologia "ponti ad arco".
		Nelle nuove NTC è prescritto un controllo sul valore massimo del fattore q, il quale deve essere tale che lo spettro SLV sia superiore o uguale ad SLD in ogni punto.
		Per le strutture con comportamento non dissipativo è stato definito il fattore di struttura q_{nd} da utilizzare (compreso tra 1 e 1.5).
	7.3.3.2	Il calcolo del **periodo di vibrazione fondamentale** (per analisi lineare statica) è stato modificato. Il periodo T1 è funzione della **rigidezza** del modello, e dello **spostamento orizzontale** massimo calcolato con il peso sismico applicato in orizzontale.
Progettazione sismica per opere geotecniche	7.11.4	Rispetto alle NTC 2008, sono state aggiunte indicazioni di calcolo relative ai **fronti di scavo e rilevati**.
	7.11.5.3.1	Per le **fondazioni superficiali** se si considerano gli **effetti inerziali**, il coefficiente γ_R sarà pari a 1.8 anziché a 2.3.
		Una delle modifiche più rilevanti dell'approccio alla Geotecnica è la sostituzione della **verifica SLD** in termini di spostamenti permanenti indotti, con la **verifica del carico limite** utilizzando le pressioni calcolate con le **combinazioni SLD**.
	7.11.5.3.2	Anche per i **pali** la verifica **SLD** va fatta in termini di **carico limite** anziché come spostamenti permanenti indotti.
	7.11.6.2.1	Per i **muri di sostegno**, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m è pari a 0.38 per SLV e 0.47 per SLD.
	7.11.6.2.1 7.11.6.2.2	Il coefficiente β_m per i muri può essere incrementato, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede.
		Per la verifica a **ribaltamento dei muri**, il coefficiente β_m deve essere incrementato del 50% (con valore massimo pari ad 1), utilizzando i coefficienti parziali γ pari a 1.0.
		Per i **muri di sostegno**, i coefficienti γ_R per gli SLV sono differenziati per le **apposite verifiche**.

ATTUALMENTE LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA STATICA E QUELLA SISMICA SONO SVILUPPATE IN MODO SEPARATO

La costruzione che interagisce con il terreno (fondazione, opera di sostegno..) è concepita per le azioni statiche

L'opera progettata per le azioni statiche è quindi verificata nei confronti delle azioni sismiche e, se necessario, modificata

<u>.... tipiche conseguenze</u>

- Sovradimensionamento geotecnico
- Sottodimensionamento strutturale
- costi eccessivi

In Europa c'è chi promuove la continuità fra progettazione geotecnica statica e sismica

- **E', infatti, errato considerare che il progetto sismico di una fondazione sia semplicemente aggiungere una verifica di stabilità o di funzionalità in più.**

- I progettisti dei paesi ad alta sismicità sono ben consapevoli che il progetto delle fondazioni, delle opere di sostegno etc. non è solo scegliere geometria e capacità strutturale, ma la concezione dell'opera deve tenere conto del suo ruolo nell'impianto strutturale complessivo e delle prestazioni richieste all'opera stessa.

- **E' importante comprendere che la condizione sismica deve influenzare la concezione iniziale del progetto.**

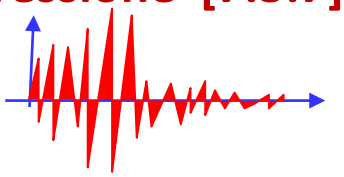
- **La condizione sismica è quella dimensionante dal punto di vista strutturale nelle zone ad alta sismicità.**

7.0. GENERALITÀ

Il presente capitolo disciplina la ***progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica***. **Le sue indicazioni sono da considerarsi aggiuntive** e non sostitutive **di quelle riportate nei Capitoli 4, 5 e 6**; si deve inoltre far sempre **riferimento** a quanto indicato nel **Capitolo 2**, *per la* ***valutazione della sicurezza***, e nel **Capitolo 3**, *per la* ***valutazione dell'azione sismica.***

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello SLV, da $a_gS \leq 0{,}075g$ (Ndr: **a_{max}**) **possono essere progettate e verificate come segue**:

- **si considera la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4, applicando**, in due direzioni ortogonali, **il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo**



$$F_h = 0{,}10\ W\lambda$$

per tutte le tipologie strutturali, essendo λ definito al §7.3.32;

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \qquad [7.3.7]$$

dove:

F_h	$= S_d(T_1)\ W\ \lambda/g$
F_i	è la forza da applicare alla massa i-esima;
W_i e W_j	sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
z_i e z_j	sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;
$S_d(T_1)$	è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;
W	è il peso complessivo della costruzione;
λ	è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
g	è l'accelerazione di gravità.

(T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro).

-•si richiede la sola verifica nei confronti dello ***SLV***;

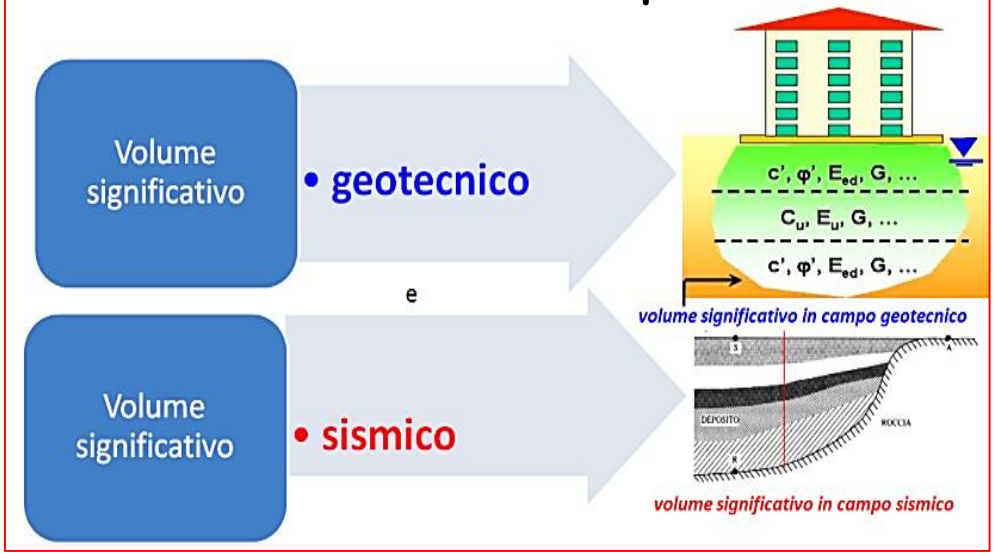
-•si utilizza in generale una "***progettazione per comportamento strutturale non dissipativa***", quale definita nel § 7.2.2; **qualora si scelga una "progettazione per comportamento strutturale dissipativa"**, quale definita nel § 7.2.2, **si possono impiegare, in classe di duttilità CD"B", valori unitari per i coefficienti γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I;**

-•*ad eccezione del caso di edifici fino a due piani*, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, **gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidezza e resistenza di cui al § 7.2.2**.

Circolare: scomparsa di qualunque riferimento alla zonazione sismica, sostituita dalla indicazione dei livelli di accelerazione agS (amax), attesa allo SLV.

Per volume significativo «geotecnico» di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

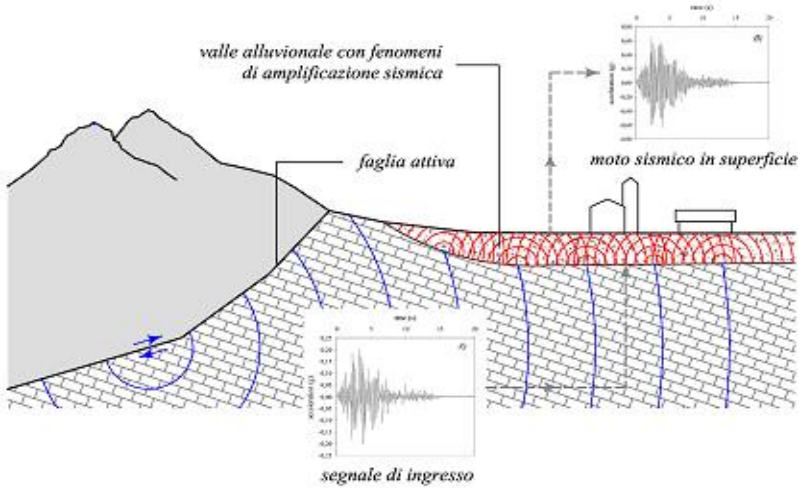
Volume significativo « *sismico* » è la parte di sottosuolo compresa tra la superficie (o piano di riferimento della Vs) e il bedrock sismico.



Attenzione dunque all' **amax = ag.S** **nei confronti di SLV**

con **S = Ss. ST**

Se nel sito amax ≤ 0.075 g



1.-nella combinazione delle azioni si assume la combinazione sismica

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \qquad [3.2.13]$$

Forza da applicare a ciascuna massa della costruzione

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \qquad [7.3.7]$$

Fh = 0,10 W λ

2. - verifica solo nei confronti dello SLV

Con **W peso complessivo della costruzione**

λ coefficiente paro 0,85 se la costruzione ha tre orizzontamenti e T1 < 2Tc , altrimenti pari a 1,0.

7.1. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

S'intende per:

- ***capacità di un elemento strutturale o di una struttura*:** l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità da essi manifestate, quando soggetti ad un prefissato insieme di azioni;
- ***domanda su un elemento strutturale o su una struttura*:** l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità ad essi richieste da un prefissato insieme di azioni.

Sotto l'effetto delle azioni definite nel § 3.2, **deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio**, quali definiti al § 3.2.1 e individuati ***riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso che include, oltre agli elementi strutturali in elevazione e di fondazione, agli elementi non strutturali e agli impianti, il volume significativo di terreno***.

***La verifica nei confronti dei vari stati limite si effettua confrontando* capacità** e **domanda**; in mancanza di specifiche indicazioni in merito, la verifica si considera svolta positivamente quando sono soddisfatti i requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità, per gli elementi strutturali, e di stabilità e funzionalità, per gli elementi non strutturali e gli impianti, secondo quanto indicato al §7.3.6.

Per tutti gli stati limite, **le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti dalla risposta del terreno e delle strutture sovrastanti**, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. **Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito, secondo quanto indicato nel § 7.11.5**

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

(Ndr: interessa per inserire il fattore di comportamento q, insieme con T1, per ottenere lo spettro di progetto e ridurre la domanda sismica)

L'entità della domanda con la quale confrontare la capacità della struttura, secondo i criteri definiti al § 7.3.6, può essere valutata utilizzando una delle modellazioni descritte in precedenza ed adottando uno fra i metodi di analisi illustrati nel seguito.

I metodi di analisi si articolano in lineari e non lineari, in funzione delle caratteristiche della struttura e del modello di comportamento adottato.

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q **(ex Fattore di struttura). I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.**

Per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi considerati, nella tabella successiva sono riportati:

- ***per l'analisi lineare***, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica e i limiti da attribuire al fattore di comportamento q, a seconda dello stato limite considerato;
- ***per l'analisi non lineare***, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica.

ANALISI LINEARE

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo, sia dissipativo (§ 7.2.2). ***In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q, i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base q0 riportati in Tab. 7.3.II.***

Valori del fattore di comportamento q (Forniti dallo strutturista)

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento q, da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacita dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento (ex **Fattore di struttura q**) relativo allo ***SLV*** è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \qquad [7.3.1]$$ **(già analizzato;v.)**

dove:

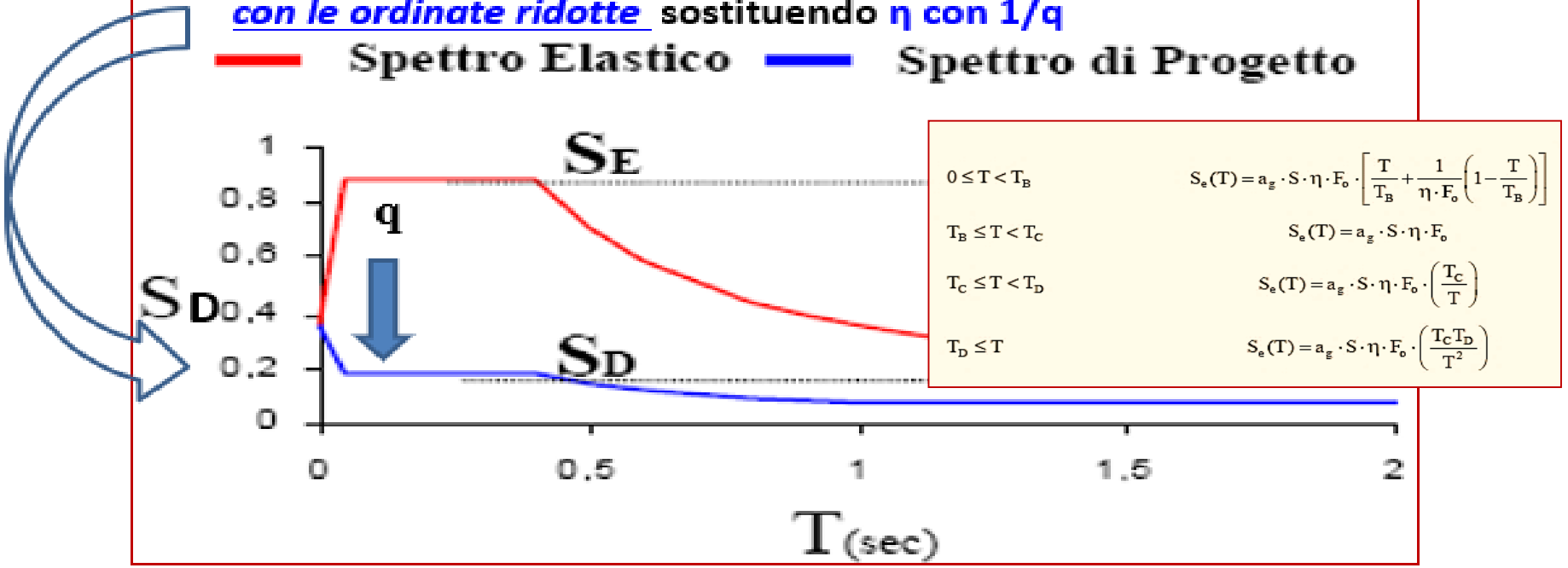
q0 è il valore base del fattore di comportamento allo *SLV*, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto αu/α1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; ***la scelta di q0 deve essere esplicitamente giustificata***;

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

COME SI UTILIZZANO GLI SPETTRI DI PROGETTO

Per tutti gli Stati Limite, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica, eccetto (SLO), Spettri elastici ≠ 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



$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

OBBLIGATORIO:
$S_D(T) \geq 0{,}2 a_g$

η smorzamento diverso da quello base del 5%

ESEMPIO

Nella combinazione delle azioni **stati limite ultimi e di esercizio** →

Combinazione sismica :

E + G1 + G2 + P + ψ21×Qk1 + ψ22×Qk2 + …

- **E** è l'azione sismica per lo stato limite considerato (**SLV** o **SLD**)

-G_1, G_2 il valore caratteristico delle azioni permanenti

–ψ_{2j}×Q_{kj} … il valore caratteristico delle azioni variabili o accidentali.

Ma come si ricava **E (Azione sismica)** e quindi successivamente **Ed**, ossia le Azioni di progetto?

$E = (G_1+G_2+ \psi_{2j}*Q_{kj}) * kv$ (kN)

Kv (coefficiente sismico verticale) va ricavato dallo spettro di progetto verticale in base al livello prestazionale (SLV o SLD)

$Ed \leq Rd$

$Ed = (G_1+G_2+ \psi_{2j}*Q_{kj}) + E$ e sostituendo **E**

$Ed = (G_1+G_2+ \psi_{2j}*Q_{kj}) + [(G_1+G_2+ \psi_{2j}*Q_{kj}) * kv]$

UTILIZZO DEGLI SPETTRI DI PROGETTO

INTRO

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

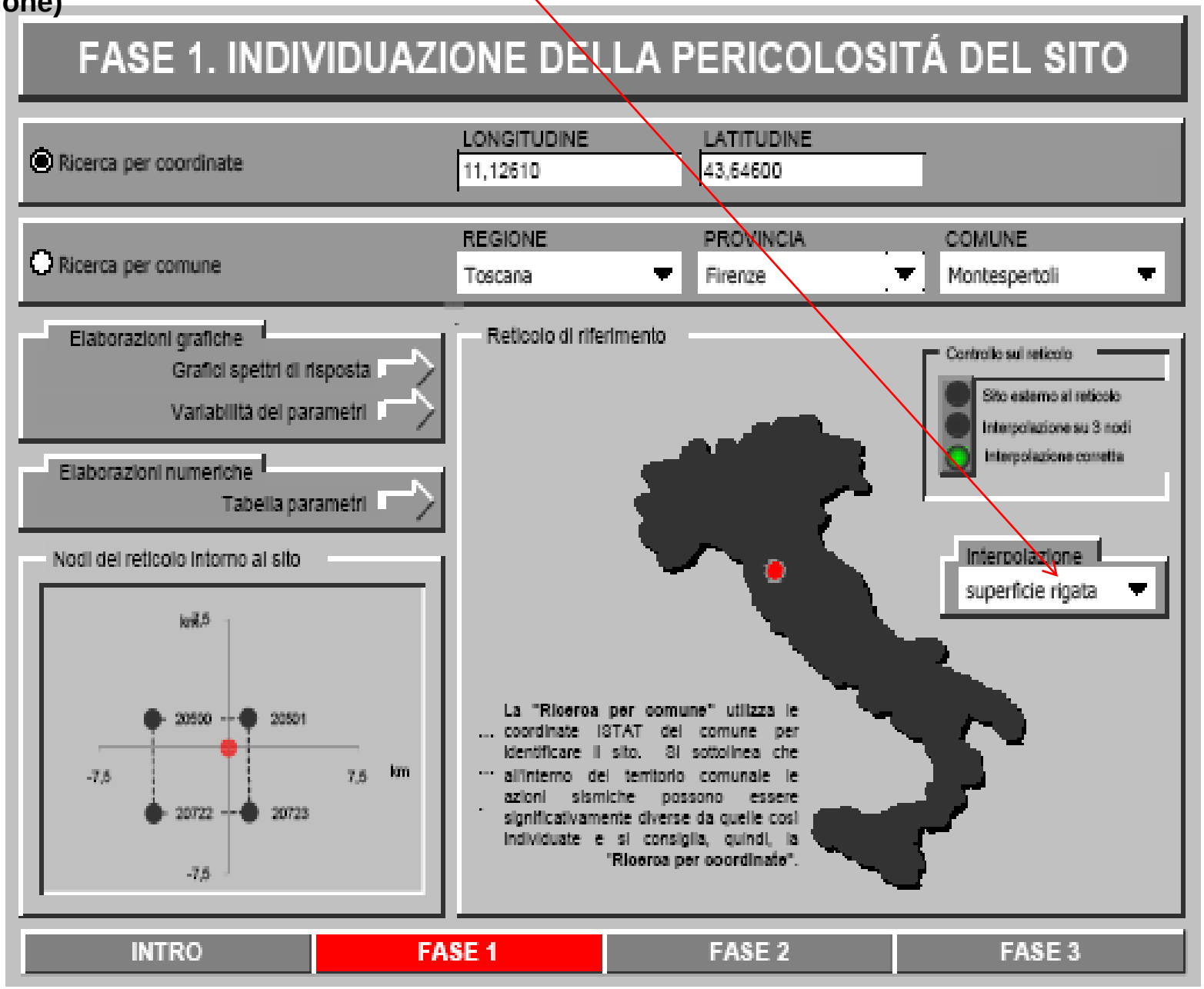
Spettri di risposta ver. 1.0.3

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- nonchè 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

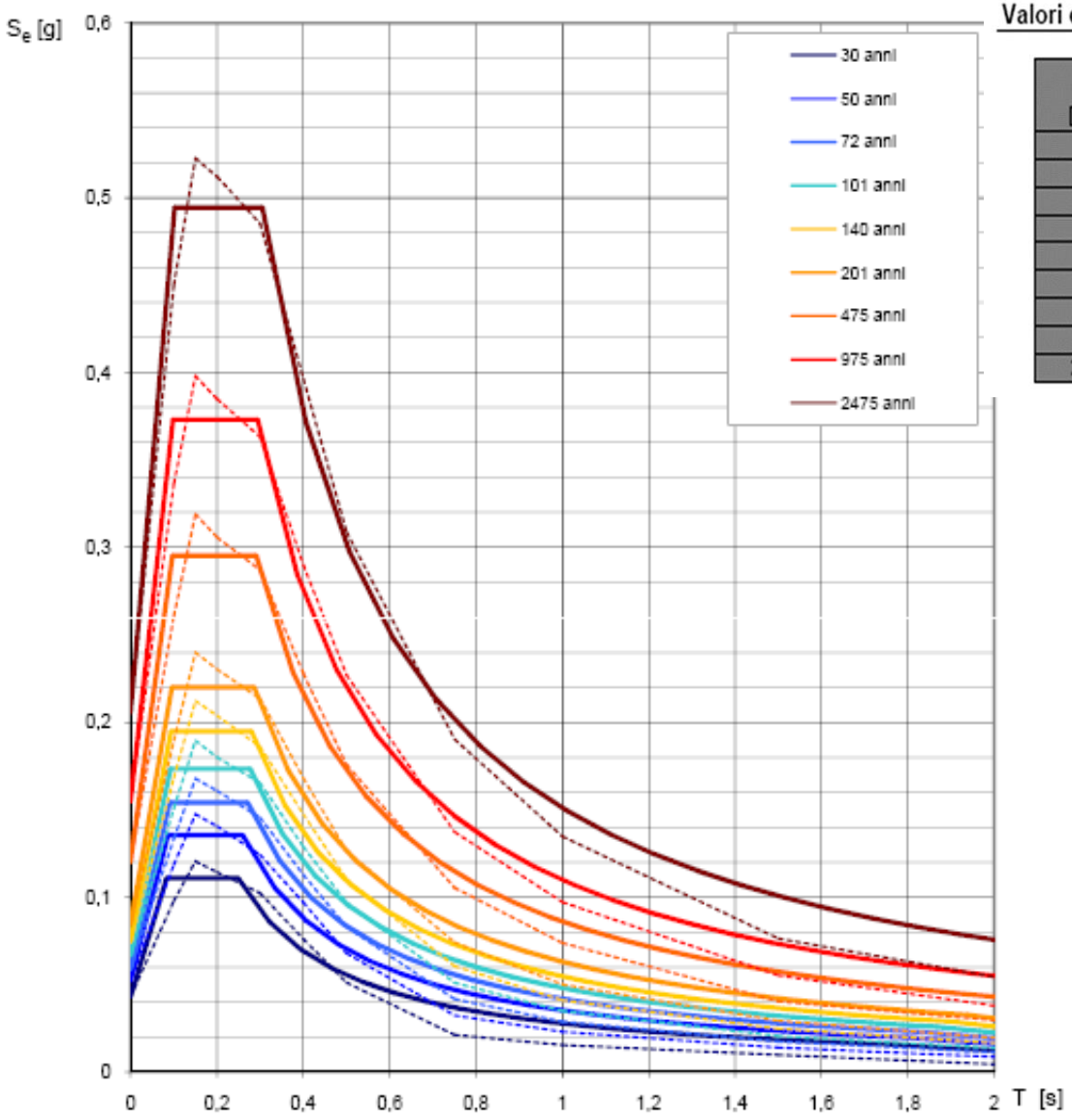
Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

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.

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)



Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



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	2,594	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	2,457	0,291
975	0,155	2,411	0,294
2475	0,206	2,402	0,305

NOTA:
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N	50	Info
Coefficiente d'uso della costruzione - c_U	1,5	Info

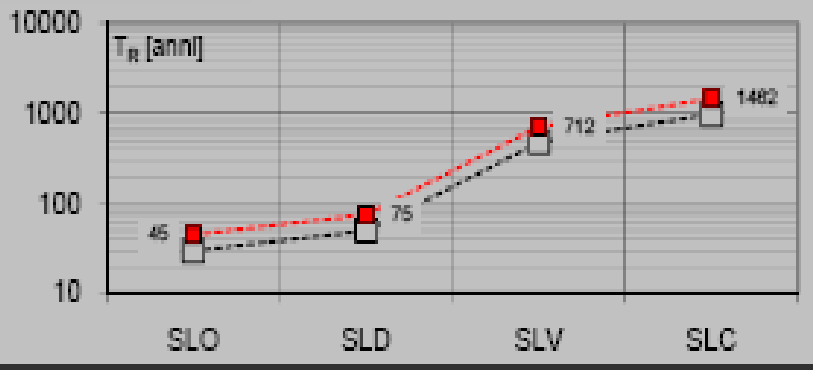
Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R	75	Info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R		Info
Stati limite di esercizio - SLE: SLO - P_{VR} = 81%	45	
SLD - P_{VR} = 63%	75	
Stati limite ultimi - SLU: SLV - P_{VR} = 10%	712	
SLC - P_{VR} = 5%	1462	

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



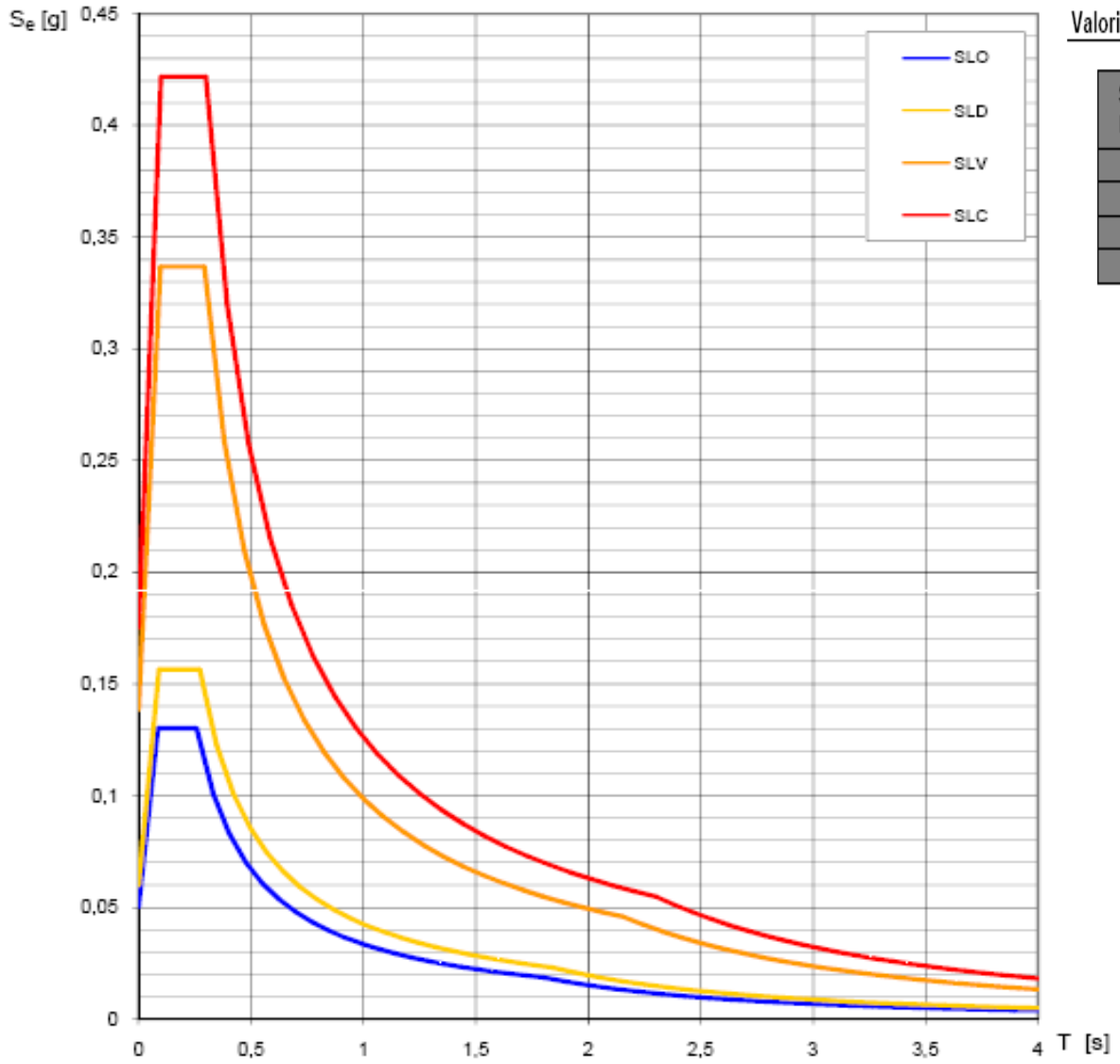
LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO | FASE 1 | FASE 2 | FASE 3

Classe d'uso III
Cu = 1,5

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



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	0,050	2,590	0,257
SLD	75	0,060	2,618	0,271
SLV	712	0,139	2,431	0,293
SLC	1462	0,175	2,407	0,299

Dagli spettri di risposta elastici, introducendo il **periodo fondamentale di struttura T1** ed il **fattore di comportamento q**, forniti dallo strutturista, si sono ricavati gli spettri di progetto:

Fattore di comportamento q = 3.0, q_0= 3,75 (edificio irregolare in pianta e in altezza)

Periodo fondamentale T1 = 0.358

IMPORTANTE

Nel foglio del CSLP nella "FASE 3" non viene richiesto il fattore di comportamento 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:

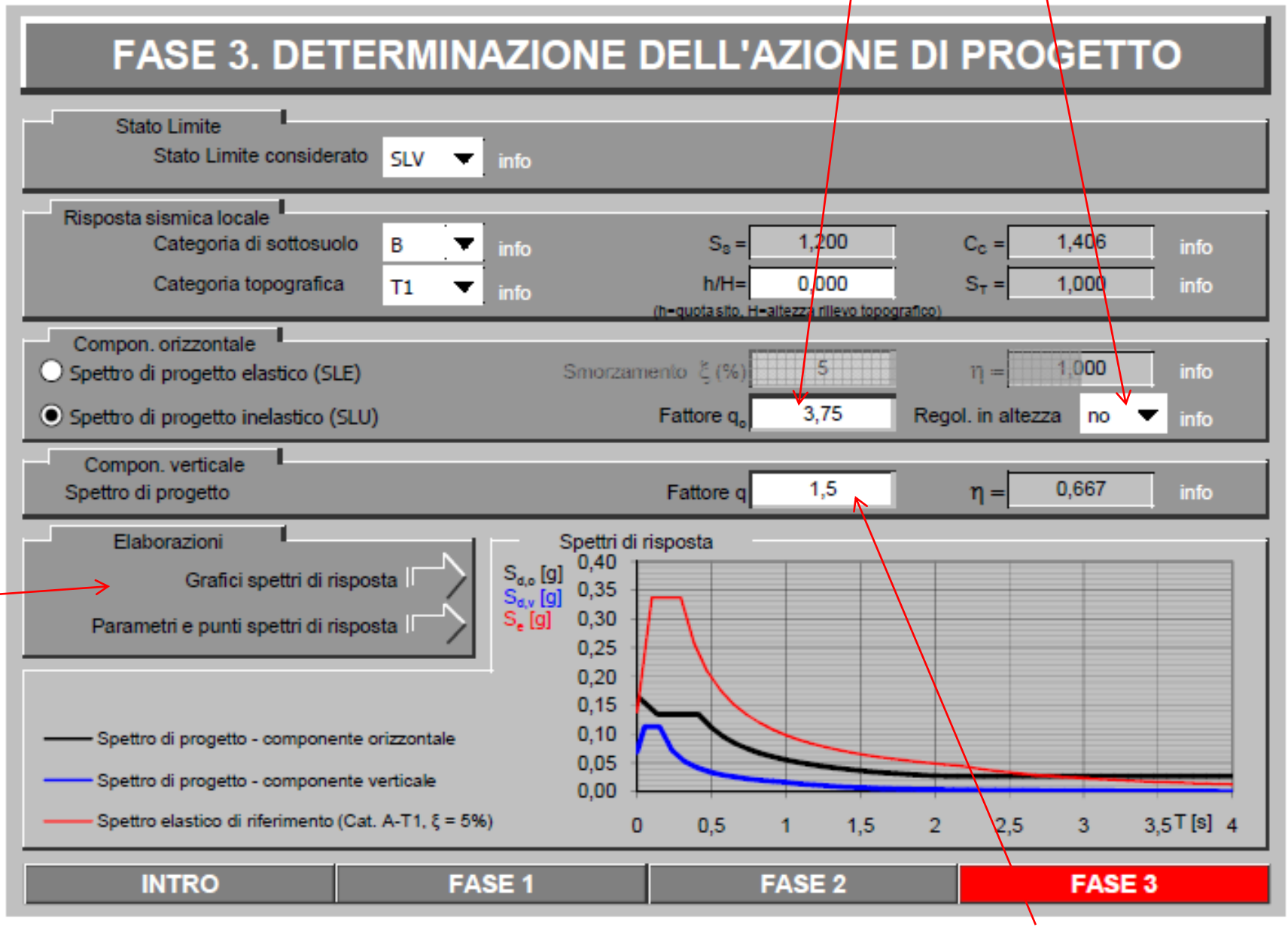
1) si inserisce tale valore al posto di q_0, se l'edificio è regolare in altezza, poiché

$$q = q_0 \cdot K_r$$

e in questo caso Kr = 1,0 ; nella finestra *di Spettri* a destra di quella di **qo** a *Regol. in altezza* va detto **si**;

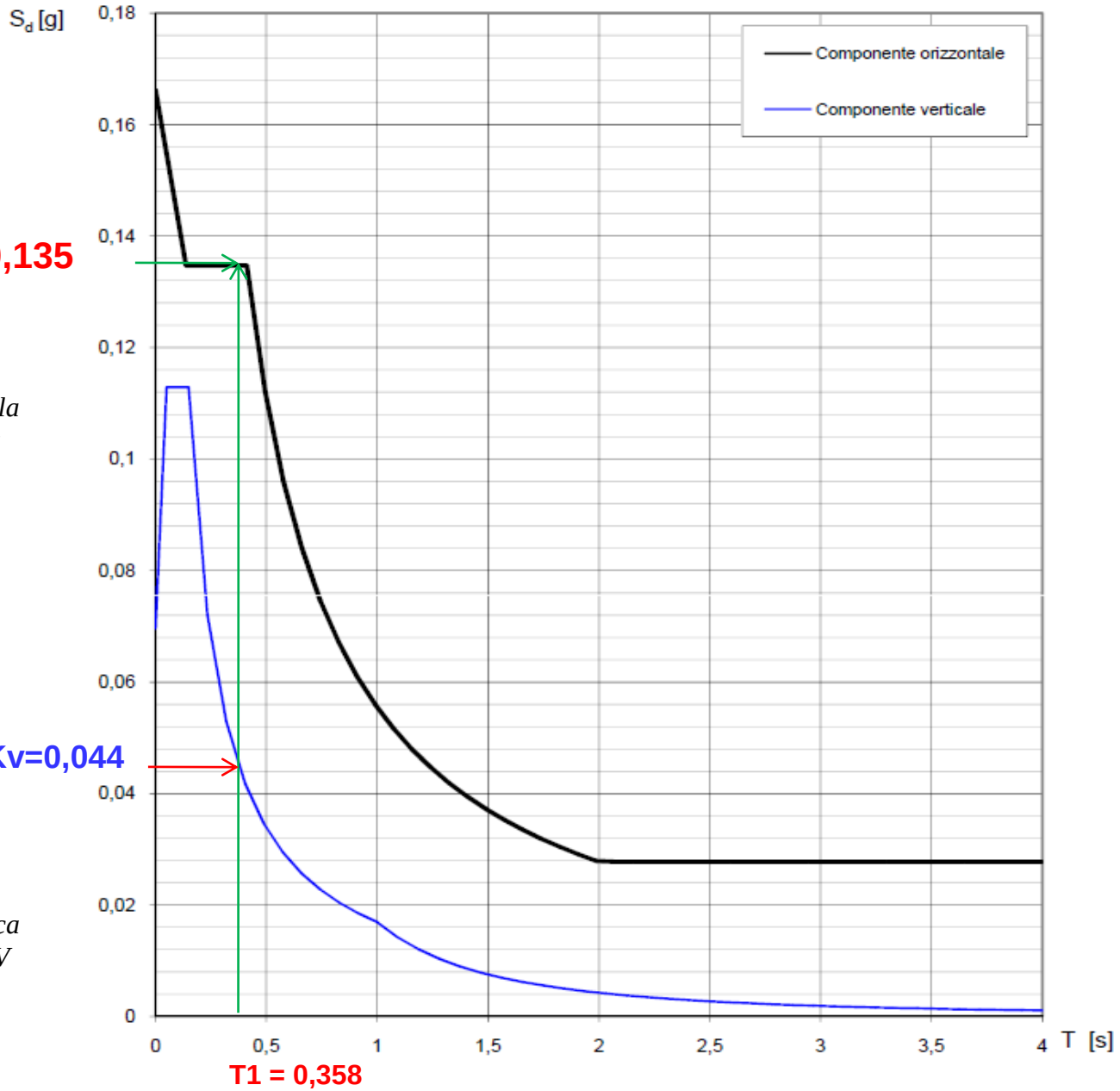
2) si ottiene q_0 da q/0,8 se l'edificio in altezza è irregolare, poiché in tal caso Kr = 0,8.

