

# autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

TRATTO: BOLOGNA - FERRARA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA  
TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO - FERRARA SUD

## PROGETTO DEFINITIVO

AU-CORPO AUTOSTRADALE

OPERE COMPLEMENTARI

SEGNALETICA

PORTALI-TIPOLOGICI

Relazione di calcolo delle fondazioni

**IL PROGETTISTA SPECIALISTICO**

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

RESPONSABILE GEOTECNICA  
ALL'APERTO

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

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

**IL DIRETTORE TECNICO**

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

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

**CODICE IDENTIFICATIVO**

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:
Codice	Commessa	Lotto, Sub- Cod. Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	—
1	1	306	0001	P	D	0000	0000	0000	0000	0	APE	0035	—	SCALA:
														—

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

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Antonio Tosi</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI E IL PERSONALE STRUTTURADIVIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	--	---

**SPEA ENGINEERING**

**AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA**

**Ampliamento alla terza corsia del tratto**

**Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud**

**PROGETTO DEFINITIVO**

OPERE COMPLEMENTARI

SEGNALETICA

Portali di Segnaletica fissa

Relazione di calcolo delle fondazioni

APE035



## Indice

<b>1.</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2.</b>	<b>SOFTWARE DI CALCOLO .....</b>	<b>6</b>
<b>3.</b>	<b>NORMATIVA .....</b>	<b>6</b>
<b>4.</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
<b>5.</b>	<b>PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA.....</b>	<b>7</b>
5.1	PORTALI MONOPALO .....	7
5.2	PORTALI A BANDIERA .....	8
<b>6.</b>	<b>TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE.....</b>	<b>9</b>
<b>7.</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE .....</b>	<b>12</b>
7.1	PREMESSA.....	12
7.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE .....	12
7.3	METODI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	14
7.3.1	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....</i>	<i>14</i>
7.3.2	<i>Calcolo dei cedimenti verticali.....</i>	<i>14</i>
7.3.3	<i>Calcolo dei cedimenti rotazionali.....</i>	<i>15</i>
7.3.4	<i>Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) .....</i>	<i>16</i>
7.3.5	<i>Statica.....</i>	<i>16</i>
7.3.6	<i>Sismica.....</i>	<i>17</i>
7.3.7	<i>Stima della capacità portante.....</i>	<i>17</i>
7.3.8	<i>Verifica allo scivolamento .....</i>	<i>20</i>
<b>8.</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO FONDAZIONI PROFONDE.....</b>	<b>21</b>
8.1	PREMESSA.....	21
8.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE .....	21
8.3	VERIFICHE DI SICUREZZA .....	24
8.4	RESISTENZA CARATTERISTICA ( $R_k$ ) DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI .....	26
8.4.1	<i>Stima della resistenza dei pali/micropali soggetti a carichi assiali. ....</i>	<i>29</i>
8.5	COMPORTAMENTO DI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI .....	30
<b>9.</b>	<b>AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....</b>	<b>35</b>
<b>10.</b>	<b>RISULTATI ANALISI PORTALI MONOPALO.....</b>	<b>40</b>
10.1	MONOPALO TIPO A.....	40
10.1.1	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio .....</i>	<i>40</i>

10.1.1.1	Calcolo dei cedimenti verticali.....	40
10.1.1.2	Calcolo dei cedimenti rotazionali.....	41
10.1.2	<i>Verifiche agli stati limite ultimi</i> .....	41
10.1.2.1	Verifica della capacità portante.....	41
10.1.2.2	Verifica al scivolamento.....	43
10.2	MONOPALO TIPO B .....	44
10.2.1	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio</i> .....	44
10.2.1.1	Calcolo dei cedimenti verticali.....	44
10.2.1.2	Calcolo dei cedimenti rotazionali.....	45
10.2.2	<i>Verifiche agli stati limite ultimi</i> .....	45
10.2.2.1	Verifica della capacità portante.....	45
10.2.2.2	Verifica al scivolamento.....	47
10.3	MONOPALO TIPO C .....	48
10.3.1	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio</i> .....	48
10.3.1.1	Calcolo dei cedimenti verticali.....	48
10.3.1.2	Calcolo dei cedimenti rotazionali.....	49
10.3.2	<i>Verifiche agli stati limite ultimi</i> .....	49
10.3.2.1	Verifica della capacità portante.....	49
10.3.2.2	Verifica al scivolamento.....	51
<b>11.</b>	<b>RISULTATI ANALISI PORTALE A BANDIERA.....</b>	<b>52</b>
11.1	PREMESSA.....	52
11.2	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	53
11.3	RISULTATI ANALISI .....	58
11.4	VERIFICHE STRUTTURALI .....	61
11.4.1	<i>Palo <math>\phi 600</math></i> .....	61
11.4.2	<i>Palo <math>\phi 800</math></i> .....	64
11.5	VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLA FONDAZIONE.....	67

## 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 previsti nell’ambito del progetto definitivo di ampliamento alla 3^ corsia della tratta Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud, dalla progr. km 0+000 (svincolo di Bologna Arcoveggio) alla progr. km 34+300 (svincolo di Ferrara 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

Progressiva	Tipologia	Tipo
1+479.3	TARGA SU MONOPALO	C
2+311.4	TARGA SU MONOPALO	C
3+839.99	TARGA SU MONOPALO	C
4+340.00	TARGA SU MONOPALO	B
6+775.2	TARGA SU MONOPALO	B
7+275.2	TARGA SU MONOPALO	C
8+754.8	TARGA SU MONOPALO	C
9+254.8	TARGA SU MONOPALO	B
10+018.4	TARGA SU MONOPALO	A
10+493.9	TARGA SU MONOPALO	A
11+068.0	TARGA SU MONOPALO	A
11+268.6	TARGA SU MONOPALO	A
12+219.5	TARGA SU MONOPALO	A
12+469.5	TARGA SU MONOPALO	A
12+969.5	TARGA SU MONOPALO	A
13+604.2	TARGA SU MONOPALO	A
19+235.5	TARGA SU MONOPALO	B
19+735.5	TARGA SU MONOPALO	C
21+252.6	TARGA SU MONOPALO	C
21+702.6	TARGA SU MONOPALO	B
32+483.5	TARGA SU MONOPALO	B
32+986.0	TARGA SU MONOPALO	C

- Portali a bandiera

<b>Progressiva</b>	<b>Tipologia</b>	<b>Tipo</b>
0+989.2	PORTALE A BANDIERA	A
1+244.9	PORTALE A BANDIERA	C
1+689.1	PORTALE A BANDIERA	A
1+811.4	PORTALE A BANDIERA	C
1+989.1	PORTALE A BANDIERA	C
2+111.4	PORTALE A BANDIERA	A
2+593.0	PORTALE A BANDIERA	C
2+811.4	PORTALE A BANDIERA	A
3+340.00	PORTALE A BANDIERA	A
3+560.42	PORTALE A BANDIERA	C
4+040.02	PORTALE A BANDIERA	C
7+074.9	PORTALE A BANDIERA	C
7+537.5	PORTALE A BANDIERA	C
7+775.2	PORTALE A BANDIERA	A
8+272.8	PORTALE A BANDIERA	A
8+490.4	PORTALE A BANDIERA	C
8+954.8	PORTALE A BANDIERA	C
19+535.5	PORTALE A BANDIERA	C
20+008.5	PORTALE A BANDIERA	C
20+235.5	PORTALE A BANDIERA	A
20+702.6	PORTALE A BANDIERA	A
20+938.0	PORTALE A BANDIERA	C
21+402.6	PORTALE A BANDIERA	C
32+787.2	PORTALE A BANDIERA	C
33+236.0	PORTALE A BANDIERA	C
33+485.9	PORTALE A BANDIERA	A

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).

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'	$\gamma$	$\phi$	c'	E
[m]	[m]	[-]	[KN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[KPa]	[MPa]
0.0*	-10	A1-Ril	19	33	0	30

**Tabella 1: Stratigrafia e parametri geotecnici portale monopalo.**

## 5.2 PORTALI A BANDIERA

I portali poggiano strati di materiale ci portanza eterogenea; cautelativamente si considerano parametri geotecnici mediati ossia:

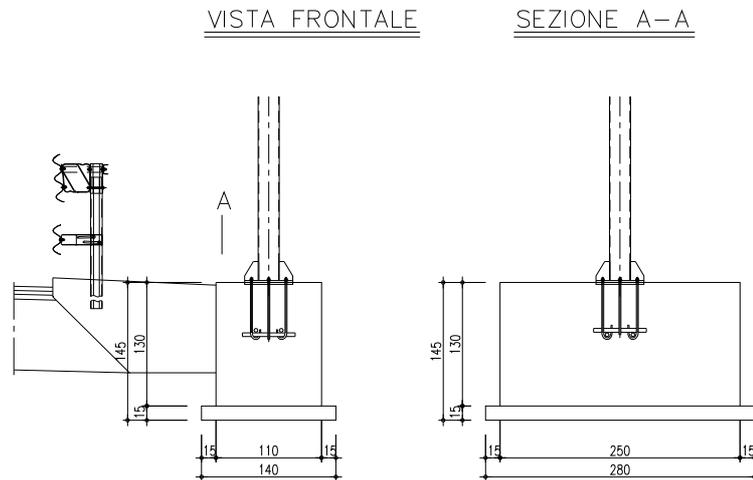
Da	a	UNITA'	$\gamma$	$\phi$	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-6.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-6.00	-8.50	A2	19	34-37	20-30	0	0
-8.50	-15.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-15.00	-20.00	A1b	19	28-32	15-20	0-10	60+3.5(z-15)
-20.00	-29.00	A2	19	34-37	20-30	0	0
-29.00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

