

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 complementarità 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

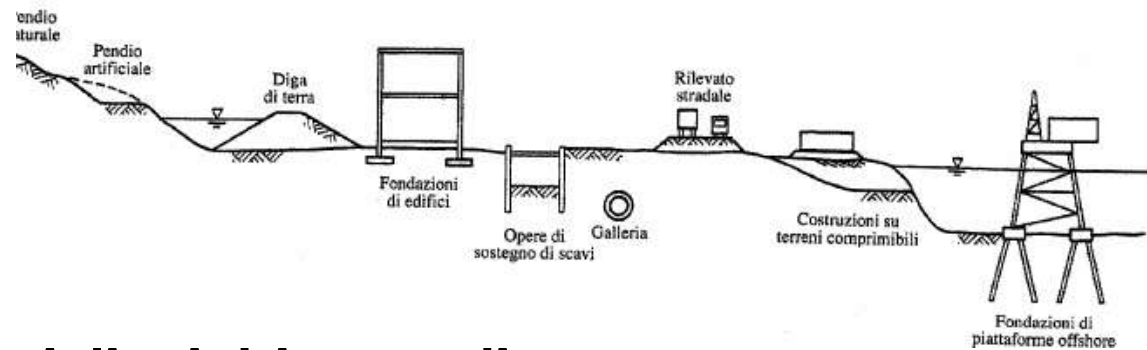
6.1. DISPOSIZIONI GENERALI

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 sottterraneo;
- 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.

La prima fase 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.126)

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**.

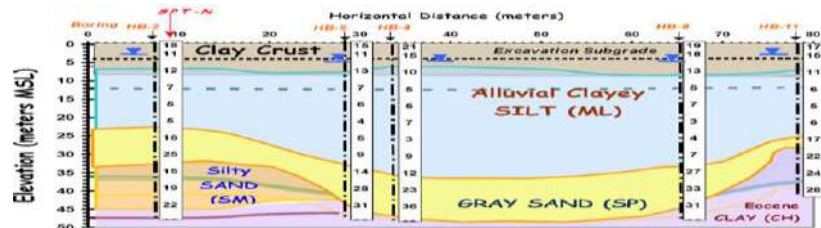
Le **analisi di progetto** devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove definite dal **progettista** in base alla tipologia dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

*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

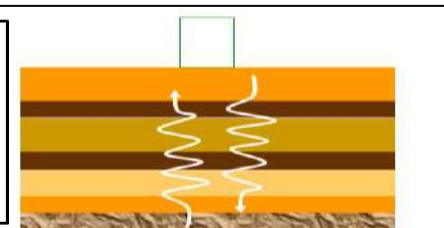
Il progetto delle opere e degli interventi si articola nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito



La Risposta Sismica Locale (RSL) dipende da :

- Tipo di terreno;
- Spessore del terreno;
- Rigidità 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);

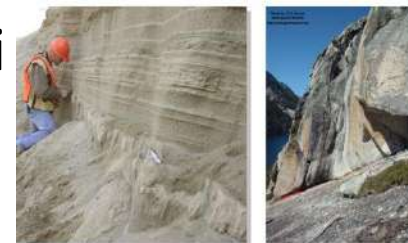
6. programmazione delle attività di controllo e monitoraggio

(**ndr.**: Geologia/Geotecnica/Ingegneria).

6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

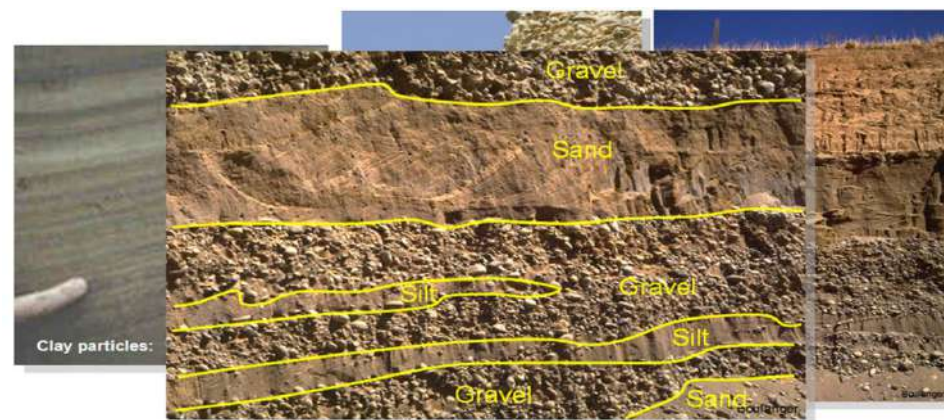
Il **modello geologico di riferimento** è la ricostruzione concettuale :

- 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 subite 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,



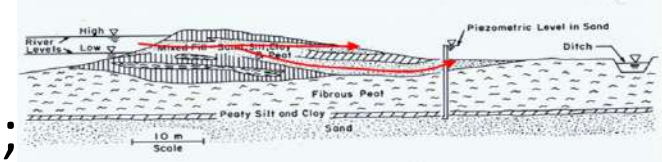
-di pericolosità geologica del territorio (geomorfologica, sismica, idraulica, vulcanica)
descritti e sintetizzati dal **Modello Geologico di Riferimento (MGR)**.

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**.



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, con il

“progetto dell’opera” (vedi DPR 246/93)

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.**

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):

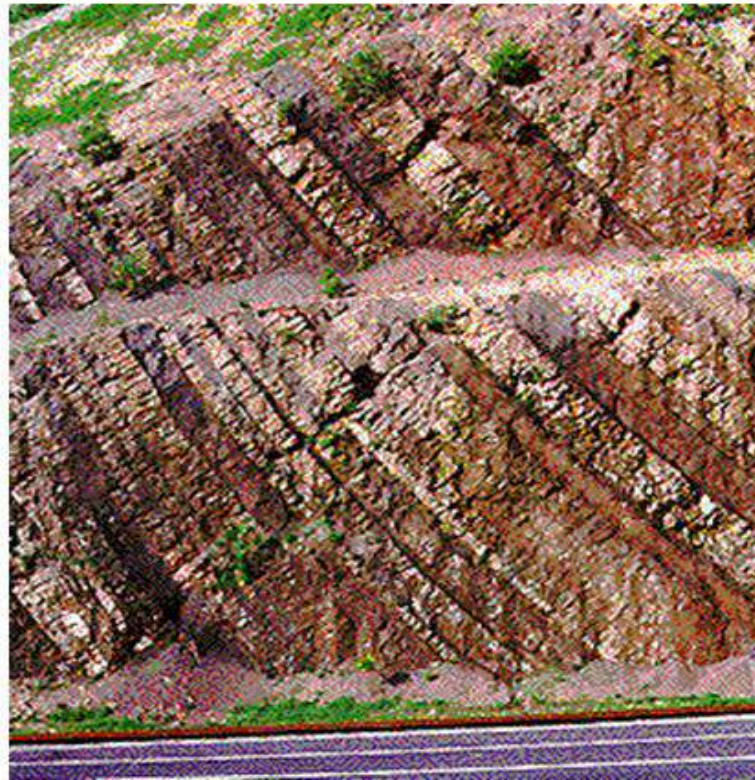
A) materiale lapideo formato da un unico litotipo di elevata resistenza, **non stratificato o in grosse bancate** (ad es. graniti, calcari massicci, ecc.);

B) materiale lapideo formato da un unico litotipo (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



piroclastiti

⇒ **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** riporta i parametri nominali dei terreni, i dati disaggregati necessari per la geotecnica, i valori medi e gli aspetti sismici di dettaglio: Categoria di sottosuolo da V_{Seq} , a_{max} , K_h , K_v , Liquefazione (v. 7.11.3.4.2). Sebbene questi aspetti siano demandati nelle NTC alla **Relazione geotecnica**, trovano posto nella relazione geologica (v. **C6.2.1**) 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., **PTCP**), nonché per **effettuare quanto previsto dalla Circolare al paragrafo C6.2.1**.

