

## AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

### POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

## PROGETTO DEFINITIVO

### AUTOSTRADA A14/TANGENZIALE

### GALLERIA ARTIFICIALE FONICA - SAN DONNINO

### DISEGNI STRUTTURALI D'INSIEME

### RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI E DELLE OPERE PROVVISORIALI

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio  
Ord. Ingg. Milano n.A20155  
RESPONSABILE GEOTECNICA  
ALL'APERTO

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE


Ing. Raffaele Rinaldesi  
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi  
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO										ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog., Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	AU	CF1	SI000	00000	R	A P E	0048	- 0	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	SETTEMBRE 2020
							1	-
							2	-
						3	-	
						4	-	

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	VISTO DEL CONCEDENTE  <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	---	---

**SPEA ENGINEERING**

# **AUTOSTRADA (A14) BOLOGNA-BARI-TARANTO**

**Tratto Bologna Borgo Panigale - Bologna San Lazzaro**

## **POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA**

### **PROGETTO DEFINITIVO**

**GALLERIA FONICA SAN DONNINO**

Relazione di calcolo delle fondazioni  
e delle opere provvisionali

## Indice

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>5</b>
<b>2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
2.1 NORMATIVA .....	7
2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO .....	7
2.3 BIBLIOGRAFIA .....	7
2.4 SOFTWARE DI CALCOLO .....	8
<b>3. MATERIALI.....</b>	<b>9</b>
<b>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>10</b>
4.1 PREMESSA .....	10
4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO.....	10
4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	11
4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA .....	12
4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO.....	12
<b>5. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO .....</b>	<b>13</b>
5.1 PREMESSA .....	13
5.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	13
5.3 PARATIE.....	14
5.3.1 <i>Verifica di stabilità globale</i> .....	15
5.3.2 <i>Verifiche SLE-GEO</i> .....	16
5.3.3 <i>Verifiche dei tiranti/cavalletti</i> .....	17
5.4 FONDAZIONI SU PALI.....	19
5.4.1 <i>Resistenza caratteristica (<math>R_k</math>) di pali soggetti a carichi assiali</i> .....	20
5.4.1.1 Stima della resistenza di pali soggetti a carichi assiali .....	22
5.4.1.2 Pali trivellati.....	22
5.4.1.2.1 Portata di base.....	22
5.4.1.2.2 Attrito laterale.....	24
5.4.2 <i>Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali</i> .....	26
5.4.3 <i>Analisi della palificata</i> .....	31
5.4.3.1 Comportamento non lineare del palo .....	31
<b>6. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....</b>	<b>32</b>
<b>7. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....</b>	<b>37</b>
7.1 CONSIDERAZIONI GENERALI E SISTEMA DI RIFERIMENTO .....	37
7.2 AZIONI DI CALCOLO .....	39

7.2.1.....	41
<b>8. PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE.....</b>	<b>43</b>
<b>9. FONDAZIONI SPALLE E PILE.....</b>	<b>44</b>
9.1 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	44
9.2 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE - SEZIONE 1.....	49
9.2.1 Risultati delle analisi.....	52
9.2.2 Verifiche strutturali del micropalo.....	53
9.2.3 Verifiche strutturali dell'elevazione della spalla 2.....	53
9.2.4 Verifiche strutturali del palo tirante spalla 2.....	55
9.2.5 Verifiche strutturali del palo spalla 2.....	58
9.2.6 Analisi dei cedimenti indotti dal rilevato alleggerito.....	61
9.2.6.1 Modello di calcolo PLAXIS.....	61
9.2.6.2 Risultati.....	62
9.3 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE - SEZIONE 2.....	70
9.3.1 Risultati delle analisi.....	72
9.3.2 Verifiche strutturali del micropalo.....	72
9.4 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE - SEZIONE 3.....	73
9.4.1 Risultati delle analisi.....	75
9.4.2 Verifiche strutturali del micropalo.....	75
9.5 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE - SEZIONE 4.....	76
9.5.1 Risultati delle analisi.....	78
9.5.2 Verifiche strutturali del micropalo.....	78
<b>10. DIMENSIONAMENTO DELLE PARATIE PROVVISORIE.....</b>	<b>79</b>
10.1 FASI ESECUTIVE.....	81
10.2 VERIFICHE ESEGUITE E RISULTATI SALIENTI PER IL TIPO A.....	81
10.2.1 Verifiche SLU – GEO.....	81
10.2.2 Verifica allo sfilamento dei Cavalletti.....	82
10.2.3 Verifiche SLU - STR.....	84
10.2.3.1 Verifica della resistenza strutturale della paratia.....	84
10.2.3.2 Verifica della resistenza degli ancoraggi.....	86
10.2.4 Verifiche SLE.....	86
10.3 VERIFICHE ESEGUITE E RISULTATI SALIENTI PER IL TIPO B.....	88
10.3.1 Verifiche SLU – GEO.....	88
10.3.2 Verifiche SLU - STR.....	89
10.3.2.1 Verifica della resistenza strutturale della paratia.....	89
10.3.3 Verifiche SLE.....	91



## 1. PREMESSA

Oggetto della presente Relazione sono le verifiche geotecniche delle fondazioni della nuova copertura fonica San Donnino prevista nell'ambito della progettazione definitiva dell'Autostrada A14 (Bologna - Bari - Taranto), potenziamento del sistema tangenziale di Bologna.

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

La copertura fonica ha tre sezioni di calcolo differenti, in dettaglio:

Sezione 1: copertura a due luci con rivestimento in terreno alleggerito

Sezione 2: copertura a una luce in corrispondenza dell'attuale barriera fonoassorbente con rivestimento in terreno alleggerito

Sezione 3: copertura a una luce in corrispondenza dell'attuale galleria fonica con rivestimento in terreno alleggerito

Sezione 4: copertura a una luce con funzione fonica e senza copertura

Visti i ricoprimenti previsti nella sezione 1 con altezze di rilevato di approccio dell'ordine di una decina di metri è stato valutato il cedimento indotto sulla tangenziale/autostrada e sulla struttura stessa.

Le fondazioni previste sono quindi:

### Sezione 1

- Spalla lato tangenziale carreggiata sud: 3 file di micropali passo 0.5m L=18.0 m ( $E_{perf}=0.24m$  -  $E_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)

- Pila in spartitraffico A14 carreggiata sud carreggiata nord: 4 file di micropali passo 0.5m L=21.0 m ( $E_{perf}=0.24m$  -  $E_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)

- Spalla lato A14 carreggiata nord: paratia di pali  $E=1500m$  passo 1.70m L= 32.00 con ritegni sismici composti da due pali passo 6.80m di diametro  $E=1500m$  L= 20.00

### Sezione 2

- Spalla lato tangenziale carreggiata sud: 4 file di micropali passo 0.5m L=18.0 m ( $E_{perf}=0.24m$  -  $E_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)

- Pila in spartitraffico A14 carreggiata sud carreggiata nord: 3 file di micropali passo 0.5m L=15.0 m ( $E_{perf}=0.24m$  -  $E_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)

### Sezione 3

- Spalla lato tangenziale carreggiata sud: 5 file di micropali passo 0.5m L=15.0 m ( $E_{perf}=0.24m$  -  $E_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)

- Pila in spartitraffico A14 carreggiata sud carreggiata nord: 3 file di micropali passo 0.5m L=15.0 m ( $E_{perf}=0.24m$  -  $E_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)

### Sezione 4

- Spalla lato tangenziale carreggiata sud: 3 file di micropali passo 0.5m L=18.0 m ( $E_{perf}=0.24m$  -  $E_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)

- Pila in spartitraffico A14 carreggiata sud carreggiata nord: 2 file di micropali passo 0.5m L=15.0 m ( $E_{perf}=0.24m$  -  $E_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)

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 C, associata ad un tempo di ritorno di 949 anni e periodo di riferimento di 100 anni, pari a  $0.212g$  <sup>(1)</sup>. 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.

---

<sup>(1)</sup> 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] Circolare 21 gennaio 2019, n7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Gazzetta Ufficiale del 11.02.2019 n. 5, supplemento ordinario n.35.
- [2] Decreto Ministeriale del 18 gennaio 2018: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.42 del 20-02-2018, Supplemento Ordinario n.8
- [3] 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.
- [4] 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.
- [5] 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.
- [6] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [7] 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

- [8] Relazione Geotecnica Generale APE0001
- [9] Planimetrie e Profili Geotecnici APE0002÷APE0009

### 2.3 BIBLIOGRAFIA

- [10] ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- [11] BUSTAMANTE M. & DOIX B. (1985) - "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" Bulletin Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°140, nov.-déc., ref. 3047
- [12] COLLOTTA T., MORETTI P.C. (1985) "I pali trivellati di grande diametro in terreni granulari", Rivista Autostrade, n.5, maggio, 34-4.
- [13] JAMIOLKOWSKI M. et al. (1983) "Scale effects of ultimate pile capacity", Discussion, JGED, ASCE.
- [14] 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.
- [15] Meyerhof G.G. (1976) "Bearing capacity and settlement of pile foundation" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.102, March.
- [16] 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.



- [17] Nordlund R.L. (1963) "Bearing capacity of piles in cohesionless soils" JSMFE, ASCE, SM3
- [18] 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.
- [19] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [20] Tomlinson M.J. (1977) "Pile design and construction practice" View Point Publication

## 2.4 SOFTWARE DI CALCOLO

- [21] Group for Windows - Version 6, Ensoft Inc (1985-2003)
- [22] Plaxis2D - Version 2010
- [23] Paratie-Version 6.2, Ceas
- [24] RC-SEC della GEOSTRU - Version 2010.4
- [25] 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.

#### Acciaio per micropali (acciaio in profili a sezione cava):

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

#### Calcestruzzo per cordolo paratie:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2

#### Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J2+N - per spessori nominali  $t \leq 40$ mm
- Tipo EN 10025-2 S355 K2+N - per spessori nominali  $t > 40$  mm

#### Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

#### Acciaio in profili a sezione cava:

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

#### Malta e Miscela cementizia per micropali

- Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori  
Caratteristica 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 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.[8]).

### 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)	Strum.ne installata
SI-06	1984	17+477	46.15	40.00	
S53	1984	17+010	48.10	50.00	
PB21bis	2016	17+350	44.68	50.00	C(50.0) TA(40.0)
PB21(DH)	2016	17+350	44.68	50.00	DH

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

#### 4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Le tabelle sottostanti riportano le unità litostratigrafiche individuate e la caratterizzazione stratigrafico – geotecnica, valutata a partire dal piano campagna riferito alla quota 44.70 m s.l.m. (corrispondente alla quota di boccaforo del sondaggio PB21).

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	$z_w$ (m da p.c.)
44.70	0.0 ÷ 29.0	Limo argilloso	A	-10.0
	29.0 ÷ 39.0	Ghiaia e sabbia	B	
	39.0 ÷ 46.0	Limo argilloso	A	

Tabella 4-2: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Descrizione	g	c'	f	E'	s' <sub>pre</sub>	CR	RR	C <sub>v</sub>	C <sub>u</sub>	E <sub>u</sub>
	(KN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec <sup>2</sup>	(KPa)	(MPa)
Limo argilloso	19	5	26	10	0.4	0.18 ÷ 0.25	0.01÷0.05	5E-08	60 +1.5 z	20

Tabella 4-3: Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

Descrizione	g	c'	f	E'	s' <sub>pre</sub>	CR	RR	C <sub>v</sub>	C <sub>u</sub>	E <sub>u</sub>
	(KN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec <sup>2</sup>	(KPa)	(MPa)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---

g	=	peso di volume del terreno	CR	=	angolo di resistenza al taglio
c'	=	coesione efficace	RR	=	modulo di elasticità
j'	=	angolo di resistenza al taglio	C <sub>v</sub>	=	coeff. di consolidazione verticale
E'	=	modulo di elasticità	C <sub>u</sub>	=	coesione non drenata
s' <sub>pre</sub>	=	tensione di preconsolid	E <sub>u</sub>	=	mod di elasticità in condiz non drenate

Tabella 4-4: Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

#### 4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda la falda, si fa riferimento alla lettura nella verticale d'indagine PB22, che si trova in prossimità dell'opera, la quale indica una soggiacenza minima che si attesta a circa 10.0 m da p.c..

Tabella 4-5: Letture in foro

Verticali d'indagine	Quota boccaforo (m s.l.m.)	Livello di falda (m da p.c.)
PB21 (C50)	44.67	18.00
PB21 (TA40)	44.67	17.50
PB22(TA19)	46.90	11.90
PB22(C35)	46.90	20.00

#### 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 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).

I risultati della prova di Down-Hole hanno evidenziato delle velocità delle onde di taglio variabili da 300 a 600 m/s

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 C**, ossia "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m".

## 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. [5]).

Le verifiche, sia per il caso statico e sia per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 2 delle NTC (Doc. Rif. [1]) 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, 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 $\gamma$ (o $\gamma_e$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Gi}$	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	$g'$	1.0	1.25
Coesione efficace	$g_c'$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$g_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$g_b$	1.0	1.0

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

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	$g_R$	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	$g_R$	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 PARATIE

Ai sensi delle norme vigenti, per le opere di sostegno flessibili, devono essere condotte almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

- Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
- Collasso per carico limite verticale;
- Sfilamento di uno o più ancoraggi;

SLU di tipo idraulico (UPL e HYD), relative a condizioni di:

- Stabilità del fondo scavo per sollevamento;
- Sifonamento del fondo scavo.

SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:

- Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Le verifiche SLU di tipo idraulico non sono pertinenti al caso in esame.

La verifica di stabilità globale deve essere condotta considerando esclusivamente la combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R2), con il coefficiente  $g_R$  pari a 1,1.

Per le rimanenti verifiche è prescritto l'uso dell'Approccio 1, con riferimento alle combinazioni di coefficienti (A1+M1+R1) e (A2+M2+R1) ponendo pari ad 1 i coefficienti del gruppo R1.

Le rimanenti verifiche, in condizioni statiche e sismiche, sono ad oggi generalmente eseguite con l'ausilio di codici di calcolo ad hoc, in cui sono già implementate le indicazioni normative.

Nel caso in esame è stato utilizzato il codice PARATIE ver.6.2, di comprovata affidabilità.

### **5.3.1 Verifica di stabilità globale**

Le verifiche di stabilità globale della porzione di versante in cui è inserita l'opera di sostegno possono essere eseguite, in maniera speditiva, attraverso il metodo dell'equilibrio limite. Tale metodo, nel quale per i terreni è adottato un semplice legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, consente di svincolarsi dalla complessa problematica dell'analisi dello stato deformativo del sistema opera-terreno, se non di stretto interesse. Il fattore di sicurezza è convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di taglio potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze di taglio effettivamente mobilitate per effetto delle forze agenti (pesi propri, carichi esterni).

La massa interessata dallo scivolamento (corpo rigido delimitato dalla superficie topografica e dalla superficie di scorrimento potenziale esaminata) viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite:

- $n$  valori delle forze normali  $N_i$  agenti sulla base di ciascun concio;
- $n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_i$ ;
- $(n-1)$  forze normali  $E_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$  forze tangenziali  $X_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $n$  valori della coordinata "a" che individua il punto di applicazione delle  $E_i$ ;
- $(n-1)$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $X_i$ ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F.S.

Complessivamente le incognite sono  $(6n-2)$ , mentre le equazioni a disposizione sono  $4n$ :

- $n$  equazioni di equilibrio dei momenti;
- $n$  equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- $n$  equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale;
- $n$  equazioni relative al criterio di rottura.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è  $i = (6n-2) - (4n) = 2n-2$ .

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $(n-2)$  quando si fa l'assunzione che  $N_i$  sia applicato nel punto medio della striscia, il che equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite, vedi Figura 2.





### 5.3.3 Verifiche dei tiranti/cavalletti

Gli stati limite ultimi dei tiranti riguardano i possibili meccanismi di collasso che derivano dalla mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione o dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

La verifica allo sfilamento del bulbo di ancoraggio deve essere condotta con riferimento alla combinazione di coefficienti (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti sulle resistenze indicati nella Tabella 5-5 ( $R_{ad} = R_{ak}/g_R$ ).

La resistenza allo sfilamento può essere valutata in prima approssimazione per via teorica o attraverso metodi empirici, ma la conferma sperimentale con prove di trazione in sito è sempre necessaria.

Il metodo più ampiamente utilizzato per valutare la resistenza allo sfilamento è il metodo proposto da *Bustamante e Doix* (1985):

$$R_{a,c} = \pi \cdot \alpha \cdot d \cdot L_s \cdot q_s$$

in cui  $\alpha$  è un coefficiente maggiorativo, funzione della natura del terreno intorno al bulbo di ancoraggio e della tecnologia di iniezione del bulbo stesso (Tabella 5-4);  $d$  è il diametro della;  $L_s$  è la lunghezza del bulbo e  $q_s$  è la resistenza tangenziale unitaria all'interfaccia malta di iniezione-terreno, da valutare attraverso prove nel sito di realizzazione. In assenza di tali prove, si può fare riferimento agli abachi forniti dagli stessi autori (Figura 5-2) o alle più recenti indicazioni disponibili in Letteratura.

Il valore caratteristico della resistenza  $R_{ak}$  viene derivato dai valori risultanti dal calcolo (analitico o empirico) o dalla sperimentazione, utilizzando appositi coefficienti di correlazione forniti dalla normativa in funzione del numero di verticali di indagine disponibili, nel primo caso, e del numero di prove eseguite, nel secondo (Tabella 5-6 e Tabella 5-7).

TERRENO	Valori di a	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1.3 - 1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argilla	1.8 - 2.0	1,2
Marne	1,8	1.1 - 1.2
Calcari marnosi	1,8	1.1 - 1.2
Calcari alterati o fratturati	1,8	1.1 - 1.2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 5-4: Valori del coefficiente a

CONDIZIONE	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporaneo	$\gamma_R$	1.1
Permanente	$\gamma_R$	1.2

Tabella 5-5: Coefficienti parziali sulle resistenze degli ancoraggi

CONDIZIONE	Numero di Profili di indagine	1	2	3	4	$\geq 5$
$R_{a,k} = \min \left\{ \frac{R_{a,c,medio}}{\xi_{a3}} ; \frac{R_{a,c,min}}{\xi_{a4}} \right\}$	$X_{a3}$	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
	$X_{a4}$	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Tabella 5-6: Fattori di correlazione per derivare  $R_{ak}$  in funzione del numero di verticali di indagine

CONDIZIONE	Numero di prove	1	2	>2
$R_{a,k} = \min \left\{ \frac{R_{a,m,medio}}{\xi_{a1}} ; \frac{R_{a,m,min}}{\xi_{a2}} \right\}$	$X_{a1}$	1.50	1.40	1.30
	$X_{a2}$	1.50	1.30	1.20

Tabella 5-7: Fattori di correlazione per derivare  $R_{ak}$  in funzione del numero di ancoraggi di prova

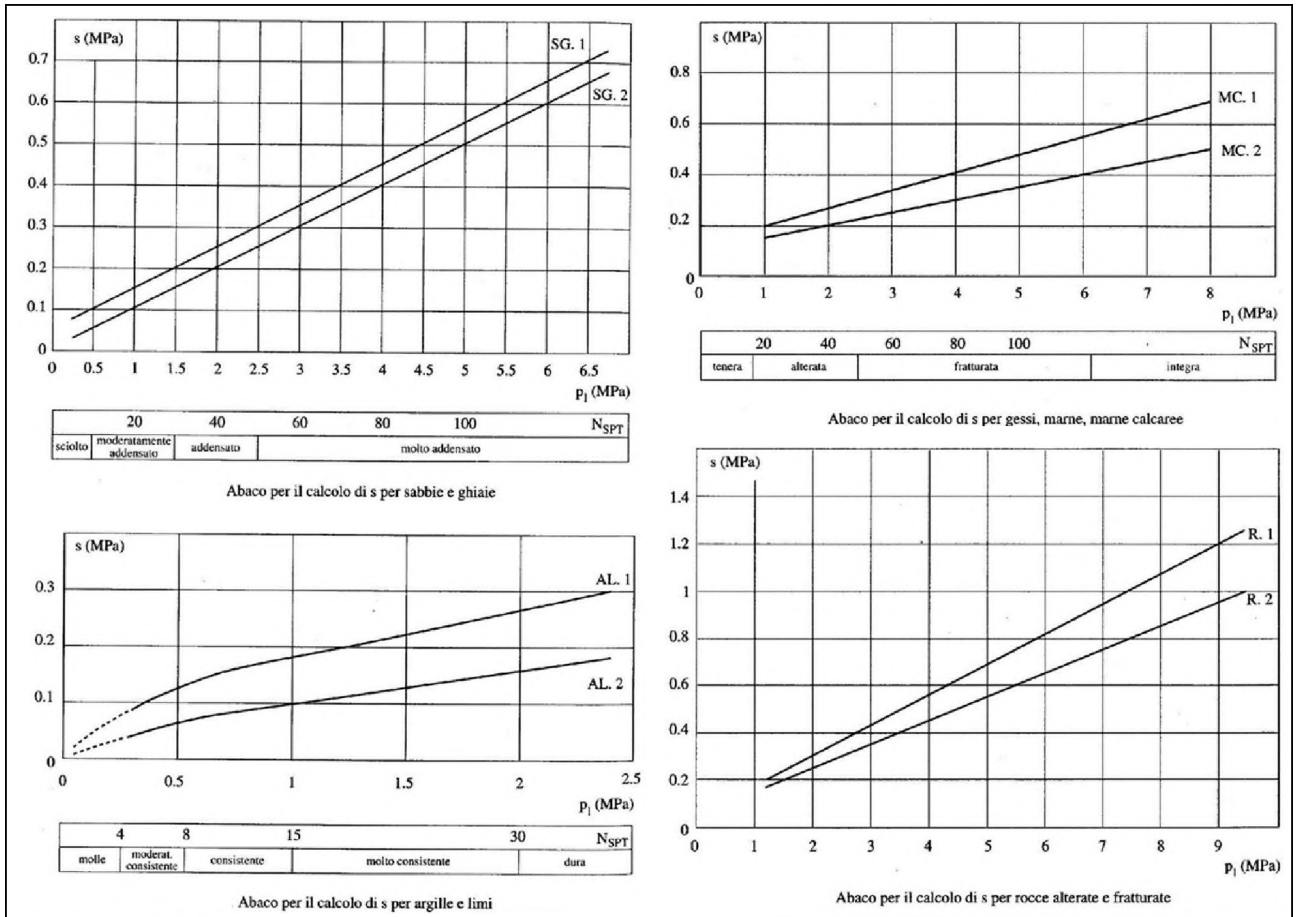


Figura 5-2: Abachi di Bustamante e Doix per la stima della tensione limite di sfilamento

#### 5.4 FONDAZIONI SU PALI

Secondo quanto specificato al punto 6.4.3.1 delle NTC2018, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

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

Le verifiche delle fondazioni su pali sono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali;

accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II delle NTC2018, seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) previsto al punto 6.4.3.1 delle NTC2018.

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

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 5-3: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (Tab.6.4.II delle NTC2018)

#### 5.4.1 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):

- da risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- 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.);
- 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:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDI A}}{x_3}; \frac{R_{MIN}}{x_4} \frac{\ddot{u}}{\dot{y}} \right\}$$

con:  $R_{MEDI A}$  e  $R_{MIN}$  le resistenze calcolate e i fattori di correlazione  $x$  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:

- 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
- stima, tra quelli calcolati, del profilo di resistenza medio ( $R_{MEDI A}$ ) e di resistenza minimo ( $R_{MIN}$ );
- la resistenza caratteristica  $R_k$ , a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{x_3}; \frac{R_{MIN}}{x_4} \frac{\ddot{u}}{\dot{y}} \right\}$$

con  $x_3$  e  $x_4$  fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5-8).

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:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{x_3}; \frac{R_{MIN}}{x_4} \frac{\ddot{u}}{\dot{y}} \right\}$$

con  $x_3$  e  $x_4$  fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5-8).

**Tabella 5-8: Fattori di correlazione x (vedi tab. 6.4.IV NTC)**

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	<sup>3</sup> 10
$x_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$x_4$	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  $\gamma_R$  indicati Tabella 5-9.

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.

**Tabella 5-9: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4.II NTC)**

Resistenza	$\gamma_R$	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	$\gamma_b$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale (compressione)	$\gamma_s$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale <sup>(3)</sup>	$\gamma_T$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale (trazione)	$\gamma_{st}$	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

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

#### 5.4.1.1 Stima della resistenza di pali soggetti a carichi assiali

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

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \times A_B + \sum_i \dot{\alpha} \rho \times D_i \times DH_i \times t_{LIM,i} \quad \text{compressione}$$

$$Q_{LIM} = Q_{L,LIM} = g'_{cls} \left( \sum_i \dot{\alpha} DH_i \right) \times A_B + \sum_i \dot{\alpha} \rho \times D_i \times DH_i \times t_{LIM,i} \quad \text{trazione}$$

dove:

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

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

$q_b$  = portata unitaria di base;

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

$A_B$  = area di base;

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

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

$t_{LIM,i}$  = 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).

#### 5.4.1.2 Pali trivellati

##### 5.4.1.2.1 Portata di base

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

$$q_b = 9 \times c_u + s_v$$

dove:

$c_u$  = coesione non drenata (kPa)

$s_v$  = 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  $z_c = m * D$ , 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]:

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

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 5-4.



