



# COMUNE DI PONTECAGNANO FAIANO

(Provincia di Salerno)

SETTORE LAVORI PUBBLICI, MANUTENZIONE E INFRASTRUTTURE

## PROGETTO ESECUTIVO

ai sensi dell'art. 23, D. Lgs n. 50 del 14 Aprile 2016

### OGGETTO

"LAVORI DI AMMODERNAMENTO E AMPLIAMENTO DELLE STRADE  
COMUNALI DI VIA DELLO STATUTO E VIA MARE ADRIATICO"  
I° LOTTO - ASSE VIA DELLO STATUTO - VIA PIAVE - VIA IRNO

### TAVOLA

**S.3**

### ELABORATO

Relazione di calcolo strutturale

**Data:**

*Aprile 2020*

**Scala**

**Ufficio progettazione:**

geom. Massimo Ciaparrone  
ing. Ersilio Staglioli

**Responsabile del Procedimento:**

ing. Danila D'Angelo  
- Responsabile del Settore -

**Revisione n. 01 - Dic 2021**

**Revisione n. \_\_ - \_\_\_\_**

**Revisione n. \_\_ - \_\_\_\_**

---

## RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

### 1. INTRODUZIONE

Con Delibera di Giunta Comunale n 158 del 16/09/2019 è stato approvato il progetto definitivo denominato "Lavori di ammodernamento e ampliamento delle strade comunali di Via Dello Statuto e via Mare Adriatico" il cui quadro economico è pari a € 3.000.000,00. In particolare, l'Amministrazione Comunale, nell'ambito delle attività di manutenzione del patrimonio comunale, ha ritenuto opportuno prevedere uno specifico intervento finalizzato al miglioramento degli standard di sicurezza stradale lungo il percorso, nonché a garantire adeguata accessibilità della viabilità stessa, mediante un insieme sistematico di opere necessarie per il ripristino dell'illuminazione, dell'ampliamento della sede stradale, delle opere di smaltimento delle acque superficiali, ecc. lungo l'asse stradale Via dello Statuto, Via Piave, Via Irno – ricompreso nel progetto originario. Pertanto, ai fini di procedere al finanziamento regionale di cui alla DGR n. 113/2019, il Settore Lavori Pubblici, Infrastrutture e Manutenzione dell'Ente ha estrapolato dal progetto approvato con la predetta delibera di giunta comunale il 1° Lotto denominato asse via dello Statuto-via Piave -via Irno con quadro economico pari a € 1.998.800,00.

Il suddetto progetto è finalizzato ad adeguare una strada di competenza comunale (via Dello Statuto) e alla messa in sicurezza di altre due strade di competenza Provinciale, via Piave (SP 390) e via Irno (SP 132) che sono un continuum viario che parte dal viadotto dell'autostrada A3, a monte dell'abitato di Pontecagnano, fino al confine con Comune di Montecorvino Pugliano, le tre strade hanno una lunghezza totale di circa 3,5 km.

La presente relazione è posta a corredo del progetto esecutivo strutturale oggetto della presente progettazione, per la cui specifica architettonica si rimanda a quanto esposto in premessa e a quanto riportato nelle relazioni dedicate, e prevede la realizzazione dell'ampliamento stradale in corrispondenza del torrente Frestola mediante un piccolo viadotto in c.a. e c.a.p.

### 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato effettuato con riferimento alle prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni in zona sismica (NTC) aggiornate con Decreto del Ministero per le Infrastrutture del 17 gennaio 2018 relativamente a: criteri generali di sicurezza, definizione delle azioni previste durante la vita nominale della costruzione, caratteristiche dei materiali, verifiche di sicurezza dell'insieme strutturale e dei singoli elementi costituenti.

Per quanto non espressamente specificato nel documento sopra citato (NTC) si è fatto riferimento agli Eurocodici ed alle relative Appendici Nazionali, nonché alla Legge 5 novembre 1971 n°1086 – "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica" ed alla Legge 2 febbraio 1974 n°64 – "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

In particolare, si rimanda a:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'.
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

### 3. LIVELLI DI SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo da consentire la prevista utilizzazione, per tutta la vita utile di progetto ed in forma economicamente sostenibile in base al livello di sicurezza previsto dalle norme.

La sicurezza di un'opera e le sue prestazioni devono essere valutate in relazione agli Stati Limite che si possono verificare durante la vita di progetto (Vita Nominale). Per Stato Limite si intende, in generale, quella determinata situazione, superata la quale, l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. Si parla, dunque, di condizioni che dovranno essere soddisfatte per scongiurare la crisi ultima (sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi) ed anche di condizioni, legate all'uso quotidiano della struttura stessa, per "rimanere adatta all'uso" (sicurezza nei confronti degli Stati Limite di Esercizio).

Inoltre, è necessario garantire i criteri di robustezza nei confronti delle azioni eccezionali, che si traduce nella capacità di evitare danni sproporzionati in funzione delle cause innescanti (incendi, esplosioni, urti).

L'opera deve essere, quindi, capace di subire danneggiamenti localizzati, a seguito dell'incombere delle suddette azioni, senza che ne venga compromessa la stabilità globale, ovvero senza che possa incorrere il collasso globale. Per poter definire i suddetti livelli di sicurezza attesi dall'opera è necessario definire, nella fase preliminare del progetto, la relativa Classe d'Uso.

Le opere in esame risultano essere di **Classe II**, definite in funzione delle possibili conseguenze di una interruzione di operatività, o eventuale collasso. Inoltre, in base al numero di anni nel quale dette opere devono poter essere utilizzate, per lo scopo al quale sono state destinate, purché soggette a manutenzione, si definisce una Vita Nominale pari a **50 anni** (Tab 2.4.I punto 2 – Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali, ecc.).

Si specifica che nota la classe di appartenenza della costruzione in oggetto e la vita nominale è possibile definire il periodo di riferimento  $V_R$  ai fini della valutazione delle azioni sismiche

Classe d'uso	II	Periodo di riferimento $V_R$ $(V_R = V_N \times C_u)$ = <b>50 anni</b>
Coefficiente $C_u$	1	
Vita nominale $V_N$	50 anni	

---

#### 4. CARATTERIZZAZIONE TOPOGRAFICA E SISMICA DEL SITO

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, come disposto dalle NTC/08, vengono definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce, infatti, l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle suddette azioni sismiche.

La pericolosità sismica di base viene, pertanto, determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, rispettivamente pari a 40°39'20.2"N 14°54'32.5"E, entrambe riportate in gradi decimali. Tale localizzazione all'interno del reticolo di riferimento (macrozonazione del territorio nazionale) in cui è stato suddiviso l'intero territorio nazionale, è necessaria per determinare i valori dei parametri sismici fondamentali, che consentono di calcolare le azioni sismiche di progetto, come prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, che impegnano la struttura nella sua vita utile.

Con riferimento alla caratterizzazione topografica, in base alle caratteristiche orografiche del sito, esso è classificabile come appartenente alla Categoria Topografica **T1**.

Le indagini effettuate (ved. relazione geologica, geomorfologia e geotecnica), mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ( $V_{s,30}$ ) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), hanno permesso, poi, di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell’azione sismica del sito di pertinenza, e, quindi, di definire la categoria di sottosuolo di riferimento.

Si precisa, inoltre, che la prospezione geofisica MASW, eseguita con geometria lineare lungo un allineamento preferenziale nell’ambito dell’area oggetto di ampliamento viario, ha consentito di calcolare la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  fino alla profondità di 30 m. Tale velocità, definita nel rispetto delle NTC 2008, è risultata pari a

$$V_{s,30} = 332 \text{ m/sec}$$

e ha consentito di classificare il suolo di fondazione come segue:

**Categoria Sottosuolo C** = *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

#### 5. ANALISI DEI CARICHI

##### CARICHI PERMANENTI:

peso proprio travi prefabbricate: n.3 travi x 10 metri di luce x 600 kg/m =	18.000 kg
soletta: 3 metri in allargamento x 10 metri di luce x 0,20 metri di soletta x 2.500 kg/mc =	15.000 kg
pacchetto stradale: 0,10 metri di misto bitumato x 30 mq di allargamento x 2.000 kg/mc =	6.000 kg
peso proprio dei pali: 12 metri di fusto x p x 0,30 <sup>2</sup> m x 2.500 kg/mc =	8.500 kg
cordoli sommitali: 2 x 1,20 metri x 1,20 metri x 3 metri di allargamento x 2.500 kg/mc =	21.600 kg
opere accessorie (nella misura di 200 kg/mq): 30 mq x 200 kg/mq =	6.000 kg

---

---

TOTALE	75.100 kg
--------	-----------

**CARICHI ACCIDENTALI:**

carico veicolare distribuito: 30 mq di allargamento x 900 kg/mq =	27.000 kg
azione concentrata:	30.000 kg

TOTALE	57.000 kg
--------	-----------

---

Condizione fondamentale agli SLU:

GEO:  $G_k + Q_k = 132.100$  kg approssimabili a **132.500 kg**

STR:  $1.3 \times G_k + 1.5 \times Q_k = 1.3 \times 75.100 \text{ kg} + 1.5 \times 57.000 \text{ kg} = 183.130 \text{ kg}$  approssimabili a **183.500 kg**

Su ogni singolo palo verranno quindi scaricati:

