

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

TRATTO: BOLOGNA - FERRARA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO - FERRARA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Nuovo Ponte Riolo Km.25+150 e Bassoreno km.25+190

Relazione di calcolo delle fondazioni

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N.20155

RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Federica Ferrari
Ord. Ingg. Milano N. 21082

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:			
Codice	Commessa	Lotto, Sub-Prog, Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	—			
1	1	1306	0001	P	D	0000	0000	0000	0000	0	A	P	E	0453	—	—	SCALA: —

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE				
	Ing. Federica Ferrari Ord. Ingg. Milano N. 21082				n.	data			
					0	NOVEMBRE 2016			
					1	—			
					2	—			
REDATTO:		—		VERIFICATO:		—		3	—
								4	—

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Antonio Tosi

VISTO DEL CONCEDEnte



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI E IL PERSONALE
STRUTTURADIVIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

SPEA ENGINEERING

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI SOTTOVIA, PONTI E VIADOTTI

Ponte Riolo – Sottovia Basso Reno
Relazione di calcolo delle fondazioni

APE453

INDICE

1. PREMESSA.....	4
1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1 SOFTWARE DI CALCOLO	5
3. CARATTERISTICHE MATERIALI	6
3.1.1 Calcestruzzo opere in ampliamento	6
3.1.2 Acciaio per c.a. opere in ampliamento.....	6
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	8
4.1 PREMESSA	8
4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO.....	8
4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	8
4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI Falda	9
4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO	10
5. CRITERI DI VERIFICA	10
5.1 PREMESSA	10
5.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	10
5.3 FONDAZIONI SU PALI.....	11
5.3.1 Verifiche di sicurezza	12
5.3.2 Resistenza caratteristica (R_k) di pali soggetti a carichi assiali	12
5.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali	18
5.3.4 Analisi delle palificate	23
6. VERIFICHE GEOTECNICHE DI PORTANZA DEI PALI FONDAZIONE – SPALLA A	24
6.1 PREMESSA	24
6.2 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE.....	24
6.2.1 Combinazione GEO - A2 M1 R2	24
6.2.2 Combinazione - A1 M1 R3	26
7. VERIFICHE GEOTECNICHE DI PORTANZA DEI PALI FONDAZIONE – SPALLA B	28
7.1 PREMESSA	28
7.2 CALCOLO DEI CARICHI IN TESTA PALIFICATA.....	28
7.3 MODELLAZIONE CON GROUP	30
7.3.1 Geometria della struttura	30
7.3.2 Risultati dell'analisi	31
7.4 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE.....	31
8. VERIFICHE GEOTECNICHE DI PORTANZA DEI PALI FONDAZIONE – SPALLA C.....	36
8.1 PREMESSA	36
8.2 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE.....	36
8.2.1 Combinazione GEO A2 M1 R2	36
8.2.2 Combinazione A1 M1 R3	38

9.	MURI DI SOSTEGNO – SPALLA C	40
9.1	ANALISI DEI CARICHI	40
9.1.1	<i>Pesi propri</i>	40
9.1.2	<i>Spinta del terreno</i>	41
9.1.3	<i>Azioni sismiche</i>	41
9.2	COMBINAZIONI DI CARICO	41
9.3	SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	42
9.4	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	43
9.4.1	<i>Paramento verticale</i>	43
9.4.2	<i>Pali di fondazione</i>	47
9.4.3	<i>Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali e verifiche geotecniche</i>	51

1. PREMESSA

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli di dimensionamento e verifica relativi alle sottostrutture (Spalla A, Spalla B e Spalla C) dell'opera di nuova realizzazione denominata "Ponte Riolo – Sottovia Basso Reno" prevista nell'ambito dei lavori di ampliamento alla terza corsia sull'autostrada A13 Bologna – Padova, alle progressive km 25+150 e km 25+180.

1.1 *Descrizione generale dell'opera*

L'opera nel complesso è costituita da due porzioni costituite da sistemi costruttivi differenti. In particolare, la porzione denominata Ponte Riolo è costituita da un impalcato a sezione mista acciaio – calcestruzzo con scema statico in semplice appoggio. L'impalcato appoggia sulle spalle A e B dell'opera. La spalla B costituisce il sostegno anche per la porzione di opera denominata "Sottovia Baso Reno", realizzata con un impalcato a travi in cemento armato precompresso, solidarizzate da una soletta in cemento armato gettata in opera. L'impalcato risulta solidarizzato anche alle spalle B e C, in modo da costituire una struttura unica.

Le tra spalle dell'opera hanno caratteristiche geometriche differenti ma sono fondate tutte su pali di grande diametro Φ 1200 mm e lunghezza pari a 32.0 m.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.1 SOFTWARE DI CALCOLO

Per l’analisi geotecniche si ricorrerà al seguente programma:

“**GRUOP for Windows**” – ver. 7.0, Ensoft Inc. Il programma permette di analizzare il comportamento di gruppi di pali attraverso modellazione 2D o modellazione 3D.

Per l’elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2007**.

3. CARATTERISTICHE MATERIALI

Vengono di seguito elencati i materiali impiegati per la realizzazione dell'opera, unitamente ai rispettivi parametri di riferimento.

3.1.1 Calcestruzzo opere in ampliamento

Secondo EN206 - CNR UNI 11104

PALI

Classe C25/30

Classe di esposizione XC2

MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI

Classe C12/15

Classe di esposizione X0

FONDAZIONI SPALLE E MURI

Classe C28/35

Classe di esposizione XC2

ELEVAZIONI MURI

Classe C28/35

Classe di esposizione XF2

ELEVAZIONI SPALLE

Classe C32/40

Classe di esposizione XF2

COPRIFERRO NOMINALE* per pali trivellati (\varnothing palo>600mm) Cnom.=60.0 mm

COPRIFERRO NOMINALE* per elevazioni Cnom.=35.0 mm

COPRIFERRO NOMINALE* per fondazioni Cnom.=40.0 mm

* EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P

3.1.2 Acciaio per c.a. opere in ampliamento

Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)

Tipo B450C

fyk > 450 MPa

ftk > 540 MPa

MISCELA / MALTA CEMENTIZIA DI INIEZIONE:

Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori

Classe di resistenza minima C25/30

Classe di esposizione XC2

Eventuali additivi secondo NTA

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 Premessa

Di seguito si riporta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento delle opere in oggetto.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti a partire dai risultati delle indagini a disposizione per l'opera in esame, mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito.

4.2 Indagini e prove di laboratorio di riferimento

In corrispondenza dell'opera in esame sono disponibili i risultati delle indagini riassunte nella tabella.

Tabella 1: Indagini geognostiche di riferimento

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
DPSH – BF3 – B	Imprefond B-2011	25+065.00	15.07	15.00	-
S – BF22 – C	Tecno-in C-2011	25+135.00	11.05	40.00	C (24.00) C (33.50)
S – BF23 – C	Tecno-in C-2011	25+207.00	10.40	40.00	CH

C (....) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
 TA (....) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);
 CH = sondaggio attrezzato per prova Cross-Hole

4.3 Stratigrafia di riferimento e parametri geotecnici caratteristici

Le tabelle sottostanti riportano le unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame, la stratigrafia di riferimento valutata a partire dal piano campagna riferito alla quota +11.05 m s.l.m. ed i parametri geotecnici di progetto.

Tabella 2: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
1	Limo - Limo sabbioso – Argilla limosa – Argilla di color nocciola /ocra
1a	Intercalazioni di sabbia limosa o sabbia di color nocciola /ocra
2	Argilla limosa o Debolmente limosa / Limo argilloso o debolmente argilloso - sabbioso- Color grigio

2a	Intercalazioni di sabbia limosa o sabbia di color grigio
3	Argilla limosa o Limo argilloso con Torba
4	Torba

Tabella 3: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità (Q.A. p.c.: 11.05 m slm)	Unità (-)	z_w (m)	N_{spt} (colpi)	V_s (m/s)	γ_n (kN/m ³)	D_r (%)	φ' (*) (°)	c' (*) (kPa)	c_u (*) (kPa)	G_0 (MPa)	E_{25} (MPa)	M (MPa)
0-4.20	1	2.65	5 - 12	120	18.5	-	22 - 25	5	40 ÷ 100	27	-	2.5 - 7.5
4.20 - 8.20	3	2.65	2 - 7	140	18.0	-	22 - 25	0	15 - 30	34	-	2.0 - 4.0
8.20 - 8.60	4	2.65	-	-	10.0 - 13.0(**)	-	-	-	5 - 15 (**)	-	-	0.5 - 1.0 (**)
8.60 - 11.00	3	2.65	9 - 10	150	18.0	-	20 - 24	0	(40 ÷ 60) - (75 ÷ 95)	41	-	(4.0 ÷ 6.0) - (6.0 ÷ 8.0)
11.00 - 22.80	1/2	2.65	12 - 15	190	19.5	-	20 - 24	10	40 - 120	72	-	4.0 - 12.0
22.80 - 35.00	2a	2.65	10 - 22	200	19.0	35 - 45	32 - 34	0	-	80	10 15	-
35.00 - 39.50	2	2.65	10 - 22	210	18.5	-	22 - 25	0	60 - 90	83	-	7.0 - 11.0
39.50 - 40.00	2a	2.65	-	220	19.0	30 - 35	31 - 33	0	-	96	8 - 10	-

NOTA: - intervallo di valori (min – max);
÷ linearmente variabile (da ÷ a).

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m slm);

z_w = profondità falda da p.c. (m) (minima soggiacenza risultata);

N_{spt} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30cm)(se presente);

V_s = velocità onde di taglio (m/s) (se eseguita prova Cross Hole);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità;

(**) = valori ottenuti da letteratura, in assenza di prove specifiche.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa) (se eseguita prova Cross Hole);

E_{25} = modulo elastico operativo E_{25} corrispondente ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25% (MPa);

M = valore del modulo edometrico (MPa).

4.4 Misure piezometriche e livelli di falda

Per quanto riguarda la falda, si fa riferimento alla quota di 2.65 m da p.c. come da sondaggi di riferimento.

4.5 Determinazione della categoria di suolo

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa NTC 2008, è basata sulla stima dei valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $c_{u,30}$ (per terreni a grana fina).

Analizzando i primi 30 m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, e non essendo state eseguite prove Cross Hole nelle vicinanze, dalle prove SPT risulta $N_{spt,30} = 9$ e conseguente $C_{u,30} = 67$ kPa, quindi sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. NTC'08, l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria D**, ossia "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m".

5. CRITERI DI VERIFICA

5.1 Premessa

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per le fondazioni nel D.M. 14 Gennaio 2008 e successiva Circolare 2 Febbraio 2009, n.617.

Le verifiche sono state eseguite in condizioni statiche adottando sia l'Approccio 1 che l'Approccio 2 nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU), riferiti 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.

5.2 Criteri di Progettazione agli Stati Limite

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del NTC2008, devono essere svolte verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del NTC2008})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2 - Tabella 5-1), per i parametri geotecnici (M1 e M2 - Tabella 5-2) e per le resistenze (R1, R2 e R3 -

Tabella 5-3).

Tabella 5-1: Coefficienti parziali sulle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

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

Tabella 5-2: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

PARAMETRO	Coefficiente e parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	1.0	1.0

Tabella 5-3: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) (Tab. 6.4.1 Doc.Rif. [2])

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	γ_R	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	γ_R	1.0	1.1	1.1

5.3 Fondazioni su pali

L'approccio progettuale "Approccio 1" prevede due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- la prima combinazione (STR), per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo (A1), è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere che interagiscono con il terreno;
- la seconda combinazione (GEO), per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo (A2), è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Per entrambe le combinazioni i coefficienti parziali sui materiali (M1) sono identici, mentre sulle resistenze (R1) e (R2) sono definiti specificatamente in funzione della differente combinazione.

Sinteticamente le verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (STR): A1 + M1 + R1
- Combinazione 2 (GEO): A2 + M1 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC 2008 e riportati nella Tabella 5-5.

Dall'altro lato, l'approccio progettuale "Approccio 2" prevede una sola combinazione di gruppi di coefficienti:

- si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo (A1+M1+R3)

Approccio 2:

- Combinazione (SLV): $A1 + M1 + R3$

tenendo conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC 2008 e riportati nella Tabella 5-5.