Nella finestra a *Regol. in altezza* va detto **no**.



SLV- Spettro di progetto inelastico (SLU) - q verticale è <u>sempre</u> = 1.5

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Khi = **0,135** *da utilizzare per il taglio sismico alla base per verifica allo scorrimento*

Kv = **0,044** *da utilizzare nella combinazione sismica* **(qlim sismica)** - *SLV* (Resistenze) per **E**

Sd(T) – SLV dallo spettro di progetto inelastico (SLU)

Khi = 0,135 *da utilizzare per il taglio sismico alla base per verifica allo scorrimento*

Kv = 0,044 *da utilizzare nella combinazione sismica* **(qlim sismica)** - *SLV* (Resistenze) per **E**

stati limite ultimi (qlim sismica) ***SLV***

Combinazione sismica

E + G1 + G2 + P + ψ21×Qk1 + ψ22×Qk2 + …

E (kN) = **(G_1+G_2+ ψ2j*Q_{kj}) * kv**

E (kN) = **(G_1+G_2+ ψ2j*Q_{kj}) * 0,044**

sostituendo

0,044 kN + G1 + G2 + P + ψ21×Qk1 + ψ22×Qk2 + …

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

q fornito dallo strutturista

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (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 khi, poiché T1 si raccorda con il plateau. (v. pag.157)

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	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

$$S = S_S \cdot S_T \qquad \text{(NTC-08 Eq. 3.2.5)}$$

$$\eta = 1/q \qquad \text{(NTC-08 §. 3.2.3.5)}$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \qquad \text{(NTC-08 Eq. 3.2.11)}$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \le T < T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

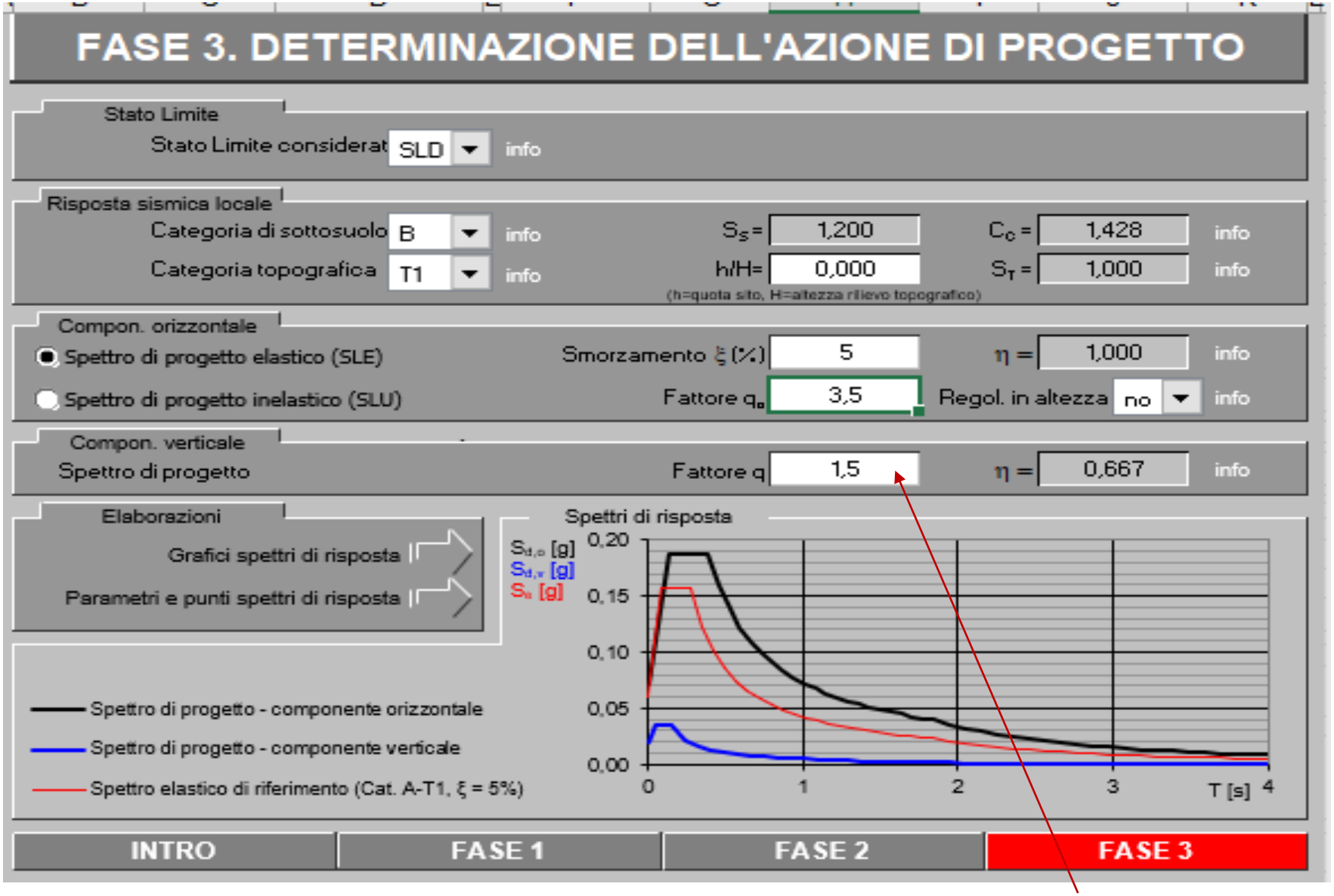
$$T_B \le T < T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \le T < T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

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

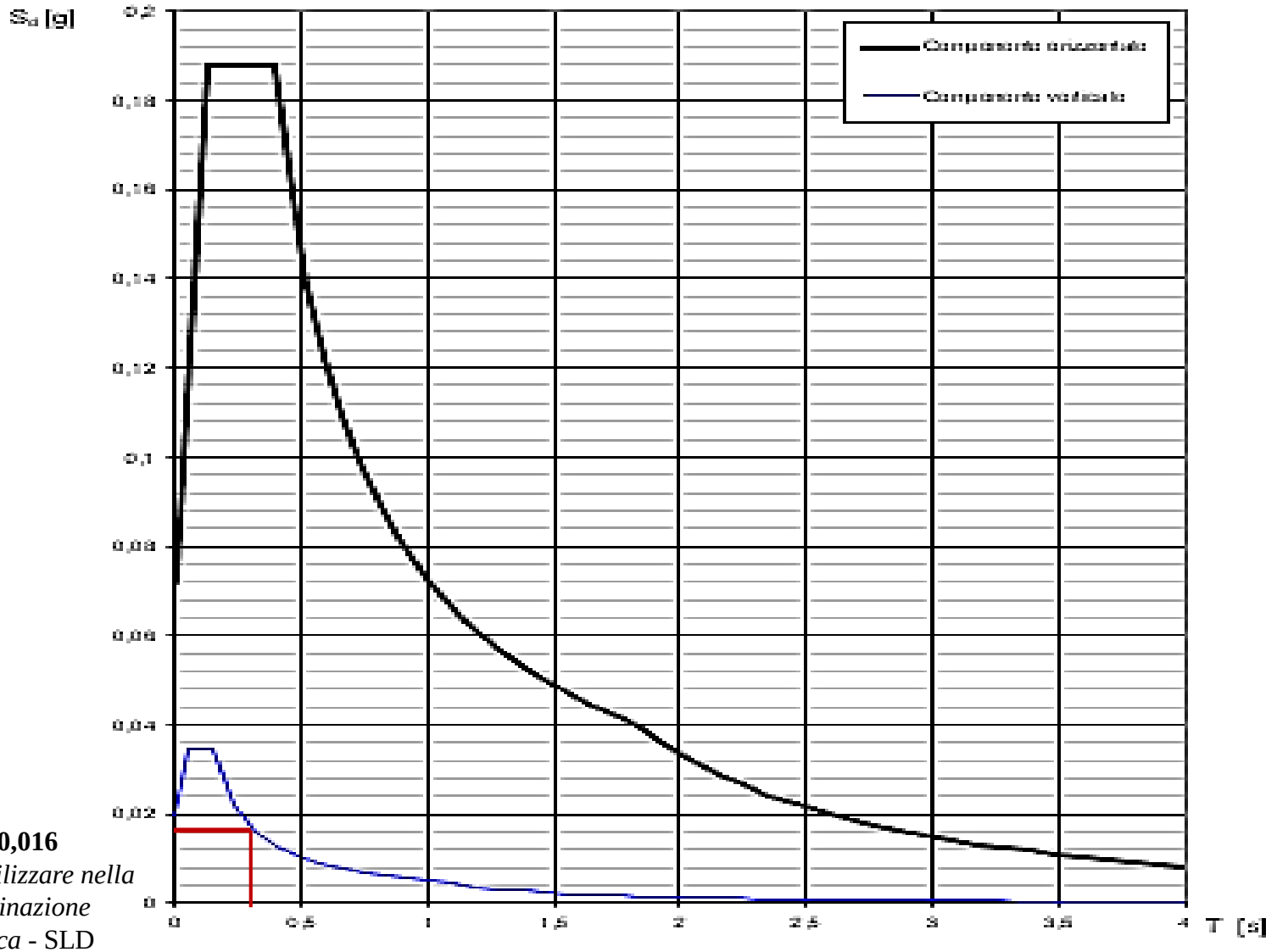
Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,070
T_B ←	0,050	0,113
T_C ←	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 ←	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



SLD- Spettro di progetto elastico (SLE) - q verticale è = 1.5

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo SLD



Kv= 0,016
da utilizzare nella combinazione sismica - SLD (cedimenti) per **E**

T1=0,358

Sd(T) dallo spettro di progetto elastico (SLE)

Kv= 0,016 *da utilizzare nella combinazione sismica* - SLD (cedimenti) per **E**

stati limite esercizio (cedimenti sismici) *SLD*

Combinazione sismica

E + G1 + G2 + P + ψ21×Qk1 + ψ22×Qk2 + …

con

E (kN) = **(G_1+G_2+ ψ2j*Q_{kj}) * kv**

E (kN) = (G_1+G_2+ ψ2j*Q_{kj}) * 0,016

0,016 kN + G1 + G2 + P + ψ21×Qk1 + ψ22×Qk2 + …

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0,020 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	0,864
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ [NTC-08 Eq. 3.2.5]

$\eta = 1/q$ [NTC-08 § 3.2.3.5]

$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0.5}$ [NTC-08 Eq. 3.2.11]

Espressioni dello spettro di risposta [NTC-08 Eq.

$0 \le T < T_B$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \le T < T_C$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$

$T_C \le T < T_D$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,020
T_B	0,050	0,054
T_C	0,150	0,054
	0,235	0,022
	0,320	0,016
	0,405	0,013
	0,490	0,011
	0,575	0,009
	0,660	0,008
	0,745	0,007
	0,830	0,006
	0,915	0,006
T_D	1,000	0,005
	1,034	0,004
	1,100	0,004
	1,201	0,003
	1,375	0,003
	1,463	0,002
	1,563	0,002
	1,656	0,002
	1,750	0,002
	1,844	0,002
	1,938	0,001
	2,031	0,001
	2,125	0,001
	2,219	0,001
	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	0,000
	3,344	0,000
	3,438	0,000
	3,531	0,000
	3,625	0,000
	3,719	0,000
	3,813	0,000
	3,906	0,000
	4,000	0,000

7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, **a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T1) non superi 2,5 TC o TD e che la costruzione sia regolare in altezza.**

Analisi lineare statica effettuabile se T1 < 2.5 Tc e costruzione regolare in altezza

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, T1 (in secondi) **può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente**:

$$T1 = 2\sqrt{d} \qquad [7.3.6]$$

o ($T1 = C_1 \times H^{3/4}$ delle NTC08 , ancora utilizzabile secondo la Circolare n. 7/19)

dove **d** è lo **spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio**, espresso **in metri**, **dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.**

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \qquad [2.5.7]$$

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \qquad [7.3.7]$$

dove:

F_h $= S_d(T_1)\, W\, \lambda / g$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo *SLV* si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \qquad [7.3.8]$$

dove

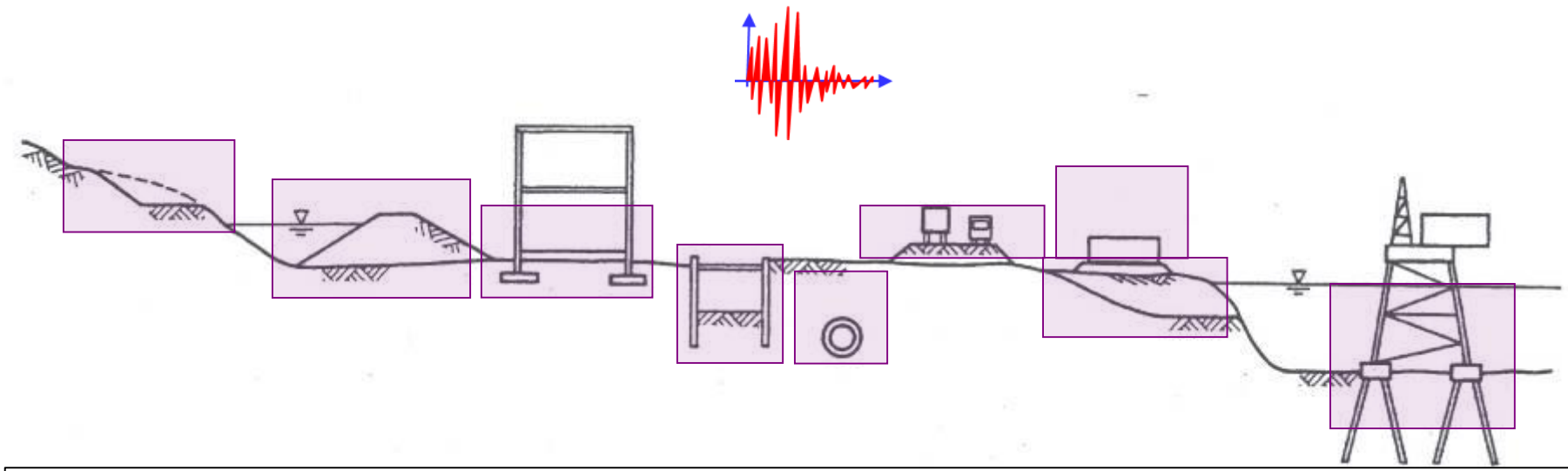
$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$
$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_C}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_C \qquad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Gli spostamenti allo *SLC* si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,25 gli spostamenti allo *SLV*.

7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

Le presenti norme disciplinano la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 soggetti ad azioni sismiche, nonché i requisiti cui devono soddisfare i siti di costruzione e i terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni.



In aggiunta alle prescrizioni contenute nel presente paragrafo, le opere e i sistemi geotecnici devono soddisfare le prescrizioni contenute nel Capitolo 6, relative alle combinazioni di carico non sismico.

SCHEMA PROPEDEUTICO AL 7.11.1

Per le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si utilizzano quali livelli prestazionali solo: SLD e SLV

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

Calcoli:
Cedimenti
Spostamenti
Deformazioni

Calcoli:
Fondazioni
Muri
Paratie
Rilevati
Pendii rtificiali
Fronti di scavo

Con il sisma le azioni A non si amplificano e i coefficienti parziali M non si riducono

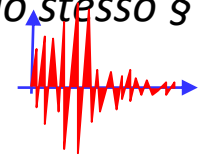
$\gamma A = 1$; $\gamma M2 = \gamma M1 = 1$

Rimane solo γR indicato nel cap. 7; se mancante, si assume per la singola opera quello indicato nel cap. 6.

7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1 .

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (*SLV*) *di* cui al § 3.2.1; **quelle** agli **stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (*SLD*)** *di cui allo stesso § 3.2.1.*

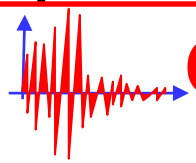
Quindi solo ⇒  ***SLU - SLV*** *e* ***SLE - SLD***

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU-SLV) **:**

-coefficienti parziali sulle azioni $\gamma A = 1$

-coefficienti parziali sui parametri geotecnici $\gamma M = 1$

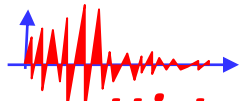
-resistenze di progetto γR ***sono*** **indicate nelle verifiche in questo capitolo 7. Se mancanti, si ricavano dal cap.6 (condizioni statiche).**



Con il sisma le azioni A non si amplificano e i coefficienti parziali γM non si riducono:

$\gamma A = 1$; $\gamma M2 = \gamma M1 = 1$.

7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI



Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio.

Le indagini devono comprendere l'accertamento degli 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.* ***(in senso sismico: vs > 800 m/s!)***

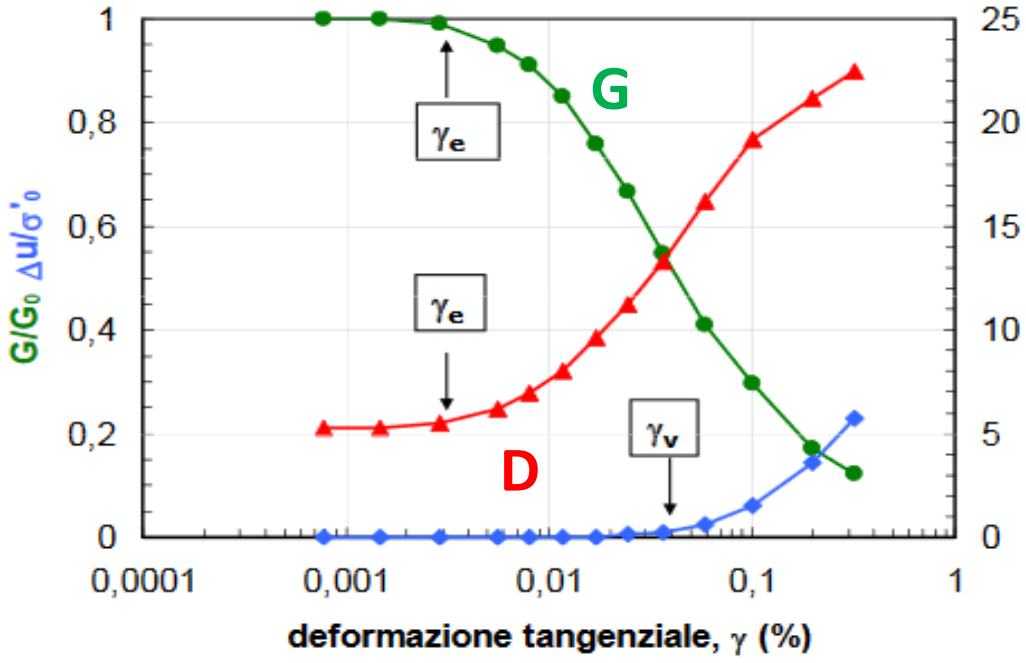
(Ndr: Elementi già rilevati e presenti nella Relazione Geologica, come richiesto da C 3.2.2).

♦ ♦ ♦

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Nel caso di opere per le quali si preveda l'impiego di metodi d'analisi avanzata, è opportuna anche 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 secondo i criteri esposti nel § 3.2.2.** **(Ndr: Categorie di sottosuolo)**

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo.



Al crescere di γ :
- la rigidezza G diminuisce
- lo smorzamento D aumenta

Vengono individuati due livelli di *soglia:*
- una soglia elastica γe
- una soglia volumetrica γv

Oltre la soglia volumetrica γv si osservano :

Drenaggio libero Terreni non saturi	Drenaggio impedito Terreni saturi
variazioni di volume ε_v	sovrapressioni interstiziali Δu
degradazione ciclica [$G(\gamma)$, $D(\gamma) = f(N_{cicli})$] distorsioni permanenti ε_s	

Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tenere conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi.

- **Nei terreni saturi** si assumono generalmente **condizioni di drenaggio impedito**. **In tal caso, nelle analisi condotte in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione**

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan \phi' \qquad [7.11.1]$$

dove

σ'_n tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura, Δu l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma

c' e φ' parametri che tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

- **Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali** esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, valutata in condizioni di sollecitazione ciclica

$$\tau_f = c_{u,c} \qquad [7.11.2]$$

dove *cu,c include gli effetti di degradazione dei terreni*.

Circolare:C7.11.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, così come la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo, costituiscono **un insieme di attività riguardanti unitariamente la progettazione geotecnica**, **sia in condizioni statiche**, **sia in condizioni sismiche**.

Ne consegue che la **caratterizzazione geotecnica ai fini sismici costituisce la necessaria integrazione di quella illustrata nel Cap. 6 delle NTC per la progettazione in condizioni statiche** ed è finalizzata a completare la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo secondo le necessità della progettazione sismica.

Pertanto, anche in presenza di azioni sismiche, il progetto deve articolarsi nelle fasi prescritte nel §6.2 delle NTC, comprendendo anche tutti gli elementi necessari per tenere conto degli aspetti sismici.

7.11.3. RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

***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 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.

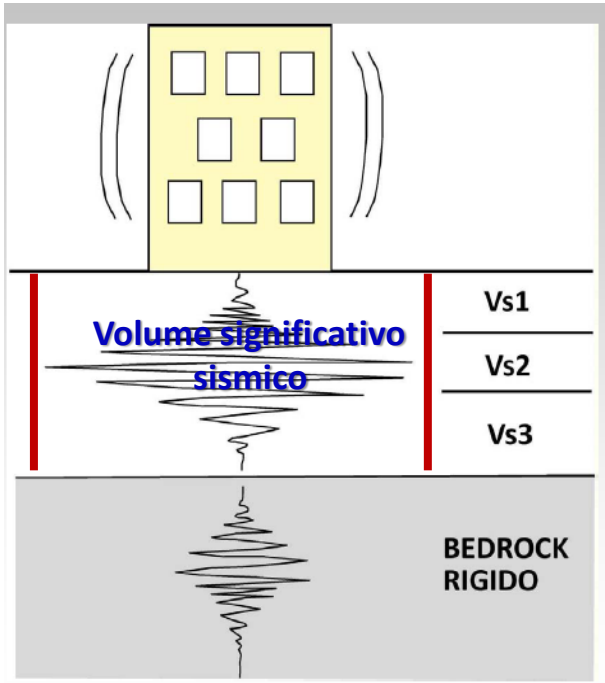
Nelle analisi di risposta sismica locale, l'azione sismica di ingresso è descritta in termini di storia temporale dell'accelerazione (accelerogrammi) su di un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo tipo A del § 3.2.2). Per la scelta degli accelerogrammi di ingresso, si deve fare riferimento a quanto specificato al § 3.2.3.6.

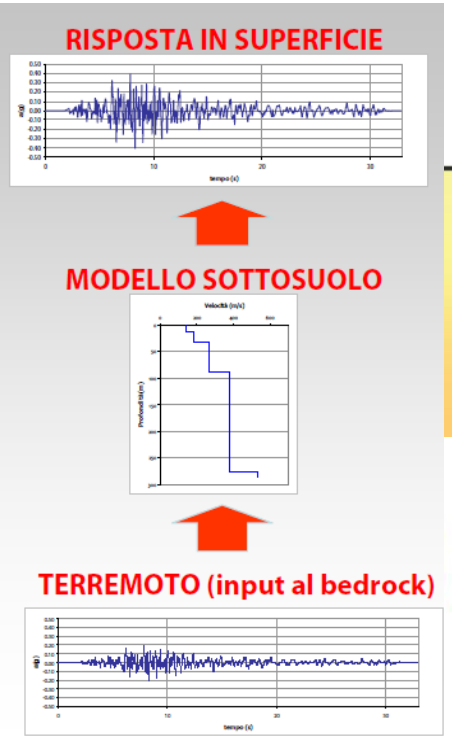
MODELLAZIONE SISMICA

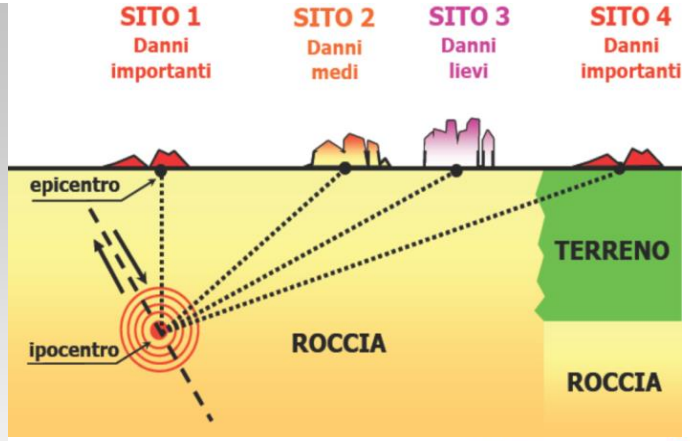
La modellazione sismica di base concerne la pericolosità sismica di base del sito di costruzione, che è l'elemento primario di conoscenza per la determinazione delle ***azioni sismiche***.
Per definire l'azione sismica di progetto si deve valutare l'effetto della risposta sismica locale.

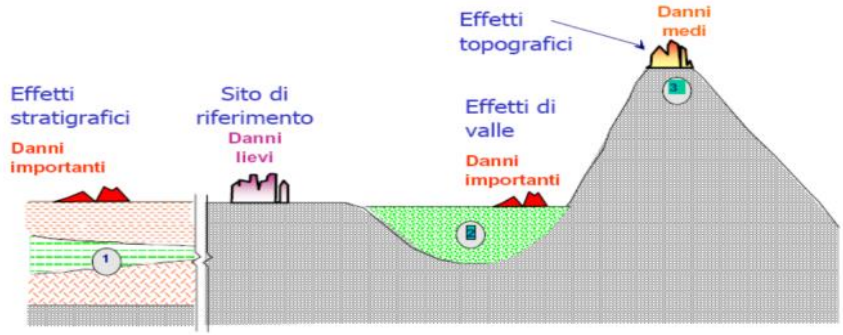
Risposta Sismica Locale (RSL)

La caratterizzazione geofisica è finalizzata all'analisi di uno *specifico problema di progetto* e riguarda il volume significativo sismico. A questa 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.









OPERE E SISTEMI GEOTECNICI - RISPOSTA SISMICA RIGOROSA E STABILITÀ DEL SITO –

Nelle NTC, **specifiche analisi di risposta sismica locale RSL sono fortemente raccomandate per determinati sistemi geotecnici**, o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione del moto sismico in un dato sito.

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 geotecniche devono consentire la definizione di:

- condizioni stratigrafiche e modello di sottosuolo;

- proprietà fisiche e meccaniche degli strati di terreno;

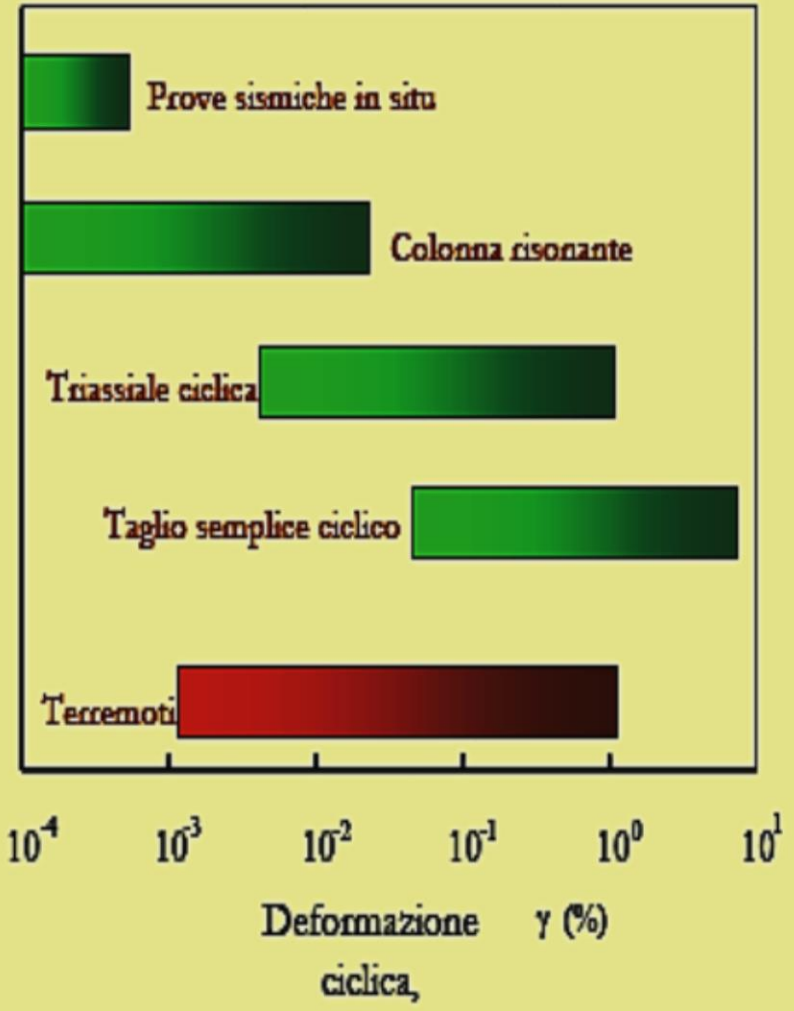
- regime delle pressioni interstiziali;

- 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 rigidezza a bassi livelli di deformazione* (v. C7.11.3.1.1)**

Prove geotecniche di laboratorio

Le prove di laboratorio sono anche **raccomandate per la valutazione della dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo, e per la determinazione, in dipendenza del legame costitutivo adottato per i terreni, dei parametri di ingresso necessari alle analisi.**



PROVE A BASSI LIVELLI DI DEFORMAZIONE

- Colonna risonante
- Ultrasuoni
- Bender Elements

Le prove di laboratorio possono consistere in prove cicliche di taglio torsionale o di taglio semplice, prove di colonna risonante, prove triassiali cicliche ecc.

Le apparecchiature di laboratorio, opportunamente strumentate, possono permettere anche la determinazione delle caratteristiche di rigidezza *a bassi livelli di deformazione*.

PROVE AD ALTI LIVELLI DI DEFORMAZIONE

- Prova triassiale ciclica
- Taglio diretto/semplice ciclico
- Taglio torsionale ciclico

(Da Ishihara, 1996 con modifiche)

Circolare: C7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

C7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE Nella definizione delle azioni sismiche cui è sottoposta una costruzione, sia in fondazione, sia in elevazione, il progettista deve svolgere un'analisi della risposta sismica locale, cioè una valutazione delle modificazioni del segnale sismico, rispetto a quanto atteso sulla base delle indicazioni riportate al paragrafo 3.2 in merito alla pericolosità sismica di base, dovute alla deformabilità e alla capacità dissipativa del terreno compreso nel volume significativo. A questo fine, sono disponibili diversi strumenti per studiare gli effetti della propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo, basati in genere su metodi di analisi numerica, lineare e non, riferiti a problemi monodimensionali, bidimensionali o tridimensionali. Mentre nelle analisi monodimensionali è possibile tenere conto soltanto degli effetti dell'amplificazione stratigrafica, nelle analisi condotte in condizioni bi-tridimensionali è possibile tenere conto, congiuntamente, sia dell'amplificazione stratigrafica, sia dell'amplificazione morfologica (superficiale e/o profonda) del sito. Nel caso in cui il volume significativo di terreno sia caratterizzato da situazioni stratigrafiche tipiche e ben definite, cui corrispondano anche prefissati campi di variazione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, le norme offrono la possibilità di studiare la risposta sismica locale con un procedimento semplificato che permette di identificare uno spettro di risposta elastico in accelerazione ancorato all'accelerazione **amax=SS·ag**,, dove ag è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed SS è il coefficiente di amplificazione stratigrafica. Analogamente, per condizioni topografiche riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.III delle NTC, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata con metodi semplificati, utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica ST.