[\*] Testa pali

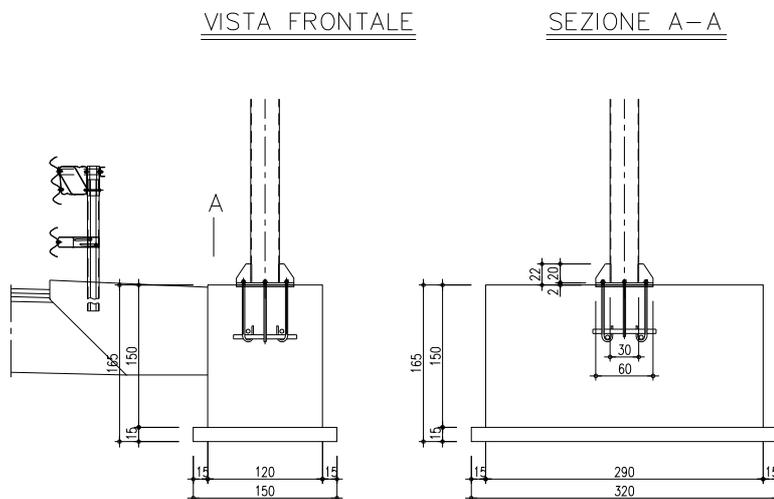
**Tabella 2: Stratigrafia e parametri geotecnici dei portali a bandiera.**

## 6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE

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



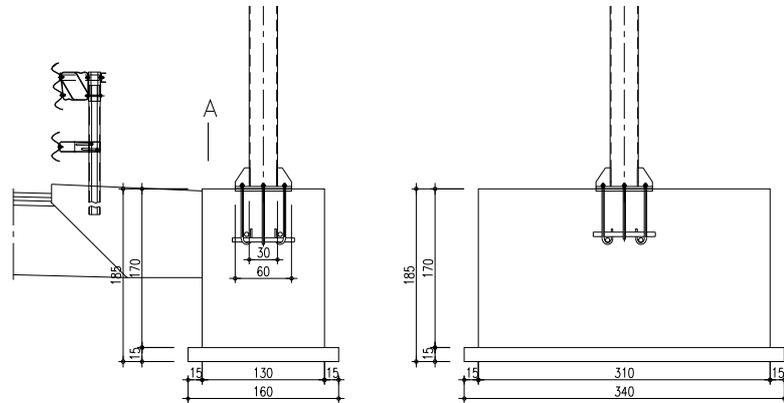
**Figura 1:- Sezioni Fondazioni portali monopalo tipo A**



**Figura 2:- Sezione Fondazioni portali monopalo tipo B**

VISTA FRONTALE

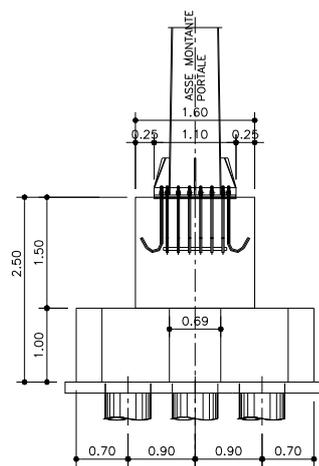
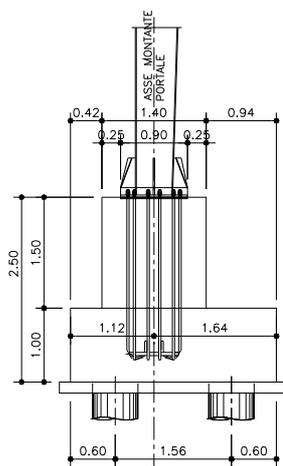
SEZIONE A-A



**Figura 3:– Sezione Fondazioni portale monopalo tipo C**

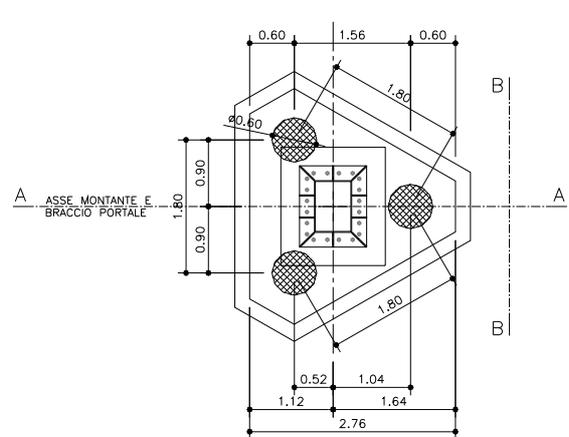
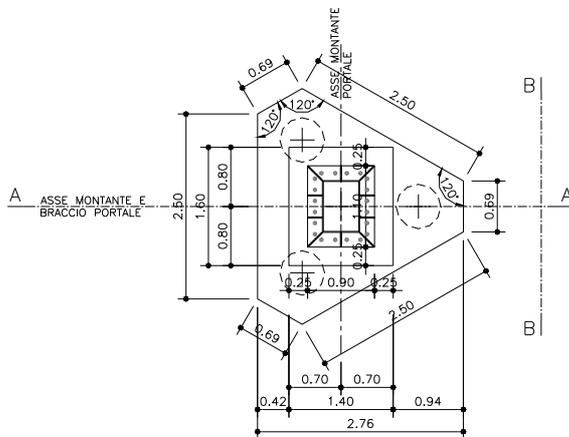
SEZIONE A-A

SEZIONE B-B

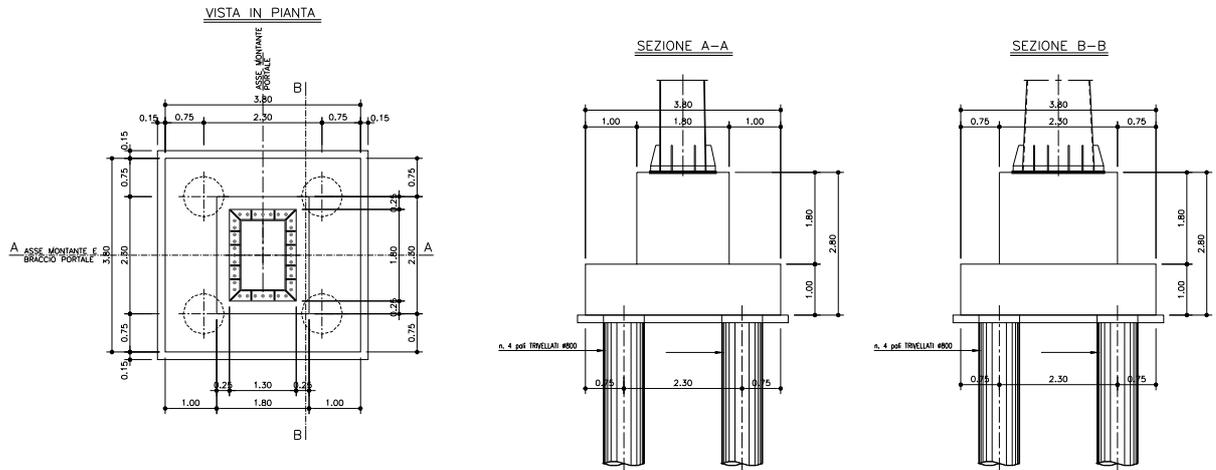


VISTA IN PIANTA

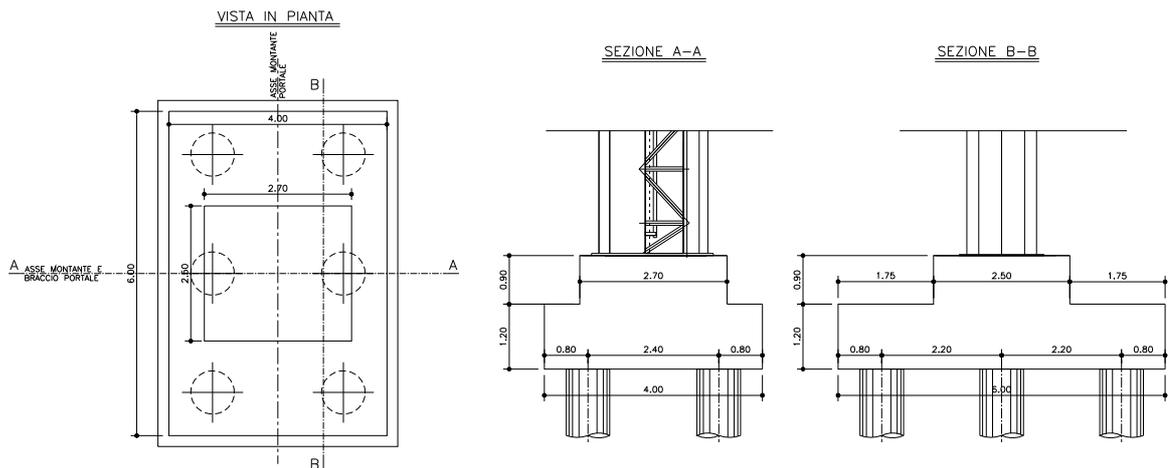
PIANTA TRACCIAMENTO PALI



**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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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 3: 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	$\gamma_{Cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.0	1.0

**Tabella 4: 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

$\Delta H_i$  = 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

$\alpha$  = 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

$\mu$  = 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

$I_{\Theta}$  = coefficiente di influenza = f(L/B) (vedi **Tabella 5**)

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 5: Coefficienti di influenza  $I_{\theta}$  (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 ( $\gamma_R$ ).

I valori dei coefficienti parziali da applicarsi sono riassunti nella Tabella 6 e Tabella 7.

<b>VERIFICA</b>	$\gamma_R$	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>
<b>Capacità portante</b>	$\gamma_R$	<b>1.0</b>	<b>1.8</b>	<b>2.3</b>
<b>Scorrimento</b>	$\gamma_R$	<b>1.0</b>	<b>1.1</b>	<b>1.1</b>

**Tabella 6: Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali(vedi tab. 6.4.I NTC)**

Per le verifiche di stabilità globale

$\gamma_R$	<b>R2</b>
------------	-----------

$\gamma_R$	<b>1.1</b>
------------	------------

**Tabella 7: 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 4         |
| per le resistenze | (R) | vedi Tabella 6.        |

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 ( $\gamma_R$ ).