**GEO:  $132.500 \text{ kg} / (2 \text{ spalle} \times 4 \text{ pali per spalla}) = 16.570 \text{ kg} = 16,57 \text{ t}$**

**STR:  $183.500 \text{ kg} / (2 \text{ spalle} \times 4 \text{ pali per spalla}) = 22.950 \text{ kg} = 22,95 \text{ t}$**

**6. CALCOLO STRUTTURALE PALI****CAMPO DI APPLICAZIONE DEL SOFTWARE**

Palo singolo verticale cilindrico a sezione circolare

Piano di campagna orizzontale

Terreno anche stratigrafico

Terreni a grana grossa (condizioni drenate) e/o grana fina (condizioni non drenate)

Eventuale presenza di pressioni neutre (falda in quiete)

Pali in C.A., in acciaio, micropali (anima in acciaio), materiale generico

Normative applicabili: DM 11/03/1988+D.M. 16/01/1996 (Metodo alle Tensioni Ammissibili) -

DM 14/01/2008 (Metodo agli Stati Limite) - DM 17/01/2018 (Metodo agli Stati Limite)

Verifiche SLU: carico limite per carichi assiali e trasversali, verifiche strutturali

Verifiche SLE: spostamenti/cedimenti, fessurazione, tensioni di esercizio

Numero non limitato di combinazioni di carico allo SLU e/o allo SLE

**NORMATIVA DI RIFERIMENTO****D.M. 17/01/2018**

Le verifiche al carico limite (di tipo geotecnico) e strutturali vengono svolte con il metodo agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)

**Coeff. parziali o di sicurezza sulle azioni (A)**

gruppo A1 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

azioni permanenti con effetto favorevole alla sicurezza,  $g_{Gi}=1$  (1)

azioni permanenti con effetto sfavorevole alla sicurezza,  $g_{Gs}=1,3$  (1,3)

azioni variabili con effetto favorevole alla sicurezza,  $g_{Qi}=0$  (0)

azioni variabili con effetto sfavorevole alla sicurezza,  $g_{Qs} = 1,5$  (1,5)

gruppo A2 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

azioni permanenti con effetto favorevole alla sicurezza,  $g_{Gi}=1$  (1)

azioni permanenti con effetto sfavorevole alla sicurezza,  $g_{Gs}=1$  (1)

azioni variabili con effetto favorevole alla sicurezza,  $g_{Qi}=0$  (0)

azioni variabili con effetto sfavorevole alla sicurezza,  $g_{Qs}=1,3$  (1,3)

---

### Coeff. parziali o di sicurezza per i parametri geotecnici dei terreni (M)

gruppo M1 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

tangente dell'angolo di resistenza al taglio,  $g_f=1$  (1)

coesione efficace,  $g_c=1$  (1)

coesione non drenata,  $g_{cu}=1$  (1)

gruppo M2 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

tangente dell'angolo di resistenza al taglio,  $g_f=1,25$  (1,25)

coesione efficace,  $g_c=1,25$  (1,25)

coesione non drenata,  $g_{cu}=1,4$  (1,4)

### Coeff. parziali o di sicurezza sulle resistenze globali dei sistemi geotecnici (R)

gruppo R1 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

resistenza alla base,  $g_b=1$  (1)

resistenza laterale in compressione,  $g_s=1$  (1)

resistenza laterale in trazione,  $g_{st}=1$  (1)

resistenza a carichi trasversali,  $g_T=1$  (1)

gruppo R2 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

resistenza alla base per pali battuti,  $g_b=1,45$  (1,45)

resistenza alla base per pali trivellati,  $g_b=1,7$  (1,7)

resistenza alla base per pali ad elica continua,  $g_b=1,6$  (1,6)

resistenza laterale in compressione,  $g_s=1,45$  (1,45)

resistenza laterale in trazione,  $g_{st}=1,6$  (1,6)

resistenza a carichi trasversali,  $g_T=1,6$  (1,6)

gruppo R3 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

resistenza alla base per pali battuti,  $g_b=1,15$  (1,15)

resistenza alla base per pali trivellati,  $g_b=1,35$  (1,35)

resistenza alla base per pali ad elica continua,  $g_b=1,3$  (1,3)

resistenza laterale in compressione,  $g_s=1,15$  (1,15)

resistenza laterale in trazione,  $g_{st}=1,25$  (1,25)

resistenza a carichi trasversali,  $g_T=1,3$  (1,3)

## **UNITA' DI MISURA**

### **Sistema Internazionale**

#### Calcoli generali e geotecnici

lunghezze (dimensioni, coordinate, distanze, ...): m (gli spostamenti sono espressi in cm)

aree sezioni: mq

volumi: mc

momenti di inerzia sezioni:  $m^4$

forze, Resistenza alla punta e laterale, Sforzo normale, Taglio: kN

momenti e rigidezze rotazionali vincoli:  $kN \cdot m$

forze distribuite per unità di lunghezza, rigidezze traslazionali vincoli: kN/m

coesioni, adesioni: kN/mq

tensioni nel sottosuolo, pressione neutra  $u$ : kN/mq

carico limite unitario: N/mm<sup>2</sup>

pesi unità di volume: kN/mc

coefficienti di reazione del terreno o di Winkler: N/cmc

#### Calcoli strutturali

---

dimensioni, copriferro, interferro: cm  
diametri tondini, trefoli, barre, staffe e spirali: mm  
aree sezioni: cmq  
volumi: cmc  
momenti statici sezioni: cmc  
momenti di inerzia sezioni: cm<sup>4</sup>  
tensioni/pressioni, moduli elastici, resistenze materiali: N/mm<sup>2</sup>

### **TIPO DI PALO**

Palo trivellato  
Palo in c.a.

### **CONDIZIONI DI ROTTURA**

Condizioni drenate (terreni a grana grossa, terreni a grana fina con applicazione lenta dei carichi, terreni a grana fina con analisi a lungo termine)

### **NUMERO DI STRATI E VERTICALI DI INDAGINE**

N° di strati = 2  
N° di verticali di indagine = 1

### **SISTEMI DI RIFERIMENTO**

#### **Sistema di riferimento locale per il terreno**

asse z verticale verso il basso con origine nel piano di campagna

#### **Sistema di riferimento assoluto XYZ per il calcolo strutturale del palo**

origine nel baricentro della sezione superiore del palo

asse X orizzontale verso destra

asse Y verticale verso il basso (coincidente con l'asse del palo)

asse Z ortogonale al piano del disegno ed entrante (rotazioni positive orarie)

regola della mano destra

#### **Sistema di riferimento locale per il calcolo strutturale del palo**

origine nel baricentro della sezione superiore del palo

asse x verticale verso il basso coincidente con l'asse del palo (+Y globale)

asse z orizzontale verso sinistra (-X globale)

asse y ortogonale al piano del disegno e uscente (-Z globale)

regola della mano destra

### **GEOMETRIA**

diametro del palo,  $D=0,6$  m

lunghezza di affondamento palo,  $L=12$  m

lunghezza del palo fuori terra,  $L_1=0$  m

affondamento falda rispetto al piano di campagna,  $z_w=4$  m

### **CONDIZIONE DI VINCOLO IN TESTA AL PALO**

Palo a rotazione in testa impedita (attorno all'asse locale y)

---

## **STRATIGRAFIA**

zt = profondità profilo di base dello strato

strato      zt ( m)

1            12

2            + infinito

## **DATI GEOTECNICI TERRENI (valori caratteristici)**

Valori medi per gli strati presenti

peso dell'unità di volume dell'acqua,  $g_w=9,81$  kN/mc

### **Strato n° 1-strato 1**

peso dell'unità di volume,  $g=15,00$  kN/mc

peso dell'unità di volume saturo,  $g_{sat}=18,00$  kN/mc

angolo di resistenza al taglio denato,  $F_i=27^\circ$

coesione drenata,  $c'=0$  kN/mq

angolo di attrito palo-terreno lato spinta attiva,  $\delta_{a}=0^\circ$

angolo di attrito palo-terreno lato spinta passiva,  $\delta_{p}=0^\circ$

grado di sovraconsolidazione,  $OCR=1$

comportamento a breve termine: drenato

### **Strato n° 2-strato 2**

peso dell'unità di volume,  $g=17,00$  kN/mc

peso dell'unità di volume saturo,  $g_{sat}=19,00$  kN/mc

angolo di resistenza al taglio denato,  $F_i=27^\circ$

coesione drenata,  $c'=0$  kN/mq

angolo di attrito palo-terreno lato spinta attiva,  $\delta_{a}=0^\circ$

angolo di attrito palo-terreno lato spinta passiva,  $\delta_{p}=0^\circ$

grado di sovraconsolidazione,  $OCR=1$

comportamento a breve termine: drenato

## **DATI GEOTECNICI TERRENI DI FONDAZIONE E INTERFACCIA PALO-TERRENO**

Dati relativi a tutte le verticali di indagine (calcolo carico limite assiale e trasvers.)

