

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78

S.G.C. GROSSETO - FANO

ADEGUAMENTO A 4 CORSIE

NEL TRATTO GROSSETO - SIENA (S.S. 223 "DI PAGANICO")

DAL KM 41+600 AL KM 53+400 - LOTTO 9

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI15**

PROGETTAZIONE: **ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

Il R.U.P.

Dott. Ing.
Raffaele Franco Carso

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA: MANDANTI:



Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. D. Carlaccini	Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Arch. N. Kamenicky	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. F. Macchioni
Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. A. Rea	Geom. C. Vischini
Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. V. De Gori	Dott. Ing. V. Piu'no
Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. E. Bartolucci	Geom. F. Dominici	Geom. C. Sugaroni
Dott. Geol. G. Cerquiglini		
Geom. S. Scopetta		
Dott. Ing. L. Sbrenna		
Dott. Ing. E. Sellari		
Dott. Ing. L. Dinelli		
Dott. Ing. L. Nani		
Dott. Ing. F. Pambianco		
Dott. Agr. F. Berti Nulli		



PROGETTO STRADALE SEGNALETICA E BARRIERE DI SICUREZZA Fondazioni e struttura - Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L O F I 1 5 **E** **1 9 0 1**

NOME FILE

P00-PS01-TRA-RE02

CODICE ELAB.

P 0 0 P S 0 1 T R A R E 0 2

REVISIONE

SCALA:

A

-

A	Emissione	28/02/2020	M. De Tursi	E. Bartolucci	N. Granieri
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO****INDICE**

1. INQUADRAMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
1.1 PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3. ANALISI DEI CARICHI	9
3.1 PESO PROPRIO E CARICHI PERMANENTI.....	9
3.2 SPINTA DEL TERRENO	9
3.3 CARICHI SUL RILEVATO.....	12
3.4 AZIONI SISMICHE.....	12
4. VERIFICHE	21
4.1 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	22
4.2 DETERMINAZIONE CARICO LIMITE VERTICALE	23
4.3 DETERMINAZIONE CARICO LIMITE ORIZZONTALE.....	25
4.4 DETERMINAZIONE MOMENTO FLETTENTE.....	25
4.5 VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLU	26
4.6 VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLE	26
4.7 COMBINAZIONI DI CARICO	29
5. PROGRAMMA DI CALCOLO	30
6. CALCOLO DEL PORTALE A BANDIERA CON DUE CARTELLI.....	31
6.1 MATERIALI.....	32
6.2 PESO PROPRIO	34
6.3 AZIONE DEL VENTO	37
6.4 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO DEL PORTALE.....	41

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

6.5 VERIFICA DEL MONTANTE DI ACCIAIO	49
6.5.1 VERIFICHE IN COMBINAZIONE 1.....	50
6.5.2 VERIFICHE IN COMBINAZIONE 3A.....	54
6.5.3 VERIFICHE IN COMBINAZIONE 3F.....	58
6.6 VERIFICA DELLA TRAVE DI ACCIAIO	63
6.7 CALCOLO DELLA FONDAZIONE	70
6.8 VERIFICA DEL PALO DI FONDAZIONE A QUOTA TESTA PALO	81
6.9 VERIFICA STRUTTURALE LUNGO IL FUSTO DEL PALO	83
6.9.1 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE	90
6.9.2 VERIFICA DEL PALO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI.....	94
6.10 VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	98
6.10.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE	98
6.10.2 VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE.....	102
7. CALCOLO DEL PORTALE A BANDIERA CON CARTELLO SINGOLO	105
7.1 MATERIALI.....	105
7.2 PESO PROPRIO	108
7.3 AZIONE DEL VENTO	111
7.4 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO DEL PORTALE.....	115
7.5 VERIFICA DEL MONTANTE DI ACCIAIO	123
VERIFICHE IN COMBINAZIONE 1.....	123
VERIFICHE IN COMBINAZIONE 3A.....	127
VERIFICHE IN COMBINAZIONE 3F	131
7.6 VERIFICA DELLA TRAVE DI ACCIAIO	135

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

7.7 CALCOLO DELLA FONDAZIONE	143
7.8 VERIFICA DEL PALO DI FONDAZIONE A QUOTA TESTA PALO	154
7.9 VERIFICA STRUTTURALE LUNGO IL FUSTO DEL PALO	156
7.9.1 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE	163
7.9.2 VERIFICA DEL PALO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI	168
7.10 VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	172
7.10.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE	172
7.10.2 VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE	176
8. CALCOLO DEL PORTALE A DOPPIO SBRACCIO	179
9. CALCOLO DEL MONOPALO DI SEGNALETICA	180
9.1 MATERIALI	180
9.2 PESO PROPRIO	183
9.3 AZIONE DEL VENTO	184
9.4 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO DEL PORTALE	186
9.5 VERIFICA DEL MONTANTE DI ACCIAIO	195
VERIFICHE IN COMBINAZIONE 1	195
VERIFICHE IN COMBINAZIONE 3A	198
VERIFICHE IN COMBINAZIONE 3F	202
9.6 CALCOLO DELLA FONDAZIONE	205
9.7 VERIFICA DEL PALO DI FONDAZIONE A QUOTA TESTA PALO	216
9.8 VERIFICA STRUTTURALE LUNGO IL FUSTO DEL PALO	218
9.8.1 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE	225
9.8.2 VERIFICA DEL PALO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI	229

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

9.9 VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	232
9.9.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE.....	232
9.9.2 VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE.....	236

1. INQUADRAMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La presente Relazione espone i calcoli dei portali di segnaletica posti all'interno del progetto esecutivo dell'ampliamento da 2 a 4 corsie dell'Itinerario internazionale E78 S.G.C. Grosseto – Fano, Lotto 9.

Nel sito interessato dall'intervento si riscontra la presenza delle seguenti unità geotecniche:

Unità geotecniche		Unità geologiche		g	c'	φ'	z	c_u	E'	OCR
				[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[m da p.c.]	[kPa]	[MPa]	[-]
A	Sabbia e ghiaia	at, at2, at3	alluvioni fluviali terrazzate recenti e antiche	19.5	10÷20	25÷27	0÷2	-	5÷20	-
							>2		25÷50	
B	Argilliti	Pb	Argille a Palombini	20	10÷25	28÷30	0÷20	150÷250	50÷120	3÷5
							>20	100÷200	100÷220	1.5÷3
C	Calcare/Ghiaia	CV	Calcare Cavernoso	21	10÷15	34÷35	0÷10	-	40÷80	-
							>10		60÷120	
D	Breccia/Ghiaia	CM	Brecce di Grotti	19	0	35÷37	0÷20	-	50÷100	-
							>20		100÷200	
E	Argille/Limi	dl, Pa, Ps	Depositi lacustri, argille e sabbie plioceniche	19.5	10÷30	23÷25	0÷20	100÷200	40÷80	3÷5
							>20		80÷120	1.5÷3

- Unità geotecnica A:** depositi alluvionali, all'interno dei quali sono comprese le formazioni geologiche delle alluvioni fluviali terrazzate recenti e antiche; tutto il tracciato stradale in progetto è interessato da depositi prevalentemente a grana grossa (che nei grafici seguenti sono indicati con **A1**), a meno di un tratto che ricade all'interno della zona delle risaie (approssimativamente dalla pk 45+940 alla pk 48+000), in cui risulta presente una componente a grana fine (nei grafici denominata **A2**); come mostrato nel seguito, si può ritenere che A1 e A2 abbiano globalmente lo stesso comportamento, pertanto vengono trattati come un'unica unità geotecnica.
- Unità geotecnica B:** argilliti appartenenti alla formazione geologica delle Argille con calcari Palombini, con comportamento a grana fine; poiché all'interno di tale unità si riscontra la presenza di materiale cataclasato al contatto con la sottostante formazione del calcare cavernoso, nei grafici seguenti si denota con **B2** la fascia cataclasata per distinguerla dalle argilliti non alterate (**B1**); come evidenziato dai grafici rappresentati nel seguito, il comportamento risulta essere il medesimo, si prendono dunque in considerazione come un'unica unità geotecnica.
- Unità geotecnica C:** formazione del calcare cavernoso, all'interno della quale si identificano alcuni metri di fascia cataclasata (indicata nei grafici con **C2**, per differenziarli dalla parte non alterata di tale materiale denominata **C1**) al contatto con la formazione delle Argille a palombini sovrastante. Tale distinzione vale solo per poter

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

effettuare un confronto dei parametri geotecnici sui grafici che seguono, dal quale si evince che il comportamento di C1 e C2 è identico.

- **Unità geotecnica D:** conglomerati costituiti da brecce e materiale sabbioso-limoso, appartenenti alla formazione geologica di Cerreto a Merse o Brecce di Grotti.
- **Unità geotecnica E:** argille e limi argillosi, all’interno dei quali ricadono i materiali appartenenti alle formazioni dei depositi fluvio-lacustri e delle Argille e Sabbie Plioceniche.
- **Unità geotecnica R:** terreni di riporto di origine antropica (rilevati stradali, di piazzali e aree di servizio).

A favore di sicurezza le verifiche geotecniche delle strutture di fondazione dei portali sono state condotte con riferimento all’unità geotecnica E, la quale presenta le caratteristiche meccaniche più scadenti.

La falda è stata assunta a 2 m da p.c.

1.1 PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Per la stima dei parametri di progetto da applicare nelle verifiche geotecniche, il Cap. 6.2 delle NTC18 riferito alla Progettazione Geotecnica definisce nella Tabella 6.2.II i seguenti coefficienti parziali alla luce dell’approccio di progetto adottato:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	$\gamma\gamma$	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 1: Parametri geotecnici di progetto (pesi di volume e resistenza)

Unità geotecnica	Peso di volume γ [kN/m ³]	Peso di volume immerso γ' [kN/m ³]	Angolo di resistenza al taglio [°]				Coesione efficace (kN/m ²)			
			M1		M2		M1		M2	
			φ'_k	φ'_d	φ'_k	φ'_d	c'_k	c'_d	c'_k	c'_d
E	19.5	9.5	23 ÷ 25	23 ÷ 25	23 ÷ 25	18.4 ÷ 20	10 ÷ 30	10 ÷ 30	10 ÷ 30	8 ÷ 24

Tabella 2: Parametri geotecnici di progetto (deformabilità)

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

Unità geotecnica	Modulo di Young E' A1 + M1 (N/mm ²)		Modulo di Young E' A2 + M2 (N/mm ²)	
	Min.	Max	Min.	Max
E	40	80	40	80

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 - “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 del 17 gennaio 2018.

3. ANALISI DEI CARICHI

3.1 PESO PROPRIO E CARICHI PERMANENTI

Il peso proprio della struttura viene calcolato dal foglio di calcolo in Excel.

3.2 SPINTA DEL TERRENO

Spinta del terreno

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente) :

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come :

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale :

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Spinta in presenza di sisma

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \mu k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

H è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

E_{wd} è la spinta idrodinamica (definita di seguito);

γ è il peso specifico del terreno (definito di seguito);

K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Per stati attivi

$$\beta \leq \phi - \vartheta \quad K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi'_d - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \vartheta - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_d + \delta_d) \cdot \text{sen}(\phi'_d - \beta - \vartheta)}{\text{sen}(\psi - \vartheta - \delta_d) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \vartheta \quad K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi'_d - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\phi'_d + \vartheta - \delta_d)}$$

Nelle precedenti equazioni vengono usati i seguenti simboli:

ϕ è l'angolo di resistenza a taglio del terreno;

ψ, β sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno

δ è l'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;

ϑ è l'angolo definito nel seguito

Livello di falda al di sotto della struttura

Valgono le seguenti definizioni e relazioni:

$\gamma^* = \gamma$ peso specifico del terreno

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 \mu k_v} \quad E_{wd} = 0$$

Presenza di falda e terreno a bassa permeabilità al di sotto del livello di falda: $< 5 \cdot 10^{-4}$ m/s

$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \mu k_v} \quad E_{wd} = 0$$

Presenza di falda e terreno ad elevata permeabilità anche sotto carichi sismici, condizione drenata

$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \mu k_v} \quad E_{wd} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

H' è l'altezza del livello di falda misurato dalla base del muro

Oltre alla spinta sismica del terreno è necessario tenere in conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \text{ e } F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso degli elementi e dei sovraccarichi permanenti portati e deve essere applicata nel baricentro dei pesi. I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

$$a_{\max} = S \cdot a_g \quad \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito}$$

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T)

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Nel caso in oggetto, poiché la fondazione è su palo, si assume

$$\beta_m = 1$$

3.3 CARICHI SUL RILEVATO

La spinta delle terre dovuta all'azione dei sovraccarichi accidentali posti sul rilevato a tergo dei piedritti viene valutata con riferimento ad un sovraccarico di 20 kN/m^2 . In fase sismica si considera un valore ridotto di 10 kN/m^2 . La combinazione di calcolo sismica prevede che i carichi variabili vengano moltiplicati per un coefficiente ψ_2 che risulta pari a zero, come riportato nella Tabella 5.1.VI; tuttavia a favore di sicurezza si mantiene la presenza del sovraccarico in fase sismica.

3.4 AZIONI SISMICHE

Nel presente paragrafo si riportano la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del DM 17.1.2018.

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel DM 17.1.2018, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale è la seguente:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica;

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

a_g : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui :

C_C : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione verticale è la seguente:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

nelle quali:

$S = S_S \times S_T$: con S_S pari sempre a 1 per lo spettro verticale;

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = 0.05 \quad T_B = 0.15 \quad T_D = 1.0$$

F_V : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima mediante la relazione:

$$F_V = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0.5}$$

Di seguito si riporta il calcolo dei parametri per la valutazione degli spettri in accelerazione orizzontale e verticale, effettuata mediante l'utilizzo del software “Spettri NTC ver. 1.0.3” reperibile presso il sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_N), è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

	TIPI DI COSTRUZIONE	VitaNominale (VN)
1	Opere provvisorie- Opere provvisionali- Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale $V_N = 100$ anni.

Classi D'uso

Il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 prevede quattro categorie di classi d'uso riportate nel seguito:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
--

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe III o in Classe IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade”, e di tipo quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti o reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l’opera in oggetto si considera una **Classe d’uso IV**.

Periodo di Riferimento dell’Azione Sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d’uso C_U è definito, al variare della classe d’uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1	1.5	2

Pertanto per l’ opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a $100 \times 2 =$ **200 anni**.

Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l’azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella successiva.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T_c^*)

Ai fini del NTC 2018 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima sul sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri prima elencati dipendono dalle coordinate geografiche, espresse in termini di latitudine e longitudine, del sito interessato dall’opera, dal periodo di riferimento (V_R), e quindi dalla vita nominale (V_N) e dalla classe d’uso (C_u) e dallo stato limite considerato. Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite.

I parametri adottati per il sito in esame (Long: 11.17748; Lat: 43.139470) risultano:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.085	2.481	0.260
SLD	201	0.104	2.479	0.264
SLV	1898	0.210	2.560	0.287
SLC	2475	0.226	2.575	0.289

Tabella 3: Valutazione dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite

I parametri ai quali si è fatto riferimento nella definizione dell’azione sismica di progetto, indicati nella tabella precedente, corrispondono, cautelativamente, a quei parametri che danno luogo al sisma di massima entità, fra tutti quelli individuati lungo le progressive dell’opera in progetto.

Sono stati presi in esame, secondo quanto previsto dal DM 17.1.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, cap. 7.1, i seguenti Stati Limite sismici:

- SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Stato Limite Ultimo)
- SLD: Stato Limite di Danno (Stato Limite di Esercizio)
- SLC: Stato Limite di Collasso (Stato Limite Ultimo)

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

- SLO: Stato Limite di Operatività (Stato Limite di Esercizio)

Le azioni sismiche relative allo stato limite di operatività (SLO) e allo stato limite di danno (SLD) non sono state considerate perché poco significative in relazione alle combinazioni di natura statica. Per quanto riguarda lo stato limite di collasso (SLC), questo è stato considerato per le combinazioni sismiche di verifica dei ritegni sismici; si faccia pertanto riferimento alle considerazioni presentate nelle rispettive relazioni di calcolo di impalcato.

Si riportano al termine dell’analisi, i parametri ed i punti dello spettro di risposta elastici e di progetto per il restante stato limite (SLV).

Classificazione dei terreni

Per la definizione dell’azione sismica di progetto, la valutazione dell’influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell’area di intervento. In mancanza di tali studi la normativa prevede la classificazione, riportata nella tabella seguente, basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_{s30} , ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica (per terreni prevalentemente granulari), ovvero sulla coesione non drenata media c_u (per terreni prevalentemente coesivi).

Categoria di suolo di fondazione	Descrizione
Cat. A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
Cat. B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ inferiori

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

	a 180 m/s (ovvero $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)

Si considera una **categoria C** di suolo di fondazione.

Amplificazione stratigrafica

I due coefficienti prima definiti, S_s e C_c , dipendono dalla categoria del sottosuolo come mostrato nel prospetto seguente.

Per i terreni di categoria A, entrambi i coefficienti sono pari a 1, mentre per le altre categorie i due coefficienti sono pari a:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Nel caso in esame (categoria di sottosuolo C) allo SLV risulta:

$$S_s = 1.377$$

$$C_c = 1.585$$

Amplificazione topografica

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Nel caso in esame $S_T = 1$

Spettri di progetto

Di seguito si forniscono gli spettri di risposta elastici per lo SLV, con le tabelle dei rispettivi parametri.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV

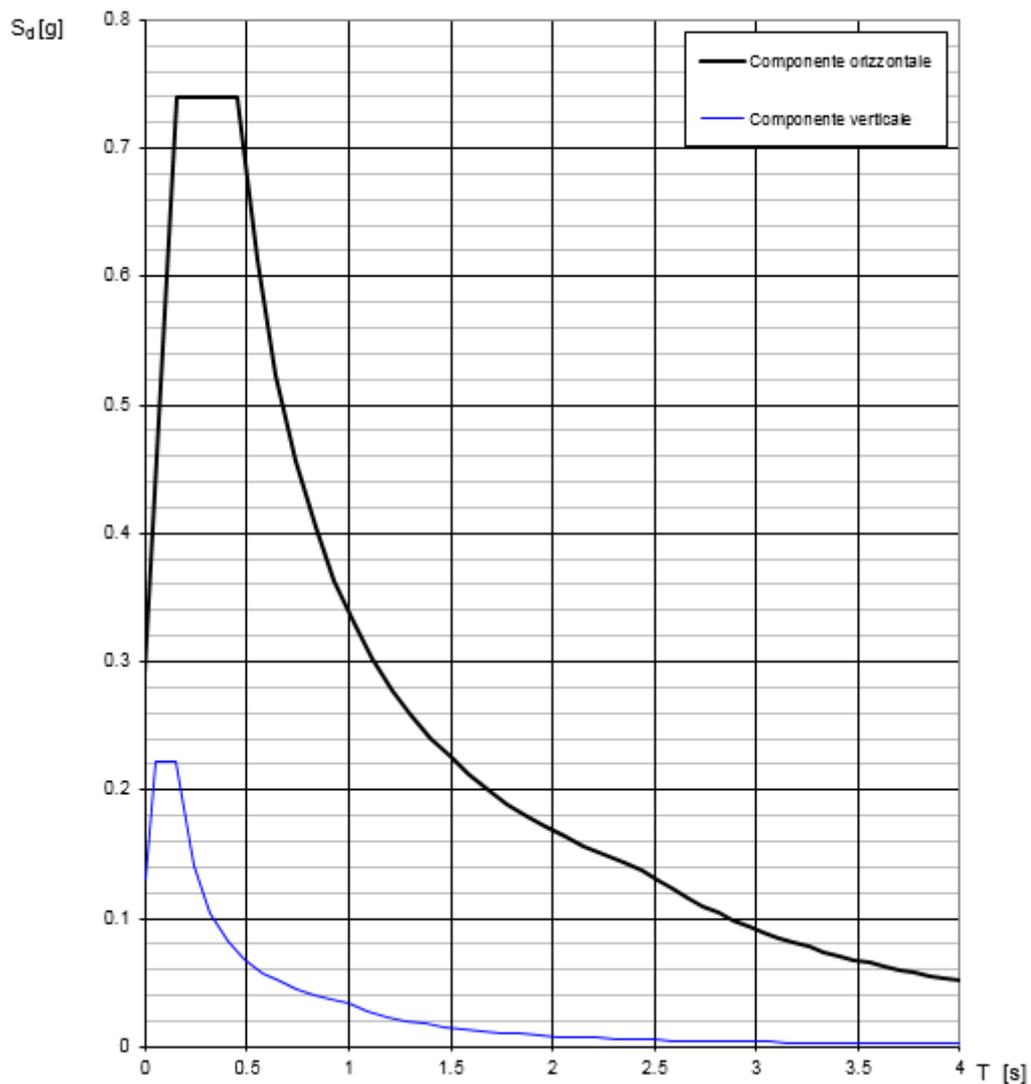


Figura 1: Spettri di risposta _SLV (Componente orizzontale e verticale)

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.210 g
F_o	2.560
T_c	0.287 s
S_s	1.377
C_c	1.585
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.377
η	1.000
T_B	0.152 s
T_C	0.455 s
T_D	2.440 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η/q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.289
T_B	0.152	0.741
T_C	0.455	0.741
	0.550	0.613
	0.644	0.523
	0.739	0.456
	0.833	0.404
	0.928	0.363
	1.022	0.330
	1.117	0.302
	1.211	0.278
	1.306	0.258
	1.400	0.241
	1.495	0.225
	1.589	0.212
	1.684	0.200
	1.778	0.189
	1.873	0.180
	1.968	0.171
	2.062	0.163
	2.157	0.156
	2.251	0.150
	2.346	0.144
T_D	2.440	0.138
	2.514	0.130
	2.589	0.123
	2.663	0.116
	2.737	0.110
	2.812	0.104
	2.886	0.099
	2.960	0.094
	3.034	0.089
	3.109	0.085
	3.183	0.081
	3.257	0.078
	3.332	0.074
	3.406	0.071
	3.480	0.068
	3.554	0.065
	3.629	0.062
	3.703	0.060
	3.777	0.058
	3.851	0.055
	3.926	0.053
	4.000	0.051

4. VERIFICHE

Per l'opera di fondazione devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite, per gli aspetti geotecnici e strutturali:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali
- Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione
- Stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza dei pali
- Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali

Per ogni SLU deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione ed R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

$$E_d = E \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . La verifica della precedente condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 ed M2) e per le resistenze (R1, R2 ed R3)

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.1.V, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Le verifiche degli Stati Limite Ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto.

Azioni

I coefficienti parziali relativi alle azioni sono indicati nella tabella 6.2.I del NTC18.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_{FE})	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella tabella 6.2.II del NTC18

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

4.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Il valore di progetto della resistenza a carichi assiali e trasversali R_d si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati rispettivamente nelle tabelle 6.4.II. e 6.4.VI delle NTC18.

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

resistenza	simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
base	γ_b	1.15	1.35	1.3
laterale in compressione	γ	1.15	1.15	1.15
totale	γ_t	1.15	1.30	1.25
laterale in trazione	γ_{st}	1.25	1.25	1.25

Tabella 4 – Tab. 6.4. NTC18 – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali.

Coefficiente parziale (R3)

$$\gamma_T = 1.3$$

Tabella 5 – Tab. 6.4.VI NTC18 – Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

Il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alla resistenza calcolata $R_{cal} = Q_{lim}$ i fattori di correlazione ξ riportati nella Tabella 6.4.IV delle NTC18, in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_k = \min[(R_{cal})_{media}/\xi_3; (R_{cal})_{min}/\xi_4]$$

numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 6 – Tab. 6.4.IV NTC18 - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Nel caso in esame si è assunto, a favore di sicurezza, $\xi_3 = \xi_4 = 1.7$.

4.2 DETERMINAZIONE CARICO LIMITE VERTICALE

La capacità portante Q_{lim} è data dalla somma in due contributi, la resistenza alla punta Q_b e la resistenza laterale Q_s .

$$Q_{lim} = Q_b + Q_s$$

La resistenza alla punta è ricavata attraverso l'espressione:

$$Q_b = q \cdot \pi \cdot D^2 / 4$$

dove:

q = resistenza unitaria alla punta;

D = diametro del palo.

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

In generale per un mezzo dotato di coesione e attrito si pone:

$$q = N_q \cdot \sigma_{vL} + N_c \cdot c$$

in cui:

σ_{vL} = tensione verticale litostatica alla base del palo;

N_q e N_c = fattori adimensionali funzione dell'angolo d'attrito Φ' e del rapporto L/D (L lunghezza palo).

Nel calcolo in condizione drenate la tensione verticale litostatica deve essere espressa in termini di tensioni efficaci. Per la valutazione di N_q si fa riferimento alla teoria di Berezantzev et al. (1961) mentre N_c si ricava dalla relazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \Phi'$$

Pertanto in condizioni drenate si ha:

$$q = N_q \cdot \sigma'_{vL} + N_c \cdot c'$$

Nel calcolo in condizioni non drenate invece la tensione verticale litostatica deve essere valutata in termini di tensioni totali; per i parametri di resistenza del terreno si assume $c=c_u$ e $\Phi=0$ mentre i coefficienti N_c e N_q sono pari rispettivamente a 9 e 1. Si ha quindi:

$$q = \sigma_{vL} + 9 \cdot c_u$$

La resistenza limite laterale Q_s è ricavata attraverso l'espressione:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int s \, dz$$

in cui s rappresenta la resistenza tangenziale all'interfaccia palo – terreno.

In condizioni drenate s si assume composta da un termine legato all'adesione ($a \cdot c'$) ed uno legato all'attrito palo – terreno.

$$s = a \cdot c' + k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vz}$$

dove:

σ'_{vz} = tensione verticale efficace litostatica alla profondità z ;

a , k e μ = coefficienti adimensionali. Il coefficiente a si assume in genere pari a 0. Il coefficiente k è un coefficiente empirico che esprime il rapporto tra la tensione verticale litostatica e la tensione orizzontale al contatto palo – terreno ed è essenzialmente legato alle modalità esecutive e alle proprietà del terreno. Il coefficiente μ dipende dalla scabrezza all'interfaccia palo – terreno. Nel caso in esame, come usuale per pali trivellati, si è assunto $k = 1 - \text{sen} \Phi'$ e $\mu = \text{tg} \Phi'$.

In condizioni non drenate invece si considera l'adesione come un'aliquota della resistenza a taglio non drenata:

$$s = \alpha \cdot c_u$$

per il coefficiente α si è fatto riferimento alle indicazioni contenute in Viggiani (1999):

$$c_u \leq 25 \quad \alpha = 0.7$$

$$25 < c_u < 70 \quad \alpha = 0.7 - 0.008 \cdot (c_u - 25)$$

$$c_u \geq 70 \quad \alpha = 0.35$$

4.3 DETERMINAZIONE CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Per la valutazione del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms nel caso di pali vincolati in testa.

I meccanismi di rottura del complesso palo – terreno dipendono dalla lunghezza del palo L , dal momento di plasticizzazione della sezione M_y e dalla resistenza esercitata dal terreno.

Si parla di rottura per palo “corto” quando non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione del palo e lo spostamento del palo è sostanzialmente una rotazione rigida, rottura per palo “intermedio” quando il momento di plasticizzazione viene raggiunto nella sezione di attacco palo – fondazione e rottura per palo “lungo” quando il momento di plasticizzazione è raggiunto anche in un’altra sezione lungo il fusto del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno bisogna distinguere se si è in condizioni drenate ($c' = 0$ e $\Phi' \neq 0$) o non drenate ($c = c_u$ e $\Phi = 0$).

Imponendo quindi i possibili cinematismi di rottura e risolvendo le equazioni di equilibrio si determina il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura.

4.4 DETERMINAZIONE MOMENTO FLETTENTE

Per la determinazione del momento flettente lungo il fusto si considera il palo come una trave su un letto di molle elastiche. Il modulo di reazione del terreno, nel caso di materiali coesivi, può essere valutato con la relazione:

$$k_h = k_h^* b / (1.5D)$$

dove:

b = dimensione della piastra utilizzata nella prova (dimensione standard $b = 0.3$ m). Per il valore da assegnare a k_h^* , nel caso di terreni coesivi sovraconsolidati, come quelli appartenenti all’unità A_2 , si sono seguite le indicazioni contenute in Viggiani (1999):

consistenza	compatta	Molto compatta	dura
	$c_u = 50 \div 100$ kPa	$c_u = 100 \div 200$ kPa	$c_u = 200$ kPa
Campo	18 ÷ 35	35 ÷ 70	70
Valore consigliato	25	50	100

Nel caso in esame sono stati quindi considerati, sulla base dei valori di k_h^* disponibili in letteratura riportati nella Tabella precedente, i seguenti valori di k_h :

Unità geotecnica	D (m)	k_h (kN/m ³)
------------------	-------	----------------------------

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

A ₂	1.2	3000
	1.0	3600

Tabella 7 – Modulo di reazione k_h.

4.5 VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLU

Le verifiche strutturali agli stati limite ultimi vengono condotte per l’Approccio 2 (A1+M1+R3). Si verifica dunque il raggiungimento della resistenza in tutti gli elementi strutturali

4.6 VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLE

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0 ;

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{cm}}{1.2}$$

c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

CONDIZIONI AMBIENTALI	DESCRIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni ordinarie.

Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai ordinari e gli acciai da precompresso (con stato tensionale imposto). Appartengono al secondo gruppo gli acciai zincati ed inossidabili.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formaz. fessure	--	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Verifiche allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni che provocano tensioni normali

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tabella riportata in precedenza.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure (w_m) è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

Verifiche delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio σ_c deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica rara}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica quasi permanente}$$

Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

dove f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

4.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Si analizzano le combinazioni di carico agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio, oltre che le combinazioni proprie dell'analisi sismica.

SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE QUASI PERMANENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

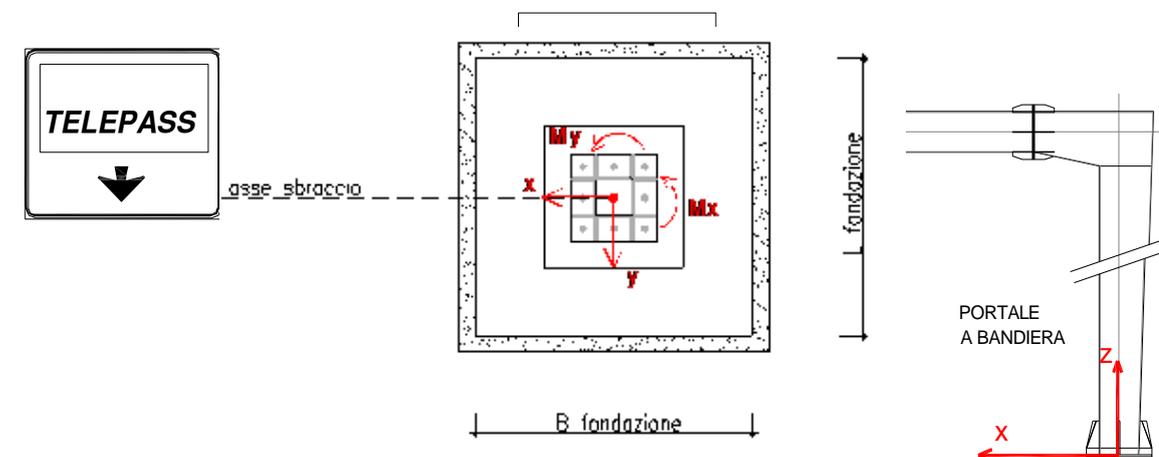
SISMICA: $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

5.PROGRAMMA DI CALCOLO

Per l'esecuzione dei calcoli si utilizza un foglio di calcolo in Excel di facile ripercorribilità.

6.CALCOLO DEL PORTALE A BANDIERA CON DUE CARTELLI

Viene eseguito il calcolo di un portale a bandiera che sostiene due cartelli stradali di dimensione 3.50mx2.00m. Il portale è costituito da un elemento verticale posto al margine stradale che sostiene uno sbraccio posto al di sopra della carreggiata stradale sul quale sono vincolati i cartelli di indicazione. La struttura principale è realizzata in acciaio, con profili laminati a sezione cava più elementi secondari di varia sezione, cava e aperta. Le giunzioni tra gli elementi sono realizzate con bullonature e saldature. Di seguito si dettagliano i calcoli e le verifiche eseguite. Si riportano le indicazioni del sistema di riferimento adottato sulla vista frontale di una generica configurazione di portale e rispetto al plinto di fondazione.