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 5-5.

Figura 5-4:  $z_c/D = f(D_c)$  (Meyerhof [1976])

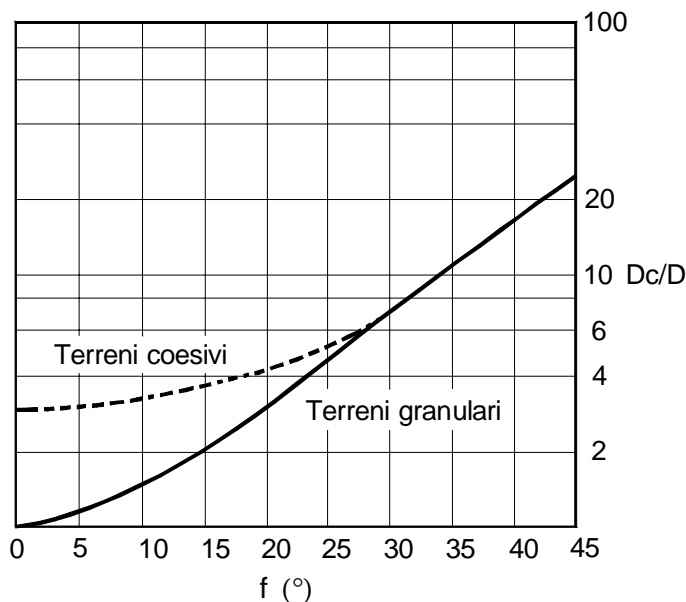
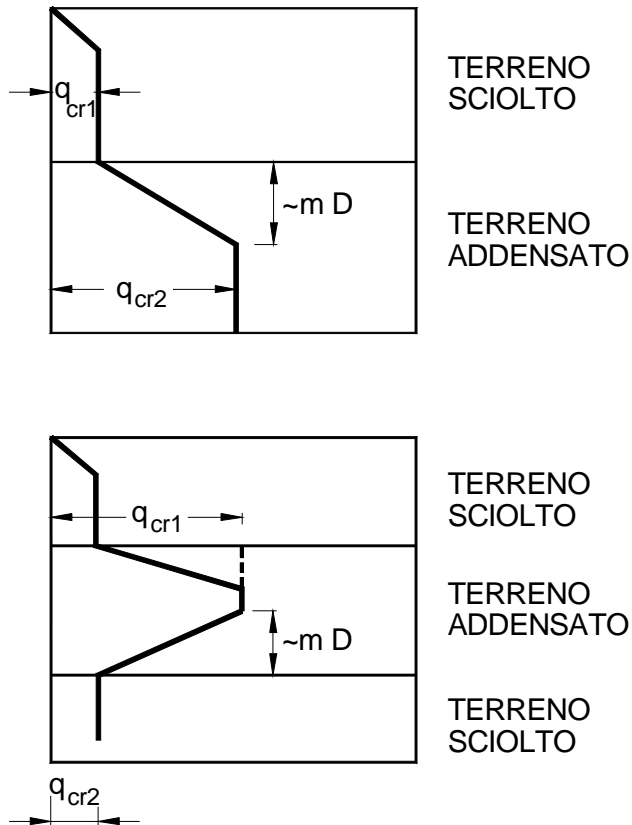


Figura 5-5: Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])





#### 5.4.1.2.2 Attrito laterale

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

$$t_{LIM} = a \times c_U \times 100kPa$$

dove:

a = 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:

$$t_{LIM} = K \times s'_v \times \tan(f')$$

dove:

K = rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace;  
 $s'_v$  = pressione geostatica verticale efficace;  
 $f'$  = 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:

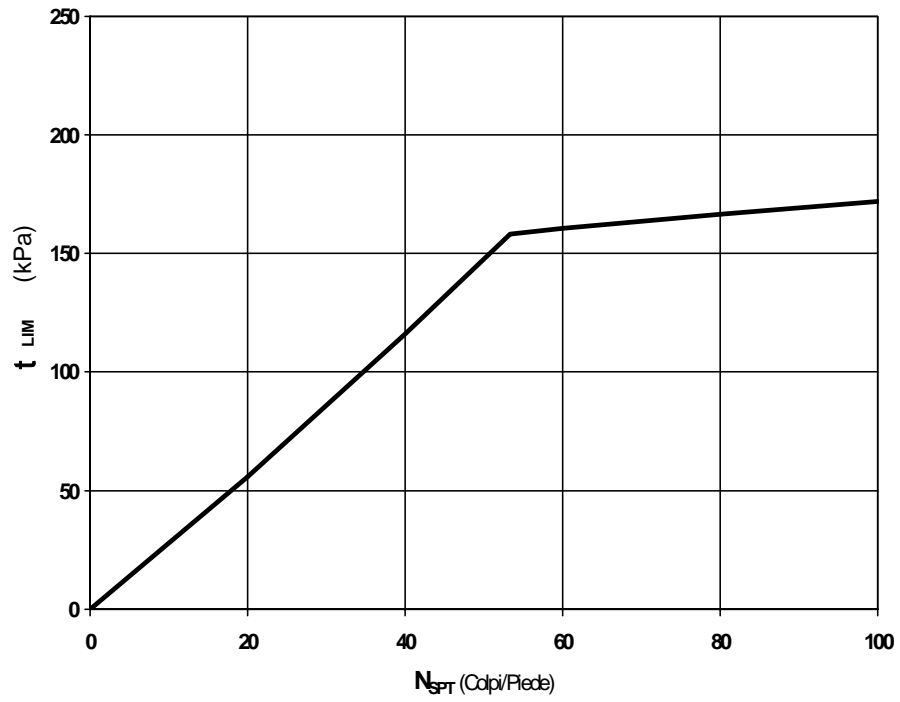
$$t_{lim} \leq t = f(N_{SPT})$$

dove:

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

In Figura 5-6 è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della  $t_{lim}$  ed il valore di  $N_{SPT}$ .

Figura 5-6: Terreni granulari -  $t_{LIM} = f(N_{SPT})$  (Wright-Reese [1977])



#### **5.4.2 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali**

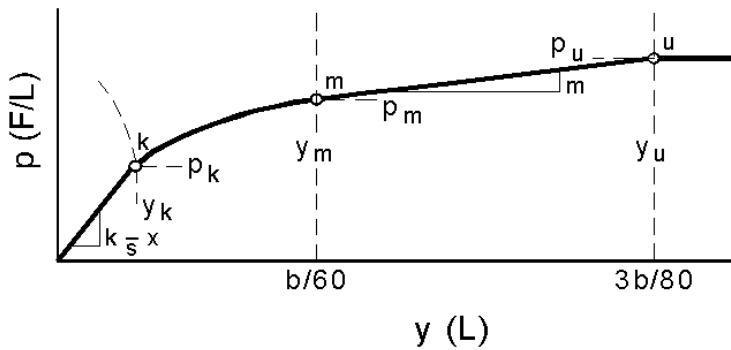
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante 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
- $g$  peso di volume efficace
- $z$  profondità da p.c.
- $K_0$  coefficiente di spinta a riposo
- $f$  angolo di attrito
- $b$   $45 + f/2$
- $a$   $f/2$
- $D$  diametro del palo
- $K_a$   $\tan^2(45 + f/2)$
- $d$  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

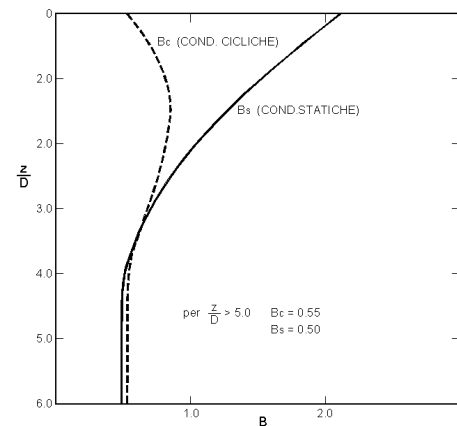
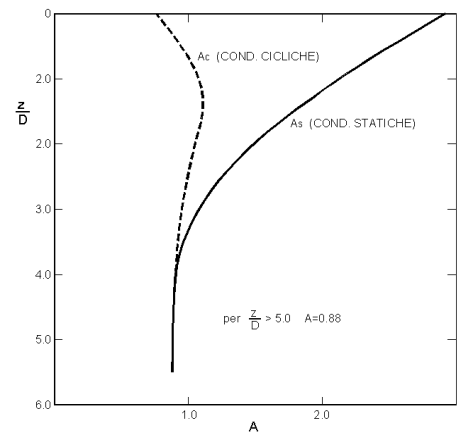
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

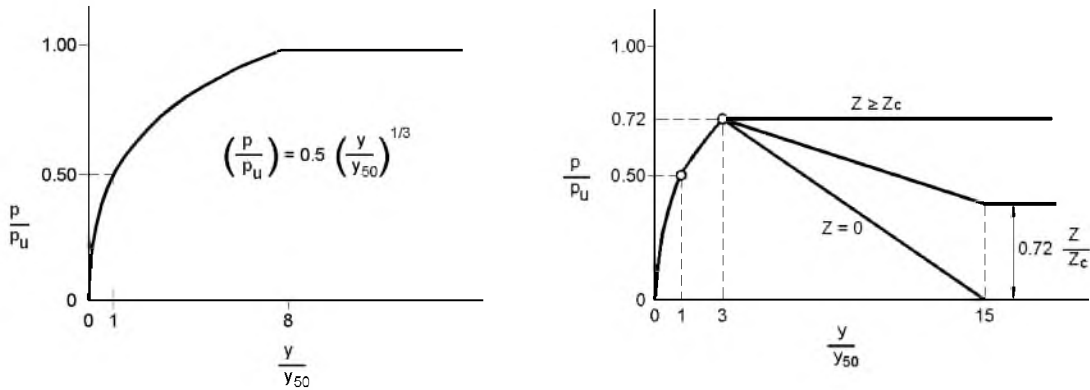
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



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



### per carichi statici

$$p_{u1} = [3 + \sigma' / c_u + (J/D)z] c_u D \alpha$$

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

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

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

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

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

dove:

$p_u$  resistenza laterale unitaria ultima

$\sigma'$  pressione geostatica verticale efficace alla quota  $z$

$c_u$  coesione non drenata

$z$  profondità da p.c.

$D$  diametro del palo

$\delta$  inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

$y$  spostamento orizzontale

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

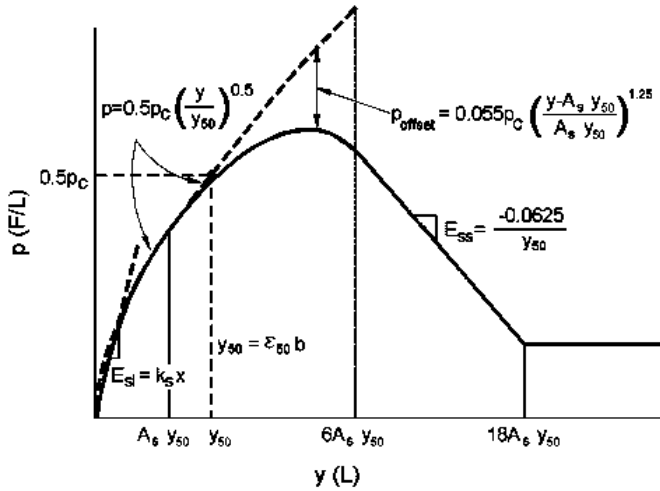
$\varepsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

### per carichi ciclici

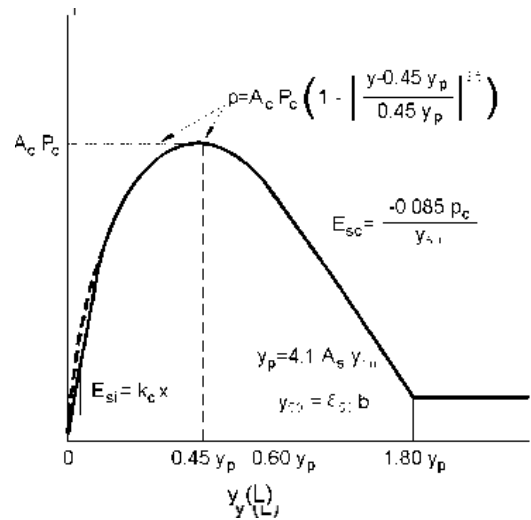
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

$$\gamma' = \text{peso di volume efficace}$$

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



Carichi statici



Carichi ciclici

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

$$p_{u2} = 11 c_u D a$$

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

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

$p_u$  resistenza laterale unitaria ultima

$z$  profondità da p.c.

$s'$  pressione geostatica verticale efficace alla profondità  $z$

$c_u$  coesione non drenata

$D$  diametro del palo

$y$  spostamento orizzontale

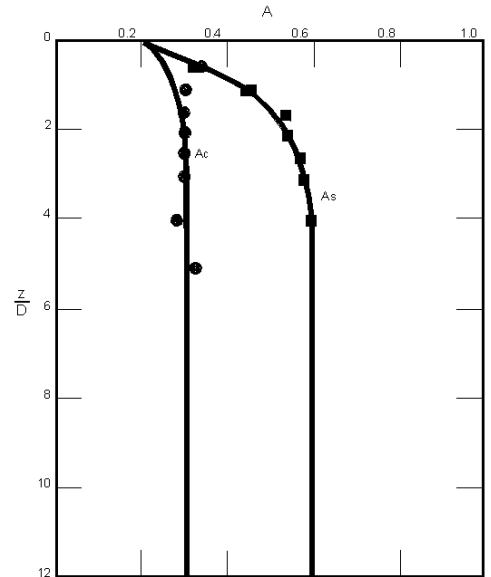
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$  spostamento orizzontale per  $p=0.5 p$

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

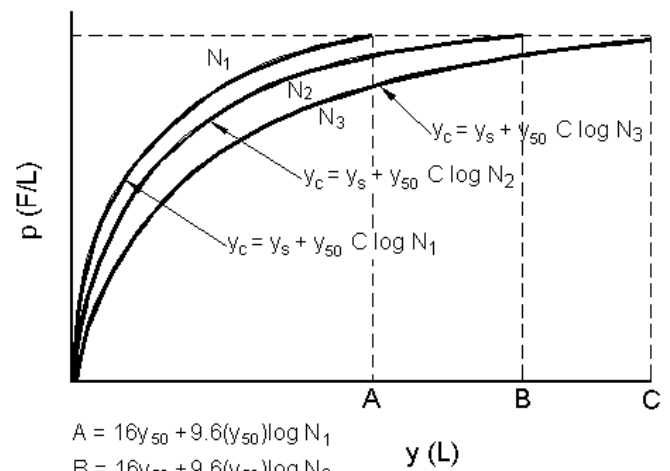
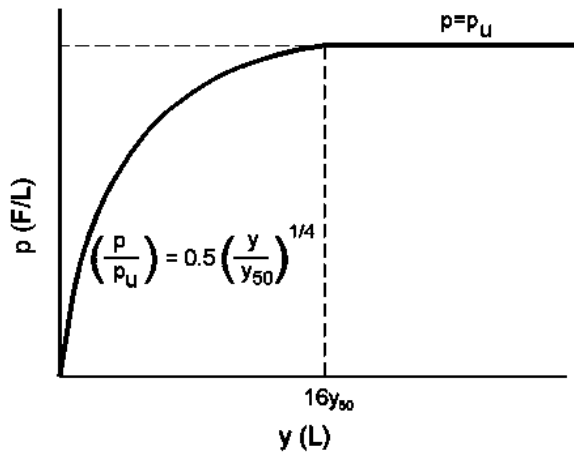
$K_s$  pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

$K_c$  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

$$p_{u1} = [3c_u D + gD z + 2.83c_u z] a$$

$$p_{u2} = 9 c_u D a$$

$$a = 1/(1+\tan d)$$

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

dove:

$p_u$  resistenza laterale unitaria ultima

$g$  peso di volume unitario

$c_u$  coesione non drenata

$z$  profondità da p.c.

$D$  diametro del palo

$d$  inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

$y$  spostamento orizzontale

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

$\epsilon_{50}$  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 ciclici

### **5.4.3 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 – q) 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.

#### **5.4.3.1 Comportamento non lineare del palo**

Quando specificato, è possibile assegnare alle proprietà del palo di fondazione delle caratteristiche flessionali non lineari, in termini di legge/andamento momento-curvatura.

Per ogni sezione armata, sulla base delle azioni assiali assegnate e agenti sui singoli pali, viene determinato, secondo le leggi costitutive dei materiali costituenti il palo, un corrispondente andamento dei momenti in funzione delle curvature o distorsioni angolari.

Tale legge quindi descrive il comportamento del palo, in presenza di carichi flessionali variabili, fino al raggiungimento limite della plasticizzazione della sezione di lavoro.

In particolare questo criterio è stato impiegato nei pali esistenti delle opere d'arte, dove la sezione del palo e i materiali componenti esigui (calcestruzzo e armature) ne identificano univocamente e limitano il comportamento.



## 6. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le fondazioni previste sono:

### Sezione 1

- Spalla lato tangenziale carreggiata sud: 3 file di micropali passo 0.5m L=18.0 m ( $A_{perf}=0.24m$  -  $A_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)
- Pila in spartitraffico A14 carreggiata sud carreggiata nord: 4 file di micropali passo 0.5m L=21.0 m ( $A_{perf}=0.24m$  -  $A_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)
- Spalla lato A14 carreggiata nord: paratia di pali  $A_{E}=1500m$  passo 1.70m L= 32.00 con ritegni sismici composti da due pali passo 6.80m di diametro  $A_{E}=1500m$  L= 20.00

### Sezione 2

- Spalla lato tangenziale carreggiata sud: 4 file di micropali passo 0.5m L=18.0 m ( $A_{perf}=0.24m$  -  $A_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)
- Pila in spartitraffico A14 carreggiata sud carreggiata nord: 3 file di micropali passo 0.5m L=15.0 m ( $A_{perf}=0.24m$  -  $A_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)

### Sezione 3

- Spalla lato tangenziale carreggiata sud: 5 file di micropali passo 0.5m L=15.0 m ( $A_{perf}=0.24m$  -  $A_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)
- Pila in spartitraffico A14 carreggiata sud carreggiata nord: 3 file di micropali passo 0.5m L=15.0 m ( $A_{perf}=0.24m$  -  $A_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)

### Sezione 4

- Spalla lato tangenziale carreggiata sud: 3 file di micropali passo 0.5m L=18.0 m ( $A_{perf}=0.24m$  -  $A_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)
- Pila in spartitraffico A14 carreggiata sud carreggiata nord: 2 file di micropali passo 0.5m L=15.0 m ( $A_{perf}=0.24m$  -  $A_{micr}=168.3mm$  / spessore 10.0mm)

Nelle figure sottostanti si riportano gli schemi dell'opera e delle fondazioni, desunti dagli elaborati strutturali.

Figura 6-1: Sezione 1-Sezioni tipo

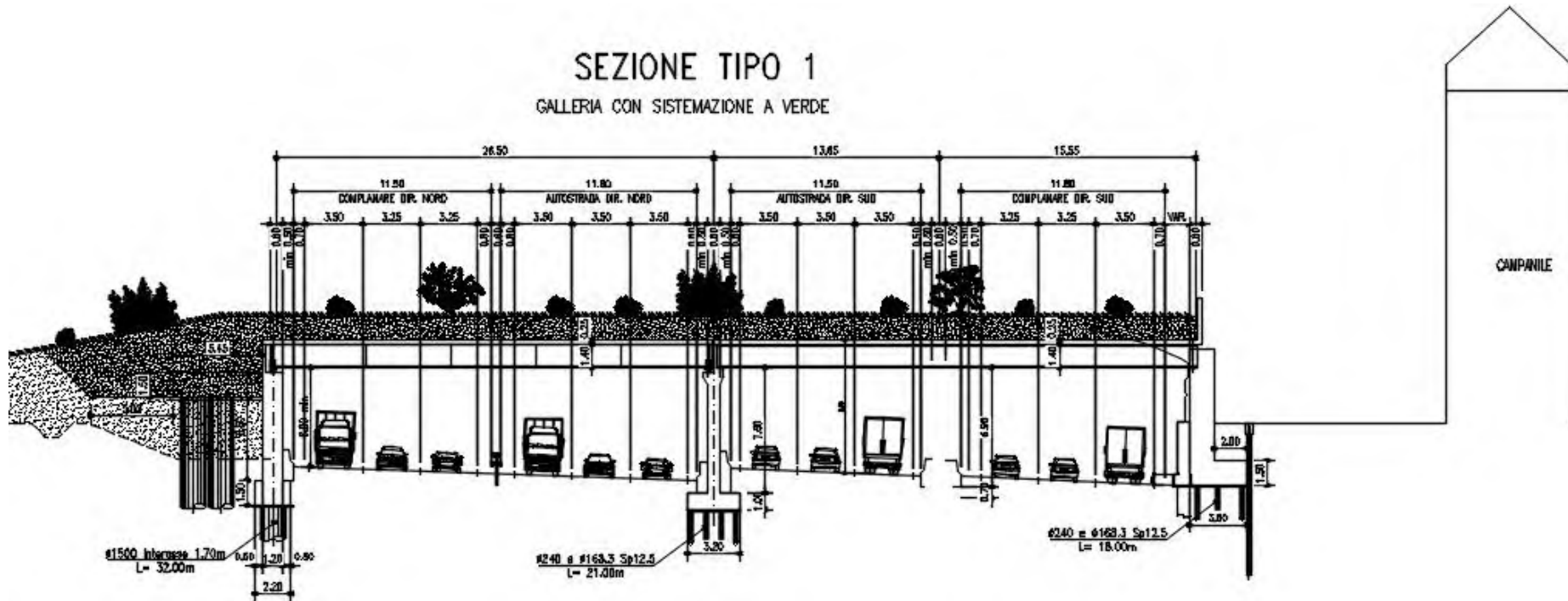


Figura 6-2: Sezione 2-Sezioni tipo

# SEZIONE TIPO 2

GALLERIA CON SISTEMAZIONE A VERDE CON BARRIERA FONICA  
 ZONA BARRIERA FONICA ESISTENTE

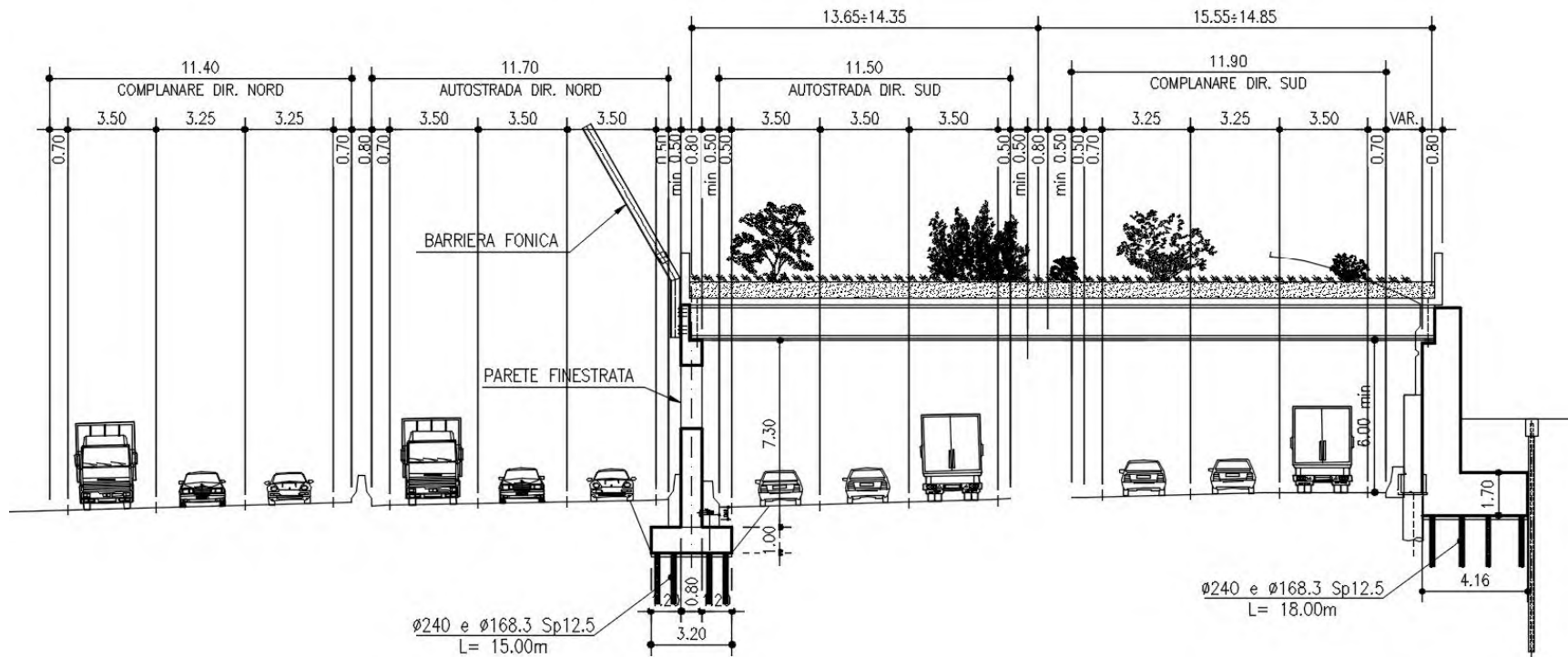
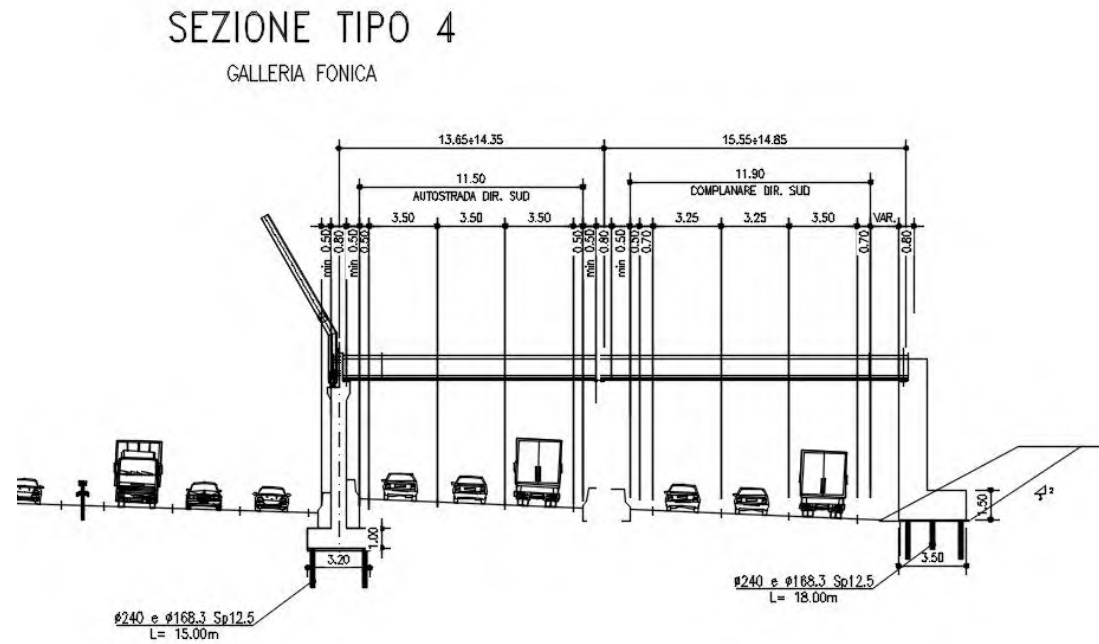




