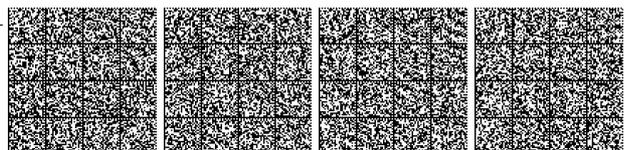


**CAPITOLO C6.**

---

PROGETTAZIONE GEOTECNICA



Per progettazione geotecnica si intende l'insieme delle attività progettuali, dalla pianificazione delle indagini geotecniche fino alle verifiche di sicurezza e al monitoraggio, che riguardano le costruzioni o le parti di costruzioni che interagiscono con il terreno, gli interventi di miglioramento e di rinforzo, le opere in materiali sciolti, i fronti di scavo, nonché la stabilità globale del sito nel quale ricade la costruzione.<sup>1</sup>

Gli obiettivi della progettazione geotecnica sono quindi la verifica delle condizioni di sicurezza del sito e del sistema costruzione-terreno, inclusa la determinazione delle sollecitazioni nelle strutture a contatto con il terreno e la valutazione delle prestazioni del sistema nelle condizioni d'esercizio.

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.

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.

## C6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

### 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 morfoevolutivi 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.

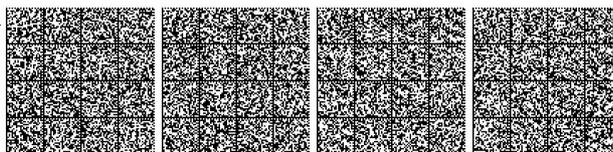
La relazione geologica sarà corredata dai relativi elaborati grafici, quali: carte geologiche, idrogeologiche (con eventuale schema di circolazione idrica sotterranea) e geomorfologiche, sezioni geologiche, planimetrie e profili utili a rappresentare in dettaglio aspetti significativi, schema geologico 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

<sup>1</sup> Il primo passo della progettazione geotecnica riguarda le scelte tipologiche (ad esempio il sistema di fondazione) e la pianificazione delle indagini e delle prove per la caratterizzazione meccanica di terreni o rocce compresi nel volume significativo, definito nel § 6.2.2 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. 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.



pericolosità geologiche presenti e devono essere finalizzati alla definizione della compatibilità geologica con le peculiarità dell'opera da realizzare.

### **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.

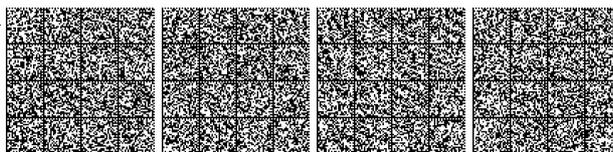
Nel caso di opere di notevole rilevanza e complessità o che interessino terreni dalle caratteristiche meccaniche scadenti è opportuno effettuare il controllo del comportamento dell'opera durante e dopo la costruzione, predisponendo un programma di osservazioni e misure commisurato all'importanza dell'opera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

#### **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**

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



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

La scelta dei mezzi di indagine è effettuata in fase di pianificazione e verificata durante lo svolgimento dell'indagine stessa, modificando ed integrando le scelte iniziali, se necessario.

Gli eventuali scavi, cunicoli o trincee realizzati a scopo esplorativo sono realizzati in modo da non causare apprezzabili modifiche alla situazione esistente, sia dal punto di vista statico, sia da quello idraulico.

Le indagini di tipo tradizionale (sondaggi, prove penetrometriche, piezometri, ecc.), sono frequentemente integrate da indagini di tipo geofisico. In questo caso, i risultati delle indagini geofisiche sono interpretati alla luce dei risultati ottenuti dalle altre indagini di tipo tradizionale, con l'obiettivo di ottenere un quadro sperimentale coerente ed unitario.

Generalmente le indagini di tipo geofisico inducono nei terreni deformazioni molto piccole; pertanto i risultati ottenuti non sono immediatamente utilizzabili nelle analisi geotecniche di stati limite che diano luogo a livelli deformativi più elevati, a meno che non si utilizzino modelli costitutivi del terreno che tengano conto della dipendenza della rigidità dal livello deformativo o come dato di base per valutare la rigidità operativa dei terreni.

I risultati delle indagini e delle prove geotecniche in sito sono documentati con:

- una planimetria con la collocazione delle verticali di indagine;
- indicazioni su tipologia e caratteristiche delle attrezzature impiegate;
- i profili stratigrafici ottenuti dalle perforazioni di sondaggio e dagli scavi esplorativi;
- i particolari esecutivi delle prove e delle misure eseguite in sito e in laboratorio;
- i risultati delle prove e delle misure eseguite in sito e in laboratorio;
- le notizie di eventi particolari verificatisi durante lo svolgimento delle indagini e ogni altro dato utile per la caratterizzazione del sottosuolo.

#### C6.2.2.2 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

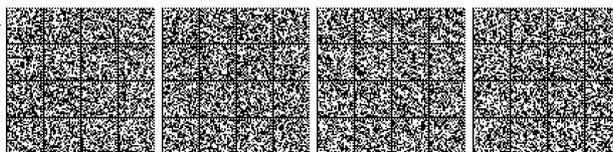
Le prove geotecniche di laboratorio integrano le prove in sito e, a seconda del tipo di terreno, permettono di ricavare alcuni valori delle grandezze fisiche e meccaniche necessarie per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio. La possibilità di ricavare grandezze fisiche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

Le prove sui terreni utilizzati come materiali da costruzione devono essere effettuate su campioni rappresentativi dei materiali disponibili, preparati in laboratorio secondo modalità da stabilire in relazione alle condizioni di posa in opera previste e alla destinazione del manufatto.

I risultati delle prove di laboratorio devono essere accompagnati da chiare indicazioni sulle procedure sperimentali adottate.

#### C6.2.2.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

I risultati delle indagini e delle prove geotecniche, eseguite in sito e in laboratorio, sono interpretate 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.

#### 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.

#### C6.2.2.5 RELAZIONE GEOTECNICA

La relazione geotecnica contiene i principali risultati ottenuti dalle indagini e prove geotecniche, descrive la caratterizzazione e la modellazione geotecnica dei terreni interagenti con l'opera e riassume i risultati delle analisi svolte per la verifica delle condizioni di sicurezza e la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.

I contenuti della relazione geotecnica, modulati in relazione alla fase progettuale, al tipo di opera ed al contesto in cui essa si inserisce, sono indicativamente i seguenti:

- descrizione del sito, delle opere e degli interventi;
- valutazione della pericolosità ambientale (stabilità del territorio in condizioni statiche e sismiche);
- risposta sismica locale;
- problemi geotecnici e scelte tipologiche;
- identificazione degli stati limite per le opere in progetto e metodi di analisi;
- descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche;
- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- modelli geotecnici di sottosuolo con indicazione dei valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici;
- risultati delle analisi;
- confronto dei risultati con le prestazioni previste per le opere;
- prescrizioni sulle modalità costruttive;
- eventuale piano di monitoraggio in corso d'opera e in esercizio.



La relazione è inoltre corredata da una planimetria con l'ubicazione delle indagini, sia quelle appositamente effettuate, sia quelle di carattere storico e di esperienza locale eventualmente disponibili, dalla documentazione sulle indagini in sito e in laboratorio, da un numero adeguato di sezioni stratigrafiche con indicazione dei profili delle grandezze misurate (resistenza alla punta di prove penetrometriche, altezze piezometriche, valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, ecc.).

