

SPEA Engineering

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto

Monselice - Padova Sud

PROGETTO DEFINITIVO

PASSERELLA PEDONALE AREA DI SERVIZIO S. PELAGIO

(PE001)

Relazione di calcolo delle fondazioni

APE0700



Indice

1. PREMESSA.....	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1 NORMATIVA.....	5
2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	5
2.3 BIBLIOGRAFIA.....	5
2.4 SOFTWARE DI CALCOLO	7
3. MATERIALI.....	8
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
4.1 PREMESSA.....	9
4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO	9
4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	10
4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA	11
4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO	12
5. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....	13
5.1 PREMESSA.....	13
5.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	13
5.3 FONDAZIONI SU PALI.....	15
5.3.1 <i>Verifiche di sicurezza</i>	16
5.3.2 <i>Resistenza caratteristica (R_k) di pali soggetti a carichi assiali</i>	17
5.3.2.1 Stima della resistenza di pali soggetti a carichi assiali	20
5.3.2.2 Pali trivellati.....	20
5.3.2.2.1 Portata di base.....	20
5.3.2.2.2 Attrito laterale.....	23
5.3.3 <i>Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali</i>	24
5.3.4 <i>Analisi della palificata</i>	30
5.4 FONDAZIONI DIRETTE.....	31
5.4.1 <i>Verifiche di sicurezza</i>	32
5.4.2 <i>Verifiche SLU-GEO – Collasso per carico limite</i>	32
5.4.3 <i>Verifiche SLU-GEO – Collasso per scorrimento del piano di posa</i>	35
5.4.4 <i>Verifiche SLU-GEO – Stabilità globale</i>	36
5.4.5 <i>Verifiche SLE - Cedimenti</i>	37
6. DESCRIZIONE DELLE OPERE	40
7. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....	45

7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI E SISTEMA DI RIFERIMENTO	45
7.2	AZIONI DI CALCOLO – FONDAZIONI PROFONDE “PILA + COLONNA ALTA”	47
7.3	AZIONI DI CALCOLO – FONDAZIONE DIRETTA “COLONNA INTERMEDIA E PIEDE”	49
8.	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO	50
8.1	MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE – FONDAZIONI PROFONDE	50
8.2	MODELLO GEOTECNICO – FONDAZIONI DIRETTE	51
9.	RISULTATI E VERIFICHE	52
9.1	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	52
9.2	RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE	53
9.2.1	<i>Risultati delle analisi</i>	53
9.2.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	54
9.2.3	<i>Verifiche strutturali del palo</i>	54
9.3	RISULTATI ANALISI FONDAZIONE DIRETTA E VERIFICHE	57
10.	VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE	60
10.1	FONDAZIONI PROFONDE	60
10.2	FONDAZIONI DIRETTE	61

1. PREMESSA

Oggetto della presente Relazione sono le verifiche geotecniche delle fondazioni della Passerella Pedonale dell'Area di Servizio "San Pelagio" (PE001) previste nell'ambito della progettazione definitiva dell' "Autostrada A13 (Bologna - Padova), Ampliamento alla terza corsia del tratto tra Monselice - Padova Sud.

Le verifiche sono state condotte ai sensi della Normativa vigente (Doc. Rif. [1] e [2]).

In particolare della passerella vengono analizzate e progettate le fondazioni delle pile e della colonna alta a sostegno della scala su fondazioni profonde, e le fondazioni delle colonne intermedie e del piede della scala su fondazione diretta.

Le fondazioni profonde sono realizzate su pali tipo elica di grande diametro ($\varnothing 800$). Tale tipologia è stata scelta in funzione dell'entità dei carichi e delle caratteristiche dei terreni di fondazione presenti.

Per le fondazioni delle pile e della colonna alta si ha:

Plinto: dimensioni 6.65 m x 4.80 m
n°6 pali $\varnothing 800$ di L=18.0m

mentre per le fondazioni delle colonne intermedie e del piede della scala si ha:

Plinto: dimensioni 2.50 m x 1.50 m

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si fa riferimento alla Relazione Geotecnica Generale. Il sito è caratterizzato da un'accelerazione di progetto su suolo di categoria D, associata ad un tempo di ritorno di 949 anni e periodo di riferimento di 100 anni, pari a 0.152g ⁽¹⁾. Per quanto riguarda le informazioni relative alla vita nominale, classe d'uso, corrispondente coefficiente d'uso e periodo di riferimento per l'azione sismica della struttura in esame si rimanda alla Relazione STR di calcolo strutturale.

⁽¹⁾ Fonte: Allegato B alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA

- [1] 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.
- [2] 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.
- [3] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [4] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [5] Relazione Geotecnica Generale APE001
- [6] Schede Geotecniche delle opere APE0010
- [7] Planimetrie e Profili Geotecnici APE0002-APE0009
- [8] Tavole di Progetto STR0701 – STR0703

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [9] ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- [10] COLLOTTA T., MORETTI P.C. (1985) "I pali trivellati di grande diametro in terreni granulari", Rivista Autostrade, n.5, maggio, 34-4.
- [11] JAMIOLKOWSKI M. et al. (1983) "Scale effects of ultimate pile capacity", Discussion, JGED, ASCE.
- [12] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol.86, No.SM5, pp.63-91.
- [13] Meyerhof G.G. (1976) "Bearing capacity and settlement of pile foundation" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.102, March.

- [14] MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. (1978) "Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand", Canadian Geotechnical Journal, 15,171-182.
- [15] Nordlund R.L. (1963) "Bearing capacity of piles in cohesionless soils" JSMFE, ASCE, SM3
- [16] Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1975) "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" Proc. VII Offshore Technology Conference, OTC 2313, Houston, Texas.
- [17] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [18] Tomlinson M.J. (1977) "Pile design and construction practice" View Point Publication
- [19] BRINCH-HANSEN, J. [1961], "A General Formula for Bearing Capacity", The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.11, Copenhagen.
- [20] BRINCH-HANSEN, J. [1970], "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity" , The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.28, Copenhagen.
- [21] DE BEER, E.E., LADANYI, B. [1961], "Etude experimentale de la capacite portante du sable sous, des fondations circulaires etablies en surface". - 5th ICSMFE, Paris, 1, 577-581.
- [22] MEYERHOF, G.G. [1951], "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations" - Geotechnique, 2, 301-332.
- [23] MEYERHOF, G.G. [1951], "Some recent research on the bearing capacity of foundations" - Canadian Geotechnical Journal,1, 16-26
- [24] PRANDTL, L. [1921], "Eindringungsfestigkeit und festigkeit von schneiden" - Zeit. F. Angew. Math. U. Mech. 1, 15.
- [25] REISSNER, H. [1924], "Zum Erddruckproblem, Proceedings" First International Conference on Applied Mechanics, Delft, 259-311.
- [26] SKEMPTON, A. W. [1951], "The bearing capacity of clays" – Building Research Congress, London, 1, 180-189.
- [27] VESIC, A.S. [1970], "Tests on instrumented Piles, Ogeechee River Site" - JSMFD, ASCE, V. 96, N. SM2, Proc. Paper 7170, March.

- [28] VESIC, A.S. [1973], "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations". - JSMFD, ASCE, Jan., 45-73.

2.4 SOFTWARE DI CALCOLO

- [29] Group for Windows - Version 6, Ensoft Inc (1985-2003)
- [30] Ministero LLPP - Foglio elettronico "*Spettri-NTC ver.1.0.3.xls*" (<http://www.cslp.it>)

3. MATERIALI

Acciaio per armature ordinarie dei pali di fondazione:

- Barre nervate tipo B450C
 - fyk > 450 Mpa
 - ftk > 540 Mpa
 - copriferro: 60 mm.

Calcestruzzo per pali di fondazione:

- Classe 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 fondazioni.

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.

Per eventuali approfondimenti, soprattutto per quanto riguarda le indagini storico-bibliografiche, si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto (Doc. Rif.[5]) e alle Schede Geotecniche (Doc. Rif.[6]).

4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO

In corrispondenza dell'opera in esame sono disponibili i risultati delle indagini riassunte nella Tabella 4-1.

Tabella 4-1: Indagini geognostiche disponibili

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SD14	2011	97+600	+6.68	35	TA (3 ÷ 35)
CPTU-PM3	2009	97+600	+7.92	30	-
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);

TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);

CH = tubo per misure Cross-hole

⁽¹⁾ per la definizione della stratigrafia al di sotto dei 40 m da p.c.

4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Le tabelle sottostanti riportano la stratigrafia di riferimento valutata a partire dal piano campagna riferito alla quota 8.0 m s.l.m. (corrispondente alla quota di boccaforo del sondaggio CPTU-PM3) (Tabella 4-2) ed i parametri geotecnici delle unità litostratigrafiche presenti (Tabella 4-3 e Tabella 4-4).

Tabella 4-2: Stratigrafia di riferimento – Fondazioni profonde

Profondità da p.c.		Spessore (m)	Unità	Descrizione
da (m)	a (m)			
0	1.8	1.8	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
1.8	3.3	1.5	A1	Argille limose e limi argillosi
3.3	5.0	1.7	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
5.0	11.2	6.2	A1	Argille limose e limi argillosi
11.2	14.4	3.2	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
14.4	16.4	2.0	A1	Argille limose e limi argillosi
16.4	19.0	2.6	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo

Per le verifiche delle fondazioni dirette, attestate alla quota +8.34 m s.l.m., si tiene conto delle caratteristiche del solo primo strato riportato in Tabella 4-2.

Tabella 4-3: Parametri medi caratteristici dei materiali argillosi e limosi (A1)

γ_n (kN/m ³)	19 ÷ 20	z < 15m
	18 ÷ 19.5	z ≥ 15m
c_u (kPa)	20 ÷ 60	z < 15m
	$20 + 2.5 \cdot (z - 15) \div 60 + 3.5 \cdot (z - 15)$	z ≥ 15m
$GSC = \sigma'_{vp} / \sigma'_{v0}$	$7.38 \cdot z^{-0.8} \geq 1.1$	

dove:

- γ_n = peso di volume naturale;
- c_u = resistenza al taglio non drenata;
- GSC = grado di sovraconsolidazione.

Tabella 4-4: Parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi e sabbioso-limosi (A2)

γ_n (kN/m ³)	18 ÷ 20
N_{SPT} (colpi/30 cm)	3 ÷ 13 $z < 15m$ 11 ÷ 23 $z \geq 15m$
ϕ' (°)	34 ÷ 37
q_c (MPa)	min 5 ÷ 7 max 10 ÷ 20
D_r (%)	min 40 ÷ 60 max 60 ÷ 80
E_{op} (kPa)	13000

dove:

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica con prova SPT

ϕ' = angolo di attrito operativo;

q_c = resistenza alla punta;

D_r = densità relativa;

E_{op} = modulo elastico per analisi di fondazioni (cedimenti)

4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda la falda, si fa riferimento alle letture nella verticale d'indagine SD14, che si trova in prossimità dell'opera, la quale indica una soggiacenza minima che si attesta a circa 1.20 m da p.c.; si veda in proposito la tabella seguente.

Nelle verifiche riportate in questo documento, la falda in ogni caso è stata assunta, cautelativamente, al piano di posa delle fondazioni.

Tabella 4-5: Letture in foro

Verticali d'indagine	Quota boccaforo (m s.l.m.)	Livello di falda (m da p.c.)
SD14	6.68	1.20

4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif. [1]), 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 30m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. Rif. [1], 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 30m”*.

5. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

5.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per le fondazioni nel Doc. Rif [1] e successiva circolare esplicativa (doc. rif. [2]).