Figura 6-4: Sezione 4-Sezioni tipo



## 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°-angolo di obliquità]).

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

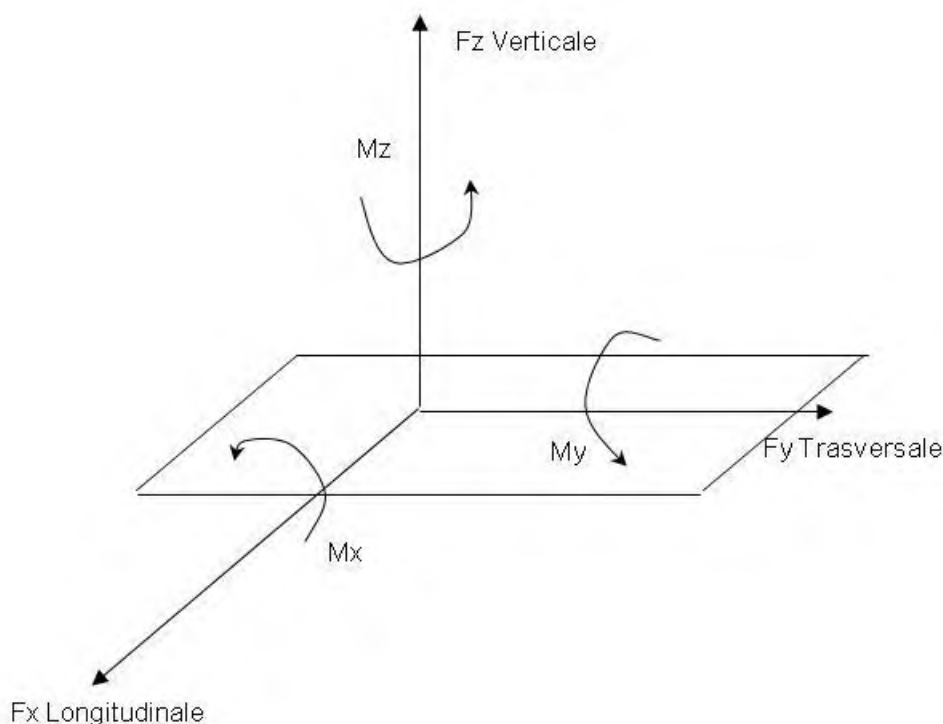
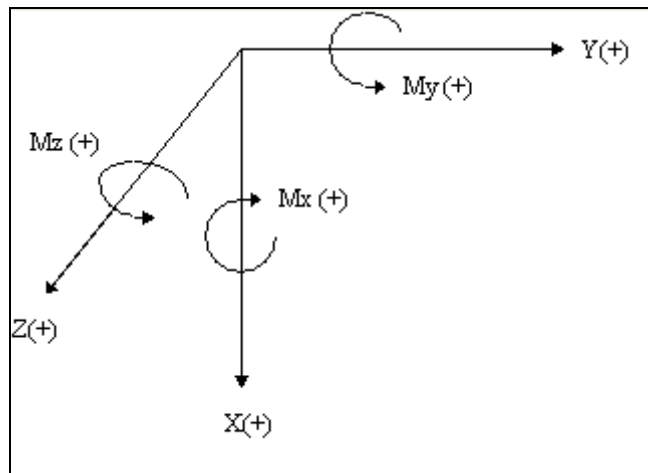
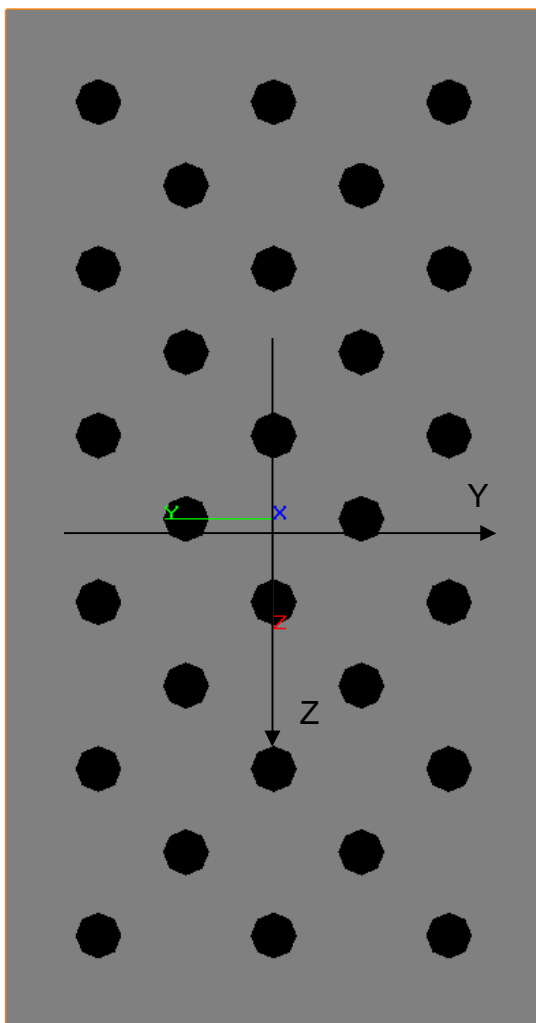


Figura 7-2: Convenzioni di segno del programma di calcolo GROUP



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

Nelle Tabelle seguenti vengono riportati i carichi trasmessi dal Progettista Strutturale nelle diverse combinazioni così come previsto dall'attuale normativa (Doc. Rif. [1]), con la convenzione di segno di Figura 7-2

Le sollecitazioni sono state valutate nel baricentro della fondazione ad intradosso del plinto di fondazione e considerando un concio di 5.0m

### Sezione 1

	N	Fy	Mz	Fz
	KN	KN	KNm	KN
SIS1	5000	70	1200	1690
SIS2	4605	415	-585	-1690
SIS3	5010	-335	3270	510
SIS4	4595	815	-2655	-510
SIS5	5450	60	1210	510
SIS6	4155	420	-595	-510
SLU14	7000	350	720	0

Tabella 7-1: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione della spalla lato tangenziale carreggiata sud

	N	Fy	Mz	Fz
	KN	KN	KNm	KN
SIS1	8410	-125	915	2620
SIS2	7995	125	-915	-2620
SIS3	8430	-275	4215	785
SIS4	7975	545	-1890	-785
SIS5	8875	-125	920	785
SIS6	7530	125	-920	-785
SLU1	13265	0	0	0

Tabella 7-2: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione della pila in spartitraffico tra carreggiata sud e carreggiata nord dell'A14

	N	Fy	Fz
	KN	KN	KN
SIS1	2555	-255	1660
SIS2	2415	250	-1660
SIS3	2570	-840	500
SIS4	2405	835	-500
SIS5	2710	-255	500
SIS6	2265	255	-500
=B91	4065	-20	0

Tabella 7-3: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione della spalla lato A14 carreggiata nord (carichi la piano appoggi)



**Sezione 2**

	N	Fy	Mz	Fz
	KN	KN	KNm	KN
SIS1	6670	-55	1980	1730
SIS2	6260	535	-1390	-1730
SIS3	6695	-680	5870	520
SIS4	6235	1160	-5280	-520
SIS5	7120	-120	2030	520
SIS6	5810	600	-1440	-520
SLU1	9335	310	385	0

**Tabella 7-4: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione della spalla lato tangenziale carreggiata sud**

	N	Fy	Mz	Fz
	KN	KN	KNm	KN
SIS1	4240	-140	935	1580
SIS2	4045	140	-935	-1580
SIS3	4250	-290	4145	475
SIS4	4030	540	-1995	-475
SIS5	4455	-185	980	475
SIS6	3825	185	-980	-475
SLU1	6295	0	0	0

**Tabella 7-5: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione della pila in spartitraffico tra carreggiata sud e carreggiata nord dell'A14**

**Sezione 3**

	N	Fy	Mz	Fz
	KN	KN	KNm	KN
SIS1	6670	-55	1980	1730
SIS2	6260	535	-1390	-1730
SIS3	6695	-680	5870	520
SIS4	6235	1160	-5280	-520
SIS5	7120	-120	2030	520
SIS6	5810	600	-1440	-520
SLU1	9335	310	385	0

**Tabella 7-6: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione della spalla lato tangenziale carreggiata sud**

	N	Fy	Mz	Fz
	KN	KN	KNm	KN
SIS1	4240	-140	935	1580
SIS2	4045	140	-935	-1580
SIS3	4250	-290	4145	475
SIS4	4030	540	-1995	-475
SIS5	4455	-185	980	475
SIS6	3825	185	-980	-475
SLU1	6295	0	0	0

**Tabella 7-7: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione della pila in spartitraffico tra carreggiata sud e carreggiata nord dell'A14**

**7.2.1**

**Sezione 3**

	N	Fy	Mz	Fz
	KN	KN	KNm	KN
SIS1	4475	10	1305	845
SIS2	4145	470	-715	-845
SIS3	4480	-470	3615	255
SIS4	4140	950	-3025	-255
SIS5	4860	-40	1350	255
SIS6	3765	520	-760	-255
SLU2	5790	310	385	0

**Tabella 7-8: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione della spalla lato tangenziale carreggiata sud**

	N	Fy	Mz	Fz
	KN	KN	KNm	KN
SIS1	2105	-135	930	470
SIS2	1980	135	-930	-470
SIS3	2105	-415	3065	140
SIS4	1975	415	-3065	-140
SIS5	2250	-165	955	140
SIS6	1835	165	-955	-140
SLU2	2835	0	0	0

**Tabella 7-9: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione della pila in spartitraffico tra carreggiata sud e carreggiata nord dell'A14**

## 8. PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE

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 – spalle**

Profondità (da intradosso fondazione 3.5 dal p.c.)	g	t <sub>lim</sub>	f	N <sub>SPT</sub>	c <sub>u</sub>	K
da 0 a 29.0 m	19.0	40	26	10-12	60+1.5z	20000
da 29.0 a 39.0 m	20.0	39-120	38-40	50-60	-	40000

g	ρ	Peso di volume (kN/mc)
t <sub>lim</sub>	ρ	Attrito unitario laterale limite (kPa)
N <sub>SPT</sub>	ρ	Numero di colpi (n°/30cm)
f	ρ	Angolo di resistenza al taglio (°)
c <sub>u</sub>	ρ	Coesione non drenata (kPa)
K	ρ	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:

g	=	1.0	g <sub>ρ</sub>	=	1.0	g <sub>c<sub>u</sub></sub>	=	1.0
---	---	-----	----------------	---	-----	----------------------------	---	-----

## 9. FONDAZIONI SPALLE E PILE

### 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. 5.4.1.1 è possibile ottenere i profili di resistenza di progetto.

La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 5.1 adottando i coefficienti parziali  $\alpha_3$  e  $\alpha_4$  relativi a n.4 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 2 A1+M1+R3.

						Rd (A1+M1+R3)	
		Tipo fondaz	numero/m	diam perf	Lunghezza	compres	trazione
		-	-	[mm]	[m]	[kN]	[kN]
SEZIONE 1	SPALLA 1	micropali	6	240	18	320	-270
	PILA	micropali	8	240	21	370	-315
	SPALLA 2	pali	1/1.7	1500	32	4500	-3750
SEZIONE 2	SPALLA	micropali	8	240	18	320	-270
	PILA	micropali	6	240	15	280	-231
SEZIONE 3	SPALLA	micropali	10	240	15	280	-231
	PILA	micropali	6	240	15	280	-231
SEZIONE 4	SPALLA	micropali	6	240	18	320	-270
	PILA	micropali	4	240	15	280	-231

