

SPEA Engineering

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto Monselice Padova

PROGETTO DEFINITIVO

PORTALI DI SEGNALETICA

Relazione di Calcolo delle Fondazioni



Indice

1. PREMESSA.....	4
2. SOFTWARE DI CALCOLO	6
3. NORMATIVA.....	6
4. MATERIALI.....	6
5. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA.....	7
5.1 PORTALI MONOPALO	7
5.2 PORTALI A BANDIERA.....	8
5.3 PORTALI PMV	11
6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE.....	13
7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE	16
7.1 PREMESSA.....	16
7.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	16
7.3 METODI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	18
7.3.1 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	18
7.3.2 Calcolo dei cedimenti verticali.....	18
7.3.3 Calcolo dei cedimenti rotazionali.....	19
7.3.4 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	20
7.3.5 Statica.....	20
7.3.6 Sismica.....	21
7.3.7 Stima della capacità portante.....	21
7.3.8 Verifica allo scivolamento	24
8. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO FONDAZIONI PROFONDE	25
8.1 PREMESSA.....	25
8.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	25
8.3 VERIFICHE DI SICUREZZA	28
8.4 RESISTENZA CARATTERISTICA (R_k) DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	30
8.4.1 Stima della resistenza dei pali/micropali soggetti a carichi assiali.	33
8.5 COMPORTAMENTO DI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI	34
9. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....	39
10. RISULTATI ANALISI PORTALI MONOPALO.....	47
10.1 MONOPALO TIPO A.....	47

10.1.1	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio</i>	47
10.1.1.1	Calcolo dei cedimenti verticali	47
10.1.1.2	Calcolo dei cedimenti rotazionali	48
10.1.2	<i>Verifiche agli stati limite ultimi</i>	48
10.1.2.1	Verifica della capacità portante	48
10.1.2.2	Verifica al scivolamento	50
10.2	MONOPALO TIPO B	51
10.2.1	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio</i>	51
10.2.1.1	Calcolo dei cedimenti verticali	51
10.2.1.2	Calcolo dei cedimenti rotazionali	52
10.2.2	<i>Verifiche agli stati limite ultimi</i>	52
10.2.2.1	Verifica della capacità portante	52
10.2.2.2	Verifica al scivolamento	54
10.3	MONOPALO TIPO C	55
10.3.1	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio</i>	55
10.3.1.1	Calcolo dei cedimenti verticali	55
10.3.1.2	Calcolo dei cedimenti rotazionali	56
10.3.2	<i>Verifiche agli stati limite ultimi</i>	56
10.3.2.1	Verifica della capacità portante	56
10.3.2.2	Verifica al scivolamento	58
11.	RISULTATI ANALISI PORTALE A BANDIERA	59
11.1	PREMESSA	59
11.2	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	60
11.3	RISULTATI ANALISI	66
11.4	VERIFICHE STRUTTURALI	73
11.4.1	<i>Palo $\phi 600$</i>	73
11.4.2	<i>Palo $\phi 800$</i>	76
11.5	VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLA FONDAZIONE	79
12.	RISULTATI ANALISI PORTALI PMV	85
12.1	PREMESSA	85
12.2	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	86
12.3	RISULTATI ANALISI	89
12.4	VERIFICHE STRUTTURALI	92
12.4.1	<i>Palo $\phi 800$</i>	92
12.5	VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLA FONDAZIONE	96

1. PREMESSA

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni delle opere previste per la realizzazione dei portali monopalo di tipo A, B e C , a bandiera tipo A e C di segnaletica fissa e 3 Pannelli a Messaggio Variabile previsti nell'ambito del progetto definitivo di ampliamento alla 3^a corsia della tratta Monselice – Padova, dalla progr. km 88+600 (svincolo di Monselice) alla progr. km 100+650 (svincolo di Padova Sud) dell'Autostrada A13 Bologna Padova

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

Sono previste le seguenti opere:

- Portali monopalo

	Carr	Numero	DIM. CARTELLO		TIPO	DIM. FONDAZIONE		
			L [cm]	H [cm]		L [cm]	B [cm]	H [cm]
Monopalo	BO	1	450	400	C	310	130	170
Monopalo	BO	2	350	300	C	310	130	170
Monopalo	BO	1	350	275	A5	250	110	130
Monopalo	BO	1	250	350	A1	250	110	130
Monopalo	BO	2	300	225	A3	250	110	130
Monopalo	PD	2	350	300	C	310	130	170
Monopalo	PD	2	300	370	B2	290	120	150
Monopalo	PD	2	450	400	C	310	130	170
Monopalo	PD	2	300	225	A3	250	110	130
Monopalo	PD	1	250	350	A1	250	110	130
Monopalo	PD	1	350	275	A5	250	110	130

- Portali a bandiera

PORTALE num.	Pk	Sbraccio	Carr	TIPO		FONDAZIONE SU PALI		
						num.	diam	lunghezza
[-]	[Km]					[-]	[mm]	[m]
1	88+800	9.5	BO	A	su ril.	3	φ600	14.0
2	89+000	16.2	BO	C	su ril.	4	φ800	14.0
3	89+580	16.2	BO	C	su ril.	4	φ800	14.0
4	94+150	16.2	PD	C	su ril.	4	φ800	16.0
5	94+500	16.2	PD	C	su ril.	4	φ800	15.0
6	94+750	9.5	PD	A	su ril.	3	φ600	15.0
7	95+230	9.5	BO	A	su ril.	3	φ600	15.0
8	95+500	16.2	BO	C	su ril.	4	φ800	15.0
9	95+830	16.2	BO	C	su ril.	4	φ800	16.0
10	100+000	16.2	PD	C	su ril.	4	φ800	17.0
11	100+450	16.2	PD	C	su ril.	4	φ800	19.0
12	100+650	9.5	PD	A	su ril.	3	φ600	12.0

- Portali a messaggio variabile (PMV)

PMV num.	Pk	Sbraccio	Carr	FONDAZIONE SU PALI		
				num.	diam	lunghezza
[-]	[Km]			[-]	[mm]	[m]
1	89+150	3c+e	BO	6	φ800	14.0
2	96+210	3c+e	BO	6	φ800	17.0
3	99+350	3c+e	PD	6	φ800	13.0

Tale tipologia è stata scelta in funzione dell'entità dei carichi agenti a livello di imposta delle fondazioni, della natura dei terreni presenti e della morfologia dei rilevati in progetto.

2. SOFTWARE DI CALCOLO

Geotechnical Survival Software 3.0.0 (GEI s.r.l.)

Group for Windows - Version 6, Ensoft Inc (1985-2003).

3. NORMATIVA

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

4. MATERIALI

Calcestruzzo magro:

- Caratteristica di resistenza minima C12/15
- Classe di esposizione X0

Calcestruzzo per fondazioni:

- Caratteristica di resistenza minima C28/35
- Classe di esposizione XC2

Calcestruzzo per pali di fondazione:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Copriferro Nominale 75mm

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C.
fyk > 450 Mpa ftk > 540 Mpa

5. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

Le condizioni stratigrafiche di riferimento per il sottosuolo del progetto in esame sono rappresentate nei Profili Geotecnici, cui si fa rimando per maggiori dettagli.

Da un punto di vista stratigrafico sia le nuove indagini eseguite che quelle pregresse evidenziano la presenza di terreni relativamente omogenei, da un punto di vista litologico, prevalentemente costituiti da materiali coesivi (limi-argillosi con percentuali variabili di sabbia). Si rileva inoltre la frequente presenza di livelli torbosi (T) a diverse quote da piano campagna, con spessori da decimetrici a metrici anche metrici.

Lungo il tracciato autostradale sono state individuate le seguenti unità stratigrafiche principali:

- l'unità A1, costituita da terreni prevalentemente a grana fine (argille limose e limi argillosi);
- l'unità A2, costituita da terreni prevalentemente granulari (sabbie, sabbie limose e sabbie con limo).

Tali unità sono state suddivise lungo il tracciato in macrozone, omogenee dal punto di vista della sequenza litostratigrafica per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale. Sulla base di quanto sopra esposto, per le opere in oggetto si è adottata la seguente stratigrafia tipologica:

5.1 PORTALI MONOPALO

I portali poggiano su materiale da rilevato; cautelativamente si considerano parametri geotecnici mediati tra quelli di rilevato e A1 ossia:

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	c'	E
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[KPa]	[MPa]
0.0*	-10	A1-Ril	19	33	0	30

Tabella 1: Stratigrafia e parametri geotecnici portale monopalo.

5.2 PORTALI A BANDIERA

PORTALE 1 Prog. 88+800 Carr. BO TIPO A 3 PALI $\phi 600$ L= 14.0m

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-3.50	A2	19	34-37	20-30	0	0
-3.50	-10.50	A1a	19	24-27	10-15	0-10	45
-10.50	-30	A2	19	34-37	20-30	0	0

[*] Testa pali

Tabella 2: Stratigrafia e parametri geotecnici portale a bandiera 1.

PORTALE 2 Prog. 89+000 Carr. BO TIPO C 4 PALI $\phi 800$ L= 14.0m

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-4.00	A2	19	34-37	20-30	0	0
-4.00	-11.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	45
-11.00	-30	A2	19	34-37	20-30	0	0

[*] Testa pali

Tabella 3: Stratigrafia e parametri geotecnici portale a bandiera 2.

PORTALE 3 Prog. 89+580 Carr. BO TIPO C 4 PALI $\phi 800$ L= 14.0m

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-4.00	A2	19	34-37	20-30	0	0
-4.00	-11.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	45
-11.00	-30	A2	19	34-37	20-30	0	0

[*] Testa pali

Tabella 4: Stratigrafia e parametri geotecnici portale a bandiera 3.

PORTALE 4 Prog. 94+150 Carr. PD TIPO C 4 PALI $\phi 800$ L= 16.0m

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-7.50	A2	19	34-37	20-30	0	0
-7.50	-11.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-11.00	-14.50	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60
-14.50	-20.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60+3.5(z-15)
-20.00	-26.00	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60+3.5(z-15)
-26.00	-30	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60+3.5(z-15)

[*] Testa pali

Tabella 5: Stratigrafia e parametri geotecnici portale a bandiera 4.

PORTALE 5 Prog. 94+500 Carr. PD TIPO C 4 PALI $\phi 800$ L= 15.0m

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-5.50	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60
-5.50	-9.50	A2	19	34-37	20-30	0	0
-9.50	-13.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-13.00	-16.00	A2	19	34-37	20-30	0	0
-16.00	-25.00	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60+3.5(z-15)
-25.00	-30	A2	19	34-37	20-30	0	0

[*] Testa pali

Tabella 6: Stratigrafia e parametri geotecnici portale a bandiera 5.

 PORTALE 6 Prog. 94+750 Carr. PD TIPO A 3 PALI $\phi 600$ L= 15.0m

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-5.50	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-5.50	-9.50	A2	19	34-37	20-30	0	0
-9.50	-14.50	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-14.50	-25.00	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60+3.5(z-15)
-25.00	-28.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60+3.5(z-15)
-28.00	-30	A2	19	34-37	20-30	0	0

[*] Testa pali

Tabella 7: Stratigrafia e parametri geotecnici portale a bandiera 6.

 PORTALE 7 Prog. 95+230 Carr. BO TIPO A 3 PALI $\phi 600$ L= 15.0m

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-6.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-6.00	-8.50	A2	19	34-37	20-30	0	0
-8.50	-14.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-14.00	-20.00	A2	19	34-37	20-30	0	0
-20.00	-30	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60+3.5(z-15)

[*] Testa pali

Tabella 8: Stratigrafia e parametri geotecnici portale a bandiera 7.

PORTALE 8 Prog. 95+500 Carr. BO TIPO C 4 PALI ϕ 800 L= 15.0m

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-2.00	A2	19	34-37	20-30	0	0
-2.00	-5.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-5.00	-7.50	A2	19	34-37	20-30	0	0
-7.50	-13.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-13.00	-22.50	A2	19	34-37	20-30	0	0
-22.50	-30	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60+3.5(z-15)

[*] Testa pali

Tabella 9: Stratigrafia e parametri geotecnici portale a bandiera 8.

PORTALE 9 Prog. 95+830 Carr. BO TIPO C 4 PALI ϕ 800 L= 16.0m

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-7.00	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60
-7.00	-12.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-12.00	-14.50	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60+3.5(z-15)
-14.50	-23.00	A2	19	34-37	20-30	0	0
-23.00	-26.50	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60+3.5(z-15)
-26.50	-30	A2	19	34-37	20-30	0	0

[*] Testa pali

Tabella 10: Stratigrafia e parametri geotecnici portale a bandiera 9.

PORTALE 10 Prog. 100+000 Carr. PD TIPO C 4 PALI ϕ 800 L= 17.0m

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-6.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-6.00	-8.50	A2	19	34-37	20-30	0	0
-8.50	-15.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-15.00	-20.00	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60+3.5(z-15)
-20.00	-29.00	A2	19	34-37	20-30	0	0
-29.00	-30	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60+3.5(z-15)

[*] Testa pali

Tabella 11: Stratigrafia e parametri geotecnici portale a bandiera 10.

PORTALE 11 Prog. 100+450 Carr. PD TIPO C 4 PALI ϕ 800 L= 19.0m

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-4.50	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-4.50	-6.00	A2	19	34-37	20-30	0	0
-6.00	-30	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60+3.5(z-15)

[*] Testa pali

Tabella 12: Stratigrafia e parametri geotecnici portale a bandiera 11.

PORTALE 12 Prog. 100+650 Carr. PD TIPO A 3 PALI ϕ 600 L= 12.0m

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-2.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-2.00	-5.00	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60
-5.00	-15.00	A2	19	34-37	20-30	0	0
-15.00	-17.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60+3.5(z-15)
-17.00	-30	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60+3.5(z-15)

[*] Testa pali

Tabella 13: Stratigrafia e parametri geotecnici portale a bandiera 12.

5.3 PORTALI PMV

PORTALE PMV1 Prog. 89+150 Carr. BO

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-7.50	A2	19	34-37	20-30	0	0
-7.50	-11.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	45
-11.00	-35	A2	19	34-37	20-30	0	0

[*] Testa pali

Tabella 14: Stratigrafia e parametri geotecnici portale PMV1.

PORTALE PMV2 Prog. 96+210 Carr. BO

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-15.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-15.00	-22.00	A2	19	34-37	20-30	0	0
-22.00	-27.50	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60+3.5(z-15)
-27.50	-35.00	A2	19	34-37	20-30	0	0

[*] Testa pali

Tabella 15: Stratigrafia e parametri geotecnici portale PMV2.

PORTALE PMV3 Prog. 99+350 Carr. PD

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-2.50	A2	19	34-37	20-30	0	0
-2.50	-8.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-8.00	-17.50	A2	19	34-37	20-30	0	0
-17.50	-23.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60+3.5(z-15)
-23.00	-25.00	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60+3.5(z-15)
-25.00	-35	A2	19	34-37	20-30	0	0

[*] Testa pali

Tabella 16: Stratigrafia e parametri geotecnici portale PMV3.

6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE

Le seguenti figure illustrano la distribuzione planimetrica e lo sviluppo verticale della fondazione.

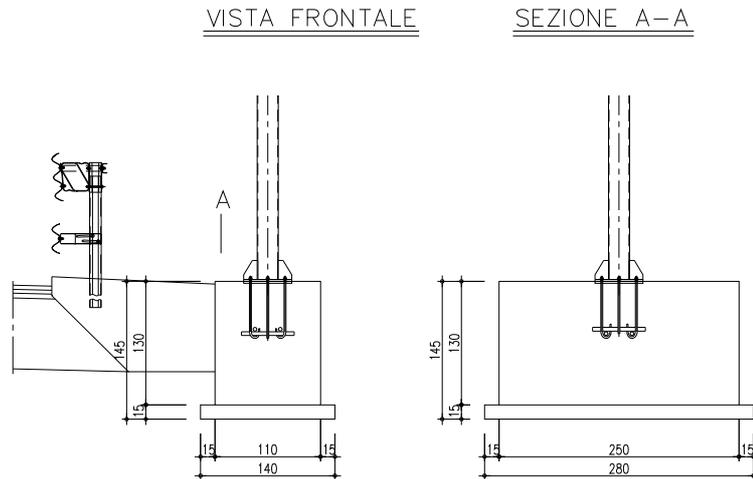


Figura 1:- Sezioni Fondazioni portale monopalo tipo A

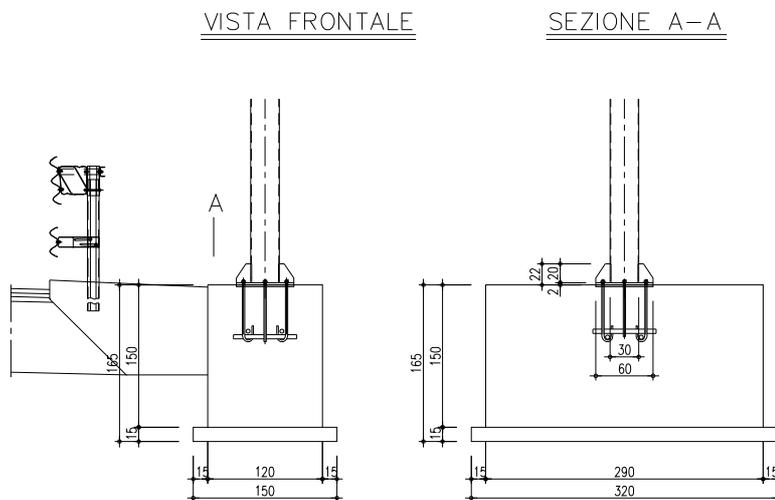


Figura 2:- Sezione Fondazioni portale monopalo tipo B

VISTA FRONTALE

SEZIONE A-A

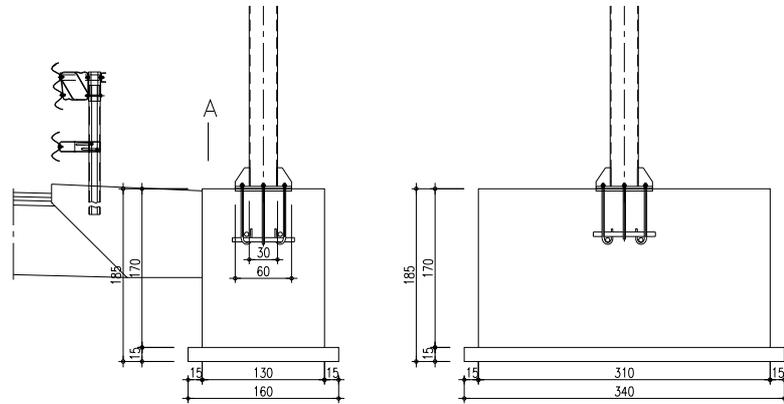
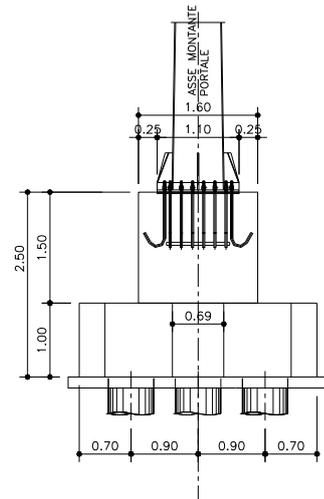
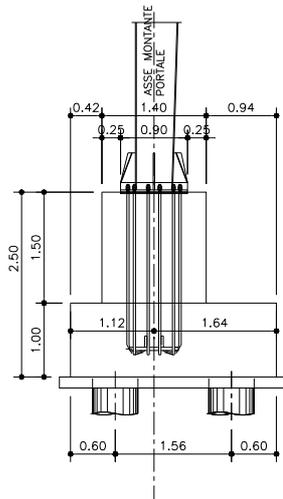


Figura 3:– Sezione Fondazioni portale monopalo tipo C

SEZIONE A-A

SEZIONE B-B



VISTA IN PIANTA

PIANTA TRACCIAMENTO PALI

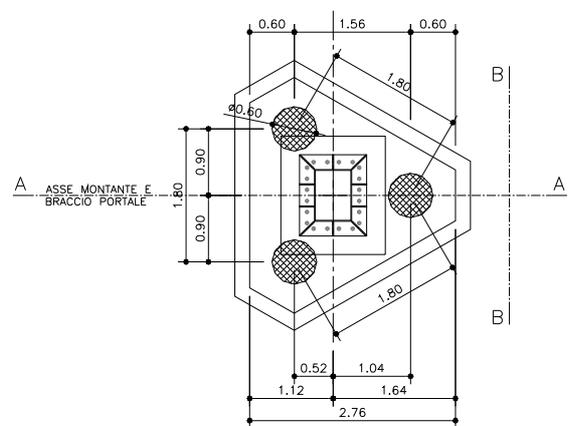
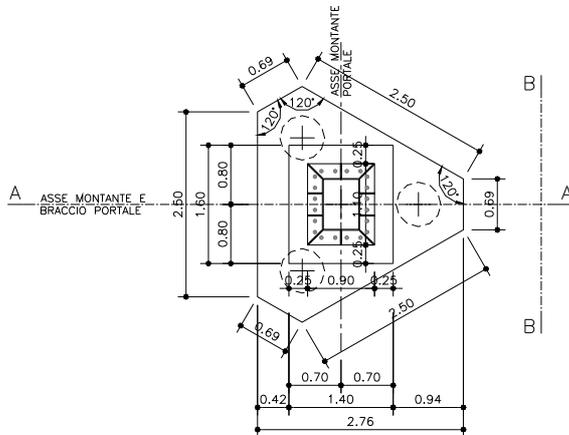