5.3.1 Verifiche di sicurezza

Come riportato al par. 6.4.3.1 della Normativa di riferimento, per le opere di fondazione su pali, sono state prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi in campo static (SLU):

- SLU di tipo Geotecnico (Comb. GEO), relative a condizioni di:
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione (la verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali è condotta confrontando la massima azione di compressione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a compressione del palo singolo $R_{c,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di gruppo della palificata con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale);
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione (la verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali di trazione è condotta confrontando la massima azione di trazione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a trazione del palo singolo $R_{t,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di gruppo con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale);
- SLU di tipo strutturale (Comb. STR), relative a condizioni di:
 - Verifica della resistenza strutturale dei pali (valutata confrontando le resistenze strutturali di progetto con la massima azione agente sui singoli pali tramite l'analisi del comportamento in gruppo dei pali a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale);

5.3.2 Resistenza caratteristica (R_k) di pali soggetti a carichi assiali

I calcoli della capacità portante dei pali con riferimento ad una analisi agli stati limite sono state condotte come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del gennaio 2008.

La resistenza caratteristica (R_k) del palo singolo può essere determinata mediante tre approcci distinti secondo quanto indicato nelle (NTC):

- a) da risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- b) da metodi di calcolo analitici a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici oppure con relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (CPT, SPT, pressiometriche, ecc.);
- c) da risultati da prove dinamiche di progetto su pali pilota.

Nelle verifiche condotte nel presente documento la resistenza caratteristica (R_k) è stata stimata adottando l'approccio "b".

Si è proceduto come di seguito descritto.

Caso b) con riferimento alle procedure analitiche di seguito illustrate, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDI A}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con: $R_{MEDI A}$ e R_{MIN} le resistenze calcolate e i fattori di correlazione ξ in funzione del numero di verticali indagate.

Qualora si abbiano a disposizione prove in sito continue (prova tipo CPT o DMT) o discontinue (SPT, pressiometriche, ecc.), ma con passi di campionamenti sufficientemente fitti da considerare una misura continua con la profondità, la stima della resistenza caratteristica è condotta secondo i seguenti passi:

- 1 per ogni verticale di indagine si calcola il profilo di resistenza con la profondità in funzione delle prove in sito e di laboratorio assumendo i valori medi a disposizione nella singola verticale
- 2 stima, tra quelli calcolati, del profilo di resistenza medio ($R_{MEDI A}$) e di resistenza minimo (R_{MIN});
- 3 la resistenza caratteristica R_k , a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDI A}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5-4).

Qualora, invece, si abbiano a disposizione prove in sito o di laboratorio discrete si procederà secondo il seguente schema:

- 1 per ogni strato vengono scelti il valore medio e minimo tra tutti i valori a disposizione necessari per il calcolo del profilo di resistenza con la profondità;
- 2 stima del profilo di resistenza medio ($R_{MEDI A}$) e di resistenza minimo (R_{MIN}) adottando i parametri medi e minimi ottenuti al punto precedente;
- 3 la resistenza caratteristica (R_k), a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDI A}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5-4).

Tabella 5-4: Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.IV NTC)

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	≥ 1 0
ξ_3	1. 70	1. 65	1. 60	1.5 5	1. 50	1. 45	1. 40
ξ_4	1. 70	1. 55	1. 48	1.4 2	1. 34	1. 28	1. 21

La resistenza di progetto R_d si ottiene applicando alla resistenza caratteristica R_k i coefficienti parziali γ_R indicati Tabella 5-5.

In seguito la resistenza di progetto R_d viene confrontata con le azioni assiali, di compressione o di trazione, provenienti dall'analisi della fondazione di pali al variare delle combinazioni di carico.

I criteri utilizzati per la stima delle curve di capacità portante a compressione e a trazione sono illustrati nei successivi paragrafi §5.3.2.2 e §**Errore**. L'origine riferimento non è stata trovata..

Tabella 5-5: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4.II NTC)

Resistenza	γ_R	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale (compressione)	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale ⁽³⁾	γ_T	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale (trazione)	γ_{st}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

⁽³⁾ – da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte da risultati di prove di carico di progetto.

5.3.2.1 Stima della resistenza di pali soggetti a carichi assiali

La portata limite (Q_{LIM}) del palo viene calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{compressione}$$

$$Q_{LIM} = Q_{L,LIM} = \gamma'_{cls} \left(\sum_i \Delta H_i \right) \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{trazione}$$

dove:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$ = portata limite laterale;

q_b = portata unitaria di base;

γ'_{cls} = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato

A_B = area di base;

D_i = diametro del concio i^{mo} di palo;

ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di palo;

$\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio i^{mo} di palo.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale per i pali battuti (fondazioni strutture esistenti), e per i trivellati (fondazioni in ampliamento).

5.3.2.2 Pali trivellati

5.3.2.2.1 Portata di base

Per terreni coesivi, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in base all'equazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v$$

dove:

c_u = coesione non drenata (kPa)

σ_v = tensione geostatica verticale totale (kPa)

I valori di q_b sono interamente mobilizzati ad una profondità critica z_c (Meyerhof, Sastry [1978]), secondo l'espressione $z_c = m \cdot D$, con D pari al diametro del palo e m variabile tra 4 e 8.

In accordo con le più recenti metodologie di calcolo, la valutazione della capacità limite di base per terreni granulari è condotta facendo riferimento non più alle condizioni di rottura bensì riferendosi ad una "portata critica", corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione.

Pertanto, si porrà $q_b = q_{cr}$, dove

q_{cr} = portata critica unitaria di base;

la portata critica è valutata in accordo con le indicazioni di Reese-Wright et al. [1978]:

$$q_{cr} = 0.0667 \cdot N_{SPT} \leq 4MPa$$

I valori di q_{cr} sono interamente mobilitati ad una "profondità critica" z_c come descritto sopra, con m variabile fra 4 e 21 secondo la

Figura 5-1.

La costruzione dell'andamento della portata di base con la profondità in condizioni stratigrafiche particolari (pali che attraversano uno strato di terreno sciolto fino a immorsarsi in uno strato compatto di base di notevole spessore, piuttosto che pali immorsati in uno strato compatto di base di modesto spessore sovrastante uno strato di terreno sciolto) è condotta in accordo alle indicazioni riportate in Figura 5-2.

Figura 5-1: $z_c/D = f(D_r)$ (Meyerhof [1976])

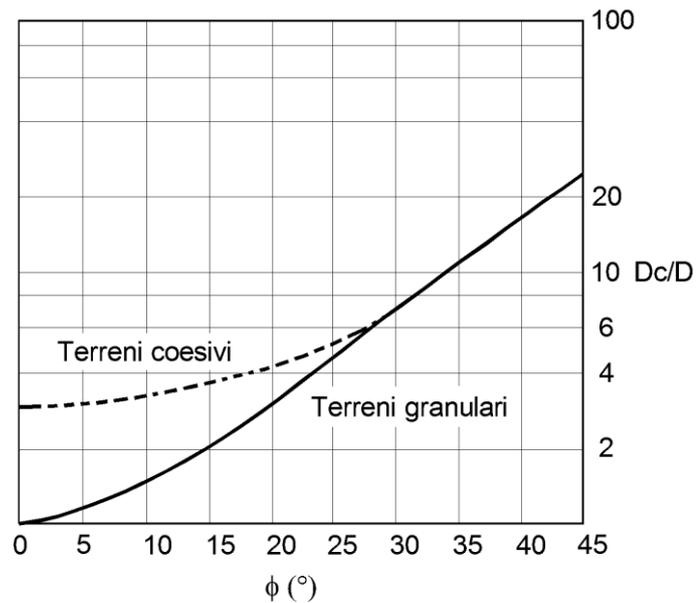
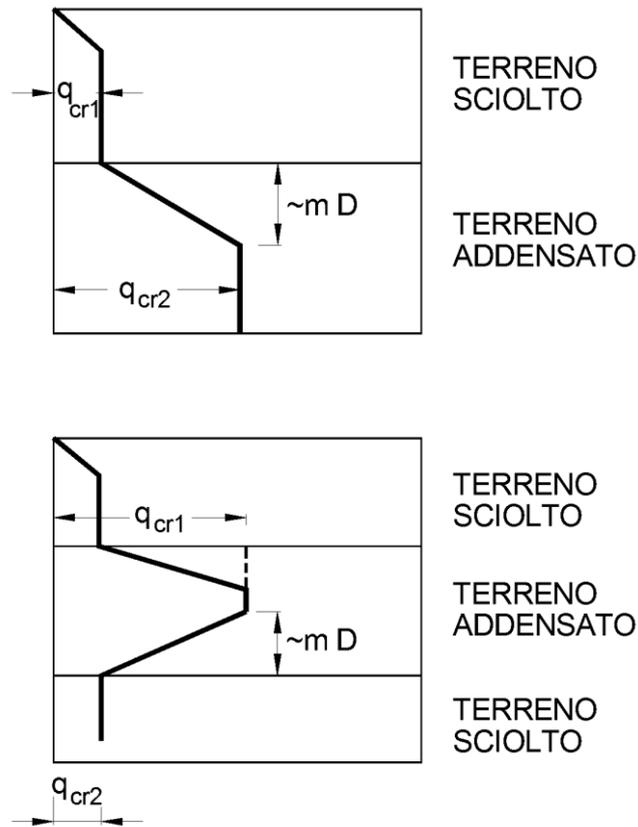


Figura 5-2: Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])



5.3.2.2 Attrito laterale

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

$$\tau_{LIM} = \alpha \cdot c_U \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

- α = coefficiente riduttivo (AGI [1984]) = 0.9 per $c_U \leq 25$ kPa,
 0.8 per $25 < c_U \leq 50$ kPa,
 0.6 per $50 < c_U \leq 75$ kPa,
 0.4 per $c_U > 75$ kPa;

c_U = coesione non drenata (kPa).

I valori dell'attrito laterale limite in terreni granulari sono valutati mediante l'espressione:

$$\tau_{LIM} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\phi')$$

dove:

K = rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace;
 σ'_v = pressione geostatica verticale efficace;
 ϕ' = angolo d'attrito efficace.

Per pali trivellati si adotta [Reese – Wright (1977)]:

$K = 0.7$ in compressione
 $K = 0.5$ in trazione

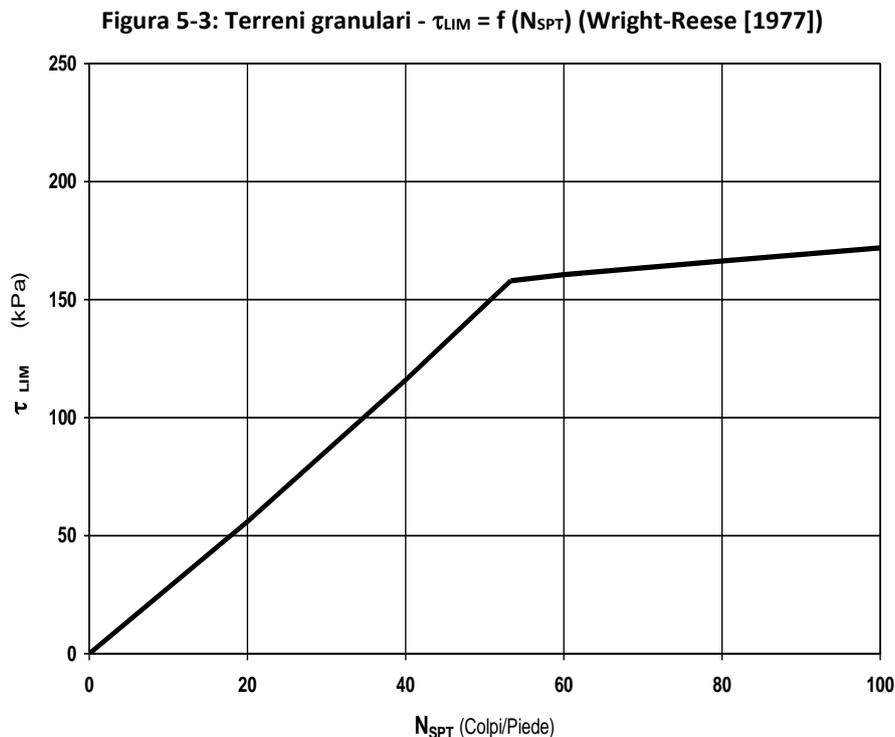
Deve essere comunque soddisfatta anche la seguente verifica:

$$\tau_{lim} \leq \tau = f(N_{SPT})$$

dove:

N_{SPT} = numero di colpi/piede in prova SPT.