Nel caso di impiego del metodo osservazionale di cui al § 6.2.5 delle NTC, la relazione geotecnica comprende la descrizione delle possibili soluzioni progettuali alternative, con le relative verifiche, e la specificazione dei parametri di controllo per l'adozione di una delle soluzioni previste e dei relativi limiti di accettabilità. A questo fine, il piano di monitoraggio include l'individuazione della specifica strumentazione di controllo e la definizione delle procedure di acquisizione, archiviazione ed elaborazione delle misure.

### **C6.2.3 FASI E MODALITÀ COSTRUTTIVE**

La definizione, nel progetto, delle fasi esecutive di cui al § 6.2.3 delle NTC, comprende anche l'individuazione dei connessi stati limite ultimi e di esercizio.

### **C6.2.4 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI**

Conseguentemente ai principi generali enunciati nelle NTC, la progettazione geotecnica si basa sul metodo degli stati limite e sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo degli stati limite, ultimi e di esercizio, i coefficienti parziali sono applicati alle azioni, agli effetti delle azioni, alle caratteristiche dei materiali e alle resistenze.

I coefficienti parziali possono essere diversamente raggruppati e combinati tra loro in funzione del tipo e delle finalità delle verifiche, nei diversi stati limite considerati.

#### **C6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

Si considerano cinque stati limite ultimi che, mantenendo la denominazione abbreviata delle UNI EN 1990, sono così identificati:

- EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido;
- 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 ai gradienti idraulici.

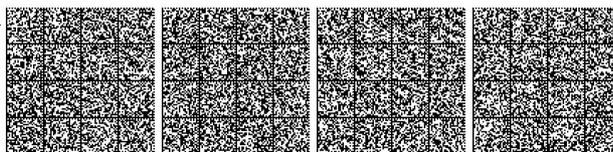
Nei paragrafi successivi questi stati limite sono specificati per i diversi tipi di opere e sistemi geotecnici. Tra gli stati limite **GEO** si possono menzionare, a mero titolo di esempio, gli stati limite che riguardano la capacità portante del complesso fondazione terreno e lo scorrimento sul piano di posa di fondazioni superficiali e muri di sostegno, la rotazione intorno a un punto di una paratia a sbalzo o con un livello di vincolo, ecc. In questi casi si esegue, di fatto, una verifica del sistema geotecnico nei confronti di un meccanismo di collasso che può implicare anche la plasticizzazione degli elementi strutturali (è il caso, ad esempio, della resistenza a carico limite sotto forze trasversali dei pali di fondazione).

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi strutturale e geotecnico, la Norma individua per ogni opera e per ogni stato limite l'approccio progettuale a cui fare riferimento, privilegiando per quanto possibile l'Approccio 2, anche per la semplificazione conseguente all'impiego di una sola combinazione di coefficienti di sicurezza parziali, così come riportato nelle NTC.

Il riferimento all'Approccio 1 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 dell'Approccio 1, 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 2 e delle sole azioni variabili e dei parametri di resistenza nell'Approccio 1 combinazione  $A2+M2+R2$ ;
- 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 interagiscono 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 rigidezza-resistenza del terreno alterando la distribuzione delle tensioni di contatto. Per queste ragioni le analisi d'interazione devono pertanto essere effettuate senza alcuna fattorizzazione di questi parametri, impiegando quindi i loro valori caratteristici. Anche la fattorizzazione dei carichi non è possibile in queste analisi poiché comporterebbe un'artificiosa alterazione delle condizioni di plasticizzazione del terreno e, conseguentemente, una irrealistica 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 sempre valori unitari dei coefficienti  $\gamma_R$ , che fattorizzano la resistenza, questo procedimento è comune sia all'Approccio 1 combinazione A1+M1+R1 sia all'Approccio 2.

La Combinazione A2+M2+R2 dell'Approccio 1 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.

Lo stato limite di ribaltamento dei muri di sostegno è compreso nelle verifiche **GEO**, da condurre con l'Approccio 2, 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 ciminiera, cartelloni pubblicitari, torri, ecc., rispetto ad una estremità della fondazione.

#### **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 (§ 6.2.4.2 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**. Al contrario, lo stato limite di sifonamento al quale corrisponde l'annullamento delle tensioni efficaci e che può essere prodotto da moti di filtrazione diretti dal basso verso l'alto, devono 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.

#### **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.

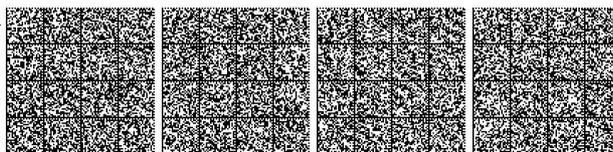
### **C6.3 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI**

#### **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:

- 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 e delle pressioni dell'acqua nelle discontinuità eventualmente presenti;
- le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e delle rocce costituenti il pendio e quelle che caratterizzano le discontinuità;
- peso proprio e azioni applicate sul pendio.



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.

### **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.

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.

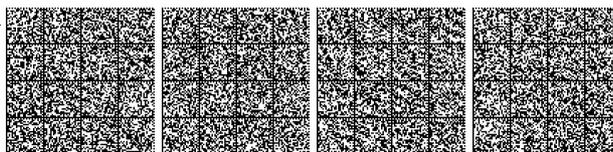
Nel caso di presenza di eventi di frana nell'area di specifico interesse, i dati scaturiti dalle attività di indagine, sia di superficie sia in profondità, dovranno condurre ad una dettagliata ricostruzione dell'evento nelle tre dimensioni attraverso specifiche planimetrie (carta della frana) e sezioni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

### **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;
- l'acquisizione dei dati necessari alle analisi, quali le caratteristiche meccaniche e idrauliche dei terreni o delle rocce presenti;
- la valutazione del comportamento delle discontinuità e del regime delle pressioni interstiziali.

Ricostruito il modello geotecnico del pendio, lo studio geotecnico si completa con la valutazione delle condizioni di stabilità attuali e future, in relazione alla realizzazione di nuovi manufatti e in base anche alle possibili evoluzioni delle condizioni climatiche e ambientali, con il dimensionamento degli eventuali interventi di stabilizzazione e la programmazione del piano di monitoraggio.



Nel caso di pendii costituiti da terreni, le verticali di indagine devono essere preferibilmente allineate lungo una o più sezioni longitudinali del pendio ed essere opportunamente spaziate per ottenere informazioni sufficienti lungo tutta l'estensione del pendio e nell'ambito delle profondità significative per il fenomeno in atto o potenziale.

Per i pendii in frana attiva, le indagini devono definire la posizione e la forma della superficie di scorrimento. A tal fine si deve provvedere alla misura degli spostamenti in superficie e in profondità. Queste misure devono permettere la determinazione dell'entità degli spostamenti e del loro andamento nel tempo, da porre eventualmente in relazione al regime delle pressioni interstiziali e a quello delle precipitazioni atmosferiche. Gli spostamenti in profondità devono essere riferiti a quelli misurati in superficie, avendo cura, ad esempio, di eseguire il rilievo topografico della testa degli inclinometri ogni volta che si effettuino le corrispondenti misure.

La caratterizzazione geotecnica del pendio richiede la determinazione sperimentale delle proprietà meccaniche e idrauliche dei terreni attraverso prove in situ e in laboratorio. In presenza di terreni a grana fina, le prove di laboratorio sono soprattutto necessarie per la determinazione dei parametri di resistenza.