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*;
- 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

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il **volume significativo**^o, 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.**



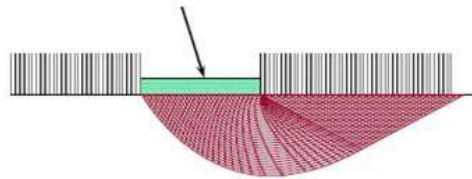
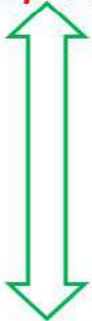
^o parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

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

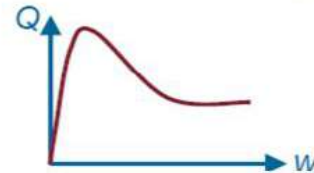
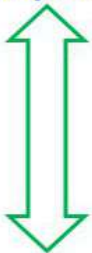
I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere *dedotti dall'interpretazione dei risultati di* **specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno** e di prove e misure in sito.

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)

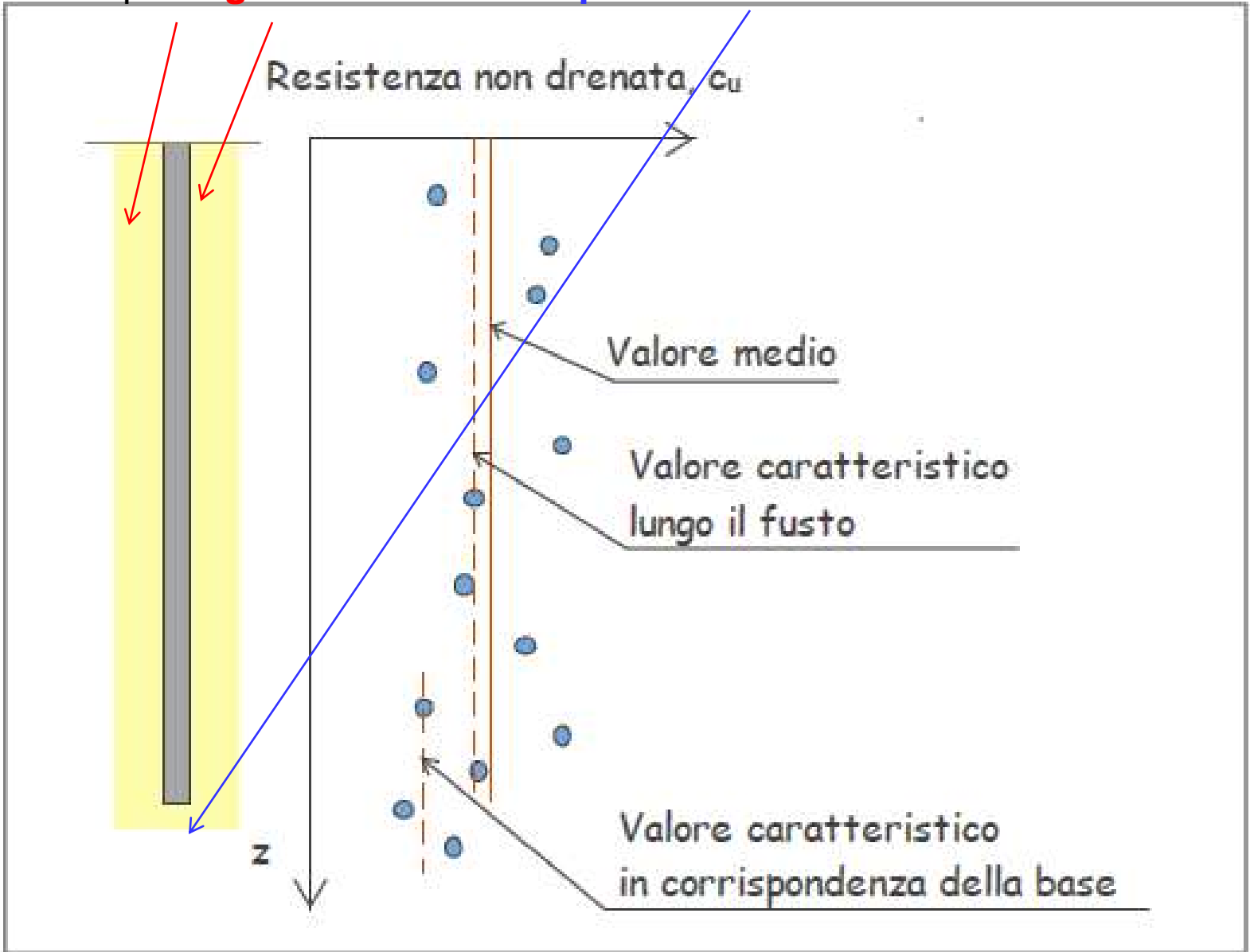
Prossimi ai valori medi :

- 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

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**



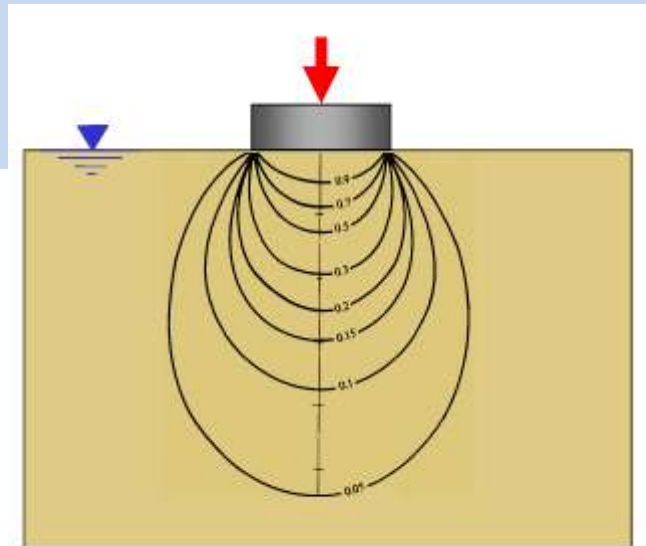
Valori caratteristici

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

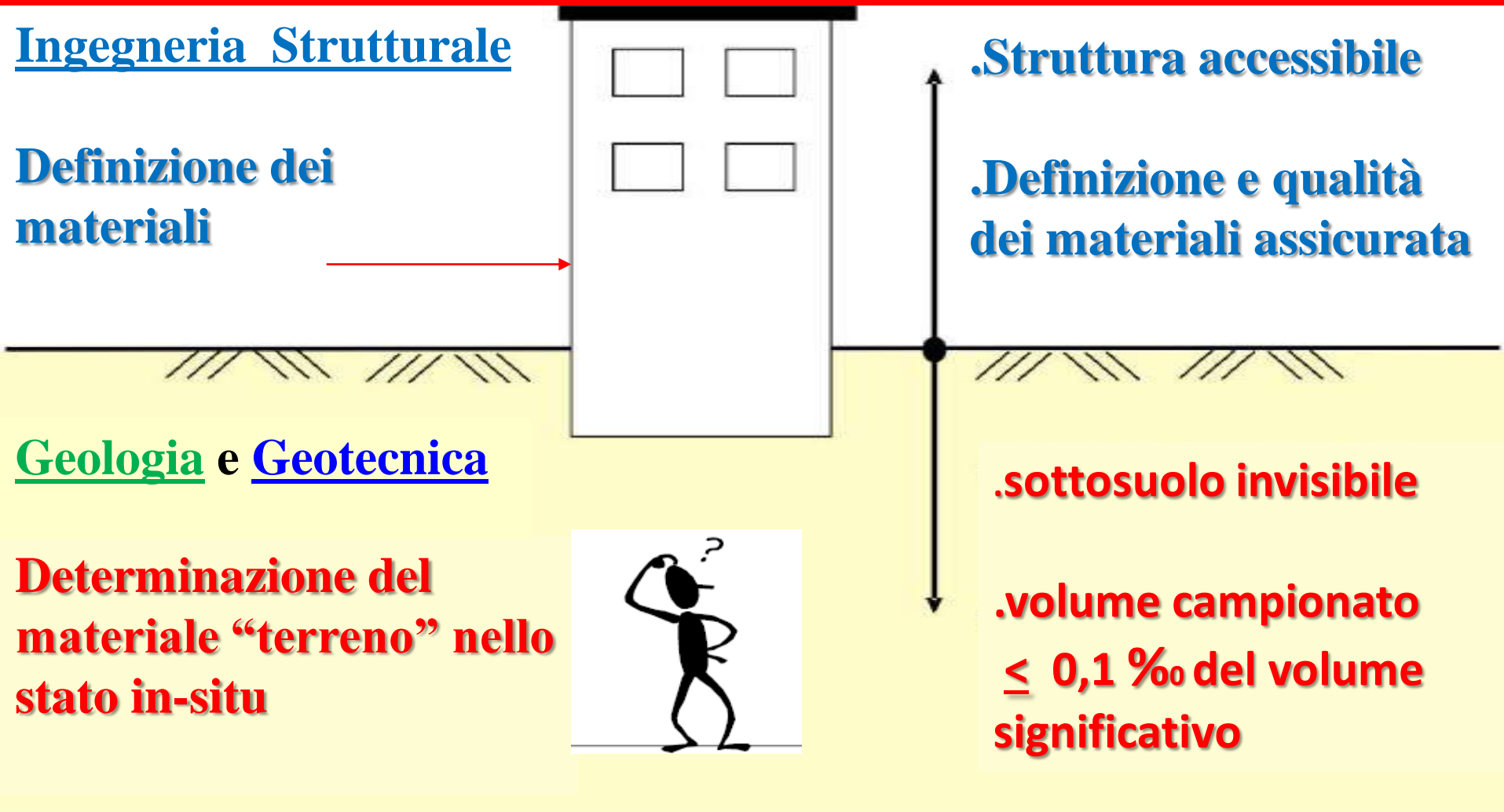
Qual è il suo significato? Si può farla in generale?

