

## **2. RIFERIMENTI NORMATIVI**

### **2.1 INTRODUZIONE**

Prima di affrontare gli aspetti tecnici riguardanti l'Ingegneria Naturalistica, è utile analizzare la normativa che regola il settore delle costruzioni, ed in particolare l'ambito geotecnico. Le normative vigenti sono:

- Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. Infrastrutture del 14/01/2008) pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n°29 del 04/02/2008, Supplemento Ordinario n°30.
- Norme Tecniche per le Costruzioni – Testo Unico 2005 (D.M. del 14/09/2005) pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n°222 del 23/09/2005, Supplemento Ordinario n°159.
- Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione, D.M. LL.PP. 11/03/1988.
- Circolare LL.PP. 24/09/1988 n°30483. Istruzioni applicative.

Si studieranno gli aspetti caratteristici delle principali normative, ovvero il D.M. 11/03/1988 ed il D.M. 14/01/2008, per capire le differenze essenziali introdotte dalla più recente normativa tecnica per le costruzioni. Diversità che riguardano soprattutto la verifica della sicurezza e delle prestazioni nella progettazione geotecnica. In linea generale le normative regolano la progettazione, esecuzione, verifica e collaudo di varie opere. Nel nostro caso prenderemo in considerazione le opere di sostegno e di fondazione, ed i manufatti di materiali sciolti.

### **2.2 D.M. 11/03/1988, OPERE DI SOSTEGNO**

Secondo il D.M. LL.PP. 11/03/1988, "...i principi ed i criteri menzionati hanno lo scopo di garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opere-terreni e di assicurare la stabilità del territorio sul quale si inducono sollecitazioni e deformazioni." Esse vengono applicate a tutte le opere pubbliche e private da realizzare nel territorio nazionale. Nel caso dell'opera di sostegno, intesa come insieme struttura-terreno, i principali criteri da vagliare nella fase di progettazione sono:

- stratigrafia del terreno;
- caratteristiche fisico-chimiche dei terreni di fondazione ed eventuale materiale di riporto;
- studio e previsione delle falde idriche, del profilo della superficie topografica prima e dopo l'intervento dell'opera;
- analisi dei manufatti circostanti;
- caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'opera;
- studio dei drenaggi e dispositivi per lo smaltimento delle acque superficiali e sotterranee.
- indagini sulle modalità di esecuzione dell'opera e del rinterro;
- verifica della stabilità dell'opera di sostegno e del complesso opera-terreno;
- verifica a sifonamento, se il terreno è sede di moti di filtrazione;
- studio della stabilità di pendii nel caso l'opera sia situata in prossimità ad essi;
- dimensionamento delle opere di drenaggio e di raccolta delle acque superficiali.

Il passo successivo è definire le azioni sul muro di sostegno dovute al terreno, all'acqua, ai sovraccarichi ed al peso proprio del muro. Esse vengono calcolate in modo da giungere alla situazione più sfavorevole ai fini della verifica per una maggior sicurezza. La sicurezza, infatti è espressa quantitativamente da coefficienti globali, che assumono vari

valori per differenti tipologie di verifiche. Le verifiche da svolgere, nel caso di muri di sostegno con fondazioni superficiali sono:

- verifica alla traslazione sul piano di posa,
- verifica al ribaltamento del muro,
- verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno,
- verifica di stabilità globale e verifiche strutturali.

Per quanto riguarda le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 le verifiche richieste sono analoghe a quelle appena citate con la differenza che, invece del coefficiente globale, vengono applicati "coefficienti parziali di sicurezza" ai parametri del terreno ad al complesso delle azione a cui la struttura è sottoposta.

*Verifica alla traslazione sul piano di posa*, il coefficiente di sicurezza viene determinato dalla seguente relazione e non deve risultare inferiore a 1.3:

$$F_s = \frac{(w + P_v) \tan \delta + C_a \cdot B}{P_h} > 1.3$$

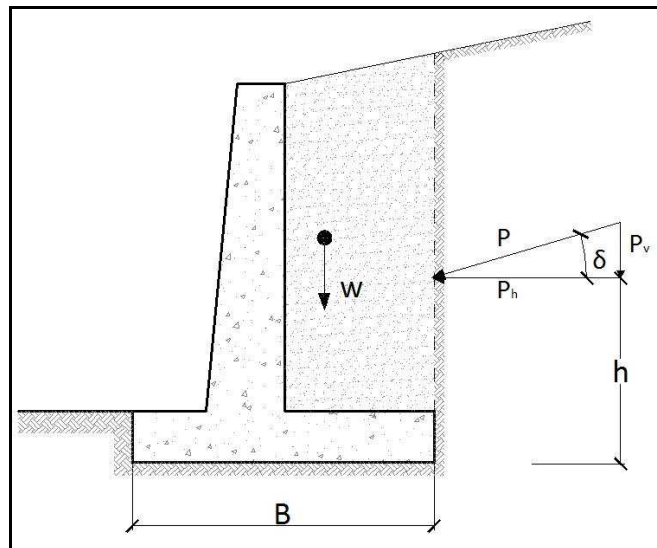


Figura 2.1:

Dove:

- $W$ , forza peso della struttura;
- $P_v$ , componente verticale della spinta attiva (azioni stabilizzanti);
- $P_h$ , componente orizzontale della spinta attiva (azioni instabili);
- $\delta$ , angolo di attrito tra la base del muro e il terreno di fondazione;
- $C_a$ , coesione al contatto muro-terreno alla base del muro;
- $B$ , larghezza della fondazione.