6.1 MATERIALI

Calcestruzzo per pali C28/35

Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	= 35.0	N/mm ²
Rapporto A/C		< 0.60	
Cemento per mc di impasto		= 300	Kg
Classe di esposizione		XC2	
Copriferro		75	mm

Calcestruzzo per fondazione C28/35

Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	= 35.0	N/mm ²
Rapporto A/C		< 0.60	
Cemento per mc di impasto		= 300	Kg
Classe di esposizione		XC2	
Copriferro		40	mm

Calcestruzzo per sottofondazioni C12/15

Acciaio per armatura B450C

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥ 450	N/mm ²
Tensione caratteristica di calcolo	f_{yd}	≥ 391.3	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	= 210000	N/mm ²

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Acciaio per carpenteria metallica

modulo elastico	$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$
modulo di elasticità trasversale	$G = 80.769 \text{ N/mm}^2$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 0,000012 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
densità	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

profilo laminato a caldo tipologia
qualità dell' acciaio
normativa di riferimento
spessore nominale dell'elemento
resistenza caratteristica a snervamento
resistenza caratteristica di rottura

a sezione cava	
S 355 H	
UNI EN 10210-1 e 2	
t <= 40 mm	
$f_{yk} =$	355 N/mm ²
$f_{tk} =$	510 N/mm ²

Bulloneria - Rif. NTU 11.3.4.6 e CNR 10011

Per le caratteristiche dimensionanti si fa riferimento a

UNI EN ISO 4016:2002

UNI 5592:1968

per la classificazione si fa riferimento a

UNI EN ISO 898-1:2001

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	240	300	480	649	900
$f_{tb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	400	500	600	800	1000

caratteristiche della vite
caratteristiche del dado
resistenza a snervamento
resistenza a rottura per trazione
tensione di trazione ammissibile
tensione tangenziale ammissibile

classe vite =	8,8	
classe dado =	8	
$f_{yb} =$	649	N/mm ²
$f_{tb} =$	800	N/mm ²
$\sigma_{b,amm} =$	373	N/mm ²
$\tau_{b,amm} =$	264	N/mm ²

Piastra di base e nervature - Rif. NTU 11.3.4.1; 11.3.4.5

qualità dell' acciaio per la piastra
spessore della piastra (30mm+20mm di contropiastra)

	S 275	
s =	50,00	mm
f _{yk} =	275	N/mm ²
f _{tk} =	430	N/mm ²

qualità dell'acciaio per le nervature
spessore delle nervature

	S 275	
s =	20,00	mm
f _{yk} =	275	N/mm ²
f _{tk} =	430	N/mm ²

6.2 PESO PROPRIO

Il calcolo del peso proprio è stato condotto computando il peso di tutti gli elementi che compongono la struttura, si faccia pertanto riferimento agli elaborati grafici di progetto. La struttura viene suddivisa nelle seguenti parti:

- Pannello: cartello stradale delle dimensioni indicate con l'aggiunta degli elementi di rinforzo in acciaio posti a tergo dello stesso e di tutti gli elementi di carpenteria metallica necessari per realizzare i vincoli e gli attacchi tra gli elementi componenti e la struttura portante.
- Piedritto: elemento verticale portante
- Nodo portale: elemento orizzontale di collegamento tra il piedritto e la trave di sbraccio
- Trave del portale: elemento orizzontale sul quale vengono apposti i cartelli
- Giunzioni: struttura di collegamento tra due elementi, composto da piastre, nervature di irrigidimento, bulloni e saldature

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

1) Pannello stradale

	Tipologia sezione	Area [m ²]	Lunghezza [m]	peso unitario	numero [-]	peso tot W [kN]
Pannello	3.50m x 2.00m	7,00	-	0.12 kN/m ²	1	0,840
Irrigidimenti:						
tubolare	Ø90 mm /sp. 7 mm	0,00183	1,80	78,50 kN/m ³	5	1,290
pressiopiegato per il fissaggio tra tubolare e trave	sp. 8mm	0,020	0,080	78,50 kN/m ³	5	0,629
Manicotto tubolare Ø101,6	Ø101,6mm /sp. 5 mm	1,52E-03	0,70	78,50 kN/m ³	5	0,417
Bulloni	M16	2,01E-04	0,06	78,50 kN/m ³	15	0,023
Traverse in alluminio per collegamento del tubolare al pannello	omega	0,001	3,40	27,50 kN/m ³	2	0,101
Irrigidimento a "C" della traversa sp. 4mm	50 mm x 25 mm sp. 4mm	0,00054	3,40	78,50 kN/m ³	2	0,290
Morsetto di fissaggio sez. a "C" sp. 5mm	16,50 mm x 0,005 mm	0,0001	0,05	78,50 kN/m ³	6	0,002
Perno di fissaggio Ø8	Ø8	5,00E-05	0,12	78,50 kN/m ³	6	0,006
Bulloni	M12	1,13E-04	0,05	78,50 kN/m ³	6	0,005
saldature e/o arrotondamenti					8%	0,288
PESO TOTALE singolo pannello						3,891

2) Piedritto portale

	Tipologia sezione	peso unitario	numero [-]	peso tot W [kN]
Scatolare L = 6,10 m acciaio				
sez. base	600 x 1000 mm sp.12 mm	78,50 kN/m ³	1	19,07
sez. colmo	800 x 800 mm sp. 12mm			
Piastra di base	1000mm x1400mm x 30mm	78,50 kN/m ³	1	3,297
Contropiastra di base	1000mm x1400mm x 20mm	78,50 kN/m ³	1	2,198
Nervature alla base	sp. 20 mm	78,50 kN/m ³	10	0,942
saldature e/o arrotondamenti			8%	2,040
PESO TOTALE				27,543

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

3) Nodo portale

	Tipologia sezione	peso unitario	numero [-]	peso tot W [kN]
Nodo tra piedritto e trave sp. 12mm	VAR. (vedi elaborati grafici)	78,50 kN/m ³	1	5,87808
saldature e/o arrotondamenti			8%	0,470
PESO TOTALE				6,348

4) Trave portale

	Tipologia sezione	peso unitario	numero [-]	peso tot W [kN]
scotolare L = 10,32 m	600 x 800 mm sp. 10mm	78,50 kN/m ³	1	22,683
saldature e/o arrotondamenti			8%	1,815
PESO TOTALE				24,498

5) Giunzione sulla Trave

	Tipologia sezione	peso unitario	numero [-]	peso tot W [kN]
Piastre	1000 x 800 mm sp. 20mm	78,50 kN/m ³	2	2,512
Costole	sp. 10mm	78,50 kN/m ³	28	0,577
Bulloni	M24	78,50 kN/m ³	28	0,208
saldature e/o arrotondamenti			8%	0,264
PESO TOTALE singola giunzione				3,561

In sintesi le sollecitazioni complessive legate al peso proprio della struttura risultano:

Elemento [-]	Peso [kN]	Xg [m]	Zg [m]	My [kNm]
Pannello n° 1	3,891	9,93	6,83	38,64
Pannello n° 2	3,891	6,18	6,83	24,04
Piedritto	27,543	-0,05	3,22	-1,46
Nodo	6,348	0,31	6,70	1,97
Trave	24,498	6,45	6,83	158,01
Giunzione n°1	3,561	1,30	6,83	4,63
TOTALE	69,732			225,83

6.3 AZIONE DEL VENTO

Per il calcolo dell'azione del vento si fa riferimento a quanto indicato nelle NTC2018. Per gli aspetti specifici per i quali la normativa italiana è carente, si fa riferimento all'Eurocodice EC1. A tal proposito si fa appunto riferimento a quanto indicato nelle NTC2018 al paragrafo 3.3.4 e al Capitolo 1: “Per quanto non espressamente specificato nel presente documento, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Capitolo 12. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti norme”.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$P = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b = pressione cinetica di riferimento

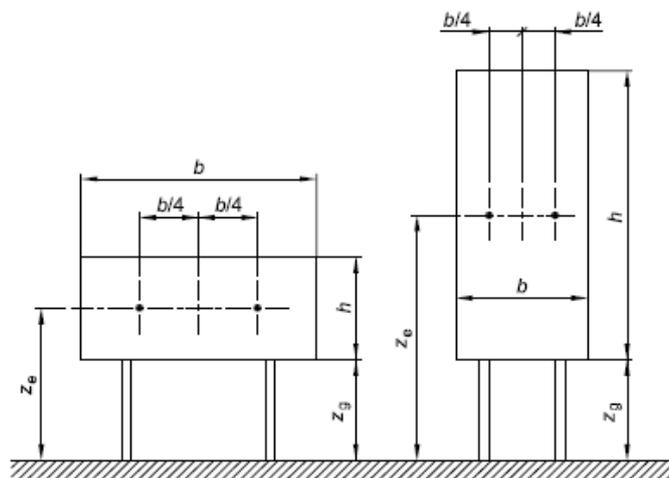
c_e = coefficiente di esposizione

c_p = coefficiente di forma

c_d = coefficiente dinamico

Per il coefficiente di forma si considera il valore indicato nell'EC1 relativo alle insegne e denominato in questa sede coefficiente di forza.

Legenda relativa alle Insegne



Nota 1 altezza di riferimento: $z_e = z_g + h/2$.

Nota 2 area di riferimento: $A_{ref} = b \times h$.

Per insegne sollevate dal suolo di un'altezza z_g maggiore di $h/4$, i coefficienti di forza risultano

$$c_f = 1.80$$

$$z_g = 5.50\text{m (minimo)} > 2\text{m}/4 = 0.50\text{m}$$

Verificato

Si sintetizzano di seguito i dati utili per il calcolo dell'azione del vento, in accordo con quanto prescritto nel DM 17.1.2018:

- Zona 3
- Suolo riconducibile a una Classe di Rugosità D
- Tempo di ritorno: 50 anni
- Categoria di Esposizione II

Si ottiene:

Velocità base di riferimento

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$

Velocità di riferimento

$$v_r = 29.06 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 0.50 \rho v_r^2 = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 29.06^2 = 456.29 \text{ N/m}^2$$

dove:

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità dell'aria}$$

Coefficiente dinamico

$$c_d = 1$$

Coefficiente topografico

$$c_t = 1$$

Coefficiente di esposizione

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$

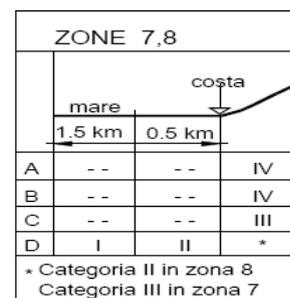
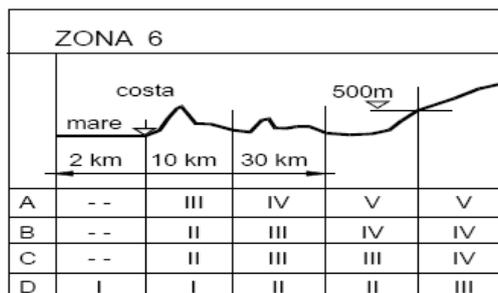
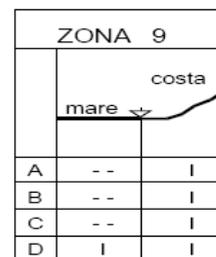
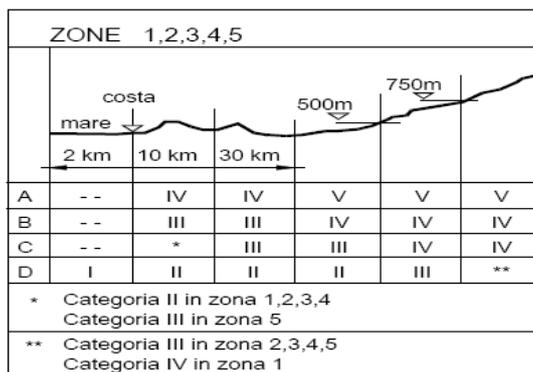
k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.19	0.05	4.00

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Individuazione della zona di esposizione in funzione delle caratteristiche geografiche del sito:



SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

coefficiente di esposizione alla quota z_{min}
coefficiente di esposizione
coefficiente dinamico
Coefficiente di forma *rif. NTU 3.3.10.4.1*
Pressione del vento da 0 a z_{min}
Pressione del vento alla quota z_{max}
Pressione adottata
+20% per gli effetti dinamici sulla sovrastruttura

$c_e(z_{min}) =$	1,88	
$c_e(z) =$	2,63	
$c_d =$	1	
$c_p =$	1,8	
$p =$	1544,41	N/m ²
$p =$	2155,93	N/m ²
$p_w =$	1850,17	N/m ²
$p_w =$	2220,20	N/m ²

Si è considerata una classe di rugosità di tipo D e un ulteriore incremento della pressione del vento risultante del 20% per tenere conto di possibili effetti dinamici sulla sovrastruttura.

La pressione del vento viene applicata sulle superfici investite dal vento: pannelli e struttura in acciaio esposta

SOLLECITAZIONI DEL VENTO

$$p_w = \boxed{2220,20} \text{ N/m}^2$$

Elemento [-]	Area [kN]	P_w	X_g [m]	Z_g [m]	M_x [kNm]	T [kNm]
Pannello n° 1	7,000	-15,54	9,93	6,83	106,15	-154,33
Pannello n° 2	7,000	-15,54	6,18	6,83	106,15	-96,05
Piedritto	4,270	-9,48	-0,05	3,22	30,53	0,50
Nodo	1,600	-3,55	0,31	6,70	23,80	-1,10
Trave	2,040	-4,53	6,45	6,83	30,93	-29,21
Giunzione n°1	0,000	0,00	1,30	6,83	0,00	0,00
TOTALE	21,910	-48,64			297,56	-280,18

Nota:

Si trascurano gli effetti dell'azione tangente del vento, che risulta:

$$p_f = q_b \times C_e \times C_f$$

$$C_e = 2.20$$

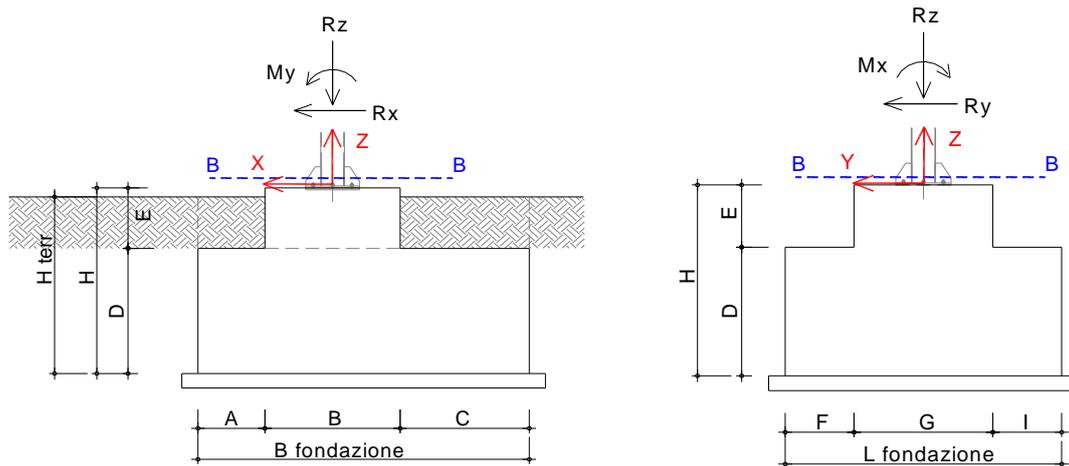
Coefficiente di attrito:

$$C_f = 0,01$$

$$p_f = 456.29 \text{ N/m}^2 \times 2.20 \times 0.01 = 10 \text{ N/m}^2 \quad \text{Trascurabile}$$

6.4 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO DEL PORTALE

Con riferimento alla carpenteria della generica sezione trasversale, si effettua la verifica della sezione B-B



Sistema di riferimento e convenzioni

Si ricavano le sollecitazioni nel baricentro della sezione B-B con riferimento al sistema d'assi indicato in figura. I momenti sono coerenti con la regola della mano destra.

Combinazioni di carico

Con riferimento alle indicazioni del NTU, le combinazioni risultano:

SLU:	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
SISMICA:	$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
SLE RARA	$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$
SLE FREQ.	$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{12} \cdot Q_{k2} + \Psi_{13} \cdot Q_{k3} \dots$
SLE Q. PERM.	$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

Coefficienti parziali per le azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nel dettaglio le combinazioni risultano:

COMB. 1 PP + P.Perm + 1,50 P _w	(A1M1)
COMB. 2 PP + P.Perm + 1,30 P _w	(A2M2)
COMB. 3 PP + P.Perm + F _h	(SISMA)
COMB. 4 PP + P.Perm + P _w	(SLE RARA)
COMB. 5 PP + P.Perm + 0,2 P _w	(SLE FREQ.)
COMB. 6 PP + P.Perm	(SLE-QUASI PERM.)

Per quanto riguarda la combinazione sismica, nel seguito si fa riferimento ai parametri sismici più cautelativi presenti sui tratti in progettazione, sia perché i portali sono strutture realizzate secondo standard scelti dai produttori, in modo da adattarsi a zone sismiche differenti, sia per omogeneità all'interno del progetto Brebemi. Per uguali caratteristiche di cartelli stradali da sostenere, si adottano portali uguali in tutte le tratte di progetto, ciò consente inoltre un maggior vantaggio economico. Quest'assunzione si mantiene valida esclusivamente per la verifica del portale in acciaio, per quanto riguarda la fondazione, si esegue il calcolo con riferimento ai parametri specifici della singola tratta, poiché le fondazioni vengono realizzate in opera.

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Per calcolare il contributo sismico offerto dalla parte fuori terra della struttura: dal portale e dai pannelli, si effettua un'analisi statica lineare. Ciò consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. Tale analisi può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici forniti dalla nuova normativa, si veda rif. 7.3.3.2 e successivi del NTU. Il montante è assunto come un pendolo semplice in cui tutta la massa è concentrata nel suo baricentro.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad \text{dove:}$$

M rappresenta la massa sismica;

K rappresenta la rigidezza flessionale alla base del pendolo e può essere determinata come:

$$K = \frac{3 EJ}{H^3} \quad \text{dove:}$$

E rappresenta il modulo elastico della sezione di acciaio

J rappresenta il momento d'inerzia nella direzione del sisma della sezione di acciaio

H rappresenta l'altezza della massa sismica considerata dall'incastro del montante

Totale peso sbracci e cartelli	$G_b =$	42,19	kN	
Peso del montante	$G_m =$	27,54	kN	
Altezza montante fino all'asse trave	$H_m =$	6,80	m	
Modulo elastico dell'acciaio	$E =$	206.000	MPa	
Momento d'inerzia in direzione x	$J_y =$	0,00246	m ⁴	
Rigidezza flessionale	$K =$	4.835.004	N/m	
Periodo del montante in direzione x	$T_x =$	0,24	sec	T_B < T < T_C
	$T^*_c =$	0,309	sec	
	$C_c =$	1,547		
	$T_B =$	0,159	sec	
	$T_C =$	0,478	sec	
	$T_D =$	2,528	sec	

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Momento d'inerzia in direzione y $J_x = 0,00537 \text{ m}^4$
Rigidezza flessionale $K = 10.554.460 \text{ N/m}$

Periodo del montante in direzione y $T_y = 0,16 \text{ sec}$ **TB < T < TC**

Spettro elastico orizzontale $Se(T_x) = 0,786 \text{ g}$
 $Se(T_y) = 0,786 \text{ g}$

Per la componente verticale dell'azione sismica si ottiene:

$S_s = 1,000$

$S_T = 1,000$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

$$T_B = 0,050 \quad \text{sec}$$

$$T_C = 0,150 \quad \text{sec}$$

$$T_D = 1,000 \quad \text{sec}$$

Si considera un periodo compreso tra T_B e T_C a favore di sicurezza

$$T_z = \boxed{0,09} \quad \text{sec} \quad \mathbf{TB < T < TC}$$

$$Se(T_z) = \boxed{0,254} \quad \text{g}$$

Le componenti dell'azione sismica in orizzontale e verticale, in valore assoluto, risultano:

$$F_x = 54,81 \quad \text{kN}$$

$$F_y = 54,81 \quad \text{kN} \quad -$$

$$F_z = 17,71 \quad \text{kN}$$

Le coordinate del punto di applicazione della massa sono:

$$x_G = \boxed{3,34} \quad \text{m}$$

$$y_G = \boxed{0,00} \quad \text{m}$$

$$z_G = \boxed{5,53} \quad \text{m}$$

se $F_h = F_x$	$M_x = 0,00 \quad \text{kNm}$	
	$M_y = 303,08 \quad \text{kNm}$	+
	$M_t = 0,00 \quad \text{kNm}$	

se $F_h = -F_y$	$M_x = 303,08 \quad \text{kNm}$	+
	$M_y = 0,00 \quad \text{kNm}$	
	$M_t = -183,06 \quad \text{kNm}$	-

se $F_h = +/- F_z$	$M_x = 0,00 \quad \text{kNm}$	
	$M_y = 59,16 \quad \text{kNm}$	-/+
	$M_t = 0,00 \quad \text{kNm}$	

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

COMB. 1 (A1M1)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			69,72	4,04	225,83	
Vento	Pw	1,50		-72,97		446,32		420,27
TOTALE a metro lineare			0,00	-72,97	69,72	450,36	225,83	420,27

COMB. 2 (A2M2)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			69,72	4,04	225,83	
Vento	Pw	1,30		-63,24		386,81		364,234
TOTALE a metro lineare			0,00	-63,24	69,72	390,85	225,83	364,234

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

COMB. 3a (A1M1-sismica) Ex + 0,3Ey - 0,3Ez								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			69,72	4,04	225,83	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	54,81	-16,44	-5,31	90,92	320,83	-54,917
TOTALE a metro lineare			54,81	-16,44	64,41	94,97	546,66	-54,917

COMB. 3b (A1M1-sismica) Ex + 0,3Ey + 0,3Ez								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			69,72	4,04	225,83	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	54,81	-16,44	5,31	90,92	285,34	-54,917
TOTALE a metro lineare			54,81	-16,44	75,03	94,97	511,17	-54,917

COMB. 3c (A1M1-sismica) Ey + 0,3Ex - 0,3Ez								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			69,72	4,04	225,83	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	16,44	-54,81	-5,31	303,08	108,67	-183,06
TOTALE a metro lineare			16,44	-54,81	64,41	307,12	334,50	-183,06

COMB. 3d (A1M1-sismica) Ey + 0,3Ex + 0,3Ez								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			69,72	4,04	225,83	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	16,44	-54,81	5,31	303,08	73,18	-183,06
TOTALE a metro lineare			16,44	-54,81	75,03	307,12	299,01	-183,06

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

COMB. 3e (A1M1-sismica) -Ez + 0,3Ex + 0,3Ey								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			69,72	4,04	225,83	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	16,44	-16,44	-17,71	90,92	150,08	-54,917
TOTALE a metro lineare			16,44	-16,44	52,01	94,97	375,91	-54,917

COMB. 3f (A1M1-sismica) +Ez + 0,3Ex + 0,3Ey								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			69,72	4,04	225,83	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	16,44	-16,44	17,71	90,92	73,18	-54,917
TOTALE a metro lineare			16,44	-16,44	87,43	94,97	299,01	-54,917

COMB. 4 (SLE RARA)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			69,72	4,04	225,83	
Vento	Pw	1,00		-48,64		297,55		280,18
TOTALE a metro lineare			0,00	-48,64	69,72	301,59	225,83	280,18

COMB. 5 (SLE FREQ.)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			69,72	4,04	225,83	
Vento	Pw	0,20		-9,73		59,51		56,036
TOTALE a metro lineare			0,00	-9,73	69,72	63,55	225,83	56,036

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

COMB. 6 (SLE QUASI PERM.)							
		Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione	γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00		69,72	4,04	225,83	
Vento	Pw	0,00	0,00		0,00		0
TOTALE a metro lineare		0,00	0,00	69,72	4,04	225,83	0

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI							
		Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMB. 1	(A1M1)	0,00	-72,97	69,72	450,36	225,83	420,27
COMB. 2	(A2M2)	0,00	-63,24	69,72	390,85	225,83	364,234
COMB. 3a	Ex + 0,3Ey + 0,3Ez	54,81	-63,24	64,41	94,97	546,66	-54,917
COMB. 3b	Ex + 0,3Ey - 0,3Ez	54,81	-16,44	75,03	94,97	511,17	-54,917
COMB. 3c	Ey + 0,3Ex + 0,3Ez	16,44	-54,81	64,41	307,12	334,50	-183,06
COMB. 3d	Ey + 0,3Ex - 0,3Ez	16,44	-54,81	75,03	307,12	299,01	-183,06
COMB. 3e	Ez + 0,3Ex + 0,3Ey	16,44	-16,44	52,01	94,97	375,91	-54,917
COMB. 3f	-Ez + 0,3Ex + 0,3Ey	16,44	-16,44	87,43	94,97	299,01	-54,917
COMB. 4	(SLE RARA)	0,00	-48,64	69,72	301,59	225,83	280,18
COMB. 5	(SLE FREQ.)	0,00	-9,73	69,72	63,55	225,83	56,036
COMB. 6	(SLE QUASI PERM.)	0,00	0,00	69,72	4,04	225,83	0

6.5 VERIFICA DEL MONTANTE DI ACCIAIO

Le verifiche strutturali sono condotte considerando le combinazioni di carico più gravose, rappresentate da quelle che massimizzano azione assiale, momento flettente e taglio nei due piani principali e momento torcente.

In particolare tali situazioni si registrano nelle seguenti combinazioni:

comb. 1 $M_{x,max}$ $M_{t,max}$

comb. 3a $M_{y,max}$

comb. 3f N_{max}

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

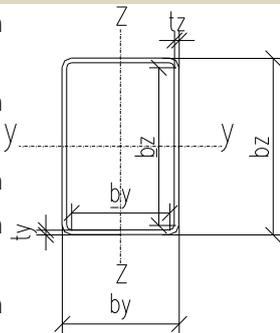
6.5.1 VERIFICHE IN COMBINAZIONE 1

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Acciai			E_a		N/mm ²			
o S	355	MPa	=	210000			$f_{yk} =$	355 m ²
			1.0					
$\gamma_{M0} =$	1.05		$\gamma_{M1} =$	5		$\gamma_{M2} =$	1.25	
							$f_t =$	510 MPa
							$\varepsilon =$	0.81

Caratteristiche geometriche della sezione

$b_z =$	1000	mm
$b_y =$	600	mm
$t_y =$	12	mm
$t_z =$	12	mm
$r =$	18	mm
$\underline{b}_z =$	940	mm
$\underline{b}_y =$	540	mm
$h_{wz} =$	940	mm
$h_{wy} =$	540	mm



$\underline{b}_z /$	
$t_z =$	78.3
$\underline{b}_y /$	
$t_y =$	45.0

	N	NM	fless. attorno:
classe ala by	4	1	z-z
classe ala bz	4	3	y-y

Sezione complessivamente di classe 4

Sollecitazioni agenti e classificazione

$N_{Ed} =$	-69.72	kN (<0 se compressione)	$T_{Ed} =$	420.	
$M_{y,Ed} =$	450.36	kNm (>0)	$M_{z,Ed} =$	27	kNm
$V_{z,Ed} =$	72.97	kN	$M_{z,Ed} =$	225.	kNm
			$M_{z,Ed} =$	83	(>0)
			$V_{y,Ed} =$	0.00	kN

Caratteristiche meccaniche della sezione

Sezione "lorda"

$A =$	37330	mm ²		
$A_{vz} =$	23331	mm ²	$A_{vy} =$	1399
				9
				mm ²
$I_y =$	5.251E+09	mm ⁴	$I_z =$	2.413
				E+09
				mm ⁴

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$S_y =$	6291278	mm ³	$S_z =$	4449	mm ³
$W_{el,y} =$	10501691	mm ³	$W_{el,z} =$	522	mm ³
$W_{pl,y} =$	12582556	mm ³		8043	
$i_y =$	375	mm	$W_{pl,z} =$	021	mm ³
$L_{0y} =$	13600	mm		8899	
			$i_z =$	044	mm ³
				254	mm
			$L_{0z} =$	1360	mm
				0	mm

Sezione
"efficace"

Calcolo delle caratteristiche efficaci

Azio ne	N		M_y	M_z	
	y	z	z	y	
$\rho =$	0.771	0.502	0.98	1.000	fattore di riduzione per instabilità locale
$\lambda_p =$	1.017	1.738	5	0.398	
$b_p =$	564	964	0.69	3	$(b_p/t_i)/(28,4\varepsilon(k_\sigma)^{0,5})$
$k_\sigma =$	4	4	940	540	mm
$b_{eff} =$	416	472	23.9	23.9	fattore di instabilità
$b_{e1} =$			463	270	mm
$b_{e2} =$			185	108	mm
			278	162	mm

compressione:

$A_{eff} =$	2313		$e_{N,i} =$			
	2	mm ²		0	0	mm

flessi

one: $i = y$ $i = z$

$A'_{i,eff} =$	36017	31717	mm ²
----------------	-------	-------	-----------------

$I_{i,eff} =$	4.888E+09	1.842E+09	mm ⁴
---------------	-----------	-----------	-----------------

$z_g =$ 481 mm distanza del baricentro dal lembo teso della sezione

$y_g =$ 248 mm distanza del baricentro dal lembo teso della sezione

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$W_{i,eff} = 9416862 \quad 523237 \quad 3 \quad mm^3$$

$$e_{N,i} = 19 \quad 52 \quad mm$$

Verifica a torsione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.7

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.22 < 1$$

$$T_{Rd} = 1904.6 \quad N/m$$

$$= 2 \Theta t f_{ywd} = 2 \quad kNm \quad \tau_{t,Ed} = 30.16 \quad m^2$$

$$f_{ywd} = 136.67 \quad N/mm \quad \Theta = 66 \quad mm^2$$

$$= \min[f_{yk}/\gamma_{M0}/3^{0.5}; \tau_{b,Rd}]$$

Verifica a taglio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6 (EN 1993-1-5:2006 p.to 5)

$$h_w/t_w \lim = \begin{cases} 31/\eta \quad \varepsilon & 0.00 \quad \text{anima irrigidita} \\ 72/\eta \quad \varepsilon & 48.82 \quad \text{anima non irrigidita} \end{cases}$$

$$h_{wy}/t_y = 45.00 < h_w/t_w \lim = 2 \quad \text{non necessario considerare l'instabilità da taglio}$$

$$h_{wz}/t_z = 78.33 > h_w/t_w \lim = 2 \quad \text{necessario considerare l'instabilità per taglio}$$

Resistenza a taglio in assenza di instabilità - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6(4)

Taglio agente nel piano y-y

$$\eta_3 = \tau_{Ed,y} / [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk}/3^{0.5}/\gamma_{M0})] [f_{yk}/(3^{0.5}\gamma_{M0})] = 0.00 < 1$$

$$\tau_{Ed,y} = V_{y,Ed} S_z / (I_z 2t_y) + T_{Ed} / (2\Theta t_y) = 0.67 \quad MPa$$

Resistenza all'instabilità per taglio - EN 1993-1-5:2006 p.to 5.2

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{EN 1993-1-5:2006 p.to 5.1(2)} \\ .2 & \text{nota 2} \end{cases}$$

Taglio agente nel piano z-z

$$\lambda_{w,z} = 1.11$$

$$k_{\tau,z} = 0$$

$$\chi_{w,z} = 5$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$\begin{aligned}
 V_{bw,Rd,z} &= 3280 \text{ kN} && \text{contributo dell'anima} \\
 V_{bf,Rd,z} &= 0.00 \text{ kN} && \text{contributo delle flange} \\
 V_{b,Rd,z} &= 3280 \text{ kN} && \text{taglio resistente totale} \\
 \tau_{b,Rd,z} &= 136.67 \text{ MPa} && \text{tensione tangenziale resistente} \\
 \tau_{Ed,z} &= 0 && = V_{z,Ed} S_y / (I_y 2t_z) + T_{Ed} / (2\Theta t_z) \\
 \eta_3 &= 0.25 < 1 && = \tau_{Ed,z} / \tau_{b,Rd,z}
 \end{aligned}$$

Sollecitazioni combinate nella trave d'acciaio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.10 (EN 1993-1-5:2006 p.to 7.1)

	y-y	z-z	piano di azione del taglio	
$\eta_3 =$	0.00	0.25	<	0.50 non necessario considerare iterazione V-M-N
$\rho =$	0.00	0.00		

nelle verifiche per azione assiale e momento flettente si utilizza una tensione limite pari a:

$$f'_{yk} = f_{yk} = \frac{(1-\rho) \text{ MP}}{a} = 355.00$$

Verifiche allo stato limite ultimo per tensioni normali - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.9.2 e 6.2.10

$$\begin{aligned}
 \eta_1 &= \frac{N_{Ed} / (f_{yk} A_{eff} / \gamma_{M0}) \pm (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,y} / \gamma_{M0}) \pm (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,z} / \gamma_{M0})}{\eta_1} \\
 &= 0.28 < 1
 \end{aligned}$$

Verifica di instabilità per flessione e compressione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.3.3

$$\begin{aligned}
 \eta_{b,i} &= \frac{N_{Ed} / (\chi_i N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iy} (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / (M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iz} (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})}{\eta_{b,i}} \\
 &= \begin{matrix} i = y & i = z \\ 0.25 & 0.23 & < 1 \\ 941686 & 52323 \end{matrix} \\
 W_i &= [\text{mm}^3] && 2 && 73 \\
 \chi_i &= 1 / [\phi_i + (\phi_i^2 - \lambda_i^2)^{0.5}] = && 0.96 && 0.91 \\
 \phi_i &= 0,50 \cdot [1 + \alpha_i \cdot (\lambda_i - 0,2) + \lambda_i^2] = && 0.59 && 0.69 \\
 \alpha_i &= && 0.21 && 0.21 \\
 \text{curv} & && && \\
 a &= && a && a \\
 \lambda_i &= \lambda_i / \lambda_{1i} [\beta_i]^{0.5} = && 0.37 && 0.55 \\
 \lambda_i &= L_{0,i} / i_i = && 36.26 && 53.49
 \end{aligned}$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$\lambda_{1i} =$	93,9 ε	76.40	76.40
$\varepsilon =$	$(235/f_y)^{0.5} =$	0.81	
$k_{iy} =$		0.90	0.72
$k_{iz} =$		0.90	0.90
C_{mi}			
=		0.90	0.90

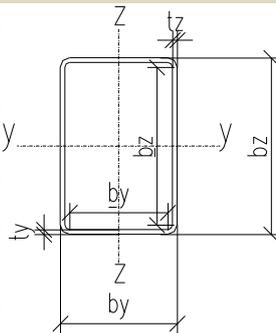
6.5.2 VERIFICHE IN COMBINAZIONE 3A

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Acciai		2100		N/m				
σ_S	355	MPa	$E_a = 00$	m^2	$f_{yk} =$	355	N/mm ²	
$\gamma_{M0} =$	1.05	$\gamma_{M1} =$	1.05	$\gamma_{M2} =$	1.25	$f_t =$	510	MPa
					$\varepsilon =$	0.81		

Caratteristiche geometriche della sezione

$b_z =$	1000	mm
$b_y =$	600	mm
$t_y =$	12	mm
$t_z =$	12	mm
$r =$	18	mm
$b_z =$	940	mm
$b_y =$	540	mm
$h_{wz} =$	940	mm
$h_{wy} =$	540	mm



$$b_z/t_z = 78.$$

$$b_z/t_z = 3$$

$$b_y/t_y = 45.$$

$$b_y/t_y = 0$$

classe ala b_y

classe ala b_z

Sezione complessivamente di classe

N	M	fless. attorno:
4	1	z-z
4	3	y-y

4

Sollecitazioni agenti e classificazione

$N_{Ed} =$	-64.41	kN (<0 se compressione)	$T_{Ed} =$	54.92	kNm
$M_{y,Ed} =$	94.97	kNm (>0)	$M_{z,Ed} =$	546.66	kNm (>0)
$V_{z,Ed} =$	63.24	kN	$V_{y,Ed} =$	54.81	kN

Caratteristiche meccaniche della sezione

Sezione "lorda"

$A =$	37330	mm ²
-------	-------	-----------------

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$A_{vz} =$	23331	mm^2	$A_{vy} =$	13999	mm^2
	5.251E+			2.413E+	
$I_y =$	09	mm^4	$I_z =$	09	mm^4
	629127				
$S_y =$	8	mm^3	$S_z =$	4449522	mm^3
	105016				
$W_{el,y} =$	91	mm^3	$W_{el,z} =$	8043021	mm^3
	125825				
$W_{pl,y} =$	56	mm^3	$W_{pl,z} =$	8899044	mm^3
$i_y =$	375	mm	$i_z =$	254	mm
$L_{0y} =$	13600	mm	$L_{0z} =$	13600	mm

Sezione
"efficace"

Calcolo delle caratteristiche efficaci

Azion e	N		M_y	M_z	
lato	y	z	z	y	
$\rho =$	0.771	0.502	0.9	1.000	fattore di riduzione per instabilità locale
$\lambda_p =$	1.017	1.738	0.6	0.398	$(b_p/t_i)/(28,4\varepsilon(k_\sigma)^{0,5})$
$b_p =$	564	964	940	540	m
$k_\sigma =$	4	4	23.	23.9	fattore di instabilità
$b_{eff} =$	416	472	463	270	m
$b_{e1} =$			185	108	m
$b_{e2} =$			278	162	m

compressione:

