

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

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA  
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

### PROGETTO DEFINITIVO

S2 - SVINCOLO - A14 - BOLOGNA FIERA

LVS - LAVORI STRADALI

CV107 - NUOVO CAVALCAVIA RAMPA RS304

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele  
Ord. Ingg. Milano n.18641  
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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


IL DIRETTORE TECNICO

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

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	0000	PD	S2	LVS	CV107	00000	R	S T R	1306	- 2	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	NOVEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
						3	-	
						4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE

**autostrade // per l'italia**

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



**Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti**  
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE  
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI



## Sommario

<b>1. PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA .....</b>	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>7</b>
3.1. CALCESTRUZZO .....	7
3.2. ACCIAIO .....	9
3.2.1. <i>Carpenteria metallica – Classe S355</i> .....	9
3.2.2. <i>Armature per c.a. – Acciaio B 450 C</i> .....	9
<b>4. CRITERI DI CALCOLO .....</b>	<b>10</b>
4.1. SPETTRO DI RIPOSTA E FATTORE DI STRUTTURA .....	10
4.2. CRITERI DI CALCOLO DELL'ELEVAZIONE .....	10
4.2.1. <i>Azioni in condizioni di esercizio</i> .....	10
4.2.2. <i>Azioni sismiche</i> .....	10
4.3. COMBINAZIONI DI CARICO .....	12
4.4. CRITERI DI CALCOLO DEL PLINTO .....	14
4.5. CRITERI DI CALCOLO DELLA PALIFICATA .....	15
4.5.1. <i>Metodi di analisi</i> .....	15
4.5.2. <i>Valutazione dell'armatura minima</i> .....	17
4.6. CURVE DI RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO .....	18
4.6.1. <i>Generale</i> .....	18
4.6.1.1. <i>Resistenza laterale di calcolo</i> .....	18
4.6.1.2. <i>Resistenza di base di calcolo</i> .....	20
4.6.2. <i>Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici</i> .....	22
4.6.3. <i>Resistenza caratteristica</i> .....	23
4.6.4. <i>Resistenza di progetto</i> .....	24
4.7. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO .....	25
4.7.1. <i>Premessa</i> .....	25
4.7.2. <i>Indagini e prove di laboratorio di riferimento</i> .....	25
6.1.1. <i>Misure piezometriche e livelli di falda</i> .....	25
6.1.2. <i>Stratigrafia di riferimento e parametri di caratterizzazione geotecnica</i> .....	25
6.1.3. <i>Determinazione della categoria di suolo</i> .....	28
<b>7. ANALISI DELLA PILA .....</b>	<b>29</b>
7.1. DATI DI INPUT .....	29
7.1.1. <i>Geometria della pila</i> .....	29
7.1.2. <i>Azioni trasmesse dall'impalcato</i> .....	31
7.1.3. <i>Azioni accidentali da traffico veicolare</i> .....	32
7.1.4. <i>Azioni relative alla pila</i> .....	33
7.2. RISULTATI DELL'ANALISI .....	34
7.2.1. <i>Azioni elementari</i> .....	34
7.2.1.1. <i>A base fusto</i> .....	34
7.2.1.2. <i>A intradosso plinto</i> .....	35
7.2.2. <i>Combinazioni di carico</i> .....	36
7.2.2.1. <i>A base fusto</i> .....	36
7.2.2.2. <i>A intradosso plinto</i> .....	38
7.2.3. <i>Sollecitazioni sui pali</i> .....	40
<b>8. VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>42</b>
8.1. VERIFICHE DEL FUSTO .....	42
8.1.1. <i>Caratteristiche della sezione</i> .....	42

8.1.2.	Verifiche di resistenza allo S.L.U.....	43
8.1.2.1.	Pressoflessione.....	43
8.1.2.2.	Taglio.....	45
8.1.3.	Verifiche tensionali allo S.L.E. ....	49
8.1.4.	Verifiche a fessurazione.....	50
8.2.	VERIFICHE DEL PLINTO.....	52
8.2.1.	Caratteristiche della sezione.....	52
8.2.2.	Azioni sollecitanti.....	52
8.2.3.	Verifiche di resistenza.....	53
8.3.	VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE.....	60
8.3.1.	Caratteristiche della sezione.....	60
8.3.2.	Verifiche agli S.L.U. ....	60
8.3.2.1.	Pressoflessione.....	60
8.3.2.2.	Taglio.....	62
8.3.3.	Verifiche tensionali agli S.L.E. ....	63
8.3.4.	Verifiche di fessurazione agli S.L.E. ....	64
9.	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DELLA PALIFICATA.....	65

FIGURA 1-VISTE PILA .....	5
FIGURA 2-PIANTA PLINTO .....	5
TABELLA 3.1 – CLASSI DI CLS E COPRIFERRI MINIMI .....	8
TABELLA 3.2 - GRANDEZZE MECCANICHE RELATIVE AL CLS .....	8
FIGURA 4.2: $ZC/D = F(DR)$ (MEYERHOF [1976]) .....	21
FIGURA 4.3: PORTATA DI BASE - TERRENI STRATIFICATI (MEYERHOF [1976]) .....	21
TABELLA 8.2: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA SPALLA NORD .....	26
TABELLA 8.3: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA PILA .....	26
TABELLA 8.4: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA SPALLA SUD .....	26
TABELLA IV: PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO E SABBIA A .....	27
TABELLA V: PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B) .....	27
TABELLA 8.5: PARAMETRI DI PROGETTO CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A) .....	27
TABELLA 8.6: PARAMETRI DI PROGETTO CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B) .....	27
<b>SEZIONE DI VERIFICA.</b> .....	<b>42</b>

## 1. PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella parte iniziale del seguente capitolo verrà fornita una descrizione generale dell'impalcato oggetto del progetto esecutivo. Nei sotto capitoli è invece riportata una descrizione dettagliata e accurata di ogni elemento strutturale componente il ponte.

L'impalcato oggetto del seguente elaborato è un impalcato in curva pertanto è stato realizzato con una struttura a cassone torsio-rigido atta a ripartire, in maniera quanto più possibile uniforme, i carichi eccentrici ed eventuali squilibri dovuti alla geometria dell'opera stessa.

Esso è composto da tre travi, dodici campi di controventi di torsione inferiori e dodici superiori, ventidue campi di diaframmi, a loro volta composti da correnti inferiori, superiori e inclinati, e tre trasversi, due nelle zone delle spalle e uno nella zona di pila. I controventi e i diagonali superiori saranno per lo più utili nella fase di getto della soletta in cui tutto il carico della struttura grava sui soli elementi in acciaio.

L'andamento planimetrico dell'opera è in curva con raggio approssimativamente intorno ai 125m. L'impalcato è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" a cassone costituito da 3 travi a "doppio T" in acciaio, di altezza variabile e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera, di spessore medio pari a 0.25m. Le tre travi hanno un'altezza crescente dall'interno all'esterno della curva, rispettivamente 2.400 m, 2.630 m e 2.860 m, e lunghezze differenti a causa della curvatura dell'impalcato e delle spalle radiali. Essendo presente una pila intermedia l'impalcato si compone in due campate con luci variabili di circa  $35 + 56 = 91$  m e nello specifico la luce della trave a esterno curva risulta essere  $36 + 58 = 94$  m, quella centrale posta in asse impalcato  $35 + 56 = 91$  m e quella interno curva  $34 + 54 = 88$  m. Le travi sono piolate e quindi collaboranti con la soletta e spessore e larghezza dei singoli elementi varia in funzione della posizione dei conci.

La sede stradale offerta al traffico veicolare vede una carreggiata di larghezza 11.60 m a cui si affiancano due cordoli laterali di 0.75 m per un ingombro totale del viadotto di 13.10 m. Per garantire un'opportuna visibilità la banchina lato interno curva misura 3.330 m in prossimità della spalla di campata corta (spalla A), per poi arrivare a 3.600 m nel tratto a curvatura costante e poi diminuire nuovamente nel tratto di clotoide fino ad arrivare a 3.500 m sulla spalla della campata lunga (spalla B). La banchina esterno curva invece presenta uno spessore costante di 1.000 m.

La pila è a setto continuo in c.a., di spessore 2.00m e larghezza 4.00m. Le dimensioni in altezza sono determinate dall'andamento altimetrico del tracciato stradale e dallo spessore dell'impalcato.

Le spalle dell'opera sono di tipo ordinario in conglomerato cementizio armato, fondate su pali di grande diametro. Esse verranno più dettagliatamente descritte nel sotto capitolo 4.15.

In particolare, il presente documento riporta i calcoli di dimensionamento e verifica degli elementi strutturali costituenti le pile dell'opera in oggetto.

Il sistema di vincolamento previsto per il cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. In particolare vengono previsti due appoggi per ogni spalla posti in asse alle travi esterne e due in pila posizionati a 1.40 m dall'asse della trave centrale e insistenti direttamente sul trasverso a parete piena. Il disassamento degli appoggi di pila è stato realizzato per ragioni geometriche. Non era infatti possibile realizzare un fusto pila o un pulvino sufficientemente larghi da poter posizionare gli appoggi in asse alle travi esterne come è stato fatto nelle spalle.

Di seguito si riportano gli schemi delle geometrie del fusto e del plinto di fondazione.

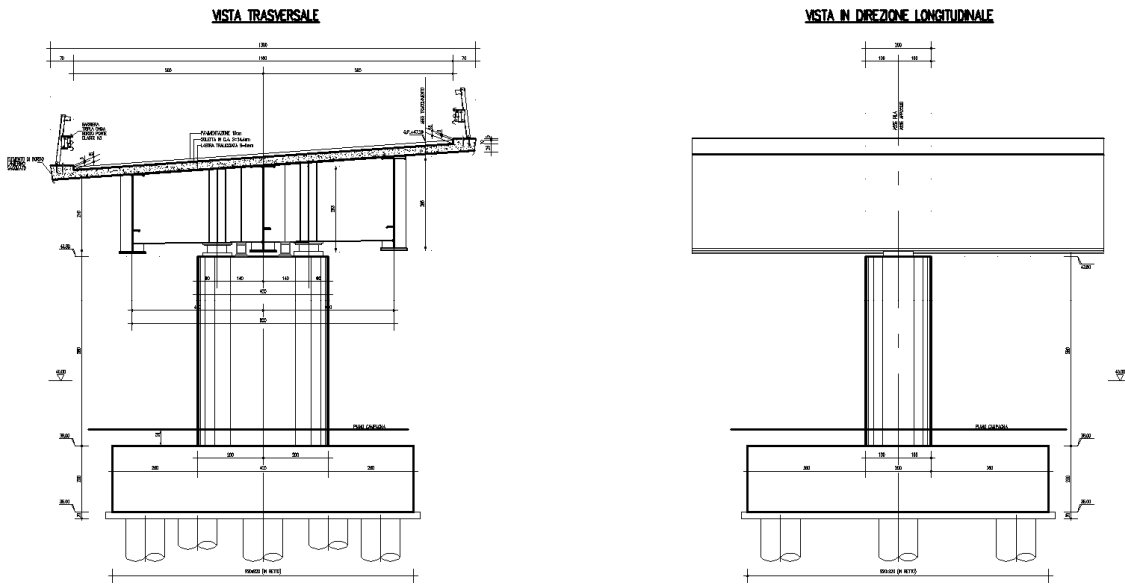


Figura 1-viste pila

**PIANTA FONDAZIONE E SPICCATO ELEVAZIONE**

{n.9 pali  $\phi$ 120cm L=45.00m}

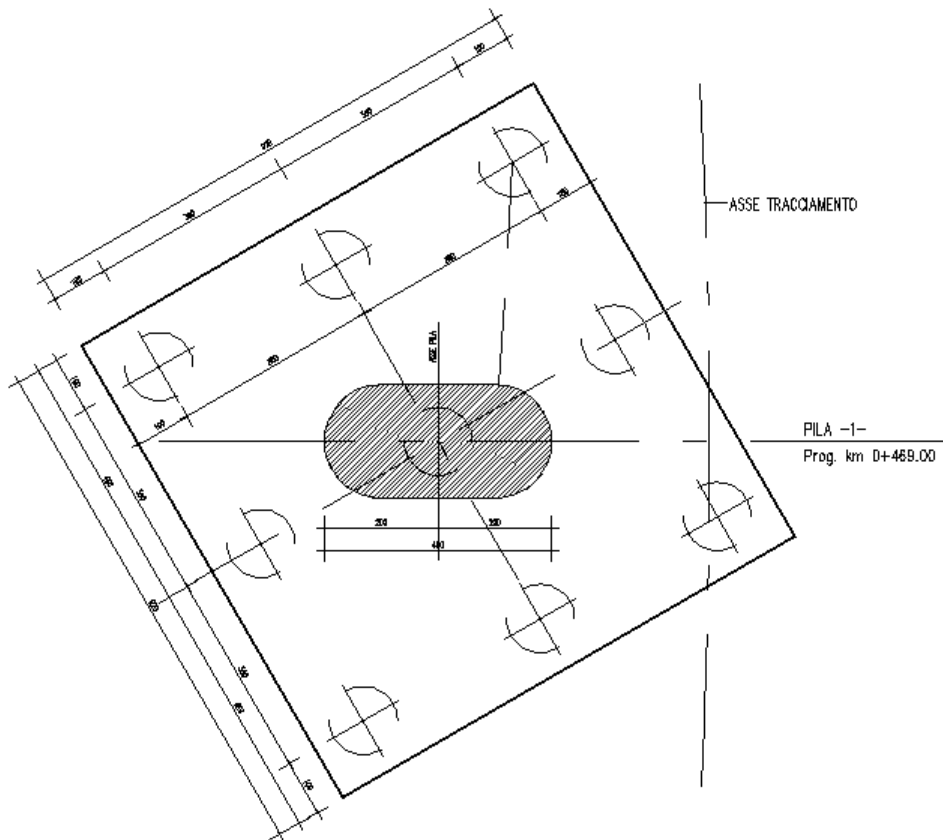


Figura 2-pianta plinto

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

- D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»;
- EUROCODICE serie EN 1991: Azioni sulle strutture
- EUROCODICE serie EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- EUROCODICE serie EN 1993: Progettazione delle strutture di acciaio
- EUROCODICE serie EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale



### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

#### 3.1. CALCESTRUZZO

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari a 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

**TABELLA MATERIALI :**  
**CALCESTRUZZO :**

Secondo EN206 – CNR UNI 11104

**PALI:**

- Classe C25/30
- Classe di esposizione XC2

**MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI:**

- Classe C12/15
- Classe di esposizione X0

**FONDAZIONI PILE, SPALLE E MURI:**

- Classe C28/35
- Classe di esposizione XC2

**ELEVAZIONI SPALLE E PILE:**

- Classe C32/40
- Classe di esposizione XF2

**ELEVAZIONI MURI:**

- Classe C28/35
- Classe di esposizione XF2

**SOLETTE IN C.A., CORDOLI, BAGGIOLI:**

- Classe C35/45
- Classe di esposizione XF4

COPRIFERRO NOMINALE\* per pali trivellati ( $\phi_{palo} > 600\text{mm}$ ) Cnom.=60.0mm  
 COPRIFERRO NOMINALE\* per solette Cnom.=35.0mm  
 COPRIFERRO NOMINALE\* per elevazioni Cnom.=35.0mm  
 COPRIFERRO NOMINALE\* per fondazioni Cnom.=40.0mm  
 \* EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P

**ACCIAIO PER C.A.:**  
 Secondo NTC 2018 (DM 17/01/2018)  
 Tipo B450C fyk  $\geq$  450MPa  
 ftk  $\geq$  540MPa

PER QUANTO NON SPECIFICATO, IN PARTICOLARE RELATIVAMENTE ALLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI, ALLE SPECIFICHE PER L'ESECUZIONE DEI LAVORI ED AI CONTROLLI DA ESEGUIRE, SI DOVRA' FARE RIFERIMENTO ALLE NORME TECNICHE D'APPALTO.

Tabella 3.1 – Classi di cls e copriferri minimi

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30	C32/40	C35/45
resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	25,00	32,00	35,00
resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	14,17	18,13	19,83
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	N/mm <sup>2</sup>	1,80	2,12	2,25
tensione di aderenza cls-armatura	$f_{bd}$	N/mm <sup>2</sup>	2,70	3,18	3,37
tensione massima di compressione (comb. rara)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	15,00	19,20	21,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	11,25	14,40	15,75
modulo elastico medio istantaneo	$E_m$	N/mm <sup>2</sup>	31476	33346	34077

Tabella 3.2 - grandezze meccaniche relative al cls

## 3.2. ACCIAIO

### 3.2.1. Carpenteria metallica – Classe S355

Si utilizzano per le strutture metalliche del viadotto i seguenti tipi di acciaio:

Elementi saldati di spessore fino a 40mm	S355J2G3
Elementi saldati di spessore superiore a 40mm	S355K2G3
Elementi non saldati	S355JO

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Resistenza di calcolo ( $t < 40\text{mm}$ )	$f_d = 355 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo ( $t > 40\text{mm}$ )	$f_d = 335 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

### 3.2.2. Armature per c.a. – Acciaio B 450 C

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	$f_y$	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura	$f_t$	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo	$A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto	$f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

## 4. CRITERI DI CALCOLO

Si riportano di seguito i principali criteri di calcolo assunti alla base delle analisi della pila.

Le sollecitazioni presentate nei capitoli che seguono sono calcolate rispetto un sistema di riferimento centrato nel baricentro dell'elemento strutturale trattato e con orientamento parallelo all'asse dell'opera. Si definisce quindi direzione longitudinale la direzione lungo l'asse dell'impalcato e direzione trasversale la direzione perpendicolare all'asse dell'impalcato.

### 4.1. SPETTRO DI RIPOSTA E FATTORE DI STRUTTURA

In funzione della categoria del sottosuolo e dei parametri sismici del sito si determina lo spettro di risposta sismica in accordo con quanto espresso in NTC Par.3.2.3.

Noti i periodi in direzione longitudinale e in direzione trasversale, mediante lo spettro si ricavano le accelerazioni da applicare alle masse strutturali.

Il fattore di struttura  $q$  viene posto pari a:

$q = 1$  per il calcolo delle sollecitazioni a base fusto per la verifica a pressoflessione del fusto della pila;

$q = 1$  per il calcolo delle sollecitazioni a intradosso fondazione e sulla palificata.

Il sisma agente in una direzione si combina con il 30% degli effetti del sisma agente nelle altre direzioni.

### 4.2. CRITERI DI CALCOLO DELL'ELEVAZIONE

#### 4.2.1. Azioni in condizioni di esercizio

Nella presente relazione saranno calcolate le sollecitazioni derivanti dalle caratteristiche geometriche della pila mentre le azioni trasmesse dall'impalcato sono ricavate dalla relazione di calcolo dell'impalcato. Tali azioni vengono riportate nel primo sottoparagrafo relativo ai dati di input della pila.

Solo gli scarichi relativi ai carichi variabili da traffico sono esplicitati per tenere in conto configurazioni di carico che massimizzano le azioni sulla palificata e che invece non risultano dimensionanti per gli altri elementi strutturali della pila.

Verranno calcolati inoltre i pesi propri di tutti gli elementi costituenti la pila (pulvino, fusto, etc..), considerati ciascuno con la propria eccentricità relativa, e le azioni accidentali (vento, urto, etc...) agenti direttamente su ciascuna pila.

#### 4.2.2. Azioni sismiche

Le pile sono trattate come elementi verticali schematizzabili a mensola.

Nota la geometria (altezza  $H$ , lunghezza  $L$  e spessore  $s$  per una pila a sezione rettangolare) la rigidezza è calcolata come la rigidezza  $K$  di una mensola incastrata alla base con una massa applicata in sommità sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale ( $K_{\text{mensola}}$ ), si ha quindi:

in direzione longitudinale

$$k_l = \frac{3EJ_l}{H^3}$$

e in direzione trasversale

$$k_t = \frac{3EJ_t}{H^3}$$

Per la massa distribuita uniformemente sulla lunghezza della pila si ha invece:

in direzione longitudinale

$$k_l = \frac{(3.516)^2 EJ_l}{H^3}$$

e in direzione trasversale

$$k_t = \frac{(3.516)^2 EJ_t}{H^3}$$

In entrambi i casi vale la relazione

$$T_{long} \text{ o } T_{trasv} = \frac{2\pi}{\omega_1}$$

che correla il periodo con la pulsazione della struttura.

Si osserva che nell'analisi del comportamento sismico si considera il modulo elastico E ridotto al 50% per tenere in conto degli effetti della fessurazione, in accordo con quanto indicato nelle NTC.

Note la massa della pila e la massa dell'impalcato si definiscono i periodi della pila sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale.

Nel caso in esame di impalcato isolato mediante appoggi antisismici in elastomero armato, si calcola il periodo senza il contributo dell'impalcato (che deriva dalle azioni trasmesse) facendo riferimento al modello a massa distribuita e che vale:

$$T_{long} \text{ o } T_{trasv} = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{cont}}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_b}{k_{cont}}}$$

dove  $m_b$  è la massa della sola pila.

Nella presente relazione si considera in via cautelativa il valore del plateau anche in direzione orizzontale.

Al plinto di fondazione si applica invece un'accelerazione pari ad  $a_g S$ .

### 4.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Si riporta di seguito l'elenco delle combinazioni di carico significative per l'analisi della pila e l'esplicitazione dei coefficienti di combinazione applicati ai singoli casi di carico.

Casi di carico	
<b>g1</b>	Carichi strutturali
<b>g2</b>	Permanenti portati
<b>q1</b>	Accidentali
<b>q3</b>	Frenatura
<b>q4</b>	Centrifuga
<b>q5</b>	Vento
<b>q6</b>	Sisma
<b>q7</b>	Resistenze passive dei vincoli
<b>q9</b>	Urto di un veicolo
<b>ε2</b>	Effetti Reologici
<b>ε3</b>	Variazioni termiche
<b>ε4</b>	Cedimenti vincolari
<b>ε5</b>	Calaggio

Per quanto riguarda le azioni da traffico, l'attrito e i cedimenti, si prevedono n.2 sottocasi: il primo massimizza le azioni di compressione e il secondo le azioni di trazione.

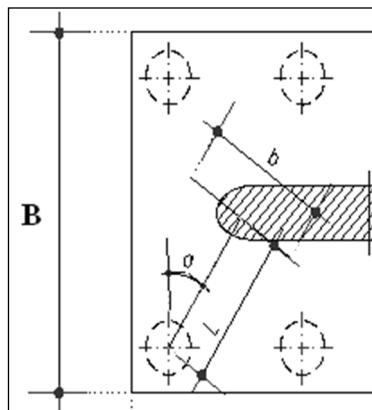
TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

		g1.g2	q1 (CASO 1)	q1 (CASO2)	q3	q4	q5	q7 (CASO 1)	q7 (CASO 2)	e2	e3	e4 (CASO 1)	e4 (CASO 2)	q6 (S. LONG)	q6 (S. TRASV)	q6 (S. Vert CASO 1)	q6 (S. Vert CASO 2)	q6 (S. Imp Long)	q6 (S. Imp Trasv)	q9 (Long)	q9 (Trasv)	
STR SLU	SLU 1a	1,00	0	1,0125	0	0	1,50	0	1,00	1,00	0,72	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLU 1b	1,35	1,0125	0	0	0	1,50	1,00	0	1,00	0,72	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLU 2a	1,00	0	1,35	0	0	0,90	0	1,00	1,00	0,72	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLU 2b	1,35	1,35	0	0	0	0,90	1,00	0	1,00	0,72	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLU 3a	1,00	0	1,0125	1,35	0	0,90	0	1,00	1,00	0,72	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLU 3b	1,35	1,0125	0	1,35	0	0,90	1,00	0	1,00	0,72	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLU 4a	1,00	0	1,0125	0	1,35	0,90	0	1,00	1,00	0,72	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLU 4b	1,35	1,0125	0	0	1,35	0,90	1,00	0	1,00	0,72	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLU 5a	1,00	0	1,0125	0	0	0,90	0	1,50	1,20	1,20	0	1,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLU 5b	1,35	1,0125	0	0	0	0,90	1,50	0	1,20	1,20	0	1,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE	RARA 1a	1,00	0,75	0	0	0	1,00	1,00	0	1,00	0,60	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	RARA 1b	1,00	0	0,75	0	0	1,00	0	1,00	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	RARA 2a	1,00	1,00	0	0	0	0,60	1,00	0	1,00	0,60	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	RARA 2b	1,00	0	1,00	0	0	0,60	0	1,00	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	RARA 3a	1,00	0,75	0	1,00	0	0,60	1,00	0	1,00	0,60	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	RARA 3b	1,00	0	0,75	1,00	0	0,60	0	1,00	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	RARA 4a	1,00	0,75	0	0	1,00	0,60	1,00	0	1,00	0,60	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	RARA 4b	1,00	0	0,75	0	1,00	0,60	0	1,00	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	RARA 5a	1,00	0,75	0	0	0	0,60	1,00	0	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	RARA 5b	1,00	0	0,75	0	0	0,60	0	1,00	1,00	1,00	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	FREQ 1a	1,00	0,75	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	FREQ 1b	1,00	0,75	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0
	FREQ 1c	1,00	0	0,75	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	FREQ 1d	1,00	0	0,75	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	FREQ 2a	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,60	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	FREQ 2b	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	QP 1	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	QP 2	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA SLV	SLV 1a	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	1,00	0,30	0,30	0	1,00	0	0	0	0
	SLV 1b	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	1,00	0,30	0,30	0	1,00	0	0	0	0
	SLV 1c	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	1,00	0,30	0	0,30	1,00	0	0	0	0
	SLV 1d	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	1,00	0,30	0	0,30	1,00	0	0	0	0
	SLV 2a	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0,30	1,00	0,30	0	0	1,00	0	0	0
	SLV 2b	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0,30	1,00	0,30	0	0	1,00	0	0	0
	SLV 2c	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0,30	1,00	0	0,30	0	1,00	0	0	0
	SLV 2d	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0,30	1,00	0	0,30	0	1,00	0	0	0
	SLV 3a	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0,30	0,30	1,00	0	1,00	0	0	0	0
	SLV 3b	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0,30	0,30	1,00	0	1,00	0	0	0	0
	SLV 3c	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0,30	0,30	0	1,00	1,00	0	0	0	0
	SLV 3d	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0,30	0,30	0	1,00	1,00	0	0	0	0
	SLV 4a	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0,30	0,30	1,00	0	0	1,00	0	0	0
	SLV 4b	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0,30	0,30	1,00	0	0	1,00	0	0	0
	SLV 4c	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0,30	0,30	0	1,00	0	1,00	0	0	0
	SLV 4d	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0,30	0,30	0	1,00	0	1,00	0	0	0
ECCEZ	E 1	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0	0	0	0	0	0	1,00	0	0
	E 2	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0	0
	E 3	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00	0
	E 4	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00

#### 4.4. CRITERI DI CALCOLO DEL PLINTO

Vista la conformazione geometrica del fusto, del plinto e della palificata di fondazione, il più probabile meccanismo di funzionamento statico del plinto è quello di lastra inflessa.