In Figura 5-3 è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della τ_{lim} ed il valore di N_{SPT} .



5.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante curve p-y. Le curve p-y, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

Reese, Cox e Koop (1975) per sabbie
 Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda

Reese, Cox e Koop (1975)

per argille dure sotto falda

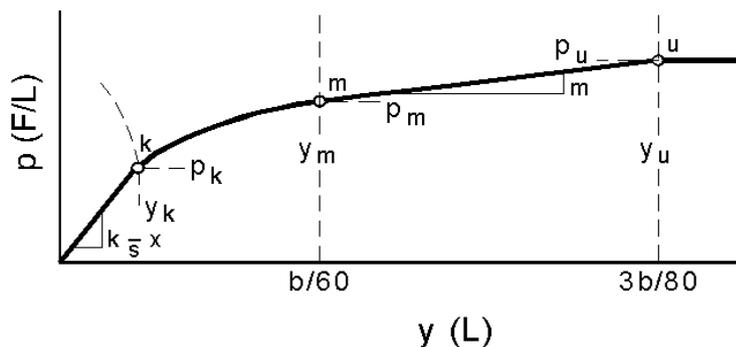
Reese-Welch (1972)

per argille dure sopra falda

Il programma permette di scegliere tra uno dei modelli sopra esposti.

I metodi di calcolo sono descritti sinteticamente nelle pagine seguenti con riferimento sia a carichi statici sia a carichi ciclici.

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



1- calcolo di $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

$$p_{u1} = \gamma \cdot z \cdot \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} \cdot A_1 + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D \cdot A_3 + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot A_3^2) + \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

$$A_1 = (4 \cdot A_2^3 - 3 \cdot A_2^2 + 1)$$

$$A_2 = (\tan \beta \cdot \tan \delta) / (\tan \beta \cdot \tan \delta + 1)$$

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

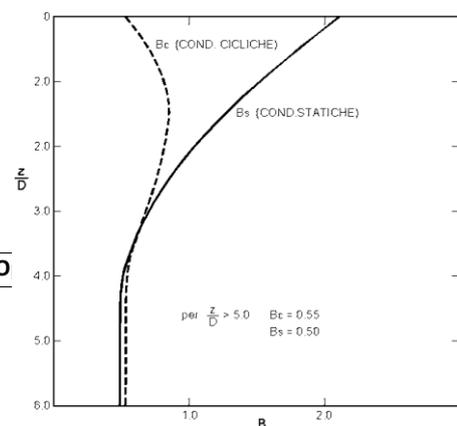
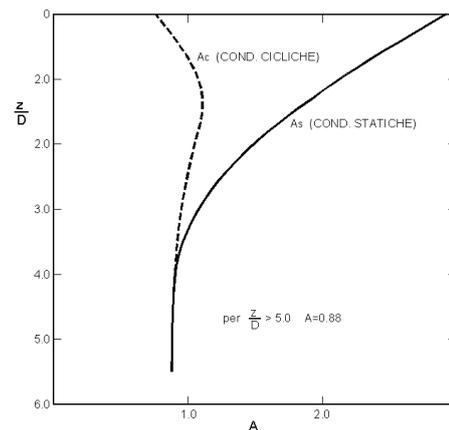
- p_u resistenza laterale unitaria ultima
- y spostamento orizzontale
- γ peso di volume efficace
- z profondità da p.c.
- K_0 coefficiente di spinta a riposo
- ϕ angolo di attrito
- $\beta = 45 + \phi/2$
- $\alpha = \phi/2$
- D diametro del palo
- $K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di $p_u = A_i \cdot p$

3- calcolo di $p_m = B_i \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

5- definizione del tratto parabolico della curva p-y



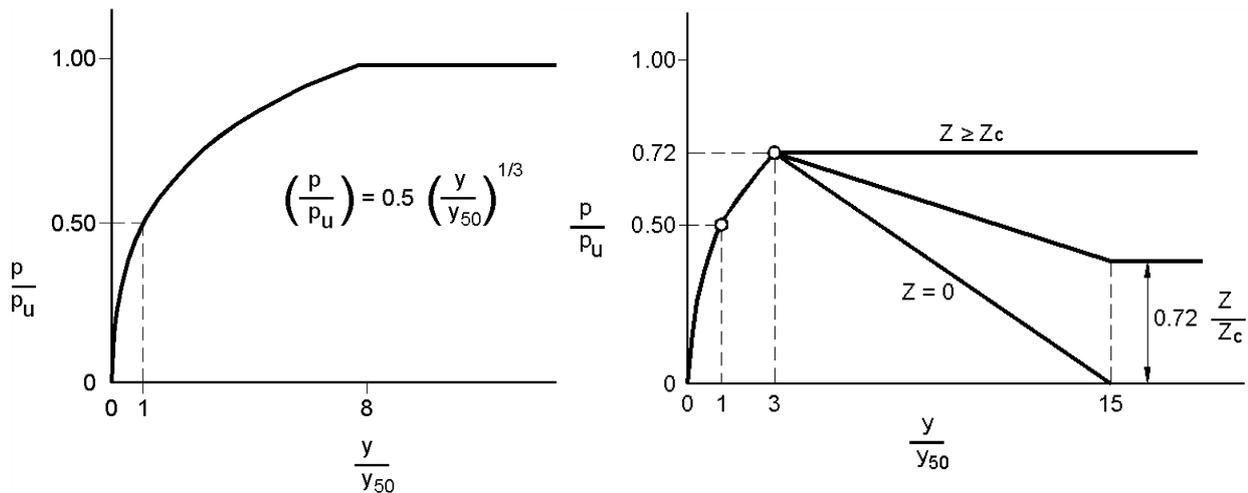
$$p = C \cdot y^{1/n}$$

dove:

$$n = p_m / m y_m$$

$$C = p_m / (y_m)^{1/n}$$

Modello Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda



dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

σ' pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$

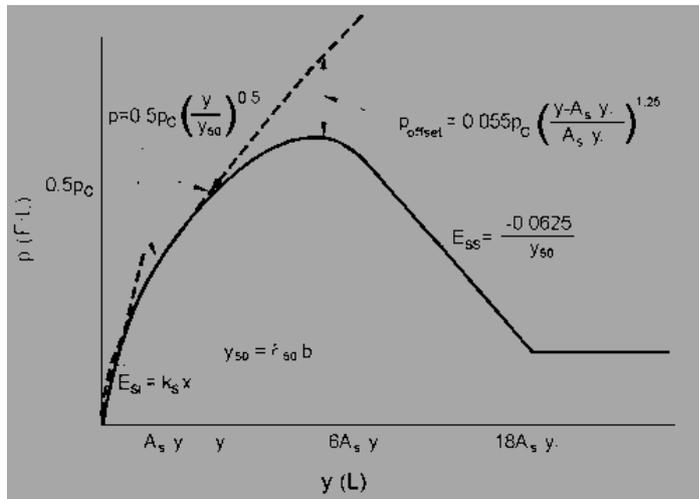
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

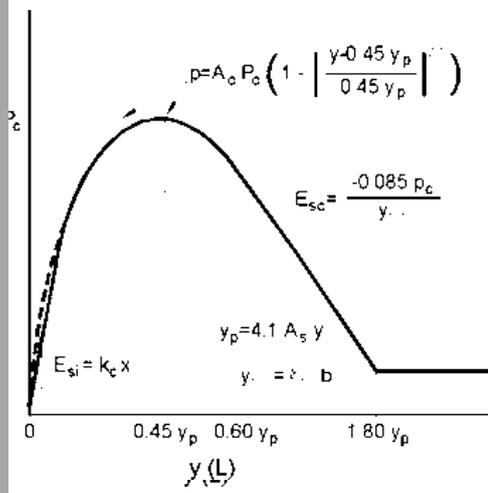
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

Modello Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda



Carichi statici



Carichi ciclici

$$p_{u1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

$$p_{u2} = 11 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min(p_{u1}; p_{u2})$$

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace alla profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

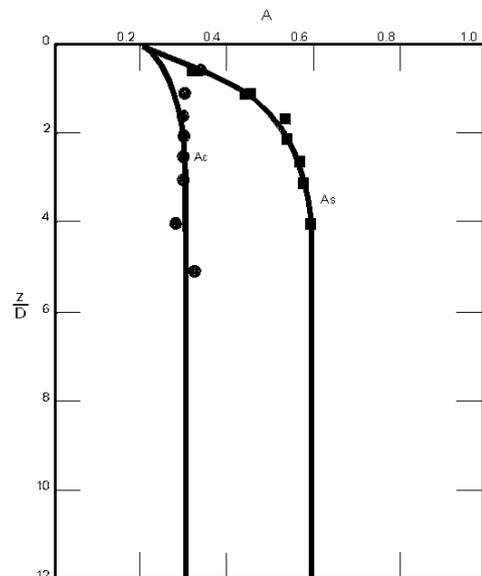
$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$

ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mob della resistenza al taglio

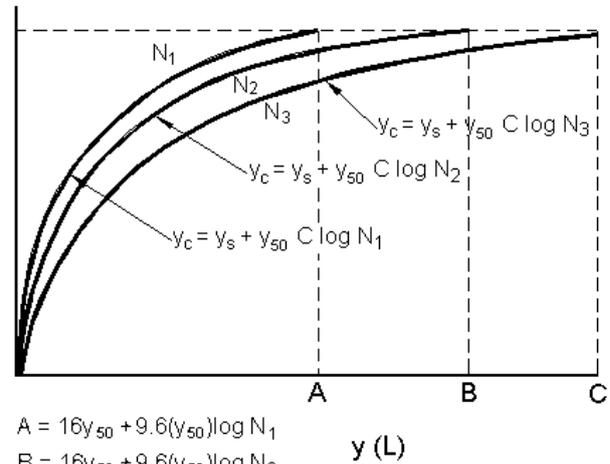
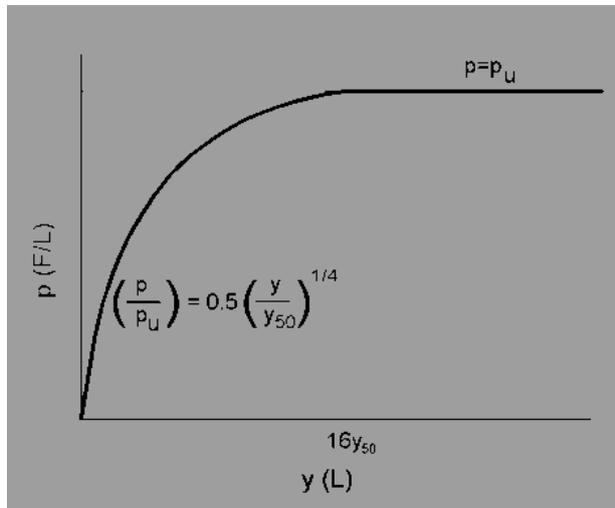
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



Modello Welch-Reese (1972) e Reese-Welch () per argille dure sopra falda



$$A = 16y_{50} + 9.6(y_{50})\log N_1$$

$$B = 16y_{50} + 9.6(y_{50})\log N_2$$

$$C = 16y_{50} + 9.6(y_{50})\log N_3$$

Carichi statici

Carichi ciclici

$$p_{u1} = [3c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z] \alpha$$

$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min(p_{u1}; p_{u2})$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u (= 2.5 \varepsilon_{50} D)$

ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

5.3.4 Analisi delle palificate

L'analisi della palificata è stata condotta con il programma di calcolo GROUP 7.0, prodotto da Ensoft Inc, che consente di analizzare il comportamento di un gruppo di pali sottoposto a sollecitazioni assiali, di taglio e momento.

Il programma consente di definire sia un modello bidimensionale, utilizzabile dove tale semplificazione risulti accettabile, sia tridimensionale. E' possibile schematizzare pali verticali o inclinati, e si possono assumere vincoli del tipo a incastro, a cerniera o elastici tra la testa del palo e la fondazione. Il calcolo della palificata viene condotto ipotizzando che il plinto di fondazione sia infinitamente rigido.