Verifica al ribaltamento del muro, il rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti, rispetto al lembo anteriore della base del muro, non deve essere inferiore a 1.5. L'equazione è così rappresentata:

$$F_s = \frac{\sum_i W_i \cdot a_i}{P_h \cdot h - P_v \cdot b} > 1.5$$

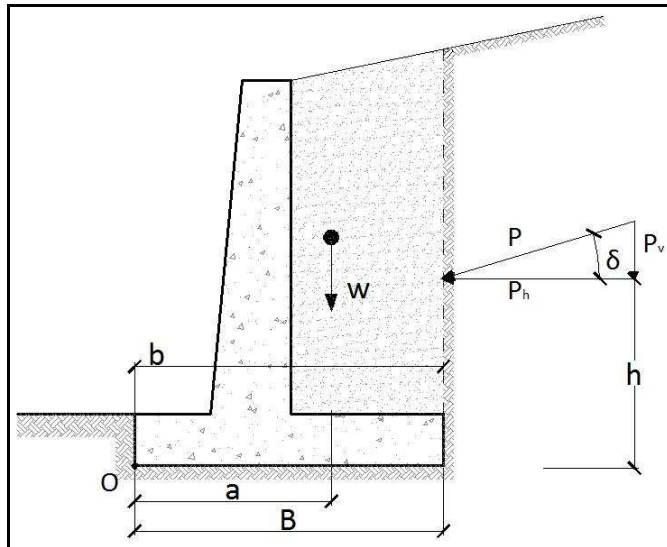


Figura 2.2:

Dove:

- $W$ , forza peso della struttura;
- $a$ , braccio di leva della forza peso;
- $P_v$ , componente verticale della spinta attiva (azioni stabilizzanti);
- $b$ , braccio di leva della componente verticale della spinta attiva;
- $P_h$ , componente orizzontale della spinta attiva (azioni instabili);
- $h$ , braccio di leva della componente orizzontale della spinta attiva;
- $B$ , larghezza della fondazione.

*Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno.* La pressione che una fondazione superficiale può trasferire al terreno sottostante ( $q_{amm}$ ) deve garantire un fattore di sicurezza nei confronti della capacità portante limite del terreno ( $q_{lim}$ ). Per il calcolo di questo valore limite si introduce la *formula di Brinch-Hansen*:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Il significato di tutti i parametri presenti è il seguente:

- $\gamma'$ , peso specifico naturale efficace del terreno al di sotto del piano di fondazione;
- $B$ , larghezza dell'area effettiva equivalente, ossia la minima superficie ridotta rispetto alla quale la risultante delle forze è centrata.

$$B = B_r - 2 \cdot e$$

dove :

- $B_r$ , larghezza reale della fondazione quadrata o rettangolare;
- $e$ , risultante dell'eccentricità dei carichi:  $e = \frac{M}{N}$ .

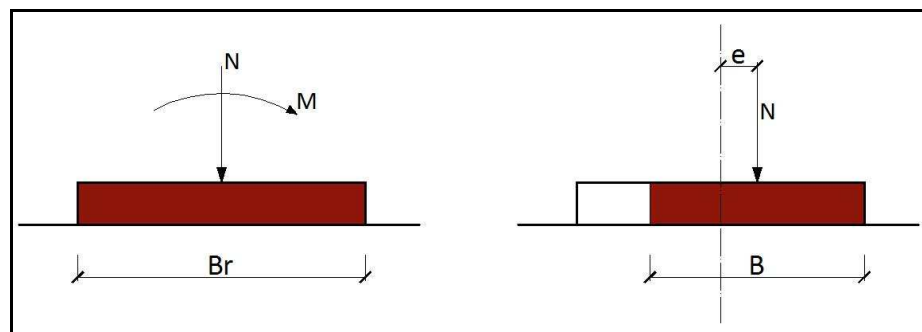


Figura 2.3:

- $c'$ , coesione attribuibile al terreno di fondazione;
- $q'$ , sovraccarico di terreno, eventualmente presente, ai lati della fondazione;
- $N_\gamma, N_c, N_q$ , fattori di capacità portante in funzione dell'angolo di attrito;
- $s_\gamma, s_c, s_q$ , fattori di forma della fondazione;
- $i_\gamma, i_c, i_q$ , fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- $b_\gamma, b_c, b_q$ , fattori correttivi relativi all'inclinazione del piano di fondazione;
- $g_\gamma, g_c, g_q$ , fattori correttivi relativi all'inclinazione del piano di campagna;
- $d_c, d_q$ , fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa della fondazione.

Dunque, secondo normativa il fattore di sicurezza deve risultare maggiore di due:

$$F_s = \frac{q_{lim}}{q_{amm}} > 2$$

*Verifica di stabilità globale*, riguarda la stabilità del terreno nel quale è inserita un'opera di sostegno, nell'eventualità che si presentino fenomeni franosi, ad esempio se il muro di sostegno si trovi su un pendio. Il calcolo è laborioso e viene raggiunto mediante l'applicazione di vari metodi come quelli di Bishop, Jambu, Bell, ecc. Il coefficiente di sicurezza non deve risultare minore di 1.3.

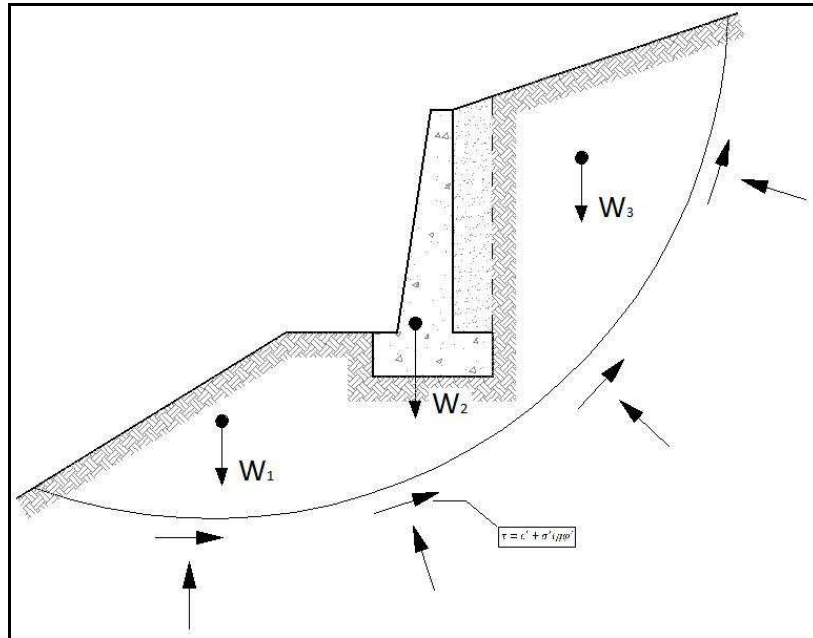


Figura 2.4

Ricapitolando, nel D.M. '88 la sicurezza è espressa da coefficienti globali che tengono conto di tutti i tipi di incertezze (geometriche, carichi, proprietà meccaniche, modelli e metodi di analisi, ecc.), mentre nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, in accordo con gli Eurocodici, la sicurezza deve essere verificata dal confronto delle azioni e le resistenze del materiale esaminato:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- $E_d$ , il valore dell'effetto dell'azione stimato in base al valore di progetto;
- $R_d$ , il valore della resistenza di progetto.