### 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 :  $N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$

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

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

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

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

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

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

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

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

Fattori correttivi di inclinazione del carico :

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

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

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

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

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

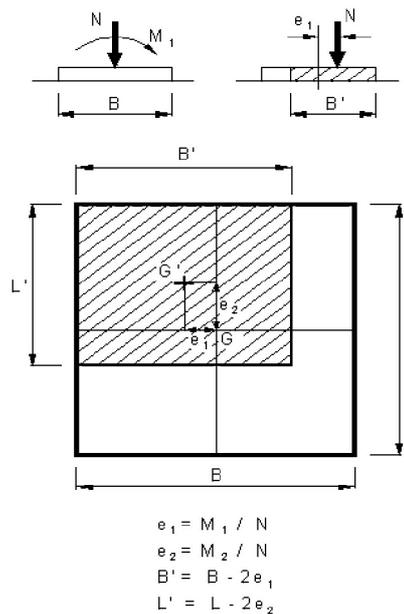
$$b_c = b_q - [(1-b_q)/(N_c \text{tg}(\phi'))]$$

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

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

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

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:

$q_{\text{lim}}$  = 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.

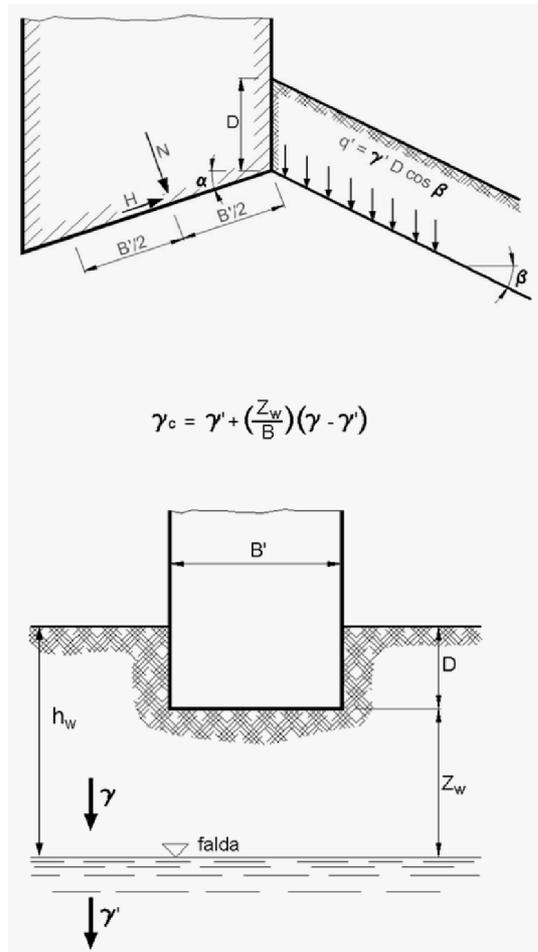


Figura 8. Schemi per il calcolo della capacità portante delle fondazioni dirette.

### 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

$\phi$  = 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 8, nella Tabella 9 e nella Tabella 10.

**Tabella 8: Coefficienti parziali sulle azioni**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

<sup>(1)</sup> = 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 9: 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	$\gamma_{Cu}$	1.0
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.0

**Tabella 10: Coefficienti parziali sulle resistenze per pali trivellati**

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)
Punta	$\gamma_b$	1.00	1.7
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.00	1.45
Totale <sup>(1)</sup>	$\gamma_t$	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  $\xi$  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  $\xi_3$  e  $\xi_4$  fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 11).

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 presedente;
- 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  $\xi_3$  e  $\xi_4$  fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 11).

**Tabella 11: Fattori di correlazione  $\xi$  (vedi tab. 6.4.IV NTC)**

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

La resistenza di progetto  $R_d$  si ottiene applicando alla resistenza caratteristica  $R_k$  i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati Tabella 12.

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

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

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

### 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;

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

$A_B$  = area di base;

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

$\Delta H_i$  = 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.

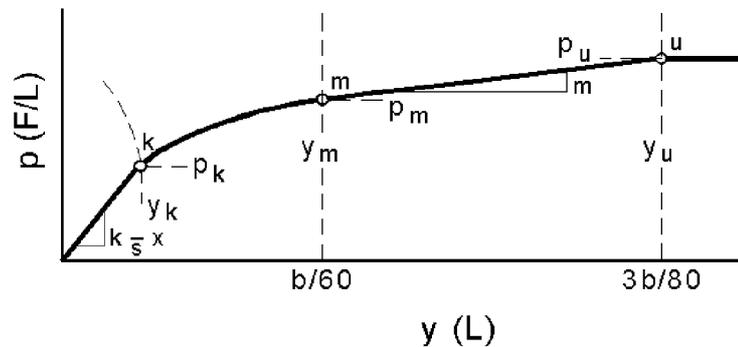
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante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

$\gamma$  peso di volume efficace

$z$  profondità da p.c.

$K_0$  coefficiente di spinta a riposo

$\phi$  angolo di attrito

$\beta = 45 + \phi/2$

$\alpha = \phi/2$

$D$  diametro del palo

$K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$

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

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

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

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

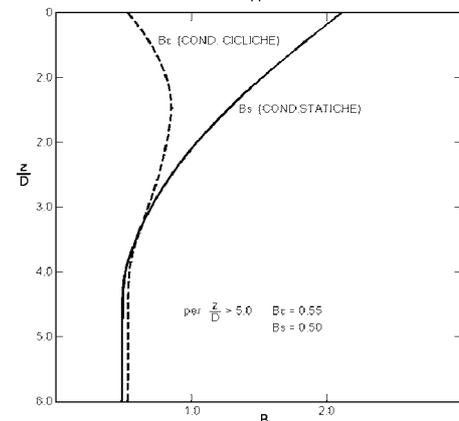
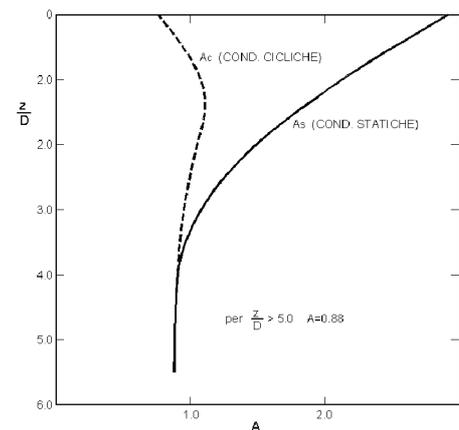
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

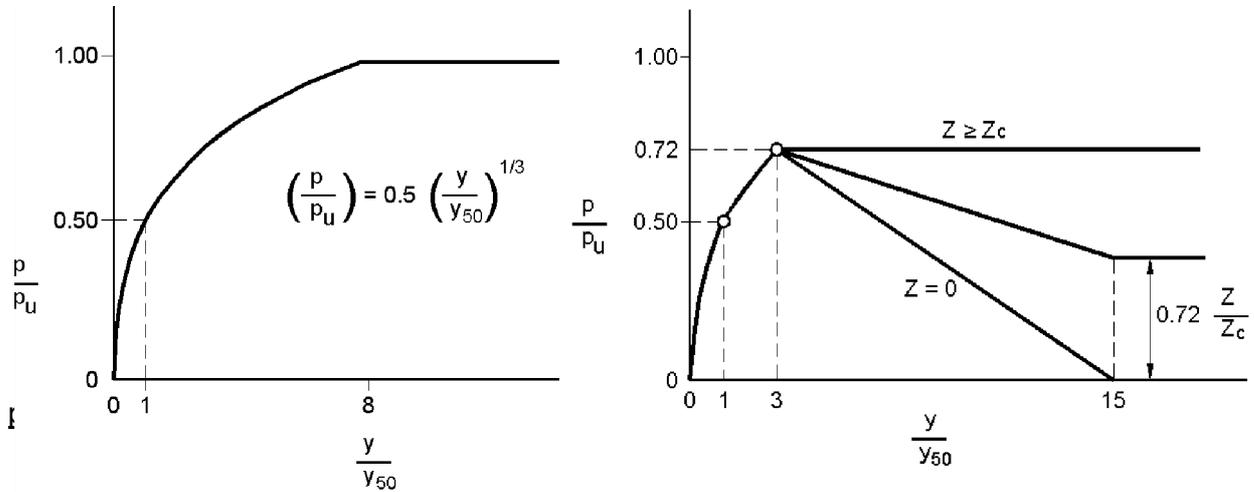
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



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



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

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

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

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

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

dove:

$p_u$  resistenza laterale unitaria ultima

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

$c_u$  coesione non drenata

$z$  profondità da p.c.

$D$  diametro del palo

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

$y$  spostamento orizzontale

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

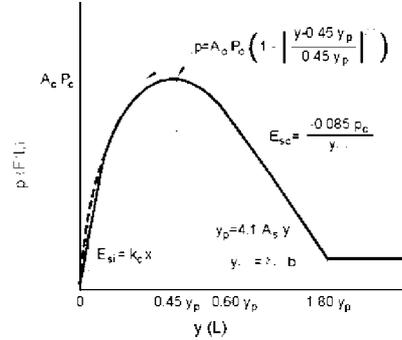
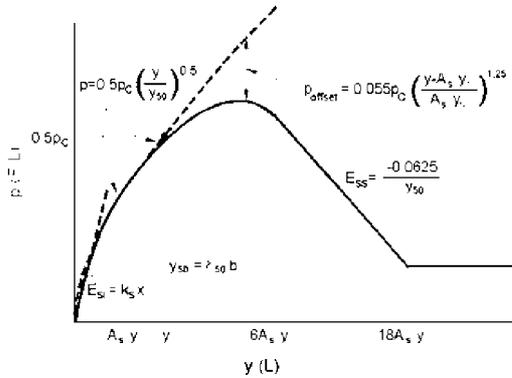
$\varepsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

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

$\gamma'$  = peso di volume efficace

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



Carichi statici

Carichi ciclici

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

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

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

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

$p_u$  resistenza laterale unitaria ultima

$z$  profondità da p.c.