Figura 4:– Pianta e Sezione Fondazioni portale a Bandiera tipo A

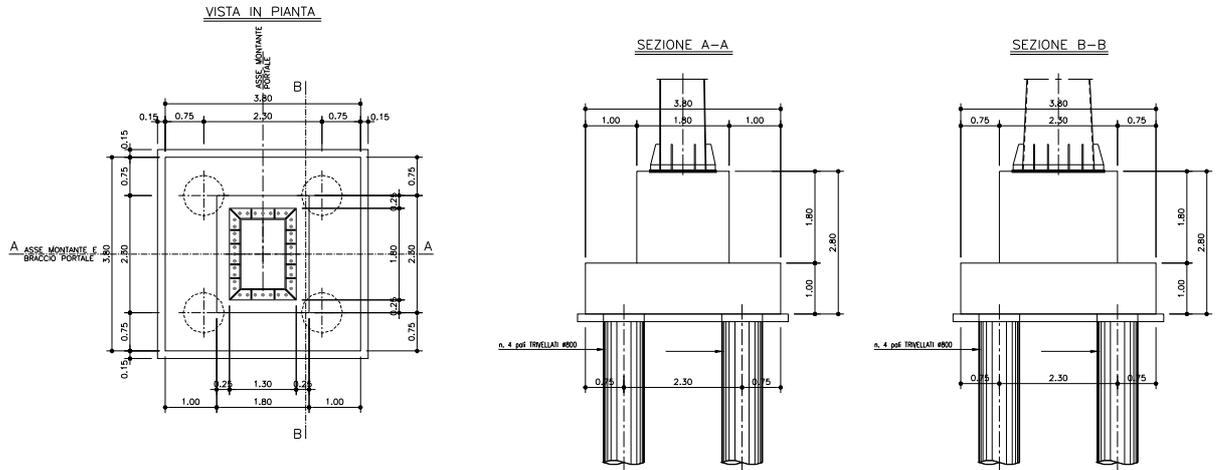


Figura 5:- Pianta e Sezione Fondazioni portale a Bandiera tipo C

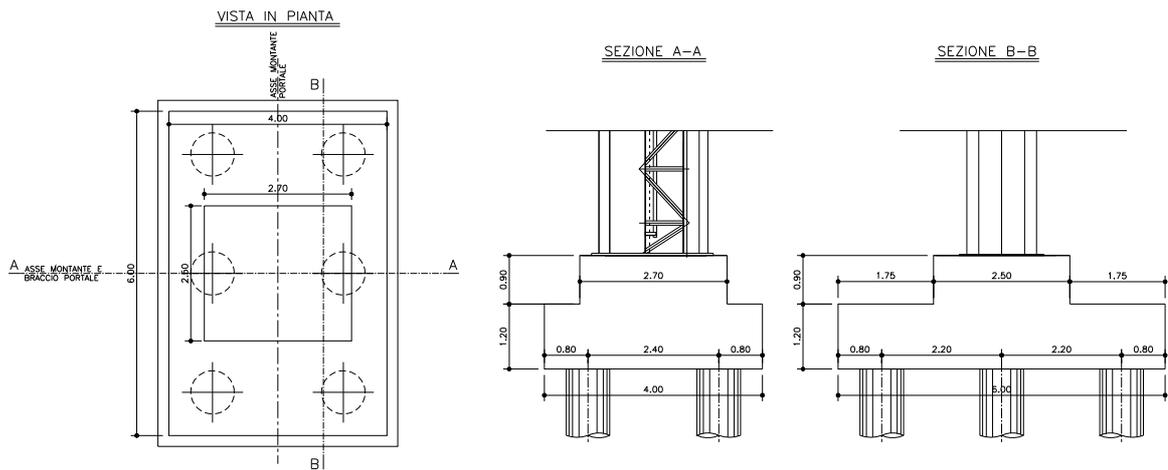


Figura 6:- Pianta e Sezione Fondazioni portale PMV

7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE

7.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per i sistemi fondazionali nelle NTC 2008 e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche, sia per il caso statico che per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC 2008 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.

7.2 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, e

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.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		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 17: Coefficienti parziali sulle azioni

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

Tabella 18: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

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.

7.3 METODI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI.

7.3.1 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Si è calcolato i valori degli spostamenti orizzontali e verticali secondo la procedura di seguito riportata:

7.3.2 Calcolo dei cedimenti verticali

Il metodo utilizzato per la valutazione dei cedimenti verticali indotti dalla realizzazione delle fondazioni in progetto si basa sull'applicazione della teoria dell'elasticità.

Il cedimento per gli strati costituiti da terreni granulari è calcolato mediante la formula seguente:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

n = numero degli strati di terreno

ΔH_i = altezza dello strato i -esimo

$\Delta \sigma_{zi}$ = incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i -esimo

E_i = modulo elastico dello strato i -esimo.

Il calcolo del cedimento è esteso sino alla profondità z per la quale è soddisfatta la relazione seguente:

$$\Delta \sigma_z < \alpha \Delta \sigma'_{vo}$$

dove:

$\Delta\sigma_z$ = incremento delle tensioni verticali indotte dal carico applicato

α = coefficiente variabile fra 0.10-0.20 assunto nei calcoli pari a 0.15

$\Delta\sigma'_{vo}$ = pressione geostatica verticale efficace

7.3.3 Calcolo dei cedimenti rotazionali

Il metodo utilizzato per la valutazione dei cedimenti rotazionali indotti dalla realizzazione delle fondazioni in progetto si basa sull'applicazione della teoria dell'elasticità.

La rotazione di una fondazione rettangolare di dimensioni B x L è stata calcolata secondo la:

$$\tan \vartheta = \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot \frac{M}{B^2L} \cdot I_{\Theta}$$

dove

μ = modulo di Poisson del terreno di fondazione

E = modulo elastico del terreno di fondazione

M = momento massimo ribaltante

B = larghezza della fondazione

L = lunghezza della fondazione

I_{Θ} = coefficiente di influenza = f(L/B) (vedi **Tabella 19**)

L/B	flessibile	rigida
0.1	1.045	1.59
0.2	1.6	2.42
0.5	2.51	3.54
0.75	2.91	3.94
1	3.15	4.17
1.5	3.43	4.44
2	3.57	4.59
3	3.7	4.74
5	3.77	4.87
10	3.81	4.98
100	3.82	5.06

Tabella 19: Coefficienti di influenza I_{θ} (Taylor 1967)

7.3.4 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

7.3.5 Statica

Le verifiche delle fondazioni dirette sono state condotte seguendo l'approccio 1:

Approccio 1:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Verificando che risulti:

$$E_d < R_d$$

ove:

$E_d \Rightarrow$ Risultante degli effetti delle azioni di calcolo sulla fondazione;

$R_d \Rightarrow$ Resistenza di calcolo dedotta a partire da un valore caratteristico (R_k)
fattorizzato applicando i fattori parziali (γ_R).

I valori dei coefficienti parziali da applicarsi sono riassunti nella Tabella 20 e Tabella 21.

VERIFICA	γ_R	R1	R2	R3
Capacità portante	γ_R	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	γ_R	1.0	1.1	1.1

Tabella 20: Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali(vedi tab. 6.4.I NTC)

Per le verifiche di stabilità globale

γ_R	R2
------------	-----------

γ_R	1.1
------------	------------

Tabella 21: Coefficiente parziale per le verifiche di stabilità globale di fondazioni superficiali(vedi tab. 6.8.I NTC)

7.3.6 Sismica

Le verifiche delle fondazioni dirette sono state condotte seguendo l'approccio 1:

Approccio 1:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

I valori dei coefficienti parziali da applicarsi sono indicati qui di seguito, in accordo a quanto prescritto dalla NTC:

- | | | |
|-------------------|-----|------------------------|
| per le azioni | (A) | assunti pari all'unità |
| per i materiali | (M) | vedi Tabella 18 |
| per le resistenze | (R) | vedi Tabella 20. |

Verificando che risulti:

$$E_d < R_d$$

ove:

$E_d \Rightarrow$ Risultante degli effetti delle azioni di calcolo sulla fondazione;

$R_d \Rightarrow$ Resistenza di calcolo dedotta a partire da un valore caratteristico (R_k) fattorizzato applicando i fattori parziali (γ_R).

7.3.7 Stima della capacità portante

In condizioni "drenate" (sforzi efficaci), la valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma_c \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \quad [1]$$

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

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g(\phi')$$

Fattori di capacità portante : $N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\phi')$

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}(\phi')}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$$

Fattori correttivi di forma : $s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \operatorname{tg}(\phi')$$

$$d_c = d_q - \frac{(1-d_q)}{N_c \operatorname{tg}(\phi')}$$

Fattori correttivi di profondità : $d_q = 1 + \left[2 (D/B') \operatorname{tg}(\phi') (1 - \sin(\phi'))^2 \right]$ per $D/B' < 1$

$$d_q = 1 + \left[2 \operatorname{tg}(\phi') (1 - \sin(\phi'))^2 \operatorname{tg}(D/B')^{-1} \right]$$
 per $D/B' > 1$

$$i_c = i_q - \left(\frac{1 - i_q}{(N_c \operatorname{tg}(\phi'))} \right)$$

Fattori correttivi di inclinazione del carico :

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(N + B'L' c' \cot g(\phi'))} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(N + B'L' c' \cot g(\phi'))} \right]^m$$

$$\text{dove : } m = \frac{[2 + (B'/L')]}{[1 + (B'/L')]}$$

$$b_q = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\phi'))^2$$

Fattori correttivi di inclinazione fondazione : $b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\phi'))^2$

$$b_c = b_q - [(1 - b_q) / (N_c \operatorname{tg}(\phi'))]$$

$$g_q = (1 - \text{tg}(\omega))^2$$

Fattori correttivi di inclinazione piano campagna : $g_\gamma = (1 - \text{tg}(\omega))^2$

$$g_c = g_q - [(1 - g_q) / (N_c \text{tg}(\phi'))]$$

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L', valutate mediante i criteri riportati in Figura 7.

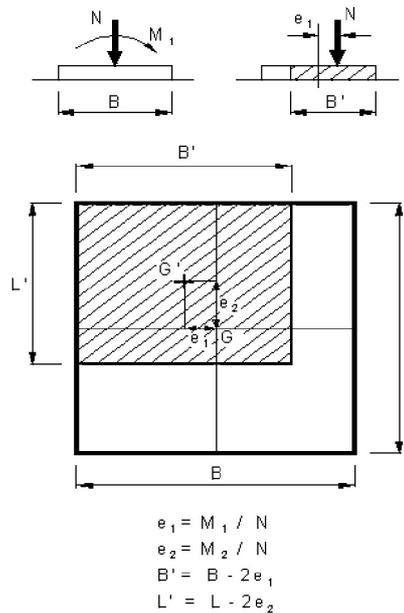


Figura 7: Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

Il valore della portata di progetto del terreno è ricavato mediante l'espressione seguente:

$$q_d = \frac{q_{\text{lim}} - q'}{F_s} + q'$$

dove:

q_{lim} = capacità portante limite del terreno calcolata applicando la [1]

q' = pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione

F_s = coefficiente di sicurezza.

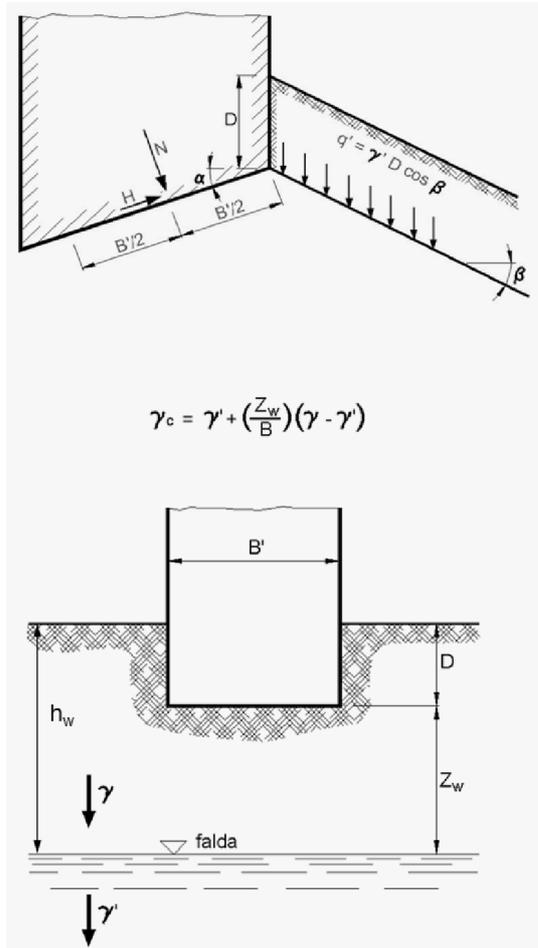


Figura 8. Schemi per il calcolo della capacità portante delle fondazioni dirette.

7.3.8 Verifica allo scivolamento

La verifica allo scivolamento viene condotta confrontando l'azione di taglio trasmessa in fondazione con l'azione di taglio resistente del terreno, quest'ultima valutata come

$$T_{lim} = N * \operatorname{tg} \phi$$

ove

N = carico assiale applicato nel baricentro della fondazione

ϕ = angolo di attrito terreno - fondazione

8. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO FONDAZIONI PROFONDE

8.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per i sistemi di fondazione nel Doc. rif. [1] e successiva circolare esplicativa (doc. rif. [2]).

Le verifiche, sia per il caso statico e sia per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC (Doc. rif. [1]) nei confronti degli stati 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.

8.2 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, e

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.

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

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

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

Sinteticamente le verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando:

Approccio 1:

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

tenendo conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC (Doc. rif. [1]) e riportati nella Tabella 22, nella Tabella 23 e nella Tabella 24.

Tabella 22: Coefficienti parziali sulle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		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 23: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

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

Tabella 24: Coefficienti parziali sulle resistenze per pali trivellati

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)
Punta	γ_b	1.00	1.7
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45
Totale ⁽¹⁾	γ_t	1.00	1.6
Laterale in trazione	$\gamma_{s;t}$	1.00	1.6

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.

8.3 VERIFICHE DI SICUREZZA

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

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

gruppo dei micropali con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;

- SLU di tipo strutturale (Comb. STR), relative a condizioni di:
 - Verifica della resistenza strutturale dei micropali – valutata confrontando le resistenze strutturali di progetto con la massima azione agente sui singoli micropali tramite l'analisi del comportamento in gruppo dei micropali a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
- SLE relative a condizioni statiche e sismiche:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione – valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei micropali, per le fondazioni ordinarie su micropali, a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;

8.4 RESISTENZA CARATTERISTICA (R_k) DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

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

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

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

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

Si è proceduto come di seguito descritto.

Caso b) con riferimento alle procedure analitiche di seguito illustrate (paragrafo. 8.4.1), il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è ottenuto come:

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

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

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

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

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

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 25).

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

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

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

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 25).

Tabella 25: Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.IV NTC)

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	≥10
--------------------------	---	---	---	---	---	---	-----

ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

La resistenza di progetto R_d si ottiene applicando alla resistenza caratteristica R_k i coefficienti parziali γ_R indicati Tabella 26.

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 trazione sono illustrati nel successivo paragrafo 8.4.1.

Tabella 26: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4.II NTC)

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

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

8.4.1 Stima della resistenza dei pali/micropali soggetti a carichi assiali.

La portata limite (Q_{LIM}) di un micropalo è stata calcolata con riferimento all'equazione:

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

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

con:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base che viene in questo caso assunta nulla;

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

W = peso proprio del palo;

q_b = portata unitaria di base;

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

A_B = area di base;

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

ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di micropalo della zona iniettata;

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

Per il calcolo della capacità portante dei micropali è stata adottata la teoria di Bustamante e Doix (1985).

Gli autori distinguono fra micropali eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo e valvole e doppio otturatore (IRS, *injection répétitive et sélective*) e getto dell'intero palo in un'unica soluzione (IGU, *injection globale unique*).

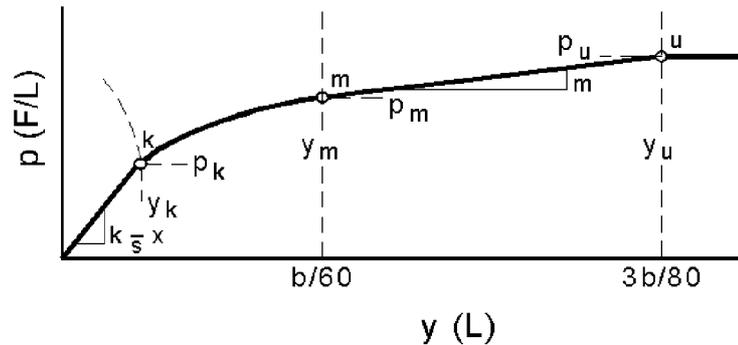
8.5 COMPORTAMENTO DI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI.

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

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

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^2 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

 p_u resistenza laterale unitaria ultima

 y spostamento orizzontale

 γ peso di volume efficace

 z profondità da p.c.

 K_0 coefficiente di spinta a riposo

 ϕ angolo di attrito

 $\beta = 45 + \phi/2$
 $\alpha = \phi/2$
 D diametro del palo

 $K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$
 δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

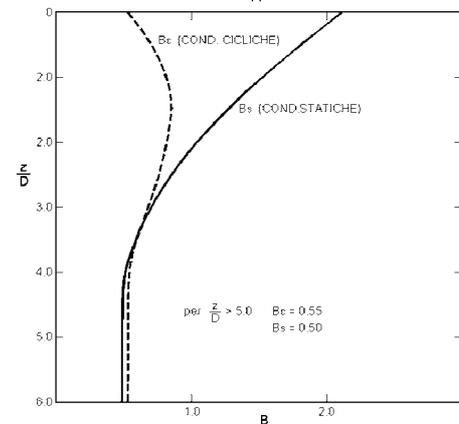
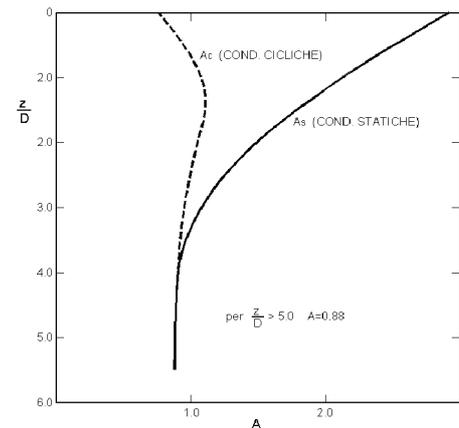
2- calcolo di $p_u = A_i \cdot p$
3- calcolo di $p_m = B_i \cdot p$
4- definizione del tratto iniziale della curva p-y
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

$$p = Cy^{1/n}$$

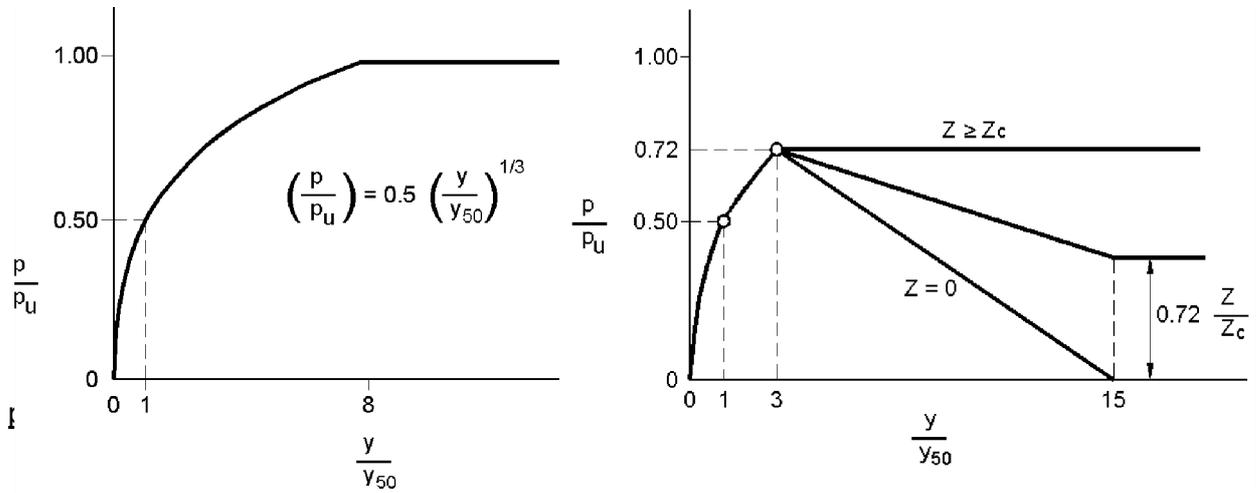
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