La definizione del modello geotecnico può essere utilmente orientata a seconda che si sia in presenza di una frana o di un pendio naturale del quale occorra valutarne la stabilità. Nel primo caso, il riconoscimento della superficie di scorrimento fornisce indicazioni essenziali per l'ubicazione dei piezometri. Inoltre, poiché il fenomeno in atto comporta il valore unitario del coefficiente di sicurezza, tramite delle analisi a ritroso è possibile calibrare i valori dei parametri di resistenza del terreno compreso nella fascia di scorrimento. Nel secondo caso, invece, questa calibrazione non è possibile, essendo incognito il coefficiente di sicurezza, e la scelta dei valori dei parametri di resistenza non può che scaturire dall'interpretazione dei risultati delle prove di laboratorio e di quelle in sito.

Il regime idrico, superficiale e profondo, gioca un ruolo molto importante sulla stabilità di un pendio perché la sua conoscenza permette di definire le condizioni idrauliche al contorno nell'identificazione della rete idrodinamica.

Il regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo deve essere ricostruito con adeguata approssimazione mediante misure puntuali effettuate con piezometri, da posizionare tenendo conto che una distribuzione disomogenea della permeabilità può influenzare apprezzabilmente la rete idrodinamica con notevoli riflessi sulla distribuzione delle pressioni interstiziali e quindi sulle condizioni di stabilità del pendio. A questo fine, è in genere appropriato l'impiego di piezometri a circuito aperto tipo Casagrande, purché si tenga opportunamente conto della loro prontezza, utili anche per la valutazione in sito delle caratteristiche di permeabilità dei terreni. Piezometri a circuito chiuso, con registrazione automatica delle misure, possono essere impiegati in situazioni di particolare importanza e complessità, che richiedano un monitoraggio protratto a lungo nel tempo. I piezometri devono essere installati in posizioni opportunamente scelte in relazione alle caratteristiche geometriche e stratigrafiche del pendio e alla posizione presunta della superficie di scorrimento, potenziale o effettiva. Per rilevare le variazioni del regime delle pressioni interstiziali nel tempo è necessario effettuare il rilievo per un periodo di 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.

#### **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.

#### **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.

### **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.

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.

## **C6.4 OPERE DI FONDAZIONE**

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

### **C6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO**

La progettazione delle opere di fondazione deve essere svolta contestualmente a quella delle strutture in elevazione, tenendo conto delle condizioni geotecniche e delle prestazioni richieste alla costruzione nel suo complesso.



Il progetto delle fondazioni prevede le sequenze progettuali evidenziate nel § 6.2 delle NTC che vanno dalla scelta del sistema di fondazione, alla pianificazione delle indagini e delle prove per la caratterizzazione meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, definito nel § 6.2.2 delle NTC, alle analisi e al dimensionamento geotecnico delle opere, nonché alle analisi eseguite per la verifica delle condizioni di sicurezza e per la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.

In relazione alle diverse fasi sopracitate occorre almeno considerare:

**a) Terreni di fondazione:**

– *Profondità del volume significativo*

Nel caso di fondazioni superficiali la profondità da raggiungere con le indagini può essere dell'ordine di  $b+2b$ , dove  $b$  è la lunghezza del lato minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta del manufatto.

Nel caso di fondazioni su pali, la profondità, considerata dall'estremità inferiore dei pali, può essere dell'ordine di  $0.5b+b$ .

Profondità maggiori dovranno essere indagate in presenza di terreni molto compressibili o di cavità o per costruzioni molto sensibili ai cedimenti assoluti e differenziali.

– *Stratigrafia, regime delle pressioni interstiziali e grandezze fisiche e meccaniche e idrauliche dei terreni nel volume significativo.*

**b) Opere in progetto:**

– dimensioni dell'opera;

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

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

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

**c) Fattori ambientali:**

– caratteri morfologici del sito;

– deflusso delle acque superficiali;

– presenza o caratteristiche di altri manufatti (edifici, canali, acquedotti, strade, muri di sostegno, gallerie, ponti, ecc.) esistenti nelle vicinanze o dei quali è prevista la costruzione.

Qualora non si adotti un'unica tipologia di fondazione per tutto il manufatto, si deve tenere conto dei diversi comportamenti dei tipi di fondazione adottati, in particolare per quanto concerne i cedimenti.

Nel caso di opere in alveo ed a mare, o in bacini naturali e artificiali caratterizzati dalla presenza di correnti e/o moto ondoso, è necessario considerare la configurazione e la possibile evoluzione del fondo oltre ai fenomeni erosivi localizzati in dipendenza del regime delle acque e delle caratteristiche dei terreni e del manufatto.

Particolare attenzione deve essere posta nel progetto di opere contigue ad altre costruzioni. In questi casi è necessaria la valutazione degli effetti indotti dalla nuova opera sulle costruzioni preesistenti, in tutte le fasi della sua realizzazione. Nel caso in cui siano previsti scavi per impostare le nuove fondazioni si dovrà porre ulteriore attenzione alla scelta e al dimensionamento degli scavi e delle opere di sostegno, per limitare gli spostamenti del terreno circostante.

La progettazione di manufatti in pendii in frana, per i quali non è possibile una diversa localizzazione, o la verifica di manufatti esistenti, richiede la valutazione delle azioni trasmesse dai terreni in movimento al manufatto e alla sua fondazione. A tal fine è necessario definire le caratteristiche geometriche e cinematiche dei dissesti in conformità a quanto indicato nel § 6.3 delle NTC.

Il dimensionamento geotecnico delle fondazioni deve essere effettuato con riferimento ai modelli geotecnici del volume significativo definiti per i diversi stati limite considerati.

Per tutti i sistemi di fondazione, l'applicazione del metodo degli stati limite richiede necessariamente sia le verifiche agli stati limite ultimi sia le verifiche agli stati limite di esercizio.

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

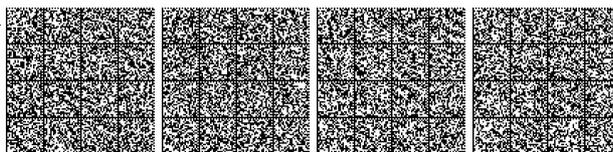
Per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni, nelle NTC, è considerato il solo Approccio 2 richiamato nel § C6.2.4.

#### **C6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI**

##### *Criteria di progetto*

È opportuno che i piani di posa di tutte le fondazioni di uno stesso manufatto siano posti alla stessa quota. Ove ciò non sia possibile, le fondazioni adiacenti, appartenenti o non ad un unico manufatto, dovranno essere verificate tenendo conto della reciproca influenza e della configurazione dei piani di posa.

Le fondazioni situate nell'alveo o nelle golene di corsi d'acqua possono essere soggette allo scalzamento e devono perciò essere adeguatamente difese e approfondite. Analoga precauzione deve essere presa nel caso delle opere marittime.



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

Nel progetto si deve tenere conto della presenza di sottoservizi e dell'influenza di questi sul comportamento del manufatto.

#### C6.4.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa. In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

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

La resistenza di progetto a carico limite è funzione delle caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione, di fattori geometrici (profondità del piano di posa, dimensioni della fondazione, inclinazione del piano di posa e della superficie limite, ecc.), delle condizioni di drenaggio (condizioni non drenate o condizioni drenate), della presenza della falda idrica, delle caratteristiche dell'azione di progetto (inclinazione e eccentricità), del meccanismo di raggiungimento della condizione ultima (rottura generale, punzonamento) e così via.

Nello stato limite di collasso per scorrimento, l'effetto dell'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione. Per fondazioni massicce (pozzi, blocchi di ancoraggio, ecc.) a diretto contatto con le pareti di scavo, eventualmente sostenute da paratie o palancole, nella verifica allo scorrimento si può tenere conto della resistenza al taglio mobilitata lungo le pareti parallele all'azione di progetto, oltre che della spinta attiva e della resistenza passiva parallele alla stessa azione.