In sostanza, il valore dell'effetto delle azioni non deve mai superare le resistenze di progetto.

### 2.3 D.M. 14/01/2008, OPERE DI SOSTEGNO

Le Norme Tecniche per le Costruzioni si sono arricchite in contenuti non solo per quanto riguarda la verifica della stabilità delle strutture ma anche nella valutazione iniziale dell'opera e sua progettazione. Infatti tra i criteri generali di progetto, rispetto al D.M. '88, si sono inseriti altri aspetti:

- una analisi dell'opera di sostegno che deve essere effettuata in base alle dimensioni ed esigenze di funzionamento della stessa;
- una maggior attenzione nei riguardi del materiale di riempimento, a tergo del muro, che deve essere posto in opera con adeguata tecnica di costipamento, deve avere una granulometria tale da consentire un drenaggio efficace utilizzando anche materiale geotessile, da interporre tra il materiale di riempimento e il terreno in sede per una migliorata funzione di filtrazione e separazione dei due terreni;
- nei riguardi delle opere annesse al muro di sostegno, come possono essere i sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi, si deve tener conto e valutare l'effetto che provocherebbe una loro parziale perdita di efficacia. Inoltre deve essere predisposto un dettagliato piano di controllo e monitoraggio nel caso in cui la perdita di efficacia comporti scenari di rischio;
- oltre allo studio dei manufatti circostanti, è prevista la valutazione degli spostamenti del terreno a tergo del muro di sostegno con seguente verifica delle condizioni di sicurezza e funzionalità delle costruzioni preesistenti.

In accordo col paragrafo precedente, anche per un funzionale confronto tra i decreti ministeriali, si introducono le azioni a cui è sottoposta un'opera di sostegno. Più in generale si definisce *azione* ogni causa o insieme di cause capaci di indurre stati limite in una struttura. Si identificano tre tipologie: *azioni dirette* che possono essere forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili; *azioni indirette* come gli spostamenti impressi, variazioni di temperatura e umidità, ritiro e cedimenti; *azioni di degrado* che riguardano l'alterazione naturale o causata da agenti esterni, delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale.

Inoltre, esiste una seconda classificazione delle azioni che interessa la risposta strutturale ad esse: *azioni statiche*, le quali non provocano accelerazioni significative della struttura o parti di essa; *azioni pseudo-statiche* che pur essendo azioni dinamiche si possono rappresentare con l'ausilio di un'azione statica equivalente; *azioni dinamiche* che provocano significative accelerazioni della struttura o parti di essa. Una distinzione complementare alle due appena citate è quella delle azioni in base alla variazione di intensità delle sollecitazioni nel tempo.

Infatti, sono classificate in:

- *Azioni permanenti*: agiscono per tutta la vita nominale della struttura, con variazione dell'intensità nel tempo piccole al punto da considerarle approssimativamente costanti. Più nello specifico le azioni sono: il peso proprio delle azioni strutturali, del terreno, le forze risultanti dalle pressioni dell'acqua, ( $G_1$ ); il peso proprio degli elementi non strutturali ( $G_2$ ); spostamenti e deformazioni imposti; pretensione e precompressione (P) ecc.;
- *Azioni variabili (Q)*: sono quelle azioni che hanno valori sensibilmente diversi tra loro nel tempo e si definiscono di lunga durata o breve durata;
- *Azioni eccezionali (A)*: come gli incendi, esplosioni, urti o impatti;
- *Azioni sismiche (E)*.

In ultima analisi, secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni al paragrafo 6.5.2, le azioni da considerare a cui è sottoposta un'opera di sostegno sono quelle dovute: al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, al moto ondoso, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio.

Per quanto riguarda la fase della verifica dell'opera, come precedentemente si è accennato, si introduce il *metodo semiprobabilistico agli stati limite* basatosi sull'utilizzo dei coefficienti parziali di sicurezza. Secondo il paragrafo 2.3 del D.M. '08, "la verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

- $R_d$ , è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- $E_d$ , è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni ( $F$ ) a cui si applicano i coefficienti parziali  $\gamma_{Fj}$  e  $\gamma_{Mj}$ , associati rispettivamente all'azione j-esima e al materiale i-esimo. Essi tengono conto della variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche ed alla affidabilità del modello di calcolo. I coefficienti parziali sono direttamente applicabili anche agli effetti delle azioni ( $E$ ):

$$F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}; \quad E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$$

mentre la verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale."

In primo luogo si analizza il significato del termine "stato limite". Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni al paragrafo 2.1, esso è la condizione oltre la quale la struttura non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. Quindi le opere e le tipologie strutturali devono soddisfare i seguenti requisiti:

- *Sicurezza nei confronti di Stati Limite Ultimi (SLU)*: un'opera ha la capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possono compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, o provocare gravi danni ambientali e sociali, o mettere fuori servizio l'opera. Il superamento di un tale stato ha carattere irreversibile e si giunge al collasso;
- *Sicurezza nei confronti di Stati Limite di Esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Il superamento di tale stato può avere carattere reversibile o irreversibile;
- *Robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti come incendio, esplosioni, urti.

Le NTC al paragrafo 2.6 impongono verifiche agli stati limite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, studiando le diverse combinazioni delle azioni. Più in particolare nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi si distinguono:

- Stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU);
- Stato limite di resistenza della struttura (STR);
- Stato limite di resistenza del terreno (GEO).

Per quanto riguarda le verifiche per le opere di sostegno, devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio strutturale di corpo rigido (EQU):
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (capacità portante);
- ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR);
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Si analizzano più nel dettaglio queste varie tipologie di verifiche.

Prima però è necessario fare un breve cenno alle novità introdotte dalla NTC per quanto riguarda l'approccio al calcolo. Infatti se nelle verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della tabella 2.1, per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

*Approccio 1:* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definite per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) ed, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Ci sono due diverse combinazioni:

- nella combinazione 1, si impiegano per le azioni i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della tabella 2.1;
- nella combinazione 2, si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2.

*Approccio 2:* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) ed, eventualmente, per la resistenza globale (R). In questo caso si utilizzano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

Per la scelta più adeguata dei valori dei coefficienti parziali, distinte per tipologia di carico ed effetto, da attribuire alle azioni, la normativa stabilisce delle tabelle (vedi tabella 2.1). I coefficienti  $\gamma$  sono per appunto i coefficienti parziali, dove per  $\gamma_{G1}$  si intende il coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando è necessario;  $\gamma_{G2}$  si assume come il coefficiente parziale degli elementi non strutturali e  $\gamma_{Qi}$  è il coefficiente parziale delle azioni variabili.