Il palo soggetto al massimo valore di sforzo normale di compressione risulta sempre quello in angolo per la concomitanza di flessione sulla palificata agente in direzione longitudinale e in direzione trasversale. La condizione di carico più gravosa per il plinto si ottiene dunque considerando il comportamento a mensola lungo la direzione congiungente il palo d'angolo più sollecitato con il fusto, come schematizzato nella figura seguente.



Per il calcolo delle sollecitazioni sul plinto si procede quindi nel modo seguente:

- ✓ Si calcola il valore del massimo momento flettente dovuto all'azione del palo d'angolo rispetto alla sezione d'incastro posta a 0.30m all'interno del fusto;
- ✓ Si considera agente sul palo il valore di sforzo normale relativo alle quattro diverse condizioni di verifica: sisma, stato limite ultimo, stato limite di esercizio e stato limite di fessurazione;
- ✓ A tale carico viene sottratto il contributo del peso proprio del plinto e del terreno di ricoprimento, supposti ripartiti uniformemente sui pali e responsabili di oneri trascurabili nei confronti delle armature del plinto stesso.



## 4.5. CRITERI DI CALCOLO DELLA PALIFICATA

### 4.5.1. Metodi di analisi

Il calcolo delle sollecitazioni di progetto sui singoli pali viene svolto per mezzo del programma di calcolo agli elementi finiti Group 7.0 (Ensoft Inc.) e consiste in un calcolo tridimensionale di interazione tra plinto di fondazione, pali e terreno. Tale programma consente infatti di analizzare il comportamento di un gruppo di pali sottoposto a sollecitazioni assiali, di taglio e momento.


In particolare, si è implementato un modello di calcolo F.E.M. tridimensionale assumendo un vincolo del tipo a incastro in testa pali. Il calcolo della palificata viene condotto ipotizzando che il plinto di fondazione sia infinitamente rigido. Si è utilizzata la funzione di generazione automatica delle curve di risposta non lineare del terreno carico – cedimento (curve t-z) per condizioni di carico assiale, torsione – rotazione ( $M-\theta$ ) per condizioni di carico torsionali, e carico orizzontale–spostamento orizzontale (curve p-y) per carichi orizzontali.

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

Per quanto concerne invece le curve p-y relative a carichi orizzontali, nel programma sono implementate diverse curve corrispondenti a differenti tipi di terreno. Nel caso in esame faremo sempre riferimento alle curve di Reese, Cox & Koop (1974), come indicato nella relazione geotecnica di riferimento.

Inoltre, nel comportamento della palificata sotto carichi orizzontali il programma tiene conto dell'effetto di gruppo mediante la teoria di Reese & Van Impe (2001). Attraverso tale metodo è possibile valutare l'efficienza di ogni singolo palo in funzione della posizione degli altri pali costituenti la palificata e della direzione del carico applicato, secondo le relazioni di seguito riportate.

- Interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila

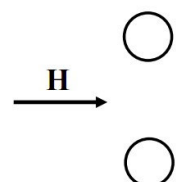


$$e_A = 0.70 \left( \frac{s}{D} \right)^{0.26} \quad \frac{s}{D} \leq 4$$

$$e_B = 0.48 \left( \frac{s}{D} \right)^{0.38} \quad \frac{s}{D} \leq 7$$

Se  $s/D > (4 \text{ o } 7)$  allora  $e = 1$

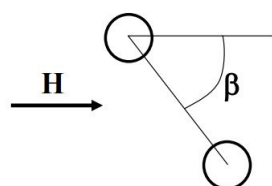
- Interazione tra pali affiancati, caricati in direzione ortogonale alla fila



$$e = 0.64 \left( \frac{s}{D} \right)^{0.34} \quad \frac{s}{D} \leq 3.75$$

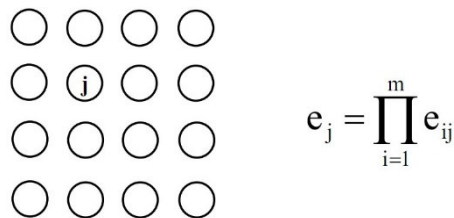
Se  $s/D > 3.75$  allora  $e = 1$

- Interazione "obliqua" tra pali, combinando gli effetti precedenti



$$e = \sqrt{e_{lin}^2 \cdot \cos^2 \beta + e_{aff}^2 \cdot \sin^2 \beta}$$

Per un gruppo di m pali vale pertanto



gruppo di m pali

Note le sollecitazioni ad intradosso fondazione si ricavano le sollecitazioni sul singolo palo per le varie combinazioni di carico.

Sul singolo palo si calcolano: la massima compressione  $Q_{max}$ , la massima trazione  $Q_{min}$  (o minima compressione) e il taglio totale agente  $H$ .

Come metodo di controllo e validazione delle sollecitazioni calcolate mediante il modello numerico realizzato con il codice di calcolo Group, si determinano per ogni combinazione di calcolo lo sforzo normale sul palo più caricato  $Q_{max}$  e lo sforzo normale minimo sul palo meno carico  $Q_{min}$  mediante la formula di Navier:

$$Q = \frac{N}{n^{\circ}pali} \pm \frac{M_l}{W_l} \pm \frac{M_t}{W_t}$$

Dove  $M$  e  $W$  sono i momenti e il modulo resistente in direzione longitudinale "l" e in direzione trasversale "t".

Nel calcolo dei momenti agenti sulla palificata si tiene in conto anche del contributo derivante dal comportamento di ogni palo a trave su suolo elastico che implica un'azione flessionale in testa palo proporzionale al taglio secondo la nota relazione:

$$M = T / 2\alpha \qquad \text{con } \alpha = \sqrt[4]{\frac{D \cdot k}{4 \cdot E \cdot J}}$$

dove  $k$  è il coefficiente di Winkler,  $D$  il diametro del palo,  $E$  il modulo elastico e  $J$  l'inerzia del palo.

Verificato l'accordo tra i due approcci si procede alle verifiche facendo riferimento ai valori numerici calcolati con modello numerico Group.

#### 4.5.2. Valutazione dell'armatura minima

Si conducono le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo e le verifiche agli stati limite di esercizio nelle combinazioni di carico ritenute significative, individuando le armature necessarie.

Inoltre, secondo quanto prescritto dalle NTC (paragrafo 7.2.5) e dalla norma europea di riferimento, i pali in calcestruzzo saranno armati, per tutta la loro lunghezza, con un'area non inferiore allo 0.3% di quella del calcestruzzo.

In particolare, per il primo tratto di lunghezza paria a 10 volte il diametro del palo l'area dell'armatura longitudinale non sarà inferiore allo 1% di quella del calcestruzzo.

## 4.6. CURVE DI RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO

### 4.6.1. Generale

Le curve di resistenza di progetto a compressione (o trazione) del palo singolo  $R_{c,d}$  (o  $R_{t,d}$ ), da confrontare con la massima azione di compressione (o trazione) agente in testa al palo  $E_d$ , sono date dalle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a compressione}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a trazione}$$

dove:

$R_{c,cal}$  e  $R_{t,cal}$  resistenza di calcolo del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;

$\xi_3, \xi_4$  fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate;

$R_{c,k}$  e  $R_{t,k}$  resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione ad una data profondità;

$\gamma_R$  coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato.

#### 4.6.1.1. Resistenza laterale di calcolo

La resistenza laterale di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come indicato nel seguito (AGI, 1984).

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

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

dove:

$\alpha$  = coefficiente riduttivo:

= 0.9 per  $c_U \leq 25$  kPa; 0.8 per  $25 < c_U \leq 50$  kPa; 0.6 per  $50 < c_U \leq 75$  kPa; 0.4 per  $c_U > 75$  kPa; AGI [1984]);

$c_U$  = coesione non drenata (kPa).

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

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

dove:

$K$  = rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo.

$\sigma'_v$  = pressione geostatica verticale efficace;

$\phi$  = angolo d'attrito;

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

$K = 0.7$  in compressione

$K = 0.5$  in trazione

Per pali battuti si adottano i coefficienti raccomandati da AGI [1984]. Per i pali trivellati deve essere comunque soddisfatta anche la seguente verifica:

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

dove:

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

In figura è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della  $\tau_{lim}$  ed il valore di  $N_{SPT}$ .

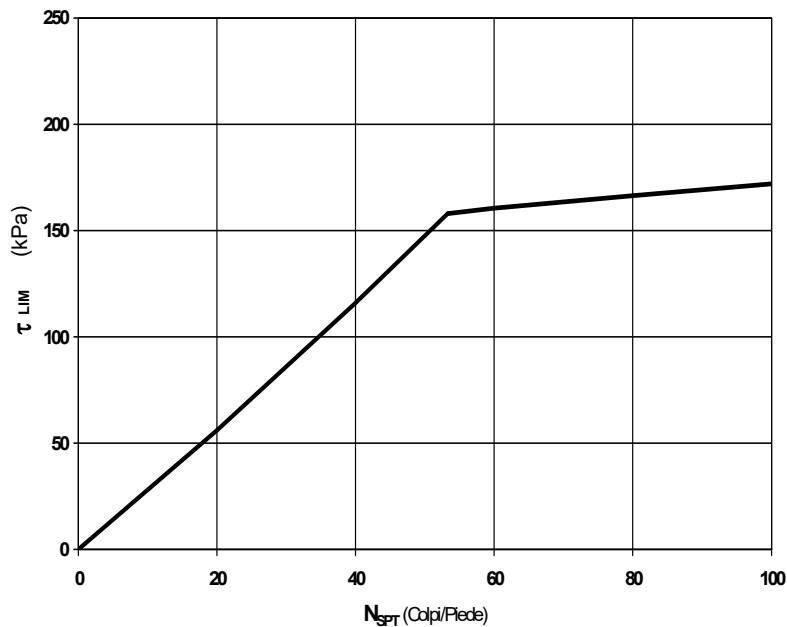


Figura 4.1: Terreni granulari -  $\tau_{LIM} = f(N_{SPT})$  (Wright-Reese [1977])

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli sopra descritti.

#### 4.6.1.2. Resistenza di base di calcolo

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno alla base del palo, come indicato nel seguito (AGI, 1984).

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

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

dove:

$c_u$  = coesione non drenata (kPa).

$\sigma_v$  = tensione geostatica verticale (kPa)

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

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

$q_{cr}$  = portata critica unitaria di base;

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

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

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

Per pali battuti, la portata critica, sempre maggiore di quella per pali trivellati, viene valutata di volta in volta secondo le effettive modalità esecutive.

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

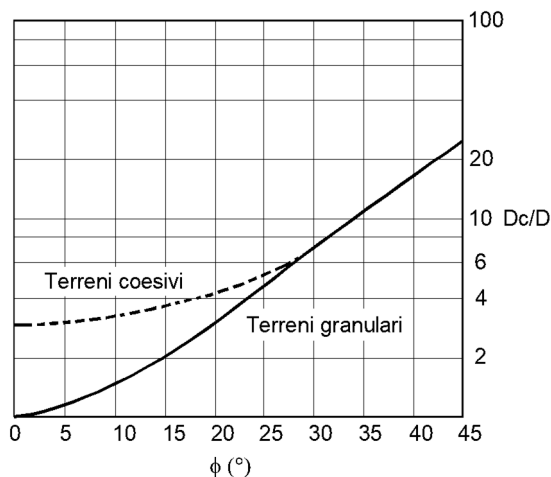


Figura 4.2:  $z_c/D = f(Dr)$  (Meyerhof [1976])

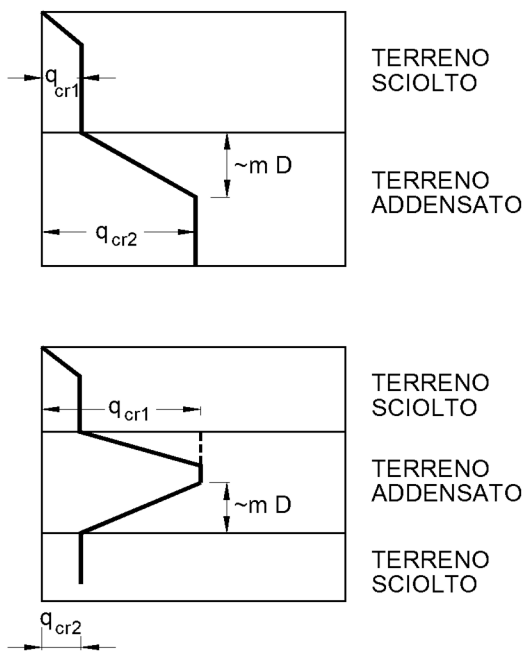


Figura 4.3: Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])

#### 4.6.2. Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici

La resistenza di calcolo  $R_{c,cal}$  a compressione del palo viene definita come capacità portante totale data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di calcolo  $R_{t,cal}$  a trazione del palo viene valutata come sola portata limite per attrito laterale. Di seguito si riportano entrambe le espressioni di calcolo:

$$R_{c,cal} = Q_{ult\_comp} = Q_{lat\_ult} + Q_{base\_ult} - (W_p - W_s)$$

$$R_{c,traz} = Q_{ult\_traz} = Q_{lat\_ult} + (W_p - W_s)$$

dove:

$Q_{ult\_comp}$  Resistenza di calcolo a compressione;

$Q_{ult\_traz}$  Resistenza di calcolo a trazione

$$Q_{lat\_ult} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz \quad \text{Portata limite per attrito laterale}$$

con

$\tau_{us}$  = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, calcolata come riportato nel paragrafo **Errore. L 'origine riferimento non è stata trovata.;**

$z_b$  = profondità della base del palo dal p.c. originario;

$z_t$  = profondità della testa del palo dal p.c. originario.

$$Q_{base\_ult} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{Portata limite di base}$$

con

$q_{ub}$  = pressione limite alla base del palo;

$W_p$  Peso del palo;

$W_s$  Peso del terreno sostituito dal palo.