Il progetto delle fondazioni superficiali deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza strutturale degli elementi che compongono la fondazione stessa (**STR**). In questo caso l'effetto dell'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato.

#### VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI GEOTECNICI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per la stabilità globale l'analisi deve essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali, riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II, dei gruppi A2 per le azioni di progetto derivanti dalle analisi strutturali ed M2 per i parametri di resistenza del terreno; la resistenza globale del sistema deve essere ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R2 riportati nella tabella §6.8.I.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'Approccio 2. L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (A1) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R3 riportati in tab. 6.4.I.

#### VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI STRUTTURALI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (**STR**), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi di fondazione. Si deve fare riferimento all'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), assumendo  $\gamma_{R=1}$ .

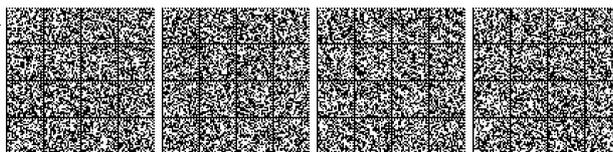
#### C6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

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

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

A questi fini, devono essere impiegati metodi e modelli di comprovata validità per la valutazione del campo di spostamenti del terreno indotti dalla costruzione in progetto. Conseguentemente, il modello geotecnico di sottosuolo deve comprendere la caratterizzazione della rigidità dei terreni, valutata in corrispondenza delle deformazioni attese, e, nei terreni a grana fina, anche delle caratteristiche di compressibilità e permeabilità.

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari.



### **C6.4.3 FONDAZIONI SU PALI**

I pali possono essere impiegati come fondazioni a sé stanti, come riduttori dei cedimenti di fondazioni superficiali estese e come elementi contribuenti alla capacità portante di fondazioni miste (piastre su pali).

L'interasse tra i pali deve essere stabilito in relazione alla funzione della palificata e del procedimento costruttivo. Di regola e salvo specifiche valutazioni, l'interasse minimo non deve essere inferiore a 3 volte il diametro del palo.

Per le palificate soggette ad azioni orizzontali si deve valutare lo stato di sollecitazione nel palo e nel terreno e svolgere le relative verifiche agli stati limite.

#### **Indagini geotecniche e caratterizzazione dei terreni**

Le indagini geotecniche devono intendersi estese dal piano di campagna fino alla profondità significativa sotto la base dei pali (§ 6.4.1).

La caratterizzazione geotecnica dei terreni che interagiscono con i pali deve essere effettuata tenendo conto delle diverse modalità di trasmissione degli sforzi lungo la superficie laterale e alla base e dei relativi meccanismi di collasso. Conseguentemente, il progettista deve orientare le indagini in sito e le prove di laboratorio verso la ricerca dei parametri più appropriati alla descrizione di tali meccanismi, oltre che alla valutazione della rigidezza del complesso palo-terreno necessaria per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Considerazioni del tutto analoghe valgono per i pali caricati trasversalmente. In quest'ultimo caso, per lo specifico tipo d'interazione palo-terreno, è necessaria un'accurata caratterizzazione geotecnica dei terreni più superficiali, maggiormente coinvolti nel fenomeno d'interazione.

#### **C6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

Come già anticipato nel § C.6.2.4.1 e ulteriormente precisato per le fondazioni superficiali, le verifiche di stabilità globale dei pali devono essere effettuate seguendo l'Approccio 1 con la combinazione dei coefficienti parziali ( $A_2$ ,  $M_2$ ,  $R_2$ ) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Per le altre verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento geotecnico (carico limite della palificata nei riguardi di carichi assiali, trasversali e di sfilamento) le verifiche devono essere effettuate riferendosi all'Approccio 2 con i gruppi di coefficienti parziali ( $A_1$ ,  $M_1$ ,  $R_3$ ) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II e 6.4.VI.

I coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo  $R_2$  sono diversificati rispetto alle modalità costruttive dei pali e (nel caso di carichi assiali) ai contributi di resistenza lungo il fusto e alla base.

La resistenza caratteristica dei pali può essere dedotta da prove di carico su pali pilota, non utilizzabili nell'opera, come previsto al § 6.4.3.7.1 delle NTC; da metodi di calcolo analitici, basati sui valori caratteristici dei parametri geotecnici o su correlazioni empiriche con i risultati di prove in sito (penetrometriche e pressiometriche, prevalentemente); da prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, su pali pilota.

In analogia con l'Eurocodice 7, le Norme introducono una serie di fattori di correlazione che dipendono dal numero di prove di carico (statiche o dinamiche) e dall'affidabilità della caratterizzazione geotecnica del volume significativo, premiando la numerosità e la completezza degli accertamenti. Ad esempio, nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con procedimenti analitici, i valori dei fattori di correlazione permettono di valorizzare la qualità del modello geotecnico di sottosuolo, la cui accuratezza è migliorata al crescere del numero di verticali d'indagine per ciascuna delle quali sia possibile desumere una completa caratterizzazione geotecnica dei terreni. A questo proposito si deve ribadire che il numero di verticali d'indagine, con i requisiti necessari innanzi richiamati per ciascuna di esse, deve essere riferito al volume significativo. Ciò significa, ad esempio, che per gli edifici il volume significativo deve essere riferito a ciascun corpo di fabbrica, mentre per un'opera lineare, come un viadotto, il volume significativo riguarda ogni singola fondazione.

Per le verifiche sotto azioni sismiche oltre a quanto previsto nel presente paragrafo le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al § 7.11.5.3.2

#### **C6.4.3.7 PROVE DI CARICO**

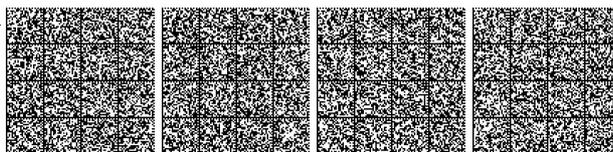
L'applicazione del carico sul palo deve essere graduale e le modalità e durata della prova devono essere fissate sulla base delle caratteristiche meccaniche dei terreni.

La misura degli spostamenti della testa del palo deve essere riferita a punti fissi non influenzati dalle operazioni di prova.

Gli strumenti impiegati per le prove devono essere tarati e controllati.

### **C6.5 OPERE DI SOSTEGNO**

In generale, le azioni sulle opere di sostegno dovrebbero derivare dallo studio dell'interazione tra l'opera e il terreno e dipendono quindi dallo stato tensionale iniziale in sito, dal regime delle pressioni interstiziali, dalle proprietà meccaniche dei terreni, degli elementi strutturali e dal contatto terra-opera, dalla geometria dell'opera e dalla sequenza costruttiva.



Le verifiche agli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le opere (**GEO**) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono le opere stesse (**STR**).

Per le verifiche sotto azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel paragrafo 6.5, le opere di sostegno devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo §7.11.6.

### **C6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE**

#### **C6.5.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)**

##### **C6.5.3.1.1 Muri di sostegno**

Gli stati limite ultimi dei muri di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con il muro (**GEO**) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono le opere stesse (**STR**).

Gli stati limite ultimi di tipo **GEO** riguardano il ribaltamento, lo scorrimento sul piano di posa, il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Per quest'ultimo stato limite si rimanda al §6.8 sezione relativa alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo.

Nel caso di muri i cui spostamenti orizzontali siano impediti, la spinta può raggiungere valori maggiori di quelli relativi alla condizione di spinta attiva.