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



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

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

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

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

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

dove:

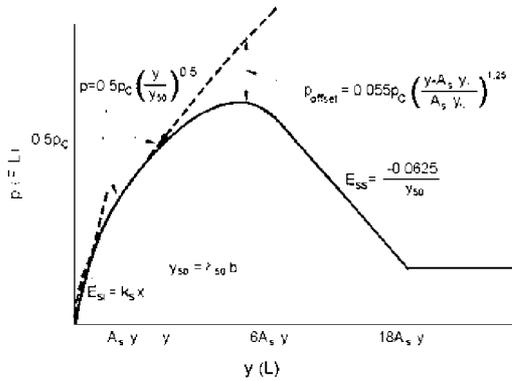
- p_u resistenza laterale unitaria ultima
- σ' pressione geostatica verticale efficace alla quota z
- c_u coesione non drenata
- z profondità da p.c.
- D diametro del palo
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale
- y spostamento orizzontale
- y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$
- ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

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

γ' = peso di volume efficace

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



Carichi statici

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

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

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

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

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace alla profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

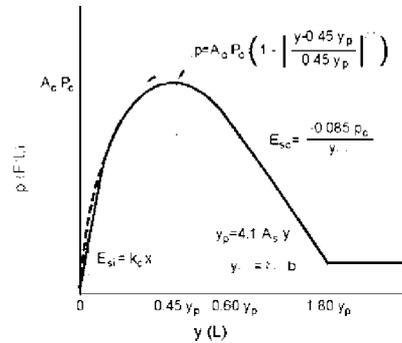
$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=C$

ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una n pari al 50% della resistenza al taglio

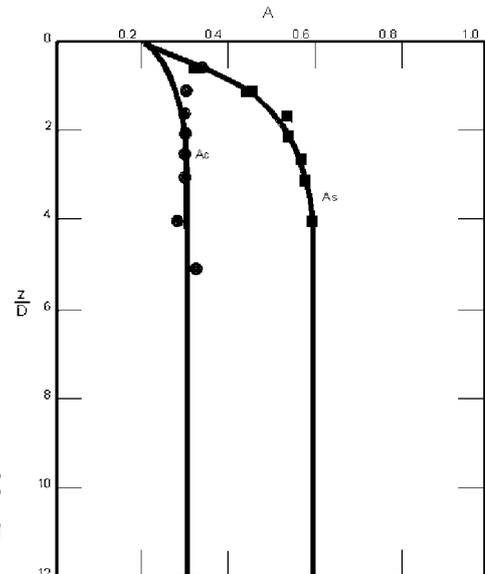
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

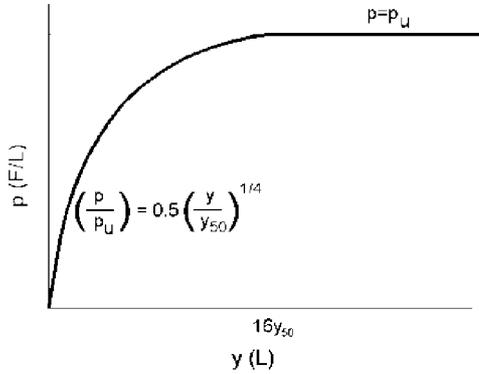
A_c parametro empirico



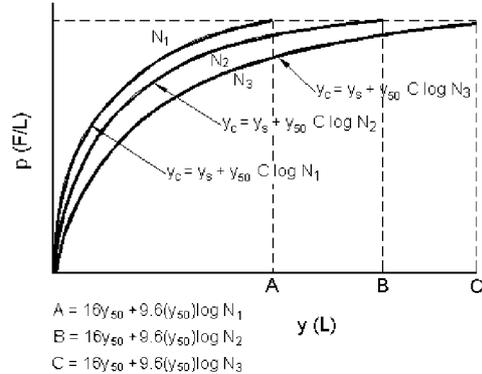
Carichi ciclici



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



Carichi statici



Carichi ciclici

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

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

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

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

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

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

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

9. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

Nel presente paragrafo sono riassunti i carichi di progetto in fondazioni secondo le combinazioni prescritte dal D.M. 2008, con il sistema di riferimento assunto nel calcolo strutturale.

Le sollecitazioni sono state valutate rispetto al baricentro del plinto di fondazione, secondo il sistema di riferimento riportato in Figura 9

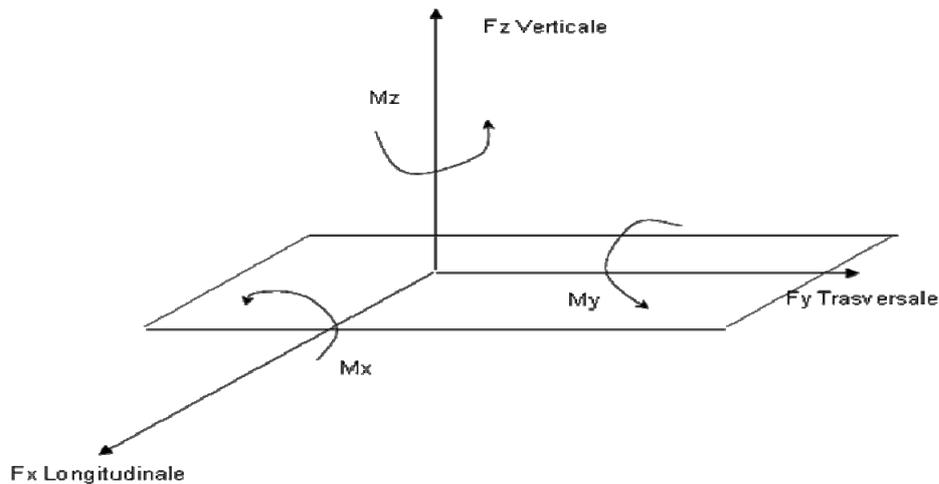


Figura 9: Sistema di riferimento carichi di progetto

Le combinazioni analizzate risultano essere le seguenti:

- Combinazione SLU-(STR): combinazione per lo stato limite ultimo strutturale;
- Combinazione SLU-(GEO): combinazione per lo stato limite ultimo geotecnico;
- Combinazione SLE: combinazione allo stato limite d'esercizio;

e solo per i portali a bandiera e PMV in quanto di fondazioni significative.

- Combinazione SLV: combinazione per lo stato limite ultimo sismico.

Per le analisi di dettaglio dei carichi si rimanda agli elaborati STR delle opere.

Le seguenti tabelle riportano le sollecitazioni agenti alla base della fondazione:

PORTALE		N	Fx	My	Fy	Mx	Mz
		Verticale	Longitudinale	Longitudinale	Trasversale	Trasversale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A1	GEO	93.95	18.28	84.24	0.00	0.95	16.23
	SLE	93.95	14.06	64.80	0.00	0.95	12.49
A2	GEO	93.00	12.43	46.80	0.00	1.39	15.21
	SLE	93.00	9.56	36.00	0.00	1.39	11.70
A3	GEO	93.25	13.89	54.30	0.00	1.50	17.11
	SLE	93.25	10.69	41.77	0.00	1.50	13.16
A4	GEO	93.74	16.82	70.38	0.00	1.72	20.91
	SLE	93.74	12.94	54.14	0.00	1.72	16.09
A5	GEO	94.26	19.50	82.11	0.00	2.92	31.44
	SLE	94.26	15.00	63.16	0.00	2.92	24.18
A6	GEO	94.47	20.23	82.88	0.00	4.10	39.98
	SLE	94.47	15.56	63.75	0.00	4.10	30.75
B1	GEO	136.41	21.47	101.35	0.00	2.20	26.62
	SLE	136.41	16.52	77.96	0.00	2.20	20.48
B2	GEO	137.21	25.86	132.39	0.00	2.53	32.32
	SLE	137.21	19.89	101.84	0.00	2.53	24.86
C	GEO	180.58	36.09	189.54	0.00	8.57	85.12
	SLE	180.58	27.77	145.80	0.00	8.57	65.48

Tabella 27: - azioni base della fondazione per i portali monopalo

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLU-(STR)	STR1	162	-71	-519	653	-86	457
	STR2	162	71	-378	-653	4	-457
	STR3	162	-71	-378	653	4	457
	STR4	162	71	-519	-653	-86	-457
	STR5	162	43	-524	-392	-108	-274
	STR6	162	-71	-378	653	4	457
	STR7	162	71	-519	-653	-86	-457
	STR8	162	-71	-378	653	4	457
	STR9	162	-43	-524	392	-108	274
	STR10	162	71	-378	-653	4	-457
	STR11	162	71	-378	-653	4	-457
	STR12	162	-71	-519	653	-86	457
		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLU-(GEO)	GEO1	159	-62	-418	566	-43	396
	GEO2	159	62	-378	-566	3	-396
	GEO3	159	-62	-378	566	3	396
	GEO4	159	62	-418	-566	-43	-396
	GEO5	159	37	-421	-339	-63	-237
	GEO6	159	-62	-378	566	3	396
	GEO7	159	62	-418	-566	-43	-237
	GEO8	159	-62	-378	566	3	396
	GEO9	159	-37	-421	339	-63	237
	GEO10	159	62	-378	-566	3	-396
	GEO11	159	62	-378	-566	3	-396
	GEO12	159	-62	-418	566	-43	396

Tabella 28: - azioni base della fondazione per il portale a bandiera tipo A (continua)

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLV	SIS1	-2	-25	-393	-30	-300	-35
	SIS2	164	25	-362	30	110	35
	SIS3	96	-83	-375	-100	-122	-117
	SIS4	66	83	-381	100	-67	117
	SIS5	94	15	-402	-68	-137	-35
	SIS6	68	-15	-353	68	-53	35
	SIS7	56	50	-375	-227	-161	-117
	SIS8	106	-50	-381	227	-29	117
	SIS9	-2	-25	-381	-30	-300	-35
	SIS10	164	25	-374	30	110	35
	SIS11	96	50	-387	-227	-122	-117
	SIS12	66	-50	-368	227	-67	117
		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLE Rara	SLE1	117	-48	-380	435	-60	304
	SLE2	117	48	-378	-435	-45	-304
	SLE3	117	-48	-378	435	-45	304
	SLE4	117	48	-380	-435	-60	-304
	SLE5	117	29	-383	-261	-75	-183
	SLE6	117	-48	-378	435	-45	304
	SLE7	117	48	-380	-435	-60	-304
	SLE8	117	-48	-378	435	-45	304
	SLE9	117	-29	-383	261	-75	183
	SLE10	117	48	-378	-435	-45	-304
	SLE11	117	48	-378	-435	-45	-304
	SLE12	117	-48	-380	435	-60	304

Tabella 29: - azioni base della fondazione per il portale a bandiera tipo A

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLU-(STR)	STR1	293	-159	-1402	1534	-640	1483
	STR2	293	159	-1008	-1534	-297	-1483
	STR3	293	-159	-1008	1534	-297	1483
	STR4	293	159	-1402	-1534	-640	-1483
	STR5	293	-95	-1414	920	-735	890
	STR6	293	159	-1008	-1534	-297	-1483
	STR7	293	159	-1402	-1534	-640	-1483
	STR8	293	-159	-1008	1534	-297	1483
	STR9	293	-95	-1414	920	-735	890
	STR10	293	159	-1008	-1534	-297	-1483
	STR11	293	159	-1008	-1534	-297	-1483
	STR12	293	-159	-1402	1534	-640	1483
		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLU-(GEO)	GEO1	288	-138	-1138	1330	-468	1285
	GEO2	288	138	-1008	-1330	-298	-1285
	GEO3	288	-138	-1008	1330	-298	1285
	GEO4	288	138	-1138	-1330	-468	-1285
	GEO5	288	-83	-1148	798	-550	771
	GEO6	288	138	-1008	-1330	-298	-1285
	GEO7	288	138	-1138	-1330	-468	-1285
	GEO8	288	-138	-1008	1330	-298	1285
	GEO9	288	-83	-1148	798	-550	771
	GEO10	288	138	-1008	-1330	-298	-1285
	GEO11	288	138	-1008	-1330	-298	-1285
	GEO12	288	-138	-1138	1330	-468	1285

Tabella 30: - azioni base della fondazione per il portale a bandiera tipo C (continua)

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLV	SIS1	-30	-59	-1005	-72	-915	-130
	SIS2	343	59	-1012	72	-50	130
	SIS3	195	-197	-1027	-240	-528	-432
	SIS4	119	197	-990	240	-436	432
	SIS5	193	-59	-1062	-72	-557	-130
	SIS6	120	59	-954	72	-407	130
	SIS7	100	118	-998	-548	-621	-432
	SIS8	213	-118	-1019	548	-344	432
	SIS9	-30	-59	-1005	-72	-915	-130
	SIS10	343	59	-1012	72	-50	130
	SIS11	195	118	-998	-548	-528	-432
	SIS12	119	-118	-1019	548	-436	432
		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLE Rara	SLE1	211	-106	-1016	1023	-457	989
	SLE2	211	106	-1008	-1023	-393	-989
	SLE3	211	-106	-1008	1023	-393	989
	SLE4	211	106	-1016	-1023	-457	-989
	SLE5	211	-64	-1024	614	-520	593
	SLE6	211	106	-1008	-1023	-393	-989
	SLE7	211	106	-1016	-1023	-457	-989
	SLE8	211	-106	-1008	1023	-393	989
	SLE9	211	-64	-1024	614	-520	593
	SLE10	211	106	-1008	-1023	-393	-989
	SLE11	211	106	-1008	-1023	-393	-989
	SLE12	211	-106	-1016	1023	-457	989

Tabella 31: - azioni base della fondazione per il portale a bandiera tipo C

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLU-(STR)	STR1	0	-57	-1389	466	1200	-303
	STR2	0	96	-1033	-797	633	504
	STR3	0	-96	-1033	784	633	-504
	STR4	0	96	-1343	-799	823	504
	STR5	0	-57	-1389	466	1200	-303
	STR6	0	96	-1033	-797	633	504
	STR7	0	96	-1343	-799	823	504
	STR8	0	-96	-1033	784	633	-504
	STR9	0	-96	-1033	784	633	-504
	STR10	0	57	-1389	-483	1200	303
	STR11	0	-96	-1033	784	633	-504
	STR12	0	96	-1343	-799	823	504
		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLU-(GEO)	GEO1	0	-50	-1073	405	960	-262
	GEO2	0	83	-1033	-692	633	437
	GEO3	0	-83	-1033	679	633	-437
	GEO4	0	83	-1033	-692	633	437
	GEO5	0	-50	-1073	405	960	-262
	GEO6	0	83	-1033	-692	633	437
	GEO7	0	83	-1033	-692	633	437
	GEO8	0	-83	-1033	679	633	-437
	GEO9	0	-83	-1033	679	633	-437
	GEO10	0	50	-1073	-418	960	262
	GEO11	0	-83	-1033	679	633	-437
	GEO12	0	83	-1033	-692	633	437

Tabella 32: - azioni base della fondazione per il portale PMV (continua)

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLV	SIS1	-380	12	-966	-618	-798	-512
	SIS2	380	-12	-929	605	968	512
	SIS3	-17	-351	-966	-336	-516	-512
	SIS4	17	351	-929	323	685	512
	SIS5	179	-155	-966	-488	-364	-512
	SIS6	-179	155	-929	475	533	512
	SIS7	-17	208	-966	-770	-516	-512
	SIS8	17	-208	-929	757	685	512
	SIS9	-380	-155	-966	-488	-798	-512
	SIS10	380	155	-929	475	968	512
	SIS11	-380	12	-966	-618	-798	-512
	SIS12	380	-12	-929	605	968	512
		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLE Rara	SLE1	0	-38	-1064	310	885	-202
	SLE2	0	64	-1033	-534	633	336
	SLE3	0	-64	-1033	521	633	-336
	SLE4	0	64	-1033	-534	633	336
	SLE5	0	-38	-1064	310	885	-202
	SLE6	0	64	-1033	-534	633	336
	SLE7	0	64	-1033	-534	633	336
	SLE8	0	-64	-1033	521	633	-336
	SLE9	0	-64	-1033	521	633	-336
	SLE10	0	38	-1064	-323	885	202
	SLE11	0	-64	-1033	521	633	-336
	SLE12	0	64	-1033	-534	633	336

Tabella 33: - azioni base della fondazione per il portale PMV

10. RISULTATI ANALISI PORTALI MONOPALO

10.1 MONOPALO TIPO A

10.1.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

10.1.1.1 Calcolo dei cedimenti verticali

Secondo il metodo descritto al paragrafo 7.3.2 si ha:

DATI DI INGRESSO

p	carico applicato	83	(kPa)	Δh	altezza concio di calcolo	0.19	(m)
L	lunghezza area di carico	1.13	(m)	D	approfondimento fondazione da p.c.	1.30	(m)
B	larghezza area di carico	1.01	(m)	Z_w	profondità falda da p.c.	2.00	(m)
				α	$\Delta\sigma_z < \alpha \sigma'_{vo}$	0.05	(-)

Strato	ΔH	H	γ _n	γ _{sat}	E	
(-)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(MPa)	
1	1.00	1.00	19.0	19.0	30.0	ΔH spessore strato i-esimo <i>(lo spessore del 1° strato è valutato a partire dalla quota di imposta della fondazione/area di carico)</i> γ_n peso di volume naturale γ_{sat} peso di volume saturo E modulo elastico
2	1.00	2.00	19.0	19.0	30.0	
3	1.00	3.00	19.0	19.0	30.0	
4	1.00	4.00	19.0	19.0	30.0	
5	1.00	5.00	19.0	19.0	30.0	
6	1.00	6.00	19.0	19.0	30.0	

RISULTATI

CENTRO

(il valore z=0 corrisponde alla quota del piano di imposta della fondazione/area di carico; il valore della pressione geostatica efficace alla quota z=0 è calcolato facendo riferimento ai parametri del 1° strato)

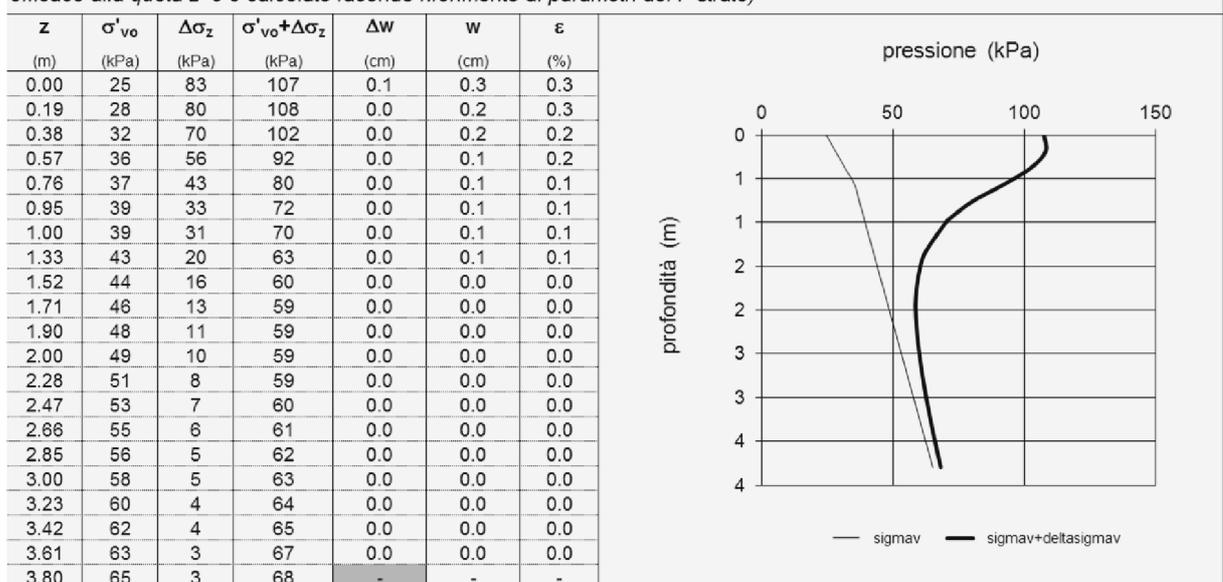


Figura 10 – Cedimento verticale.