			$e_{N,i}$			
$A_{eff} =$	23132	mm^2	=	0	0	mm
flessio						
ne:	$i = y$	$i = z$				
$A'_{i,eff} =$	36017	31717	m	m^2		

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$I_{i,eff} =$	4.888E+09	1.842E+09	m ⁴	
$z_g =$	481		m	distanza del baricentro dal lembo teso della sezione
$y_g =$		248	m	distanza del baricentro dal lembo teso della sezione
$W_{i,eff} =$	9416862	5232373	m ³	
$e_{N,i} =$	19	52	m	

Verifica a torsione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.7

	$T_{Ed}/T_{Rd} =$	0.03	<	1	
$T_{Rd} =$	$2 \Theta t f_{ywd}$	1904.62	kNm	$\tau_{t,Ed} =$	3.94 N/m ²
$f_{ywd} =$	136.67	N/mm ²	$\min[f_{yk}/\gamma_{M0}/3^{0.5}; \tau_{b,Rd}]$	$\Theta =$	580666 mm ²

Verifica a taglio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6 (EN 1993-1-5:2006 p.to 5)

$lim =$	$\frac{h_w/t_w}{72/\eta \epsilon}$	$=$	$\frac{31/\eta \epsilon (k_t)^{0.5}}{72/\eta \epsilon}$	0.00	anima irrigidita
				48.82	anima non irrigidita
h_{wy}/t_y	$=$	45.00	$<$	$h_w/t_w \lim = 2$	non necessario considerare l'instabilità da taglio
h_{wz}/t_z	$=$	78.33	$>$	$h_w/t_w \lim = 2$	necessario considerare l'instabilità per taglio

Resistenza a taglio in assenza di instabilità - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6(4)

Taglio agente nel piano y-y

$\eta_3 =$	$\tau_{Ed,y} / [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk}/3^{0.5}/\gamma_{M0})] [f_{yk}/(3^{0.5}\gamma_{M0})]$	0.02	<	1
$\tau_{Ed,y} =$	$V_{y,Ed} S_z / (I_z 2t_y) + T_{Ed} / (2\Theta t_y) =$	4.30	Pa	M

Resistenza all'instabilità per taglio - EN 1993-1-5:2006 p.to 5.2

$\eta =$	1.	EN 1993-1-5:2006 p.to 5.1(2) nota
	2.	2

Taglio agente nel piano z-z

$\lambda_{w,z} =$	1.114
$k_{\tau,z} =$	0.000

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$\begin{aligned} \chi_{w,z} &= 0.745 \\ V_{bw,Rd,z} &= 3280. \\ &= 07 \quad \text{kN} \quad \text{contributo dell'anima} \\ V_{bf,Rd,z} &= 0.00 \quad \text{kN} \quad \text{contributo delle flange} \\ V_{b,Rd,z} &= 3280. \\ &= 07 \quad \text{kN} \quad \text{taglio resistente totale} \\ \tau_{b,Rd,z} &= 7 \quad \text{MPa} \quad \text{tensione tangenziale resistente} \\ &= \frac{V_{z,Ed}}{S_y} \frac{S_y}{(I_y \cdot 2t_z)} + \\ \tau_{Ed,z} &= 7.10 \quad \text{MPa} \\ \eta_3 &= 0.05 < 1 = \tau_{Ed,z} / \tau_{b,Rd,z} \end{aligned}$$

Sollecitazioni combinate nella trave d'acciaio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.10 (EN 1993-1-5:2006 p.to 7.1)

	piano di azione del			
	y-y	z-z	taglio	
$\eta_3 =$	0.02	0.05	< 0.50	non necessario considerare iterazione V-M-N
$\rho =$	0.00	0.00		

nelle verifiche per azione assiale e momento flettente si utilizza una tensione limite pari a:

$$f'_{yk} = (1-\rho) f_{yk} = 355.00 \quad \text{MPa}$$

Verifiche allo stato limite ultimo per tensioni normali - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.9.2 e 6.2.10

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{(f_{yk} A_{eff} / \gamma_{M0})} \pm \frac{(M_{y,Ed} + N_{Ed} e_N)}{(f_{yk} W_{eff,y} / \gamma_{M0})} \pm \frac{(M_{z,Ed} + N_{Ed} e_N)}{(f_{yk} W_{eff,z} / \gamma_{M0})}$$

$$\eta_1 = 0.35 < 1$$

Verifica di instabilità per flessione e compressione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.3.3

$$\eta_{b,i} = \frac{N_{Ed} / (\chi_i N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iy} (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / (M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iz} (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})}{W_i}$$

	i = y	i = z	
$\eta_{b,i} =$	0.31	0.31	< 1
$W_i =$	941686	523237	
	2	3	
$\chi_i =$	0.96	0.91	
$\phi_i =$	0.59	0.69	
$\alpha_i =$	0.21	0.21	
curva			
$\lambda_i =$	0.37	0.55	
$\lambda_i =$	36.26	53.49	
$\lambda_{1i} =$	76.40	76.40	

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$\varepsilon =$	$(235/f_y)^{0.5} =$	0.81	
$k_{iy} =$		0.90	0.72
$k_{iz} =$		0.90	0.90
$C_{mi} =$		0.90	0.90

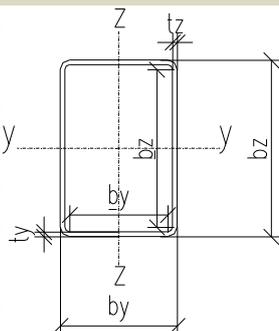
6.5.3 VERIFICHE IN COMBINAZIONE 3F

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Acciai			2100	N/m				
σ_s	355	MPa	$E_a =$	00	m^2	$f_{yk} =$	355	N/mm ²
$\gamma_{M0} =$	1.05	$\gamma_{M1} =$	1.05	$\gamma_{M2} =$	1.25	$f_t =$	510	MPa
						$\varepsilon =$	0.81	

Caratteristiche geometriche della sezione

$b_z =$	1000	mm
$b_y =$	600	mm
$t_y =$	12	mm
$t_z =$	12	mm
$r =$	18	mm
$b_z =$	940	mm
$b_y =$	540	mm
$h_{wz} =$	940	mm
$h_{wy} =$	540	mm



b_z/t	78.
$z =$	3
b_y/t	45.
$y =$	0

classe ala b_y
classe ala b_z

N	N	fless.
	M	attorno:
4	1	z-z
4	3	y-y
		4

Sezione complessivamente di classe

Sollecitazioni agenti e classificazione

$N_{Ed} =$	-87.43	kN (<0 se compressione)	$T_{Ed} =$	54.92	kNm
$M_{y,Ed} =$	94.97	kNm (>0)	$M_{z,Ed} =$	299.01	kNm (>0)
$V_{z,Ed} =$	16.44	kN	$V_{y,Ed} =$	16.44	kN

Caratteristiche meccaniche della sezione

Sezione "lorda"

$A =$	37330	mm ²			
$A_{vz} =$	23331	mm ²	$A_{vy} =$	13999	mm ²

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$I_y =$	09	5.251E+	mm^4	$I_z =$	2.413E+09	mm^4
$S_y =$	8	629127	mm^3	$S_z =$	4449522	mm^3
$W_{el,y} =$	91	105016	mm^3	$W_{el,z} =$	8043021	mm^3
$W_{pl,y} =$	56	125825	mm^3	$W_{pl,z} =$	8899044	mm^3
$i_y =$	375		mm	$i_z =$	254	mm
$L_{0y} =$	13600		mm	$L_{0z} =$	13600	mm

Sezione
"efficace"

Calcolo delle caratteristiche efficaci

Azion e	N		M _y M _z	
	y	z	z	y
$\rho =$	0.771	0.502	0.9 85	1.0 00
$\lambda_p =$	1.017	1.738	0.6 93	0.3 98
$b_p =$	564	964	940	540
$k_\sigma =$	4	4	23. 9	23. 9
$b_{eff} =$	416	472	463	270
$b_{e1} =$			185	108
$b_{e2} =$			278	162

fattore di riduzione per instabilità locale

$(b_p/t_i)/(28,4\epsilon(k_\sigma)^{0,5})$

mm

fattore di instabilità

mm

mm

mm

compressione:

y-y z-z

$A_{eff} =$ 23132 mm^2 = $e_{N,i}$ 0 0 mm

flessi

one: $i = y$ $i = z$

$A'_{i,eff}$ m

= 36017 31717 m^2

4.888E+0 1.842E+ m

$I_{i,eff} =$ 9 09 m^4

m

$z_g =$ 481 m distanza del baricentro dal lembo teso della sezione

m

$y_g =$ 248 m distanza del baricentro dal lembo teso della sezione

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$W_{i,eff} = 9416862 \quad 5232373 \quad m^3$$

$$e_{N,i} = 19 \quad 52 \quad m$$

Verifica a torsione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.7

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.03 < 1$$

$$T_{Rd} = 2 \Theta t f_{ywd} = 1904.62 \quad kNm \quad \tau_{t,Ed} = 3.94 \quad m^2$$

$$f_{ywd} = 136.67 \quad N/mm^2 \quad \tau_{b,Rd} \quad \Theta = 580666 \quad mm^2$$

$\min[f_{yk}/\gamma_{M0}/3^{0.5} ;$

Verifica a taglio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6 (EN 1993-1-5:2006 p.to 5)

$$h_w/t_w \text{ lim} = \begin{cases} 31/\eta \varepsilon (k_\tau)^{0.5} = 0.00 & \text{anima irrigidita} \\ 72/\eta \varepsilon = 48.82 & \text{anima non irrigidita} \end{cases}$$

$$h_{wy}/t_y = 45.00 < h_w/t_w \text{ lim} = 2 \quad \text{non necessario considerare l'instabilit\`a da taglio}$$

$$h_{wz}/t_z = 78.33 > h_w/t_w \text{ lim} = 2 \quad \text{necessario considerare l'instabilit\`a per taglio}$$

Resistenza a taglio in assenza di instabilit\`a - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6(4)

Taglio agente nel piano y-y

$$\eta_3 = \frac{\tau_{Ed,y} / [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk}/3^{0.5}/\gamma_{M0})] [f_{yk}/(3^{0.5}\gamma_{M0})]}{V_{y,Ed} S_z / (I_z 2t_y) + T_{Ed} / (2\Theta t_y)} = 0.01 < 1$$

$$\tau_{Ed,y} = 1.35 \quad MPa$$

Resistenza all'instabilit\`a per taglio - EN 1993-1-5:2006 p.to 5.2

$$\eta = 1.2 \quad 2 \quad \text{EN 1993-1-5:2006 p.to 5.1(2) nota}$$

Taglio agente nel piano z-z

$$\lambda_{w,z} = 1.114$$

$$k_{\tau,z} = 0.000$$

$$\chi_{w,z} = 0.745$$

$$V_{bw,Rd,z} = 3280.$$

$$= 07 \quad kN \quad \text{contributo dell'anima}$$

$$V_{bf,Rd,z} = 0.00 \quad kN \quad \text{contributo delle flange}$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$\begin{aligned}
 V_{b,Rd,z} &= 3280.07 \text{ kN} && \text{taglio resistente totale} \\
 \tau_{b,Rd,z} &= 136.6 \text{ MPa} && \text{tensione tangenziale resistente} \\
 &= \frac{V_{z,Ed}}{S_y} \cdot \frac{2t_z}{I_y} + \frac{T_{Ed}}{2\Theta t_z} \\
 \tau_{Ed,z} &= 4.76 \text{ MPa} \\
 \eta_3 &= 0.03 < 1 && = \tau_{Ed,z} / \tau_{b,Rd,z}
 \end{aligned}$$

Sollecitazioni combinate nella trave d'acciaio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.10 (EN 1993-1-5:2006 p.to 7.1)

	piano di azione del			
	y-y	z-z	taglio	
$\eta_3 =$	0.01	0.03	< 0.50	non necessario considerare iterazione V-M-N
$\rho =$	0.00	0.00		

nelle verifiche per azione assiale e momento flettente si utilizza una tensione limite pari a:

$$f'_{yk} = (1-\rho) f_{yk} = 355.00 \text{ MPa}$$

Verifiche allo stato limite ultimo per tensioni normali - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.9.2 e 6.2.10

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed} / (f_{yk} A_{eff} / \gamma_{M0}) \pm (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,y} / \gamma_{M0}) \pm (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,z} / \gamma_{M0})}{f'_{yk}}$$

$$\eta_1 = 0.21 < 1$$

Verifica di instabilità per flessione e compressione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.3.3

$$\eta_{b,i} = \frac{N_{Ed} / (\chi_i N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iy} (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / (M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iz} (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})}{f'_{yk}}$$

	i = y	i = z	
$\eta_{b,i} =$	0.19	0.18	< 1

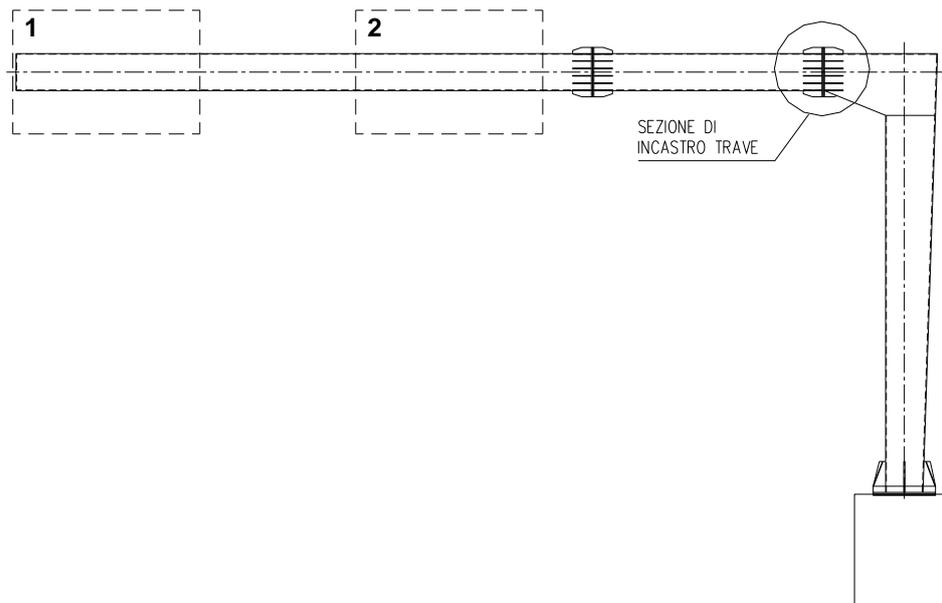
$$\begin{aligned}
 W_i &= [mm^3] && 9416862 \quad 3 \\
 \chi_i &= 1 / [\phi_i + (\phi_i^2 - \lambda_i^2)^{0.5}] = && 0.96 \quad 0.91 \\
 \phi_i &= 0.50 \cdot [1 + \alpha_i \cdot (\lambda_i - 0.2) + \lambda_i^2] = && 0.59 \quad 0.69 \\
 \alpha_i &= && 0.21 \quad 0.21 \\
 \text{curva} &= && a \quad a \\
 \lambda_i &= \lambda_i / \lambda_{1i} [\beta_i]^{0.5} = && 0.37 \quad 0.55 \\
 \lambda_i &= L_{0,i} / i_i = && 36.26 \quad 53.49 \\
 \lambda_{1i} &= 93.9 \epsilon && 76.40 \quad 76.40 \\
 \epsilon &= (235 / f_y)^{0.5} = && 0.81 \\
 k_{iy} &= && 0.90 \quad 0.72 \\
 k_{iz} &= && 0.90 \quad 0.90
 \end{aligned}$$

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

$C_{mi} =$ 0.90 0.90

6.6 VERIFICA DELLA TRAVE DI ACCIAIO

Si verifica la sezione della trave maggiormente sollecitata che corrisponde a quella in corrispondenza della giunzione bullonata vicina al piedritto.



Sistema di riferimento e convenzioni

Si ricavano le sollecitazioni nel baricentro della sezione di incastro con riferimento al sistema d'assi indicato in figura. I momenti sono coerenti con la regola della mano destra.

Combinazioni di carico

Con riferimento alle indicazioni del NTU, le combinazioni risultano:

SLU:	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{1i} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{12} \cdot Q_{2i} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{13} \cdot Q_{3i} + \dots$
SISMICA:	$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{1i} + \Psi_{22} \cdot Q_{2i} + \dots$
SLE RARA	$G_1 + G_2 + P + Q_{1i} + \Psi_{12} \cdot Q_{2i} + \Psi_{13} \cdot Q_{3i} + \dots$
SLE FREQ.	$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{1i} + \Psi_{22} \cdot Q_{2i} + \Psi_{23} \cdot Q_{3i} + \dots$
SLE Q. PERM.	$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{1i} + \Psi_{22} \cdot Q_{2i} + \Psi_{23} \cdot Q_{3i} + \dots$

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

Coefficienti parziali per le azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9
	Sfavorevole		1.1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_Q	0.0
	Sfavorevole		1.5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti per definiti) si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nel dettaglio le combinazioni risultano:

COMB. 1-	PP + P.Perm + 1,50 P _w	(A1M1)
COMB. 2-	PP + P.Perm + 1,30 P _w	(A2M2)
COMB. 3-	PP + P.Perm + P _w	(SLE RARA)
COMB. 4-	PP + P.Perm + 0,2 P _w	(SLE FREQ.)
COMB. 5-	PP + P.Perm	(SLE-QUASI PERM.)

Si calcolano le risultanti dei carichi in accordo alle combinazioni indicate.

COMB. 1 (A1M1)							
			N	R _x	R _y	M _x	M _y
Azione		γ	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Pesi	PP	1,00			32,28	179,00	
Vento	Pw	1,50		-53,42			325,59
TOTALE a metro lineare			0,00	-53,42	32,28	179,00	325,59

COMB. 2 (A2M2)							
			R _x	R _y	R _z	M _x	M _y
Azione		γ	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Pesi	PP	1,00			32,28	179,00	
Vento	Pw	1,30		-46,29			282,18
TOTALE a metro lineare			0,00	-46,29	32,28	179,00	282,18

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

COMB. 3 (SLE RARA)							
			R _x	R _y	R _z	M _x	M _y
Azione		γ	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Pesi	PP	1,00			32,28	179,00	
Vento	Pw	1,00		-35,61			217,06
TOTALE a metro lineare			0,00	-35,61	32,28	179,00	217,06

COMB. 4 (SLE FREQ.)							
			R _x	R _y	R _z	M _x	M _y
Azione		γ	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Pesi	PP	1,00			32,28	179,00	
Vento	Pw	0,20		-7,12			43,41
TOTALE a metro lineare			0,00	-7,12	32,28	179,00	43,41

COMB. 5 (SLE QUASI PERM.)							
			R _x	R _y	R _z	M _x	M _y
Azione		γ	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Pesi	PP	1,00			32,28	179,00	
Vento	Pw	0,00		0,00			0,00
TOTALE a metro lineare			0,00	0,00	32,28	179,00	0,00

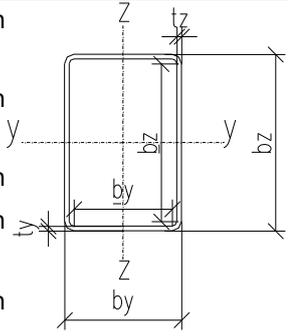
RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI						
		N	R _y	R _x	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
COMB. 1	(A1M1)	0,00	-53,42	32,28	179,00	325,59
COMB. 2	(A2M2)	0,00	-46,29	32,28	179,00	282,18
COMB. 3	(SLE RARA)	0,00	-35,61	32,28	179,00	217,06
COMB. 4	(SLE FREQ.)	0,00	-7,12	32,28	179,00	43,41
COMB. 5	(SLE QUASI PERM.)	0,00	0,00	32,28	179,00	0,00

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Acciai			E_a	21000					
o S	355	MPa	=	0	N/mm ²	f_{yk}	=	355	² N/mm
				1.0					
γ_{M0}	=	1.05	γ_{M1}	=	5	γ_{M2}	=	1.25	
						f_t	=	510	MPa
						ε	=	0.81	

Caratteristiche geometriche della sezione

b_z	=	600	mm				
b_y	=	800	mm		b_z/t_z	=	55.0
t_y	=	10	mm		b_y/t_y	=	75.0
t_z	=	10	mm				
r	=	15	mm				
b_z	=	550	mm		classe ala b_y		
b_y	=	750	mm		classe ala b_z		
h_{wz}	=	550	mm	Sezione complessivamente di classe			
h_{wy}	=	750	mm				

N	NM	fless. attorno:
4	3	z-z
4	1	y-y

Sollecitazioni agenti e classificazione

N_{Ed}	=	0.00	kN	(<0	se	T_{Ed}	=	0.00	kNm
			compressione)						
$M_{y,Ed}$	=	179.00	kNm	(>0)		$M_{z,Ed}$	=	325.5	kNm
$V_{z,Ed}$	=	53.42	kN			$V_{y,Ed}$	=	9	(>0)
								32.28	kN

Caratteristiche meccaniche della sezione

Sezione "lorda"

A	=	27257	mm ²			
A_{vz}	=	11681	mm ²	A_{vy}	=	15575
		1.687E				2.609E
I_y	=	+09	mm ⁴	I_z	=	+09
		314970				382253
S_y	=	4	mm ³	S_z	=	6
		562358				652180
$W_{el,y}$	=	4	mm ³	$W_{el,z}$	=	8
						mm ³

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$W_{pl,y}$	629940		$W_{pl,z}$	764507	
=	9	mm ³	=	2	mm ³
i_y	249	mm	i_z	309	mm
L_{0y}	23250	mm	L_{0z}	23250	mm

Sezione
"efficace"

Calcolo delle caratteristiche efficaci

Azio	N		M_y	M_z	
ne	y	z	z	y	
ρ	0.521	0.666	1.000	1.000	fattore di riduzione per instabilità locale
λ_p	1.666	1.233	0.487	0.664	$(b_p/t_i)/(28,4\epsilon(k_\sigma)^{0,5})$
b_p	770	570	550	750	mm
k_σ	4	4	23.9	23.9	fattore di instabilità
b_{eff}	391	366	275	375	mm
b_{e1}			110	150	mm
b_{e2}			165	225	mm

compressione:

A_{eff}	16398	mm ²	$e_{N,i}$	0	0	mm
-----------	-------	-----------------	-----------	---	---	----

flessio

ne: $i = y$ $i = z$

$A'_{i,eff}$ m

= 23664 25420 m²

$I_{i,eff}$ m

= +09 +09 m⁴

z_g m

255 m distanza del baricentro dal lembo teso della sezione

y_g m

371 m distanza del baricentro dal lembo teso della sezione

$W_{i,eff}$ m

= 7 6 m³

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$e_{N,i} = \begin{matrix} & & & m \\ & 45 & 29 & m \end{matrix}$$

Verifica a taglio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6 (EN 1993-1-5:2006 p.to 5)

	h_w/t_w	=	$31/\eta \varepsilon (k_\tau)^{0.5}$	0.0	
	lim =			0	anima irrigidita
				48.	
			$72/\eta \varepsilon$	82	anima non irrigidita
	h_{wy}/t		h_w/t_w lim	48.	
y =	75.00	>	=	82	necessario considerare l'instabilità per taglio
	h_{wz}/t		h_w/t_w lim	48.	
z =	55.00	>	=	82	necessario considerare l'instabilità per taglio

Resistenza all'instabilità per taglio - EN 1993-1-5:2006 p.to 5.2

$$\eta = \begin{matrix} 1. & \text{EN 1993-1-5:2006} & \text{p.to} \\ 2 & 5.1(2) \text{ nota 2} & \end{matrix}$$

Taglio agente nel piano z-z

$$\lambda_{w,z} = 2 \quad 0.78$$

$$k_{\tau,z} = 0 \quad 0.00$$

$$\chi_{w,z} = 1 \quad 1.06$$

$$V_{bw,Rd,z} = 227 \quad \text{kN} \quad \text{contributo dell'anima}$$

$$V_{bf,Rd,z} = 0.00 \quad \text{kN} \quad \text{contributo delle flange}$$

$$V_{b,Rd,z} = 227 \quad \text{kN} \quad \text{taglio resistente totale}$$

$$\tau_{b,Rd,z} = 189. \quad \text{MPa} \quad \text{tensione tangenziale resistente}$$

$$= 82 \quad \text{MPa} \quad \text{tensione tangenziale resistente}$$

$$= V_{z,Ed} S_y / (I_y 2t_z) + T_{Ed} / (2\Theta t_z)$$

$$\tau_{Ed,z} = 4.99 \quad \text{MPa}$$

$$\eta_3 = 0.03 < 1 = \tau_{Ed,z} / \tau_{b,Rd,z}$$

Taglio agente nel piano y-y

$$\lambda_{w,y} = 7 \quad 1.06$$

$$k_{\tau,y} = 0 \quad 0.00$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$\begin{aligned} \chi_{w,y} &= 0.77 \\ V_{bw,Rd,y} &= 227 \\ y &= 7.82 \quad \text{kN} \quad \text{contributo dell'anima} \\ V_{bf,Rd,y} &= 0.00 \quad \text{kN} \quad \text{contributo delle flange} \\ V_{b,Rd,y} &= 7.82 \quad \text{kN} \quad \text{taglio resistente totale} \\ \tau_{b,Rd,y} &= 142. \\ &= 36 \quad \text{MPa} \quad \text{tensione tangenziale resistente} \\ \tau_{Ed,y} &= 2.36 \quad T_{Ed}/(2\theta t_y) \\ \eta_3 &= 0.02 < 1 = \tau_{i,Ed}/\tau_{b,Rd,i} \end{aligned}$$

Sollecitazioni combinate nella trave d'acciaio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.10 (EN 1993-1-5:2006 p.to 7.1)

	y-y	z-z	piano di azione del taglio	
$\eta_3 =$	0.02	0.03	< 0.50	non necessario considerare iterazione V-M-N
$\rho =$	0.00	0.00		

nelle verifiche per azione assiale e momento flettente si utilizza una tensione limite pari a:

$$f_{yk} = f_{yk} = \frac{(1-\rho)}{355.00} \text{ MPa}$$

Verifiche allo stato limite ultimo per tensioni normali - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.9.2 e 6.2.10

$$\begin{aligned} \eta_1 &= N_{Ed} / (f_{yk} A_{eff} / \gamma_{M0}) \pm (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,y} / \gamma_{M0}) \pm (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,z} / \gamma_{M0}) \\ &= 0.32 < 1 \end{aligned}$$

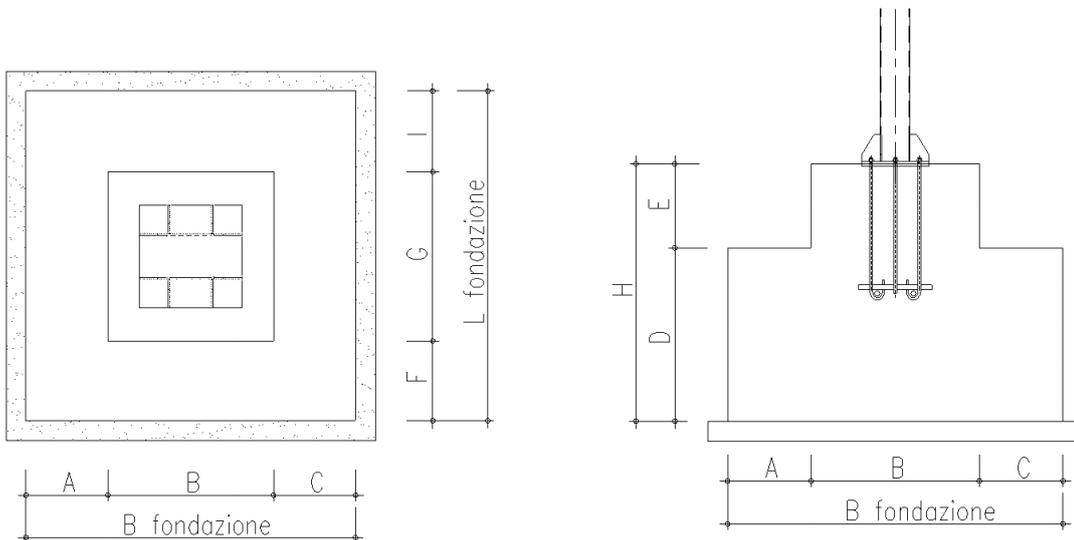
Verifica di instabilità per flessione e compressione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.3.3

$$\begin{aligned} \eta_{b,i} &= \frac{N_{Ed} / (\chi_i N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iy} (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / (M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iz} (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})}{38483} \\ \eta_{b,i} &= \begin{matrix} i = y & i = z \\ 0.29 & 0.26 & < 1 \end{matrix} \\ W_i &= [\text{mm}^3] \quad \begin{matrix} 57 & 5370716 \end{matrix} \\ \chi_i &= 1 / [\phi_i + (\phi_i^2 - \lambda_i^2)^{0.5}] = \begin{matrix} 0.70 & 0.82 \end{matrix} \\ \phi_i &= 0.50 \cdot [1 + \alpha_i \cdot (\lambda_i - 0.2) + \lambda_i^2] = \begin{matrix} 1.03 & 0.85 \end{matrix} \\ \alpha_i &= \begin{matrix} 0.21 & 0.21 \end{matrix} \\ \text{curv} & \\ a &= \begin{matrix} a & a \end{matrix} \end{aligned}$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$\lambda_i =$	$\lambda_i/\lambda_{1i} [\beta_i]^{0.5} =$	0.95	0.76
$\lambda_i =$	$L_{0,i}/i_i =$	93.45	75.15
$\lambda_{1i} =$	$93,9 \varepsilon$	76.40	76.40
$\varepsilon =$	$(235/f_y)^{0.5} =$	0.81	
$k_{iy} =$		0.90	0.72
$k_{iz} =$		0.90	0.90
C_{mi}			
=		0.90	0.90

6.7 CALCOLO DELLA FONDAZIONE



Geometria della fondazione

In direzione trasversale alla strada			
Altezza fondazione	D	1.8	m
Lunghezza mensola	A	0	m
Lunghezza mensola	C	0	m
Spessore dello spiccato	B	1.8	m
Altezza dello spiccato	E	0	m
Base della fondazione	B _{fondaz}	1.8	m
In direzione longitudinale alla strada			
Larghezza mensola	F	0	m

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Larghezza mensola	I	0	m
Larghezza dello spiccato	G	1.8	m
Larghezza della fondazione	L _{fondaz}	1.8	m
Altezza totale plinto	H	1.8	m
Altezza del terreno da estradosso magrone	H _{terr}	1.8	m

Carichi agenti

Peso proprio struttura	PP	69.73	kN
Peso proprio fondazione	PP _{fondaz}	145.80	kN
Sovraccarico stradale sul terrenocdz statiche	q	20	kN/m ²
Sovraccarico stradale sul terrenocdz sismiche	q _s	10	kN/m ²

Per il terreno di rinfilanco del plinto di fondazione si utilizzano parametri geotecnici pari a quelli del materiale da rilevato:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 0.$$

I parametri sismici sono quelli riportati al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

Sistema di riferimento e convenzioni

Nel seguito si ricavano le sollecitazioni complessive agenti sulla struttura di fondazione, riferite al baricentro della stessa alla quota di intradosso. Si considera in questa sede un sistema di riferimento con origine nel baricentro della fondazione, con l'asse x rivolto nella direzione dello sbraccio in cui sono posizionati i pannelli, l'asse y in direzione longitudinale alla strada e l'asse z rivolto verso il basso. I segni dei momenti sono in accordo con la regola della mano destra.

Spinta statica del terreno

Si assume che a monte del plinto di fondazione possa svilupparsi un regime di spinta attiva da calcolarsi utilizzando il coefficiente di Muller – Breslau. Si sono utilizzati i valori di spinta calcolati con il coefficiente k_a (M1) della Tabella sottostante.

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

k_a (M1)	0.244		k_a (M2)	0.306
H (m)	1.80		H (m)	1.80
δ/φ' (°)	0.67		δ/φ' (°)	0.67
terreno			terreno	
$S_{a,x}$ (kN)	13.54		$S_{a,x}$ (kN)	16.96
$S_{a,y}$ (kN)	13.54		$S_{a,y}$ (kN)	16.96
$S_{ah,x}$ (kN)	12.43		$S_{ah,x}$ (kN)	15.98
$S_{ah,y}$ (kN)	12.43		$S_{ah,y}$ (kN)	15.98
$S_{av,x}$ (kN)	5.36		$S_{av,x}$ (kN)	5.66
$S_{av,y}$ (kN)	5.36		$S_{av,y}$ (kN)	5.66
$M_y(S_{ah,x})$	-7.46		$M_y(S_{ah,x})$	-9.59
$M_x(S_{ah,y})$	7.46		$M_x(S_{ah,y})$	9.59
$M_y(S_{av,x})$	4.83		$M_y(S_{av,x})$	5.09
$M_x(S_{av,y})$	-4.83		$M_x(S_{av,y})$	-5.09
sovraccarico			sovraccarico	
$S_{a,x}$ (kN)	15.84		$S_{a,x}$ (kN)	19.83
$S_{a,y}$ (kN)	15.84		$S_{a,y}$ (kN)	19.83
$S_{ah,x}$ (kN)	14.54		$S_{ah,x}$ (kN)	18.69
$S_{ah,y}$ (kN)	14.54		$S_{ah,y}$ (kN)	18.69
$S_{av,x}$ (kN)	6.27		$S_{av,x}$ (kN)	6.62
$S_{av,y}$ (kN)	6.27		$S_{av,y}$ (kN)	6.62
$M_y(S_{ah,x})$	-13.09		$M_y(S_{ah,x})$	-16.82
$M_x(S_{ah,y})$	13.09		$M_x(S_{ah,y})$	16.82
$M_y(S_{av,x})$	5.65		$M_y(S_{av,x})$	5.96
$M_x(S_{av,y})$	-5.65		$M_x(S_{av,y})$	-5.96

Spinta sismica del terreno

Per il calcolo della spinta in fase sismica, la normativa vigente fa riferimento ad un metodo di tipo pseudo – statico. Il metodo adottato è quello di Mononobe – Okabe (1929); quest’ultimo può essere considerato un’estensione in campo dinamico del metodo di Coulomb. In fase sismica il

cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro (cuneo di rottura) si comporta come un corpo rigido soggetto ad un'accelerazione orizzontale a_h e verticale a_v uniformi all'interno del cuneo.

$$a_h = k_h \cdot g$$

$$a_v = k_v \cdot g$$

Nel caso in esame $k_h = 0.314$ e $k_v = \pm 0.157$.