Per la distribuzione delle pressioni interstiziali occorre fare riferimento alle differenti condizioni che possono verificarsi nel tempo in dipendenza, ad esempio, dell'intensità e durata delle precipitazioni, della capacità drenante del terreno, delle caratteristiche e della efficienza di eventuali sistemi di drenaggio del muro.

Le azioni sul muro devono essere valutate con riferimento all'intero paramento di monte, compreso il basamento di fondazione.

Nelle verifiche a ribaltamento intorno all'estremità anteriore della fondazione, l'effetto delle azioni di progetto è il momento ribaltante della spinta e delle altre forze sub-orizzontali che potrebbero produrre il ribaltamento dell'opera, mentre la resistenza è il momento stabilizzante del peso proprio del muro e del terreno che grava direttamente su di esso e delle altre eventuali azioni sub-verticali che possono concorrere alla stabilità.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'effetto dell'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela al piano a cui corrisponde lo scorrimento del muro.

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'effetto dell'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

Il progetto del muro di sostegno deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono il muro stesso (**STR**), siano essi elementi strutturali o una combinazione di terreno e elementi di rinforzo. In quest'ultimo caso l'effetto dell'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato.

Per muri di sostegno che facciano uso di ancoraggi o di altri sistemi di vincolo, deve essere verificata la sicurezza rispetto a stati limite ultimi che comportino la crisi di questi elementi.

#### **APPROCCIO 2**

E' questo l'unico approccio ammesso per le verifiche di tipo **GEO** (carico limite, scorrimento e ribaltamento) e di tipo **STR**. Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (**GEO**), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del complesso terreno-fondazione. L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1, che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi; i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale nei confronti del meccanismo di collasso, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza parallela al piano di posa della fondazione che ne produce lo scorrimento, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dal momento stabilizzante nelle verifiche a ribaltamento. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite **GEO**.

Nelle verifiche **STR** si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno. Per tale analisi non si utilizzano i coefficienti  $\gamma_R$ .

##### **C6.5.3.1.2 Paratie**

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con una paratia riguardano la rotazione intorno a un punto dell'opera, la formazione di un meccanismo di collasso nel terreno per rotazione con formazione di una o più cerniere plastiche nella struttura o per plasticizzazione di eventuali sistemi



di vincoli, l'instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate, l'instabilità globale dell'insieme terreno-opera, il collasso per carico limite verticale e lo sfilamento di uno o più ancoraggi.

Per l'instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine e per l'instabilità globale dell'insieme terreno-opera si deve far riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab.6.2.I, 6.2.II e alla 6.8.I della sezione relativa alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo.

Per lo stato limite di sfilamento degli ancoraggi si rimanda alla sezione relativa agli ancoraggi (§ 6.6).

Per lo stato limite di collasso per carico limite verticale si tiene conto della resistenza laterale e di quella alla punta, tenendo conto degli effetti connessi alla realizzazione in analogia a quanto fatto per i pali di fondazione.

Per rotazione intorno a un punto dell'opera deve intendersi uno stato limite in cui si raggiungano le condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con l'opera e sia cinematicamente possibile, al raggiungimento della resistenza del terreno, un atto di moto rigido per la paratia. Tipicamente, per una paratia con più livelli di vincolo questo stato limite ultimo non può verificarsi. Per tali opere si possono verificare solo meccanismi di collasso per rotazione che coinvolgano sia il terreno sia gli elementi strutturali.

Gli stati limite relativi al raggiungimento delle resistenze negli elementi strutturali (**STR**) sono quelli relativi al raggiungimento della condizione di rottura in una sezione della paratia o in un elemento del sistema di contrasto costituito da puntoni, ancoraggi, travi di ripartizione, ecc..

Gli stati limite di sifonamento del fondo scavo o di instabilità del fondo scavo per sollevamento dovuto a sottospinta idraulica agente al di sotto di strati di terreni a grana fine a fondo scavo sono rispettivamente di tipo **HYD** e **UPL** e vanno analizzati come illustrato al § 6.2.4.2 delle NTC.

#### APPROCCIO 1

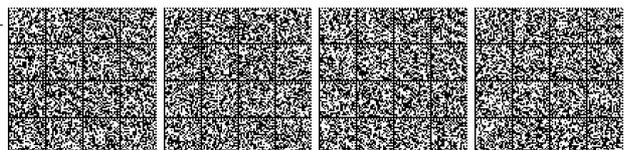
Nelle verifiche nei confronti di stati limite ultimi geotecnici delle paratie, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed eventualmente della struttura e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia o con parte di essa. Le analisi devono essere condotte con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti  $\gamma_R$  sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I valori dei parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto della spinta attiva è maggiore, e il valore della resistenza passiva è minore, dei corrispondenti valori che deriverebbero dai parametri di resistenza caratteristici. Le azioni di progetto  $E_d$  sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze sulla paratia che producono il cinematismo di collasso ipotizzato, mentre le resistenze di progetto  $R_d$  sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze che vi si oppongono.

Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali l'analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Dato che i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) sono diversi, è necessario in genere distinguere le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti da quelle prodotte dai carichi variabili.

Se le analisi sono svolte impiegando codici di calcolo automatico basati sulla discretizzazione del continuo (ad elementi finiti o alle differenze finite) o sui metodi della reazione di sottofondo ("metodi a molle"), le verifiche **SLU** di tipo geotecnico e di tipo strutturale scaturiscono da una stessa analisi d'interazione terreno-struttura impiegando, come indicato nel §6.2.4.1.3 delle Norme e nel precedente §C6.2.4.1, i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni.

Nella verifica nei confronti di meccanismi di rottura che coinvolgono il terreno (**GEO**), dopo la simulazione di tutte le fasi di scavo, il margine di sicurezza si ricava con un ulteriore passo di calcolo, finalizzato alla ricerca di un meccanismo di collasso del terreno ed eventualmente nella struttura, riducendo progressivamente i parametri di resistenza dopo aver incrementato le azioni permanenti non strutturali e le azioni variabili (sovraccarichi) dei coefficienti parziali ( $\gamma_{G2}, \gamma_Q$ ) del gruppo A2. Si ricorda, a tal proposito, che il peso del terreno che interagisce con la paratia e le azioni che da esso derivano sono da considerare come permanenti strutturali. In tali verifiche il comportamento delle sezioni della paratia e degli altri elementi strutturali è schematizzato ammettendo la formazione di cerniere plastiche, con valori delle sollecitazioni limite pari a quelli di plasticizzazione di progetto. La verifica è soddisfatta se il fattore di riduzione dei parametri risulta non inferiore a  $\gamma_c$  e a  $\gamma_{\phi}$  nelle analisi in tensioni efficaci e a  $\gamma_{cu}$  nelle analisi in tensioni totali. Questo tipo di verifica, se soddisfatta, garantisce che non si formino, con il margine di sicurezza previsto dalle NTC per l'Approccio 1 combinazione 2, né meccanismi di collasso nel solo terreno né meccanismi di collasso che coinvolgano anche gli elementi strutturali.

La verifica allo stato limite ultimo nei confronti del raggiungimento della resistenza in una sezione della paratia o in uno degli elementi dell'eventuale sistema di vincoli (puntoni o ancoraggi) si esegue moltiplicando le sollecitazioni calcolate con l'analisi



d'interazione prima della ricerca di un meccanismo di collasso per i coefficienti parziali del gruppo  $A_1$  ( $\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$  e  $\gamma_Q$ ). La presenza di un sovraccarico (permanente non strutturale o variabile) può essere trattata ripetendo l'analisi nella doppia ipotesi di presenza e assenza del sovraccarico, in modo da isolare l'aliquota di sollecitazione ad esso associata e permetterne la fattorizzazione prescritta in normativa.