### **Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)**

#### *Strato n° 1*

angolo di resistenza al taglio,  $F_i=30^\circ$

coesione drenata,  $c'=4$  kN/mq

adesione al contatto palo-terreno,  $a=0$  kN/mq

coefficiente di attrito fra palo e terreno,  $m=0,6$

coeff. empirico k che lega la tens. norm. orizz. alla tens. effett. litost. vertic.,  $k=0,5$

#### *Strato n° 2*

angolo di resistenza al taglio,  $F_i=32^\circ$

coesione drenata,  $c'=0$  kN/mq

adesione al contatto palo-terreno,  $a=0$  kN/mq

coefficiente di attrito fra palo e terreno,  $m=0,6$

coeff. empirico k che lega la tens. norm. orizz. alla tens. effett. litost. vertic.,  $k=0,5$

## **COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO O DI WINKLER**



---

Formula binomia $K_s = A_s + B_s \cdot z^n$		con $A_s$ e $B_s$ espressi in N/cmc, $z$ in m		
strato		$A_s$	$B_s$	$n$
1	strato 1	2,7971	7,91949	0,5
2	strato 2	3,17005	8,97542	0,5

### **DATI MATERIALI COSTITUENTI IL PALO**

peso dell'unità di volume = 25 kN/mc

#### **Calcestruzzo**

Classe = C28/35

resistenza caratteristica cubica a compressione,  $R_{ck}=35$  N/mm<sup>2</sup>

modulo di elasticità longitudinale,  $E_c=32588$  N/mm<sup>2</sup>

coeff. parziale di sicurezza = 1,5

diagramma di calcolo tensione-deformazione: parabola-rettangolo

deformazione  $\epsilon_{c2}=0,2\%$

deformazione  $\epsilon_{c3}=0,175\%$

deformazione  $\epsilon_{c4}=0,07\%$

deformazione di rottura o ultima = 0,35%

resistenza media a compress. cilindrica,  $f_{cm}=37,05$  N/mm<sup>2</sup>

resistenza caratteristica a compress. cilindrica a 28 gg,  $f_{ck}=29,05$  N/mm<sup>2</sup>

resistenza di calcolo a compress.,  $f_{cd}=16,46$  N/mm<sup>2</sup>

resistenza media a trazione,  $f_{ctm}=2,83$  N/mm<sup>2</sup>

resistenza caratteristica a trazione,  $f_{ctk}=1,98$  N/mm<sup>2</sup>

resistenza di calcolo a trazione,  $f_{ctd}=1,32$  N/mm<sup>2</sup>

#### **Acciaio**

tipo di acciaio: B450C

modulo di elasticità longitudinale,  $E_s=210000$  N/mm<sup>2</sup>

coeff. parziale di sicurezza = 1,15

diagramma di calcolo tensione-deformazione: elastico-perfettamente plastico

deformazione di snervamento = 0,186%

deformazione a rottura = 1%

tensione caratteristica di snervamento,  $f_{yk}=450$  N/mm<sup>2</sup>

resistenza di calcolo dell'acciaio,  $f_{yd}=391,3$  N/mm<sup>2</sup>

### **CARICHI ESTERNI APPLICATI IN TESTA AL PALO (valori caratteristici)**

#### **Combinazione di carico allo SLU n° Comb 1**

componente verticale permanente,  $N_{x0G}=165$  kN

componente verticale variabile,  $N_{x0Q}=0$  kN

componente orizzontale permanente,  $T_{z0G}=20$  kN

componente orizzontale variabile,  $T_{z0Q}=0$  kN

componente momento permanente,  $M_{y0G}=10$  kN\*m

componente momento variabile,  $M_{y0Q}=0$  kN\*m

#### **Combinazione di carico allo SLU n° Comb2**

componente verticale permanente,  $N_{x0G}=229$  kN

componente verticale variabile,  $N_{x0Q}=0$  kN

componente orizzontale permanente,  $T_{z0G}=0$  kN

componente orizzontale variabile,  $T_{z0Q}=0$  kN

---

componente momento permanente,  $M_{y0G}=5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

componente momento variabile,  $M_{y0Q}=0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

**Combinazione di carico allo SLE n° Comb. 1**

componente verticale,  $N_{x0}=80 \text{ kN}$

componente orizzontale,  $T_{z0}=15 \text{ kN}$

componente momento,  $M_{y0}=5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

**DATI DI PROGETTO ARMATURA A FLESSIONE E TAGLIO**

diametro tondini,  $d_{fp}=16 \text{ mm}$

copriferro,  $C_f=3 \text{ cm}$

spazio minimo tra le barre (interferro),  $s_{Lmin}=4 \text{ cm}$

interasse massimo tra le barre,  $i_{max}=40 \text{ cm}$

minimo di armatura pari all'1% dell'area del cls (zone dissipative a comportamento duttile)

diametro armatura perimetrale trasversale (staffe circolari singole),  $d_{st}=8 \text{ mm}$

angolo di inclinazione delle fessure nel calcolo a taglio,  $\theta=45^\circ$

**VERIFICHE AGLI S.L.E.**

**Verifiche di fessurazione**

condizioni ambientali: Ordinarie

sensibilità armature alla corrosione: Armature poco sensibili

carichi di breve durata

metodo di calcolo ampiezze fessure: DM 14/01/08 e Circ. 2/2/09 n. 617

**Verifiche delle tensioni di esercizio**

tens. ammiss. nel cls per la combinazione rara=60% di  $f_{ck}=17,43 \text{ N/mm}^2$

tens. ammiss. nel cls per la combinazione quasi permanente=45% di  $f_{ck}=17,43 \text{ N/mm}^2$

tens. ammiss. nell'acciaio per la combinazione rara=80% di  $f_{yk}=360,00 \text{ N/mm}^2$

**SCELTE DI CALCOLO**

Verifiche agli SLU di tipo geotecnico condotte in base all'Approccio 2 (A1+M1+R3)

Calcolo FEM: lunghezza media elemento finito,  $L_{me}=0,5 \text{ m}$

Vincolo alla base del palo: appoggio cedevole elasticamente

**TIPO DI ANALISI E METODI APPLICATI**

**Verifiche geotecniche: carico limite per carichi assiali**

valori del fattore di forma  $N_q$ : Berezantzev et al. (1961)

valori del fattore di forma  $N_q$  per pali trivallati di grande diametro: Berezantzev (1965)

**Verifiche geotecniche: carico limite per carichi trasversali**

Teoria di Broms (1964)

**Calcolo sollecitazioni e spostamenti orizzontali nel palo di fondazione**

Soluzione con il Metodo agli Elementi Finiti (F.E.M)

Palo elastico su suolo elastico alla Winkler

Analisi Lineare: molle che simulano il terreno a comportamento elastico-lineare

**DATI PALO**

perimetro sezione palo,  $U=\pi \cdot D=1,885 \text{ m}$

---

rapporto  $L/D=20$

area sezione (sul diametro D),  $A_p=0,2827 \text{ mq}$

volume palo (sul diametro D),  $V_p=3,39 \text{ mc}$

peso del palo,  $W_p=84,82 \text{ kN}$

### **VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

#### **Combinazione di carico allo SLU n° 1 (Comb 1)**

#### **SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PALO DI FONDAZIONE (calcolo FEM)**

sez./nodo	x ( m)	Nx ( kN)	Tz ( kN)	My ( kN*m)
1	0,0	-214,50	-24,75	-13,00
2	0,5	-219,09	-18,47	-25,37
3	1,0	-223,69	-11,97	-34,61
4	1,5	-228,28	-6,00	-40,59
5	2,0	-232,88	-0,92	-43,60
6	2,5	-237,47	3,14	-44,06
7	3,0	-242,07	6,14	-42,49
8	3,5	-246,66	8,16	-39,42
9	4,0	-251,26	9,30	-35,34
10	4,5	-255,85	9,70	-30,69
11	5,0	-260,45	9,52	-25,84
12	5,5	-265,04	8,90	-21,08
13	6,0	-269,63	7,98	-16,63
14	6,5	-274,23	6,88	-12,64
15	7,0	-278,82	5,70	-9,20
16	7,5	-283,42	4,52	-6,35
17	8,0	-288,01	3,41	-4,08
18	8,5	-292,61	2,40	-2,38
19	9,0	-297,20	1,54	-1,18
20	9,5	-301,80	0,84	-0,41
21	10,0	-306,39	0,31	0,01
22	10,5	-310,99	-0,03	0,17
23	11,0	-315,58	-0,18	0,15
24	11,5	-320,18	-0,13	0,06
25	12,0	-324,77	-0,13	0,00

#### **REAZIONI VINCOLARI E PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-PALO (calcolo FEM)**

$K_s$  = costante orizzontale di Winkler ( N/cmc)

$R_vX$  = componente della reazione vincolare lungo X ( kN)

$R_vY$  = componente della reazione vincolare lungo Y ( kN)

$R_vZ$  = componente momento della reazione vincolare ( kN\*m)