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**

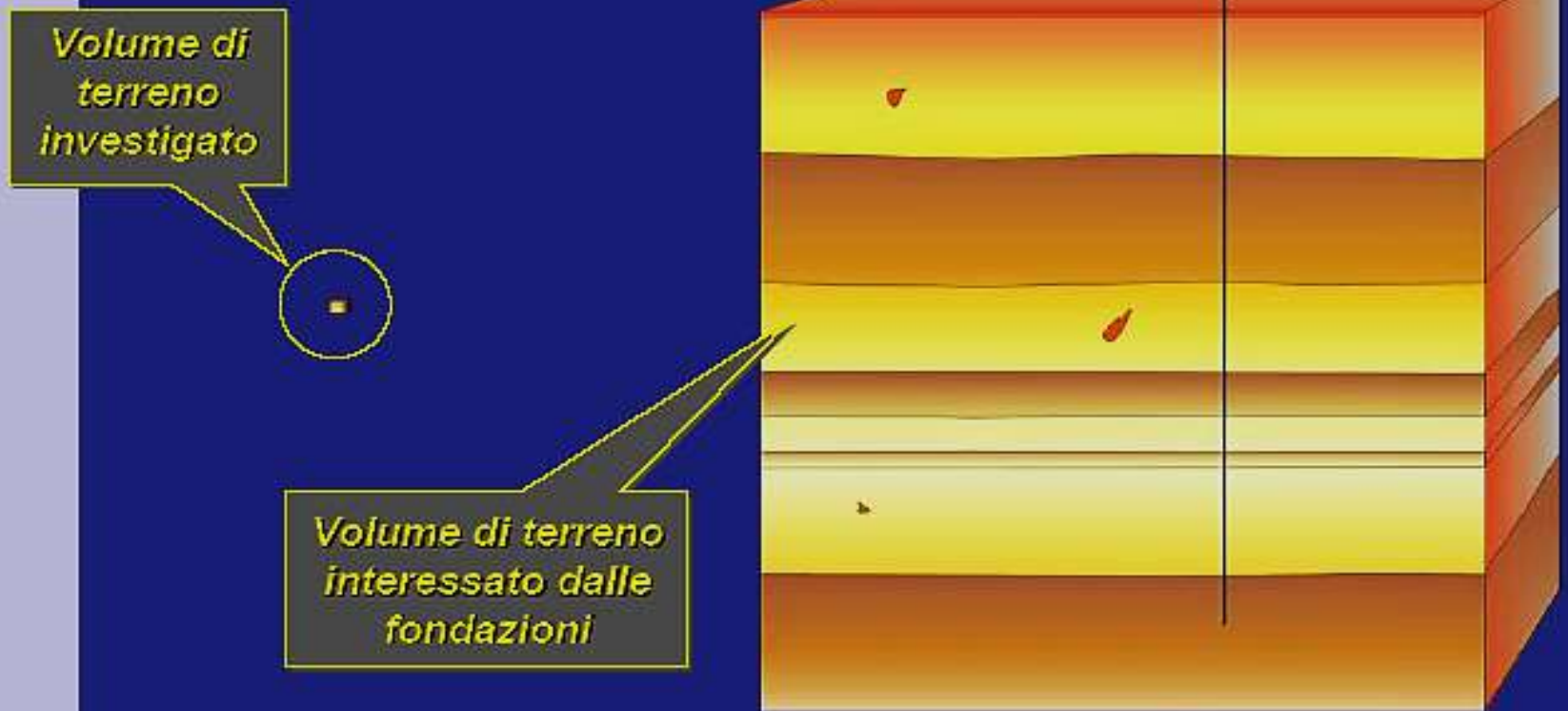


Il punto di partenza



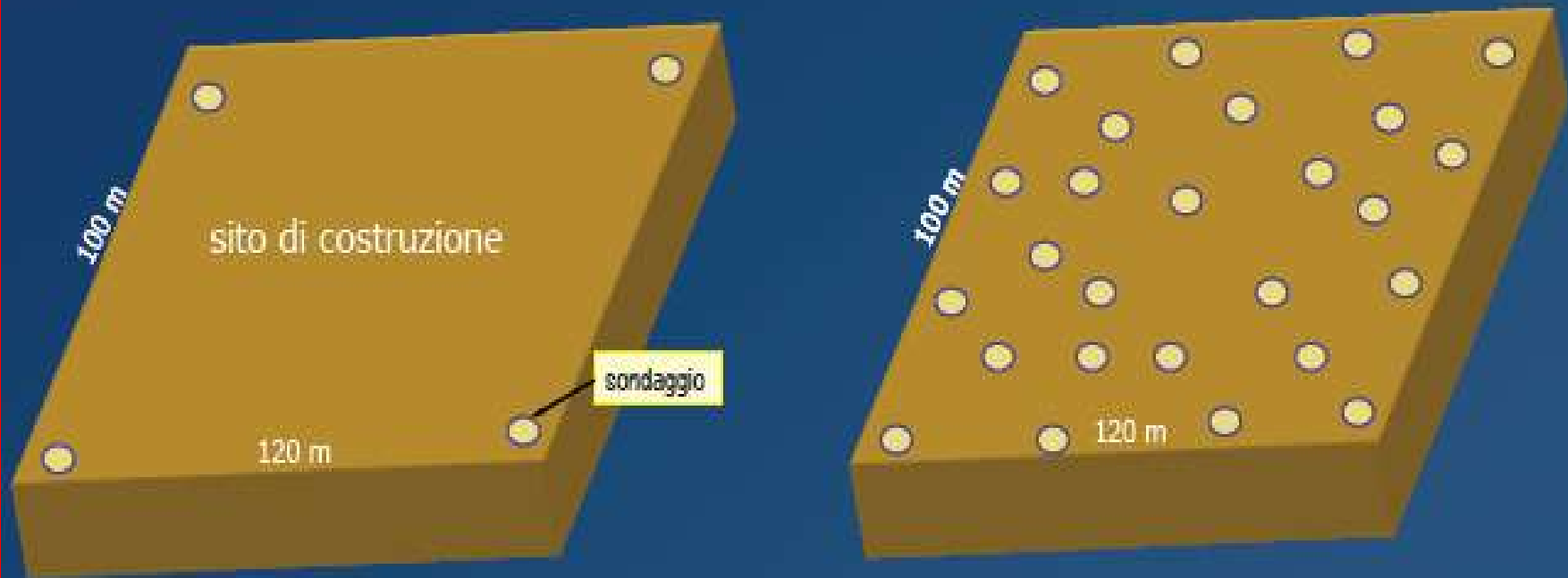
RAPPRESENTATIVITA' STATISTICA DELLE INDAGINI GEOTECNICHE CORRENTI

**Indagine tradizionale con sondaggi:
1 m³ di terreno investigato ogni 150 000 m³**



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/geomorfológica del sito e dalla variabilità spaziale
- tipo e importanza del progetto

INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

Influenza della tipologia di opera sul volume significativo:

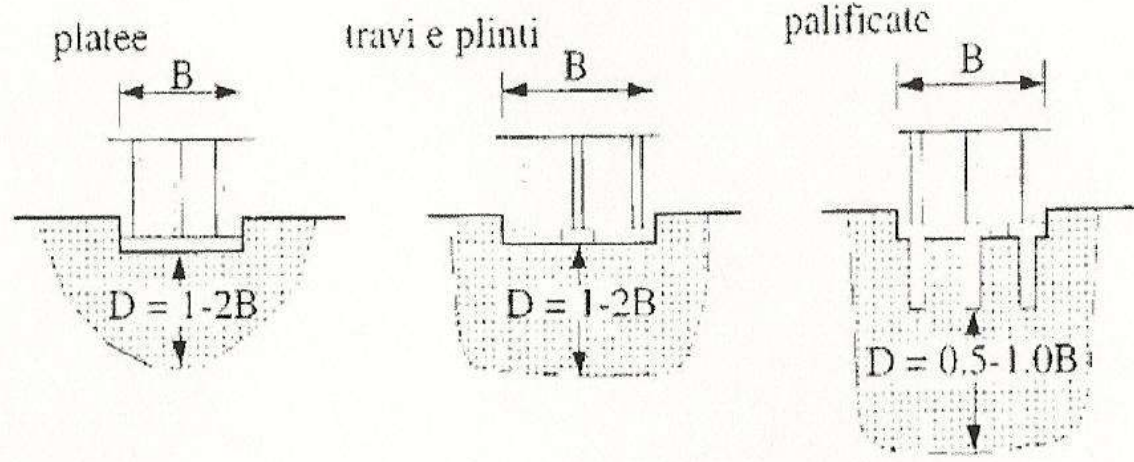
- * in fase di programma delle indagini;
- * in fase di elaborazione del modello geologico (e di quello idrogeologico);
- * in fase di elaborazione del modello geotecnico.

A sua volta,

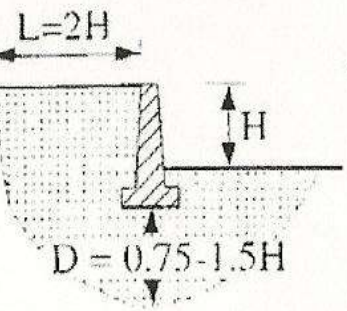
Influenza del volume significativo:

- * 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.

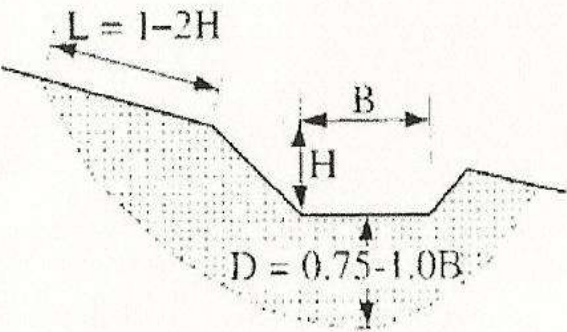
Fondazioni



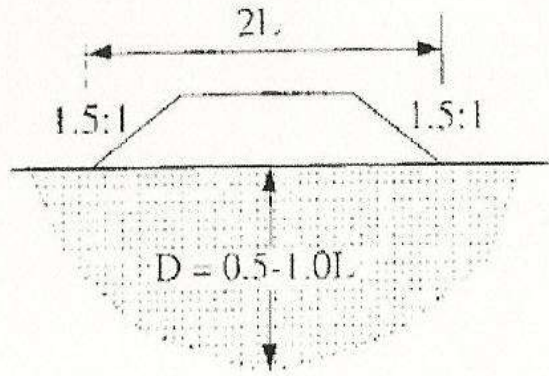
Muri di sostegno



Trincee



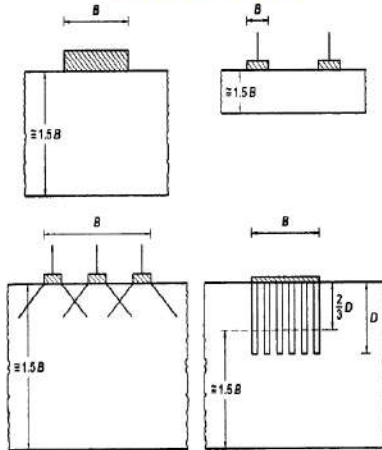
Rilevati



$D =$ volume significativo

PROFONDITA' DI INDAGINE

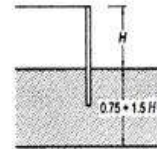
Estensione volume da indagare FONDAZIONI



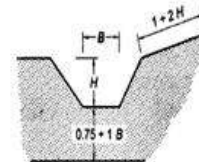
(da Lancellotta-Calavera, Fondazioni, 1999)

56

Estensione volume da indagare SCAVI e OPERE DI SOSTEGNO



opere di sostegno



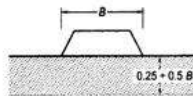
scavo o trincea

(da Lancellotta-Calavera, Fondazioni, 1999)

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

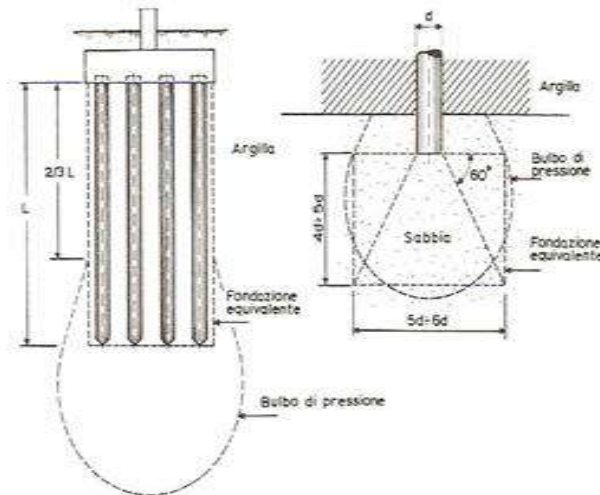
57

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
- ◆ Modello geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismicità sito-specifica
- ◆ Requisiti prestazionali dell'opera
- ◆ Livello prestazionale della costruzione (Tipo 1 ÷ 3)
- ◆ Classe d'Uso (Classe I ÷ IV) e Periodo di riferimento VR
- ◆ Risultati delle diverse campagne d'indagine, in situ e in laboratorio
- ◆ "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
- 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 f_k* dei parametri geotecnici;
- combinazione delle Azioni
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite;
- approcci progettuali e *valori di progetto f_d* dei parametri geotecnici, se la Combinazione prescritta lo richiede (M2);
- numero adeguato di sezioni stratigrafiche (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 ?:

- 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.

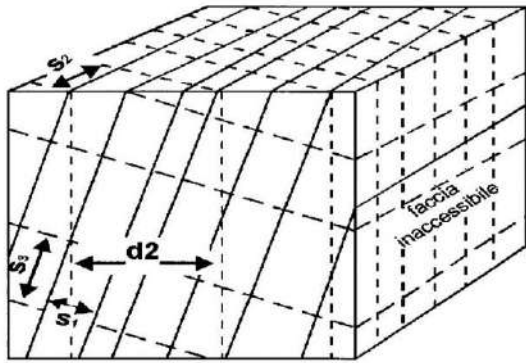
Per gli ammassi rocciosi e per le formazioni complesse, nella valutazione della **resistenza caratteristica** occorre tener conto della ***natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità***.

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**).