Le verifiche, sia per il caso statico e sia per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC (Doc. rif. [1]) nei confronti degli stati limite 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, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

5.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. Rif. [1], 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 ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1]})$$

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

Tabella 5-3: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 e R3) (Tab. 6.4.1 Doc. Rif. [1])

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

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. Rif.[1]).

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.}[1])$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

5.3 FONDAZIONI SU PALI

Per l'approccio progettuale adottato (*Approccio 1*) sono previste 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 (Doc. rif. [1]) e riportati nella Tabella 5-5.

5.3.1 Verifiche di sicurezza

Come riportato al par. 6.4.3.1 della Normativa di riferimento (Doc. Rif.[1]), per le opere di fondazione su pali, sono state prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi in campo statico e in campo sismico (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE):

- 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);
- SLE relative a condizioni statiche e sismiche:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione (valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei pali con il codice di calcolo Group sempre 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:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}, \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con: R_{MEDIA} 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_{MEDIA}) e di resistenza minimo (R_{MIN});
- 3 la resistenza caratteristica R_k , a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}, \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

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_{MEDIA}) 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:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}, \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

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	≥ 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

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 nel successivo paragrafo §5.3.2.2.

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, sia per i pali battuti della parte esistente, che per quelli trivellati delle fondazioni in allargamento, basati sui risultati di prove penetrometriche standard SPT o sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

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]:

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

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])

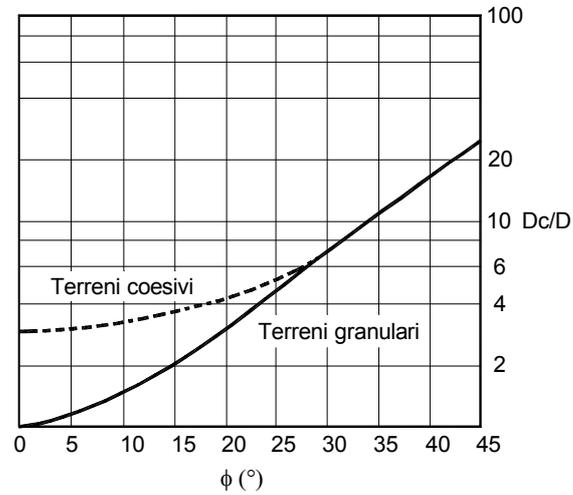
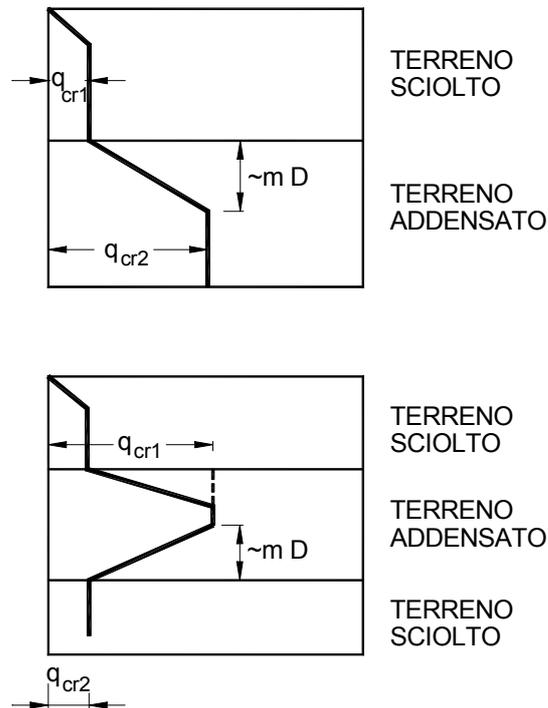


Figura 5-2: Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])



5.3.2.2.2 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:

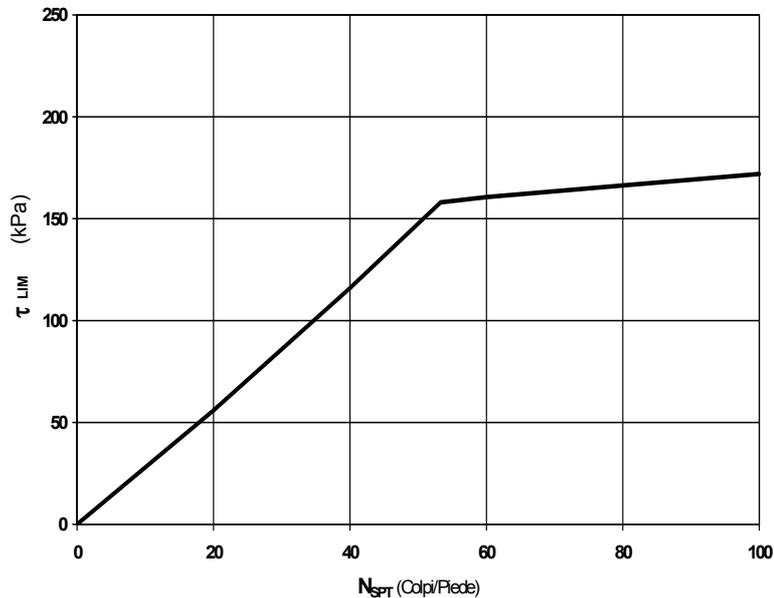
$$\tau_{lim} \leq \tau = f(N_{SPT})$$

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} .

Figura 5-3: Terreni granulari - $\tau_{LIM} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese [1977])



5.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

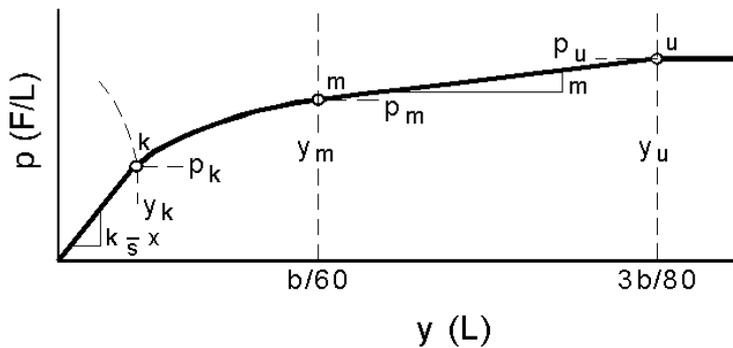
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante 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

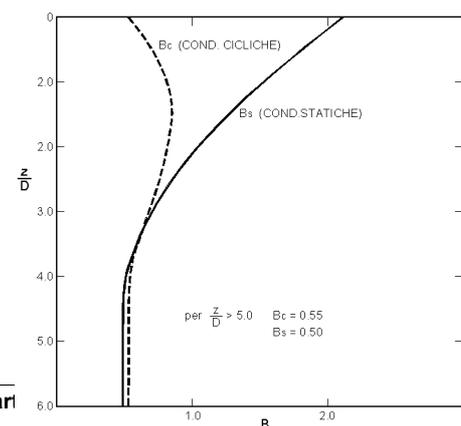
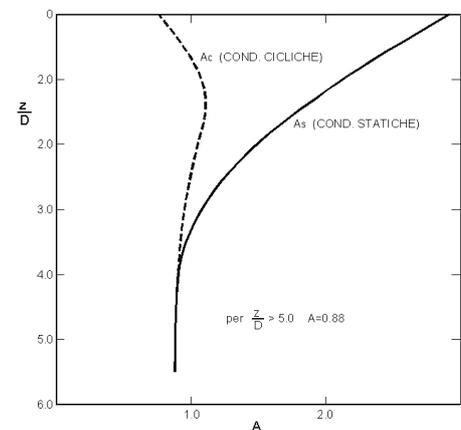
2- calcolo di $p_u = A_i \cdot p$

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

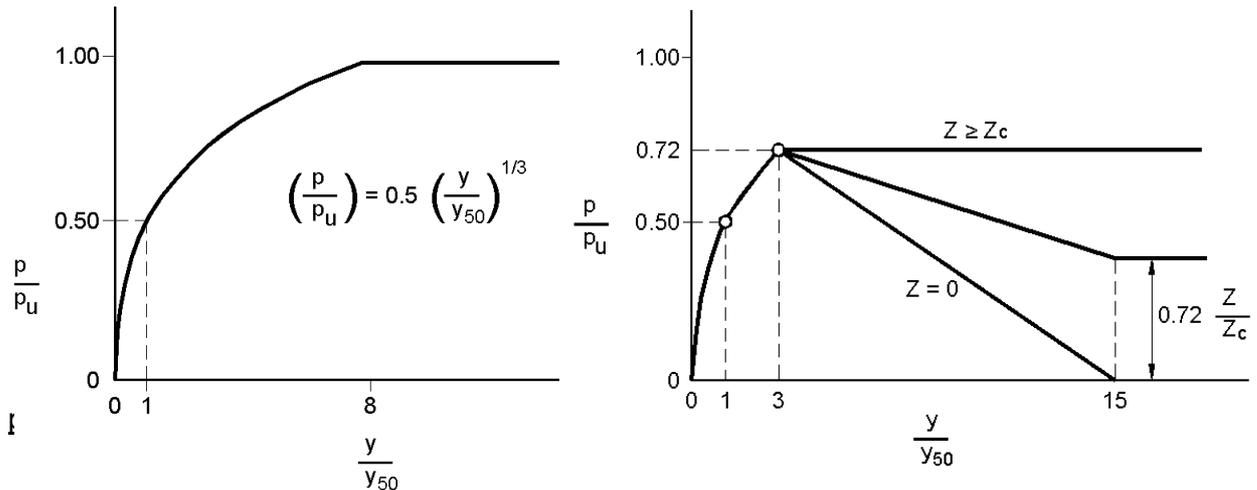
$$p = C \cdot y^{1/n}$$



dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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

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


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

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

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

$$p/p_u = 0.5 (y/y_{50})^{1/3}$$

$$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D$$

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 $p=0.5 p_u$

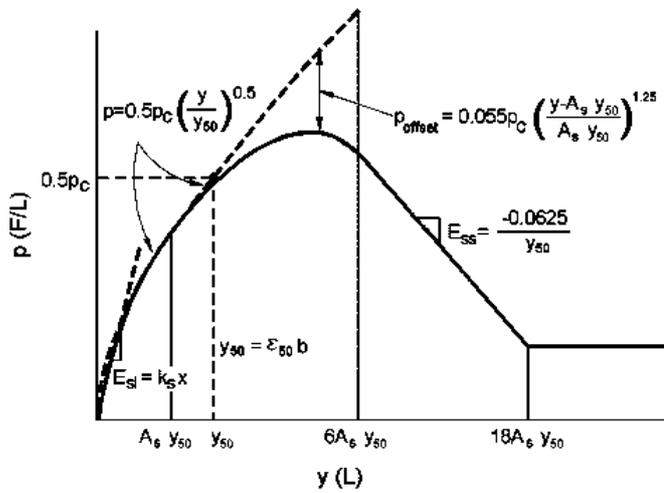
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

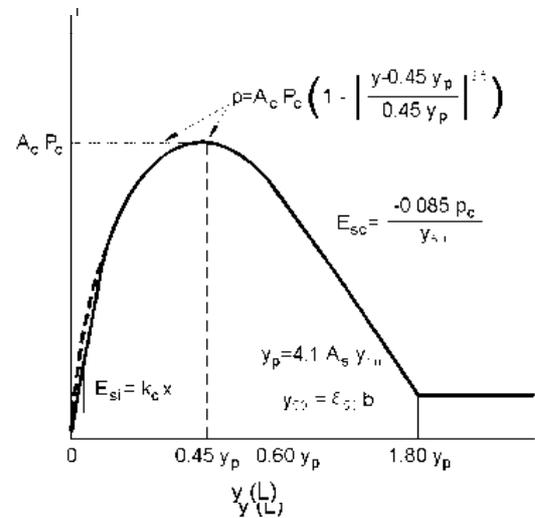
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