$p_{Xv}$  = pressione orizzontale del terreno (molle) ( kN/mq)

sez./nodo	x ( m)	Ks	RvX	RvY	RvZ	pXv
1	0	2,8	0,97	0	0	6,44
2	0,5	8,4	4,83	0	0	16,09
3	1	10,72	5	0	0	16,66
4	1,5	12,5	4,59	0	0	15,3
5	2	14	3,91	0	0	13,04
6	2,5	15,32	3,12	0	0	10,4
7	3	16,51	2,31	0	0	7,7
8	3,5	17,61	1,55	0	0	5,17
9	4	18,64	0,88	0	0	2,92
10	4,5	19,6	0,31	0	0	1,04
11	5	20,51	-0,14	0	0	-0,47
12	5,5	21,37	-0,48	0	0	-1,59
13	6	22,2	-0,71	0	0	-2,36
14	6,5	22,99	-0,85	0	0	-2,82
15	7	23,75	-0,91	0	0	-3,02
16	7,5	24,49	-0,91	0	0	-3,02
17	8	25,2	-0,86	0	0	-2,86
18	8,5	25,89	-0,77	0	0	-2,58
19	9	26,56	-0,66	0	0	-2,22
20	9,5	27,21	-0,54	0	0	-1,8
21	10	27,84	-0,4	0	0	-1,35
22	10,5	28,46	-0,26	0	0	-0,87
23	11	29,06	-0,11	0	0	-0,38
24	11,5	29,65	0,04	0	0	0,13
25	12	30,23	0,1	-249,82	0	0,66

#### **VERIFICA CONDIZIONI DI EQUILIBRIO PALO (calcolo FEM)**

##### **Equilibrio alla traslazione orizzontale**

somma delle forze esterne orizzontali applicate al palo,  $SF_x = -20,00$  kN

somma delle reazioni vincolari lungo X,  $SommRvX = 20,00$  kN

equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale:  $SF_x + SommRvX = 0,00$  kN

##### **Equilibrio alla traslazione verticale**

peso proprio del palo,  $W_p = 84,82$  kN

somma delle forze verticali applicate al palo,  $SF_y = 165,00$  kN

somma delle reazioni vincolari lungo Y,  $SommRvY = -249,82$  kN

equazione di equilibrio alla traslazione verticale:  $W_p + SF_y + SommRvY = 0,00$  kN

##### **Equilibrio alla rotazione (attorno alla testa del palo-primo nodo)**

momento delle forze orizzontali applicate al palo,  $MF_x = -10,00$  kN\*m

momento delle reazioni vincolari lungo X,  $MRvX = 10,00$  kN\*m

reazioni vincolari momento,  $MRvZ = 0,00$  kN\*m

equazione di equilibrio alla rotazione:  $MF_x + MRvX + MRvZ = 0,00$  kN\*m

#### **SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)**

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x ( m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	-0,23	2,95	-0,0008
2	0,5	-0,19	2,95	-0,0007
3	1	-0,16	2,95	-0,0007
4	1,5	-0,12	2,95	-0,0006
5	2	-0,09	2,95	-0,0005
6	2,5	-0,07	2,95	-0,0005
7	3	-0,05	2,94	-0,0004
8	3,5	-0,03	2,94	-0,0003
9	4	-0,02	2,94	-0,0002
10	4,5	-0,01	2,94	-0,0002
11	5	0	2,94	-0,0001
12	5,5	0,01	2,94	-0,0001
13	6	0,01	2,94	0
14	6,5	0,01	2,94	0
15	7	0,01	2,94	0
16	7,5	0,01	2,93	0
17	8	0,01	2,93	0
18	8,5	0,01	2,93	0
19	9	0,01	2,93	0
20	9,5	0,01	2,93	0
21	10	0	2,93	0
22	10,5	0	2,93	0
23	11	0	2,93	0
24	11,5	0	2,92	0
25	12	0	2,92	0

#### **CALCOLO ARMATURA A SFORZO NORMALE ECCENTRICO**

n° minimo di barre longitudinali = 6 (12,06 cmq)

armatura minima prescritta dalla normativa = 28,27 cmq

Mrd = Momento ultimo o resistente della sezione ( kN\*m)

sez.	x ( m)	Nb	Aft ( cmq)	Mrd	Mrd	Verifica
1	0,0	15	30,16	308,73	309,77	SI
4	1,5	15	30,16	311,01	311,81	SI
7	3,0	15	30,16	313,29	313,85	SI
10	4,5	15	30,16	315,57	315,89	SI
13	6,0	15	30,16	317,84	317,94	SI
16	7,5	15	30,16	320,12	319,98	SI
19	9,0	15	30,16	322,4	322,02	SI
22	10,5	15	30,16	324,68	324,07	SI
25	12,0	15	30,16	326,95	326,11	SI

Armatura longitudinale lungo tutto il palo: 15  $\Phi$  16

Momento resistente o di plasticizzazione del palo,  $M_{yR}=326,95$  kN\*m

---

## **CARICO LIMITE PER CARICHI ASSIALI**

### **APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)**

#### **Azione di progetto**

$E_d = g_{Gs} \cdot N_{x0g} + g_{Qs} \cdot N_{x0q} + g_{Gs} \cdot W_p = 324,77 \text{ kN}$

#### **Resistenza di progetto**

##### **Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)**

*Parametri geotecnici di progetto*

coesione,  $c_d = 4 \text{ kN/mq}$

angolo di resistenza al taglio,  $\varphi_{id} = 30^\circ$

*Resistenza alla punta*

fattore  $N_q$  (Berezantzev),  $N_q = 21,02$

fattore  $N_c = 34,68$

tensione litostatica verticale totale alla profondità  $L$ ,  $s_{VL} = 204,00 \text{ kN/mq}$

pressione neutra alla profondità  $L$ ,  $u_L = 78,48 \text{ kN/mq}$

tensione litostatica verticale efficace alla profondità  $L$ ,  $s'_{VL} = 125,52 \text{ kN/mq}$

Resistenza unitaria alla punta,  $p = 2,78 \text{ N/mm}^2$

Resistenza alla punta,  $P_{max} = 785,31 \text{ kN}$

*Resistenza laterale*

Resistenza laterale,  $S_{max} = 487,50 \text{ kN}$

#### **Resistenza alla punta e laterale di progetto**

Resistenza alla punta (valore medio),  $P_{max\_med} = 785,31 \text{ kN}$

Resistenza alla punta (valore minimo),  $P_{max\_min} = 785,31 \text{ kN}$

Resistenza laterale (valore medio),  $S_{max\_med} = 487,50 \text{ kN}$

Resistenza laterale (valore minimo),  $S_{max\_min} = 487,50 \text{ kN}$

Fattore di correlazione,  $\xi_3 = 1,7$

Fattore di correlazione,  $\xi_4 = 1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico),  $P_{max\_k} = 461,94 \text{ kN}$

Resistenza laterale (valore caratteristico),  $S_{max\_k} = 286,76 \text{ kN}$

Resistenza alla punta di progetto,  $P_{max\_d} = P_{max\_k} / \gamma_b = 342,18 \text{ kN}$

Resistenza laterale di progetto,  $S_{max\_d} = S_{max\_k} / \gamma_s = 249,36 \text{ kN}$

#### **Carico limite per carichi assiali di compressione**

$Q_{lim\_d} = P_{max\_d} + S_{max\_d} = 591,54 \text{ kN}$

#### **Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione**

$Q_{limt\_d} = S_{max\_d} = 249,36 \text{ kN}$

#### **Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione**

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza,  $\eta = Q_{lim\_d} / E_d = 1,82$

## **CARICO LIMITE PER CARICHI TRASVERSALI**

Momento resistente o di plasticizzazione del palo,  $M_{yR} = 326,95 \text{ kN}\cdot\text{m}$

### **APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)**

#### **Azione di progetto**

$E_d = g_{Gs} \cdot T_{z0g} + g_{Qs} \cdot T_{z0q} = 26,00 \text{ kN}$

#### **Resistenza di progetto**

##### **Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)**

angolo di resistenza al taglio di progetto,  $F_{i_d}=30^\circ$   
 coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3$   
 reazione orizzontale del terreno alla profondità  $L$ ,  $p(L)=972,00 \text{ kN/m}$   
 Meccanismo di rottura di "palo lungo"  
 profondità  $f$  in cui si forma la seconda cerniera plastica,  $f=2,89 \text{ m}$   
 Carico limite trasversale,  $T_{lim}=339,02 \text{ kN}$   
**Carico limite trasversale di progetto**  
 valore medio,  $T_{lim\_med}=339,02 \text{ kN}$   
 valore minimo,  $T_{lim\_min}=339,02 \text{ kN}$   
 fattore di correlazione  $\chi_{s3}=1,7$   
 fattore di correlazione  $\chi_{s4}=1,7$   
 Carico limite trasversale (valore caratteristico),  $T_{lim\_k}=199,42 \text{ kN}$   
 Carico limite trasversale di progetto,  $T_{lim\_d}=153,40 \text{ kN}$   
**Verifica al carico limite per carichi trasversali**  
 Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto  
 coeff. di sicurezza,  $T_{lim\_d}/E_d=5,9$

#### Combinazione di carico allo SLU n° 2 (Comb2)

##### **SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PALO DI FONDAZIONE (calcolo FEM)**

sez./nodo	x ( m )	Nx ( kN )	Tz ( kN )	My ( kN*m )
1	0,0	-297,70	0,08	-6,50
2	0,5	-302,29	0,46	-6,46
3	1,0	-306,89	0,80	-6,23
4	1,5	-311,48	1,07	-5,83
5	2,0	-316,08	1,24	-5,29
6	2,5	-320,67	1,33	-4,67
7	3,0	-325,27	1,34	-4,01
8	3,5	-329,86	1,29	-3,34
9	4,0	-334,46	1,19	-2,70
10	4,5	-339,05	1,06	-2,10
11	5,0	-343,65	0,92	-1,57
12	5,5	-348,24	0,76	-1,11
13	6,0	-352,83	0,61	-0,73
14	6,5	-357,43	0,46	-0,43
15	7,0	-362,02	0,33	-0,20
16	7,5	-366,62	0,21	-0,03
17	8,0	-371,21	0,12	0,07
18	8,5	-375,81	0,04	0,13
19	9,0	-380,40	-0,02	0,15
20	9,5	-385,00	-0,05	0,15
21	10,0	-389,59	-0,07	0,12
22	10,5	-394,19	-0,08	0,08
23	11,0	-398,78	-0,06	0,04
24	11,5	-403,38	-0,03	0,01

