



PROTEZIONE CIVILE
Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della Protezione Civile

IL VICE SEGRETARIO GENERALE
Dott.ssa Pierina Martinelli

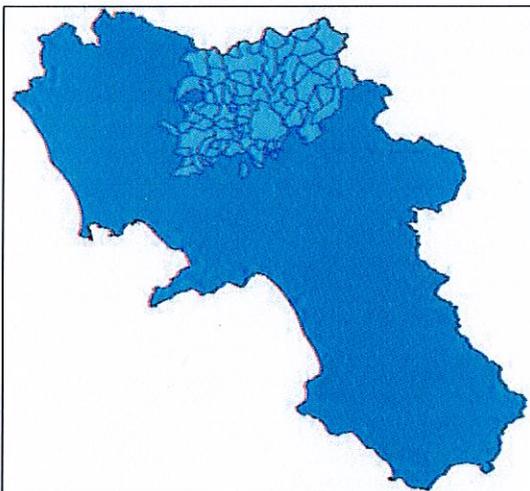
Il Segretario Generale
Dr. Franco Nardone

Commissario Delegato

O.c.d.p.c. n. 298 del 17.11.2015 e n. 303 del 03.12.2015

*Interventi urgenti di cui all'articolo 1, comma 3 lett.c)
dell'ODPC n. 298/2015 finanziati ai sensi degli artt. 3 del
ODPC 298/2015 e 303/2015*

RIPRISTINO TOTALE FUNZIONALITA' DEL PONTE SUL FIUME UFITA IN LOCALITA' APICE SCALO CON RELATIVA DIFESA IDRAULICA (PROGETTO ESECUTIVO)



Soggetto Attuatore del Commissario
Delegato
PROVINCIA di BENEVENTO

Codice intervento:

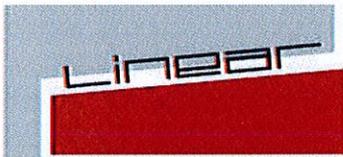
00/U/107

PROGETTO ESECUTIVO

Art. 33 D.P.R. 5.10.2010 n. 207

Tito Elaborato:
(STRALCIO EX ELAB. N.09-R) - RELAZIONE DI CALCOLO
BRIGLIA;

Progetto di revisione



STUDIO ASSOCIATO DI PROGETTAZIONE INTEGRATA

Ing. Gianfranco Gallina

Ing. Giuseppe D'Onofrio

Ing. Pierpaolo Mastrogiacomo

Responsabile Unico del Procedimento

Ing. Gennaro Fusco



Studio geologico

Dott. Geol. Claudio SACCO

COMUNE di
APICE

Codice elaborato:
STR12
Scala:

1.1 Premessa

Con Delibera Presidenziale n° 94 del 14/06/2016 è stato approvato il progetto definitivo dei lavori “Ripristino totale della funzionalità del ponte sul fiume Ufita in località Apice Scalo con relativa difesa idraulica” per un importo complessivo di €2.230.000,00, successivamente approvato dal Commissario delegato per l’Emergenza Alluvione, n°161 del 13.07.2016..

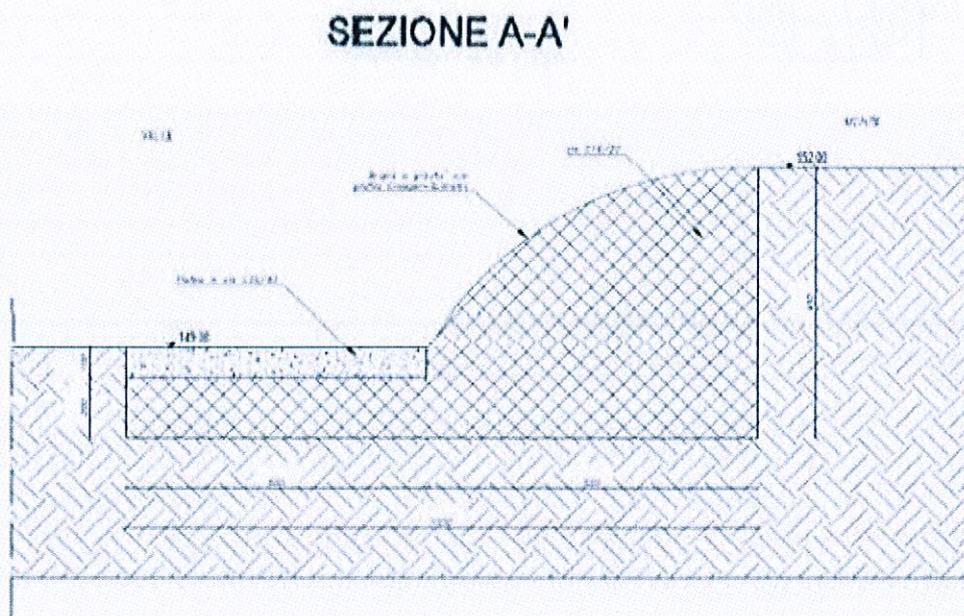
Successivamente con Determinazione Dirigenziale n°389/06 del 29.17.2016 a firma del RUP dell’intervento Ing. Gennaro Fusco è stato aggiudicato allo scrivente Studio Associato LINEAR l’esecuzione della progettazione esecutiva delle opere in oggetto.

Con nota pec 0059686 del 09/08/2016 lo scrivente ha comunicato all’Ente appaltante la necessità di eseguire indagini non distruttive sull’impalcato metallico al fine di validare con prove materiali le assunzioni teoriche fatte in sede di progetto definitivo, evidenziando la previsione di tale opzione nell’elaborato 12R dello stesso progetto definitivo.

A seguito del mutato stato dei luoghi, con Determina Dirigenziale n° 465/06 del 12.10.2016, veniva affidato allo scrivente studio Associato Linear anche la Revisione del Progetto Definitivo. Tale nuova progettazione prevede la sostituzione integrale del manufatto con un ponte ex novo con pile e spalle in c.a. su pali e impalcato su tre travi in C.A.P..

Il Progetto Definitivo Revisionato veniva approvato con Delibera Presidenziale n°167 del 14.10.2016. Sul progetto si è espressa favorevolmente la Conferenza dei servizi del del 26.10.2016. Il progetto è stato verificato dal RUP in data 26.10.2016 ed infine approvato con Decreto Commissariale del Commissario delegato per l’Alluvione n° 272 del 28.10.2016.

Nella progettazione definitiva approvata, veniva proposta quale opera di difesa spondale la realizzazione di una Briglia le cui dimensioni in sezione sono riportate nell’immagine seguente e la cui lunghezza è pari a 82,00m.



L’opera prevista in fase di progetto definitivo, risultava in sostituzione di quella esistente e distrutta

a seguito della piena del Fiume Ufita conseguenza delle intense precipitazioni piovose abbattutesi sulla provincia di Benevento il 02.12.2013. In fase di progetto Definitivo Revisionato presentato a seguito delle mutate condizioni dello stato dei luoghi in cui si trovava il Ponte esistente, si confermavano le dimensioni e la posizione della Briglia così come prevista nel progetto definitivo approvato. In accordo con le indicazioni emerse in sede di conferenza dei servizi, in fase di progetto esecutivo, è stata valutata l'ipotesi di approfondimento della struttura fondale della briglia a valle del ponte. Riscontrata la correttezza delle ipotesi idrauliche e geotecniche poste a base del calcolo della progettazione definitiva, si conferma la soluzione progettuale che prevede l'approfondimento della fondazione di 3,00m sotto il piano dell'alveo.

Riscontrato inoltre che la relazione di calcolo della Briglia presentata in fase di progetto definitivo, di cui all'elaborato "ELAB. N.09R - Relazione sulle fondazioni", risulta compatibile con la progettazione esecutiva da effettuarsi, e ritenendo valide e congruenti le ipotesi di calcolo nonché le verifiche effettuate, con l'opera da realizzarsi, si ritiene di poter utilizzare parte della relazione di cui sopra e relativa alla Briglia, come relazione di calcolo e verifica di stabilità dell'opera da realizzarsi.

Pertanto si riporta di seguito integralmente l'elaborato "ELAB. N.09R - Relazione sulle fondazioni", del quale si ritiene valida al fine della seguente relazione la sola parte riguardante la Briglia, che quindi diventa parte integrante del progetto esecutivo di cui la presente relazione ne costituisce un elaborato.





LOTTELZIONI CIVILI
 Presidenza del Consiglio dei Ministri
 Dipartimento della Protezione Civile

Commissario Delegato

O.c.d.p.c. n. 298 del 17.11.2015 e n. 303 del 03.12.2015

*Interventi urgenti di cui all'articolo 1, comma 3 lett. c)
 dell'OCDPC n. 298/2015 finanziati ai sensi degli artt. 3 del
 ODCPC 298/2015 e 303/2015*

RIPRISTINO TOTALE FUNZIONALITA' DEL PONTE SUL FIUME UFITA IN LOCALITA' APICE SCALO CON RELATIVA DIFESA IDRAULICA



Soggetto Attuatore del Commissario
 Delegato
 PROVINCIA di BENEVENTO

Codice intervento:

00/U/107

PROGETTO DEFINITIVO

Art. 24 D.P.R. 5.10.2010 n. 207

**Titolo Elaborato:
 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI**

Progetto strutture



Responsabili scientifici

Idraulica: Nicola Fontana
 Strutture: Maria Rosaria Pece
 Geotecnica: Stefania Sica

Angelo...
Supporto Tecnico-Scientifico



Università
 degli Studi
 del Sannio

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Studio geologico

Dott. Geol. Claudio SACCO

Gruppo di Progettazione

Arch. Raffaele Rabuano

Arch. Carmine Antonio De Santis

Responsabile Unico del Procedimento

Ing. Genaro Fusco



Approvato con Deliberazione n. *94* del *14-6-2016*
 Adottata dal Presidente della Provincia di Benevento

Il Segretario Generale
Dr. Franco Nardone

Data: MAGGIO 2016

Relazione sulle Fondazioni

INDICE

1.	PREMESSA.....	3
2.	PRESCRIZIONI NORMATIVE	5
2.1	FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	7
2.2	FONDAZIONI SU PALI.....	8
2.3	FONDAZIONI MISTE.....	10
3.	AZIONI SOLLECITANTI.....	11
4.	VERIFICHE GEOTECNICHE	14
4.1	PILA ESISTENTE.....	14
4.1.1	CARICO LIMITE VERTICALE.....	15
4.1.2	CARICO LIMITE ORIZZONTALE	21
4.1.3	STIMA DEI CEDIMENTI.....	21
4.2	PILA NUOVA.....	23
4.2.1	CARICO LIMITE VERTICALE.....	25
4.2.2	CARICO LIMITE ORIZZONTALE	29
4.2.3	STIMA DEI CEDIMENTI.....	31
4.3	BRIGLIA.....	34
4.3.1	VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE.....	35
4.3.2	VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE.....	42
4.4	PLATEA A VALLE DELLA BRIGLIA.....	50
4.5	VERIFICA A SCORRIMENTO BRIGLIA + PLATEA.....	53
4.5.1	VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE.....	53
4.5.2	VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE.....	56
5.	TEORIE UTILIZZATE NELLE VERIFICHE GEO DELLE STRUTTURE FONDALI.....	60
5.1	CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE	60
5.1.1	FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE N_c, N_q, N_γ	61
5.1.2	FATTORI DI FORMA s_c, s_q, s_γ	62
5.1.3	FATTORI DI PROFONDITÀ DEL PIANO DI POSA d_c, d_q, d_γ	62
5.1.4	FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO i_c, i_q, i_γ	63
5.1.5	FATTORI DI RIDUZIONE PER ROTTURA A PUNZONAMENTO $\psi_c, \psi_q, \psi_\gamma$	63
5.1.6	CARICO LIMITE IN CONDIZIONI NON DRENATE	64
5.1.7	FATTORI CORRETTIVI AL CARICO LIMITE IN PRESENZA DI SISMA.....	65
5.2	PALI DI FONDAZIONE.....	67
5.2.1	CARICO LIMITE VERTICALE.....	67
5.2.2	CARICO LIMITE ORIZZONTALE	69
5.2.3	EFFETTO DI GRUPPO.....	75
5.2.4	CEDIMENTI DEL GRUPPO DI PALI.....	76

1. PREMESSA

Nella presente Relazione si illustrano le tipologie fondali, i modelli di analisi e i calcoli di progetto delle fondazioni del ponte e della briglia sul fiume Ufita per i "Lavori per il ripristino totale della funzionalità del ponte sul fiume Ufita in località Apice Scalo" nel Comune di Apice (BN).

Si tratteranno separatamente i calcoli relativi all'intervento di rinforzo della fondazione della pila esistente (Figura 1.1) e il progetto della palificata al di sotto della pila di nuova realizzazione (Figura 1.2), che andrà a sostituire quella provvisoria.

La **pila esistente**, posizionata in destra idraulica, ha dimensioni in pianta 8.80 m x 2.40 m e un'altezza di 6.0 m rispetto al piano di imposta della fondazione.

La fondazione originaria, a sacco con misto alluvionale cementato, è di tipo superficiale; ha pianta rettangolare (9.40 m x 3.0 m) e profondità del piano di posa a 4.0 m rispetto all'attuale piano di campagna.

Al fine di proteggere la fondazione della pila esistente dal fenomeno di scalzamento indotto dalla corrente, si prevede di realizzare una corona di 16 pali, aventi diametro $D=0.6$ m, collegati in testa da un cordolo in c.a. dello spessore di 1.80 m, di cui 1.50 m interrati.

Il collegamento tra la fondazione di nuova realizzazione e la fondazione preesistente deve essere realizzato a mezzo di connettori e micropali che attraversano la muratura della fondazione originaria. Il cordolo in testa ai pali, in conformità alle esigenze di tipo idraulico, sarà sagomato con rostro frangiflutti nella zona di monte.

Il complesso fondale della pila esistente, cioè l'insieme della fondazione esistente e della corona di pali di nuova realizzazione, può essere schematizzato come una fondazione mista, in cui la di fondazione esistente, di tipo superficiale, si può considerare collaborante ai fini del calcolo della resistenza di progetto dell'intero sistema (terreno-fondazione).

La **pila di nuova realizzazione**, a sostituzione di quella provvisoria, poggerà su una palificata costituita da 18 pali di diametro $D=0.8$ m, collegati in testa da una piastra in c.a. dello spessore di 1.80 m (Figura 1.2). Anche in questo caso, per ragioni connesse all'aspetto idraulico della corrente d'alveo, la piastra in testa ai pali sarà sagomata con rostro frangiflutti nella zona di monte.

La pila di nuova realizzazione avrà all'incirca le stesse dimensioni in pianta della pila esistente, ma differirà da essa per altezza e tipologia costruttiva. Con riferimento a quest'ultimo aspetto, la pila sarà realizzata come un elemento in calcestruzzo armato cavo.

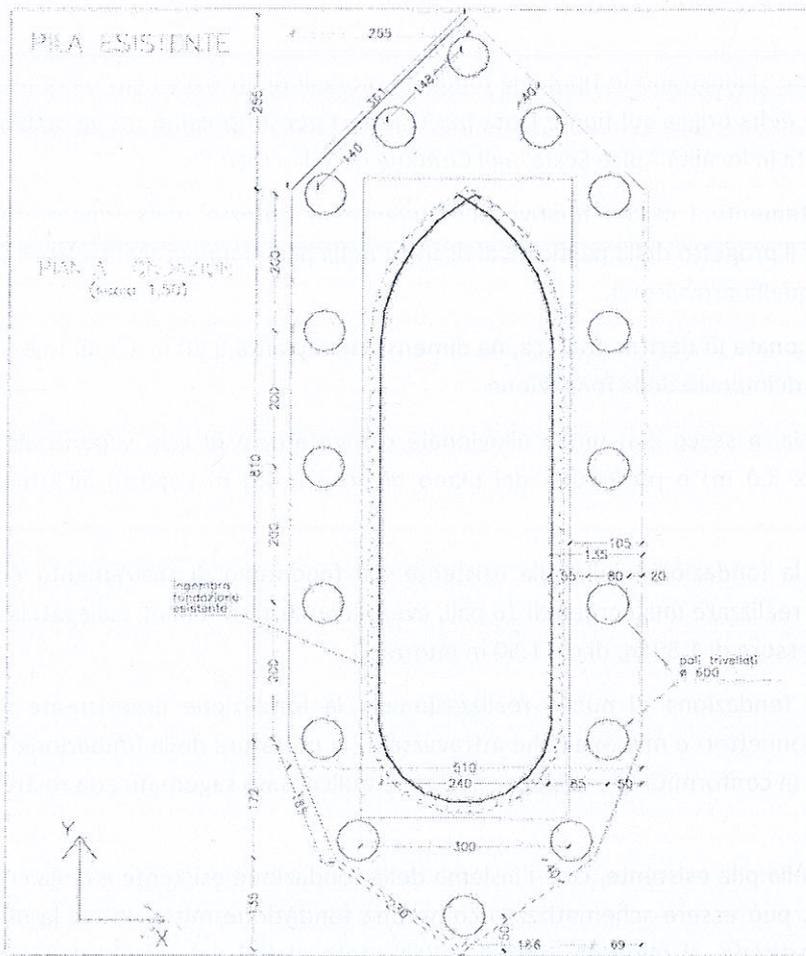


Figura 1.1. Vista in pianta della fondazione della pila esistente.

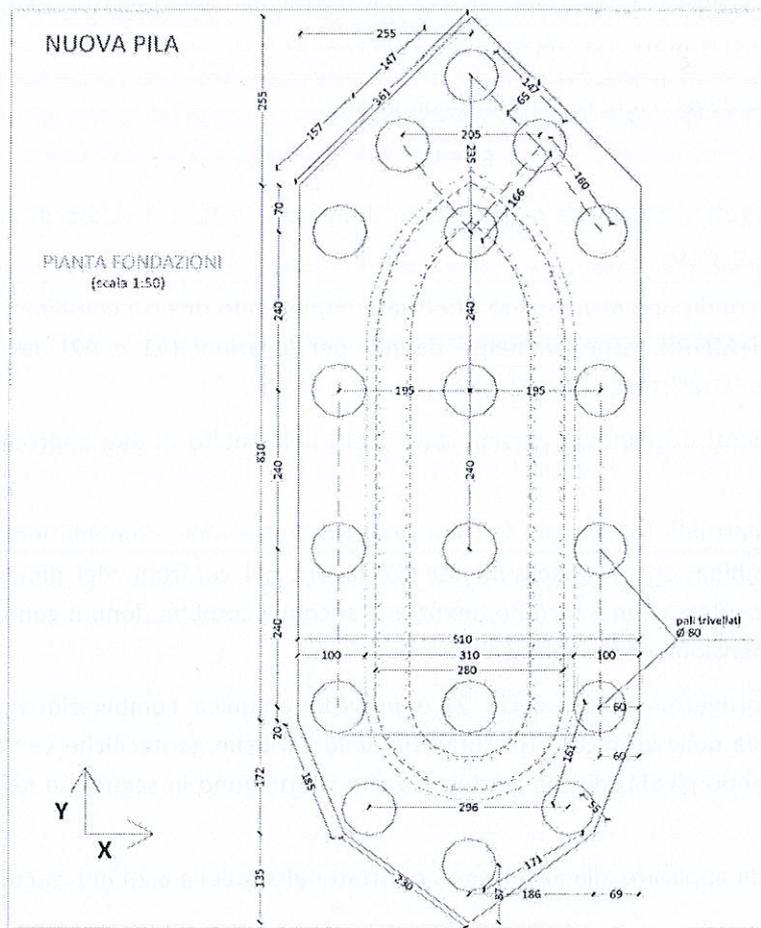


Figura 1.2. Vista in pianta della fondazione della pila di nuova realizzazione.