C7.11.3.1.1 INDAGINI SPECIFICHE

In aggiunta alle indagini in sito e alle prove di laboratorio necessarie per l'identificazione dei modelli geotecnici di sottosuolo in condizioni statiche, **per la progettazione in presenza di azioni sismiche** ***le indagini e le prove devono comprendere l'accertamento della profondità e della conformazione del substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile. Per depositi molto profondi, la profondità di indagine si estende fino alla profondità in corrispondenza della quale vengono individuati strati di terreno molto rigidi, assimilabili al substrato ai fini delle analisi di risposta sismica locale***. **Queste analisi richiedono, inoltre, un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche, da determinare mediante specifiche indagini in sito e prove di laboratorio, programmate dal progettista in funzione del tipo di opera e/o di intervento, e della procedura di analisi che intende adottare**. In particolare, **è auspicabile l'esecuzione di prove in sito per la determinazione dei profili di velocità di propagazione delle onde di taglio, ai fini della valutazione della rigidezza a bassi livelli di deformazione**. **Le prove di laboratorio sono invece raccomandate per la valutazione della dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo, e per la determinazione, in dipendenza del legame costitutivo adottato per i terreni, dei parametri di ingresso necessari alle analisi**. A titolo di esempio e in maniera non esaustiva, le prove in sito possono includere le prove Cross-Hole, le prove Down-Hole, le prove SASW, le prove MASW, le prove eseguite con il dilatometro sismico (SDMT) e con il penetrometro sismico SCPT, ecc.; **le prove di laboratorio possono invece consistere in prove cicliche di taglio torsionale o di taglio semplice, prove di colonna risonante, prove triassiali cicliche, ecc. Le apparecchiature di laboratorio, opportunamente strumentate, possono permettere anche la determinazione delle caratteristiche di rigidezza a bassi livelli di deformazione.**

C7.11.3.1.2 ANALISI NUMERICHE DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le analisi della risposta sismica locale sono effettuate utilizzando procedure di calcolo numerico in cui viene simulata la propagazione delle onde sismiche entro gli strati di terreno compresi tra il sottostante substrato rigido e il piano campagna (volume significativo ai fini della definizione della azione sismica). In generale, queste analisi richiedono le seguenti operazioni: - scelta della schematizzazione geometrica del problema; -definizione del modello geotecnico di sottosuolo; -definizione delle azioni sismiche al substrato rigido; - scelta della procedura di analisi.

C7.11.3.1.2.1 Scelta della schematizzazione geometrica e definizione del modello geotecnico di sottosuolo La schematizzazione geometrica monodimensionale è la più semplice ai fini delle analisi; a prescindere dalla effettiva configurazione topografica del piano campagna, ci si riconduce allo schema di terreno omogeneo o stratificato orizzontalmente, delimitato da piano campagna orizzontale e poggiante su un substrato rigido, anch'esso orizzontale. Sono assimilabili ad un substrato rigido strati di terreno caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio maggiori di 800 m/s. Qualora il piano di campagna o la giacitura degli strati e/o del substrato non siano facilmente riconducibili a tale schematizzazione a causa di assetti morfologici e stratigrafici complessi debbono essere valutate schematizzazioni che consentano una rappresentazione adeguata degli effetti della morfologia superficiale e dell'assetto stratigrafico del sito, attraverso una modellazione numerica più raffinata. Nella definizione del modello geotecnico di sottosuolo è necessario specificare, per ciascuno degli strati individuati, i parametri di ingresso all'analisi.

C7.11.3.1.2.2 Definizione delle azioni sismiche di ingresso. Le azioni sismiche di ingresso sono costituite da storie temporali del moto del terreno rappresentative dello scuotimento sismico

atteso su un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A e classe topografica T1 descritte nel § 3.2.2 delle NTC). Come specificato nel § 3.2.3.6 delle NTC, **nelle analisi di risposta sismica locale**, così come nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici, **non è consentito usare accelerogrammi artificiali**. Gli accelerogrammi artificiali spettro-compatibili sono infatti caratterizzati da una banda di frequenze irrealisticamente ampia poiché gli spettri di risposta di progetto, su cui essi sono calibrati, sono ottenuti da inviluppi di spettri di risposta di numerosi eventi reali. Conseguentemente, l'uso di accelerogrammi artificiali in un'analisi di risposta sismica locale può produrre un'amplificazione contemporanea, e perciò poco realistica, dei diversi modi di vibrazione del sistema, mentre un'azione sismica reale, caratterizzata da una larghezza di banda modesta, amplifica solo un limitato numero di modi, o al limite un unico modo. Inoltre, dal momento che la risposta dei terreni a una sollecitazione ciclica è non lineare, la rigidezza e la capacità di dissipare energia dipendono dall'ampiezza del livello deformativo. Perciò, durante il sisma, il terreno modifica la propria rigidezza e le caratteristiche di smorzamento, adattandole all'ampiezza delle vibrazioni che riceve. Se l'azione sismica è poco realistica, la rigidezza e lo smorzamento operativi prodotti dalla non-linearità del comportamento del terreno sono molto distanti dal vero e la conseguente risposta sismica risulta falsata. **Per le analisi di risposta sismica locale e per le analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici devono essere impiegati accelerogrammi registrati.** È ammesso tuttavia l'uso di accelerogrammi sintetici, purché siano generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente (§ 3.2.3.6 delle NTC). La scelta di accelerogrammi registrati può essere effettuata attingendo da archivi nazionali o internazionali accreditati, disponibili in rete, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche

sismogenetiche della sorgente, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.
Nella selezione degli accelerogrammi registrati occorre anche tenere conto del contesto geologico e delle caratteristiche geotecniche dei siti ove sono ubicate le stazioni accelerometriche di registrazione. Idealmente essi dovrebbero essere caratterizzati da substrato roccioso affiorante e superficie topografica orizzontale. Inoltre è opportuno utilizzare registrazioni in campo libero ed evitare la selezione di accelerogrammi registrati all'interno di edifici o altre tipologie di strutture. Ulteriori dettagli sui criteri di scelta degli accelerogrammi registrati sono riportati nel § C3.2.3.6 delle NTC. **È inoltre raccomandabile effettuare analisi di risposta sismica locale utilizzando un numero adeguato di segnali (almeno 7 come richiamato in diversi punti delle NTC)**. Ciò è relativamente agevole, considerata l'ampia disponibilità di registrazioni accelerometriche di terremoti reali. Benché le NTC prescrivano che il requisito della spettro-compatibilità debba essere soddisfatto rispetto allo spettro di risposta medio di un insieme di accelerogrammi, è opportuno evitare l'utilizzo di segnali individuali il cui spettro di risposta presenti uno scarto in eccesso rispetto allo spettro elastico di riferimento superiore al 30% questo per evitare l'adozione di accelerogrammi rappresentativi di una domanda sismica troppo severa. Tali accelerogrammi potrebbero infatti determinare, sulla struttura o sul sistema geotecnico oggetto dell'analisi, effetti di non linearità eccessivamente pronunciati e incompatibili con l'effettiva pericolosità sismica del sito. Per motivi analoghi, è opportuno selezionare storie temporali che soddisfino l'ulteriore vincolo di compatibilità in media con l'accelerazione massima (ag) prescritta per il sito in esame dallo studio di pericolosità sismica di base.

C7.11.3.1.2.3 Scelta della procedura di analisi.

Le analisi di risposta sismica locale possono essere effettuate a diversi livelli di raffinatezza, in relazione all'importanza dell'opera e/o dell'intervento, e alla complessità del problema in esame. Nelle analisi semplificate, il terreno viene assimilato a un mezzo monofase visco-elastico non lineare, con caratteristiche di rigidezza e smorzamento dipendenti dal livello di deformazione. Le analisi sono generalmente eseguite in termini di tensioni totali, risolvendo la non linearità con un approccio lineare equivalente. Queste analisi possono essere condotte in condizioni monodimensionali o bidimensionali e forniscono i profili o le isolinee di accelerazione massima, deformazione e tensione di taglio, i valori operativi del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento, le storie temporali di accelerazione, deformazione e tensione di taglio e gli spettri di risposta e di Fourier in prefissati punti del dominio. L'analisi non permette la valutazione delle deformazioni permanenti indotte dal sisma nel terreno, in quanto essa è condotta facendo riferimento ad un modello elastico. Inoltre, essendo svolte in termini di tensioni totali, nel caso di terreni saturi, le analisi non permettono la valutazione della variazione delle pressioni interstiziali e delle tensioni efficaci. Le analisi semplificate risultano poco accurate nei casi in cui la non-linearità di comportamento dei terreni assume un ruolo importante (eventi sismici di elevata intensità e terreni teneri/sciolti, di modesta rigidezza). Per valori delle deformazioni di taglio maggiori di 1-2%, soprattutto in presenza di terreni molto deformabili, è quindi opportuno non utilizzare l'approccio lineare equivalente e riferirsi a leggi costitutive maggiormente rappresentative del comportamento meccanico del terreno. Nelle procedure di analisi avanzate, il terreno viene assimilato a un mezzo polifase elasto-plastico il cui comportamento è descritto in termini di tensioni efficaci. Affinché le analisi siano affidabili, i modelli costitutivi adottati devono essere in grado di riprodurre adeguatamente il comportamento non lineare e isteretico dei terreni in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di deformazione. In queste condizioni è possibile ottenere una descrizione più realistica del comportamento dei terreni, ottenendo, ad esempio, in aggiunta a quanto summenzionato, la valutazione di:

- sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, particolarmente rilevanti nelle verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione;
- ridistribuzione e dissipazione delle sovrappressioni interstiziali nella fase successiva al sisma;
- stato di deformazione permanente indotta dal sisma e diffusione delle zone plasticizzate;
- stato di tensione efficace e grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

L'uso di queste procedure di analisi richiede in genere un numero elevato di parametri di ingresso all'analisi, in dipendenza dei modelli costitutivi adottati per i terreni, e implica perciò una campagna di indagine specifica, da definire caso per caso.

7.11.3.2 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

In condizioni stratigrafiche e morfologiche schematizzabili con un modello mono-dimensionale e per profili stratigrafici riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.II, **il moto sismico** alla superficie di un sito **è definibile mediante l'accelerazione massima (*amax*) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa.**

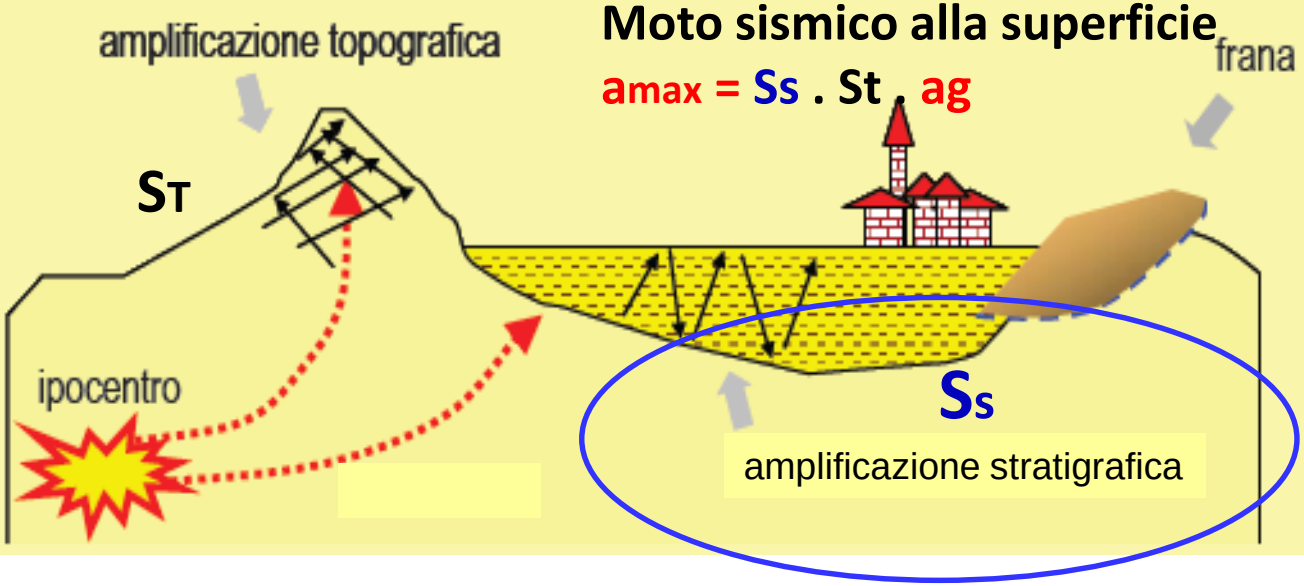
*Il valore di **amax** può essere ricavato dalla relazione*

$$amax = S_S \cdot ag$$

dove ag è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

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

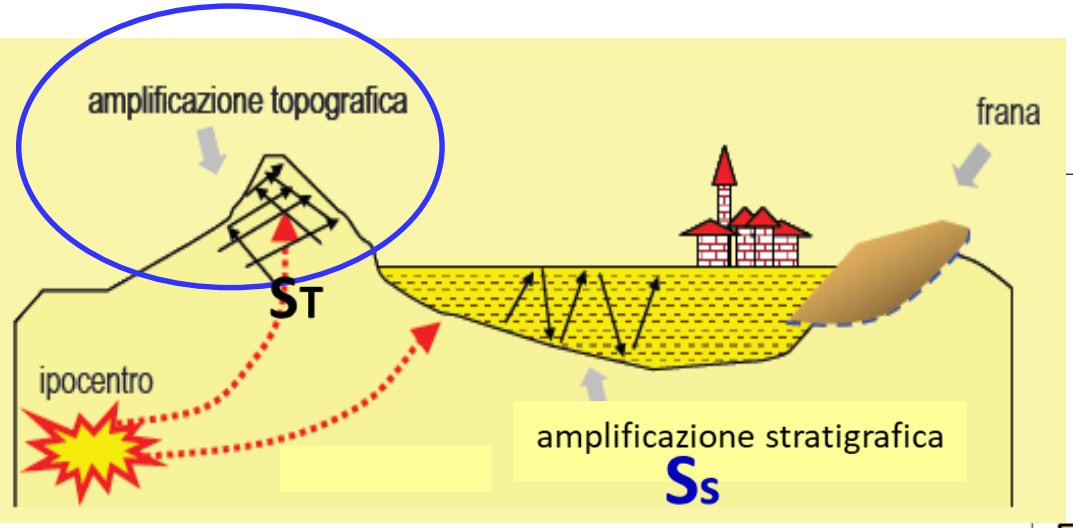
Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi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



7.11.3.3 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

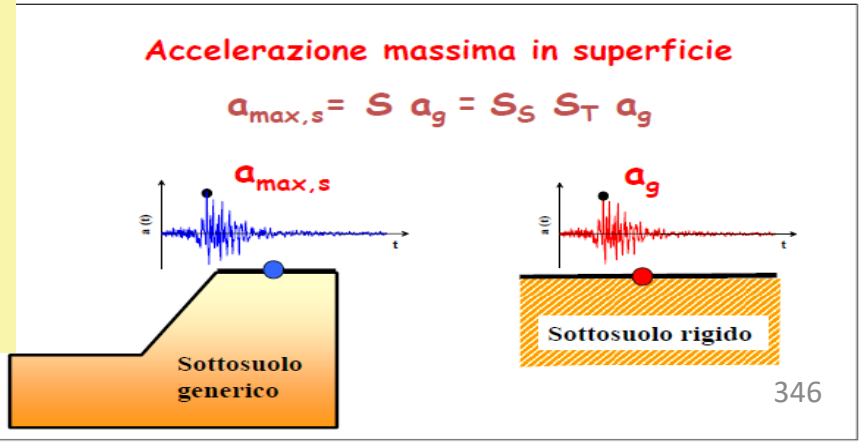
Per condizioni topografiche riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.III, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica S_T. **Il parametro S_T deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, *creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m*.** Gli **effetti topografici** possono essere **trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15°,** altrimenti si applicano i criteri indicati nel § 3.2.2.

amax = St · ag



e tenendo conto dei due fattori di amplificazione

amax = Ss · St · ag



7.11.3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

7.11.3.4.1 Generalità

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.

7.11.3.4.2 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 0,1*g*; *[Trattasi di amax]***

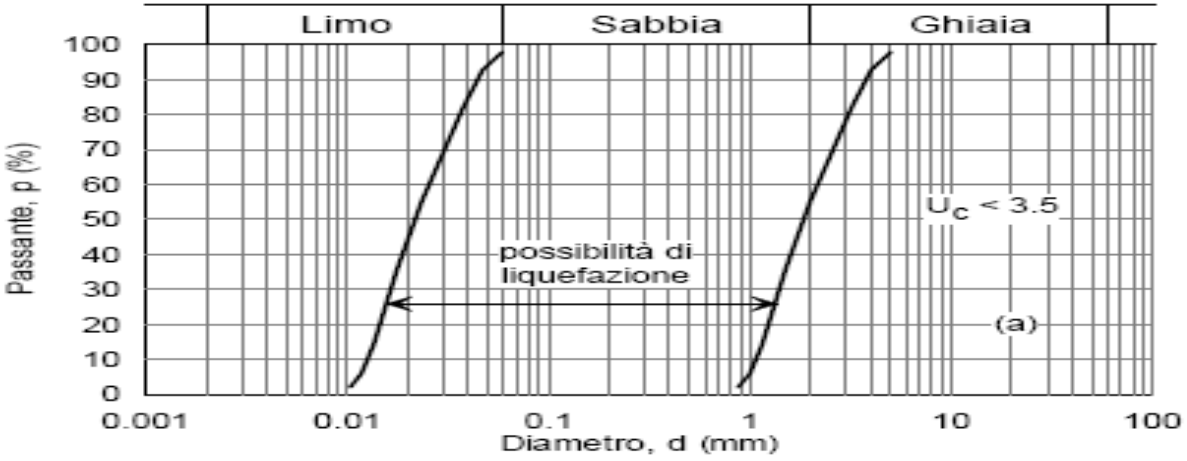
2. **profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;**

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 *Uc < 3,5 ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc > 3,5.***

(Uc rapporto D60/D10, dove D60 e D10 sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa).

CANCELLATA LA MAGNITUDO Mw delle NTC 08



U_C rapporto D60/D10, dove D60 e D10 sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa

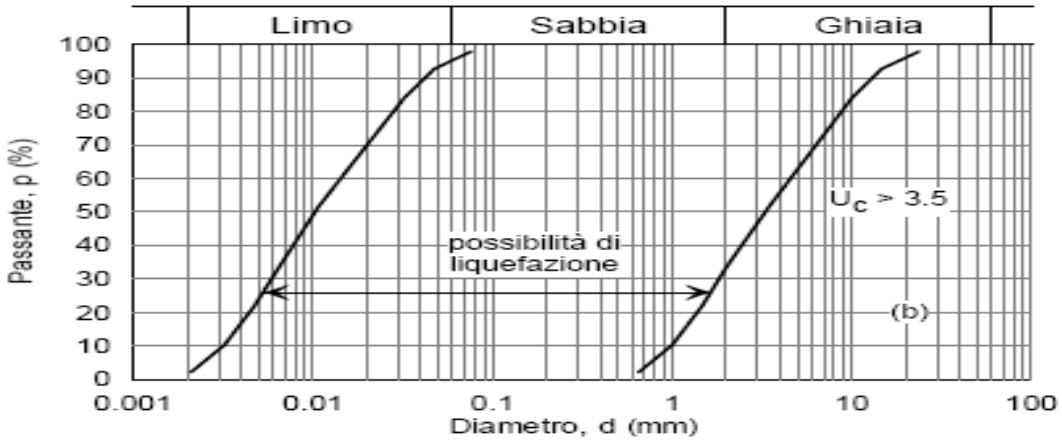
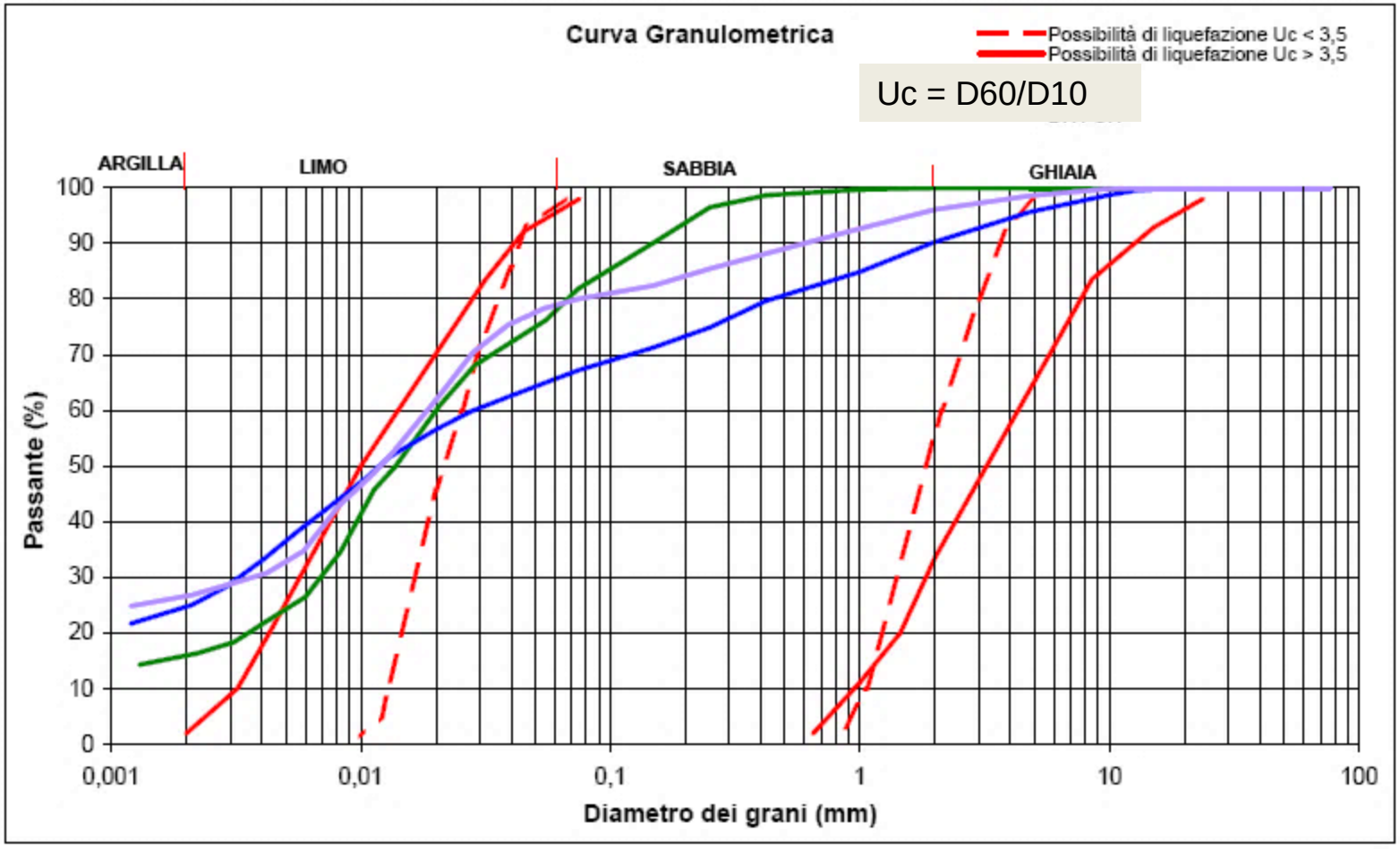


Figura 7.11.1 – *Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.*

Quando la condizione 1 (Ndr: accelerazione max attesa amax < 0,1 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.

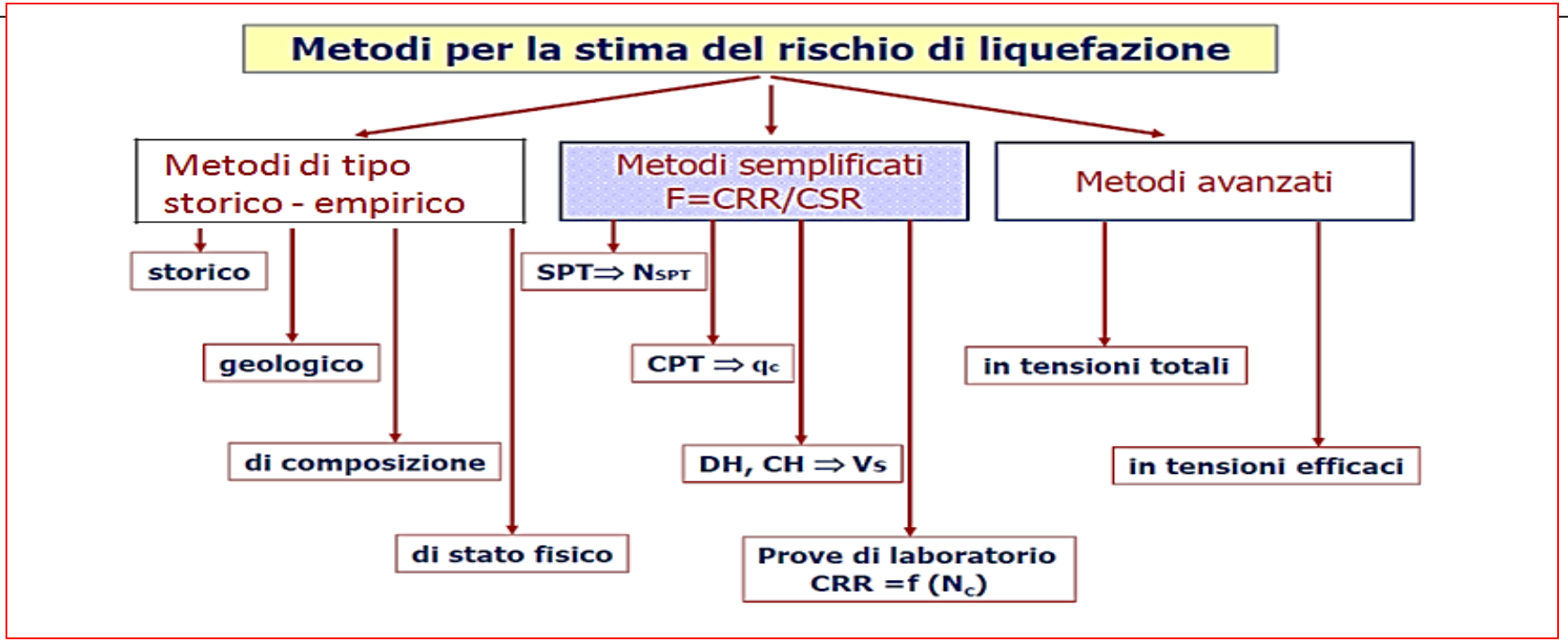


La curva verde contiene il16% di argilla; il 23% circa del materiale si trova al di fuori dell'area di liquefazione. Si esclude il rischio di liquefazione.

7.11.3.4.3 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.**



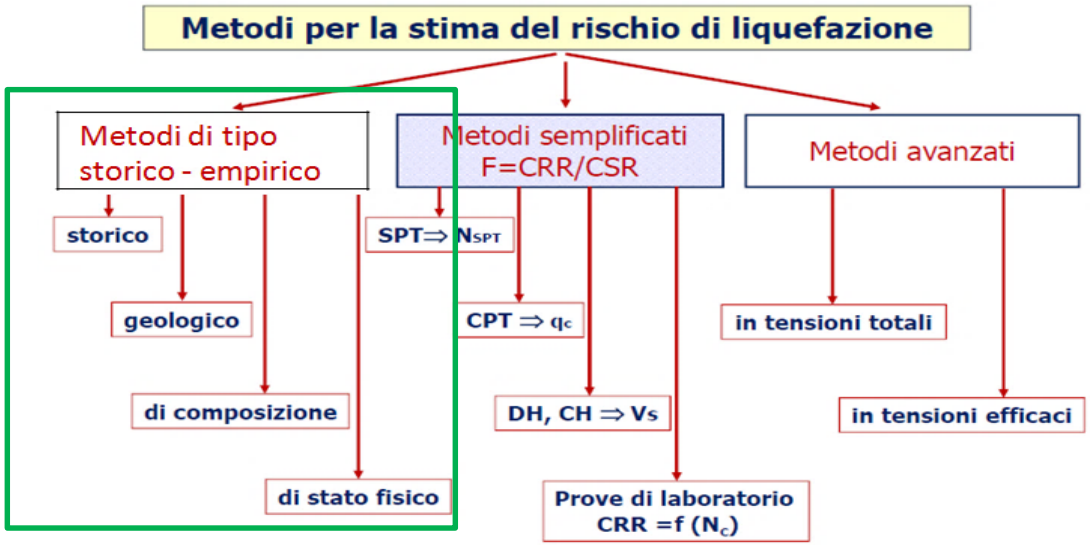
(Ripreso e modificato da C. Madiai, 2012)

Fs = 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.