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

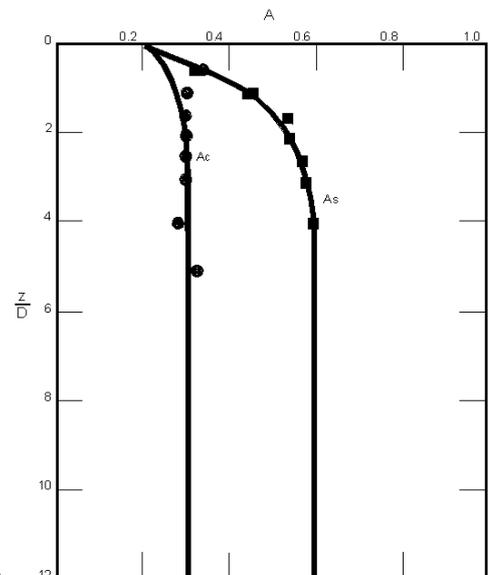
$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p = 0.5 p_u$

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

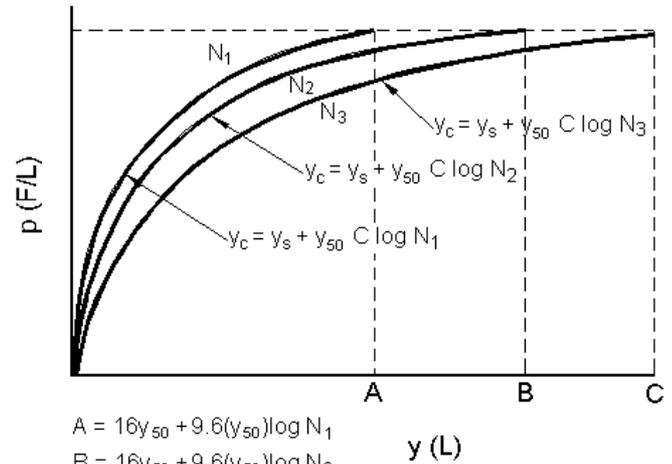
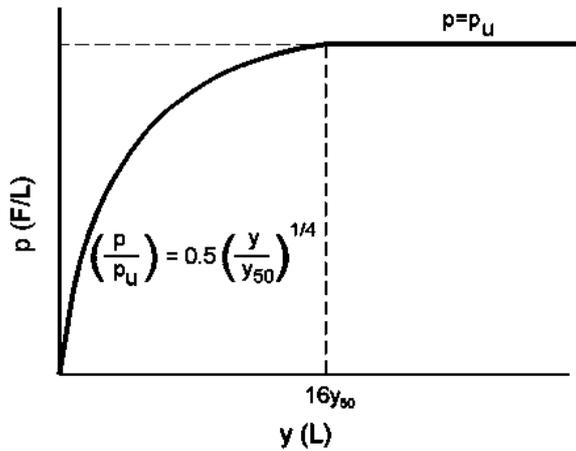
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

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 della palificata

L'analisi della palificata è stata condotta con il programma di calcolo GROUP 6.0, 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.

5.4 FONDAZIONI DIRETTE

Per l'approccio progettuale adottato (*Approccio 1*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- la prima combinazione (STR), per la quale si adottano:
i coefficienti parziali (A1) sulle azioni del sistema,
i coefficienti parziali (M1) sui parametri geotecnici, e
i coefficienti parziali (R1) per le resistenze,

è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,

- la seconda combinazione (GEO), per la quale si adottano:
i coefficienti parziali (A2) sulle azioni del sistema,
i coefficienti parziali (M2) sui parametri geotecnici, e
i coefficienti parziali (R2) per le resistenze,

è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Sinteticamente le verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (STR): $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2 (GEO): $A2 + M2 + R2$.

Le verifiche di stabilità globale devono invece essere svolte considerando quanto segue:

Approccio 2:

- Combinazione 2 (GEO): $A2 + M2 + R2$.

Nelle verifiche sopra menzionate si deve tener conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC (Doc. rif [1]).

Tabella 5-6: Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)
Capacità portante	γ_R	1.00	1.8
Scorrimento	γ_s	1.00	1.1

5.4.1 Verifiche di sicurezza

Come riportato nel cap. 6.4 della Normativa di riferimento (Doc. rif [1]), relativo alle opere con fondazioni superficiali, sono state prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi in campo statico ed in campo sismico (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE):

- SLU di tipo Geotecnico (Comb. GEO), relative a condizioni di:
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione / terreno;
 - collasso per scorrimento del piano di posa;
 - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (Comb. STR), relative a condizioni di:
 - Verifica della resistenza degli elementi strutturali – valutata confrontando le resistenze di progetto con la massima azione agente sugli elementi strutturali a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale.
- SLE relative a condizioni statiche e sismiche:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione, ovvero valutazione dei valori di spostamento e distorsione dell'opera finalizzata a verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

5.4.2 Verifiche SLU-GEO – Collasso per carico limite

La valutazione della resistenza caratteristica R_k all'intradosso fondazione è stata condotta seguendo i criteri generali di progetto indicati per le fondazioni superficiali.

La resistenza caratteristica (R_k) può essere determinata in accordo all'equazione (formula di Brinch-Hansen, per fondazioni dirette in condizioni drenate):

$$R_k = q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q;$$

nella quale:

- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;
- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;
- d_c, d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D ;
- i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della fondazione;

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate di seguito.

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof e schematizzati in Figura 5-4.

Le valutazioni della resistenza caratteristica R_k con le equazioni sopra riportate sono state condotte con riferimento ai valori dei carichi trasversali e verticali trasmessi dalla struttura in elevazione. I valori di (B') ed (L') sono calcolati con riferimento ai momenti trasmessi all'intradosso della fondazione, ottenuti tenendo conto dei momenti di trasporto dovuti al carico orizzontale.

fattori di capacità portante	N _c	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	N _γ	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	N _q	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	s _c	$1 + 0.2 k_p (B'/L')$	Meyerhof (1963)
	s _γ	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	s _q	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	approfondimento		
	d _c	$d_q - [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	d _q	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per D/B' < 1 $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per D/B' > 1	Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	i _c	$i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	i _γ	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	i _q	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^m$ $m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$	"
	inclinazione fondazione		
b _q	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)	
b _γ	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
b _c	$b_q - [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna			
g _q	$(1 - \tan \omega)^2$	Brinch-Hansen (1970)	
g _γ	$(1 - \tan \omega)^2$	"	
g _c	$g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	

Tabella 5-7: Fattori di capacità portante e correttivi utilizzati nelle formula di Brinch-Hansen

In caso di terreni coesivi, in condizioni non drenate, considerando quindi la coesione non drenata del terreno di fondazione c_u , la resistenza caratteristica può essere determinata mediante la seguente espressione:

$$R_k = q_{lim} = c_u N_c s_c^0 d_c^0 i_c^0 g_c^0 b_c^0 + q$$

dove:

N_c = fattore di capacità portante = $2 + \pi$

$s_c^0 = 1 + 0.2 (B/L)$

$d_c^0 = 1 + 0.4 (D/B)$ se $D < B$

$d_c^0 = 1 + 0.4 \tan^{-1} (D/B)$ se $D > B$

q = sovraccarico a bordo fondazione

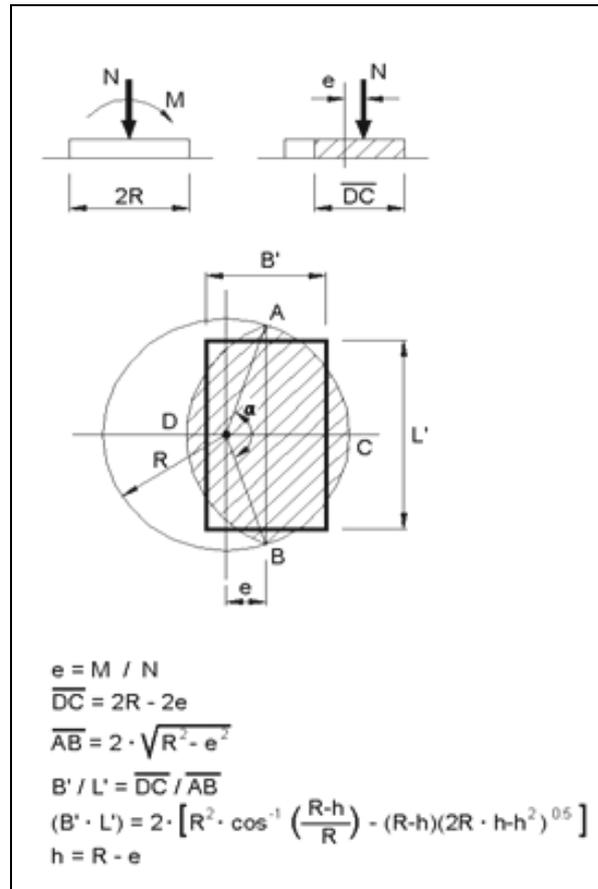


Figura 5-4: Fondazione efficace equivalente (Meyerhof, 1953)

5.4.3 Verifiche SLU-GEO – Collasso per scorrimento del piano di posa

Per la verifica allo scivolamento deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = \frac{N \cdot \operatorname{tg}(\delta_s)}{\gamma_R} \geq E_d = H$$

dove:

N = carico verticale totale a quota intradosso fondazione

H = carico orizzontale totale a quota intradosso fondazione

δ_s = angolo di attrito tra fondazione e terreno

Nel caso in esame si è assunto $\delta_s \approx \phi'_{cs}$ essendo ϕ'_{cs} l'angolo d'attrito a volume costante o di stato critico del terreno di fondazione.

5.4.4 Verifiche SLU-GEO – Stabilità globale

La stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere verificata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2: A2+M2+R2.

Tale verifica è stata condotta mediante un calcolo all'equilibrio limite per mezzo del software Slope/W ver.2007; tra i metodi di calcolo proposti si è scelto di considerare il metodo di Bishop. Le sezioni di calcolo considerate sono quelle relative alle condizioni di scavo massimo, che si hanno in corrispondenza delle sezioni esaminate con il programma Paratie.

La ricerca delle potenziali superfici di scorrimento viene effettuata imponendo il punto di passaggio per il piede della paratia, ovvero escludendo le superfici che interessano la paratia stessa, le cui condizioni di stabilità vengono implicitamente analizzate mediante l'analisi sforzi-deformazioni eseguita con il programma Paratie.

Tale verifica si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d .

Ciò viene svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2 va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Pertanto, definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} = \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

La verifica quindi è soddisfatta quando la superficie di scorrimento più critica fra quelle possibili corrisponde ad un fattore di sicurezza ≥ 1.1 , ovvero:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq \gamma_R \quad \text{con} \quad \gamma_R = 1.1$$

5.4.5 Verifiche SLE - Cedimenti

La valutazione dei cedimenti della fondazione è effettuata in accordo ai criteri di letteratura per fondazioni dirette.

In particolare, il calcolo è stato condotto con il metodo di Berardi (1999). Tale metodo può essere applicato sia a depositi normalmente consolidati che a depositi sovraconsolidati, essendo tale aspetto tenuto in conto nella definizione del modulo di Young a piccole deformazioni.