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni ( $\gamma_F$  o  $\gamma_E$ )

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 2.1: valori dei coefficienti parziali.



Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6 della normativa della quale si riporta la tabella 2.2, ed in particolare i coefficienti parziali per le resistenze  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno sono riportati in tabella 2.3.

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici de terreno ( $\gamma_M$ )

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente Parziale	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$C'_k$	$C'$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$C_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 2.2: valori dei coefficienti parziali.

Coefficienti parziali per le resistenze ( $\gamma_R$ )

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R$	1,0	1,0	1,4
Scorrimento		1,0	1,0	1,1
Resistenza del terreno a valle		1,0	1,0	1,4

Tabella 2.3: valori dei coefficienti parziali.

*Verifica di scorrimento sul piano di posa.* La prima questione da risolvere riguarda l'identificazione delle azioni e delle resistenze, successivamente si deve tener conto che ai fini della verifica, in generale non si considera il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 con Combinazioni 1 e 2 oppure con Approccio 2.

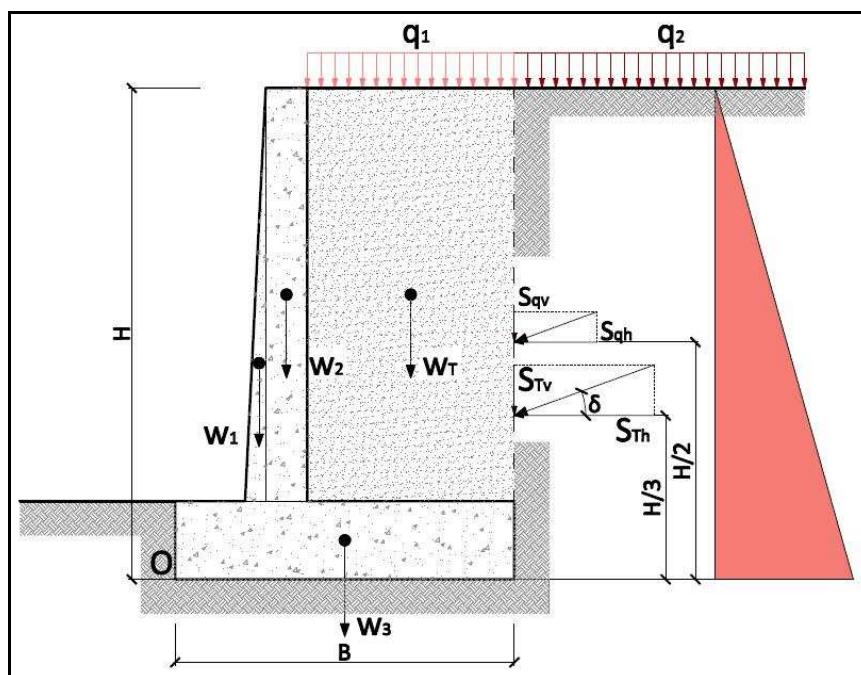


Figura 2.5:

Dalla situazione riportata in figura 2.5 possiamo dedurre le seguenti formule per le azioni  $E_d$  e le resistenze  $R_d$ :

$$E_d = (S_{Thd} + S_{Qhd}) - [(S_{Tvd} + S_{Qvd}) \cdot \tan \delta_d]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} [(W_{1d} + W_{2d} + W_{3d} + W_{Td} + q_{1d} \cdot l_{1d}) \cdot \tan \delta_d + c_d \cdot B]$$

#### Approccio1 – Combinazione1 (A1+M1+R1)

Le azioni e le resistenze in gioco verranno moltiplicate per il coefficiente di sicurezza indicato nelle NTC. La scelta di questi coefficiente viene fatta in base ad un attenta analisi delle forze interessate. Infatti, facendo riferimento alle tabelle sopra citate per la forza peso possiamo dire che è un'azione permanente e favorevole, ed utilizzando i valori della colonna A1, in definitiva il coefficiente di sicurezza da applicare alla forza peso è pari ad 1. Analogamente si ragiona anche per le altre grandezze. Tale approccio di calcolo e combinazione dei coefficienti tende a penalizzare le azioni, aumentandole, e lasciando invariati i valori delle resistenze, in quanto sono moltiplicate per 1.

#### Approccio1 – Combinazione2 (A2+M2+R2)

Il ragionamento che porta alla conclusione della verifica è il medesimo di quello appena descritto, con la differenza che, in questo caso le colonne delle tabelle da prendere in considerazione sono quelle A2, M2 e R2. Inoltre si può notare che in questo approccio vengono penalizzate le resistenze, diminuendole, mentre restano invariate le azioni.

#### Approccio2 (A1+M1+R3)

Quindi, risulta evidente che il procedimento, anche in questo caso, è il medesimo dei due sopra citati con l'indicazione di selezionare i coefficienti dalle colonne A1, M1 e R3 delle rispettive tabelle. Particolare attenzione va rivolta alle verifiche, effettuate con questo approccio, che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, in quanto il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere tenuto in conto.

*Verifica a ribaltamento.* Lo stato limite ultimo di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della colonna (EQU) e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