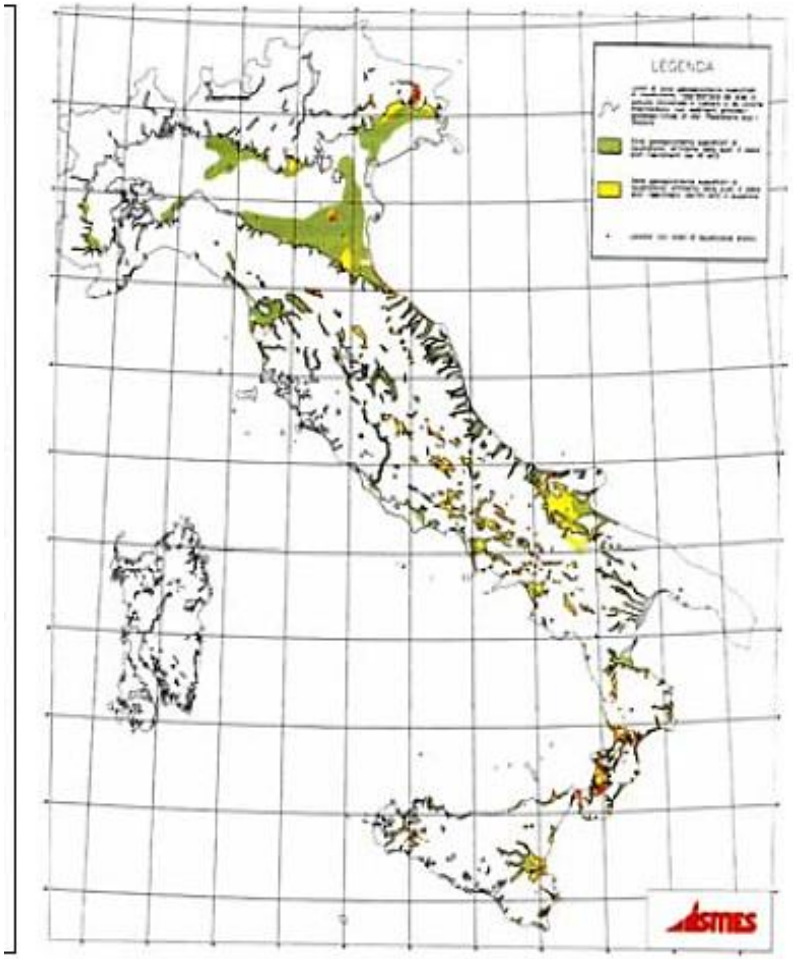
L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

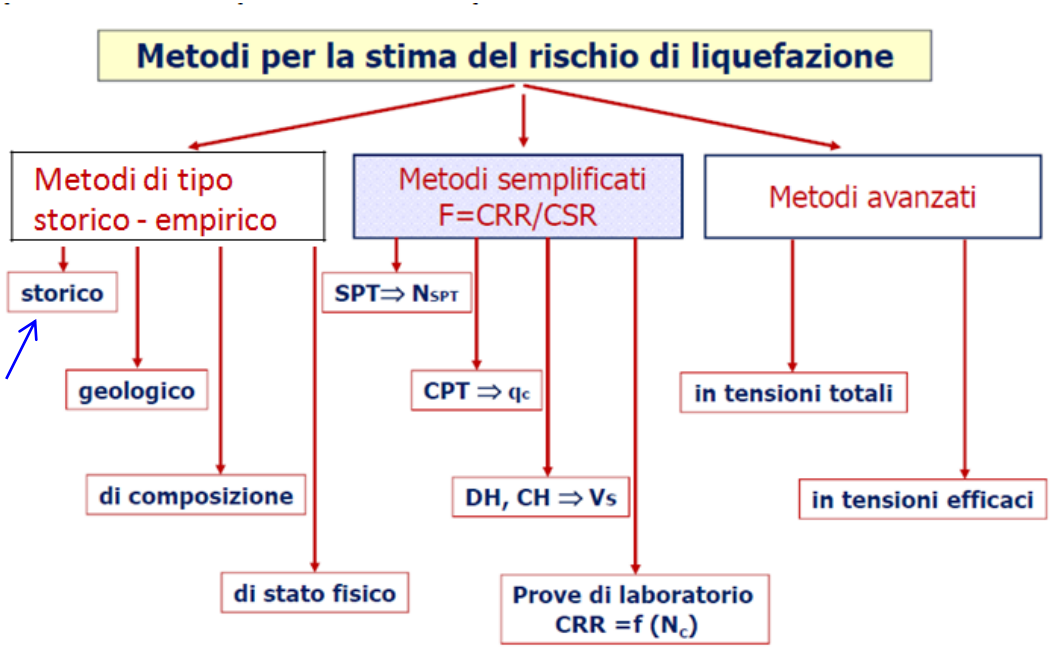


METODI DI TIPO STORICO- EMPIRICO (qualitativi o semiquantitativi)

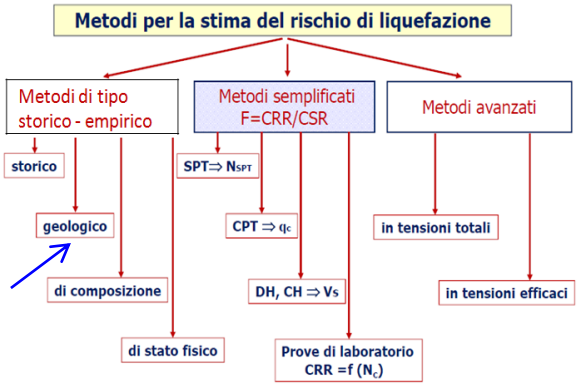
Metodo storico

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

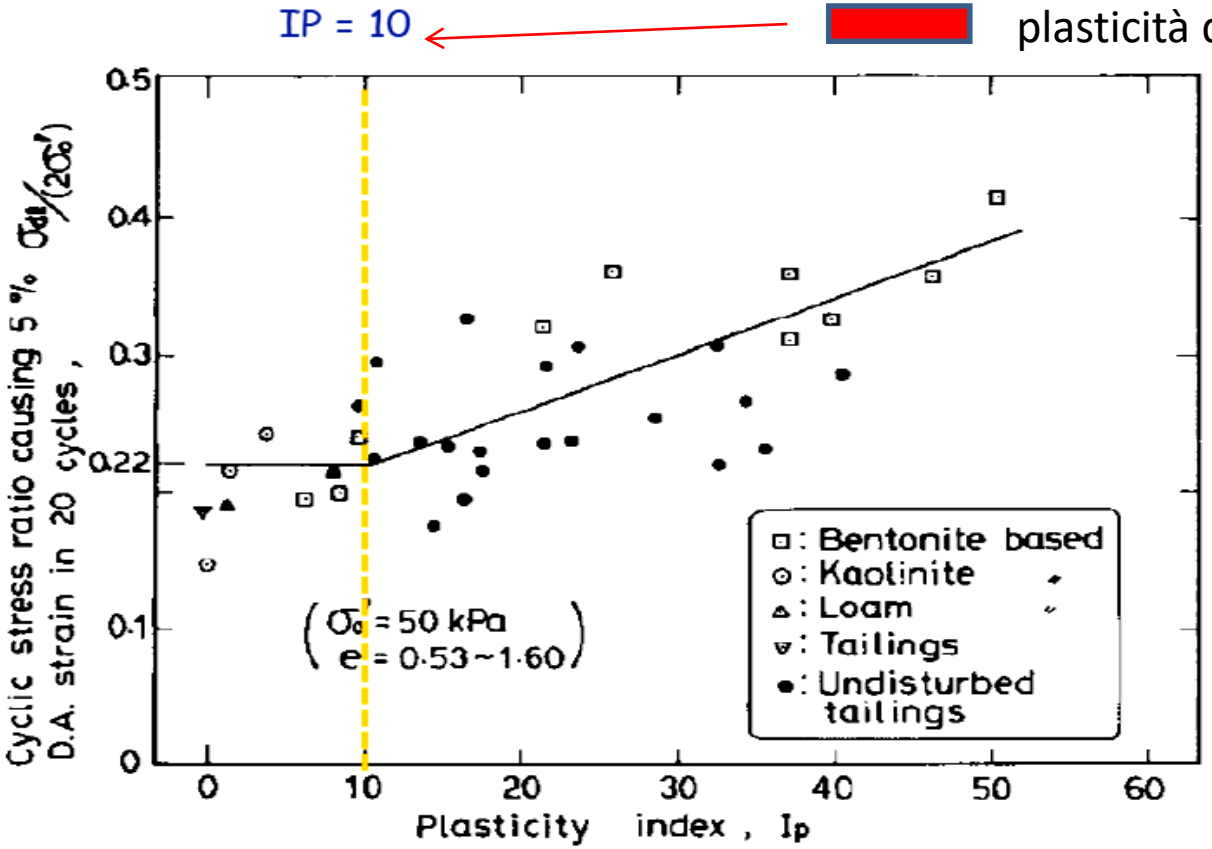
Suscettibilità alla liquefazione

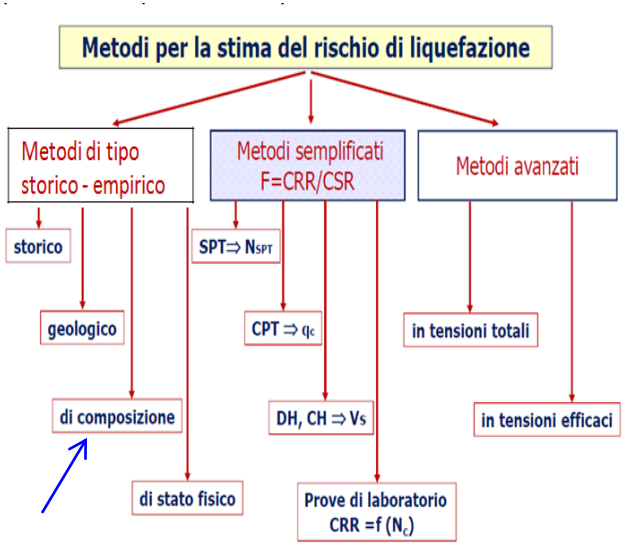
Categoria	*Morfologia*	*Liquefazione*
A	Letti di fiume, antichi e recenti, paludi, terreni di bonifica, zone interdunari	Probabile
B	Conoidi, argini naturali, dune, pianure di esondazione, spiagge	Possibile
C	Terrazzi, colline, montagne	Improbabile

Probabilità di liquefazione

Metodo composizionale

- distribuzione granulometrica
- forma delle particelle
- diametro medio
- percentuale di frazione argillosa e limosa
- plasticità della frazione argillosa e limosa





(da Ishihara, 1993)

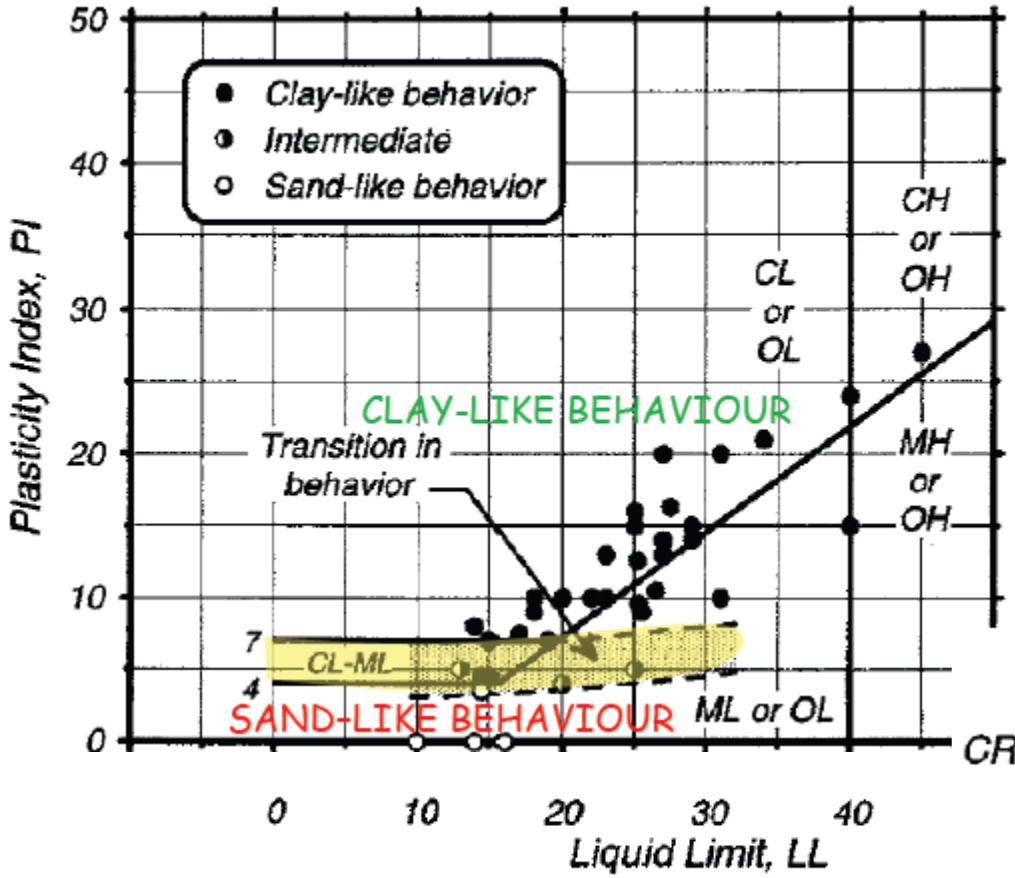
$$Ip = L_L - L_p$$

CGT
Centro di GeoTecnologie

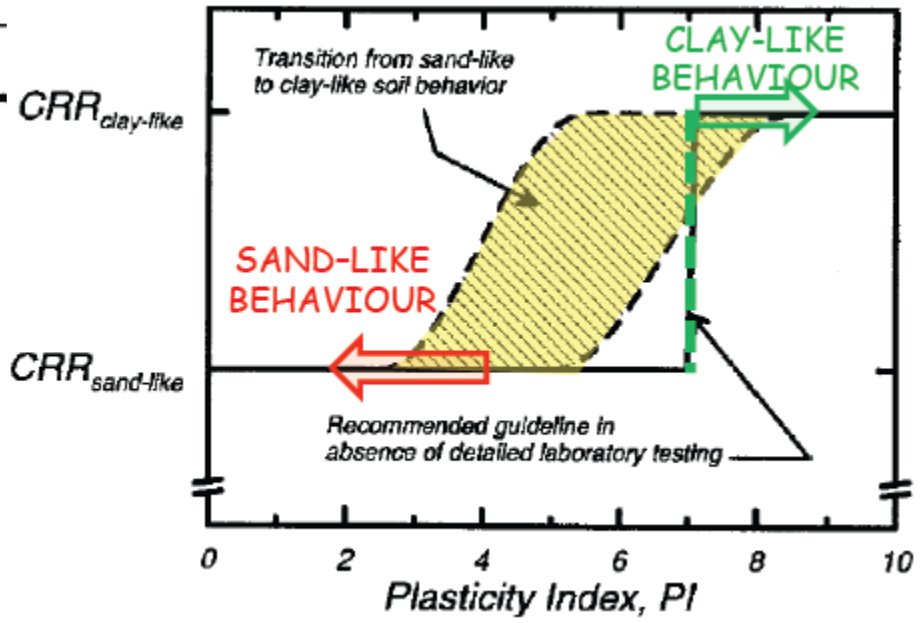
Metodo composizionale

Un livello composto da limo e argilla può subire liquefazione in condizioni sismiche in corrispondenza di eventi sismici particolarmente intensi.

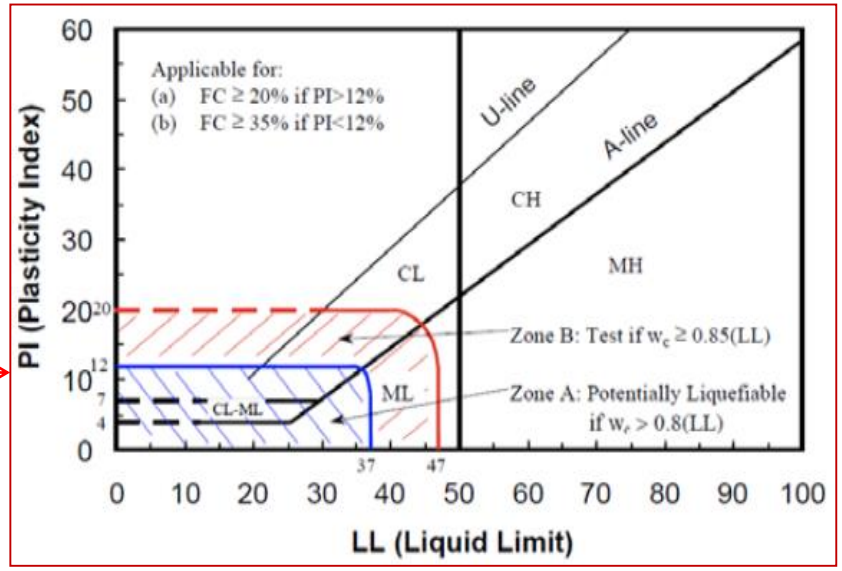
Se l'indice plastico è superiore a 10 (EC 8) o a 12 (Sancio, 2006) la verifica alla liquefazione potrà essere omessa.



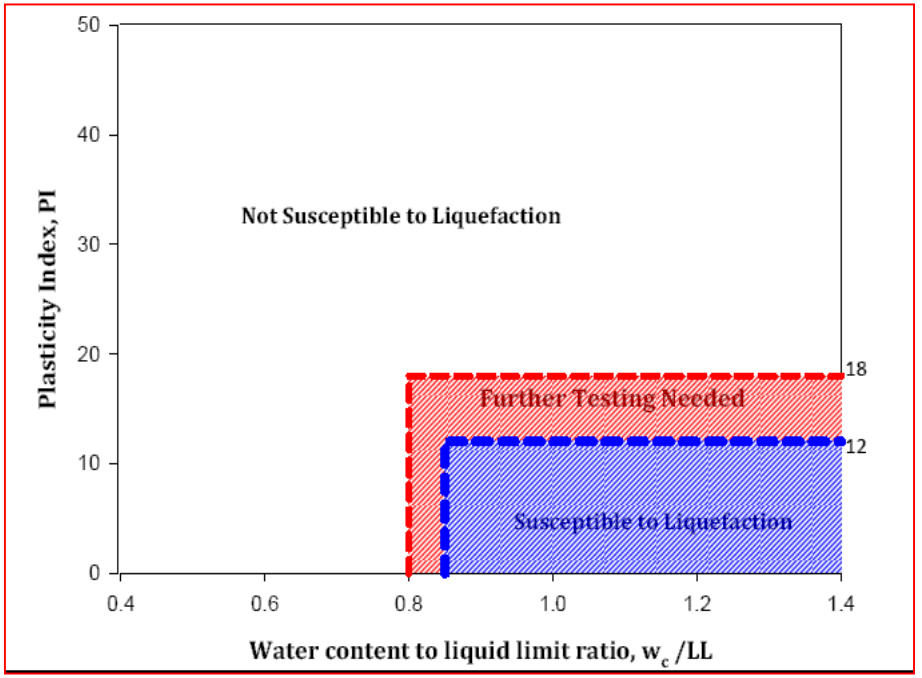
(da Boulanger e Idriss,2006)



CGT
Centro di GeoTecnologie



(R.B. Seed, 2003)



Metodo di stato fisico

Ip = 12

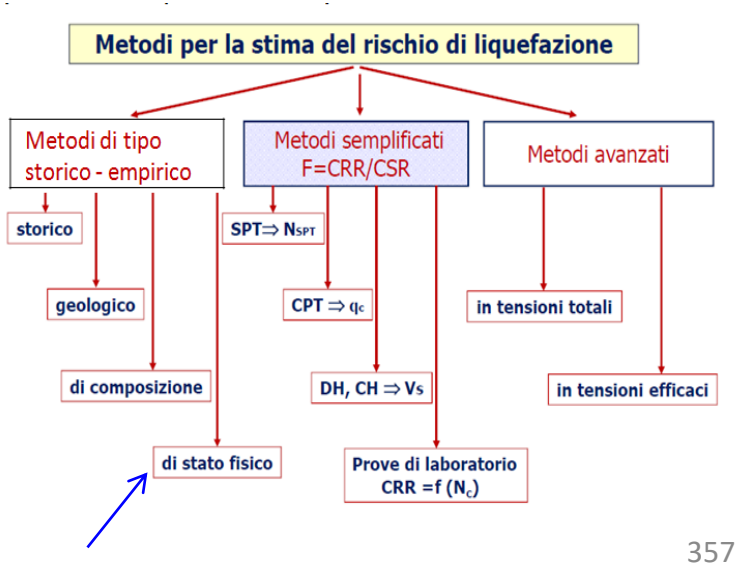
(Sancio, 2006)

La suscettibilità alla liquefazione è influenzata da:

-densità relativa

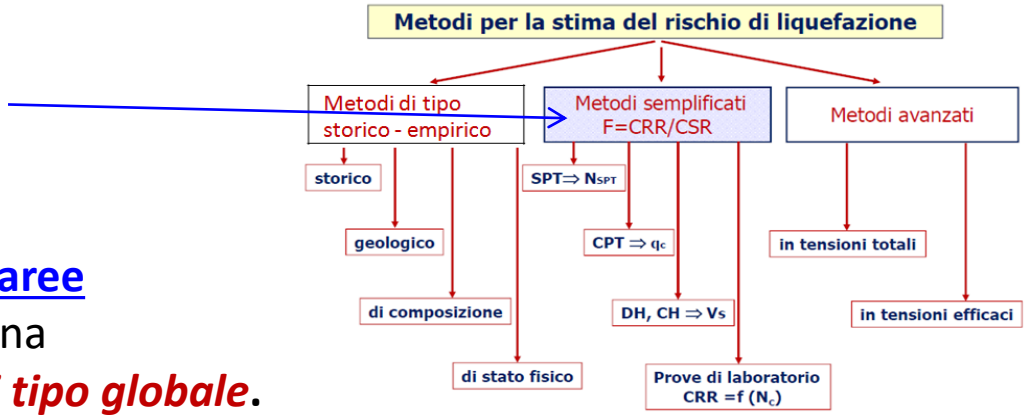
-pressione di confinamento media

-altri parametri indicativi del comportamento contrattivo o dilatante



CGT
Centro di GeoTecnologie

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 = τ_f/σ'_{v0}* e *sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica, CSR = $\tau_{media}/\sigma'_{v0}$*.**

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.

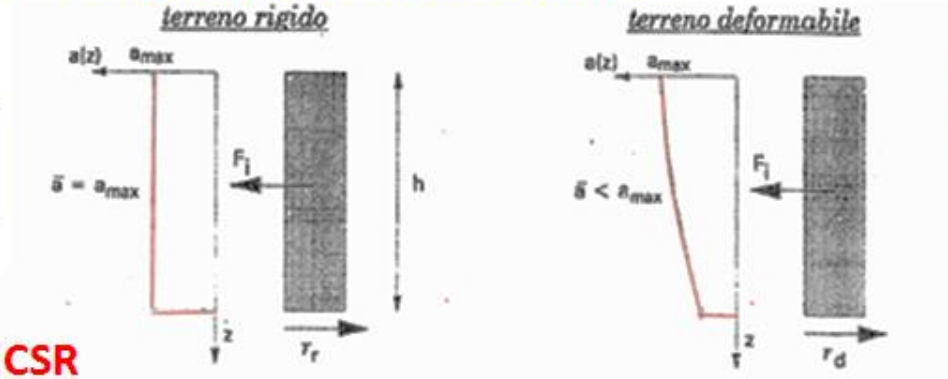
METODI SEMPLIFICATI (quantitativi), di tipo semi-empirico

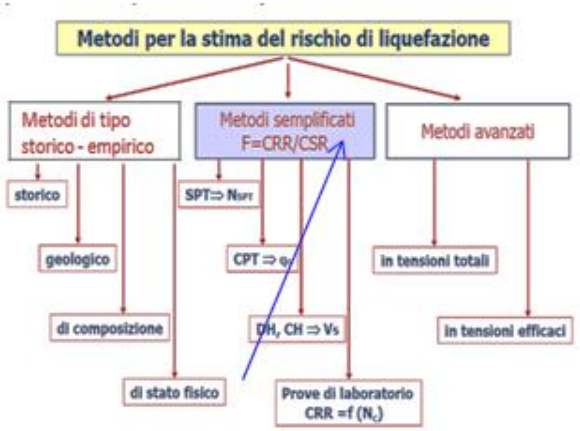
CGT
Centro di GeoTecnologie

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





Valutazione di CSR

$$\tau_r = \rho h a_{max} = \gamma h \frac{a_{max}}{g} = \sigma_{v0} \frac{a_{max}}{g}$$

$$\tau_d = \rho h \bar{a} = \gamma h \frac{r_d a_{max}}{g} = r_d \sigma_{v0} \frac{a_{max}}{g}$$

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

Seed e Idriss (1971)

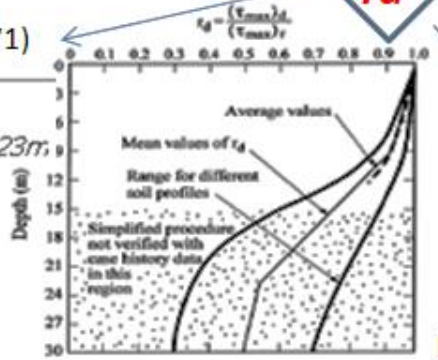
$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z$ *per* $z \le 9.15m$

$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z$ *per* $9.15 < z \le 23m$

rd

Iwasaki et al. (1978)

$r_d = 1 - 0.015 \cdot z$ (z in m)



Idriss & Boulanger (2004)

$$r_d = \exp\left(\left(-1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)\right) + \left(0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)\right) M\right)$$

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

⇒Step 2 – Correzione e normalizzazione delle misure in situ

Prove SPT $(N1)_{60} = NSPT\ CNCECBCR\ Cs$

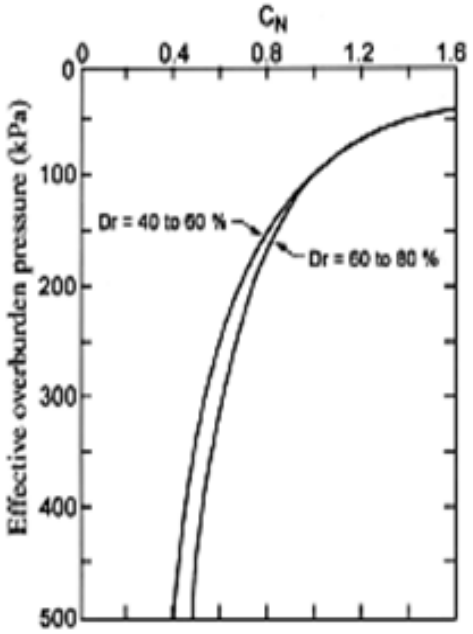
Prove CPT $qc1N = C_Q \frac{qc}{Pa}$

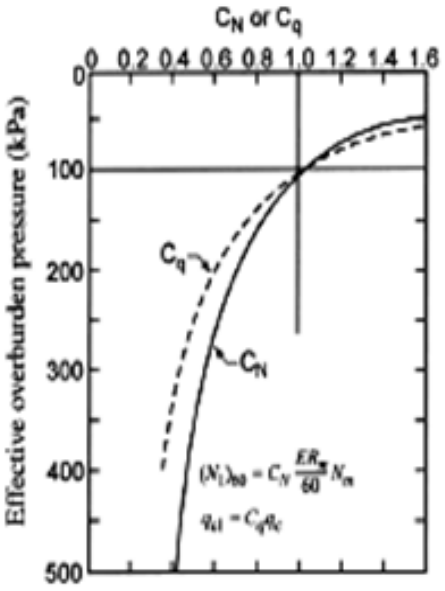
Velocità delle onde di taglio S $Vs1 = Cv\ Vs$

Le misure in situ (numero di colpi SPT, $N_{SPT;}$ resistenza alla punta CPT, qc; velocità delle onde S, VS) 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 $C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5}$	$C_q = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n$ $n = 0.5 \div 1.0$	$C_V = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n$ $n = 0.25 \div 0.33$
$(N_1)_{60} = C_N N_{corr}$	$q_{c1} = C_q q_c$	$V_{S1} = C_V V_S$

σ'vo 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)

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

Correzione generalizzata

$(N1)60 = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$

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 ≅ 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 CB = 1.0 **Robertson and Wride [1998]**

d = 150 mm CB = 1.05

d < 200 mm CB = 1.15

C_R = coefficiente correttivo funzione della lunghezza (L) delle aste:

L < 3 m CR = 0.75 **Robertson and Wride [1998]**

L = 3-4 m CR = 0.80

L = 4-6 m CR = 0.85

L = 6-10 m CR = 0.95

L = 10-30 m CR = 1.00

C_S = 1.0 se il campionatore è standard

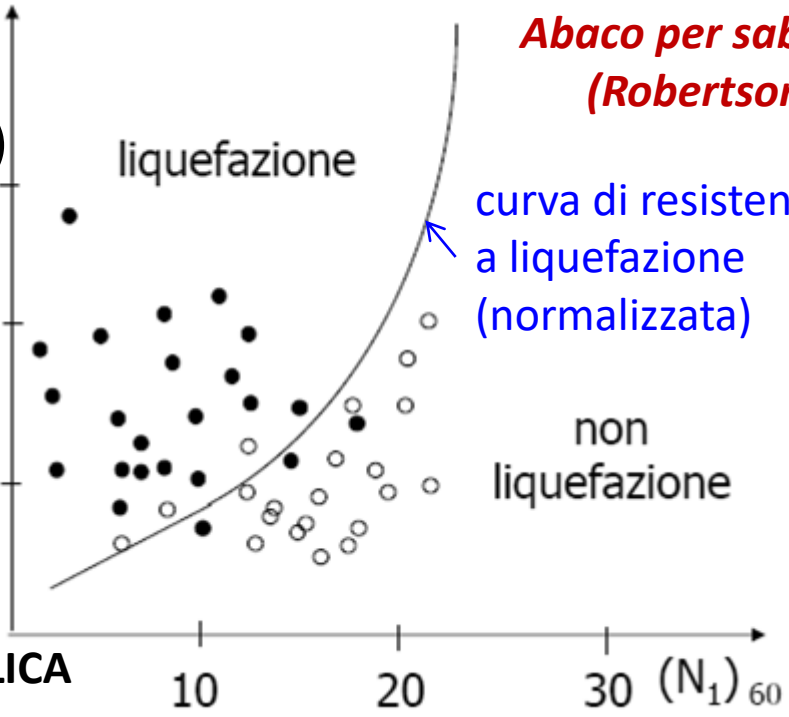
1.1 ÷ 1.3 se campionatore senza astuccio

⇒ 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 qc o dinamiche Nspt o misure in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs**). *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 indotto dall'azione sismica (normalizzato rispetto alla pressione litostatica efficace) o **(CRR)**

$(N_1)_{60}$ = numero di colpi della prova SPT, oppure qc(CPT), Vs *parametri di resistenza misurati in sito* (corretto e normalizzato)



Abaco per sabbie pulite Mw=7.5 (Robertson & Wride, 1997)

curva di resistenza a liquefazione (normalizzata)

RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA

$$CRR = \exp\left[\frac{(N1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right]$$

$$CRR = \exp\left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67}\right) - \left(\frac{q_{c1N}}{80}\right) + \left(\frac{q_{c1N}}{114}\right) - 3\right]$$

Gli abachi fanno riferimento a terremoti Mw = 7.5. Per magnitudo Mw diverse da 7.5, $CRR_{7.5}$ va scalato utilizzando un fattore CM (o MSF).

Fattore CM

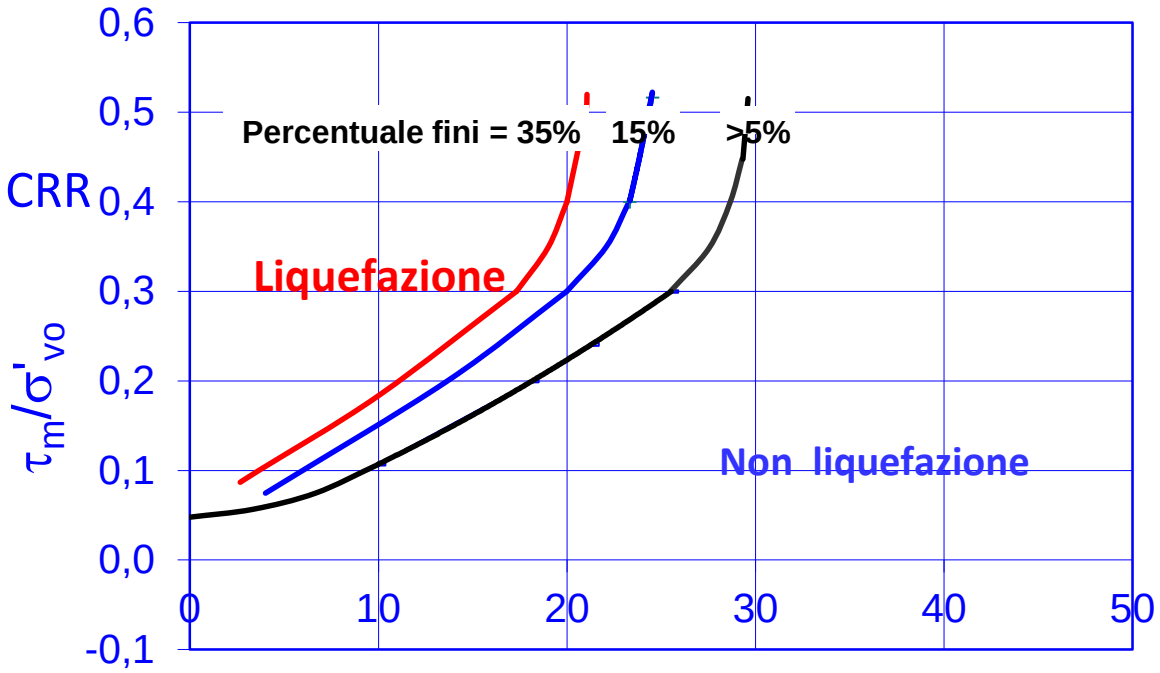
Magnitudo	*Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)*	*Ambraseys N. N. (1988)*	*NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)*
5.5	1.43	2.86	2,21
6.0	1.32	2.20	1,77
6.5	1.19	1.69	1,44
7.0	1.08	1.30	1,19
7.5	1.00	1.00	1,00
8.0	0.94	0.67	0,84
8.5	0.89	0.44	0,73

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:

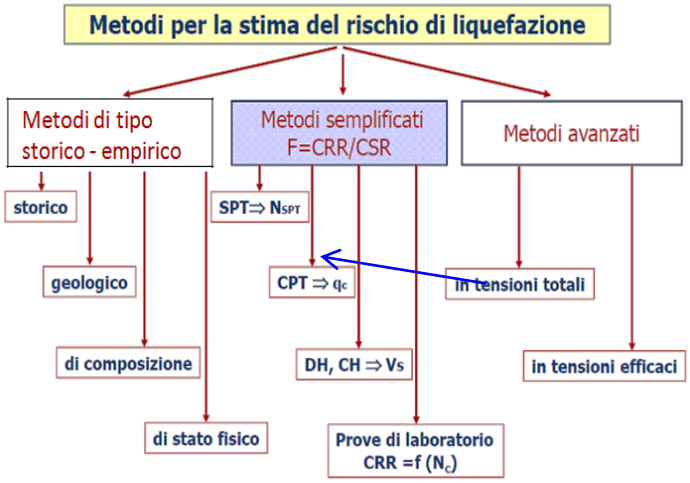
$CRR > CRR_{7.5}$ per Mw < 7.5

$CRR < CRR_{7.5}$ per Mw > 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



$(N_1)_{60}$



CGT
Centro di GeoTecnologie

Fig. a

VALUTAZIONE DI $CRR_{7.5}$

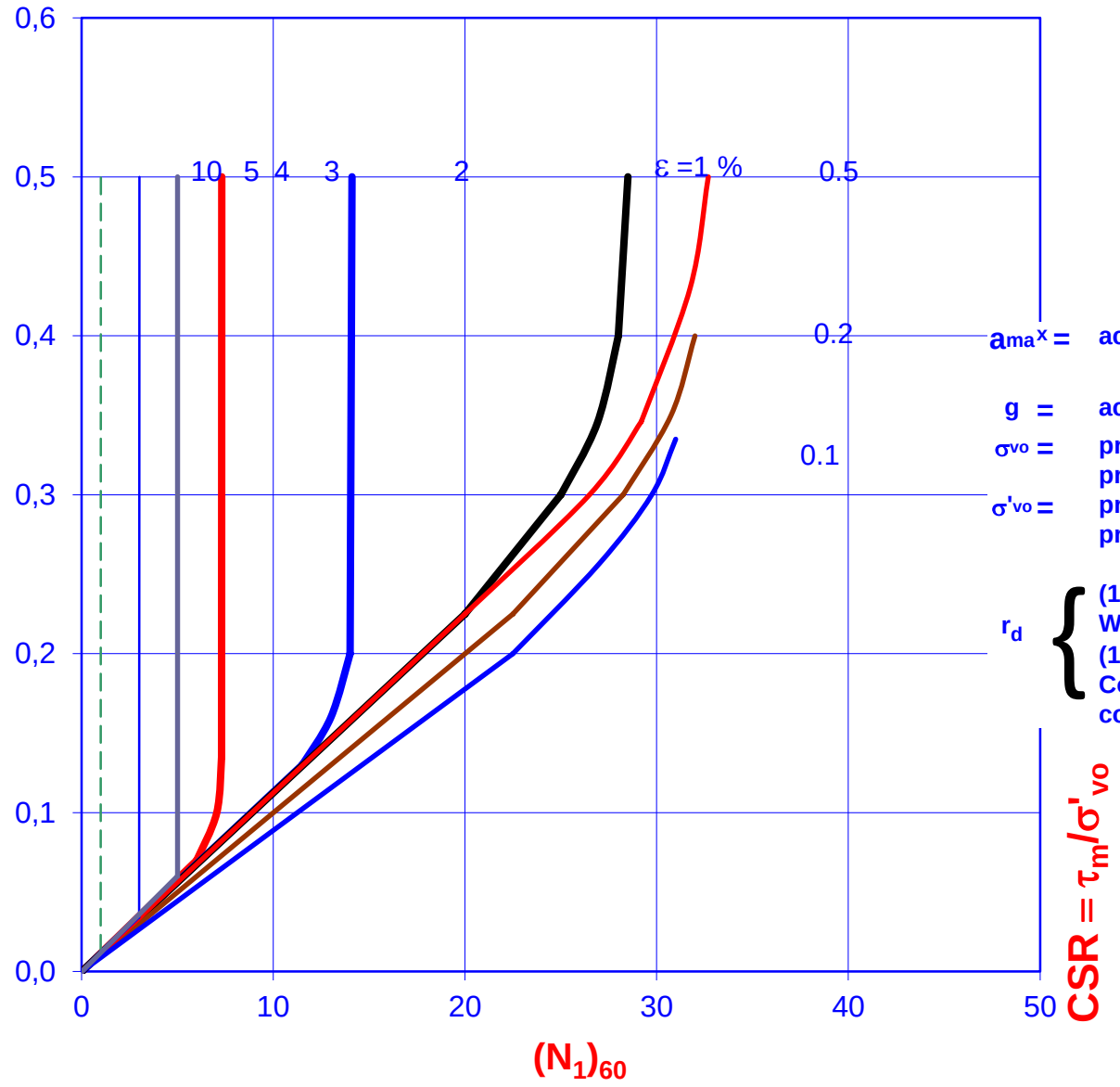
Le correlazioni in fig.a si riferiscono a :
.Terremoti di magnitudo M=7.5
.Sabbie pulite e sabbie con fine compreso fra il 5% ed il 35%
.profondità <15 m da p.c. e falda a p.c.