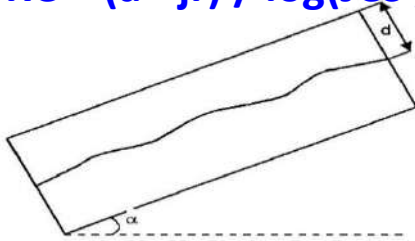


- **Persistenza lineare media** di una famiglia di discontinuità
- **Persistenza areale**
- **Volume Roccioso Unitario (V.R.U.) = $8 / [1 / (S1 \times S2 \times S3)]$;**
- con S: spaziature delle tre principali famiglie di discontinuità

P < 50%
50% < P < 90%
P > 90%

- 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

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)

CLASSE	PROFILO DI SCABREZZA	JRC
1		0-2
2		2-4
3		4-6
4		6-8
5		8-10
6		10-12
7		12-14
8		14-16
9		16-18
10		18-20

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

Elementi per la caratterizzazione geomeccanica

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 (???)**, **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

<u>Stratigrafia</u>		<u>Trincee</u> <u>Pozzi</u> <u>Curicoli</u> <u>Sondaggi a carotaggio continuo</u> <u>Prove penetrometriche</u> <u>Indagini di tipo geofisico (*)</u>
<u>Proprietà fisiche e meccaniche</u>	<u>Terreni a grana fine</u>	<u>Prove penetrometriche</u> <u>Prove scissometriche</u> <u>Prove dilatometriche</u> <u>Prove pressiometriche</u> <u>Prove di carico su piastra</u> <u>Prove di laboratorio</u> <u>Prove di tipo geofisico (*)</u>
	<u>Terreni a grana grossa</u>	<u>Prove penetrometriche</u> <u>Prove di carico su piastra</u> <u>Prove di laboratorio</u> <u>Prove di tipo geofisico (*)</u>
	<u>Rocce</u>	<u>Prove speciali in sito (prove di taglio)</u> <u>Prove di carico su piastra</u> <u>Prove di laboratorio</u> <u>Prove di tipo geofisico (*)</u>
<u>Misure di pressione interstiziale</u>	<u>Terreni di qualsiasi tipo</u>	<u>Piezometri</u>
<u>Permeabilità</u>	<u>Terreni a grana fine</u>	<u>Misure piezometriche</u> <u>Prove di laboratorio</u>
	<u>Terreni a grana grossa</u>	<u>Prove idrauliche in fori di sondaggio</u> <u>Prove di emungimento da pozzi</u>

<u>Verifica di procedimenti tecnologici</u>	<u>Palificate</u>	<u>Prove di carico su pali singoli</u> <u>Prove di carico su gruppi di pali</u>
	<u>Impermeabilizzazioni</u>	<u>Prove di permeabilità in sito e misura di altezza piezometrica prima e dopo l'intervento</u>
	<u>Consolidamenti</u>	<u>Determinazione delle proprietà meccaniche in sito prima e dopo l'intervento</u> <u>Prove di laboratorio</u>
<u>(*) Indagini di tipo geofisico</u>	<u>In foro con strumentazione in profondità</u>	<u>Cross hole</u> <u>Down hole</u>
	<u>Senza esecuzioni di fori con strumentazione in profondità</u>	<u>Penetrometro sismico</u> <u>Dilatometro sismico</u>
	<u>Con strumentazione in superficie</u>	<u>Prove SASW o MASW</u> <u>Prove di rifrazione sismica</u> <u>Prove di riflessione sismica</u>

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.



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 rigidità 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 rigidità. **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

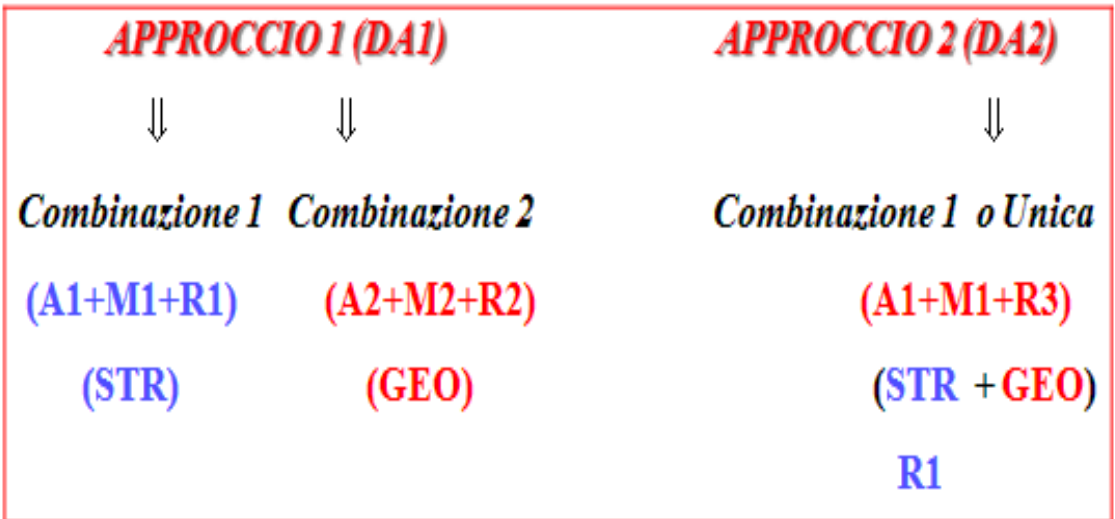
Nel progetto devono essere individuare le diverse fasi esecutive per definire eventuali specifiche condizioni geotecniche anche a carattere temporaneo che possono verificarsi nel corso dei lavori. Queste fasi dovranno essere oggetto di specifiche analisi da condurre con i criteri e le procedure riportati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



$$R_d \geq E_d$$

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



Nelle NTC 2018 per le verifiche della sicurezza rispetto agli stati limite ultimi strutturale (STR) e geotecnico (GEO)

non è richiesta la scelta, per una stessa opera e con riferimento allo stesso stato limite ultimo, tra

Approccio 1(DA1) e Approccio2(DA2)-(A1+M1+R3)

privilegiando per quanto possibile (*) il secondo:

(A1+M1+R3)

La (DA1) Combinazione 2 - (A2+M2+R2) è dedicata 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.

(*) Per paratie, opere sotterranee e Uplift → DA1

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_Q	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 γ_F 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:

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

essendo **E_d** il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

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

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

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

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 rigidità 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 rigidità 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 rigidità-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 redistribuzione 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 (A + M + R)

6.2.4.1.1 Azioni (A)

I coefficienti parziali γ_F 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 rigidità.** Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} 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_G)	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_G .



Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti γ_F 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 γ_F 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 = G1

sono

*Carichi permanenti
favorevoli o sfavorevoli*



se determinano il comportamento dell'opera

COME SI UTILIZZANO (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	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	γ_{G1} Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli			1,1	1,3
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	γ_{G2} Sfavorevoli			1,5	1,5
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	γ_{Qi} Sfavorevoli			1,5	1,5

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

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

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

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

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

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

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

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



M

(A + M + R)

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

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

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

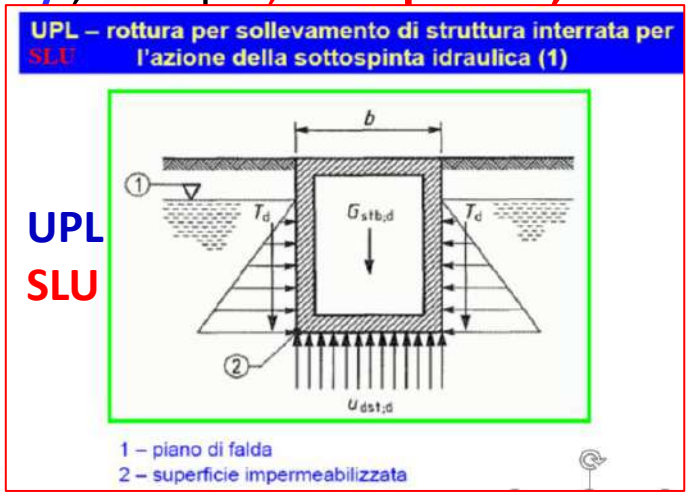
6.2.4.1.3. Verifiche strutturali con l'analisi di interazione terreno-struttura (A1+M1+R1)

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_G)	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

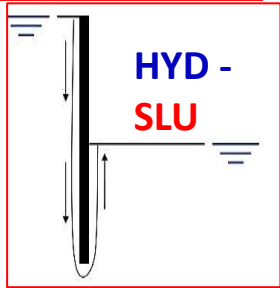
⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2} .