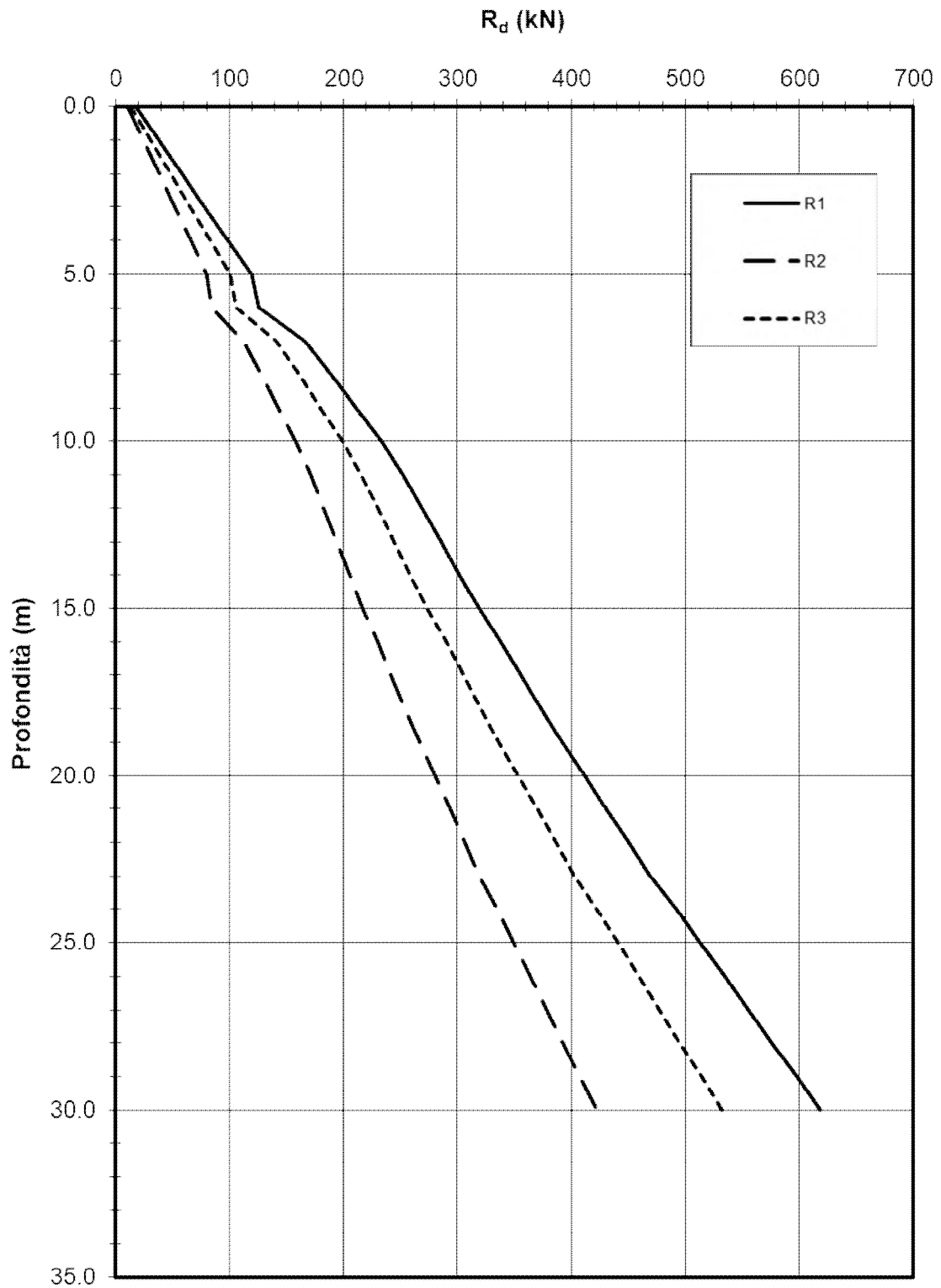


Figura 9-1: Resistenza del micropalo a compressione

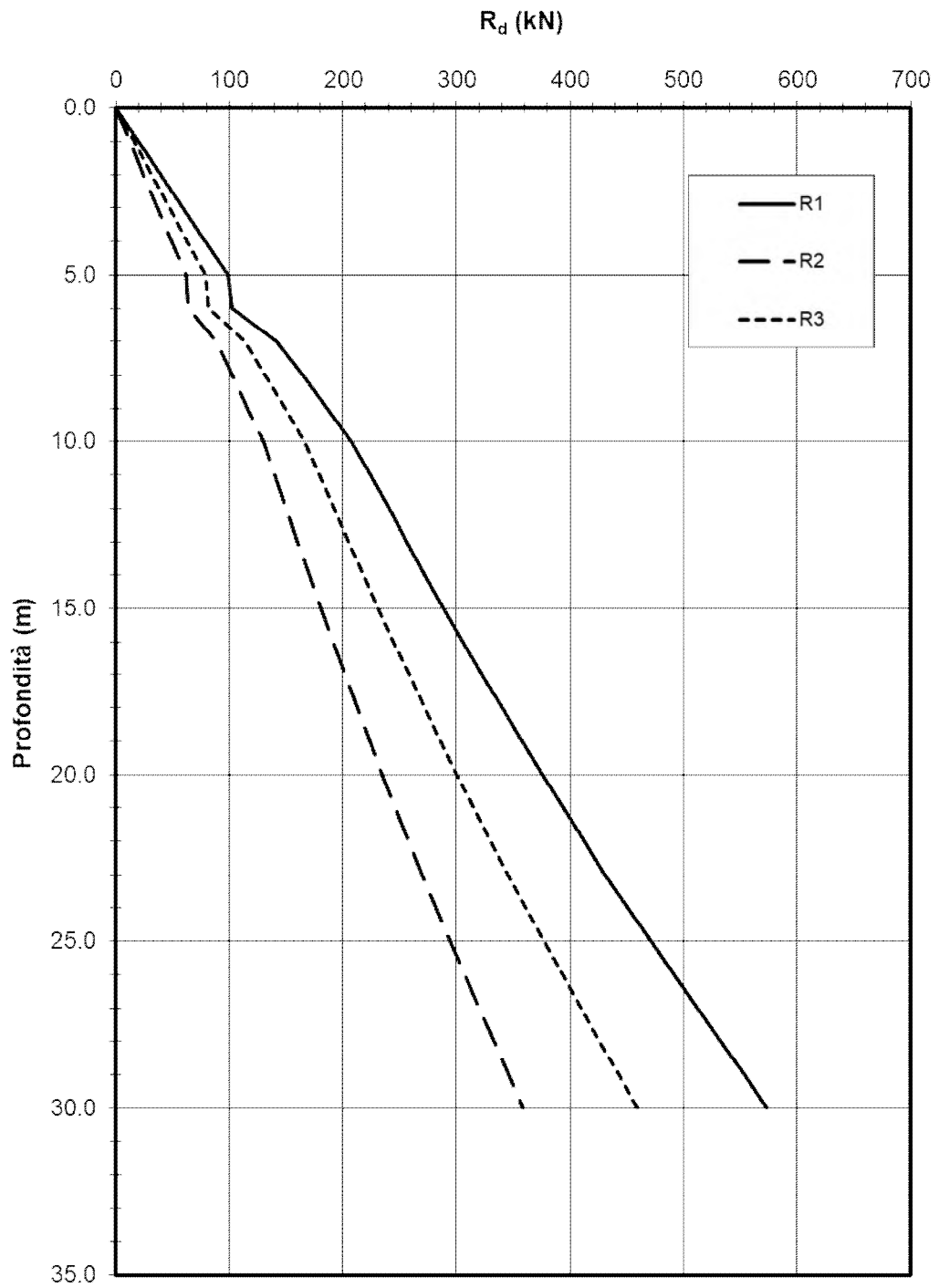


Figura 9-2: Resistenza del micropalo a trazione

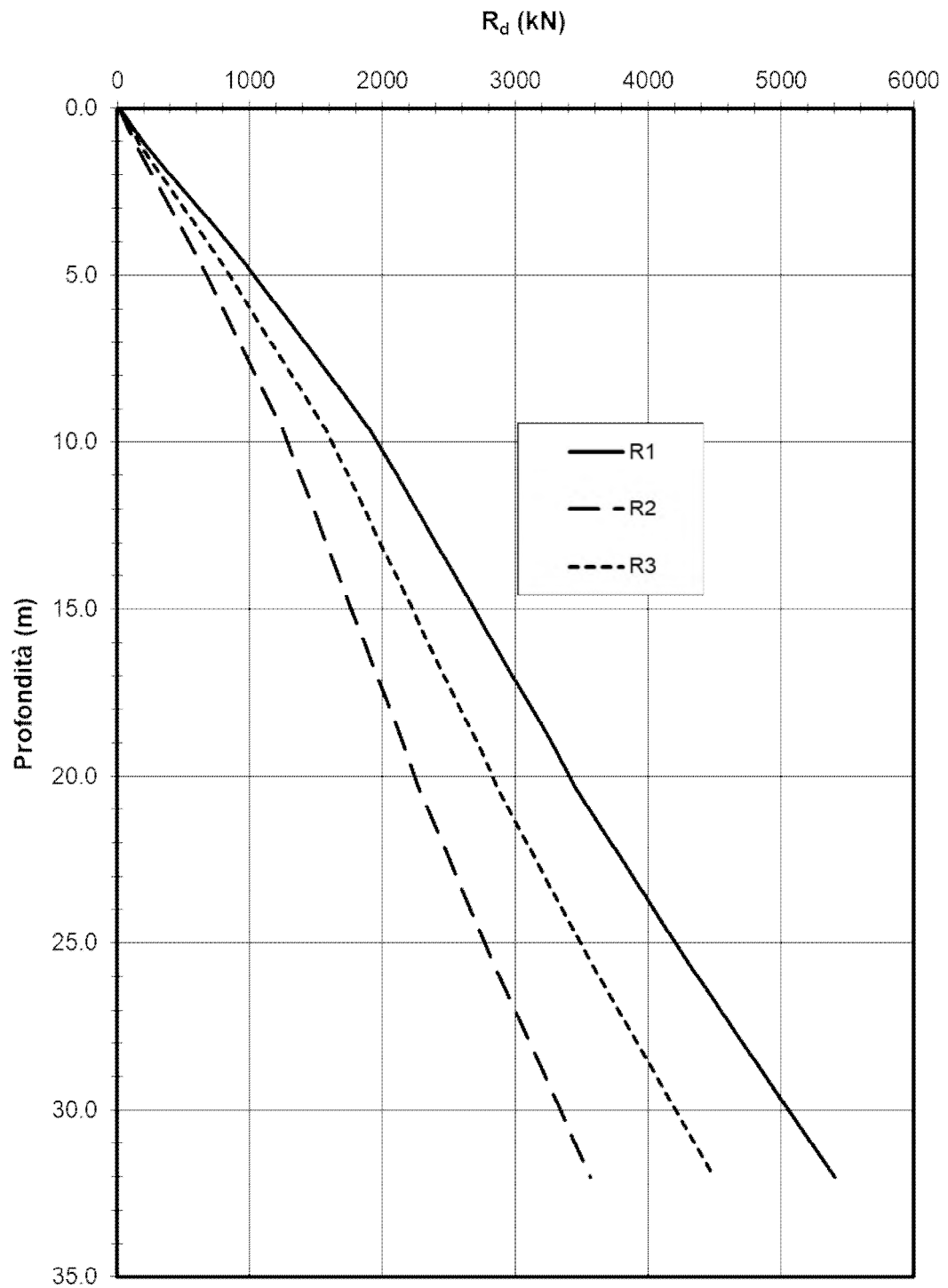


Figura 9-3: Resistenza del palo a compressione



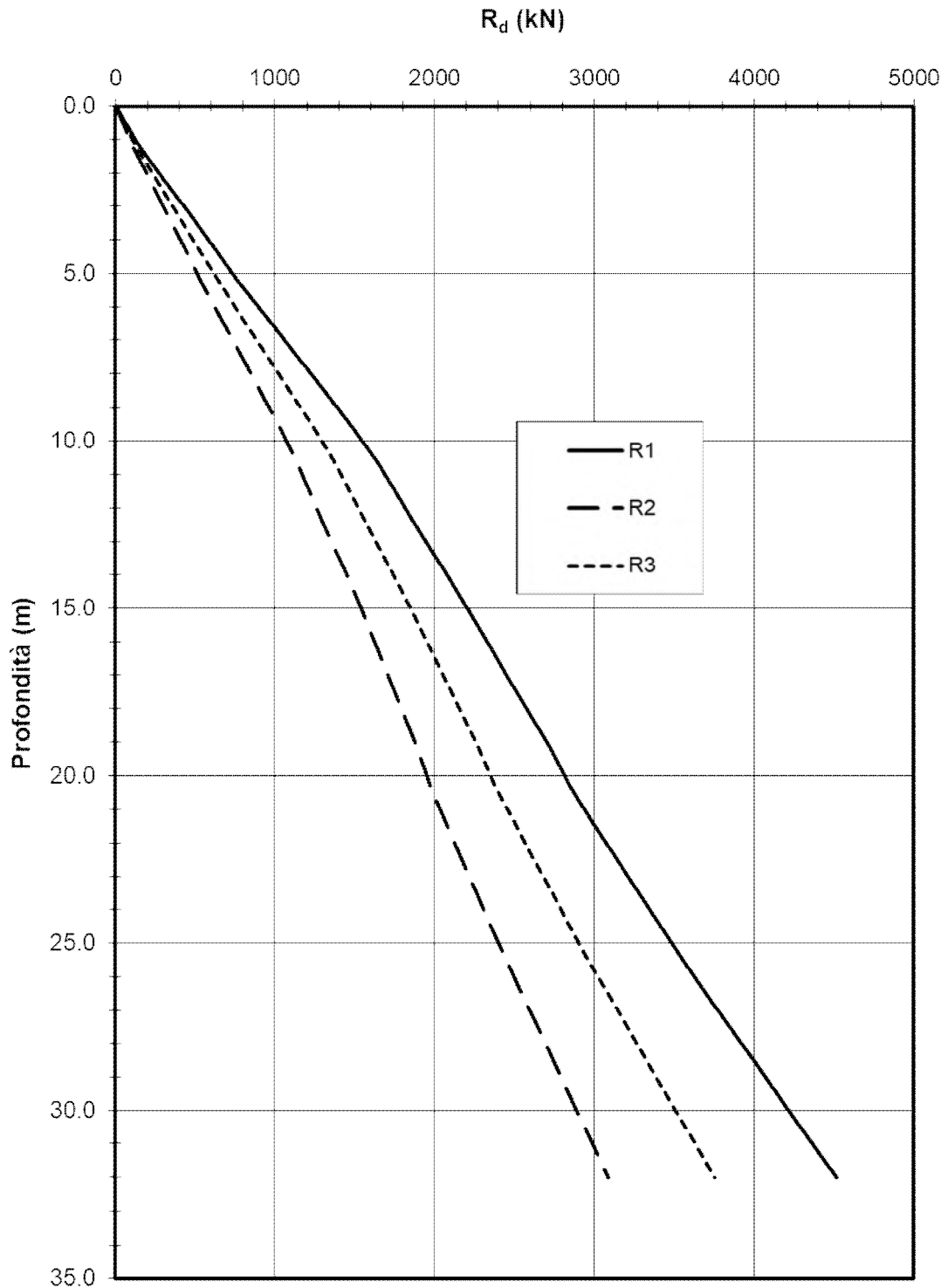


Figura 9-4: Resistenza del palo a trazione

## 9.2 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE - SEZIONE 1

Nelle seguenti Figure sono illustrate le fondazioni utilizzate nei calcoli, con la numerazione dei pali utilizzata.

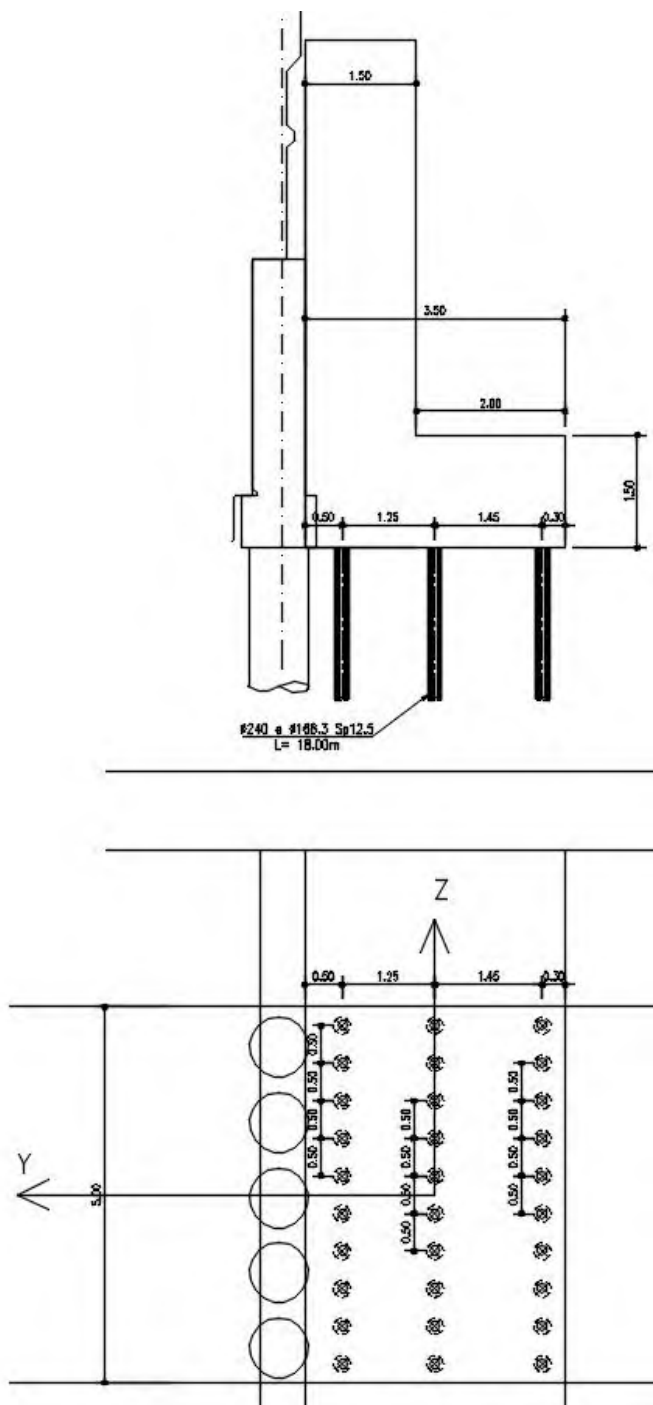


Figura 9-5: Schema Group della palificata - Spalla 1

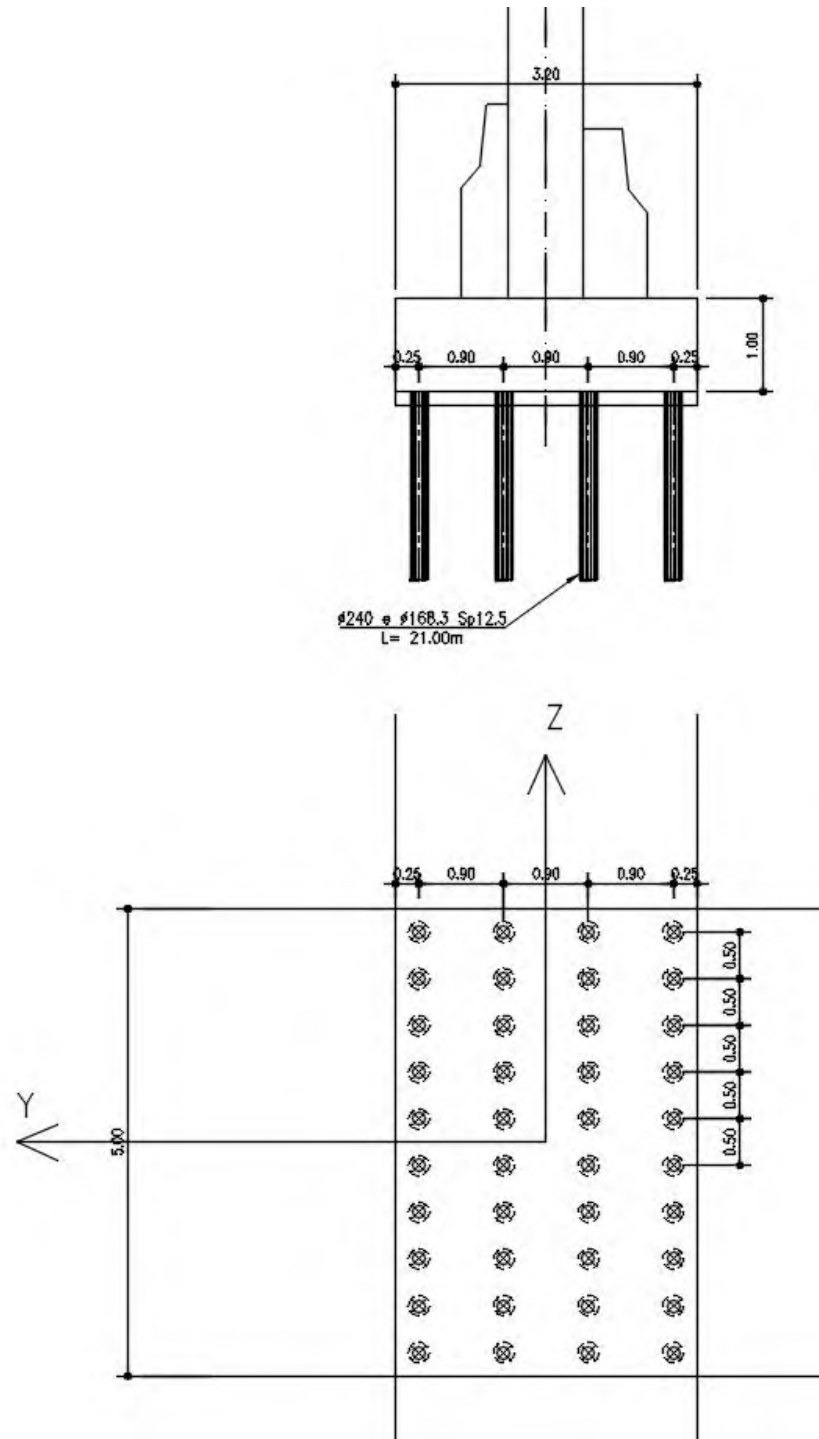


Figura 9-6: Schema Group della palificata - Pila

Per la spalla 2 essendo realizzata in fasi diverse in contemporanea alla realizzazione del rilevato, l'analisi è stata effettuata con l'ausilio del programma di calcolo Paratie 6.2 che ha permesso di simulare i diversi step di carico.

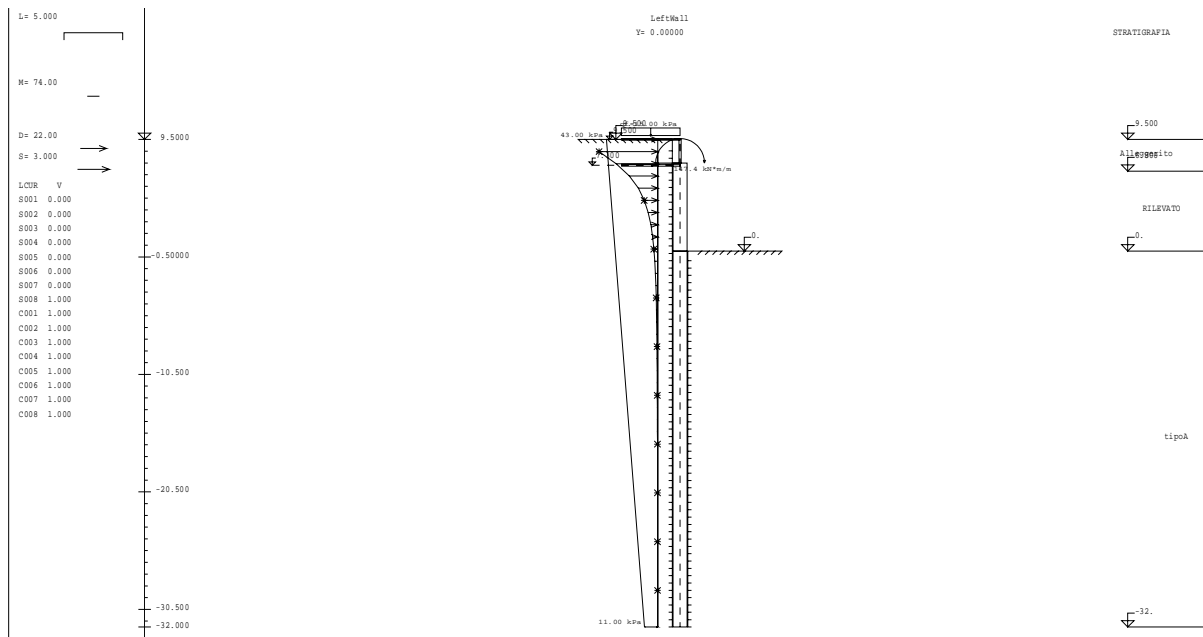


Figura 9-7: Schema Paratie della palificata - Spalla 2-step 8 (sisma)

Gli step realizzativi sono:

- fase 0: geostatica
- fase 1: realizzazione dei pali della spalla
- fase 2: realizzazione del rilevato fino a quota +6.80m
- fase 3: realizzazione dei pali a tergo spalla e solidarizzazione (molla)
- fase 4: innalzamento rilevato fino a quota +9.50m
- fase 5: realizzazione impalcato
- fase 6: ricoprimento fino a quota +11.00
- fase 7: sovraccarico accidentale
- fase 8: sovraccarico sismico

### 9.2.1 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime agenti sui pali/micropali sono riportati nelle Tabelle seguenti.

	SLU STR	SIS
<b>N<sub>max</sub></b>	232	288
<b>N<sub>min</sub></b>	222	11
<b>M<sub>max</sub></b>	4	38
<b>T<sub>max</sub></b>	12	59

Tabella 9-1: Sollecitazioni massime agenti sui micropali di fondazione della spalla 1

	SLU STR	SIS
<b>N<sub>max</sub></b>	332	336
<b>N<sub>min</sub></b>	332	32
<b>M<sub>max</sub></b>	1	43
<b>T<sub>max</sub></b>	1	66

Tabella -2: Sollecitazioni massime agenti sui micropali di fondazione della pila

	SLE	SLU STR	SIS	SIS
<b>N<sub>max</sub></b>	685	890	2230	-1360
<b>M<sub>max</sub></b>	429	558	3250	2810
<b>T<sub>max</sub></b>	282	366	1740	1260

Tabella 9-3: Sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione della spalla 2-tiranti

	SLE	SLU STR	SIS
<b>N<sub>max</sub></b>	0	0	0
<b>M<sub>max</sub></b>	101	132	812
<b>T<sub>max</sub></b>	62	81	156

Tabella 9-4: Sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione della spalla 2-elevazione

	SLE	SLU STR	SIS
<b>N<sub>max</sub></b>	1080	1405	1170
<b>M<sub>max</sub></b>	1093	1408	946
<b>T<sub>max</sub></b>	181	248	51

Tabella 9-5: Sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione della spalla 2-fondazione

## 9.2.2 Verifiche strutturali del micropalo

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO

Materiale			Azioni di calcolo		STR	STR	SIS	SIS	
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	$n_s$ kN/m	232.0	332.0	288.0	336.0	
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Mo}$	1.05 -	Taglio	$v_s$ kN/m	12.0	1.0	59.0	66.0	
Tensione di snervamento	$f_{yk}$	355 MPa	Momento	$m_s$ kNm/m	4.0	1.0	38.0	43.0	
Tensione di calcolo	$f_{yd}$	338 MPa	Combinazioni di carico		STR	STR	SIS	SIS	
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	$\gamma$ -	1	1	1	1	
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	i m	1	1	1	1	
Spessore (s <= 40 mm)	s	12.5 mm	Azioni di progetto		STR	STR	SIS	SIS	
Diametro interno	d	143.3 mm	Azione assiale	$N_{sd}$ kN	232	332	288	336	0
Momento d'inerzia	I	1.87E-05 m <sup>4</sup>	Taglio	$V_{sd}$ kN	12	1	59	66	0
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m <sup>2</sup>	Momento	$M_{sd}$ kNm	4	1	38	43	0
Modulo resistente a flessione	$W_{pl}$	3.04E-04 m <sup>3</sup>	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)		STR	STR	SIS	SIS	
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.90E-03 m <sup>2</sup>	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	$\rho$ -	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Area resistente a taglio	$A_v^* = A$	6.12E-03 m <sup>2</sup>	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n -	0.112	0.160	0.139	0.162	0.000
$A_v^*/A$	$a_v$	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m	101	100	100	99	103
Azioni resistenti elementari			Verifiche		STR	STR	SIS	SIS	
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2069 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	760 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	103 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

## 9.2.3 Verifiche strutturali dell'elevazione della spalla 2

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Tipologia sezione: Sezione predefinita  
 Forma della sezione: Rettangolare  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C25/30  
 Resis. compr. di calcolo  $f_{cd}$  : 141.60 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resis. compr. ridotta  $f_{cd}'$  : 70.80 daN/cm<sup>2</sup>  
 Def.unit. max resistenza  $ec2$  : 0.0020  
 Def.unit. ultima  $ecu$  : 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale  $E_c$  : 314750 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0.20  
 Resis. media a trazione  $f_{ctm}$  : 26.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
 Combinazioni Rare in Esercizio  
 Sc Limite : 150.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Apert.Fess.Limite : Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C  
 Resist. caratt. snervam.  $f_{yk}$  : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. caratt. rottura  $f_{tk}$  : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. snerv. di calcolo  $f_{yd}$  : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. ultima di calcolo  $f_{td}$  : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo  $E_{pu}$  : 0.068  
 Modulo Elastico  $E_f$  : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
 Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm

Altezza: 120.0 cm  
Barre inferiori : 5Ø26 (26.5 cm<sup>2</sup>)  
Barre superiori : 5Ø26 (26.5 cm<sup>2</sup>)  
Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 5.0 cm  
Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 5.0 cm

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	81200	15600	0
2	0	13200	8100	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	10100

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 2.5 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue  
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 26.5 cm<sup>2</sup>  
Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 26.5 cm<sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	81200	-5	115981	1.428	113.9	0.05	0.70
2	S	0	13200	-5	115981	8.786	113.9	0.05	0.70

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.02595	120.0	0.00064	115.0	-0.06236	5.0
2	0.00350	-0.02595	120.0	0.00064	115.0	-0.06236	5.0

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	12 mm	
Passo staffe:	20.0 cm	[Passo massimo di normativa = 30.2 cm]
N.Bracci staffe:	4	
Area staffe/m :	22.6 cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima normativa = 15.0 cm <sup>2</sup> /m]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	15600	33947	252684	229020	100.0	21.80	1.000	1.5
2	S	8100	33947	252684	229020	100.0	21.80	1.000	0.8

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm <sup>2</sup> ])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm <sup>2</sup> ])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Ap eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Ap eff.	Dbarre
1	S	3.6	120.0	-3.6	120.0	-50	115.0	0.0	0	0.0	0.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
ScI_min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm <sup>2</sup> ]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

**9.2.4 Verifiche strutturali del palo tirante spalla 2**

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**



CONGLOMERATO -	Classe: C25/30	
	Resis. compr. di calcolo fcd :	141.60 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd' :	70.80 daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec :	314750 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. di Poisson :	0.20
	Resis. media a trazione fctm :	26.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio	Sc Limite :	150.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Apert.Fess.Limite :	Non prevista
Combinazioni Frequenti in Esercizio	Sc Limite :	150.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Apert.Fess.Limite :	0.400 mm
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio	Sc Limite :	112.50 daN/cm <sup>2</sup>
	Apert.Fess.Limite :	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo: B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk :	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk :	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd :	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd :	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu :	0.068
	Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50 daN/cm <sup>2</sup>
	Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Diametro sezione (cm):	150.0 cm
Barre circonfer.:	30Ø26 (159.3 cm <sup>2</sup> )
Copriferro (dal baric. barre):	7.0 cm

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	89000	55800	36600	0
2	223000	32500	174000	0
3	-136000	281000	126000	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	68500	42900

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	68500	42900

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	68500	42900

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 11.6 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.1 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue  
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 159.3 cm<sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	89000	55800	89016	407305	7.299	39.2		
2	S	223000	32500	223003	460421	14.167	32.9		
3	S	-136000	281000	-136006	301146	1.072	50.2		

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00279	75.0	0.00281	68.0	-0.01049	-68.0
2	0.00350	-0.00185	75.0	0.00292	68.0	-0.00839	-68.0
3	0.00350	-0.00556	75.0	0.00251	68.0	-0.01666	-68.0

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe: 16 mm  
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]  
N.Bracci staffe: 2  
Area staffe/m : 20.1 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm<sup>2</sup>/m]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe  
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato  
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe  
bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro  
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
---------	-----	------	-----	-----	-----	----	------	-----	------

1	S	36600	57116	355696	221500	124.9	21.80	1.036	3.3
2	S	174000	76956	383764	218800	129.7	21.80	1.089	16.0
3	S	126000	0	314140	228583	110.7	21.80	1.000	11.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>)  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)  
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>)  
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	14.0	-75.0	-7.2	-75.0	-93	68.0	0.0	0	0.0	0.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>)  
 ScI\_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>)  
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm<sup>2</sup>)  
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)  
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1\*Beta2  
 Eps Deformazione unitaria media tra le fessure  
 Srm Distanza media in mm tra le fessure  
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7\*Eps\*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	14.0	-75.0	-7.2	-75.0	-93	68.0	0.0	0	0.0	0.0

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	14.0	-75.0	-7.2	-75.0	-93	68.0	0.0	0	0.0	0.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

**9.2.5 Verifiche strutturali del palo spalla 2**

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C25/30  
 Resis. compr. di calcolo fcd : 141.60 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resis. compr. ridotta fcd' : 70.80 daN/cm<sup>2</sup>  
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0.20  
 Resis. media a trazione fctm : 26.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
 Combinazioni Rare in Esercizio  
     Sc Limite : 150.00 daN/cm<sup>2</sup>  
     Apert.Fess.Limite : Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C  
 Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. caratt. rottura ftk : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. ultima di calcolo ftd : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068  
 Modulo Elastico EF : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
 Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Diametro sezione (cm): 150.0 cm  
 Barre circonfer.: 20Ø26 (106.2 cm<sup>2</sup>)  
 Copriferro (dal baric. barre): 7.0 cm

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	117000	94600	57100	0
2	140500	140800	24800	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	108000	108300

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.7 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.  
 x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue  
 Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 106.2 cm<sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	117000	94600	117004	311928	3.297	42.2		
2	S	140500	140800	140521	322883	2.293	40.9		

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00337	75.0	0.00275	68.0	-0.01178	-68.0
2	0.00350	-0.00309	75.0	0.00278	68.0	-0.01116	-68.0

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	12 mm	
Passo staffe:	20.0 cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	11.3 cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm <sup>2</sup> /m]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	57100	59580	352602	125610	121.5	21.80	1.047	5.1
2	S	24800	63305	359334	125102	123.2	21.80	1.056	2.2

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm <sup>2</sup> ])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm <sup>2</sup> ])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	34.1	-75.0	-22.9	-75.0	-303	68.0	0.0	0	0.0	0.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScI_max	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
ScI_min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm <sup>2</sup> ]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure

Ap.fess. Apertura delle fessure in mm =  $1,7 * Eps * Srm$

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

### 9.2.6 Analisi dei cedimenti indotti dal rilevato alleggerito

#### 9.2.6.1 Modello di calcolo PLAXIS

È stata fatta una valutazione dei cedimenti indotti dal riempimento per il rimodellamento a tergo della spalla al fine di valutare l'influenza sulla struttura.

Le analisi numeriche sono state svolte con il codice di calcolo ad elementi finiti Plaxis 2D (versione 2013), che permette di studiare l'opera tenendo conto della corretta geometria del riempimento e della fondazione.

I diversi tipi di terreno sono stati modellati con elementi triangolari a 6 nodi. La paratia di pali è stata simulata come elemento "Plates" di spessore equivalente, mentre i pali retrostanti attraverso elementi "Embedded piles" (pali Ø1500).

Nella figura seguente è riportato schematicamente il modello bidimensionale: è stata analizzata una sezione tipo, rappresentativa dello sviluppo dell'opera.