2. PRESCRIZIONI NORMATIVE

Il progetto delle strutture fondali dei lavori in epigrafe è stato condotto nel rispetto delle vigenti norme e istruzioni, di seguito elencate:

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)**
" Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2008);
- **Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)** "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

In base alle NTC 2008 le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali ($A_i+M_i+R_i$), rispettivamente definiti per le azioni (A_1 e A_2), per i parametri geotecnici (M_1 e M_2) e per le resistenze (R_1 , R_2 e R_3).

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

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche. Le verifiche sono state sviluppate considerando gli SLU di tipo geotecnico che si attingono in seguito al raggiungimento del carico limite.

I coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni sono riportati nella tabella 6.2.I del cap.6 del suddetto DM 14.01.2008

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_r (o γ_F)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{c1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{c2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

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

coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

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

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

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

2.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)

- *collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno*
- *collasso per scorrimento sul piano di posa*
- *stabilità globale*

- SLU di tipo strutturale (STR)

- *raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.*

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

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

Approccio 2:

$$(A1+M1+R3).$$

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

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

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

Per le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

2.2 FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta della tipologia di palo, delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle strutture di collegamento, tenendo eventualmente in conto gli effetti di gruppo nelle verifiche allo SLU e allo SLE.

Nelle verifiche di sicurezza delle fondazioni profonde devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. Nei sottosuoli argillosi tali verifiche devono essere condotte sia a breve sia a lungo termine.

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

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)

- *collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali;*
- *collasso per carico limite nei riguardi dei carichi trasversali;*
- *collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;*
- *stabilità globale;*

- SLU di tipo strutturale (STR)

- *raggiungimento della resistenza dei pali;*
- *raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.*

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

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

Approccio 2:

$$(A1+M1+R3).$$

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo sotto carichi assiali può essere dedotta dai risultati di:

- prove di carico di progetto su pali pilota;
- calcoli analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

In questa sede si è proceduto tramite l'ausilio di metodi di calcolo analitici (b), quindi il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati di seguito (Tab. 6.4.IV) in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Per la determinazione del valore di progetto $R_{t,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali si applicano i coefficienti parziali γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Per le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) devono essere presi in considerazione i seguenti stati limite di servizio:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione. La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

2.3 FONDAZIONI MISTE

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

Le verifiche delle fondazioni miste devono essere effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)

- *collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali;*
- *collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi trasversali;*
- *stabilità globale;*

- SLU di tipo strutturale (STR)

- *raggiungimento della resistenza dei pali;*
- *raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.*

Nelle verifiche SLU di tipo geotecnico, la resistenza di progetto R_d della fondazione mista si potrà ottenere attraverso opportune analisi di interazione o, come considerato nel progetto dell'intervento di rafforzamento della pila esistente, sommando le rispettive resistenze caratteristiche e applicando alla resistenza caratteristica totale il coefficiente parziale di capacità portante (R_3) riportato nella Tab. 6.4.I.

Per le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste l'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione. La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

3. AZIONI SOLLECITANTI

Le azioni sollecitanti utilizzate per il progetto delle fondazioni delle pile sono state ottenute dal calcolo strutturale del ponte, secondo le combinazioni di carico riportate al § 2.5.3 del DM 14.01.2008 e in ottemperanza alle azioni agenti sull'impalcato del ponte, come riportato nei capitoli 3 e 5 delle suddette norme.

Nel calcolo delle azioni che agiscono sulle fondazioni delle pile, in aggiunta alle azioni dell'impalcato e al peso proprio delle pile, si sono considerati i pesi propri degli elementi fondali, amplificati con i γ_F corrispondenti alle combinazioni di calcolo allo SLU (§ 2.5.3).

Di seguito si riporta un estratto delle relazione di calcolo strutturale, in cui sono tabellate le azioni agenti al piede delle due pile (Pila 1 = nuova pila; Pila 2 = pila esistente) per le combinazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo, utilizzate nelle verifiche geotecniche.

Il sistema di riferimento adottato è conforme con quanto riportato nelle Figure 1.1 - 1.2, ossia l'asse x corrisponde all'asse longitudinale del ponte mentre l'asse y alla sua direzione trasversale.

- **COMBINAZIONE FONDAMENTALE**

Sollecitazioni statiche alla testa delle pile					
Pila	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Pila 1	40	40	7181	813	813
Pila 2	40	40	7181	813	813

Sollecitazioni statiche alla base delle pile					
--	--	--	--	--	--

Pile	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz ¹ [kN]	Mx ² [kNm]	My ² [kNm]
Pila 1	40	40	11600	1233	1233
Pila 2	40	40	11861	1055	1055

- COMBINAZIONI SISMICHE ALLO SLV CON SISTEMA DI ISOLAMENTO - *Upper Bound Design Properties (UBDP)*

Sollecitazioni sismiche alla base della pila												
Sisma x												
Pile	Fx		Fy		Fz		Mx		My		Mz	
	Max [kN]	Min [kN]	Max [kN]	Min [kN]	Max [kN]	Min [kN]	Max [kNm]	Min [kNm]	Max [kNm]	Min [kNm]	Max [kNm]	Min [kNm]
Pila 1	959	-962	274	-275	7381	6442	4781	-2654	9935	-9963	317	-315
Pila 2	917	-914	138	-139	7665	6734	2977	-845	5465	-5449	316	-318

Sollecitazioni sismiche alla base della pila												
Sisma y												
Pile	Fx		Fy		Fz		Mx		My		Mz	
	Max [kN]	Min [kN]	Max [kN]	Min [kN]	Max [kN]	Min [kN]	Max [kNm]	Min [kNm]	Max [kNm]	Min [kNm]	Max [kNm]	Min [kNm]
Pila 1	287	-290	871	-872	7351	6472	11275	-9148	2975	-3002	98	-96
Pila 2	276	-274	440	-442	7633	6766	5393	-3261	1647	-1631	96	-98

Sollecitazioni sismiche alla base della pila												
Sisma z												
Pile	Fx		Fy		Fz		Mx		My		Mz	
	Max [kN]	Min [kN]	Max [kN]	Min [kN]	Max [kN]	Min [kN]	Max [kNm]	Min [kNm]	Max [kNm]	Min [kNm]	Max [kNm]	Min [kNm]
Pila 1	288	-290	294	-295	8295	5528	6751	-4623	2982	-3009	97	-95
Pila 2	277	-274	136	-137	8574	5825	4901	-2769	1651	-1635	95	-97

¹ Lo sforzo normale Fz alla base delle pile è stato valutato sommando allo scarico in testa alla pila il contributo del peso proprio della pila, rispettivamente di 3400 kN (Pila 1) e 3600 kN (Pila 2) amplificato per il coefficiente normativo da carichi permanenti (combinazione normativa A1+M1+R3 secondo il §2.6.1 NTC 2008).

² Il momento alla base della pila è stato valutato sommando al momento in testa l'aliquota aggiuntiva dovuta al taglio.

- COMBINAZIONE STATICA ALLO SLU IN ASSENZA DI SOLLECITAZIONI DA TRAFFICO PER CRITICITÀ IDRAULICA (SCALZAMENTO CON PERIODO DI RITORNO DI 300 ANNI)

Sollecitazioni per verifica a Scalzamento alla base delle pile					
Pila	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Pila 1	-1	-1	7361	1064	-14
Pila 2	1	-1	7650	1066	8

Note le azioni sollecitanti al piede delle pile, per la ripartizione delle azioni sui singoli pali si è supposto che l'elemento di collegamento tra i pali fosse rigido (cordoli di spessore 1.5 – 1.8 m) e non collaborante nella trasmissione delle tensioni al terreno ad esso sottostante, ossia tutto il carico è stato affidato ai pali.

Con riferimento al caso della palificata di Figura 4.1, caricata da una forza verticale N in direzione z con eccentricità e_x (M_x/N), e_y (M_y/N) rispetto al baricentro G della palificata, se i pali costituenti il gruppo sono tutti uguali per caratteristiche geometriche, il carico sul singolo palo risulta:

$$N_{palo} = \frac{N}{n} + \frac{N e_x}{\sum_{i=1}^n x_i^2} x_i + \frac{N e_y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} y_i$$

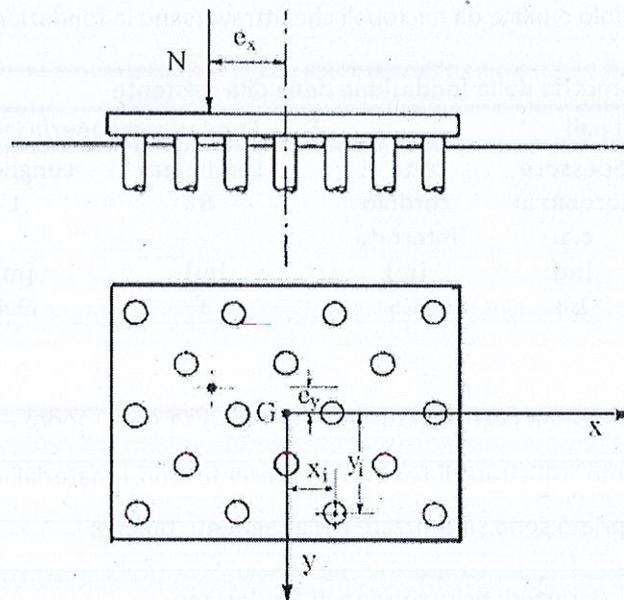


Figura 3.1. Schema di ripartizione dei carichi tra i pali di una palificata (Viggiani, 2003).

Ne consegue che la ripartizione è principalmente dovuta alla posizione del singolo palo rispetto al baricentro della piastra e all'eccentricità della forza sollecitante rispetto alle due direzioni.

La formulazione adottata è l'equivalente discreto della formula che esprime la tensione in una sezione pressoinflessa. Alla risultante delle forze in direzione z sono stati aggiunti i pesi propri degli elementi strutturali della fondazione. I valori degli sforzi sollecitanti ciascun palo della fondazione della pila nuova ed esistente sono riportati nelle relative sottosezioni (§ 4.1 e § 4.2).

4. VERIFICHE GEOTECNICHE

Nei seguenti paragrafi si riportano le verifiche geotecniche per le fondazione delle pile del ponte. Le verifiche agli SLU sono state eseguite secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), come riportato al Paragrafo 2 della presente relazione, applicando le teorie precedentemente esposte.

4.1 PILA ESISTENTE

La fondazione della pila esistente è stata trattata come una fondazione mista, data la connessione tra la coronella di pali e la preesistente fondazione superficiale, connessione garantita dall'adozione di un sistema di collegamento tra cordolo e pila e da micropali che attraversano la fondazione originaria.

Geometria della fondazione della pila esistente								
Coronella di pali						Fondazione superficiale preesistente		
n_{pali}	L_{pali}	D_{pali}	Area cordolo in c.a.	Spessore cordolo in c.a.	Parte di cordolo interrata	Larghezza B	Lunghezza L	Profondità p. posa D
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
16	19	0.6	38.8	1.8	1.5	3	9.4	4

I calcoli sono stati eseguiti considerando la stratigrafia del sondaggio S3 (Gen. 2000) realizzato proprio in corrispondenza della pila esistente. Gli strati di terreno ivi presenti sono i materiali caratterizzati nella Relazione Geotecnica, le cui proprietà sono sintetizzate nella seguente tabella:

Caratteristiche terreno di fondazione						
Terreno	Falda	$\gamma_{sat,d}$	γ'_d	c_{ud}	c'_d	φ'_d

	da p.c.					
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[°]
Liv. Alluvionale		19.0	9.0	-	-	0
Sabbia	0	19.0	9.0	-	-	27
Argilla a. c.		20.4	10.4	283.6	41.4	31

In base alle sollecitazioni riportate al paragrafo 3 e tenendo conto dei pesi degli elementi strutturali si ottiene una sollecitazione assiale allo SLU agente sulla fondazione mista pari a:

Fondazione mista	SLU fondamentale
ΣN_i [kN]	19982

Per il calcolo della resistenza della fondazione mista sono stati separati i contributi di resistenza caratteristica della coronella di pali e della fondazione superficiale esistente e successivamente i due valori sono stati combinati secondo le indicazioni normative per fondazioni miste.

4.1.1 CARICO LIMITE VERTICALE

Siccome i pali in progetto attraversano prevalentemente strati argillosi, il calcolo della resistenza di progetto è stato effettuato distinguendo tra condizioni non drenate ($t=0$) e drenate ($t=\infty$). Inoltre la presenza della fondazione superficiale preesistente fa sì che i pali della coronella lavorino in condizioni di palo singolo (rapporto $i/d > 3$), già considerando la sola direzione x.

Resistenza caratteristica alla punta del palo singolo a $t=0$					
$R_{ck,punta}$	N_q	N_c	$\sigma_{v,p,posa}$	p_{cal}	P_{cal}
	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kN]
	1	9	406	2958	836

Resistenza caratteristica laterale del palo singolo a $t=0$													
Strato	Prof.	Δz_i	z_{gi}	$\sigma'_{v,gi}$	k	μ	c_{ud}	α	$S_{cal,i}$	$S_{cal,i}$	S_{cal}	S_{cal}	
	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[kPa]	[kN]	[kPa]	[kN]	
$R_{ck,laterale}$	Liv. Alluvionale	1.7	0.2	1.60	14.40				0	0			
		1.9	0.2	1.80	16.20				0	0			
		2.1	0.2	2.00	18.00				0	0			
		2.3	0.2	2.20	19.80	0.40	0.0	-	-	0	0	2425	2109
		2.5	0.2	2.40	21.60					0	0		
		2.7	0.2	2.60	23.40					0	0		
		3.2	0.5	2.95	26.55					0	0		

	3.7	0.5	3.45	31.05			0	0		
	3.9	0.2	3.80	34.20			6.97	2.63		
	4.1	0.2	4.00	36.00			7.34	2.77		
	4.3	0.2	4.20	37.80			7.70	2.90		
	4.5	0.2	4.40	39.60			8.07	3.04		
	4.7	0.2	4.60	41.40			8.44	3.18		
	4.9	0.2	4.80	43.20			8.80	3.32		
	5.1	0.2	5.00	45.00			9.17	3.46		
	5.3	0.2	5.20	46.80			9.54	3.60		
	5.5	0.2	5.40	48.60			9.91	3.73		
	5.7	0.2	5.60	50.40			10.27	3.87		
Sabbia	5.9	0.2	5.80	52.20	0.4	0.51	10.64	4.01		
	6.1	0.2	6.00	54.00			11.01	4.15		
	6.3	0.2	6.20	55.80			11.37	4.29		
	6.5	0.2	6.40	57.60			11.74	4.43		
	6.7	0.2	6.60	59.40			12.11	4.56		
	6.9	0.2	6.80	61.20			12.47	4.70		
	7.1	0.2	7.00	63.00			12.84	4.84		
	7.3	0.2	7.20	64.80			13.21	4.98		
	7.5	0.2	7.40	66.60			13.57	5.12		
	7.7	0.2	7.60	68.40			13.94	5.26		
	8.0	0.3	7.85	70.65			14.40	8.14		
Argilla	20.5	19	9.50	-			283.6	0.35	99.25	2338.43

Resistenza caratteristica alla punta del palo singolo a $t = \infty$

$R_{ck,punta}$	φ'_d	L/d	Nq	Nc	$\sigma'_{v,p.posa}$	p_{cal}	P_{cal}
	[°]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
	31	32	24.3	39	201	6505	1839

Resistenza caratteristica laterale del palo singolo a $t = \infty$

Strato	Prof.	Δz_i	z_{gi}	$\sigma'_{v,gi}$	k	μ	$s_{cal,i}$	$S_{cal,i}$	s_{cal}	S_{cal}
	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[-]	[-]	[kPa]	[kN]	[kPa]	[kN]
	1.7	0.2	1.60	14.40			0	0		
	1.9	0.2	1.80	16.20			0	0		
	2.1	0.2	2.00	18.00			0	0		
	2.3	0.2	2.20	19.80			0	0		
$R_{ck,laterale}$	2.5	0.2	2.40	21.60	0.4	0.0	0	0		
	2.7	0.2	2.60	23.40			0	0	1094	908
	3.2	0.5	2.95	26.55			0	0		
	3.7	0.5	3.45	31.05			0	0		
	3.9	0.2	3.80	34.20			6.97	2.63		
Sabbia	4.1	0.2	4.00	36.00	0.4	0.51	7.34	2.77		
	4.3	0.2	4.20	37.80			7.70	2.90		

	4.5	0.2	4.40	39.60		8.07	3.04
	4.7	0.2	4.60	41.40		8.44	3.18
	4.9	0.2	4.80	43.20		8.80	3.32
	5.1	0.2	5.00	45.00		9.17	3.46
	5.3	0.2	5.20	46.80		9.54	3.60
	5.5	0.2	5.40	48.60		9.91	3.73
	5.7	0.2	5.60	50.40		10.27	3.87
	5.9	0.2	5.80	52.20		10.64	4.01
	6.1	0.2	6.00	54.00		11.01	4.15
	6.3	0.2	6.20	55.80		11.37	4.29
	6.5	0.2	6.40	57.60		11.74	4.43
	6.7	0.2	6.60	59.40		12.11	4.56
	6.9	0.2	6.80	61.20		12.47	4.70
	7.1	0.2	7.00	63.00		12.84	4.84
	7.3	0.2	7.20	64.80		13.21	4.98
	7.5	0.2	7.40	66.60		13.57	5.12
	7.7	0.2	7.60	68.40		13.94	5.26
	8.0	0.3	7.85	70.65		14.40	8.14
	8.5	0.5	8.25	85.27		20.16	19.00
	9.0	0.5	8.75	90.44		21.39	20.16
	9.5	0.5	9.25	95.61		22.61	21.31
	10.0	0.5	9.75	100.78		23.83	22.46
	10.5	0.5	10.25	105.94		25.05	23.61
	11.0	0.5	10.75	111.11		26.27	24.76
	11.5	0.5	11.25	116.28		27.50	25.91
	12.0	0.5	11.75	121.45		28.72	27.07
	12.5	0.5	12.25	126.62		29.94	28.22
	13.0	0.5	12.75	131.78		31.16	29.37
	13.5	0.5	13.25	136.95		32.38	30.52
	14.0	0.5	13.75	142.12		33.61	31.67
Argilla	14.5	0.5	14.25	147.29	0.4 0.59	34.83	32.83
	15.0	0.5	14.75	152.46		36.05	33.98
	15.5	0.5	15.25	157.62		37.27	35.13
	16.0	0.5	15.75	162.79		38.49	36.28
	16.5	0.5	16.25	167.96		39.72	37.43
	17.0	0.5	16.75	173.13		40.94	38.58
	17.5	0.5	17.25	178.30		42.16	39.74
	18.0	0.5	17.75	183.46		43.38	40.89
	18.5	0.5	18.25	188.63		44.60	42.04
	19.0	0.5	18.75	193.80		45.83	43.19
	19.5	0.5	19.25	198.97		47.05	44.34
	20.0	0.5	19.75	204.14		48.27	45.49
	20.5	0.5	20.25	209.30		49.49	46.65

Resistenza palo singolo $\Phi 600$							Resistenza coronella di pali		
	P_{cal} [kN]	S_{cal} [kN]	Coefficienti normativi				$R_{cal,v}$ [kN]	n_{pali} [-]	$R_{cal,v}$ [kN]
			ξ_3 [-]	ξ_4 [-]	γ_b [-]	γ_s [-]			
t=0	836	2425	1.7	1.7	1.35	1.15	1919	16	30700
t= ∞	1839	908					1616		25853

Il contributo di resistenza della fondazione esistente è valutato nelle sole condizioni drenate (fondazione superficiale poggiante su deposito sabbioso). Il calcolo è stato eseguito in ipotesi di rottura generale, in quanto è stata verificata ed esclusa la condizione di punzonamento ($l_r=6038 > l_{r,crit}=86$), applicando gli opportuni coefficienti correttivi per la forma della fondazione ($\zeta_q=1.16$, $\zeta_c=1.18$, $\zeta_\gamma=0.87$) e l'inclinazione del carico per terreni incoerenti ($i_q=0.99$ e $i_\gamma=0.99$).