Dove non diversamente specificato dall'utente, il programma è in grado di generare internamente curve di risposta non lineare del terreno, carico – cedimento (curve t-z) per condizioni di carico assiale, torsione – rotazione ($M - \theta$) per condizioni di carico torsionali, e carico orizzontale – spostamento orizzontale (curve p-y) per carichi orizzontali.

In particolare, per le curve p-y relative a carichi orizzontali, vengono utilizzate le correlazioni riportate nel paragrafo precedente.

Per quanto riguarda le curve carico – cedimento relative a condizioni di carico assiale, il programma genera internamente, in base alla natura del terreno, le curve di trasferimento del carico assiale in funzione dello spostamento verticale del palo; tali curve sono implementate sulla base di dati ricavati da numerosi studi effettuati su pali strumentati, realizzati in terreni di diversa natura.

L'effetto gruppo può essere simulato dal programma mediante la definizione di coefficienti riduttivi che intervengono sia sulle curve carico cedimento del palo, sia sulle curve p-y.

6. VERIFICHE GEOTECNICHE DI PORTANZA DEI PALI FONDAZIONE – SPALLA A

6.1 Premessa

Nei paragrafi seguenti si illustrano le verifiche geotecniche dei pali di fondazione, con riferimento alla verifica di capacità portante verticale.

Si assume la stratigrafia di riferimento riportata nel paragrafo 4.3.

6.2 Verifica di capacità portante verticale

La verifica di capacità portante verticale dei pali viene eseguita nelle combinazioni GEO statica che risulta la combinazione più gravosa ai fini della portanza verticale.

Le sollecitazioni di progetto considerate sono quelle massime ricavate dall'analisi effettuata con il programma GROUP e riassunte di seguito.

Caratteristiche geometriche dei pali

Diametro palo [m]	1,20
Lunghezza palo [m]	32,00

I valori di capacità portante riportati di seguito sono al netto del peso del palo.

6.2.1 Combinazione GEO - A2 M1 R2

Si riportano le tabelle di calcolo della capacità portante del palo ottenute in base alla stratigrafia sopra riportata.

Nel calcolo della capacità portante sono state considerati due verticali e il calcolo è stato effettuato sia in termini di parametri minimi che medi.

<i>L palo (m)</i>	<i>Parametri Medi [kN]</i>	<i>Parametri Minimi [kN]</i>	<i>Resistenza di Progetto [kN]</i>
9.10	96.31	44.97	44.97
9.60	118.83	61.22	61.22
10.10	141.34	77.48	77.48
10.60	163.85	93.74	93.74
11.00	181.85	106.75	106.75
11.50	244.24	84.31	84.31
12.00	259.84	102.33	102.33
12.50	275.45	120.34	120.34
13.00	291.05	138.36	138.36
13.50	306.65	156.37	156.37
14.00	322.26	174.39	174.39

14.50	337.86	192.41	192.41
15.00	353.47	210.42	210.42
15.50	369.07	228.44	228.44
16.00	384.68	246.45	246.45
16.50	400.28	264.47	264.47
17.00	415.89	282.48	282.48
17.50	431.49	300.50	300.50
18.00	447.09	318.52	318.52
18.50	462.70	336.53	336.53
19.00	478.30	354.55	354.55
19.50	493.91	372.56	372.56
20.00	509.51	390.58	390.58
20.50	525.12	408.60	408.60
21.00	540.72	426.61	426.61
21.50	556.32	444.63	444.63
22.00	571.93	462.64	462.64
22.80	596.90	491.47	491.47
23.30	792.91	699.69	699.69
23.80	990.58	909.63	909.63
24.30	1189.92	1121.31	1121.31
24.80	1390.91	1334.71	1334.71
25.30	1593.57	1549.83	1549.83
25.80	1797.89	1766.69	1766.69
26.40	2045.26	2029.20	2029.20
26.90	2153.83	2140.46	2140.46
27.40	2261.63	2251.12	2251.12
27.90	2371.09	2363.52	2363.52
28.40	2482.21	2477.63	2477.63
28.90	2594.99	2593.48	2593.48
29.40	2709.43	2711.06	2709.43
29.90	2825.53	2830.36	2825.53
30.40	2943.29	2951.39	2943.29
30.90	3062.72	3074.15	3062.72
31.40	3183.80	3198.63	3183.80
31.90	3132.02	3158.91	3132.02

Il massimo valore di sforzo assiale è confrontato con la capacità portante di progetto dei pali di fondazione:

$$N_{\max} = 2630 \text{ kN} < N_{Rd} = 3132 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

6.2.2 Combinazione - A1 M1 R3

Si riportano le tabelle di calcolo della capacità portante del palo ottenute in vase alla stratigrafia sopra riportata.

Nel calcolo della capacità portante sono state considerati due verticali e il calcolo è stato effettuato sia in termini di parametri minimi che medi.

<i>L palo (m)</i>	<i>Parametri Medi [kN]</i>	<i>Parametri Minimi [kN]</i>	<i>Resistenza di Progetto [kN]</i>
9.10	188.04	123.37	123.37
9.60	220.11	147.55	147.55
10.10	252.17	171.74	171.74
10.60	284.24	195.92	195.92
11.00	309.89	215.26	215.26
11.50	392.15	190.72	190.72
12.00	415.51	217.11	217.11
12.50	438.87	243.51	243.51
13.00	462.22	269.91	269.91
13.50	485.58	296.30	296.30
14.00	508.94	322.70	322.70
14.50	532.30	349.10	349.10
15.00	555.65	375.50	375.50
15.50	579.01	401.89	401.89
16.00	602.37	428.29	428.29
16.50	625.72	454.69	454.69
17.00	649.08	481.08	481.08
17.50	672.44	507.48	507.48
18.00	695.79	533.88	533.88
18.50	719.15	560.28	560.28
19.00	742.51	586.67	586.67
19.50	765.87	613.07	613.07
20.00	789.22	639.47	639.47
20.50	812.58	665.86	665.86
21.00	835.94	692.26	692.26
21.50	859.29	718.66	718.66
22.00	882.65	745.06	745.06
22.80	920.02	787.29	787.29
23.30	1124.27	1006.85	1006.85
23.80	1330.62	1228.59	1228.59
24.30	1539.06	1452.51	1452.51
24.80	1749.59	1678.61	1678.61
25.30	1962.22	1906.88	1906.88
25.80	2176.94	2137.34	2137.34
26.40	2437.37	2416.76	2416.76
26.90	2564.04	2546.22	2546.22
27.40	2689.87	2675.05	2675.05

27.90	2817.78	2806.07	2806.07
28.40	2947.80	2939.26	2939.26
28.90	3079.90	3074.64	3074.64
29.40	3214.10	3212.19	3212.19
29.90	3350.40	3351.92	3350.40
30.40	3488.79	3493.83	3488.79
30.90	3629.27	3637.91	3629.27
31.40	3771.85	3784.18	3771.85
31.90	3733.39	3760.11	3733.39
32.40	3697.04	3738.21	3697.04
32.90	3662.77	3718.50	3662.77
33.40	3630.61	3700.96	3630.61
33.90	3600.53	3685.60	3600.53
34.40	3572.55	3672.43	3572.55
34.90	3546.66	3661.42	3546.66
35.00	3541.74	3659.49	3541.74

Il massimo valore di sforzo assiale è confrontato con la capacità portante di progetto del pali di fondazione:

$$N_{\max} = 3040 \text{ kN} < N_{Rd} = 3733 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

7. VERIFICHE GEOTECNICHE DI PORTANZA DEI PALI FONDAZIONE – SPALLA B

7.1 Premessa

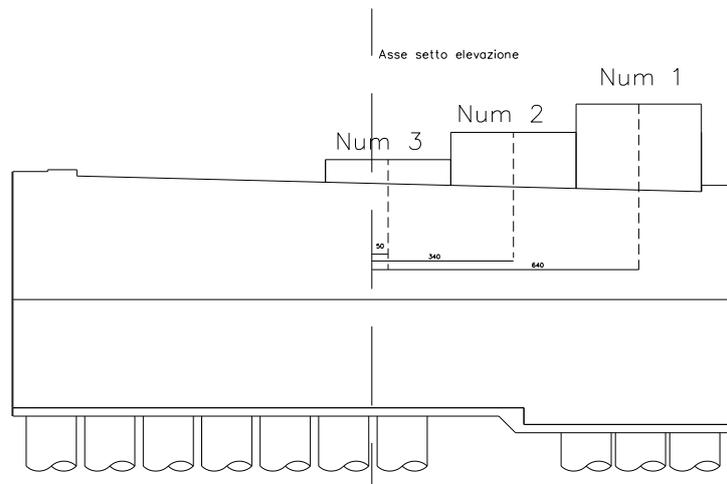
Nei paragrafi seguenti si illustrano le verifiche geotecniche dei pali di fondazione, con riferimento alla verifica di capacità portante verticale.

Si assume la stratigrafia di riferimento riportata nel paragrafo 4.3.

7.2 Calcolo dei carichi in testa palificata

Si riporta di seguito il calcolo delle azioni a quota testa palificata nel baricentro del setto in elevazione.

Si riporta il dettaglio del calcolo nella Combinazione A2+M1+R2 con il traffico sull'impalcato caratterizzato dalla massima eccentricità trasversale in quanto la condizione di gran lunga più gravosa per la determinazione del massimo carico sul singolo palo. Il calcolo viene effettuato per la carreggiata Nord in quanto dotata del minor numero di pali e quindi la più gravosa.



Carichi strutturali e permanenti portati				
<i>Carichi da impalcato in calcestruzzo</i>				
Spessore pavimentazione		0,1 m		
Peso specifico pavimentazione		30 kN/m ³		
Spessore soletta calcestruzzo		0,5 m		
Peso specifico calcestruzzo		25 kN/m ³		
Pressione strutturali e permanenti portati		15,5 kN/m ²		
Afferenza strutturali e permanenti portati		5,5 m		
Peso strutturali e permanenti portati per metro di larghezza impalcato in calcestruzzo		85,25 kN/m		
<i>Carichi da impalcato in acciaio</i>				
Spessore pavimentazione		0,1 m		
Peso specifico pavimentazione		30 kN/m ³		
Spessore soletta calcestruzzo		0,3 m		
Peso specifico calcestruzzo		25 kN/m ³		
Pressione dovuta al peso dell'impalcato in acciaio		3 kN/m ²		
Pressione strutturali e permanenti portati		13,5 kN/m ²		
Afferenza strutturali e permanenti portati		22 m		
Peso strutturali e permanenti portati per metro di larghezza impalcato in acciaio		297 kN/m		
Area trave di coronamento		8,9 m ³ /m		
Peso trave di coronamento per metro di larghezza impalcato		222,5 kN/m		
Peso strutturali e permanenti portati per metro di larghezza impalcato		604,75 kN/m		
Larghezza totale impalcato		18,3 m		
Peso cordoli per metro di lunghezza di impalcato		15,75 kN/m		
Peso barriere di sicurezza per metro di lunghezza di impalcato		3,5 kN/m		
Lunghezza di afferenza cordoli e barriere di sicurezza		27,5 m		
Peso totale cordoli e barriere di sicurezza		529,4 kN		
Peso strutturali e permanenti portati totali sul setto	N_{perm}	11596,3 kN		
Carichi accidentali dovuti al traffico su impalcato acciaio				
Afferenza carichi accidentali a		22 m		
<i>Corsia Numero 1</i>				
Numero colonne di carico n		1	e (m)	Momento trasversale (kNm)
2 x Q _{1k}		600 kN		
q _{1k}		9 kN/m ²		
Carico verticale dovuto alla Corsia 1 = n x (2 x Q _{1k} + q _{1k} x a)		798 kN	6,4 m	5107,2
<i>Corsia Numero 2</i>				
Numero colonne di carico n		1		
2 x Q _{2k}		400 kN		
q _{2k}		2,5 kN/m ²		
Carico verticale dovuto alla Corsia 2 = n x (2 x Q _{2k} + q _{2k} x a)		455 kN	3,4 m	1547
<i>Corsia Numero 3</i>				
Numero colonne di carico n		1		
2 x Q _{3k}		200 kN		
q _{3k}		2,5 kN/m ²		
Carico verticale dovuto alla Corsia 3 = n x (2 x Q _{3k} + q _{3k} x a)		255 kN	0,5 m	127,5
Carichi accidentali totali sul setto	N_{acc}	1508,0 kN		
Carichi accidentali totali sul setto	M_{acc}	6781,7 kNm		
A Combinazione SLU - A2M1R2				
Coefficiente amplificazione carichi permanenti	γ_{perm}	1,00		
Coefficiente amplificazione carichi accidentali da traffico	γ_{acc}	1,15		
Momento trasversale massimo SLU	M_{SLU} = V_{acc} x M_{acc}	7798,96 kNm		
Carico massimo verticale SLU	N_{SLU} = V_{perm} x N_{perm} + V_{acc} x N_{acc}	13330,5 kN		