L'applicazione del metodo di Berardi consiste nei seguenti passi:

- 1) valutazione del modulo di Young a piccole deformazioni (E'_0) medio nel tratto di interesse H riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche.
- 2) definizione del rapporto E'/E'_0 e quindi del modulo di Young "operativo" in funzione del rapporto s/B sulla base di quanto riportato nella Figura 5-5 (s è il cedimento e B è la dimensione della fondazione).
- 3) definizione della curva pressione-cedimento sulla base di diversi valori di s/B e di E' e della seguente equazione:

$$q'_n = \frac{s}{B \cdot (1 - \nu'^2) \cdot I_s} \cdot E'$$

dove:

$q'_n = (q' - \sigma'_{v0})$ = incremento di pressione efficace media netta

$q' = N/A$ = pressione efficace esercitata sul terreno dalla fondazione in kPa

N = carico verticale comprensivo del peso efficace del plinto

A = area della fondazione

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica alla quota intradosso plinto

B = dimensione minore della fondazione

ν' = rapporto di Poisson

I_s = coefficiente di influenza (vedi la Tabella 5-8 seguente)

- 4) valutazione del cedimento entrando nella curva di cui al punto precedente con il valore di progetto di q_n' .

Lo spessore della zona compressibile H_c è stato ipotizzato cautelativamente come segue:

- fondazioni quadrate o circolari $\Rightarrow H_c = 2 \cdot B$
- fondazioni nastriformi ($L/B > 10$) $\Rightarrow H_c = 3.5 \cdot B$
- fondazioni rettangolari ($L/B < 10$) $\Rightarrow H_c$ variabile linearmente tra $2 \cdot B$ e $3.5 \cdot B$.

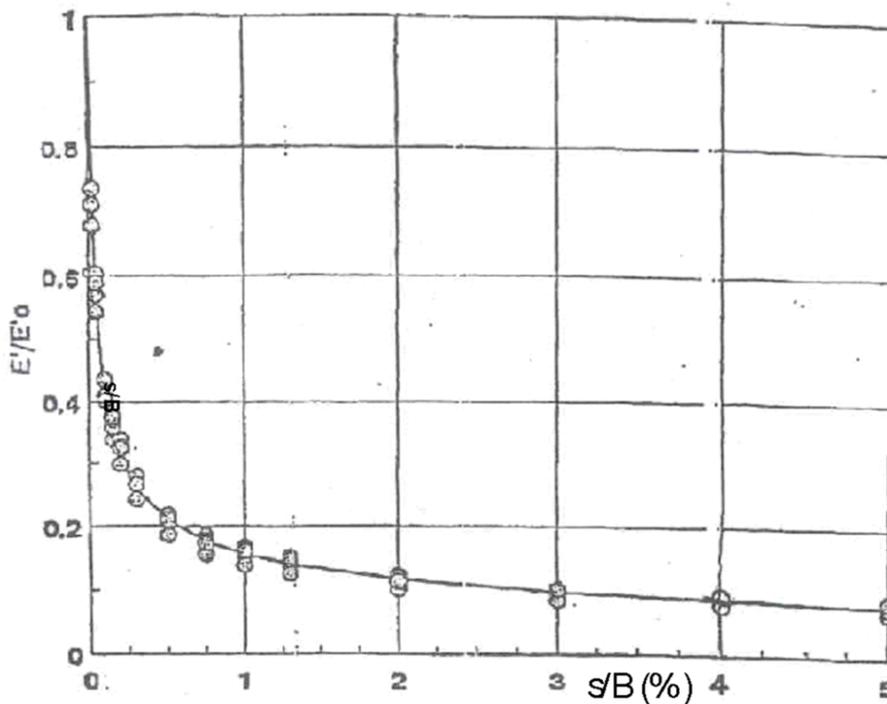


Figura 5-5: Curva di decadimento del modulo di Young in funzione di s/B (Berardi, 1999)

	Area rettangolare					Area circolare B = D
	L/B					
H _c /B	1	2	3	5	10	
0.5	0.35	0.39	0.40	0.41	0.42	0.34
1.0	0.56	0.65	0.67	0.68	0.71	0.52
1.5	0.63	0.76	0.81	0.84	0.89	0.59
2.0	0.69	0.88	0.96	0.99	1.06	0.63

B = dimensione minore della fondazione rettangolare
L = dimensione maggiore della fondazione rettangolare
D = diametro della fondazione circolare
H = profondità di influenza, nell'ambito della quale si sviluppa gran parte del cedimento

Tabella 5-8: Valori del coefficiente di influenza I_s (Tsyrovich, 1951)

6. DESCRIZIONE DELLE OPERE

La passerella pedonale oggetto di questa relazione è un'opera a campata unica realizzata interamente in acciaio, sostenuta ai lati da colonne in acciaio poggianti su plinto di fondazione in calcestruzzo armato. L'opera assolve alla funzione di collegamento pedonale fra le aree di servizio di San Pelagio delle rispettive carreggiate. L'opera è disposta in retto rispetto l'asse longitudinale autostradale.

Si distinguono due tipologie di fondazione, profonda per la fondazione della pila e della colonna alta, le quali scaricano sullo stesso plinto, e diretta per i due plinti a sostegno della colonna intermedia e del piede della scala.

La fondazione della pila e della colonna alta è prevista su plinto di dimensioni 6.65 m x 4.80 m attestato su n°6 pali Ø800 mm disposti a maglia rettangolare con interasse 3.0 m x 2.43 m, così come illustrate nella Figura 6-2.

Le fondazioni della colonna intermedia e del piede della scala sono previste su fondazione diretta, su plinto di dimensioni 2.5 m x 1.5 m, così come illustrate nella Figura 6-2.

Nelle seguenti figure si riportano gli schemi dell'opera (pianta e sezioni) e delle fondazioni, desunti dagli elaborati strutturali.