L'effetto sismico del cuneo di rottura di peso W calcolato con l'introduzione di una forza statica equivalente di componenti $k_h W$ in orizzontale e $\pm k_v W$ in verticale. Considerando un terreno fuori falda si determinano gli angoli θ :

$$\theta = \arctan[k_h / (1 - k_v)]$$

I coefficienti di spinta risultano funzione della geometria del muro oltre che di θ e φ' .
In particolare, come descritto al paragrafo 3.2, si ha:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

dove

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = angolo di rotazione addizionale.

Gruppo di coefficienti parziali M1

φ'	35°	angolo di resistenza al taglio del terrapieno
------------	-----	---

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

β	0	angolo di inclinazione del terrapieno a monte
δ	0	angolo di attrito terrapieno - muro
ψ	90°	angolo di inclinazione del paramento del muro
θ^+	20.4°	angolo di rotazione addizionale per k_v positivo
θ^-	16.2°	angolo di rotazione addizionale per k_v negativo
k_{aE}^+	0.549	coefficiente di spinta attiva sismica per k_v positivo
k_{aE}^-	0.452	coefficiente di spinta attiva sismica per k_v negativo

Gruppo di coefficienti parziali M2

φ'	29.3°	angolo di resistenza al taglio del terrapieno
β	0	angolo di inclinazione del terrapieno a monte
δ	0	angolo di attrito terrapieno - muro
ψ	90°	angolo di inclinazione del paramento del muro
θ^+	20.4°	angolo di rotazione addizionale per k_v positivo
θ^-	16.2°	angolo di rotazione addizionale per k_v negativo
k_{aE}^+	0.674	coefficiente di spinta attiva sismica per k_v positivo
k_{aE}^-	0.553	coefficiente di spinta attiva sismica per k_v negativo

La spinta in fase sismica risulta:

$$S_{aE} = 1/2 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot k_{aE} \cdot H^2$$

Come nel caso statico, si sono utilizzati i valori di spinta calcolati con i coefficienti $k_{aE}^+(M1)$ e $k_{aE}^-(M1)$.

$k_{aE}^+(M1)$	0.549		$k_{aE}^-(M1)$	0.452		$k_{aE}^+(M2)$	0.674		$k_{aE}^-(M2)$	0.553
H (m)	1.80		H (m)	1.80		H (m)	1.80		H (m)	1.80
δ/φ' (°)	0.00		δ/φ' (°)	0.00		δ/φ' (°)	0.00		δ/φ' (°)	0.00
terreno			terreno			terreno			terreno	
$S_{a,x}$ (kN)	25.63		$S_{a,x}$ (kN)	28.99		$S_{a,x}$ (kN)	31.46		$S_{a,x}$ (kN)	35.45
$S_{a,y}$ (kN)	25.63		$S_{a,y}$ (kN)	28.99		$S_{a,y}$ (kN)	31.46		$S_{a,y}$ (kN)	35.45
$S_{ah,x}$ (kN)	25.63		$S_{ah,x}$ (kN)	28.99		$S_{ah,x}$ (kN)	31.46		$S_{ah,x}$ (kN)	35.45

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$S_{ah,y}$ (kN)	25.63		$S_{ah,y}$ (kN)	28.99		$S_{ah,y}$ (kN)	31.46		$S_{ah,y}$ (kN)	35.45
$S_{av,x}$ (kN)	0.00		$S_{av,x}$ (kN)	0.00		$S_{av,x}$ (kN)	0.00		$S_{av,x}$ (kN)	0.00
$S_{av,y}$ (kN)	0.00		$S_{av,y}$ (kN)	0.00		$S_{av,y}$ (kN)	0.00		$S_{av,y}$ (kN)	0.00
$M_y(S_{ah,x})$	-15.38		$M_y(S_{ah,x})$	-17.39		$M_y(S_{ah,x})$	-18.88		$M_y(S_{ah,x})$	-21.27
$M_x(S_{ah,y})$	15.38		$M_x(S_{ah,y})$	17.39		$M_x(S_{ah,y})$	18.88		$M_x(S_{ah,y})$	21.27
$M_y(S_{av,x})$	0.00		$M_y(S_{av,x})$	0.00		$M_y(S_{av,x})$	0.00		$M_y(S_{av,x})$	0.00
$M_x(S_{av,y})$	0.00		$M_x(S_{av,y})$	0.00		$M_x(S_{av,y})$	0.00		$M_x(S_{av,y})$	0.00
sovraccarico			sovraccarico			sovraccarico			sovraccarico	
$S_{a,x}$ (kN)	17.78		$S_{a,x}$ (kN)	14.65		$S_{a,x}$ (kN)	21.83		$S_{a,x}$ (kN)	17.91
$S_{a,y}$ (kN)	17.78		$S_{a,y}$ (kN)	14.65		$S_{a,y}$ (kN)	21.83		$S_{a,y}$ (kN)	17.91
$S_{ah,x}$ (kN)	17.78		$S_{ah,x}$ (kN)	14.65		$S_{ah,x}$ (kN)	21.83		$S_{ah,x}$ (kN)	17.91
$S_{ah,y}$ (kN)	17.78		$S_{ah,y}$ (kN)	14.65		$S_{ah,y}$ (kN)	21.83		$S_{ah,y}$ (kN)	17.91
$S_{av,x}$ (kN)	0.00		$S_{av,x}$ (kN)	0.00		$S_{av,x}$ (kN)	0.00		$S_{av,x}$ (kN)	0.00
$S_{av,y}$ (kN)	0.00		$S_{av,y}$ (kN)	0.00		$S_{av,y}$ (kN)	0.00		$S_{av,y}$ (kN)	0.00
$M_y(S_{ah,x})$	-16.00		$M_y(S_{ah,x})$	-13.18		$M_y(S_{ah,x})$	-19.65		$M_y(S_{ah,x})$	-16.12
$M_x(S_{ah,y})$	16.00		$M_x(S_{ah,y})$	13.18		$M_x(S_{ah,y})$	19.65		$M_x(S_{ah,y})$	16.12
$M_y(S_{av,x})$	0.00		$M_y(S_{av,x})$	0.00		$M_y(S_{av,x})$	0.00		$M_y(S_{av,x})$	0.00
$M_x(S_{av,y})$	0.00		$M_x(S_{av,y})$	0.00		$M_x(S_{av,y})$	0.00		$M_x(S_{av,y})$	0.00

Combinazioni di carico

Con riferimento alle indicazioni delle NTC18, le combinazioni risultano:

$$\text{SLU: } \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

$$\text{SISMICA: } E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

$$\text{SLE RARA: } G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

$$\text{SLE FREQUENTE: } G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

$$\text{SLE QUASI PERMANENTE: } G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nel dettaglio le combinazioni risultano:

combinazione 1: PP + P.Perm + 1.30·S_a + 1.50·S_Q + 1.50·0.60·P_w
variabile)

A1 + M1 (sovracc. 1°

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

combinazione 2: $PP + P.Perm + 1.30 \cdot S_a + 1.50 \cdot 0.75 \cdot S_Q + 1.50 \cdot P_w$	A1 + M1 (vento 1° variabile)
combinazione 3: $PP + P.Perm + S_{aE} + S_Q + F_h \pm F_v$	A1 + M1 sismica
combinazione 4: $PP + P.Perm + S_a + S_Q + 0.60 \cdot P_w$	SLE Rara (sovracc. 1° variabile)
combinazione 5: $PP + P.Perm + S_a + 0.75 \cdot S_Q + P_w$	SLE Rara (vento 1° variabile)
combinazione 6: $PP + P.Perm + S_a + 0.75 \cdot S_Q$	SLE Freq. (sovracc. 1° variabile)
combinazione 7: $PP + P.Perm + S_a + 0.20 \cdot P_w$	SLE Freq. (vento 1° variabile)
combinazione 8: $PP + P.Perm + S_a$	SLE Quasi Permanente

A1 + M1 (sovracc. 1° variab.)	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	43.78	0.00	346.61	0.00	252.19
Spinta Terreno M1	16.16	16.16	13.94	3.42	-3.42	0.00
Spinta Sovraccarico M1	21.81	21.81	18.82	11.16	-11.16	0.00
totale	37.98	81.76	248.30	357.15	-240.50	252.19
A1 + M1 (vento 1° variab.)	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	72.97	0.00	577.68	0.00	420.32
Spinta Statica Terreno M1	16.16	16.16	13.94	3.42	-3.42	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	16.36	16.36	14.11	8.37	-8.37	0.00
totale	32.52	105.49	243.59	585.43	-237.71	420.32
A1 + M1 sism $E_x+0.3E_y-0.3E_z$	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	54.95	16.49	-7.96	91.17	-277.31	55.06
Sisma Fondazione	45.85	13.75	-22.92	12.38	-41.26	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	25.63	7.69	0.00	4.61	-15.38	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	17.78	5.33	0.00	4.80	-16.00	0.00
totale	144.21	43.26	184.65	108.92	-575.87	55.06
A1 + M1 sism $E_x+0.3E_y+0.3E_z$						
	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	54.95	16.49	7.96	91.17	-330.48	55.06
Sisma Fondazione	45.85	13.75	22.92	12.38	-41.26	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	28.99	8.70	0.00	5.22	-17.39	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	14.65	4.39	0.00	3.96	-13.18	0.00
totale	144.44	43.33	246.42	108.68	-628.23	55.06
A1 + M1 sism $0.3E_x+E_y-0.3E_z$						
	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	16.49	54.95	-7.96	303.89	-64.58	183.54
Sisma Fondazione	13.75	45.85	-22.92	41.26	-12.38	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	7.69	25.63	0.00	15.38	-4.61	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	5.33	17.78	0.00	16.00	-4.80	0.00
totale	43.26	144.21	184.65	372.50	-312.29	183.54
A1 + M1 sism $0.3E_x+E_y+0.3E_z$						
	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Sisma Elevazione	16.49	54.95	7.96	303.89	-117.75	183.54
Sisma Fondazione	13.75	45.85	22.92	41.26	-12.38	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	8.70	28.99	0.00	17.39	-5.22	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	4.39	14.65	0.00	13.18	-3.96	0.00
totale	43.33	144.44	246.42	371.69	-365.22	183.54
A1 + M1 sism 0.3E _x +0.3E _y -E _z						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	16.49	16.49	-26.53	91.17	-2.55	55.06
Sisma Fondazione	13.75	13.75	-22.92	12.38	-12.38	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	7.69	7.69	0.00	4.61	-4.61	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	5.33	5.33	0.00	4.80	-4.80	0.00
totale	43.26	43.26	166.07	108.92	-250.26	55.06
A1 + M1 sism 0.3E _x +0.3E _y +E _z						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	16.49	16.49	26.53	91.17	-179.79	55.06
Sisma Fondazione	13.75	13.75	22.92	12.38	-12.38	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	8.70	8.70	0.00	5.22	-5.22	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	4.39	4.39	0.00	3.96	-3.96	0.00
totale	43.33	43.33	264.99	108.68	-427.26	55.06
SLE Rara (sovracc. 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	29.19	0.00	231.07	0.00	168.13
Spinta Statica Terreno M1	12.43	12.43	10.73	2.63	-2.63	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	14.54	14.54	12.55	7.44	-7.44	0.00

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

totale	26.98	56.16	238.80	237.11	-235.99	168.13
SLE Rara (vento 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	48.64	0.00	385.12	0.00	280.21
Spinta Statica Terreno M1	12.43	12.43	10.73	2.63	-2.63	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	10.91	10.91	9.41	5.58	-5.58	0.00
totale	23.34	71.99	235.67	389.29	-234.13	280.21
SLE Frequente (sovracc. 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta Statica Terreno M1	12.43	12.43	10.73	2.63	-2.63	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	10.91	10.91	9.41	5.58	-5.58	0.00
totale	23.34	23.34	235.67	4.18	-234.13	0.00
SLE Frequente (vento 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	9.73	0.00	77.02	0.00	56.04
Spinta Statica Terreno M1	12.43	12.43	10.73	2.63	-2.63	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
totale	12.43	22.16	226.26	75.62	-228.55	56.04
SLE Quasi Permanente						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	69.73	-4.04	-225.92	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Spinta Statica Terreno M1	12.43	12.43	10.73	2.63	-2.63	0.00
totale	12.43	12.43	226.26	-1.41	-228.55	0.00

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI							
Comb.		R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
1	A1 + M1 (sovracc. 1° variabile)	37.98	81.76	248.30	357.15	-240.50	252.19
2	A1 + M1 (vento 1° variabile)	32.52	105.49	243.59	585.43	-237.71	420.32
3a	A1 + M1 sismica E _x +0.3E _y -0.3E _z	144.21	43.26	184.65	108.92	-575.87	55.06
3b	A1 + M1 sismica E _x +0.3E _y +0.3E _z	144.44	43.33	246.42	108.68	-628.23	55.06
3c	A1 + M1 sismica 0.3E _x +E _y -0.3E _z	43.26	144.21	184.65	372.50	-312.29	183.54
3d	A1 + M1 sismica 0.3E _x +E _y +0.3E _z	43.33	144.44	246.42	371.69	-365.22	183.54
3e	A1 + M1 sismica 0.3E _x +0.3E _y -E _z	43.26	43.26	166.07	108.92	-250.26	55.06
3f	A1 + M1 sismica 0.3E _x +0.3E _y +E _z	43.33	43.33	264.99	108.68	-427.26	55.06
4	SLE Rara (sovracc. 1° variab.)	26.98	56.16	238.80	237.11	-235.99	168.13
5	SLE Rara (vento 1° variab.)	23.34	71.99	235.67	389.29	-234.13	280.21
6	SLE Frequente (sovracc. 1° variab.)	23.34	23.34	235.67	4.18	-234.13	0.00
7	SLE Frequente (vento 1° variab.)	12.43	22.16	226.26	75.62	-228.55	56.04
8	SLE Quasi Permanente	12.43	12.43	226.26	-1.41	-228.55	0.00

Per la verifica del palo, poiché la sezione è circolare è possibile comporre tra loro le sollecitazioni flettenti e allo stesso modo quelle taglianti. Si verificano le combinazioni più gravose.

	comb.	N	M	V	T
N _{max}	3f	265.0	440.9	61.3	55.1
N _{min}	3e	166.1	272.9	61.2	55.1
M _{max}	3b	246.4	637.6	150.8	55.1
M _{min}	3e	166.1	272.9	61.2	55.1
V _{max}	3b	246.4	637.6	150.8	55.1
V _{min}	3e	166.1	272.9	61.2	55.1
T _{max}	2	243.6	631.9	110.4	420.3
T _{min}	3a	184.6	586.1	150.6	55.1

Tabella 8 – Sollecitazioni massime SLU.

	comb.	N	M
--	-------	---	---

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

N _{max}	4	238.8	334.5
N _{min}	5	235.7	454.3
M _{max}	5	235.7	454.3
M _{min}	4	238.8	334.5

Tabella 9 – Sollecitazioni massime SLE Rara.

	comb.	N	M
N _{max}	6	235.7	234.2
N _{min}	7	226.3	246.0
M _{max}	7	226.3	246.0
M _{min}	6	235.7	234.2

Tabella 10 – Sollecitazioni massime SLE Frequente.

comb.	N	M
8	226.3	228.6

Tabella 11 – Sollecitazioni massime SLE Quasi Permanente.

6.8 VERIFICA DEL PALO DI FONDAZIONE A QUOTA TESTA PALO

Alla quota di testa del palo le sollecitazioni agenti sono quelle trasmesse dal plinto di fondazione, calcolate all'intradosso dello stesso. Si verifica dunque la sezione superiore del palo per le combinazioni di calcolo più gravose agli SLU nei confronti delle sollecitazioni taglianti e torcenti.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: **portale_bandiera_doppio_cartello**

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C28/35	
Resis. compr. di calcolo fcd :		158.70 daN/cm ²
Resis. compr. ridotta fcd' :		70.80 daN/cm ²
Def.unit. max resistenza ec2 :		0.0020
Def.unit. ultima ecu :		0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :		Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :		314750 daN/cm ²

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

	Coeff. di Poisson	:	0.20
	Resis. media a trazione fctm:		26.00 daN/cm ²
ACCIAIO	- Tipo: B450C		
	Resist. caratt. snervam. fyk:		4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:		5400.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:		3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:		4500.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:		0.068
	Modulo Elastico Ef :		2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz. :		Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm):	120.0 cm
Barre circonf.:	16Ø24 (72.4 cm ²)
Copriferro (dal baric. barre):	8.4 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	10	15080	5506
2	0	10	6118	5506
3	0	10	11039	42032
4	0	10	15056	5506

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 17.7 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico									
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.									
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 24.6 cm ²									
N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.	
1	S	0	10	-23	52245	5224.456	46.4	0.12	0.70	
2	S	0	10	-23	52245	5224.456	46.4	0.12	0.70	
3	S	0	10	-23	52245	5224.456	46.4	0.12	0.70	
4	S	0	10	-23	52245	5224.456	46.4	0.12	0.70	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00971	60.0	0.00134	51.6	-0.02516	-51.6
2	0.00350	-0.00971	60.0	0.00134	51.6	-0.02516	-51.6
3	0.00350	-0.00971	60.0	0.00134	51.6	-0.02516	-51.6
4	0.00350	-0.00971	60.0	0.00134	51.6	-0.02516	-51.6

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

Diametro staffe:	12 mm	
Passo staffe:	15.0 cm	[Passo massimo di normativa = 19.8]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	15.1 cm ² /m	[Area Staffe Minima normativa = 11.4]
Area long. a torsione:	47.7 cm ²	(Conteggiata nell'armatura a flessione)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO-TORSIONE

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
Tsdu	Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]
Trdu	Momento torcente resistente ultimo [daNm] (lato conglomerato)
Mis.Sic.	Misura secur. = Vsdu/Vcd + Tsdu/Trdu. Verifica OK se Mis.Sic <=1
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vru	Vcd	Vwd	Tsdu	Trdu	Mis.Sic.	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	15080	23691	199551	109415	5506	108098	0.127	76.0	26.57	1.000	2.1
2	S	6118	23691	199551	109415	5506	108098	0.082	76.0	26.57	1.000	0.8
3	S	11039	23691	199551	109415	42032	108098	0.444	76.0	26.57	1.000	1.5
4	S	15056	23691	199551	109415	5506	108098	0.126	76.0	26.57	1.000	2.1

RISULTATI DEL SOLO CALCOLO A TORSIONE

Area Nucl.	Area del nucleo della sezione tubolare resistente [cm ²]
Per.Nucl.	Perimetro del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Sp.Nucl.	Spessore del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Afst	Area calcolata delle staffe al metro per sola torsione [cm ² /m]
Af long.	Area dei ferri longitudinali calcolati per sola torsione [cm ²]
Tsdu	Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]
Trsd	Momento torc. resist. reso dall'area staffe riservata alla torsione [daNm]
Trld	Momento torc. resist. reso da una apposita aliquota delle barre longitudinali soggette a flessione

N.Comb.	Area Nucl.	Per.Nucl.	Sp.Nucl.	Afst	Af long.	Tsdu	Trsd	Trld
1	6362	283	30.0	0.6	6.3	5506	5506	5506
2	"	"	"	0.6	6.3	5506	5506	5506
3	"	"	"	4.2	47.7	42032	42032	42032
4	"	"	"	0.6	6.3	5506	5506	5506

6.9VERIFICA STRUTTURALE LUNGO IL FUSTO DEL PALO

L'analisi del comportamento flessionale lungo il fusto del palo è stata condotta con l'ausilio di un foglio di calcolo che svolge un'analisi elastica lineare, schematizzando il terreno con una serie

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

di molle elastiche. Il foglio consente di scegliere l'azione agente in testa, forza orizzontale e/o coppia, il vincolo in testa, palo libero o impedito di ruotare, e di definire un profilo del terreno a più strati, ciascuno caratterizzato da un valore del modulo di reazione k_h , e restituisce l'andamento con la profondità z dello spostamento y , della rotazione α , del momento flettente M e del taglio T . L'analisi è stata eseguita per lo Stato Limite Ultimo e per gli Stati Limite di Esercizio nella condizione di palo impedito di ruotare in testa, forza orizzontale applicata in testa e sottosuolo costituito da un unico strato con $k_h = 3000 \text{ kN/m}^3$.

La Figura 2 e la Figura 3 riportano l'andamento con la profondità z del momento flettente M rispettivamente allo SLU, SLE Rara, SLE Frequente e SLE Quasi Permanente. Il valore massimo si ha alla quota di testa palo (si veda la Tabella 12); con questo valore si è proceduto alla verifica della sezione in c.a. La Figura 4 riporta, infine, l'andamento con la profondità z dello spostamento y allo SLE. Il valore massimo si ha alla quota di testa palo ed è pari a 2.9 mm, 1.3 mm e 0.7 mm rispettivamente in combinazione Rara, Frequente e Quasi Permanente.

Stato Limite	M (kNm)	T (kN)	y (mm)
SLU	609.0	150.8	-
SLE Rara	305.7	75.7	2.9
SLE Frequente	133.3	33.0	1.3
SLE Quasi Permanente	71.1	17.6	0.7

Tabella 12 – Valori massimi del momento flettente M a quota testa palo.

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

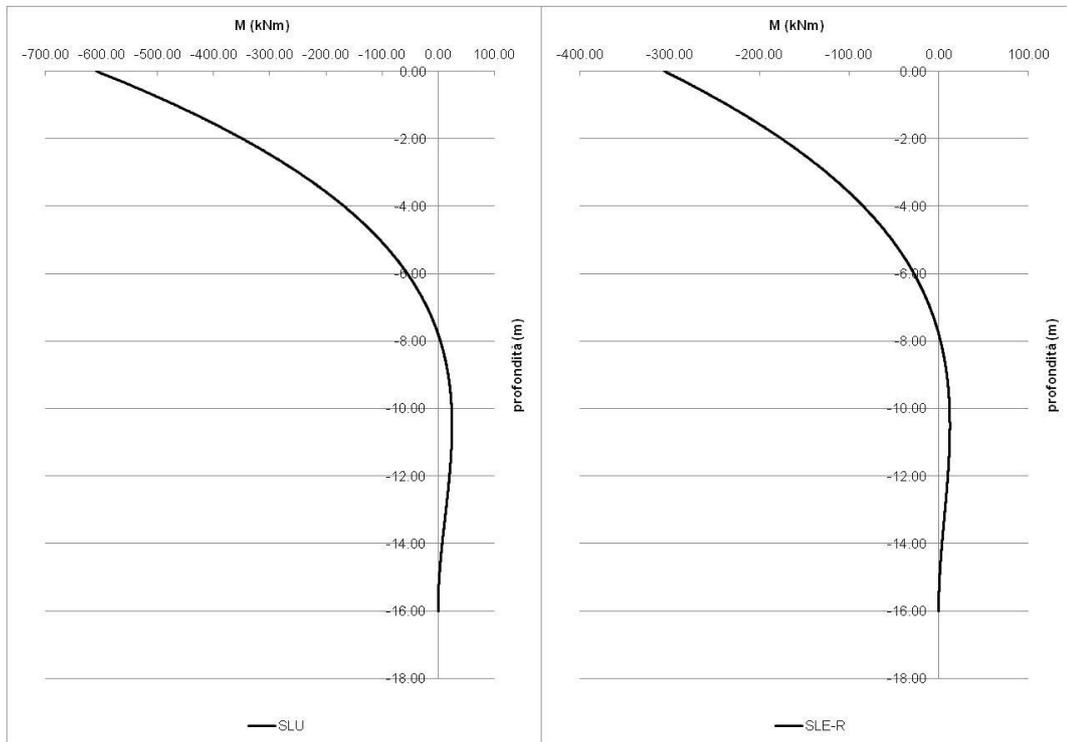


Figura 2 – Andamento con la profondità del momento flettente: SLU (sinistra) e SLE Rara (destra).

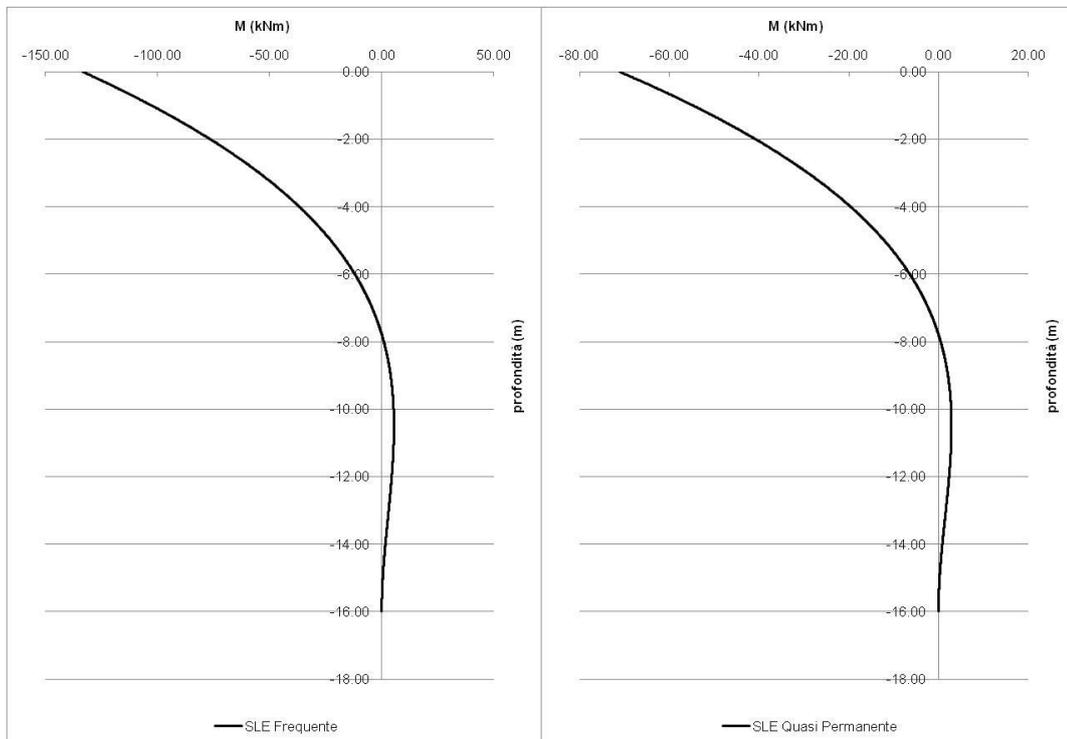


Figura 3 – Andamento con la profondità del momento flettente: SLE Frequente (sinistra) e SLE Quasi Permanente (destra).

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

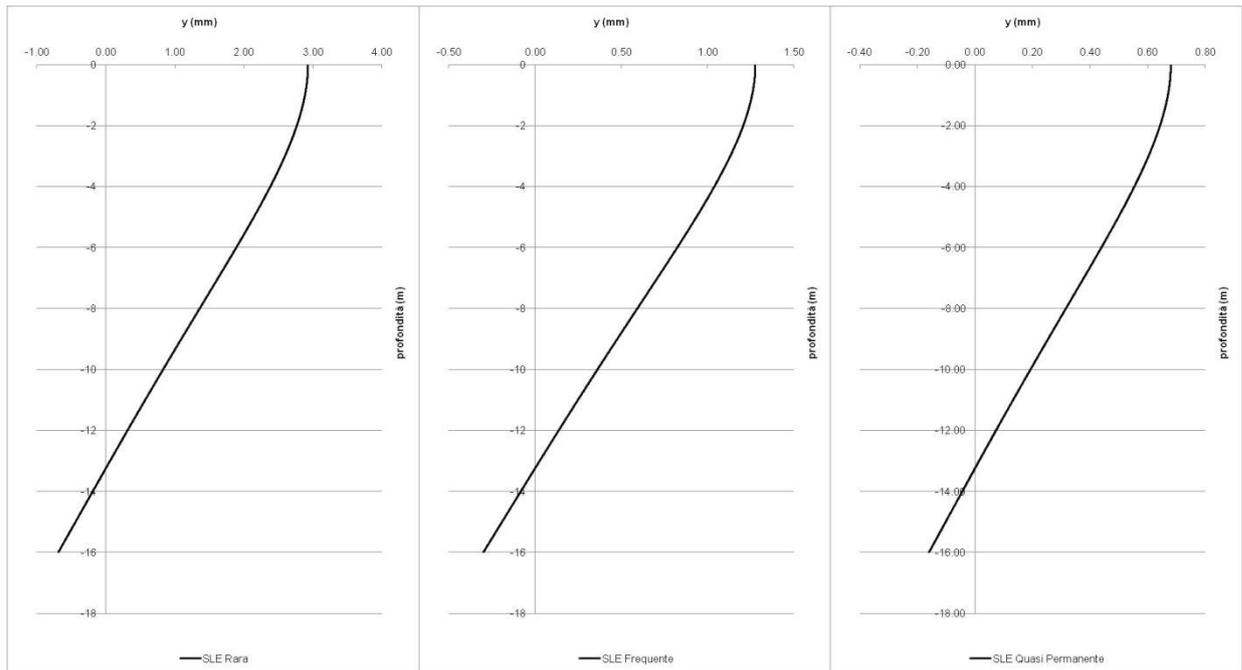


Figura 4 – Andamento con la profondità dello spostamento allo SLE: Rara (sinistra), Frequente (centro) e Quasi Permanente (destra).

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: portale_bandiera_doppio_cartello

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
Resis. compr. di calcolo fcd : 158.70 daN/cm²
Resis. compr. ridotta fcd' : 70.80 daN/cm²
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
Def.unit. ultima ecu : 0.0035
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
Coeff. di Poisson : 0.20
Resis. media a trazione fctm : 26.00 daN/cm²
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0

Combinazioni Rare in Esercizio
Sc Limite : 150.00 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : Non prevista

Combinazioni Frequenti in Esercizio
Sc Limite : 150.00 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0.400 mm

Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Sc Limite : 112.50 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm²
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00 daN/cm²
Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50 daN/cm²
Comb.Rare Sf Limite: 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 120.0 cm
Barre circonfer.: 16Ø24 (72.4 cm²)
Copriferro (dal baric. barre): 8.4 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	24640	60900	15080	0

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

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

N.Comb.	N	Mx
1	23570	30570

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

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

N.Comb.	N	Mx
1	23570	13330

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

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

N.Comb.	N	Mx
1	22630	7110

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 17.7 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 72.4 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	24640	60900	24649	146723	2.409	35.8		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00394	60.0	0.00228	51.6	-0.01265	-51.6

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

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0]
N.Bracci staffe: 4
Area staffe/m : 30.2 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	15080	31657	208091	257979	96.0	21.80	1.015	1.8

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

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

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	17.7	-60.0	-13.9	-60.0	-175	51.6	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
ScI_min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm ²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
Betal2	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Betal2	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	8.8	-60.0	-5.0	-60.0	-60	51.6	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Betal2	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	5.5	-60.0	-1.8	-60.0	-20	51.6	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Betal2	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

6.9.1 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

La verifica a carico limite verticale del palo è stata condotta considerando il valore massimo dello sforzo assiale di compressione riportato in Tabella 8, al quale è stato aggiunto il peso del palo ($W_{palo} = 452.4\text{kN}$).

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

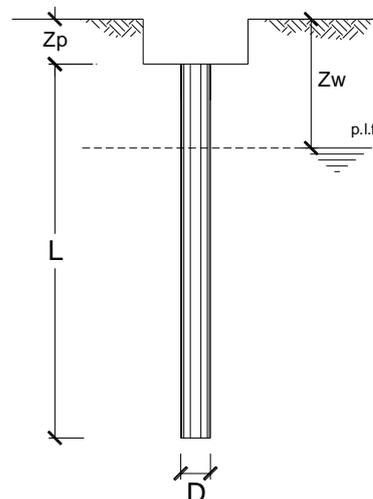
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (A_p):	1.131	(m^2)
Quota testa Palo dal p.c. (z_p):	1.80	(m)	Quota falda dal p.c. (z_w):	3.80	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	717.4	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		$L_{palo} =$	12.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_b	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
		γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m^3)	c'_{med} (kPa)	ϕ'_{med} ($^\circ$)	$c_{u\text{med}}$ (kPa)
1	12.00	E	19.00	10.0	23.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.61	0.42		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

6.9.1.1 VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{min} (kPa)	Φ'_{min} (°)	$C_{u min}$ (kPa)
(-)	(m)					
1	12.00	E	19.00	10.0	23.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.61	0.42		

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)					
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	
(-)	(m)												
1	12.00	E	1246.4	3.30	5.42	589.4	666.6	1246.4	3.30	5.42	589.4	666.6	

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 717.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal med} = 666.6 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal med} = 1246.4 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal med} = 1913.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal min} = 666.6 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal min} = 1246.4 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal min} = 1913.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3 ; R_{b,cal min}/\xi_4) = 392.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3 ; R_{s,cal min}/\xi_4) = 733.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1125.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 928.0 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.29$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

6.9.1.2 VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

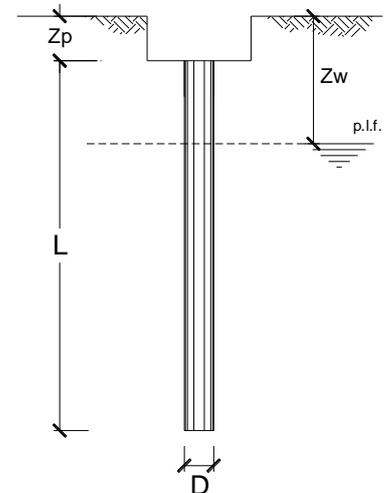
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (Ap):	1.131	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.80	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	3.80	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	717.4	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		Lpalo =	12.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz
		γ _G	γ _Q			
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	φ' med (°)	c _u med (kPa)
1	12.00	E	19.00			100.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{min} (kPa)	Φ'_{min} (°)	$C_{u\ min}$ (kPa)
(-)	(m)					
1	12.00	E	19.00			100.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)						
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)		
(-)	(m)													
1	12.00	E	1809.6	0.00	9.00	1162.2	1314.4	1809.6	0.00	9.00	2622.0	2965.4		

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 717.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal\ med} = 1314.4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal\ med} = 1809.6 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal\ med} = 3124.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal\ min} = 2965.4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal\ min} = 1809.6 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal\ min} = 4775.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\xi_3 ; R_{b,cal\ min}/\xi_4) = 773.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\xi_3 ; R_{s,cal\ min}/\xi_4) = 1064.4 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1837.6 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 1498.3 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 2.09$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

6.9.2 VERIFICA DEL PALO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI

Per il calcolo del momento di plasticizzazione M_y della sezione del palo si è considerato che il palo stesso sia armato con $16\phi 24$ e si è assunto uno sforzo normale N di valore pari a quello corrispondente al taglio massimo. ($N = 246.4$ kN – si veda la Tabella 8).