Se ritenuto necessario per le peculiarità dell'opera, le verifiche di cui sopra si eseguono anche per le fasi di scavo intermedie.

Nel caso di paratie a sbalzo o con un solo livello di vincolo in testa le verifiche di sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi possono essere svolte spesso impiegando i metodi dell'equilibrio limite.

Nella verifica SLU nei confronti di meccanismi di tipo geotecnico, la verifica si esegue adottando la Combinazione 2 dei coefficienti parziali di sicurezza, controllando che la condizione fondamentale  $E_d \leq R_d$  sia sempre soddisfatta, escludendo anche che si verifichino meccanismi di collasso che coinvolgano il complesso terreno-struttura. In queste verifiche, l'effetto delle azioni  $E_d$  e la resistenza  $R_d$  sono rispettivamente i momenti della spinta attiva di progetto e della spinta passiva di progetto rispetto ad un punto di rotazione (punto di applicazione del vincolo nelle paratie con un livello di ancoraggio; punto di rotazione per le paratie a sbalzo). Mantenendo la stessa configurazione geometrica si effettua la verifica SLU di tipo strutturale mediante un'analisi d'interazione, svolta ancora con i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni, ma semplificata dall'assunzione a priori della distribuzione delle pressioni di contatto. Da quanto noto sulla mobilitazione delle spinte, si ipotizza infatti che a monte della paratia le tensioni orizzontali assumano il valore di equilibrio limite attivo, mentre a valle assumano valori la cui risultante sia inferiore alla resistenza passiva della quantità necessaria ad ottenere le condizioni di equilibrio, che in un'analisi di questo tipo devono essere soddisfatte. Le sollecitazioni così calcolate devono essere quindi moltiplicate per i coefficienti parziali del gruppo  $A_1$  (Combinazione 1), come in precedenza.

Inoltre, in presenza di terreni sovraconsolidati, con elevati valori del coefficiente di spinta in quiete, se le verifiche **STR** sono effettuate impiegando i metodi semplificati di interazione che prevedono la completa mobilitazione della spinta attiva, è opportuno confrontarne i risultati con quelli ottenuti con l'impiego di uno degli altri metodi innanzi citati, più completi, per evitare possibili sottostime delle sollecitazioni nella struttura.

#### C6.5.3.2 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

Gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici, analitici o numerici. Gli spostamenti dipendono dai parametri di resistenza dei terreni, dalla rigidità dei terreni e del sistema di sostegno (compresi puntone e ancoraggi), dalle condizioni idrauliche e dalla sequenza costruttiva.

Se si adoperano metodi empirici deve essere documentata l'analogia tra il problema in esame e i casi di studio utilizzati per la messa a punto del metodo.

Se si adoperano metodi numerici, devono essere adeguatamente documentate la scelta dei modelli costitutivi per i terreni e per il sistema di sostegno e la scelta dei parametri del modello. I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

## C6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO

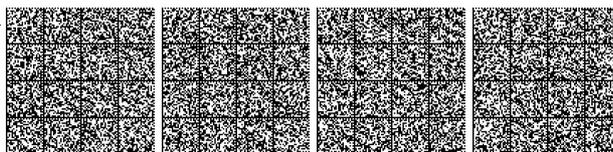
### C6.6.1 CRITERI DI PROGETTO

Il progetto deve contenere:

- la caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- le caratteristiche generali dell'opera da ancorare o dell'intervento;
- la programmazione delle indagini geotecniche e delle prove sugli ancoraggi pilota;
- la caratterizzazione fisico-meccanica e idraulica dei terreni e delle rocce e la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
- la scelta della tecnica realizzativa dell'ancoraggio;
- il dimensionamento del sistema di ancoraggio;
- la descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- le verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- i piani di controllo e monitoraggio.

Nella scelta del tipo di ancoraggio si deve tenere conto delle azioni attese, delle caratteristiche del sottosuolo, dell'aggressività ambientale.

Nel progetto devono essere indicati l'orientazione, la lunghezza e il numero degli ancoraggi, la tecnica e le tolleranze di esecuzione, il valore  $R_{nd}$  della resistenza di progetto, programma e modalità di tesatura.



Nel caso di ancoraggi attivi impiegati per una funzione permanente, devono essere adottati tutti gli accorgimenti costruttivi necessari a garantire la durabilità e l'efficienza del sistema di testata dei tiranti, soprattutto per quelli a trefoli, in particolare nei riguardi della corrosione. Deve inoltre essere predisposto un piano di monitoraggio per verificare il comportamento dell'ancoraggio nel tempo.

La validità delle schematizzazioni del sottosuolo adottate in progetto e delle conseguenti soluzioni progettuali deve essere verificata durante la costruzione degli ancoraggi sulla base di osservazioni dirette.

L'ampiezza dell'indagine è funzione delle caratteristiche morfologiche del sito entro cui ricade l'opera ancorata, della complessità delle condizioni litologiche, strutturali e idrogeologiche del sottosuolo, del tipo e dell'importanza dell'opera ancorata. L'indagine deve essere estesa a tutto il volume significativo, ovverosia a quella parte di sottosuolo interessata direttamente o indirettamente dall'esecuzione dell'opera ancorata o che ne influenza il comportamento. Il volume significativo si estende almeno oltre tutte le superfici di scorrimento considerate nelle analisi di progetto.

Il progetto di un sistema di ancoraggio richiede l'esecuzione di analisi di tipo globale, riferite al complesso degli ancoraggi, e analisi sull'ancoraggio singolo.

Per le analisi di tipo globale, si devono considerare uno o più cinematismi possibili, relativi a diverse superfici di rottura, tenendo conto delle caratteristiche stratigrafiche, strutturali, idrauliche e geotecniche del terreno, anche al di fuori della zona direttamente interessata dagli ancoraggi. Dalle analisi di tipo globale derivano ad esempio lunghezza minima e resistenze di progetto degli ancoraggi nei casi di scarpate instabili, di vasche o platee di fondazione soggette alla spinta di galleggiamento, di fronti di scavo da stabilizzare.

Il secondo tipo di verifiche sono riferite all'ancoraggio singolo e consentono di definire le caratteristiche geometriche della fondazione del singolo tirante, le dimensioni dell'armatura e del sistema di bloccaggio in funzione delle prestazioni richieste.

#### **C6.6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)**

Le verifiche di sicurezza sul singolo ancoraggio consentono di determinare le dimensioni delle diverse parti che lo costituiscono, la sezione trasversale dell'armatura, la lunghezza libera, la lunghezza e il diametro del bulbo di fondazione. Si deve tenere conto della possibilità che si verifichino i seguenti stati limite:

- rottura per sfilamento della fondazione;
- rottura dell'armatura.

Tenendo conto della necessità di contenere il rischio di rotture di tipo fragile, per il rispetto della gerarchia delle resistenze, quando l'armatura è realizzata mediante trefoli di acciaio armonico, la resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio deve risultare minore della resistenza a snervamento dell'armatura.

Nel caso in cui la fondazione dell'ancoraggio ricada in terreni soggetti a deformarsi per fenomeni di tipo viscoso, la resistenza limite deve essere stabilita in modo tale che, nel corso della sua vita utile, l'opera ancorata non subisca deformazioni tali da determinare il superamento di uno stato limite di esercizio, dunque inaccettabili.