### 4.6.3. Resistenza caratteristica

La resistenza caratteristica a compressione  $R_{c,k}$  e la resistenza caratteristica a trazione  $R_{t,k}$  del palo singolo sono state determinate a partire dalle resistenze di calcolo ottenute con metodi che utilizzano i parametri geotecnici adottati; in accordo con quanto definito nel paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC2018 risulta pertanto:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

essendo:

$R_{c,k}$  e  $R_{t,k}$  resistenza caratteristica rispettivamente a compressione e a trazione del palo singolo ad una data profondità;

$R_{c,cal}$  e  $R_{t,cal}$  resistenza di calcolo rispettivamente a compressione e a trazione determinate ad una data profondità;

$(R_{c,cal})_{media}$  e  $(R_{t,cal})_{media}$  resistenza di calcolo media ad una data profondità;

$(R_{c,cal})_{min}$  e  $(R_{t,cal})_{min}$  resistenza di calcolo minima ad una data profondità;

$\xi_3, \xi_4$  fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate, in accordo a quanto indicato nel paragrafo 6.4.3.1 delle NTC2018, Tab. 6.4.IV.

#### 4.6.4. Resistenza di progetto

Il valori della resistenza di progetto a compressione  $R_{c,d}$  e della resistenza di progetto a trazione  $R_{t,d}$  sono determinati applicando al valore caratteristico della resistenza i coefficienti parziali  $\gamma_R$  secondo le seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R}$$

essendo:

$R_{c,d}$  e  $R_{t,d}$  resistenza di progetto del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione;

$R_{c,k}$  e  $R_{t,k}$  resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione;

$\gamma_R$  coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato e della tipologia esecutiva del palo (vedi la tabella in cui sono riportati i fattori parziali relativi a pali trivellati).

	Pali trivellati
Resistenza \ $\gamma_R$	R3 [-]
Base	1.35
Laterale - compressione	1.15
Laterale - trazione	1.25

**Tabella 4.1: Coefficienti parziali alle resistenze caratteristiche**

Nelle figure delle pagine seguenti si riportano, per ognuno dei cavalcavia in esame, i profili della resistenza di progetto variabili con la lunghezza del palo; tali curve sono state calcolate per le seguenti combinazioni di progetto:

- Resistenza di progetto, in condizioni statiche SLU GEO, in accordo all'Approccio 2 (coefficienti parziali A1+M1+R3);
- Resistenza di progetto, in condizioni sismiche SISMA, in accordo ai coefficienti parziali SISMA+M1+R3.

Tali valori saranno poi confrontati con i corrispondenti valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli.

## 4.7. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

### 4.7.1. Premessa

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento delle fondazioni. I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito. Per eventuali approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto.

### 4.7.2. Indagini e prove di laboratorio di riferimento

5. Nelle tabelle seguenti si riportano, per ognuno dei cavalcavia in esame, le verticali di indagine che sono state considerate per la caratterizzazione dei terreni di fondazione.

6.

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SI-05pz	1986	~15+789	39.4	40.0	C (37.5 m)
S3	1999	~15+736	40.0	30.0	TA (3.0 m÷15.0 m)
C12	1999	~15+652	39.0	15.0	-
C107	2000	~15+935	39.8	40.0	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella)  
 TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)  
 DH = tubo per misure Down-hole

**Tabella 4.2: Verticali di riferimento**

### 6.1.1. Misure piezometriche e livelli di falda

Per quanto riguarda il riferimento della falda si è tenuto conto di un livello piezometrico superficiale; nei calcoli è stata assunta in via cautelativa una falda a quota di imposta delle fondazioni.

### 6.1.2. Stratigrafia di riferimento e parametri di caratterizzazione geotecnica

Le tabelle sottostanti riportano le unità litostratigrafiche individuate e la caratterizzazione stratigrafico – geotecnica, valutata a partire dal piano campagna.

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	$Z_w$ (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
~39.0	0.0 ÷ 7.0	Limo argilloso/Argilla limosa	A	4.3 ?	Tabella IV
	7.0 ÷ 11.0	Sabbia fine limosa con ghiaia	B	4.3 ?	Tabella V
	11.0 ÷ 14.5	Limo argilloso/Argilla limosa	A	4.3 ?	Tabella IV
	14.5 ÷ 24.0	Sabbia fine limosa	B	4.3 ?	Tabella V
	24.0 ÷ 39.0	Limo argilloso/Argilla limosa	A	4.3 ?	Tabella IV

Tabella 4.3: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica Spalla Nord

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	$Z_w$ (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
~40.0	0.0 ÷ 3.5	Terreno vegetale	A	5.8?	Tabella IV
	3.5 ÷ 24.0	Ghiaia e sabbia con strati di limo argilloso a 4.5 m e a 7.5 m di spessore < 1 m	B	5.8?	Tabella V
	24.0 ÷ 30.0	Limo argilloso/Limo con argilla	A	5.8?	Tabella IV

Tabella 4.4: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica Pila

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	$Z_w$ (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
~39.0	0.0 ÷ 3.0	Sabbia	B	3.7?	Tabella V
	3.0 ÷ 13.5	Limo /Argilla	A	3.7?	Tabella IV
	13.5 ÷ 19.5	Sabbia	B	3.7?	Tabella V
	19.5 ÷ 39.0	Limo /Argilla	A	3.7?	Tabella IV

Tabella 4.5: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica Spalla Sud

Ai fini dei calcoli si è assunta la stratigrafia più sfavorevole tra le tre suddette.

Descrizione	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)	$c_u$ (kPa)	$G_0$ (MPa)	$E_{op}$ (MPa)	CR (-)	RR (-)	$k_v$ (m/s)
Limo argilloso	19	0	24	30+z	75	0.20 x $E_0$	0.15	0.01	1.0 x 10 <sup>-9</sup>
Argilla limosa			÷ 28	÷	÷	÷	÷	÷	÷

				90+2z	100	0.33 x E <sub>0</sub>	0.25	0.05	5.0 x 10 <sup>-8</sup>
<p>γ = peso di volume del terreno                  c' = coesione efficace                  φ = angolo di resistenza al taglio                  c<sub>u</sub> = resistenza al taglio non drenata                  G<sub>0</sub> = modulo di elasticità tangenziale a piccoli livelli deformativi                  E<sub>op</sub> = modulo di elasticità operativo                  CR = rapporto di compressione in condizioni edometriche                  RR = rapporto di ricomprensione in condizioni edometriche                  k<sub>v</sub> = coefficiente di permeabilità verticale</p>									

Tabella IV: Parametri medi caratteristici dei materiali Limo e Sabbia A

Descrizione	γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	φ (°)	E <sub>0</sub> (MPa)	E <sub>op</sub> (MPa)
Ghiaia e sabbia	19	0	34 ÷ 36	75 ÷ 100	(0.20 ÷ 0.33) x E <sub>0</sub>
<p>γ = peso di volume del terreno                  c' = coesione efficace                  φ = angolo di resistenza al taglio                  E<sub>0</sub> = modulo di elasticità a piccoli livelli deformativi                  E<sub>op</sub> = modulo di elasticità operativo</p>					

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

Come parametri di progetto del terreno si sono presi i valori medi dei range riportati nelle tabelle sopra.

Descrizione	γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	φ (°)	c <sub>u</sub> (kPa)
Limo argilloso	19	0	26	60+1.5z
Argilla limosa				

Tabella 4.6: Parametri di progetto caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

Descrizione	γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	φ (°)
Ghiaia e sabbia	19	0	35

Tabella 4.7: Parametri di progetto caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

### 6.1.3. Determinazione della categoria di suolo

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), è basata sulla stima dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio  $V_{S,30}$  o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente  $N_{SPT,30}$  entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità  $C_{U,30}$  (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, l'area di intervento risulta caratterizzabile in maniera cautelativa come sito di **categoria C**.

Per maggiori informazioni circa la sismicità dell'area si rimanda a quanto è riportato nella Relazione Geotecnica generale allegata al progetto.

## 7. ANALISI DELLA PILA

### 7.1. DATI DI INPUT

#### 7.1.1. Geometria della pila

Si riportano nella tabella che segue le caratteristiche geometriche di elevazione e fondazione della pila e le caratteristiche del terreno.

##### DATI RELATIVI ALL'ELEVAZIONE

Altezza fusto	6,00 m
Altezza baggioli	0,15 m
Area della sezione del fusto	7,14 m <sup>2</sup>
Area della sezione del baggiolo	0,64 m <sup>2</sup>
Numero di baggioli	2
Eccentricità asse fusto/asse palificata	0 m

##### DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Lunghezza platea	9,20 m
Larghezza platea	9,20 m
Spessore platea	2,00 m

##### DATI RELATIVI AL TERRENO

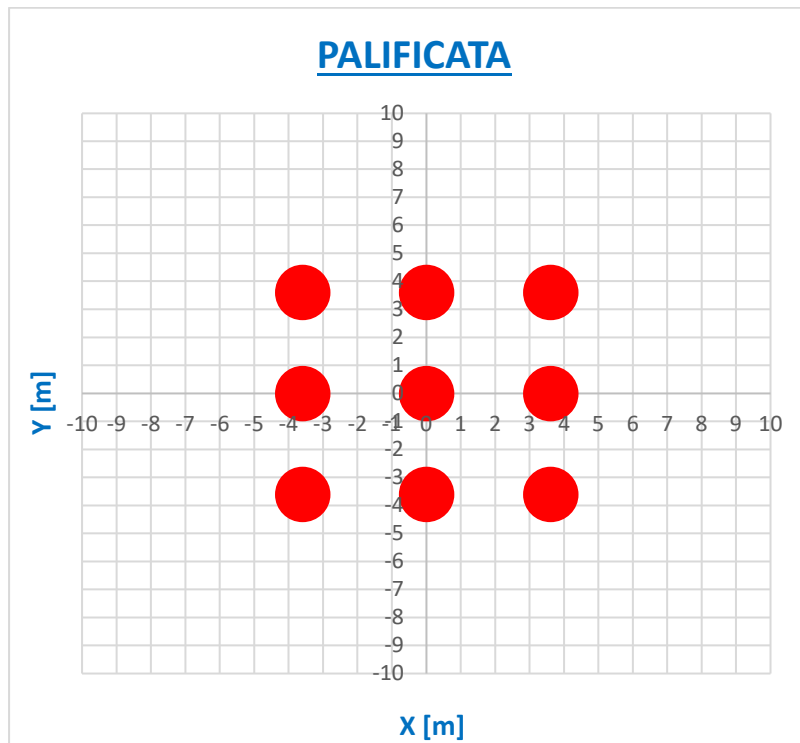
Peso specifico del terreno di ricoprimento	19,00 kN/m <sup>3</sup>
Altezza del terreno di ricoprimento	0,70 m

##### DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Numero pali	9
Diametro pali	1000 mm
Modulo di resistenza longitudinale palo più sollecitato	21,6 m <sup>3</sup>
Modulo di resistenza trasversale palo più sollecitato	21,6 m <sup>3</sup>

Si riassume in tabella la disposizione planimetrica dei pali e nella figura che segue si rappresenta schematicamente la geometria della palificata.

n°palo	x(m)	y(m)
1	-3,6	3,6
2	-3,6	0
3	-3,6	-3,6
4	0	3,6
5	0	0
6	0	-3,6
7	3,6	3,6
8	3,6	0
9	3,6	-3,6





7.1.2. Azioni trasmesse dall'impalcato

Le azioni provenienti dall'impalcato e trasmesse alla pila in esame sono riportate nella tabella che segue.

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
<b>CARICHI ELEMENTARI STATICI</b>	Peso permanente	g	10552,00	2008	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	$\varepsilon_4$	100	622	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	$\varepsilon_4$	-100	-622	-	-	-
	Calaggio	$\varepsilon_5$	-	3360	-	-	-
	Carichi accidentali	q <sub>1</sub>	-	-	-	-	60,00
	Frenatura	q <sub>3</sub>	-	-	344,00	-	-
	Azione centrifuga	q <sub>4</sub>	-	260,00	-	150,00	-
	Vento su impalcato	q <sub>5</sub>	-	1442,00	-	776,00	-
	Azione termica	q <sub>7</sub>	-	-	126,00	-	-
<b>CARICHI ELEMENTARI SISMICI</b>	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q <sub>6</sub>	-	1024,80	2200,00	678,00	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q <sub>6</sub>	-	3416,00	660,00	2260,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q <sub>6</sub>	1343,00	-	-	-	-

### 7.1.3. Azioni accidentali da traffico veicolare

Si calcolano le combinazioni di azioni da traffico veicolare che possono risultare dimensionanti nella verifica della palificata di fondazione.