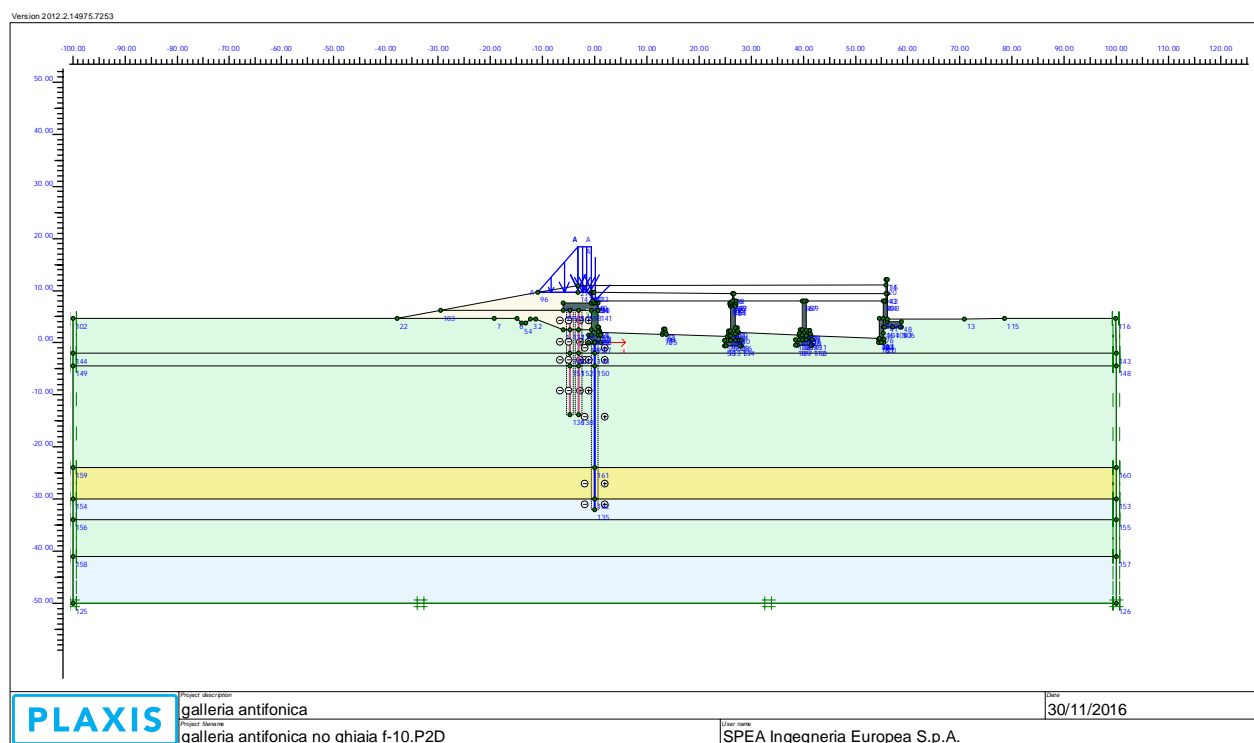


Figura 9.8: Modello di calcolo

Agli elementi di terreno di tipo granulare (unità B) è stato associato un legame costitutivo di tipo "Mohr-Coulomb" ovvero elastico-perfettamente plastico, mentre per i materiali coesivi normal consolidati (unità A) si è adottato un modello tipo "soft soil".

La mesh di calcolo è stata definita con un grado di infittimento generale di tipo "fine".

La modellazione è stata eseguita considerando:

1. Fase iniziale: inizializzazione delle tensioni in sito (geostatiche); la falda è alla quota di progetto (circa -10.0 m da p.c.)
2. Realizzazione della paratia di pali: realizzazione delle strutture da piano campagna.
3. Realizzazione del primo riempimento: il terreno a tergo della spalla fino a quota di imposta dei pali retrostanti.
4. Realizzazione dei setti su pali: completamento della struttura della spalla e dei pali retrostanti
5. Realizzazione del secondo riempimento: il terreno a tergo della spalla fino a quota di impalcato.
6. Carichi: Completamento finale della galleria; sono applicati i massimi carichi nella combinazione SLE derivanti dall'impalcato e i carichi dovuti al completamento del riempimento.
7. Consolidazione

#### 9.2.6.2 Risultati

Si riportano i cedimenti dell'opera in condizioni di esercizio. Le deformazioni massime risultano superiori al metro, nella parte retrostante l'opera, in corrispondenza del riempimento maggiore.

Per limitare i cedimenti l'ultima parte di riempimento è stata parzialmente sostituita con materiale alleggerito, avente peso specifico  $g = 9 \text{ kN/m}^3$ .

Nelle figure seguenti vengono riportati i cedimenti nelle varie configurazioni analizzate e l'andamento dei cedimenti nel tempo.

In particolare si è focalizzata l'attenzione ai seguenti punti di interesse:

- punto A in corrispondenza del riempimento a tergo della spalla
- punto B in corrispondenza degli appoggi dell'impalcato in asse paratia
- punto C in corrispondenza della carreggiata autostradale, a valle della spalla

Dalla figure si evince che i cedimenti vengono scontati nei primi 10 anni. I cedimenti maggiori si concentrano nella parte retrostante l'opera, mentre a valle della spalla, sulla sede autostradale, i cedimenti sono pressochè nulli o comunque trascurabili.

In corrispondenza della struttura i cedimenti risultano dell'ordine di 12-13 cm, di cui circa il 30% viene scontato all'atto della costruzione. Il cedimento residuo, che ci si aspetta nell'arco dei 10 anni successivi, risulta quindi inferiore a 10 cm, ritenuto compatibile con la struttura.