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 $V_{inst,d}$** , ovvero la risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), **sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d)**:

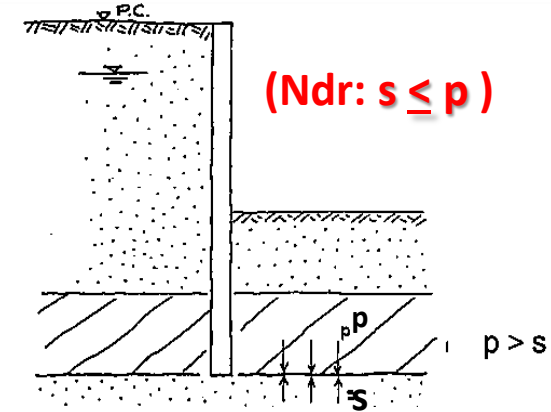
$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

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

$$s \leq p$$

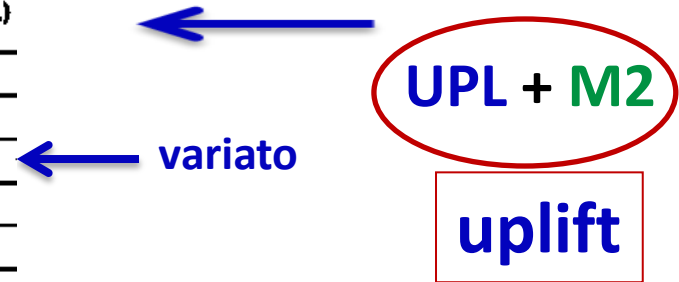
Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i **relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III.**

Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , **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



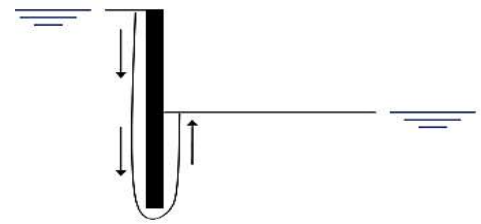
⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_c

(Ndr: Stabilità 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 i_c** diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il **gradiente idraulico medio i_m**

$$i \leq i_c / \gamma_R$$

$$i_m \leq i_c / 3$$

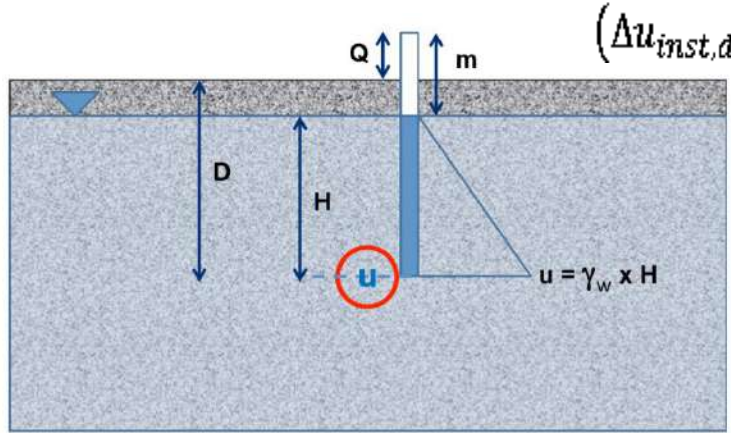


con
 $i_c = \gamma' / \gamma_w \approx 1$

e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il **gradiente idraulico di efflusso i_e** ;

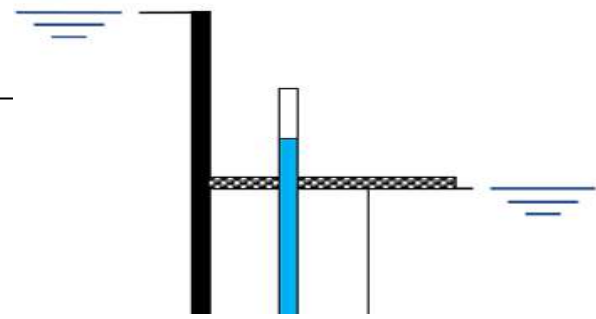
$$i_e \leq i_c / 2$$

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 $\gamma_R = 2$** . 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.



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

New



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).

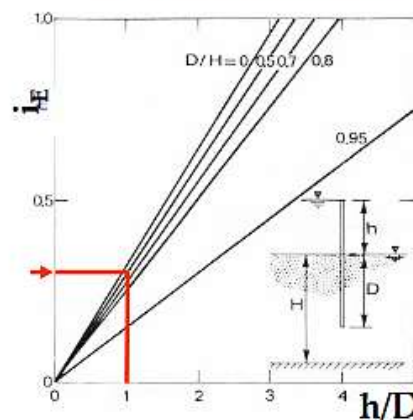
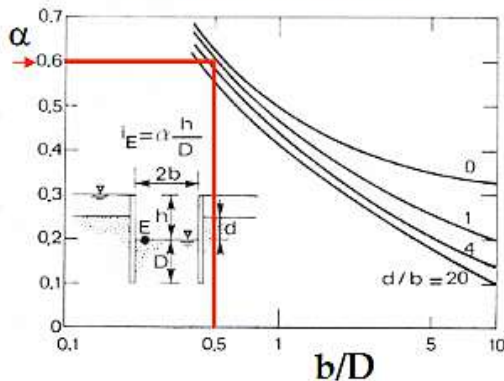
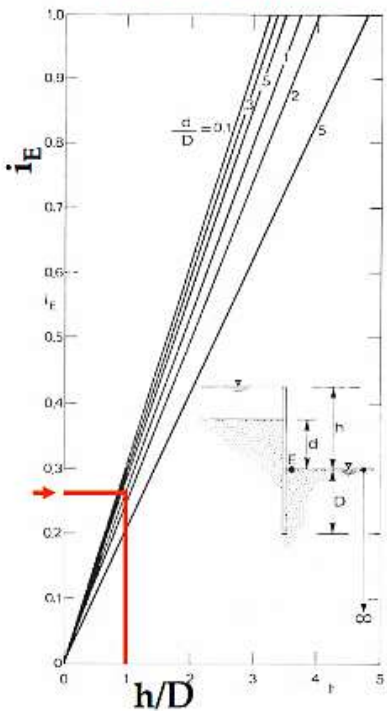
L'analisi deve proporsi di individuare le superfici di potenziale scorrimento più prossime all'instabilità, sia all'interno del rilevato, sia nell'insieme costituito dal rilevato e dai terreni di fondazione. Le relative verifiche possono essere svolte con il solo Approccio 1, con riferimento alla Combinazione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

Scavo in un mezzo di spessore infinito

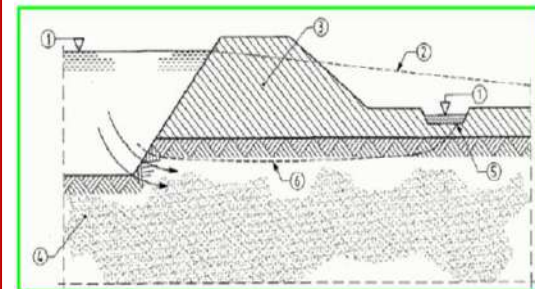
Per una più precisa determinazione del *gradiente di efflusso*, i_E , e considerato che in genere la perdita di carico non è lineare con la profondità (in particolare segue andamenti differenti nel tratto discendente e ascendente) si può ricorrere ad uno dei seguenti diagrammi:

Scavo a nastro in un mezzo di spessore infinito

Trincea in un mezzo di spessore limitato



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

ESEMPIO DI VERIFICA UPL

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:

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

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

$G_{dst;d}$, $Q_{dst;d}$, $G_{stb,d}$ = 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 $G_2^{(a)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