Figura 6-1: Planimetria della Passerella Pedonale AdS S.Pelagio

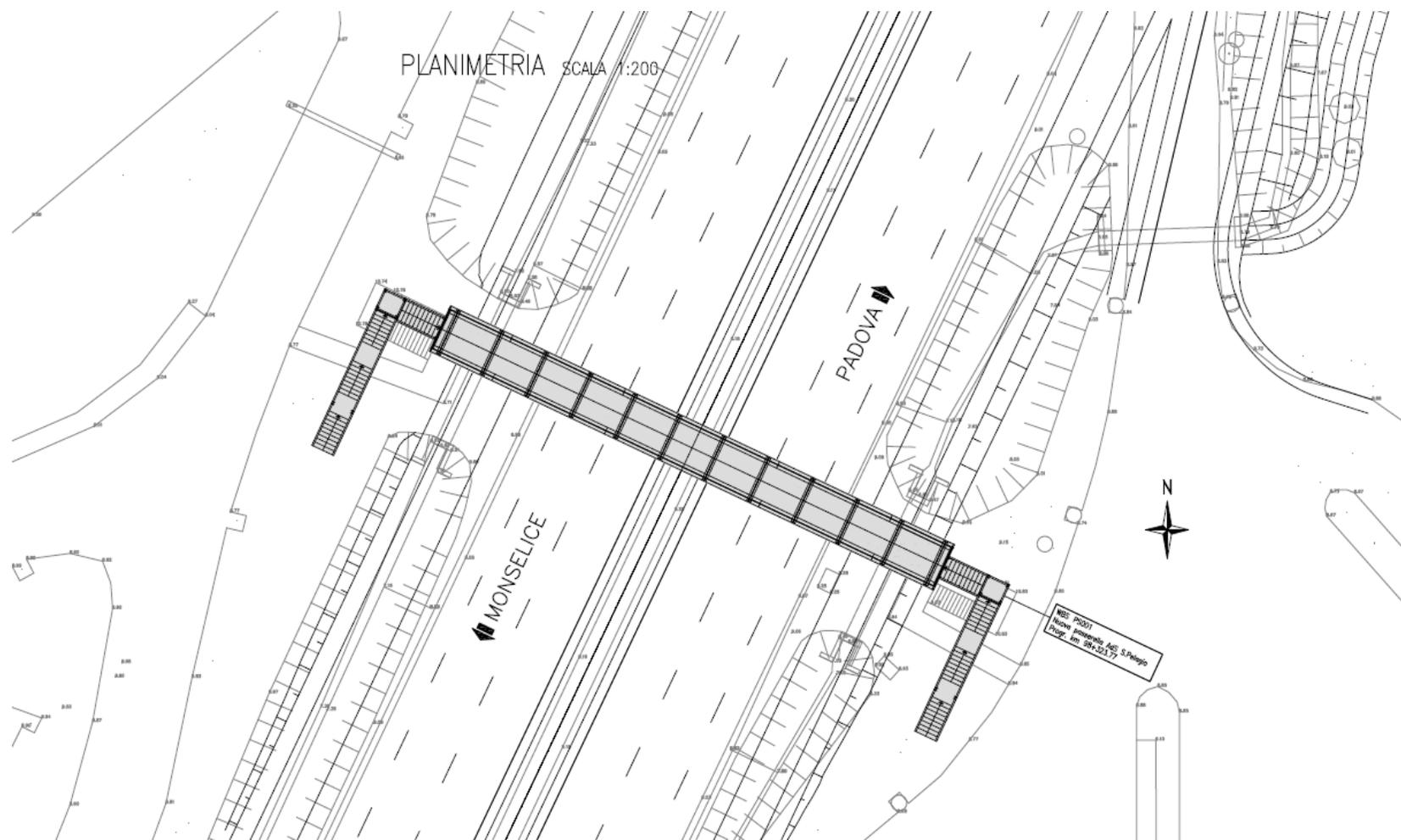


Figura 6-2: Pianta fondazioni

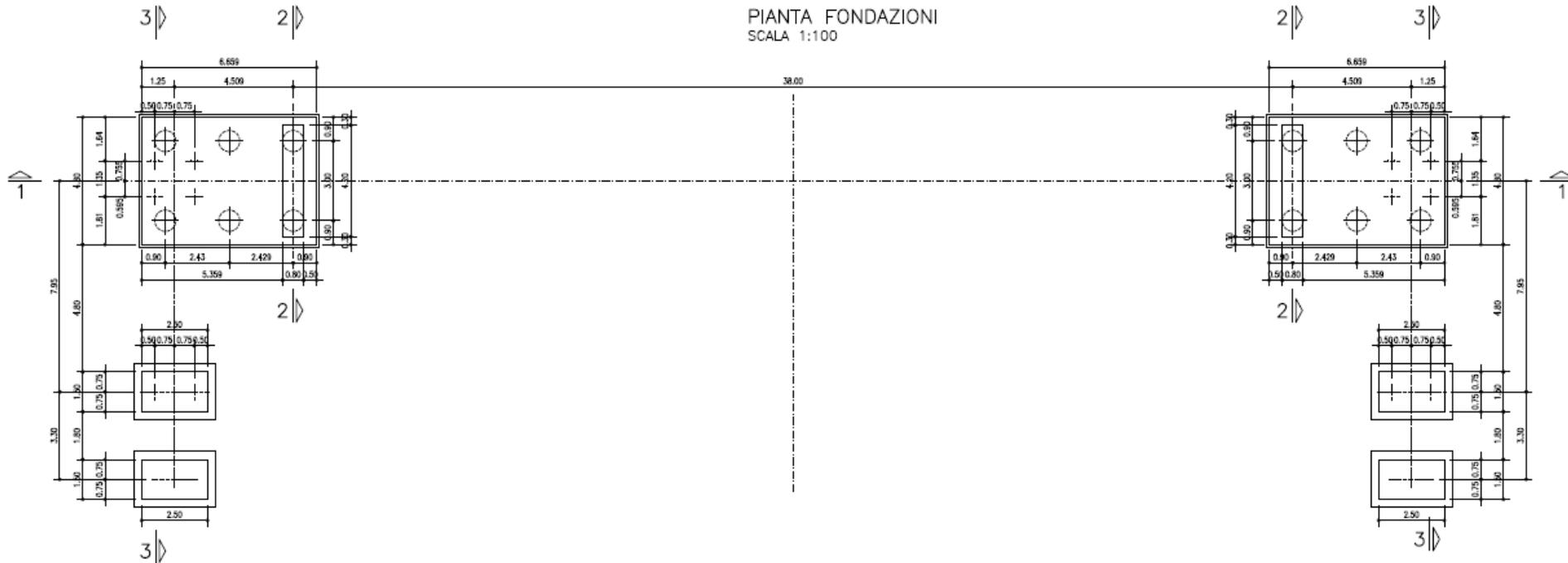


Figura 6-3: Sezione Longitudinale

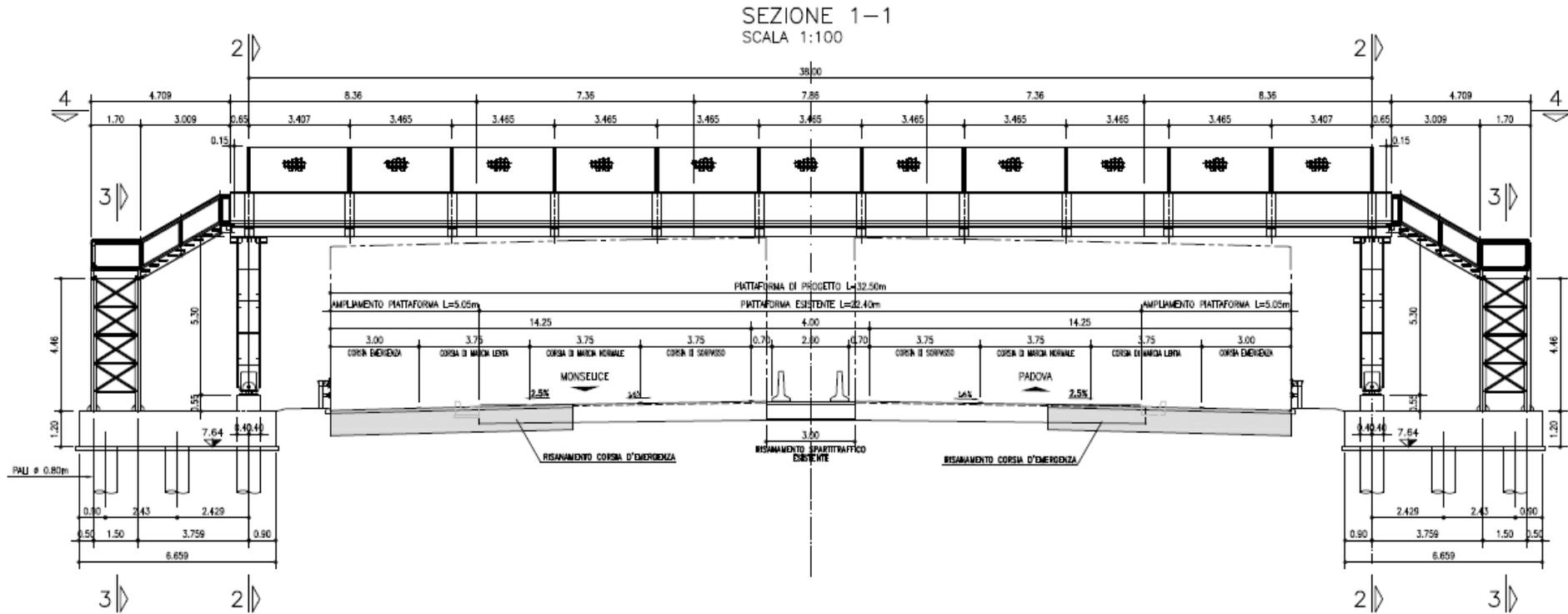
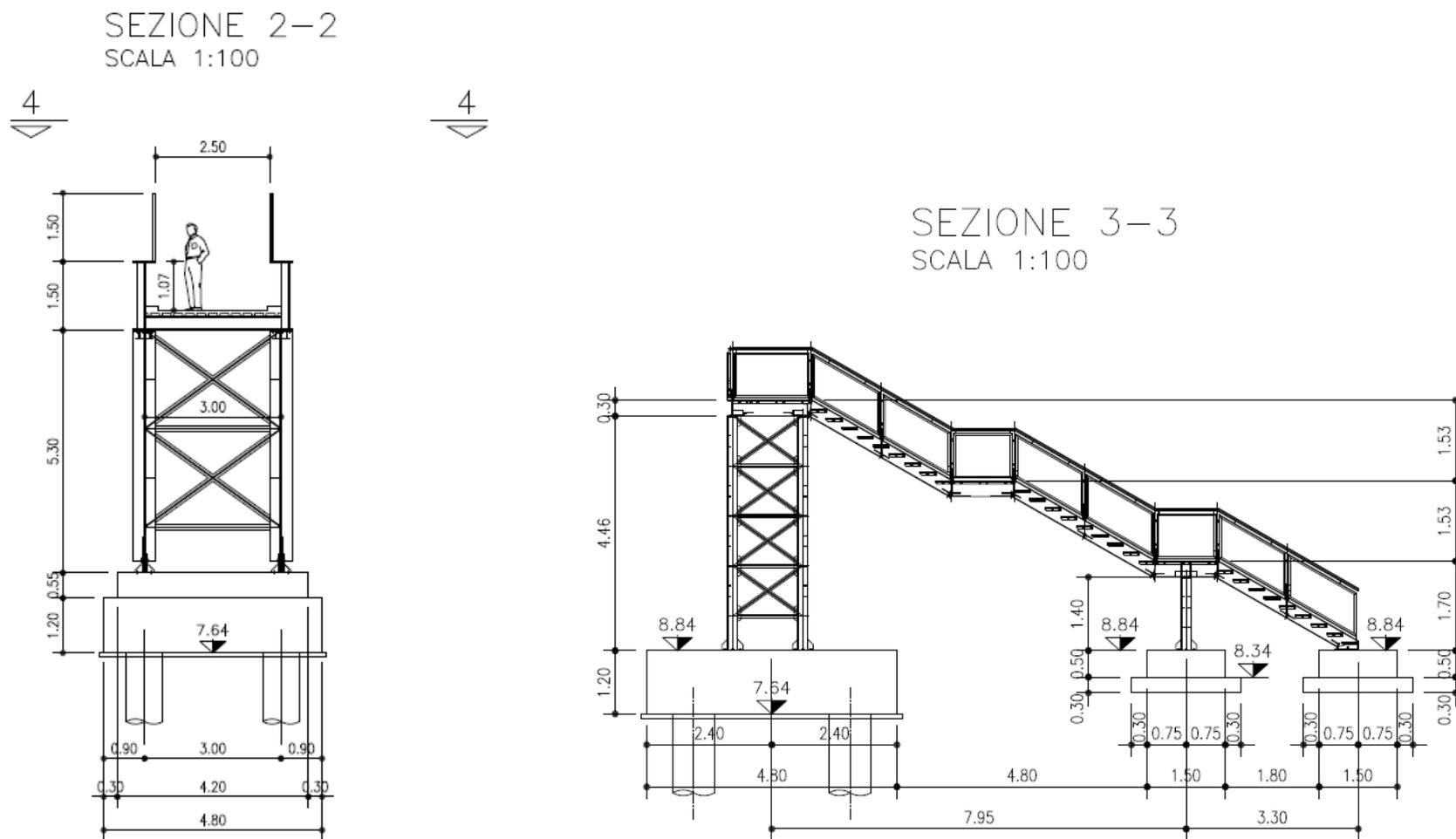


Figura 6-4: Sezioni trasversali



7. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

7.1 CONSIDERAZIONI GENERALI E SISTEMA DI RIFERIMENTO

Nel presente capitolo si riportano i carichi sulle strutture forniti dal Progettista Strutturale, a cui si rimanda per l'analisi in dettaglio.

I segni convenzionali imposti nell'analisi dei carichi sono rappresentati nelle seguenti figure.

Le sollecitazioni sono valutate nel baricentro della fondazione all'intradosso plinto.

Gli assi di riferimento (x, y) sono orientati solidali alla geometria di fondazione delle spalla e pile. Qualora la struttura risulta obliqua rispetto l'asse stradale, per il calcolo della fondazione della spalla e taratura del ritegno sismico, le azioni di taglio e i momenti sono stati proiettati lungo le direttrici principali autostradali (dividendo per il $\cos [90^\circ - \text{angolo di obliquità}]$).

Figura 7-1: Convenzioni di segno dei carichi forniti dal progettista strutturale

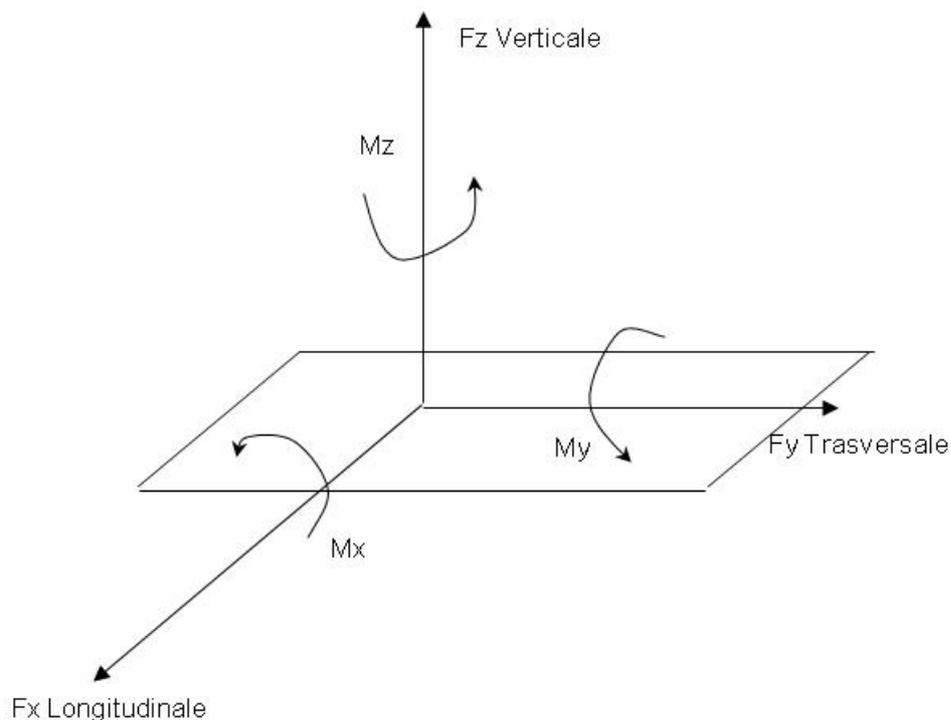
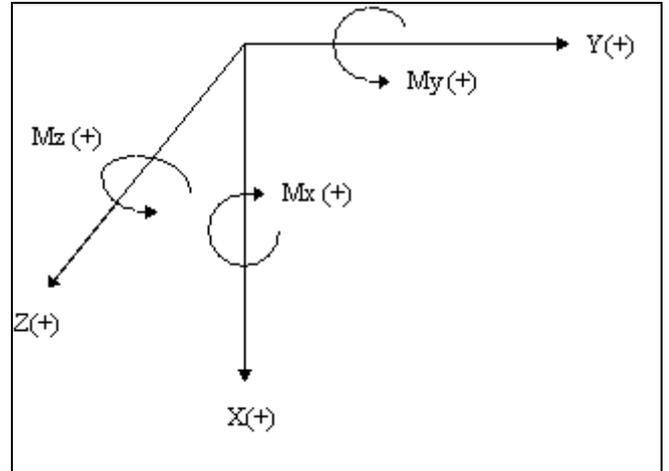
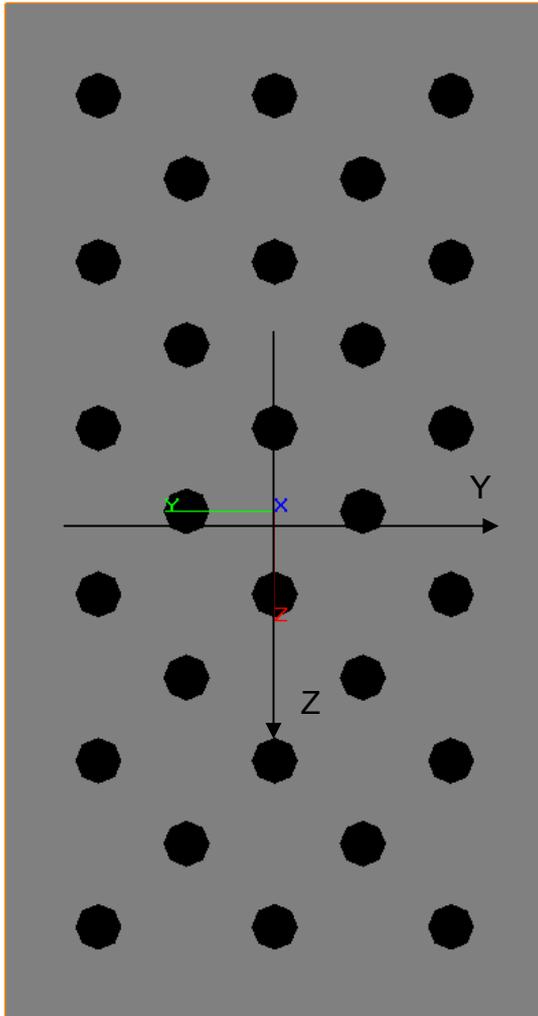