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)

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

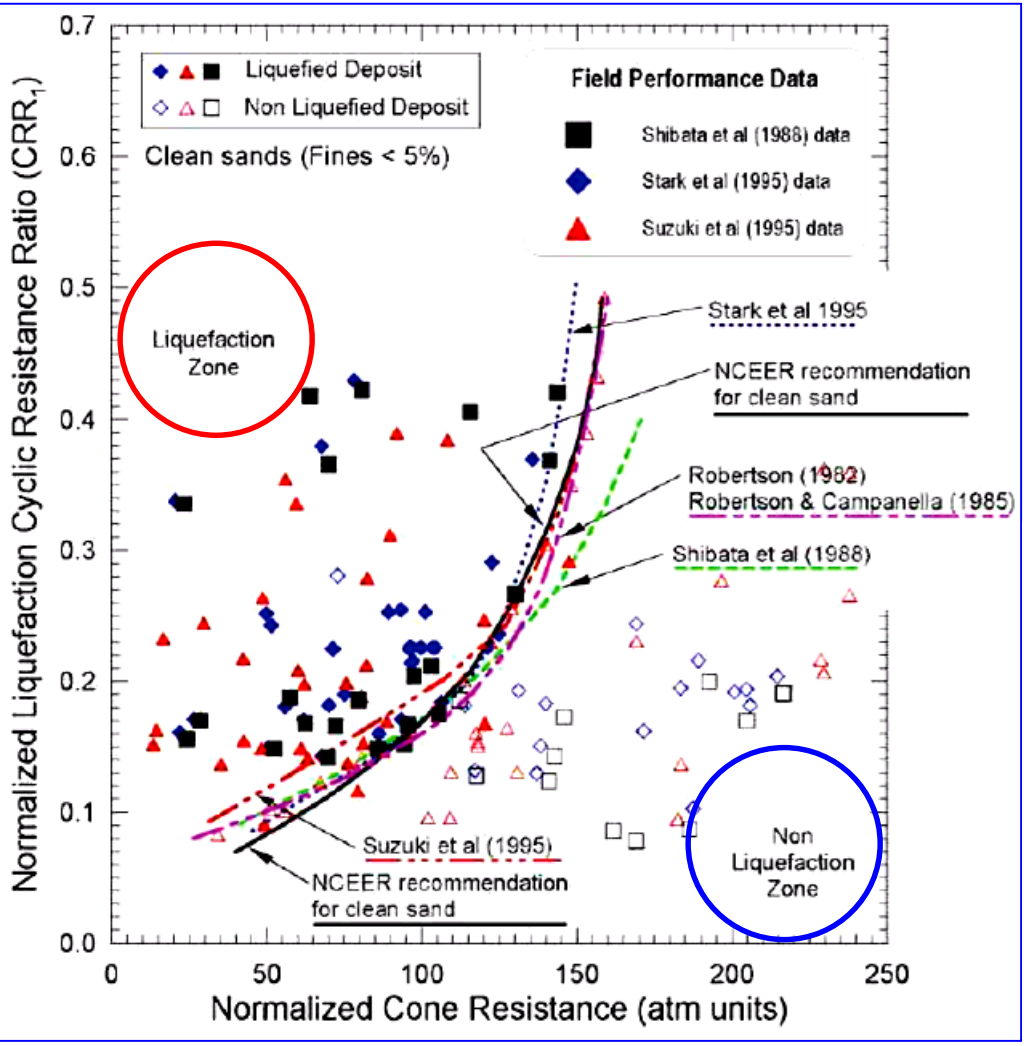
r_d { (1-0.00765 z) per $z \leq 9.15$ m Liao and Whitman [1986b]
(1.174 - 0.0267 z) per $9.15 < z \leq 23$ m
Coefficiente di riduzione della rigidezza con l'aumentare della profondità z

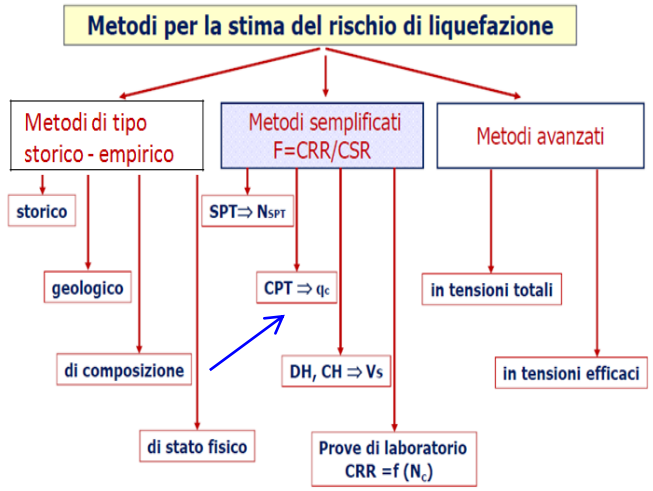
CGT
Centro di GeoTecnologie

Relazione fra sforzo ciclico equivalente, normalizzato alla pressione geostatica verticale efficace, capace di indurre liquefazione, (N1)SPT corretto e εv, (deformazione volumetrica =Δ_{HI}/HI per sabbie pulite e per terremoti di magnitudo M=7.5 . Il cedimento sismico è dato da $s=\Sigma(\Delta_{HI}/HI)\ HI$

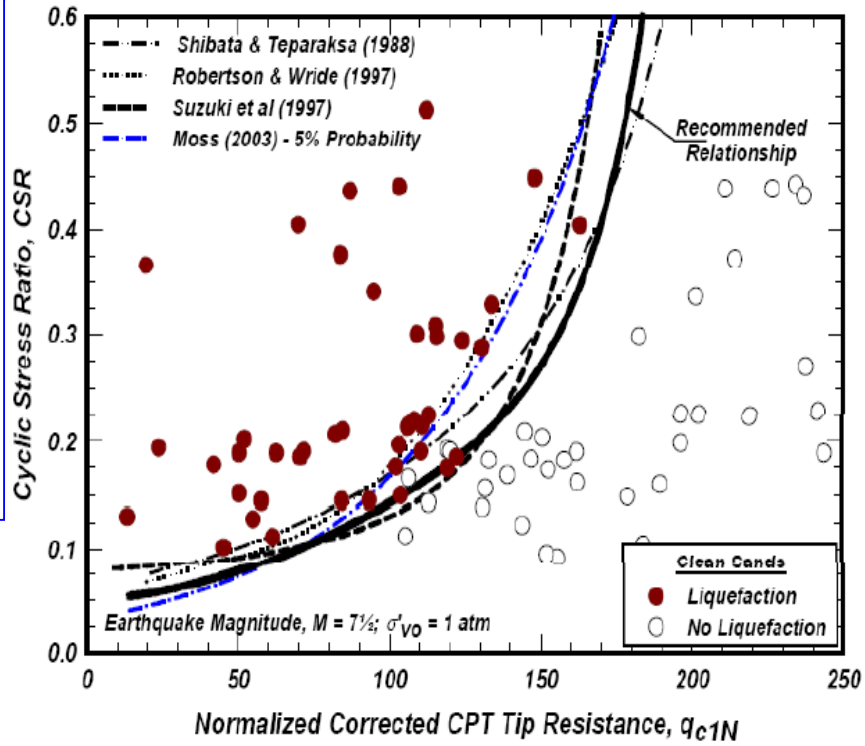
DA CPT

RESISTENZA CICLICA CRR





SFORZO DI TAGLIO CICLICO EQUIVALENTE CSR



CGT
Centro di GeoTecnologie

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

$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q - 3.47)^2}$$

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100 \qquad Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

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

$$(q_{c1N})_{CS} = K_C \cdot q_{c1N} \qquad K_C = f(I_C)$$

Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR(Mw = 7.5)

$$CRR_{7.5} = 93 \cdot \left(\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000}\right)^3 + 0.08$$

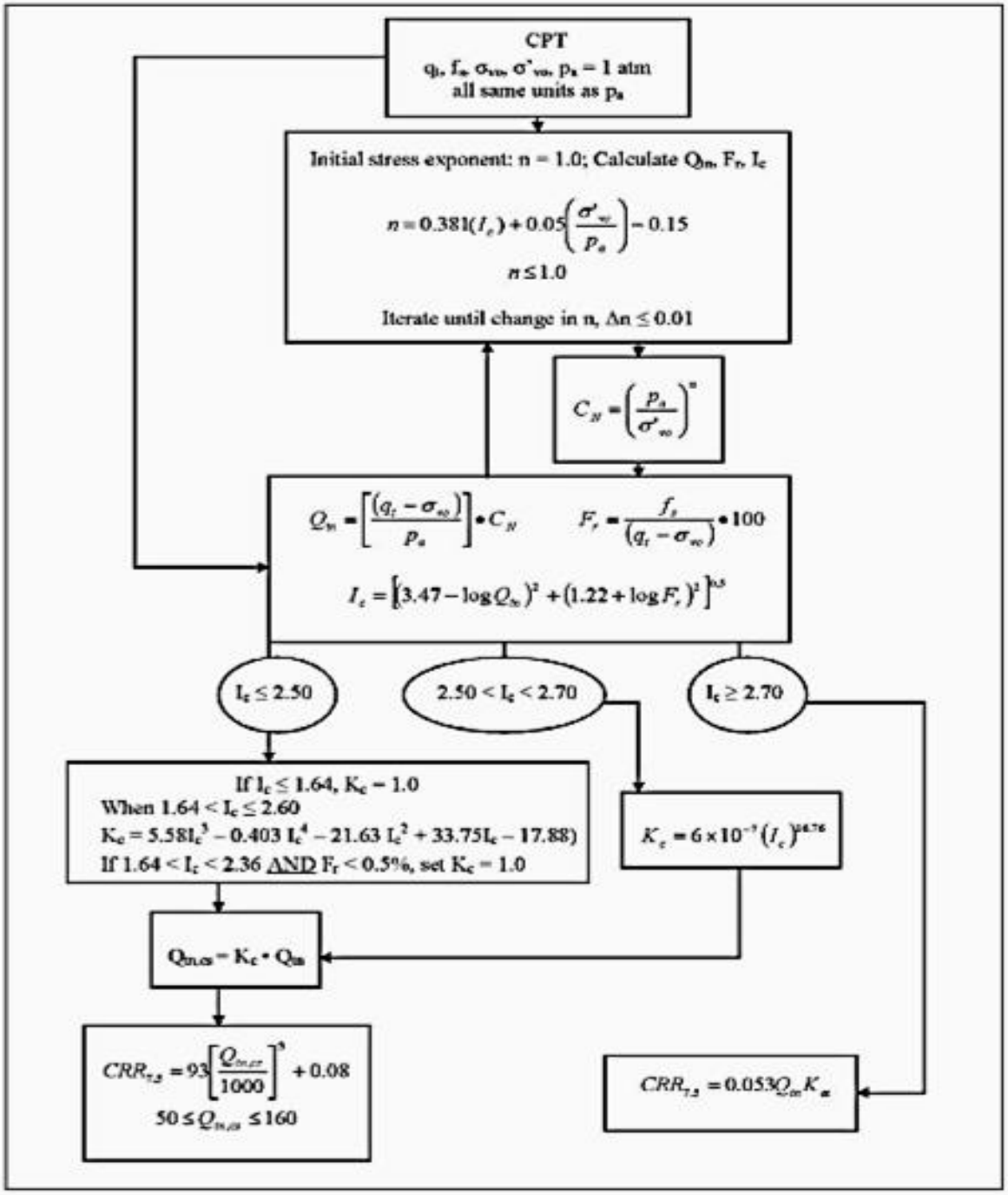


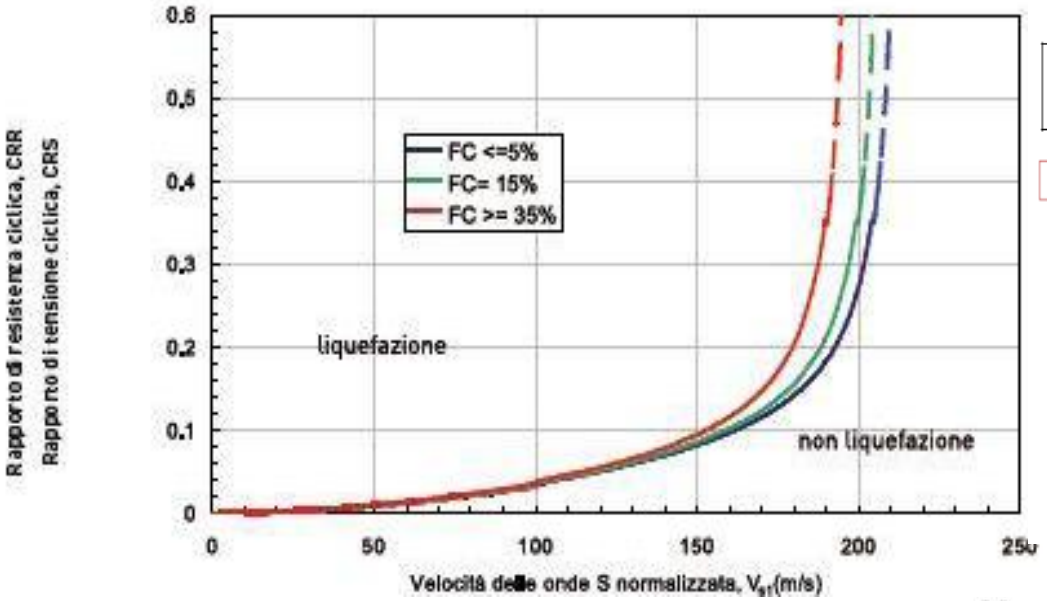
Diagramma di flusso per il calcolo del $CRR_{7.5}$

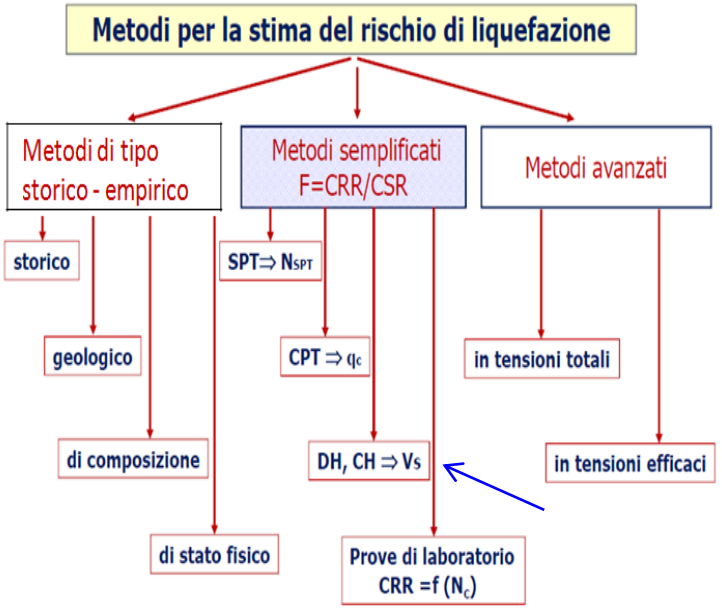
(P. K. Robertson e K.L. Cabal - 2012).

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 qc, la fs, 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 Ic, 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.

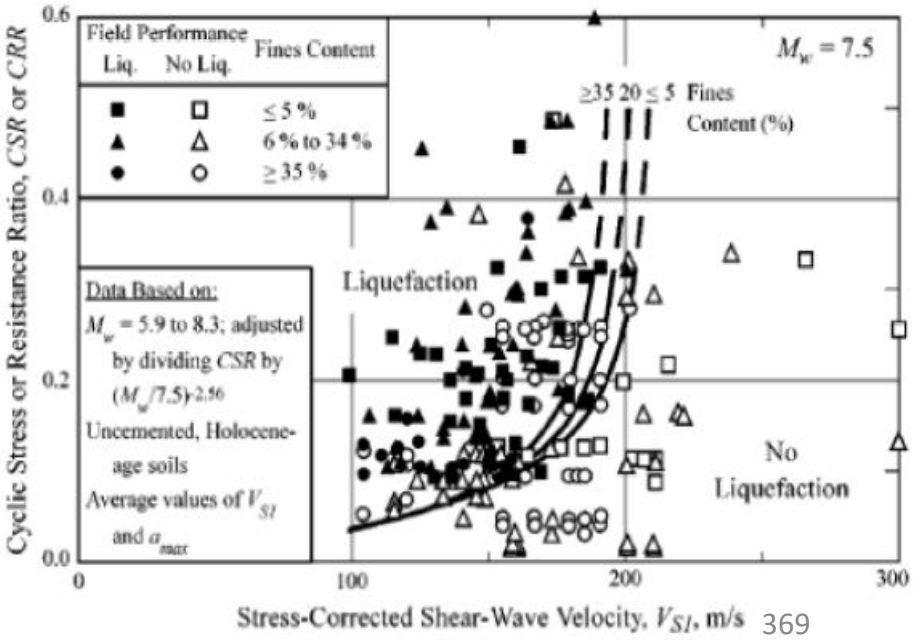
RESISTENZA CICLICA CRR da misure di Vs





Depositi non cementati di età olocenica per Mw=7.5

(Andrus e Stokoe, 2000)



Vs1 = CV. Vs
CV = (pa/σ'v) ^ 0,25

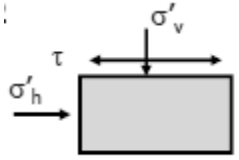
pa = 100 kPa, press. atm.
σ'v in kPa, press. vert. effic.

CGT
Centro di GeoTecnologie

RESISTENZA CICLICA CRR da prove di laboratorio

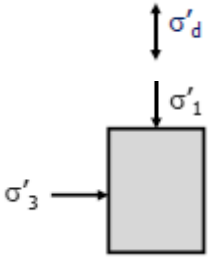
Taglio semplice ciclico

$CRR_{sito}=0.9\ (\tau/\sigma'v)$

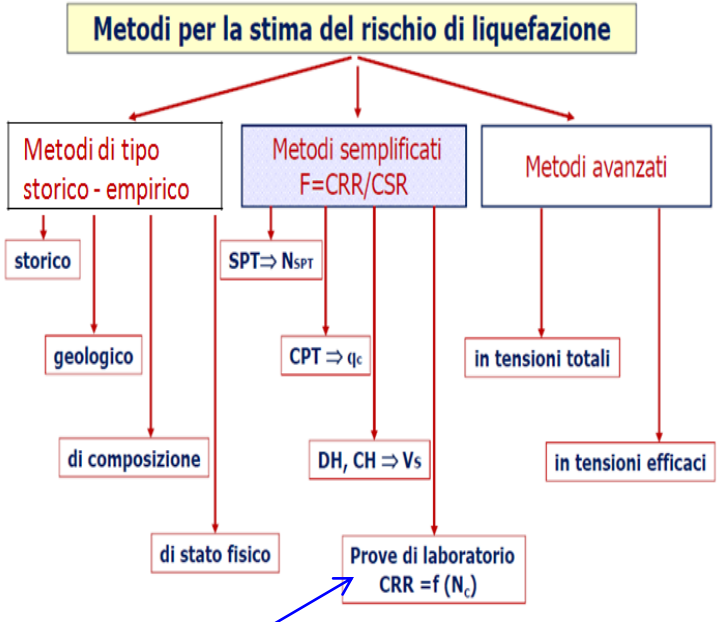


Prove triassiali cicliche

$CRR_{sito}=0.9\ Cr\ (\ \sigma'd\ /\ 2\sigma'3)$

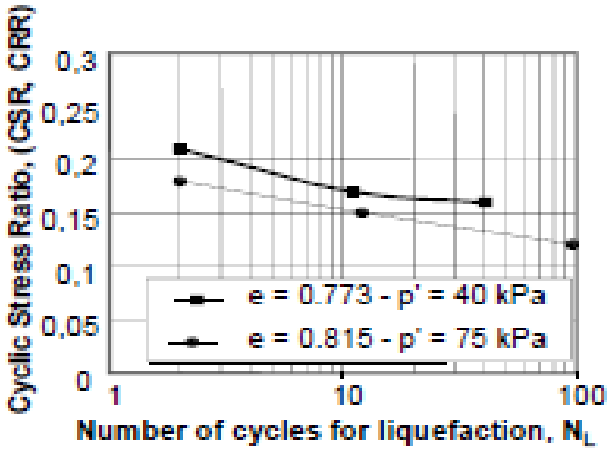


Cr=fattore di correzione
- per K_0= 0.4 Cr = 0.57
- per K_0= 1.0 Cr = 1.0



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:



dove:

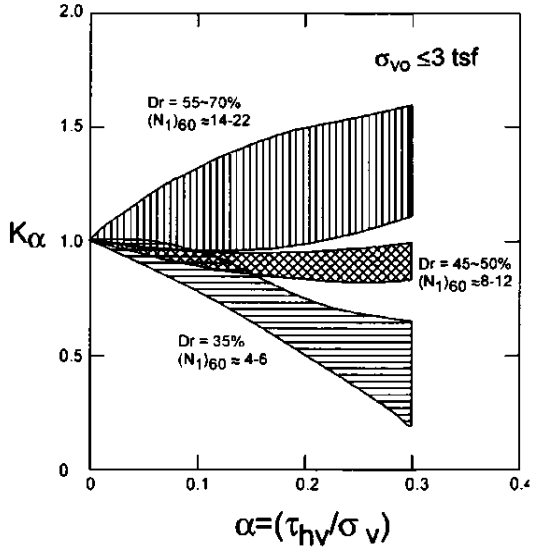
$$CRR = CRR_{\sigma=1,\alpha=0} \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha$$

$CRR_{\sigma=1,\alpha=0}$ = 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.

CGT
Centro di GeoTecnologie



Kσ = fattore che tiene conto dell'entità delle tensioni efficaci

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma_{v0}'}{p_a}\right)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60}}} \le 0{,}3$$

da prove penetrometriche dinamiche;

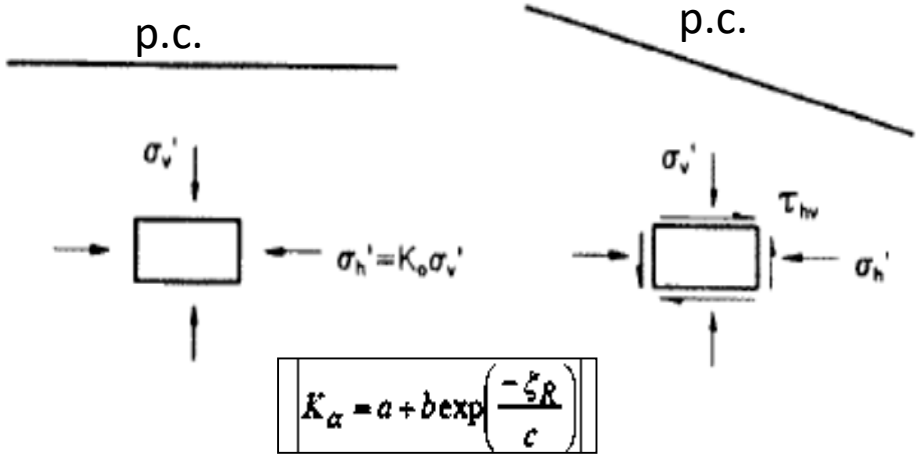
$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27\sqrt{(q_{c1N})^{0.264}}} \le 0{,}3$$

da prove penetrometriche statiche;

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 3.1(V_{s1}/100)^{1.975}} \le 0{,}3$$

da indagini geofisiche.

Kα = fattore che tiene conto dell'inclinazione del piano campagna.



$$K_\alpha = a + b\exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right)$$

$$a = 1267 + 63\alpha^2 - 634\exp(\alpha) - 632\exp(-\alpha)$$

$$b = \exp\left[-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31\ln(\alpha + 0.0001)\right]$$

$$c = 0.138 + 0.126\alpha + 2.52\alpha^3$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100p'}{Pa}\right)} - D_R$$

α = **τst/σ'v** **τst** = tensione tangenziale statica agente sul piano di interesse **σ'v** = tensione efficace verticale

Dr = 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

pa = pressione atmosferica (≅ 100 kPa)

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 => Fs ≥ 1,3;

-per sabbie medio-sciolte => Fs ≥ 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 ≥ 0.80 CRR) che ha provocato liquefazione durante terremoti passati** e quindi deve risultare **F_S ≤1,25 perché ciò avvenga**.

Pertanto, il valore minimo del Fattore di sicurezza alla liquefazione è Fs > 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):

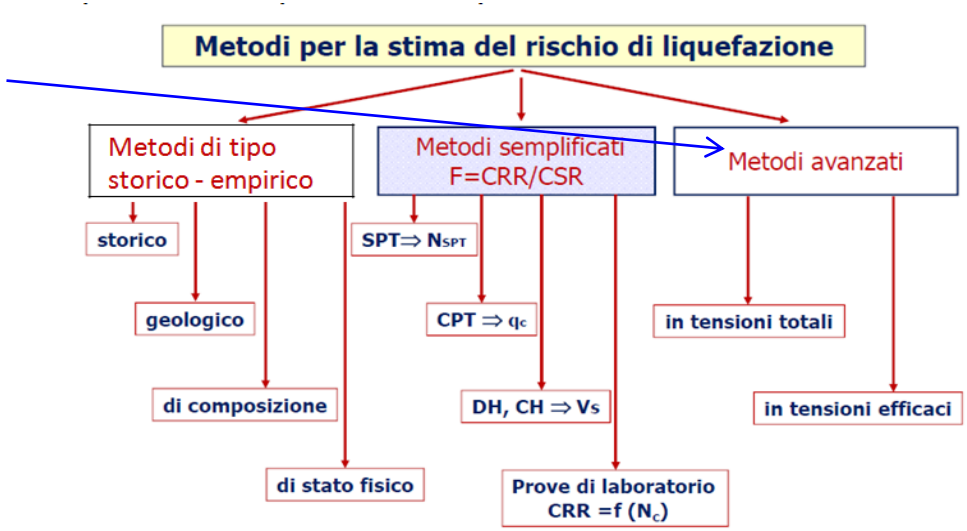
Indice del Potenziale di liquefazione $IL = \sum_{i=1}^{n} FW(z)\Delta z$

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

Metodi avanzati



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

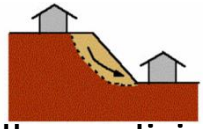
Particolare attenzione va posta nel caratterizzare :
- l'azione sismica di riferimento
- la geometria del sottosuolo
- il comportamento dei terreni attraverso prove in sito e laboratorio

http://cyclic.ucsd.edu riporta esempi di analisi 1-D e 2-D.

7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma, la resistenza del sistema sia superiore alle azioni (condizione [6.2.1]), ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

7.11.3.5.1 Azione sismica



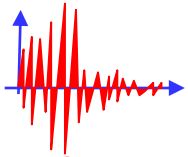
(A2+M2+R2)

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo ai criteri esposti nel § 3.2.3.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15°e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata

-o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) ST

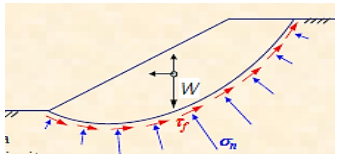
accelerazione massima attesa al sito $a_{max} = S.a_g = S_S.S_T.\ a_g$



-o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, ***gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde***. **In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati (S_T=1).**

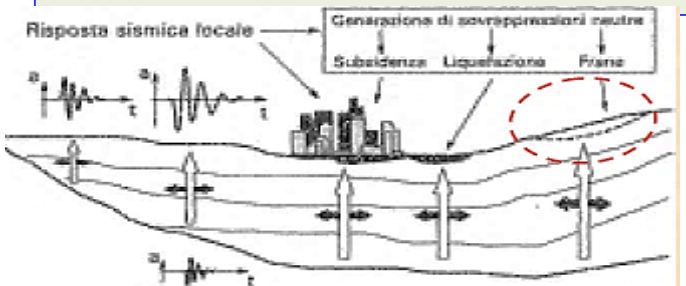
Le condizioni di stabilità di un pendio in condizioni sismiche dipendono da:

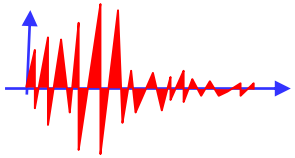


CARATTERISTICHE DEL PENDIO

↓

proprietà meccaniche
proprietà di resistenza
proprietà di rigidezza
assortimento granulometrico
regime delle pressioni interstiziali
storia di carico pre-sisma
stato tensionale pre-sisma
condizioni stratigrafiche
geometria





CARATTERISTICHE DEL SISMA

↓

intensità
durata
contenuto in frequenza

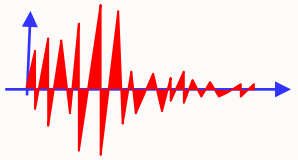
RISPOSTA SISMICA LOCALE

↓

In base alla RSL alcune proprietà possono subire modifiche importanti lungo il percorso di propagazione delle onde dal bedrock sismico alla sommità del pendio.

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante:

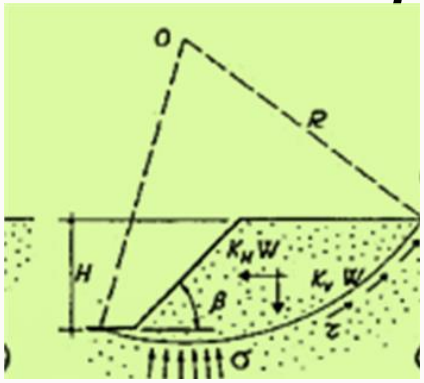


- **metodi pseudostatici ***
- **metodi degli spostamenti**
- **metodi di analisi dinamica**

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile

Ndr. :

Nei metodi pseudostatici *la condizione di stato limite ultimo (SLU) viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di sicurezza FS*

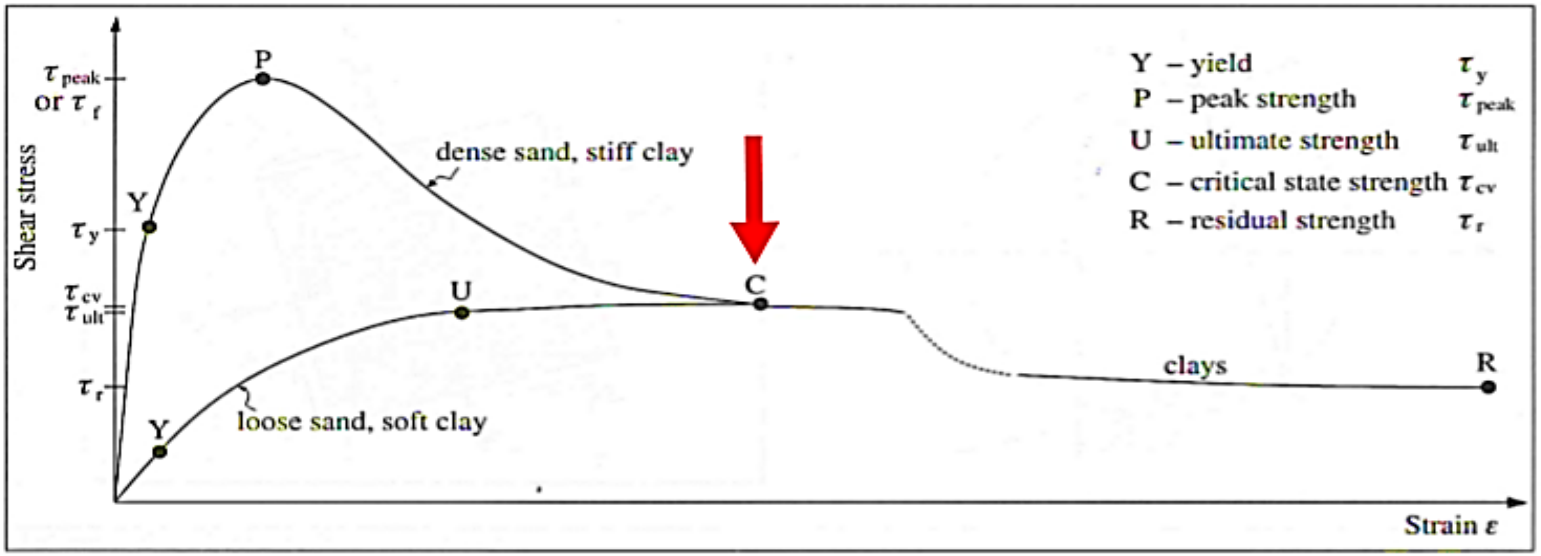


$$Fs = \tau s / \tau m$$

τs resistenza al taglio disponibile

τm sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale)

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni (v. Fig. sottostante). Inoltre, si deve tener conto dei ***possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi***.