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

$c_u$  coesione non drenata

$D$  diametro del palo

$y$  spostamento orizzontale

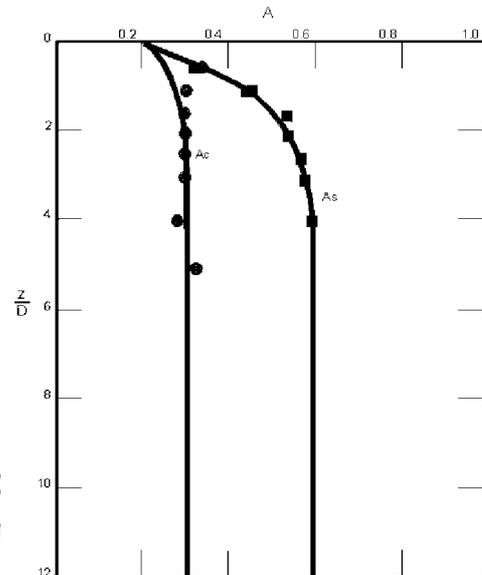
$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D =$  spostamento orizzontale per  $p=C$

$\varepsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una  $n$  pari al 50% della resistenza al taglio

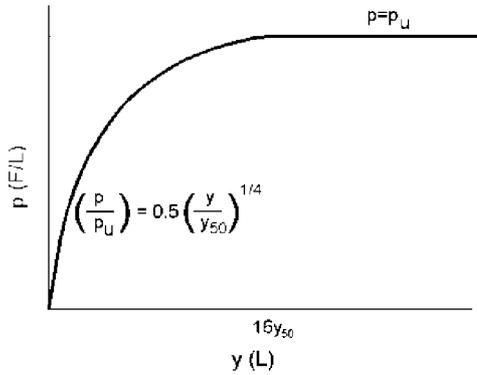
$K_s$  pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

$K_c$  pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

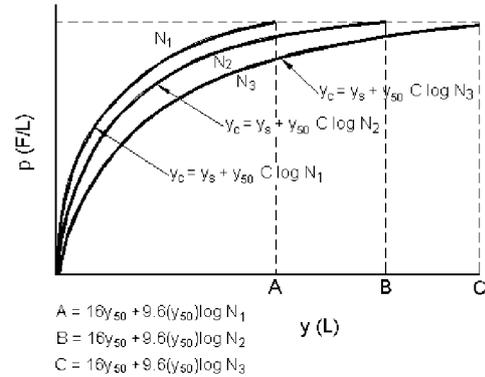
$A_c$  parametro empirico



### 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

$\gamma'$  peso di volume unitario

$c_u$  coesione non drenata

$z$  profondità da p.c.

$D$  diametro del palo

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

$y$  spostamento orizzontale

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

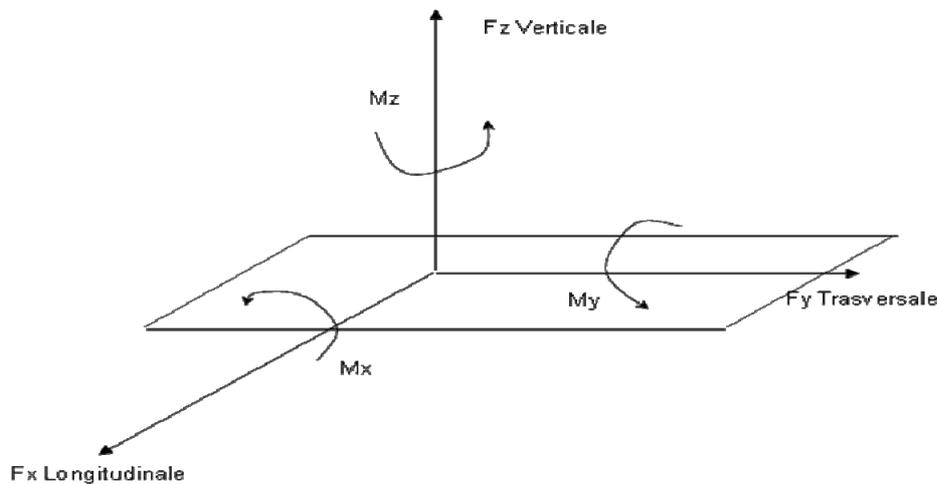
$\varepsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

$K_s$  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 (kN)	Longitudinale (kN)	Longitudinale (kNm)	Trasversale (kN)	Trasversale (kNm)	Torcente (kNm)
A	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
B	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 13: - 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 14: - 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 15: - 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 16: - 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 17: - azioni base della fondazione per il portale a bandiera tipo C**

## 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							
<b>P</b>	carico applicato	83	(kPa)	<b>Δh</b>	altezza concio di calcolo	0.19	(m)
<b>L</b>	lunghezza area di carico	1.13	(m)	<b>D</b>	approfondimento fondazione da p.c.	1.30	(m)
<b>B</b>	larghezza area di carico	1.01	(m)	<b>z<sub>w</sub></b>	profondità falda da p.c.	2.00	(m)
				<b>α</b>	$\Delta\sigma_z < \alpha \cdot \sigma'_{v0}$	0.05	(-)

Strato	ΔH	H	γ <sub>n</sub>	γ <sub>sat</sub>	E	
(-)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(MPa)	
1	1.00	1.00	19.0	19.0	30.0	<b>ΔH</b> spessore strato i-esimo <i>(lo spessore del 1° strato è valutato a partire dalla quota di imposta della fondazione/area di carico)</i>  <b>γ<sub>n</sub></b> peso di volume naturale <b>γ<sub>sat</sub></b> peso di volume saturo <b>E</b> 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	25	83	107	0.1	0.3	0.3	
0.19	28	80	108	0.0	0.2	0.3	
0.38	32	70	102	0.0	0.2	0.2	
0.57	36	56	92	0.0	0.1	0.2	
0.76	37	43	80	0.0	0.1	0.1	
0.95	39	33	72	0.0	0.1	0.1	
1.00	39	31	70	0.0	0.1	0.1	
1.33	43	20	63	0.0	0.1	0.1	
1.52	44	16	60	0.0	0.0	0.0	
1.71	46	13	59	0.0	0.0	0.0	
1.90	48	11	59	0.0	0.0	0.0	
2.00	49	10	59	0.0	0.0	0.0	
2.28	51	8	59	0.0	0.0	0.0	
2.47	53	7	60	0.0	0.0	0.0	
2.66	55	6	61	0.0	0.0	0.0	
2.85	56	5	62	0.0	0.0	0.0	
3.00	58	5	63	0.0	0.0	0.0	
3.23	60	4	64	0.0	0.0	0.0	
3.42	62	4	65	0.0	0.0	0.0	
3.61	63	3	67	0.0	0.0	0.0	
3.80	65	3	68	-	-	-	

**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]	$\theta$ [°]	$\epsilon$ [cm]	$\epsilon_{amm}$ [cm]
$E' [MPa]$	30	0.00098	0.0560	0.13	0.65

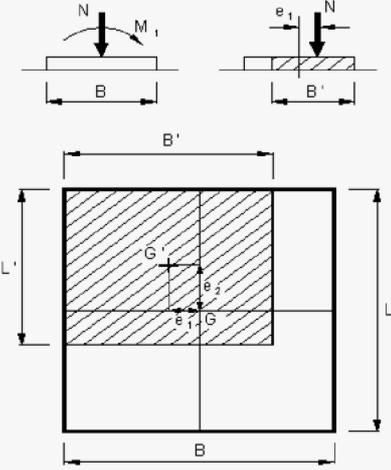
## 10.1.2 Verifiche agli stati limite ultimi

### 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:

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

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



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

#### 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**

$\gamma_w$	peso di volume acqua	9.807	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_n$	peso di volume naturale terreno	19.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	peso di volume saturo del terreno	19.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\phi'$	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)
$\delta$	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
$h_w$	profondità falda da p.c. ( $h_w = z_w + D$ )	2.00	(m)
$\alpha$	inclinazione della fondazione		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
$\beta$	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
		$N_\gamma$	15.55
		$N_q$	13.94
fattori di forma		$s_c$	1.79
		$s_\gamma$	0.43
		$s_q$	1.74
fattori di approfondimento		$d_c$	1.19
		$d_\gamma$	1.00
		$d_q$	1.17
fattori di inclinazione del carico		$i_c$	0.69
		$i_\gamma$	0.56
		$i_q$	0.71
fattori di inclinazione della fondazione		$b_c$	1.00
		$b_\gamma$	1.00
		$b_q$	1.00
fattori di inclinazione del piano campagna		$g_c$	1.00
		$g_\gamma$	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)
$q_{lim}$	=	<b>280 kPa</b>
$q_{amm}$	=	<b>161 kPa</b>

**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

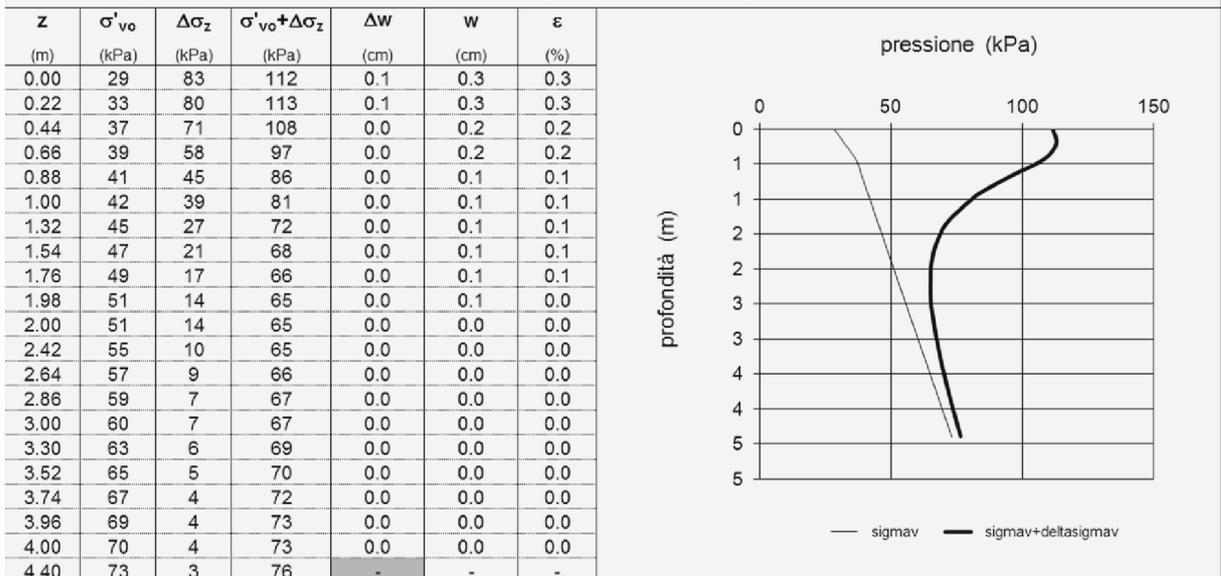
<b>p</b>	carico applicato	83	(kPa)	<b>Δh</b>	altezza conio di calcolo	0.22	(m)
<b>L</b>	lunghezza area di carico	1.42	(m)	<b>D</b>	approfondimento fondazione da p.c.	1.50	(m)
<b>B</b>	larghezza area di carico	1.16	(m)	<b>Z<sub>w</sub></b>	profondità falda da p.c.	2.00	(m)
				<b>α</b>	$\Delta\sigma_z < \alpha \sigma'_{vo}$	0.05	(-)