10.1.1.2 Calcolo dei cedimenti rotazionali

Secondo il metodo descritto al paragrafo 7.3.3 si ha:

$v' [-]$	0.25	Momento ribaltante in fondazione M [kNm/m]			
$L/B [-]$	0.44	64.8			
$I_{\theta} [-]$	3.32	$\tan \theta$ [rad]	θ [°]	ε [cm]	ε_{amm} [cm]
E' [MPa]	30	0.00098	0.0560	0.13	0.65

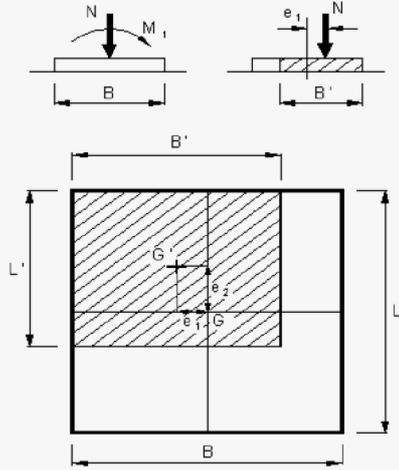
10.1.2 Verifiche agli stati limite ultimi

10.1.2.1 Verifica della capacità portante

Secondo il metodo descritto al paragrafo 7.3.7, ipotizzando un approfondimento medio della fondazione di 1.30m e un angolo di attrito plinto terreno pari a $\phi = 33^\circ$ si ha:

$$\phi_d = 27.5^\circ \text{ per } A2+M2+R2$$

$$q = 130 \text{ kPa} < q_{\text{amm}} = 161 \text{ kPa}$$



$e_1 = M_1 / N$
 $e_2 = M_2 / N$
 $B' = B - 2e_1$
 $L' = L - 2e_2$

FONDAZIONE RETTANGOLARE

DATI DI INGRESSO		
N	carico verticale	94 (kN)
M_B	momento flettente nel senso della larghezza	4 (kNm)
M_L	momento flettente nel senso della lunghezza	84 (kNm)
B	larghezza della fondazione	1.10 (m)
L	lunghezza della fondazione	2.50 (m)

RISULTATI		
B'	larghezza della fondazione equivalente	1.01 (m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	0.72 (m)
q	pressione	130 (kPa)

DATI DI INGRESSO

γ_w	peso di volume acqua	9.807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	19.0	(kN/m ³)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	19.0	(kN/m ³)
ϕ'	angolo di attrito	27.5	(°)
c'	coesione drenata	0.0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	1.01	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	0.72	(m)
D	approfondimento della fondazione		
	<i>valore minimo tra sinistra e destra della fondazione</i>		
	<i>(è opportuno essere conservativi: vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	1.30	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
h_w	profondità falda da p.c. ($h_w = z_w + D$)	2.00	(m)
α	inclinazione della fondazione		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
β	pendenza piano campagna		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
N	carico verticale	94	(kN)
H	carico orizzontale	20	(kN)
	<i>(N e H sono necessari per il calcolo dei fattori i. Se H non è noto, porre H = 0.1 N)</i>		
FS	coefficiente di sicurezza	1.80	(-)

fattori di capacità portante	N_c	24.85
	N_γ	15.55
	N_q	13.94
fattori di forma	s_c	1.79
	s_γ	0.43
	s_q	1.74
fattori di approfondimento	d_c	1.19
	d_γ	1.00
	d_q	1.17
fattori di inclinazione del carico	i_c	0.69
	i_γ	0.56
	i_q	0.71
fattori di inclinazione della fondazione	b_c	1.00
	b_γ	1.00
	b_q	1.00
fattori di inclinazione del piano campagna	g_c	1.00
	g_γ	1.00
	g_q	1.00

RISULTATI

capacità portante limite:

componente dovuta alla coesione	0	(kPa)
contributo delle forze di attrito	31	(kPa)
contributo del sovraccarico	249	(kPa)

$$q_{lim} = 280 \text{ kPa}$$

$$q_{amm} = 161 \text{ kPa}$$

Figura 11 – Verifiche di capacità portante.

10.1.2.2 Verifica al scivolamento

Secondo il metodo descritto al paragrafo 7.3.8, considerando la superficie effettivamente reagente e ipotizzando un angolo di attrito plinto terreno pari a $\phi = 27.5^\circ$.

$$T = 20.23kN < T_{amm} = \frac{93.0 * tg(27.5^\circ)}{1.1} = 43.92kN$$

10.2 MONOPALO TIPO B

10.2.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

10.2.1.1 Calcolo dei cedimenti verticali

Secondo il metodo descritto al paragrafo 7.3.2 si ha:

DATI DI INGRESSO

P	carico applicato	83	(kPa)	Δh	altezza concio di calcolo	0.22	(m)
L	lunghezza area di carico	1.42	(m)	D	approfondimento fondazione da p.c.	1.50	(m)
B	larghezza area di carico	1.16	(m)	z_w	profondità falda da p.c.	2.00	(m)
				α	$\Delta\sigma_z < \alpha \sigma'_{v0}$	0.05	(-)

Strato (-)	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	E (MPa)	
1	1.00	1.00	19.0	19.0	30.0	ΔH spessore strato i-esimo <i>(lo spessore del 1° strato è valutato a partire dalla quota di imposta della fondazione/area di carico)</i> γ_n peso di volume naturale γ_{sat} peso di volume saturo E modulo elastico
2	1.00	2.00	19.0	19.0	30.0	
3	1.00	3.00	19.0	19.0	30.0	
4	1.00	4.00	19.0	19.0	30.0	
5	1.00	5.00	19.0	19.0	30.0	
6	1.00	6.00	19.0	19.0	30.0	

RISULTATI

CENTRO

(il valore z=0 corrisponde alla quota del piano di imposta della fondazione/area di carico; il valore della pressione geostatica efficace alla quota z=0 è calcolato facendo riferimento ai parametri del 1° strato)

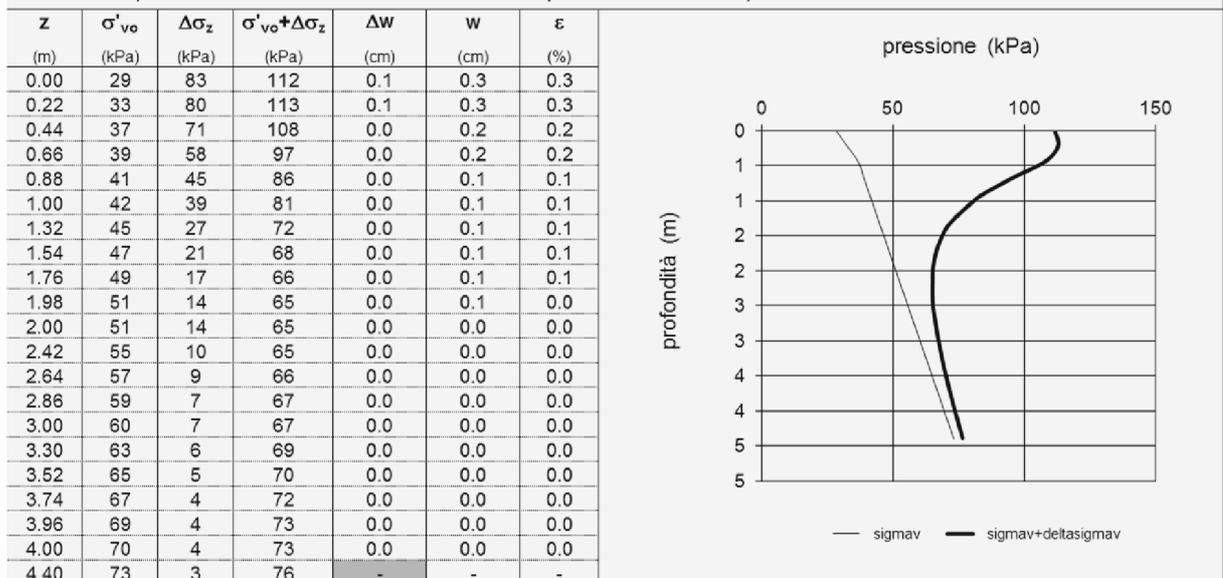


Figura 12 – Cedimento verticale.

10.2.1.2 Calcolo dei cedimenti rotazionali

Secondo il metodo descritto al paragrafo 7.3.3 si ha:

v' [-]	0.25	Momento ribaltante in fondazione M [kNm/m]			
L/B [-]	0.4137931	101.84			
I_g [-]	3.22	$\tan \theta$ [rad]	θ [°]	ϵ [cm]	ϵ_{amm} [cm]
E' [MPa]	30	0.00102	0.0582	0.15	0.75

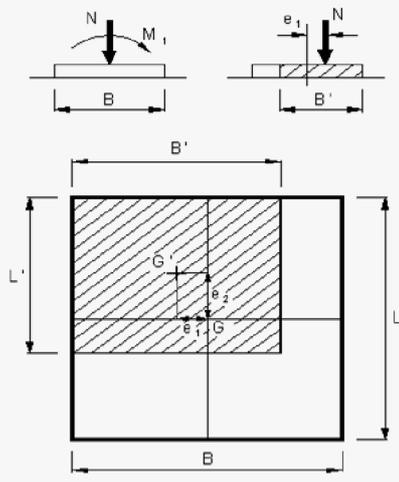
10.2.2 Verifiche agli stati limite ultimi

10.2.2.1 Verifica della capacità portante

 Secondo il metodo descritto al paragrafo 7.3.7, ipotizzando un approfondimento medio della fondazione di 1.50m e un angolo di attrito plinto terreno pari a $\phi = 33^\circ$ si ha:

$$\phi_d = 27.5^\circ \text{ per } A2+M2+R2$$

$$q = 121 \text{ kPa} < q_{amm} = 183 \text{ kPa}$$



$e_1 = M_1 / N$
 $e_2 = M_2 / N$
 $B' = B - 2e_1$
 $L' = L - 2e_2$

FONDAZIONE RETTANGOLARE

DATI DI INGRESSO

N	carico verticale	137	(kN)
M_B	momento flettente nel senso della larghezza	2	(kNm)
M_L	momento flettente nel senso della lunghezza	132	(kNm)
B	larghezza della fondazione	1.20	(m)
L	lunghezza della fondazione	2.90	(m)

RISULTATI

B'	larghezza della fondazione equivalente	1.17	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	0.97	(m)
q	pressione	121	(kPa)

DATI DI INGRESSO			
γ_w	peso di volume acqua	9.807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	19.0	(kN/m ³)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	19.0	(kN/m ³)
ϕ'	angolo di attrito	27.5	(°)
c'	coesione drenata	0.0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	1.17	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	0.97	(m)
D	approfondimento della fondazione		
	<i>valore minimo tra sinistra e destra della fondazione</i>		
	<i>(è opportuno essere conservativi: vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>		
		1.50	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
h_w	profondità falda da p.c. ($h_w = z_w + D$)	2.00	(m)
α	inclinazione della fondazione		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>		
		0.0	(°)
β	pendenza piano campagna		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>		
		0.0	(°)
N	carico verticale	137	(kN)
H	carico orizzontale	26	(kN)
	<i>(N e H sono necessari per il calcolo dei fattori i. Se H non è noto, porre H = 0.1 N)</i>		
FS	coefficiente di sicurezza	1.80	(-)
<hr/>			
fattori di capacità portante		N_c	24.85
		N_f	15.55
		N_q	13.94
fattori di forma		s_c	1.68
		s_f	0.52
		s_q	1.63
fattori di approfondimento		d_c	1.19
		d_f	1.00
		d_q	1.17
fattori di inclinazione del carico		i_c	0.72
		i_f	0.60
		i_q	0.74
fattori di inclinazione della fondazione		b_c	1.00
		b_f	1.00
		b_q	1.00
fattori di inclinazione del piano campagna		g_c	1.00
		g_f	1.00
		g_q	1.00
<hr/>			
RISULTATI			
capacità portante limite:			
componente dovuta alla coesione		0	(kPa)
contributo delle forze di attrito		38	(kPa)
contributo del sovraccarico		280	(kPa)
		$Q_{lim} =$	317 kPa
		$Q_{amm} =$	183 kPa

Figura 13 – Verifiche di capacità portante.

10.2.2.2 Verifica al scivolamento

Secondo il metodo descritto al paragrafo 7.3.8, considerando la superficie effettivamente reagente e ipotizzando un angolo di attrito plinto terreno pari a $\phi = 27.5^\circ$.

$$T = 25.86kN < T_{amm} = \frac{136.41 * tg(27.5^\circ)}{1.1} = 64.43kN$$

10.3 MONOPALO TIPO C

10.3.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

10.3.1.1 Calcolo dei cedimenti verticali

Secondo il metodo descritto al paragrafo 7.3.2 si ha:

DATI DI INGRESSO						
p	carico applicato	101	(kPa)	Δh	altezza cono di calcolo	0.24 (m)
L	lunghezza area di carico	1.49	(m)	D	approfondimento fondazione da p.c.	1.50 (m)
B	larghezza area di carico	1.21	(m)	z_w	profondità falda da p.c.	2.00 (m)
				α	$\Delta\sigma_z < \alpha \sigma'_{v0}$	0.05 (-)

Strato	ΔH	H	γ _n	γ _{sat}	E	
(-)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(MPa)	
1	1.00	1.00	19.0	19.0	30.0	ΔH spessore strato i-esimo <i>(lo spessore del 1° strato è valutato a partire dalla quota di imposta della fondazione/area di carico)</i> γ_n peso di volume naturale γ_{sat} peso di volume saturo E modulo elastico
2	1.00	2.00	19.0	19.0	30.0	
3	1.00	3.00	19.0	19.0	30.0	
4	1.00	4.00	19.0	19.0	30.0	
5	1.00	5.00	19.0	19.0	30.0	
6	1.00	6.00	19.0	19.0	30.0	

RISULTATI

CENTRO

(il valore z=0 corrisponde alla quota del piano di imposta della fondazione/area di carico; il valore della pressione geostatica efficace alla quota z=0 è calcolato facendo riferimento ai parametri del 1° strato)

z	σ'v0	Δσz	σ'v0+Δσz	Δw	w	ε	
(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(cm)	(cm)	(%)	
0.00	29	101	129	0.1	0.4	0.3	
0.24	33	97	130	0.1	0.4	0.3	
0.48	38	85	123	0.1	0.3	0.3	
0.72	40	68	108	0.0	0.2	0.2	
0.96	42	52	94	0.0	0.2	0.2	
1.00	42	50	92	0.1	0.2	0.1	
1.44	46	30	77	0.0	0.1	0.1	
1.68	49	24	73	0.0	0.1	0.1	
1.92	51	19	70	0.0	0.1	0.1	
2.00	52	18	70	0.0	0.1	0.1	
2.40	55	13	68	0.0	0.0	0.0	
2.64	57	11	69	0.0	0.0	0.0	
2.88	60	10	69	0.0	0.0	0.0	
3.00	61	9	70	0.0	0.0	0.0	
3.36	64	7	71	0.0	0.0	0.0	
3.60	66	6	73	0.0	0.0	0.0	
3.84	69	6	74	0.0	0.0	0.0	
4.00	70	5	75	0.0	0.0	0.0	
4.32	73	4	77	0.0	0.0	0.0	
4.56	75	4	79	0.0	0.0	0.0	
4.80	77	4	81	-	-	-	

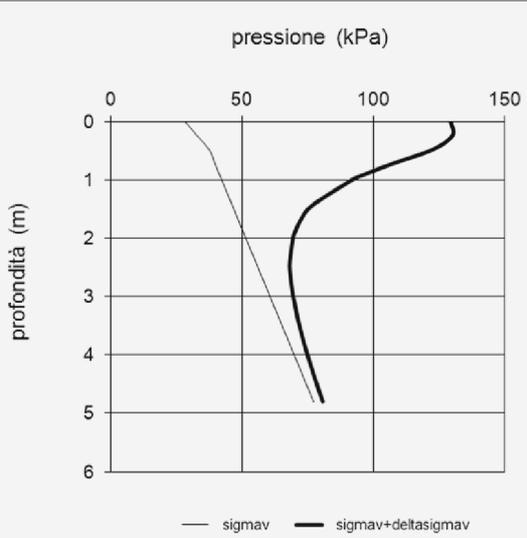


Figura 14 – Cedimento verticale.

10.3.1.2 Calcolo dei cedimenti rotazionali

Secondo il metodo descritto al paragrafo 7.3.3 si ha:

v' [-]	0.25	Momento ribaltante in fondazione M [kNm/m]			
L/B [-]	0.4193548				
I_0 [-]	3.24	$\tan \theta$ [rad]	θ [°]	ε [cm]	ε_{amm} [cm]
E' [MPa]	30	0.00118	0.0678	0.20	0.85

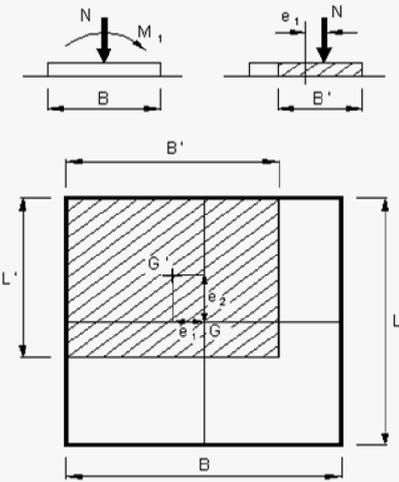
10.3.2 Verifiche agli stati limite ultimi

10.3.2.1 Verifica della capacità portante

 Secondo il metodo descritto al paragrafo 7.3.7, ipotizzando un approfondimento medio della fondazione di 1.70m e un angolo di attrito plinto terreno pari a $\phi = 33^\circ$ si ha:

$$\phi_d = 27.5^\circ \text{ per } A2+M2+R2$$

$$q = 150 \text{ kPa} < q_{amm} = 200 \text{ kPa}$$



$e_1 = M_1 / N$
 $e_2 = M_2 / N$
 $B' = B - 2e_1$
 $L' = L - 2e_2$

FONDAZIONE RETTANGOLARE

DATI DI INGRESSO

N	carico verticale	181	(kN)
M_B	momento flettente nel senso della larghezza	9	(kNm)
M_L	momento flettente nel senso della lunghezza	190	(kNm)
B	larghezza della fondazione	1.30	(m)
L	lunghezza della fondazione	3.10	(m)

RISULTATI

B'	larghezza della fondazione equivalente	1.21	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	1.00	(m)
q	pressione	150	(kPa)

DATI DI INGRESSO

γ_w	peso di volume acqua	9.807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	19.0	(kN/m ³)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	19.0	(kN/m ³)
ϕ'	angolo di attrito	27.5	(°)
c'	coesione drenata	0.0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	1.21	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	1.00	(m)
D	approfondimento della fondazione		
	<i>valore minimo tra sinistra e destra della fondazione</i>		
	<i>(è opportuno essere conservativi: vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente " δ ")</i>	1.70	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
h_w	profondità falda da p.c. ($h_w = z_w + D$)	2.00	(m)
α	inclinazione della fondazione		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
β	pendenza piano campagna		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
N	carico verticale	181	(kN)
H	carico orizzontale	36	(kN)
	<i>(N e H sono necessari per il calcolo dei fattori i. Se H non è noto, porre H = 0.1 N)</i>		
FS	coefficiente di sicurezza	1.80	(-)
fattori di capacità portante		N_c	24.85
		N_γ	15.55
		N_q	13.94
fattori di forma		s_c	1.68
		s_γ	0.52
		s_q	1.63
fattori di approfondimento		d_c	1.20
		d_γ	1.00
		d_q	1.19
fattori di inclinazione del carico		i_c	0.70
		i_γ	0.58
		i_q	0.72
fattori di inclinazione della fondazione		b_c	1.00
		b_γ	1.00
		b_q	1.00
fattori di inclinazione del piano campagna		g_c	1.00
		g_γ	1.00
		g_q	1.00

RISULTATI
capacità portante limite:

componente dovuta alla coesione	0	(kPa)
contributo delle forze di attrito	33	(kPa)
contributo del sovraccarico	314	(kPa)
q_{lim}	=	347 kPa
q_{amm}	=	200 kPa

Figura 15 – Verifiche di capacità portante.