25      12,0    -407,97    -0,03      0,00

### **REAZIONI VINCOLARI E PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-PALO (calcolo FEM)**

Ks = costante orizzontale di Winkler ( N/cmc)

RvX = componente della reazione vincolare lungo X ( kN)

RvY = componente della reazione vincolare lungo Y ( kN)

RvZ = componente momento della reazione vincolare ( kN\*m)

pXv = pressione orizzontale del terreno (molle) ( kN/mq)

sez./nodo	x ( m)	Ks	RvX	RvY	RvZ	pXv
1	0	2,8	0,06	0	0	0,43
2	0,5	8,4	0,29	0	0	0,96
3	1	10,72	0,26	0	0	0,87
4	1,5	12,5	0,2	0	0	0,68
5	2	14	0,13	0	0	0,45
6	2,5	15,32	0,07	0	0	0,23
7	3	16,51	0,01	0	0	0,03
8	3,5	17,61	-0,04	0	0	-0,13
9	4	18,64	-0,07	0	0	-0,25
10	4,5	19,6	-0,1	0	0	-0,33
11	5	20,51	-0,11	0	0	-0,38
12	5,5	21,37	-0,12	0	0	-0,4
13	6	22,2	-0,12	0	0	-0,39
14	6,5	22,99	-0,11	0	0	-0,37
15	7	23,75	-0,1	0	0	-0,34
16	7,5	24,49	-0,09	0	0	-0,29
17	8	25,2	-0,07	0	0	-0,25
18	8,5	25,89	-0,06	0	0	-0,2
19	9	26,56	-0,04	0	0	-0,15
20	9,5	27,21	-0,03	0	0	-0,1
21	10	27,84	-0,02	0	0	-0,05
22	10,5	28,46	0	0	0	-0,01
23	11	29,06	0,01	0	0	0,04
24	11,5	29,65	0,03	0	0	0,09
25	12	30,23	0,02	-313,82	0	0,14

### **VERIFICA CONDIZIONI DI EQUILIBRIO PALO (calcolo FEM)**

#### **Equilibrio alla traslazione orizzontale**

somma delle forze esterne orizzontali applicate al palo,  $SF_x=0,00$  kN

somma delle reazioni vincolari lungo X,  $SommRvX=0,00$  kN

equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale:  $SF_x+SommRvX=0,00$  kN

#### **Equilibrio alla traslazione verticale**

peso proprio del palo,  $Wp=84,82$  kN

somma delle forze verticali applicate al palo,  $SF_y=229,00$  kN

somma delle reazioni vincolari lungo Y,  $SommRvY=-313,82$  kN

equazione di equilibrio alla traslazione verticale:  $Wp+SF_y+SommRvY=0,00$  kN



### Equilibrio alla rotazione (attorno alla testa del palo-primo nodo)

momento delle forze orizzontali applicate al palo,  $MF_x = -5,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

momento delle reazioni vincolari lungo X,  $MR_vX = 5,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

reazioni vincolari momento,  $MR_vZ = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

equazione di equilibrio alla rotazione:  $MF_x + MR_vX + MR_vZ = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

### SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x ( m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	-0,02	3,71	-0,0001
2	0,5	-0,01	3,71	-0,0001
3	1	-0,01	3,7	-0,0001
4	1,5	-0,01	3,7	0
5	2	0	3,7	0
6	2,5	0	3,7	0
7	3	0	3,7	0
8	3,5	0	3,7	0
9	4	0	3,7	0
10	4,5	0	3,69	0
11	5	0	3,69	0
12	5,5	0	3,69	0
13	6	0	3,69	0
14	6,5	0	3,69	0
15	7	0	3,69	0
16	7,5	0	3,69	0
17	8	0	3,68	0
18	8,5	0	3,68	0
19	9	0	3,68	0
20	9,5	0	3,68	0
21	10	0	3,68	0
22	10,5	0	3,68	0
23	11	0	3,67	0
24	11,5	0	3,67	0
25	12	0	3,67	0

### CALCOLO ARMATURA A SFORZO NORMALE ECCENTRICO

n° minimo di barre longitudinali = 6 (12,06 cmq)

armatura minima prescritta dalla normativa = 28,27 cmq

Mrd = Momento ultimo o resistente della sezione ( kN\*m)

sez.	x ( m)	Nb	Aft ( cmq)	Mrd	Mrd	Verifica
1	0,0	15	30,16	322,48	322,1	SI
4	1,5	15	30,16	324,76	324,14	SI
7	3,0	15	30,16	327,04	326,18	SI

---

10	4,5	15	30,16	329,31	328,23	SI
13	6,0	15	30,16	331,59	330,27	SI
16	7,5	15	30,16	333,87	332,31	SI
19	9,0	15	30,16	336,15	334,28	SI
22	10,5	15	30,16	338,14	336,21	SI
25	12,0	15	30,16	340,02	338,13	SI

Armatura longitudinale lungo tutto il palo: 15  $\Phi$  16

Momento resistente o di plasticizzazione del palo,  $M_{yR}=340,02 \text{ kN}\cdot\text{m}$

### **CARICO LIMITE PER CARICHI ASSIALI**

#### **APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)**

##### **Azione di progetto**

$E_d = g_{Gs} \cdot N_{x0g} + g_{Qs} \cdot N_{x0q} + g_{Gs} \cdot W_p = 407,97 \text{ kN}$

##### **Resistenza di progetto**

##### **Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)**

*Parametri geotecnici di progetto*

coesione,  $c_d = 4 \text{ kN/mq}$

angolo di resistenza al taglio,  $\varphi_{id} = 30^\circ$

*Resistenza alla punta*

fattore  $N_q$  (Berezantzev),  $N_q = 21,02$

fattore  $N_c = 34,68$

tensione litostatica verticale totale alla profondità  $L$ ,  $s_{VL} = 204,00 \text{ kN/mq}$

pressione neutra alla profondità  $L$ ,  $u_L = 78,48 \text{ kN/mq}$

tensione litostatica verticale efficace alla profondità  $L$ ,  $s'_{VL} = 125,52 \text{ kN/mq}$

Resistenza unitaria alla punta,  $p = 2,78 \text{ N/mm}^2$

Resistenza alla punta,  $P_{max} = 785,31 \text{ kN}$

*Resistenza laterale*

Resistenza laterale,  $S_{max} = 487,50 \text{ kN}$

##### **Resistenza alla punta e laterale di progetto**

Resistenza alla punta (valore medio),  $P_{max\_med} = 785,31 \text{ kN}$

Resistenza alla punta (valore minimo),  $P_{max\_min} = 785,31 \text{ kN}$

Resistenza laterale (valore medio),  $S_{max\_med} = 487,50 \text{ kN}$

Resistenza laterale (valore minimo),  $S_{max\_min} = 487,50 \text{ kN}$

Fattore di correlazione,  $\alpha_3 = 1,7$

Fattore di correlazione,  $\alpha_4 = 1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico),  $P_{max\_k} = 461,94 \text{ kN}$

Resistenza laterale (valore caratteristico),  $S_{max\_k} = 286,76 \text{ kN}$

Resistenza alla punta di progetto,  $P_{max\_d} = P_{max\_k} / \gamma_b = 342,18 \text{ kN}$

Resistenza laterale di progetto,  $S_{max\_d} = S_{max\_k} / \gamma_s = 249,36 \text{ kN}$

##### **Carico limite per carichi assiali di compressione**

$Q_{lim\_d} = P_{max\_d} + S_{max\_d} = 591,54 \text{ kN}$

##### **Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione**

$Q_{limt\_d} = S_{max\_d} = 249,36 \text{ kN}$

##### **Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione**

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza,  $\eta = Q_{lim\_d} / E_d = 1,45$

---

### **CARICO LIMITE PER CARICHI TRASVERSALI**

Momento resistente o di plasticizzazione del palo,  $M_{yR}=340,02 \text{ kN}\cdot\text{m}$

#### **APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)**

##### **Azione di progetto**

$E_d = g G_s + T z 0 g + g Q_s + T z 0 q = 0,00 \text{ kN}$

##### **Resistenza di progetto**

##### **Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)**

angolo di resistenza al taglio di progetto,  $F_{i,d}=30^\circ$

coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3$

reazione orizzontale del terreno alla profondità L,  $p(L)=972,00 \text{ kN/m}$

Meccanismo di rottura di "palo lungo"

profondità f in cui si forma la seconda cerniera plastica,  $f=2,93 \text{ m}$

Carico limite trasversale,  $T_{lim}=347,99 \text{ kN}$

##### **Carico limite trasversale di progetto**

valore medio,  $T_{lim\_med}=347,99 \text{ kN}$

valore minimo,  $T_{lim\_min}=347,99 \text{ kN}$

fattore di correlazione  $\chi_{s3}=1,7$

fattore di correlazione  $\chi_{s4}=1,7$

Carico limite trasversale (valore caratteristico),  $T_{lim\_k}=204,70 \text{ kN}$