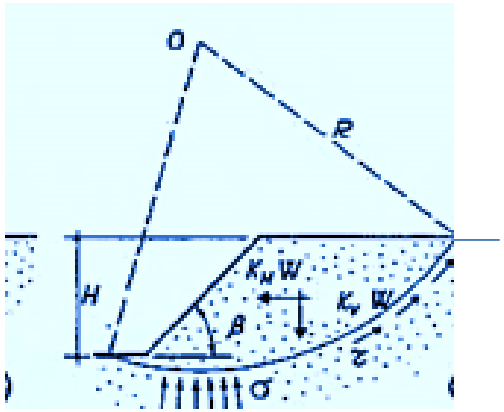
Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLU-SLV), in mancanza di studi specifici, **le componenti orizzontale e verticale** ***di tale forza (azione sismica) possono esprimersi come***

$Fh = kh \times W$ → ***Si applicano al***

$Fv = kv \times W$ → ***baricentro del concio***



Con W **= peso del volume di terreno potenzialmente instabile**

kh e kv **=coefficienti sismici orizzontale e verticale:**

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad \Leftarrow \qquad (7.11.3)$$

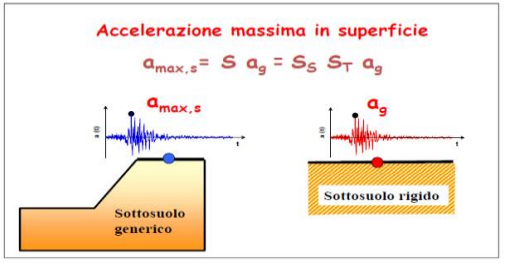
$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h . \qquad (7.11.4)$$

dove

βs = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a max= accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.



In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito **amax** ***può essere valutata con la relazione***

amax = S.ag = Ss.St. ag [7.11.5]

$a_{max} = S.a_g = S_S.S_T.\ a_g$ [7.11.5] dove

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

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

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad (7.11.3)$$

$$k_v = \pm\, 0{,}5 \cdot k_h\,. \qquad (7.11.4)$$

I valori di βs sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (ndr: ag/g).

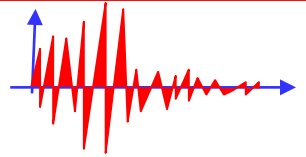
La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa $a_{max} > 0{,}15.g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

***Nell'analisi di stabilità di* frane quiescenti*, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai* valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni.**

Ndr.: 7.11.3.5 Stabilità dei pendii - Pendii naturali ⇐



In condizioni sismiche (SLV) – Metodo pseudo-statico(uno dei tre metodi)

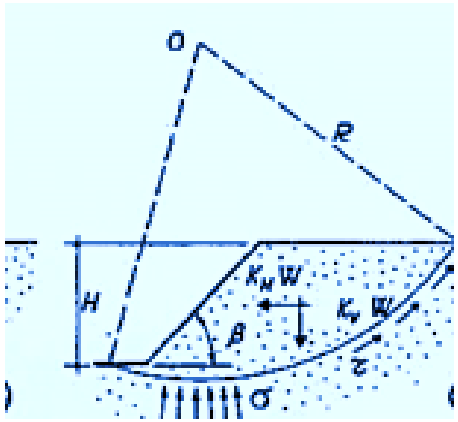
Utilizzo di **parametri caratteristici**

Fh = kh.W con kh = **βs . amax** **Fv = ± 0.5 Fh** (Fh e Fv comp.orizz. e vert. forza statica equiv.)

g

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

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



Non si assumono Approcci di progetto DA1 o DA2 e quindi niente γR, ma si utilizzano solo parametri caratteristici.

Valore del fattore di sicurezza Fs stabilito dal geotecnico

Metodo pseudo-statico

Pendio naturale ante operam e post operam ma soggetto ad interventi non strutturali

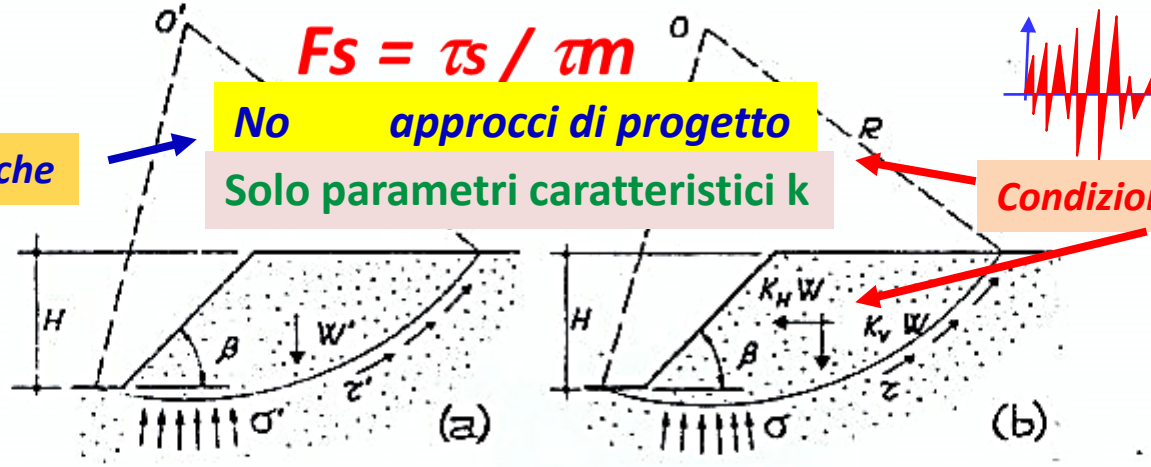
$Fs = \tau s / \tau m$

No approcci di progetto

Solo parametri caratteristici k

Condizioni statiche

Condizioni sismiche



NTC **2018**

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_s = coefficiente riduzione a_{max}

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

(da analisi di risposta sismica locale oppure $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$)

$a_g(g)$	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

ESEMPIO DI PENDIO NATURALE
IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA

Analisi di stabilità dei pendii naturali con Janbu (1967)

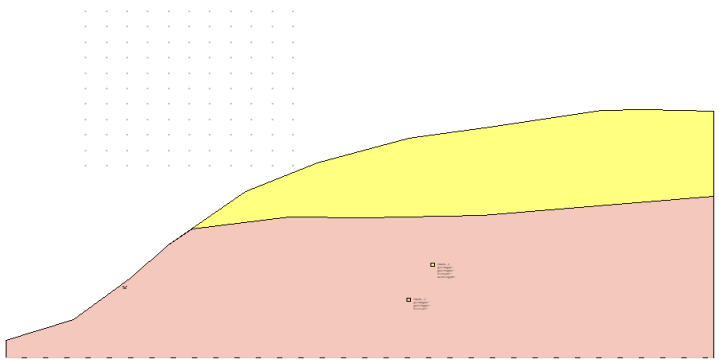
Calcolo eseguito secondo	Utente
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Critico
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	0,0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	60,06 m
Ascissa vertice destro superiore xs	41,65 m
Ordinata vertice destro superiore ys	94,71 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Sisma

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,038
Coefficiente azione sismica verticale	0,019



Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	-16,09	20,96
2	-2,46	25,56
3	8,95	34,76
4	16,61	42,25
5	32,11	54,17
6	46,42	60,65
7	64,82	66,1
8	82,19	68,82
9	103,49	72,4
10	112,34	72,57
11	126,14	72,23

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	-16,09	20,96
2	-2,46	25,56
3	8,95	34,76
4	16,61	42,25
5	21,29	45,85
6	40,8	48,55
7	56,13	48,38
8	79,64	48,89
9	126,14	53,16

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0 1,0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0 1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

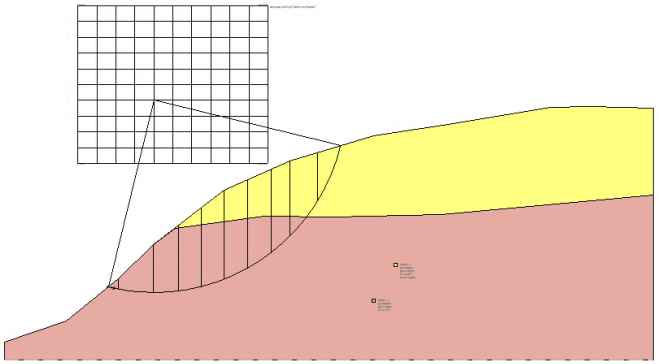
Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm²)	Coesione non drenata (kg/cm²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m³)	Peso saturo (Kg/m³)	Litologia	
1	35	89	18,01	19	21		
2	15		21,83	20	22		

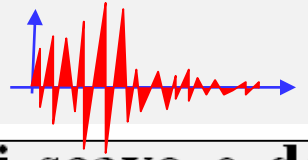
Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	0,54
Ascissa centro superficie	0,0 m
Ordinata centro superficie	60,06 m
Raggio superficie	28,43 m



Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	2,24	-12,1	2,29	51,84	1,97	0,99	0,0	21,8	0,0	60,2	34,1
2	7,67	-5,3	7,7	1006,26	38,24	19,12	0,0	21,8	0,0	1065,4	593,3
3	5,37	3,6	5,38	1340,22	50,93	25,46	0,0	21,8	0,0	1297,6	721,0
4	5,09	10,8	5,18	1602,71	60,9	30,45	0,0	21,8	0,0	1475,7	833,0
5	5,04	17,9	5,29	1831,35	69,59	34,8	0,0	21,8	0,0	1632,2	951,1
6	5,15	25,4	5,7	1971,31	74,91	37,45	0,0	21,8	0,0	1727,5	1060,2
7	5,09	33,4	6,1	1885,02	71,63	35,82	0,0	21,8	0,0	1653,4	1098,2
8	4,07	41,2	5,41	1383,74	52,58	26,29	0,0	21,8	0,0	1238,2	912,9
9	6,12	51,6	9,85	1644,08	62,48	31,24	0,0	21,8	0,0	1557,4	1390,6
10	5,09	67,3	13,21	643,11	24,44	12,22	0,0	18,0	0,0	803,1	937,9

7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI



Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali .

Le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente :

$F_h = k_h \times W$

$F_v = k_v \times W$

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

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

βs = 0.38 per SLV
βs = 0.47 per SLD

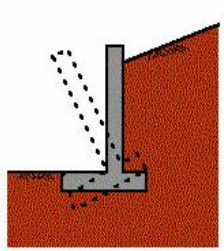
Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni **impiegando i coefficienti parziali**. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

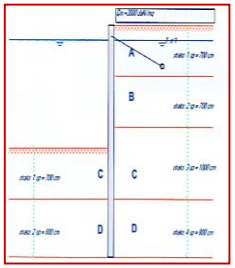
Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2)

con $\gamma A = 1$ $\gamma_M = 1$ e $\gamma_R = 1.2$ ~~1.1~~

Per Fronti di scavo e Rilevati, intesi in senso lato (argini, etc.), nella Combinazione (A2+M2+R2) va utilizzato il coefficiente globale $\gamma R = 1.2$.

Per i **fronti di scavo e rilevati, dunque (§ 7.4):**





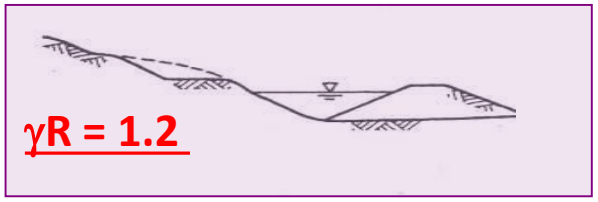
γR = 1.2

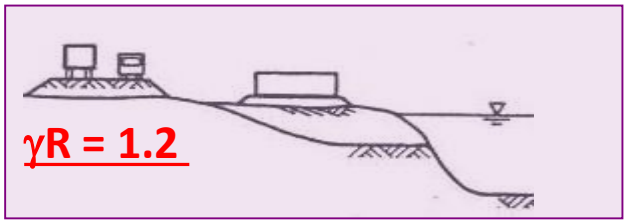
Parametri caratteristici **e**

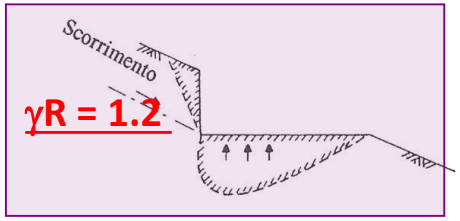
sempre (A2 + M2 + R2) ma con

$$\gamma A = 1 \quad \gamma M = 1 \quad \gamma R = 1.2$$

Quindi solo parametri caratteristici k e γR = 1.2

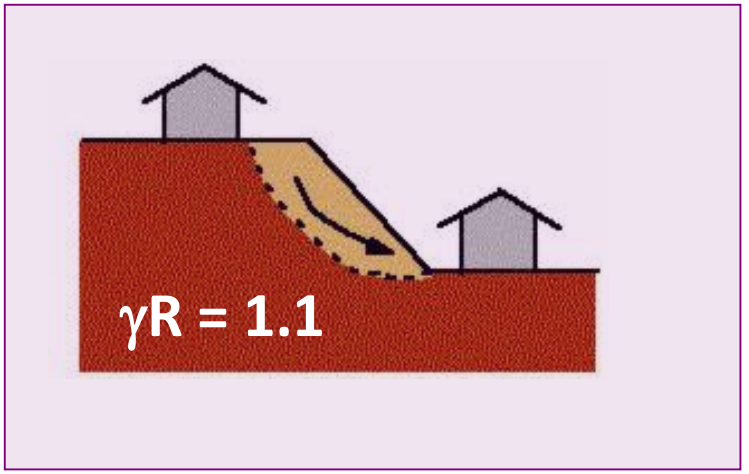






In presenza di azioni sismiche

Per le opere di fondazione poste lungo un pendio le verifiche di stabilità si effettuano utilizzando DA1 – C2



APPROCCIO 1 - Combinazione 2

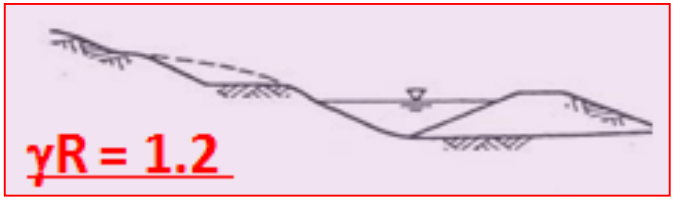
(A2 + M2 + R2) con

$\gamma A = 1 \quad \gamma M = 1 \quad \gamma R = 1.1$

Per fronti di scavo e rilevati

(A2 + M2 + R2) con

$\gamma A = 1 \quad \gamma M = 1 \quad \gamma R = 1.2$



IN SINTESI:

(A2 + M2 + R2)

1. I risultati delle verifiche ottenuti utilizzando i parametri caratteristici per le opere di fondazione poste lungo un pendio vanno divisi per $\gamma R = 1.1$
2. I risultati delle verifiche ottenuti utilizzando i *parametri caratteristici* per Fronti di scavo , Rilevati , etc. vanno divisi per $\gamma R = 1.2$

7.11.5 FONDAZIONI

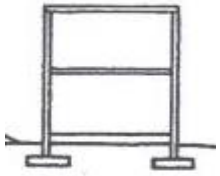
La progettazione delle fondazioni in condizioni sismiche richiede :

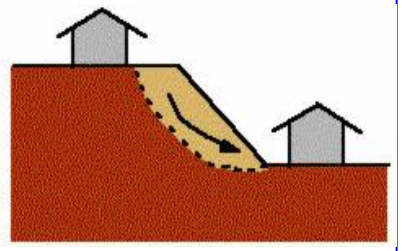
*-Valutazione della **risposta sismica locale** (RSL) **del sito*** (7.11.3.1)

*-Verifica nei confronti della **liquefazione** e della **stabilità globale*** (7.11.3.4 e .5)

Stabilità globale ⇒ **(A2+M2+R2)** con $\gamma A = 1$ $\gamma M = 1$ **$\gamma R = 1.1$** (7.11.1 e cap.6)

[opere sul bordo , o lungo un pendio o al piede]





7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali ⇐

La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo ***SLV*** nei confronti del raggiungimento della resistenza per:

- **Carico limite**
- **Scorrimento**

} **APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)**

nel rispetto della condizione [6.2.1] e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II (v. slide seguente). In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Stato Limite Ultimo SLV

●Stato Limite Ultimo SLV per carico limite

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5.

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

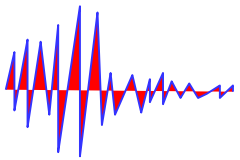
Le resistenze sono i corrispondenti **valori limite che producono il collasso *del complesso fondazione-terreno***; *esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica*, **tenendo anche conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione e delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo.**

Per carico limite **APPROCCIO 2 - (A1+M1+R3)**

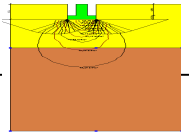
Tab. 7.11.II - *Coefficienti parziali γR per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche*

Verifica	Coefficiente parziale γR
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Per carico limite ⇒ **γR 3 = 2.3**



Se, **nel calcolo del carico limite**, **si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker);** sul volume di terreno significativo, il coefficiente **γR può essere ridotto a 1.8** ⇐



(Ndr) **AZIONE SISMICA : EFFETTO CINEMATICO ED EFFETTO INERZIALE**
khk khi

Applicando il *metodo pseudostatico*, **l'azione sismica** si traduce in accelerazioni del **sottosuolo** (**effetto cinematico khk**) e nella **fondazione** (**effetto inerziale khi**) per le azioni delle forze di inerzia prodotte nella struttura in elevazione, **e nel terreno sottostante o circondante la fondazione**.

Per un'azione sismica, modellata attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti si esprimono tramite i coefficienti sismici khk e khi.

L'**effetto inerziale** produce le **variazioni di tutti i coefficienti di carico limite Nc Nq e Nγ** in funzione del coefficiente sismico **khi** (interviene nella formula trinomia operando direttamente sui coefficienti correttivi **iq,ic,iγ** che tengono conto dell'inclinazione del carico).
L'**effetto cinematico modifica solo il coefficiente Nγ** in funzione del coefficiente sismico **khk.**
Nγ *viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.*
Per considerare separatamente entrambi gli effetti si introducono due coefficienti correttivi che operano **sul solo Nγ**

$i\gamma =$ $e\gamma\ i = (1-0{,}7*khi)^{5}$ **inerziale**
$e\gamma\ k = (1-khk/\tan\phi)^{0{,}45}$ **cinematico**

Nc ed Nq vengono trattati con i coefficienti **ic e iq**, **tenuto conto del solo effetto inerziale**.

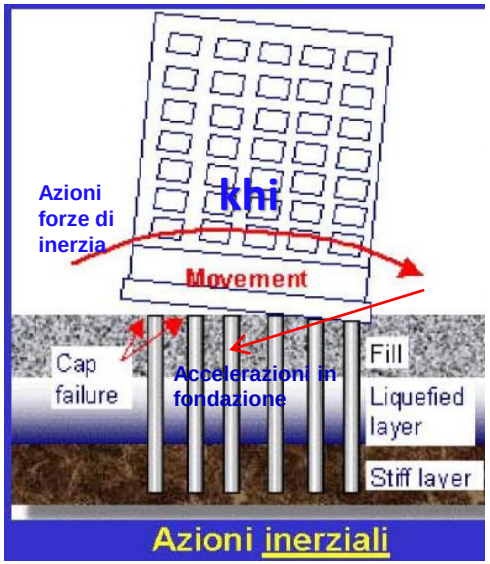
Effetto inerziale con **khi** che incide su **ic,iq,iγ** ⇒ **Nc,Nq,Nγ**

eγ i = (1-0,7*khi)^5

L'azione sismica si traduce in accelerazioni nella **fondazione** **e nel terreno sottostante o circondante la fondazione**

(**effetto inerziale khi**)

per le azioni delle forze di inerzia prodotte nella struttura in elevazione.

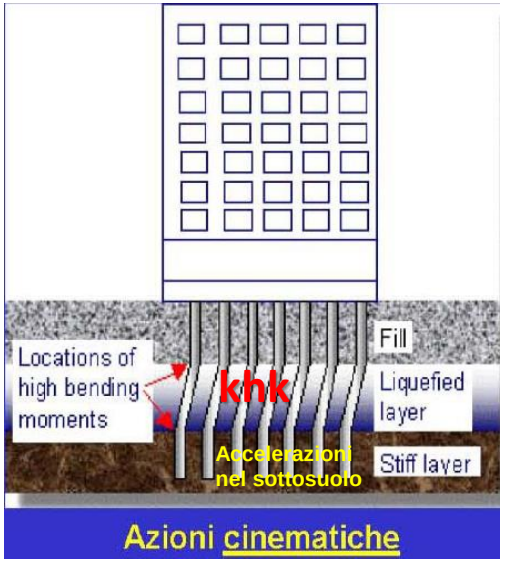


Effetto cinematico con **khk che incide su Nγ**

eγ k = (1-khk/tan ϕ)^0,45

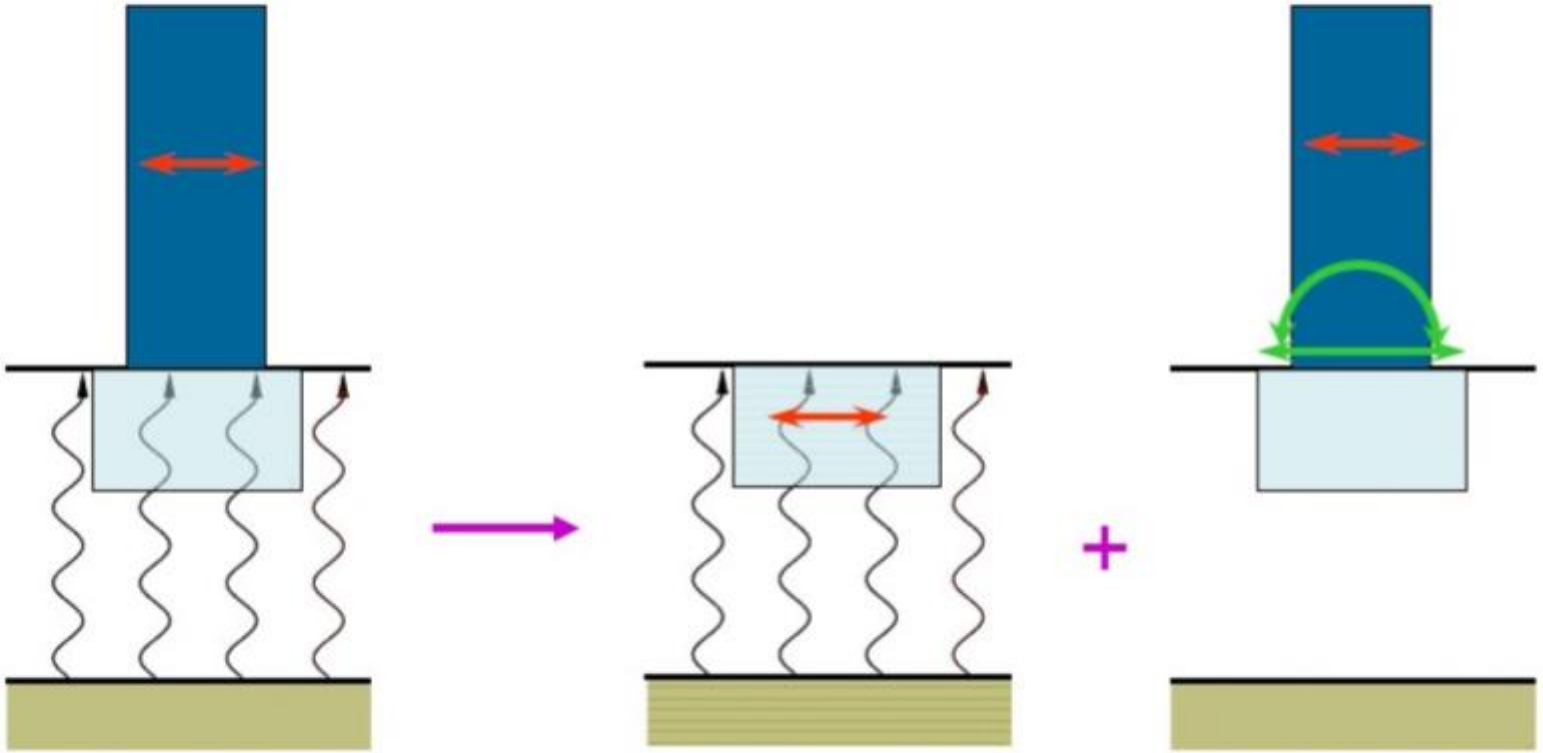
L'azione sismica si traduce in accelerazioni nel sottosuolo

(**effetto cinematico khk**)



1) interazione fondazione – terreno (cinematica)

2) interazione sovrastruttura – fondazione (inerziale)



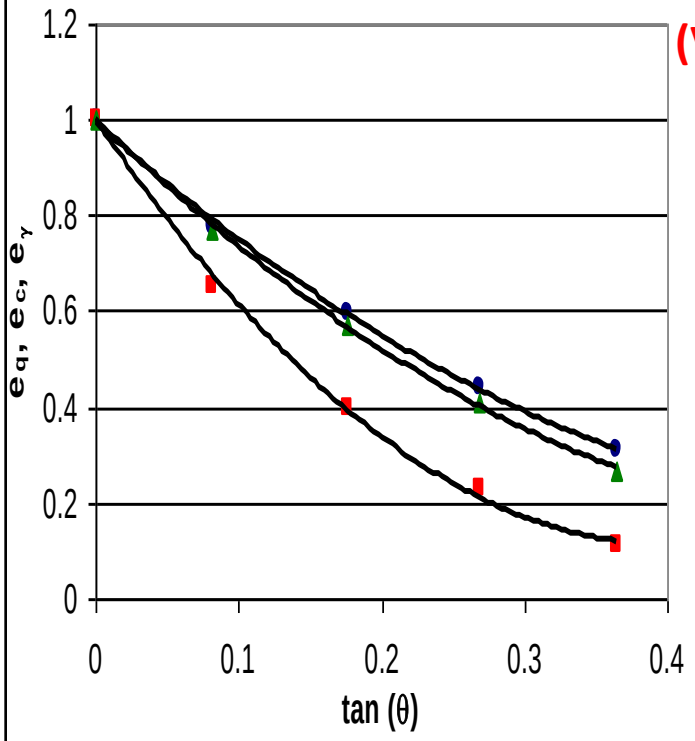
qlim in condizioni sismiche

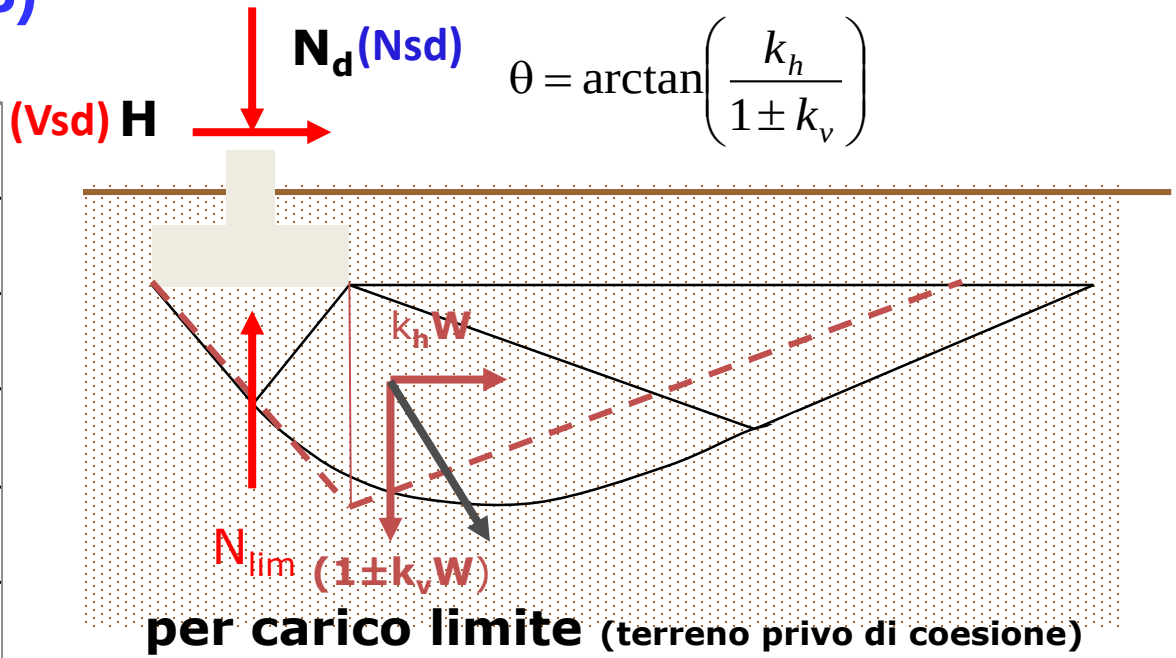
considerando gli effetti inerziali

$\gamma R3 = 1.8$

Metodi di Richards et al.(1993) e Paolucci e Pecker (1997)

Richards et al. (1993)





$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

per carico limite (terreno privo di coesione)

$$N_{\lim} = \left[e_q i_q s_q N_q \gamma D + e_\gamma i_\gamma s_\gamma N_\gamma \gamma \frac{B}{2} \right] B^2$$

Dall'espressione generale di Brinch Hansen vari autori hanno sviluppato procedure in grado di valutare il qlim o Nlim in condizioni sismiche, estendendo la formula trinomia al caso di presenza di forze di inerzia.

Richards et al. (1993) ipotizzano al di sotto di una fondazione di tipo lineare una superficie di rottura che permette di valutare i fattori di capacità portante Nc Nq e Nγ in condizioni sismiche in funzione dei coefficienti di spinta attiva e passiva e degli angoli di inclinazione della superficie di rottura del terreno .

Paolucci & Pecker (1997)

Un altro metodo che tiene conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione dell'Rd o qlim o Nlim è adottato da **Paolucci & Pecker**(1997) con l'introduzione dei fattori correttivi z:

$$z\gamma = zq = (1 - kh/tg\phi)^{0.35}$$

$$zc = 1 - 0.32\ kh$$

kh = coeff. sismico orizzontale

Verifiche allo SLE di fondazioni superficiali

-***Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE) - Stato Limite di Salvaguardia dal Danno (SLD)***
Gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non devono alterare significativamente la resistenza della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera.

Ndr:

Durante un sisma la resistenza portante di una fondazione su terreno incoerente si riduce, mentre non esistono studi e dati relativi che mettano in evidenza una riduzione della capacità portante in terreni coesivi.

Le verifiche sismiche effettuate con l'EC8 evidenziano per terre coesive riduzioni non significative.

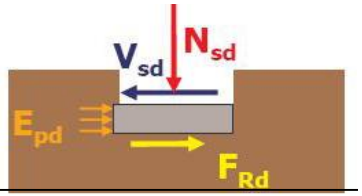
●*Stato Limite Ultimo SLV per scorrimento sul piano di posa*

- collasso per scorrimento sul piano di posa

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per **resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla resistenza mobilitata sui tratti verticali della fondazione.**

Specificamente, si tiene conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni ed ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.



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

Stato limite di esercizio (SLE) A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γR riportato nella Tabella 7.11.II.

Ndr. **Collasso per scorrimento** $F_{Rd} = (N_{sd} \tan\delta + ca\ A') / \gamma R$ $\gamma R = 1.1$

Nsd = valore di progetto della forza verticale

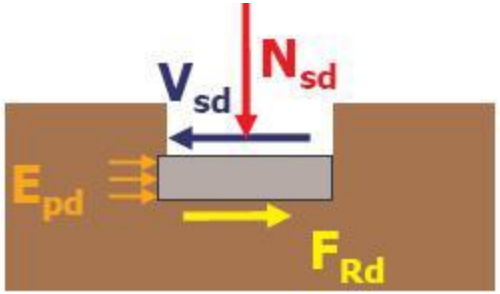
Vsd = valore di progetto della forza orizzontale

δ= angolo di resistenza al taglio alla base della fondazione

ca = adesione fondazione-terreno

A' = area della fondazione efficace,

F_{Rd} = Resistenza allo scorrimento di progetto



Collasso per slittamento

La **resistenza laterale di calcolo** E_{pd} **derivante dalla spinta del terreno sulla faccia laterale del plinto, può essere tenuta in conto a condizione che** vengano presi adeguati provvedimenti in sito, quali la compattazione del terreno di riporto ai lati del plinto, l'infissione di un muro verticale di fondazione nel terreno, o il getto del calcestruzzo armato del plinto direttamente a contatto con una parete di scavo netta e verticale.

Per la verifica di sicurezza contro il collasso per slittamento su una base orizzontale, deve essere soddisfatta la disuguaglianza seguente:

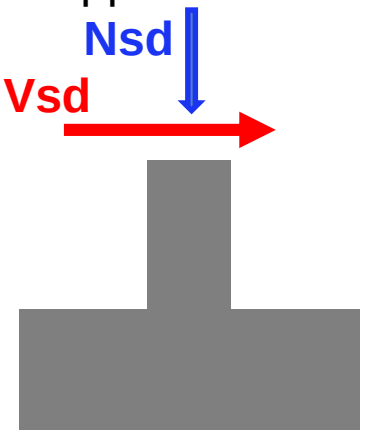
$$V_{sd} < F_{Rd} + E_{pd}$$

nella quale V_{sd} è il valore di calcolo della forza orizzontale.