Output Version 2012.2.14975.10081

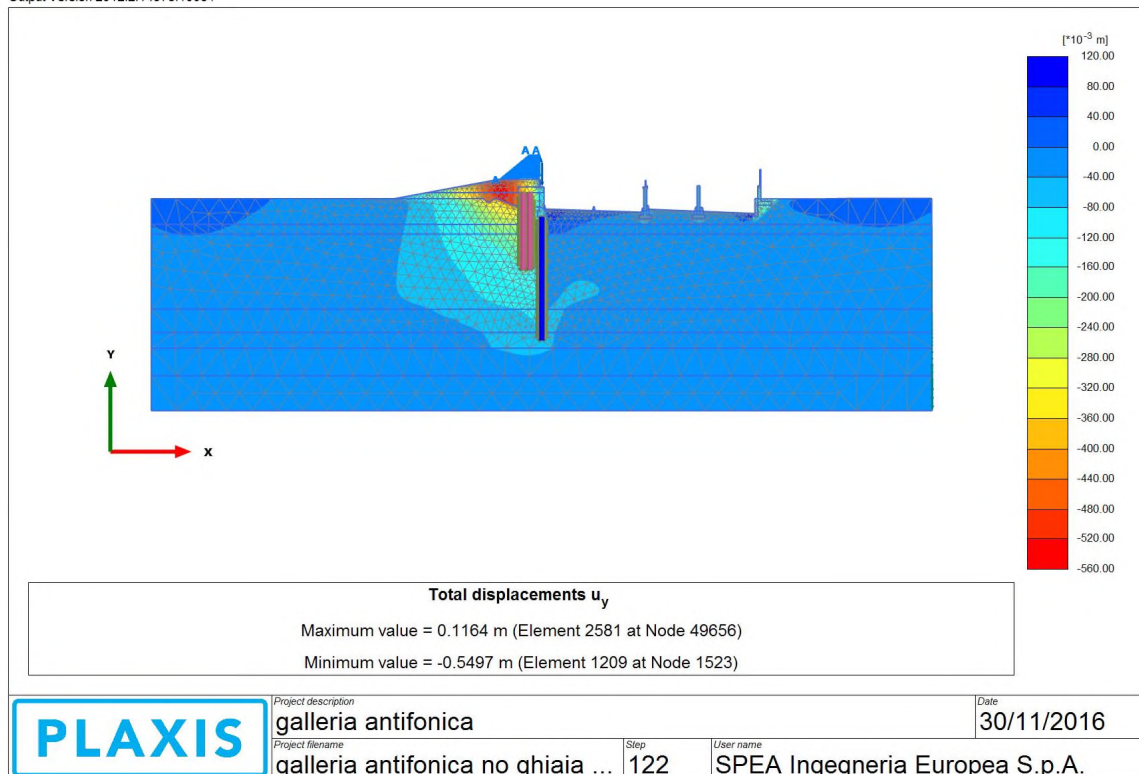


Figura 9.9: Cedimenti verticali a fine costruzione

Output Version 2012.2.14975.10081

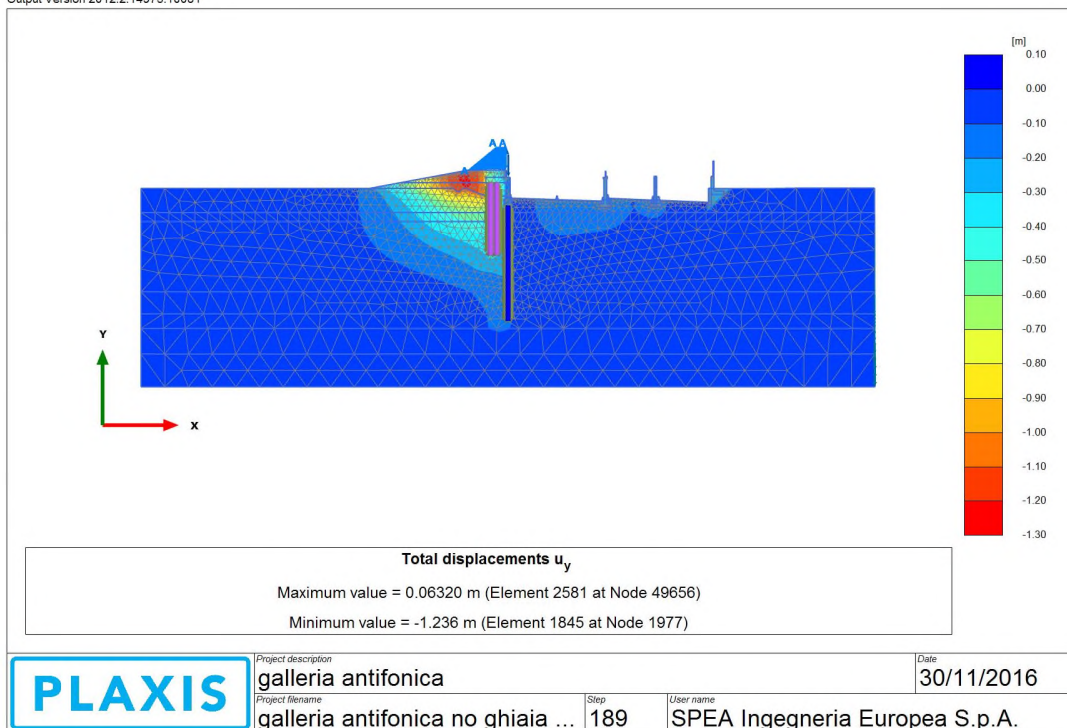




Figura 9.10: Cedimenti verticali dopo 10 anni

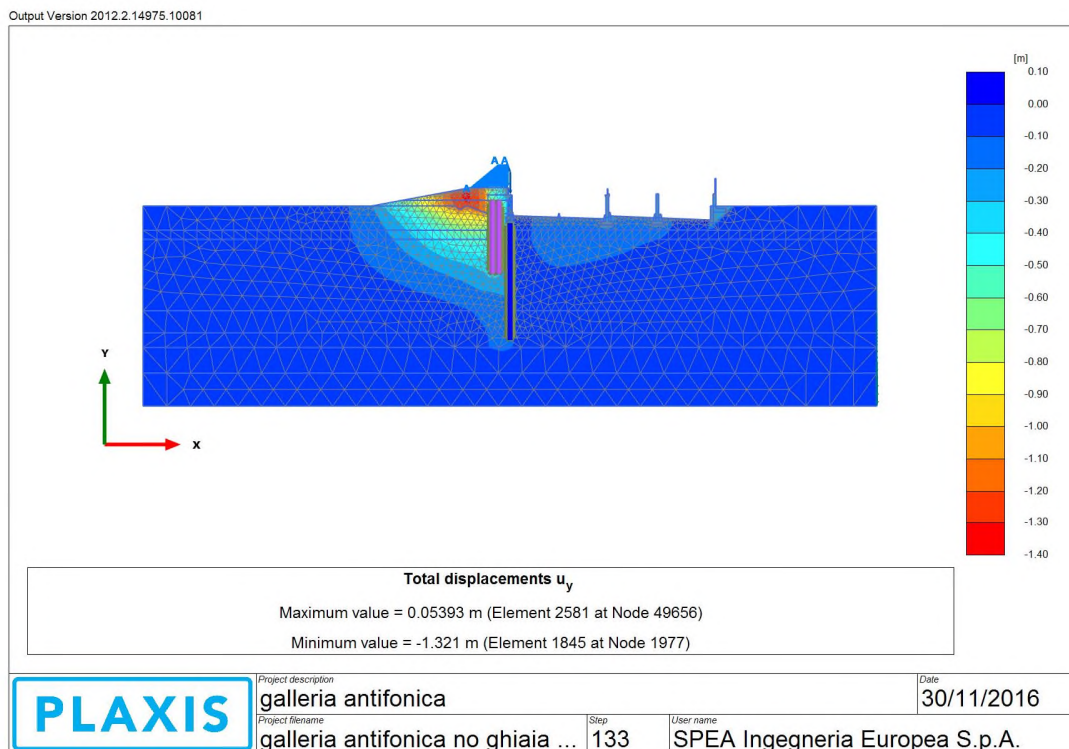


Figura 9.11: Cedimenti verticali dopo 20 anni

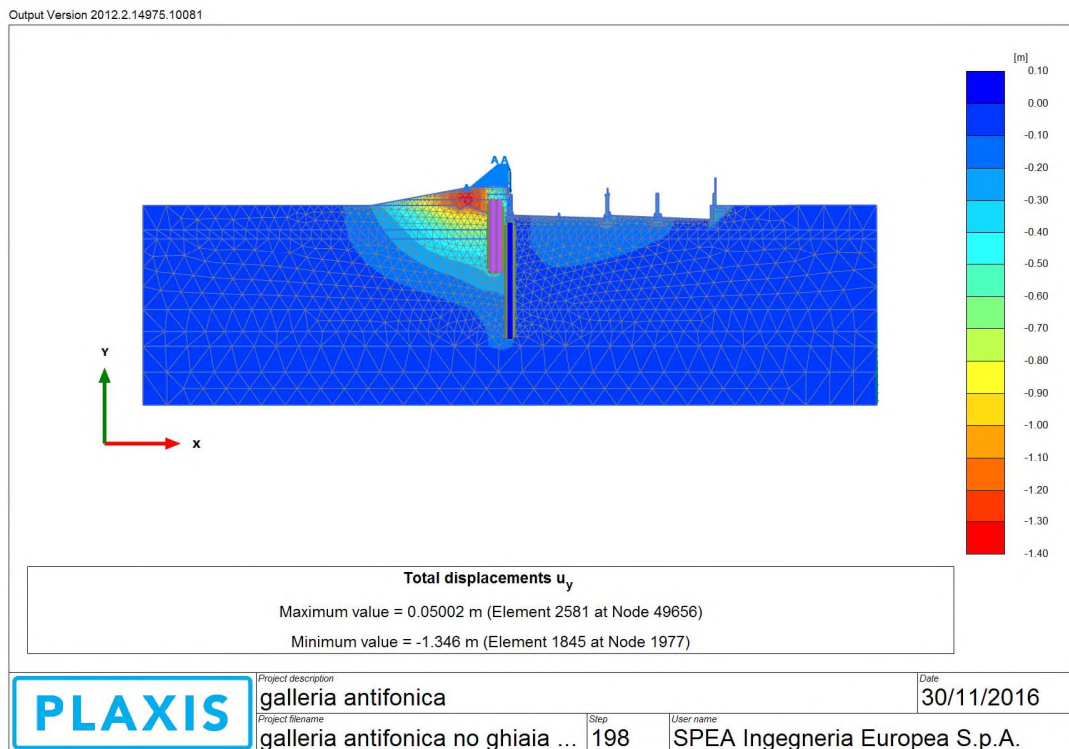


Figura 9.12: Cedimenti verticali dopo 50 anni

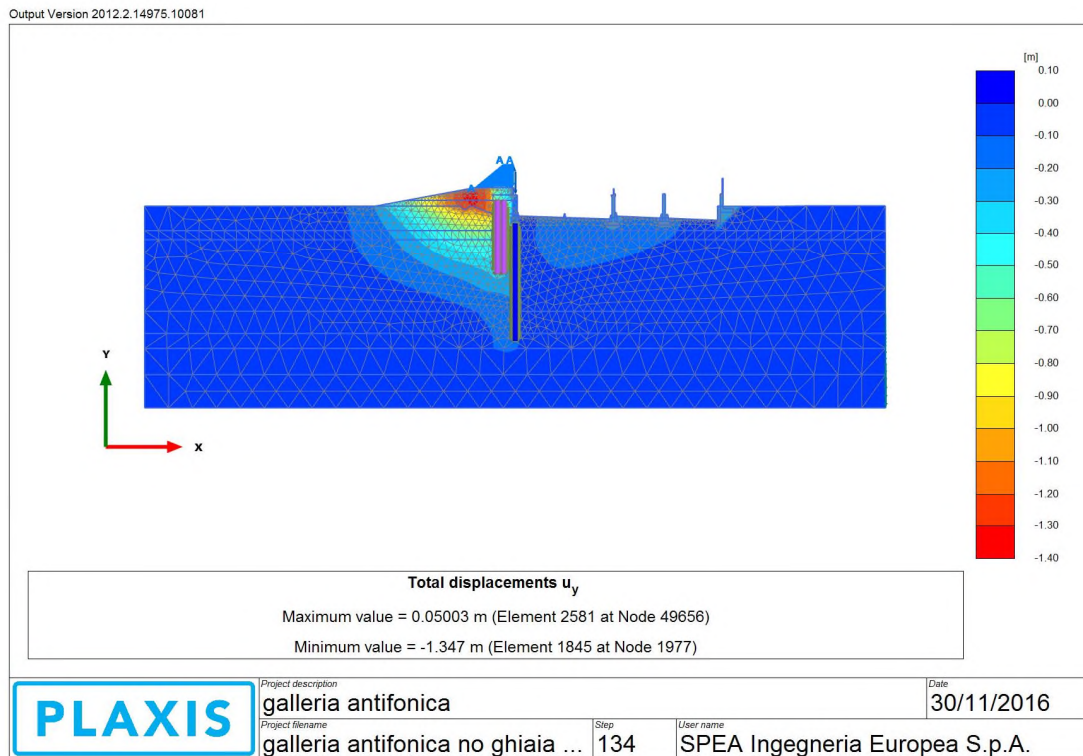


Figura 9.13: Cedimenti verticali a fine consolidazione

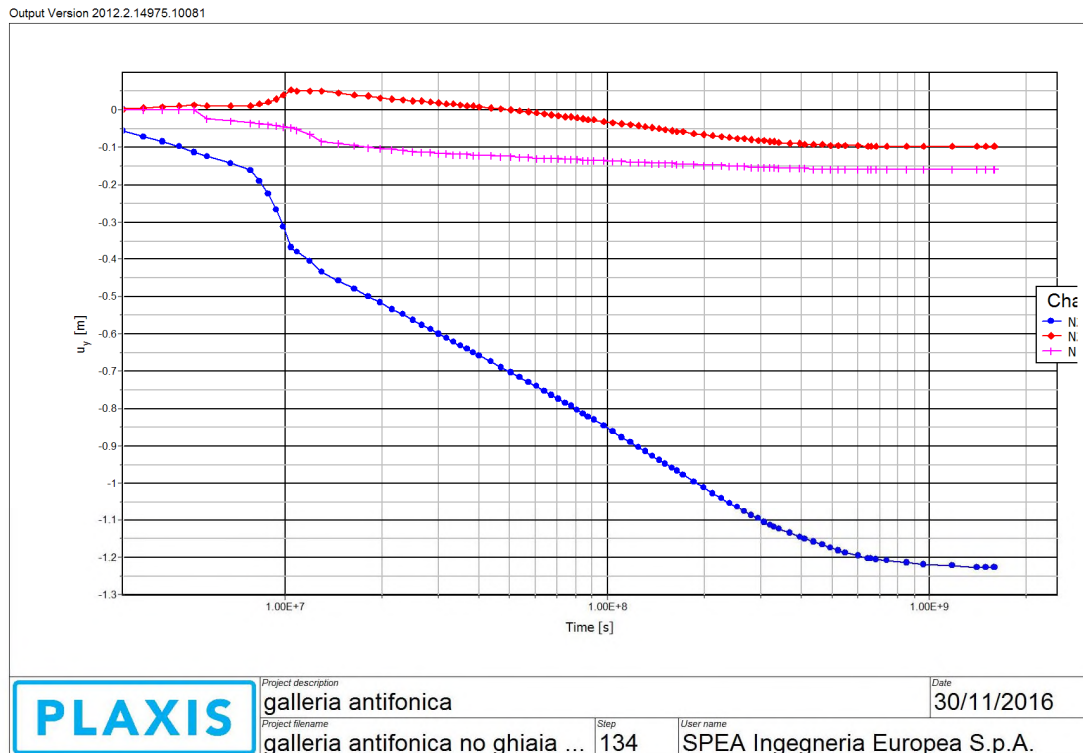


Figura 9.14: Cedimenti - andamento nel tempo

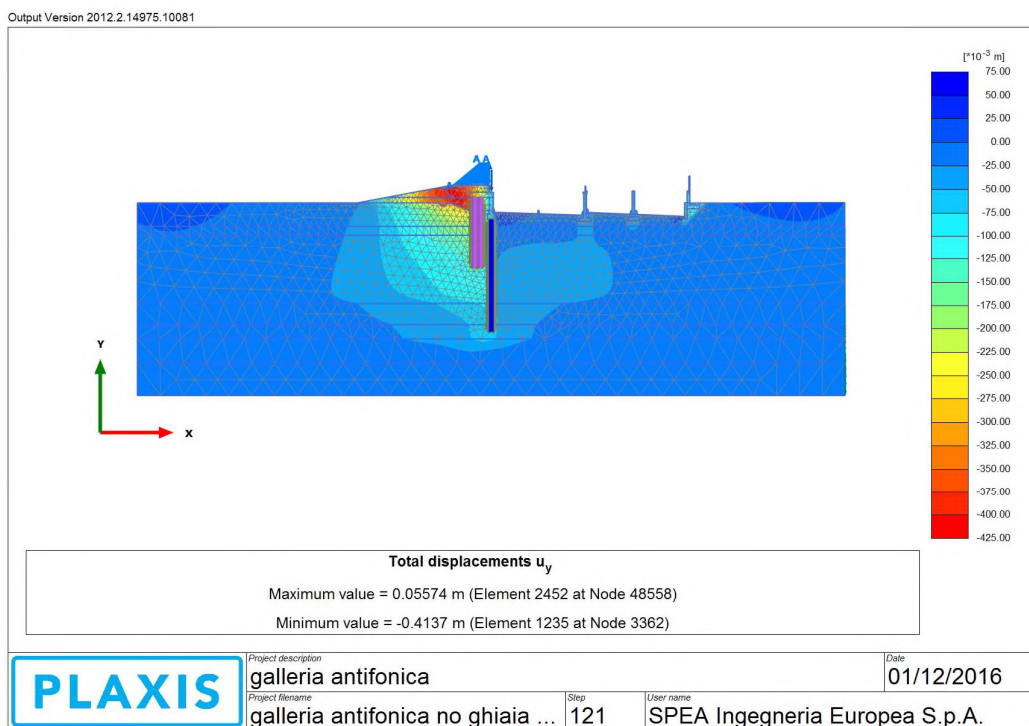


Figura 9.15: Cedimenti verticali a fine costruzione con materiale alleggerito

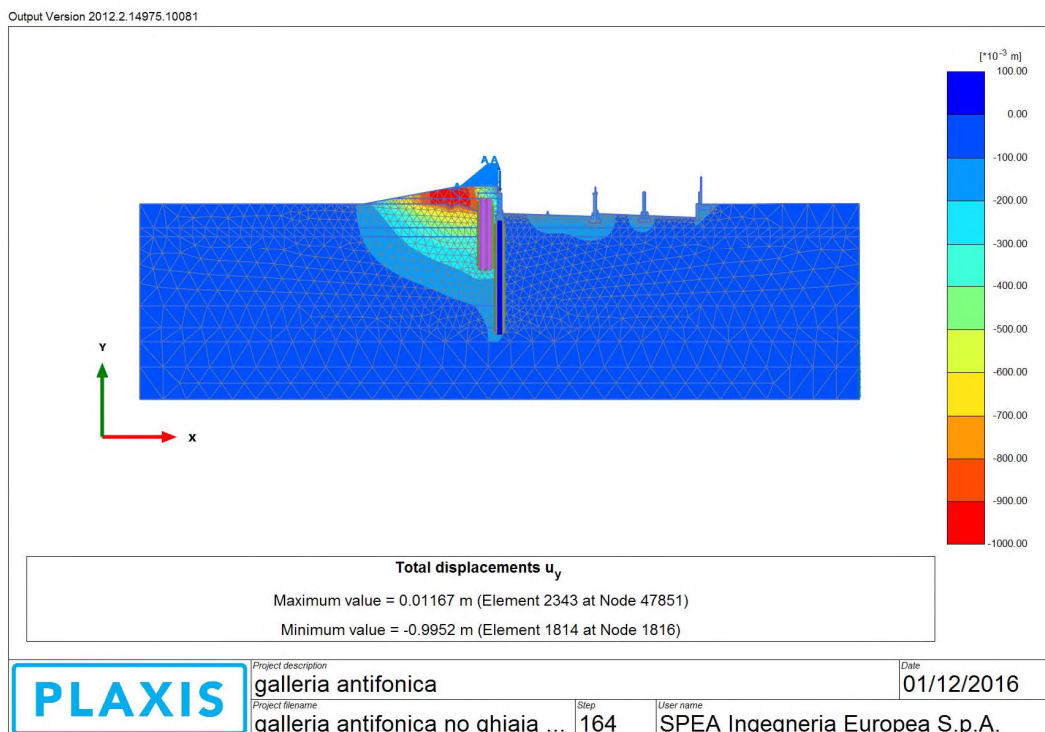


Figura 9.16: Cedimenti verticali dopo 10 anni con materiale alleggerito

Output Version 2012.2.14975.10081

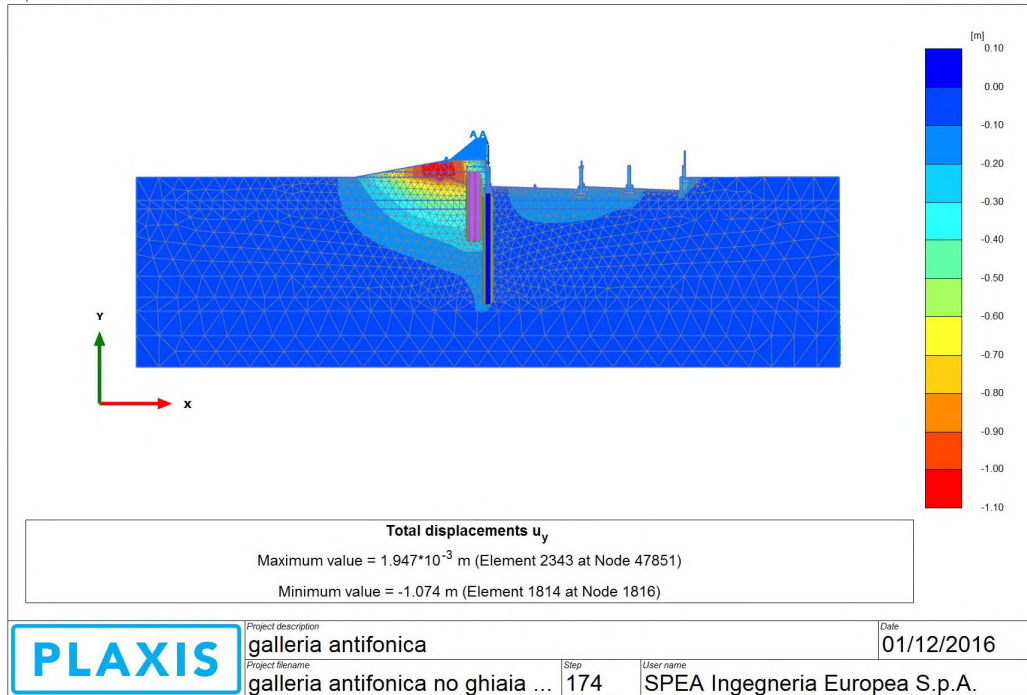


Figura 9.17: Cedimenti verticali dopo 20 anni con materiale alleggerito



Output Version 2012.2.14975.10081

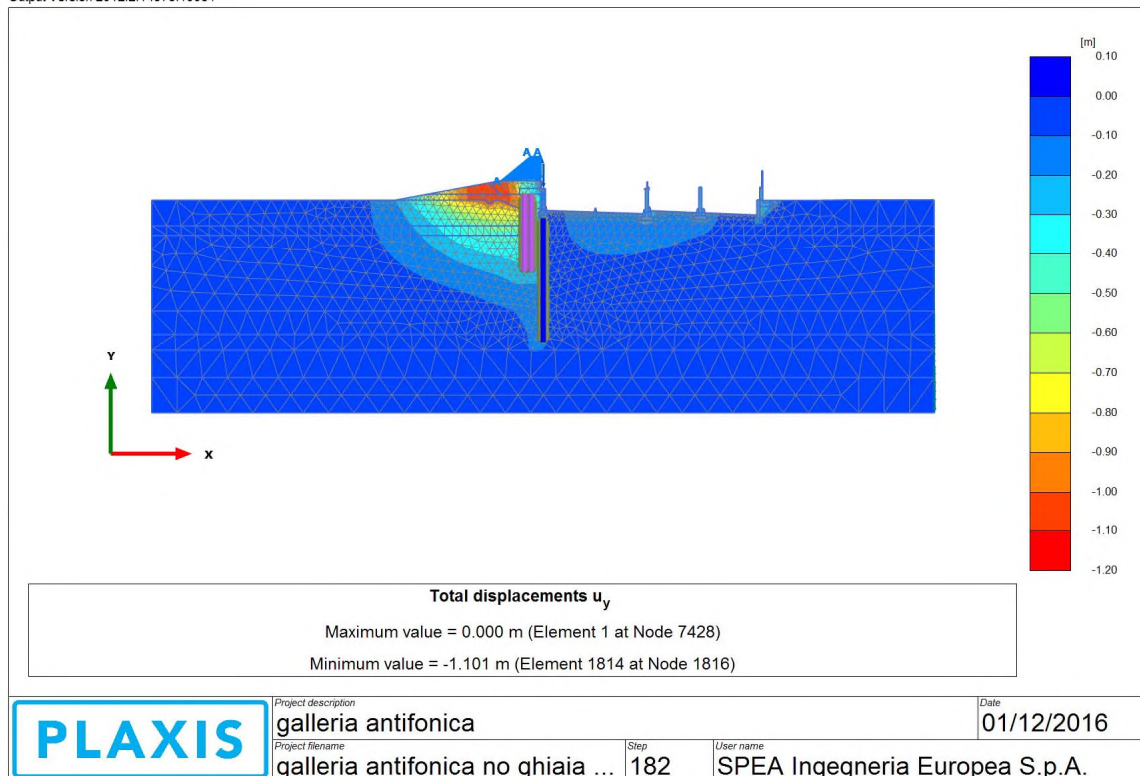


Figura 9.18: Cedimenti verticali dopo 50 anni con materiale alleggerito

Output Version 2012.2.14975.10081

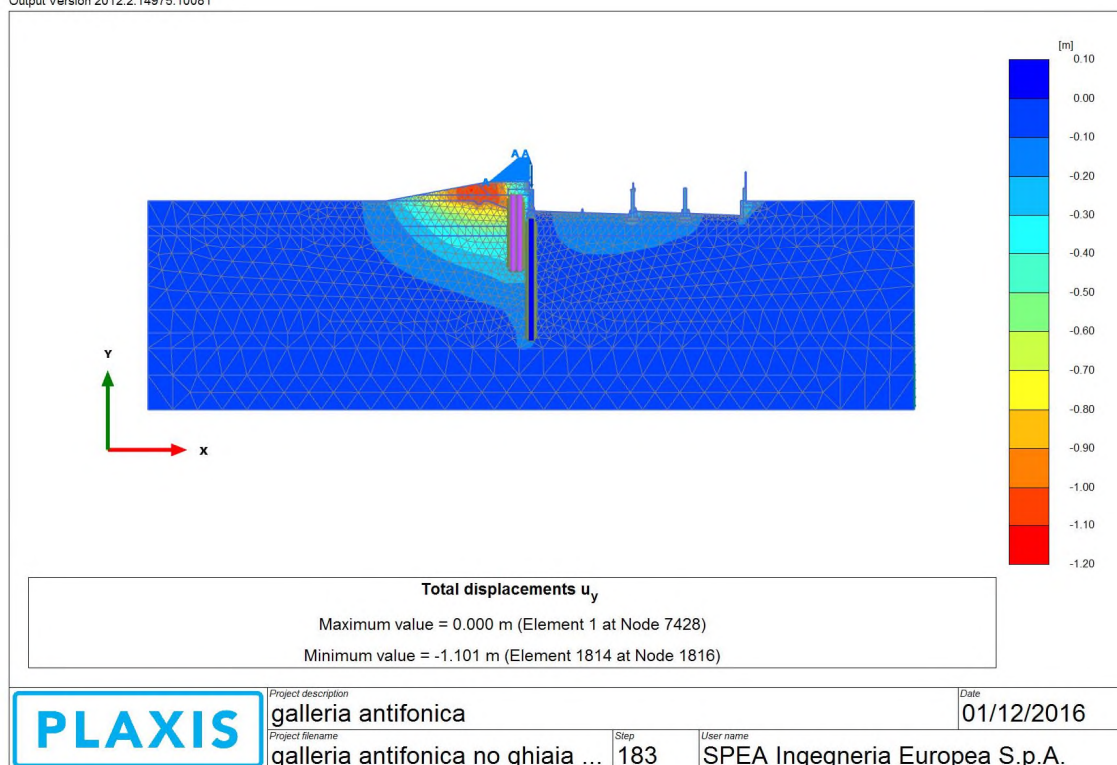


Figura 9.19: Cedimenti verticali a fine consolidazione con materiale alleggerito

Output Version 2012.2.14975.10081

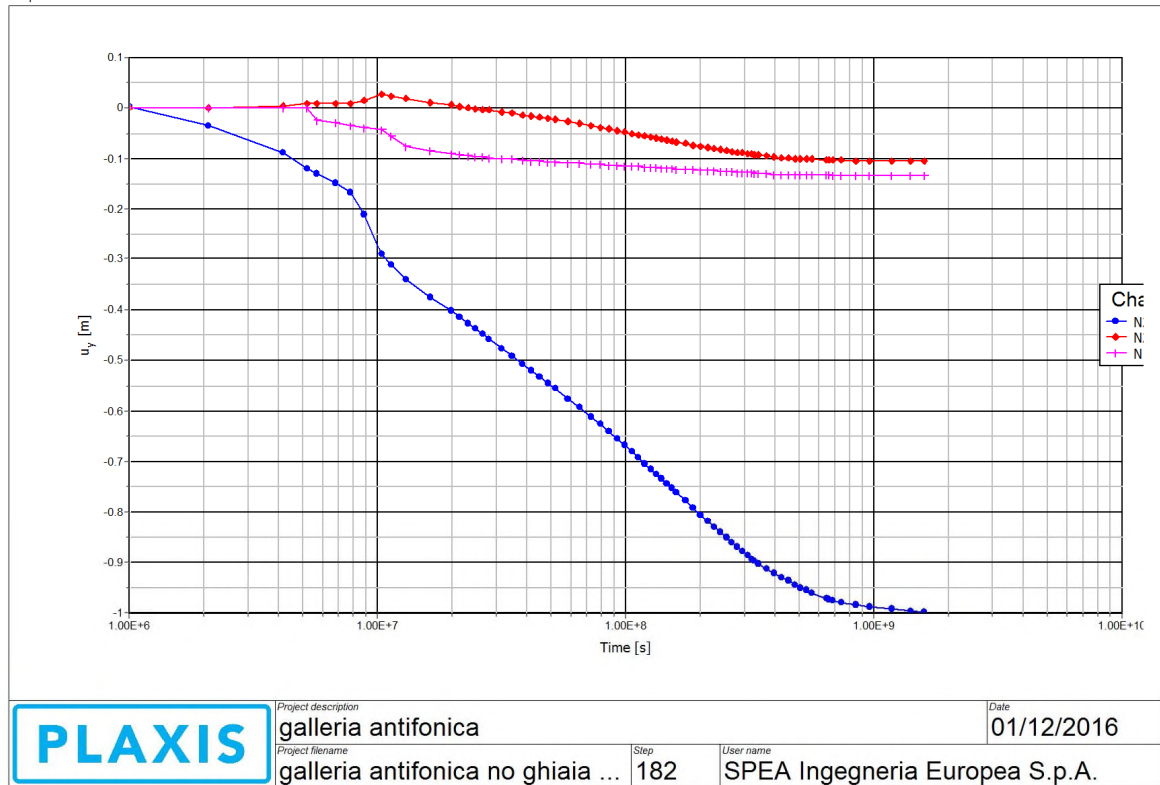


Figura 9.20: Cedimenti - andamento nel tempo con materiale alleggerito

### 9.3 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE - SEZIONE 2

Nelle seguenti Figure sono illustrate le fondazioni utilizzate nei calcoli, con la numerazione dei pali utilizzata.

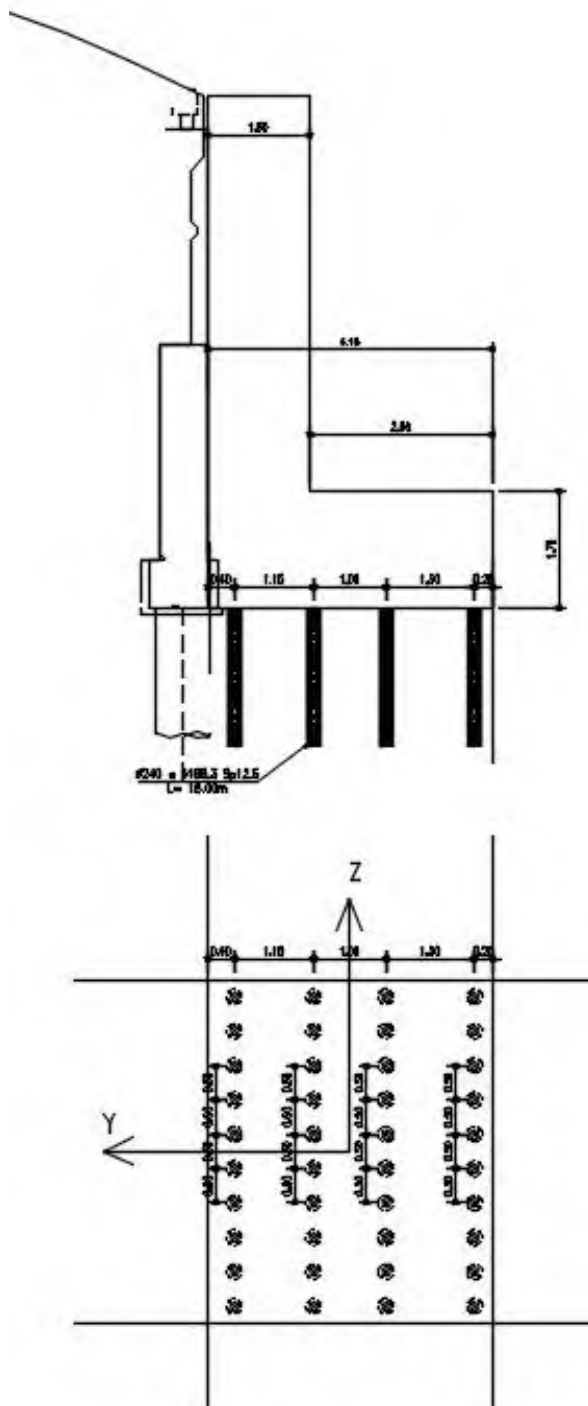


Figura 9-21: Schema Group della palificata - Spalla

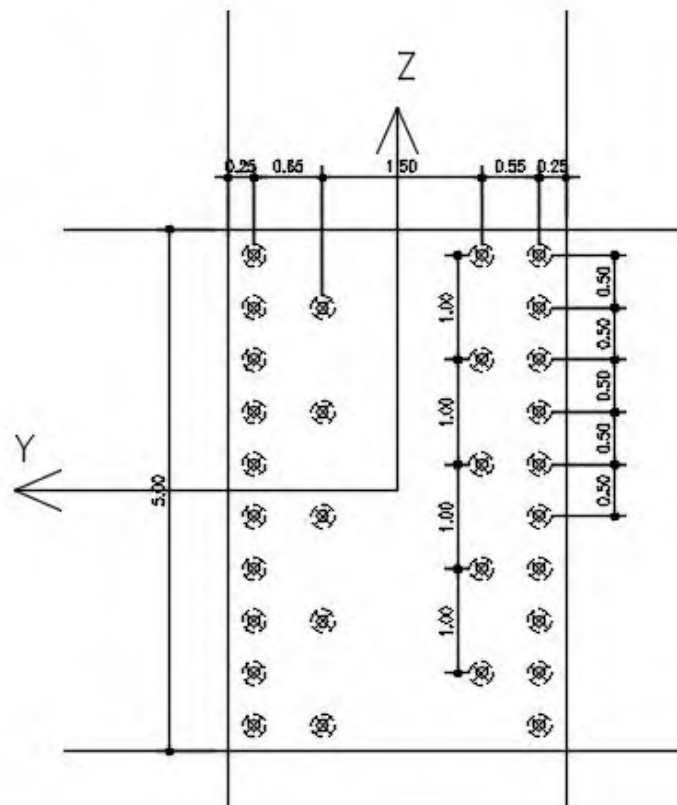
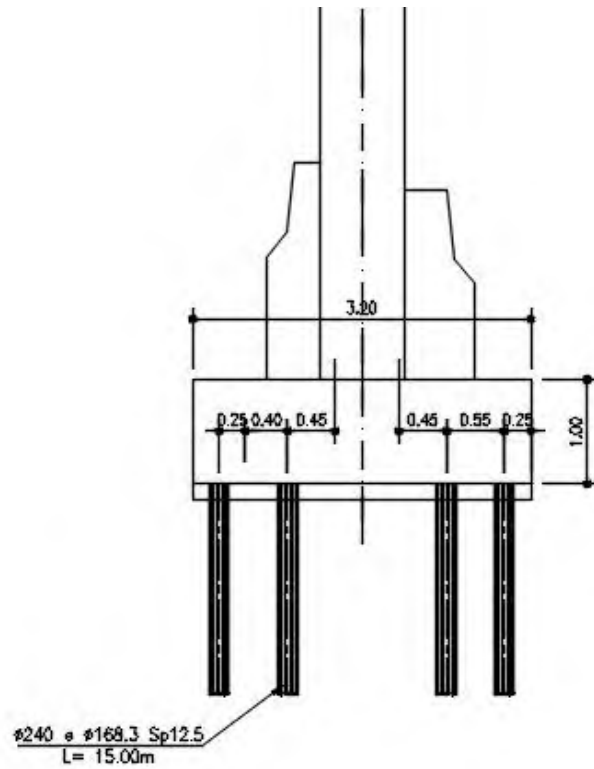


Figura 9-22: Schema Group della palificata - Pila



### 9.3.1 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime agenti sui pali/micropali sono riportati nelle Tabelle seguenti.

	SLU STR	SIS
<b>N<sub>max</sub></b>	249	313
<b>N<sub>min</sub></b>	217	-23
<b>M<sub>max</sub></b>	2	28
<b>T<sub>max</sub></b>	8	47

Tabella 9-6: Sollecitazioni massime agenti sui micropali di fondazione della spalla

	SLU STR	SIS
<b>N<sub>max</sub></b>	210	278
<b>N<sub>min</sub></b>	210	-2
<b>M<sub>max</sub></b>	1	33
<b>T<sub>max</sub></b>	1	53

Tabella 9-7: Sollecitazioni massime agenti sui micropali di fondazione della pila

### 9.3.2 Verifiche strutturali del micropalo

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO

Materiale			Azioni di calcolo		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	$n_s$ kN/m	249.0	210.0	313.0	-23.0	278
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Mo}$	1.05 -	Taglio	$v_s$ kN/m	8.0	1.0	47.0	47.0	53
Tensione di snervamento	$f_{yk}$	355 MPa	Momento	$m_s$ kNm/m	2.0	1.0	28.0	28.0	33
Tensione di calcolo	$f_{yd}$	338 MPa	Combinazioni di carico		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	$\gamma$ -	1	1	1	1	1
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	$i$ m	1	1	1	1	1
Spessore ( $s \leq 40$ mm)	s	12.5 mm	Azioni di progetto		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Diametro interno	d	143.3 mm	Azione assiale	$N_{sd}$ kN	249	210	313	-23	278
Momento d'inerzia	I	1.87E-05 m <sup>4</sup>	Taglio	$V_{sd}$ kN	8	1	47	47	53
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m <sup>2</sup>	Momento	$M_{sd}$ kNm	2	1	28	28	33
Modulo resistente a flessione	$W_{pl}$	3.04E-04 m <sup>3</sup>	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.90E-03 m <sup>2</sup>		$\rho$ -	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	6.12E-03 m <sup>2</sup>		$n$ -	0.120	0.102	0.151	-0.011	0.134
$A^*_v/A$	$a_v$	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m	101	102	100	103	101
Azioni resistenti elementari			Verifiche		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2069 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	760 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	103 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

### 9.4 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE - SEZIONE 3

Nelle seguenti Figure sono illustrate le fondazioni utilizzate nei calcoli, con la numerazione dei pali utilizzata.

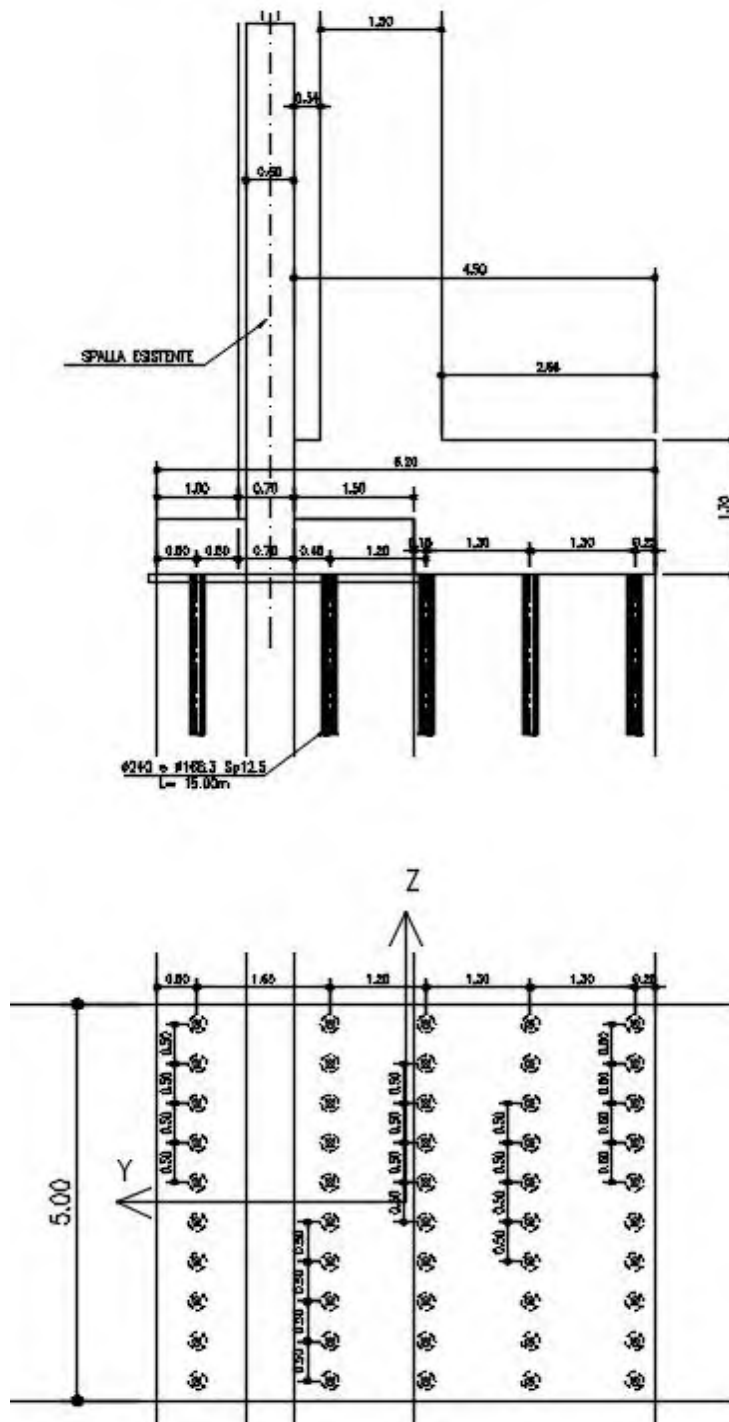


Figura 9-23: Schema Group della palificata - Spalla

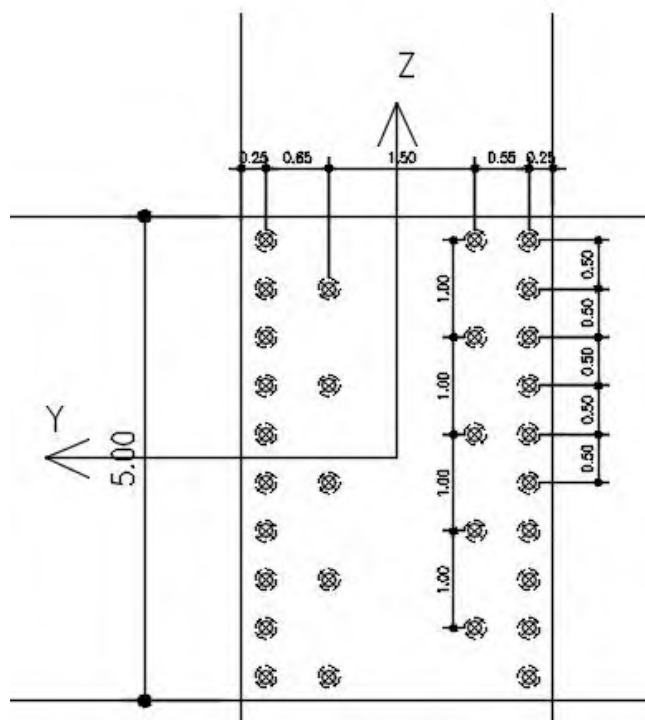
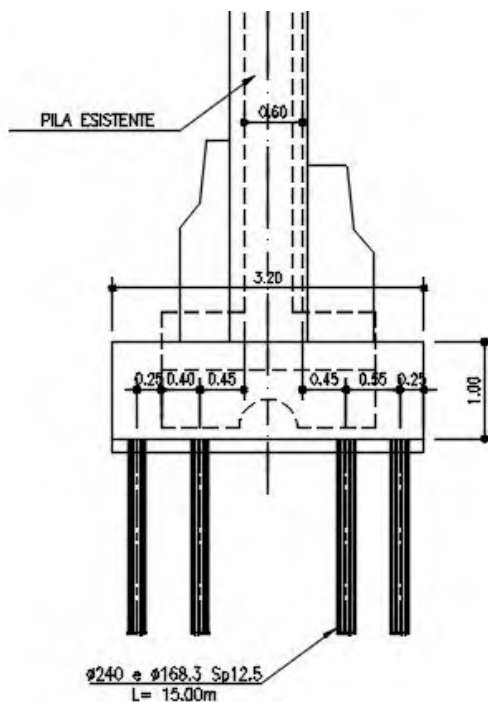


Figura 9-24: Schema Group della palificata - Pila

### 9.4.1 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime agenti sui pali/micropali sono riportati nelle Tabelle seguenti.