10.3.2.2 Verifica al scivolamento

Secondo il metodo descritto al paragrafo 7.3.8, considerando la superficie effettivamente reagente e ipotizzando un angolo di attrito plinto terreno pari a $\phi = 27.5^\circ$.

$$T = 36.09kN < T_{amm} = \frac{180.58 * tg(27.5^\circ)}{1.1} = 85.29kN$$

11. RISULTATI ANALISI PORTALE A BANDIERA

11.1 PREMESSA

Nella seguente figura è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

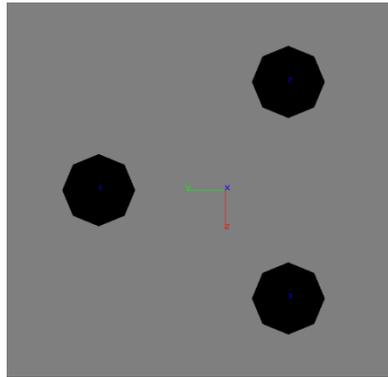


Figura 16: Numerazione Pali per il portale tipo A

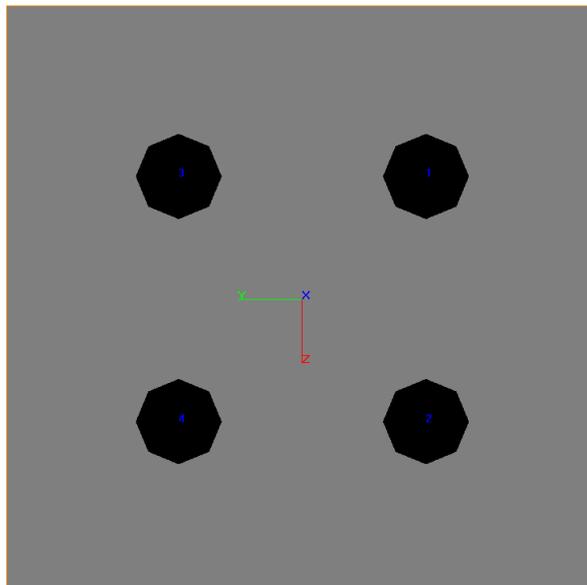


Figura 17: Numerazione Pali per il portale tipo C

11.2 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 8, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei micropali/pali R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 8.4.1 è possibile ottenere i profili di resistenza caratteristica e di progetto riportate nel seguito. La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 8.4 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.1 verticale di indagini a disposizione per sistema di fondazione.

I valori delle resistenze di progetto, così trovati sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M1+R2).

coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

resistenza	pali infissi			pali trivellati		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
base: γ_b	1	1.45	1.2	1	1.7	1.35
laterale: γ_s	1	1.45	1.2	1	1.45	1.15
lat. Trazione	1	1.6	1.3	1	1.6	1.25

fattori di correzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

n verticali	1	2	3	4	5	7	>10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ξ_4	1.7	1.55	1.5	1.42	1.34	1.28	1.2

Risulta che i valori caratteristici di resistenza a compressione e trazione sono pari a:

PORTALE num.	Pk	TIPO		PALI			Rd (A1+M1+R2)		Rd (A1+M1+R3)	
				num.	diam	lunghezza	compres	trazione	compres	trazione
[-]	[Km]			[-]	[mm]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	88+800	A	su ril.	3	φ 600	14.0	399	227	503	280
2	89+000	C	su ril.	4	φ 800	14.0	547	316	689	386
3	89+580	C	su ril.	4	φ 800	14.0	616	344	776	442
4	94+150	C	su ril.	4	φ 800	16.0	570	384	718	471
5	94+500	C	su ril.	4	φ 800	15.0	590	373	744	458
6	94+750	A	su ril.	3	φ 600	15.0	357	242	450	299
7	95+230	A	su ril.	3	φ 600	15.0	365	241	460	297
8	95+500	C	su ril.	4	φ 800	15.0	561	354	707	434
9	95+830	C	su ril.	4	φ 800	16.0	609	381	767	467
10	100+000	C	su ril.	4	φ 800	17.0	583	405	735	497
11	100+450	C	su ril.	4	φ 800	19.0	573	437	723	535
12	100+650	A	su ril.	3	φ 600	12.0	378	196	477	243

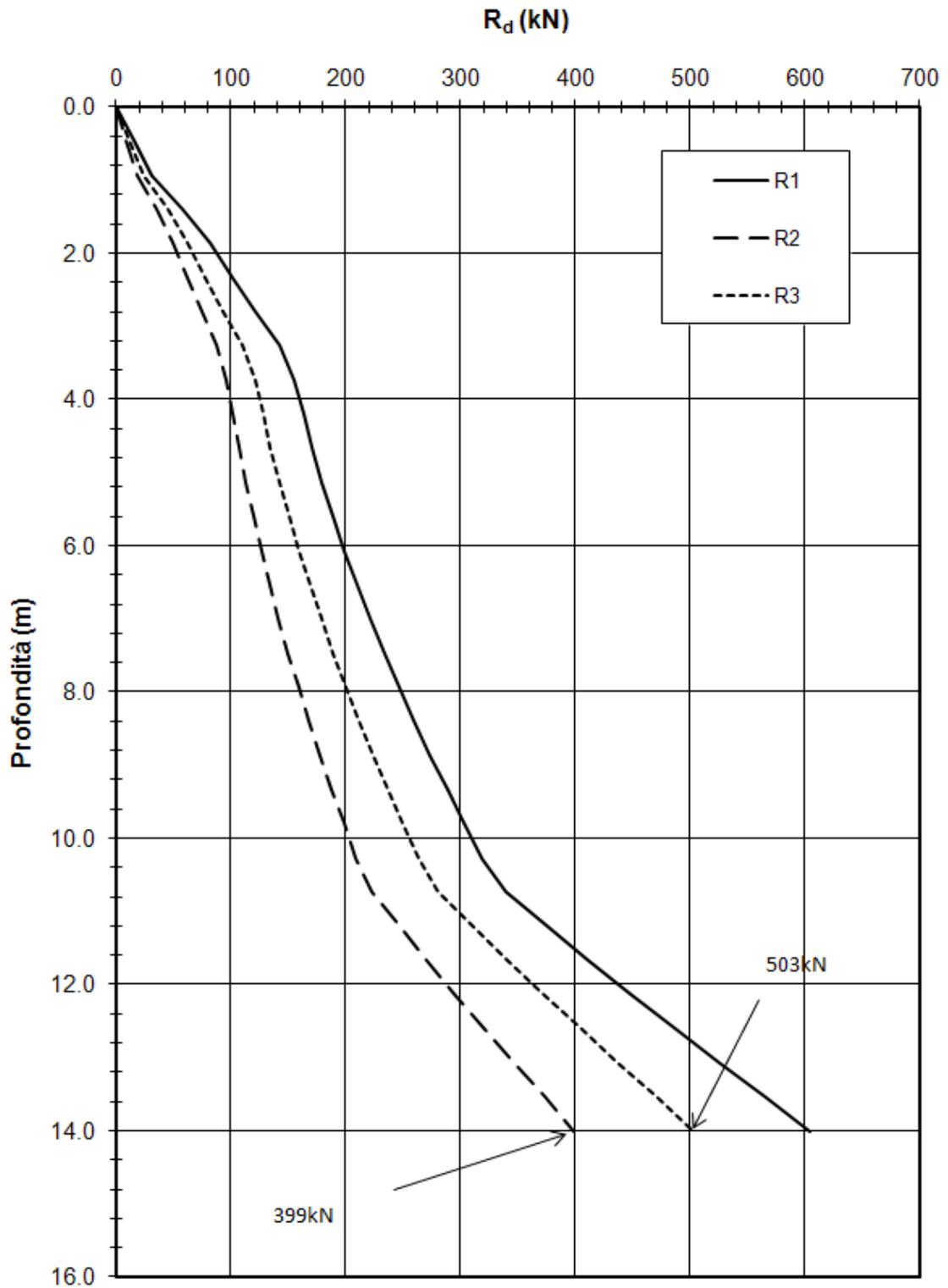


Figura 18: Resistenza di progetto del palo a compressione Portale 1 tipo A

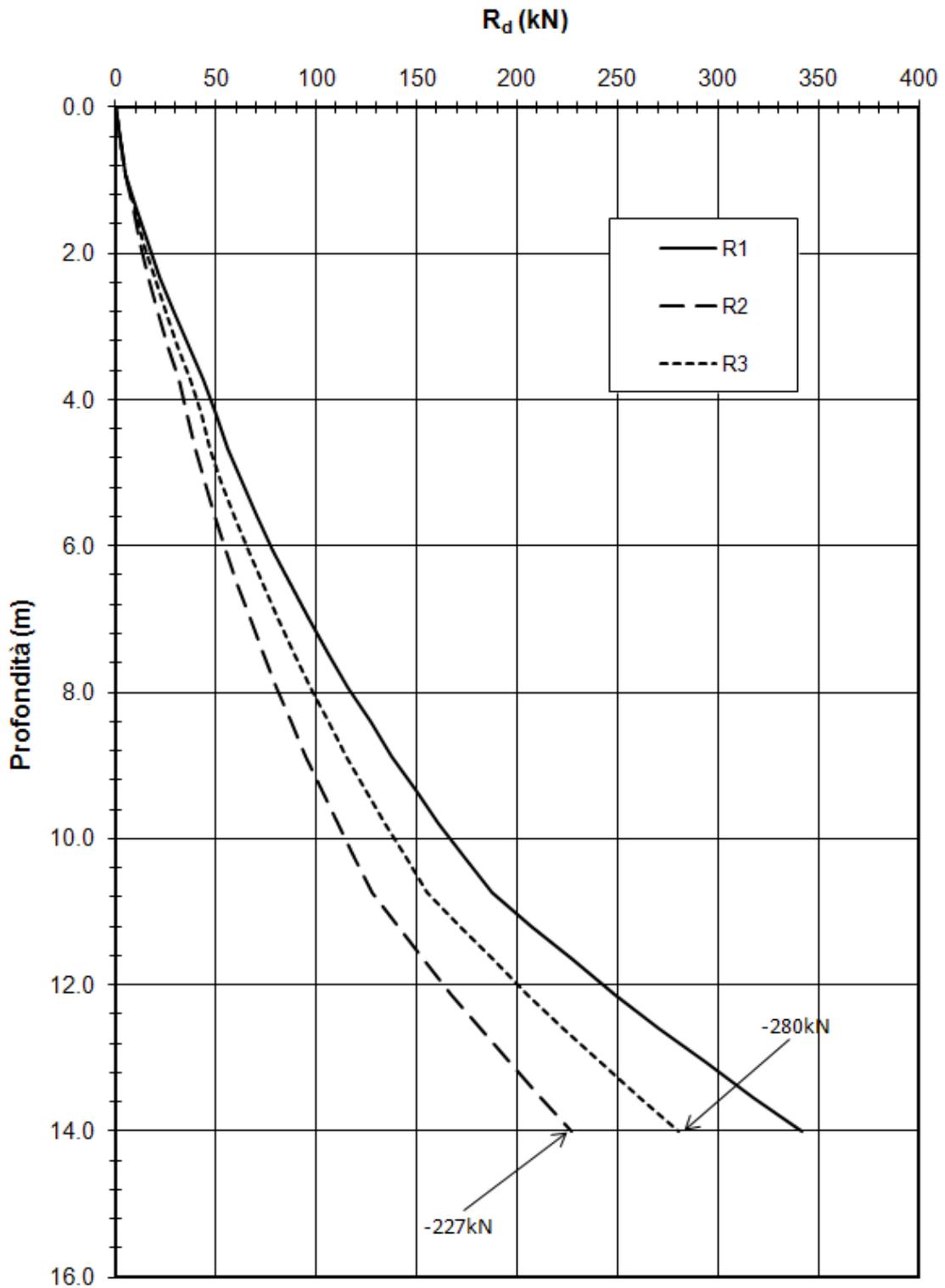


Figura 19: Resistenza di progetto del palo a trazione Portale 1 tipo A

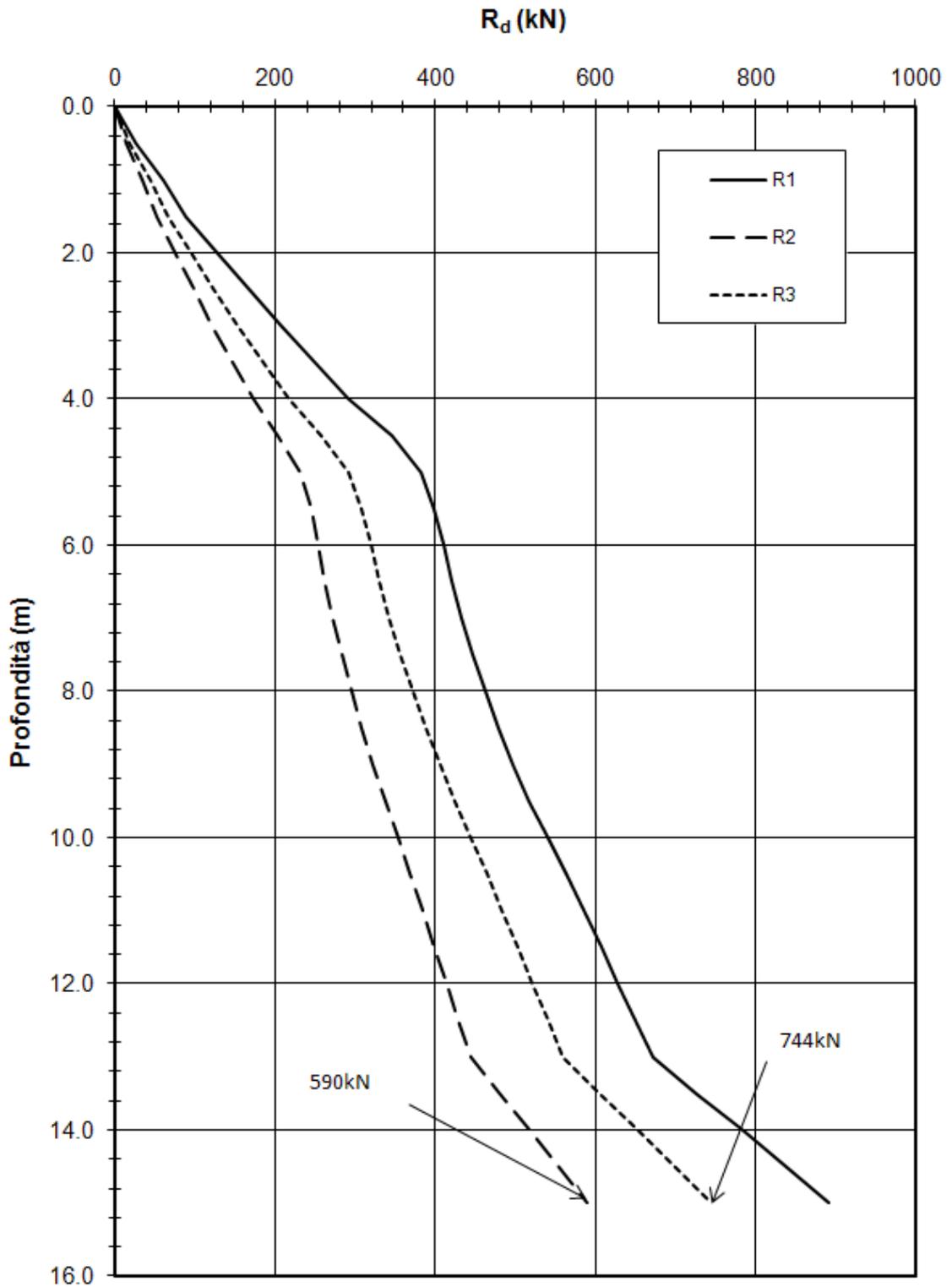


Figura 20: Resistenza di progetto del palo a compressione Portale 5 tipo C

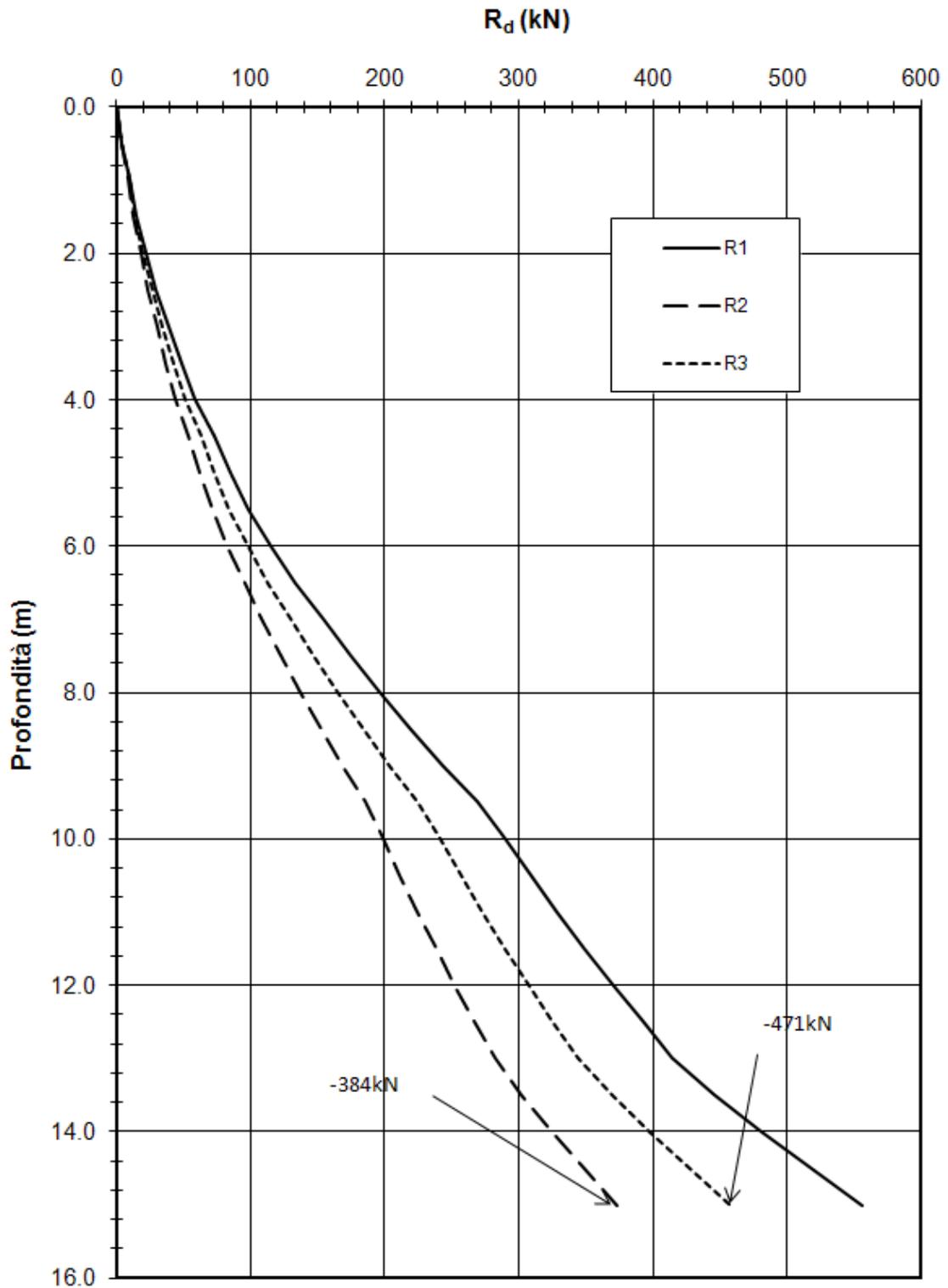


Figura 21: Resistenza di progetto del palo a trazione Portale 5 tipo C

11.3 RISULTATI ANALISI

Nella seguente tabella sono riportate le azioni agenti sul singolo palo di fondazione.