Resistenza caratteristica fondazione esistente t = ∞					
Rottura generale					
	N_q [-]	N_c [-]	N_γ [-]	$\sigma'_{v,p,posa}$ [kPa]	$R_{cal,v}$ [kN]
Strato Liv. Alluvionale (Sabbia)	13.2	23.94	14.47	36	21374

I valori caratteristici di resistenza della coronella di pali e della fondazione esistente combinati per poter ottenere la resistenza di progetto della fondazione mista sono riportati nella seguente tabella:

Resistenza di progetto della fondazione mista della pila esistente					
	Coronella pali $R_{cal,k,v}$ [kN]	Fond. superf. esistente $R_{cal,k,v}$ [kN]	Coefficiente normativo γ_R [-]	$R_{d,v}$ [kN]	Verifica $R_{d,v}/E_{d,v}$ [-]
t=0	30700	21374	2.3	22641	t=0 1.13
t= ∞	25853	21374		20533	t= ∞ 1.03

Le verifiche a carico limite ultimo sotto la sollecitazione di progetto definita nel precedente sotto paragrafo risulta pertanto soddisfatta in base a quanto richiesto dalla vigente NTC08.

4.1.1.1 CARICO LIMITE VERTICALE IN IPOTESI DI SCALZAMENTO

In condizione di scalzamento è stata verificata la sola coronella di pali, assumendo che in tale condizione la fondazione superficiale non risulti più collaborante. L'erosione massima attesa è stata considerata pari a 9.00 m come riportato nella Relazione Idraulica abbinata al presente progetto. Ne consegue che la

resistenza laterale dei pali si esplica a partire dalla profondità di 9.00 m dall'attuale piano campagna, con una importante riduzione di capacità portante complessiva del palo.

Anche la resistenza alla punta risente dell'asportazione del terreno sovrastante con relativa modifica delle tensioni litostatiche e del rapporto di snellezza [$N_q = f(L/D; \phi')$], dal momento che la parte di palo da considerare nei calcoli è solo il tratto immerso nel terreno.

Alle sollecitazioni riportate nell'ultima tabella del paragrafo 3 vanno sommati i pesi strutturali degli elementi fondali e il contributo dei momenti che producono un aggravio di sollecitazione assiale nei pali dedotta dallo schema di piastra pressoinflessa.

In definitiva, in presenza di scalzamento la massima sollecitazione di compressione nei pali della coronella che circonda la fondazione preesistente risulta pari a:

SLU fondamentale
$N_{i,max}$
[kN]
712

Calcolo della resistenza caratteristica a t = 0							
	Nq	Nc	$\sigma_{v,p,posa}$	p_{cal}		P_{cal}	
R_{ck,punta}	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]		[kN]	
	1	9	234	2786		788	
	Strato	Δz_i	z_{gi}	c_{ud}	α	s_{cal}	S_{cal}
R_{ck,laterale}		[m]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[kN]
	Argilla	11.5	5.75	283.6	0.35	99	2151

Calcolo della resistenza caratteristica a $t = \infty$										
$R_{ck,punta}$	φ'_d	L/d	Nq	Nc	$\sigma'_{v,p,posa}$	p_{cal}	P_{cal}			
	[°]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]			
	31	19	28	45	119	5160	1459			
$R_{ck,laterale}$	Prof.	Δz_i	z_{gi}	$\sigma'_{v,gi}$	k	μ	$s_{cal,i}$	$S_{cal,i}$	S_{cal}	S_{cal}
	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[-]	[-]	[kPa]	[kN]	[kPa]	[kN]
	9.2	0.2	0.10	1.03			0.24	0.09		
	9.7	0.5	0.35	3.62			0.86	0.81		
	10.2	0.5	0.60	6.20			1.47	1.38		
	10.7	0.5	0.85	8.79			2.08	1.96		
	11.2	0.5	1.10	11.37			2.69	2.53		
	11.7	0.5	1.35	13.95			3.30	3.11		
	12.2	0.5	1.60	16.54			3.91	3.69		
	12.7	0.5	1.85	19.12			4.52	4.26		
	13.2	0.5	2.10	21.71			5.13	4.84		
	13.7	0.5	2.35	24.29			5.74	5.41		
	14.2	0.5	2.60	26.87			6.35	5.99		
	14.7	0.5	2.85	29.46	0.40	0.59	6.97	6.57	174	159
	15.2	0.5	3.10	32.04			7.58	7.14		
	15.7	0.5	3.35	34.63			8.19	7.72		
	16.2	0.5	3.60	37.21			8.80	8.29		
	16.7	0.5	3.85	39.79			9.41	8.87		
	17.2	0.5	4.10	42.38			10.02	9.44		
	17.7	0.5	4.35	44.96			10.63	10.02		
	18.2	0.5	4.60	47.55			11.24	10.60		
18.7	0.5	4.85	50.13			11.85	11.17			
19.2	0.5	5.10	52.71			12.46	11.75			
19.7	0.5	5.35	55.30			13.08	12.32			
20.2	0.5	5.60	57.88			13.69	12.90			
20.5	0.3	5.75	59.43			14.05	7.95			

Resistenza di progetto palo singolo							Verifica palo singolo		
P_{cal}	S_{cal}	Coefficienti normativi				$R_{d,v}$	Statica in presenza di scalzamento		
[kN]	[kN]	ξ_3	ξ_4	γ_b	γ_s	[kN]	$R_{d,v}/E_{d,v}$		
		[-]	[-]	[-]	[-]		[-]		
t=0	788	2151	1.7	1.7	1.35	1.15	1444	t=0	2.03
t= ∞	1459	159					717	t= ∞	1.01

In definitiva, per la pila esistente la lunghezza assegnata ai pali nell'intervento di rinforzo della fondazione preesistente consente di proteggere l'opera anche dall'effetto pericoloso di scalzamento operato dalla corrente d'alveo.

4.1.2 CARICO LIMITE ORIZZONTALE

La verifica a carico orizzontale è stata condotta mediante le formulazioni di Broms (1964), assumendo che il singolo palo della coronella sia impedito di ruotare in testa ed infisso in terreno coesivo, dal momento che il fusto del palo attraversa prevalentemente la formazione argillosa del substrato.

Le sollecitazioni riportate nelle tabelle del paragrafo 3, una volta ripartite sui singoli pali, forniscono i seguenti valori delle azioni di taglio in testa al singolo palo:

Palo singolo Vi [kN]	SLU fondamentale	SLV direzione x	SLV direzione y	SLV direzione z
	2.5	57.3	27.6	17.3

Per il calcolo sono state considerate tre diverse possibili soluzioni di armatura (8φ16, 12φ24, 12φ30), tipicamente adottate per i pali φ600. Date le caratteristiche di snellezza del palo e i quantitativi di armatura adottati si ricade in tutti i casi nell'ipotesi di palo lungo della teoria di Broms.

Resistenza di progetto orizzontale palo singolo (ipotesi di palo lungo)												
L/d	My			My/(c _u d ³)			R _{h,k}			R _{h,d}		
	8φ16	12φ24	12φ30	8φ16	12φ24	12φ30	8φ16	12φ24	12φ30	8φ16	12φ24	12φ30
[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
32	145.6	421.7	609.4	2.4	6.9	9.9	293	739	995	225	568	765

La verifica risulta ampiamente soddisfatta per tutte le tipologie di armature nelle condizioni sia allo SLU sia allo SLV, per cui in fase realizzativa si adotterà l'armatura che rispetta i minimi di normativa (12φ20).

4.1.3 STIMA DEI CEDIMENTI

La stima dei cedimenti del palo singolo della coronella posta intorno alla fondazione preesistente è stata condotta con riferimento al metodo analitico approssimato di Randolph e Wroth (1978). Il calcolo è

stato eseguito con riferimento a un deposito di terreno argilloso, in condizioni sia drenate sia non drenate. Considerato l'elevato rapporto i/d della palificata realizzata intorno alla fondazione preesistente si trascura l'effetto gruppo. Inoltre, si omette il calcolo dei cedimenti della fondazione superficiale preesistente visto che essa, grazie alla presenza dei pali, riceverà sollecitazioni uguali o inferiori a quelle trasmesse in passato, sotto l'azione delle quali non si sono avuti cedimenti apprezzabili.

Il calcolo dei cedimenti del palo singolo è stato condotto in maniera duplice: in un primo caso si sono considerati i moduli di elasticità trasversale iniziali del terreno \bar{G}_0 e $G_{b,0}$ e in un secondo caso una riduzione del 20% dei suddetti moduli per contemplare eventuali effetti di non linearità. I valori dei moduli di rigidezza trasversale sono stati desunti, per lo strato di terreno in esame, dai risultati della prova Down-Hole riportati nella Relazione Geotecnica.

Stima del cedimento a $t=0$ (Moduli di rigidezza trasversale iniziali)

ν_u	r_0	r_m	ζ	\bar{G}_0	$G_{b,0}$	K_s	K_b	K_{tot}	$N_{,medio}$	w
[-]	[m]	[m]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[MN/m]	[MN/m]	[MN/m]	[kN]	[cm]
0.5	0.3	23.8	4.37	284	435	7760	1044	8804	1047	0.012

Stima del cedimento a $t=\infty$ (Moduli di rigidezza trasversale iniziali)

ν'	r_0	r_m	ζ	\bar{G}_0	$G_{b,0}$	K_s	K_b	K_{tot}	$N_{,medio}$	w
[-]	[m]	[m]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[MN/m]	[MN/m]	[MN/m]	[kN]	[cm]
0.47	0.3	25.2	4.43	284	435	7658	985	8643	1047	0.012

Stima del cedimento a $t=0$ (Moduli di rigidezza trasversale ridotti)

ν_u	r_0	r_m	ζ	\bar{G}_{rid}	$G_{b,rid}$	K_s	K_b	K_{tot}	$N_{,medio}$	w
---------	-------	-------	---------	-----------------	-------------	-------	-------	-----------	--------------	-----

[-]	[m]	[m]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[MN/m]	[MN/m]	[MN/m]	[kN]	[cm]
0.5	0.3	23.8	4.37	227	348	6208	835	7043	1047	0.015

Stima del cedimento a $t=\infty$ (Moduli di rigidezza trasversale ridotti)

v'	r_0	r_m	ζ	\bar{G}_0	$G_{b,0}$	K_s	K_b	K_{tot}	$N_{,medio}$	w
[-]	[m]	[m]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[MN/m]	[MN/m]	[MN/m]	[kN]	[cm]
0.47	0.3	25.2	4.43	227	348	6126	788	6914	1047	0.015

I cedimenti che derivano dalle analisi sono pari a:

Stima del cedimento finale

	Moduli di rigidezza trasversale iniziali		Moduli di rigidezza trasversale ridotti	
	w [cm]	w_f [cm]	w [cm]	w_f [cm]
$t=0$	0.012		0.015	
$t=\infty$	0.012	0.024	0.015	0.030

In definitiva, il cedimento dei singoli pali della pila esistente, pur considerando carichi ben maggiori di quelli di esercizio, appare modesto e, pertanto, la verifica allo stato limite di esercizio si può considerare ampiamente soddisfatta.

4.2 PILA NUOVA

Per il calcolo della fondazione della pila nuova si è data priorità alla stratigrafia di sondaggio S1 (Nov. 2014) riportata nella Relazione Geotecnica, in quanto tale sondaggio è ubicato proprio nel punto in cui sarà edificata la nuova pila del ponte sul fiume Ufita.

La palificata si atterrerà nell'argilla ad alta consistenza costituente la formazione di base dell'area, la cui caratterizzazione geotecnica è descritta nella Relazione Geotecnica del progetto definitivo, da cui si riprendono i parametri fisici e meccanici (caratteristici) riportati nella sottostante tabella.

Caratteristiche terreno						
Terreno	Falda da p.c. [m]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	φ' [°]
Argilla a. c.	0	20.4	10.4	283.6	41.4	31

I pali costituenti la fondazione della nuova pila sono numerati come indicato in Figura 4.1 mentre le principali caratteristiche geometriche sono sintetizzate nella sottostante tabella.

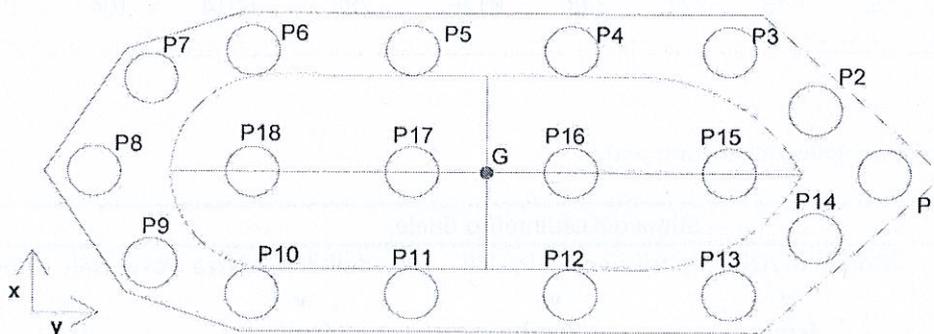


Figura 4.1. Numerazione e disposizione dei pali costituenti la fondazione della nuova pila.

Geometria della fondazione della pila nuova					
n_{pali}	L_{pali}	D_{pali}	Area piastra in c.a. [m ²]	Spessore piastra in ca. [m]	Porzione piastra interrata [m]
[-]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m]
18	19	0.8	57	1.8	1.0

4.2.1 CARICO LIMITE VERTICALE

Le sollecitazioni riportate nel paragrafo 3, ripartite secondo uno schema di piastra pressoinflessa, forniscono le seguenti sollecitazioni di compressione nei pali del gruppo più caricati assialmente:

SLU fondamentale		SLV direzione x		SLV direzione y		SLV direzione z	
Palo	$N_{i,max}$ [kN]	Pali	$N_{i,max}$ [kN]	Palo	$N_{i,max}$ [kN]	Palo	$N_{i,max}$ [kN]
1	1139.8	3 e 13	1451.6	7	1145.0	3 e 13	1207.7

Considerando tutti contributi, le sollecitazioni assiali sulla palificata sono riportate nella seguente tabella.

Palificata	SLU fondamentale	SLV direzione x	SLV direzione y	SLV direzione z
ΣNi [kN]	20347.3	21483.8	18702.3	19637.1

Il calcolo della resistenza del singolo palo, successivamente esteso al caso della palificata, è stato valutato in condizioni sia drenate sia non drenate.

Calcolo della resistenza caratteristica a $t = 0$							
$R_{ck,punta}$	N_q	N_c	$\sigma_{v,p.posa}$	P_{cal}	P_{cal}		
	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kN]		
	1	9	386	2938	1477		
$R_{ck,laterale}$	Strato	Δz_i	z_{gi}	c_{ud}	α	s_{cal}	S_{cal}
		[m]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[kN]
	Argilla	19	9.50	283.6	0.35	99	4739

Calcolo della resistenza caratteristica a $t = \infty$										
$R_{ck,punta}$	φ'_d [°]	L/d [-]	Nq [-]	Nc [-]	$\sigma'_{v,p,posa}$ [kPa]	p_{cal} [kPa]	P_{cal} [kPa]			
	31	24	26	42	196	6854	3445			
$R_{ck,laterale}$	Prof. [m]	Δz_i [m]	z_{gi} [m]	$\sigma'_{v,gi}$ [kPa]	k [-]	μ [-]	$s_{cal,i}$ [kPa]	$S_{cal,i}$ [kN]	s_{cal} [kPa]	S_{cal} [kN]
	1.2	0.2	1.10	11.37			2.69	1.35		
	1.7	0.5	1.45	14.99			3.54	4.45		
	2.2	0.5	1.95	20.16			4.77	5.99		
	2.7	0.5	2.45	25.32			5.99	7.52		
	3.2	0.5	2.95	30.49			7.21	9.06		
	3.7	0.5	3.45	35.66			8.43	10.60		
	4.2	0.5	3.95	40.83			9.65	12.13		
	4.7	0.5	4.45	46.00			10.88	13.67		
	5.2	0.5	4.95	51.16			12.10	15.20		
	5.7	0.5	5.45	56.33			13.32	16.74		
	6.2	0.5	5.95	61.50			14.54	18.27		
	6.7	0.5	6.45	66.67			15.76	19.81		
	7.2	0.5	6.95	71.84			16.99	21.35		
	7.7	0.5	7.45	77.00			18.21	22.88		
	8.2	0.5	7.95	82.17			19.43	24.42		
	8.7	0.5	8.45	87.34			20.65	25.95		
	9.2	0.5	8.95	92.51			21.87	27.49		
	9.7	0.5	9.45	97.68			23.10	29.02		
	10.2	0.5	9.95	102.84			24.32	30.56		
	10.7	0.5	10.45	108.01	0.40	0.59	25.54	32.10	996	1225
	11.2	0.5	10.95	113.18			26.76	33.63		
	11.7	0.5	11.45	118.35			27.98	35.17		
	12.2	0.5	11.95	123.52			29.21	36.70		
	12.7	0.5	12.45	128.68			30.43	38.24		
	13.2	0.5	12.95	133.85			31.65	39.77		
	13.7	0.5	13.45	139.02			32.87	41.31		
	14.2	0.5	13.95	144.19			34.10	42.85		
	14.7	0.5	14.45	149.36			35.32	44.38		
	15.2	0.5	14.95	154.52			36.54	45.92		
	15.7	0.5	15.45	159.69			37.76	47.45		
	16.2	0.5	15.95	164.86			38.98	48.99		
	16.7	0.5	16.45	170.03			40.21	50.52		
	17.2	0.5	16.95	175.20			41.43	52.06		
	17.7	0.5	17.45	180.36			42.65	53.60		
	18.2	0.5	17.95	185.53			43.87	55.13		
	18.7	0.5	18.45	190.70			45.09	56.67		
	19.2	0.5	18.95	195.87			46.32	58.20		
	19.7	0.5	19.45	201.04			47.54	59.74		
	20.0	0.3	19.85	205.17			48.52	36.58		

Resistenza di progetto palo singolo							Resistenza di progetto palificata						
P _{cal}	S _{cal}	Coefficienti normativi				R _{d,v}	Efficienza (Converse-Labarre)					ΣR _{d,v} · E	
		ξ ₃	ξ ₄	γ _b	γ _s		n _{pali}	i _{medio}	m	n	E		
[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[-]	[m]	[-]	[-]	[-]	[kN]	
t=0	1477	4739	1.7	1.7	1.35	1.15	3068	18	2.0	3	6	0.64	35155
t=∞	3445	1225					2128						24387

Verifica Palificata							
Statica		Sisma x		Sisma y		Sisma z	
t=0	t=∞	t=0	t=∞	t=0	t=∞	t=0	t=∞
R _{d,v} /E _{d,v}							
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1.73	1.20	1.64	1.14	1.88	1.30	1.79	1.24

4.2.1.1 CARICO LIMITE VERTICALE IN IPOTESI DI SCALZAMENTO

In condizione di scalzamento è stata verificata la palificata assumendo una erosione massima che dalla Relazione Idraulica risulta intorno a 7 m. Ne consegue che i pali costituenti la palificata esplicano la loro funzione a partire da una profondità di 7 m dall'attuale piano campagna, con la conseguente riduzione della resistenza laterale lungo il fusto del palo e, quindi, di capacità portante.