	SLU STR	SIS
<b>N<sub>max</sub></b>	213	236
<b>N<sub>min</sub></b>	159	10
<b>M<sub>max</sub></b>	1	22
<b>T<sub>max</sub></b>	6	40

Tabella 9-8: Sollecitazioni massime agenti sui micropali di fondazione della spalla

	SLU STR	SIS
<b>N<sub>max</sub></b>	210	278
<b>N<sub>min</sub></b>	210	-2
<b>M<sub>max</sub></b>	1	33
<b>T<sub>max</sub></b>	1	53

Tabella 9-9: Sollecitazioni massime agenti sui micropali di fondazione della pila

### 9.4.2 Verifiche strutturali del micropalo

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO

Materiale			Azioni di calcolo		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	$n_s$ kN/m	213.0	210.0	236.0	-2.0	278
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Mo}$	1.05 -	Taglio	$v_s$ kN/m	6.0	1.0	40.0	53.0	53
Tensione di snervamento	$f_{yk}$	355 MPa	Momento	$m_s$ kNm/m	1.0	1.0	22.0	33.0	33
Tensione di calcolo	$f_{yd}$	338 MPa	Combinazioni di carico		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	$\gamma$ -	1	1	1	1	1
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	$i$ m	1	1	1	1	1
Spessore ( $s \leq 40$ mm)	s	12.5 mm	Azioni di progetto		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Diametro interno	d	143.3 mm	Azione assiale	$N_{sd}$ kN	213	210	236	-2	278
Momento d'inerzia	I	1.87E-05 m <sup>4</sup>	Taglio	$V_{sd}$ kN	6	1	40	53	53
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m <sup>2</sup>	Momento	$M_{sd}$ kNm	1	1	22	33	33
Modulo resistente a flessione	$W_{pl}$	3.04E-04 m <sup>3</sup>	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.90E-03 m <sup>2</sup>		$\rho$ -	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	6.12E-03 m <sup>2</sup>		$n$ -	0.103	0.102	0.114	-0.001	0.134
	$A^*_v/A$	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m	101	102	101	103	101
Azioni resistenti elementari			Verifiche		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2069 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	760 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	103 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

### 9.5 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE - SEZIONE 4

Nelle seguenti Figure sono illustrate le fondazioni utilizzate nei calcoli, con la numerazione dei pali utilizzata.

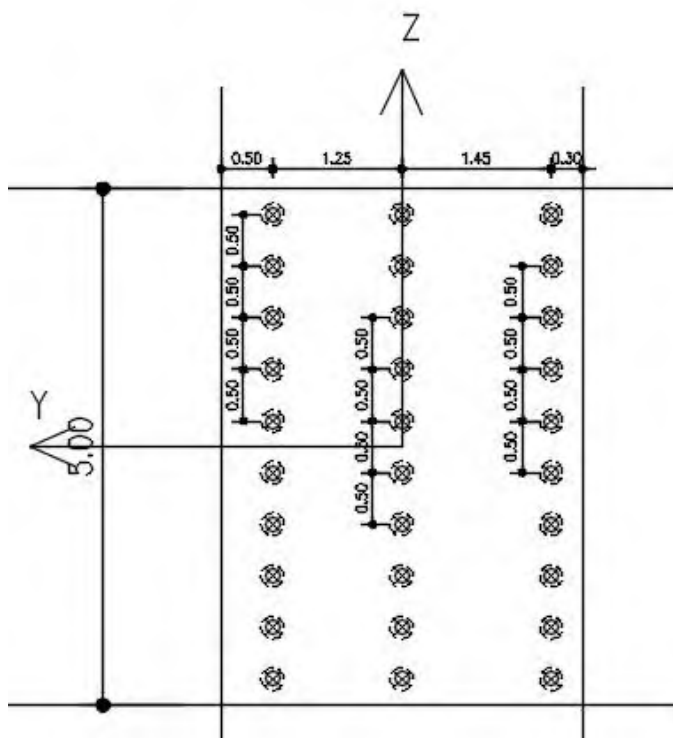
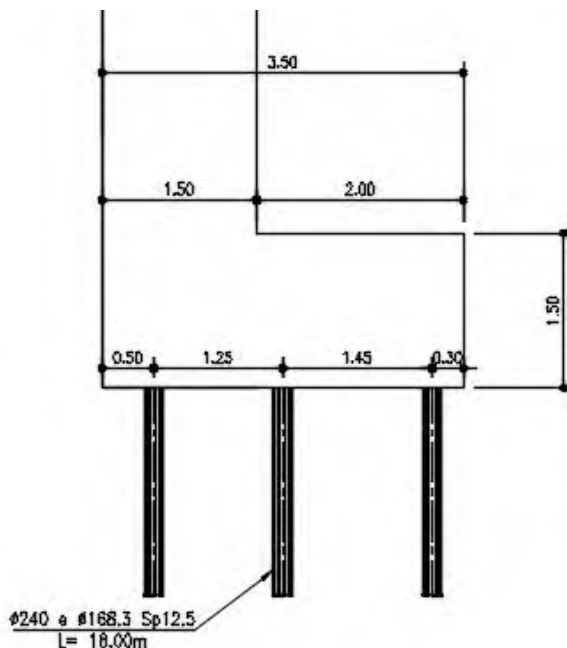


Figura 9-25: Schema Group della palificata - Spalla

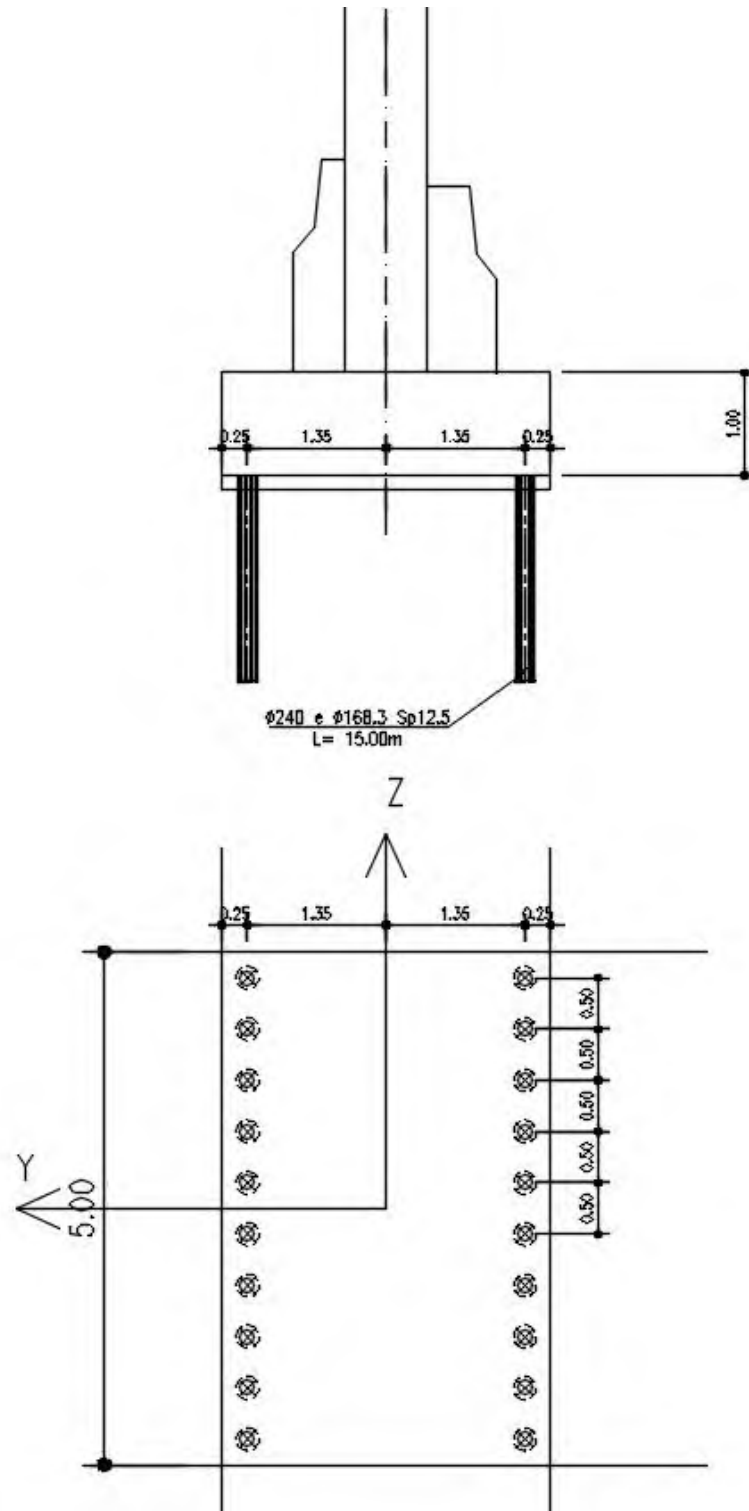


Figura 9-26: Schema Group della palificata - Pila

### 9.5.1 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime agenti sui pali/micropali sono riportati nelle Tabelle seguenti.

	SLU STR	SIS
$N_{max}$	197	283
$N_{min}$	189	-14
$M_{max}$	3	17
$T_{max}$	10	33

Tabella 9-10: Sollecitazioni massime agenti sui micropali di fondazione della spalla

	SLU STR	SIS
$N_{max}$	142	229
$N_{min}$	142	-26
$M_{max}$	1	12
$T_{max}$	1	22

Tabella 9-11: Sollecitazioni massime agenti sui micropali di fondazione della pila

### 9.5.2 Verifiche strutturali del micropalo

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO

Materiale			Azioni di calcolo		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	$n_s$ kN/m	197.0	142.0	283.0	-26.0	229
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Mo}$	1.05 -	Taglio	$v_s$ kN/m	10.0	1.0	33.0	22.0	22
Tensione di snervamento	$f_{yk}$	355 MPa	Momento	$m_s$ kNm/m	3.0	1.0	17.0	12.0	12
Tensione di calcolo	$f_{yd}$	338 MPa	Combinazioni di carico		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	$\gamma$ -	1	1	1	1	1
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	$i$ m	1	1	1	1	1
Spessore ( $s \leq 40$ mm)	s	12.5 mm	Azioni di progetto		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Diametro interno	d	143.3 mm	Azione assiale	$N_{sd}$ kN	197	142	283	-26	229
Momento d'inerzia	I	1.87E-05 m <sup>4</sup>	Taglio	$V_{sd}$ kN	10	1	33	22	22
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m <sup>2</sup>	Momento	$M_{sd}$ kNm	3	1	17	12	12
Modulo resistente a flessione	$W_{pl}$	3.04E-04 m <sup>3</sup>	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.90E-03 m <sup>2</sup>		$\rho$ -	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	6.12E-03 m <sup>2</sup>		$n$ -	0.095	0.069	0.137	-0.013	0.111
$A^*_v/A$	$a_v$	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m	102	102	100	103	101
Azioni resistenti elementari			Verifiche		STR	STR	SIS	SIS	SIS
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2069 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	760 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	103 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.





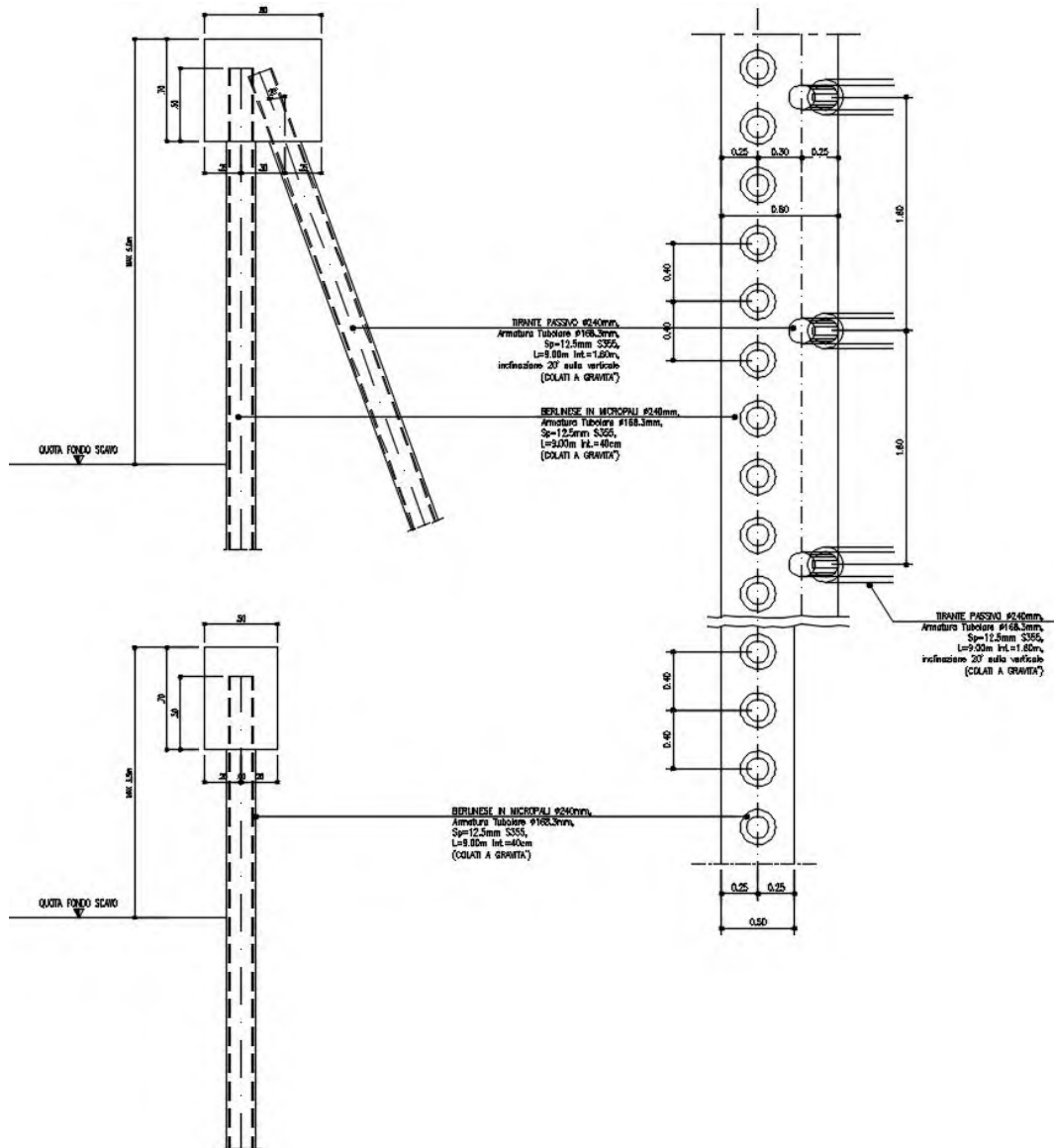


Figura 10-1: Sezione tipo A (galleria fonica)

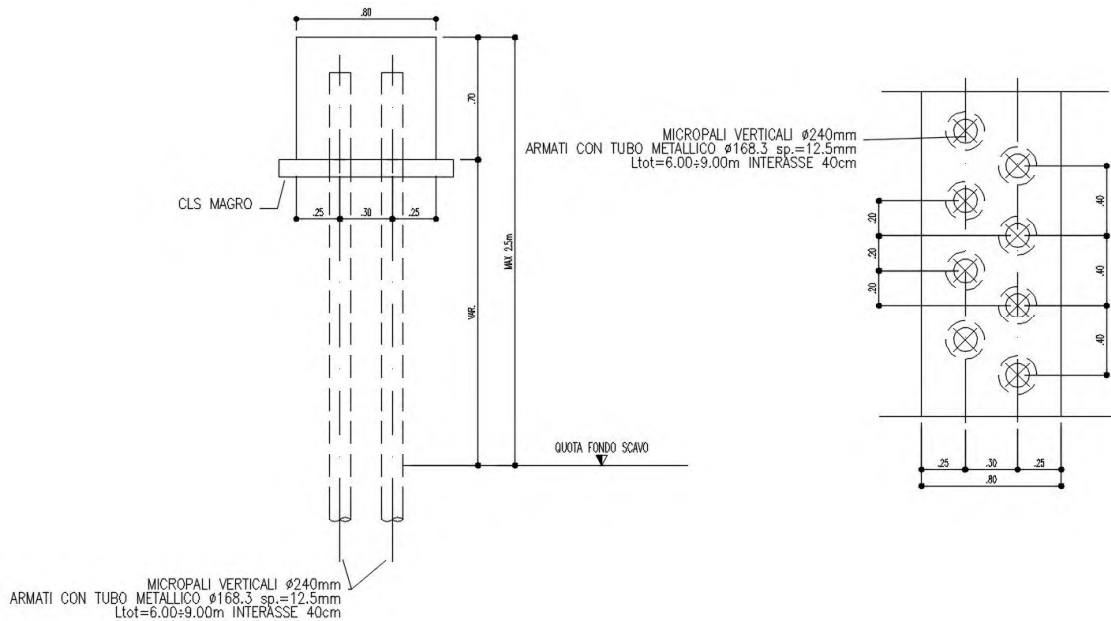


Figura 10-2: Sezione tipo B (Cavalcavia Ferroviario)

## 10.1 FASI ESECUTIVE

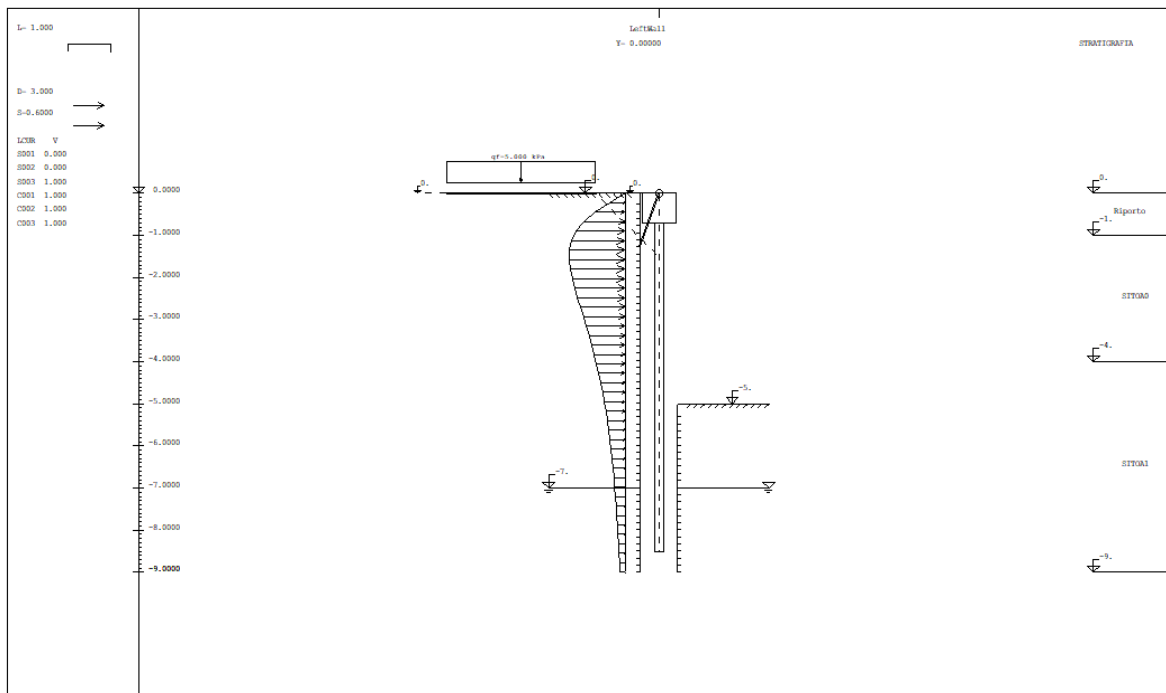
Sono previste le seguenti fasi esecutive, cui corrispondono altrettante fasi di calcolo per il progetto:

- Fase 1: Realizzazione dei micropali dei cavalletti e della trave di coronamento. Nei calcoli questa fase è fatta coincidere con la condizione iniziale geostatica
- Fase 2: inserimento sovraccarico stradale (5kPa) o ferroviario (50kPa)
- Fase 3: scavo a -3.00/5.00 m dal p.c

## 10.2 VERIFICHE ESEGUITE E RISULTATI SALIENTI PER IL TIPO A

### 10.2.1 Verifiche SLU – GEO

Le verifiche della berlinese sono state eseguite con il programma Paratie ver. 6.2, con riferimento alle diverse fasi esecutive elencate nel paragrafo precedente



La convergenza del calcolo numerico per ciascuna di esse assicura l'equilibrio dell'opera, anche in presenza di parametri di resistenza al taglio dei terreni fattorizzati e/o di carichi esterni amplificati (sovraccarico stradale).

In particolare, con riferimento alla combinazione di coefficienti (A2+M2+R1), a scavo ultimato, il rapporto tra la spinta passiva disponibile a valle della berlinese e la spinta mobilitata è maggiore dell'unità (valore minimo accettabile da normativa). Infatti, risulta

FASE	3	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
		SPINTA EFFICACE VERA	286.64	244.55
		SPINTA ACQUA	20.000	20.000
		SPINTA TOTALE VERA	306.64	264.55
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	282.41	51.348
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2302.6	389.14
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	8.0331	1.5912
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	12. %	63. %
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	1.0150	4.7627

Si fa osservare che tali valori di spinta sono raggiunti mobilitando nei tiranti sforzi pienamente compatibili con le relative resistenze ultime di tipo geotecnico e strutturale (si vedano i paragrafi successivi), pertanto possono essere considerati realistici.

### 10.2.2 Verifica allo sfilamento dei Cavalletti

Secondo quanto stabilito dalle NTC 2018, la verifica allo sfilamento di un tirante si considera soddisfatta se, indicate con  $P_d$  l'azione di progetto e con  $R_{ad}$  la resistenza di progetto, risulta:

$$P_d \leq R_{ad}$$

La Resistenza di Calcolo  $R_{ac}$  è stata valutata con il metodo proposto da *Bustamante e Doix* (1985), già illustrato nel paragrafo 6.1.2.1:

$$R_{a,c} = \pi \cdot \alpha \cdot d \cdot L_s \cdot q_s$$

Assumendo:

- $\alpha = 1$ ;
- $d = 0,240$  m;
- $q_s = 60$  kPa (valore da verificare con apposita campagna prova).

Si è ottenuto, considerata la lunghezza dei bulbi di 7.5m:

$$R_{ac,1} = p \cdot d \cdot a \cdot q_s \cdot L_s = 325 \text{ kN} \quad \text{à} \quad R_{ak,1} = R_{ac,1} / j_{a3} = 325 / 1.65 = 197 \text{ kN} \quad \text{à} \quad R_{ad} = R_{ak} / 1.1 = 179 \text{ kN}.$$

Ribadendo che, ai sensi delle NTC 2018, la conferma delle resistenze assunte in progetto attraverso prove di sfilamento in sito è sempre necessaria, in Tabella 10-2 sono riportati, unitamente ai valori di  $P_d$  forniti dal programma Paratie Plus per le diverse fasi di scavo, i risultati delle verifiche eseguite per ciascun livello di ancoraggio.

Come si può notare, per tutte le fasi di scavo, dette verifiche hanno avuto esito positivo.

Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Ratio GEO
Attivazione Cavalletto	0	179	0
Fine scavo	$80.95 \times 1.6 = 129.5$	179	0.723

**Tabella 10-2: Verifiche allo sfilamento dei tiranti (A1+M1+R3)**

### 10.2.3 Verifiche SLU - STR

Le verifiche di tipo strutturale per i micropali della berlinese e per i tiranti sono svolte considerando la combinazione A1+M1+R1, pertanto le azioni o gli effetti delle azioni sono amplificati, mentre le resistenze sono considerate con i loro valori caratteristici.

#### 10.2.3.1 Verifica della resistenza strutturale della paratia

In Tabella 10-3 è riportata la descrizione della paratia di micropali in progetto con l'indicazione dell'area e dell'inerzia della parete equivalente considerata nei calcoli.