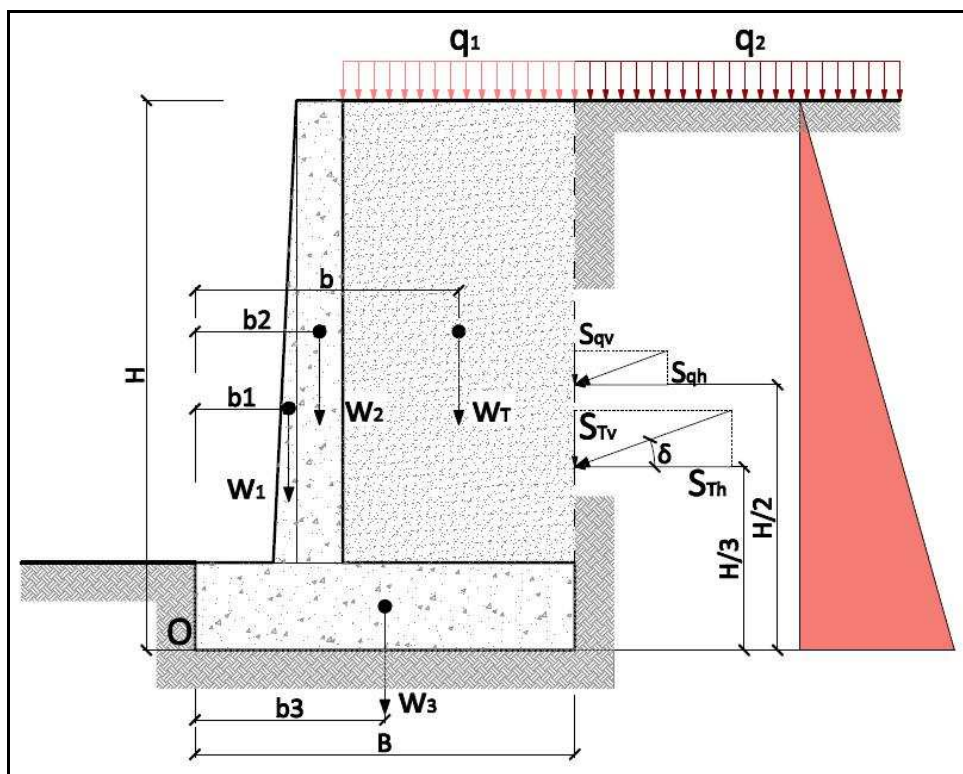


Figura 2.6:

In merito al calcolo delle azioni e delle resistenze si utilizzano le seguenti formule:

$$E_d = \left( S_{Thd} \cdot \frac{H}{3} + S_{Qhd} \cdot \frac{H}{2} - S_{Tvd} \cdot B - S_{Qvd} \cdot B \right)$$

$$R_d = (W_{1d} \cdot b_1 + W_{2d} \cdot b_2 + W_{3d} \cdot b_3 + W_{Td} \cdot b + q_{1d} \cdot l_d \cdot b)$$

Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.  
 Anche in questo caso le verifiche possono essere condotte secondo:

- Approccio1                      combinazione1 (A1+M1+R1)  
   combinazione2 (A2+M2+R2)
- Approccio2                      (A1+M1+R3)

Questo tipo di verifica è spesso soddisfatto, in quanto possediamo resistenze molto superiori alle azioni.

Il modello meccanico è legato alla formula di Brinch-Hansen, come per la verifica a collasso del D.M. '88, con la differenza che ci riferiamo ad una  $q_{lim}$  e non alla  $q_{amm}$  in quanto adottiamo il metodo dei coefficienti parziali.

Le formule utilizzate sono le seguenti:

$$E_d = (W_{1d} + W_{2d} + W_{3d} + W_{Td} + q_{1d} \cdot l_{1d} + S_{qv d} + S_{Tv d}) / B$$

$$R_d = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Per il calcolo del parametro B e i significati delle grandezze della formula di Brinch-Hansen si rimanda al paragrafo 2.2 di questo capitolo.

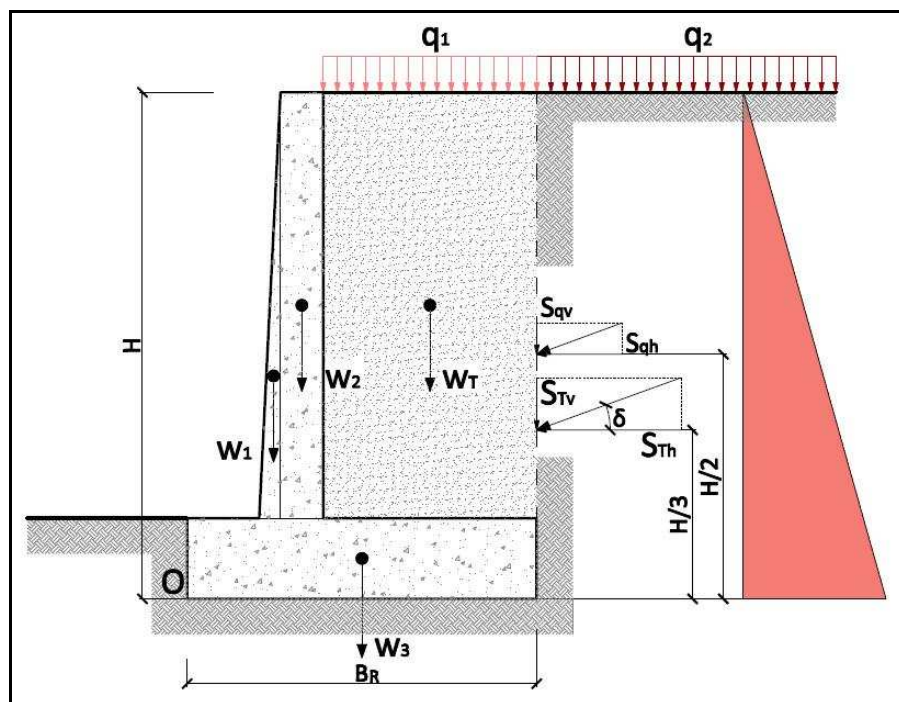


Figura 2.7:

*Verifica a stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.*

Come previsto dalla normativa, per questa verifica si deve usare l'Approccio1-Combinazione2. In tale approccio aumentano leggermente i carichi sfavorevoli non permanenti e diminuiscono le resistenze, a favore di sicurezza. Il metodo di calcolo che si utilizza è quello di Janbu, anche se ciò può sembrare contraddittorio con la nuova normativa, dal momento che il risultato ottenuto da tale metodo è espresso in termini di un Fattore di Sicurezza. Ma il primo accorgimento da prendere è quello di sostituire i valori caratteristici  $\phi$  e  $c$  con i relativi valori ridotti mediante i coefficienti indicati dalla normativa,  $\phi_d$  e  $c_d$ .

Facendo un passo indietro, ricordiamo che per il D.M. '88 la verifica di stabilità globale si otteneva soddisfacendo la seguente condizione:

$$F_s = \frac{R}{S} > 1.3$$

Dove:

- $R$  sono le forze stabilizzanti;
- $S$  sono le forze instabilizzanti.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni completano tale condizione, enunciando che:

$$R_d \geq E_d$$

Si può dedurre quindi che, avvalendoci del precedente metodo di calcolo, se azioni e resistenze si eguagliano è implicito un fattore di sicurezza pari ad 1. Di conseguenza, nel metodo di Janbu, al fattore di sicurezza pari 1.3 si sostituisce un nuovo fattore di sicurezza pari ad 1. Dunque, si cambia il metodo di lettura della verifica stravolgerne i calcoli.