Lo stato limite ultimo che chiama in causa la resistenza del terreno è quello relativo allo sfilamento della fondazione dell'ancoraggio per raggiungimento della resistenza al contatto fra bulbo e terreno. Stabilito il valore della resistenza caratteristica dell'ancoraggio, la corrispondente verifica può essere effettuata con la combinazione di coefficienti parziali  $A1+M1+R3$ , dove i coefficienti  $\gamma_R$  sono quelli riportati nella Tabella 6.6.I delle NTC.

Per i tiranti delle paratie, l'azione di progetto sull'ancoraggio si ottiene amplificando, mediante i coefficienti  $A1$ , l'azione caratteristica calcolata mediante un'analisi che porti in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza, e nella quale tutti i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza siano unitari.

#### **C6.6.3 ASPETTI COSTRUTTIVI**

Per la realizzazione di ancoraggi si devono adottare dispositivi qualificati ai sensi del Capitolo 11 delle NTC.

Tutti i dispositivi devono essere stati sottoposti a prove di sistema per verificarne la compatibilità con le funzioni di ancoraggio. I risultati delle prove devono essere documentati in dettaglio da parte del produttore ed allegati alla fornitura.

Le proprietà dei dispositivi ed in particolare dei materiali che li costituiscono devono essere scelti in modo che si mantengano invariate nel corso della vita utile del sistema di ancoraggio.

Ancoraggi che comportano l'uso di materiali o di metodi esecutivi di recente sviluppo possono essere impiegati soltanto se l'efficienza di ogni singolo componente del sistema e la durabilità dei materiali utilizzati, nonché i sistemi di protezione contro la corrosione siano stati controllati con prove di sistema in modo da garantire la piena funzionalità del dispositivo per la vita utile della struttura ancorata.



## **C6.7 OPERE IN SOTTERRANEO**

Le opere in sotterraneo indicate nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni sono ad esempio le gallerie idrauliche, stradali, ferroviarie, con relativi imbocchi di estremità o intermedi (pozzi, finestre, discenderie), le caverne per centrali idroelettriche, gli scavi per stazioni (metropolitane e ferroviarie), parcheggi, depositi sotterranei.

### *Indagini specifiche*

Il programma di ricerche e di indagini sui terreni e sulle rocce deve essere predisposto ed attuato sulla base dell'inquadramento geologico della zona ed in dipendenza dell'entità del ricoprimento. Nel caso di rocce fratturate le ricerche devono comprendere la descrizione qualitativa e quantitativa dello stato di fratturazione ed, in genere, delle discontinuità strutturali presenti nella formazione.

### **C6.7.4 CRITERI DI PROGETTO**

Nella previsione progettuale dei metodi di scavo, particolare considerazione dovrà aversi per la sicurezza in avanzamento, per la stabilità di eventuali manufatti circostanti e per la sistemazione del materiale di risulta.

La costruzione di un'opera in sotterraneo determina una modifica dello stato di tensione efficace iniziale del sottosuolo. Le variazioni di tensione dipendono dalla forma e dalle dimensioni dell'opera, dalla posizione di questa rispetto alla superficie esterna, dal metodo seguito nella costruzione e dalla sequenza delle fasi costruttive, nonché dal tipo di rivestimento, provvisorio o definitivo, adottato. Ulteriori variazioni possono essere indotte durante l'esercizio dell'opera per effetto di sollecitazioni statiche e dinamiche dovute al traffico, o alla spinta di fluidi eventualmente convogliati dalla galleria, o ad azioni sismiche.

L'entità delle deformazioni indotte nel terreno dalla costruzione di un'opera in sotterraneo dipende da un lato dalla natura e dallo stato tensionale del terreno e dall'altro dalle caratteristiche dello scavo e dalle metodologie esecutive adottate. Gli spostamenti della superficie esterna per effetto dello scavo in sotterraneo devono essere sempre valutati con prudenza, tenendo conto anche dell'effetto di eventuali riduzioni delle pressioni interstiziali provocate dalla costruzione dell'opera.

#### **C6.7.4.1 METODI DI SCAVO**

La stabilità del fronte di avanzamento dipende dallo stato dei terreni che si attraversano o di quelli immediatamente circostanti, dalla grandezza del ricoprimento in rapporto al diametro della galleria, dalla velocità di avanzamento, dalle caratteristiche della eventuale macchina di scavo, dai procedimenti che si seguono nella posa in opera dei sostegni e del pre-rivestimento. In particolari terreni (ad es.: sabbie fini, argille consistenti o rocce fessurate) le condizioni di stabilità possono essere notevolmente modificate dagli effetti meccanici dei fenomeni di filtrazione o di percolazione dal fronte di scavo.

Eventuali interventi di trattamento preventivo, previsti in progetto per migliorare temporaneamente o permanentemente le proprietà meccaniche dei terreni, devono essere adeguatamente illustrati, giustificati e dimensionati secondo quanto disposto al § 6.9 delle NTC.

Le previsioni di progetto e le verifiche devono tener conto di eventuali variazioni delle proprietà meccaniche dei terreni lungo l'asse della galleria.

#### **C6.7.4.2 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO**

Il comportamento del rivestimento dipende dalle dimensioni e dalla profondità della galleria, dallo stato tensionale del sottosuolo, dalla rigidità della struttura, dal metodo, dalla sequenza e dai tempi delle operazioni di scavo e di costruzione dell'eventuale pre-rivestimento.

Il comportamento del pre-rivestimento dipende principalmente dalle modalità e dall'accuratezza con le quali viene realizzato. Pertanto l'adeguatezza del rivestimento e dell'eventuale pre-rivestimento sarà controllata in fase costruttiva per mezzo di misure.

### **C6.7.6 CONTROLLO E MONITORAGGIO**

Il programma dei controlli previsti in progetto indicherà la strumentazione da impiegare, nonché l'ubicazione degli strumenti e la sequenza delle misure.

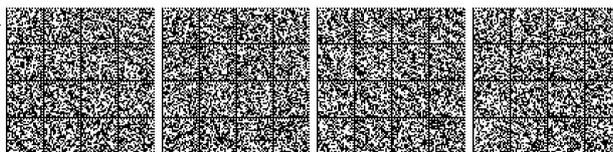
## **C6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO**

Le opere di materiali sciolti indicati nelle NTC sono ad esempio i rilevati per strade, ferrovie, aeroporti e piazzali, i riempimenti a tergo di strutture di sostegno, gli argini e i moli.

### **C6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO**

#### **C6.8.1.1 RILEVATI E RINTERRI**

Per i rilevati ed i rinterrati a tergo di opere di sostegno sono da preferire le terre a grana media o grossa. Terre a grana fine possono essere impiegate per opere di modesta importanza e quando non sia possibile reperire materiali migliori. Si possono adoperare



anche materiali ottenuti dalla frantumazione di rocce. Sono da escludere materiali con forti percentuali di sostanze organiche di qualsiasi tipo e materiali fortemente rigonfianti.

Per i muri in terra armata o rinforzata i materiali da preferire sono costituiti da terre con passante ai 15  $\mu\text{m}$  non superiore al 20%.

Per gli elementi di rinforzo dei muri in terra armata o rinforzata è necessario effettuare verifiche locali, di rottura e di sfilamento, e verifiche nei riguardi dell'azione aggressiva dell'ambiente ed in particolare delle acque.

I materiali per gli argini saranno scelti tenendo presenti i possibili moti di filtrazione. Per i dreni saranno adoperati materiali di elevata permeabilità. La loro granulometria deve essere scelta in relazione alle caratteristiche dei materiali a contatto con i dreni stessi secondo quanto specificato di seguito.