Figura 7-2: Convenzioni di segno del programma di calcolo GROUP



Schema di riferimento dei carichi

L'asse Y coincide con la direzione longitudinale dell'opera

L'asse Z coincide con la direzione trasversale dell'opera

L'asse X coincide con la direzione verticale della palificata

7.2 AZIONI DI CALCOLO – FONDAZIONI PROFONDE “PILA + COLONNA ALTA”

Nelle Tabelle seguenti vengono riportati i carichi trasmessi dal Progettista Strutturale nelle diverse combinazioni così come previsto dall'attuale normativa (Doc. Rif. [1]), in cui l'asse 'x' è coincidente con l'asse longitudinale dell'opera (convenzioni di segno di Figura 7-1).

Le sollecitazioni sono state valutate nel baricentro della fondazione ad intradosso del plinto di fondazione, considerando separatamente la parte esistente e quella in ampliamento.

FONDAZIONE Pila + Colonna alta_INTRADOSSO						
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
SLU_Fond	277.4	141.3	-1637.3	-1090.4	-786.9	-466.1
SLU_Fond	731.6	-222.5	-1931.4	1870.9	-852.1	807.9
SLU_Fond	828.7	157.6	-2411.9	-1021.7	-1024.1	-427.3
SLU_Fond	664.8	232.3	-1844.1	-1830.7	-727.8	-784.6
SLU_Fond	330.6	-115.2	-1902.8	1199.3	-467.4	528.1
SLU_Fond	376.0	248.6	-1911.0	-1762.1	-418.9	-745.8
SLU_Fond	1010.1	-115.2	-2374.8	1199.3	-648.4	528.1
SLU_Fond	396.2	248.6	-1848.6	-1762.1	-225.7	-745.8
SLU_Fond	511.6	-131.5	-1622.4	1130.6	-387.3	489.4
SLU_Fond	462.9	-206.2	-1936.0	1939.6	-350.1	846.6
SLU_Fond	822.0	141.3	-1877.3	-1090.4	-572.1	-466.1
SLU_Fond	751.8	-222.5	-1869.1	1870.9	-658.9	807.9
SLU_GEO	298.3	123.1	-1395.4	-942.3	-749.0	-402.4
SLU_GEO	560.9	-192.2	-1492.1	1624.1	-596.1	701.7
SLU_GEO	646.9	135.8	-1883.6	-888.9	-781.2	-372.3
SLU_GEO	505.2	201.9	-1417.7	-1584.0	-488.4	-678.4
SLU_GEO	343.4	-100.7	-1603.7	1035.9	-520.8	455.7
SLU_GEO	381.2	214.6	-1610.7	-1530.5	-480.8	-648.4
SLU_GEO	798.0	-100.7	-1852.0	1035.9	-466.3	455.7
SLU_GEO	398.4	214.6	-1557.6	-1530.5	-316.3	-648.4
SLU_GEO	493.5	-113.3	-1382.6	982.5	-415.3	425.7
SLU_GEO	454.1	-179.5	-1632.0	1677.6	-424.0	731.7
SLU_GEO	636.6	123.1	-1446.0	-942.3	-359.7	-402.4
SLU_GEO	578.1	-192.2	-1439.0	1624.1	-431.5	701.7
SLE_Rara	298.3	95.8	-1393.7	-720.3	-744.7	-306.8
SLE_Rara	552.2	-146.7	-1477.9	1254.0	-572.5	542.5
SLE_Rara	607.1	105.6	-1804.2	-679.1	-797.8	-283.7
SLE_Rara	496.9	156.5	-1413.1	-1213.8	-489.3	-519.2
SLE_Rara	338.0	-76.3	-1560.9	801.5	-579.4	353.2
SLE_Rara	376.0	166.2	-1566.9	-1172.7	-536.6	-496.1
SLE_Rara	758.2	-76.3	-1776.8	801.5	-493.7	353.2
SLE_Rara	391.0	166.2	-1520.8	-1172.7	-393.5	-496.1
SLE_Rara	493.5	-86.1	-1382.7	760.4	-415.3	330.1
SLE_Rara	446.3	-137.0	-1585.5	1295.1	-476.7	565.6
SLE_Rara	625.9	95.8	-1437.8	-720.3	-354.7	-306.8
SLE_Rara	567.2	-146.7	-1431.7	1254.0	-429.4	542.5
SLE_Freq	340.3	4.9	-1382.8	20.1	-651.6	11.6
SLE_Freq	478.8	-25.4	-1382.8	266.9	-438.4	117.8
SLE_Freq	458.6	8.8	-1551.4	36.5	-692.2	20.9
SLE_Freq	435.4	35.2	-1382.8	-226.7	-505.3	-94.5
SLE_Freq	343.5	8.8	-1425.8	36.5	-543.0	20.9
SLE_Freq	353.5	39.1	-1425.8	-210.3	-527.6	-85.3
SLE_Freq	584.5	8.8	-1540.4	36.5	-469.8	20.9
SLE_Freq	353.5	39.1	-1425.8	-210.3	-527.6	-85.3
SLE_Freq	478.6	4.9	-1382.8	20.1	-438.5	11.6
SLE_Freq	397.0	-21.5	-1425.8	283.3	-460.7	127.1
SLE_Freq	550.0	4.9	-1437.8	20.1	-471.5	11.6
SLE_Freq	478.8	-25.4	-1382.8	266.9	-438.3	117.8
SLE_QP	350.8	4.9	-1382.8	20.1	-635.5	11.6
SLE_QP	478.8	4.9	-1382.8	20.1	-438.4	11.6
SLE_QP	353.0	4.9	-1382.8	20.1	-632.1	11.6
SLE_QP	435.4	4.9	-1382.8	20.1	-505.3	11.6
SLE_QP	353.0	4.9	-1382.8	20.1	-632.1	11.6
SLE_QP	353.0	4.9	-1382.8	20.1	-632.1	11.6
SLE_QP	478.8	4.9	-1382.8	20.1	-438.3	11.6
SLE_QP	353.0	4.9	-1382.8	20.1	-632.1	11.6
SLE_QP	478.8	4.9	-1382.8	20.1	-438.4	11.6
SLE_QP	396.5	4.9	-1382.8	20.1	-565.2	11.6
SLE_QP	478.8	4.9	-1382.8	20.1	-438.4	11.6
SLE_QP	478.8	4.9	-1382.8	20.1	-438.3	11.6
Sismica	141.6	-55.9	-1332.5	420.6	-809.2	143.7
Sismica	417.5	-205.9	-1364.3	1371.7	-496.5	432.4
Sismica	557.4	-55.9	-1440.3	420.6	-449.0	143.7
Sismica	498.1	215.6	-1399.4	-1332.0	-449.3	-408.9
Sismica	143.8	68.2	-1332.5	-384.7	-805.7	-114.9
Sismica	288.6	-203.0	-1369.4	1365.9	-683.0	439.2
Sismica	688.0	65.7	-1433.1	-380.4	-264.7	-120.4
Sismica	414.3	215.6	-1401.3	-1331.5	-573.9	-409.1
Sismica	274.4	65.7	-1325.4	-380.4	-621.5	-120.4
Sismica	333.7	-205.8	-1366.2	1372.1	-621.1	432.2
Sismica	688.0	-58.4	-1433.1	424.9	-264.7	138.2
Sismica	543.3	212.8	-1396.2	-1325.7	-387.4	-415.9

Tabella 7-1: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione Pila + Colonna Alta

7.3 AZIONI DI CALCOLO – FONDAZIONE DIRETTA “COLONNA INTERMEDIA E PIEDE”

Per la verifica delle fondazioni dirette della colonna intermedia e del piede della scala, su fondazione diretta, è stata scelta dal set di combinazioni di azioni trasmesso dal Progettista Strutturale, la combinazione più critica dell’Approccio 1 Combinazione 2 (SLU-GEO). I valori di tale combinazione sono riportate nella seguente tabella, in cui l’asse x è coincidente con l’asse longitudinale dell’autostrada (convenzioni di segno di Figura 7-1).

Le sollecitazioni sono state valutate nel baricentro della fondazione ad intradosso del plinto di fondazione.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
SLU_GEO	-1.2	-42.4	-248.3	38.9	-2.2	0.5

Tabella 7-2: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione della Colonna Intermedia

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
SLU_GEO	-0.3	30.5	-55.4	-4.2	-1.5	2.4

Tabella 7-3: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione del Piede

8. PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO

8.1 MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE – FONDAZIONI PROFONDE

Secondo le NTC'08, nel modello di calcolo dei pali, i coefficienti parziali vengono applicati direttamente alle resistenze laterali e di base (*conservando quindi l'impostazione dei metodi di calcolo tradizionali*), e non ai parametri geotecnici caratteristici del terreno, per tener conto dei numerosi fattori che concorrono alla portanza del palo legati alle modalità ed alle incertezze esecutive.