#### 2.4 D.M. 11/03/1988, OPERE DI FONDAZIONE

Secondo tale decreto ministeriale le opere di fondazione sono distinte in due tipologie: le fondazioni dirette o superficiali, che sono realizzate a profondità ridotta rispetto al piano di campagna, e le fondazioni profonde, che sono caratterizzate da una considerevole profondità al di sotto del piano di campagna. Tra le fondazioni superficiali si possono citare: plinti, travi, platee, mentre come fondazioni profonde si identificano: pali, pozzi, cassoni, paratie.

La valutazione della sicurezza viene effettuata adottando per le azioni e i parametri i valori nominali, e le incertezze sono assunte mediante l'utilizzo di un unico fattore di sicurezza, che è detto anche *fattore di sicurezza globale*. I calcoli avvengono tenendo conto delle condizioni più sfavorevoli.

Per quanto riguarda le fondazioni superficiali, perché un'opera risulti sicura deve risultare soddisfatta la seguente condizione:

$$q_{serv} \leq q_{amm}$$

$$q_{serv} = \frac{N}{B \cdot L}; \quad q_{amm} = \frac{q_{lim} - q'}{FS} + q'$$

Dove:

- $q_{serv}$ , è la pressione trasmessa dalla fondazione al terreno;
- $q_{amm}$ , è il carico ammissibile;
- $N$ , rappresenta l'azione verticale totale agente sulla fondazione;
- $B, L$ , sono le dimensioni dell'impronta della fondazione;
- $q_{lim}$ , è il carico limite dell'insieme terreno-fondazione;
- $q'$ , rappresenta il valore del sovraccarico agente a lato della fondazione, in termini di tensioni efficaci. Se le analisi sono svolte in termini di tensioni totali  $q' = q$ .
- $FS$ , è il fattore di sicurezza globale, il cui valore non deve risultare minore di 3.

Inoltre il decreto ministeriale richiede verifiche relative anche all'ammissibilità dei cedimenti, agli elementi strutturali di fondazione e ai scavi di fondazione. Facendo un accurato studio nei confronti della stabilità dei fronti di scavo, dei cedimenti del terreno circostante e delle opere esistenti, e anche per quanto riguarda le problematiche legate al fenomeno del sifonamento, rottura del fondo, ecc.

Considerando le fondazioni profonde , anche per esse esiste una condizione simile a quella appena citata, ovvero:

$$Q_{serv} \leq Q_{amm}; \quad Q_{amm} = \frac{Q_{lim}}{FS}$$

Dove:

$Q_{serv}$ , è il carico di servizio agente sul palo;

$Q_{amm}$ , rappresenta il carico ammissibile;

$Q_{lim}$ , è il carico limite dell'insieme terreo-fondazione, determinato mediante i seguenti procedimenti:

- Metodi analitici per la valutazione della resistenza alla base e della resistenza per attrito laterale;
- Correlazioni basate sui risultati di prove in sito;
- Sperimentazione diretta su pali di prove;

$FS$ , è il coefficiente di sicurezza globale che in questo caso non deve risultare inferiore di 2,5 se il carico limite è stato determinato con riferimento ai metodi teorici. Il valore di tale fattore di sicurezza può risultare minore, ma in ogni caso non inferiore a 2, nel caso in cui per la determinazione del carico limite vengano impiegate anche prove di carico fino a rottura.

Facendo un breve cenno alla stabilità globale per entrambe le tipologie di fondazione, si può dire che la verifica, condotta mediante uno dei metodi a disposizione, è soddisfatta nel caso in cui il fattore di sicurezza non risulti minore di 1,3.

Un altro importante parametro sono i cedimenti che le fondazioni possono subire.

Anche in questo caso, parlando in termini concettuali e non di calcolo, si può dire che gli spostamenti delle fondazioni superficiali e delle fondazioni profonde non devono superare gli spostamenti ammissibili, che sono definiti precedentemente in fase di progetto.

## 2.5 D.M. 14/01/2008, OPERE DI FONDAZIONE

Facendo riferimento a ciò che si è detto precedentemente riguardo alle Norme Tecniche per le Costruzioni si introducono le verifiche di tipo geotecnico nei confronti degli Stati Limite Ultimi per le fondazioni superficiali, che sono:

- Collasso per carico limite del sistema fondazione – terreno;
- Collasso per scorrimento sul piano di posa;
- Stabilità globale.

Mentre le verifiche di tipo geotecnico agli Stati Limite Ultimi per le fondazioni profonde sono:

- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- Stabilità globale.

### 2.5.1 Fondazioni superficiali

Secondo la normativa, che prevede due approcci progettuali distintivi ed alternativi come nel caso delle opere di sostegno, la verifica di capacità portante e la verifica di scorrimento sul piano di posa devono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci, adottando i coefficienti  $\gamma_R$  riportati nella seguente tabella 2.4:

Coefficienti parziali per le resistenze ( $\gamma_R$ )				
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	$\gamma_R$	1,0	1,8	2,3
Scorrimento	$\gamma_R$	1,0	1,1	1,1

Tabella 2.4: Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2), dove il valore del coefficiente  $\gamma_R$  è pari a 1,1.

È evidente che in ciascuno di esse deve risultare soddisfatta l'equazione fondamentale, che è stata introdotta nei paragrafi anteriori:

$$R_d \geq E_d$$



*Verifica a collasso per carico limite del sistema terreno-fondazione.*

Dunque è logico procedere al calcolo dei valori di progetto dell'effetto delle azioni e delle resistenze. Il valore di progetto dell'effetto delle azioni è rappresentato dal carico verticale totale di progetto agente sulla fondazione, determinato secondo la seguente combinazione delle azioni:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove:

- $G_1$ , sono le azioni permanenti strutturali;
- $G_2$ , rappresentano le azioni permanenti non strutturali;
- $P$ , sono le azioni dovute alla precompressione;
- $Q_{ki}$ , identifica le azioni variabili;
- $\gamma_{G1}$ , coefficiente di sicurezza parziale relativo alle azioni permanenti strutturali;
- $\gamma_{G2}$ , coefficiente di sicurezza parziale relativo alle azioni permanenti non strutturali;
- $\gamma_P$ , coefficiente di sicurezza parziale relativo alle azioni di precompressione;
- $\gamma_{Qi}$ , coefficiente di sicurezza parziale relativo alle azioni variabili;
- $\Psi_{0j}$ , coefficiente di combinazione.