Anche la resistenza alla punta risente dell'asportazione del terreno sovrastante dovuto alla corrente con relativa modifica delle tensioni litostatiche e del rapporto di snellezza [$N_q = f(L/D; \phi')$], dal momento che la parte di palo da considerare nei calcoli è solo il tratto immerso nel terreno.

Nel caso di scalzamento, alle sollecitazioni riportate nell'ultima tabella del paragrafo 3, vanno sommati i pesi strutturali degli elementi fondali e il contributo dei momenti che producono un aggravio di sollecitazione assiale nei pali dedotto dallo schema di piastra pressoinflessa.

In definitiva, in presenza di scalzamento la massima sollecitazione di compressione si ha nel palo 1 e risulta pari a:

SLU fondamentale	
Palo	N _{i,max} [kN]
1	793

Per l'intera palificata il carico considerato è pari a:

SLU fondamentale	
Palificata	N
	[kN]
	14062

Calcolo della resistenza caratteristica a $t = 0$							
$R_{ck,punta}$	Nq	Nc	$\sigma_{v,p,posa}$	p_{cal}	P_{cal}		
	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kN]		
	1	9	264	2816	1416		
$R_{ck,laterale}$	Strato	Δz_i	z_{gi}	c_{ud}	α	S_{cal}	S_{cal}
		[m]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[kN]
	Argilla	13	6.50	283.6	0.35	99	3243

Calcolo della resistenza caratteristica a $t = \infty$										
$R_{ck,punta}$	φ'_d	L/d	Nq	Nc	$\sigma'_{v,p,posa}$	p_{cal}	P_{cal}			
	[°]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]			
	31	16	29	47	134	5855	2943			
$R_{ck,laterale}$	Prof.	Δz_i	z_{gi}	$\sigma'_{v,gi}$	k	μ	$S_{cal,i}$	$S_{cal,i}$	S_{cal}	S_{cal}
	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[-]	[-]	[kPa]	[kN]	[kPa]	[kN]
	7.2	0.2	0.10	1.03			0.24	0.12		
	7.7	0.5	0.35	3.62			0.86	1.07		
	8.2	0.5	0.60	6.20			1.47	1.84		
	8.7	0.5	0.85	8.79			2.08	2.61		
	9.2	0.5	1.10	11.37			2.69	3.38		
	9.7	0.5	1.35	13.95			3.30	4.15		
	10.2	0.5	1.60	16.54			3.91	4.91		
	10.7	0.5	1.85	19.12			4.52	5.68		
	11.2	0.5	2.10	21.71			5.13	6.45		
	11.7	0.5	2.35	24.29	0.40	0.59	5.74	7.22	221	269
	12.2	0.5	2.60	26.87			6.35	7.99		
	12.7	0.5	2.85	29.46			6.97	8.75		
	13.2	0.5	3.10	32.04			7.58	9.52		
	13.7	0.5	3.35	34.63			8.19	10.29		
	14.2	0.5	3.60	37.21			8.80	11.06		
	14.7	0.5	3.85	39.79			9.41	11.82		
	15.2	0.5	4.10	42.38			10.02	12.59		
	15.7	0.5	4.35	44.96			10.63	13.36		
	16.2	0.5	4.60	47.55			11.24	14.13		

16.7	0.5	4.85	50.13	11.85	14.90
17.2	0.5	5.10	52.71	12.46	15.66
17.7	0.5	5.35	55.30	13.08	16.43
18.2	0.5	5.60	57.88	13.69	17.20
18.7	0.5	5.85	60.47	14.30	17.97
19.2	0.5	6.10	63.05	14.91	18.74
19.7	0.5	6.35	65.63	15.52	19.50
20.0	0.3	6.50	67.18	15.89	11.98

Resistenza di progetto palo singolo							Resistenza di progetto palificata						
P_{cal} [kN]	S_{cal} [kN]	Coefficienti normativi				$R_{d,v}$ [kN]	Efficienza (Converse-Labarre)					$\Sigma R_{d,v} \cdot E$ [kN]	
		ξ_3 [-]	ξ_4 [-]	γ_b [-]	γ_s [-]		n_{pali} [-]	i_{medio} [m]	m [-]	n [-]	E [-]		
t=0	1416	3243	1.7	1.7	1.35	1.15	2275	18	2.0	3	6	0.64	26076
t=∞	2943	269					1420						16273

Verifica Palificata	
Statica in presenza di scalzamento	
t=0	t=∞
$R_{d,v}/E_{d,v}$ [-]	$R_{d,v}/E_{d,v}$ [-]
1.85	1.16

4.2.2 CARICO LIMITE ORIZZONTALE

La verifica a carico orizzontale è stata realizzata mediante le formulazioni di Broms (1964), assumendo che il singolo palo della palificata sia impedito di ruotare in testa e infisso in terreno coesivo.

Le sollecitazioni trasversali massime agenti sulla palificata sono pari a:

Palificata	SLU fondamentale	SLV direzione x	SLV direzione y	SLV direzione z
ΣV_i [kN]	40.0	962.0	872.0	295.0

che, ripartite sui singoli pali del gruppo, forniscono le seguenti azioni di taglio:

Palo singolo	SLU fondamentale	SLV direzione x	SLV direzione y	SLV direzione z
V_i [kN]	2.2	53.4	48.4	16.4

Nel calcolo sono state considerate tre diverse possibili armature (10 ϕ 20, 20 ϕ 24, 22 ϕ 30), tipicamente adottate per un palo ϕ 800. Date le caratteristiche di snellezza del palo e i quantitativi di armatura adottati si ricade in tutti i casi nell'ipotesi di palo lungo secondo la teoria di Broms.

Resistenza di progetto orizzontale palo singolo (ipotesi di palo lungo)												
L/d	M _y			M _y /(c _u d ³)			R _{h,k}			R _{h,d}		
	10 ϕ 20	20 ϕ 24	22 ϕ 30	10 ϕ 20	20 ϕ 24	22 ϕ 30	10 ϕ 20	20 ϕ 24	22 ϕ 30	10 ϕ 20	20 ϕ 24	22 ϕ 30
[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
23.8	388.3	981.6	1564.0	2.7	6.8	10.8	579	1294	1883	445	996	1448

Per gruppi di pali con rapporto i/d (interasse su diametro) compresi tra 2.5 e 3.0, il calcolo della resistenza del palo singolo sotto azioni orizzontali può essere esteso alla palificata assumendo in modo cautelativo che l'efficienza della palificata in tali condizioni possa raggiungere un valore di 0.5. Seguendo le suddette indicazioni, la palificata sotto azioni trasversali ha la seguente resistenza di progetto:

Resistenza di progetto orizzontale palificata (ipotesi di palo lungo)									
L/d	n_{pali}	i_{medio}	E	R _{h,d,palo singolo}			R _{d,h,d}		
				10 ϕ 20	20 ϕ 24	22 ϕ 30	10 ϕ 20	20 ϕ 24	22 ϕ 30
[-]	[-]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
23.8	18	2.0	0.5	445	996	1448	4007	8960	13036

La verifica risulta ampiamente soddisfatta per tutte le tipologie di armature, nelle condizioni allo SLU e allo SLV. Per tale motivo, in fase realizzativa si adotterà il quantitativo minimo di armatura (16φ22) in accordo con la norma vigente.

4.2.3 STIMA DEI CEDIMENTI

La stima dei cedimenti per il palo singolo è stata condotta con riferimento al metodo analitico approssimato di Randolph e Wroth (1978). Il calcolo è stato eseguito con riferimento a un deposito di terreno argilloso in condizioni sia drenate sia non drenate.

Come già illustrato nel caso della fondazione della pila esistente, il calcolo dei cedimenti del palo singolo è stato condotto in maniera duplice assumendo, in un primo caso, i moduli di elasticità trasversale iniziali del terreno \bar{G}_0 e $G_{b,0}$ e in un secondo caso una riduzione del 20% di tali moduli per portare in conto eventuali effetti di non linearità del terreno. I valori dei moduli di rigidezza trasversale sono stati desunti, per lo strato di terreno in esame, dai risultati della prova Down-Hole riportati nella Relazione Geotecnica.

Stima del cedimento a $t=0$ (Moduli di rigidezza trasversale iniziali)										
v_u	r_0	r_m	ζ	\bar{G}_0	$G_{b,0}$	K_s	K_b	K_{tot}	N_{medio}	w
[-]	[m]	[m]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[MN/m]	[MN/m]	[MN/m]	[kN]	[cm]
0.5	0.4	23.8	4.08	284	435	8307	1392	9699	1130	0.012

Stima del cedimento a $t=\infty$ (Moduli di rigidezza trasversale iniziali)										
v'	r_0	r_m	ζ	\bar{G}_0	$G_{b,0}$	K_s	K_b	K_{tot}	N_{medio}	w
[-]	[m]	[m]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[MN/m]	[MN/m]	[MN/m]	[kN]	[cm]

0.47 0.4 25.2 4.14 284 435 8190 1313 9503 1130 0.012

Stima del cedimento a t=0 (Moduli di rigidezza trasversale ridotti)

v_u	r_0	r_m	ζ	\bar{G}_{rid}	$G_{b,rid}$	K_s	K_b	K_{tot}	N_{medio}	w
[-]	[m]	[m]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[MN/m]	[MN/m]	[MN/m]	[kN]	[cm]
0.5	0.4	23.8	4.08	227	348	6645	1114	7760	1130	0.015

Stima del cedimento a t= ∞ (Moduli di rigidezza trasversale ridotti)

v'	r_0	r_m	ζ	\bar{G}_0	$G_{b,0}$	K_s	K_b	K_{tot}	N_{medio}	w
[-]	[m]	[m]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[MN/m]	[MN/m]	[MN/m]	[kN]	[cm]
0.47	0.4	25.2	4.14	227	348	6552	1050	7602	1130	0.015

I cedimenti totali che derivano dalle analisi sono pari a:

Stima del cedimento finale

	Moduli di rigidezza trasversali iniziali		Moduli di rigidezza trasversali ridotti	
	w [cm]	w_f [cm]	w [cm]	w_f [cm]
t=0	0.012		0.015	
t= ∞	0.012	0.024	0.015	0.030

L'estensione della stima del cedimento al caso della palificata è stata eseguita mediante l'adozione del metodo empirico descritto al paragrafo 5 della presente Relazione.

Stima del cedimento per la palificata (Moduli di rigidezza trasversale iniziali)

	$W_{p,singolo}$	n_{pali}	l_{medio}	L_{pali}	R	$R_{g,max}$	R_s	$W_{palificata}$	$W_{f,palif.}$
	[cm]	[-]	[-]	[m]	[-]	[-]	[-]	[cm]	[cm]
$t=0$	0.012							0.09	
		18	2.0	19	1.38	0.43	7.77		0.18
$t=\infty$	0.012							0.09	

Stima del cedimento per la palificata (Moduli di rigidezza trasversale ridotti)

	$W_{p,singolo}$	n_{pali}	l_{medio}	L_{pali}	R	$R_{g,max}$	R_s	$W_{palificata}$	$W_{f,palif.}$
	[cm]	[-]	[-]	[m]	[-]	[-]	[-]	[cm]	[cm]
$t=0$	0.015							0.11	
		18	2.0	19	1.38	0.43	7.77		0.23
$t=\infty$	0.015							0.12	

Il cedimento totale della palificata realizzata al di sotto della pila nuova risulta pertanto ampiamente accettabile e in linea con i requisiti funzionali dell'opera.

4.3 BRIGLIA

La briglia progettata ha una dimensione in pianta di 5.5 m x 82 m. Di seguito è riportata la sezione tipo della stessa.

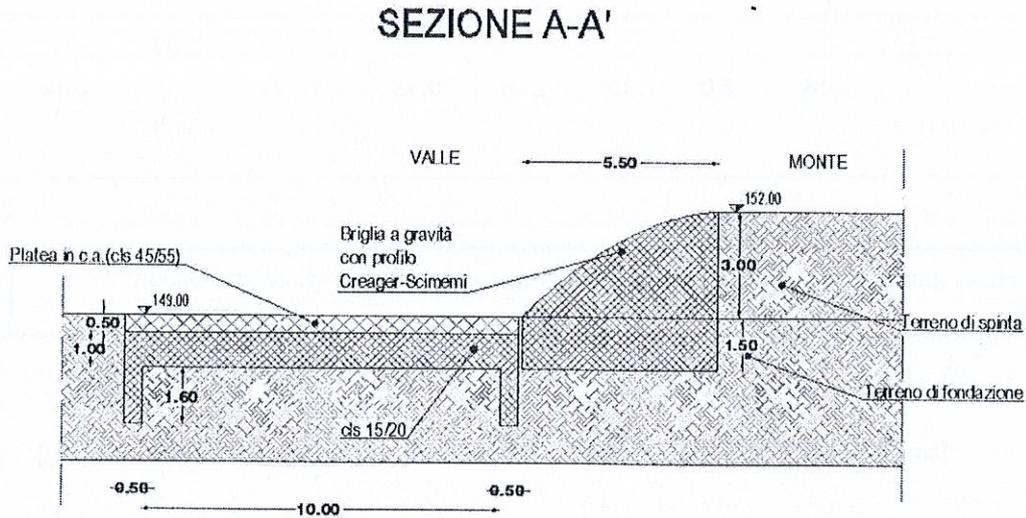


Figura 5.2. Sezione briglia.

Il dislivello Δ tra la zona di monte e quella di valle è pari a 3 m. La geometria della briglia con profilo Creager-Scimemi è stata definita da calcoli idraulici e risulta pari a:

- $D = 1.5$ m profondità del piano di posa;
- $H = D + \Delta = 4.5$ m altezza totale della briglia;
- $B = 5.5$ m base della fondazione della briglia;
- $\beta_i = 90^\circ$ inclinazione paramento interno;
- $\varepsilon = 0^\circ$ inclinazione del piano campagna a monte della briglia;
- $\delta = 2/3\varphi'_{\text{terrapieno}} = (2/3) \cdot 27^\circ$;
- $B_{pt} = 1$ m dimensione della testa della briglia se approssimata ad una sezione trapezoidale;
- $\gamma_{\text{paramento}} = 25$ kN/m³ è il peso dell'unità di volume del calcestruzzo che costituisce il paramento.

Si effettueranno le seguenti verifiche secondo quanto riportato dal DM 14.01.2008 e successive integrazioni:

- Verifica a ribaltamento;

- Verifica a carico limite;
- Verifica allo scorrimento.

In particolare, la verifica a scorrimento è stata realizzata considerando il contributo resistente simultaneo della briglia e della platea a valle della stessa.

Considerando la sezione litostratigrafica della sezione di attraversamento riportata nella Relazione Geotecnica, si osserva che la briglia si attesta su terreni di natura differente. In sinistra idraulica il terreno di fondazione interagente con la briglia è l'argilla di base ad alta consistenza, mentre in destra idraulica si rinviene la successione alluvionale di copertura costituita da sabbia con limo e argilla. Pertanto le verifiche geotecniche della briglia verranno condotte per entrambe le tipologie di sottosuolo.

Di seguito si riportano le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni interagenti con la briglia.

Sondaggio	Terreno	Spessore [m]	$\gamma_{sat,k}$ [kN/m ³]	c_k' [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	ϕ_k' [°]
S3 2000	Livello alluvionale	3.75	19	0	0	27
	Sabbia	3.5	19	0	0	27
	Argilla	12.75	20.34	41	284	31
S1 2014	Livello alluvionale	3.75	19	0	0	27
	Argilla	16.25	20.34	41	284	31

4.3.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE

4.3.1.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU+M2)

Il rinterro a tergo della briglia è realizzato con gli stessi materiali presenti in sito, ossia il livello alluvionale precedentemente caratterizzato.

Questa verifica consiste nel controllare che il momento stabilizzante M_{sd} prodotto dal peso W della briglia sia maggiore o al più uguale al momento ribaltante M_{rd} prodotto dall'azione della spinta esercitata a tergo dell'opera dal terrapieno:

$$M_{sd} \geq M_{rd}$$

Questi due momenti sono valutati rispetto all'estremo sinistro del piano di appoggio (punta) della briglia, rispetto al quale si può innescare il cinematismo di rotazione.

Per la verifica EQU la normativa NTC 2008 prescrive la seguente combinazione di coefficienti parziali EQU+M2, identificando con EQU i coefficienti amplificativi dei carichi e con M2 i coefficienti riduttivi dei parametri meccanici del terreno.

Si procede con il calcolo del peso W della briglia e del suo punto di applicazione scomponendo la stessa in figure geometriche note.

Si calcolano dapprima le aree delle suddette figure, come segue:

$$A_{rett} = B_{pt} \cdot D = 1 \cdot 3 = 3 \text{ m}^2$$
$$A_{tr} = \frac{(B - B_{pt}) \cdot \Delta}{2} = \frac{(5.5 - 1) \cdot 3}{2} = 6.75 \text{ m}^2$$
$$A_f = B \cdot D = 5.5 \cdot 1.5 = 2.75 \text{ m}^2$$

Da cui si ricava il peso W_k :

$$W_k = \gamma_{paramento} \cdot \sum A_i = 25 \cdot (3 + 6.75 + 2.75) = 312.5 \text{ kN/m}$$

Si passa poi alla valutazione del punto di applicazione di W calcolando le coordinate del baricentro della briglia rispetto al sistema di riferimento considerato alla punta della briglia.