6.9.2.1 VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

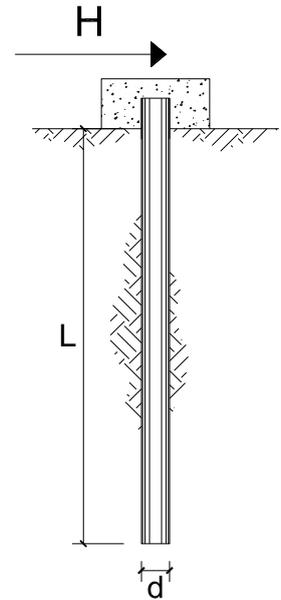
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLS	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	12.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	1442.46	(kN m)		
Coesione non drenata	c _{u med} =	100.00	(kPa)	c _{u min} =	100.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	c _{u med,d} =	100.00	(kPa)	c _{u min,d} =	100.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	150.8	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 11016.00 \text{ (kN)} \quad H1_{min} = 11016.00 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 3796.61 \text{ (kN)} \quad H2_{min} = 3796.61 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 1219.95 \text{ (kN)} \quad H3_{min} = 1219.95 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 1219.95 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \quad H_{min} = 1219.95 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 739.36 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 568.74 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 150.80 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 3.77$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

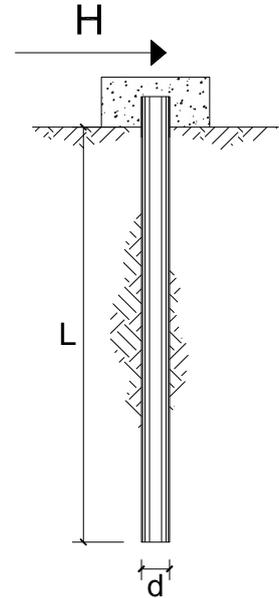
6.9.2.2 VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SUD	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			○	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			●	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.40

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	12.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	1442.46	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	23.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	23.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	23.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	23.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)	$k_{p_{med}} =$	2.28	(-)	$k_{p_{min}} =$	2.28 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	9.50	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	150.8	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 5620.73 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 5620.73 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 1993.78 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 1993.78 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 901.09 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 901.09 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 901.09 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 901.09 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 530.05 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 407.73 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 150.80 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 2.70$$

6.10 VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni agenti a quota intradosso plinto sono riportate in Tabella 8, Tabella 9, Tabella 10 e Tabella 11.

6.10.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: plinto

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C28/35
Resis. compr. di calcolo fcd :	158.70 daN/cm ²
Resis. compr. ridotta fcd' :	70.80 daN/cm ²
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	314750 daN/cm ²
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm:	26.00 daN/cm ²
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	150.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	Non prevista
Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	150.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	0.400 mm
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	112.50 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk:	5400.0 daN/cm ²
Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm ²
Resist. ultima di calcolo ftd:	4500.0 daN/cm ²
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. β1*β2 :	1.00 daN/cm ²
Coeff. Aderenza diff. β1*β2 :	0.50 daN/cm ²
Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C28/35

N.vertice Ascissa X, cm Ordinata Y, cm

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

1	-90.00	0.00
2	-90.00	180.00
3	90.00	180.00
4	90.00	0.00

DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	-80.00	8.40	20
2	80.00	8.40	20
3	-80.00	171.60	20
4	80.00	171.60	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø, mm
1	1	2	7	20
2	3	4	7	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1					
2	16607	10892	-25026	4326	4326
3	24359	58543	-23771	10549	3252
4	24642	10868	-62823	4333	14444
5	24359	58543	-23771	10549	3252
6	24642	10868	-62823	4333	14444
7	24642	37169	-36522	14444	4333
8	18465	10892	-57587	4326	14421
9	24642	10868	-62823	4333	14444
10	24359	58543	-23771	10549	3252

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	23880	23711	-23599
2	23567	38929	-23413

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	23567	418	-23413
2	22626	7562	-22855

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	22626	-141	-22855

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.0 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI – RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	26499	10868	-42726	26512	55400	-216532	5.070
2	S	16607	10892	-25026	16614	89178	-203658	8.146
3	S	24359	58543	-23771	24371	218107	-89771	3.733
4	S	24642	10868	-62823	24637	38524	-217330	3.462
5	S	24359	58543	-23771	24371	218107	-89771	3.733
6	S	24642	10868	-62823	24637	38524	-217330	3.462
7	S	24642	37169	-36522	24619	180711	-178779	4.878
8	S	18465	10892	-57587	18451	39445	-212418	3.686
9	S	24642	10868	-62823	24637	38524	-217330	3.462
10	S	24359	58543	-23771	24371	218107	-89771	3.733

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI – DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.01239	-90.0	180.0	0.00146	-80.0	171.6	-0.03154	80.0	8.4
2	0.00350	-0.01001	-90.0	180.0	0.00178	-80.0	171.6	-0.02630	80.0	8.4
3	0.00350	-0.01353	-90.0	180.0	0.00161	-80.0	171.6	-0.03435	80.0	8.4
4	0.00350	-0.01442	-90.0	180.0	0.00119	-80.0	171.6	-0.03600	80.0	8.4
5	0.00350	-0.01353	-90.0	180.0	0.00161	-80.0	171.6	-0.03435	80.0	8.4
6	0.00350	-0.01442	-90.0	180.0	0.00119	-80.0	171.6	-0.03600	80.0	8.4
7	0.00350	-0.00516	-90.0	180.0	0.00245	-80.0	171.6	-0.01567	80.0	8.4
8	0.00350	-0.01462	-90.0	180.0	0.00117	-80.0	171.6	-0.03645	80.0	8.4
9	0.00350	-0.01442	-90.0	180.0	0.00119	-80.0	171.6	-0.03600	80.0	8.4
10	0.00350	-0.01353	-90.0	180.0	0.00161	-80.0	171.6	-0.03435	80.0	8.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000193422	0.000012592	-0.016174475		
2	-0.000157557	0.000017573	-0.013843240		
3	-0.000020313	0.000200437	-0.034406957		
4	-0.000222538	0.000009724	-0.018278838		
5	-0.000020313	0.000200437	-0.034406957		
6	-0.000222538	0.000009724	-0.018278838		
7	-0.000064544	0.000047766	-0.010906854		
8	-0.000224900	0.000010033	-0.018546956		
9	-0.000222538	0.000009724	-0.018278838		
10	-0.000020313	0.000200437	-0.034406957		

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	5.4	-90.0	180.0	-52	80.0	8.4	0	0		0.000
2	S	6.8	-90.0	180.0	-72	80.0	8.4	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	3.1	-90.0	180.0	-21	80.0	8.4	0	0		0.000
2	S	3.7	-90.0	180.0	-30	80.0	8.4	0	0		0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	3.0	0.0	-50.0	-21	80.0	171.6	0	0		0.000

La verifica del plinto è soddisfatta in termini di resistenza a pressoflessione. Anche la verifica a fessurazione è soddisfatta. Si calcola il contributo aggiuntivo di armatura a torsione.

6.10.2 VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: plinto_torsione

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
Resis. compr. di calcolo fcd : 158.70 daN/cm²
Resis. compr. ridotta fcd': 70.80 daN/cm²
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
Def.unit. ultima ecu : 0.0035
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
Coeff. di Poisson : 0.20
Resis. media a trazione fctm: 26.00 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm²
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 180.0 cm
Altezza: 180.0 cm
Barre inferiori : 9Ø20 (28.3 cm²)
Barre superiori : 9Ø20 (28.3 cm²)
Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 8.4 cm
Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 8.4 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	24642	63757	15080	5506
2	16607	27293	6118	5506
3	24359	63185	11039	42032
4	18465	58608	15056	5506

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.4 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 20.3 cm²
Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 20.3 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	24642	63757	24668	177040	2.777	172.9		
2	S	16607	27293	16611	170315	6.240	173.1		
3	S	24359	63185	24351	176776	2.798	173.0		
4	S	18465	58608	18484	171879	2.933	173.1		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00289	-0.02875	180.0	-0.00055	171.6	-0.06750	8.4
2	0.00281	-0.02880	180.0	-0.00063	171.6	-0.06750	8.4
3	0.00289	-0.02875	180.0	-0.00055	171.6	-0.06750	8.4
4	0.00283	-0.02879	180.0	-0.00061	171.6	-0.06750	8.4

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

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0]
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 11.3 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.4]
Barre long. tors.: 6Ø20 (18.8 cm²)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO-TORSIONE

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
Tsdu Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]
Trdu Momento torcente resistente ultimo [daNm] (lato conglomerato)
Mis.Sic. Misura sicur. = Vsdu/Vcd + Tsdu/Trdu. Verifica OK se Mis.Sic ≤ 1
bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vru	Vcd	Vwd	Tsdu	Trdu	Mis.Sic.	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	15080	87501	791503	132029	5506	464519	0.031	180.0	26.57	1.005	1.2
2	S	6118	86352	790124	132029	5506	464519	0.020	180.0	26.57	1.004	0.5
3	S	11039	87461	791454	101077	42032	464519	0.104	180.0	26.57	1.005	0.9
4	S	15056	86618	790443	132029	5506	464519	0.031	180.0	26.57	1.004	1.2

RISULTATI DEL SOLO CALCOLO A TORSIONE

Area Nucl. Area del nucleo della sezione tubolare resistente [cm²]
Per.Nucl. Perimetro del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Sp.Nucl. Spessore del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Afst Area calcolata delle staffe al metro per sola torsione [cm²/m]
Af long. Area dei ferri longitudinali calcolati per sola torsione [cm²]
Tsdu Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]
Trsd Momento torc. resist. reso dall'area staffe riservata alla torsione [daNm]
Trld Momento torc. resist. reso da apposite barre longitudinali (compresa una aliquota delle barre longitudinali soggette a flessione)

N.Comb.	Area Nucl.	Per.Nucl.	Sp.Nucl.	Afst	Af long.	Tsdu	Trsd	Trld
1	18225	540	45.0	0.2	4.2	5506	5506	45909
2	''	''	''	0.2	4.2	5506	5506	45909
3	''	''	''	1.5	31.8	42032	42032	45909
4	''	''	''	0.2	4.2	5506	5506	45909

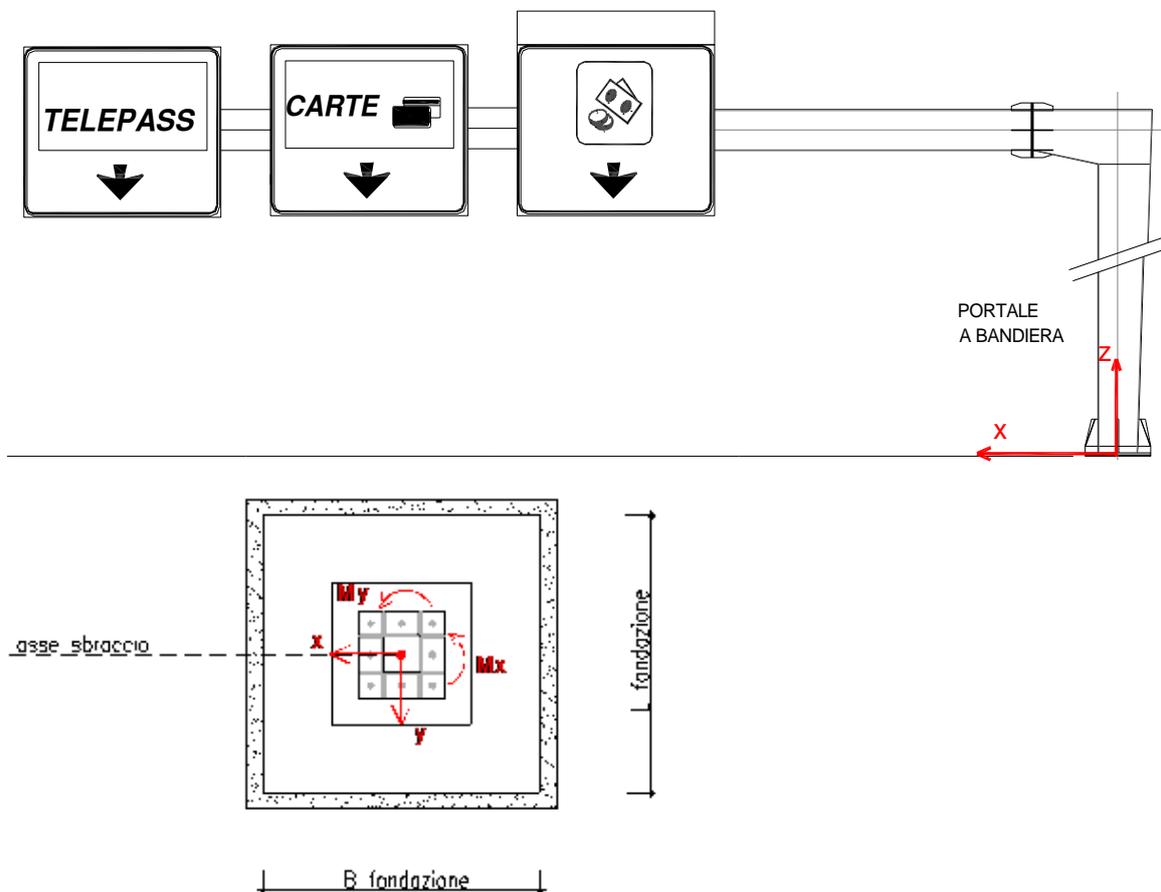
L'armatura complessiva risulta dunque pari a:

Armatura longitudinale: 18φ20 per pressoflessione + 6φ20 per torsione = 24φ20

Staffe: φ12/20cm per taglio.

7.CALCOLO DEL PORTALE A BANDIERA CON CARTELLO SINGOLO

Viene eseguito il calcolo di un portale a bandiera che sostiene un cartello stradale di dimensione 3.50mx2.00m. Il portale è costituito da un elemento verticale posto al margine stradale che sostiene uno sbraccio posto al di sopra della carreggiata stradale sul quale è vincolato il cartello di indicazione. La struttura principale è realizzata in acciaio, con profili laminati a sezione cava più elementi secondari di varia sezione, cava e aperta. Le giunzioni tra gli elementi sono realizzate con bullonature e saldature. Di seguito si dettagliano i calcoli e le verifiche eseguite. Si riportano le indicazioni del sistema di riferimento adottato sulla vista frontale di una generica configurazione di portale e rispetto al plinto di fondazione.



7.1MATERIALI

Calcestruzzo per pali C28/35

Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 35.0$	N/mm^2
Rapporto A/C	< 0.60	

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

Cemento per mc di impasto	=	300	Kg
Classe di esposizione		XC2	
Copriferro		75	mm

Calcestruzzo per fondazione C28/35

Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	=	35.0	N/mm ²
Rapporto A/C		<	0.60	
Cemento per mc di impasto		=	300	Kg
Classe di esposizione			XC2	
Copriferro			40	mm

*Calcestruzzo per sottofondazioni C12/15**Acciaio per armatura B450C*

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di calcolo	f_{yd}	≥	391.3	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	=	210000	N/mm ²

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Acciaio per carpenteria metallica

modulo elastico	$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$
modulo di elasticità trasversale	$G = 80.769 \text{ N/mm}^2$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 0,000012 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
densità	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

profilo laminato a caldo tipologia
qualità dell' acciaio
normativa di riferimento
spessore nominale dell'elemento
resistenza caratteristica a snervamento
resistenza caratteristica di rottura

a sezione cava	
S 355 H	
UNI EN 10210-1 e 2	
t <= 40 mm	
$f_{yk} =$	355 N/mm ²
$f_{tk} =$	510 N/mm ²

Bulloneria - Rif. NTU 11.3.4.6 e CNR 10011

Per le caratteristiche dimensionanti si fa riferimento a

UNI EN ISO 4016:2002

UNI 5592:1968

per la classificazione si fa riferimento a

UNI EN ISO 898-1:2001

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	240	300	480	649	900
$f_{tb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	400	500	600	800	1000

caratteristiche della vite
caratteristiche del dado
resistenza a snervamento
resistenza a rottura per trazione
tensione di trazione ammissibile
tensione tangenziale ammissibile

classe vite =	8,8	
classe dado =	8	
$f_{yb} =$	649	N/mm ²
$f_{tb} =$	800	N/mm ²
$\sigma_{b,amm} =$	373	N/mm ²
$\tau_{b,amm} =$	264	N/mm ²

Piastra di base e nervature - Rif. NTU 11.3.4.1; 11.3.4.5

qualità dell' acciaio per la piastra
spessore della piastra (30mm+20mm di contropiastra)

	S 275	
s =	50,00	mm
f _{yk} =	275	N/mm ²
f _{tk} =	430	N/mm ²

qualità dell'acciaio per le nervature
spessore delle nervature

	S 275	
s =	20,00	mm
f _{yk} =	275	N/mm ²
f _{tk} =	430	N/mm ²

7.2 PESO PROPRIO

Il calcolo del peso proprio è stato condotto computando il peso di tutti gli elementi che compongono la struttura, si faccia pertanto riferimento agli elaborati grafici di progetto. La struttura viene suddivisa nelle seguenti parti:

- Pannello: cartello stradale delle dimensioni indicate con l'aggiunta degli elementi di rinforzo in acciaio posti a tergo dello stesso e di tutti gli elementi di carpenteria metallica necessari per realizzare i vincoli e gli attacchi tra gli elementi componenti e la struttura portante.
- Piedritto: elemento verticale portante
- Nodo portale: elemento orizzontale di collegamento tra il piedritto e la trave di sbraccio
- Trave del portale: elemento orizzontale sul quale vengono apposti i cartelli
- Giunzioni: struttura di collegamento tra due elementi, composto da piastre, nervature di irrigidimento, bulloni e saldature

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

1) Pannello stradale

	Tipologia sezione	Area [m ²]	Lunghezza [m]	peso unitario	numero [-]	peso tot W [kN]
Pannello	3.50m x 2.00m	7,00	-	0.12 kN/m ²	1	0,840
Irrigidimenti:						
tubolare	∅90 mm /sp. 7 mm	0,00183	1,80	78,50 kN/m ³	5	1,290
pressiopiegato per il fissaggio tra tubolare e trave	sp. 8mm	0,014	0,080	78,50 kN/m ³	5	0,453
Manicotto tubolare ∅101,6	∅101,6mm /sp. 5 mm	1,52E-03	0,60	78,50 kN/m ³	5	0,357
Bulloni	M16	2,01E-04	0,06	78,50 kN/m ³	15	0,023
Traverse in alluminio per collegamento del tubolare al pannello	omega	0,001	3,40	27,50 kN/m ³	2	0,101
Irrigidimento a "C" della traversa sp. 4mm	50 mm x 25 mm sp. 4mm	0,00054	3,40	78,50 kN/m ³	2	0,290
Morsetto di fissaggio sez. a "C" sp. 5mm	16,50 mm x 0,005 mm	0,0001	0,05	78,50 kN/m ³	6	0,002
Perno di fissaggio ∅8	∅8	5,00E-05	0,12	78,50 kN/m ³	6	0,006
Bulloni	M12	1,13E-04	0,05	78,50 kN/m ³	6	0,005
saldature e/o arrotondamenti					8%	0,269
PESO TOTALE singolo pannello						3,637

2) Piedritto portale

	Tipologia sezione	peso unitario	numero [-]	peso tot W [kN]
Scatolare L ~ 6,30 m acciaio				
sez. base	500 x 700 mm sp.12 mm	78,50 kN/m ³	1	14,356
sez. colmo	700 x 500 mm sp. 12mm			
Piastra di base	900mm x1100mm x 25mm	78,50 kN/m ³	1	1,943
Contropiastra di base	900mm x1100mm x 20mm	78,50 kN/m ³	1	1,554
Nervature alla base	sp. 15 mm	78,50 kN/m ³	10	0,707
saldature e/o arrotondamenti			8%	1,485
PESO TOTALE				20,045

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

3) Nodo portale

	Tipologia sezione	peso unitario	numero [-]	peso tot W [kN]
Nodo tra piedritto e trave sp. 12mm	VAR. (vedi elaborati grafici)	78,50 kN/m ³	1	3,024
saldature e/o arrotondamenti			8%	0,242
PESO TOTALE				3,266

4) Trave portale

	Tipologia sezione	peso unitario	numero [-]	peso tot W [kN]
scatolare L = 7,37 m	500 x 500 mm sp. 8mm	78,50 kN/m ³	1	9,257
saldature e/o arrotondamenti			8%	0,741
PESO TOTALE				9,997

5) Giunzione sulla Trave

	Tipologia sezione	peso unitario	numero [-]	peso tot W [kN]
Piastre	700 x 700 mm sp. 15mm	78,50 kN/m ³	2	1,154
Costole	sp. 10mm	78,50 kN/m ³	20	0,412
Bulloni	M24	78,50 kN/m ³	20	0,149
saldature e/o arrotondamenti			8%	0,137
PESO TOTALE singola giunzione				1,852

In sintesi le sollecitazioni complessive legate al peso proprio della struttura risultano:

SOLLECITAZIONI PESO PROPRIO

Elemento [-]	Peso [kN]	Xg [m]	Zg [m]	My [kNm]
Pannello n° 1	3,637	6,63	6,74	24,11
Piedritto	20,045	-0,08	4,03	-1,58
Nodo	3,266	0,20	6,67	0,65
Trave	9,997	4,63	6,74	46,29
Giunzione n°1	1,852	0,95	6,74	1,76
TOTALE	38,796			71,23

7.3 AZIONE DEL VENTO

Per il calcolo dell'azione del vento si fa riferimento a quanto indicato nelle NTC2018. Per gli aspetti specifici per i quali la normativa italiana è carente, si fa riferimento all'Eurocodice EC1. A tal proposito si fa appunto riferimento a quanto indicato nelle NTC2018 al paragrafo 3.3.4 e al Capitolo 1: “Per quanto non espressamente specificato nel presente documento, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Capitolo 12. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti norme”.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$P = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b = pressione cinetica di riferimento

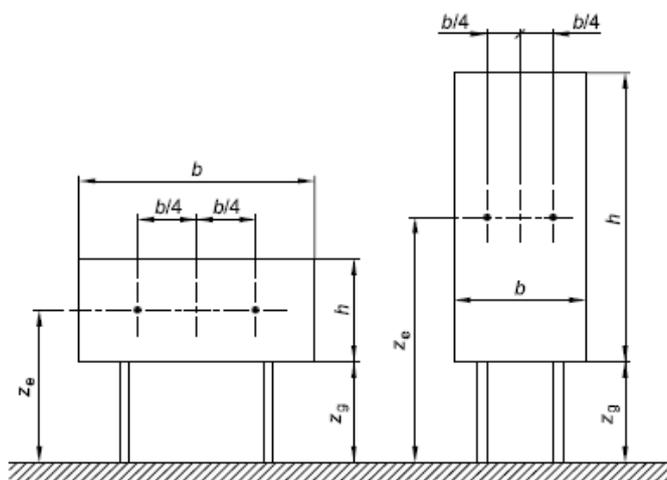
c_e = coefficiente di esposizione

c_p = coefficiente di forma

c_d = coefficiente dinamico

Per il coefficiente di forma si considera il valore indicato nell'EC1 relativo alle insegne e denominato in questa sede coefficiente di forza.

Legenda relativa alle Insegne



Nota 1 altezza di riferimento: $z_e = z_g + h/2$.

Nota 2 area di riferimento: $A_{ref} = b \times h$.

Per insegne sollevate dal suolo di un'altezza z_g maggiore di $h/4$, i coefficienti di forza risultano

$$c_f = 1.80$$

$$z_g = 5.50\text{m (minimo)} > 2\text{m}/4 = 0.50\text{m}$$

Verificato

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Si sintetizzano di seguito i dati utili per il calcolo dell'azione del vento, in accordo con quanto prescritto nel DM 17.1.2018:

- Zona 3
- Suolo riconducibile a una Classe di Rugosità D
- Tempo di ritorno: 50 anni
- Categoria di Esposizione II

Si ottiene:

Velocità base di riferimento

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$

Velocità di riferimento

$$v_r = 29.06 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 0.50 \rho v_r^2 = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 29.06^2 = 456.29 \text{ N/m}^2$$

dove:

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità dell'aria}$$

Coefficiente dinamico

$$c_d = 1$$

Coefficiente topografico

$$c_t = 1$$

Coefficiente di esposizione

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$

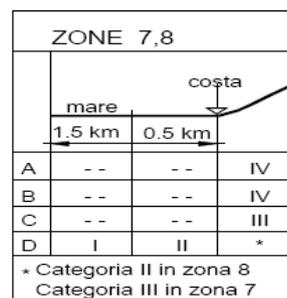
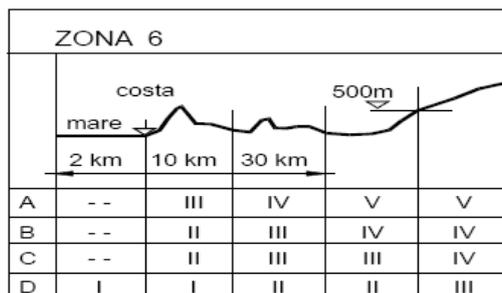
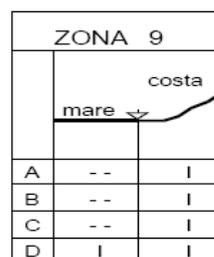
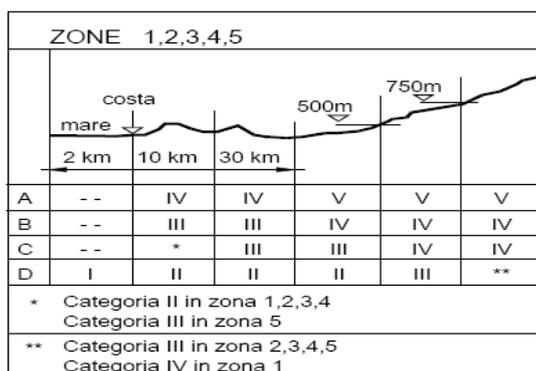
k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.19	0.05	4.00

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Individuazione della zona di esposizione in funzione delle caratteristiche geografiche del sito:



SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

coefficiente di esposizione alla quota z_{min}
coefficiente di esposizione
coefficiente dinamico
Coefficiente di forma *rif. NTU 3.3.10.4.1*
Pressione del vento da 0 a z_{min}
Pressione del vento alla quota z_{max}
Pressione adottata
+20% per gli effetti dinamici sulla sovrastruttura

$c_e(z_{min}) =$	1,88	
$c_e(z) =$	2,63	
$c_d =$	1	
$c_p =$	1,8	
$p =$	1544,41	N/m ²
$p =$	2155,93	N/m ²
$p_w =$	1850,17	N/m ²
$p_w =$	2220,20	N/m ²

Si è considerata una classe di rugosità di tipo D e un ulteriore incremento della pressione del vento risultante del 20% per tenere conto di possibili effetti dinamici sulla sovrastruttura.

La pressione del vento viene applicata sulle superfici investite dal vento: pannelli e struttura in acciaio esposta

SOLLECITAZIONI DEL VENTO

$$p_w = \boxed{2220,20} \text{ N/m}^2$$

Elemento [-]	Area [kN]	P_w	X_g [m]	Z_g [m]	M_x [kNm]	T [kNm]
Pannello n° 1	7,000	-15,54	9,93	6,83	106,15	-154,33
Pannello n° 2	7,000	-15,54	6,18	6,83	106,15	-96,05
Piedritto	4,270	-9,48	-0,05	3,22	30,53	0,50
Nodo	1,600	-3,55	0,31	6,70	23,80	-1,10
Trave	2,040	-4,53	6,45	6,83	30,93	-29,21
Giunzione n°1	0,000	0,00	1,30	6,83	0,00	0,00
TOTALE	21,910	-48,64			297,56	-280,18

Nota:

Si trascurano gli effetti dell'azione tangente del vento, che risulta:

$$p_f = q_b \times C_e \times C_f$$

$$C_e = 2.20$$

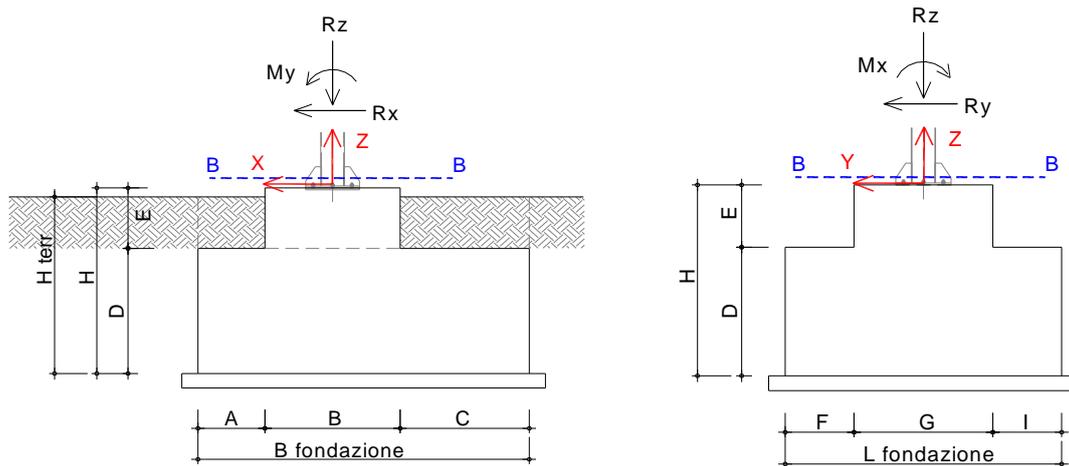
Coefficiente di attrito:

$$C_f = 0,01$$

$$p_f = 456.29 \text{ N/m}^2 \times 2.20 \times 0.01 = 10 \text{ N/m}^2 \quad \text{Trascurabile}$$

7.4 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO DEL PORTALE

Con riferimento alla carpenteria della generica sezione trasversale, si effettua la verifica della sezione B-B



Sistema di riferimento e convenzioni

Si ricavano le sollecitazioni nel baricentro della sezione B-B con riferimento al sistema d'assi indicato in figura. I momenti sono coerenti con la regola della mano destra.

Combinazioni di carico

Con riferimento alle indicazioni del NTU, le combinazioni risultano:

SLU:	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
SISMICA:	$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
SLE RARA	$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$
SLE FREQ.	$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$
SLE Q. PERM.	$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO
Coefficienti parziali per le azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nel dettaglio le combinazioni risultano:

COMB. 1 PP + P.Perm + 1,50 P _w	(A1M1)
COMB. 2 PP + P.Perm + 1,30 P _w	(A2M2)
COMB. 3 PP + P.Perm + Fh	(SISMA)
COMB. 4 PP + P.Perm + P _w	(SLE RARA)
COMB. 5 PP + P.Perm + 0,2 P _w	(SLE FREQ.)
COMB. 6 PP + P.Perm	(SLE-QUASI PERM.)

Per quanto riguarda la combinazione sismica, nel seguito si fa riferimento ai parametri sismici più cautelativi presenti sui tratti in progettazione, sia perché i portali sono strutture realizzate secondo standard scelti dai produttori, in modo da adattarsi a zone sismiche differenti, sia per omogeneità all'interno del progetto Brebemi. Per uguali caratteristiche di cartelli stradali da sostenere, si adottano portali uguali in tutte le tratte di progetto, ciò consente inoltre un maggior vantaggio economico. Quest'assunzione si mantiene valida esclusivamente per la verifica del portale in acciaio, per quanto riguarda la fondazione, si esegue il calcolo con riferimento ai parametri specifici della singola tratta, poiché le fondazioni vengono realizzate in opera.