(Ripreso da Ghersi, 2009)

TAGLIO SISMICO Vsd alla base della fondazione per verifica allo scorrimento

Il calcolo del **valore di Vsd (taglio sismico alla base della fondazione**), se non comunicato dallo strutturista, si ottiene in prima approssimazione da:



$$Vsd = Nsd * Sd(T_1)$$

ossia $$Vsd = Nsd * khi$$

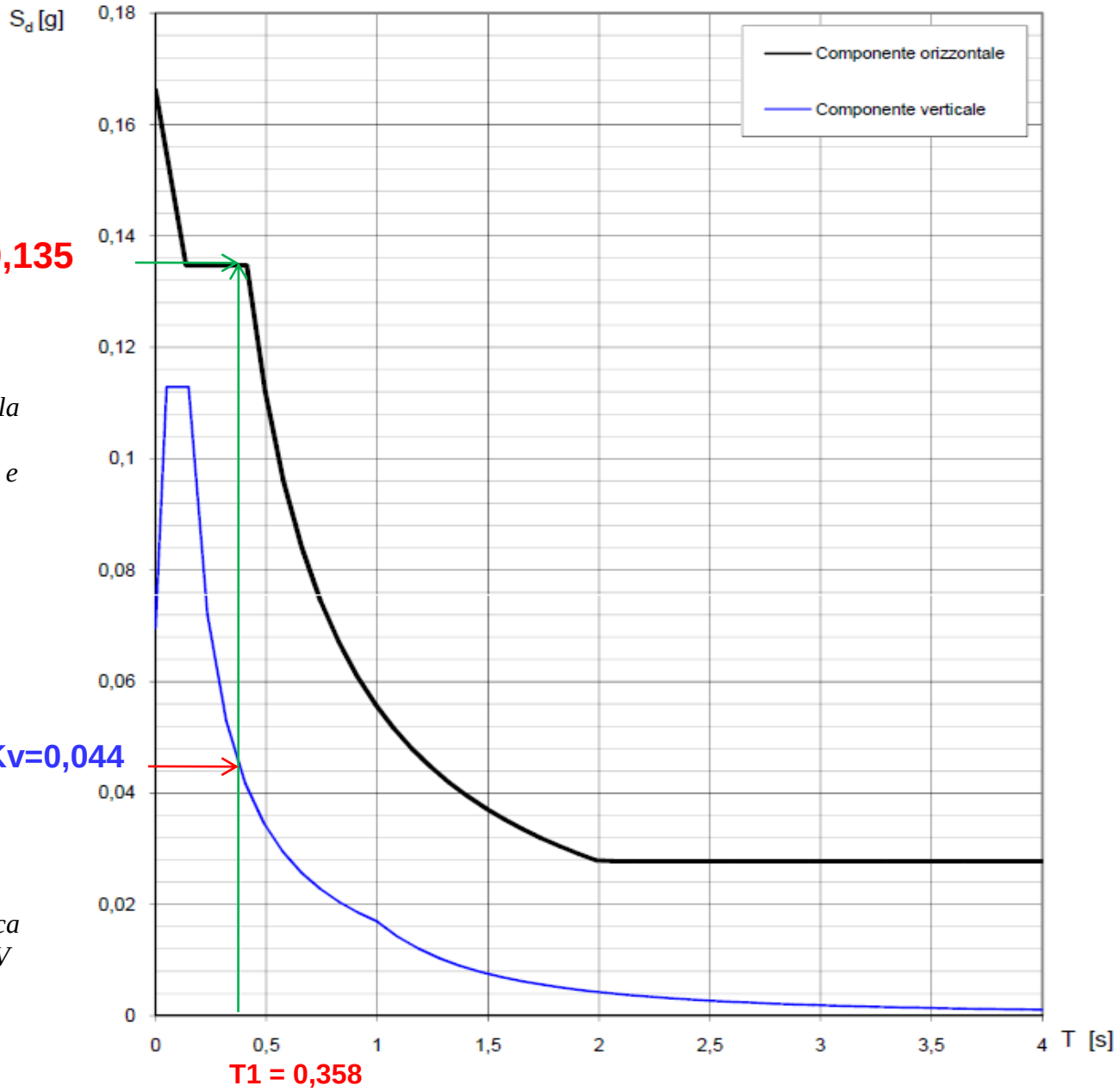
Dove, **Nsd** (o W) è il carico verticale e **Sd (T_1)** l'ordinata dello spettro di progetto (SLU – SLV) in corrispondenza di T_1 (periodo fondamentale) corrispondente a **khi**.

Il valore di T_1 deve essere comunicato, insieme con quello del fattore di comportamento **q**, dallo strutturista. In caso di difficoltà T_1 può essere stimato tramite la relazione:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

dove **d** è lo **spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio**, espresso **in metri.** **Oppure :** $T1 = C_1 \times H^{3/4}$ (v. pag. 109).

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Khi = **0,135** *da utilizzare per il taglio sismico alla base per verifica allo scorrimento e per riduzione di* $N\gamma$ *per la qlim sismica*

Kv = **0,044** *da utilizzare nella combinazione sismica* **(qlim sismica)** - *SLV* (Resistenze) per **E**

Esempio di calcolo - VERIFICA A SCORRIMENTO - CONDIZIONI SISMICHE

$F_{Rd} = (N_{sd} \tan\delta + c_a A') / \gamma R$ $\gamma R = 1.1$*

Terreno granulare $F_{Rd} = N_{sd} \tan \varphi'_{cv.d} / \gamma R$

Fondazione superficiale di tipo Plinto in c.a.

$\gamma A = 1$ $\gamma M = 1$ **khi = 0,25 (Vsd = Nsd * khi (v. slide 400 per calcolare Vsd)**

Terreno di sedime: $\tan\delta = \varphi'_{cv.k} = 30°$ $\gamma M = 1 \rightarrow$ $\varphi'_{cv.d} = 30°$

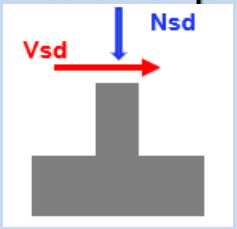
$\tan\delta = \tan \varphi'_{cv.d} = 0,577$

azioni: Nsd_{TOT} = 600 kN (NG = 400 kN NQ = 200 kN) => Nsd = 400 kN Vsk = 100 kN (F. oriz.k)

(non si assume il carico variabile – sfavorevole NQ)

azione di progetto: **Ed** = Vsd = Vsk x 1,00 =**100 kN**

Resist. di progetto: **Rd** = Nsd tan $\varphi'_{cv.d} / \gamma R$ = NG tan $\varphi'_{cv.d} / \gamma R$ = 400 x 0,577 /1,1 = 230,8 kN



Ed ≤ Rd

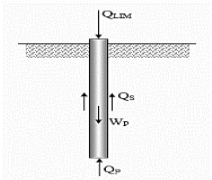
100 < 230,8 kN

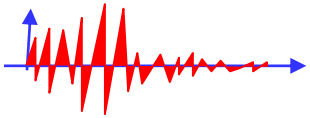
verifica soddisfatta

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

7.11.5.3.2 Fondazioni su pali ⇐





Stati Limite Ultimi SLV

Le fondazioni su pali devono essere verificate per gli ***SLV*** sotto l'azione del moto sismico di riferimento.

Nelle verifiche, **si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite** rilevanti e **almeno i seguenti**:

- raggiungimento della resistenza a ***carico limite verticale*** del complesso pali-terreno;
- raggiungimento della resistenza a **carico limite orizzontale** del complesso pali-terreno;
- **liquefazione** del terreno di fondazione;
- **spostamenti o rotazioni** eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;
- **rottura** di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento).

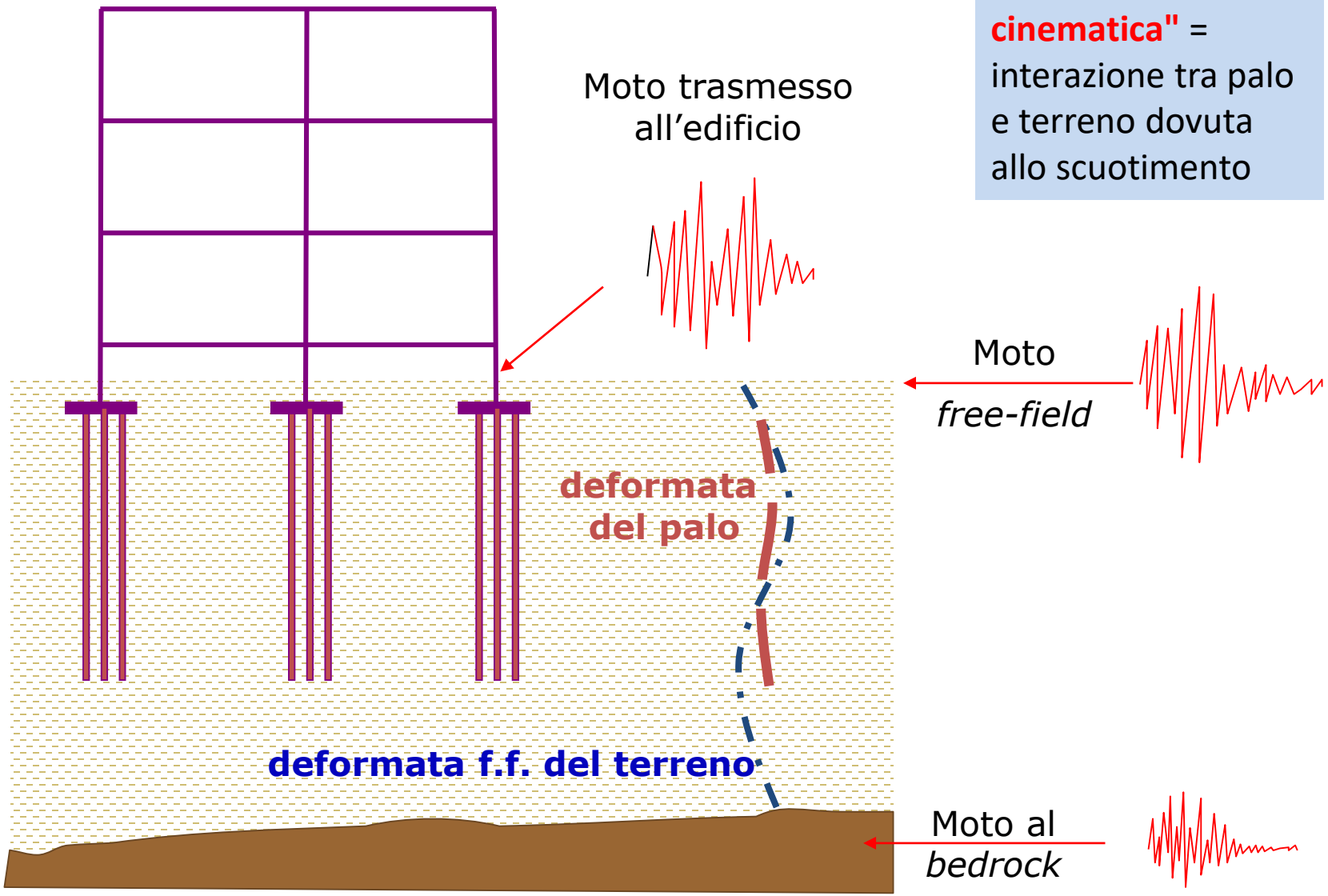
Le verifiche a carico limite (verticale e orizzontale) **consistono nel raffronto tra le azioni** (forza assiale e forza trasversale sul palo) **e le corrispondenti resistenze**, nel rispetto della condizione [6.2.1] e con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

In presenza di moto sismico, ***nei pali si sviluppano sollecitazioni*** **dovute sia alle** ***forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura*** **(interazione inerziale), sia** ***all'interazione tra palo e terreno dovuta allo scuotimento*** **(interazione cinematica).**

Interazione cinematica terreno-fondazione-struttura

La presenza della struttura (in particolare, dei pali) modifica l'azione sismica trasmessa all'edificio

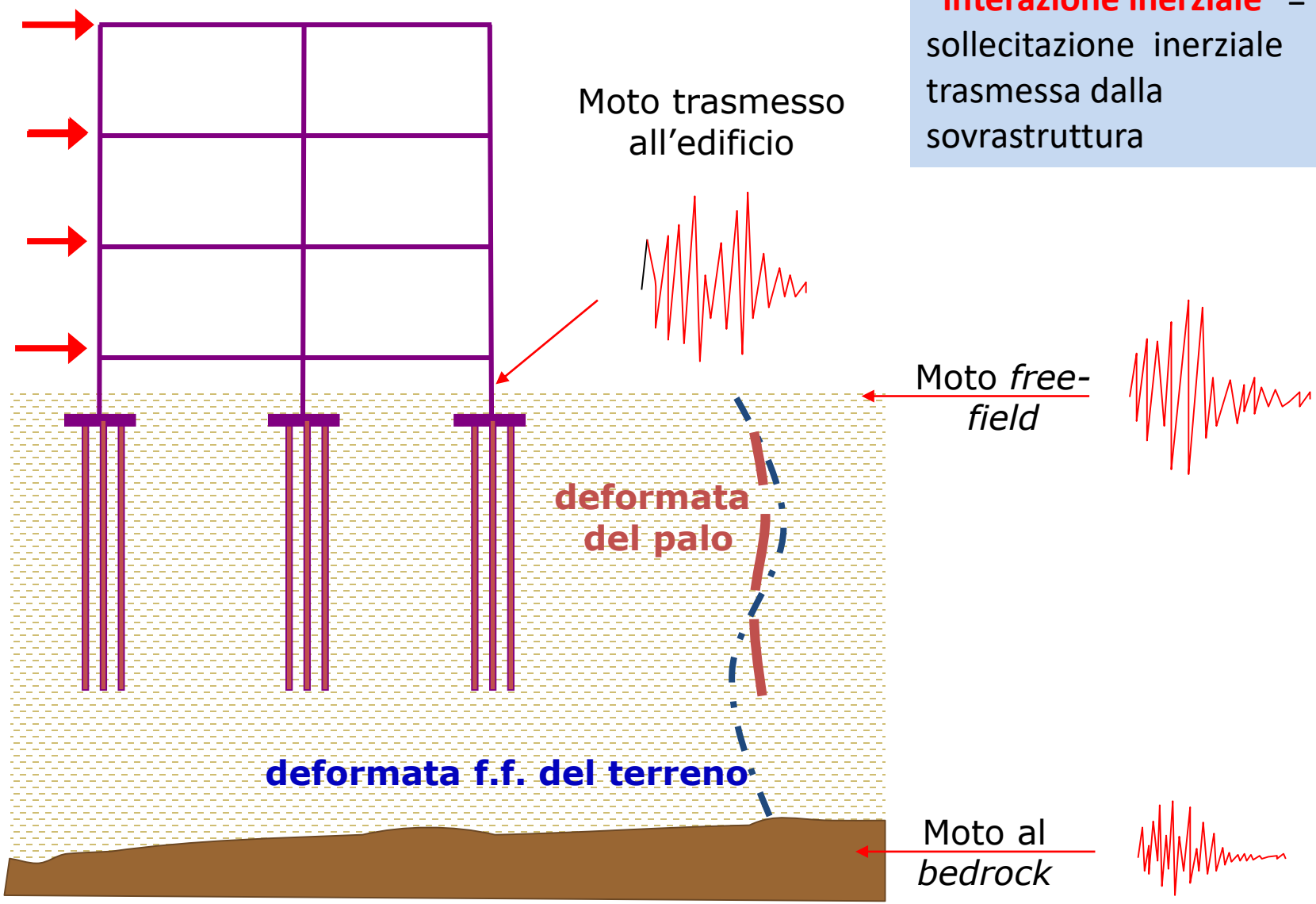
"interazione cinematica" = interazione tra palo e terreno dovuta allo scuotimento

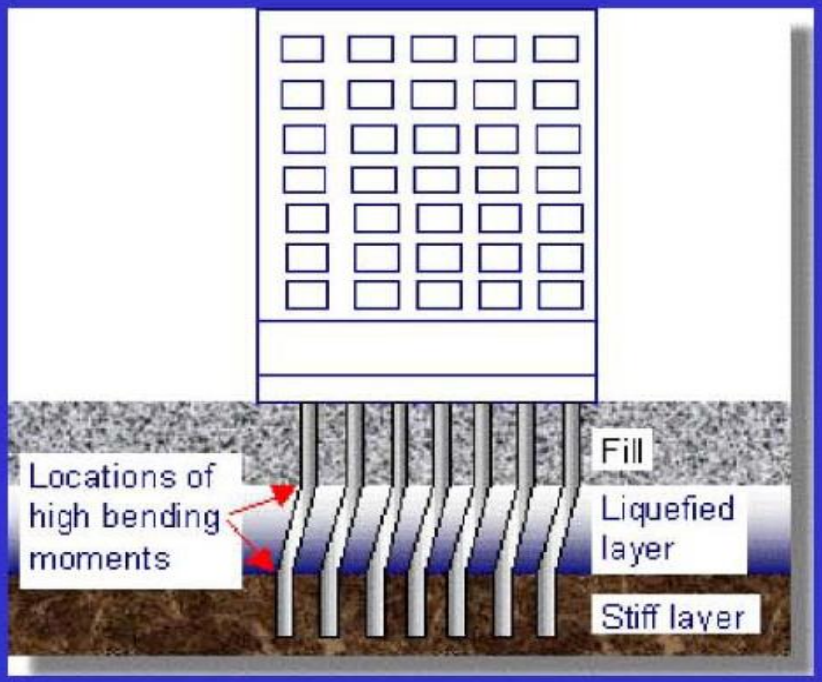


Interazione inerziale terreno-fondazione-struttura

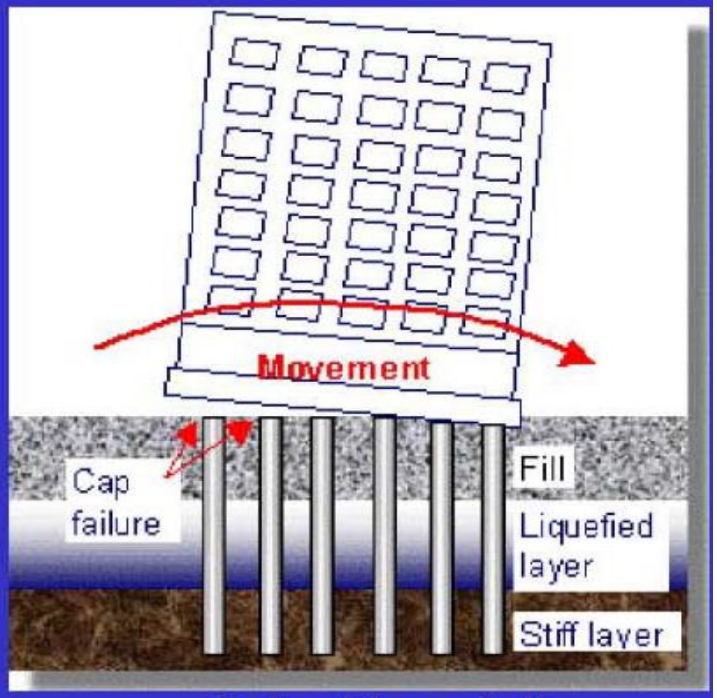
Nella struttura si generano azioni inerziali
che sollecitano le fondazioni

"interazione inerziale" = sollecitazione inerziale trasmessa dalla sovrastruttura



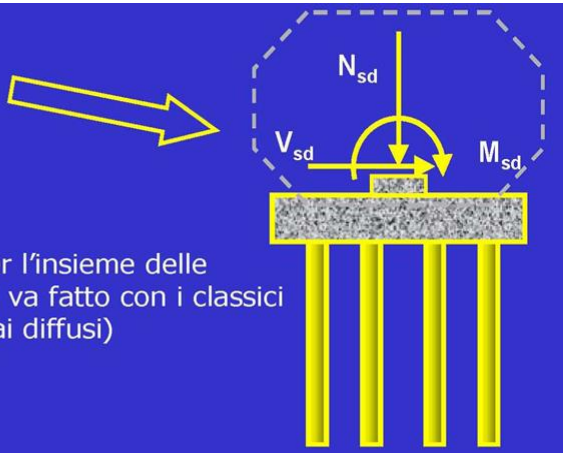


Azioni cinematiche

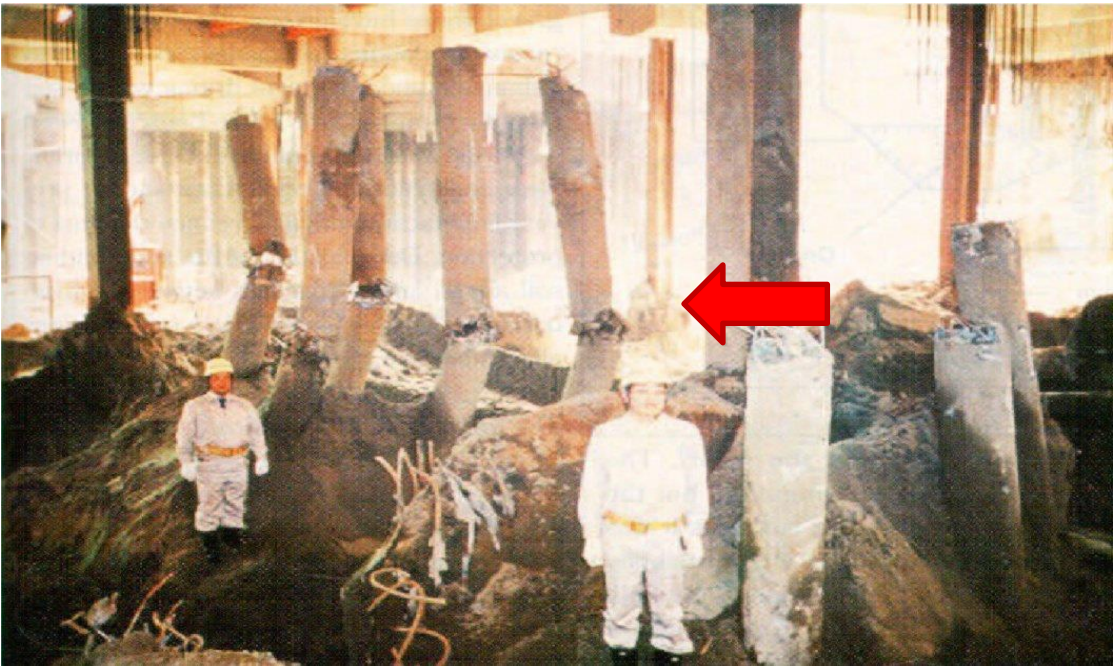


Azioni inerziali

Sono queste le azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla palificata

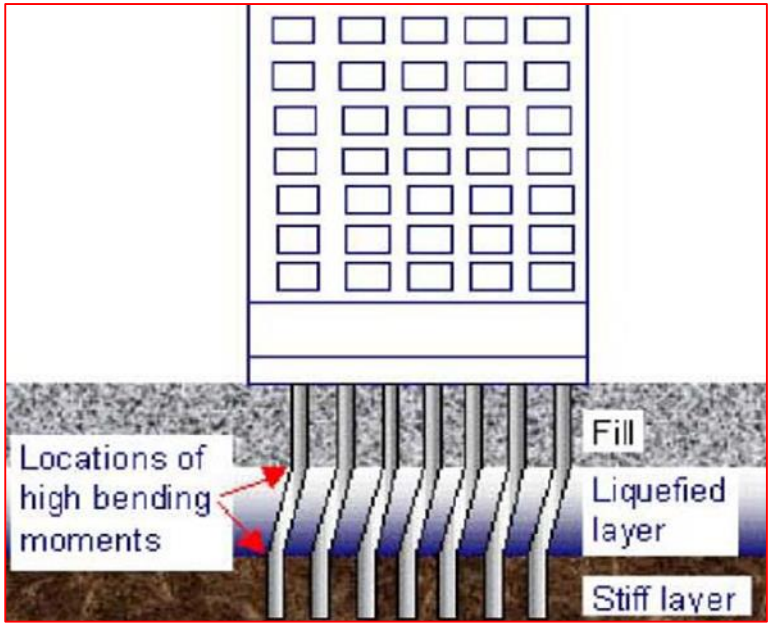


Il calcolo della palificata per l'insieme delle azioni verticali e orizzontali va fatto con i classici metodi ingegneristici (ormai diffusi)

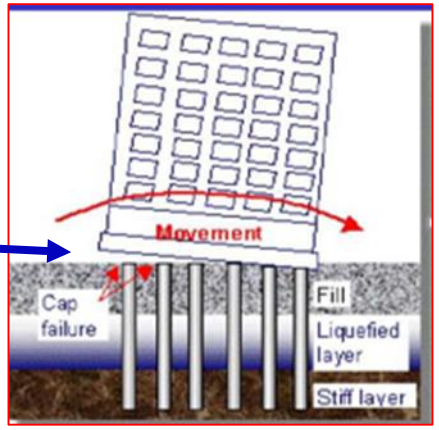


Terremoto di Niigata (1964))

INTERAZIONE CINEMATICA



EFFETTO INERZIALE



Per i pali (SLV) - Approccio 2 (A1+M1+R3)

con $\gamma A = 1$ $\gamma M = 1$ $\gamma R3$

da Tab.6.4.II ↔ ***per carichi assiali***

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.

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

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

↔ ***per carichi trasversali*** (non essendo specificato qui, il $\gamma R3$ da cap.6)

Per le ***Fondazioni miste*** ⇐ di cui al paragrafo 6.4.3, si deve fare riferimento a **Approccio 2** ⇐ ***(A1+M1+R3) con $\gamma R3=2.3$*** (§7.11.5.3.2).

Stato Limite di Esercizio SLD

In aggiunta all'analisi della sicurezza delle fondazioni su pali rispetto agli stati limite ultimi, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di danno. In particolare, **gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non devono alterare significativamente la resistenza strutturale della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera.**

7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto.

7.11.6.2 Muri di sostegno

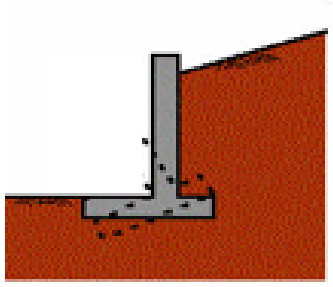
I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

7.11.6.2.1. Metodi di analisi

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

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

$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h \qquad (7.11.7)$$



dove

βm = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a max= accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = *accelerazione di gravità.*

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

amax = S.ag = SS.ST. ag

dove

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

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

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

$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h \qquad (7.11.7)$$

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

βm = 0.38 per SLV
βm = 0.47 per SLD

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente βm assume valore unitario: βm = 1.

I valori del coefficiente βm possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica.

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

Lo stato limite di **ribaltamento** deve essere trattato con coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (7.11.1) e utilizzando valori di βm incrementati del 50% rispetto a quelli prima indicati e comunque non superiori a 1.

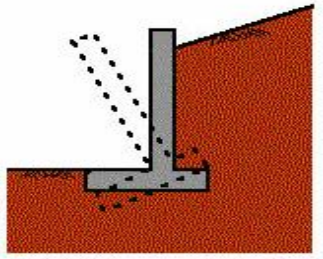
$\gamma A = 1$ $\gamma M = 1$

$\beta m = 1{,}5 \bullet \beta m$ per scorrimento, ma ≤ 1

verifica al ribaltamento:
applicare incremento del 50% a β_m

$\beta m = 0.38$ per SLV
$\beta m = 0.47$ per SLD

Da incrementare!



Per ribaltamento

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

7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza

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 (Fronti di scavo).**

((A2+M2+R2) con $\gamma A = 1$ $\gamma M = 1$ $\gamma R = 1.2$)

nonché le verifiche di sicurezza delle fondazioni al §7.11.5

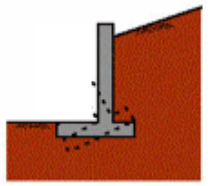
Nelle **verifiche di sicurezza** si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], **ponendo pari all'unità** i **coefficienti** parziali sulle **azioni** e sui **parametri** geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le **resistenze** di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Approccio 2 (A1+M1+R3)

$\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ γ_R da Tab. 7.11.III

Per le opere di sostegno, quali muri e paratie, poste in corrispondenza di versanti o in prossimità di un pendio naturale,in presenza di azioni sismiche le verifiche di stabilità muro-terreno si effettuano con

DA1 (A2+M2+R2) con $\gamma A = 1$ $\gamma M = 1$ $\gamma R = 1.2$



7.11.6.3 Paratie

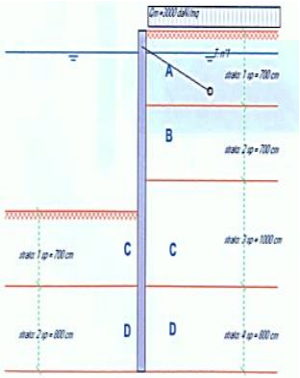
7.11.6.3.1 Metodi pseudo-statici

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale ah e av dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, **ah** può essere legata all'accelerazione di picco **amax** attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$ah = kh \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot amax \quad [7.11.9]$$



dove

g è l'accelerazione di gravità,

Kh è il coefficiente sismico in direzione orizzontale,

$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e

$\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre av= 0.

L'accelerazione di picco amax è valutata mediante un'**analisi di risposta sismica locale, oppure come**

$$amax = S.ag = SS.ST.\ ag \quad [7.11.10]$$

dove

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST), di cui al § 3.2.3.2,

ed ag è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Fig. 7.11.2.

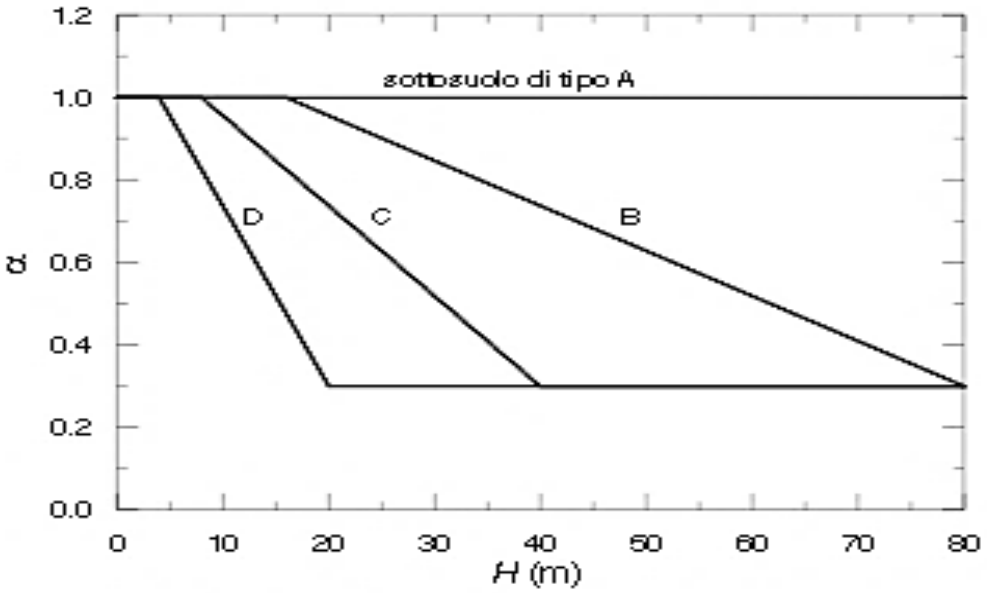


Fig. 7.11.2 – *Diagrammaper lavalutazione del coefficiente di deformabilità α*

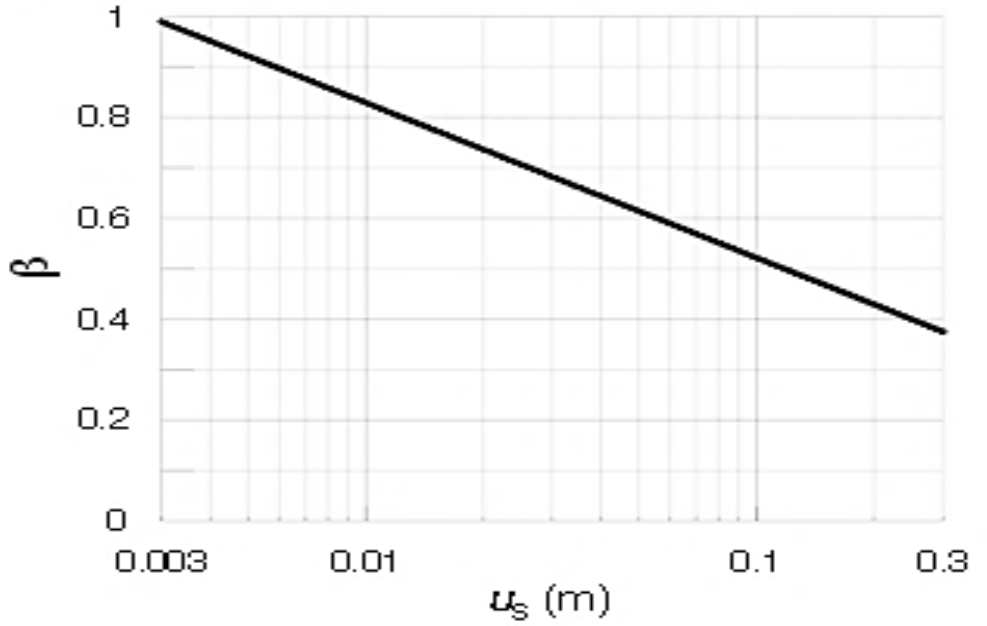


Fig. 7.11.3 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β.*

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente Vs.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Fig. 7.11.3, in funzione del **massimo spostamento permanente us** che l'opera può tollerare.

Per us= 0 è β = 1. Deve comunque risultare:

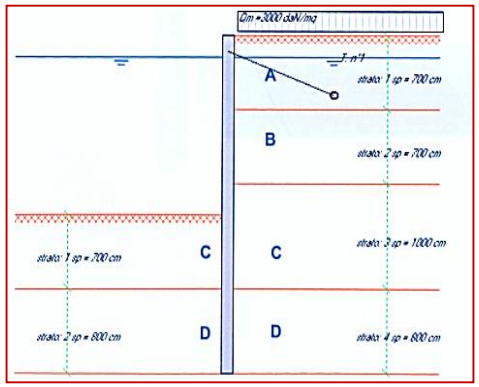
$us \leq 0{,}005H$.

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0{,}2$ deve assumersi

$kh = 0{,}2 \cdot amax/g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia. Per valori dell'angolo di resistenza al taglio tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

7.11.6.3.2 Verifiche di sicurezza



Per paratie, poste in corrispondenza di versanti o in prossimità di un pendio naturale,in presenza di azioni sismiche le verifiche di stabilità del complesso paratia-terreno si effettuano con

(A2+M2+R2) con $\gamma A = 1$ $\gamma M = 1$ $\gamma R = 1.2$

Per le **paratie** 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 prescritti al **§ 7.11.1.**

(SLV) - DA1 - APPROCCIO 1

- (A1+M1+R1) - (A2+M2+R1)

$\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ $\gamma_R = 1$ Quindi (A1+M1)

Nelle verifiche, per **azioni** s'intendono le **risultanti delle spinte a tergo della paratia** e per **resistenze** s'intendono **le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo**.