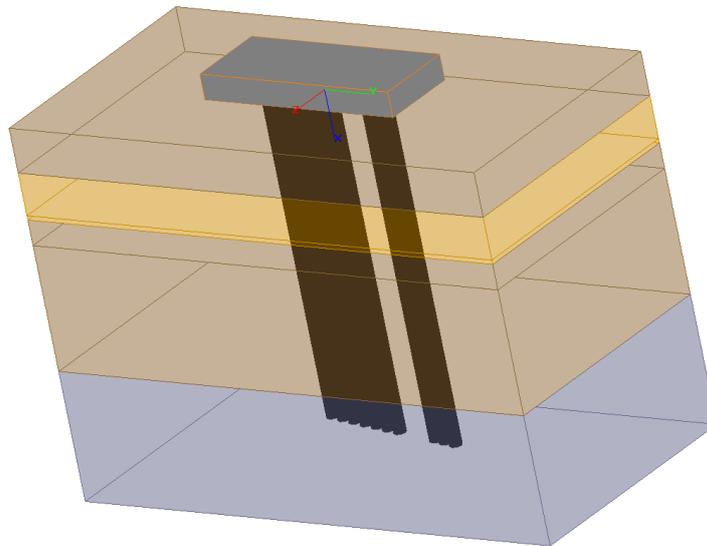
Le azioni SLU in testa palificata valgono:

$$N_{SLU} = 13331 \text{ kN}$$

$$M_{SLU} = 7800 \text{ kNm}$$

7.3 Modellazione con Group

Di seguito si riporta il modello tridimensionale della palificata della spalla analizzata.



7.3.1 Geometria della struttura

Caratteristiche della palificata di fondazione

diametro pali ϕ	= 1,20 m
lunghezza pali	= 32 m
numero totale pali	= 10

Nella tabella seguente sono riportate le dimensioni della fondazione e le rispettive caratteristiche meccaniche della sezione rispetto agli assi baricentrici della platea (asse x ed asse y).

n° palo	x (m)	y (m)
1	7.73	1.55
2	6.43	1.29
3	5.22	1.03
4	0.73	0.15
5	-0.67	-0.13
6	-2.07	-0.42
7	-3.47	-0.70
8	-4.87	-0.98

9	-6.27	-1.26
10	-7.67	-1.54

7.3.2 Risultati dell'analisi

L'analisi condotta con il software Group ha restituito i seguenti valori massimo e minimo del carico assiale in testa al singolo palo:

$$N_{\max} = 1760 \text{ kN}$$

$$N_{\min} = 957 \text{ kN}$$

I pali sono soggetti solo a sforzo di compressione, non di trazione.

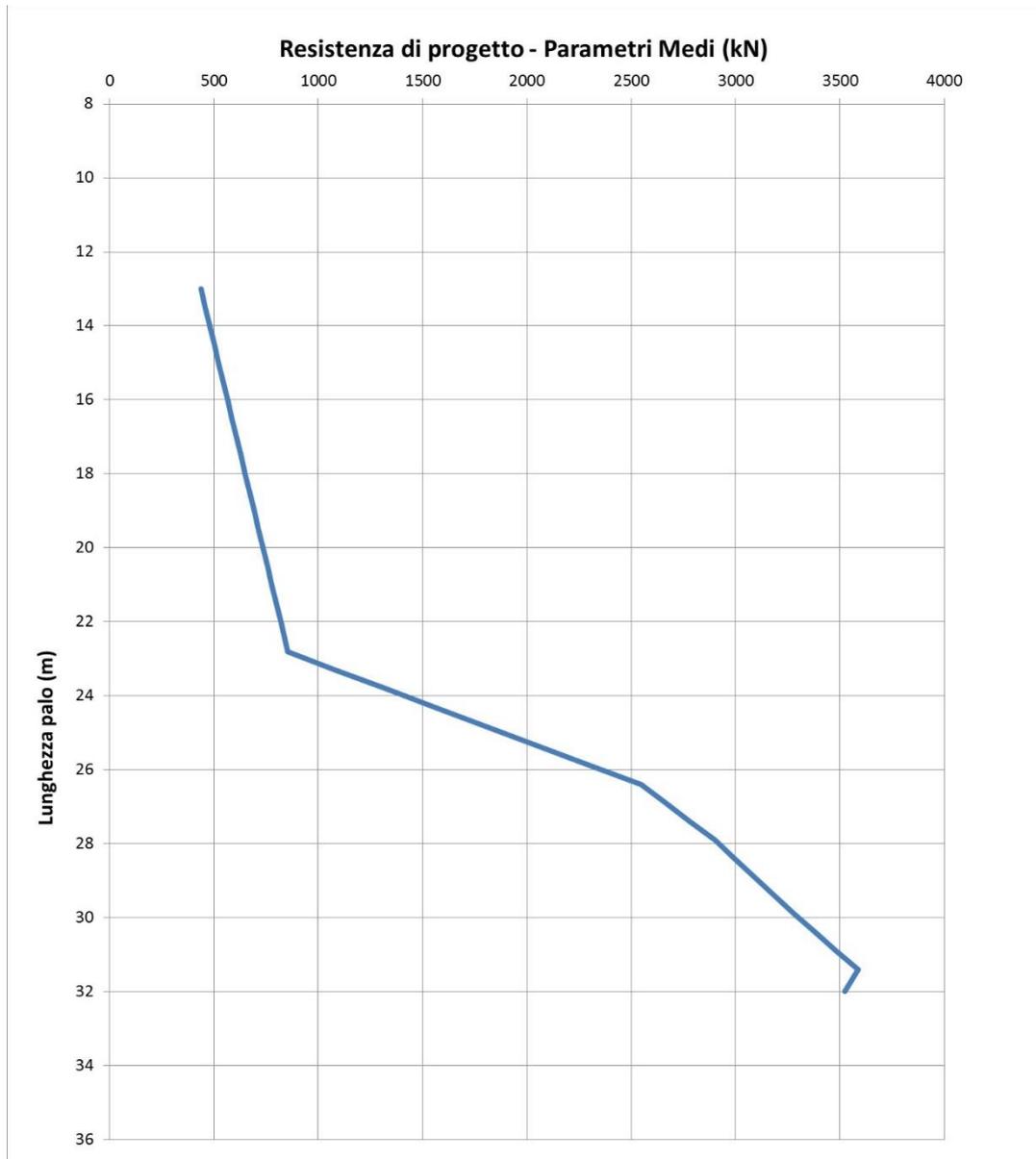
7.4 Verifica di capacità portante verticale

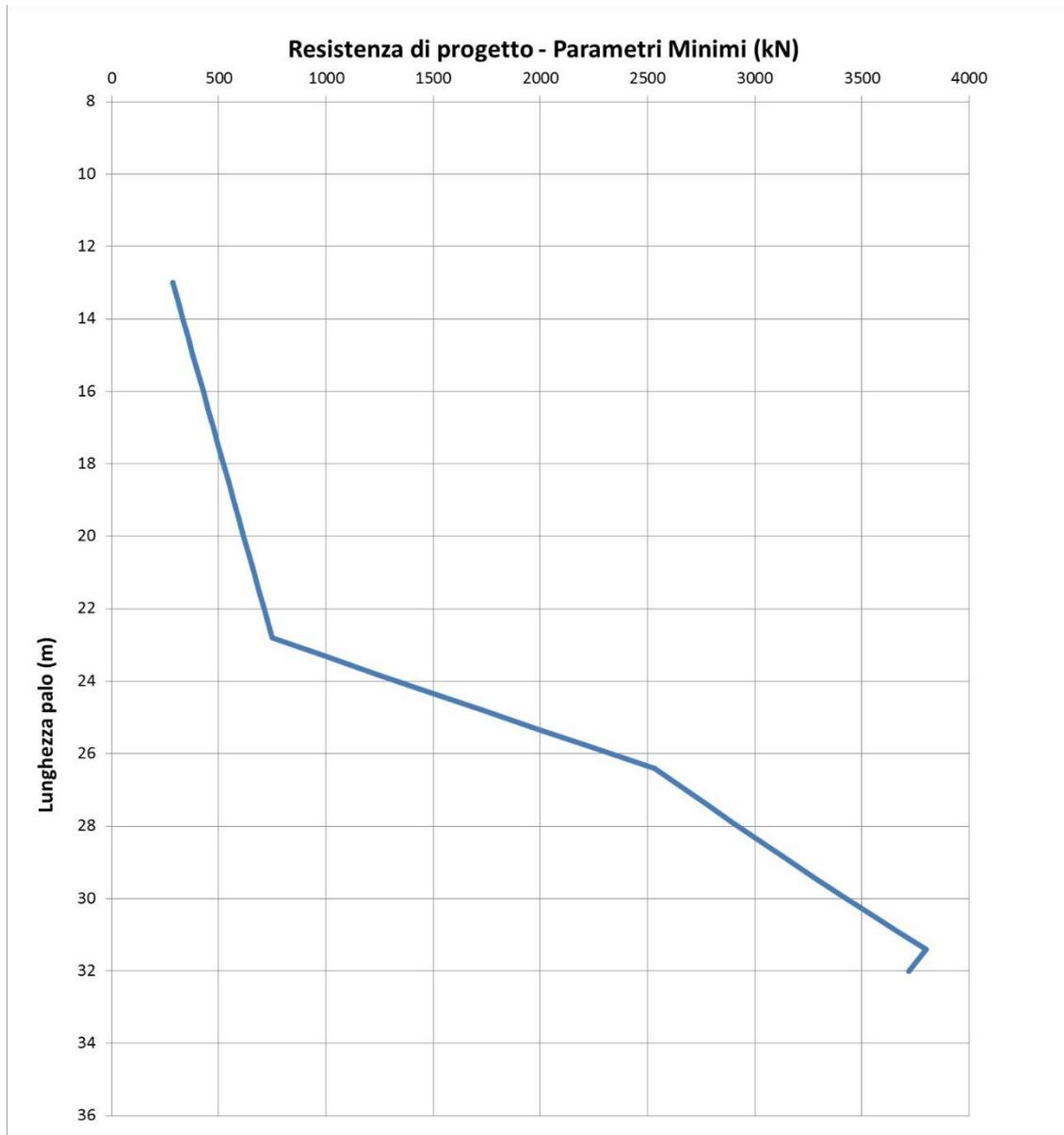
La verifica di capacità portante verticale dei pali viene eseguita nella combinazione GEO A2+M1+R2 statica con il traffico che risulta la combinazione più gravosa ai fini della portanza verticale.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo della capacità portante di progetto calcolata nelle due diverse configurazioni di parametri medi e parametri minimi. Per ognuna delle due configurazioni si rappresenta l'andamento della resistenza di progetto in funzione della profondità.