Le coordinate del baricentro delle singole figure note sono di seguito calcolate:

$$x_{rett} = B - \frac{B_{pt}}{2} = 5.5 - \frac{1}{2} = 5 \text{ m}$$
$$y_{rett} = D + \frac{\Delta}{2} = 1.5 + \frac{3.0}{2} = 2 \text{ m}$$
$$x_{tr} = \frac{(B - B_{pt}) \cdot 2}{3} = \frac{(5.5 - 1) \cdot 2}{3} = 3 \text{ m}$$
$$y_{tr} = D + \frac{\Delta}{3} = 1.5 + \frac{3.0}{3} = 1.50 \text{ m}$$
$$x_f = \frac{B}{2} = \frac{5.5}{2} = 2.75 \text{ m}$$
$$y_f = \frac{D}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m}$$

Si valutano le coordinate del baricentro dell'intera figura come segue:

$$x_w = \frac{\sum x_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 3.4 \text{ m}$$

$$y_w = \frac{\sum y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 1.3 \text{ m}$$

Le azioni agenti sulla briglia sono la spinta del terreno di rinterro (S_t), la spinta dell'acqua (S_w) e la spinta dovuta al battente d'acqua (S_{qw}) di 5 m al di sopra della briglia, assunto pari a $q_w = 50 \text{ kPa}$. Quest'ultimo termine sarà ridotto a 20 kPa in condizioni sismiche.

Si passa alla valutazione delle spinte, che verranno scomposte nelle due componenti verticale e orizzontale.

Dall'applicazione della teoria dell'equilibrio limite di Coulomb si ha:

- Spinta del terreno di rinterro

$$S_{t,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (\Delta + D)^2 \cdot k_{ahd} = 35.54 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,vk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (\Delta + D)^2 \cdot k_{avd} = 9.11 \text{ kN/m}$$

- Spinta dell'acqua

$$S_{w,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (\Delta + D)^2 = 101.25 \text{ kN/m}$$

- Spinta dovuta al battente d'acqua sulla briglia (carico distribuito sul terrapieno di monte)

$$S_{qw,hk} = q_w \cdot (\Delta + D) \cdot k_{ahd} = 87.7 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,vk} = q_w \cdot (\Delta + D) \cdot k_{avd} = 22.5 \text{ kN/m}$$

dove:

k_{ahd} e k_{avd} sono valutati tenendo conto dei parametri di resistenza di progetto φ'_d e δ_d del terreno così valutati:

$$\varphi'_d = \arctg \left(\frac{tg \varphi'_k}{\gamma_{\varphi'_k}} \right) = \arctg \left(\frac{tg 27^\circ}{1,25} \right) = 22.2^\circ$$

$$\delta_d = \frac{2}{3} \cdot \varphi'_d = \frac{2}{3} \cdot 22.2^\circ = 14.8^\circ$$

in cui:

$\gamma_{\varphi'_k}$ è il coefficiente parziale di sicurezza che agisce sull'angolo di attrito (Tab.6.2.II delle NTC08).

Dalla teoria di Coulomb si ricava k_{ad} :

$$k_{ad} = \left[\frac{\frac{\text{sen}(\beta - \varphi'_d)}{\text{sen}\beta}}{\sqrt{\text{sen}(\beta + \delta_d)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta_d + \varphi'_d) \cdot \text{sen}(\varphi'_d - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \varepsilon)}}} \right]^2 = 0.4$$

Le componenti orizzontale e verticale sono date da:

$$k_{avd} = k_{ad} \cdot \text{sen}(\delta_d) = 0.10$$

$$k_{ahd} = k_{ad} \cdot \text{cos}(\delta_d) = 0.39$$

Le componenti verticali della spinta sono applicate ad una distanza pari a B dalla punta della briglia (centro di rotazione), mentre le componenti orizzontali risulteranno applicate rispettivamente a $\frac{\Delta+D}{3}$ per le distribuzioni triangolari e a $\frac{\Delta+D}{2}$ per le distribuzioni uniformi.

Note le sollecitazioni, si calcolano le azioni stabilizzanti e ribaltanti considerando i coefficienti parziali di sicurezza sui carichi forniti dalla norma.

Si otterranno i valori di progetto di seguito riportati:

$$W_d = \gamma_{G1sf} \cdot W_k = 0.9 \cdot 312.5 = 281.25 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,hk} = 1.1 \cdot 35.54 = 39.1 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,vd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,vk} = 1.1 \cdot 9.11 = 10 \text{ kN/m}$$

$$S_{w,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{w,hk} = 1.1 \cdot 101.25 = 111.4 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,hd} = \gamma_{Qsf} \cdot S_{w,hk} = 1.5 \cdot 87.7 = 131.5 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,vd} = \gamma_{Qsf} \cdot S_{w,vk} = 1.5 \cdot 22.5 = 33.7 \text{ kN/m}$$

L'azione stabilizzante di progetto sarà pari a:

$$M_{sd} = x_w \cdot W_d = 3.4 \cdot 281.25 = 956.2 \text{ kNm/m}$$

L'azione ribaltante di progetto sarà pari a:

$$M_{rd} = \frac{\Delta + D}{3} \cdot (S_{t,hd} + S_{w,hd}) + \frac{\Delta + D}{2} \cdot S_{qw,hd} - B \cdot (S_{t,vd} + S_{qw,vd}) = 281.27 \text{ kNm/m}$$

Dunque la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta in quanto il momento stabilizzante risulta maggiore di quello ribaltante:

$$M_{sd} = 956.2 \text{ kNm/m} \geq M_{rd} = 281.27 \text{ kNm/m}$$

4.3.1.2 VERIFICA A CARICO LIMITE (APPROCCIO 2 - A1+M1+R3)

Avendo scelto l'approccio 2 per le verifiche GEO, è necessario ricalcolare i seguenti coefficienti:

$$k_{ak} = \left[\frac{\frac{\text{sen}(\beta - \varphi'_k)}{\text{sen}\beta}}{\sqrt{\text{sen}(\beta + \delta_k)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta_k + \varphi'_k) \cdot \text{sen}(\varphi'_k - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \varepsilon)}}} \right]^2 = 0.33$$

$$k_{avk} = k_{ak} \cdot \text{sen}(\delta_d) = 0.10$$

$$k_{ahk} = k_{ak} \cdot \text{cos}(\delta_d) = 0.31$$

Dove:

$$\varphi'_d = \varphi'_k = 27^\circ$$

$$\delta_d = \delta_k = \frac{2}{3} \cdot \varphi'_d = \frac{2}{3} \cdot 27^\circ = 18^\circ$$

Si passa ora alla valutazione delle componenti delle spinte come operato precedentemente:

- Spinta del terreno di rinterro

$$S_{t,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (\Delta + D)^2 \cdot k_{ahd} = 28.2 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,vk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (\Delta + D)^2 \cdot k_{avd} = 9.11 \text{ kN/m}$$

- Spinta dell'acqua

$$S_{w,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (\Delta + D)^2 = 101.25 \text{ kN/m}$$

- Spinta dovuta al battente d'acqua sulla briglia (carico distribuito sul terrapieno):

$$S_{qw,hk} = q_w \cdot (\Delta + D) \cdot k_{ahd} = 69.75 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,vk} = q_w \cdot (\Delta + D) \cdot k_{avd} = 22.5 \text{ kN/m}$$

I valori di design sono di seguito riportati:

$$W_d = \gamma_{G1f} \cdot W_k = 1.0 \cdot 312.5 = 312.5 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,hk} = 1.3 \cdot 28.2 = 36.6 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,vd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,vk} = 1.3 \cdot 9.11 = 11.83 \text{ kN/m}$$

$$S_{w,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{w,hk} = 1.3 \cdot 101.25 = 131.62 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,hd} = \gamma_{Qsf} \cdot S_{w,hk} = 1.5 \cdot 69.75 = 104.6 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,vd} = \gamma_{Qsf} \cdot S_{w,vk} = 1.5 \cdot 22.5 = 33.75 \text{ kN/m}$$

Le azioni sollecitanti in direzione verticale ed orizzontale sono le seguenti

$$E_{vd} = W_d + S_{t,vd} + S_{qw,vd} = 358.1 \text{ kN/m}$$

$$E_{hd} = S_{t,hd} + S_{w,hd} + S_{qw,hd} = 272.8 \text{ kN/m}$$

Note le azioni in fondazione si può ricavare l'inclinazione α della risultante:

$$\alpha = \arctan \frac{E_{hd}}{E_{vd}} = \arctan \frac{272.8}{358.1} = 37^\circ$$

Poiché la risultante delle azioni non è applicata al centro della fondazione, è necessario valutare l'eccentricità come segue:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{M_d}{E_{vd}} = \frac{159.2}{358.1} = 0.44 \text{ m}$$

dove:

M_d è il momento valutato rispetto al baricentro del piano di posa della fondazione.

Di seguito si riporta il calcolo del momento M_d :

$$\begin{aligned} M_d &= \frac{\Delta + D}{3} \cdot (S_{t,hd} + S_{w,hd}) + \frac{\Delta + D}{2} \cdot S_{qw,hd} - \frac{B}{2} \cdot (S_{t,vd} + S_{qw,vd}) - \left(x_w - \frac{B}{2}\right) \cdot W_d \\ &= 159.2 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Per tener conto dell'effetto dell'eccentricità del carico agente in fondazione bisognerà considerare un'impronta ridotta della fondazione della briglia.

L'impronta della fondazione fittizia sarà pari a:

$$\frac{B'}{2} = \frac{B}{2} - e = \frac{5.5}{2} - 0.44 = 2.31 \text{ m} \Rightarrow B' = 4.62 \text{ m}$$

La formula per il calcolo del carico limite verticale è la seguente:

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

1. TERRENO MISTO SABBIOSO/ARGILLOSO (S3 2000)

Osservando la stratigrafia del sondaggio S3 2000 (vd. Relazione Geotecnica) appare evidente che il volume di rottura al di sotto della briglia, che si potrebbe estendere fino ad una profondità di circa 6 m, comprenda sia lo strato sabbioso più superficiale sia l'argilla sottostante. Di conseguenza il calcolo della capacità portante sarà effettuato considerando un sottosuolo equivalente, analogo a un materiale a grana fina, i cui parametri sono calcolati nel modo seguente:

- Spessore dello strato $H = 0.5 \tan(45^\circ + \varphi_1/2) \cdot B = 4.49 \text{ m}$ dove φ_1 angolo di attrito relativo allo strato superiore (sabbia);
- $d_1 = 2.75 \text{ m}$ è lo spessore dello strato più superficiale ($H > d_1$);
- $\varphi = \frac{d_1 \cdot \varphi_1 + (H - d_1) \cdot \varphi_2}{H} = 29^\circ$, con φ_2 angolo di attrito relativo allo strato inferiore (argilla);
- $c' = \frac{d_1 \cdot c'_{1} + (H - d_1) \cdot c'_{2}}{H} = 16.0 \text{ kPa}$, con c'_{2} coesione efficace dello strato inferiore (argilla);
- $c_u = \frac{d_1 \cdot c_{u,1} + (H - d_1) \cdot c_{u,2}}{H} = 110 \text{ kPa}$, con $c_{u,2}$ coesione non drenata dello strato inferiore (argilla);
- $\gamma = \frac{d_1 \cdot \gamma_1 + (H - d_1) \cdot \gamma_2}{H} = 19.5 \text{ kN/m}^3$, con γ_2 peso dell'unità di volume saturo relativo allo strato inferiore (argilla).

Calcolo in condizioni non drenate (t=0)

- Portanza: $N_q = 1$, $N_c = 5.14$, $N_\gamma = 0$;
- Inclinazione del carico: $i_q = 1$; $i_c = 0.83$, $i_\gamma = 0$.

$$q_{lim} = 498.5 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 498.5 \cdot 4.62 = 2303.3 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{2303.3}{1.4} = 1645.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 358.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calcolo in condizioni drenate ($t=\infty$)

- Portanza: $N_q = 15.63$, $N_c = 26.89$, $N_v = 18.09$;
- Inclinazione del carico: $i_q = 0.24$; $i_c = 0.19$, $i_v = 0.11$;
- Il punzonamento è stato escluso in quanto $I_r = 4075 > I_{r,crit} = 120$.

$$q_{lim} = 193.35 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 193.35 \cdot 4.62 = 893.3 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{893.3}{1.4} = 638.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 358.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2. TERRENO ARGILLOSO (S1 2014)

Calcolo in condizioni non drenate ($t=0$)

- Portanza: $N_q = 1$, $N_c = 5.14$, $N_v = 0$;
- Inclinazione del carico: $i_q = 1$; $i_c = 0.93$, $i_v = 0$.

$$q_{lim} = 1387.0 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 1387.0 \cdot 4.62 = 6408.3 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{6408.3}{1.4} = 4577.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 358.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calcolo in condizioni drenate ($t=\infty$)

- Portanza: $N_q = 20.63$, $N_c = 32.67$, $N_v = 25.99$;
- Inclinazione del carico: $i_q = 0.40$; $i_c = 0.37$, $i_v = 0.25$;
- Il punzonamento è stato escluso in quanto $I_r = 2859 > I_{r,crit} = 152$.

$$q_{lim} = 785.5 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 785.5 \cdot 4.62 = 3629.0 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{3629.0}{1.4} = 2592.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 358.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.3.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

Con riferimento al paragrafo § 7.11.6.2.1 NTC08 una volta fissato lo stato limite (SLV) e noti i parametri di pericolosità sismica (a_g , F_0 , T_c^*) per il sito considerato, nonché le caratteristiche topografiche e

stratigrafiche dello stesso, è possibile ricavare il coefficiente sismico orizzontale k_h e da quest'ultimo il coefficiente sismico verticale k_v da cui scaturisce l'inclinazione θ della risultante.

Noti i parametri sismici allo SLV si può valutare l'accelerazione massima a_{max} al sito amplificando tramite i coefficienti stratigrafici e topografici il valore dell'accelerazione a_g su affioramento rigido orizzontale:

$$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 0.363 \text{ g}$$

Nota a_{max} sono stati ricavati i coefficienti sismici:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.31 \cdot 0.363 \frac{\text{g}}{\text{g}} = 0.11$$

$$k_v = 0,5 \cdot k_h = 0.5 \cdot 0.11 = 0.055$$

dove:

β_m è un coefficiente normativo tabellato (Tab. 7.11. II NTC08) in funzione dello stato limite considerato (SLV) che tiene conto dell'interazione muro-terreno e della possibilità che il muro subisca spostamenti.

Calcolati i coefficienti sismici è possibile ricavare l'angolo di inclinazione θ della risultante delle forze agenti sulla briglia, combinando il peso di quest'ultima con le forze di inerzia orizzontale e verticale (quest'ultima diretta verso l'alto):

$$\theta = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v} = \arctan \frac{0.10}{1 - 0.05} = 6^\circ$$

Le verifiche riportate al paragrafo precedente verranno qui riproposte in condizioni sismiche secondo quanto riportato dal DM 14.01.2008 e successive integrazioni.

4.3.2.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU+M2)

La geometria dell'opera e le caratteristiche del terrapieno sono le medesime del paragrafo precedente.

Anche in condizioni sismiche la normativa NTC 2008 prescrive la seguente combinazione EQU+M2, identificando con EQU i coefficienti amplificativi dei carichi e con M2 i coefficienti riduttivi dei parametri meccanici del terreno.

Il peso della briglia e il suo punto di applicazione sono gli stessi della verifica in condizioni statiche:

$$W_k = \gamma_{paramento} \cdot \sum A_i = 25 \cdot (3 + 6.75 + 2.75) = 312.5 \text{ kN/m}$$

$$x_w = \frac{\sum x_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 3.4 \text{ m}$$

$$y_w = \frac{\sum y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 1.3 \text{ m}$$

Le azioni agenti sulla briglia sono la spinta del terreno di rinterro (S_t), la spinta dell'acqua (S_w) e la componente orizzontale dovuta al battente d'acqua (S_{qw}) assunto pari a $q_w = 20 \text{ kPa}$.

Si passa poi alla valutazione delle spinte, che verranno scomposte nelle due componenti verticale e orizzontale, e ai relativi punti di applicazione.

Dall'applicazione della teoria di Mononobe e Okabe si ha:

- Spinta del terreno di rinterro

$$S_{t,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (\Delta + D)^2 \cdot k_{aehd} = 40.5 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,vk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (\Delta + D)^2 \cdot k_{aevd} = 10.3 \text{ kN/m}$$

- Spinta dell'acqua

$$S_{w,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (\Delta + D)^2 + \frac{7}{12} \cdot \gamma_w \cdot (\Delta + D)^2 = 219.4 \text{ kN/m}$$

- Spinta dovuta al battente d'acqua agente sulla briglia

$$S_{qw,hk} = q_w \cdot (1 - k_v) \cdot (\Delta + D) \cdot k_{aehd} = 40.0 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,vk} = q_w \cdot (1 - k_v) \cdot (\Delta + D) \cdot k_{aevd} = 10.2 \text{ kN/m}$$

dove:

k_{aehd} e k_{aevd} sono valutati tenendo conto dei parametri di resistenza di progetto φ'_d e δ_d del terreno così valutati:

$$\varphi'_d = \arctg\left(\frac{tg\varphi'_k}{\gamma_{\varphi'_k}}\right) = \arctg\left(\frac{tg27^\circ}{1,25}\right) = 22,2^\circ$$

$$\delta_d = \frac{2}{3} \cdot \varphi'_d = \frac{2}{3} \cdot 22,2^\circ = 14,8^\circ$$

Dalla relazione della teoria di Mononobe e Okabe, valida per $(\varphi'_d - \beta) > \theta$, si ricava k_{aed} :

$$k_{aed} = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi'_d - \vartheta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\beta \cdot \text{sen}(\beta - \theta - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta_d + \varphi'_d) \cdot \text{sen}(\varphi'_d - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\beta - \theta - \delta_d) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)}}\right]^2} = 0,49$$

Le componenti orizzontale e verticale sono date da:

$$k_{aevd} = k_{aed} \cdot \text{sen}(\delta_d) = 0,12$$

$$k_{aehd} = k_{aed} \cdot \cos(\delta_d) = 0,47$$

Le componenti verticali sopra determinate saranno applicate ad una distanza pari a B dalla punta della briglia (centro di rotazione), mentre le componenti orizzontali risulteranno applicate rispettivamente ad $\frac{\Delta+D}{3}$ per le distribuzioni triangolari e a $\frac{\Delta+D}{2}$ per le distribuzioni uniformi.

Note le sollecitazioni si calcolano le azioni stabilizzanti e ribaltanti considerando i coefficienti parziali di sicurezza sismici per i carichi forniti dalla norma.