Per le analisi di gruppo della palificata, i parametri di input (parametri caratteristici) introdotti nel modello di calcolo Group sono i seguenti:

Tabella 8-1: Valori caratteristici dei parametri geotecnici – fondazioni profonde “Pila + Colonna Alta”

Profondità (da intradosso fondazione)	γ	τ_{lim}	ϕ	c_u	q_b	K
da 0 a 1.8 m	20	15	34	-	200	15000
da 1.8 a 3.3 m	20	20	-	30	360	10000
da 3.3 a 5.0 m	20	25	35	-	270	15000
da 5.0 a 11.2 m	20	40	-	50	450	15000
da 11.2 a 14.4 m	19	70	36	-	800	20000
da 14.4 a 16.4 m	19	40	-	50	450	15000
da 16.4 a 19.0 m	19	80	37	-	1200	25000

γ	⇒	Peso di volume (kN/mc)
τ_{lim}	⇒	Attrito unitario laterale limite (kPa)
q_b	⇒	Resistenza ultima alla punta (kPa)
ϕ	⇒	Angolo di resistenza al taglio (°)
c_u	⇒	Coesione non drenata (kPa)
K	⇒	Modulo di reazione iniziale (kN/mc)

Per ottenere i parametri di progetto, i parametri caratteristici sono stati fattorizzati con i coefficienti parziali pari all'unità:

γ_{φ}	=	1.0	γ_c	=	1.0	γ_{cu}	=	1.0
--------------------	---	-----	------------	---	-----	---------------	---	-----

8.2 MODELLO GEOTECNICO – FONDAZIONI DIRETTE

Per la verifica delle fondazioni dirette dei due plinti di fondazione della “Colonna Intermedia” e del “Piede” della scala, si è utilizzato come parametri fisico-meccanici del terreno di fondazione quelle relative al primo strato della Stratigrafia di Riferimento riportata nella Tabella 4-2. In particolare si tratta di terreno granulare tipo “A2”, con le seguenti caratteristiche:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- $\varphi'_k = 34^\circ$ (angolo d'attrito terreno naturale – tipo A2);
- $\varphi'_d = 28.3^\circ$ (combinazione SLU-GEO) (angolo di attrito fattorizzato secondo NTC'08 – Doc. Rif. [1]);
- $c' = 0$;
- $N_q = 15.2$;
- $N_c = 26.4$;
- $N_\gamma = 17.5$;
- dimensioni plinto: 2.5 m x 1.5 m;

9. RISULTATI E VERIFICHE

9.1 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 5, di seguito è 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 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.2 verticali di indagini a disposizione.

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).

Nelle figure di seguito riportate si illustrano gli andamenti del valore della capacità portante dei pali di fondazione (a compressione e a trazione) per i seguenti casi:

- Capacità portante dei pali (tipo elica) per la combinazione 'A2+M1+R2' (SLU) (cfr. par.6.4.3.1.1 delle NTC'08)
- Capacità portante dei pali (tipo elica) per la combinazione 'A2+M1+R3' (SIS) (cfr. par.6.4.3.1.1 – par.7.11.5.3.2 delle NTC'08)

9.2 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

Nella seguente Figura è illustrato lo schema della palificata utilizzata nei calcoli, con la numerazione dei pali.

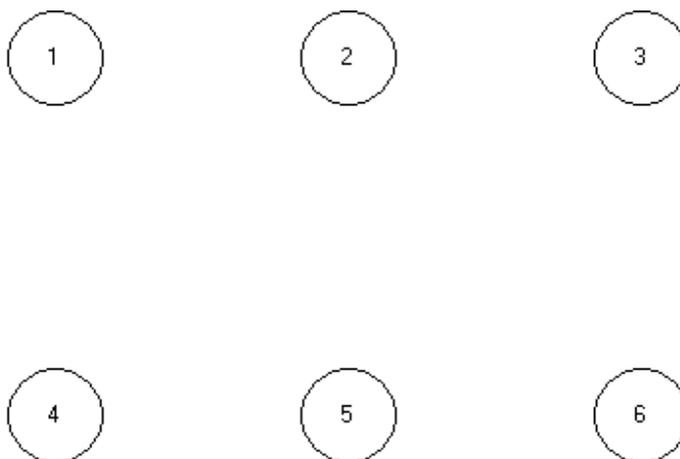


Figura 9-1: Schema Group della palificata - fondazione “Pila + Colonna Alta”

9.2.1 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime agenti sui pali, sono riportati nella Tabella 9-1.

Spalla		SLE	SLU STR	SLU GEO	SISMA
N_{max}	Pali trivellati Ø800	493	679	543	474
N_{min}	Pali trivellati Ø800	0	-24	-48	-26
M_{max}	Pali trivellati Ø800	316	430	341	268
T_{max}	Pali trivellati Ø800	159	215	171	138

Tabella 9-1: Sollecitazioni massime agenti sui pali

9.2.2 Verifiche geotecniche

Nelle Figura 9-2 ÷ Figura 9-3 le azioni assiali massime agenti sui pali sono messe a confronto con le resistenze di progetto R_d . Come si evince da tali figure le verifiche di capacità portante risultano soddisfatte.

9.2.3 Verifiche strutturali del palo

Per questa verifica si rimanda alla Relazione STR di calcolo dell'opera.

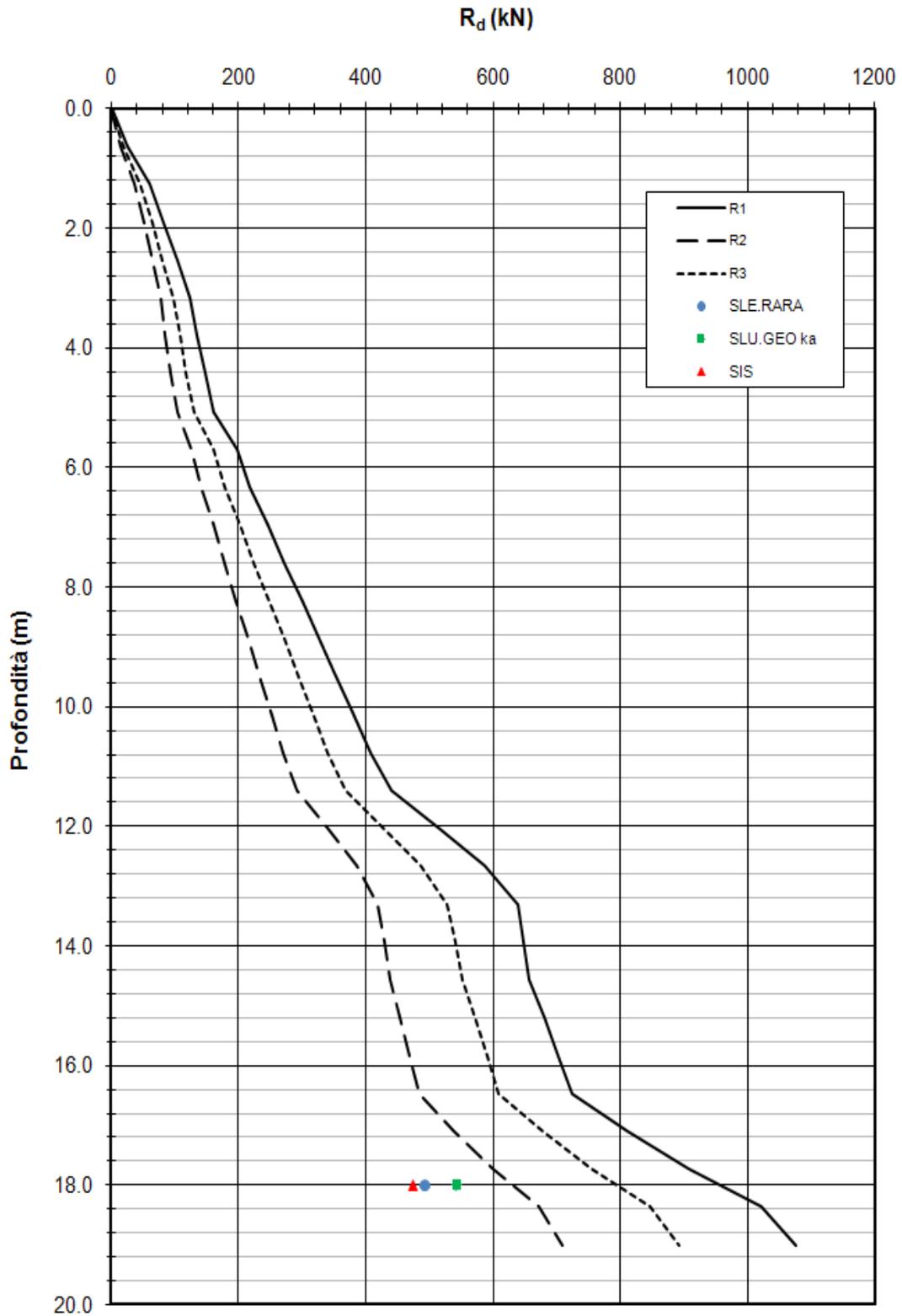


Figura 9-2: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d

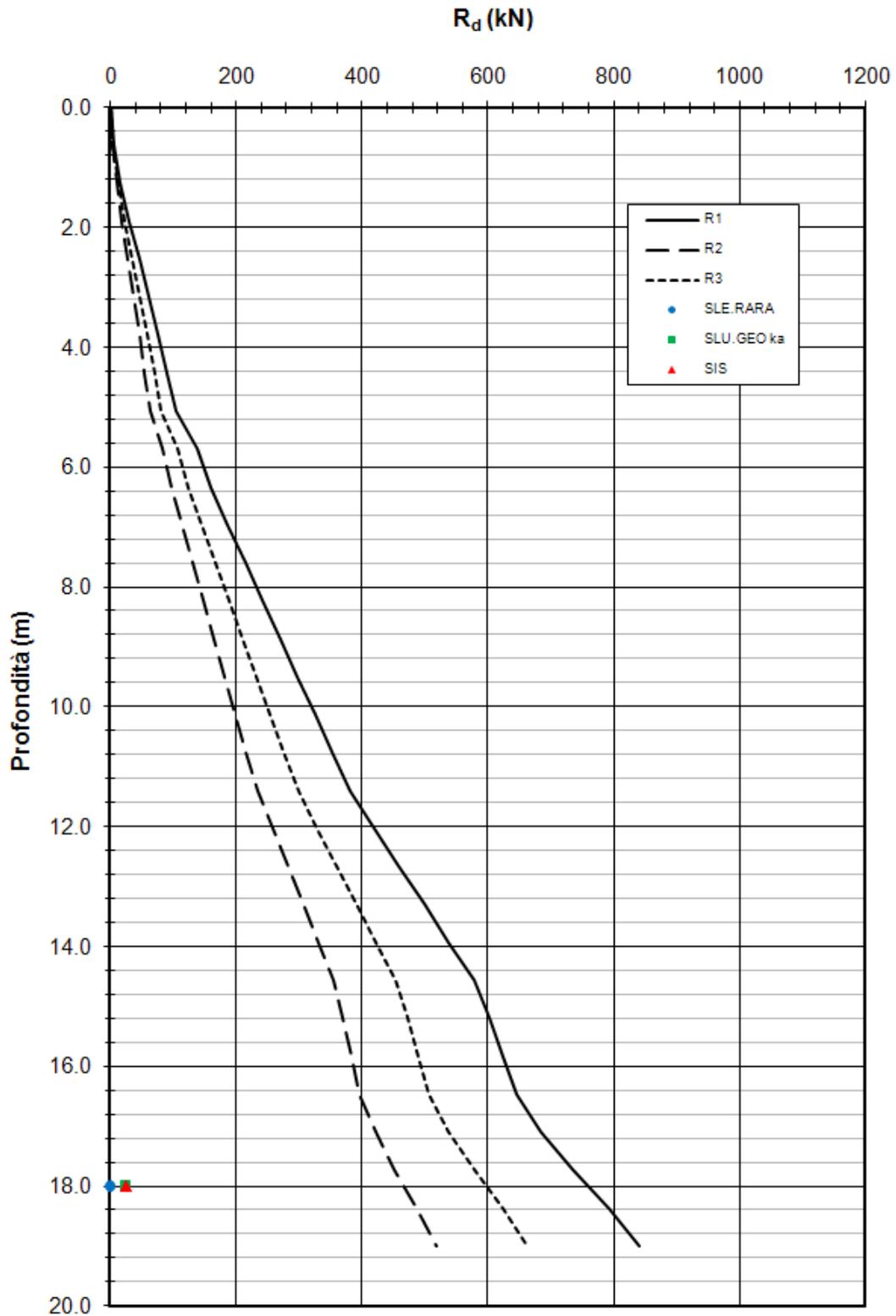


Figura 9-3: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d

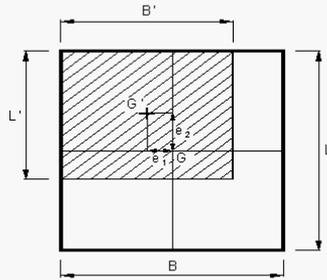
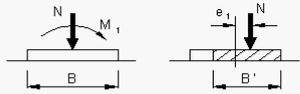
9.3 RISULTATI ANALISI FONDAZIONE DIRETTA E VERIFICHE

Il dimensionamento e la verifica delle fondazioni sono state condotte in relazione alle caratteristiche e prestazioni della struttura in elevazione e del sottosuolo, facendo pertanto riferimento ai criteri di verifica e calcolo descritti nel capitolo 0 ed alle caratteristiche stratigrafico-geotecniche descritte nel capitolo 4.