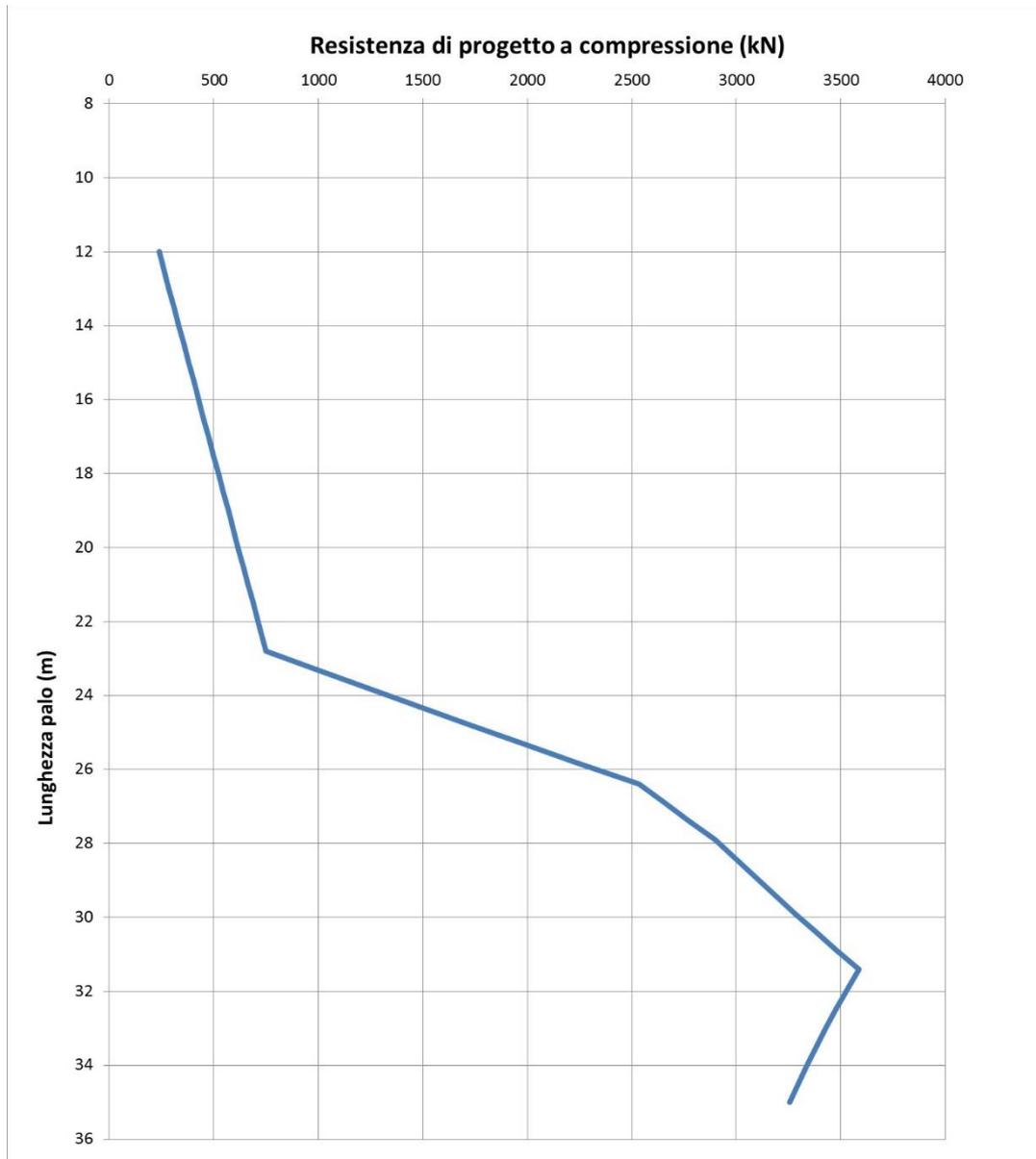
I valori di capacità portante riportati di seguito sono al netto del peso del palo.

E' stato inoltre adottato un coefficiente riduttivo $\varepsilon = 0.55$ per la resistenza di progetto per tener conto dell'interasse tra i pali minore di tre volte il diametro.





Si riportano di seguito la tabella dei valori di resistenza di progetto, valutata come valore minimo tra la resistenza calcolata con i parametri medi e quella con i parametri minimi, e la curva involucro delle due diverse configurazioni.



<i>L palo (m)</i>	<i>Parametri Medi [kN]</i>	<i>Parametri Minimi [kN]</i>	<i>Resistenza di Progetto [kN]</i>
9.10	109.58	81.34	81.34
9.60	125.07	93.39	93.39
10.10	140.56	105.44	105.44
10.60	156.05	117.49	117.49
11.00	168.44	127.14	127.14
11.50	205.86	117.90	117.90
12.00	217.56	130.92	130.92
12.50	229.25	143.94	143.94
13.00	240.94	156.96	156.96
13.50	252.63	169.98	169.98
14.00	264.33	183.00	183.00

14.50	276.02	196.02	196.02
15.00	287.71	209.04	209.04
15.50	299.40	222.06	222.06
16.00	311.10	235.07	235.07
16.50	322.79	248.09	248.09
17.00	334.48	261.11	261.11
17.50	346.18	274.13	274.13
18.00	357.87	287.15	287.15
18.50	369.56	300.17	300.17
19.00	381.25	313.19	313.19
19.50	392.95	326.21	326.21
20.00	404.64	339.23	339.23
20.50	416.33	352.24	352.24
21.00	428.02	365.26	365.26
21.50	439.72	378.28	378.28
22.00	451.41	391.30	391.30
22.80	470.12	412.13	412.13
23.30	596.49	545.51	545.51
23.80	723.77	679.84	679.84
24.30	851.97	815.12	815.12
24.80	981.08	951.35	951.35
25.30	1111.11	1088.53	1088.53
25.80	1242.05	1226.66	1226.66
26.40	1400.38	1393.67	1393.67
26.90	1465.51	1460.33	1460.33
27.40	1530.02	1526.47	1526.47
27.90	1595.45	1593.56	1593.56
28.40	1646.63	1661.60	1646.63
28.90	1698.65	1730.60	1698.65
29.40	1751.59	1800.54	1751.59
29.90	1805.44	1871.43	1805.44
30.40	1860.21	1943.27	1860.21
30.90	1915.89	2016.06	1915.89
31.40	1972.48	2089.81	1972.48
32.00	1938.88	2046.02	1938.88

Il massimo valore di sforzo assiale è confrontato con la capacità portante di progetto dei pali di fondazione:

$$N_{\max} = 1760 \text{ kN} < N_{Rd} = 1938.88 \text{ kN}$$

la verifica risulta soddisfatta.

8. VERIFICHE GEOTECNICHE DI PORTANZA DEI PALI FONDAZIONE – SPALLA C

8.1 Premessa

Nei paragrafi seguenti si illustrano le verifiche geotecniche dei pali di fondazione, con riferimento alla verifica di capacità portante verticale.

Si assume la stratigrafia di riferimento riportata nel paragrafo 4.3.

8.2 Verifica di capacità portante verticale

La verifica di capacità portante verticale dei pali viene eseguita nelle combinazioni GEO statica che risulta la combinazione più gravosa ai fini della portanza verticale.

Le sollecitazioni di progetto considerate sono quelle massime ricavate dall'analisi effettuata con il programma GROUP e riassunte di seguito.

Caratteristiche geometriche dei pali

Diametro palo [m]	1,20
Lunghezza palo [m]	32,00

8.2.1 Combinazione GEO A2 M1 R2

Si riportano le tabelle di calcolo della capacità portante del palo ottenute in base alla stratigrafia sopra riportata.

Nel calcolo della capacità portante sono state considerati due verticali e il calcolo è stato effettuato sia in termini di parametri minimi che medi.

<i>L palo (m)</i>	<i>Parametri Medi [kN]</i>	<i>Parametri Minimi [kN]</i>	<i>Resistenza di Progetto [kN]</i>
9.10	96.31	44.97	44.97
9.60	118.83	61.22	61.22
10.10	141.34	77.48	77.48
10.60	163.85	93.74	93.74
11.00	181.85	106.75	106.75
11.50	244.24	84.31	84.31
12.00	259.84	102.33	102.33
12.50	275.45	120.34	120.34
13.00	291.05	138.36	138.36
13.50	306.65	156.37	156.37
14.00	322.26	174.39	174.39

14.50	337.86	192.41	192.41
15.00	353.47	210.42	210.42
15.50	369.07	228.44	228.44
16.00	384.68	246.45	246.45
16.50	400.28	264.47	264.47
17.00	415.89	282.48	282.48
17.50	431.49	300.50	300.50
18.00	447.09	318.52	318.52
18.50	462.70	336.53	336.53
19.00	478.30	354.55	354.55
19.50	493.91	372.56	372.56
20.00	509.51	390.58	390.58
20.50	525.12	408.60	408.60
21.00	540.72	426.61	426.61
21.50	556.32	444.63	444.63
22.00	571.93	462.64	462.64
22.80	596.90	491.47	491.47
23.30	792.91	699.69	699.69
23.80	990.58	909.63	909.63
24.30	1189.92	1121.31	1121.31
24.80	1390.91	1334.71	1334.71
25.30	1593.57	1549.83	1549.83
25.80	1797.89	1766.69	1766.69
26.40	2045.26	2029.20	2029.20
26.90	2153.83	2140.46	2140.46
27.40	2261.63	2251.12	2251.12
27.90	2371.09	2363.52	2363.52
28.40	2482.21	2477.63	2477.63
28.90	2594.99	2593.48	2593.48
29.40	2709.43	2711.06	2709.43
29.90	2825.53	2830.36	2825.53
30.40	2943.29	2951.39	2943.29
30.90	3062.72	3074.15	3062.72
31.40	3183.80	3198.63	3183.80
31.90	3132.02	3158.91	3132.02

Il massimo valore di sforzo assiale è confrontato con la capacità portante di progetto dei pali di fondazione:

$$N_{\max} = 2900 \text{ kN} < N_{Rd} = 3132 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.2.2 Combinazione A1 M1 R3

Si riportano le tabelle di calcolo della capacità portante del palo ottenute in base alla stratigrafia sopra riportata.

Nel calcolo della capacità portante sono state considerati due verticali e il calcolo è stato effettuato sia in termini di parametri minimi che medi.

<i>L palo (m)</i>	<i>Parametri Medi [kN]</i>	<i>Parametri Minimi [kN]</i>	<i>Resistenza di Progetto [kN]</i>
9.10	188.04	123.37	123.37
9.60	220.11	147.55	147.55
10.10	252.17	171.74	171.74
10.60	284.24	195.92	195.92
11.00	309.89	215.26	215.26
11.50	392.15	190.72	190.72
12.00	415.51	217.11	217.11
12.50	438.87	243.51	243.51
13.00	462.22	269.91	269.91
13.50	485.58	296.30	296.30
14.00	508.94	322.70	322.70
14.50	532.30	349.10	349.10
15.00	555.65	375.50	375.50
15.50	579.01	401.89	401.89
16.00	602.37	428.29	428.29
16.50	625.72	454.69	454.69
17.00	649.08	481.08	481.08
17.50	672.44	507.48	507.48
18.00	695.79	533.88	533.88
18.50	719.15	560.28	560.28
19.00	742.51	586.67	586.67
19.50	765.87	613.07	613.07
20.00	789.22	639.47	639.47
20.50	812.58	665.86	665.86
21.00	835.94	692.26	692.26
21.50	859.29	718.66	718.66
22.00	882.65	745.06	745.06
22.80	920.02	787.29	787.29
23.30	1124.27	1006.85	1006.85
23.80	1330.62	1228.59	1228.59
24.30	1539.06	1452.51	1452.51
24.80	1749.59	1678.61	1678.61
25.30	1962.22	1906.88	1906.88
25.80	2176.94	2137.34	2137.34
26.40	2437.37	2416.76	2416.76
26.90	2564.04	2546.22	2546.22
27.40	2689.87	2675.05	2675.05

27.90	2817.78	2806.07	2806.07
28.40	2947.80	2939.26	2939.26
28.90	3079.90	3074.64	3074.64
29.40	3214.10	3212.19	3212.19
29.90	3350.40	3351.92	3350.40
30.40	3488.79	3493.83	3488.79
30.90	3629.27	3637.91	3629.27
31.40	3771.85	3784.18	3771.85
31.90	3733.39	3760.11	3733.39

Il massimo valore di sforzo assiale è confrontato con la capacità portante di progetto del pali di fondazione:

$$N_{\max} = 3500 \text{ kN} < N_{Rd} = 3733 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

9. MURI DI SOSTEGNO – SPALLA C

Sono necessari e previsti muri di sostegno così come riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Le fondazioni del muro sono profonde, su pali di grande diametro ($\varnothing 1200\text{mm}$) disposti a maglia regolare ad interasse $3.6\text{m} \times 3.9\text{m}$, così come riportato in Figura 9-1.