Strato	ΔH	H	γ <sub>n</sub>	γ <sub>sat</sub>	E	
(-)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(MPa)	
1	1.00	1.00	19.0	19.0	30.0	<b>ΔH</b> spessore strato i-esimo <i>(lo spessore del 1° strato è valutato a partire dalla quota di imposta della fondazione/area di carico)</i>  <b>γ<sub>n</sub></b> peso di volume naturale <b>γ<sub>sat</sub></b> peso di volume saturo <b>E</b> 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				
$I_\theta [-]$	3.22	$\tan \theta$ [rad]	$\theta$ [°]	$\varepsilon$ [cm]	$\varepsilon_{amm}$ [cm]
$E' [MPa]$	30	0.00102	0.0582	0.15	0.75

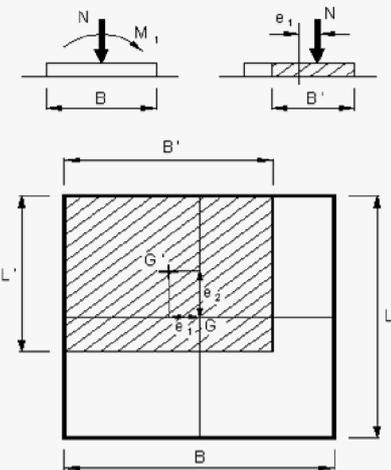
## 10.2.2 Verifiche agli stati limite ultimi

### 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**

$\gamma_w$	peso di volume acqua	9.807	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_n$	peso di volume naturale terreno	19.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	peso di volume saturo del terreno	19.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\phi'$	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 " <math>\delta</math> ")</i>	1.50	(m)
$\delta$	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
$h_w$	profondità falda da p.c. ( $h_w = z_w + D$ )	2.00	(m)
$\alpha$	inclinazione della fondazione		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
$\beta$	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	(-)
fattori di capacità portante		$N_c$	24.85
		$N_r$	15.55
		$N_q$	13.94
fattori di forma		$s_c$	1.68
		$s_r$	0.52
		$s_q$	1.63
fattori di approfondimento		$d_c$	1.19
		$d_r$	1.00
		$d_q$	1.17
fattori di inclinazione del carico		$i_c$	0.72
		$i_r$	0.60
		$i_q$	0.74
fattori di inclinazione della fondazione		$b_c$	1.00
		$b_r$	1.00
		$b_q$	1.00
fattori di inclinazione del piano campagna		$g_c$	1.00
		$g_r$	1.00
		$g_q$	1.00

**RISULTATI**
**capacità portante limite:**

componente dovuta alla coesione	0	(kPa)
contributo delle forze di attrito	38	(kPa)
contributo del sovraccarico	280	(kPa)

$$q_{lim} = 317 \text{ kPa}$$

$$q_{amm} = 183 \text{ kPa}$$

**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

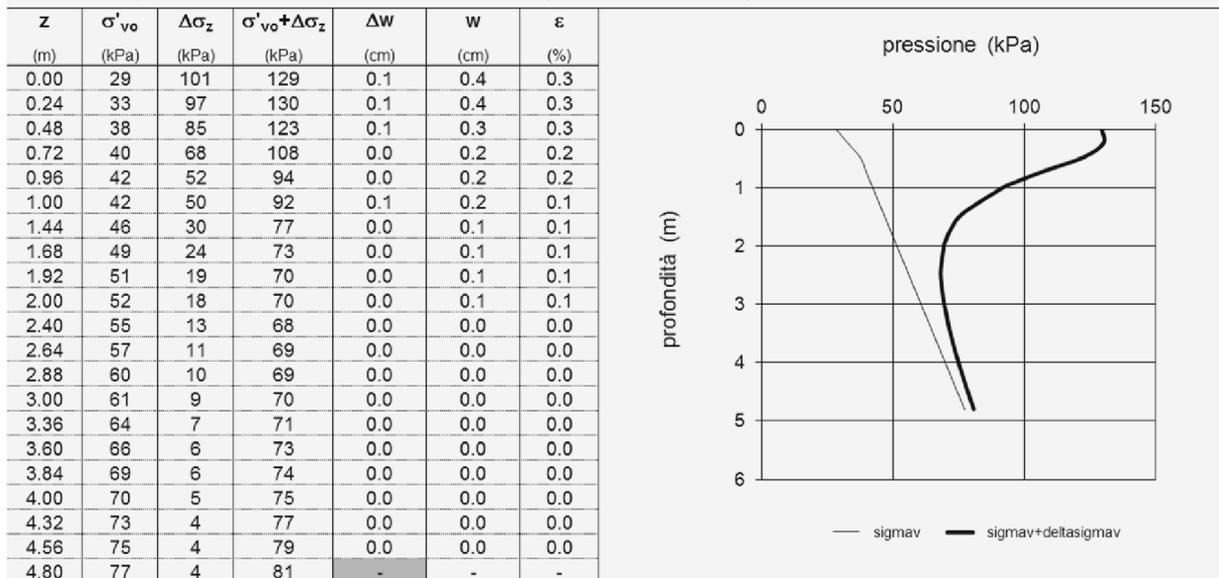
<b>P</b>	carico applicato	101	(kPa)	<b>Δh</b>	altezza concio di calcolo	0.24	(m)
<b>L</b>	lunghezza area di carico	1.49	(m)	<b>D</b>	approfondimento fondazione da p.c.	1.50	(m)
<b>B</b>	larghezza area di carico	1.21	(m)	<b>Z<sub>w</sub></b>	profondità falda da p.c.	2.00	(m)
				<b>α</b>	$\Delta\sigma_z < \alpha \sigma'_{v0}$	0.05	(-)

Strato	ΔH	H	γ <sub>n</sub>	γ <sub>sat</sub>	E	
(-)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(MPa)	
1	1.00	1.00	19.0	19.0	30.0	<b>ΔH</b> spessore strato i-esimo <i>(lo spessore del 1° strato è valutato a partire dalla quota di imposta della fondazione/area di carico)</i>  <b>γ<sub>n</sub></b> peso di volume naturale <b>γ<sub>sat</sub></b> peso di volume saturo <b>E</b> 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 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	<b>Momento ribaltante in fondazione M [kNm/m]</b>			
$L/B$ [-]	0.4193548	145.8			
$I_0$ [-]	3.24	<b><math>\tan \theta</math> [rad]</b>	$\theta$ [°]	$\varepsilon$ [cm]	$\varepsilon_{amm}$ [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**

$\gamma_w$	peso di volume acqua	9.807	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_n$	peso di volume naturale terreno	19.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	peso di volume saturo del terreno	19.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\phi'$	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)
$\delta$	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
$h_w$	profondità falda da p.c. ( $h_w = z_w + D$ )	2.00	(m)
$\alpha$	inclinazione della fondazione		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
$\beta$	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
		$N_y$	15.55
		$N_q$	13.94
fattori di forma		$s_c$	1.68
		$s_y$	0.52
		$s_q$	1.63
fattori di approfondimento		$d_c$	1.20
		$d_y$	1.00
		$d_q$	1.19
fattori di inclinazione del carico		$i_c$	0.70
		$i_y$	0.58
		$i_q$	0.72
fattori di inclinazione della fondazione		$b_c$	1.00
		$b_y$	1.00
		$b_q$	1.00
fattori di inclinazione del piano campagna		$g_c$	1.00
		$g_y$	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)
$q_{lim}$	=	<b>347 kPa</b>
$q_{amm}$	=	<b>200 kPa</b>

**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.

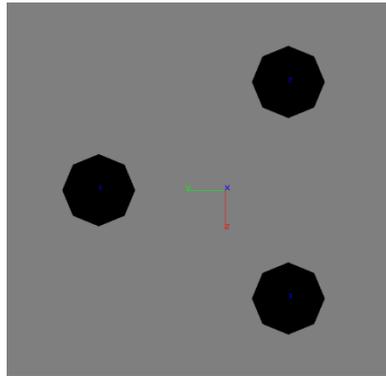


Figura 16: Numerazione Pali per il portale tipo A

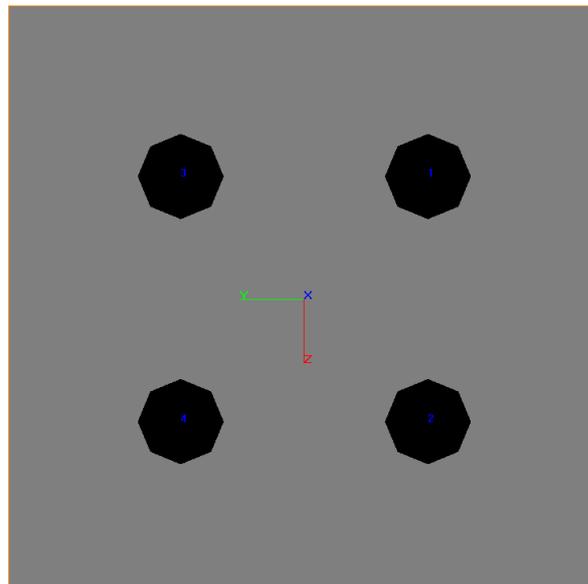


Figura 17: Numerazione Pali per il portale tipo C

## 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  $\xi_3$  e  $\xi_4$  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