Carico limite trasversale di progetto,  $T_{lim\_d}=157,46 \text{ kN}$

##### **Verifica al carico limite per carichi trasversali**

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

### **VERIFICHE AGLI S.L.U. - TAGLIO NEL PALO IN C.A.**

#### **Calcolo armatura a taglio**

L'armatura a taglio è costituita da spirale/staffe circ. singole di dato diametro di cui si calcola il passo

Passo max armatura a taglio prescritto dalla normativa (minimo regolamentare),  $t_{reg}=9,6 \text{ cm}$

lunghezza tratto estremo i da armare a taglio,  $L_i=0 \text{ cm}$

lunghezza tratto centrale del palo dove disporre l'armatura minima regolamentare,  $L_c=1200 \text{ cm}$

lunghezza tratto estremo k da armare a taglio,  $L_k=0 \text{ cm}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls,  $T_{cls}=218,83 \text{ kN}$

Resistenza di progetto a "taglio compressione",  $V_{rcd}=2\,340,36 \text{ kN}$

passo armatura a taglio nel tratto  $L_c$ ,  $t_c=9,6 \text{ cm}$

Resistenza di progetto a "taglio trazione" dell'armatura trasversale,  $V_{rsd\_c}=207,26 \text{ kN}$

Resistenza di progetto a taglio,  $V_{rd\_c}=207,26 \text{ kN}$

### **VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

#### **Combinazione di carico allo SLE n° 1 (Comb. 1)**

#### **SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PALO DI FONDAZIONE (calcolo FEM)**

sez./nodo	x ( m )	Nx ( kN )	Tz ( kN )	My ( kN*m )
-----------	---------	-----------	-----------	-------------

---

1	0,0	-80,00	-14,31	-5,00
2	0,5	-83,53	-10,83	-12,15
3	1,0	-87,07	-7,22	-17,57
4	1,5	-90,60	-3,87	-21,18
5	2,0	-94,14	-1,01	-23,12
6	2,5	-97,67	1,30	-23,62
7	3,0	-101,21	3,03	-22,97
8	3,5	-104,74	4,21	-21,46
9	4,0	-108,27	4,90	-19,35
10	4,5	-111,81	5,19	-16,90
11	5,0	-115,34	5,14	-14,30
12	5,5	-118,88	4,84	-11,73
13	6,0	-122,41	4,37	-9,31
14	6,5	-125,95	3,79	-7,13
15	7,0	-129,48	3,16	-5,23
16	7,5	-133,01	2,53	-3,65
17	8,0	-136,55	1,92	-2,39
18	8,5	-140,08	1,37	-1,42
19	9,0	-143,62	0,89	-0,74
20	9,5	-147,15	0,50	-0,29
21	10,0	-150,69	0,21	-0,04
22	10,5	-154,22	0,01	0,07
23	11,0	-157,75	-0,08	0,07
24	11,5	-161,29	-0,06	0,03
25	12,0	-164,82	-0,06	0,00

#### **SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)**

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x ( m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	-0,16	1,94	-0,0005
2	0,5	-0,14	1,94	-0,0005
3	1	-0,11	1,94	-0,0005
4	1,5	-0,09	1,94	-0,0004
5	2	-0,07	1,94	-0,0004
6	2,5	-0,05	1,94	-0,0003
7	3	-0,03	1,94	-0,0003
8	3,5	-0,02	1,94	-0,0002
9	4	-0,01	1,94	-0,0002
10	4,5	0	1,94	-0,0001
11	5	0	1,94	-0,0001
12	5,5	0	1,94	-0,0001
13	6	0,01	1,94	0
14	6,5	0,01	1,94	0
15	7	0,01	1,94	0

---

16	7,5	0,01	1,94	0
17	8	0,01	1,93	0
18	8,5	0,01	1,93	0
19	9	0,01	1,93	0
20	9,5	0	1,93	0
21	10	0	1,93	0
22	10,5	0	1,93	0
23	11	0	1,93	0
24	11,5	0	1,93	0
25	12	0	1,93	0

#### **VERIFICA ALLO S.L.E. DI FESSURAZIONE**

coeff. barre lisce o aderenza migliorata,  $k_1=0,8$

coeff. barre lisce o aderenza migliorata,  $\beta_1=1$

coeff. durata carichi,  $\beta_2=1$

coeff. durata carichi,  $k_t=0,6$

#### **Sezione del palo in cui è massimo il momento flettente**

diametro sezione,  $D=60$  cm

armatura = 15f16 (30,16 cmq)

sforzo normale agente,  $N_x=-97,67$  kN

momento flettente agente,  $M_y=-23,62$  kN\*m

momento di inerzia della sezione,  $I_y=783\,210,11$  cm<sup>4</sup>

momento di fessurazione della sezione,  $M_f=36,94$  kN\*m

Stato Limite da considerare: Stato Limite di apertura delle fessure

ampiezza ammissibile di apertura delle fessure,  $w_a=0,3$  mm

copriferro,  $c_f=3$  cm

interasse tra le armature tese,  $s=10,89$  cm

diametro le armature tese = 16 mm

tensione di trazione nelle armature tese = 17,4 N/mm<sup>2</sup>

rapporto armatura efficace = 0,02

coeff. funzione della sollecitazione in sezione,  $k_4=0,5$

distanza massima tra le fessure = 23,67 cm

deformaz. unitaria media delle barre di armat. = 0,0000498

valore di calcolo di apertura delle fessure,  $w_d=0,012$  mm

Verifica di fessurazione soddisfatta

#### **VERIFICA ALLO S.L.E. DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO**

#### **Sezione del palo in cui è massimo il momento flettente**

sforzo normale agente,  $N_x=-97,67$  kN

momento flettente agente,  $M_y=-23,62$  kN\*m

tens. massima di compressione nel cls = 1,50 N/mm<sup>2</sup>

tens. massima nell'acciaio = -19,79 N/mm<sup>2</sup>

Verifica alle tensioni di esercizio soddisfatta

### **COMPUTO METRICO DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE (palo singolo)**

Calcestruzzo (mc) 3,39

Acciaio per c.a.

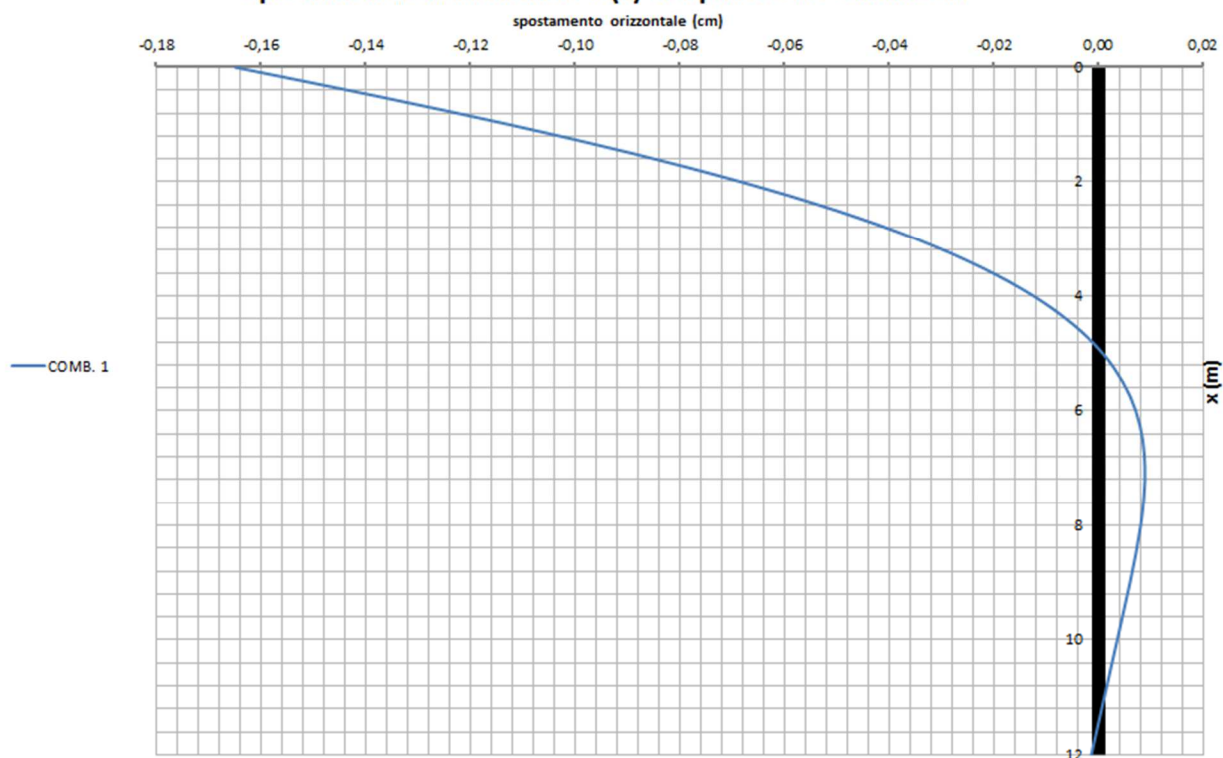
a flessione (f16) 180 m ; 284,1 kg  
230,17 m ; 90,8