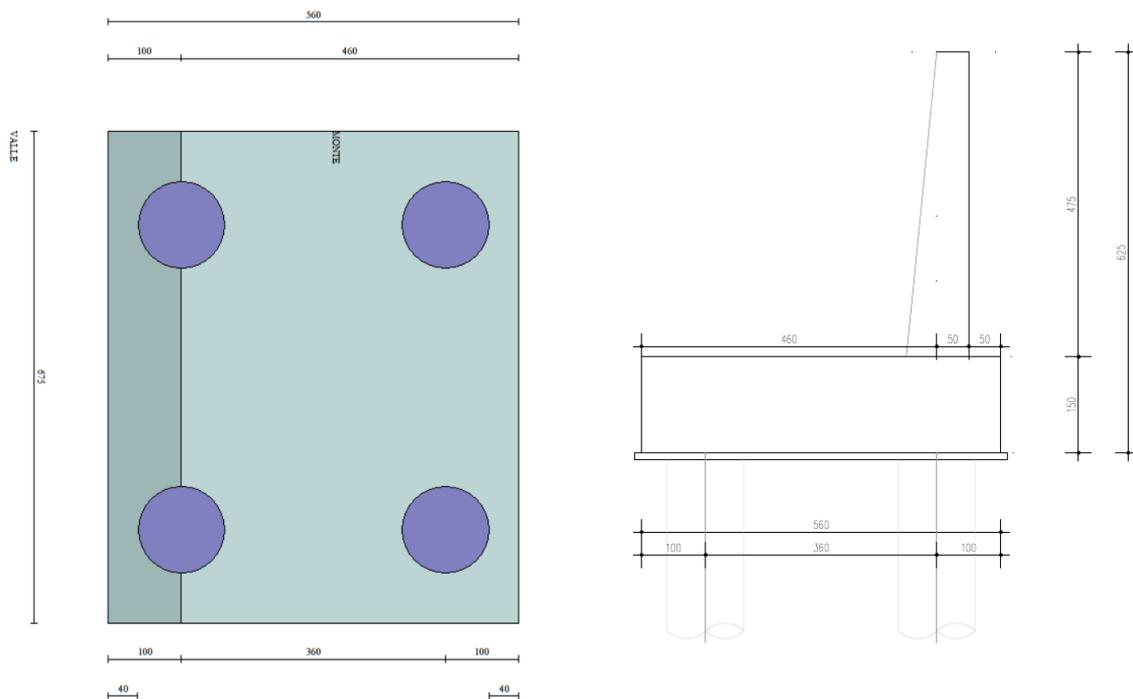


Figura 9-1: Pianta e sezione muro andatore

Il paramento del muro andatore ha altezza variabile lungo il suo sviluppo. Si considera cautelativamente la sezione con altezza maggiore (corrispondente alla sezione più vicina al corpo spalla).

9.1 Analisi dei carichi

9.1.1 Pesì propri

Si assume un peso specifico del muro pari a 25 kN/m^3 . Per quanto riguarda i pesi specifici del terreno si fa riferimento alla stratigrafia riassunta in seguito:

- terreno a tergo: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 35^\circ$
- terreno fondazione: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 22^\circ$

9.1.2 Spinta del terreno

Per la valutazione della spinta del terreno si adotta:

- coefficiente di spinta a riposo, per l'analisi statica;
- coefficiente di spinta attiva di Mononobe-Okabe, per l'analisi sismica.

9.1.3 Azioni sismiche

Il calcolo delle azioni sismiche si riconduce a quanto riportato in precedenza.

È stato adottato un coefficiente $\beta_m = 1$.

9.2 Combinazioni di carico

In accordo con quanto definito nel capitolo 6 della presente relazione, devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per quanto riguarda le verifiche agli stati limite ultimi, esse vengono svolte secondo l'approccio 2 che prevede la combinazione A1+M1+R3.

Si analizzano le diverse combinazioni di carico.

Combinazione 1 (SLU):

- peso proprio ($c = 1.0$)
- spinta terreno ($c = 1.3$)

Combinazione 2 (SLE):

- peso proprio ($c = 1.0$)
- spinta terreno ($c = 1.0$)

Combinazione 3 (SLV-I):

- peso proprio ($c = 1.0$)
- spinta terreno ($c = 1.0$)

Combinazione 4 (SLV-II):

- peso proprio ($c = 1.0$)
- spinta terreno ($c = 1.0$)

9.3 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

Le sollecitazioni sul paramento verticale e le sollecitazioni agenti in testa al palo sono state calcolate con il programma di calcolo MAX 10.10.

In figura si riporta uno schema del modello di calcolo utilizzato.

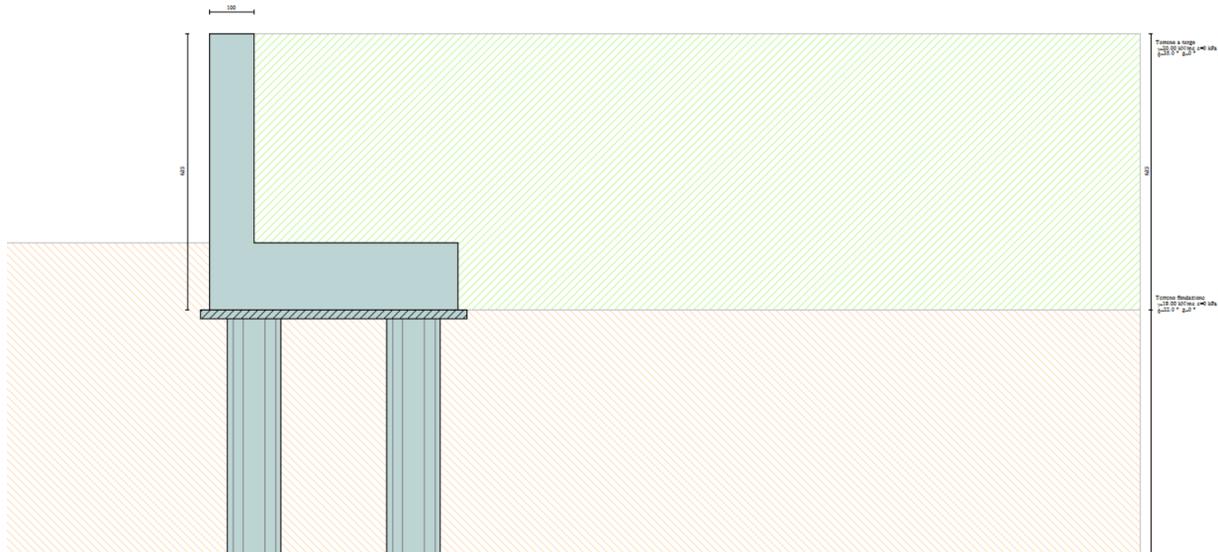


Figura 9.2 – Modello di calcolo

Le caratteristiche geometriche del muro a mensola in c.a. sono:

Altezza del paramento	4.25 [m]
Spessore del paramento	1.00 [m]
Lunghezza del muro	6.30 [m]
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	4.60 [m]
Lunghezza totale fondazione	5.60 [m]
Spessore fondazione	1.50 [m]
Spessore magrone	0.20 [m]

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori delle sollecitazioni ottenute, rispettivamente nella sezione di attacco del paramento alla fondazione e in testa al palo, nelle diverse combinazioni di carico sopra presentate.

Tabella 9-1: Sollecitazioni nella sezione di attacco del paramento

Combinazioni	M [kNm]	T [kN]	N [kN]
SLU	268.32	139.47	116.46
SLV-I	337.40	162.44	116.46
SLV-II	306.29	149.35	116.46
SLE	206.40	107.29	116.46

Tabella 9-2: Sollecitazioni in testa al palo

Combinazioni	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	T [kN]	M [kNm]
SLU	2186.36	376.61	365.42	645.47
SLV-I	3558.79	-564.24	791.59	1367.86
SLV-II	3011.18	-879.79	753.32	1306.64
SLE	1986.69	576.28	281.09	493.77

9.4 Verifiche degli elementi strutturali

9.4.1 Paramento verticale

Si riportano le verifiche strutturali a flessione e taglio della sezione di attacco del paramento verticale alla fondazione con le sollecitazioni più gravose.

Per le verifiche della sezione del muro si utilizzano i seguenti dati:

- Larghezza sezione = 100 cm
- Altezza sezione = 100 cm
- Copriferro = 5 cm
- Armatura minima da normativa = 16.00 cm²

9.4.1.1 Verifica SLU a pressoflessione

Si effettua la verifica SLU a pressoflessione in condizione statica nella combinazione di carico più gravosa:

$$M_{SLU} = 337 \text{ kNm}$$

$$N = 116.5 \text{ kN}$$

La sezione è armata con barre di diametro $\Phi 24$ con passo 20 cm.

Titolo : _____

N* figure elementari **Zoom** **N* strati barre** **Zoom**

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N*	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6.2
2	22.62	93.8

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Materiali

B450C **C28/35**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Poiché risulta $M_{Rd} = 886 \text{ kNm} > M_{SLU} = 337 \text{ kNm}$, la verifica risulta soddisfatta.

9.4.1.2 Verifica SLU a taglio

Si effettua la verifica a taglio nella combinazione 3 in quanto la più gravosa.

$T_{SLU} = 162 \text{ kN}$

V _{sdu}	162	kN
M _{sdu}	337	kNm
N _{sdu}	116.5	kN
R _{ck}	35	N/mm ²
f _{ck}	28	N/mm ²
γ _c =	1.5	
f _{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	95.00	cm
Asl	22.61	cm ²
c	5.00	cm
α	90	gradi

α	1.57	rad
θ	0.00	gradi
$\text{ctg}\theta$	-	
θ_{imposto}	-	gradi
Asw	0	cm ²
passo staffe	40	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.1168	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	329.598	kN
$V_{Rd,min}$	326.651	kN

Poiché si ottiene $V_{Rd} = 330 \text{ kN} > T_{SLU} = 162 \text{ kN}$, la verifica risulta soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

9.4.1.3 Verifica SLE alle tensioni

Si effettua la verifica tensionale nelle combinazioni rara e quasi permanente.

$$M_{SLE} = 206.4 \text{ kNm}$$

$$N = 116.5 \text{ kN}$$

Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	50.00	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	192704	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	444.22	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	1.18	N/mm ²
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	533.1	kNm

Poiché si ottiene $\sigma_{ct} < f_{ctm}$, la sezione risulta non fessurata e la verifica soddisfatta.

9.4.2 Pali di fondazione

Si riportano le verifiche strutturali a flessione e taglio della sezione di testa dei pali con le sollecitazioni più gravose.

Per le verifiche del palo si utilizzano i seguenti dati:

- Diametro = 120 cm
- Area palo = 11304 cm²
- Copriferro = 8.5 cm
- Armatura minima da normativa = 33.91 cm²

9.4.2.1 Verifica SLU a pressoflessione

Si effettua la verifica SLU a pressoflessione in condizione statica nella combinazione di carico più gravosa:

$$M_{SLU} = 1370 \text{ kNm}$$

$$N = -880 \text{ kN}$$

La sezione è armata con 24 barre di diametro $\Phi 26$.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -880 0 kN
 M_{xEd}: 1370 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200000 N/mm² f_{cd}: 14.17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 1910 kNm
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 12.91 ‰
 d: 111.5 cm
 x: 23.79 x/d: 0.2133
 δ: 0.7067

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Poiché risulta $M_{Rd} = 1910 \text{ kNm} > M_{SLU} = 1370 \text{ kNm}$, la verifica risulta soddisfatta.