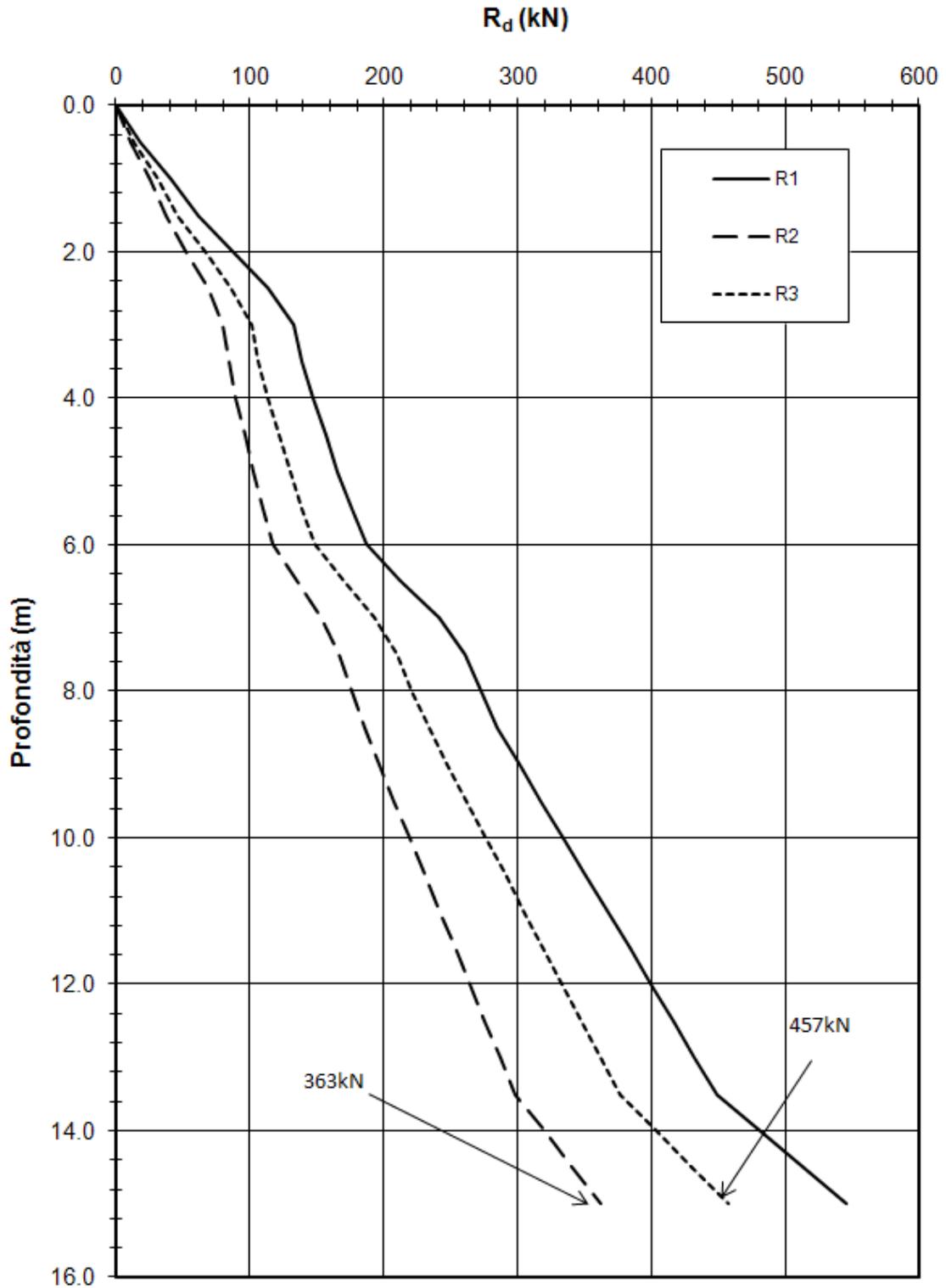
resistenza	pali infissi			pali trivellati		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
base: $\gamma_b$	1	1.45	1.2	1	1.7	1.35
laterale: $\gamma_s$	1	1.45	1.2	1	1.45	1.15
lat.Trazione	1	1.6	1.3	1	1.6	1.25

fattori di correzione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

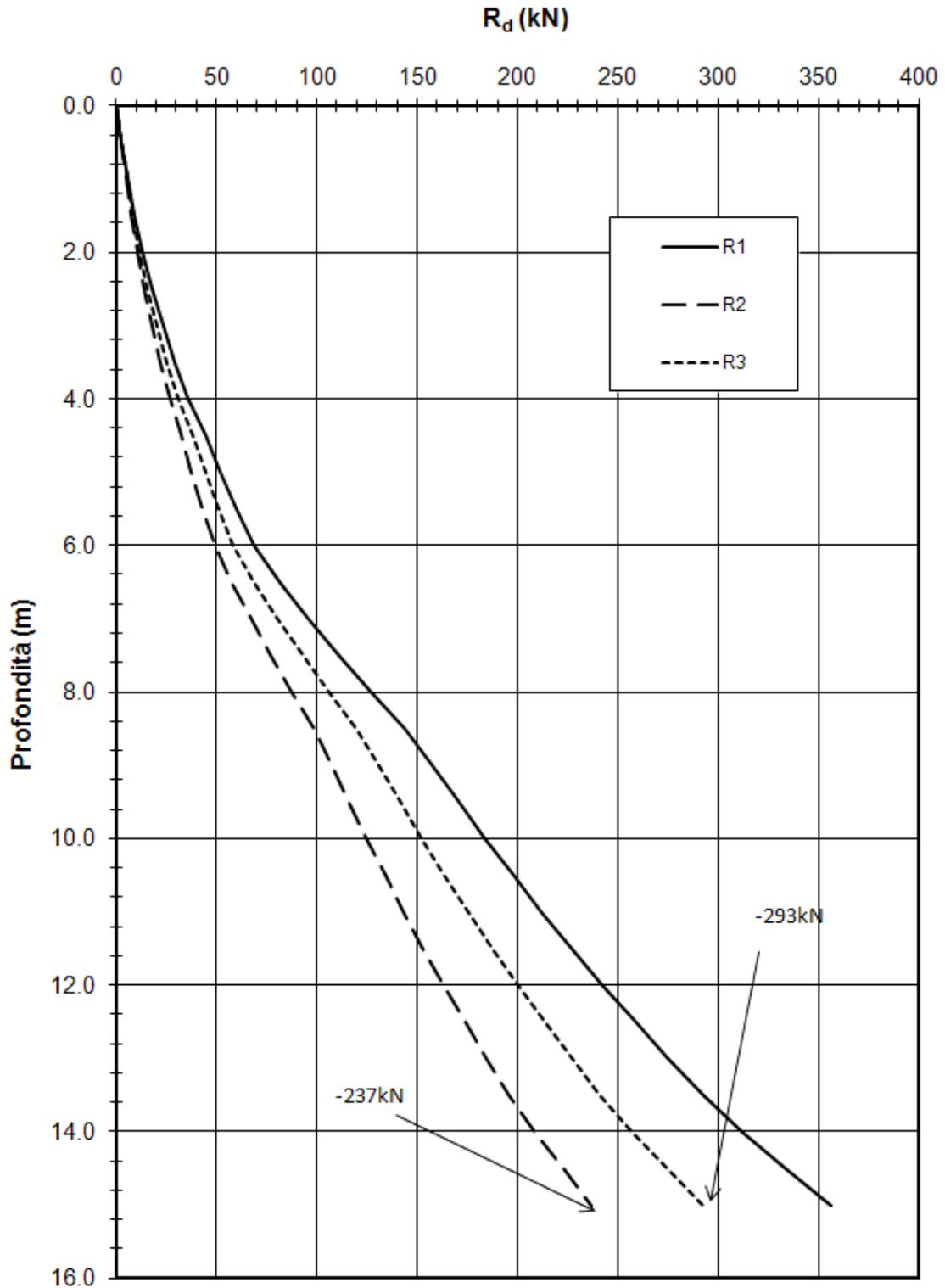
n verticali	1	2	3	4	5	7	>10
$\xi_3$	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
$\xi_4$	1.7	1.55	1.5	1.42	1.34	1.28	1.2

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

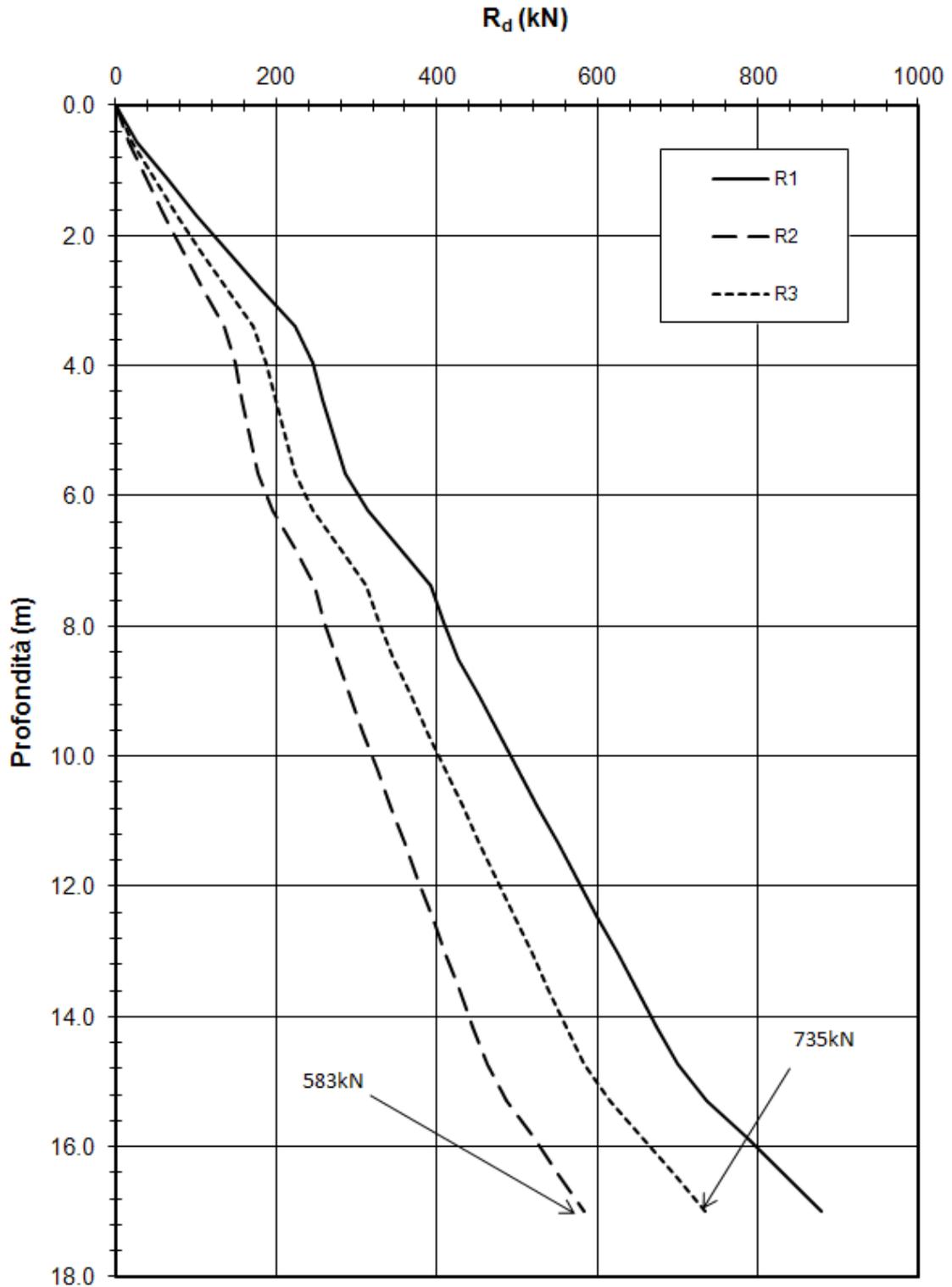
TIPO		PALI			Rd (A1+M1+R2)		Rd (A1+M1+R3)	
		num.	diam	lunghezza	compres	trazione	compres	trazione
		[-]	[mm]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
A	su ril.	3	$\phi 600$	15.0	363	237	457	293
C	su ril.	4	$\phi 800$	17.0	583	405	735	497