Si otterranno i valori di progetto delle azioni di seguito riportati:

$$W_d = \gamma_{G1f} \cdot W_k = 1,0 \cdot 312,5 = 312,5 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,hk} = 1,0 \cdot 40,5 = 40,5 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,vd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,vk} = 1,0 \cdot 10,3 = 10,3 \text{ kN/m}$$

$$S_{w,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{w,hk} = 1,0 \cdot 219,4 = 219,4 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,hd} = \gamma_{Qsf} \cdot S_{w,hk} = 1,0 \cdot 40,0 = 40,0 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,vd} = \gamma_{Qsf} \cdot S_{w,vk} = 1,0 \cdot 10,2 = 10,2 \text{ kN/m}$$

L'azione stabilizzante di progetto sarà pari a:

$$M_{sd} = x_w \cdot W_d \cdot (1 - k_v) = 3,4 \cdot 312,5 \cdot (1 - 0,055) = 1004 \text{ kNm/m}$$

L'azione ribaltante di progetto sarà pari a:

$$M_{rd} = \frac{\Delta + D}{3} \cdot (S_{t,hd} + S_{w,hd}) + \frac{\Delta + D}{2} \cdot S_{qw,hd} - B \cdot (S_{t,vd} + S_{qw,vd}) + W_d \cdot k_h \cdot \gamma_w$$

$$= 411.8 \text{ kNm/m}$$

Dunque, la verifica risulta soddisfatta:

$$M_{sd} = 1004 \text{ kNm/m} \geq M_{rd} = 411.8 \text{ kNm/m}$$

4.3.2.2 VERIFICA A CARICO LIMITE (APPROCCIO 2 - A1+M1+R3)

Per l'utilizzo dell'approccio 2 per le verifiche di tipo GEO, è necessario ricalcolare i coefficienti:

$$k_{aed} = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi'_d - \vartheta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\beta \cdot \text{sen}(\beta - \theta - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta_d + \varphi'_d) \cdot \text{sen}(\varphi'_d - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\beta - \theta - \delta_d) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} = 0.41$$

Le componenti orizzontale e verticale sono date da:

$$k_{aevk} = k_{aek} \cdot \text{sen}(\delta_k) = 0.13$$

$$k_{aehk} = k_{aek} \cdot \cos(\delta_k) = 0.39$$

dove:

$$\varphi'_d = \varphi'_k = 27^\circ$$

$$\delta_d = \delta_k = \frac{2}{3} \cdot \varphi'_d = \frac{2}{3} \cdot 27^\circ = 18^\circ$$

Si passa ora alla valutazione delle componenti delle spinte come precedentemente fatto:

- Spinta del terreno di rinterro

$$S_{t,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (\Delta + D)^2 \cdot k_{aehd} = 33.6 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,vk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (\Delta + D)^2 \cdot k_{aevd} = 11.2 \text{ kN/m}$$

- Spinta dell'acqua

$$S_{w,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (\Delta + D)^2 + \frac{7}{12} \cdot \gamma_w \cdot (\Delta + D)^2 = 219.4 \text{ kN/m}$$

- Spinta dovuta al battente d'acqua

$$S_{qw,hk} = q_w \cdot (1 - k_v) \cdot (\Delta + D) \cdot k_{aehd} = 33.2 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,vk} = q_w \cdot (1 - k_v) \cdot (\Delta + D) \cdot k_{aevd} = 11.1 \text{ kN/m}$$

Nella verifica a carico limite in condizioni sismiche è stato considerato anche il contributo della spinta passiva agente sulla platea e sul dente a valle della briglia, nell'aliquota del 50% come previsto da norma. Tale contributo, trascurato nelle verifiche precedenti, è stato introdotto per non rendere la verifica in condizioni sismiche troppo gravosa. Il coefficiente di spinta passiva è stato valutato con la seguente formulazione:

$$k_{ped} = \frac{\text{sen}^2(\beta - \varphi'_d - \vartheta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\beta \cdot \text{sen}(\beta + \theta + \delta_d) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta_d + \varphi'_d) \cdot \text{sen}(\varphi'_d + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\beta + \theta + \delta_d) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} = 2.0$$

dove:

$$\varphi'_d = \varphi'_k = 27^\circ$$

$$\delta_d = 0^\circ$$

La spinta passiva del terreno a valle è stata valutata come:

$$S_{t,p,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_{platea})^2 \cdot k_{aehd} = 44.0 \text{ kN/m}$$

I valori di progetto delle azioni, assumendo unitari i coefficienti parziali di sicurezza in condizioni sismiche, sono di seguito riportati:

$$W_d = \gamma_{G1sf} \cdot W_k = 1 \cdot 312.5 = 312.5 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,hk} = 1.0 \cdot 33.6 = 33.6 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,vd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,vk} = 1.0 \cdot 11.2 = 11.2 \text{ kN/m}$$

$$S_{w,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{w,hk} = 1.0 \cdot 219.4 = 219.4 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,hd} = \gamma_{Qsf} \cdot S_{w,hk} = 1.0 \cdot 33.2 = 33.2 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,vd} = \gamma_{Qsf} \cdot S_{w,vk} = 1.0 \cdot 11.1 = 11.1 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,p,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,p,hk} = 1.0 \cdot 44.0 = 44.0 \text{ kN/m}$$

Le azioni sollecitanti in direzione verticale e orizzontale sono le seguenti

$$E_{vd} = W_d \cdot (1 - k_v) + S_{t,vd} + S_{qw,vd} = 317.6 \text{ kN/m}$$

$$E_{hd} = S_{t,hd} + S_{w,hd} + S_{qw,hd} + W_d k_h - S_{t,p,hd} = 276.5 \text{ kN/m}$$

Note le azioni in fondazione si può ricavare l'inclinazione α della risultante:

$$\alpha = \arctan \frac{E_{hd}}{E_{vd}} = \arctan \frac{276.5}{317.6} = 41^\circ$$

Poiché la risultante delle azioni non è centrata rispetto al baricentro geometrico della fondazione, è necessario valutare l'eccentricità:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{M_d}{E_{vd}} = \frac{273.3}{317.6} = 0.86 \text{ m}$$

dove:

M_d è il momento valutato rispetto al baricentro del piano di posa della fondazione.

Di seguito si riporta il calcolo del momento M_d :

$$M_d = \frac{\Delta + D}{3} \cdot (S_{t,hd} + S_{w,hd}) + \frac{\Delta + D}{2} \cdot S_{qw,hd} - \frac{B}{2} \cdot (S_{t,vd} + S_{qw,vd}) - \left(x_w - \frac{B}{2}\right) \cdot W_d + y_w \cdot W_{wd} \\ \cdot k_h - \left(x_w - \frac{B}{2}\right) \cdot (-W_{wd} \cdot k_v) + S_{t,p,hd} \cdot \left(\frac{2}{3} H_{platea} - D\right) = 273.3 \text{ kNm/m}$$

Per tener conto dell'effetto dell'eccentricità del carico agente in fondazione è stata considerata un'impronta fittizia della fondazione pari a:

$$\frac{B'}{2} = \frac{B}{2} - e = \frac{5.5}{2} - 0.86 = 1.9 \text{ m} \Rightarrow B' = 3.8 \text{ m}$$

1. TERRENO MISTO SABBIOSO/ARGILLOSO (S3 2000)

Le caratteristiche meccaniche e il modello utilizzato sono analoghi a quelli riportati al paragrafo 4.3.1.3 (sottosuolo stratificato di sabbia e argilla ricondotto a uno strato equivalente di argilla).

Calcolo in condizioni non drenate (t=0)

Di seguito si riportano i valori dei coefficienti rientranti nel calcolo del carico limite:

- Portanza: $N_q = 1$, $N_c = 5.14$, $N_\gamma = 0$;
- Inclinazione del carico: $i_q = 1$; $i_c = 0.82$, $i_\gamma = 0$;
- fattore correttivo per effetto cinematico $c_\gamma = 1$;
- fattori correttivi per effetto inerziale $z_c = z_q = z_\gamma = 1$.

$$q_{lim} = 492.0 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 492.0 \cdot 3.8 = 1870.0 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{1870.0}{1.4} = 1336.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 317.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calcolo in condizioni drenate ($t = \infty$)

Di seguito si riportano i valori dei coefficienti rientranti nel calcolo del carico limite:

- Portanza: $N_q = 16.44$, $N_c = 27.86$, $N_\gamma = 19.34$;
- Inclinazione del carico: $i_q = 0.20$; $i_c = 0.14$, $i_\gamma = 0.10$;
- Il punzonamento è stato escluso in quanto $l_r = 4075 > l_{r,crit} = 120$;
- fattore correttivo per effetto cinematico $c_\gamma = 0.91$ per $[k_{hk}/tg(\varphi'_d)] < 1$;
- fattori correttivi per effetto inerziale $z_c = 0.88$; $z_q = z_\gamma = 0.63$.

$$q_{lim} = 120.0 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 120.0 \cdot 3.8 = 456.0 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{456.0}{1.4} = 325.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 317.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2. TERRENO ARGILLOSO (S1 2014)

Calcolo in condizioni non drenate ($t = 0$)

Di seguito si riportano i valori dei coefficienti utilizzati nel calcolo del carico limite:

- Portanza: $N_q = 1$, $N_c = 5.14$, $N_\gamma = 0$;
- Inclinazione del carico: $i_q = 1$; $i_c = 0.93$; $i_\gamma = 0$;
- fattore correttivo per effetto cinematico $c_\gamma = 1$;
- fattori correttivi per effetto inerziale $z_c = z_q = z_\gamma = 1$.

$$q_{lim} = 1386.0 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 1386.0 \cdot 3.8 = 5267.0 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{5267.0}{1.4} = 3762.2 \frac{kN}{m} > E_d = 317.6 \frac{kN}{m}$$

Calcolo in condizioni drenate ($t=\infty$)

- Portanza: $N_q = 20.63$, $N_c = 32.67$, $N_v = 25.99$;
- Inclinazione del carico: $i_q = 0.37$; $i_c = 0.34$, $i_v = 0.22$;
- Il punzonamento è stato escluso in quanto $l_r = 2859 > l_{r,crit} = 152$;
- fattore correttivo per effetto cinematico $c_v = 0.92$ per $[k_{hk}/tg(\varphi'_d)] < 1$;
- fattori correttivi per effetto inerziale $z_c = 0.88$; $z_q = z_v = 0.72$.

$$q_{lim} = 570.0 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 570.0 \cdot 3.8 = 2166.0 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{2166.0}{1.4} = 1547.0 \frac{kN}{m} > E_d = 317.6 \frac{kN}{m}$$

4.4 PLATEA a valle della briglia

A valle della briglia è presente una platea a protezione del fondo dell'alveo; questa ha dimensioni in pianta non regolari: il lato lungo varia tra 82 m in prossimità della briglia e 73.43 m sul lato opposto. La dimensione della base è complessivamente di 11 m, ovvero 10 m più lo spessore dei due denti laterali (1.6 m ognuno).

Di seguito sono riportate le verifiche a carico limite trascurando la presenza dei denti a vantaggio di sicurezza (piano di posa della fondazione a 1.5 m dal piano campagna). Il carico accidentale dato dal battente d'acqua è assunto uguale a quello della briglia.

VERIFICA A CARICO LIMITE (APPROCCIO 2)

L'azione sollecitante in direzione verticale è la seguente:

$$W_k = \gamma_{cls} \cdot \sum A_i = 25 \cdot [(11 \cdot 1.5)] = 412.5 \text{ kN/m}$$

$$P_{w,k} = B \cdot q_w = 11 \cdot 50 = 550 \text{ kN/m}$$

$$E_{vd} = \gamma_{G1sf} \cdot W_k + \gamma_{Qsf} \cdot S_{q_{w,k}} = 1196.3 \text{ kN/m}$$

1. TERRENO MISTO SABBIOSO/ARGILLOSO (S3 2000)

Vale quanto detto in precedenza per la fondazione su terreni stratificati (paragrafo 4.3.1.3) con l'adozione di un terreno equivalente di tipo argilloso.

Calcolo in condizioni non drenate ($t=0$)

- Portanza: $N_q = 1$, $N_c = 5.14$, $N_\gamma = 0$;

$$q_{lim} = 594.65 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 594.65 \cdot 11 = 6541.15 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{6541.15}{2.3} = 2844 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 1196.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calcolo in condizioni drenate ($t=\infty$)

- Portanza: $N_q = 15.63$, $N_c = 26.89$, $N_\gamma = 18.09$;
- Il punzonamento è stato escluso in quanto $l_r = 2881 > l_{r,crit} = 120$.

$$q_{lim} = 1609.9 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 1609.94 \cdot 11 = 17709.4 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{17709.4}{2.3} = 7699.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 1196.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2. TERRENO ARGILLOSO (S1 2014)

Calcolo in condizioni non drenate ($t=0$)

- Portanza: $N_q = 1$, $N_c = 5.14$, $N_\gamma = 0$;

$$q_{lim} = 1490.3 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 1490.3 \cdot 11 = 16393 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{16393}{2.3} = 7127.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 1196.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calcolo in condizioni drenate ($t=\infty$)

- Portanza: $N_q = 20.63$, $N_c = 32.67$, $N_\gamma = 25.99$;
- Il punzonamento è stato escluso in quanto $l_r = 2277 > l_{r,crit} = 152$.

$$q_{lim} = 3131.6 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 3131.6 \cdot 11 = 34448 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{34448}{2.3} = 14977 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 1196.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE IN CONDIZIONI SISMICHE (APPROCCIO 2)

L'azione sollecitante in direzione verticale, assumendo unitari i coefficienti parziali di sicurezza in condizioni sismiche, è la seguente:

$$E_{vd} = \gamma_{G1sf} \cdot W_k(1 - k_v) + \gamma_{Qsf} \cdot S_{qw,k} = 610.0 \text{ kN/m}$$

1. TERRENO MISTO SABBIOSO/ARGILLOSO (S3 2000)

Le caratteristiche meccaniche e il modello utilizzato sono analoghi a quelli riportati al paragrafo 4.3.1.3.

Calcolo in condizioni non drenate (t=0)

- Portanza: $N_q = 1$, $N_c = 5.14$, $N_v = 0$;
- fattore correttivo per effetto cinematico $c_v=1$;
- fattori correttivi per effetto inerziale $z_c=z_q=z_v=1$.

$$q_{lim} = 594.65 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 594.65 \cdot 11 = 6541.15 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{6541.15}{2.3} = 2844 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 610.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calcolo in condizioni drenate (t=∞)

- Portanza: $N_q = 15.63$, $N_c = 26.89$, $N_v = 18.09$;
- Il punzonamento è stato escluso in quanto $l_r = 2881 > l_{r,crit} = 120$.
- fattore correttivo per effetto cinematico $c_v=0.91$ per $[k_{hk}/tg(\phi'_d)] < 1$;
- fattori correttivi per effetto inerziale $z_c=0.88$; $z_q=z_v=0.63$.

$$q_{lim} = 1073 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 1073 \cdot 11 = 11803 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{11803}{2.4} = 4918 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 610.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2. TERRENO ARGILLOSO (S1 2014)

Calcolo in condizioni non drenate (t=0)

- Portanza: $N_q = 1$, $N_c = 5.14$, $N_v = 0$;

- fattore correttivo per effetto cinematico $c_v=1$;
- fattori correttivi per effetto inerziale $z_c=z_q=z_v=1$.

$$q_{lim} = 1490.3 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 1490.3 \cdot 11 = 16393 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{16393}{2.3} = 7127.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 610.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calcolo in condizioni non drenate ($t=\infty$)

- Portanza: $N_q = 20.63$, $N_c = 32.67$, $N_v = 25.99$;
- Il punzonamento è stato escluso in quanto $l_r = 2277 > l_{r,crit} = 152$.
- fattore correttivo per effetto cinematico $c_v=0.92$ per $[k_{hk}/tg(\varphi'_d)] < 1$;
- fattori correttivi per effetto inerziale $z_c=0.88$; $z_q=z_v=0.72$.

$$q_{lim} = 1582.7 \text{ kPa} \rightarrow Q_{lim} = 1582.7 \cdot 11 = 17410 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{17410}{2.3} = 7569.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 610.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.5 VERIFICA A SCORRIMENTO BRIGLIA + PLATEA

4.5.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE

L'azione da considerare ai fini della verifica allo scorrimento è la componente orizzontale della spinta, mentre le componenti verticali ed il peso proprio della briglia e della platea concorreranno alla resistenza a tale fenomeno.

Di seguito sono riportate le verifiche a scorrimento trascurando la presenza dei denti a vantaggio di sicurezza (piano di posa della fondazione a 1.5 m dal piano campagna).

Dalla Teoria di Coulomb si ricava il coefficiente di spinta attiva k_{ak} :

$$k_{ak} = \left[\frac{\frac{\text{sen}(\beta - \varphi'_k)}{\text{sen}\beta}}{\sqrt{\text{sen}(\beta + \delta_k)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta_k + \varphi'_k) \cdot \text{sen}(\varphi'_k - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \varepsilon)}}} \right]^2 = 0.33$$

$$k_{avk} = k_{ak} \cdot \text{sen}(\delta_d) = 0.10$$

$$k_{ahk} = k_{ak} \cdot \text{cos}(\delta_d) = 0.31$$

dove:

$$\varphi'_d = \varphi'_k = 27^\circ$$

$$\delta_d = \delta_k = \frac{2}{3} \cdot \varphi'_d = \frac{2}{3} \cdot 27^\circ = 18^\circ$$

Si passa ora alla valutazione delle componenti delle spinte:

- Spinta del terreno di rinterro

$$S_{t,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (\Delta + D)^2 \cdot k_{ahd} = 28.2 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,vk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (\Delta + D)^2 \cdot k_{avd} = 9.11 \text{ kN/m}$$

- Spinta dell'acqua

$$S_{w,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (\Delta + D)^2 = 101.25 \text{ kN/m}$$

- Spinta dovuta al battente d'acqua sulla briglia:

$$S_{qw,hk} = q_w \cdot (\Delta + D) \cdot k_{ahd} = 69.75 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,vk} = q_w \cdot (\Delta + D) \cdot k_{avd} = 22.5 \text{ kN/m}$$

- Carico del battente d'acqua sulla platea:

$$P_{wk} = q_w \cdot B_{platea} = 550 \text{ kN/m}$$

I valori di design sono di seguito riportati:

$$W_{d,briglia} = \gamma_{G1f} \cdot W_{k,briglia} = 1 \cdot 312.5 = 312.5 \text{ kN/m}$$

$$W_{d,platea} = \gamma_{G1f} \cdot W_{k,platea} = 1 \cdot 412.5 = 412.5 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,hk} = 1.3 \cdot 28.2 = 36.6 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,vd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,vk} = 1.3 \cdot 9.11 = 11.83 \text{ kN/m}$$

$$S_{w,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{w,hk} = 1.3 \cdot 101.25 = 131.62 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,hd} = \gamma_{Qsf} \cdot S_{qw,hk} = 1.5 \cdot 69.75 = 104.6 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,vd} = \gamma_{Qsf} \cdot S_{w,vk} = 1.5 \cdot 22.5 = 33.75 \text{ kN/m}$$

$$P_{wd} = \gamma_{Qf} \cdot P_{wk} = 1.0 \cdot 550 = 550.0 \text{ kN/m}$$

Note le azioni sollecitanti, è necessario calcolare le resistenze di progetto nelle due diverse condizioni di sottosuolo possibili al di sotto della briglia e della platea: terreno sabbioso (sondaggio S3 2000) o terreno argilloso (sondaggio S1 2014).