9.4.2.2 Verifica SLU a taglio

Si effettua la verifica a taglio nella combinazione 3 in quanto la più gravosa.

$$T_{SLU} = 790 \text{ kN}$$

V _{sdu}	790	kN
M _{sdu}	1370	kNm
N _{sdu}	-900	kN
R _{ck}	30	N/mm ²
f _{ck}	25	N/mm ²
γ _c	1.5	
f _{yk}	450	N/mm ²
Φ	120	cm
bw	108.00	cm
he	74.47	cm
d	65.97	cm
Asl	127.36	cm ²
c	8.50	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	20.76	gradi

ctgθ	2.64	
θ imposto	-	gradi
Asw	2.26	cm ²
passo staffe	10	cm
f _{cd}	14.167	N/mm ²
fctd _{0,05}	1.119	N/mm ²
f _{yd}	391.304	N/mm ²
σ _{cp}	-1.1280	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V _{Rd}	252.853	kN
V _{Rd,min}	120.197	kN
ρ _{sw,min}	0.000889	
s _{i,max}	49.48	cm
A _{sw,min}	4.750	cm ² /s _{i,max}
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V _{Rcd}	1385.344	kN
V _{Rsd}	1385.344	kN
V _{Rd}	1385.344	kN

Adottando un'armatura a taglio costituita da staffe di diametro Φ12 con passo 10 cm, si ottiene V_{Rd} = 1385 kN > T_{SLU} = 790 kN, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

9.4.2.3 Verifica SLE alle tensioni

Si effettua la verifica tensionale nelle combinazioni rara e quasi permanente.

$$M_{SLE} = 494 \text{ kNm}$$

$$N_{SLE} = 576 \text{ kN}$$

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno 60 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 24

Diametro barre 2.6 [cm]

Copriferro (baric.) 8.5 [cm]

N° barre 0 **Zoom**

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 576 kN

M_{xEd} 0 494 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C **C25/30**

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

σ_c -3.997 N/mm²

σ_s 74.78 N/mm²

ϵ_s 0.3739 ‰

d 111.5 cm

x 49.62 x/d 0.445

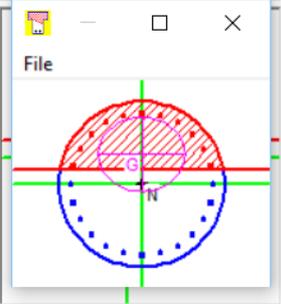
δ 0.9962

Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso



La verifiche tensionali risultano soddisfatte in quanto si ottengono

$$\sigma_c = 4.0 \text{ N/mm}^2 < 0.45f_{ck} = 11.25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 75 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

9.4.2.4 Verifica SLE a fessurazione

Si effettua la verifica a fessurazione facendo riferimento alla combinazione di carico SLE.

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15	
Classe cls	R _{ck} =	30	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Diametro	D =	120	cm
Area armatura esterna	A _{se} =	127.36	cm ²
Copriferro baricentro acciaio esterno	c _s =	8.5	cm
Area armatura interna	A _{si} =	0	cm ²
Copriferro baricentro acciaio interno	c' _s =	8.5	cm
Ricoprimento barre più esterne	c =	8.5	cm
Ricoprimento barre più interne	c+S =	8.5	cm
Diametro massimo barre	Φ =	2.6	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	494.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	576.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	0.01166	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	2.61	N/mm ²
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk} =$	2.19	N/mm ²
Area ideale	$A_{cid} =$	13214	cm ²
Momento d'inerzia area ideale	$J_{cid} =$	12707029	cm ⁴
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	211784	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	463.75	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	2.77	N/mm ²
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	494.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	576.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r =$	0.01166	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	58.77115874	cm
Tensione cls	$\sigma_c =$	-2.85	N/mm ²
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	38.41	N/mm ²
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	465.2	kNm
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr}	$\sigma_{sr} =$	36.16	N/mm ²
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre	$s =$	13.5	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.4	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	2.77	N/mm ²
	$\sigma_2 =$	-1.90	N/mm ²
Coefficiente k_3	$k_3 =$	0.125	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	13.5	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	28.0	cm ²
Area efficace	$A_{ceff} =$	378.0	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	5.31	cm ²
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	28.95	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1	$\beta_1 =$	1.0	
Coefficiente β_2	$\beta_2 =$	0.5	
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	1.02E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.050	mm

Poiché si ottiene $w = 0.050 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$, la verifica risulta soddisfatta.

9.4.3 Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali e verifiche geotecniche

In accordo a quanto descritto nel paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, di seguito condotta la stima della resistenza di progetto dei pali R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 5.3.2.1 è possibile ottenere i profili di resistenza di progetto.

La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 5.3.2.

I valori delle resistenze di progetto così trovati (cfr. le Figure seguenti) sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M1+R2 in campo statico e A2+M1+R3 in campo sismico).

E' stato utilizzato lo stesso modello geotecnico delle fondazioni delle spalle in ampliamento.

Dall'esame della Figura 9-3 e della Figura 9-4 risulta:

Pali trivellati di lunghezza $L=33m$

$R_d \cong 4150 \text{ kN}$ *a compressione sismico (R3)*

$R_d \cong 3300 \text{ kN}$ *a trazione e sismico (R3)*

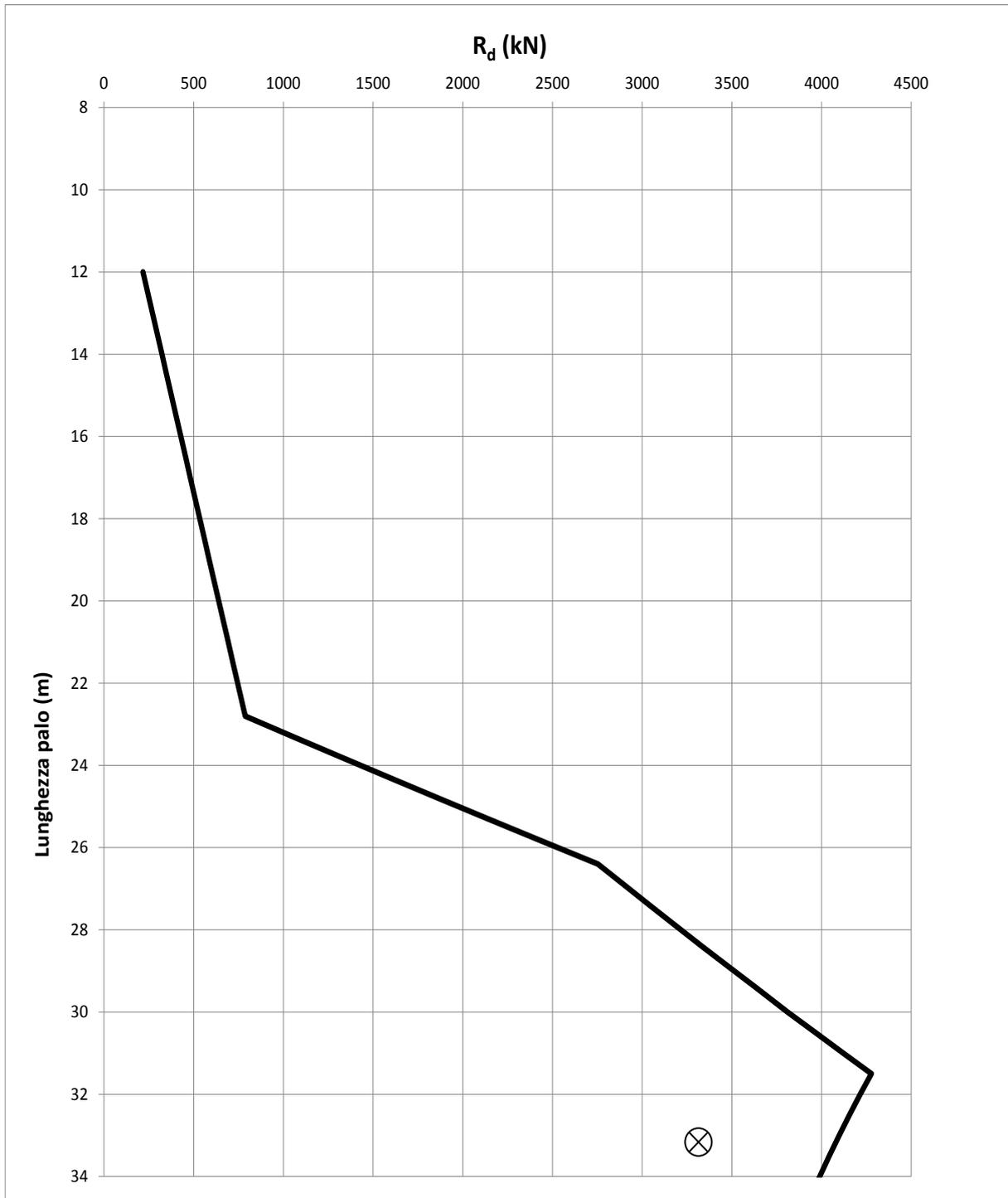


Figura 9-3: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati soggetti a compressione

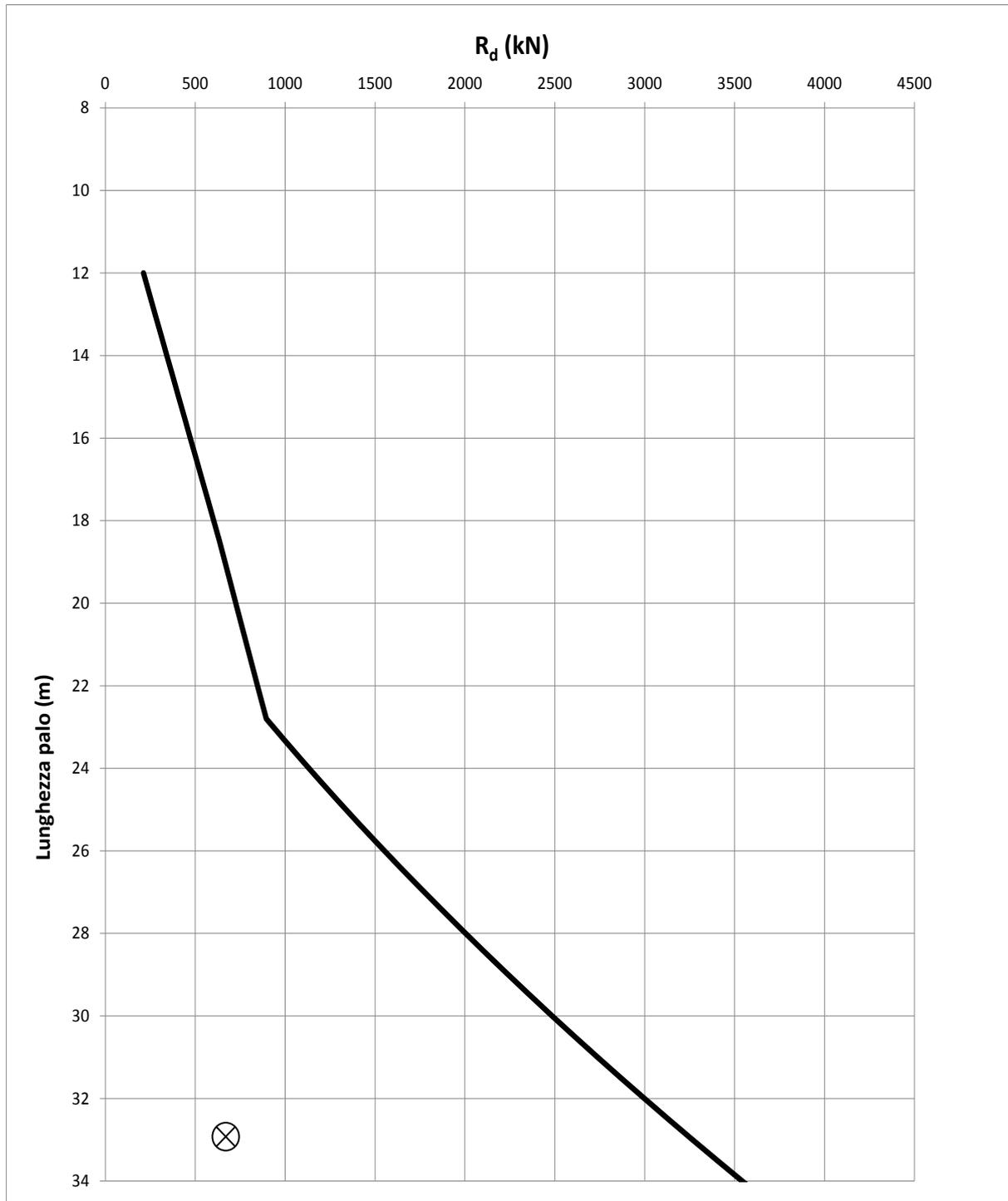


Figura 9-4: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati soggetti a trazione