Il valore dei coefficienti parziali relativo alle azioni  $\gamma_F$  e quello relativo ai parametri geotecnici del terreno  $\gamma_M$  sono definiti dalle tabelle 2.1 e 2.2 in funzione dell'approccio di calcolo adottato.

Mentre la resistenza di progetto può essere valutata in termini analitici con la seguente espressione:

$$R_d = \left( \frac{q_{lim} - q'}{\gamma_R} + q' \right) BL$$

Dove:

- $q_{lim}$ , è il valore della capacità portante limite del sistema terreno-fondazione;
- $q'$ , è il valore del sovraccarico agente al lato della fondazione, espresso in termini di tensioni efficaci;
- $B, L$ , sono le dimensioni dell'impronta della fondazione;
- $\gamma_R$ , riportato in tabella 3.4, viene scelto in funzione del approccio di calcolo adottato.

*Verifica a collasso per scorrimento sul piano di posa.*

In questo caso il valore di progetto dell'effetto delle azioni è rappresentato dall'azione totale di progetto agente in direzione parallela al piano di posa della fondazione. Il suo valore viene determinato utilizzando la combinazione delle azioni appena descritta. Mentre la resistenza di progetto è definita mediante la seguente espressione:

$$R_d = \frac{H_{lim}}{\gamma_R}$$

$H_{lim}$ , è la massima resistenza allo scorrimento sul piano di posa ed è definita come:

$$H_{lim} = c'(BL) + N \cdot \tan \delta$$

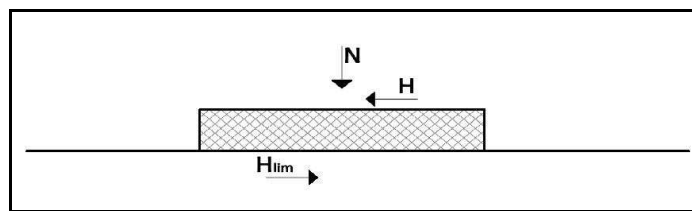


Figura 2.8:

Dove:

- $c'$  è la coesione efficace;
- $B, L$  sono le dimensioni in pianta della fondazione;
- $N$  è l'azione normale al piano di posa della fondazione;
- $\delta$  è l'angolo di attrito tra la fondazione e il terreno, pari a  $\frac{1}{2} + \frac{2}{3} \varphi'$ .

Il contributo della coesione è di difficile determinazione, per la difficoltà del suo calcolo e dato che cambia da caso a caso, perciò nella pratica progettuale corrente è usuale trascurare tale termine, a favore della sicurezza, riducendo l'espressione a:

$$H_{lim} = N \cdot \tan \delta$$

*Verifica di stabilità globale.*

Come si è anticipato, in questo caso l'approccio da impiegare è l'approccio 1 - combinazione 2. Tale verifica è legata al concetto di fattore di sicurezza FS che è definito come il rapporto tra la l'azione resistente R e l'azione scivolante S. In questo caso la verifica viene svolta come segue:

$$FS = \frac{R/\gamma_R}{S} = \frac{R_d}{E_d}$$

Come si può notare dalla espressione, il valore dell'effetto delle azioni è rappresentato dal valore di progetto delle forze scivolanti S, determinata dalla combinazione delle azioni e impiegando i coefficienti parziali  $\gamma_F$ , ed in particolare i valori sono da ricercare nella tabella 2.1, colonna A2. Il valore della resistenza R è calcolato applicandone il coefficiente parziale  $\gamma_R$ . La verifica è soddisfatta nel caso in cui il valore così ricavato non superi l'unità.

## 2.5.2 Fondazioni profonde

Anche in questa occasione la verifica fondamentale è legata all'espressione

$$(R_d \geq E_d).$$

Essa deve essere soddisfatta in ogni caso, qualsiasi sia l'approccio impiegato per il calcolo. Nel dettaglio, le verifiche, relative al collasso per carico assiali, sia esso di compressione o trazione, e quello relativo al collasso per carico trasversale, devono essere effettuate mediante uno dei due approcci in precedenza già introdotti. Mentre la verifica di stabilità globale deve essere effettuato secondo l'approccio 1, combinazione 2. I coefficienti parziali da applicare alle resistenze sono indicati nelle tabelle 2.5 e 2.6, introdotte dalla NTC.

Coefficienti parziali $\gamma_R$ da applicare alle resistenze caratteristiche										
Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,3	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

Tabella 2.5: coefficienti parziali da applicare alle resistenze di pali soggetti a

Coefficienti parziali $\gamma_T$			
Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
$\gamma_T$	1,0	1,6	1,3

Tabella 2.6: coefficienti parziali da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

*Verifica a collasso per carico limite della palificazione nei riguardi dei carichi assiali.*

Il valore di progetto di progetto dell'effetto delle azioni è dato dal carico verticale totale di progetto, agente su un singolo palo. Esso è determinato secondo la combinazione delle azioni vista in precedenza.

Per la definizione della resistenza di progetto esistono diversi metodi, che dipendono da come viene dedotta la resistenza caratteristica  $R_k$ .

Nel caso in cui  $R_k$  risulti da prove di carico statico di progetto su pali pilota si ha:

$$R_k = \min \left[ \frac{(R_m)_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_m)_{min}}{\xi_2} \right]$$

Dove:

- $R_k$  così ricavato è il valore caratteristico della resistenza del palo nei riguardi dei carichi assiali di compressione  $R_{c,k}$  o di trazione  $R_{t,k}$ ;
- $(R_m)_{media}$ , è il valore medio della resistenza del palo nei riguardi dei carichi assiali di compressione o di trazione;
- $(R_m)_{min}$ , è il valore minimo della resistenza del palo nei riguardi dei carichi assiali di compressione o di trazione;

- $\xi_1, \xi_2$ , sono fattori di correlazione utili per la determinazione della resistenza caratteristiche, per appunto mediante prove di carico statico. In tabella 2.7 sono riportati i loro valori in funzione del numero di prove eseguite.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Tabella 2.7: fattori di correlazione

A questo punto la resistenza di progetto risulta dalle espressioni riportate in basso, rispettivamente per i pali soggetti a carico assiale di compressione e per i pali soggetti a carichi assiali di trazione:

$$R_d = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t}; \quad R_d = \frac{R_{t,k}}{\gamma_t}$$