1. TERRENO SABBIOSO (S3 2000)

In tal caso il calcolo della resistenza di progetto viene condotto in condizioni drenate. La resistenza allo scorrimento della briglia e della platea saranno date da:

$$R_{k,briglia} = N_d \cdot tg\delta_k = (W_{d,briglia} + S_{t,vd} + S_{qw,vd}) \cdot tg\varphi' = 182.5 \text{ kN/m}$$

$$R_{k,platea} = N_d \cdot tg\delta_k = (W_{d,platea} + P_{wd}) \cdot tg\varphi' = 490.4 \text{ kN/m}$$

La resistenza di progetto secondo l'approccio 2 prescelto sarà pari a:

$$R_d = \frac{R_{k,briglia} + R_{k,platea}}{\gamma_R} = \frac{182.5 + 490.4}{1.1} = 611.7 \text{ kN/m}$$

La verifica allo scorrimento risulta soddisfatta poiché:

$$R_d = 611.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq E_d = S_{t,hd} + S_{w,hd} + S_{qw,hd} = 272.82 \text{ kN/m}$$

2. TERRENO ARGILLOSO (S1 2014)

In tal caso il calcolo della resistenza di progetto viene condotto in condizioni sia drenate ($t=0$) sia non drenate ($t=\infty$)

Calcolo in condizioni non drenate ($t=0$)

$$R_{k,briglia} = c_{ud} \cdot B_{briglia} = 284 \cdot 5.5 = 1562 \text{ kN/m}$$

$$R_{k,platea} = c_{ud} \cdot B_{platea} = 284 \cdot 11 = 3124 \text{ kN/m}$$

Quindi la resistenza di progetto sarà pari a:

$$R_d = \frac{R_{k,briglia} + R_{k,platea}}{\gamma_R} = \frac{1562 + 3124}{1.1} = 4260 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 272.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calcolo in condizioni drenate ($t = \infty$)

$$R_{k,briglia} = c'_d \cdot B_{briglia} + N_d \cdot tg \delta_k = 408.0 \text{ kN/m}$$

$$R_{k,platea} = c'_d \cdot B_{platea} + N_d \cdot tg \delta_k = 1063.0 \text{ kN/m}$$

Quindi la resistenza di progetto sarà pari a:

$$R_d = \frac{R_{k,briglia} + R_{k,platea}}{\gamma_R} = \frac{408.0 + 1063.0}{1.1} = 1337.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 272.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.5.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

Le verifiche riportate al paragrafo precedente verranno qui riproposte in condizioni sismiche secondo quanto riportato dal DM 14.01.2008 e successive integrazioni. I coefficienti sismici k_h e k_v sono quelli già valutati per le verifiche sismiche della briglia.

4.5.2.1 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (APPROCCIO 2 A1+M1+R3)

L'azione da considerare ai fini della verifica allo scorrimento saranno le componenti orizzontali della spinta, mentre le componenti verticali ed il peso proprio della briglia e della platea concorreranno alla resistenza a tale fenomeno.

$$k_{aed} = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi'_d - \vartheta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \theta - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta_d + \varphi'_d) \cdot \text{sen}(\varphi'_d - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\beta - \theta - \delta_d) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} = 0.41$$

Le componenti orizzontale e verticale sono date da:

$$k_{aevk} = k_{aek} \cdot \text{sen}(\delta_k) = 0.13$$

$$k_{aehk} = k_{aek} \cdot \cos(\delta_k) = 0.39$$

dove:

$$\varphi'_d = \varphi'_k = 27^\circ$$

$$\delta_d = \delta_k = \frac{2}{3} \cdot \varphi'_d = \frac{2}{3} \cdot 27^\circ = 18^\circ$$

Si passa ora alla valutazione delle componenti delle spinte come precedentemente fatto:

- Spinta del terreno di rinterro

$$S_{t,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (\Delta + D)^2 \cdot k_{aehd} = 33.6 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,vk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (\Delta + D)^2 \cdot k_{aevd} = 11.2 \text{ kN/m}$$

- Spinta dell'acqua

$$S_{w,hk} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (\Delta + D)^2 + \frac{7}{12} \cdot \gamma_w \cdot (\Delta + D)^2 = 219.4 \text{ kN/m}$$

- Spinta dovuta al battente d'acqua

$$S_{qw,hk} = q_w \cdot (1 - k_v) \cdot (\Delta + D) \cdot k_{aehd} = 33.2 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,vk} = q_w \cdot (1 - k_v) \cdot (\Delta + D) \cdot k_{aevd} = 11.1 \text{ kN/m}$$

- Carico del battente d'acqua sulla platea:

$$P_{wk} = q_w \cdot B_{platea} = 220 \text{ kN/m}$$

I valori di progetto delle azioni, assumendo unitari i coefficienti parziali di sicurezza in condizioni sismiche, sono di seguito riportati:

$$W_{d,briglia} = \gamma_{G1f} \cdot W_{k,platea} = 1.0 \cdot 312.5 = 312.5 \text{ kN/m}$$

$$W_{d,platea} = \gamma_{G1f} \cdot W_{k,platea} = 1.0 \cdot 412.5 = 412.5 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,hk} = 1.0 \cdot 33.6 = 33.6 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,vd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{t,vk} = 1.0 \cdot 11.2 = 11.2 \text{ kN/m}$$

$$S_{w,hd} = \gamma_{G1sf} \cdot S_{w,hk} = 1.0 \cdot 219.4 = 219.4 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,hd} = \gamma_{Qsf} \cdot S_{qw,hk} = 1.0 \cdot 33.2 = 33.2 \text{ kN/m}$$

$$S_{qw,vd} = \gamma_{Qsf} \cdot S_{w,vk} = 1.0 \cdot 11.1 = 11.1 \text{ kN/m}$$

$$P_{wd} = \gamma_{Qf} \cdot P_{wk} = 1.0 \cdot 220 = 220.0 \text{ kN/m}$$

1. TERRENO SABBIOSO (S3 2000)

In tal caso le verifiche vengono condotte solo in condizioni drenate. La resistenza allo scorrimento sarà data da:

$$R_{k,briglia} = N_d \cdot tg\delta_d = (W_{d,briglia}(1 - k_v) + S_{t,vd} + S_{qw,vd}) \cdot tg\varphi'_d = 162.0 \text{ kN/m}$$

$$R_{k,platea} = N_d \cdot tg\delta_d = ((W_{d,platea} + P_{wd}) \cdot (1 - k_v)) \cdot tg\varphi'_d = 304.6 \text{ kN/m}$$

Quindi la resistenza di progetto per l'approccio 2 prescelto sarà pari a:

$$R_d = \frac{R_{k,briglia} + R_{k,platea}}{\gamma_R} = \frac{162.0 + 304.6}{1.1} = 424.2 \text{ kN/m}$$

La verifica allo scorrimento risulta soddisfatta poiché:

$$R_d = 424.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq E_d = S_{t,hd} + S_{w,hd} + S_{qw,hd} + W_{d,briglia}k_h + (W_{d,platea} + P_{wd})k_h = 390.2 \text{ kN/m}$$

2. TERRENO ARGILLOSO (S1 2014)

Calcolo in condizioni non drenate ($t=0$)

$$R_{k,briglia} = c_{ud} \cdot B_{briglia} = 284 \cdot 5.5 = 1562 \text{ kN/m}$$

$$R_{k,platea} = c_{ud} \cdot B_{platea} = 284 \cdot 11 = 3124 \text{ kN/m}$$

La resistenza di progetto per l'approccio 2 prescelto sarà pari a:

$$R_d = \frac{R_{k,briglia} + R_{k,platea}}{\gamma_R} = \frac{1562 + 3124}{1.1} = 4260 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 390.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calcolo in condizioni drenate ($t=\infty$)

$$R_{k,briglia} = c'_d \cdot B_{briglia} + N_d \cdot tg\delta_d = 387.5 \text{ kN/m}$$

$$R_{k,platea} = c'_d \cdot B_{platea} + N_d \cdot tg\delta_d = 755.6 \text{ kN/m}$$

Quindi la resistenza di progetto per l'approccio 2 prescelto sarà pari a:

$$R_d = \frac{R_{k,briglia} + R_{k,platea}}{\gamma_R} = \frac{387.5 + 755.6}{1.1} = 1039.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > E_d = 390.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

5. TEORIE UTILIZZATE NELLE VERIFICHE GEO DELLE STRUTTURE FONDALI

5.1 CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE

Per la stima della capacità portante di fondazioni superficiali (q_{lim}) si utilizza la seguente equazione generale, proposta da Bring-Hansen:

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

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

q = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso dell'unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

L = Lunghezza della fondazione;

γ_f = peso dell'unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi che tengono conto della forma della fondazione, della profondità, dell'inclinazione del carico, dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del piano di posa, del punzonamento.

Nel caso in cui la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_b$$

$$L' = L - 2 \cdot e_l$$

dove:

e_b = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

e_l = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

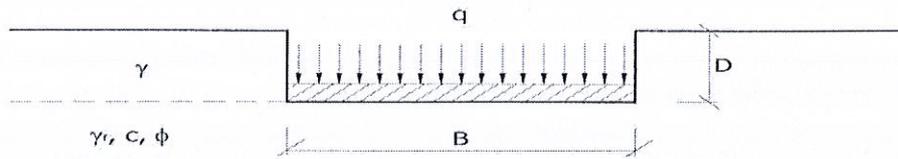


Figura 3.1. Rappresentazione in sezione dei parametri necessari al calcolo del carico limite.

5.1.1 FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE N_c , N_q , N_γ

I fattori di capacità portante (N_γ , N_c , N_q) sono quantità adimensionali funzione dell'angolo di attrito ϕ' e della forma della superficie di rottura considerata.

Per i fattori N_c ed N_q , relativi rispettivamente alla coesione e al sovraccarico, esistono equazioni teoriche, mentre per il fattore N_γ , che tiene conto dell'influenza del peso del terreno, la cui determinazione richiede un procedimento numerico per successive approssimazioni, esistono solo formule empiriche approssimanti.

Confrontando le equazioni proposte da vari Autori per il calcolo dei fattori di capacità portante si osserva un buon accordo per i fattori N_c e di N_q , mentre per il fattore N_γ sono state proposte soluzioni diverse. Le equazioni più utilizzate per la stima dei fattori di capacità portante sono le seguenti (Terzaghi 1943):

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi$$

Per N_γ si riportano alcune delle formulazioni alternative presenti in letteratura:

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \text{tg}(1,4 \cdot \phi) \quad (\text{Meyerhof, 1963})$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi \quad (\text{Hansen, 1970})$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi \quad (\text{Vesic, 1973})$$

Come caso particolare, per $\phi = 0$, ovvero per le verifiche in condizioni non drenate di fondazioni superficiali su terreno coesivo saturo in termini di tensioni totali, i fattori di capacità portante assumono i valori:

$$N_q = 1, N_c = 5.14 \text{ e } N_\gamma = 0.$$

5.1.2 FATTORI DI FORMA s_c, s_q, s_γ

La capacità portante di una fondazione reale ($L \approx B$) è influenzata dagli effetti di bordo. Si può tener conto, in modo semi empirico, della tridimensionalità del problema di capacità portante attraverso i fattori di forma, il cui valore può essere calcolato con le formule indicate in Tabella.

Terreni puramente coesivi ($c_u \neq 0, \varphi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \varphi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B}{(2 + \pi)L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

con $B/L < 1$.

I fattori s_c ed s_q , rispettivamente associati alla coesione e al sovraccarico latitante, sono maggiori di 1 poiché anche il terreno alle estremità longitudinali della fondazione contribuisce alla capacità portante, mentre il fattore s_γ , associato al peso proprio del terreno di fondazione, è minore di 1 a causa del minore confinamento del terreno alle estremità.

5.1.3 FATTORI DI PROFONDITÀ DEL PIANO DI POSA d_c, d_q, d_γ

Se si vuole mettere in conto anche la resistenza al taglio del terreno sopra il piano di fondazione, ovvero considerare la superficie di scorrimento estesa fino al piano campagna, si possono utilizzare i fattori di profondità indicati nella seguente tabella.

Terreni puramente coesivi ($c_u \neq 0, \varphi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \varphi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \cdot k$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

dove

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \arctan \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

5.1.4 FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO i_c, i_q, i_y

L'inclinazione del carico riduce la resistenza a rottura di una fondazione superficiale. A seconda del rapporto fra le componenti, orizzontale H e verticale V, del carico la rottura può avvenire per slittamento o per capacità portante.

Le equazioni empiriche per fattori di inclinazione del carico ritenute più affidabili sono:

Terreni coesivi ($c \neq 0, \varphi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \varphi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \varphi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_y = 0$	$i_y = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_y = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

m è definito come:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione}$$

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta \quad \text{se la forza H forma un angolo } \theta \text{ con la direzione longitudinale della fondazione}$$

5.1.5 FATTORI DI RIDUZIONE PER ROTTURA A PUNZONAMENTO ψ_c, ψ_q, ψ_y

Nel caso di materiale molto sciolto (o molle) le superfici di rottura coincidono praticamente con le facce laterali del cuneo, generando una tipologia di rottura definita punzonamento.

Il fenomeno del punzonamento risulta retto da un *indice di rigidità* del terreno, definito come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E= modulo elastico del terreno.

ν = coefficiente di Poisson.

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp \left\{ \left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

Terreni puramente coesivi ($c_u \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = \exp \left\{ \left(0.66 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \log(2I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

5.1.6 CARICO LIMITE IN CONDIZIONI NON DRENATE

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = (2 + \pi)c_u \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{1}{2} \gamma_{sat} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

5.1.7 FATTORI CORRETTIVI AL CARICO LIMITE IN PRESENZA DI SISMA

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

5.1.7.1 FATTORE CORRETTIVO DOVUTO ALL'EFFETTO CINEMATICO c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} , valutabile con i riferimenti normativi specificati per i pendii (circolare esplicativa § C 7.11.5.3.1). In tal modo è possibile esprimere il K_{hk} (§ 7.11.3.5.2, NTC 2008) come:

$$k_{hk} = \beta_s \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella tabella 7.11.1 del DM 14/01/2008:

Tab. 7.11.1 – DM 14/01/2008

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c_u \neq 0, \varphi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \varphi \neq 0$)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{tg\phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{k_h}{t \phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$

5.1.7.2 FATTORI CORRETTIVI DOVUTI ALL'EFFETTO INERZIALE z_c, z_q, z_γ

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} .

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di Paolucci - Pecker attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ($c_u \neq 0, \varphi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \varphi \neq 0$)
$z_c = z_q = z_\gamma = 1$	$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_{hi}$ se $z_c > 0$, altrimenti $z_c = 0$ $z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{k_{hi}}{tg\phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{k_h}{t \phi} < 1$, altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLU attraverso la relazione:

$$k_{hi} = \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLV per $T=0$ ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

5.2 PALI DI FONDAZIONE

5.2.1 CARICO LIMITE VERTICALE

Il carico limite verticale q_{lim} è dato dalla somma della resistenza laterale P_L e della resistenza alla punta P_p :

$$q_{lim} = P_p + P_L$$

In terreni argillosi il carico limite va valutato sia in condizione drenate sia non drenate.

Per terreni incoerenti il contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate.

La resistenza alla punta P_p si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

dove:

- per la determinazione dei valori di N_q vengono usati i grafici di Berezantev $N_q = N_q(L/D; \varphi)$ in cui L è la lunghezza del palo, D è il diametro e φ è l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$;
- c è la coesione;
- q è la tensione litostatica alla punta del palo.

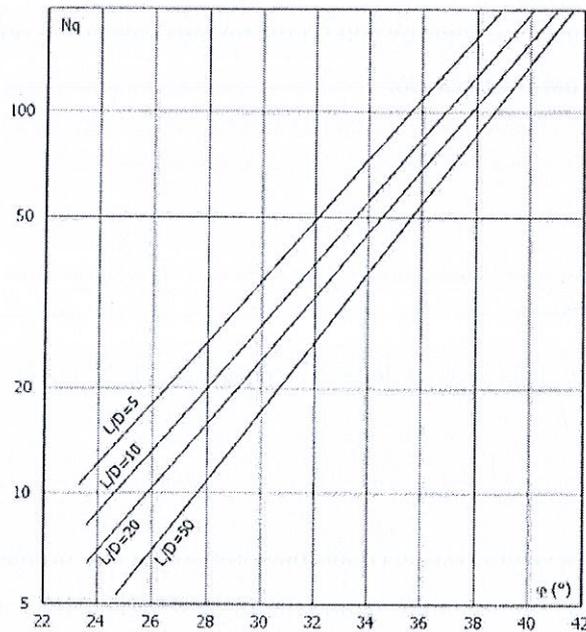


Figura 3.2. Abaco di Berezantev.

Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate. In caso di **condizioni drenate** si assume $c=c'$ (coesione efficace) e q calcolata in tensioni efficaci. In **condizioni non drenate** si assume $q = q_{tot}$ (pressione totale), $c=c_u$ (coesione non drenata) e $N_c=9$.

Per il calcolo della resistenza laterale si usa invece la formula:

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \cdot s$$

in cui s è la somma di un termine di adesione a indipendente dalla tensione normale (orizzontale σ_h) e da un termine attritivo dipendente dall'attrito lungo il fusto del palo e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo:

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu$$

con μ dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate.

In **condizioni drenate** si assume $a = 0$, pertanto:

$$s = \sigma_v \cdot \mu \cdot k$$

dove k e μ assumono valori diversi a seconda della tecnica esecutiva del palo e del materiale, come riportato nella seguente tabella.

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	sciolto	denso	
BATTUTO: Profilato d'acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
Tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	$\tan(3/4 \varphi)$
Calcestruzzo prefabbricato	1.0	2.0	$\tan \varphi$

Calcestruzzo gettato in opera	1.0	3.0	
TRIVELLATO	0.5	0.4	$\tan\varphi$
TRIVELLATO-PRESSATO CON ELICA CONTINUA	0.7	0.9	$\tan\varphi$

In condizioni non drenate si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui:

$$a = \alpha \cdot c_u$$

con α dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso.

Tipo di palo	Valori di c_u [kPa]	Valori di α
BATTUTO	$c_u \leq 25$	1.0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0.011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0.5
TRIVELLATO	$c_u \leq 25$	0.7
	$25 < c_u < 70$	$0.7 - 0.008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0.35

In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate in maniera opportuna a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente).

Se il palo attraversa strati di argilla, il calcolo in condizioni non drenate viene svolto considerando il contributo del singolo strato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito.