Per i moli devono essere adoperati blocchi di materiale durevole, in particolare nei confronti dell'acqua marina, e di dimensioni e caratteristiche idonee a resistere alle azioni esercitate dal moto ondoso. Limitatamente alla zona interna del manufatto possono essere adoperati materiali naturali o di frantumazione purché privi di frazione fine e opportunamente protetti da filtri.

Per gli aspetti non trattati nelle NTC nei riguardi dell'impiego delle terre nei manufatti stradali e ferroviari ci si riferisca alla specifica normativa per la campionatura, le prove sui materiali e la tecnica di impiego delle terre.

#### **C6.8.1.2 DRENAGGI E FILTRI**

I drenaggi e i filtri hanno lo scopo di:

- ridurre il valore delle pressioni interstiziali nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti;
- eliminare o ridurre le pressioni interstiziali a tergo di strutture di sostegno;
- consentire la filtrazione verso l'esterno di acque presenti nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti senza causare il sifonamento;
- interrompere l'eventuale risalita di acqua per capillarità.

I drenaggi e i filtri, in relazione alle finalità per cui vengono realizzati, devono essere progettati in modo da soddisfare i seguenti requisiti:

- il materiale filtrante deve essere più permeabile del terreno con il quale è a contatto;
- la granulometria del materiale filtrante deve essere tale da evitare che particelle di terreno causino intasamento del filtro e del drenaggio;
- lo spessore dello strato filtrante deve essere sufficientemente elevato da consentire una buona distribuzione delle frazioni granulometriche nello strato stesso e deve essere definito tenendo conto anche dei procedimenti costruttivi.

Se i criteri di progetto sopra elencati non possono essere soddisfatti con un solo strato filtrante, sarà impiegato un tipo a più strati. Ciascuno strato filtrante sarà progettato, nei riguardi di quelli adiacenti, alla stessa stregua di un filtro monostrato.

I tubi disposti nei drenaggi allo scopo di convogliare l'acqua raccolta devono essere dimensionati tenendo conto della portata massima ed i fori di drenaggio dei tubi vanno dimensionati in modo da evitare che granuli del materiale filtrante penetrino nelle tubazioni stesse.

I materiali naturali o artificiali da impiegare per la confezione di drenaggi e filtri, devono essere formati da granuli resistenti e durevoli e non devono contenere sostanze organiche o altre impurità.

Le acque ruscellanti in superficie non devono penetrare entro i drenaggi e i filtri; esse devono essere regimentate in superficie mediante canalizzazioni.

Il terreno che costituisce il piano di posa di drenaggi e filtri non deve subire rimaneggiamenti, deve essere sufficientemente consistente e se necessario costipato.

Durante la costruzione vanno eseguiti regolari controlli della granulometria del materiale impiegato.

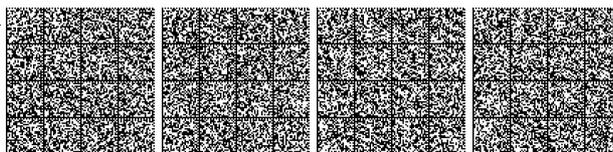
Il materiale del filtro e del drenaggio va posto in opera evitando la separazione delle frazioni granulometriche.

#### **C6.8.6 FRONTI DI SCAVO**

I fronti di scavo indicati nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni attengono ad esempio a scavi di fondazioni, trincee stradali o ferroviarie, canali, ecc.

##### **C6.8.6.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICHE DI SICUREZZA**

Le verifiche di sicurezza si intendono soddisfatte se la condizione (6.2.1) delle NTC risulta soddisfatta per tutti i possibili cinematismi di collasso. Bisogna quindi ricercare la condizione di minimo per il rapporto  $Rd/Ed$ . Le verifiche devono essere effettuate utilizzando l'Approccio 1 con riferimento alla Combinazione 2 dei coefficienti parziali di cui al § 6.8.2 delle NTC.



## **C6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI**

In questa categoria rientrano gli accumuli di materiali sciolti di qualsiasi natura inclusi quelli versati alla rinfusa (ad es. i depositi di rifiuti solidi urbani e industriali, i materiali di risulta di scavi e demolizioni, le discariche minerarie).

L'entità degli accertamenti e degli studi da svolgere va commisurata all'esigenza di sicurezza, all'importanza della discarica, alla morfologia della zona, alla presenza nel sottosuolo di terreni di bassa resistenza e alle possibili influenze sulla circolazione idrica, superficiale e sotterranea, e sulla quantità delle acque.

In merito ai provvedimenti necessari per la stabilità nel tempo, si richiama la necessità di far ricorso ad un'ideale strumentazione di controllo laddove si presentino casi particolarmente importanti per altezze, volumi ed ubicazioni nel territorio.

Il richiamo delle norme all'aspetto idrogeologico riguarda principalmente possibili riflessi negativi dell'intervento sulla circolazione idrica nel sottosuolo.

## **C6.12 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE**

### **C6.12.1 INDAGINI SPECIFICHE**

Per l'accertamento della fattibilità dell'opera saranno raccolte informazioni atte a definire:

- le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area;
- le caratteristiche topografiche dell'area;
- i caratteri delle acque superficiali e sotterranee;
- le caratteristiche e il comportamento di manufatti esistenti nei dintorni.

Lo studio geologico deve definire i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva, i caratteri stratigrafici e strutturali, il grado di alterazione, la degradabilità e la fratturazione degli ammassi rocciosi, nonché lo schema idrogeologico.

Lo studio geotecnico deve permettere la definizione delle proprietà fisiche e meccaniche dei principali tipi di terreno e del regime delle pressioni interstiziali. A tal fine saranno eseguite indagini in sito e in laboratorio in quantità ed estensione proporzionate alla prevista destinazione dell'area.

Sarà accertata l'eventuale esistenza di cavità naturali o artificiali nel sottosuolo, di dimensioni significative ai fini del progetto.

Nel caso di aree che, in tutto o in parte, ricadano in specchi d'acqua marini, lacustri o fluviali, gli studi saranno estesi ai fondali e devono essere integrati dal rilievo della batimetria che comprenda anche le zone adiacenti, significative ai fini della destinazione dell'area.

### **C6.12.2 VERIFICHE DI FATTIBILITÀ**

La verifica di fattibilità comprende l'accertamento delle modifiche che il sistema di opere in progetto può indurre nell'area e deve precisare se le condizioni locali impongano l'adozione di soluzioni e procedimenti costruttivi di particolare onerosità. Nel caso di aree acclivi, deve essere accertata la stabilità dei pendii con riferimento alla condizione precedente la realizzazione delle opere in progetto e a seguito della costruzione di tali opere, secondo quanto prescritto al § 6.3 delle NTC.

Nel caso di reti idriche o fognarie, ed in genere di sottoservizi in aree urbanizzate o da urbanizzare, deve essere accertata l'influenza di queste sui manufatti esistenti, sia in fase di costruzione sia in fase di esercizio a seguito di eventuali guasti o rotture.

Per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo devono essere valutate le deformazioni provocate dalle variazioni dello stato tensionale efficace, i conseguenti spostamenti della superficie topografica e la loro influenza sulla stabilità e sulla funzionalità dei manufatti esistenti.

#### **C6.12.2.1 EMUNGIMENTO DA FALDE IDRICHE**

Il modello fisico assunto a base della progettazione delle opere e degli interventi deve essere ottenuto da specifici studi idrogeologici e geotecnici.