UPL

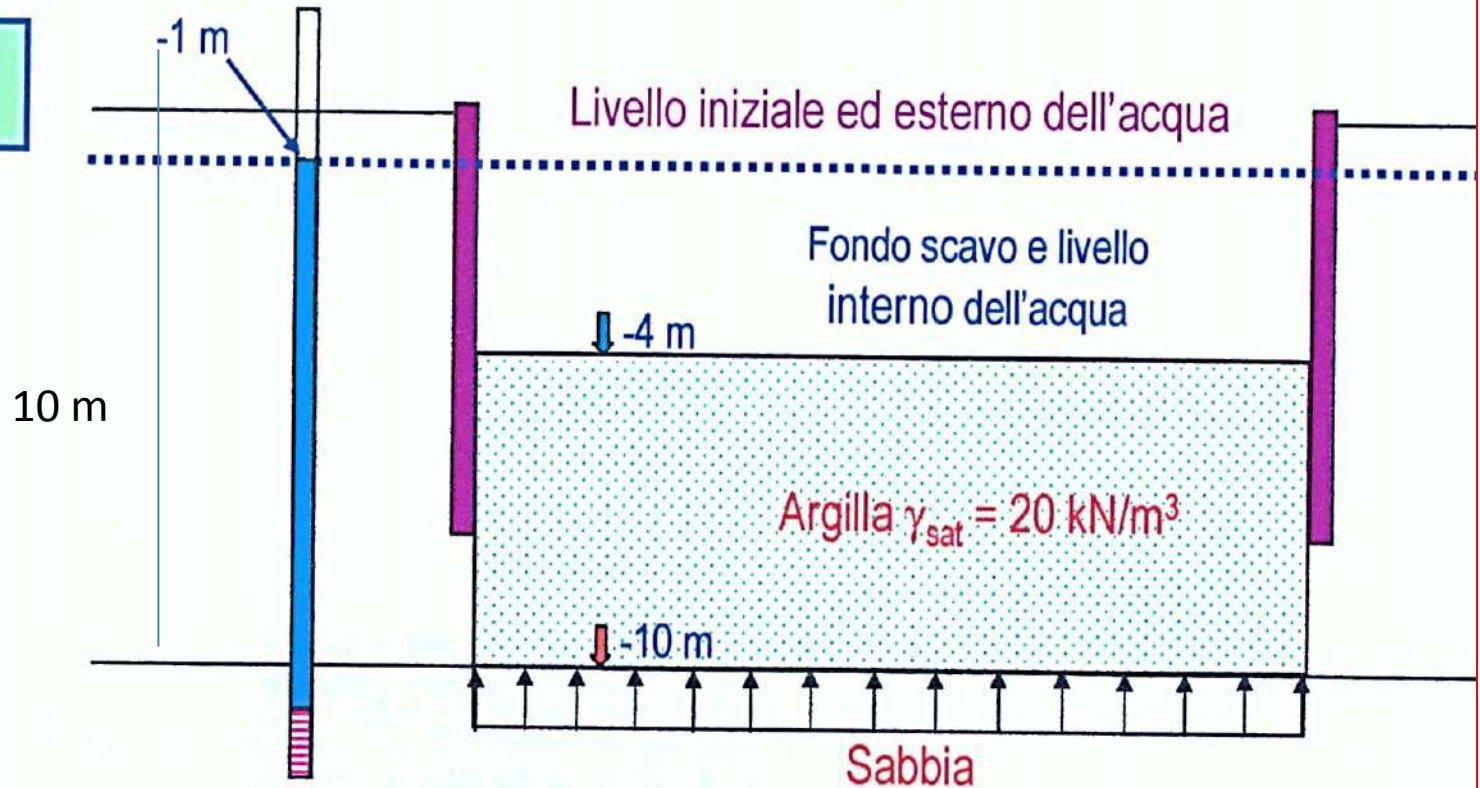
$$V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d}$$

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

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		

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

UPL



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

$$10 \text{ kN/mc} * (10-1)\text{m} * 1,1 < 20 \text{ kN/mc} * (10-4)\text{m} * 0,9$$

azione destabilizzante

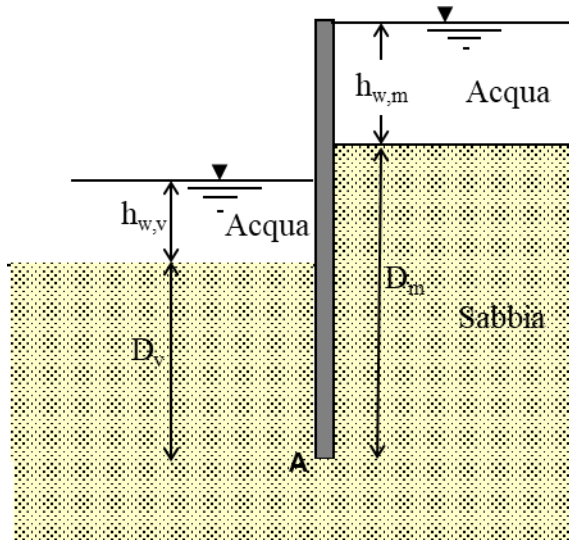
99 < 108

azione stabilizzante

VERIFICATO

VERIFICA HYD

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
$\gamma_w =$	10kN/m ³		
$\gamma =$	18kN/m ³		

Soluzione

$$\Delta\eta = (\Delta_\mu + \eta_{\omega,\mu}) - (\Delta_\sigma + \eta_{\omega,\sigma}) = 4\text{m}$$

$$L = D_m + D_v = 13\text{m}$$

$$i = \Delta\eta / L = 0,308$$

pressione interstiziale in eccesso al piede del diaframma:

$$\Delta u = \gamma_w D_v i = 15,38\text{kPa}$$

tensione verticale efficace in assenza di filtrazione al piede del diaframma:

$$\sigma'_{v,v} = (\gamma - \gamma_w) D_v = 40\text{kPa}$$

$$\Delta_v = 40\text{kPa}$$

$$\gamma_R = 2$$

$$\sigma'_{v,v} / \gamma_R = 20\text{kPa} \quad \text{Ok}$$

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 interrato (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:

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

dove

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

C_d 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 NTC08)

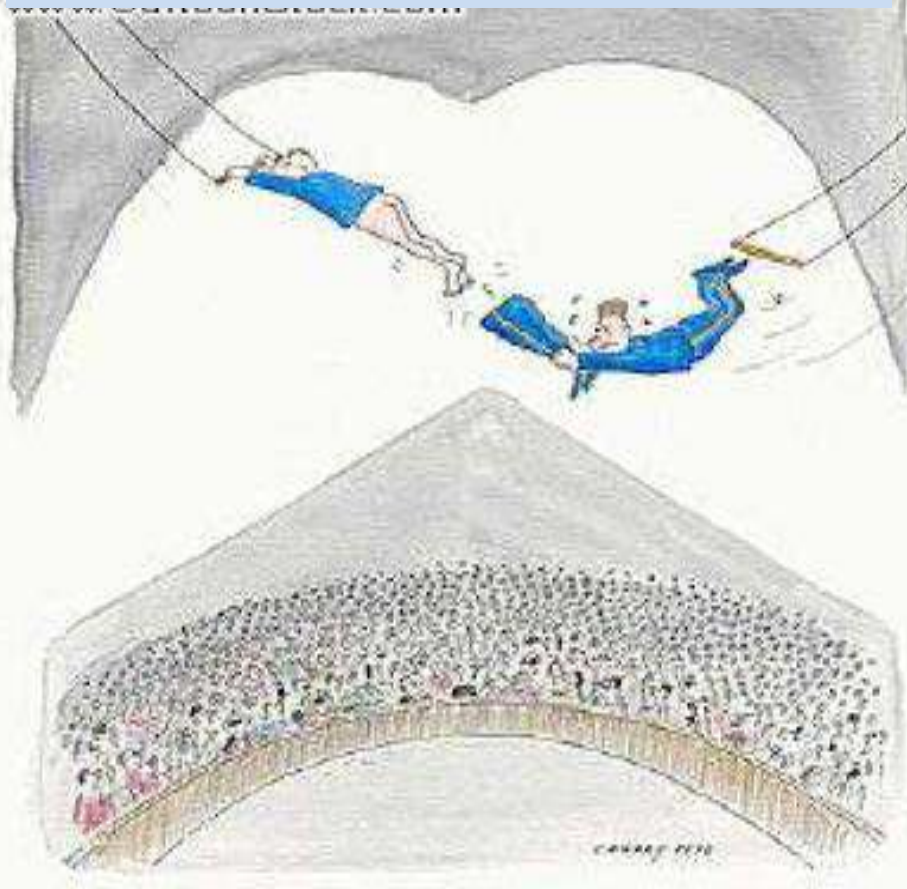
La progettazione può fare ricorso anche al **metodo osservazionale**, *nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geologica e geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo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

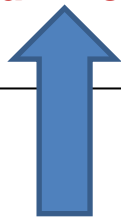
Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi consiste nella:

- 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 adozione di approcci e, in particolare, dell'approccio DA1- C2 (A2+M2+R2)

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 nella Norma si esaurisce in cinque righe. Si recupera nella Circolare)

Circolare: C6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

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.