**Figura 18: Resistenza di progetto del palo a compressione- tipo A**



**Figura 19: Resistenza di progetto del palo a trazione -tipo A**



**Figura 20: Resistenza di progetto del palo a compressione - tipo C**

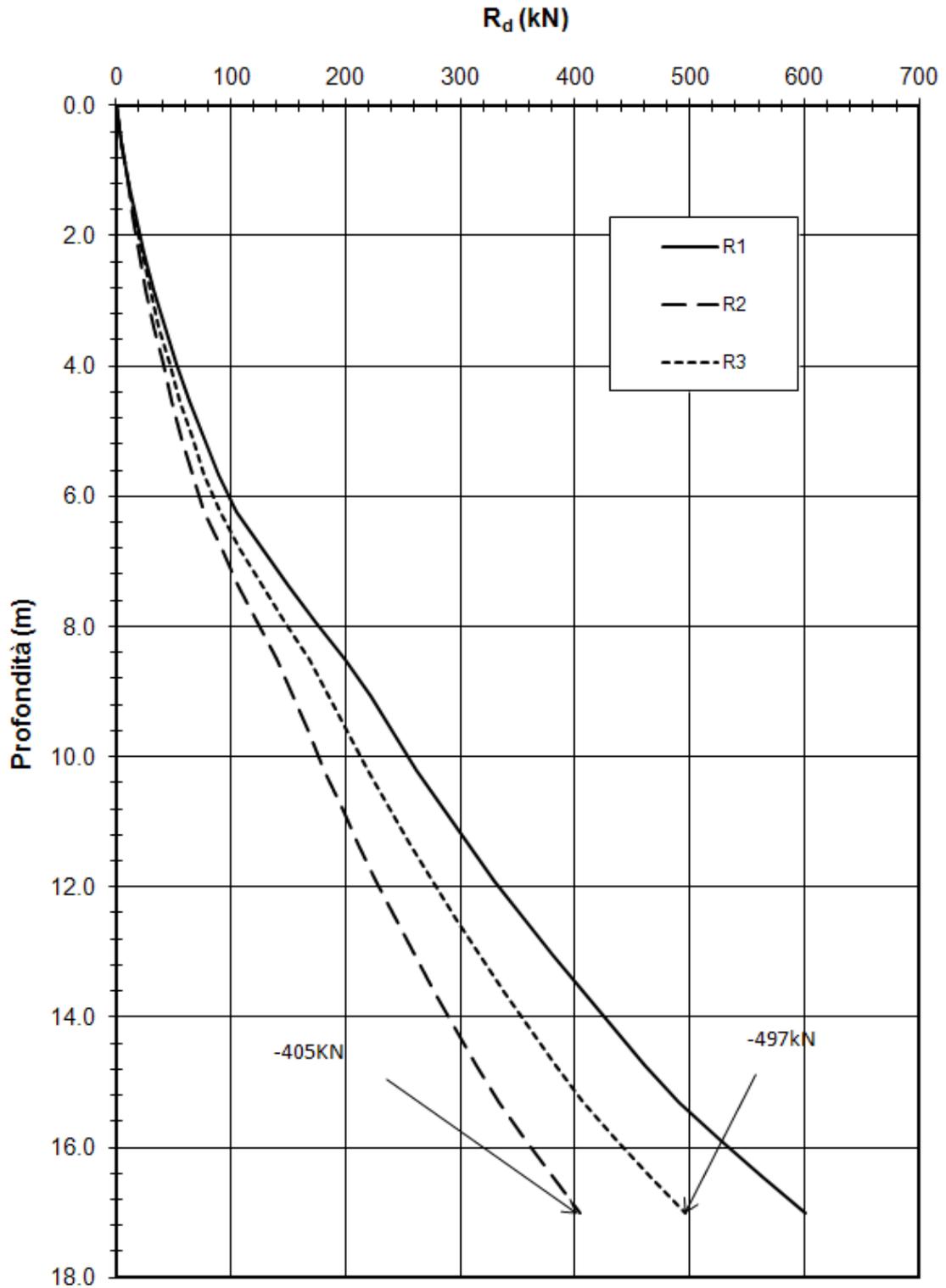


Figura 21: Resistenza di progetto del palo a trazione - tipo C

### 11.3 RISULTATI ANALISI

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

PORTALE 6 Prog. 94+750 Carr. PD TIPO A 3 PALI $\phi$ 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 18: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale Tipo A**

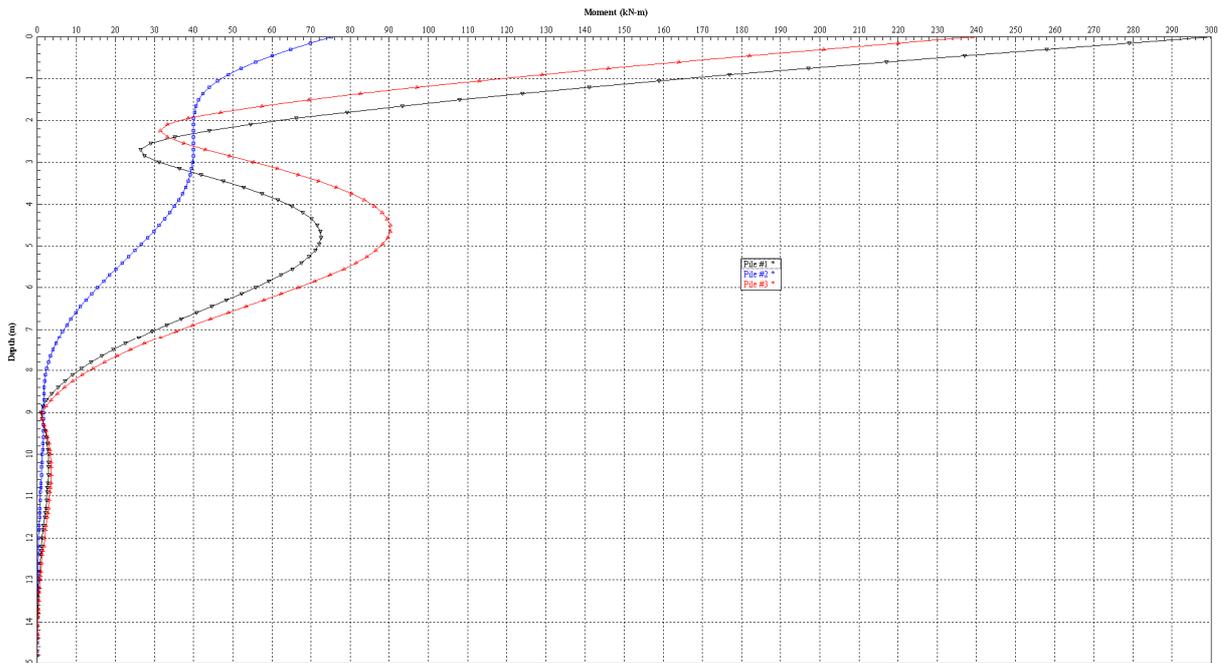
PORTALE 10 Prog. 100+000 Carr. PD TIPO C 4 PALI $\phi$ 800				
COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	497	-	-
	Nmin	-11	-	-
SLU-STR	Nmax	568	263	663
	Nmin	-41	105	211
	Mmax	568	263	663
	Tmax	568	263	663
SIS	Nmax	450	25	79
	Nmin	39	23	45
	Mmax	326	118	268
	Tmax	326	118	268