Esistono però altri metodi per ricavare la resistenza caratteristica e di conseguenza quella di progetto. Uno di essi è la procedura di calcolo analitico. La normativa dice che  $R_k$  così calcolata è ottenuta a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che sono frutto dei risultati delle prove in sito come le prove penetrometriche, pressiometriche, ecc. In tale occasione si ha:

$$R_k = \min \left[ \frac{(R_{cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_4} \right]$$

Dove:

- $R_k$  è il valore caratteristico della resistenza del palo alla base  $R_{b,k}$ , per connessione laterale in compressione  $R_{s,k}$ , o per connessione laterale in trazione  $R_{st,k}$ ;
- $(R_{cal})_{media}$  è la resistenza di base per connessione laterale in compressione o in trazione, calcolata in termini analitici con riferimento alla media dei valori caratteristici di ciascun parametro del terreno, applicando al suo valore i coefficienti parziali  $\gamma_M$  che sono definiti a seconda dell'approccio di calcolo adottato;
- $(R_{cal})_{min}$  è la resistenza di base per connessione laterale in compressione o in trazione, calcolata in termini analitici con riferimento al minimo dei valori caratteristici di ciascun parametro del terreno e applicandone come per il termina sopra descritto i coefficienti parziali  $\gamma_M$ ;
- $\xi_3, \xi_4$  sono dei fattori di correlazione tabellati dalle NTC in funzione del numero di verticali indagate (tabella 2.8).

Numero di prove di carico	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 2.8: coefficienti correlazione

Di conseguenza a ciò che si è detto la resistenza di progetto per pali soggetti a carichi assiali di compressione e di trazione risulta rispettivamente come segue:

$$R_d = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s}; \quad R_d = \frac{R_{st,k}}{\gamma_{st}}$$

In fine, il valore della resistenza caratteristica  $R_k$  può essere dedotto sulla base di una o più prove dinamiche ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota. In questo caso si ha:

$$R_{c,k} = \min \left[ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right]$$

Dove.

- $R_{c,k}$  è il valore caratteristico della resistenza del palo rispetto ai carichi assiali di compressione;
- $(R_{c,m})_{media}$  è il valore medio della resistenza del palo ottenuto dai risultati di una o più prove dinamiche ad alto livello di deformazione;
- $(R_{c,m})_{min}$  è il valore minimo della resistenza del palo ottenuto come sopra;
- $\xi_5, \xi_6$  sono coefficienti di correlazione in funzione del numero di prove dinamiche eseguite (tabella 2.9).

Numero di prove di carico	≥2	≥5	≥10	≥15	≥20
$\xi_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Tabella 2.9: fattori di correlazione

La resistenza di progetto risulta pari a :

$$R_d = \frac{R_{c,k}}{\gamma_c}$$

*Verifica a collasso per carico limite della palificazione nei riguardi dei carichi trasversali.* Il valore di progetto dell'effetto delle azioni è rappresentato dall'azione totale di progetto agente in direzione normale all'asse del palo preso in considerazione, determinato come per gli altri casi dalla combinazione delle azioni. Mentre per la resistenza di progetto valgono le stesse modalità appena descritte per il caso del collasso nei riguardi dei carichi assiali. la resistenza di progetto risulta come segue, con  $\gamma_T$  riportato in tabella 2.6:

$$R_d = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_T}$$

*Verifica di stabilità globale.* Tale verifica deve essere condotta come per il caso delle fondazioni superficiali, precedentemente introdotta.

## 2.6 D.M. 11/03/1988, MANUFATTI DI MATERIALI SCIOLTI

In ultima analisi si prendono in considerazione i manufatti di materiali sciolti, essi possono essere ad esempio: i rilevati per strade, ferrovie, aeroporti e piazzali, riempimento a tergo di strutture portanti come muri di sostegno, argini e moli.

Le indagini in sito e in laboratorio devono essere svolte secondo i criteri precisati dalla normativa nelle sezioni B e C3, tuttavia possono essere ridotto o addirittura omessi nei casi in cui le opere siano di piccola entità con la concomitanza di possedere indagini precedenti eseguite su terreni adiacenti.

Dalle indagini devono risultare la stratigrafia, le proprietà fisico meccaniche dei terreni e le caratteristiche delle falde idriche se prenti.

Il D.M. 88 ribadisce che la stabilità dell'insieme opera-terreno deve essere studiata e verificata nelle diverse fasi di costruzione, termine dei lavori e di esercizio, facendo riferimento ai coefficienti di sicurezza. Per quanto riguarda i rilevati tale fattore nei riguardi della stabilità dell'insieme opera-terreno di fondazione deve risultare maggiore di 1,3. Mentre per le opere realizzate con terra mista ad altri materiali si rendono necessarie anche le verifiche alla traslazione, al ribaltamento e al carico limite. Inoltre nel progetto devono essere presenti anche le verifiche strutturali di eventuali strutture di rinforzo del rilevato. Non si deve tralasciare la verifica dei cedimenti, causati dalle deformazioni del terreno di fondazione e dai materiali del manufatto, che non devono pregiudicare la sicurezza e la funzionalità dell'opera. Nella situazione in cui l'intervento sia situato su pendii si deve valutare anche la stabilità generale di quest'ultimo.

## 2.7 D.M. 14/01/2008, MANUFATTI DI MATERIALI SCIOLTI

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, oltre alle tipologie di opere in materiali sciolti prima citate, introduce anche gli interventi con specifiche funzioni drenanti, di filtro, transizione, fondazione, tenuta, protezione, ecc.

Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza agli Stati Limite Ultimi deve risultare soddisfatta l'equazione fondamentale:

$$R_d \geq E_d$$

Le cui componenti devono essere ricavate con l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2), il significato delle quali è già stato oggetto dei paragrafi precedenti. I coefficienti parziali da applicare sono riportati nelle tabelle 2.1, 2.2 e 2.10. In tabella 2.10 è riportato il valore del coefficiente parziale specifico per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti.

Coefficienti parziali $\gamma_R$	
Coefficiente parziale	(R2)
$\gamma_R$	1,1

Tabella 2.9

Inoltre in complemento alle verifiche locali degli elementi di rinforzo delle strutture, eventualmente presenti, si deve porre particolare attenzione ai problemi di durabilità dei materiali impiegati e quindi della struttura nel suo insieme. Un altro tema che la nuova normativa introduce è quello riguardante le opere di ritenuta idraulica, per le quali è importante eseguire la verifica allo Stato Limite Ultimo con riferimento ai paramenti e la necessaria cautela nei confronti delle problematiche di sifonamento ed erosione dei terreni.