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Per calcolare il contributo sismico offerto dalla parte fuori terra della struttura: dal portale e dai pannelli, si effettua un'analisi statica lineare. Ciò consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. Tale analisi può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici forniti dalla nuova normativa, si veda rif. 7.3.3.2 e successivi del NTU. Il montante è assunto come un pendolo semplice in cui tutta la massa è concentrata nel suo baricentro.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad \text{dove:}$$

M rappresenta la massa sismica;

K rappresenta la rigidezza flessionale alla base del pendolo e può essere determinata come:

$$K = \frac{3 EJ}{H^3} \quad \text{dove:}$$

E rappresenta il modulo elastico della sezione di acciaio

J rappresenta il momento d'inerzia nella direzione del sisma della sezione di acciaio

H rappresenta l'altezza della massa sismica considerata dall'incastro del montante

Totale peso sbracci e cartelli	$G_b =$	18,75	kN
Peso del montante	$G_m =$	20,05	kN
Altezza montante fino all'asse trave	$H_m =$	6,70	m
Modulo elastico dell'acciaio	$E =$	206.000	MPa
Momento d'inerzia in direzione x	$J_y =$	0,001216	m ⁴
Rigidezza flessionale	$K =$	2.498.831	N/m

Periodo del montante in direzione :	$T_x =$	0,25	sec	T_B < T < T_C
	$T^*_c =$	0,309	sec	
	$C_c =$	1,547		
	$T_B =$	0,159	sec	
	$T_C =$	0,478	sec	
	$T_D =$	2,528	sec	

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Momento d'inerzia in direzione y $J_x = 0,002038 \text{ m}^4$
Rigidezza flessionale $K = 4.187.650 \text{ N/m}$

Periodo del montante in direzione $T_y = 0,19 \text{ sec}$ **TC < T < TD**

Spettro elastico orizzontale $Se(T_x) = 0,786 \text{ g}$
 $Se(T_y) = 0,786 \text{ g}$

Per la componente verticale dell'azione sismica si ottiene:

$S_s = 1,000$

$S_T = 1,000$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

$$T_B = 0,050 \text{ sec}$$

$$T_C = 0,150 \text{ sec}$$

$$T_D = 1,000 \text{ sec}$$

Si considera un periodo compreso tra T_B e T_C a favore di sicurezza

$$T_z = \begin{matrix} 0,09 \\ 0,254 \end{matrix} \text{ sec} \quad \mathbf{TB < T < TC}$$

$$Se(T_z) = \begin{matrix} 0,09 \\ 0,254 \end{matrix} \text{ g}$$

Le componenti dell'azione sismica in orizzontale e verticale, in valore assoluto, risultano:

$$F_x = 30,50 \text{ kN}$$

$$F_y = 30,50 \text{ kN}$$

$$F_z = 9,86 \text{ kN}$$

Le coordinate del punto di applicazione della massa sono:

$$x_G = \begin{matrix} 2,04 \\ 0,00 \\ 5,20 \end{matrix} \text{ m}$$

$$y_G = \begin{matrix} 0,00 \\ 0,00 \\ 5,20 \end{matrix} \text{ m}$$

$$z_G = \begin{matrix} 2,04 \\ 0,00 \\ 5,20 \end{matrix} \text{ m}$$

se $F_h = F_x$	$M_x = 0,00 \text{ kNm}$	
	$M_y = 158,58 \text{ kNm}$	+
	$M_t = 0,00 \text{ kNm}$	
se $F_h = -F_y$	$M_x = 158,58 \text{ kNm}$	+
	$M_y = 0,00 \text{ kNm}$	
	$M_t = -62,21 \text{ kNm}$	-
se $F_h = +/- F_z$	$M_x = 0,00 \text{ kNm}$	
	$M_y = 20,10 \text{ kNm}$	-/+
	$M_t = 0,00 \text{ kNm}$	

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
 CALCOLO**

COMB. 1 (A1M1)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione	γ		Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			38,80	1,35	71,23	
Vento	Pw	1,50		-45,39		271,59		184,56
TOTALE a metro lineare			0,00	-45,39	38,80	272,93	71,23	184,56

COMB. 2 (A2M2)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione	γ		Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			38,80	1,35	71,23	
Vento	Pw	1,30		-39,34		235,38		159,952
TOTALE a metro lineare			0,00	-39,34	38,80	236,72	71,23	159,952

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

COMB. 3a (A1M1-sismica) Ex + 0,3Ey - 0,3Ez								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			38,80	1,35	71,23	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	30,50	-9,15	-2,96	47,58	164,61	-18,664
TOTALE a metro lineare			30,50	-9,15	35,84	48,92	235,84	-18,664

COMB. 3b (A1M1-sismica) Ex + 0,3Ey + 0,3Ez								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			38,80	1,35	71,23	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	30,50	-9,15	2,96	47,58	152,55	-18,664
TOTALE a metro lineare			30,50	-9,15	41,75	48,92	223,78	-18,664

COMB. 3c (A1M1-sismica) Ey + 0,3Ex - 0,3Ez								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			38,80	1,35	71,23	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	9,15	-30,50	-2,96	158,58	53,61	-62,213
TOTALE a metro lineare			9,15	-30,50	35,84	159,93	124,84	-62,213

COMB. 3d (A1M1-sismica) Ey + 0,3Ex + 0,3Ez								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			38,80	1,35	71,23	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	9,15	-30,50	2,96	158,58	41,54	-62,213
TOTALE a metro lineare			9,15	-30,50	41,75	159,93	112,77	-62,213

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

COMB. 3e (A1M1-sismica) -Ez + 0,3Ex + 0,3Ey								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			38,80	1,35	71,23	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	9,15	-9,15	-9,86	47,58	67,68	-18,664
TOTALE a metro lineare			9,15	-9,15	28,94	48,92	138,91	-18,664

COMB. 3f (A1M1-sismica) +Ez + 0,3Ex + 0,3Ey								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			38,80	1,35	71,23	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	9,15	-9,15	9,86	47,58	41,54	-18,664
TOTALE a metro lineare			9,15	-9,15	48,65	48,92	112,77	-18,664

COMB. 4 (SLE RARA)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			38,80	1,35	71,23	
Vento	Pw	1,00		-30,26		181,06		123,04
TOTALE a metro lineare			0,00	-30,26	38,80	182,40	71,23	123,04

COMB. 5 (SLE FREQ.)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			38,80	1,35	71,23	
Vento	Pw	0,20		-6,05		36,21		24,608
TOTALE a metro lineare			0,00	-6,05	38,80	37,56	71,23	24,608

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

COMB. 6 (SLE QUASI PERM.)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			38,80	1,35	71,23	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
TOTALE a metro lineare			0,00	0,00	38,80	1,35	71,23	0

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMB. 1	(A1M1)		0,00	-45,39	38,80	272,93	71,23	184,56
COMB. 2	(A2M2)		0,00	-39,34	38,80	236,72	71,23	159,952
COMB. 3a	Ex + 0,3Ey + 0,3Ez		30,50	-39,34	35,84	48,92	235,84	-18,664
COMB. 3b	Ex + 0,3Ey - 0,3Ez		30,50	-9,15	41,75	48,92	223,78	-18,664
COMB. 3c	Ey + 0,3Ex + 0,3Ez		9,15	-30,50	35,84	159,93	124,84	-62,213
COMB. 3d	Ey + 0,3Ex - 0,3Ez		9,15	-30,50	41,75	159,93	112,77	-62,213
COMB. 3e	Ez + 0,3Ex + 0,3Ey		9,15	-9,15	28,94	48,92	138,91	-18,664
COMB. 3f	-Ez + 0,3Ex + 0,3Ey		9,15	-9,15	48,65	48,92	112,77	-18,664
COMB. 4	(SLE RARA)		0,00	-30,26	38,80	182,40	71,23	123,04
COMB. 5	(SLE FREQ.)		0,00	-6,05	38,80	37,56	71,23	24,608
COMB. 6	(SLE QUASI PERM.)		0,00	0,00	38,80	1,35	71,23	0

7.5 VERIFICA DEL MONTANTE DI ACCIAIO

Le verifiche strutturali sono condotte considerando le combinazioni di carico più gravose, rappresentate da quelle che massimizzano azione assiale, momento flettente e taglio nei due piani principali e momento torcente.

In particolare tali situazioni si registrano nelle seguenti combinazioni:

comb. 1 $M_{x,max} M_{t,max}$

comb. 3a $M_{y,max}$

comb. 3f N_{max}

VERIFICHE IN COMBINAZIONE 1

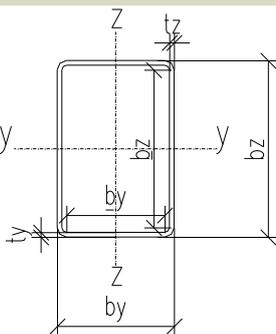
Caratteristiche meccaniche dei materiali

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Acciai				2100	N/m			
o S	355	MPa	$E_a = 00$	m^2	$f_{yk} =$	355	N/mm^2	
$\gamma_{M0} =$	1.05	$\gamma_{M1} =$	1.05	$\gamma_{M2} =$	1.25	$f_t =$	510	MPa
					$\varepsilon =$	0.81		

Caratteristiche geometriche della sezione

$b_z =$	700	mm
$b_y =$	500	mm
$t_y =$	12	mm
$t_z =$	12	mm
$r =$	18	mm
$b_z =$	640	mm
$b_y =$	440	mm
$h_{wz} =$	640	mm
$h_{wy} =$	440	mm



b_z/t_z	53.
=	3
b_y/t_y	36.
=	7

N	M	fless. attorno:
4	1	z-z
4	1	y-y

classe ala b_y

classe ala b_z

Sezione complessivamente di classe

4

Sollecitazioni agenti e classificazione

$N_{Ed} =$	-38.80	kN (<0 se compressione)	$T_{Ed} =$	184.56	kNm
			$M_{z,Ed}$		kNm
$M_{y,Ed} =$	272.93	(>0)	=	72.23	(>0)
			$V_{y,Ed}$		
$V_{z,Ed} =$	45.39	kN	=	0.00	kN

Caratteristiche meccaniche della sezione

Sezione "lorda"

$A =$	27730	mm^2			
$A_{vz} =$	16176	mm^2	$A_{vy} =$	11554	mm^2
	1.978E+			1.186E+	
$I_y =$	09	mm^4	$I_z =$	09	mm^4
	334876				
$S_y =$	1	mm^3	$S_z =$	2667883	mm^3
	565131				
$W_{el,y} =$	0	mm^3	$W_{el,z} =$	4742321	mm^3
	669752				
$W_{pl,y} =$	2	mm^3	$W_{pl,z} =$	5335767	mm^3
$i_y =$	267	mm	$i_z =$	207	mm
$L_{0y} =$	13400	mm	$L_{0z} =$	13400	mm

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Sezione
"efficace"

Calcolo delle caratteristiche efficaci

Azion e	N		M _y	M _z
	y	z	z	y
ρ =	0.881	0.682	1.000	1.000
λ _p =	0.837	1.197	0.472	0.325
b _p =	464	664	640	440
k _σ =	4	4	23.9	23.9
b _{eff} =	388	436	320	220
b _{e1} =			128	88
b _{e2} =			192	132

fattore di riduzione per instabilità locale

$(b_p/t_i)/(28,4\varepsilon(k_\sigma)^{0,5})$

mm

fattore di instabilità

mm

mm

mm

compressione:

A_{eff} = 21583 mm² e_{N,i} = 0 y-y z-z mm

flessio

ne: i = y i = z

A'_{i,eff} = 27101 mm²

I_{i,eff} = 1.902E+09 mm⁴

I_{i,eff} = 1.026E+09 mm⁴

z_g = 342 mm

distanza del baricentro dal lembo teso della sezione

y_g = 226 mm

distanza del baricentro dal lembo teso della sezione

W_{i,eff} = 5312629 mm³

e_{N,i} = 8 mm

Verifica a torsione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.7

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = 0.12 < 1$$

$$T_{Rd} = 2 \Theta t f_{ywd} = 9 \text{ kNm}$$

$$f_{ywd} = 195.20 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{t,Ed} = 22.92 \text{ N/m}^2$$

$$\Theta = 335466 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{b,Rd} = \min[f_{yk}/\gamma_{M0}/3^{0.5}; \dots]$$

Verifica a taglio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6 (EN 1993-1-5:2006 p.to 5)

$$= \frac{h_w/t_w \lim}{=} \left| \begin{array}{l} 31/\eta \varepsilon (k_\tau)^{0.5} \\ 0 \end{array} \right. \begin{array}{l} 0.0 \\ \text{anima irrigidita} \end{array}$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

				48.	
			$72/\eta \varepsilon =$	82	anima non irrigidita
h_{wy}/t_y			h_w/t_w lim	48.8	
=	36.67	<	=	2	non necessario considerare l'instabilità da taglio
h_{wz}/t_z			h_w/t_w lim	48.8	
=	53.33	>	=	2	necessario considerare l'instabilità per taglio

Resistenza a taglio in assenza di instabilità - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6(4)

Taglio agente nel piano y-y

$$\eta_3 = \frac{\tau_{Ed,y} / [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk} / 3^{0.5} / \gamma_{M0})] [f_{yk} / (3^{0.5} \gamma_{M0})]}{0.00} < 1$$

$$\tau_{Ed,y} = \frac{V_{y,Ed} S_z / (I_z 2t_y) + T_{Ed} / (2\theta t_y)}{0.63} \text{ MPa}$$

Resistenza all'instabilità per taglio - EN 1993-1-5:2006 p.to 5.2

EN 1993-1-5:2006 p.to 5.1(2) nota

$$\eta = 1.2 \quad 2$$

Taglio agente nel piano z-z

$$\lambda_{w,z} = 0.759$$

$$k_{\tau,z} = 0.000$$

$$\chi_{w,z} = 1.094$$

$$V_{bw,Rd} = 3280.0$$

$$z = 7 \quad \text{kN} \quad \text{contributo dell'anima}$$

$$V_{bf,Rd} = 0.00 \quad \text{kN} \quad \text{contributo delle flange}$$

$$V_{b,Rd,z} = 3280.0$$

$$= 7 \quad \text{kN} \quad \text{taglio resistente totale}$$

$$\tau_{b,Rd,z} = 195.24 \quad \text{MPa} \quad \text{tensione tangenziale resistente}$$

$$\tau_{Ed,z} = 26.13 \quad \text{MPa} = \frac{V_{z,Ed} S_y / (I_y 2t_z) + T_{Ed} / (2\theta t_z)}{1}$$

$$\eta_3 = 0.13 < 1 = \tau_{Ed,z} / \tau_{b,Rd,z}$$

Sollecitazioni combinate nella trave d'acciaio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.10 (EN 1993-1-5:2006 p.to 7.1)

	piano di azione del			
	y-y	z-z	taglio	
$\eta_3 =$	0.00	0.13	<	0.50 non necessario considerare iterazione V-M-N
$\rho =$	0.00	0.00		

nelle verifiche per azione assiale e momento flettente si utilizza una tensione limite pari a:

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$f_{yk} = (1-\rho) f_{yk} = 355.00 \text{ MPa}$$

Verifiche allo stato limite ultimo per tensioni normali - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.9.2 e 6.2.10

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed} / (f_{yk} A_{eff} / \gamma_{M0}) \pm (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,y} / \gamma_{M0}) \pm (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,z} / \gamma_{M0})}{1}$$

$$\eta_1 = 0.21 < 1$$

Verifica di instabilità per flessione e compressione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.3.3

$$\eta_{b,i} = \frac{N_{Ed} / (\chi_i N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iy} (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / (M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iz} (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})}{1}$$

		i = y	i = z
$\eta_{b,i}$		0.19	0.17
		53126	375000
W_i	[mm ³]	29	8
χ_i	$1 / [\phi_i + (\phi_i^2 - \lambda_i^2)^{0.5}] =$	0.90	0.82
ϕ_i	$0.50 \cdot [1 + \alpha_i \cdot (\lambda_i - 0.2) + \lambda_i^2] =$	0.71	0.84
α_i		0.21	0.21
curva		a	a
λ_i	$\lambda_i / \lambda_{1i} [\beta_i]^{0.5} =$	0.58	0.75
λ_i	$L_{0,i} / i =$	50.17	64.81
λ_{1i}	93,9 ε	76.40	76.40
ε	$(235 / f_y)^{0.5} =$	0.81	
k_{iy}		0.90	0.72
k_{iz}		0.90	0.90
C_{mi}		0.90	0.90

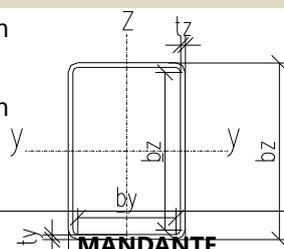
VERIFICHE IN COMBINAZIONE 3A

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Acciaio				2100	N/m			
S	355	MPa	$E_a = 00$	m^2	$f_{yk} =$	355	N/mm^2	
$\gamma_{M0} =$	1.05	$\gamma_{M1} =$	1.05	$\gamma_{M2} =$	1.25	$f_t =$	510	MPa
						ε =	0.81	

Caratteristiche geometriche della sezione

$b_z =$	700	mm		
$b_y =$	500	mm		
			$b_z / t_z =$	53.
			=	3



SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$t_y =$	12	mm		$b_y/t_y =$	36.
$t_z =$	12	mm			7
$r =$	18	mm			
$b_z =$	640	mm	classe ala b_y		
$b_y =$	440	mm	classe ala b_z		
$h_{wz} =$	640	mm	Sezione complessivamente di classe		
$h_{wy} =$	440	mm			

N	N M	fless. attorno:
4	1	z-z
4	1	y-y

4

Sollecitazioni agenti e classificazione

$N_{Ed} =$	-35.84	kN (<0 se compressione)	$T_{Ed} =$	18.66	kNm
$M_{y,Ed} =$	48.92	kNm (>0)	$M_{z,Ed} =$	235.84	kNm (>0)
$V_{z,Ed} =$	39.34	kN	$V_{y,Ed} =$	30.50	kN

Caratteristiche meccaniche della sezione

Sezione "lorda"

$A =$	27730	mm ²			
$A_{vz} =$	16176	mm ²	$A_{vy} =$	11554	mm ²
	1.978E+			1.186E+	
$I_y =$	09	mm ⁴	$I_z =$	09	mm ⁴
	334876				
$S_y =$	1	mm ³	$S_z =$	2667883	mm ³
	565131				
$W_{el,y} =$	0	mm ³	$W_{el,z} =$	4742321	mm ³
	669752				
$W_{pl,y} =$	2	mm ³	$W_{pl,z} =$	5335767	mm ³
$i_y =$	267	mm	$i_z =$	207	mm
$L_{0y} =$	13400	mm	$L_{0z} =$	13400	mm

Sezione
"efficace"

Calcolo delle caratteristiche efficaci

Azion e	N		M_y	M_z
lato	y	z	z	y
$\rho =$	0.881	0.682	1.000	1.000

fattore di riduzione per instabilità locale

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$\lambda_p =$	0.837	1.197	0.4	72	0.325	$(b_p/t_i)/(28,4\varepsilon(k_\sigma)^{0.5})$
$b_p =$	464	664	640	440		mm
$k_\sigma =$	4	4	23.	9	23.9	fattore di instabilità
$b_{eff} =$	388	436	320	220		mm
$b_{e1} =$			128	88		mm
$b_{e2} =$			192	132		mm

compressione:			y-y	z-z		
$A_{eff} =$	21583	mm ²	$e_{N,i}$	0	0	mm
flessione:						
$i = y$		$i = z$				
$A'_{i,eff} =$	27101	25285	m			
$I_{i,eff} =$	1.902E+09	1.026E+09	m ²			
$I_{i,eff} =$			m ⁴			
$z_g =$	342		m			distanza del baricentro dal lembo teso della sezione
$y_g =$		226	m			distanza del baricentro dal lembo teso della sezione
$W_{i,eff} =$	5312629	3750008	m ³			
$e_{N,i} =$	8	24	m			

Verifica a torsione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.7

$T_{Ed}/T_{Rd} =$	0.01	<	1
$T_{Rd} =$	$2 \Theta t f_{ywd} =$	1571.59	kNm
$f_{ywd} =$	195.20	N/mm ²	$\tau_{b,Rd}$
			$\tau_{t,Ed} =$
			2.32
			$\Theta =$
			335466
			mm ²

Verifica a taglio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6 (EN 1993-1-5:2006 p.to 5)

$h_w/t_w \lim =$	$31/\eta \varepsilon (k_\tau)^{0.5}$		
	$=$	0.00	anima irrigidita
	$72/\eta \varepsilon =$	48.82	anima non irrigidita
h_{wy}/t_y	h_w/t_w	48.8	
$=$	36.67	<	$\lim =$
		2	non necessario considerare l'instabilità da taglio

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$= \frac{h_{wz}/t_z}{53.33} > \frac{h_w/t_w}{2} = 48.8 \quad \text{necessario considerare l'instabilità per taglio}$$

Resistenza a taglio in assenza di instabilità - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6(4)

Taglio agente nel piano y-y

$$\eta_3 = \frac{\tau_{Ed,y} / [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk} / 3^{0.5} / \gamma_{M0})] [f_{yk} / (3^{0.5} \gamma_{M0})]}{V_{y,Ed} S_z / (I_z 2t_y) + T_{Ed} / (2\Theta t_y)} = \frac{0.02}{2.92 \text{ MPa}} < 1$$

Resistenza all'instabilità per taglio - EN 1993-1-5:2006 p.to 5.2

EN 1993-1-5:2006 p.to 5.1(2) nota

$$\eta = 1.2 > 2$$

Taglio agente nel piano z-z

$$\begin{aligned} \lambda_{w,z} &= 0.759 \\ k_{t,z} &= 0.000 \\ \chi_{w,z} &= 1.094 \\ V_{bw,Rd,z} &= 3280.07 \text{ kN} \quad \text{contributo dell'anima} \\ V_{bf,Rd,z} &= 0.00 \text{ kN} \quad \text{contributo delle flange} \\ V_{b,Rd,z} &= 3280.07 \text{ kN} \quad \text{taglio resistente totale} \\ \tau_{b,Rd,z} &= 195.2 \text{ MPa} \quad \text{tensione tangenziale resistente} \\ &= V_{z,Ed} S_y / (I_y 2t_z) + T_{Ed} / (2\Theta t_z) \\ \tau_{Ed,z} &= 5.09 \text{ MPa} \\ \eta_3 &= 0.03 < 1 = \tau_{Ed,z} / \tau_{b,Rd,z} \end{aligned}$$

Sollecitazioni combinate nella trave d'acciaio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.10 (EN 1993-1-5:2006 p.to 7.1)

piano di azione del

	y-y	z-z	taglio	
$\eta_3 =$	0.02	0.03	<	0.50 non necessario considerare iterazione V-M-N
$\rho =$	0.00	0.00		

nelle verifiche per azione assiale e momento flettente si utilizza una tensione limite pari a:

$$f'_{yk} = (1 - \rho) f_{yk} = 355.00 \text{ MPa}$$

Verifiche allo stato limite ultimo per tensioni normali - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.9.2 e 6.2.10

$$\eta_1 = N_{Ed} / (f_{yk} A_{eff} / \gamma_{M0}) \pm (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,y} / \gamma_{M0}) \pm (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,z} / \gamma_{M0})$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$\eta_1 = 0.22 < 1$$

Verifica di instabilità per flessione e compressione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.3.3

$\eta_{b,i} =$	$N_{Ed}/(\chi_i N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{iy}(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed})/(M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{iz}(M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed})/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})$		
		$i = y$	$i = z$
		$\eta_{b,i} =$	< 1
		53126	375000
$W_i =$	$[mm^3]$	29	8
$\chi_i =$	$1/[\phi_i + (\phi_i^2 - \lambda_i^2)^{0.5}] =$	0.90	0.82
	$0.50 \cdot [1 + \alpha_i \cdot (\lambda_i -$		
$\phi_i =$	$0.2) + \lambda_i^2] =$	0.71	0.84
$\alpha_i =$		0.21	0.21
curva			
=		a	a
$\lambda_i =$	$\lambda_i/\lambda_{1i} [\beta_i]^{0.5} =$	0.58	0.75
$\lambda_i =$	$L_{0,i}/i_i =$	50.17	64.81
$\lambda_{1i} =$	$93,9 \epsilon$	76.40	76.40
$\epsilon =$	$(235/f_y)^{0.5} =$	0.81	
$k_{iy} =$		0.90	0.72
$k_{iz} =$		0.90	0.90
$C_{mi} =$		0.90	0.90

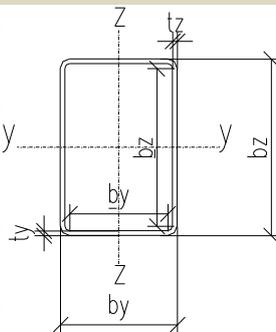
VERIFICHE IN COMBINAZIONE 3F

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Acciai			2100	N/m			
σ_S	355	MPa	$E_a = 00$	m^2	$f_{yk} =$	355	N/mm ²
$\gamma_{M0} =$	1.05	$\gamma_{M1} =$	1.05	$\gamma_{M2} =$	1.25	$f_t =$	510 MPa
					$\epsilon =$	0.81	

Caratteristiche geometriche della sezione

$b_z =$	700	mm
$b_y =$	500	mm
$t_y =$	12	mm
$t_z =$	12	mm
$r =$	18	mm
$b_z =$	640	mm



$$b_z/t_z = 53.$$

$$b_z/t_z = 3$$

$$b_y/t_y = 36.$$

$$b_y/t_y = 7$$

classe ala by

N	M	fless. attorno:
4	1	z-z

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$b_y =$	440	mm	classe ala bz	4	1	y-y
$h_{wz} =$	640	mm	Sezione complessivamente di classe	4		
$h_{wy} =$	440	mm				

Sollecitazioni agenti e classificazione

$N_{Ed} =$	-48.65	kN (<0 compressione)	se	$T_{Ed} =$	18.66	kNm
$M_{y,Ed} =$	48.92	kNm (>0)		$M_{z,Ed} =$	112.77	(>0) kNm
$V_{z,Ed} =$	9.15	kN		$V_{y,Ed} =$	9.15	kN

Caratteristiche meccaniche della sezione

Sezione "lorda"

$A =$	27730	mm ²		$A_{vy} =$	11554	mm ²
$A_{vz} =$	16176	mm ²				
	1.978E+					
$I_y =$	09	mm ⁴		$I_z =$	1.186E+09	mm ⁴
	334876					
$S_y =$	1	mm ³		$S_z =$	2667883	mm ³
	565131					
$W_{el,y} =$	0	mm ³		$W_{el,z} =$	4742321	mm ³
	669752					
$W_{pl,y} =$	2	mm ³		$W_{pl,z} =$	5335767	mm ³
$i_y =$	267	mm		$i_z =$	207	mm
$L_{0y} =$	13400	mm		$L_{0z} =$	13400	mm

Sezione
"efficace"

Calcolo delle caratteristiche efficaci

Azione	N		M_y	M_z	
lato	y	z	z	y	
$\rho =$	0.881	0.682	1.0	1.000	fattore di riduzione per instabilità locale
$\lambda_p =$	0.837	1.197	0.4	0.325	$(b_p/t_i)/(28,4\varepsilon(k_\sigma)^{0,5})$
$b_p =$	464	664	640	440	mm
$k_\sigma =$	4	4	23.	23.9	fattore di instabilità
$b_{eff} =$	388	436	320	220	mm
$b_{e1} =$			128	88	mm

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$b_{e2} =$		192	132	mm
compressione:			y-y	z-z
$A_{eff} =$	21583	mm ²	$e_{N,i}$	0
flessio				0
ne:	$i = y$	$i = z$		mm
$A'_{i,eff} =$	27101	25285	m	
	1.902E+	1.026E+	m ²	
$I_{i,eff} =$	09	09	m ⁴	
$z_g =$	342		m	distanza del baricentro dal lembo teso della sezione
$y_g =$		226	m	distanza del baricentro dal lembo teso della sezione
$W_{i,eff} =$	5312629	3750008	m ³	
$e_{N,i} =$	8	24	m	

Verifica a torsione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.7

$T_{Ed}/T_{Rd} =$	0.01	<	1
$T_{Rd} =$	$2 \Theta t f_{ywd}$	1571.59	kNm
$f_{ywd} =$	195.20	N/mm ²	$\tau_{b,Rd}$
		$\min[f_{yk}/\gamma_{M0}/3^{0.5}$;
		$\Theta =$	335466
		$\tau_{t,Ed} =$	2.32
			N/m ²
			mm ²

Verifica a taglio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6 (EN 1993-1-5:2006 p.to 5)

$h_w/t_w \lim =$	$31/\eta \varepsilon (k_t)^{0.5}$	0.00	anima irrigidita
	$72/\eta \varepsilon =$	48.82	anima non irrigidita
h_{wy}/t_y	h_w/t_w	48.8	
$=$	36.67	<	lim = 2
			non necessario considerare l'instabilità da taglio
h_{wz}/t_z	h_w/t_w	48.8	
$=$	53.33	>	lim = 2
			necessario considerare l'instabilità per taglio

Resistenza a taglio in assenza di instabilità - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6(4)

Taglio agente nel piano y-y

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$\eta_3 = \frac{\tau_{Ed,y} / [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk} / 3^{0.5} / \gamma_{M0})] [f_{yk} / (3^{0.5} \gamma_{M0})]}{V_{y,Ed} S_z / (I_z 2t_y) + T_{Ed} / (2\Theta t_y)} = \frac{0.00}{0.92 \text{ MPa}} < 1$$

Resistenza all'instabilità per taglio - EN 1993-1-5:2006 p.to 5.2

EN 1993-1-5:2006 p.to 5.1(2) nota

$$\eta = 1.2 \quad 2$$

Taglio agente nel piano z-z

$$\begin{aligned} \lambda_{w,z} &= 0.759 \\ k_{t,z} &= 0.000 \\ \chi_{w,z} &= 1.094 \\ V_{bw,Rd,z} &= 3280.07 \text{ kN} \quad \text{contributo dell'anima} \\ V_{bf,Rd,z} &= 0.00 \text{ kN} \quad \text{contributo delle flange} \\ V_{b,Rd,z} &= 3280.07 \text{ kN} \quad \text{taglio resistente totale} \\ \tau_{b,Rd,z} &= 195.2 \text{ MPa} \quad \text{tensione tangenziale resistente} \\ \tau_{Ed,z} &= 2.96 \text{ MPa} \quad \text{tensione tangenziale agente} \\ \eta_3 &= 0.02 < 1 \quad = \tau_{Ed,z} / \tau_{b,Rd,z} \end{aligned}$$

Sollecitazioni combinate nella trave d'acciaio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.10 (EN 1993-1-5:2006 p.to 7.1)

piano di azione del

	y-y	z-z	taglio	
$\eta_3 =$	0.00	0.02	< 0.50	non necessario considerare iterazione V-M-N
$\rho =$	0.00	0.00		

nelle verifiche per azione assiale e momento flettente si utilizza una tensione limite pari a:

$$f'_{yk} = (1 - \rho) f_{yk} = 355.00 \text{ MPa}$$

Verifiche allo stato limite ultimo per tensioni normali - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.9.2 e 6.2.10

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed} / (f_{yk} A_{eff} / \gamma_{M0}) \pm (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,y} / \gamma_{M0}) \pm (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,z} / \gamma_{M0})}{\eta_1 = 0.12 < 1}$$

Verifica di instabilità per flessione e compressione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.3.3

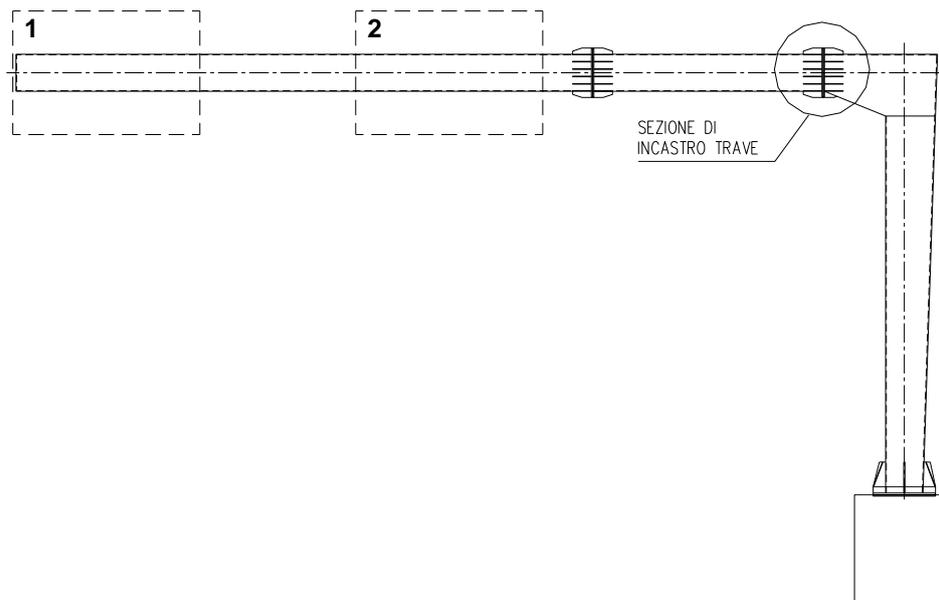
$$\eta_{b,i} = \frac{N_{Ed} / (\chi_i N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iy} (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / (M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iz} (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})}{\eta_{b,i} = 0.11 \quad 0.11 < 1}$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

			375000
$W_i =$	$[\text{mm}^3]$	5312629	8
$\chi_i =$	$1/[\phi_i + (\phi_i^2 - \lambda_i^2)^{0.5}] =$	0.90	0.82
$\phi_i =$	$0,50 \cdot [1 + \alpha_i \cdot (\lambda_i -$		
$\alpha_i =$	$0,2) + \lambda_i^2] =$	0.71	0.84
		0.21	0.21
curva			
=		a	a
$\lambda_i =$	$\lambda_i / \lambda_{1i} [\beta_i]^{0.5} =$	0.58	0.75
$\lambda_i =$	$L_{0,i} / i_i =$	50.17	64.81
$\lambda_{1i} =$	$93,9 \varepsilon$	76.40	76.40
$\varepsilon =$	$(235 / f_y)^{0.5} =$	0.81	
$k_{iy} =$		0.90	0.72
$k_{iz} =$		0.90	0.90
$C_{mi} =$		0.90	0.90

7.6 VERIFICA DELLA TRAVE DI ACCIAIO

Si verifica la sezione della trave maggiormente sollecitata che corrisponde a quella in corrispondenza della giunzione bullonata vicina al piedritto.



SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Sistema di riferimento e convenzioni

Si ricavano le sollecitazioni nel baricentro della sezione di incastro con riferimento al sistema d'assi indicato in figura. I momenti sono coerenti con la regola della mano destra.

Combinazioni di carico

Con riferimento alle indicazioni del NTU, le combinazioni risultano:

SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{1i} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{1i} \cdot Q_{2i} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{3i} \cdot Q_{3i} + \dots$
 SISMICA: $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{1i} + \Psi_{22} \cdot Q_{2i} + \dots$
 SLE RARA $G_1 + G_2 + P + Q_{1i} + \Psi_{12} \cdot Q_{2i} + \Psi_{13} \cdot Q_{3i} \dots$
 SLE FREQ. $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{1i} + \Psi_{12} \cdot Q_{2i} + \Psi_{13} \cdot Q_{3i} \dots$
 SLE Q. PERM. $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{1i} + \Psi_{22} \cdot Q_{2i} + \Psi_{23} \cdot Q_{3i} \dots$

Coefficienti parziali per le azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ (o γ_E)	EQU
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9
	Sfavorevole		1.1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_Q	0.0
	Sfavorevole		1.5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti per definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nel dettaglio le combinazioni risultano:

- COMB. 1- PP + P.Perm + 1,50 P_w (A1M1)
 COMB. 2- PP + P.Perm +1,30 P_w (A2M2)
 COMB. 3- PP + P.Perm + P_w (SLE RARA)
 COMB. 4- PP + P.Perm + 0,2 P_w (SLE FREQ.)
 COMB. 5- PP + P.Perm (SLE-QUASI PERM.)

Si calcolano le risultanti dei carichi in accordo alle combinazioni indicate.