5.2.2 CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).

Le ipotesi assunte da *Broms* sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma della sezione trasversale del palo ininfluente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dalla dimensione d della sezione del palo stesso (diametro di una sezione circolare, lato di una sezione quadrata, etc.);
- sotto azioni orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa;
- anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico,

cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge il valore M_{plast} , ovvero il momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

- terreni *coesivi* (rottura in condizioni non drenate);
- terreni *incoerenti* (rottura in condizioni drenate).

Nella seguente figura è riportato l'andamento della resistenza limite del terreno secondo la teoria di Broms, al variare della tipologia di terreno.

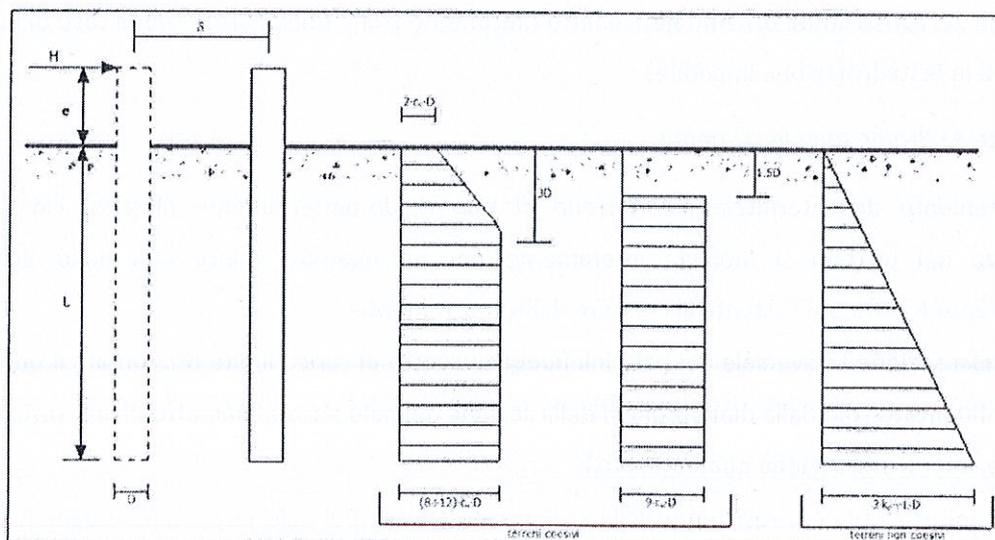


Figura 3.3. Resistenza limite del terreno secondo la teoria di Broms.

Quindi, nella fase di verifica, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

Palo corto \Rightarrow (plasticizzazione terreno)
Palo intermedio \Rightarrow (plasticizzazione palo)
Palo lungo

Nel caso di *terreni incoerenti* ($c=0$), si assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore $p = 0$ (in testa) fino al valore $p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot L \cdot d$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva.

Per quanto riguarda i *terreni coesivi* la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p = 2 \cdot c_u \cdot d$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p = (8 \div 12) \cdot c_u \cdot d$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p = 0$ fino alla profondità $1.5 \cdot d$ e con valore costante e pari a $9 \cdot c_u \cdot d$ per tutta la lunghezza del palo.

Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo, M_p , del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

La teoria di Broms è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati, la teoria di Broms viene generalizzata formulando le seguenti ipotesi aggiuntive, rispetto al caso del terreno monostrato:

- **terreno coesivo:** la resistenza laterale per unità di superficie p_i viene considerata costante, secondo l'ipotesi di Broms, a partire da una profondità pari ad $1.5 \cdot d$ ritenendo nulla la reazione per strati di altezza inferiore a $1.5 \cdot d$. La resistenza p_i è indipendente dalla pressione litostatica.
- **terreno incoerente:** la resistenza laterale per unità di superficie p_i varia con legge lineare lungo l'altezza, secondo l'ipotesi di Broms. La resistenza p_i è dipendente dalla pressione litostatica, per cui nel calcolo di tali resistenze si tiene conto del peso degli eventuali strati sovrastanti.

5.2.2.1 CINEMATISMO DI ROTTURA A CARICHI ORIZZONTALI IN TERRENI COESIVI

Nella fase di verifica bisogna determinare il meccanismo di rottura del palo vincolato in testa, ovvero bisogna determinare se questo si comporti da:

- **Palo corto:** si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo non subisca plasticizzazioni. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione rigida. Tramite una

semplice equazione di equilibrio alla traslazione si ha:

$$H = 9c_u d(L - 1.5d)$$

Da cui si ricava:

$$\frac{H}{c_u d^2} = 9 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

A tal fine si ricava che:

$$M_{max} = H(0.5L - 0.75d)$$

In quest'ultima relazione, introducendo la precedente, si ha:

$$\frac{M_{max}}{c_u d^3} = 4.5 \left(\frac{L}{d} \right)^2 - 10.125$$

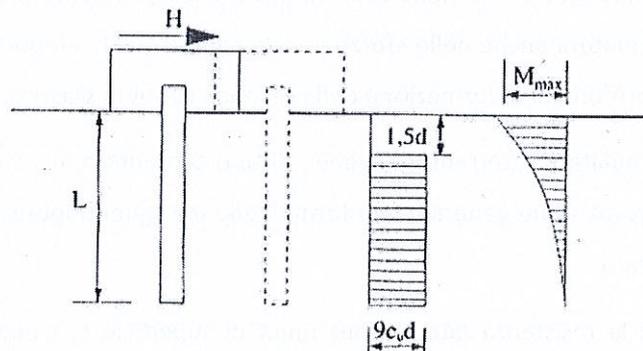


Figura 3.4. Schema di palo corto per terreni coesivi.

È necessario verificare che $M_{max} \leq M_y$, e quindi che l'ipotesi di palo corto è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo intermedio.

– **Palo intermedio:** si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e che al piede sia presente un vincolo alla traslazione orizzontale. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Applicando l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione intorno al punto in cui si forma la cerniera plastica si ottengono le seguenti espressioni:

$$H = 9c_u d f$$

$$M_y + 9c_u d \frac{g^2}{4} - 9c_u d f \left(\frac{f}{2} + 1.5d \right) = 0$$

Queste espressioni combinate forniscono l'espressione per determinare H:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3} + 4.5}$$

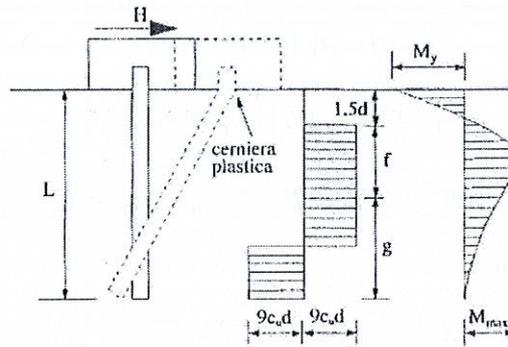


Figura 3.5. Schema di palo intermedio per terreni coesivi.

Una volta note tutte le forze in gioco, si determina il diagramma del momento lungo il fusto del palo.

Si procede dunque alla verifica dell'ipotesi di palo intermedio, la quale se non fosse soddisfatta porta alla formulazione di palo lungo.

– **Palo lungo:** si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e lungo il fusto. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

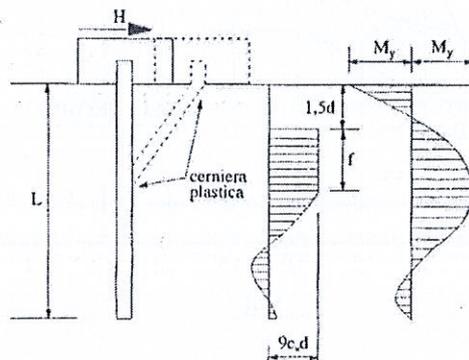


Figura 3.6. Schema di palo lungo per terreni coesivi.

Il massimo momento lungo il fusto, che si verifica nella sezione a profondità $(1.5d + f)$, uguaglia il momento di plasticizzazione M_y ; si forma in tal modo una seconda cerniera plastica.

In queste condizioni, l'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso frale due cerniere plastiche fornisce:

$$H(1.5d + 0.5f) = 2M_y$$

Da cui, tenendo conto che $\frac{H}{c_u d^2} = 9 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$, si ottiene:

$$H^2 + 27c_u d^2 H - 36c_u d \cdot M_y = 0$$

Dalla quale si ottiene infine:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

È possibile utilizzare al posto delle formulazioni analitiche il seguente abaco suddiviso in zone al variare del rapporto di snellezza L/d .

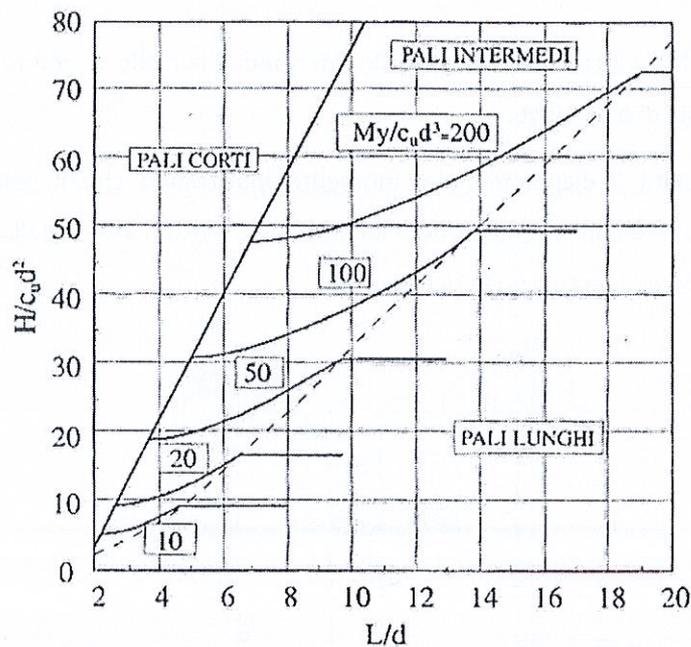


Figura 3.7. Carico orizzontale limite, H, per pali impediti di ruotare in testa, terreni coesivi.

5.2.3 EFFETTO DI GRUPPO

Il carico limite di un gruppo di N pali è funzione di un fattore detto *efficienza della palificata*, E , ovvero:

$$Q_{Glim} = N \cdot E \cdot Q_{lim}$$

Per palificate in **terreni incoerenti**, l'esperienza (Vesic, 1968) ha mostrato che l'efficienza risulta maggiore dell'unità, quindi nel progetto si assumerà $E = 1$ a vantaggio di sicurezza.

Per palificate in **terreni coesivi**, l'efficienza risulta minore dell'unità e in genere pari a $0.6 \div 0.7$. Per un gruppo costituito da m file di pali con n pali per ciascuna fila, l'efficienza può essere calcolata con la formula empirica di Converse Labarre:

$$E = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \cdot mn}$$

dove i è l'interasse tra i pali del gruppo.

Tezagli e Peck (1948) suggeriscono di calcolare il carico limite del gruppo di pali considerando i pali e il terreno tra essi inglobato come un unico blocco, adottando la seguente espressione:

$$Q_{Glim} = B_1 B_2 (N_c c_u + \gamma L) + 2L(B_1 + B_2) c_u$$

nella quale B_1 e $B_2 < B_1$ rappresentano le dimensioni in pianta della palificata. Al coefficiente N_c potranno essere assegnati i valori riportati nella seguente tabella in funzione del rapporto tra lunghezza del palo (L) e larghezza del gruppo (B_2).

L/B_2	N_c	
	$B_1/B_2 = 1$	$B_1/B_2 > 10$
0.25	6.7	5.6
0.50	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1.00	7.7	6.4
1.50	8.1	6.8
2.00	8.4	7.0
2.50	8.6	7.2
3.00	8.8	7.4
≥ 4	9.0	7.5

Per un gruppo avente forma in pianta rettangolare ($1 \leq B_1/B_2 \leq 10$), il valore di $N_{c,rett}$ potrà essere ottenuto da quello relativo ad una striscia indefinita $N_{c,inf}$ mediante la formula:

$$N_{c,rett} = N_{c,inf} (1 + 0.2 B_2/B_1)$$

È buona norma calcolare l'efficienza con entrambi i metodi ed adottare il valore minore.

Anche in questo caso si è proceduto utilizzando entrambi i metodi sopra esposti. Per la fondazione della nuova pila il metodo più cautelativo è quello di Converse Labarre che ha fornito una efficienza di 0.64 avendo assunto un interasse medio, i_{med} , di 2.0 m. Il valore assunto in progetto risulta in linea con i valori tipici (0.6 ÷ 0.7) per palificate in terreni coesivi.

5.2.4 CEDIMENTI DEL GRUPPO DI PALI

Per analizzare il comportamento di un gruppo di pali in condizioni di esercizio (SLE) occorre calcolarne i cedimenti.

Le metodologie per la previsione dei cedimenti delle fondazioni su pali sono molteplici:

- metodi empirici;
- metodo analitico approssimato;
- metodo delle curve di trasferimento;
- metodi ad elementi di contorno (BEM);
- metodi ad elementi finiti.

Per il calcolo del cedimento del palo singolo è stato utilizzato il **metodo analitico approssimato** (Randolph e Wroth, 1978). Nell'ipotesi di palo immerso in un mezzo elastico, il metodo consta nella determinazione dell'interazione tra tale mezzo con la superficie laterale e la base del palo stesso. Le soluzioni determinate vengono poi sovrapposte.

- *Interazione sulla superficie laterale, trasmissione del carico per attrito laterale.*

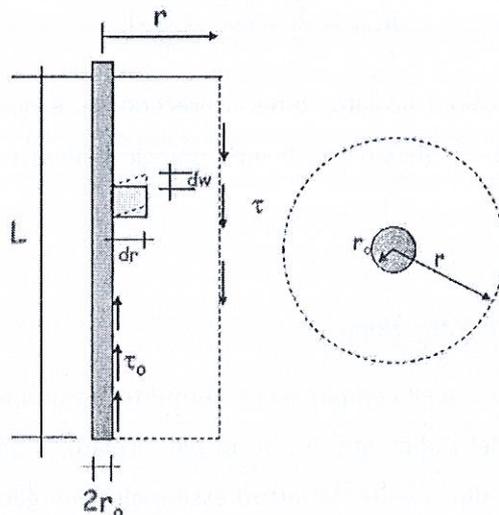
Detto τ_0 il valore dello sforzo di taglio all'interfaccia fra palo e terreno, ad una distanza r dall'asse del palo, per l'equilibrio, deve aversi un valore della tensione tangenziale τ :

$$\tau = \frac{\tau_0 r_0}{r}$$

dove r_0 rappresenta il raggio del palo. Considerando che la corrispondente deformazione distorsionale vale $\gamma = \tau/G$ e che in prima approssimazione vale la relazione $\gamma = dw/dr$, da queste relazioni si ottiene:

$$w(r) = \int_r^{r_m} \frac{\tau_0 r_0}{Gr} dr = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln\left(\frac{r_m}{r}\right)$$

dove $r_m = 2.5(1-\nu)L$ è la distanza di estinzione, ovvero un raggio massimo al di là del quale non si ha più deformazione.



Il cedimento w_s all'interfaccia palo-terreno ($r = r_0$) vale:

$$w_s = \zeta \frac{\tau_0 r_0}{G}$$

dove $\zeta = \ln(r_m/r_0)$ è compreso in genere fra 3 e 5.

Il carico totale che agisce sul palo è dato da $S = 2\pi r_0 L \tau_0$, e quindi il rapporto tra carico e cedimento, ossia la rigidità lungo la superficie laterale, vale:

$$K_S = \frac{S}{w_s} = \frac{2\pi L \bar{G}}{\zeta}$$

con \bar{G} = valore medio del modulo di rigidità a taglio fra la superficie e la profondità L .

- *Interazione alla base del palo.*

Il cedimento w_b della base del palo è espresso dalla formula:

$$w_b = \frac{P}{r_b G_b} \frac{1-\nu}{4}$$

dove P è il carico agente alla base, r_b il raggio della base e G_b il modulo di elasticità trasversale del materiale al di sotto della base del palo. Si ha quindi:

$$K_b = \frac{P}{w_b} = \frac{4r_b G_b}{1-\nu}$$

Detto $Q = P + S$ il carico totale agente alla testa del palo (in condizioni di esercizio) e w il relativo cedimento, in ipotesi di palo rigido, si ottiene la rigidezza complessiva del sistema:

$$K_{tot} = \frac{Q}{w} = \left(\frac{P}{w_b} + \frac{S}{w_s} \right)$$

Noto il cedimento del palo singolo, calcolato come in precedenza, è possibile estendere la stima del cedimento della **palificata**. Anche in questo caso le metodologie sono diverse:

- Metodo empirico;
- Metodi delle equivalenze;
- Metodo dei coefficienti di interazione.

L'approccio metodologico scelto è quello **empirico** che permette di esprimere il cedimento medio w_{gp} di una palificata come prodotto del cedimento w_{sp} di un palo isolato, a parità di carico medio, per un coefficiente di amplificazione R dipendente da fattori essenzialmente geometrici come il numero n di pali della palificata, il rapporto i/d fra interasse e diametro dei pali etc.

$$w_g = w_{sp} R_{sp}$$

Il coefficiente di amplificazione R è legato al coefficiente di riduzione del gruppo R_g ($R_g = R_{sp}/n$); quest'ultimo ha il significato di rapporto tra il cedimento del gruppo e il cedimento che avrebbe il palo singolo assoggettato al carico totale del gruppo nell'ipotesi di comportamento lineare del palo fino a tale carico. Si può dimostrare che $1/n \leq R_g \leq 1$.

Inoltre è possibile individuare una correlazione tra R_g e il parametro $R = \sqrt{\frac{ni}{L}}$ (Randolph e Clancy, 1993; Mandolini, 1994).

Da alcuni studi sperimentali (Mandolini et al., 1997) su palificate in vera grandezza, comprendenti

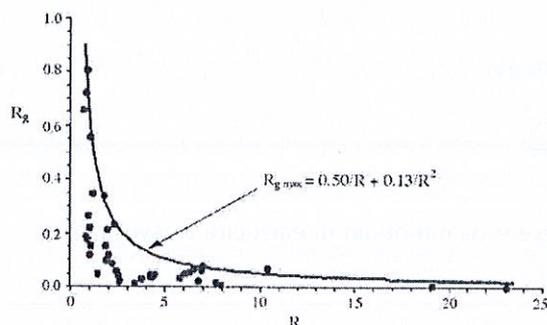


Figura 3.8. Dati empirici circa il cedimento di fondazioni su pali.

terreni e pali di varia natura nonché configurazioni geometriche varie ($4 \leq n \leq 6500$; $1.8 \leq i/d \leq 7$; $15 \leq L/d \leq 125$) è stato possibile inviluppare i valori sperimentali di R_g nell'espressione:

$$R_{g,max} = \frac{0.5}{R} + \frac{0.13}{R^2}$$

Noto $R_{g,max}$ è possibile determinare R_{sp} e di conseguenza il cedimento medio della palificata w_{gp} .