PORTALE 1 Prog. 88+800 Carr. BO TIPO A 3 PALI ϕ 600				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	294	-	-
	Nmin	-139	-	-
SLU-STR	Nmax	369	147	215
	Nmin	-170	56	88
	Mmax	251	155	269
	Tmax	251	155	269
SIS	Nmax	312	59	66
	Nmin	-29	6	20
	Mmax	222	70	100
	Tmax	222	70	100

Tabella 34: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 1

PORTALE 2 Prog. 89+000 Carr. BO TIPO C 4 PALI ϕ 800				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	501	-	-
	Nmin	-11	-	-
SLU-STR	Nmax	585	209	417
	Nmin	-35	117	209
	Mmax	572	290	597
	Tmax	532	291	582
SIS	Nmax	460	26	65
	Nmin	23	24	31
	Mmax	330	124	244
	Tmax	330	124	244

Tabella 35: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 2

PORTALE 3 Prog. 89+580 Carr. BO TIPO C 4 PALI ϕ 800				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	502	-	-
	Nmin	-12	-	-
SLU-STR	Nmax	586	210	421
	Nmin	-36	117	210
	Mmax	574	290	597
	Tmax	574	290	597
SIS	Nmax	461	26	65
	Nmin	23	24	31
	Mmax	331	124	245
	Tmax	331	124	245

Tabella 36: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 3

PORTALE 4 Prog. 94+150 Carr. PD TIPO C 4 PALI ϕ 800				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	471	-	-
	Nmin	23	-	-
SLU-STR	Nmax	559	211	414
	Nmin	-8	117	192
	Mmax	544	292	624
	Tmax	544	292	624
SIS	Nmax	436	27	85
	Nmin	57	25	53
	Mmax	278	120	253
	Tmax	319	124	250

Tabella 37: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 4

PORTALE 5 Prog. 94+500 Carr. PD TIPO C 4 PALI ϕ 800				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	495	-	-
	Nmin	-9	-	-
SLU-STR	Nmax	566	275	626
	Nmin	-37	113	209
	Mmax	566	275	626
	Tmax	566	275	626
SIS	Nmax	452	26	73
	Nmin	36	24	41
	Mmax	327	121	254
	Tmax	327	121	254

Tabella 38: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 5

PORTALE 6 Prog. 94+750 Carr. PD TIPO A 3 PALI ϕ 600				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	275	-	-
	Nmin	-135	-	-
SLU-STR	Nmax	332	129	239
	Nmin	-168	45	83
	Mmax	288	143	300
	Tmax	288	143	300
SIS	Nmax	316	60	69
	Nmin	-21	6	24
	Mmax	218	65	106
	Tmax	218	65	106

Tabella 39: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 6

PORTALE 7 Prog. 95+230 Carr. BO TIPO A 3 PALI ϕ 600				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	285	-	-
	Nmin	-153	-	-
SLU-STR	Nmax	344	130	244
	Nmin	-185	46	81
	Mmax	292	143	294
	Tmax	292	143	294
SIS	Nmax	337	59	80
	Nmin	-32	5	18
	Mmax	227	65	110
	Tmax	227	65	110

Tabella 40: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 7

PORTALE 8 Prog. 95+500 Carr. BO TIPO C 4 PALI ϕ 800				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	505	-	-
	Nmin	-14	-	-
SLU-STR	Nmax	586	202	417
	Nmin	-38	109	201
	Mmax	577	208	589
	Tmax	577	208	589
SIS	Nmax	463	26	64
	Nmin	24	23	29
	Mmax	331	121	242
	Tmax	331	121	242

Tabella 41: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 8

PORTALE 9 Prog. 95+830 Carr. BO TIPO C 4 PALI ϕ 800				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	510	-	-
	Nmin	-17	-	-
SLU-STR	Nmax	583	275	618
	Nmin	-45	115	224
	Mmax	583	275	618
	Tmax	583	275	618
SIS	Nmax	468	26	66
	Nmin	23	23	30
	Mmax	333	122	253
	Tmax	333	122	253

Tabella 42: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 9

PORTALE 10 Prog. 100+000 Carr. PD TIPO C 4 PALI ϕ 800				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	497	-	-
	Nmin	-11	-	-
SLU-STR	Nmax	568	263	663
	Nmin	-41	105	211
	Mmax	568	263	663
	Tmax	568	263	663
SIS	Nmax	450	25	79
	Nmin	39	23	45
	Mmax	326	118	268
	Tmax	326	118	268

Tabella 43: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 10

PORTALE 11 Prog. 100+450 Carr. PD TIPO C 4 PALI ϕ 800				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	496	-	-
	Nmin	-6	-	-
SLU-STR	Nmax	566	262	658
	Nmin	-37	103	207
	Mmax	566	262	658
	Tmax	566	262	658
SIS	Nmax	450	25	80
	Nmin	41	23	46
	Mmax	286	114	268
	Tmax	327	118	267

Tabella 44: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 11

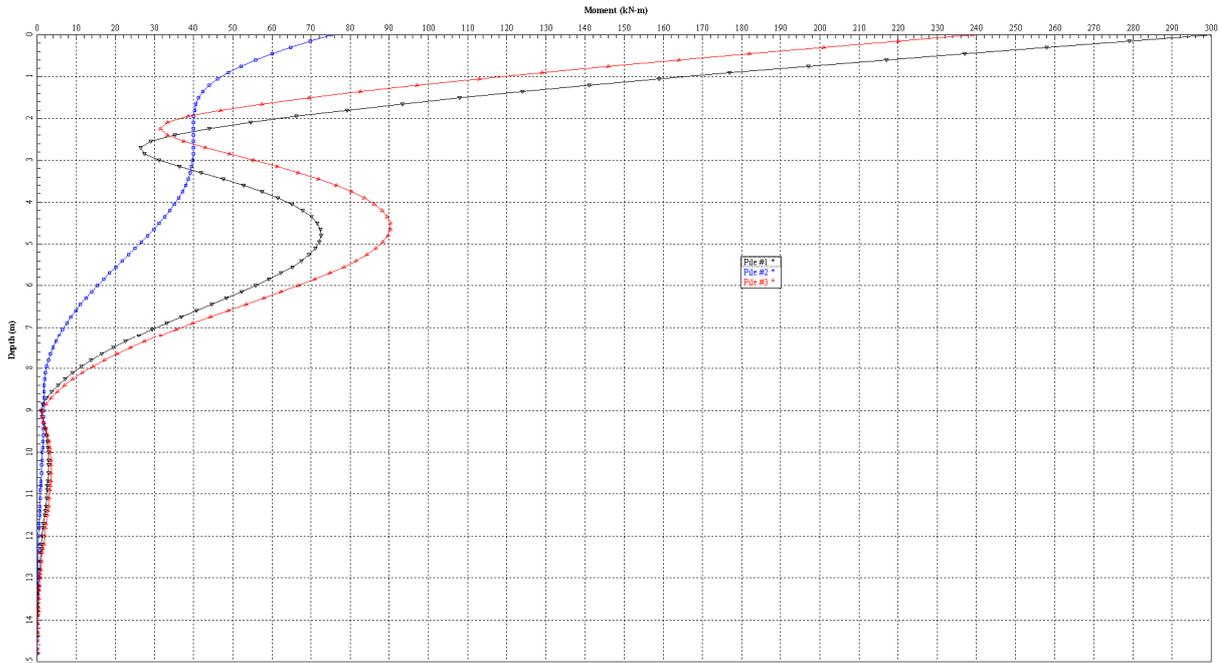
PORTALE 12 Prog. 100+650 Carr. PD TIPO A 3 PALI ϕ 600				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	272	-	-
	Nmin	-137	-	-
SLU-STR	Nmax	337	131	236
	Nmin	-167	47	85
	Mmax	284	145	297
	Tmax	284	145	297
SIS	Nmax	319	60	70
	Nmin	-24	6	23
	Mmax	220	66	106
	Tmax	220	66	106

Tabella 45: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 12

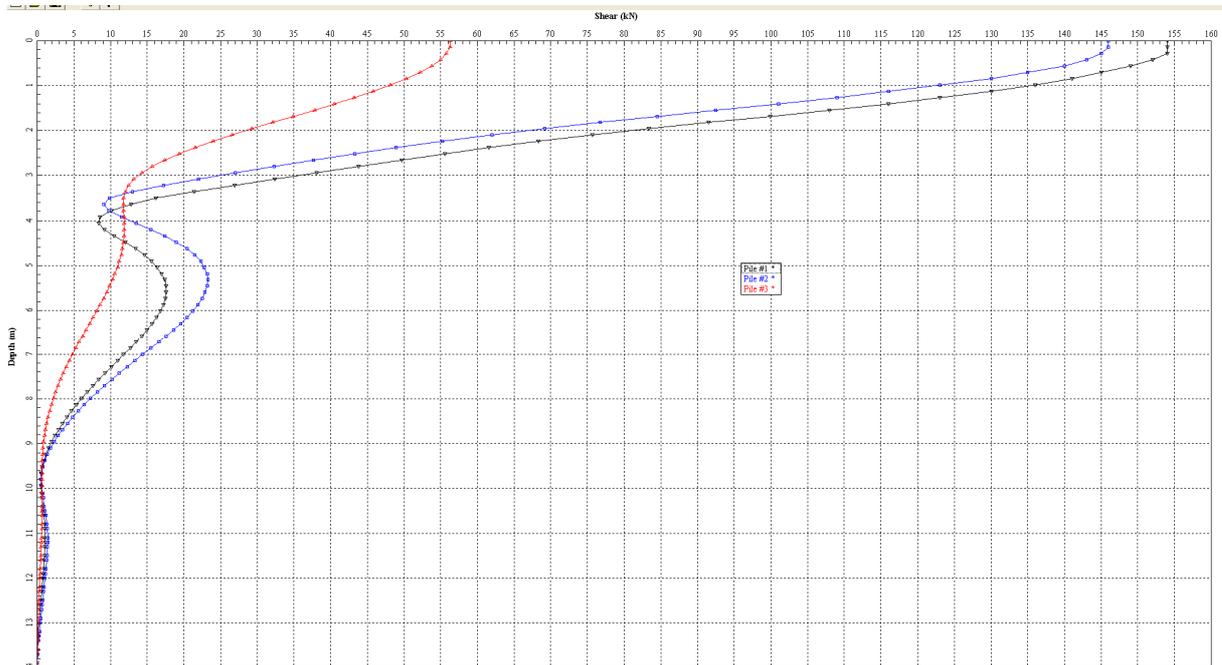
Dove N_{MAX} e N_{MIN} sono rispettivamente l'azione assiale massima (in compressione) e minima (in trazione) agente sul singolo palo, T_{MAX} è la sollecitazione di taglio massima e M_{MAX} il momento flettente massimo.

Per le verifiche Geotecniche le azioni assiali massime e minime delle combinazioni GEO e SIS devono essere confrontate con i valori delle resistenze riportati nel paragrafo precedente. Le verifiche risultano soddisfatte.

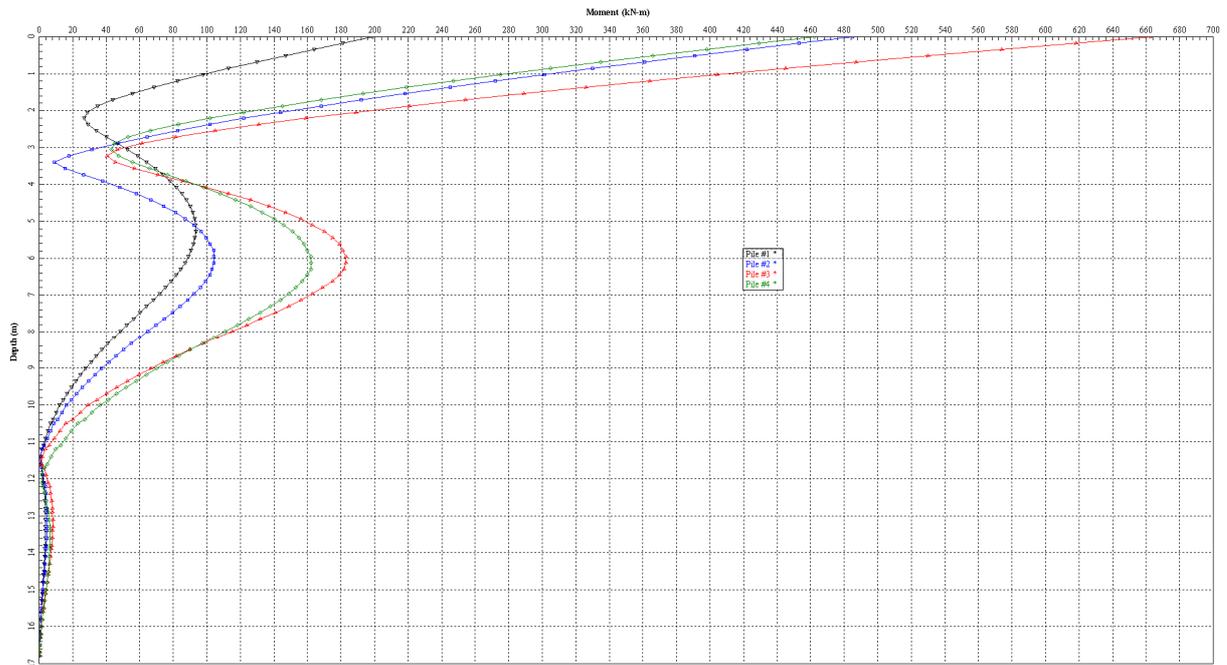
L'andamento dei momenti e del taglio è riportato per le combinazioni più gravose nelle figure seguenti



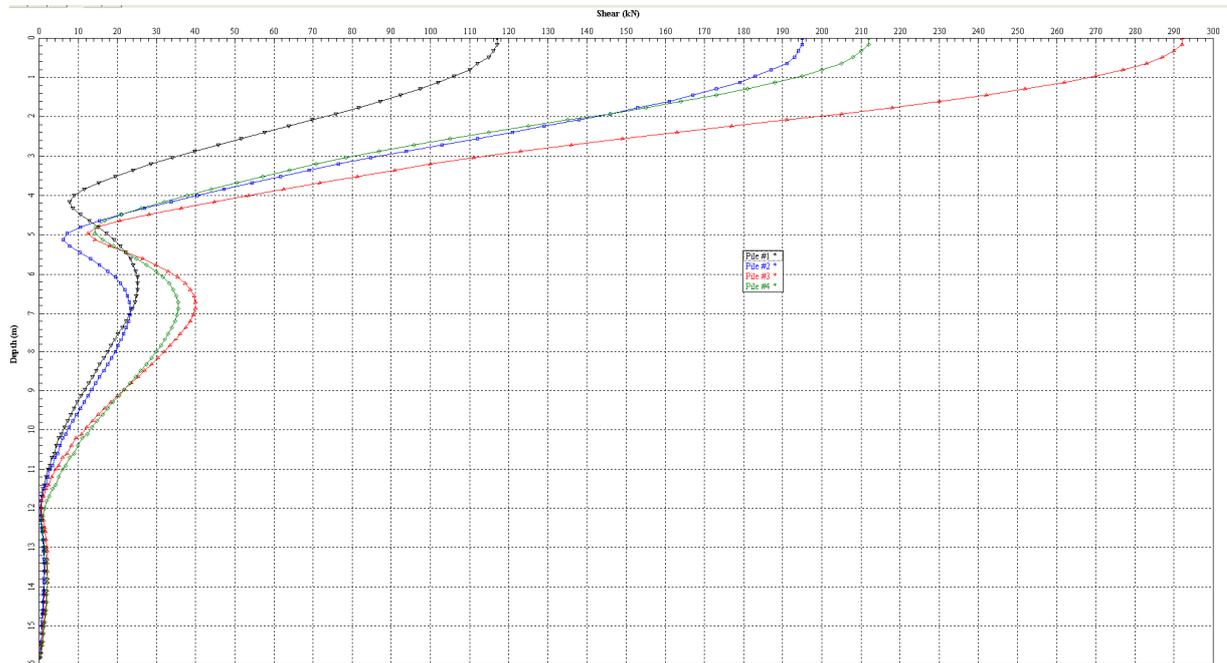
**Figura 22: Andamento del momento lungo il palo $\phi 600$ per il portale 6
combinazione SLU-STR**



**Figura 23: Andamento dell'azione di taglio lungo il palo $\phi 600$ per il portale 1
combinazione SLU-STR**



**Figura 24: Andamento del momento lungo il palo $\phi 800$ per il portale 10
combinazione SLU-STR**



**Figura 25: Andamento dell'azione di taglio lungo il palo $\phi 800$ per il portale 4
combinazione SLU-STR**

11.4 VERIFICHE STRUTTURALI

11.4.1 Palo $\phi 600$

Prendendo a riferimento le massime azioni,

PORTALE TIPO A 3 PALI $\phi 600$				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-STR	Nmax	369	147	215
	Nmin	-185	46	81
	Mmax	288	143	300
	Tmax	251	155	269
SLE	Nmax	257	102	148
	Nmin	-68	35	51
	Mmax	203	97	195
	Tmax	187	104	178

le verifiche strutturali del palo di diametro 600 mm, con un'armatura longitudinale di 10 $\phi 24$ e spirale $\phi 12$ a passo 20, risultano soddisfatte.

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 sismicit : 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/cm²
 Resis. compr. ridotta f_{cd}' : 70.80 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec_2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale E_c : 314750 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione f_{ctm} : 26.00 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
 Combinazioni Rare in Esercizio
 Sc Limite : 150.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. f_{yk} : 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura f_{tk} : 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo f_{yd} : 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo f_{td} : 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo E_{pu} : 0.068
 Modulo Elastico E_f : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00 daN/cm²

Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 60.0 cm
 Barre circonfer.: 10Ø24 (45.2 cm²)
 Copriferro (dal baric. barre): 6.0 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	36900	21500	14700	0
2	-18500	8100	4600	0
3	28800	30000	14300	0
4	25100	26900	15500	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	25700	14800
2	-6800	5100
3	20300	19500

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.8 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 12.4 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.0 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)= 45.2 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	36900	21500	36923	40634	1.890	10.1		
2	S	-18500	8100	-18474	33404	4.124	14.5		
3	S	28800	30000	28802	39618	1.321	10.8		
4	S	25100	26900	25102	39149	1.455	11.2		

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,O 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,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00103	30.0	0.00244	24.0	-0.00602	-24.0
2	0.00350	-0.00231	30.0	0.00214	24.0	-0.00870	-24.0
3	0.00350	-0.00120	30.0	0.00240	24.0	-0.00637	-24.0
4	0.00350	-0.00128	30.0	0.00239	24.0	-0.00653	-24.0

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

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 24.9 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 4.0 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm²/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 [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	14700	13972	58753	16228	53.6	21.80	1.092	3.7
2	S	4600	0	51900	16581	50.6	21.80	1.000	1.1
3	S	14300	12920	57665	16228	53.6	21.80	1.072	3.6
4	S	15500	12439	57168	16228	53.6	21.80	1.063	3.9

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/cm²)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²)
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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	87.1	-30.0	0.0	-30.0	-1587	24.0	22.8	1015	13.6	0.0
2	S	28.9	-30.0	0.0	-30.0	-932	24.0	22.8	1015	13.6	0.0
3	S	114.6	-30.0	0.0	-30.0	-2408	24.0	22.8	1015	13.6	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/cm²)
 ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²)
 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	60.7	-46.1	-5.5	0.140	1.0	0.000541	226	0.208
2	S	16.5	-20.3	-6.4	0.164	1.0	0.000186	243	0.077

3 S 76.1 -64.6 -11.1 0.146 1.0 0.001009 231 0.396

11.4.2 Palo $\phi 800$

Prendendo a riferimento le massime azioni,

PORTALE TIPO C 4 PALI $\phi 6800$				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-STR	Nmax	586	202	417
	Nmin	-45	115	224
	Mmax	568	263	663
	Tmax	544	292	624
SLE	Nmax	405	183	438
	Nmin	92	67	126
	Mmax	383	199	442
	Tmax	383	199	442

le verifiche strutturali del palo di diametro 800 mm, con un'armatura longitudinale di 12 $\phi 26$ e spirale $\phi 12$ a passo 20, risultano soddisfatte.

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'inertia
 Riferimento alla sismicit : 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/cm²
 Resis. compr. ridotta fcd' : 70.80 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione fctm : 26.00 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
 Combinazioni Rare in Esercizio
 Sc Limite : 150.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk : 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd : 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²

Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 80.0 cm
 Barre circonfer.: 12Ø26 (63.7 cm²)
 Copriferro (dal baric. barre): 6.0 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	58600	41700	20200	0
2	-4500	22400	11500	0
3	56800	66300	26300	0
4	54400	62400	29200	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	40500	43800
2	9200	12600
3	38300	44200

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 15.0 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 3.9 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)= 63.7 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	58600	41700	58604	84785	2.033	15.6		
2	S	-4500	22400	-4527	71378	3.187	20.6		
3	S	56800	66300	56798	84444	1.274	15.8		
4	S	54400	62400	54417	83990	1.346	16.0		

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,O 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,O 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,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00142	40.0	0.00264	34.0	-0.00713	-34.0
2	0.00350	-0.00267	40.0	0.00242	34.0	-0.00982	-34.0
3	0.00350	-0.00146	40.0	0.00263	34.0	-0.00720	-34.0
4	0.00350	-0.00150	40.0	0.00262	34.0	-0.00730	-34.0

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

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 9.7 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 10.4 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm²/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 [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	20200	23149	106497	57513	71.0	21.80	1.082	3.6
2	S	11500	0	94171	58888	66.4	21.80	1.000	2.0
3	S	26300	22908	106249	57513	71.0	21.80	1.080	4.7
4	S	29200	22588	105917	57513	71.0	21.80	1.076	5.3

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/cm²)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²)
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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	114.9	-40.0	0.0	-40.0	-2613	34.0	24.2	2130	26.5	0.0
2	S	33.0	-40.0	0.0	-40.0	-793	34.0	24.2	2130	26.5	0.0
3	S	115.9	-40.0	0.0	-40.0	-2680	34.0	24.2	2130	26.5	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/cm²)
 ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 Sc_Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²)
 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	75.1	-61.6	-20.2	0.166	1.0	0.001074	268	0.489
2	S	21.2	-18.1	-6.2	0.168	1.0	0.000159	269	0.073
3	S	75.4	-62.6	-20.8	0.167	1.0	0.001109	268	0.506

11.5 VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLA FONDAZIONE

La verifica di compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e le distorsioni previste, in condizioni di stati limite di esercizio (SLE) è stata valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei micropali.

La seguente tabella riporta i valori degli spostamenti rilevati sulle singole palificate, in accordo al sistema di riferimento utilizzato per le verifiche con Group.