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo numero 2, definito come il cordolo di larghezza minore. Il numero di colonne di carico prese in considerazione è quello che determina le condizioni più sfavorevoli per la palificata. Nello specifico, verranno analizzate diverse configurazioni di colonne a partire dal numero massimo possibile sulla sezione trasversale fino alla singola colonna, in modo da valutare sia le massime azioni in compressione sia quelle in trazione sui pali.

Nelle seguenti tabelle vengono riportate le reazioni delle varie colonne di carico con le rispettive eccentricità (l'eccentricità è calcolata rispetto al baricentro della sezione trasversale della soletta, intesa come somma della larghezza della carreggiata e dei due cordoli) sia per la massima compressione (ottenuta tramite tre colonne di carico) sia per la massima trazione (una colonna di carico).

Disposizione delle colonne di carico per la massima compressione:

Reazione 1° colonna di carico	2220,00 kN
Eccentricità 1° colonna di carico	4,35 m
Reazione 2° colonna di carico	850,00 kN
Eccentricità 2° colonna di carico	1,35 m
Reazione 3° colonna di carico	650,00 kN
Eccentricità 3° colonna di carico	-1,65 m

Disposizione delle colonne di carico per la massima trazione:

Reazione 1° colonna di carico	2220,00 kN
Eccentricità 1° colonna di carico	4,35 m

### 7.1.4. Azioni relative alla pila

Si riportano di seguito le azioni trasmesse dalla pila.

#### **Azioni relative all'elevazione**

Peso proprio fusto	kN	1071,00
Peso proprio pulvino+baggioli	kN	4,80
Peso proprio totale elevazione	kN	1075,80

Eccentricità asse fusto/asse palificata	m	0
---	---	---

#### **Azioni relative alla platea di fondazione**

Peso proprio della platea	kN	3385,60
Peso del terreno di ricoprimento	kN	1030,75
Peso totale fondazione	kN	4416,35

#### **Azione del vento**

Superficie pila investita del vento spirante in direzione trasversale	m <sup>2</sup>	12,00
Spinta relativa	kN	30,00
applicata a quota da base fusto	m	3,00

#### **Azione sismica pila**

Azione sisma longitudinale	kN	898,33
Azione sisma trasversale	kN	898,33
applicata a quota da base fusto	m	3,01
Azione sisma verticale positiva	kN	139,76
Azione sisma verticale negativa	kN	-139,76

#### **Azione sismica plinto**

Azione sisma longitudinale	kN	1161,02
Azione sisma trasversale	kN	1161,02
applicata a quota da intradosso fondazione	m	0,80
Azione sisma verticale positiva	kN	439,84
Azione sisma verticale negativa	kN	-439,84

## 7.2. RISULTATI DELL'ANALISI

### 7.2.1. Azioni elementari

Vengono di seguito riportate le azioni elementari (sforzo normale, momento flettente nel piano longitudinale, momento flettente nel piano trasversale, taglio longitudinale e taglio trasversale) che si hanno in tutte le condizioni di carico previste dalla normativa.

#### 7.2.1.1. A base fusto

Azioni elementari al piede del fusto della pila.

CONDIZIONE ELEMENTARE		N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
<b>PILA</b>						
Peso proprio elevazione pila	g	1075,80	-	-	-	-
Vento su pila	q5	-	-	90,00	-	30,00
Urto di veicoli in svio	q9	-	0,00	0,00	0,00	0,00
Azioni sismiche long. Pila	q6l	-	2707,02	-	898,33	-
Azioni sismiche trasv. pila	q6t	-	-	2707,02	-	898,33
Azioni sismiche vert. Pos. Pila	q6v	139,76	-	-	-	-
Azioni sismiche vert. Neg. Pila	q6v	-139,76	-	-	-	-
<b>IMPALCATO</b>						
Peso permanente	g	10552,00	-	2008,00	-	-
Traffico (Max compressione)	q1	3720,00	-	9732,00	-	-
Traffico (max trazione)	q1	2220,00	-	9657,00	-	-
Vento su impalcato	q5	-	-	6214,40	-	776,00
Azione centrifuga	q4	-	-	1182,50	-	150,00
Cedimento (Compressione)	ε4	100,00	-	622,00	-	-
Cedimento (Trazione)	ε4	-100,00	-	-622,00	-	-
Calaggio	ε	-	-	3360	-	-
Azione termica	ε3	-	774,90	-	126,00	-
Frenatura	q3	-	2115,60	-	344,00	-
Ritiro	ε2	-	0,00	-	0,00	-
Azione di attrito	q7	-	0,00	-	0,00	-
Azione sismica orizzontale longitudinale	q6l	-	13530,00	5194,50	2200,00	678,00
Azione sismica orizzontale trasversale	q6t	-	4059,00	17315,00	660,00	2260,00
Azione sismica verticale pos.	q6v	1343,00	-	-	-	-
Azione sismica verticale neg.	q6v	-1343,00	-	-	-	-

### 7.2.1.2. A intradosso plinto

Azioni elementari in testa palificata.

CONDIZIONE ELEMENTARE		N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
<b>PILA</b>						
Peso proprio elevazione pila	g	1075,80	-	0,00	-	-
Peso fondazione (platea + terreno)	g	5262,75	-	-	-	-
Vento su pila	q5	-	-	138,00	-	30,00
Urto di veicoli in svio	q9	-	0,00	0,00	0,00	0,00
Azioni sismiche long. Pila	q6l	-	4144,34	-	898,33	-
Azioni sismiche trasv. pila	q6t	-	-	4144,34	-	898,33
Azioni sismiche vert. Pos. Pila	q6v	139,76	-	-	-	-
Azioni sismiche vert. Neg. Pila	q6v	-139,76	-	-	-	-
Azioni sismiche long. Plinto	q6l	-	1451,28	-	1451,28	-
Azioni sismiche trasv. Plinto	q6t	-	-	1451,28	-	1451,28
Azioni sismiche vert. Pos. Plinto	q6v	549,80	-	-	-	-
Azioni sismiche vert. Neg. Plinto	q6v	-549,80	-	-	-	-
<b>IMPALCATO</b>						
Peso permanente	g	10552,00	-	2008,00	-	-
Traffico (Max compressione)	q1	3720,00	-	9732,00	-	-
Traffico (max trazione)	q1	2220,00	-	9657,00	-	-
Vento su impalcato	q5	-	-	7456,00	-	776,00
Azione centrifuga	q4	-	-	1422,50	-	150,00
Cedimento (Compressione)	ε4	100,00	-	622,00	-	-
Cedimento (Trazione)	ε4	-100,00	-	-622,00	-	-
Calaggio	ε	-	-	3360	-	-
Azione termica	ε3	-	976,50	-	126,00	-
Frenatura	q3	-	2666,00	-	344,00	-
Ritiro	ε2	-	0,00	-	0,00	-
Azione di attrito	q7	-	0,00	-	0,00	-
Azione sismica orizzontale longitudinale	q6l	-	17050,00	6279,30	2200,00	678,00
Azione sismica orizzontale trasversale	q6t	-	5115,00	20931,00	660,00	2260,00
Azione sismica verticale pos.	q6v	1343,00	-	-	-	-
Azione sismica verticale neg.	q6v	-1343,00	-	-	-	-

## 7.2.2. Combinazioni di carico

Vengono di seguito riportate le sollecitazioni (sforzo normale, momento flettente nel piano longitudinale, momento flettente nel piano trasversale, taglio longitudinale e taglio trasversale) in tutte le combinazioni di carico previste dalla normativa: agli Stati Limite di Esercizio, agli Stati Limite Ultimi e in combinazione sismica.

### 7.2.2.1. A base fusto

Sollecitazioni in combinazione al piede del fusto della pila.

Combinazione di carico	N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
SLU 1a	13775,55	557,93	25224,31	90,72	1209,00
SLU 1b	19564,03	557,93	27179,05	90,72	1209,00
SLU 2a	14524,80	557,93	24700,91	90,72	725,40
SLU 2b	20819,53	557,93	26680,96	90,72	725,40
SLU 3a	13775,55	3413,99	21441,67	555,12	725,40
SLU 3b	19564,03	3413,99	23396,41	555,12	725,40
SLU 4a	13775,55	557,93	23038,05	90,72	927,90
SLU 4b	19564,03	557,93	24992,79	90,72	927,90
SLU 5a	13755,55	929,88	21566,07	151,20	725,40
SLU 5b	19584,03	929,88	23520,81	151,20	725,40
SLE RARA 1a	14517,80	464,94	19593,40	75,60	806,00
SLE RARA 1b	13192,80	464,94	19537,15	75,60	806,00
SLE RARA 2a	15447,80	464,94	19504,64	75,60	483,60
SLE RARA 2b	13747,80	464,94	19429,64	75,60	483,60
SLE RARA 3a	14517,80	2580,54	17071,64	419,60	483,60
SLE RARA 3b	13192,80	2580,54	17015,39	419,60	483,60
SLE RARA 4a	14517,80	464,94	18254,14	75,60	633,60
SLE RARA 4b	13192,80	464,94	18197,89	75,60	633,60
SLE RARA 5a	14517,80	774,90	17071,64	126,00	483,60
SLE RARA 5b	13192,80	774,90	17015,39	126,00	483,60
SLE FREQ 1a	14517,80	387,45	13289,00	63,00	0,00
SLE FREQ 1b	14317,80	387,45	13289,00	63,00	0,00
SLE FREQ 1c	13392,80	387,45	13232,75	63,00	0,00
SLE FREQ 1d	13192,80	387,45	13232,75	63,00	0,00
SLE FREQ 2a	11727,80	464,94	5990,00	75,60	0,00
SLE FREQ 2b	11527,80	464,94	5990,00	75,60	0,00
SLE QP 1	11727,80	387,45	5990,00	63,00	0,00
SLE QP 2	11527,80	387,45	5990,00	63,00	0,00
SLV 1a	12172,63	16624,47	11996,60	3161,33	947,50
SLV 1b	11972,63	16624,47	11996,60	3161,33	947,50
SLV 1c	11282,97	16624,47	11996,60	3161,33	947,50
SLV 1d	11082,97	16624,47	11996,60	3161,33	947,50
SLV 2a	12172,63	5258,55	26012,02	992,50	3158,33

SLV 2b	11972,63	5258,55	26012,02	992,50	3158,33
SLV 2c	11282,97	5258,55	26012,02	992,50	3158,33
SLV 2d	11082,97	5258,55	26012,02	992,50	3158,33
SLV 3a	13210,56	14729,55	11996,60	2532,50	947,50
SLV 3b	13010,56	14729,55	11996,60	2532,50	947,50
SLV 3c	10245,04	14729,55	11996,60	2532,50	947,50
SLV 3d	10045,04	14729,55	11996,60	2532,50	947,50
SLV 4a	13210,56	5258,55	24117,10	992,50	2529,50
SLV 4b	13010,56	5258,55	24117,10	992,50	2529,50
SLV 4c	10245,04	5258,55	24117,10	992,50	2529,50
SLV 4d	10045,04	5258,55	24117,10	992,50	2529,50
E 1	11727,80	387,45	5990,00	63,00	0,00
E 2	11527,80	387,45	5990,00	63,00	0,00
E 3	11727,80	387,45	5990,00	63,00	0,00
E 4	11527,80	387,45	5990,00	63,00	0,00

**7.2.2.2. A intradosso plinto**

Sollecitazioni in combinazione in testa palificata in cui si tiene in conto della rotazione del plinto rispetto al fusto della pila.

Combinazione di carico	N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
SLU 1a	18191,90	703,08	27158,71	90,72	1209,00
SLU 1b	25526,10	703,08	29113,45	90,72	1209,00
SLU 2a	18941,15	703,08	25861,55	90,72	725,40
SLU 2b	26781,60	703,08	27841,60	90,72	725,40
SLU 3a	18191,90	4302,18	22602,31	555,12	725,40
SLU 3b	25526,10	4302,18	24557,05	555,12	725,40
SLU 4a	18191,90	703,08	24522,69	90,72	927,90
SLU 4b	25526,10	703,08	26477,43	90,72	927,90
SLU 5a	18171,90	1171,80	22726,71	151,20	725,40
SLU 5b	25546,10	1171,80	24681,45	151,20	725,40
SLE RARA 1a	18934,15	585,90	20883,00	75,60	806,00
SLE RARA 1b	17609,15	585,90	20826,75	75,60	806,00
SLE RARA 2a	19864,15	585,90	20278,40	75,60	483,60
SLE RARA 2b	18164,15	585,90	20203,40	75,60	483,60
SLE RARA 3a	18934,15	3251,90	17845,40	419,60	483,60
SLE RARA 3b	17609,15	3251,90	17789,15	419,60	483,60
SLE RARA 4a	18934,15	585,90	19267,90	75,60	633,60
SLE RARA 4b	17609,15	585,90	19211,65	75,60	633,60
SLE RARA 5a	18934,15	976,50	17845,40	126,00	483,60
SLE RARA 5b	17609,15	976,50	17789,15	126,00	483,60
SLE FREQ 1a	18934,15	488,25	13289,00	63,00	0,00
SLE FREQ 1b	18734,15	488,25	13289,00	63,00	0,00
SLE FREQ 1c	17809,15	488,25	13232,75	63,00	0,00
SLE FREQ 1d	17609,15	488,25	13232,75	63,00	0,00
SLE FREQ 2a	16144,15	585,90	5990,00	75,60	0,00
SLE FREQ 2b	15944,15	585,90	5990,00	75,60	0,00
SLE QP 1	16144,15	488,25	5990,00	63,00	0,00
SLE QP 2	15944,15	488,25	5990,00	63,00	0,00
SLV 1a	16720,93	22611,41	13791,25	4322,35	1295,81
SLV 1b	16520,93	22611,41	13791,25	4322,35	1295,81
SLV 1c	15567,37	22611,41	13791,25	4322,35	1295,81
SLV 1d	15367,37	22611,41	13791,25	4322,35	1295,81
SLV 2a	16720,93	7125,20	31994,16	1340,81	4319,35
SLV 2b	16520,93	7125,20	31994,16	1340,81	4319,35
SLV 2c	15567,37	7125,20	31994,16	1340,81	4319,35
SLV 2d	15367,37	7125,20	31994,16	1340,81	4319,35
SLV 3a	18066,76	19060,20	13791,25	2880,81	1295,81



SLV 3b	17866,76	19060,20	13791,25	2880,81	1295,81
SLV 3c	14221,54	19060,20	13791,25	2880,81	1295,81
SLV 3d	14021,54	19060,20	13791,25	2880,81	1295,81
SLV 4a	18066,76	7125,20	28442,95	1340,81	2877,81
SLV 4b	17866,76	7125,20	28442,95	1340,81	2877,81
SLV 4c	14221,54	7125,20	28442,95	1340,81	2877,81
SLV 4d	14021,54	7125,20	28442,95	1340,81	2877,81
E 1	16144,15	488,25	5990,00	63,00	0,00
E 2	15944,15	488,25	5990,00	63,00	0,00
E 3	16144,15	488,25	5990,00	63,00	0,00
E 4	15944,15	488,25	5990,00	63,00	0,00

### 7.2.3. Sollecitazioni sui pali

La modellazione tridimensionale della palificata in GROUP è stata eseguita considerando le stratigrafie riportate nel paragrafo "Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo"):

Si riportano nella tabella che segue lo sforzo normale del palo più carico, lo sforzo normale del palo meno carico, il momento massimo e il taglio massimo per ciascuna combinazione di carico considerata, calcolati mediante modello numerico con Group.