7.11.6.4 SISTEMI DI VINCOLO (Tiranti di ancoraggio)

Gli elementi di contrasto sollecitati a compressione (puntoni) devono essere dimensionati in maniera che l'instabilità geometrica si produca per forze assiali maggiori di quelle che provocano il raggiungimento della resistenza a compressione del materiale di cui sono composti. In caso contrario si deve porre β = 1.

Nel caso di strutture ancorate, ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico.

Detta **Ls** la ***lunghezza libera dell'ancoraggio*** **in condizioni statiche**, la corrispondente ***lunghezza libera in condizioni sismiche Le***

può essere ottenuta mediante la relazione:

$$L_e = L_s\left(1 + 1{,}5 \cdot \frac{a_{max}}{g}\right) \qquad [7.11.12]$$

dove

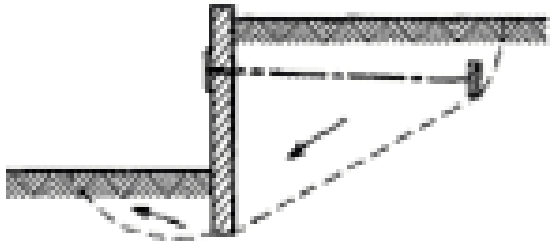
amax è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

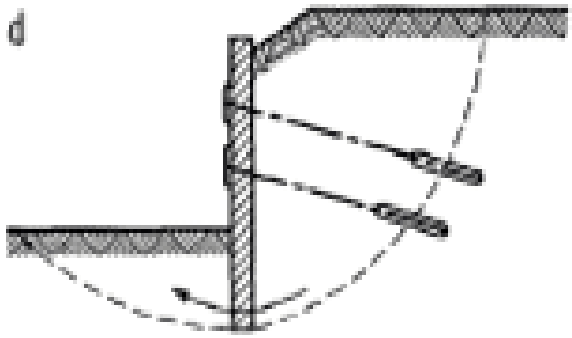
Gli elementi di ancoraggio devono avere resistenza e lunghezza tali da assicurare l'equilibrio dell'opera prima, durante e dopo l'evento sismico.

Si deve inoltre accertare che il terreno sia in grado di fornire la resistenza necessaria per il funzionamento dell'ancoraggio durante il terremoto di riferimento e che sia mantenuto un margine di sicurezza adeguato nei confronti della liquefazione.

7.11.6.4.1 Verifiche di sicurezza

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli o barre di acciaio armonico, nel rispetto del criterio della progettazione in capacità, si deve verificare che la resistenza di progetto allo snervamento sia sempre maggiore del valore massimo della resistenza di progetto della fondazione dell'ancoraggio.





Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 18

PREMESSA

1 OGGETTO

2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE
- Principi fondamentali
- Stati Limite
- Valutazione della sicurezza
- Vita Nominale – Classi d'uso – Periodo di riferimento
- Azioni sulle costruzioni
- Azioni nelle verifiche agli St. Limite
- ~~Verifiche alle Tensioni Ammissibili~~

3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI
- Azione sismica
- Vento
- Neve
- Temperatura
- Az. Eccezionali

4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali

5 PONTI
- Ponti stradali
- Ponti ferroviari

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- Disposizioni generali
- Articolazione del progetto
- Stabilità dei pendii naturali
- Opere di fondazione
- Opere di sostegno
- Tiranti di ancoraggio
- Opere in mat. Sciolti e fronti di scavo
- Miglioramento e rinforzo dei terreni
- Consolidamento geotecnico di op. esistenti
- Discariche e depositi di inerti
- Fattibilità di opere su grandi aree

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE
- Requisiti nei confronti degli St. Limite
- Criteri generali di progettazione e modellazione
- Metodi di analisi e verifica
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali
- Ponti
- Strutture con isolamento o dissipazione
- Opere e sistemi geotecnici

8 COSTRUZIONI ESISTENTI

9 COLLAUDO STATICO

10 REDAZIONE DEI PROGETTI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

12 RIFERIMENTI TECNICI

Capitolo 8.
COSTRUZIONI ESISTENTI

Modifiche introdotte dalle NTC18 rispetto alle NTC08

Edifici esistenti	8.3	E' stata riportata la definizione completa di **"valutazione della sicurezza" e** aggiunti i requisiti richiesti per la "valutazione della sicurezza".
		Nell'elenco dei casi in cui è necessario effettuare la valutazione della sicurezza è stato aggiunto il caso di **assenza o difformità** di titolo abitativo.
		Molto importante è l'elenco delle indicazioni per la valutazione della sicurezza delle **opere di fondazione**. In generale, queste non dovrebbero essere oggetto di verifica, se non in determinati casi in cui risultano situazioni che ne pregiudicano il **comportamento sotto azione sismica** (dissesti, cedimenti, rotazioni, ribaltamento, liquefazione).
		Inoltre, per le **fondazioni**, è stata aggiunta una specifica indicazione sui casi in cui eseguire le **indagini geologiche**/geotecniche.
		Per le **costruzioni esistenti** viene specificato che le verifiche per gli **stati limite sismici elastici** (SLD ed SLO) vanno elaborati solo per edificio in **classe d'uso IV**.
		Nel caso in cui sia necessario l'inserimento di nuovi elementi di **fondazione**, questi vanno progettati con gli stessi criteri definiti per le strutture di **nuova realizzazione** (cap. 6 e 7).
	8.4.1	Rispetto alle precedenti norme è stata **approfondita ed integrata** la descrizione di tipi e finalità degli **interventi locali.**
	8.4.2	Per gli **interventi di miglioramento** è stato fissato il **valore minimo per l'indicatore di rischio** da raggiungere. Per classe d'uso IV e per l'uso scolastico della classe III, il valore minimo di ζ_E è **0.60**, mentre per le rimanenti costruzioni dovrà essere almeno **0.10**.
	8.4.3	Nell'ambito degli **interventi di adeguamento** è stato specificato il criterio sull'incremento di **carichi sulle fondazioni.** Il controllo sull'incremento del 10% dovrà essere controllato sulla combinazione caratteristica ($G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$).
		Inoltre, viene specificato il caso in cui viene realizzata l'**aggiunta di elementi verticali portanti** su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali.
		Nelle NTC 2018 viene concesso che, per interventi di adeguamento con la sola **variazione di classe e/o destinazione**, l'indicatore rischio ζ_E sia maggiore o uguale a **0.80**.
	8.5.4	Rispetto alle NTC 2008, sono introdotti i tre **livelli di conoscenza** (LC1, LC2, LC3).
	8.7.2	Per i **materiali nuovi** si applicano i valori di calcolo delle **nuove costruzioni**. Per le **demolizione di parti di aggregati** edilizi va controllata l'assenza di interazioni con altri corpi adiacenti.

8. COSTRUZIONI ESISTENTI

8.2. CRITERI GENERALI

Le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono, ove applicabili, **riferimento anche per le costruzioni esistenti**, **ad esclusione di quanto indicato al capitolo 7 in merito a limitazioni di altezza, regole generali, prescrizioni sulla geometria e sui particolari costruttivi** e *fatto salvo quanto specificato nel seguito.*

Nel caso di interventi che non prevedano modifiche strutturali (impiantistici, di distribuzione degli spazi, etc.) il progettista deve valutare la loro possibile interazione con gli SLU e gli SLE della struttura o di parte di essa.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono tenere conto dei seguenti aspetti della costruzione:

–essa riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
–in essa possono essere insiti, ma non palesi, difetti di impostazione e di realizzazione;
–essa può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
–le sue strutture possono presentare degrado e/o modifiche significative, rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali si dovrà considerare che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte, le seguenti caratteristiche:

–la geometria e i particolari costruttivi;
–le proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni;
–i carichi permanenti

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso di coefficienti legati ai "fattori di confidenza" che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza (v. §8.5.4) delle caratteristiche sopra elencate

8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

– **l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;**

– **l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);**

– **sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.**

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

– **riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa** della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;

– **provati gravi errori di progetto o di costruzione;**
– **cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;**
– **esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidezza;**
- **ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4 .**

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.

La valutazione della sicurezza deve inoltre effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4; in particolare il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto capacità domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso.

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione deve essere eseguita solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

–**nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si sono prodotti nel passato;**
–**siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto di:**

condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;

–**siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione** dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, **salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE** specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana **(SLV) o**, in alternativa, alla condizione di collasso **(SLC),** secondo quanto specificato al § 7.3.6 .

Nelle verifiche **rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E** ***tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione***; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso sui carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi sull'uso e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

ζ_E = azione sismica max sopportabile/azione sismica massima di nuova struttura

La restrizione sull'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'iesima porzione, è quantificata attraverso il rapporto $\zeta_{v,i}$ tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

–**interventi di riparazione o locali**: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;

–**interventi di miglioramento**: interventi atti ad aumentare la sicurezza struttura le preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;

–**interventi di adeguamento**: interventi atti ad aumentare la sicurezza struttura le preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.3.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico. **Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista,** attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime, così come richiesto per le nuove costruzioni. dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7. Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 18

PREMESSA

1 OGGETTO

2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE
- Principi fondamentali
- Stati Limite
- Valutazione della sicurezza
- Vita Nominale – Classi d'uso – Periodo di riferimento
- Azioni sulle costruzioni
- Azioni nelle verifiche agli St. Limite
- ~~Verifiche alle Tensioni Ammissibili~~

3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI
- Azione sismica
- Vento
- Neve
- Temperatura
- Az. Eccezionali

4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali

5 PONTI
- Ponti stradali
- Ponti ferroviari

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- Disposizioni generali
- Articolazione del progetto
- Stabilità dei pendii naturali
- Opere di fondazione
- Opere di sostegno
- Tiranti di ancoraggio
- Opere in mat. Sciolti e fronti di scavo
- Miglioramento e rinforzo dei terreni
- Consolidamento geotecnico di op. esistenti
- Discariche e depositi di inerti
- Fattibilità di opere su grandi aree

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE
- Requisiti nei confronti degli St. Limite
- Criteri generali di progettazione e modellazione
- Metodi di analisi e verifica
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali
- Ponti
- Strutture con isolamento o dissipazione
- Opere e sistemi geotecnici

8 COSTRUZIONI ESISTENTI

9 COLLAUDO STATICO

10 REDAZIONE DEI PROGETTI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

12 RIFERIMENTI TECNICI

Per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

-Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o desumibili dalle presenti norme;
-Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
-Norme per prove su materiali e prodotti pubblicate da UNI.
Inoltre, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss.mm. ii.;
-Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Per quanto non trattato nella presente norma o nei documenti di comprovata validità sopra elencati, possono essere utilizzati anche altri codici internazionali; è responsabilità del progettista garantire espressamente livelli di sicurezza coerenti con quelli delle presenti Norme tecniche. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per il tramite del Servizio Tecnico Centrale, predispone e pubblica, sentiti il Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.) e l'Ente Italiano di Normazione (UNI), l'elenco dei documenti che costituiscono riferimento tecnico per le Norme tecniche per le costruzioni ai sensi del presente capitolo. Con analoga procedura sono anche predisposti e pubblicati gli aggiornamenti periodici a tale elenco, nonché gli aggiornamenti degli elenchi delle specifiche tecniche volontarie UNI, EN ed ISO richiamate nella presente norma.

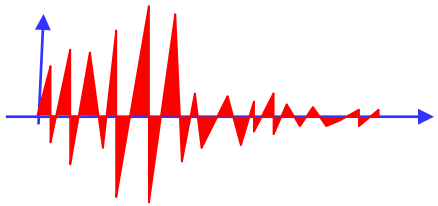
QUADRO SINOTTICO OPERE-APPROCCI

Condizioni statiche e sismiche

NTC 2018

REGOLA GENERALE

in condizioni sismiche



-non si amplificano le Azioni A1-A2 $\gamma A = 1.0$

-non si riducono i Parametri caratteristici

M1–M2 $\gamma M = 1.0$

Pendii naturali ⇐

Nessun Approccio - Utilizzo dei Metodi di verifica classici

- In condizioni statiche

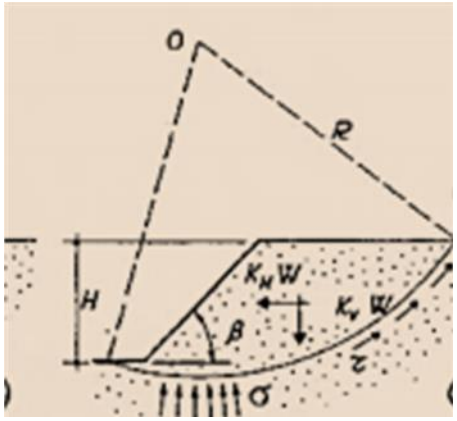
Utilizzo di **parametri caratteristici. Fs stabilito dal geotecnico.**

$$Fs = \tau_s / \tau_m$$

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

Utilizzo di **parametri caratteristici**

Fh = kh.W con $k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$ **Fv = ± 0.5 Fh**



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

Valore del fattore di sicurezza Fs stabilito dal geotecnico

Fronti di scavo , Rilevati, etc

DA1-C2 (A2+M2+R2)

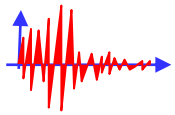
→ Condizioni statiche con $\gamma R2 = 1.1$

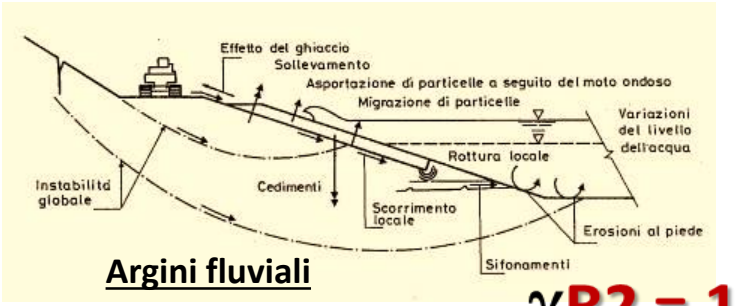
→ Con sisma $\gamma A2 = 1$, $\gamma M2 = 1$ (param.caratteristici = p.di progetto) $\gamma R2 = 1.2$

$Fh = kh.W$ con $kh = \beta s \cdot \frac{amax}{g}$ $Fv = \pm 0.5\ Fh$

$\beta s = 0.38$ per SLV

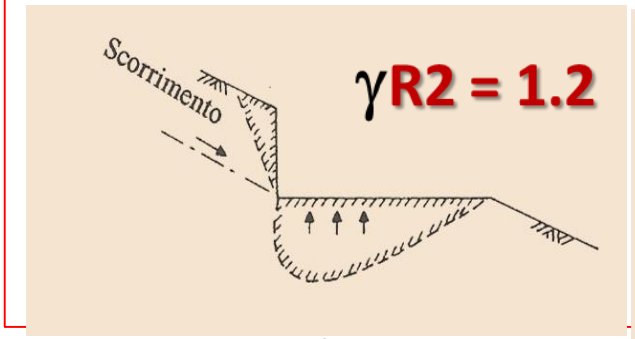
$\beta s = 0.47$ per SLD





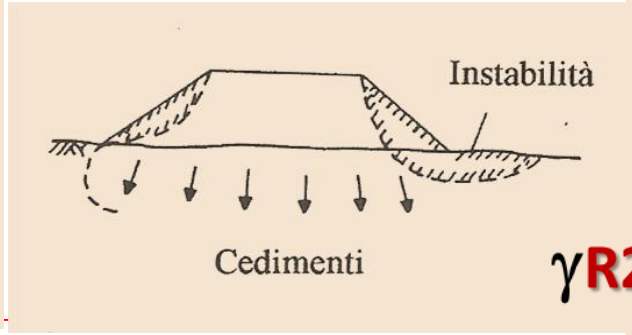
Argini fluviali

$\gamma R2 = 1.2$



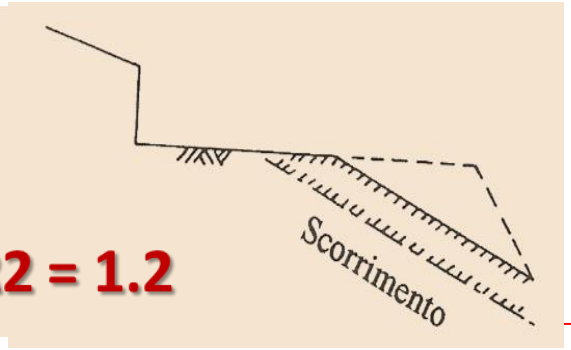
$\gamma R2 = 1.2$

Scavi su pendio



$\gamma R2 = 1.2$

Rilevati stradali e ferroviari



Rinterri

Fondazioni superficiali ⇐

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

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

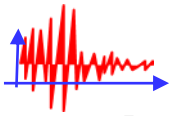
Tab. 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali*

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* γA = 1, γM1 = 1 (xk=xd parametri caratteristici= p. di progetto).



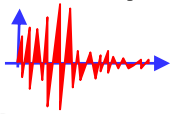
Si devono ridurre i coefficienti di portanza , **γR3 = 2.3** se azioni inerziali non considerate;

ma con azioni inerziali considerate nel calcolo del carico limite γR3 = 1.8

-Per verifiche di stabilità globale (SLV)

→ Condizioni statiche APPROCCIO1 : DA1-C2 (A2+M2+R2) con γR2 = 1.1

→ *con sisma* γA = 1,γM2 = 1 (xk=xd), γR2 = 1.1



$kh = \beta s \cdot \frac{amax}{g}$

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
$0,2 < a_g(g) \le 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \le 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \le 0,1$	0,20	0,20

Fondazioni su pali ⇐

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

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

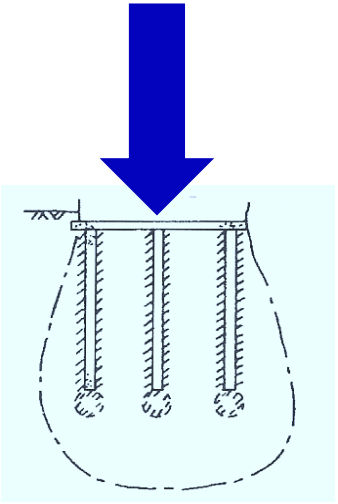
R3 tabellato

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

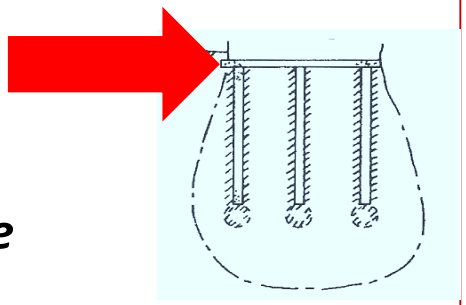
(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.



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) γR2 = 1.1

→ *con sisma* DA1.C2 γA = 1, γM2 = 1 (xk=xd), γR2 = 1.1

Muri di sostegno ⇐

→ Condizioni statiche

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

(A2+M2+R2)

Le restanti verifiche devono essere effettuate secondo il DA2:

Approccio 2 Combinazione unica (A1+M1+R3)

Tab. 6.5.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno*

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 *kh* e verticale *kv*** possono essere valutati mediante le espressioni :

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

$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h \qquad (7.11.7)$$

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

βm = 0.38 per SLV
βm = 0.47 per SLD

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

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) $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ γ_R = 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**

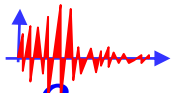
Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti appartenenti all' **Approccio 1** :

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

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

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

→ ***Con sisma***



$$ah = kh \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot amax \quad (7.11.9)$$

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) (A1+M1+R1) $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ $\gamma_R = 1$ **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) **con** $\gamma A = 1$ $\gamma M = 1$ $\gamma R = 1.2$

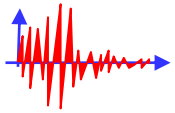
Sistemi di vincolo (Tiranti di ancoraggio) ⇐

→ 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

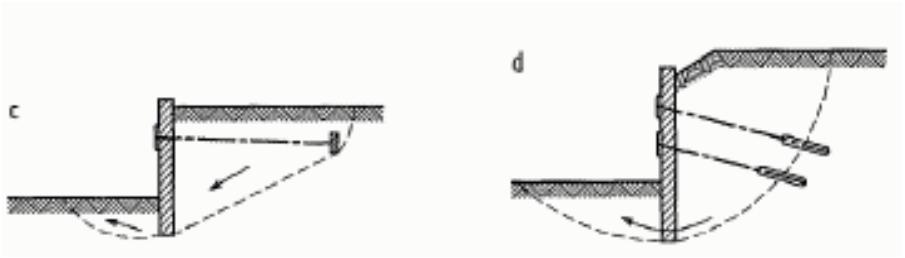
→ *con sisma* SOLO APPROCCIO 2



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) $\gamma A = 1 \quad \gamma M = 1$

con **R3 = 1.1 tiranti temporanei**
R3 = 1.2 " permanenti



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

$$L_e = L_S\left(1 + 1{,}5 \cdot \frac{a_{max}}{g}\right) \qquad [7.11.12]$$

Relazione Geologica - Schema

-Normativa di riferimento
-Unità geologiche, litologiche e strutturali (a carattere regionale)
- Storia geologica del territorio
- Forme del terreno e processi geomorfici mediante analisi multitemporale
- Rischio geologico (movimenti di versante – movimenti verticali del suolo – erosioni –rischio "idrogeologico" s.l. – sismico – vulcanico – idraulico - inquinamento)
- Idrogeologia
-Rilevamento geologico-tecnico e geomeccanico
-Campagna geognostica con dettaglio descrittivo e giustificativo delle indagini svolte
- Definizione delle unità litotecniche
- Vincoli (Vincolo Idrogeologico, PRGA, P.A.I., P.T.C.P.) - Pericolosità e Fattibilità del Piano Regolatore - Risultati delle indagini ai fini del V.I., se esistente.
-**Aspetti geodinamici e sismicità - risultati dello studio sismo-tettonico**; **assetti geologici finalizzati alla valutazione degli effetti di sito sismoindotti.**
-Caratterizzazione delle unità litotecniche individuate (parametri nominali; dati disaggregati e valori medi) -.**valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità Vs per l'approccio semplificato**
(La risposta sismica locale e la modellazione sismica in generale comprendono un propedeutico studio geomorfologico, stratigrafico e tettonico, nonché una individuazione delle categorie di sottosuolo)
-Terre e rocce da scavo , se incaricati per tale aspetto
Allegati

Caratterizzazione e Modellazione Geologica del sito

Il **modello geologico di riferimento** (MGR) è la ricostruzione concettuale

- della storia evolutiva dell'area di studio, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti
- delle dinamiche dei diversi termini litologici
- dei rapporti di giustapposizione reciproca
- delle vicende tettoniche subìte e dell'azione dei diversi agenti morfogenetici.
- degli aspetti geodinamici e della sismicità del sito

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei:

-caratteri litologici -stratigrafici -strutturali-idrogeologici-geomorfologici - di modellazione sismica e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio (geomorfologica,sismica, idraulica, vulcanica)

descritti e sintetizzati dal **Modello Geologico di Riferimento (MGR).**

In conclusione, la **relazione geologica**, estesa ad un ambito significativo e **modulata in relazione al livello progettuale, alle caratteristiche dell'opera e del contesto in cui questa si inserisce, descrive il modello geologico di riferfimento (MGR), definito sulla base di specifiche indagini e prove**.

Tale relazione, che comprende anche quanto previsto al § 6.2.1 delle NTC, **tiene conto dei seguenti aspetti**:

• **caratteristiche geologiche** e **successione stratigrafica locale** (assetti litostrutturali e stratigrafici, stato di alterazione e fessurazione, distribuzione spaziale e rapporti tra i vari corpi geologici);

• **caratteristiche geo-strutturali** dell'area di studio e principali elementi tettonici presenti;

• **processi morfo-evolutivi** e **principali fenomeni geomorfologici** presenti, con particolare riferimento a quelli di frana, individuandone stato e tipo di attività, di erosione e di alluvionamento;

• **caratteristiche idrogeologiche del sito** e schema di circolazione idrica superficiale e sotterranea;

• **risultati dello studio sismo-tettonico;**

• assetti geologici finalizzati alla valutazione degli effetti di sito sismoindotti.

La relazione geologica sarà corredata dai relativi elaborati grafici, quali: carte geologiche, idrogeologiche (con eventuale schema di circolazione idrica sotterranea) e geomorfologiche, sezioni geologiche, planimetrie e profili utili a rappresentare in dettaglio aspetti significativi, schema geologico di dettaglio alla scala dell'opera, carte dei vincoli geologico-ambientali e rapporto tecnico sulle indagini pregresse ed eseguite, corredate da una planimetria con la loro ubicazione. Il piano delle indagini nell'area di interesse deve essere definito ed attuato sulla base dell'inquadramento geologico della zona e in funzione dei dati che è necessario acquisire per pervenire ad una ricostruzione geologica adeguata ed utile per la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sottosuolo. Gli studi svolti devono condurre ad una valutazione delle pericolosità geologiche presenti e devono essere finalizzati alla definizione della compatibilità geologica con le peculiarità dell'opera da realizzare.

Relazione Geotecnica - Schema

- Normativa di riferimento
- descrizione delle opere e degli interventi;
- sintesi dei dati relativi al modello geologico
- problemi geotecnici e scelte tipologiche;
- descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche (fatte anche in relazione alla modellazione geologica o assunte totalmente da questa);
- planimetria con l'ubicazione delle indagini;
- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei *valori caratteristici* ***fk*** dei parametri geotecnici;
- combinazione delle Azioni
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite;
-approcci progettuali e *valori di progetto* ***fd*** dei parametri geotecnici, se la Combinazione prescritta lo richiede (M2);
- numero adeguato di sezioni stratigrafiche (dalla relazione geologica) anche a scala dell'opera;
- modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi;
-risultati delle analisi e loro commento;
-piano di monitoraggio, se ritenuto necessario.

La modellazione geotecnica

è finalizzata a fornire tutti i dati geotecnici necessari per il progetto e le verifiche delle fondazioni, nonché per l'impostazione delle successive attività di monitoraggio.

Basi per il modello geotecnico:

- Fonti bibliografiche
- Documentazione tecnica inedita
- Risultati delle diverse campagne d'indagine, in situ e in laboratorio
- Modello geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismicità sito-specifica, con caratterizzazione della successione stratigrafica nell'ambito del volume significativo mediante parametri nominali
- Requisiti prestazionali dell'opera (forniti dallo strutturista)
- Livello prestazionale della costruzione (Tipo 1 ÷3)
- Classe d'Uso(Classe I ÷IV)
- Periodo di riferimento VR
- "Storia" del sito (tenendo conto anche delle precedenti attività antropiche)

Modellazione geotecnica - Check list per la redazione

Successione geotecnica

↓

Parametri nominali

↓

Parametri caratteristici (da usare sempre nelle verifiche)

↓

Parametri di progetto (se nella combinazione del DA è presente M2→ Pk ≠ Pd, se M1 →Pk=Pd)

↓

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 allo SLU – Condizioni sismiche – solo SLV

↓

Verifiche allo SLE – Condizioni sismiche – solo SLD

NTC18 e Circolare n.7/2019 C.S.LL.PP.

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. Deve, inoltre, essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso struttura-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4. (cfr. 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	$\gamma_{R2} = 1.1$	$\gamma_{R2} = 1.2$
Terre armate e rinforzate	$\gamma_{R2} = 1.1$	$\gamma_{R2} = 1.2$
Fondazioni sup. e profonde su pendio	$\gamma_{R2} = 1.1$	**$\gamma_{R2} = 1.1$**

Problema geotecnico	NTC 2008	NTC 2018
Pendii naturali — Cond. statiche / Cond. sismiche	Solo parametri caratteristici . Con sisma **Khk** e **βs**	Solo parametri caratteristici. Con sisma Fh e Fv **Khk , kvk** e **βs**
-Fronti di scavo / **-Rilevati** — Cond. statiche / Cond. sismiche	(A2+M2+R2) e con sisma **Khk** e **βs**	**(A2+M2+R2)** γR2 = 1.1 Cond. statiche / Cond. sismiche –βs= 0.38 per SLV βs= 0.47 per SLD γA2= 1 γM2 = 1.0 γR2 = 1.2
-Pendii artificiali	**(A2+M2+R2)**	**(A2+M2+R2)** γR2 = 1.1 Cond. Stat. / Cond. Sismiche βs= 0.38 per SLV βs= 0.47 per SLD γA2= 1.0 γM2 = 1.0 γR2 = 1.2
Fondazioni superficiali ←	DA1 o DA2 . Con sisma **Khk** e **βs** come pendii naturali	**DA2 (A1+M1+R3)** γR= 2.3 (1.8 az. inerz.) Khk e βs come pendii naturali
Fondazioni profonde ←	DA1 o DA2 Nelle Combinazioni solo M1, tranne che se disposte lungo un pendio (M2). In Tab. R1,R2,R3	**DA2 (A1+M1+R3)**
Miste ←	(A1+M1+R3) γR3 = 2,3	**(A1+M1+R3) γA1 e γM1 = 1.0 γR3 = 2.3**
Opere di sostegno ←	DA1 o DA2	**DA2 (A1+M1+R3)** Cond. sismiche βm = 0.38 per SLV βm = 0.47 per SLD

Solo parametri caratteristici . Con sisma **Khk** e **βs**

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

Solo parametri caratteristici. Con sisma Fh e Fv **Khk , kvk** e **βs**

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

(A2+M2+R2) e con sisma **Khk** e **βs**

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

DA2 (A1+M1+R3)

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

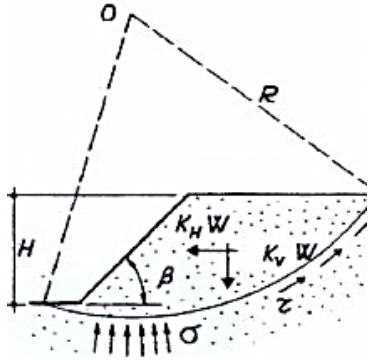
(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \le 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \le 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \le 0,1$	0,20	0,18

Fh = W khk

khk = βs $\frac{amax}{g}$

khk=kh



γM2 in condizioni statiche è ≠ 1.0 per tutti i casi

In condizioni sismiche
γA= 1 γM = 1.0

Problema geotecnico	NTC 2018
Pendii naturali Cond. statiche Cond. sismiche	Solo parametri caratteristici. Con sisma Fh e Fv Khk , kvk e βs
-Fronti di scavo Cond. statiche -Rilevati Cond. sismiche -Pendii artificiali	(A2+M2+R2) γR2 = 1.1 Cond. statiche Condizioni sismiche –βs= 0.38 per SLV βs= 0.47 per SLD γA2= 1 γM2 = 1.0 γR2 = 1.2 (A2+M2+R2) γR2 = 1.1 Cond. Statiche Cond. Sismiche βs= 0.38 per SLV βs= 0.47 per SLD γA2= 1.0 γM2 = 1.0 γR2 = 1.2
Fondazioni superficiali	DA2 (A1+M1+R3) γR= 2.3; se 2.3 o 1.8 az. Inerz.; Khk e βs come pendii nat.
Fondazioni profonde	DA2 (A1+M1+R3) ; come fond. superf.
Miste	(A1+M1+R3) γA1 e γM1 = 1.0 γR3 = 2.3
Opere di sostegno	DA2 (A1+M1+R3) se in Cond. sismiche βm = 0.38 per SLV Bm = 0.47 per SLD DA 1 : - Combinazione 1: (A1+M1+R1) - Combinazione 2: (A2+M2+R1) con R1 = 1.0← → *con sisma ah = kh·g= α·β·amax*
Paratie	

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

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

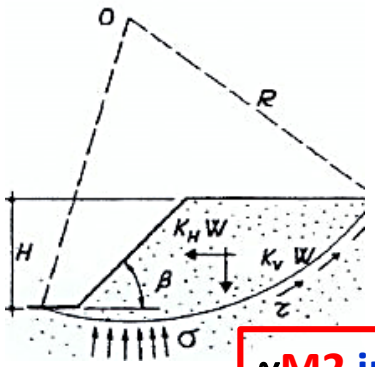
(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Fh = W khk

khk = βs amax / g

khk=kh

Kv = 0,5 kh



γM2 in condizioni statiche è ≠ 1.0 per tutti i casi; In condizioni sismiche è sempre = 1

Tiranti di ancoraggio	DA2 (A1+M1+R3) con R3 = 1.1 tiranti temporanei R3 = 1.2 " permanenti *lunghezza libera in condizioni sismiche Le* $L_e = L_s\left(1 + 1{,}5 \cdot \frac{a_{max}}{g}\right)$

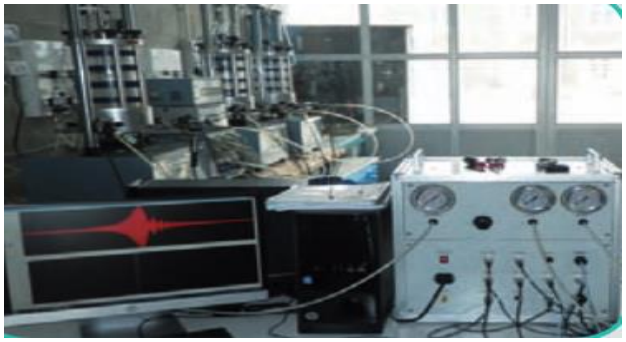
CONTATTI :

Eros Aiello

CGT

Centro di GeoTecnologie

GEOTECNICA – GEOINGEGNERIA - PROGETTAZIONE GEOLOGICA

Via Vetri Vecchi, 34 – 52027 – San Giovanni Valdarno (AR)

eros.aiello@unisi.it
Tel. 800961930
+39 0554650088 fax. +39 055 9119439
http://www.geotecnologie.unisi.it