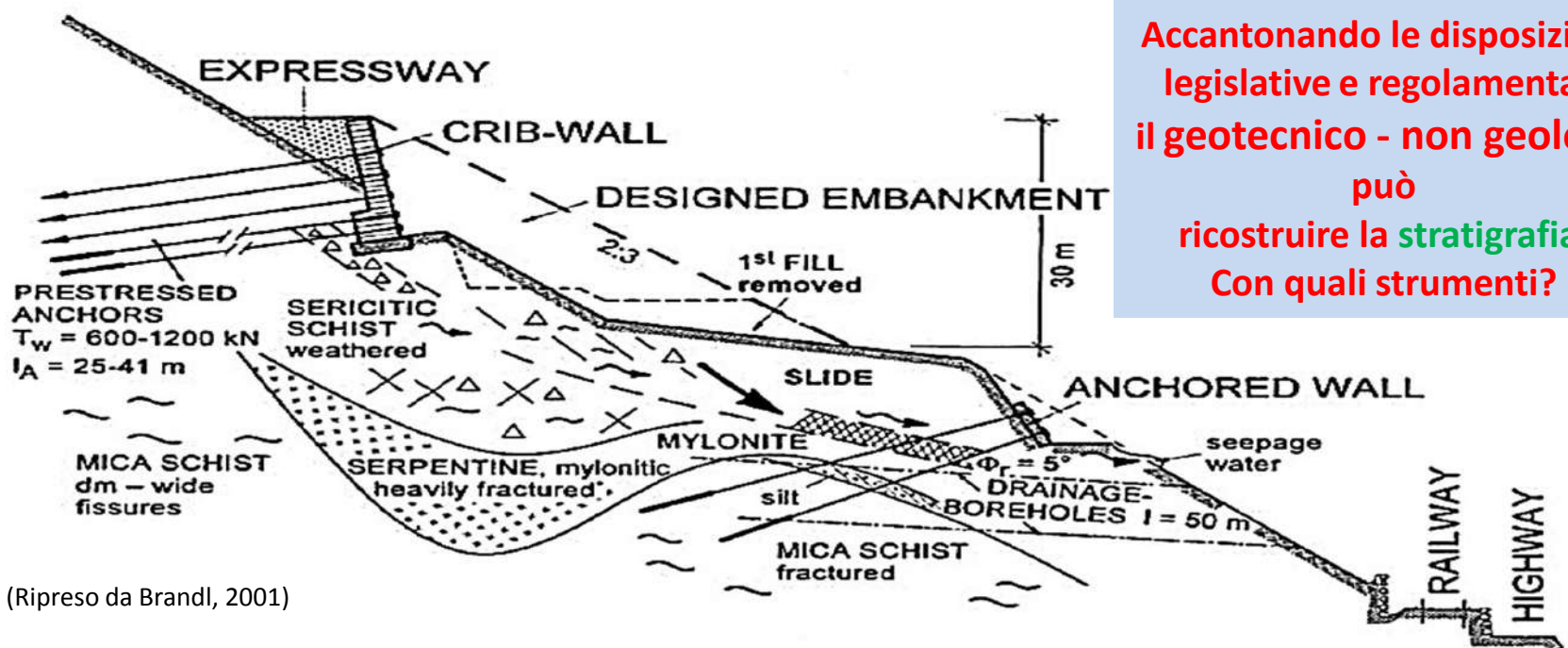
La scelta delle tipologie di indagine e misura, dell'ubicazione del numero di verticali da esplorare, della posizione e del numero dei campioni di terreno da prelevare e sottoporre a prove di laboratorio dipende dall'estensione dell'area, dalla disponibilità di informazioni provenienti da precedenti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



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

(Ripreso da Brandl, 2001)

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 situ.** 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 situ 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.

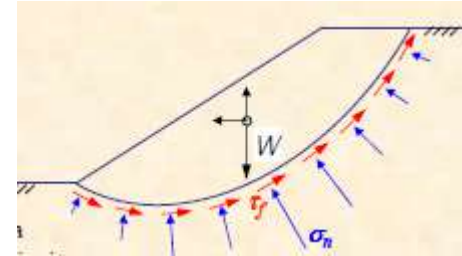
Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

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**.

$$F_s = \tau_s / \tau_m$$



τ_s resistenza al taglio disponibile

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

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 ($FS = \gamma R$)).

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 meteorologica 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		- DA - Approccio di progetto richiesto
<p>REGIMAZIONE IDRICA</p> <p>a) erosione al piede b) drenaggi superficiali c) drenaggi profondi</p>	<p>Eliminazione di disequilibri e detensionamenti.</p> <p>Riduzione pressioni interstiziali</p>	<p>Nessun Approccio</p> <p>Uso dei parametri caratteristici k</p> <p>$Fs = \frac{ts}{tm}$</p>
<p>CONSOLIDAMENTO MECCANICO</p> <p>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</p>	<p>Riduzione della pendenza</p>	<p>Nessun Approccio.</p> <p>Uso dei parametri caratteristici k</p> <p>$Fs = \frac{ts}{tm}$</p>
	<p>Incremento delle forze resistenti</p>	<p>DA1 – C2 (A2+M2+R2)</p>
<p>TECNICHE DI INGEGNERIA NATURALISTICA</p> <p>a) Inerbimenti b) Gradonate con talee o piantine c) Vimate d) Grate</p>	<p>Ricostituzione copertura vegetale.</p> <p>Contributi all'incremento di forze resistenti.</p>	<p>Nessun Approccio</p> <p>Uso dei parametri caratteristici k</p> <p>$Fs = \frac{ts}{tm}$</p> 

SINTESI DEGLI ELEMENTI BASILARI

Modello Geologico di Riferimento

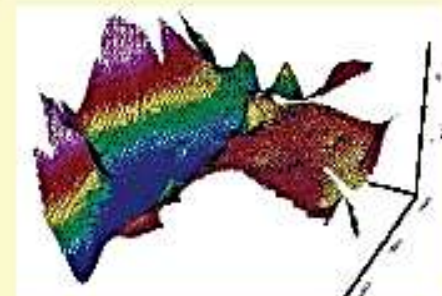
Rilevamento geologico e geomorfologico

Modellazione sismica s.l.

Indagini geofisiche

Sondaggi con campionamento

Modello geotecnico



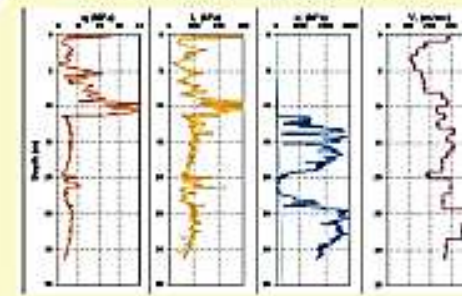
Valutazione dei parametri costitutivi

$D_{50}, U, \gamma, e_0, OCR, K_0, \nu, E, \phi', c', k, c_v, \dots, G_0, D, \gamma$

Prove in posto

Prove di laboratorio

Verifiche della sicurezza e delle prestazioni



Metodi analitici

Metodi numerici

Metodo Osservazionale e/o Monitoraggio