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmin (kN)	Mmax (kN)	Hmax (kN)
SLU 1a	3573,96	656,77	323,78	134,71
SLU 1b	4512,28	1414,10	323,78	134,71
SLU 2a	3534,39	862,85	195,23	81,23
SLU 2b	4530,13	1675,25	195,23	81,23
SLU 3a	3527,15	703,59	243,94	101,49
SLU 3b	4465,47	1460,92	243,94	101,49
SLU 4a	3415,44	815,30	248,99	103,59
SLU 4b	4353,76	1572,63	248,99	103,59
SLU 5a	3333,33	892,96	197,89	82,33
SLU 5b	4276,10	1654,73	197,89	82,33
SLE RARA 1a	3306,20	1089,48	216,19	89,95
SLE RARA 1b	3156,37	944,86	216,19	89,95
SLE RARA 2a	3339,69	1262,65	130,72	54,39
SLE RARA 2b	3147,33	1077,24	130,72	54,39
SLE RARA 3a	3291,79	1103,88	170,99	71,14
SLE RARA 3b	3141,97	959,26	170,99	71,14
SLE RARA 4a	3209,05	1186,63	170,41	70,90
SLE RARA 4b	3059,22	1042,01	170,41	70,90
SLE RARA 5a	3148,35	1247,33	133,46	55,53
SLE RARA 5b	2998,52	1102,71	133,46	55,53
SLE FREQ 1a	2843,85	1551,83	16,82	7,00
SLE FREQ 1b	2821,63	1529,60	16,82	7,00
SLE FREQ 1c	2716,25	1429,43	16,82	7,00
SLE FREQ 1d	2694,03	1407,21	16,82	7,00
SLE FREQ 2a	2202,09	1573,59	20,19	8,40
SLE FREQ 2b	2179,87	1551,36	20,19	8,40
SLE QP 1	2195,93	1579,74	16,82	7,00
SLE QP 2	2173,71	1557,52	16,82	7,00
SLV 1a	4415,58	-504,40	1286,01	535,05
SLV 1b	4393,36	-526,62	1286,01	535,05
SLV 1c	4280,08	-639,90	1286,01	535,05
SLV 1d	4257,85	-662,12	1286,01	535,05
SLV 2a	4546,80	-635,62	1288,75	536,19
SLV 2b	4524,58	-657,84	1288,75	536,19

SLV 2c	4411,30	-771,13	1288,75	536,19
SLV 2d	4389,08	-793,35	1288,75	536,19
SLV 3a	4197,67	29,69	874,42	363,81
SLV 3b	4175,45	7,47	874,42	363,81
SLV 3c	3745,99	-421,99	874,42	363,81
SLV 3d	3723,76	-444,21	874,42	363,81
SLV 4a	4328,89	-101,53	878,84	365,64
SLV 4b	4306,67	-123,75	878,84	365,64
SLV 4c	3877,21	-553,21	878,84	365,64
SLV 4d	3854,99	-575,44	878,84	365,64
E 1	2195,93	1579,74	16,82	7,00
E 2	2173,71	1557,52	16,82	7,00
E 3	2195,93	1579,74	16,82	7,00
E 4	2173,71	1557,52	16,82	7,00

## 8. VERIFICHE STRUTTURALI

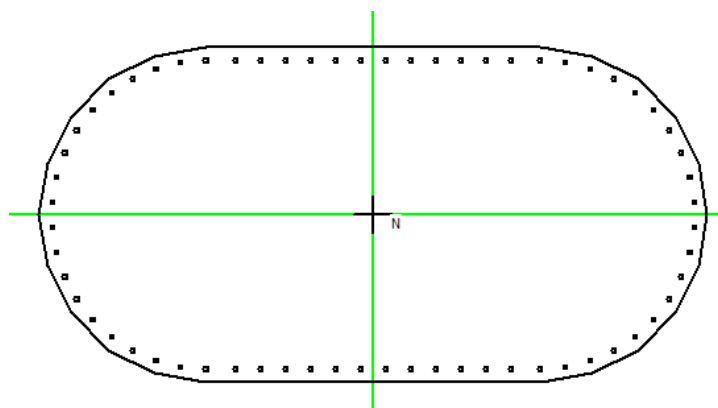
Le verifiche degli elementi strutturali (fusto, plinto e pali di fondazione) verranno eseguite a partire dalle sollecitazioni ricavate nei paragrafi precedenti.

### 8.1. VERIFICHE DEL FUSTO

Le verifiche di seguito riportate sono eseguite applicando le combinazioni di sollecitazione più gravose per ciascun stato limite.

#### 8.1.1. Caratteristiche della sezione

La base della pila ha sezione rettangolare con i tratti estremi a forma ellittica e prevede le seguenti caratteristiche geometriche e la seguente armatura verticale ed orizzontale:



Sezione di verifica.

Larghezza direzione longitudinale (cm)	200.00
Larghezza direzione trasversale (cm)	400.00
Armatura verticale tratto rettangolare (cm <sup>2</sup> )	64Ø26
	339.84
Copriferro baricentrico armatura dalla parete esterna (cm)	7.60
Armatura orizzontale in direzione longitudinale (cm <sup>2</sup> )	Staffe Ø16/20 a due braccia + 13 Spille Ø12/40

8.1.2. Verifiche di resistenza allo S.L.U.

8.1.2.1. Pressoflessione

Le verifiche a pressoflessione del fusto vengono eseguite tramite il confronto dei valori di N, M sollecitanti con i domini di resistenza della sezione. Di seguito si riportano le verifiche per le diverse combinazioni di carico precedentemente descritte. Si utilizza, a favore di sicurezza, il minimo N ricavato in precedenza.

Titolo : \_\_\_\_\_

N° Vertici  Zoom  N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-100	100	1	5.31	130.002	37.39351
2	-130.9017	95.10565	2	5.31	143.977	31.26337
3	-158.7785	80.9017	3	5.31	156.753	72.91658
4	-180.9017	58.77853	4	5.31	167.980	52.58082
5	-195.1057	30.9017	5	5.31	177.354	50.53801
6	-200	0	6	5.31	184.617	37.11666

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm]

xN   
 yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.

angolo asse neutro  $\theta^\circ$

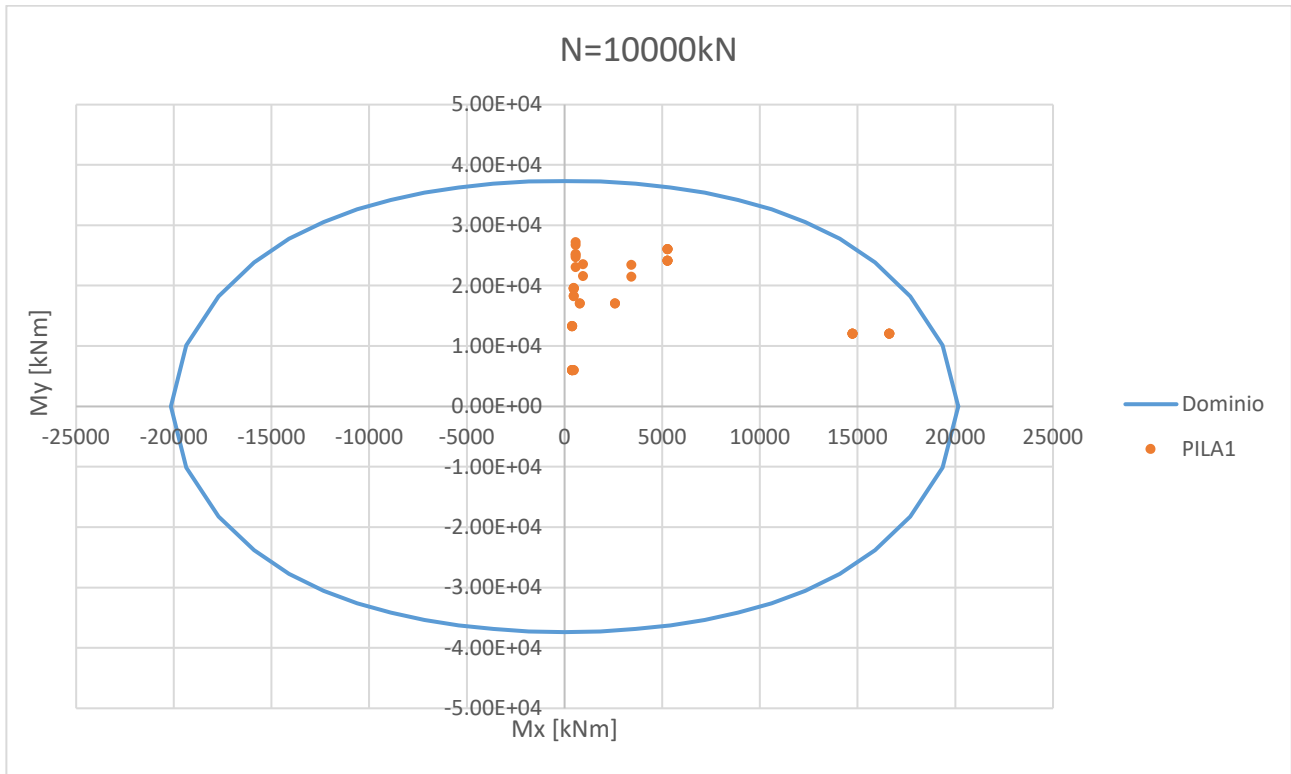
Precompresso

**Materiali**

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

$M_{xRd}$   kN m  
 $M_{yRd}$   kN m  
 $\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

Nella figura seguente si riporta il dominio di rottura della sezione:



La verifica si ritiene soddisfatta essendo il momento sollecitante interno al dominio di rottura per tutte le combinazioni sopracitate.

### 8.1.2.2. Taglio

Verifica a taglio in direzione longitudinale

Caratteristiche geometriche della sezione di verifica

Si considera una sezione rettangolare contenuta all'interno della sezione reale del fusto e si considerano, a favore di sicurezza, le sole armature disposte all'interno della sezione fittizia ottenuta.

Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche della sezione di verifica e le armature considerate nella verifica.

Larghezza direzione longitudinale $H$ (cm)	250.00
Larghezza direzione trasversale $B$ (cm)	192.00
Armatura tesa ( $cm^2$ )	16Ø26
	84.96
Copriferro baricentrico armatura dalla parete esterna (cm)	7.60
Armatura orizzontale in direzione longitudinale ( $cm^2$ )	Staffe Ø16/20 a due braccia + 8 Spille Ø12/40

Verifica a taglio

A favore di sicurezza si esegue la verifica con lo sforzo normale minimo ricavato nelle precedenti combinazioni (N=10000kN) e considerando solamente gli spilli come staffe.

$V_{sdu}$	3162	kN
$N_{sdu}$	10000	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$bw$	200	cm
$d$	192,00	cm
$A_{sl}$	84,96	cm <sup>2</sup>
$c$	7,60	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
$A_{sw}$	9,04	cm <sup>2</sup>
passo staffe	40,00	cm
$f_{cd}$	18,133	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd_{0,05}}$	1,356	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	2,5062	N/mm <sup>2</sup>
<b>verifica senza armatura resistente a taglio</b>		
$V_{Rd}$	2616,363	kN
$V_{Rd,min}$	2602,582	kN
<b>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</b>		
$V_{Rcd}$	12300,154	kN
$V_{Rsd}$	3820,655	kN
$V_{Rd}$	3820,655	kN

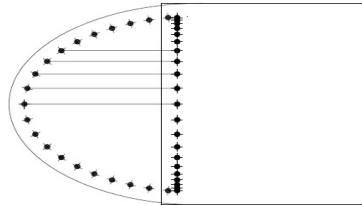
La verifica risulta quindi soddisfatta essendo il taglio sollecitante  $V_{sdu} < V_{Rd}$ .