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

COMB. 1 (A1M1)							
			N	R _x	R _y	M _x	M _y
Azione		γ	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Pesi	PP	1,00			13,63	57,48	
Vento	Pw	1,50		-29,88			145,16
TOTALE a metro lineare			0,00	-29,88	13,63	57,48	145,16

COMB. 2 (A2M2)							
			R _x	R _y	R _z	M _x	M _y
Azione		γ	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Pesi	PP	1,00			13,63	57,48	
Vento	Pw	1,30		-25,90			125,80
TOTALE a metro lineare			0,00	-25,90	13,63	57,48	125,80

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

COMB. 3 (SLE RARA)							
			R _x	R _y	R _z	M _x	M _y
Azione		γ	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Pesi	PP	1,00			13,63	57,48	
Vento	Pw	1,00		-19,92			96,77
TOTALE a metro lineare			0,00	-19,92	13,63	57,48	96,77

COMB. 4 (SLE FREQ.)							
			R _x	R _y	R _z	M _x	M _y
Azione		γ	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Pesi	PP	1,00			13,63	57,48	
Vento	Pw	0,20		-3,98			19,35
TOTALE a metro lineare			0,00	-3,98	13,63	57,48	19,35

COMB. 5 (SLE QUASI PERM.)							
			R _x	R _y	R _z	M _x	M _y
Azione		γ	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Pesi	PP	1,00			13,63	57,48	
Vento	Pw	0,00		0,00			0,00
TOTALE a metro lineare			0,00	0,00	13,63	57,48	0,00

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI						
		N	R _y	R _x	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
COMB. 1	(A1M1)	0,00	-29,88	13,63	57,48	145,16
COMB. 2	(A2M2)	0,00	-25,90	13,63	57,48	125,80
COMB. 3	(SLE RARA)	0,00	-19,92	13,63	57,48	96,77
COMB. 4	(SLE FREQ.)	0,00	-3,98	13,63	57,48	19,35
COMB. 5	(SLE QUASI PERM.)	0,00	0,00	13,63	57,48	0,00

Caratteristiche meccaniche dei materiali

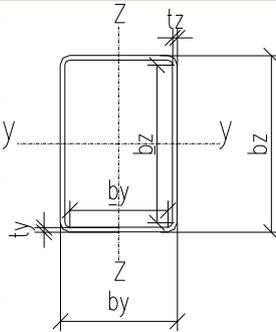
Acciai			2100	N/m			
o S	355	MPa	E _a = 00	m ²	f _{yk} =	355	N/mm ²
γ _{M0} =	1.05	γ _{M1} =	1.05	γ _{M2} =	1.25	f _t =	510 MPa

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$\varepsilon = 0.81$$

Caratteristiche geometriche della sezione

$b_z =$	500	mm
$b_y =$	500	mm
$t_y =$	8	mm
$t_z =$	8	mm
$r =$	12	mm
$b_z =$	460	mm
$b_y =$	460	mm
$h_{wz} =$	460	mm
$h_{wy} =$	460	mm



$$\begin{aligned} b_z/t_z &= 57. \\ &= 5 \\ b_y/t_y &= 57. \\ &= 5 \end{aligned}$$

classe ala b_y

classe ala b_z

Sezione complessivamente di classe

N	M	fless. attorno:
4	1	z-z
4	1	y-y

4

Sollecitazioni agenti e classificazione

$N_{Ed} =$	0.00	kN (<0 compressione)	se	$T_{Ed} =$	0.00	kNm
$M_{y,Ed} =$	57.48	kNm (>0)		$M_{z,Ed} =$	145.16	(>0) kNm
$V_{z,Ed} =$	29.88	kN		$V_{y,Ed} =$	13.63	kN

Caratteristiche meccaniche della sezione

Sezione "lorda"

$A =$	15524	mm ²		$A_{vy} =$	7762	mm ²
$A_{vz} =$	7762	mm ²			62171925	
$I_y =$	55	mm ⁴		$I_z =$	5	mm ⁴
$S_y =$	1425150	mm ³		$S_z =$	1425150	mm ³
$W_{el,y} =$	2486877	mm ³		$W_{el,z} =$	2486877	mm ³
$W_{pl,y} =$	2850300	mm ³		$W_{pl,z} =$	2850300	mm ³
$i_y =$	200	mm		$i_z =$	200	mm
$L_{0y} =$	16640	mm		$L_{0z} =$	16640	mm

Sezione
"efficace"

Calcolo delle caratteristiche efficaci

Azione	N	M_y	M_z
lato	y	z	y

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$\rho =$	0.644	0.644	1.000	1.000	fattore di riduzione per instabilità locale
$\lambda_p =$	1.288	1.288	0.509	0.509	$(b_p/t_i)/(28,4\varepsilon(k_\sigma)^{0.5})$
$b_p =$	476	476	460	460	mm
$k_\sigma =$	4	4	23.9	23.9	fattore di instabilità
$b_{eff} =$	296	296	230	230	mm
$b_{e1} =$			92	92	mm
$b_{e2} =$			138	138	mm

compressione:				y-y	z-z	
$A_{eff} =$	10284	mm ²	$e_{N,i}$	0	0	mm
flessione:						
$i = y$		$i = z$				
$A'_{i,eff} =$	14214	14214	m ²			
$I_{i,eff} =$	535118957	57	5351189	m ⁴		
$z_g =$	227		m			distanza del baricentro dal lembo teso della sezione
$y_g =$		227	m			distanza del baricentro dal lembo teso della sezione
$W_{i,eff} =$	1962482	1962482	m ³			
$e_{N,i} =$	23	23	m			

Verifica a taglio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6 (EN 1993-1-5:2006 p.to 5)

$h_w/t_w \lim =$		$31/\eta \varepsilon (k_\tau)^{0.5}$	0.00	anima irrigidita
		$72/\eta \varepsilon =$	48.82	anima non irrigidita
h_{wy}/t_y		h_w/t_w	48.8	
$=$	57.50	$\lim =$	2	necessario considerare l'instabilità per taglio
h_{wz}/t_z		h_w/t_w	48.8	
$=$	57.50	$\lim =$	2	necessario considerare l'instabilità per taglio

Resistenza all'instabilità per taglio - EN 1993-1-5:2006 p.to 5.2

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

EN 1993-1-5:2006 p.to 5.1(2) nota

$$\eta = 1.2 \quad 2$$

Taglio agente nel piano z-z

$$\lambda_{w,z} = 0.818$$

$$k_{\tau,z} = 0.000$$

$$\chi_{w,z} = 1.015$$

$$V_{bw,Rd,z} = 1457.$$

$$= 81 \quad \text{kN} \quad \text{contributo dell'anima}$$

$$V_{bf,Rd,z}$$

$$= 0.00 \quad \text{kN} \quad \text{contributo delle flange}$$

$$V_{b,Rd,z} = 1457.$$

$$= 81 \quad \text{kN} \quad \text{taglio resistente totale}$$

$$182.2$$

$$\tau_{b,Rd,z} = 3 \quad \text{MPa} \quad \text{tensione tangenziale resistente}$$

$$= V_{z,Ed} S_y / (I_y 2t_z) +$$

$$\tau_{Ed,z} = 4.28 \quad T_{Ed} / (2\theta t_z)$$

$$\eta_3 = 0.02 < 1 \quad = \tau_{Ed,z} / \tau_{b,Rd,z}$$

Taglio agente nel piano y-y

$$\lambda_{w,y} = 0.818$$

$$k_{\tau,y} = 0.000$$

$$\chi_{w,y} = 1.015$$

$$V_{bw,Rd,y} = 1457.$$

$$= 81 \quad \text{kN} \quad \text{contributo dell'anima}$$

$$V_{bf,Rd,y}$$

$$= 0.00 \quad \text{kN} \quad \text{contributo delle flange}$$

$$V_{b,Rd,y} = 1457.$$

$$= 81 \quad \text{kN} \quad \text{taglio resistente totale}$$

$$182.2$$

$$\tau_{b,Rd,y} = 3 \quad \text{MPa} \quad \text{tensione tangenziale resistente}$$

$$= V_{y,Ed} S_z / (I_z 2t_y) +$$

$$\tau_{Ed,y} = 1.95 \quad T_{Ed} / (2\theta t_y)$$

$$\eta_3 = 0.01 < 1 \quad = \tau_{i,Ed} / \tau_{b,Rd,i}$$

Sollecitazioni combinate nella trave d'acciaio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.10 (EN 1993-1-5:2006 p.to 7.1)

piano di azione del

	y-y	z-z	taglio	
$\eta_3 =$	0.01	0.02	< 0.50	non necessario considerare iterazione V-M-N

$$\rho = 0.00 \quad 0.00$$

nelle verifiche per azione assiale e momento flettente si utilizza una tensione limite pari a:

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$f_{yk} = (1-\rho) f_{yk} = 355.00 \text{ MPa}$$

Verifiche allo stato limite ultimo per tensioni normali - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.9.2 e 6.2.10

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed} / (f_{yk} A_{eff} / \gamma_{M0}) \pm (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,y} / \gamma_{M0}) \pm (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_N) / (f_{yk} W_{eff,z} / \gamma_{M0})}{1}$$

$$\eta_1 = 0.31 < 1$$

Verifica di instabilità per flessione e compressione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.3.3

$$\eta_{b,i} = \frac{N_{Ed} / (\chi_i N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iy} (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / (M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iz} (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})}{1}$$

$$i = y \quad i = z$$

$$\eta_{b,i} = 0.27 \quad 0.26 < 1$$

$$19624$$

$$W_i = [mm^3] \quad 82 \quad 1962482$$

$$\chi_i = 1 / [\phi_i + (\phi_i^2 - \lambda_i^2)^{0.5}] = 0.74 \quad 0.74$$

$$\phi_i = \frac{0.50 \cdot [1 + \alpha_i \cdot (\lambda_i - 0.2) + \lambda_i^2]}{1} = 0.96 \quad 0.96$$

$$\alpha_i = 0.21 \quad 0.21$$

curva

$$= a \quad a$$

$$\lambda_i = \lambda_i / \lambda_{1i} [\beta_i]^{0.5} = 0.89 \quad 0.89$$

$$\lambda_i = L_{0,i} / i_i = 83.15 \quad 83.15$$

$$\lambda_{1i} = 93.9 \varepsilon \quad 76.40 \quad 76.40$$

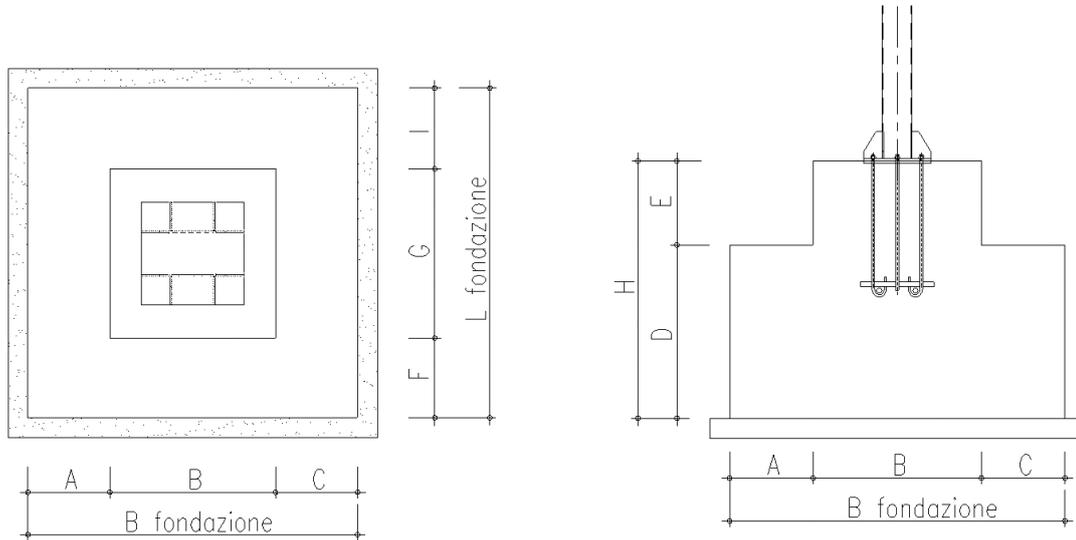
$$\varepsilon = (235 / f_y)^{0.5} = 0.81$$

$$k_{iy} = 0.90 \quad 0.72$$

$$k_{iz} = 0.90 \quad 0.90$$

$$C_{mi} = 0.90 \quad 0.90$$

7.7 CALCOLO DELLA FONDAZIONE



Geometria della fondazione

In direzione trasversale alla strada			
Altezza fondazione	D	1.8	m
Lunghezza mensola	A	0	m
Lunghezza mensola	C	0	m
Spessore dello spiccato	B	1.8	m
Altezza dello spiccato	E	0	m
Base della fondazione	B _{fondaz}	1.8	m
In direzione longitudinale alla strada			
Larghezza mensola	F	0	m
Larghezza mensola	I	0	m
Larghezza dello spiccato	G	1.8	m
Larghezza della fondazione	L _{fondaz}	1.8	m
Altezza totale plinto	H	1.8	m
Altezza del terreno da estradosso magrone	H _{terr}	1.8	m

Carichi agenti

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Peso proprio struttura	PP	38.80	kN
Peso proprio fondazione	PP _{fondaz}	145.80	kN
Sovraccarico stradale sul terrenocdz statiche	q	20	kN/m ²
Sovraccarico stradale sul terrenocdz sismiche	q _s	10	kN/m ²

Per il terreno di rinfianco del plinto di fondazione si utilizzano parametri geotecnici pari a quelli del materiale da rilevato:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 0.$$

I parametri sismici sono quelli riportati al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Systema di riferimento e convenzioni

Nel seguito si ricavano le sollecitazioni complessive agenti sulla struttura di fondazione, riferite al baricentro della stessa alla quota di intradosso. Si considera in questa sede un sistema di riferimento con origine nel baricentro della fondazione, con l'asse x rivolto nella direzione dello sbraccio in cui sono posizionati i pannelli, l'asse y in direzione longitudinale alla strada e l'asse z rivolto verso il basso. I segni dei momenti sono in accordo con la regola della mano destra.

Spinta statica del terreno

Si assume che a monte del plinto di fondazione possa svilupparsi un regime di spinta attiva da calcolarsi utilizzando il coefficiente di Muller – Breslau. Si sono utilizzati i valori di spinta calcolati con il coefficiente k_a (M1) della Tabella sottostante.

k_a (M1)	0.244		k_a (M2)	0.306
H (m)	1.80		H (m)	1.80
δ/φ' (°)	0.67		δ/φ' (°)	0.67
terreno			terreno	
$S_{a,x}$ (kN)	13.54		$S_{a,x}$ (kN)	16.96
$S_{a,y}$ (kN)	13.54		$S_{a,y}$ (kN)	16.96
$S_{ah,x}$ (kN)	12.43		$S_{ah,x}$ (kN)	15.98

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$S_{ah,y}$ (kN)	12.43		$S_{ah,y}$ (kN)	15.98
$S_{av,x}$ (kN)	5.36		$S_{av,x}$ (kN)	5.66
$S_{av,y}$ (kN)	5.36		$S_{av,y}$ (kN)	5.66
$M_y(S_{ah,x})$	-7.46		$M_y(S_{ah,x})$	-9.59
$M_x(S_{ah,y})$	7.46		$M_x(S_{ah,y})$	9.59
$M_y(S_{av,x})$	4.83		$M_y(S_{av,x})$	5.09
$M_x(S_{av,y})$	-4.83		$M_x(S_{av,y})$	-5.09
sovraccarico			sovraccarico	
$S_{a,x}$ (kN)	15.84		$S_{a,x}$ (kN)	19.83
$S_{a,y}$ (kN)	15.84		$S_{a,y}$ (kN)	19.83
$S_{ah,x}$ (kN)	14.54		$S_{ah,x}$ (kN)	18.69
$S_{ah,y}$ (kN)	14.54		$S_{ah,y}$ (kN)	18.69
$S_{av,x}$ (kN)	6.27		$S_{av,x}$ (kN)	6.62
$S_{av,y}$ (kN)	6.27		$S_{av,y}$ (kN)	6.62
$M_y(S_{ah,x})$	-13.09		$M_y(S_{ah,x})$	-16.82
$M_x(S_{ah,y})$	13.09		$M_x(S_{ah,y})$	16.82
$M_y(S_{av,x})$	5.65		$M_y(S_{av,x})$	5.96
$M_x(S_{av,y})$	-5.65		$M_x(S_{av,y})$	-5.96

Spinta sismica del terreno

Per il calcolo della spinta in fase sismica, la normativa vigente fa riferimento ad un metodo di tipo pseudo – statico. Il metodo adottato è quello di Mononobe – Okabe (1929); quest’ultimo può essere considerato un’estensione in campo dinamico del metodo di Coulomb. In fase sismica il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro (cuneo di rottura) si comporta come un corpo rigido soggetto ad un’accelerazione orizzontale a_h e verticale a_v uniformi all’interno del cuneo.

$$a_h = k_h \cdot g$$

$$a_v = k_v \cdot g$$

Nel caso in esame $k_h = 0.314$ e $k_v = \pm 0.157$.

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

L'effetto sismico del cuneo di rottura di peso W calcolato con l'introduzione di una forza statica equivalente di componenti $k_h W$ in orizzontale e $\pm k_v W$ in verticale. Considerando un terreno fuori falda si determinano gli angoli θ :

$$\theta = \arctan[k_h/(1 - k_v)]$$

I coefficienti di spinta risultano funzione della geometria del muro oltre che di θ e ϕ' .
In particolare, come descritto al paragrafo 3.2, si ha:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

dove

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = angolo di rotazione addizionale.

Gruppo di coefficienti parziali M1

ϕ'	35°	angolo di resistenza al taglio del terrapieno
β	0	angolo di inclinazione del terrapieno a monte
δ	0	angolo di attrito terrapieno - muro
ψ	90°	angolo di inclinazione del paramento del muro
θ^+	20.4°	angolo di rotazione addizionale per k_v positivo
θ^-	16.2°	angolo di rotazione addizionale per k_v negativo
k_{aE}^+	0.549	coefficiente di spinta attiva sismica per k_v positivo
k_{aE}^-	0.452	coefficiente di spinta attiva sismica per k_v negativo

Gruppo di coefficienti parziali M2

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

φ'	29.3°	angolo di resistenza al taglio del terrapieno
β	0	angolo di inclinazione del terrapieno a monte
δ	0	angolo di attrito terrapieno - muro
ψ	90°	angolo di inclinazione del paramento del muro
θ^+	20.4°	angolo di rotazione addizionale per k_v positivo
θ^-	16.2°	angolo di rotazione addizionale per k_v negativo
k_{aE}^+	0.674	coefficiente di spinta attiva sismica per k_v positivo
k_{aE}^-	0.553	coefficiente di spinta attiva sismica per k_v negativo

La spinta in fase sismica risulta:

$$S_{aE} = 1/2 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot k_{aE} \cdot H^2$$

Come nel caso statico, si sono utilizzati i valori di spinta calcolati con i coefficienti $k_{aE}^+(M1)$ e $k_{aE}^-(M1)$.

$k_{aE}^+(M1)$	0.549		$k_{aE}^-(M1)$	0.452		$k_{aE}^+(M2)$	0.674		$k_{aE}^-(M2)$	0.553
H (m)	1.80		H (m)	1.80		H (m)	1.80		H (m)	1.80
δ/φ' (°)	0.00		δ/φ' (°)	0.00		δ/φ' (°)	0.00		δ/φ' (°)	0.00
terreno			terreno			terreno			terreno	
$S_{a,x}$ (kN)	25.63		$S_{a,x}$ (kN)	28.99		$S_{a,x}$ (kN)	31.46		$S_{a,x}$ (kN)	35.45
$S_{a,y}$ (kN)	25.63		$S_{a,y}$ (kN)	28.99		$S_{a,y}$ (kN)	31.46		$S_{a,y}$ (kN)	35.45
$S_{ah,x}$ (kN)	25.63		$S_{ah,x}$ (kN)	28.99		$S_{ah,x}$ (kN)	31.46		$S_{ah,x}$ (kN)	35.45
$S_{ah,y}$ (kN)	25.63		$S_{ah,y}$ (kN)	28.99		$S_{ah,y}$ (kN)	31.46		$S_{ah,y}$ (kN)	35.45
$S_{av,x}$ (kN)	0.00		$S_{av,x}$ (kN)	0.00		$S_{av,x}$ (kN)	0.00		$S_{av,x}$ (kN)	0.00
$S_{av,y}$ (kN)	0.00		$S_{av,y}$ (kN)	0.00		$S_{av,y}$ (kN)	0.00		$S_{av,y}$ (kN)	0.00
$M_y(S_{ah,x})$	-15.38		$M_y(S_{ah,x})$	-17.39		$M_y(S_{ah,x})$	-18.88		$M_y(S_{ah,x})$	-21.27
$M_x(S_{ah,y})$	15.38		$M_x(S_{ah,y})$	17.39		$M_x(S_{ah,y})$	18.88		$M_x(S_{ah,y})$	21.27
$M_y(S_{av,x})$	0.00		$M_y(S_{av,x})$	0.00		$M_y(S_{av,x})$	0.00		$M_y(S_{av,x})$	0.00
$M_x(S_{av,y})$	0.00		$M_x(S_{av,y})$	0.00		$M_x(S_{av,y})$	0.00		$M_x(S_{av,y})$	0.00

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

sovraccarico			sovraccarico			sovraccarico			sovraccarico	
$S_{a,x}$ (kN)	17.78		$S_{a,x}$ (kN)	14.65		$S_{a,x}$ (kN)	21.83		$S_{a,x}$ (kN)	17.91
$S_{a,y}$ (kN)	17.78		$S_{a,y}$ (kN)	14.65		$S_{a,y}$ (kN)	21.83		$S_{a,y}$ (kN)	17.91
$S_{ah,x}$ (kN)	17.78		$S_{ah,x}$ (kN)	14.65		$S_{ah,x}$ (kN)	21.83		$S_{ah,x}$ (kN)	17.91
$S_{ah,y}$ (kN)	17.78		$S_{ah,y}$ (kN)	14.65		$S_{ah,y}$ (kN)	21.83		$S_{ah,y}$ (kN)	17.91
$S_{av,x}$ (kN)	0.00		$S_{av,x}$ (kN)	0.00		$S_{av,x}$ (kN)	0.00		$S_{av,x}$ (kN)	0.00
$S_{av,y}$ (kN)	0.00		$S_{av,y}$ (kN)	0.00		$S_{av,y}$ (kN)	0.00		$S_{av,y}$ (kN)	0.00
$M_y(S_{ah,x})$	-16.00		$M_y(S_{ah,x})$	-13.18		$M_y(S_{ah,x})$	-19.65		$M_y(S_{ah,x})$	-16.12
$M_x(S_{ah,y})$	16.00		$M_x(S_{ah,y})$	13.18		$M_x(S_{ah,y})$	19.65		$M_x(S_{ah,y})$	16.12
$M_y(S_{av,x})$	0.00		$M_y(S_{av,x})$	0.00		$M_y(S_{av,x})$	0.00		$M_y(S_{av,x})$	0.00
$M_x(S_{av,y})$	0.00		$M_x(S_{av,y})$	0.00		$M_x(S_{av,y})$	0.00		$M_x(S_{av,y})$	0.00

Combinazioni di carico

Con riferimento alle indicazioni delle NTC18, le combinazioni risultano:

SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$

SISMICA: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

SLE QUASI PERMANENTE: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Nel dettaglio le combinazioni risultano:

combinazione 1: $PP + P.Perm + 1.30 \cdot S_a + 1.50 \cdot S_Q + 1.50 \cdot 0.60 \cdot P_w$ A1 + M1 (sovracc. 1° variabile)

combinazione 2: $PP + P.Perm + 1.30 \cdot S_a + 1.50 \cdot 0.75 \cdot S_Q + 1.50 \cdot P_w$ A1 + M1 (vento 1° variabile)

combinazione 3: $PP + P.Perm + S_{aE} + S_Q + F_h \pm F_v$ A1 + M1 sismica

combinazione 4: $PP + P.Perm + S_a + S_Q + 0.60 \cdot P_w$ SLE Rara (sovracc. 1° variabile)

combinazione 5: $PP + P.Perm + S_a + 0.75 \cdot S_Q + P_w$ SLE Rara (vento 1° variabile)

combinazione 6: $PP + P.Perm + S_a + 0.75 \cdot S_Q$ SLE Freq. (sovracc. 1° variabile)

combinazione 7: $PP + P.Perm + S_a + 0.20 \cdot P_w$ SLE Freq. (vento 1° variabile)

combinazione 8: $PP + P.Perm + S_a$ SLE Quasi Permanente

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

A1 + M1 (sovracc. 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	27.24	0.00	212.15	0.00	110.73
Spinta Terreno M1	16.16	16.16	13.94	3.42	-3.42	0.00
Spinta Sovraccarico M1	21.81	21.81	18.82	11.16	-11.16	0.00
totale	37.98	65.21	217.36	225.39	-85.80	110.73
A1 + M1 (vento 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	45.39	0.00	353.59	0.00	184.54
Spinta Statica Terreno M1	16.16	16.16	13.94	3.42	-3.42	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	16.36	16.36	14.11	8.37	-8.37	0.00
totale	32.52	77.92	212.66	364.04	-83.00	184.54
A1 + M1 sism E _x +0.3E _y -0.3E _z						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	30.57	9.17	-4.43	47.70	-149.95	18.71
Sisma Fondazione	45.85	13.75	-22.92	12.38	-41.26	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	25.63	7.69	0.00	4.61	-15.38	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	17.78	5.33	0.00	4.80	-16.00	0.00
totale	119.83	35.95	157.24	68.14	-293.81	18.71
A1 + M1 sism E _x +0.3E _y +0.3E _z						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	30.57	9.17	4.43	47.70	-168.02	18.71
Sisma Fondazione	45.85	13.75	22.92	12.38	-41.26	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	28.99	8.70	0.00	5.22	-17.39	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	14.65	4.39	0.00	3.96	-13.18	0.00
totale	120.06	36.02	211.95	67.90	-311.07	18.71
A1 + M1 sism $0.3E_x+E_y-0.3E_z$						
	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	9.17	30.57	-4.43	158.99	-38.66	62.37
Sisma Fondazione	13.75	45.85	-22.92	41.26	-12.38	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	7.69	25.63	0.00	15.38	-4.61	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	5.33	17.78	0.00	16.00	-4.80	0.00
totale	35.95	119.83	157.24	230.28	-131.66	62.37
A1 + M1 sism $0.3E_x+E_y+0.3E_z$						
	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	9.17	30.57	4.43	158.99	-56.73	62.37
Sisma Fondazione	13.75	45.85	22.92	41.26	-12.38	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	8.70	28.99	0.00	17.39	-5.22	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	4.39	14.65	0.00	13.18	-3.96	0.00
totale	36.02	120.06	211.95	229.48	-149.49	62.37
A1 + M1 sism $0.3E_x+0.3E_y-E_z$						
	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

Sisma Elevazione	9.17	9.17	-14.76	47.70	-17.58	18.71
Sisma Fondazione	13.75	13.75	-22.92	12.38	-12.38	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	7.69	7.69	0.00	4.61	-4.61	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	5.33	5.33	0.00	4.80	-4.80	0.00
totale	35.95	35.95	146.91	68.14	-110.58	18.71
A1 + M1 sism $0.3E_x+0.3E_y+E_z$						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	9.17	9.17	14.76	47.70	-77.81	18.71
Sisma Fondazione	13.75	13.75	22.92	12.38	-12.38	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	8.70	8.70	0.00	5.22	-5.22	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	4.39	4.39	0.00	3.96	-3.96	0.00
totale	36.02	36.02	222.28	67.90	-170.57	18.71
SLE Rara (sovracc. 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	18.16	0.00	141.44	0.00	73.82
Spinta Statica Terreno M1	12.43	12.43	10.73	2.63	-2.63	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	14.54	14.54	12.55	7.44	-7.44	0.00
totale	26.98	45.13	207.87	150.16	-81.28	73.82
SLE Rara (vento 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	30.26	0.00	235.73	0.00	123.03
Spinta Statica Terreno M1	12.43	12.43	10.73	2.63	-2.63	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	10.91	10.91	9.41	5.58	-5.58	0.00
totale	23.34	53.60	204.73	242.59	-79.42	123.03

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

SLE Frequente (sovracc. 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta Statica Terreno M1	12.43	12.43	10.73	2.63	-2.63	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	10.91	10.91	9.41	5.58	-5.58	0.00
totale	23.34	23.34	204.73	6.87	-79.42	0.00
SLE Frequente (vento 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	6.05	0.00	47.15	0.00	24.61
Spinta Statica Terreno M1	12.43	12.43	10.73	2.63	-2.63	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
totale	12.43	18.49	195.32	48.43	-73.84	24.61
SLE Quasi Permanente						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	38.80	-1.35	-71.21	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	145.80	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta Statica Terreno M1	12.43	12.43	10.73	2.63	-2.63	0.00
totale	12.43	12.43	195.32	1.28	-73.84	0.00

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI							
Comb.		R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
1	A1 + M1 (sovracc. 1° variabile)	37.98	65.21	217.36	225.39	-85.80	110.73
2	A1 + M1 (vento 1° variabile)	32.52	77.92	212.66	364.04	-83.00	184.54
3a	A1 + M1 sismica $E_x+0.3E_y-0.3E_z$	119.83	35.95	157.24	68.14	-293.81	18.71
3b	A1 + M1 sismica $E_x+0.3E_y+0.3E_z$	120.06	36.02	211.95	67.90	-311.07	18.71
3c	A1 + M1 sismica $0.3E_x+E_y-0.3E_z$	35.95	119.83	157.24	230.28	-131.66	62.37
3d	A1 + M1 sismica $0.3E_x+E_y+0.3E_z$	36.02	120.06	211.95	229.48	-149.49	62.37

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

3e	A1 + M1 sismica $0.3E_x+0.3E_y-E_z$	35.95	35.95	146.91	68.14	-110.58	18.71
3f	A1 + M1 sismica $0.3E_x+0.3E_y+E_z$	36.02	36.02	222.28	67.90	-170.57	18.71
4	SLE Rara (sovracc. 1° variab.)	26.98	45.13	207.87	150.16	-81.28	73.82
5	SLE Rara (vento 1° variab.)	23.34	53.60	204.73	242.59	-79.42	123.03
6	SLE Frequente (sovracc. 1° variab.)	23.34	23.34	204.73	6.87	-79.42	0.00
7	SLE Frequente (vento 1° variab.)	12.43	18.49	195.32	48.43	-73.84	24.61
8	SLE Quasi Permanente	12.43	12.43	195.32	1.28	-73.84	0.00

Per la verifica del palo, poiché la sezione è circolare è possibile comporre tra loro le sollecitazioni flettenti e allo stesso modo quelle taglianti. Si verificano le combinazioni più gravose.

	comb.	N	M	V	T
N_{max}	3f	222.3	183.6	50.9	18.7
N_{min}	3e	146.9	129.9	50.8	18.7
M_{max}	2	212.7	373.4	84.4	184.5
M_{min}	3e	146.9	129.9	50.8	18.7
V_{max}	3b	212.0	318.4	125.3	18.7
V_{min}	3e	146.9	129.9	50.8	18.7
T_{max}	2	212.7	373.4	84.4	184.5
T_{min}	3a	157.2	301.6	125.1	18.7

Tabella 13 – Sollecitazioni massime SLU.

	comb.	N	M
N_{max}	4.0	207.9	170.8
N_{min}	5.0	204.7	255.3
M_{max}	5	204.7	255.3
M_{min}	4	207.9	170.8

Tabella 14 – Sollecitazioni massime SLE Rara.

	comb.	N	M
N_{max}	6.0	204.7	79.7
N_{min}	7.0	195.3	93.0
M_{max}	7	195.3	93.0

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

M _{min}	6	204.7	79.7
------------------	---	-------	------

Tabella 15 – Sollecitazioni massime SLE Frequente.

comb.	N	M
8	195.3	73.9

Tabella 16 – Sollecitazioni massime SLE Quasi Permanente.

7.8 VERIFICA DEL PALO DI FONDAZIONE A QUOTA TESTA PALO

Alla quota di testa del palo le sollecitazioni agenti sono quelle trasmesse dal plinto di fondazione, calcolate all'intradosso dello stesso. Si verifica dunque la sezione superiore del palo per le combinazioni di calcolo più gravose agli SLU nei confronti delle sollecitazioni taglianti e torcenti.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: portale_bandiera_singolo_cartello

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
Resis. compr. di calcolo fcd : 158.70 daN/cm²
Resis. compr. ridotta fcd': 70.80 daN/cm²
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
Def.unit. ultima ecu : 0.0035
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
Coeff. di Poisson : 0.20
Resis. media a trazione fctm: 26.00 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm²
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 120.0 cm
Barre circonf.: 12Ø24 (54.3 cm²)
Copriferro (dal baric. barre): 8.4 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	10	12535	1871
2	0	10	5084	1871
3	0	10	8443	18454
4	0	10	12511	1871

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 24.3 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione) = 33.3 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	10	-10	68396	6839.614	44.4	0.14	0.70
2	S	0	10	-10	68396	6839.614	44.4	0.14	0.70
3	S	0	10	-10	68396	6839.614	44.4	0.14	0.70
4	S	0	10	-10	68396	6839.614	44.4	0.14	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00804	60.0	0.00161	51.6	-0.02155	-51.6
2	0.00350	-0.00804	60.0	0.00161	51.6	-0.02155	-51.6
3	0.00350	-0.00804	60.0	0.00161	51.6	-0.02155	-51.6
4	0.00350	-0.00804	60.0	0.00161	51.6	-0.02155	-51.6

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

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 18.8]
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 15.1 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 12.0]
Area long. a torsione: 21.0 cm² (Conteggiata nell'armatura a flessione)

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO-TORSIONE

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
Tsdu	Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]
Trdu	Momento torcente resistente ultimo [daNm] (lato conglomerato)
Mis.Sic.	Misura sicur. = Vsdu/Vcd + Tsdu/Trdu. Verifica OK se Mis.Sic <=1
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vru	Vcd	Vwd	Tsdu	Trdu	Mis.Sic.	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	12535	24749	207992	108341	1871	108098	0.078	80.0	26.57	1.000	1.7
2	S	5084	24749	207992	108341	1871	108098	0.042	80.0	26.57	1.000	0.7
3	S	8443	24749	207992	108341	18454	108098	0.211	80.0	26.57	1.000	1.2
4	S	12511	24749	207992	108341	1871	108098	0.077	80.0	26.57	1.000	1.7

RISULTATI DEL SOLO CALCOLO A TORSIONE

Area Nucl.	Area del nucleo della sezione tubolare resistente [cm ²]
Per.Nucl.	Perimetro del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Sp.Nucl.	Spessore del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Afst	Area calcolata delle staffe al metro per sola torsione [cm ² /m]
Af long.	Area dei ferri longitudinali calcolati per sola torsione [cm ²]
Tsdu	Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]
Trsd	Momento torc. resist. reso dall'area staffe riservata alla torsione [daNm]
Trld	Momento torc. resist. reso da una apposita aliquota delle barre longitudinali soggette a flessione

N.Comb.	Area Nucl.	Per.Nucl.	Sp.Nucl.	Afst	Af long.	Tsdu	Trsd	Trld
1	6362	283	30.0	0.2	2.1	1871	1871	1871
2	''	''	''	0.2	2.1	1871	1871	1871
3	''	''	''	1.9	21.0	18454	18454	18454
4	''	''	''	0.2	2.1	1871	1871	1871

7.9 VERIFICA STRUTTURALE LUNGO IL FUSTO DEL PALO

L'analisi del comportamento flessionale lungo il fusto del palo è stata condotta con l'ausilio di un foglio di calcolo che svolge un'analisi elastica lineare, schematizzando il terreno con una serie di molle elastiche. Il foglio consente di scegliere l'azione agente in testa, forza orizzontale e/o coppia, il vincolo in testa, palo libero o impedito di ruotare, e di definire un profilo del terreno a più strati, ciascuno caratterizzato da un valore del modulo di reazione k_h , e restituisce l'andamento con la profondità z dello spostamento y, della rotazione α , del momento flettente M e del taglio T. L'analisi è stata eseguita per lo Stato Limite Ultimo e per gli Stati Limite di Esercizio nella condizione di palo impedito di ruotare in testa, forza orizzontale applicata in testa e sottosuolo costituito da un unico strato con $k_h = 3000 \text{ kN/m}^3$.

La Figura 5 e la Figura 6 riportano l'andamento con la profondità z del momento flettente M rispettivamente allo SLU, SLE Rara, SLE Frequente e SLE Quasi Permanente. Il valore massimo si ha alla quota di testa palo (si veda la Tabella 17); con questo valore si è proceduto alla verifica della sezione in c.a. La Figura 7 riporta, infine, l'andamento con la profondità z dello spostamento y allo SLE. Il valore massimo si ha alla quota di testa palo ed è pari a 2.3 mm, 1.3 mm e 0.7 mm rispettivamente in combinazione Rara, Frequente e Quasi Permanente.