a taglio (f8) kg

Incidenza acciaio/cls = 110,5 kg/mc

### **7. DIAGRAMMI**

#### **Spostamenti orizzontali $w=w(x)$ del palo sotto carichi SLE**



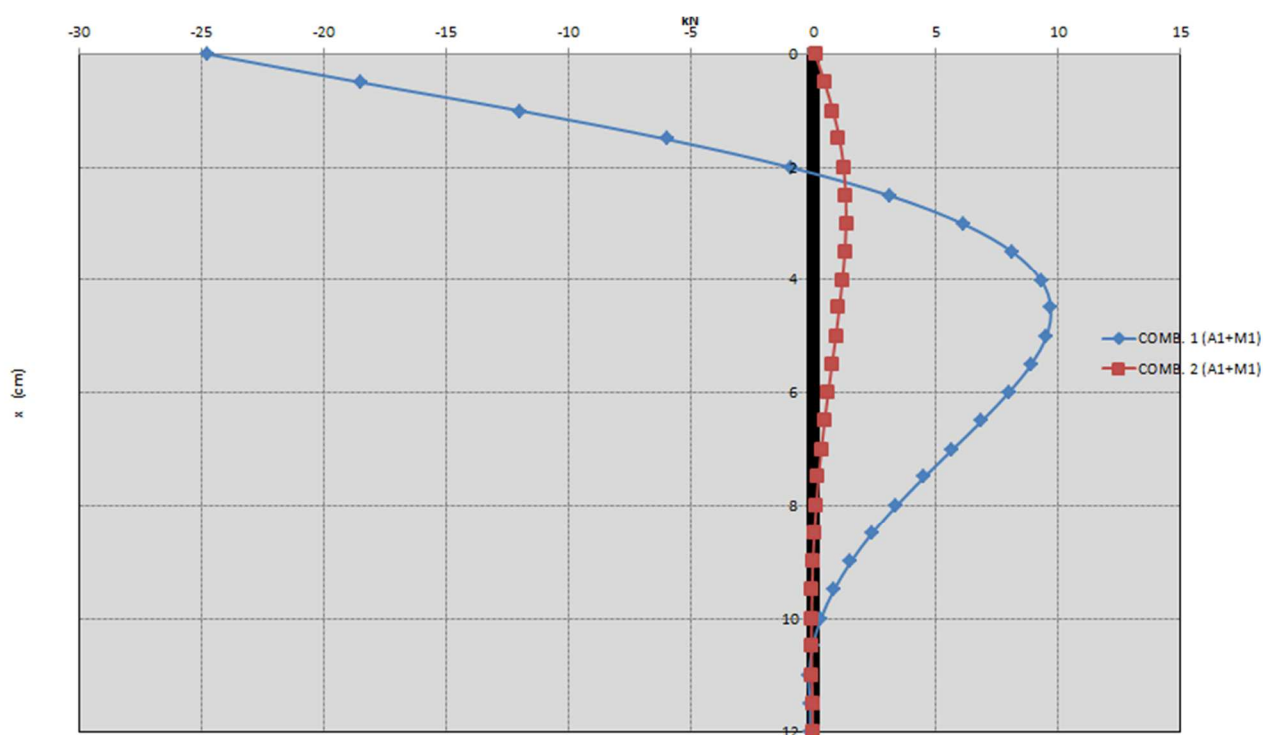
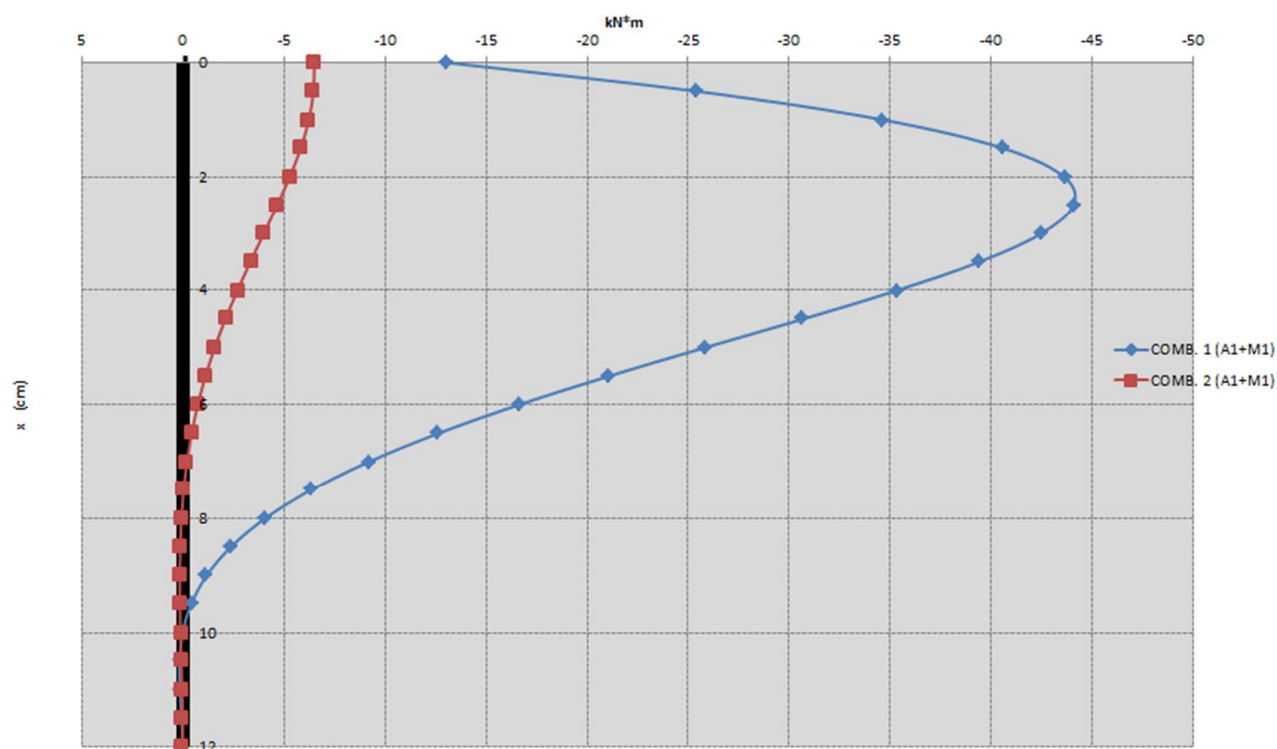
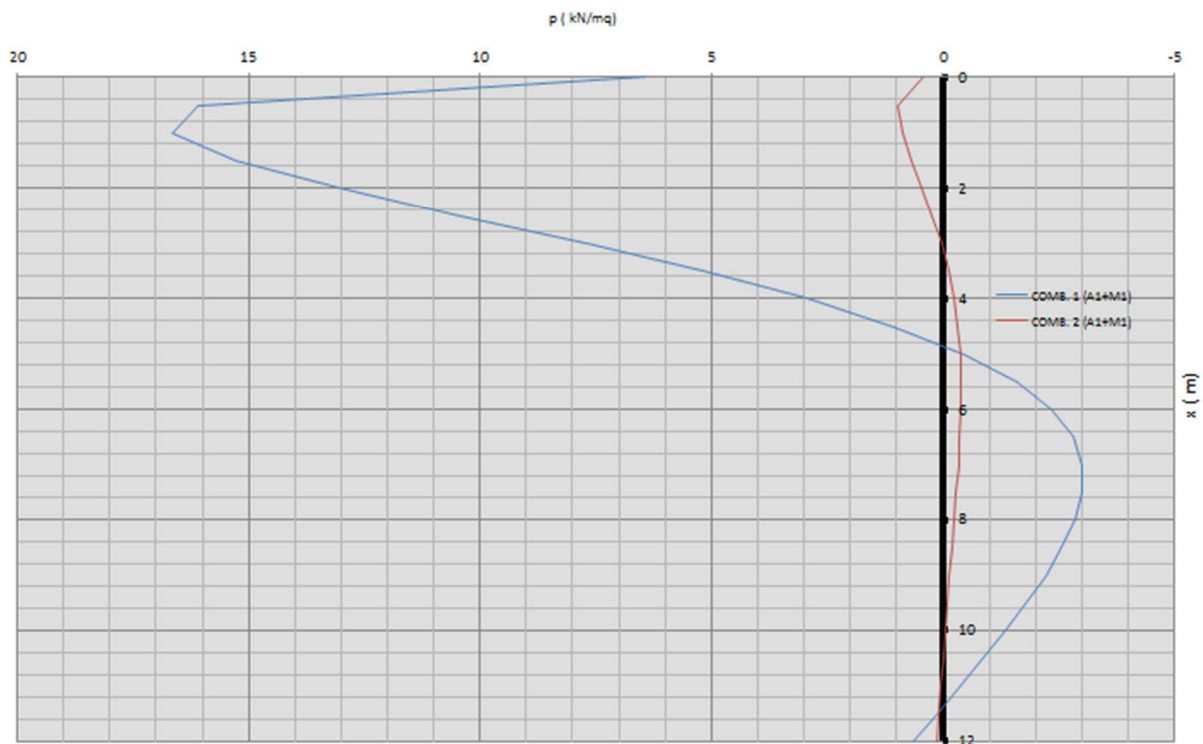