*Verifica a taglio in direzione trasversale*

Caratteristiche geometriche della sezione di verifica

Per la verifica a taglio lungo la direzione trasversale la verifica viene condotta considerando a favore di sicurezza una sezione rettangolare nella quale l'armatura è ottenuta dalla proiezione dell'armatura posta nel tratto ellittico lungo il tratto rettilineo della sezione rettangolare oggetto di verifica:



Proiezione armatura considerata.

Larghezza direzione longitudinale $H$ (cm)	200.00
Larghezza direzione trasversale $B$ (cm)	192.00
Armatura tesa ( $cm^2$ )	16 $\varnothing$ 26
	84.96
Copriferro baricentrico armatura dalla parete esterna (cm)	7.60

Verifica a taglio

A favore di sicurezza si esegue la verifica con lo sforzo normale minimo associato al taglio massimo ricavato nelle precedenti combinazioni (N=11000kN).

$V_{sdu}$	3162	kN
$M_{sdu}$	-	kNm
$N_{sdu}$	11000	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	200	cm
$d$	242.00	cm
$A_{sl}$	84.96	cm <sup>2</sup>
$c$	8.00	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1.57	rad
$\theta$	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
$A_{sw}$	4.02	cm <sup>2</sup>
passo staffe	20.00	cm
$f_{cd}$	18.133	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd_{0,05}}$	1.356	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391.304	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	2.2037	N/mm <sup>2</sup>
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	2929.169	kN
$V_{Rd,min}$	2999.825	kN
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
$V_{Rcd}$	15273.058	kN
$V_{Rsd}$	4282.916	kN
$V_{Rd}$	4282.916	kN

La verifica risulta quindi soddisfatta essendo il taglio sollecitante  $V_{sdu} < V_{Rd}$ .

8.1.3. Verifiche tensionali allo S.L.E.

Si esegue la verifica tensionale con la condizione di carico più gravosa in combinazione rara.

Le tensioni di compressione nel calcestruzzo e di trazione nell'acciaio risultano:

**Titolo :**

**N° Vertici**  **Zoom** **N° barre**  **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-100	100	1	5.31	130.002	37.39351
2	-130.9017	95.10565	2	5.31	143.9775	31.26337
3	-158.7785	80.9017	3	5.31	156.753	72.91658
4	-180.9017	58.77853	4	5.31	167.9805	52.58082
5	-195.1057	30.9017	5	5.31	177.3542	50.53801
6	-200	0	6	5.31	184.6175	37.11666

**Sollecitazioni**  
S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="10000"/>	<input type="text" value="13192"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="464.94"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="19593.4"/>

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

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

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

**Materiali**

$\epsilon_{su}$	<input type="text" value="67.5"/> ‰	$\epsilon_{c2}$	<input type="text" value="2"/> ‰	$\sigma_c$	<input type="text" value="-8.257"/> N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	<input type="text" value="391.3"/> N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	<input type="text" value="3.5"/> ‰	$\sigma_s$	<input type="text" value="119.5"/> N/mm <sup>2</sup>
$E_s$	<input type="text" value="200,000"/> N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	<input type="text" value="18.13"/>	$\epsilon_s$	<input type="text" value="0.5973"/> ‰
$E_s/E_c$	<input type="text" value="15"/>	$f_{cc}/f_{cd}$	<input type="text" value="0.8"/> ?	d	<input type="text" value="391.4"/> cm
$\epsilon_{syd}$	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.25"/>	x	<input type="text" value="199.2"/> w/d <input type="text" value="0.509"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	<input type="text" value="0.7333"/>	$\delta$	<input type="text" value="1"/>
		$\tau_{c1}$	<input type="text" value="2.114"/>		

**Verifica**  
**N° iterazioni:**

Precompresso

Poiché i valori di  $f_c$  e  $f_s$  rispettano i limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte. Essendo la verifica soddisfatta in condizione rara (con le limitazioni della condizione quasi permanente), la condizione "Quasi permanente" risulta automaticamente soddisfatta in quanto presenta carichi inferiori.

8.1.4. Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione vengono condotte per le combinazioni di carico in combinazione frequente.

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**N° Vertici**  **Zoom** **N° barre**  **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-100	100	1	5.31	130.002	37.39351
2	-130.9017	95.10565	2	5.31	143.977	31.26337
3	-158.7785	80.9017	3	5.31	156.753	72.91658
4	-180.9017	58.77853	4	5.31	167.980	32.58082
5	-195.1057	30.9017	5	5.31	177.354	50.53801
6	-200	0	6	5.31	184.617	37.11666

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>   kN  
 M<sub>xEd</sub>   kNm  
 M<sub>yEd</sub>

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

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

**Materiali**  
   
 ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>   
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>   
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>   
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>   
 τ<sub>c1</sub>

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**Verifica**  N° iterazioni:  
 Precompresso

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	f <sub>ck</sub> =	32	N/mm²
Modulo elastico acciaio	E <sub>s</sub> =	210000	N/mm²
Modulo elastico del calcestruzzo	E <sub>cm0</sub> =	33346	N/mm²
Resistenza a trazione media	f <sub>ctm</sub> =	3.02	N/mm²
Coefficiente di omogeneizzazione	n0 =	15	
Caratteristiche della sezione			
Altezza	H =	200	cm
Larghezza	B =	200	cm
Momento di fessurazione	M <sub>fess</sub>	4032	kNm
Copriferro baricentrico acciaio teso	cb =	8.00	cm
Area acciaio teso	A <sub>s</sub> =	99.66	cm²
Ricoprimento barre esterne tese	c =	6.8	cm

Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	2.00	cm
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>			
Tensione media barre	$\sigma_{sm} =$	31.65	N/mm <sup>2</sup>
Asse neutro	$x =$	278.10	cm
Altezza utile	$d =$	192.00	cm
Deformazione media barre	$\varepsilon_1 =$	1.37E-04	
<b>Distanza media fra due fessure successive</b>			
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	200.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	-26.0	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	-5206.7	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	99.66	cm <sup>2</sup>
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	5.36	cm
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0.4	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0.425	
<b>Deformazione unitaria media</b>	$e_{sm} =$	3.65E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	<b><math>w_k =</math></b>	<b>0.020</b>	<b>mm</b>

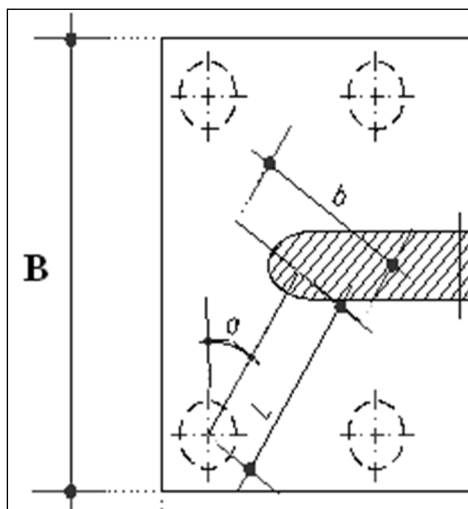
Essendo soddisfatta la verifica in combinazione frequente (con le limitazioni della quasi permanente), in combinazione Quasi Permanente la verifica è automaticamente soddisfatta.

## 8.2. VERIFICHE DEL PLINTO

Le verifiche dei plinti vengono eseguite con riferimento alle indicazioni riportate nel capitolo “Criteri di calcolo”.

### 8.2.1. Caratteristiche della sezione

Con riferimento alla figura che segue, si riportano le principali caratteristiche geometriche del plinto e si calcolano i valori delle sollecitazioni per le quali devono essere svolte le verifiche di resistenza.



Dimensione longitudinale plinto B	9.20	m
Dimensione trasversale plinto D	9.20	m
Spessore plinto	2.00	m
Area fusto pila	7.14	m <sup>2</sup>
Spessore ricoprimento del terreno	0.70	m
numero pali	9.00	
Peso del plinto sul palo = $\Delta w_{\text{plinto}}$	470.00	kN
Peso del terreno sul palo = $\Delta w_{\text{terreno}}$	115.00	kN
Lunghezza L	4.20	m

### 8.2.2. Azioni sollecitanti

Le sollecitazioni massime sul plinto vengono ricavate considerando il massimo valore di carico agente sul palo tra le pile oggetto del presente paragrafo. Tale valore viene sgravato del peso del plinto e del terreno agenti sul palo.

**Condizione SLU - SLV**

Carico massimo 4546,80 kN

Carico sollecitante P 3962,00 kN

Il momento flettente nella sezione di incastro risulta:

$$M=P*I= 16640,00 \text{ kN}$$

**Condizione SLE RARA**

Carico massimo 3340,00 kN

Carico sollecitante P 2755,00 kN

Il momento flettente nella sezione di incastro risulta:

$$M=P*I= 11571,00 \text{ kN}$$

**Condizione SLE Frequente**

Carico massimo 2843,45 kN

Carico sollecitante P 2258,85 kN

Il momento flettente nella sezione di incastro risulta:

$$M=P*I= 9487,17 \text{ kN}$$

**8.2.3. Verifiche di resistenza**

Caratteristiche geometriche della sezione di verifica

Si considera una sezione di verifica nella direzione perpendicolare a quella congiungente i pali di bordo.

Le armature dirette secondo le direzioni principali del plinto verranno prese in considerazione in base alla loro componente.

Larghezza <i>b</i> (cm)	280.00
Altezza <i>h</i> (cm)	200.00
	<b>1Ø26/15</b>
Armatura inferiore 1° strato longitudinale (cm <sup>2</sup> )	18φ26 *cos45°= 69.02
	<b>1Ø26/15</b>
Armatura inferiore 2° strato trasversale (cm <sup>2</sup> )	18φ26 *cos45°= 69.02
	<b>1Ø26/15</b>

Armatura inferiore 3° strato longitudinale (cm <sup>2</sup> )	18φ26 *cos45°= 69.02
	<b>1Ø26/15</b>
Armatura inferiore 4° strato trasversale (cm <sup>2</sup> )	18φ26 *cos45°= 69.02
	<b>15Ø26</b>
Armatura inferiore 5° strato aggiuntiva (cm <sup>2</sup> )	15φ26 = 79.64



Verifiche allo stato limite ultimo - flessione

La verifica allo stato limite ultimo viene condotta con riferimento alle sollecitazioni più gravose fra la condizione statica e quella sismica.

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	280	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	69.02	195
2	69.02	192.4
3	69.02	189.8
4	69.02	187.2
5	79.64	184.6

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN  
 M<sub>xEd</sub>   kNm  
 M<sub>yEd</sub>

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.

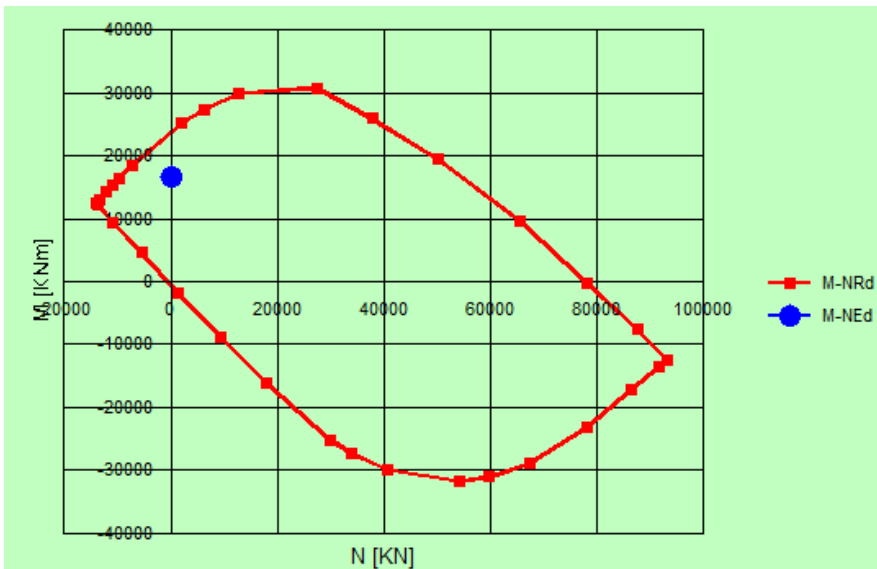
L<sub>0</sub>  cm

Precompresso

**Materiali**

ε<sub>su</sub>  % ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>   
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>   
 τ<sub>c1</sub>

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ



La verifica si ritiene soddisfatta, essendo  $M_{sd} < M_{Rd}$ .