	Materiale calcestruzzo: C25/30	Materiale acciaio: S355
	Tipo sezione: Tangent	Sezione: CHS168.3*10
	Spaziatura: 0.4 m	Tipo sezione: O
	Diametro: 0.24 m	Spaziatura: 0.4 m
	Efficacia: 1	Spessore: 0.0125 m
		Diametro: 0.1683 m
	Area equivalente:	0.015296 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente:	0.0001868 m <sup>4</sup> /m	

**Tabella 10-3: Descrizione della berlinese**

Nelle Figura 10-3 e Figura 10-4 sono riportati i diagrammi di involuppo lungo la paratia, rispettivamente del momento flettente e del taglio di progetto, forniti dal programma Paratie Plus.

Sono evidenziati i seguenti valori massimi:

- $M_{Ed} = 72.68 \text{ kNm/m}$
- $V_{Ed} = 39.89 \text{ kN/m}$

da cui, considerato l'interasse di 0,4 m fra i micropali si ottengono i seguenti valori massimi per micropalo:

- $M_{Ed} = 29.07 \text{ kNm}$
- $V_{Ed} = 15.96 \text{ kN}$

I valori del momento resistente e del taglio resistente sono ottenuti come segue.

Si assume che la sezione dell'armatura dei micropali sia di classe 1 (Tabella 4.2.III NTC 2018):

$$D/t \leq 50 \times e^2$$

con:

D = diametro del tubo (0,1683 m)

t = spessore del tubo (0,0125 m)

$$e = \sqrt{(235\text{MPa}/f_y)}$$

$f_y$  = tensione di snervamento dell'acciaio (355 MPa).

Con tale premessa, si definiscono "momento plastico per sola flessione", e "taglio plastico" rispettivamente le seguenti quantità:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times (f_y / g_{Mo})$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y/\sqrt{3}) \times (1/g_{Mo})$$

dove:

$$W_{pl} = \text{modulo di resistenza plastico} = 4/3 (R^3 - r^3)$$

R = raggio esterno del tubo

r = raggio interno del tubo = D/2-t

$f_y$  = tensione di snervamento (355 MPa nel caso in esame)

$g_{Mo}$  = coefficiente di sicurezza sul materiale = 1.05

$$A_v = 2A_{\text{tubo}}/\pi$$

$A_{\text{tubo}}$  = area della sezione trasversale del tubo =  $6.118 \times 10^{-3} \text{ m}^2$

Si ottiene:

$$M_{pl,Rd} = 102.8 \text{ kNm} \gg M_{Ed}$$

$$V_{pl,Rd} = 760.3 \text{ kN} \gg V_{Ed}$$

Le verifiche sono pertanto ampiamente soddisfatte.

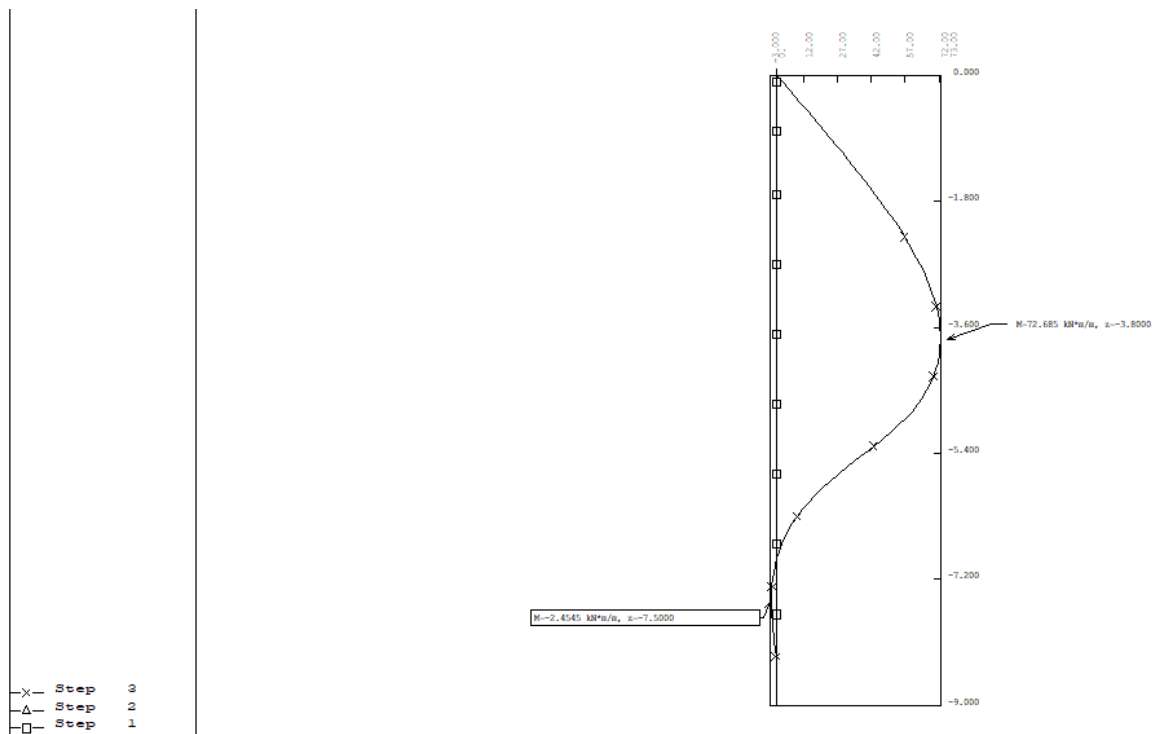


Figura 10-3: Diagramma di involucro del momento flettente

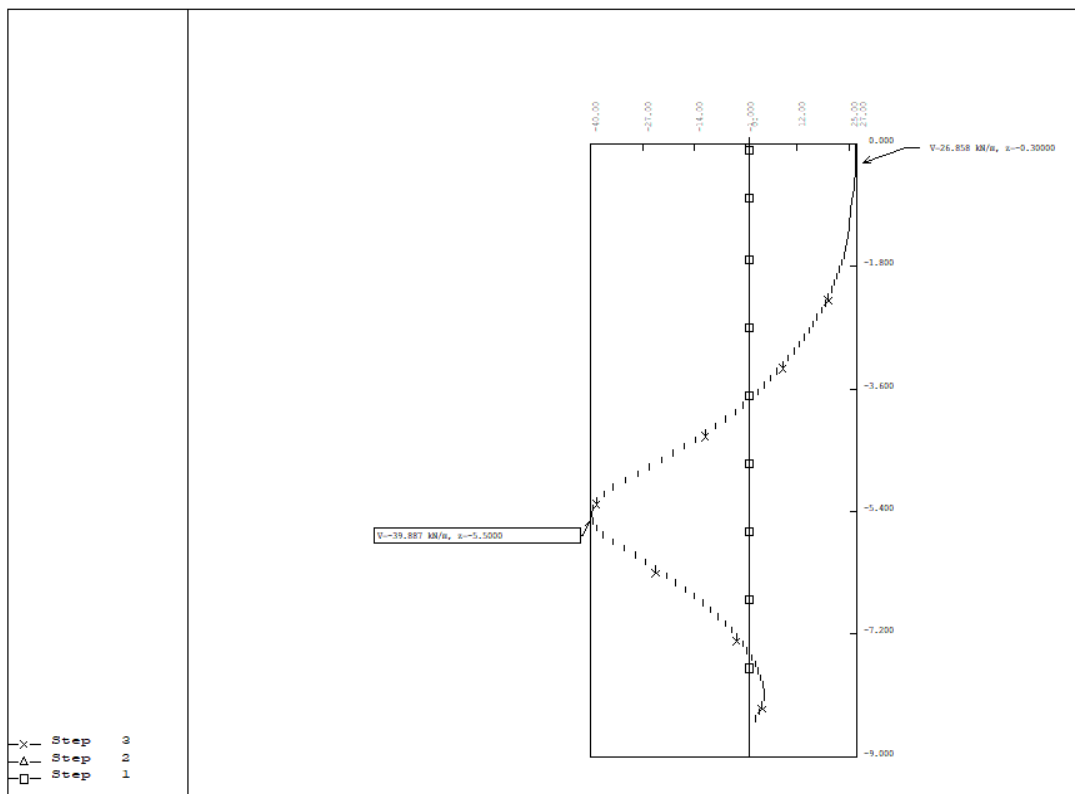


Figura 10-4: Diagramma di involucro del taglio

### 10.2.3.2 Verifica della resistenza degli ancoraggi

I valori del tiro di progetto per gli ancoraggi del primo e del secondo ordine, nelle diverse fasi di scavo, sono riportati nella già citata Tabella 10-2 .

Il valore massimo è pari a 129.5kN

Per il micropali in acciaio la resistenza caratteristica al limite di snervamento coincide con la tensione caratteristica all'1% di deformazione totale:

$$f_{p(1)k} = 1080 \text{ N/mm}^2$$

per cui si ottiene:

$$\bullet \quad N_{t,Rd} = A_{\text{micropalo}} \cdot f_{p(1)k} / \gamma_M = 6118 \cdot 1080 / 1 = 6608 \text{ kN};$$

Le verifiche strutturali per gli ancoraggi sono dunque ampiamente soddisfatte.

### 10.2.4 Verifiche SLE

In Figura 10-5 è riportato il diagramma di involucro degli spostamenti valutati per la berlinese in progetto, nelle diverse fasi di scavo, attraverso il programma Paratie 6.2.

Il diagramma fa riferimento ovviamente a condizioni di esercizio, cioè è stato ottenuto ponendo pari all'unità tutti i coefficienti di sicurezza parziali.

Lo spostamento massimo atteso è pari a circa 22 mm, dunque accettabile.

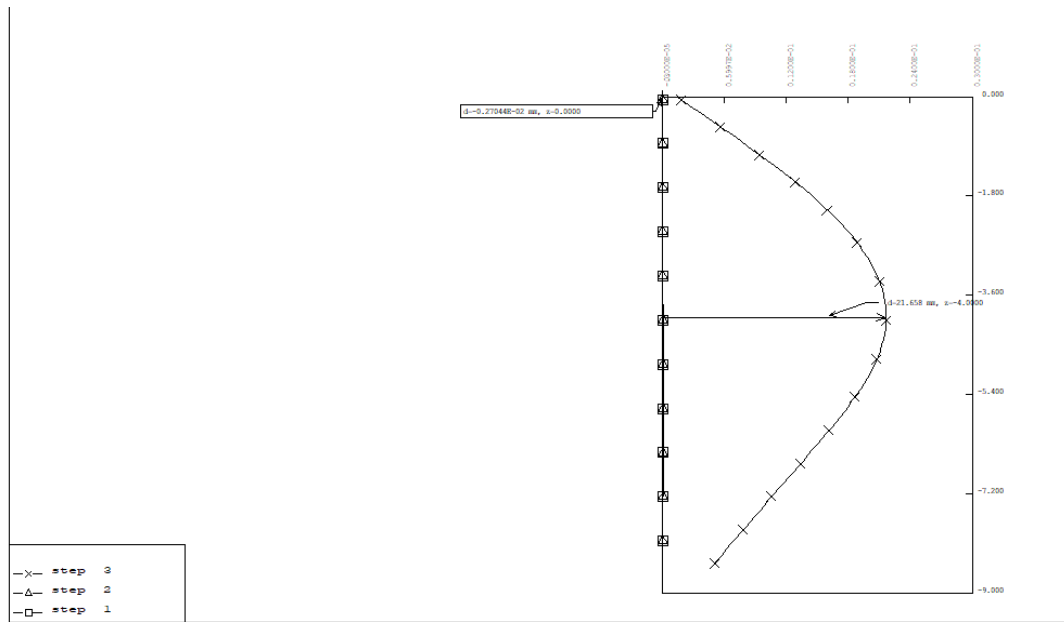


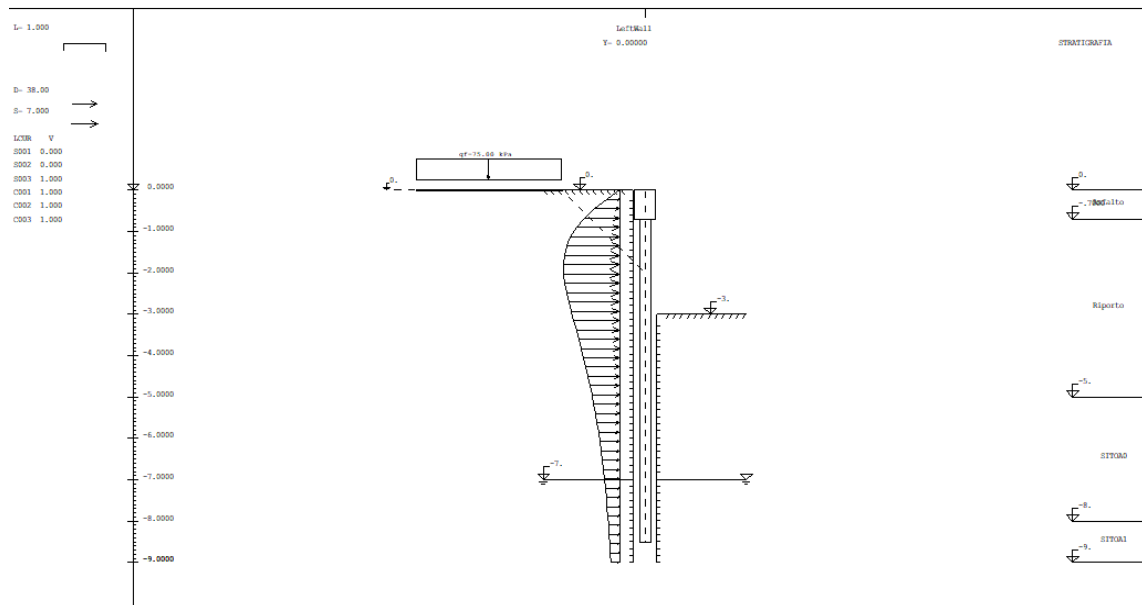
Figura 10-5: Diagramma degli spostamenti



### 10.3 VERIFICHE ESEGUITE E RISULTATI SALIENTI PER IL TIPO B

#### 10.3.1 Verifiche SLU – GEO

Le verifiche della berlinese sono state eseguite con il programma Paratie ver. 6.2, con riferimento alle diverse fasi esecutive elencate nel paragrafo precedente



La convergenza del calcolo numerico per ciascuna di esse assicura l'equilibrio dell'opera, anche in presenza di parametri di resistenza al taglio dei terreni fattorizzati e/o di carichi esterni amplificati (sovraccarico stradale).

In particolare, con riferimento alla combinazione di coefficienti (A2+M2+R1), a scavo ultimato, il rapporto tra la spinta passiva disponibile a valle della berlinese e la spinta mobilitata è maggiore dell'unità (valore minimo accettabile da normativa). Infatti, risulta:

FASE	3	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
SPINTA EFFICACE VERA			345.89	345.89
SPINTA ACQUA			20.000	20.000
SPINTA TOTALE VERA			365.89	365.89
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)			295.36	105.89
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)			2172.8	923.21
RAPPORTO PASSIVA/VERA			6.2816	2.6691
SPINTA PASSIVA MOBILITATA			16. %	37. %
RAPPORTO VERA/ATTIVA			1.1711	3.2667

Si fa osservare che tali valori di spinta sono raggiunti mobilitando nei tiranti sforzi pienamente compatibili con le relative resistenze ultime di tipo geotecnico e strutturale (si vedano i paragrafi successivi), pertanto possono essere considerati realistici.

### 10.3.2 Verifiche SLU - STR

Le verifiche di tipo strutturale per i micropali della berlinese e per i tiranti sono svolte considerando la combinazione A1+M1+R1, pertanto le azioni o gli effetti delle azioni sono amplificati, mentre le resistenze sono considerate con i loro valori caratteristici.

#### 10.3.2.1 Verifica della resistenza strutturale della paratia

In Tabella 10-4 è riportata la descrizione della paratia di micropali in progetto con l'indicazione dell'area e dell'inerzia della parete equivalente considerata nei calcoli.

	Materiale calcestruzzo: C25/30	Materiale acciaio: S355
	Tipo sezione: Tangent	Sezione: CHS168.3*10
	Spaziatura: $0.4/2 = 0.2$ m	Tipo sezione: O
	Diametro: 0.24 m	Spaziatura: 0.2 m
	Efficacia: 1	Spessore: 0.0125 m
		Diametro: 0.1683 m
	Area equivalente:	0.015296 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente:	0.0001868 m <sup>4</sup> /m	

**Tabella 10-4: Descrizione della berlinese**

Nelle Figura 10-6 e Figura 10-7 sono riportati i diagrammi di involuppo lungo la paratia, rispettivamente del momento flettente e del taglio di progetto, forniti dal programma Paratie Plus.

Sono evidenziati i seguenti valori massimi:

- $M_{Ed} = 45.2$  kNm/m
- $V_{Ed} = 20.7$  kN/m

da cui, considerato l'interasse di 0,2 m fra i micropali si ottengono i seguenti valori massimi per micropalo:

- $M_{Ed} = 9.05$  kNm
- $V_{Ed} = 4.13$  kN

I valori del momento resistente e del taglio resistente sono ottenuti come segue.

Si assume che la sezione dell'armatura dei micropali sia di classe 1 (Tabella 4.2.III NTC 2018):

$$D/t \leq 50 \times e^2$$

con:

D = diametro del tubo (0,1683 m)

t = spessore del tubo (0,010 m)

$$e = \sqrt{(235\text{MPa}/f_y)}$$

$f_y$  = tensione di snervamento dell'acciaio (355 MPa).

Con tale premessa, si definiscono "momento plastico per sola flessione", e "taglio plastico" rispettivamente le seguenti quantità:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times (f_y / g_{M0})$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) \times (1/g_{M0})$$

dove:

$$W_{pl} = \text{modulo di resistenza plastico} = 4/3 (R^3 - r^3)$$

R = raggio esterno del tubo

r = raggio interno del tubo = D/2-t

$f_y$  = tensione di snervamento (355 MPa nel caso in esame)

$g_{M0}$  = coefficiente di sicurezza sul materiale = 1.05

$$A_v = 2A_{\text{tubo}}/\pi$$

$A_{\text{tubo}}$  = area della sezione trasversale del tubo =  $6.118 \times 10^{-3} \text{ m}^2$

Si ottiene:

$$M_{pl,Rd} = 102.8 \text{ kNm} \gg M_{Ed}$$

$$V_{pl,Rd} = 760.3 \text{ kN} \gg V_{Ed}$$

Le verifiche sono pertanto ampiamente soddisfatte.

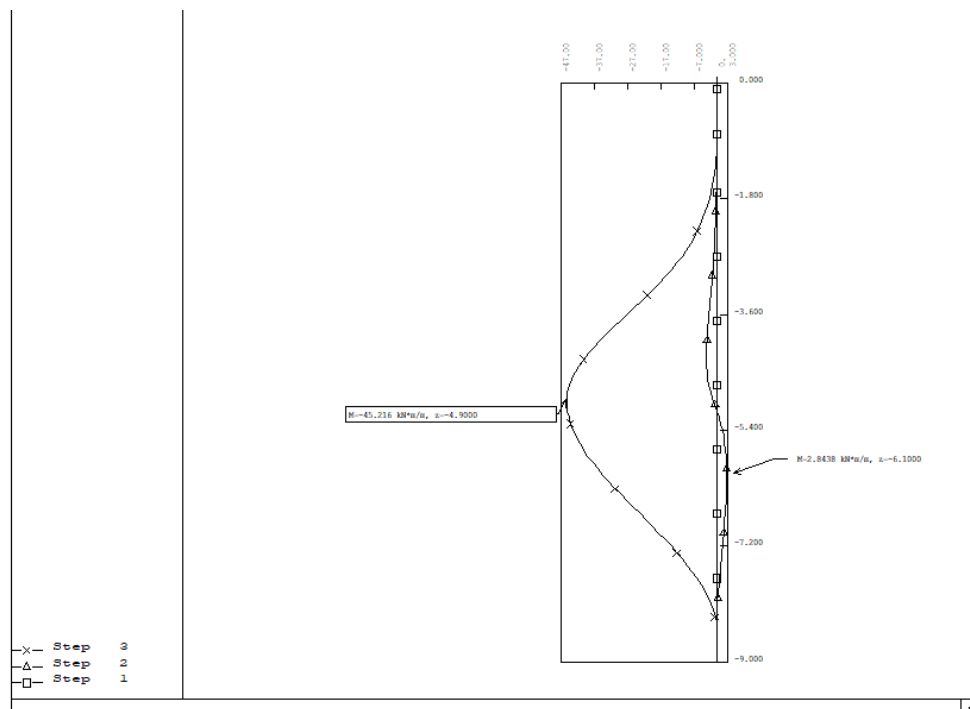


Figura 10-6: Diagramma di involuppo del momento flettente

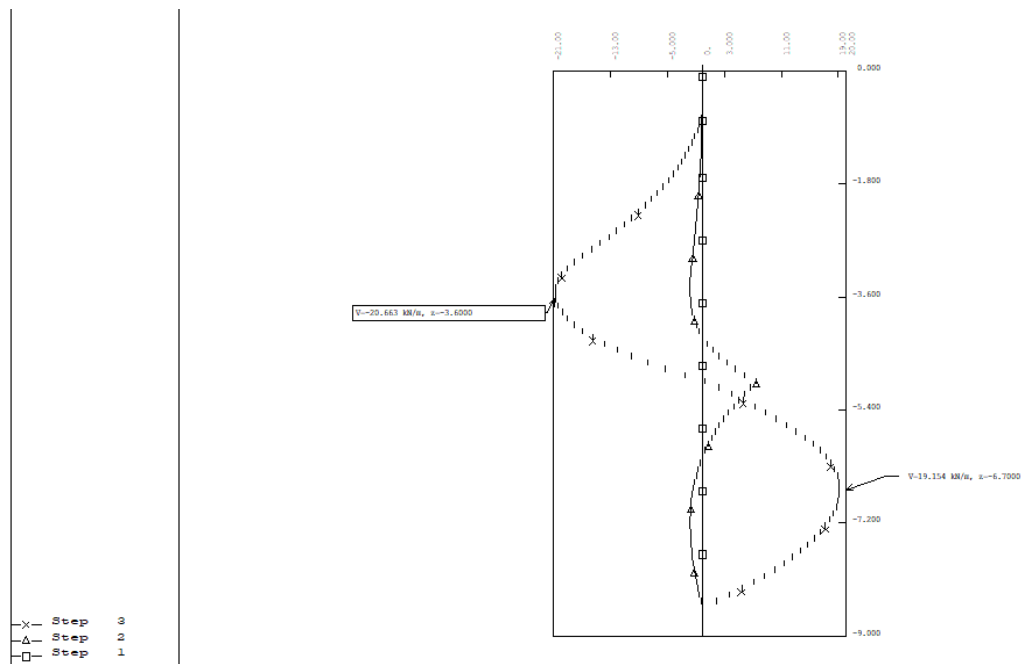


Figura 10-7: Diagramma di involuppo del taglio

**10.3.3 Verifiche SLE**

In Figura 10-8 è riportato il diagramma di involuppo degli spostamenti valutati per la berlinese in progetto, nelle diverse fasi di scavo, attraverso il programma Paratie Plus.

Il diagramma fa riferimento ovviamente a condizioni di esercizio, cioè è stato ottenuto ponendo pari all'unità tutti i coefficienti di sicurezza parziali.

Lo spostamento massimo atteso è pari a circa 22 mm, dunque accettabile.

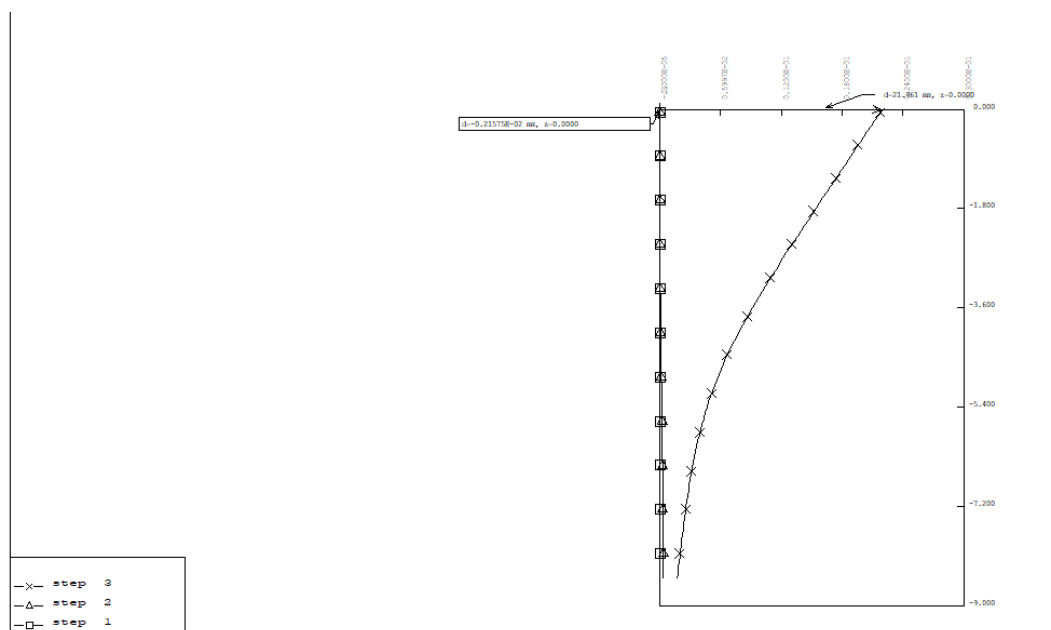


Figura 10-8: Diagramma degli spostamenti