DIAGRAMMA DEL TAGLIO  $T_z(x)$  LUNGO IL PALO

DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE  $M_y(x)$  LUNGO IL PALO

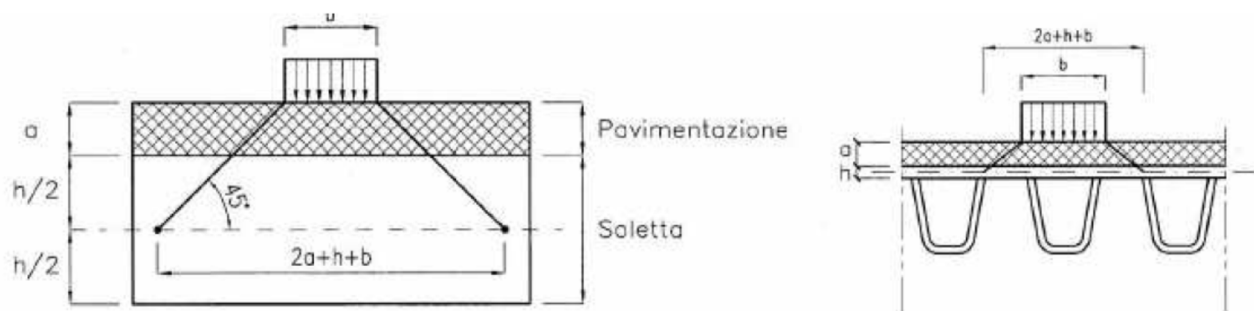


### DIAGRAMMA PRESSIONI DI CONTATTO PALO-TERRENO



### 8. MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE SECONDARIE DI IMPALCATO (SOLETTA)

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali vengono assunti uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta; la diffusione attraverso la pavimentazione stradale e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di  $45^\circ$ , sino al piano medio della struttura sottostante.



Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato si è proceduto alla definizione delle varie combinazioni di carico agli stati limite e a quelli di esercizio considerando i carichi distribuiti agenti così come definiti in precedenza (carichi fissi strutturali e non, variabili da traffico e neve). Per quanto concerne i carichi concentrati da traffico si è assunto il carico uniformemente distribuito equivalente, agente su una superficie definita dalla diffusione degli sforzi secondo un angolo di  $45^\circ$ .

Nel caso di specie, avendo scelto per la soletta uno **spessore di 25 cm**, si ottiene condizione 1:



$$S_{\text{impr eq}} = 2 (h_{\text{binder}} + h_{\text{tappetino}}) + h_{\text{soletta}} + b_{\text{impronta cond 1}} = 85 \text{ cm}$$

$$Q_{\text{ik}} = 300 \text{ kN su sup. } 40 \times 40 \text{ cm} \Rightarrow q_{\text{ik eq}} = 150 / (85 \times 85) = 210 \text{ kN/m}$$

mentre per la condizione 2:

$$S_{\text{impr eq x}} = 2 (h_{\text{binder}} + h_{\text{tappetino}}) + h_{\text{soletta}} + b_{\text{impronta cond 1}} = 105 \text{ cm}$$

$$S_{\text{impr eq y}} = 2 (h_{\text{binder}} + h_{\text{tappetino}}) + h_{\text{soletta}} + b_{\text{impronta cond 1}} = 80 \text{ cm}$$

$$Q_{\text{ik}} = 300 \text{ kN su sup. } 40 \times 40 \text{ cm} \Rightarrow q_{\text{ik eq}} = 150 / (105 \times 80) = 225 \text{ kN/m}$$

Ai fini della definizione delle sollecitazioni massime agenti sulla sezione della soletta si è definito un modello di calcolo che schematizza la stessa come una trave appoggiata/appoggiata e incastrata agli estremi, configurazioni che, a seconda della disposizione dei carichi mobili, rispettivamente massimizzano le azioni flettenti in campata e agli estremi e le azioni taglianti.

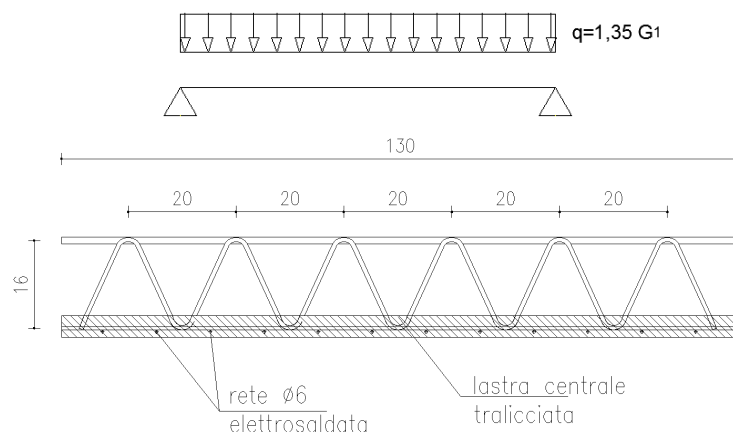
Il dimensionamento e la verifica delle sezioni di appoggio e di mezzzeria e quelle a taglio saranno effettuate considerando agenti su una sezione rettangolare  $100 \times 25 \text{ cm}$ .

Utilizzando un programma di calcolo per la valutazione del momento resistente ultimo nella sezione (sez.  $100 \times 25 \text{ cm}$ ) si è potuto valutare che la disposizione di n. 8 barre  $\phi 20$  sup e inf (copriferro 5 cm) soddisfa ampiamente la verifica a flessione. Nella direzione trasversale si dispone il 25% dell'armatura calcolata pari a  $A_{\text{st}} = 6,28 \text{ cm}^2$  corrispondente a  $\phi 14/20 \text{ cm}$ .

Per quanto concerne la verifica della sezione a taglio si è potuto valutare che la disposizione della predetta armatura soddisfa la verifica a taglio.

## 9. VERIFICA DELLA LASTRA TRALICCATA (PREDALLES)

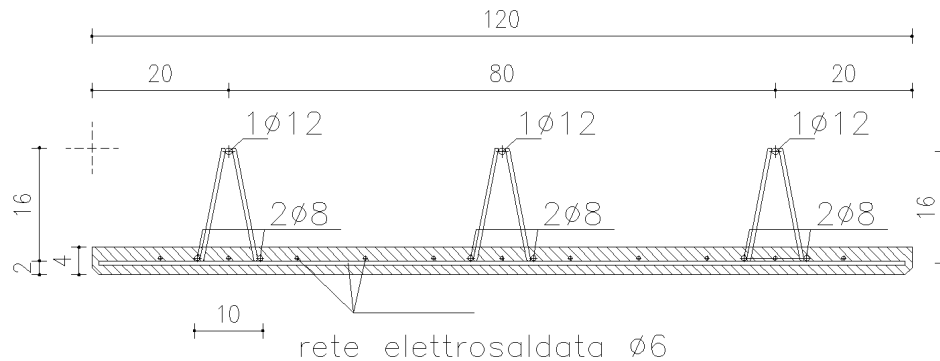
Ai fini della verifica delle lastre tralicciate predalles che garantiscono l'autoportanza in fase di getto della soletta si considera una striscia di 1,20 m della stessa semplicemente appoggiata e sollecitata dal solo peso proprio del calcestruzzo nella combinazione STRU 1,35 G1.



---

### Sezione di mezzeria

Lo schema statico di trave semplicemente appoggiata fornisce un momento sollecitante di compressione per le fibre superiori. Pertanto, il corrente superiore della lastra tralicciata dovrà soddisfare la verifica all'instabilità, mentre quello inferiore la verifica a trazione. Nel caso di specie, avendo scelto di utilizzare una predalles con le seguenti caratteristiche lo sforzo sollecitante soddisfa le verifiche.



### Sezione di incastro

Lo schema statico di trave incastrata fornisce un momento sollecitante di compressione per le fibre inferiori. Pertanto, il corrente superiore della lastra tralicciata dovrà soddisfare la verifica a trazione, mentre quello inferiore la verifica all'instabilità. Anche nel caso di specie, lo sforzo sollecitante soddisfa le verifiche.

## 10. VINCOLI

I dispositivi di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture (pile, spalle, fondazioni) possiedono le caratteristiche previste dallo schema statico e cinematico assunto in sede di progetto, sia con riferimento alle azioni, sia con riferimento alle distorsioni.

I vincoli devono assicurare un corretto comportamento statico e cinematico in ogni fase dell'evoluzione dello schema strutturale, adeguandosi, se del caso, ai cambiamenti di schema.

Le singole parti del dispositivo di vincolo ed i relativi ancoraggi sono state dimensionati in base alle forze vincolari trasmesse. I dispositivi di vincolo sono tali da consentire tutti gli spostamenti previsti con un margine di sicurezza maggiore rispetto a quello assunto per gli altri elementi strutturali. Le varie parti dei dispositivi saranno adeguatamente protette, al fine di garantirne il regolare funzionamento per il periodo di esercizio previsto.

Inoltre, tutti i vincoli del ponte saranno facilmente accessibili al fine di consentire il controllo, la manutenzione e l'eventuale sostituzione senza eccessiva difficoltà.

---

Ovviamente, essendo la zona a carattere sismico, i vincoli sono stati progettati in modo che, tenendo conto del comportamento dinamico dell'opera, risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche;
- ad evitare sconnessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo;
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.