**Tabella 19: Azioni massimi e minimi sul singolo pali- Portale Tipo C**

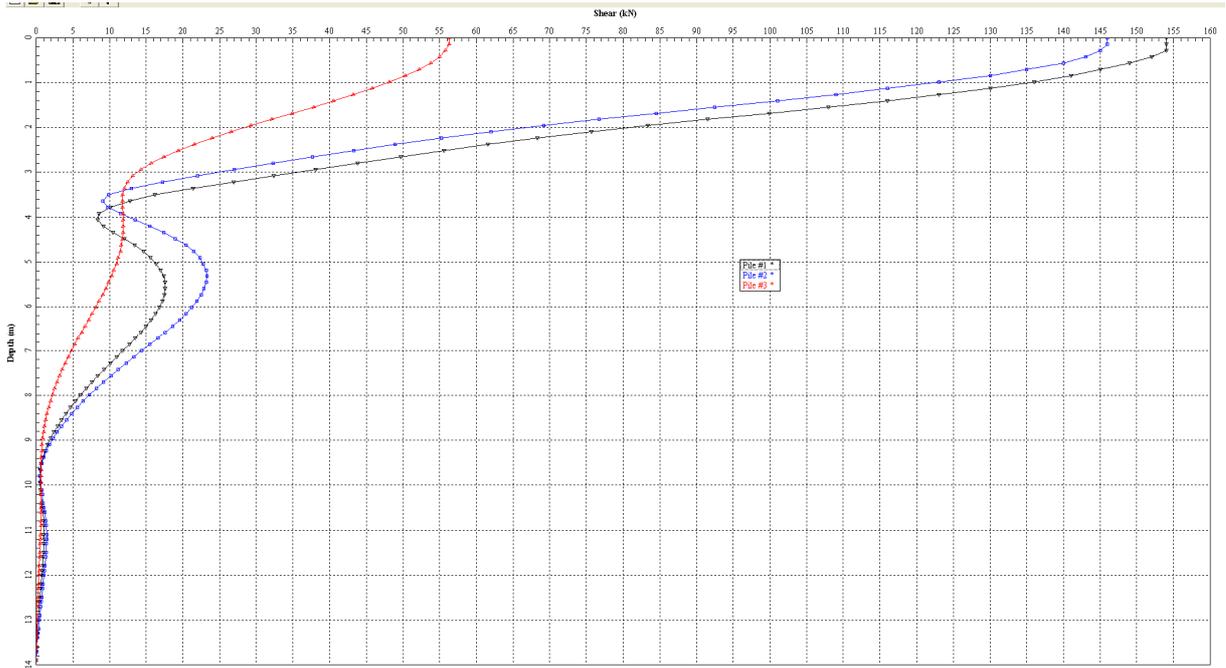
Dove  $N_{MAX}$  e  $N_{MIN}$  sono rispettivamente l'azione assiale massima (in compressione) e minima (in trazione) agente sul singolo palo,  $T_{MAX}$  è la sollecitazione di taglio massima e  $M_{MAX}$  il momento flettente massimo.

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.

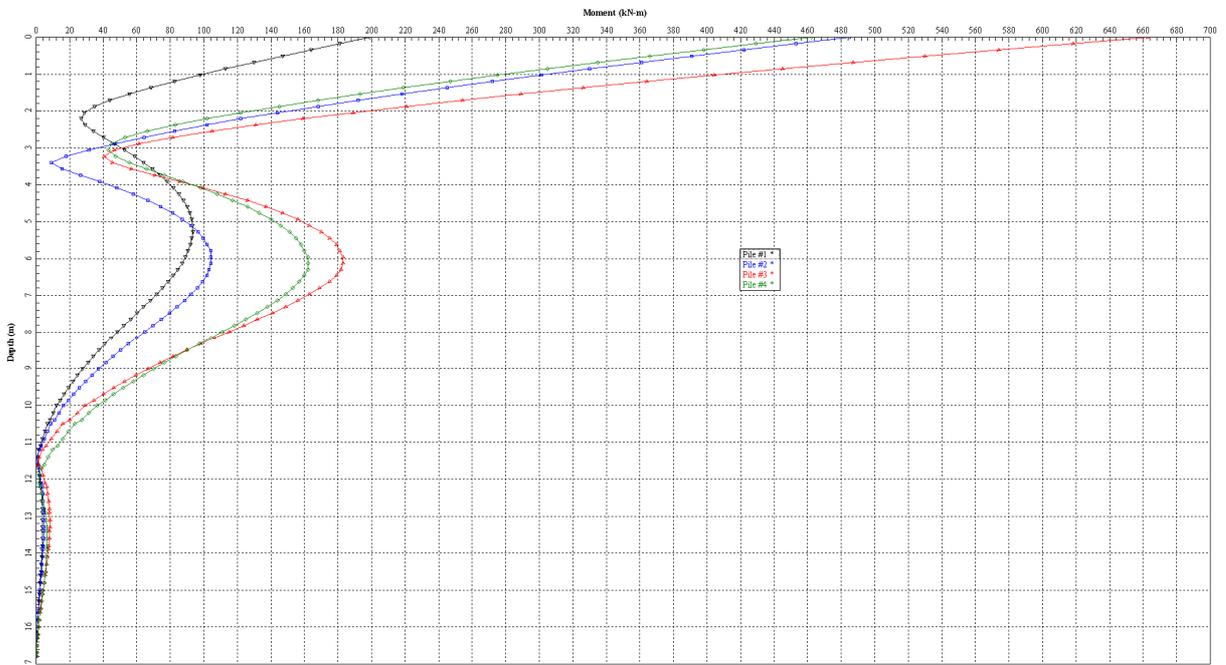
L'andamento del momenti e del taglio è riportato per le combinazioni più gravose nelle figure seguenti



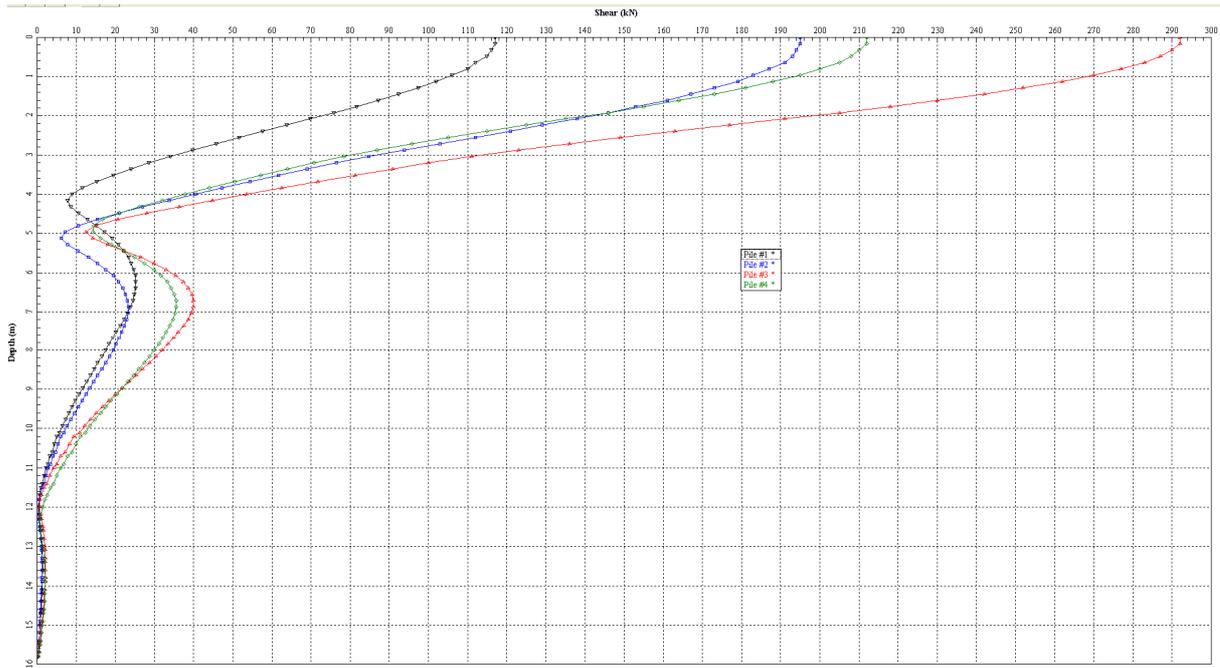
**Figura 22: Andamento del momento lungo il palo  $\phi 600$  per il portale Tipo A  
combinazione SLU-STR**



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



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



**Figura 25: Andamento dell'azione di taglio lungo il palo  $\phi 800$  per il portale Tipo C 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/cm<sup>2</sup>  
 Resis. compr. ridotta  $f_{cd}'$  : 70.80 daN/cm<sup>2</sup>  
 Def.unit. max resistenza  $ec2$  : 0.0020  
 Def.unit. ultima  $ecu$  : 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale  $E_c$  : 314750 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0.20  
 Resis. media a trazione  $f_{ctm}$  : 26.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
 Combinazioni Rare in Esercizio  
     Sc Limite : 150.00 daN/cm<sup>2</sup>  
     Apert.Fess.Limite : Non prevista

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

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 60.0 cm  
 Barre circonfer.: 10 $\phi$ 24 (45.2 cm<sup>2</sup>)  
 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 $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione) = 45.2 cm <sup>2</sup>

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,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	-0.00103	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 cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm <sup>2</sup> /m]

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

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

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	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/cm<sup>2</sup>])

Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)

Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>])

Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)

Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]

Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)

Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre

Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)

Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)

D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	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/cm<sup>2</sup>]

ScI\_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]

Sc\_Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm<sup>2</sup>]

K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)

Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1\*Beta2

Eps Deformazione unitaria media tra le fessure

Srm Distanza media in mm tra le fessure

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

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	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'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/cm<sup>2</sup>  
 Resis. compr. ridotta  $f_{cd}'$  : 70.80 daN/cm<sup>2</sup>  
 Def.unit. max resistenza  $ec2$  : 0.0020  
 Def.unit. ultima  $ecu$  : 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale  $E_c$  : 314750 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0.20  
 Resis. media a trazione  $f_{ctm}$  : 26.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
 Combinazioni Rare in Esercizio  
     Sc Limite : 150.00 daN/cm<sup>2</sup>  
     Apert.Fess.Limite : Non prevista

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

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 80.0 cm  
 Barre circonfer.: 12 $\phi$ 26 (63.7 cm<sup>2</sup>)  
 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  $\geq 1.000$   
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue  
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione) = 63.7 cm<sup>2</sup>

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,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	-0.00142	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 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm<sup>2</sup>/m]

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

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

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

1	S	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/cm <sup>2</sup> ]
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/cm <sup>2</sup> ]
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/cm <sup>2</sup> ]
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. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

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

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	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 TIPO A 3 PALI  $\phi 600$

	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 20: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 6.**

PORTALE TIPO C 4 PALI  $\phi 800$

	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 21: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione portale 10.**

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