Le sollecitazioni agenti sulla fondazione della struttura, nei casi di stato limite di esercizio, stato limite ultimo e in condizioni sismiche, sono riportate nel Cap. 7.

Sia in campo statico che in campo sismico, le verifiche di capacità portante e di scorrimento del piano di posa della fondazione hanno evidenziato che, per entrambe le spalle, in condizioni di stato limite ultimo (combinazione A2-M2-R2) e SISMA, la fondazione fornisce un valore del coefficiente di sicurezza superiore a quanto richiesto dalla normativa vigente.

I risultati delle analisi delle combinazioni più gravose sono riportati nelle tabelle seguenti.



$$e_1 = M_1 / N$$

$$e_2 = M_2 / N$$

$$B' = B - 2e_1$$

$$L' = L - 2e_2$$

FONDAZIONE RETTANGOLARE
DATI DI INGRESSO

N	carico verticale	250	(kN)
M _B	momento flettente nel senso della larghezza	39	(kNm)
M _L	momento flettente nel senso della lunghezza	2	(kNm)
B	larghezza della fondazione	1.50	(m)
L	lunghezza della fondazione	2.50	(m)

RISULTATI

B'	larghezza della fondazione equivalente	1.19	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	2.48	(m)
q	pressione	85	(kPa)

γ _w	peso di volume acqua	9.807	(kN/m ³)
γ _n	peso di volume naturale terreno	19.0	(kN/m ³)
γ _{sat}	peso di volume saturo del terreno	20.0	(kN/m ³)
φ'	angolo di attrito	28.4	(°)
c'	coesione drenata	0.0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	1.50	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	2.50	(m)
D	approfondimento della fondazione		
	valore minimo tra sinistra e destra della fondazione		
	(è opportuno essere conservativi: vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")	0.50	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	100	(%)
h _w	profondità falda da p.c. (h _w =z _w +D)	0.00	(m)
α	inclinazione della fondazione		
	(valore positivo: vedi foglio "figura")	0.0	(°)
β	pendenza piano campagna		
	(valore positivo: vedi foglio "figura")	0.0	(°)
N	carico verticale	250	(kN)
H	carico orizzontale	42	(kN)
	(N e H sono necessari per il calcolo dei fattori i. Se H non è noto, porre H = 0.1 N)		
FS	coefficiente di sicurezza	1.00	(-)
fattori di capacità portante			
	N _c	26.50	
	N _r	17.59	
	N _q	15.30	
fattori di forma			
	s _c	1.35	
	s _r	0.76	
	s _q	1.32	
fattori di approfondimento			
	d _c	1.11	
	d _r	1.00	
	d _q	1.10	
fattori di inclinazione del carico			
	i _c	0.72	
	i _r	0.61	
	i _q	0.74	
fattori di inclinazione della fondazione			
	b _c	1.00	
	b _r	1.00	
	b _q	1.00	
fattori di inclinazione del piano campagna			
	g _c	1.00	
	g _r	1.00	
	g _q	1.00	

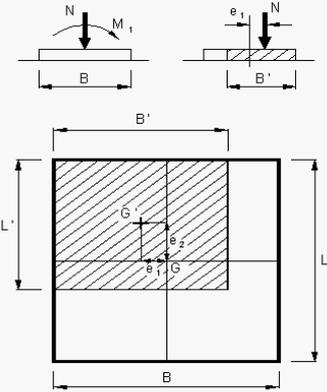
RISULTATI
capacità portante limite:

componente dovuta alla coesione	0	(kPa)
contributo delle forze di attrito	63	(kPa)
contributo del sovraccarico	84	(kPa)

$$Q_{lim} = 147 \text{ kPa}$$

$$Q_{amm} = 147 \text{ kPa}$$

Tabella 9-2: Verifiche geotecniche fondazione diretta – plinto “Colonna Intermedia”



FONDAZIONE RETTANGOLARE

DATI DI INGRESSO

N	carico verticale	55	(kN)
M _B	momento flettente nel senso della larghezza	4	(kNm)
M _L	momento flettente nel senso della lunghezza	2	(kNm)
B	larghezza della fondazione	1.50	(m)
L	lunghezza della fondazione	2.50	(m)

RISULTATI

B'	larghezza della fondazione equivalente	1.35	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	2.45	(m)
q	pressione	17	(kPa)

γ _w	peso di volume acqua	9.807	(kN/m ³)
γ _n	peso di volume naturale terreno	19.0	(kN/m ³)
γ _{sat}	peso di volume saturo del terreno	20.0	(kN/m ³)
φ'	angolo di attrito	28.4	(°)
c'	coesione drenata	0.0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	1.50	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	2.50	(m)
D	approfondimento della fondazione		
	valore minimo tra sinistra e destra della fondazione (è opportuno essere conservativi: vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")	0.50	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	100	(%)
h _w	profondità falda da p.c. (h _w =z _w +D)	0.00	(m)
α	inclinazione della fondazione		
	(valore positivo: vedi foglio "figura")	0.0	(°)
β	pendenza piano campagna		
	(valore positivo: vedi foglio "figura")	0.0	(°)
N	carico verticale	55	(kN)
H	carico orizzontale	31	(kN)
	(N e H sono necessari per il calcolo dei fattori i. Se H non è noto, porre H = 0.1 N)		
FS	coefficiente di sicurezza	1.00	(-)

fattori di capacità portante	N _c	26.50
	N _s	17.59
	N _d	15.30
fattori di forma	s _c	1.35
	s _r	0.76
	s _d	1.32
fattori di approfondimento	d _c	1.11
	d _r	1.00
	d _d	1.10
fattori di inclinazione del carico	i _c	0.22
	i _r	0.12
	i _d	0.27
fattori di inclinazione della fondazione	b _c	1.00
	b _r	1.00
	b _d	1.00
fattori di inclinazione del piano campagna	g _c	1.00
	g _r	1.00
	g _d	1.00

RISULTATI

capacità portante limite:

componente dovuta alla coesione	0	(kPa)
contributo delle forze di attrito	13	(kPa)
contributo del sovraccarico	31	(kPa)
q_{lim}	= 43	kPa
q_{amm}	= 43	kPa

Tabella 9-3: Verifiche geotecniche fondazione diretta – plinto “Piede”

10. VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE

La valutazione della compatibilità degli spostamenti dell'opera e del terreno circostante avviene attraverso l'esame degli spostamenti risultanti dalle analisi eseguite.

10.1 FONDAZIONI PROFONDE

Nelle combinazioni SLE, in cui sono posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali (analisi condotte adottando per le strutture e per i terreni i parametri caratteristici), si sono valutati gli spostamenti dell'opera mediante l'analisi eseguita con il programma Group. Si riportano di seguito i risultati relativi alla combinazione rara (la combinazione SLE in cui si sono avuti gli spostamenti di maggiore entità).

PILA + COLONNA ALTA

spostamento verticale = $5.21 \cdot 10^{-04}$ m

spostamento orizzontale = $2.57 \cdot 10^{-03}$ m

rotazione = $1.22 \cdot 10^{-04}$ rad

Tali spostamenti si ritengono compatibili con la funzionalità dell'opera.

10.2 FONDAZIONI DIRETTE

La valutazione della compatibilità degli spostamenti/cedimenti della fondazione e delle distorsioni dell'opera e del terreno circostante avviene attraverso l'esame degli spostamenti risultanti dalle analisi allo SLE eseguite.

Nella Tabella 10-1 si riportano i valori di cedimento atteso in fondazione - della colonna intermedia maggiormente caricata - e la stima della rotazione, in termini di spostamento orizzontale, alla quota superiore del portale. Tali spostamenti si ritengono compatibili con la funzionalità dell'opera.

Verifica degli spostamenti della fondazione

Coefficiente di Poisson del terreno	ν	0.25	
Momento flettente applicato al barcentro della fondazione	M	39	kNm
Modulo di deformabilità del terreno (procedura Berardi, 1999)	E	13 874	kPa
Larghezza della fondazione	B	1.50	m
Eccentricità dei carichi	e	0.156	m
Tratto fondazione con pressione di contatto calcestruzzo - terreno positiva	B_{REAG}	1.19	m
Coefficiente di influenza della fondazione (J. E. Bowles, 1991)	I_B	3.79	
Sviluppo in pianta di un singolo modulo se prefabbricato	$b1$	2.48	m
Sviluppo in pianta della fondazione (imponendo $L > B$)	L	2.48	m
Profondità di influenza in cui si sviluppa il cedimento	h_{CED}	5.25	m
Carico verticale comprensivo del peso del plinto di fondazione	N	250	kN
Pressione verticale efficace geostatica alla quota intradosso plinto	q_0'	19.00	kN / m ²
Area della fondazione con pressione di contatto calcestruzzo - terreno positiva	A_{REAG}	2.95	m ²
Incremento di pressione efficace media netta ($q'_{REAG} = q_{REAG} - q_0'$)	q'_{REAG}	65.85	kN / m ²
Pressione efficace esercitata sul terreno di fondazione ($q'_{REAG} = N / A_{REAG}$)	q_{REAG}	84.85	KN / m ²
Valori del coefficiente di influenza I_S (Tsytoich, 1951)	I_S	0.82	
Modulo di Young a piccole deformazioni (mediato sugli strati)	E_0'	52 000	kPa
Cedimento della fondazione (procedura iterativa Berardi,1999)	s_b	4.32	mm
Rotazione alla testa della fondazione	$\tan \theta$	0.0029	rad
Angolo di rotazione in gradi	θ	0.1635	gradi
Spessore soletta di fondazione	h_2	1.00	m
Altezza netta muro	h_N	0.00	m
Altezza portale	H_{FOA}	0.00	m
Spostamento massimo ammissibile	d_{MAX}	10.00	mm
Spostamento calcolato alla testa del portale	d	2.85	mm
Stratigrafia terreno di fondazione			
Coefficiente di Poisson del terreno		0.25	
Modulo di deformabilità del terreno (procedura Berardi, 1999)		13874	
Modulo di Young a piccole deformazioni nel punto medio di ogni strato		-	
Spessore dello strato i-esimo in cui è suddiviso lo strato compressibile		-	
Profondità di influenza in cui si sviluppa il cedimento		5.25	
Strato 1	52000.00	E_{01}	5.25 h_1
Strato 2		E_{02}	h_2
Strato 3		E_{03}	h_3
Strato 4		E_{04}	h_4
Spessore totale strato compressibile			5.25 m

Tabella 10-1: Stima cedimenti/distorsioni fondazione diretta – colonna intermedia