PORTALE 1 Prog. 88+800 Carr. BO TIPO A 3 PALI ϕ 600

	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0001925	0.001075	0.0002844	-0.001602	0.0003734	-0.0001308
SLE2	0.0001893	0.001099	-0.0002884	0.001602	-0.000376	-0.0001465
SLE3	0.0001893	0.001099	0.0002884	-0.001602	0.000376	-0.0001465
SLE4	0.0001925	0.001075	-0.0002844	0.001602	-0.0003734	-0.0001308
SLE5	0.0002243	0.0009956	-0.0001271	0.0009534	-0.0001948	-0.00009308
SLE6	0.0001893	0.001099	0.0002884	-0.001602	0.000376	-0.0001465
SLE7	0.0001925	0.001075	-0.0002844	0.001602	-0.0003734	-0.0001308
SLE8	0.0001893	0.001099	0.0002884	-0.001602	0.000376	-0.0001465
SLE9	0.0002243	0.0009956	0.0001271	-0.0009534	0.0001948	-0.00009308
SLE10	0.0001893	0.001099	-0.0002884	0.001602	-0.000376	-0.0001465
SLE11	0.0001893	0.001099	-0.0002884	0.001602	-0.000376	-0.0001465
SLE12	0.0001925	0.001075	0.0002844	-0.001602	0.0003734	-0.0001308

Tabella 46: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 1.

PORTALE 2 Prog. 89+000 Carr. BO TIPO C 4 PALI ϕ 800

	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0002847	0.0007505	0.00009903	-0.001138	0.0001716	0.000008327
SLE2	0.0002818	0.0007789	-9.834E-05	0.001138	-0.0001713	-0.000006001
SLE3	0.0002818	0.0007789	0.00009834	-0.001138	0.0001713	-0.000006001
SLE4	0.0002847	0.0007505	-9.903E-05	0.001138	-0.0001716	0.000008327
SLE5	0.0002805	0.0007119	0.00005242	-0.0006768	0.00009992	0.00002004
SLE6	0.0002818	0.0007789	-9.834E-05	0.001138	-0.0001713	-0.000006001
SLE7	0.0002847	0.0007505	-9.903E-05	0.001138	-0.0001716	0.000008327
SLE8	0.0002818	0.0007789	0.00009834	-0.001138	0.0001713	-0.000006001
SLE9	0.0002805	0.0007119	0.00005242	-0.0006768	0.00009992	0.00002004
SLE10	0.0002818	0.0007789	-9.834E-05	0.001138	-0.0001713	-0.000006001
SLE11	0.0002818	0.0007789	-9.834E-05	0.001138	-0.0001713	-0.000006001
SLE12	0.0002847	0.0007505	0.00009903	-0.001138	0.0001716	0.000008327

Tabella 47: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 2.

PORTALE 3 Prog. 89+580 Carr. BO TIPO C 4 PALI ϕ 800

	x (m)	y (m)	z (m)	ROT.x (rad)	ROT.y, (rad)	ROT.z, (rad)
SLE1	0.0002769	0.0007373	0.00009003	-0.00112	0.0001662	0.000007572
SLE2	0.0002741	0.0007646	-8.929E-05	0.00112	-0.0001659	-0.000006094
SLE3	0.0002741	0.0007646	0.00008929	-0.00112	0.0001659	-0.000006094
SLE4	0.0002769	0.0007373	-9.003E-05	0.00112	-0.0001662	0.000007572
SLE5	0.0002754	0.0007018	0.00004954	-0.0006675	0.00009805	0.00001932
SLE6	0.0002741	0.0007646	-8.929E-05	0.00112	-0.0001659	-0.000006094
SLE7	0.0002769	0.0007373	-9.003E-05	0.00112	-0.0001662	0.000007572
SLE8	0.0002741	0.0007646	0.00008929	-0.00112	0.0001659	-0.000006094
SLE9	0.0002754	0.0007018	0.00004954	-0.0006675	0.00009805	0.00001932
SLE10	0.0002741	0.0007646	-8.929E-05	0.00112	-0.0001659	-0.000006094
SLE11	0.0002741	0.0007646	-8.929E-05	0.00112	-0.0001659	-0.000006094
SLE12	0.0002769	0.0007373	0.00009003	-0.00112	0.0001662	0.000007572

Tabella 48: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 3.

PORTALE 4 Prog. 94+150 Carr. PD TIPO C 4 PALI ϕ 800

	x (m)	y (m)	z (m)	ROT.x (rad)	ROT.y, (rad)	ROT.z, (rad)
SLE1	0.0005899	0.0007278	0.000378	-0.001134	0.0003098	0.00001262
SLE2	0.0005849	0.0007732	-0.0003774	0.001134	-0.0003095	-0.00001013
SLE3	0.0005849	0.0007732	0.0003774	-0.001134	0.0003095	-0.00001013
SLE4	0.0005899	0.0007278	-0.000378	0.001134	-0.0003098	0.00001262
SLE5	0.0005826	0.0006693	0.0002332	-0.0006754	0.0001896	0.00003565
SLE6	0.0005849	0.0007732	-0.0003774	0.001134	-0.0003095	-0.00001013
SLE7	0.0005899	0.0007278	-0.000378	0.001134	-0.0003098	0.00001262
SLE8	0.0005849	0.0007732	0.0003774	-0.001134	0.0003095	-0.00001013
SLE9	0.0005826	0.0006693	0.0002332	-0.0006754	0.0001896	0.00003565
SLE10	0.0005849	0.0007732	-0.0003774	0.001134	-0.0003095	-0.00001013
SLE11	0.0005849	0.0007732	-0.0003774	0.001134	-0.0003095	-0.00001013
SLE12	0.0005899	0.0007278	0.000378	-0.001134	0.0003098	0.00001262

Tabella 49: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 4.

PORTALE 5 Prog. 94+500 Carr. PD TIPO C 4 PALI ϕ 800

	x (m)	y (m)	z (m)	ROT.x (rad)	ROT.y, (rad)	ROT.z, (rad)
SLE1	0.0004211	0.0009714	0.0001893	-0.001343	0.0002344	0.000001328
SLE2	0.0004173	0.00101	-0.0001879	0.001343	-0.0002339	-0.00001656
SLE3	0.0004173	0.00101	0.0001879	-0.001343	0.0002339	-0.00001656
SLE4	0.0004211	0.0009714	-0.0001893	0.001343	-0.0002344	0.000001328
SLE5	0.0004011	0.000868	0.0001166	-0.0007825	0.0001392	0.00002025

SLE6	0.0004173	0.00101	-0.0001879	0.001343	-0.0002339	-0.00001656
SLE7	0.0004211	0.0009714	-0.0001893	0.001343	-0.0002344	0.000001328
SLE8	0.0004173	0.00101	0.0001879	-0.001343	0.0002339	-0.00001656
SLE9	0.0004011	0.000868	0.0001166	-0.0007825	0.0001392	0.00002025
SLE10	0.0004173	0.00101	-0.0001879	0.001343	-0.0002339	-0.00001656
SLE11	0.0004173	0.00101	-0.0001879	0.001343	-0.0002339	-0.00001656
SLE12	0.0004211	0.0009714	0.0001893	-0.001343	0.0002344	0.000001328

Tabella 50: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 5.

 PORTALE 6 Prog. 94+750 Carr. PD TIPO A 3 PALI ϕ 600

	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0003503	0.001887	0.000373	-0.002364	0.00049	-0.0002056
SLE2	0.0003483	0.001933	-0.0003716	0.002365	-0.0004893	-0.0002299
SLE3	0.0003483	0.001933	0.0003716	-0.002365	0.0004893	-0.0002299
SLE4	0.0003503	0.001887	-0.000373	0.002364	-0.00049	-0.0002056
SLE5	0.000344	0.001699	-0.0002005	0.001376	-0.0002713	-0.0001791
SLE6	0.0003483	0.001933	0.0003716	-0.002365	0.0004893	-0.0002299
SLE7	0.0003503	0.001887	-0.000373	0.002364	-0.00049	-0.0002056
SLE8	0.0003483	0.001933	0.0003716	-0.002365	0.0004893	-0.0002299
SLE9	0.000344	0.001699	0.0002005	-0.001376	0.0002713	-0.0001791
SLE10	0.0003483	0.001933	-0.0003716	0.002365	-0.0004893	-0.0002299
SLE11	0.0003483	0.001933	-0.0003716	0.002365	-0.0004893	-0.0002299
SLE12	0.0003503	0.001887	0.000373	-0.002364	0.00049	-0.0002056

Tabella 51: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 6.

 PORTALE 7 Prog. 95+230 Carr. BO TIPO A 3 PALI ϕ 600

	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0001953	0.001832	0.0001709	-0.002383	0.0003808	-0.0001731
SLE2	0.000192	0.001863	-0.0001758	0.002384	-0.0003835	-0.0001895
SLE3	0.000192	0.001863	0.0001758	-0.002384	0.0003835	-0.0001895
SLE4	0.0001953	0.001832	-0.0001709	0.002383	-0.0003808	-0.0001731
SLE5	0.0002274	0.001611	-7.294E-05	0.001385	-0.0002005	-0.0001292
SLE6	0.000192	0.001863	0.0001758	-0.002384	0.0003835	-0.0001895
SLE7	0.0001953	0.001832	-0.0001709	0.002383	-0.0003808	-0.0001731
SLE8	0.000192	0.001863	0.0001758	-0.002384	0.0003835	-0.0001895
SLE9	0.0002274	0.001611	0.00007294	-0.001385	0.0002005	-0.0001292
SLE10	0.000192	0.001863	-0.0001758	0.002384	-0.0003835	-0.0001895
SLE11	0.000192	0.001863	-0.0001758	0.002384	-0.0003835	-0.0001895
SLE12	0.0001953	0.001832	0.0001709	-0.002383	0.0003808	-0.0001731

Tabella 52: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 7.

 PORTALE 8 Prog. 95+500 Carr. BO TIPO C 4 PALI ϕ 800

	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0002786	0.0008921	0.00004991	-0.001249	0.000165	0.000004197
SLE2	0.0002766	0.0009157	-4.915E-05	0.001249	-0.0001646	-0.000007334
SLE3	0.0002766	0.0009157	0.00004915	-0.001249	0.0001646	-0.000007334
SLE4	0.0002786	0.0008921	-4.991E-05	0.001249	-0.000165	0.000004197

SLE5	0.0002805	0.0008208	0.00003718	-0.0007324	0.00009927	0.00001792
SLE6	0.0002766	0.0009157	-4.915E-05	0.001249	-0.0001646	-0.000007334
SLE7	0.0002786	0.0008921	-4.991E-05	0.001249	-0.000165	0.000004197
SLE8	0.0002766	0.0009157	0.00004915	-0.001249	0.0001646	-0.000007334
SLE9	0.0002805	0.0008208	0.00003718	-0.0007324	0.00009927	0.00001792
SLE10	0.0002766	0.0009157	-4.915E-05	0.001249	-0.0001646	-0.000007334
SLE11	0.0002766	0.0009157	-4.915E-05	0.001249	-0.0001646	-0.000007334
SLE12	0.0002786	0.0008921	0.00004991	-0.001249	0.000165	0.000004197

Tabella 53: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 8.

PORTALE 9 Prog. 95+830 Carr. BO TIPO C 4 PALI ϕ 800

	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0002877	0.000979	0.00004757	-0.001365	0.0001676	8.281E-07
SLE2	0.0002857	0.001004	-4.673E-05	0.001365	-0.0001673	-0.00001091
SLE3	0.0002857	0.001004	0.00004673	-0.001365	0.0001673	-0.00001091
SLE4	0.0002877	0.000979	-4.757E-05	0.001365	-0.0001676	8.281E-07
SLE5	0.000289	0.0008829	0.00003667	-0.0007939	0.000101	0.00001481
SLE6	0.0002857	0.001004	-4.673E-05	0.001365	-0.0001673	-0.00001091
SLE7	0.0002877	0.000979	-4.757E-05	0.001365	-0.0001676	8.281E-07
SLE8	0.0002857	0.001004	0.00004673	-0.001365	0.0001673	-0.00001091
SLE9	0.000289	0.0008829	0.00003667	-0.0007939	0.000101	0.00001481
SLE10	0.0002857	0.001004	-4.673E-05	0.001365	-0.0001673	-0.00001091
SLE11	0.0002857	0.001004	-4.673E-05	0.001365	-0.0001673	-0.00001091
SLE12	0.0002877	0.000979	0.00004757	-0.001365	0.0001676	8.281E-07

Tabella 54: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 9.

PORTALE 10 Prog. 100+000 Carr. PD TIPO C 4 PALI ϕ 800

	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0005199	0.001318	0.0002314	-0.001672	0.0002789	-0.00001311
SLE2	0.0005156	0.001366	-0.0002299	0.001672	-0.0002784	-0.00003366
SLE3	0.0005156	0.001366	0.0002299	-0.001672	0.0002784	-0.00003366
SLE4	0.0005199	0.001318	-0.0002314	0.001672	-0.0002789	-0.00001311
SLE5	0.0005071	0.001157	0.0001564	-0.0009672	0.0001704	0.00001092
SLE6	0.0005156	0.001366	-0.0002299	0.001672	-0.0002784	-0.00003366
SLE7	0.001672	-0.0002784	-3.366E-05	0.001672	-0.0002789	-0.00001311
SLE8	0.0005156	0.001366	0.0002299	-0.001672	0.0002784	-0.00003366
SLE9	0.0005071	0.001157	0.0001564	-0.0009672	0.0001704	0.00001092
SLE10	0.0005156	0.001366	-0.0002299	0.001672	-0.0002784	-0.00003366
SLE11	0.0005156	0.001366	-0.0002299	0.001672	-0.0002784	-0.00003366
SLE12	0.0005199	0.001318	0.0002314	-0.001672	0.0002789	-0.00001311

Tabella 55: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 10.

PORTALE 11 Prog. 100+450 Carr. PD TIPO C 4 PALI ϕ 800

	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0005452	0.00127	0.0002574	-0.001605	0.0002863	-0.00001325
SLE2	0.0005411	0.001321	-0.0002554	0.001606	-0.0002855	-0.00003477
SLE3	0.0005411	0.001321	0.0002554	-0.001606	0.0002855	-0.00003477

SLE4	0.0005452	0.00127	-0.0002574	0.001605	-0.0002863	-0.00001325
SLE5	0.0005361	0.001122	0.0001695	-0.0009322	0.0001745	0.00001079
SLE6	0.0005411	0.001321	-0.0002554	0.001606	-0.0002855	-0.00003477
SLE7	0.0005452	0.00127	-0.0002574	0.001605	-0.0002863	-0.00001325
SLE8	0.0005411	0.001321	0.0002554	-0.001606	0.0002855	-0.00003477
SLE9	0.0005361	0.001122	0.0001695	-0.0009322	0.0001745	0.00001079
SLE10	0.0005411	0.001321	-0.0002554	0.001606	-0.0002855	-0.00003477
SLE11	0.0005411	0.001321	-0.0002554	0.001606	-0.0002855	-0.00003477
SLE12	0.0005452	0.00127	0.0002574	-0.001605	0.0002863	-0.00001325

Tabella 56: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 11

PORTALE 12 Prog. 100+650 Carr. PD TIPO A 3 PALI ϕ 600

	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0002947	0.001695	0.0003672	-0.002139	0.0004657	-0.0001879
SLE2	0.0002923	0.001739	-0.0003671	0.00214	-0.0004657	-0.000212
SLE3	0.0002923	0.001739	0.0003671	-0.00214	0.0004657	-0.000212
SLE4	0.0002947	0.001695	-0.0003672	0.002139	-0.0004657	-0.0001879
SLE5	0.0003015	0.001521	-0.0001739	0.001249	-0.0002442	-0.0001554
SLE6	0.0002923	0.001739	0.0003671	-0.00214	0.0004657	-0.000212
SLE7	0.0002947	0.001695	-0.0003672	0.002139	-0.0004657	-0.0001879
SLE8	0.0002923	0.001739	0.0003671	-0.00214	0.0004657	-0.000212
SLE9	0.0003015	0.001521	0.0001739	-0.001249	0.0002442	-0.0001554
SLE10	0.0002923	0.001739	-0.0003671	0.00214	-0.0004657	-0.000212
SLE11	0.0002923	0.001739	-0.0003671	0.00214	-0.0004657	-0.000212
SLE12	0.0002947	0.001695	0.0003672	-0.002139	0.0004657	-0.0001879

Tabella 57: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 12

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono compatibili con i requisiti prestazioni dell'opera.

12. RISULTATI ANALISI PORTALI PMV

12.1 PREMESSA

Nella seguente figura è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

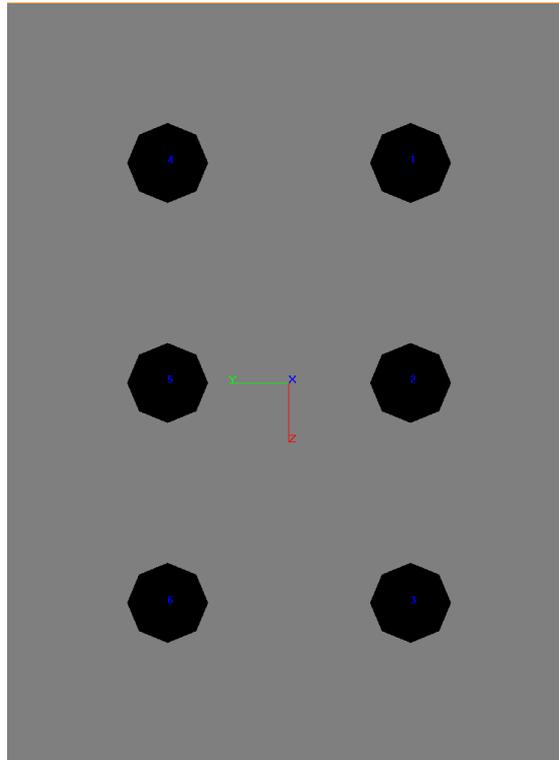


Figura 26: Numerazione Pali

12.2 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 8, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei micropali/pali R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 8.4.1 è possibile ottenere i profili di resistenza caratteristica e di progetto riportate nel seguito. La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 8.4 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.1 verticale di indagini a disposizione per sistema di fondazione.