Verifiche allo stato limite ultimo – taglio

Si considerano le spille a taglio  $\phi 16$  disposte a passo 30x30

$V_{sdu}$	3962	kN
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	28	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	120	cm
$d$	185.00	cm
$A_{sl}$	355.72	cm <sup>2</sup>
$c$	8.00	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1.57	rad
$\theta$	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
$A_{sw}$	8.04	cm <sup>2</sup>
passo staffe	30.00	cm
$f_{cd}$	15.867	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd0,05}$	1.240	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391.304	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0.0000	N/mm <sup>2</sup>
<b>verifica senza armatura resistente a taglio</b>		
$V_{Rd}$	1257.856	kN
$V_{Rd,min}$	629.779	kN
<b>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</b>		
$V_{Rcd}$	5465.511	kN
$V_{Rsd}$	4365.507	kN
$V_{Rd}$	4365.507	kN

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Verifiche tensionali agli stati limite di esercizio – combinazione rara

**Titolo :**

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	280	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	69.02	195
2	69.02	192.4
3	69.02	189.8
4	69.02	187.2
5	79.64	184.6

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re    Trapezi  
 a T    Circolare  
 Rettangoli    Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  

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

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

**Materiali**  
**B450C**   **C28/35**  
 $\epsilon_{su}$   ‰    $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²    $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²    $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$      $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰    $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²    $\tau_{co}$   ‰  
     $\tau_{c1}$   ‰

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x    w/d   
     $\delta$

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

Si può osservare che le tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo sono inferiori ai limiti da normativa, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Verifiche a fessurazione – combinazione frequente

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	280	200	1	69.02	195
			2	69.02	192.4
			3	69.02	189.8
			4	69.02	187.2
			5	79.64	184.6

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

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

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

**Materiali**  
 B450C C28/35  
 ε<sub>su</sub> 67.5‰ ε<sub>c2</sub> 2‰ σ<sub>c</sub> -5.959 N/mm²  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5‰ σ<sub>s</sub> 166.7 N/mm²  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87  
 ε<sub>s</sub>/ε<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957‰ σ<sub>c,adm</sub> 11  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667  
 τ<sub>c1</sub> 1.971

σ<sub>c</sub> -5.959 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 166.7 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.8333‰  
 d 195 cm  
 x 68.07 x/d 0.3491  
 δ 0.8763

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	f <sub>ck</sub> =	28	N/mm²
Modulo elastico acciaio	E <sub>s</sub> =	210000	N/mm²
Modulo elastico del calcestruzzo	E <sub>cm0</sub> =	32308	N/mm²
Resistenza a trazione media	f <sub>ctm</sub> =	2.77	N/mm²
Coefficiente di omogeneizzazione	n0 =	15	
Caratteristiche della sezione			
Altezza	H =	200	cm
Larghezza	B =	280	cm
Momento di fessurazione	M <sub>fess</sub>	5164	kNm
Copriferro baricentrico acciaio teso	cb =	8.00	cm
Area acciaio teso	A <sub>s</sub> =	355.72	cm²
Ricoprimento barre esterne tese	c =	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	2.6	cm
Diametro medio equivalente	Φ <sub>m</sub> =	2.60	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Tensione media barre	σ <sub>sm</sub> =	166.70	N/mm²
Asse neutro	x =	68.07	cm
Altezza utile	d =	192.00	cm

Deformazione media barre	$\varepsilon_1 =$	8.45E-04	
<b>Distanza media fra due fessure successive</b>			
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	280.0	cm
Altezza efficace	$h_{C,eff} =$	20.0	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	5600.0	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	355.72	cm <sup>2</sup>
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	20.56	cm
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0.4	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0.425	
<b>Deformazione unitaria media</b>	$e_{sm} =$	6.32E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	<b><math>w_k =</math></b>	<b>0.130</b>	<b>mm</b>

Essendo le condizioni ordinarie la verifica è soddisfatta sia per la combinazione di carico rara sia per la combinazione di carico quasi permanente.

### 8.3. VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

#### 8.3.1. Caratteristiche della sezione

Nella pila in esame i pali di fondazione presentano diametro pari a 120 cm pertanto l'armatura minima risulta essere pari a:

$$A_{long,min} \geq 0.01 A_{cls} = 113.00 \text{ cm}^2$$

I pali saranno quindi armati con 32  $\Phi 24$  e con staffe  $\phi 12$  passo 10cm.

#### 8.3.2. Verifiche agli S.L.U.

##### 8.3.2.1. Pressoflessione

Si svolgono le verifiche considerando il palo sollecitato con il massimo valore di trazione combinato con il massimo momento flettente, a prescindere dal fatto che tali sollecitazioni possano provenire da combinazioni di carico differenti. Tale verifica risulta ampiamente a favore di sicurezza.

I massimi momenti sollecitanti sono ricavati dai dati riportati nei paragrafi "Sollecitazioni sui pali".

Titolo :

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 32

Diametro barre: 2.4 [cm]

Copriferro (baric.): 8 [cm]

N° barre:  Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: -800 [kN]

M<sub>xEd</sub>: 1289 [kNm]

M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm]

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN:  yN:

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C25/30

E<sub>su</sub>: 67.5 ‰ E<sub>c2</sub>: 2 ‰

f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> E<sub>cu</sub>: 3.5 ‰

E<sub>s</sub>: 200,000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 14.17

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8

E<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9.75

σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6

τ<sub>c1</sub>: 1.829

M<sub>xRd</sub>: 2,235 [kN m]

σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>

ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰

ε<sub>s</sub>: 11.67 ‰

d: 112 [cm]

x: 25.85 x/d: 0.2308

δ: 0.7285

**Metodo di calcolo**

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

Metodo n

**Tipo flessione**

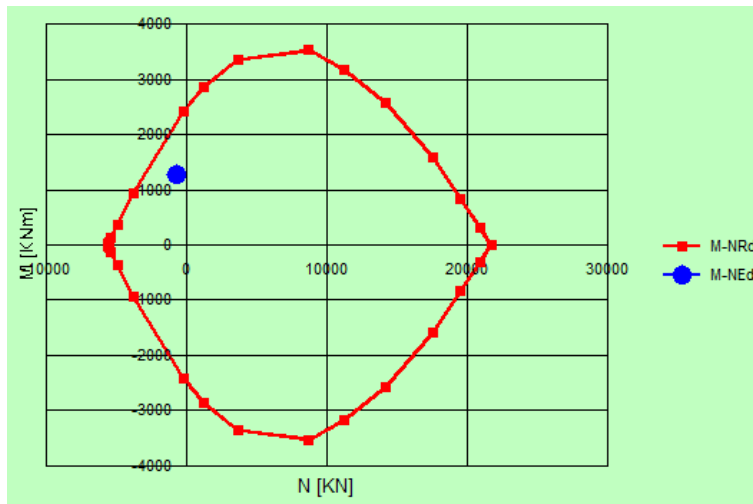
Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>:  cm Col. modello

Precompresso



Essendo la sollecitazione interna al dominio di resistenza la verifica risulta soddisfatta.

### 8.3.2.2. Taglio

Si svolgono le verifiche considerando il palo sollecitato con il massimo valore di trazione combinato con il massimo taglio a prescindere dal fatto che tali sollecitazioni possano provenire da combinazioni di carico differenti. Tale verifica risulta ampiamente a favore di sicurezza.

I massimi tagli sollecitanti sono ricavati dai dati riportati nei paragrafi "Sollecitazioni sui pali".

Si svolgono le verifiche considerando staffe  $\Phi 12$  passo 10cm.

$V_{sdu}$	537	kN
$N_{sdu}$	-800	kN
$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\Phi$	120	cm
$bw$	108.00	cm
$he$	74.67	cm
$d$	66.67	cm
$Asl$	144.7	cm <sup>2</sup>
$c$	8.00	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1.57	rad
$\theta$	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
$Asw$	2.26	cm <sup>2</sup>
passo staffe	10	cm
$f_{cd}$	14.167	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd_{0,05}}$	1.119	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391.304	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	-1.0010	N/mm <sup>2</sup>
<b>verifica senza armatura resistente a taglio</b>		
$V_{Rd}$	283.543	kN
$V_{Rd,min}$	134.512	kN
<b>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</b>		
$V_{Rcd}$	1470.969	kN
$V_{Rsd}$	1326.723	kN
$V_{Rd}$	1326.723	kN

La verifica è pertanto soddisfatta.



### 8.3.3. Verifiche tensionali agli S.L.E.

Le verifiche tensionali, vengono condotte per le combinazioni di carico in combinazione rara. Si considera il palo sollecitato con il minimo valore di compressione combinato con il massimo momento flettente a prescindere dal fatto che tali sollecitazioni possano provenire da combinazioni di carico rare differenti. Tale verifica risulta ampiamente a favore di sicurezza.

Titolo :

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno  [cm]

Raggio interno  [cm]

N° barre uguali

Diametro barre  [cm]

Copriferro (baric.)  [cm]

N° barre  Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN

M<sub>xEd</sub>   kNm

M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord. [cm] xN  yN

**Metodo di calcolo**

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

Metodo n

**Materiali**

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰

f<sub>yd</sub>  N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>  ‰

E<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?

ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>

σ<sub>s,adm</sub>  N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>  τ<sub>c1</sub>

σ<sub>c</sub>  N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup>

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d  δ

Vertici:

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

I limiti tensionali sono rispettati e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Essendo i carichi della combinazione quasi permanente inferiori a quelli della combinazione rara impiegati, le verifiche risultano implicitamente soddisfatte.

8.3.4. Verifiche di fessurazione agli S.L.E.

Le verifiche a fessurazione vengono condotte per le combinazioni di carico in combinazione frequente. Si considera il palo sollecitato con il minimo valore di compressione combinato con il massimo momento flettente a prescindere dal fatto che tali sollecitazioni possano provenire da combinazioni di carico differenti. Tale verifica risulta ampiamente a favore di sicurezza.

Titolo :

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno  [cm]

Raggio interno  [cm]

N° barre uguali

Diametro barre  [cm]

Copriferro (baric.)  [cm]

N° barre  Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	900	kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	20	kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	0	

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm]    xN     yN

**Metodo di calcolo**

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

Metodo n

**Materiali**

<b>B450C</b>	<b>C25/30</b>
$\epsilon_{su}$ <input type="text" value="67.5"/> ‰	$\epsilon_{c2}$ <input type="text" value="2"/> ‰
$f_{yd}$ <input type="text" value="391.3"/> N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ <input type="text" value="3.5"/>
$E_s$ <input type="text" value="200,000"/> N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ <input type="text" value="14.17"/>
$E_s/E_c$ <input type="text" value="15"/>	$f_{cc}/f_{cd}$ <input type="text" value="0.8"/> ?
$\epsilon_{syd}$ <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ <input type="text" value="0.6"/>
	$\tau_{c1}$ <input type="text" value="1.829"/>

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$   ‰

Vertici:

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Poiché la sezione è interamente compressa nelle combinazioni di fessurazione, la verifica di formazione delle fessure risulta soddisfatta.

Essendo soddisfatta la verifica in combinazione frequente, in combinazione Quasi Permanente la verifica è automaticamente soddisfatta.

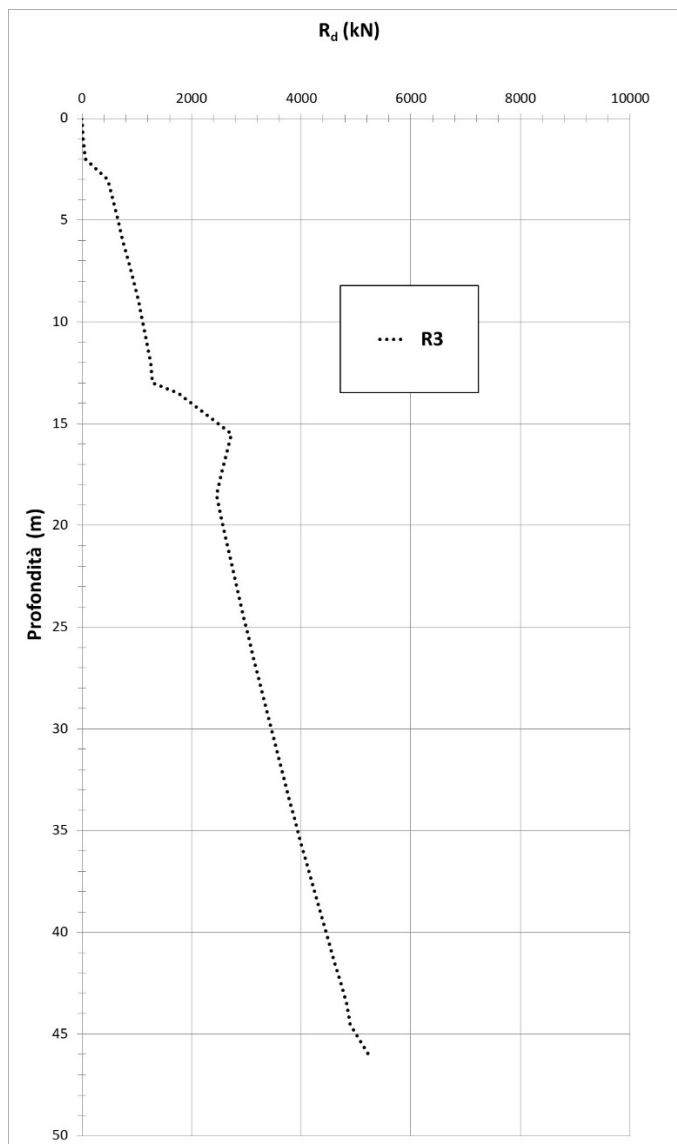
## 9. VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DELLA PALIFICATA

Le sollecitazioni assiali di progetto atte alla verifica geotecnica di portanza verticale sono riportate nel paragrafo "Sollecitazioni sui pali".

Lo sforzo normale massimo di compressione risulta:

	Nmax (SLU) [kN]	Nmax (SLV) [kN]	L palo [m]
PILA	-4530	-4547	45

Di seguito si riporta in via grafica il diagramma di portanza del palo singolo in compressione per l'opera in oggetto:





---

Adottando quindi un palo  $\phi 1200$  di lunghezza pari a 45 m la resistenza di progetto in compressione nella combinazione A1+M1+R3 vale:

$$R_d = 4880 \text{ kN} > N_{SLV} = 4547 \text{ kN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.