I valori delle resistenze di progetto, così trovati sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M1+R2).

coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

resistenza	pali infissi			pali trivellati		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
base: γ_b	1	1.45	1.2	1	1.7	1.35
laterale: γ_s	1	1.45	1.2	1	1.45	1.15
lat. Trazione	1	1.6	1.3	1	1.6	1.25

fattori di correzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

n verticali	1	2	3	4	5	7	>10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ξ_4	1.7	1.55	1.5	1.42	1.34	1.28	1.2

Risulta che i valori caratteristici di resistenza a compressione e trazione sono pari a:

PORTALE	Pk	PALI			Rd (A1+M1+R2)		Rd (A1+M1+R3)	
		num.	diam	lunghezza	compres	trazione	compres	trazione
[-]	[Km]	[-]	[mm]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	89+150	6	ϕ 800	14.0	580	340	730	415
2	96+210	6	ϕ 800	17.0	585	400	740	495
3	99+350	6	ϕ 800	13.0	550	300	695	365

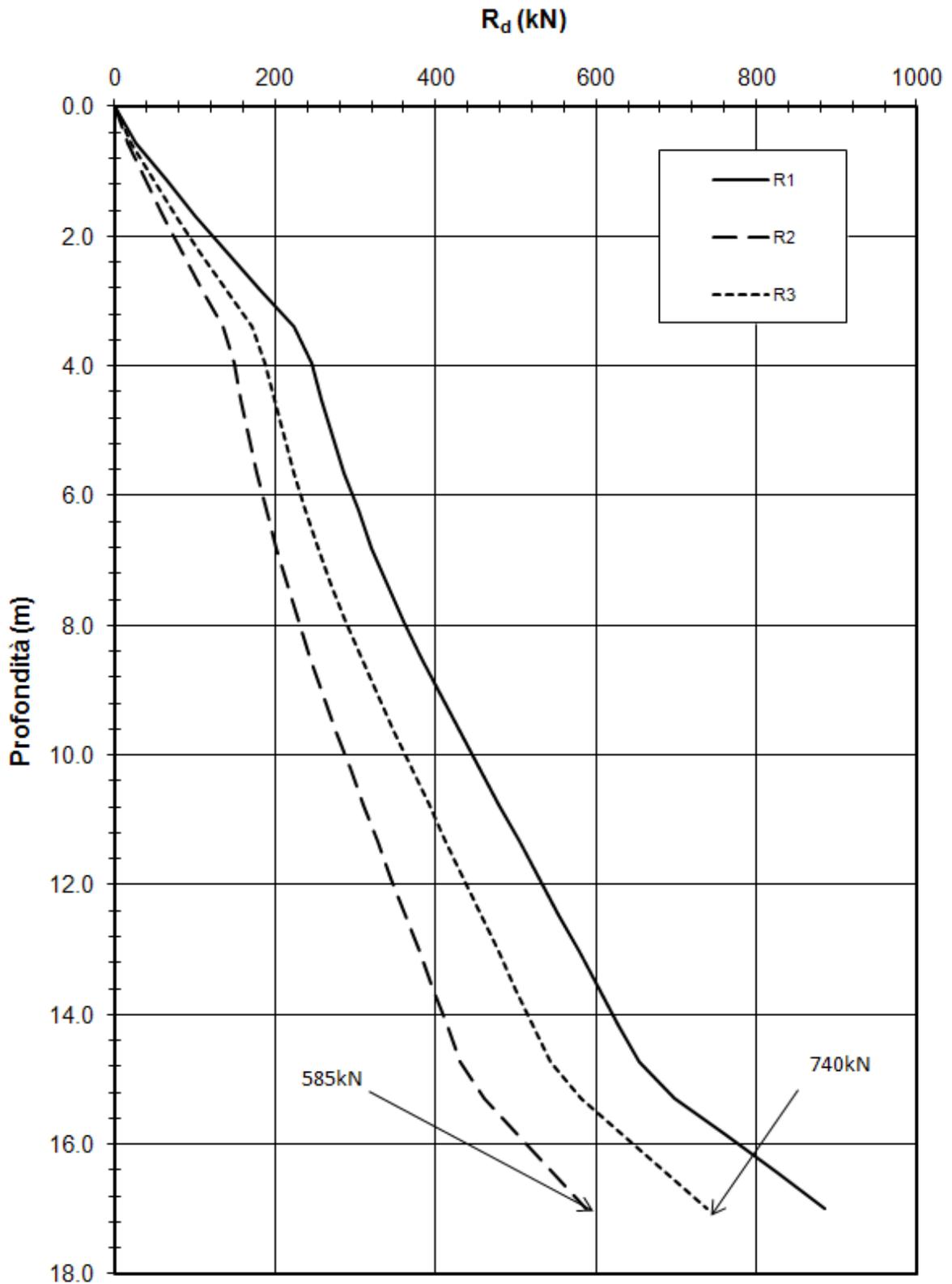


Figura 27: Resistenza di progetto del palo a compressione PMV2

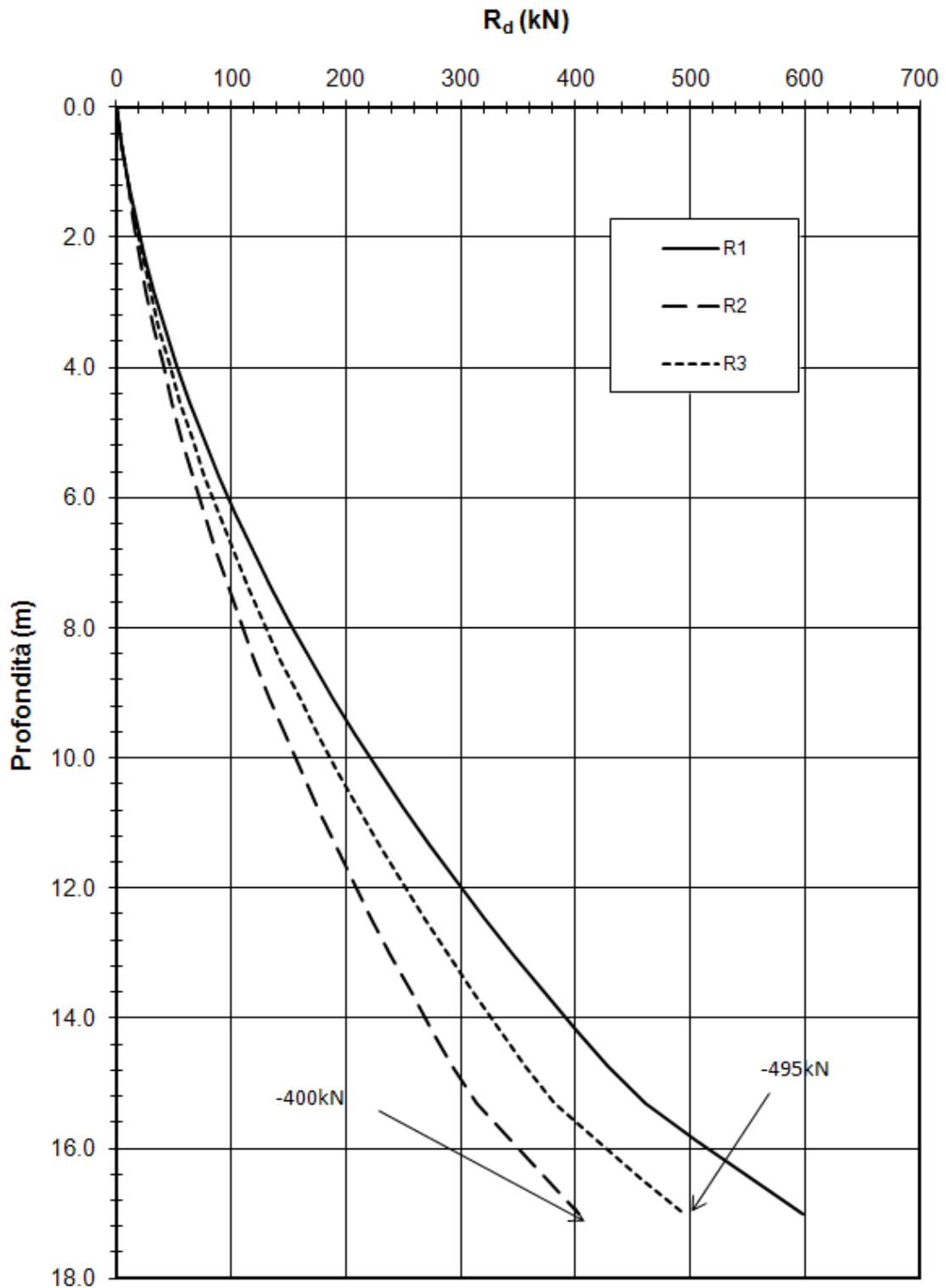


Figura 28: Resistenza di progetto del palo a trazione PMV2

12.3 RISULTATI ANALISI

Nella seguente tabella sono riportate le azioni agenti sul singolo palo di fondazione.

PORTALE PMV 1 Prog. 89+150 Carr. BO 6 PALI ϕ 800				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	345	-	-
	Nmin	-5	-	-
SLU-STR	Nmax	429	32	80
	Nmin	-13	54	109
	Mmax	418	54	112
	Tmax	146	55	89
SIS	Nmax	448	116	185
	Nmin	-94	32	38
	Mmax	-39	123	207
	Tmax	-39	123	207

Tabella 58: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 1

PORTALE PMV 2 Prog. 96+210 Carr. BO 6 PALI ϕ 800				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	347	-	-
	Nmin	-5	-	-
SLU-STR	Nmax	438	32	88
	Nmin	-13	32	67
	Mmax	427	54	127
	Tmax	142	55	105
SIS	Nmax	470	116	2015
	Nmin	-100	34	49
	Mmax	-48	122	237
	Tmax	-48	122	237

Tabella 59: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 2

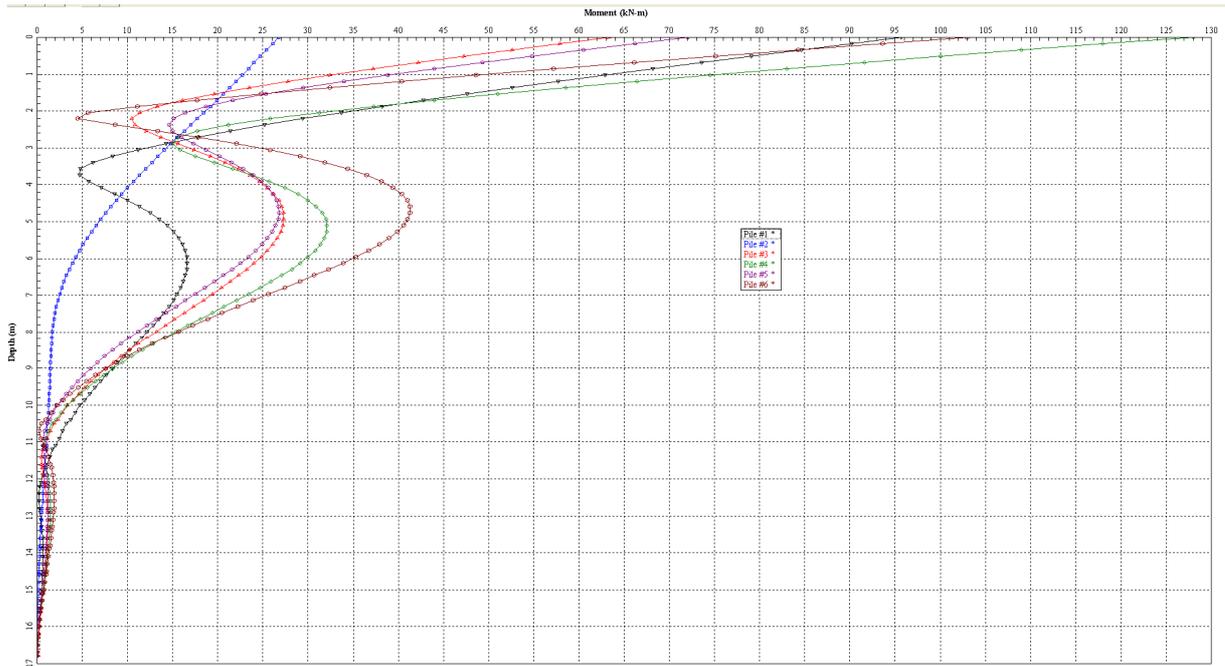
PORTALE PMV 3 Prog. 99+350 Carr. BO 6 PALI ϕ 800				
COMB.		N	T	M
		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	345	-	-
	Nmin	-4	-	-
SLU-STR	Nmax	425	32	79
	Nmin	-12	31	55
	Mmax	411	54	111
	Tmax	228	55	85
SIS	Nmax	447	116	183
	Nmin	-91	33	37
	Mmax	-39	123	205
	Tmax	-39	123	205

Tabella 60: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale 3

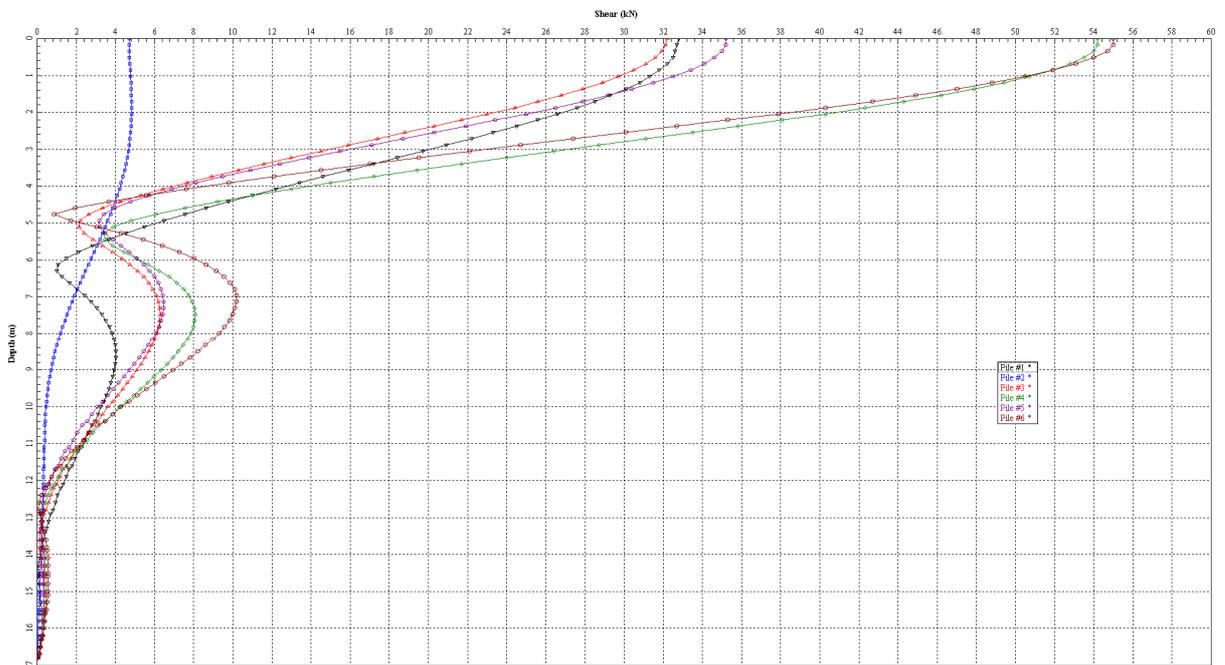
Dove N_{MAX} e N_{MIN} sono rispettivamente l'azione assiale massima (in compressione) e minima (in trazione) agente sul singolo palo, T_{MAX} è la sollecitazione di taglio massima e M_{MAX} il momento flettente massimo.

Per le verifiche Geotecniche le azioni assiali massime e minime delle combinazioni GEO e SIS devono essere confrontate con i valori delle resistenze riportati nel paragrafo precedente. Le verifiche risultano soddisfatte.

L'andamento dei momenti e del taglio è riportato per le combinazioni più gravose nelle figure seguenti



**Figura 29: Andamento del momento lungo il palo $\phi 800$ per il portale 2
combinazione SLU-STR**



**Figura 30: Andamento dell'azione di taglio lungo il palo $\phi 800$ per il portale 2
combinazione SLU-STR**

12.4 VERIFICHE STRUTTURALI

12.4.1 Palo $\phi 800$

Prendendo a riferimento le massime azioni,

COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-STR	Nmax	438	32	88
	Nmin	-13	54	109
	Mmax	427	54	127
	Tmax	228	55	85
SLE	Nmax	324	13	60
	Nmin	14	21	41
	Mmax	315	36	86
	Tmax	183	37	68

le verifiche strutturali del palo di diametro 800 mm, con un'armatura longitudinale di 12 $\phi 26$ e spirale $\phi 12$ a passo 20, risultano soddisfatte.

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'inertia
Riferimento alla sismicit�:	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 ²
	Resis. compr. ridotta fcd' :	70.80 daN/cm ²
	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 ²
	Coeff. di Poisson :	0.20
	Resis. media a trazione fctm:	26.00 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio		
	Sc Limite :	150.00 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite :	Non prevista
ACCIAIO -	Tipo: B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza ist. $\beta 1 \cdot \beta 2$:	1.00 daN/cm ²

Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 80.0 cm
 Barre circonfer.: 12Ø26 (63.7 cm²)
 Copriferro (dal baric. barre): 6.0 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	43800	8800	3200	0
2	-1300	10900	5400	0
3	42700	12700	5400	0
4	22800	8500	5500	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	32400	6000
2	1400	4100
3	31500	8600

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 15.0 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 3.9 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)= 63.7 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	43800	8800	43818	81826	9.298	16.9		
2	S	-1300	10900	-1289	72101	6.615	20.3		
3	S	42700	12700	42715	81597	6.425	17.0		
4	S	22800	8500	22800	77382	9.104	18.5		

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	-0.00169	40.0	0.00259	34.0	-0.00770	-34.0
2	0.00350	-0.00260	40.0	0.00243	34.0	-0.00967	-34.0
3	0.00350	-0.00171	40.0	0.00259	34.0	-0.00774	-34.0
4	0.00350	-0.00209	40.0	0.00252	34.0	-0.00856	-34.0

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

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 24.9 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 4.0 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm²/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 [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	3200	20871	103127	22579	69.6	21.80	1.062	0.6
2	S	5400	0	94171	22940	66.4	21.80	1.000	1.0
3	S	5400	20726	102977	22579	69.6	21.80	1.060	1.0
4	S	5500	17805	98800	22759	68.0	21.80	1.032	1.0

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/cm²)
 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/cm²)
 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/cm²)
 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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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	14.8	-40.0	-3.9	-40.0	-38	34.0	0.0	0	0.0	0.0
2	S	6.6	-40.0	-6.2	-40.0	-78	34.0	0.0	0	0.0	0.0
3	S	18.7	-40.0	-8.2	-40.0	-92	34.0	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/cm²)
 ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²)
 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
2	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
3	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000

12.5 VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLA FONDAZIONE

La verifica di compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e le distorsioni previste, in condizioni di stati limite di esercizio (SLE) è stata valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei micropali.

La seguente tabella riporta i valori degli spostamenti rilevati sulle singole palificate, in accordo al sistema di riferimento utilizzato per le verifiche con Group.

PORTALE PMV 1 Prog. 89+150 Carr. BO 6 PALI ϕ 800						
	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0001873	0.0002099	0.0001202	0.00009151	0.00001986	-0.0001041
SLE2	0.0001803	0.0001492	-0.0002054	-0.0001525	-3.561E-05	-0.00007403
SLE3	0.0001802	0.0001493	0.000204	0.0001525	0.00003491	-0.00007409
SLE4	0.0001803	0.0001492	-0.0002054	-0.0001525	-3.561E-05	-0.00007403
SLE5	0.0001873	0.0002099	0.0001202	0.00009151	0.00001986	-0.0001041
SLE6	0.0001803	0.0001492	-0.0002054	-0.0001525	-3.561E-05	-0.00007403
SLE7	0.0001803	0.0001492	-0.0002054	-0.0001525	-3.561E-05	-0.00007403
SLE8	0.0001802	0.0001493	0.000204	0.0001525	0.00003491	-0.00007409
SLE9	0.0001802	0.0001493	0.000204	0.0001525	0.00003491	-0.00007409
SLE10	0.0001874	0.0002098	-0.0001216	-0.0000915	-2.056E-05	-0.0001041
SLE11	0.0001802	0.0001493	0.000204	0.0001525	0.00003491	-0.00007409
SLE12	0.0001803	0.0001492	-0.0002054	-0.0001525	-3.561E-05	-0.00007403

Tabella 61: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 1.

PORTALE PMV 2 Prog. 96+210 Carr. BO 6 PALI ϕ 800						
	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0002139	0.0002713	0.0001748	0.0001393	0.00002316	-0.0001173
SLE2	0.0002056	0.000193	-0.000298	-0.000232	-4.146E-05	-0.0000835
SLE3	0.0002056	0.0001932	0.0002961	0.0002321	0.00004065	-0.00008355
SLE4	0.0002056	0.000193	-0.000298	-0.000232	-4.146E-05	-0.0000835
SLE5	0.0002139	0.0002713	0.0001748	0.0001393	0.00002316	-0.0001173
SLE6	0.0002056	0.000193	-0.000298	-0.000232	-4.146E-05	-0.0000835
SLE7	0.0002056	0.000193	-0.000298	-0.000232	-4.146E-05	-0.0000835
SLE8	0.0002056	0.0001932	0.0002961	0.0002321	0.00004065	-0.00008355
SLE9	0.0002056	0.0001932	0.0002961	0.0002321	0.00004065	-0.00008355
SLE10	0.000214	0.0002711	-0.0001767	-0.0001392	-2.396E-05	-0.0001172
SLE11	0.0002056	0.0001932	0.0002961	0.0002321	0.00004065	-0.00008355
SLE12	0.0002056	0.000193	-0.000298	-0.000232	-4.146E-05	-0.0000835

Tabella 62: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 2.

PORTALE PMV 3 Prog. 99+350 Carr. BO 6 PALI ϕ 800						
	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0001867	0.0002112	0.0001253	0.00009646	0.0000199	-0.0001051
SLE2	0.0001802	0.0001495	-0.000214	-0.0001607	-3.573E-05	-0.0000744
SLE3	0.0001801	0.0001497	0.0002126	0.0001607	0.00003504	-0.00007448
SLE4	0.0001802	0.0001495	-0.000214	-0.0001607	-3.573E-05	-0.0000744
SLE5	0.0001867	0.0002112	0.0001253	0.00009646	0.0000199	-0.0001051
SLE6	0.0001802	0.0001495	-0.000214	-0.0001607	-3.573E-05	-0.0000744
SLE7	0.0001802	0.0001495	-0.000214	-0.0001607	-3.573E-05	-0.0000744
SLE8	0.0001801	0.0001497	0.0002126	0.0001607	0.00003504	-0.00007448
SLE9	0.0001801	0.0001497	0.0002126	0.0001607	0.00003504	-0.00007448
SLE10	0.0001868	0.0002111	-0.0001267	-0.00009645	-2.059E-05	-0.000105
SLE11	0.0001801	0.0001497	0.0002126	0.0001607	0.00003504	-0.00007448
SLE12	0.0001802	0.0001495	-0.000214	-0.0001607	-3.573E-05	-0.0000744

Tabella 63: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 3.

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono compatibili con i requisiti prestazioni dell'opera.