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

Stato Limite	M (kNm)	T (kN)	y (mm)
SLU	520.4	125.3	-
SLE Rara	243.0	58.5	2.3
SLE Frequente	137.1	33.0	1.3
SLE Quasi Permanente	73.1	17.6	0.7

Tabella 17 – Valori massimi del momento flettente M, del taglio T e dello spostamento y a quota testa palo.

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

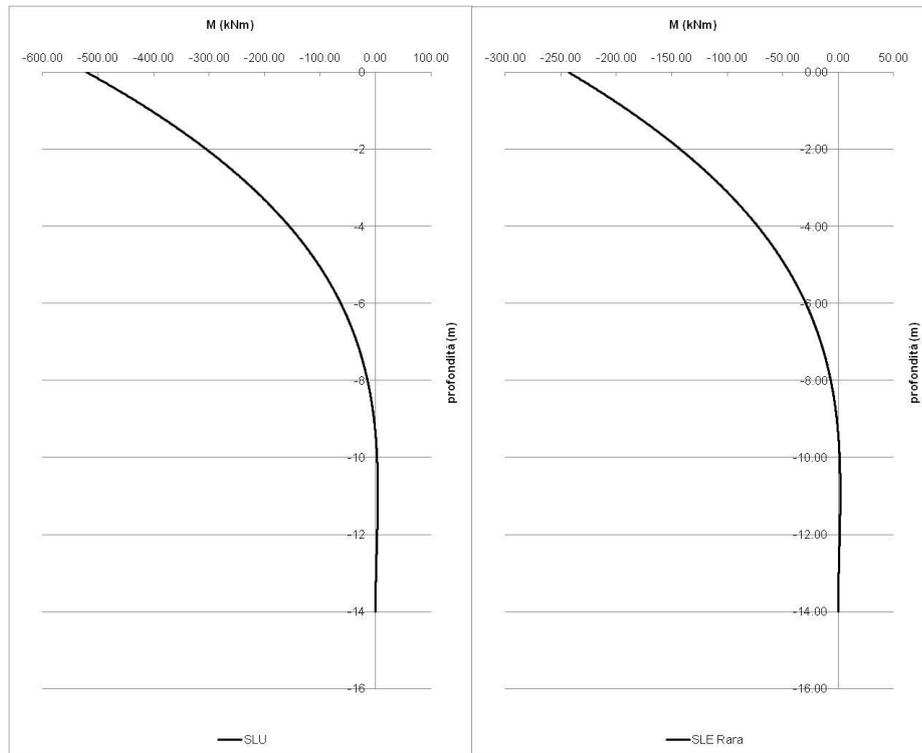


Figura 5 – Andamento con la profondità del momento flettente: SLU (sinistra) e SLE Rara (destra).

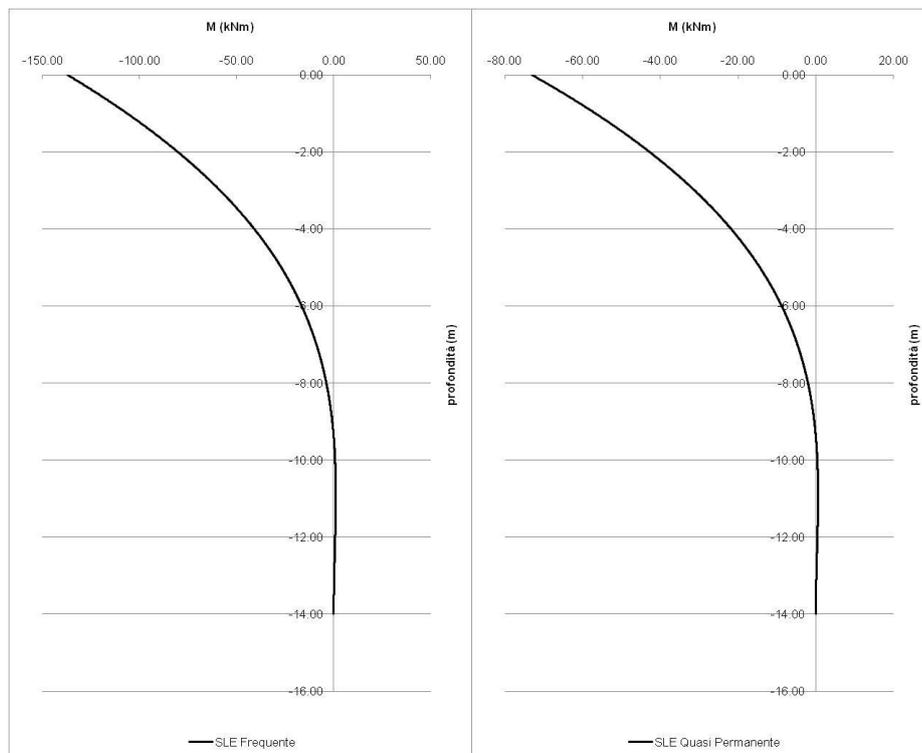


Figura 6 – Andamento con la profondità del momento flettente: SLE Frequente (sinistra) e SLE Quasi Permanente (destra).

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

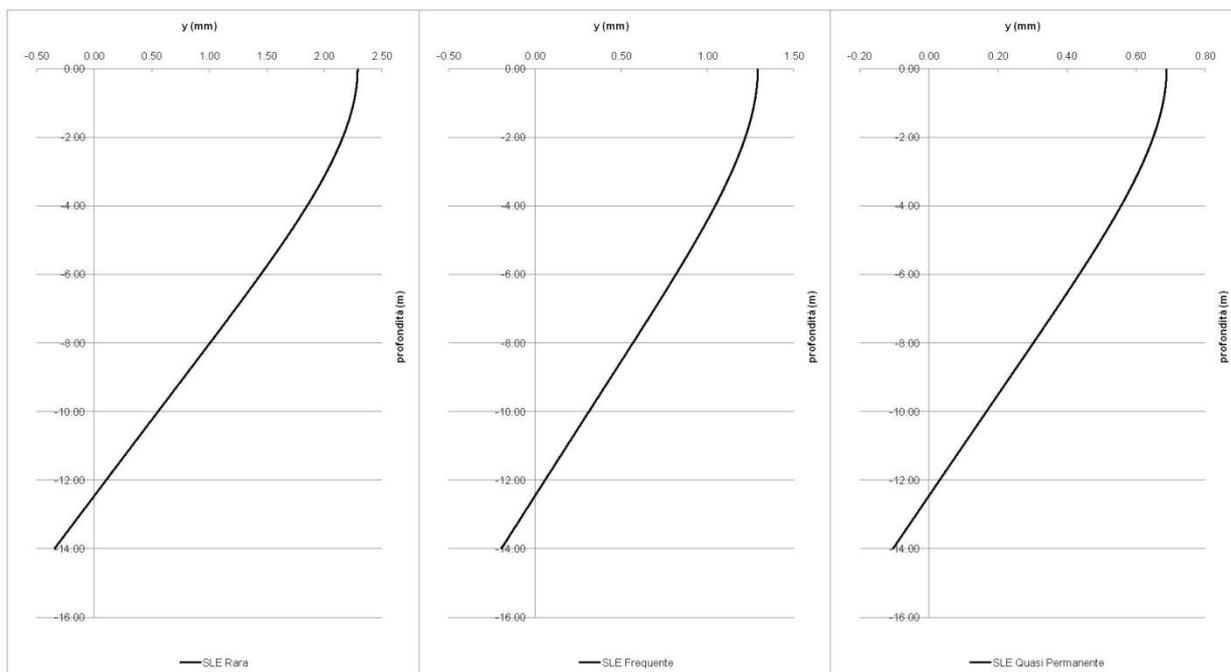


Figura 7 – Andamento con la profondità dello spostamento allo SLE:Rara (sinistra), Frequente (centro) e Quasi Permanente (destra).

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: portale_bandiera_cartello_singolo

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
Resis. compr. di calcolo fcd : 158.70 daN/cm²
Resis. compr. ridotta fcd' : 70.80 daN/cm²
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
Def.unit. ultima ecu : 0.0035
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
Coeff. di Poisson : 0.20
Resis. media a trazione fctm: 26.00 daN/cm²
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0

Combinazioni Rare in Esercizio
Sc Limite : 150.00 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : Non prevista

Combinazioni Frequenti in Esercizio
Sc Limite : 150.00 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0.400 mm

Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Sc Limite : 112.50 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm²
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. β1*β2: 1.00 daN/cm²
Coeff. Aderenza diff. β1*β2: 0.50 daN/cm²
Comb.Rare Sf Limite: 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 120.0 cm
Barre circonfer.: 12Ø24 (54.3 cm²)
Copriferro (dal baric. barre): 8.4 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	21200	52040	12530	0

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

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

N.Comb.	N	Mx
1	20470	24300

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

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

N.Comb.	N	Mx
1	20470	13710

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

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

N.Comb.	N	Mx
1	19530	7310

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 24.3 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 54.3 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	21200	52040	21214	115372	2.217	38.3		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00480	60.0	0.00214	51.6	-0.01450	-51.6

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

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0]
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 11.3 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	12530	30255	201756	98083	92.0	21.80	1.013	1.4

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

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

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	14.6	-60.0	-11.3	-60.0	-142	51.6	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

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

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

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	9.0	-60.0	-5.6	-60.0	-69	51.6	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

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

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	5.5	-60.0	-2.3	-60.0	-26	51.6	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

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

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

7.9.1 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

La verifica a carico limite verticale del palo è stata condotta considerando il valore massimo dello sforzo assiale di compressione riportato in Tabella 13, al quale è stato aggiunto il peso del palo ($W_{palo} = 395.8$ kN).

7.9.1.1 VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

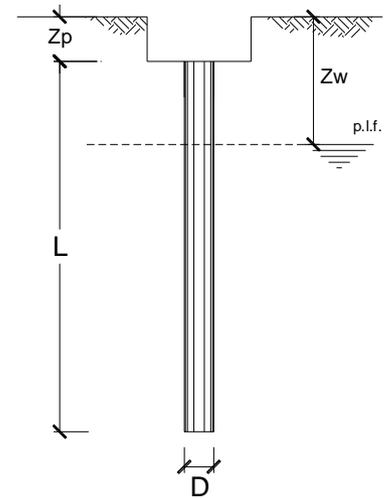
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (Ap):	1.131	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.80	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	3.80	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	618.1	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		Lpalo =	10.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_b	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$	
		γ_G	γ_Q				
SLS	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{med} (kPa)	Φ'_{med} (°)	$C_{u\ med}$ (kPa)
1	10.00	E	19.00			100.0

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{min} (kPa)	Φ'_{min} (°)	$C_{u\ min}$ (kPa)
1	10.00	E	19.00			100.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	10.00	E	1508.0	0.00	9.00	1124.2	1271.4	1508.0	0.00	9.00	2242.0	2535.6

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 618.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal\ med} = 1271.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal\ med} = 1508.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal\ med} = 2779.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal\ min} = 2535.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal\ min} = 1508.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal\ min} = 4043.6 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\xi_3 ; R_{b,cal\ min}/\xi_4) = 747.9 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\xi_3 ; R_{s,cal\ min}/\xi_4) = 887.0 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1634.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 1325.3 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 2.14$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

7.9.1.2 VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

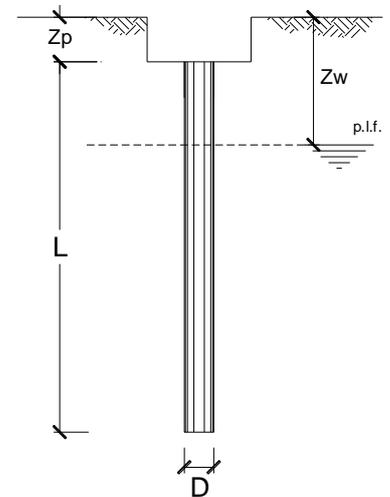
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (Ap):	1.131	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.80	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	3.80	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	618.1	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		Lpalo =	10.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz
		γ _G	γ _Q			
S.L.U.	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C ^t med (kPa)	φ ^t med (°)	C _u med (kPa)
1	10.00	E	19.00	10.0	23.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.61	0.42		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{min} (kPa)	Φ'_{min} (°)	$C_{u min}$ (kPa)
1	10.00	E	19.00	10.0	23.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.61	0.42		

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	10.00	E	947.7	3.20	5.19	513.5	580.7	947.7	3.20	5.19	513.5	580.7

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 618.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal med} = 580.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal med} = 947.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal med} = 1528.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal min} = 580.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal min} = 947.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal min} = 1528.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3 ; R_{b,cal min}/\xi_4) = 341.6 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3 ; R_{s,cal min}/\xi_4) = 557.5 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 899.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 737.8 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.19$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	14.00	A2	1505.0	10.29	24.20	2035.9	2302.5	1463.3	9.92	24.50	1909.5	2159.6

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 618.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;cal \text{ med}} = 2302.5 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal \text{ med}} = 1505.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal \text{ med}} = 3807.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;cal \text{ min}} = 2159.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal \text{ min}} = 1463.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal \text{ min}} = 3622.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b;cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b;cal \text{ min}}/\xi_4) = 1270.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s;cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s;cal \text{ min}}/\xi_4) = 860.8 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 2131.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 1689.5 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 2.73$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

7.9.2 VERIFICA DEL PALO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI

Per il calcolo del momento di plasticizzazione M_y della sezione del palo si è considerato che il palo stesso sia armato con $12\phi 24$ e si è assunto uno sforzo normale N di valore pari a quello corrispondente al taglio massimo. ($N = 212.0$ kN – si veda la Tabella 13).

7.9.2.1 VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

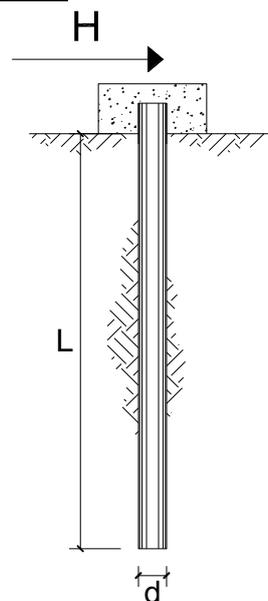
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLS	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ζ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ζ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	10.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	985.82	(kN m)		
Coesione non drenata	c _{u med} =	100.00	(kPa)	c _{u min} =	100.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	c _{u med,d} =	100.00	(kPa)	c _{u min,d} =	100.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	125.3	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 8856.00 \text{ (kN)} \quad H1_{min} = 8856.00 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 2911.57 \text{ (kN)} \quad H2_{min} = 2911.57 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 891.12 \text{ (kN)} \quad H3_{min} = 891.12 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 891.12 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \quad H_{min} = 891.12 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 540.07 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 415.44 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 125.30 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 3.32$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

7.9.2.2 VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

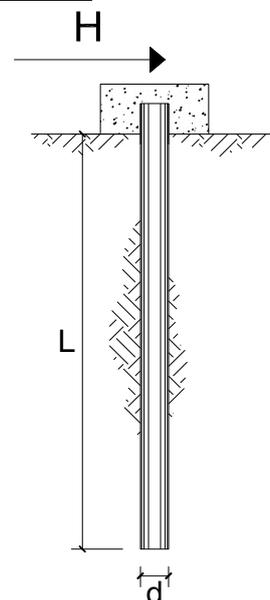
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SUD	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.40

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	10.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	985.82	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	23.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	23.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	23.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	23.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)	$k_{p_{med}} =$	2.28	(-)	$k_{p_{min}} =$	2.28 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	9.50	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	125.3	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 3903.29 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 3903.29 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 1399.68 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 1399.68 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 699.14 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 699.14 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 699.14 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 699.14 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 411.26 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 316.35 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 125.30 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 2.52$$

7.10 VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni agenti a quota intradosso plinto sono riportate in Tabella 13, Tabella 14, Tabella 15 e Tabella 16.

7.10.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: plinto

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd :	158.70 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd' :	70.80 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec :	314750 daN/cm ²
	Coeff. di Poisson :	0.20
	Resis. media a trazione fctm:	26.00 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
	Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):	
	Sc Limite :	150.00 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite :	Non prevista
	Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):	
	Sc Limite :	150.00 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite :	0.400 mm
	Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):	
	Sc Limite :	112.50 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite :	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo: B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	5400.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	4500.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza ist. β1*β2 :	1.00 daN/cm ²
	Coeff. Aderenza diff. β1*β2 :	0.50 daN/cm ²
	Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C28/35

N.vertice Ascissa X, cm Ordinata Y, cm

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

1	-90.00	0.00
2	-90.00	180.00
3	90.00	180.00
4	90.00	0.00

DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-80.00	8.40	20
2	80.00	8.40	20
3	-80.00	171.60	20
4	80.00	171.60	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	2	7	20
2	3	4	7	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	22228	6790	-17057	3602	3602
2	14691	6814	-11058	3595	3595
3	21266	36404	-8300	7792	3252
4	21195	6790	-31107	3602	12006
5	21266	36404	-8300	7792	3252
6	21195	6790	-31107	3602	12006
7	21195	22948	-14949	12006	3602
8	15724	6814	-29381	3595	11983
9	21195	6790	-31107	3602	12006
10	21266	36404	-8300	7792	3252

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	20787	15016	-8128
2	20473	24259	-7942

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	20473	687	-7942
2	19532	4843	-7384

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	19532	128	-7384

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.0 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.6 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	22228	6790	-17057	22210	82959	-209070	12.252
2	S	14691	6814	-11058	14709	121598	-196098	17.764
3	S	21266	36404	-8300	21287	223685	-50379	6.141
4	S	21195	6790	-31107	21185	46122	-213638	6.864
5	S	21266	36404	-8300	21287	223685	-50379	6.141
6	S	21195	6790	-31107	21185	46122	-213638	6.864
7	S	21195	22948	-14949	21188	204541	-133676	8.922
8	S	15724	6814	-29381	15726	48747	-209034	7.117
9	S	21195	6790	-31107	21185	46122	-213638	6.864
10	S	21266	36404	-8300	21287	223685	-50379	6.141

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.01029	-90.0	180.0	0.00174	-80.0	171.6	-0.02692	80.0	8.4
2	0.00350	-0.00795	-90.0	180.0	0.00205	-80.0	171.6	-0.02176	80.0	8.4
3	0.00350	-0.01970	-90.0	180.0	0.00095	-80.0	171.6	-0.04808	80.0	8.4
4	0.00350	-0.01366	-90.0	180.0	0.00129	-80.0	171.6	-0.03432	80.0	8.4
5	0.00350	-0.01970	-90.0	180.0	0.00095	-80.0	171.6	-0.04808	80.0	8.4
6	0.00350	-0.01366	-90.0	180.0	0.00129	-80.0	171.6	-0.03432	80.0	8.4
7	0.00350	-0.00790	-90.0	180.0	0.00221	-80.0	171.6	-0.02181	80.0	8.4
8	0.00350	-0.01359	-90.0	180.0	0.00130	-80.0	171.6	-0.03419	80.0	8.4
9	0.00350	-0.01366	-90.0	180.0	0.00129	-80.0	171.6	-0.03432	80.0	8.4
10	0.00350	-0.01970	-90.0	180.0	0.00095	-80.0	171.6	-0.04808	80.0	8.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000162259	0.000016525	-0.014077837		
2	-0.000125646	0.000022756	-0.011904282		
3	-0.000012960	0.000287750	-0.049461383		
4	-0.000211197	0.000011186	-0.017521125		
5	-0.000012960	0.000287750	-0.049461383		
6	-0.000211197	0.000011186	-0.017521125		
7	-0.000033287	0.000114523	-0.020110006		
8	-0.000209819	0.000011780	-0.017504149		
9	-0.000211197	0.000011186	-0.017521125		
10	-0.000012960	0.000287750	-0.049461383		

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	2.9	-90.0	180.0	-21	80.0	8.4	0	0		0.000
2	S	3.8	-90.0	180.0	-33	80.0	8.4	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	1.5	-90.0	180.0	-2	80.0	8.4	0	0		0.000
2	S	1.8	-90.0	180.0	-7	80.0	8.4	0	0		0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	1.3	-90.0	180.0	-1	80.0	8.4	0	0		0.000

La verifica del plinto è soddisfatta in termini di resistenza a pressoflessione. Anche la verifica a fessurazione è soddisfatta. Si calcola il contributo aggiuntivo di armatura a torsione.

7.10.2 VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: plinto_torsione

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
Resis. compr. di calcolo fcd : 158.70 daN/cm²
Resis. compr. ridotta fcd': 70.80 daN/cm²
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
Def.unit. ultima ecu : 0.0035
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
Coeff. di Poisson : 0.20
Resis. media a trazione fctm: 26.00 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm²
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 140.0 cm
Altezza: 140.0 cm
Barre inferiori : 7Ø20 (22.0 cm²)
Barre superiori : 7Ø20 (22.0 cm²)
Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 8.4 cm
Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 8.4 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	9477	16035	5661	3427
2	9139	2097	2201	78
3	9477	16035	5661	3427

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

4 6600 4695 5439 78

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.5 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 21.2 cm²
Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 21.2 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	9477	16035	9461	127233	7.935	132.5		
2	S	9139	2097	9141	127048	60.584	132.5		
3	S	9477	16035	9461	127233	7.935	132.5		
4	S	6600	4695	6607	125586	26.748	132.6		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.02448	140.0	-0.00042	131.6	-0.05788	8.4
2	0.00350	-0.02451	140.0	-0.00042	131.6	-0.05795	8.4
3	0.00350	-0.02448	140.0	-0.00042	131.6	-0.05788	8.4
4	0.00350	-0.02475	140.0	-0.00046	131.6	-0.05847	8.4

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

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0]
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 11.3 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.4]
Barre long. tors.: 2Ø20 (6.3 cm²)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO-TORSIONE

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
Tsdu Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]
Trdu Momento torcente resistente ultimo [daNm] (lato conglomerato)
Mis.Sic. Misura sicur. = Vsdu/Vcd + Tsdu/Trdu. Verifica OK se Mis.Sic ≤ 1

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vru	Vcd	Vwd	Tsdu	Trdu	Mis.Sic.	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	5661	54165	471195	101150	3427	218560	0.028	140.0	26.57	1.003	0.6
2	S	2201	54117	471138	104747	78	218560	0.005	140.0	26.57	1.003	0.2
3	S	5661	54165	471195	101150	3427	218560	0.028	140.0	26.57	1.003	0.6
4	S	5439	53759	470709	104747	78	218560	0.012	140.0	26.57	1.002	0.6

RISULTATI DEL SOLO CALCOLO A TORSIONE

Area Nucl. Area del nucleo della sezione tubolare resistente [cm²]
Per.Nucl. Perimetro del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Sp.Nucl. Spessore del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Afst Area calcolata delle staffe al metro per sola torsione [cm²/m]
Af long. Area dei ferri longitudinali calcolati per sola torsione [cm²]
Tsdu Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]
Trsd Momento torc. resist. reso dall'area staffe riservata alla torsione [daNm]
Trld Momento torc. resist. reso da apposite barre longitudinali (compresa una aliquota delle barre longitudinali soggette a flessione)

N.Comb.	Area Nucl.	Per.Nucl.	Sp.Nucl.	Afst	Af long.	Tsdu	Trsd	Trld
1	11025	420	35.0	0.2	3.3	3427	3427	8167
2	''	''	''	0.0	0.1	78	78	8167
3	''	''	''	0.2	3.3	3427	3427	8167
4	''	''	''	0.0	0.1	78	78	8167

L'armatura complessiva risulta dunque pari a:

Armatura longitudinale: 18φ20 per pressoflessione + 4φ20 per torsione = 22φ20

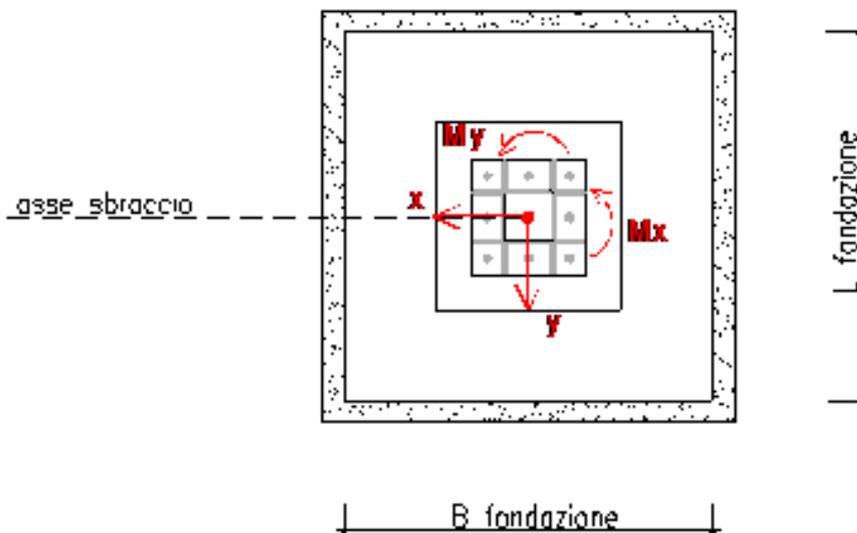
Staffe: φ12/20cm per taglio.

8.CALCOLO DEL PORTALE A DOPPIO SBRACCIO

All'interno degli elementi di sostegno della segnaletica verticale stradale presenti nel progetto in esame, è presente un portale a bandiera con doppio sbraccio sul quale vengono installati due cartelli stradali, uno su ciascuno sbraccio, di dimensione 3.50mx2.00m. La struttura principale è realizzata in acciaio, con profili laminati a sezione cava più elementi secondari di varia sezione, cava e aperta. Le giunzioni tra gli elementi sono realizzate con bullonature e saldature. La struttura del portale, piedritto e travi, è la medesima del portale a bandiera che sorregge due cartelli stradali. Vista l'analogia, si ritiene dimensionante il calcolo eseguito per il portale con sbraccio singolo, dal momento che le sollecitazioni di calcolo sono superiori a causa della non simmetria della struttura.

9.CALCOLO DEL MONOPALO DI SEGNALETICA

Viene eseguito il calcolo di un monopalo di segnaletica che sostiene un cartello stradale di dimensione 3.50mx2.80m. Questo elemento stradale è costituito da un montante verticale posto al margine stradale che sostiene un cartello di indicazione. La struttura di sostegno è realizzata in acciaio, con profili laminati a sezione cava più elementi secondari di varia sezione, cava e aperta. Le giunzioni tra gli elementi sono realizzate con bullonature e saldature. Di seguito si dettagliano i calcoli e le verifiche eseguite. Si riportano le indicazioni del sistema di riferimento adottato sulla vista frontale di una generica configurazione di portale e rispetto al plinto di fondazione.



9.1MATERIALI

Calcestruzzo per pali C28/35

Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	= 35.0	N/mm ²
Rapporto A/C		< 0.60	
Cemento per mc di impasto		= 300	Kg
Classe di esposizione		XC2	
Copriferro		75	mm

Calcestruzzo per fondazione C28/35

Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	= 35.0	N/mm ²
Rapporto A/C		< 0.60	

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

Cemento per mc di impasto	=	300	Kg
Classe di esposizione		XC2	
Copriferro		40	mm

Calcestruzzo per sottofondazioni C12/15

Acciaio per armatura B450C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$	N/mm ²
Tensione caratteristica di calcolo	$f_{yd} \geq 391.3$	N/mm ²
Modulo di elasticità	$E_s = 210000$	N/mm ²

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Acciaio per carpenteria metallica

modulo elastico	$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$
modulo di elasticità trasversale	$G = 80.769 \text{ N/mm}^2$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 0,000012 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
densità	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

profilo laminato a caldo tipologia
qualità dell' acciaio
normativa di riferimento
spessore nominale dell'elemento
resistenza caratteristica a snervamento
resistenza caratteristica di rottura

a sezione cava	
S 355 H	
UNI EN 10210-1 e 2	
t <= 40 mm	
$f_{yk} =$	355 N/mm ²
$f_{tk} =$	510 N/mm ²

Bulloneria - Rif. NTU 11.3.4.6 e CNR 10011

Per le caratteristiche dimensionanti si fa riferimento a

UNI EN ISO 4016:2002

UNI 5592:1968

per la classificazione si fa riferimento a

UNI EN ISO 898-1:2001

	Normali			Ad alta resistenza	
	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	240	300	480	649	900
$f_{tb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	400	500	600	800	1000

caratteristiche della vite
caratteristiche del dado
resistenza a snervamento
resistenza a rottura per trazione
tensione di trazione ammissibile
tensione tangenziale ammissibile

classe vite =	8,8	
classe dado =	8	
$f_{yb} =$	649	N/mm ²
$f_{tb} =$	800	N/mm ²
$\sigma_{b,amm} =$	373	N/mm ²
$\tau_{b,amm} =$	264	N/mm ²

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Piastra di base e nervature - Rif. NTU 11.3.4.1; 11.3.4.5

qualità dell' acciaio per la piastra
spessore della piastra (30mm+20mm di contropiastra)

	S 275	
s =	50,00	mm
f _{yk} =	275	N/mm ²
f _{tk} =	430	N/mm ²

qualità dell'acciaio per le nervature
spessore delle nervature

	S 275	
s =	20,00	mm
f _{yk} =	275	N/mm ²
f _{tk} =	430	N/mm ²

9.2 PESO PROPRIO

Il calcolo del peso proprio è stato condotto computando il peso di tutti gli elementi che compongono la struttura, si faccia pertanto riferimento agli elaborati grafici di progetto. La struttura viene suddivisa nelle seguenti parti:

- Pannello: cartello stradale delle dimensioni indicate con l'aggiunta degli elementi di rinforzo in acciaio posti a tergo dello stesso e di tutti gli elementi di carpenteria metallica necessari per realizzare i vincoli e gli attacchi tra gli elementi componenti e la struttura portante.
- Piedritto: elemento verticale portante

1) Pannello stradale

	Tipologia sezione	Area [m ²]	Lunghezza [m]	peso unitario	numero [-]	peso tot W [kN]
Pannello	3.50m x 2.80m	9,80	-	0.12 kN/m ²	1	1,176
Irrigidimenti:						
tubolare	∅90 mm /sp. 4 mm	0,00108	2,60	78,50 kN/m ³	5	1,103
pressiopiegato per il fissaggio tra tubolare e trave	sp. 6mm	0,005	0,080	78,50 kN/m ³	5	0,159
Manicotto tubolare ∅96	∅96mm /sp. 2.5 mm	7,34E-04	0,20	78,50 kN/m ³	5	0,058
Bulloni	M16	2,01E-04	0,06	78,50 kN/m ³	15	0,023
Traverse in alluminio per collegamento del tubolare al pannello	omega	0,001	3,40	27,50 kN/m ³	2	0,101
Irrigidimento a "C" della traversa sp. 4mm	50 mm x 25 mm sp. 4mm	0,00054	3,40	78,50 kN/m ³	2	0,290
Morsetto di fissaggio sez. a "C" sp. 5mm	16,50 mm x 0,005 mm	0,0001	0,05	78,50 kN/m ³	6	0,002
Perno di fissaggio ∅8	∅8	5,00E-05	0,12	78,50 kN/m ³	6	0,006
Bulloni	M12	1,13E-04	0,05	78,50 kN/m ³	6	0,005
saldature e/o arrotondamenti					8%	0,234
PESO TOTALE singolo pannello						3,156

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

2) Piedritto portale

	Tipologia sezione	peso unitario	numero [-]	peso tot W [kN]
Scatolare L ~ 3,20 m acciaio				
scatolare	220 x 220 mm sp.6 mm	78,50 kN/m ³	1	0,414
Piastra di base	500mm x 500mm x 20mm	78,50 kN/m ³	1	0,393
Contropiastra di base	500mm x 500mm x 20mm	78,50 kN/m ³	1	0,393
Nervature alla base	sp. 8 mm	78,50 kN/m ³	8	0,124
saldature e/o arrotondamenti			8%	0,106
PESO TOTALE				1,429

In sintesi le sollecitazioni complessive legate al peso proprio della struttura risultano:

Elemento [-]	Peso [kN]	Xg [m]	Zg [m]	My [kNm]
Pannello	3,156	1,05	3,10	3,31
Piedritto	1,429	0,00	1,60	0,00
TOTALE	4,585			3,31

9.3 AZIONE DEL VENTO

Per il calcolo dell'azione del vento si fa riferimento a quanto indicato nelle NTC2018. Per gli aspetti specifici per i quali la normativa italiana è carente, si fa riferimento all'Eurocodice EC1. A tal proposito si fa appunto riferimento a quanto indicato nelle NTC2018 al paragrafo 3.3.4 e al Capitolo 1: "Per quanto non espressamente specificato nel presente documento, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Capitolo 12. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti norme".

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$P = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b = pressione cinetica di riferimento

c_e = coefficiente di esposizione

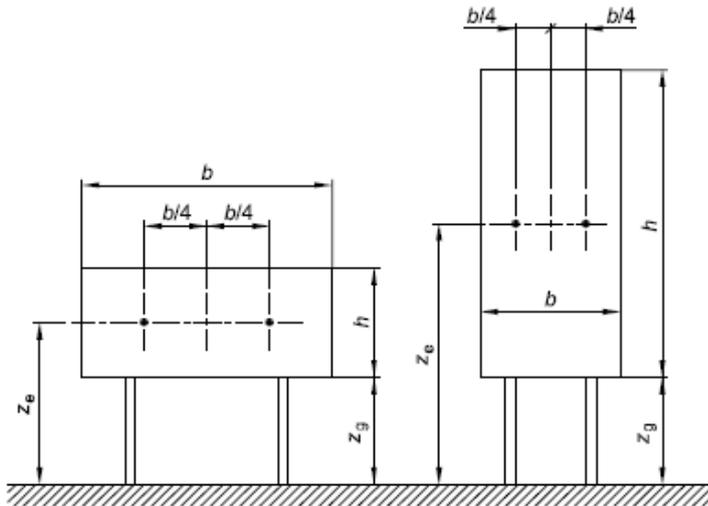
c_p = coefficiente di forma

c_d = coefficiente dinamico

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Per il coefficiente di forma si considera il valore indicato nell’EC1 relativo alle insegne e denominato in questa sede coefficiente di forza.

Legenda relativa alle Insegne



Nota 1 altezza di riferimento: $z_e = z_g + h/2$.

Nota 2 area di riferimento: $A_{ref} = b \times h$.

Per insegne sollevate dal suolo di un’altezza z_g maggiore di $h/4$, i coefficienti di forza risultano

$$c_f = 1.80$$

$$z_g = 4.55\text{m} > 2\text{m}/4 = 0.50\text{m}$$

Verificato

II. AZIONE DEL VENTO - RIF. NTU 3.3

Si fa riferimento al calcolo dell’azione del vento effettuato per i portali precedenti.

SOLLECITAZIONI CARICO DEL VENTO

$$p_w = \boxed{2220,200} \text{ N/m}^2$$

Elemento	Area	P_w	X_g	Z_g	M_x	T
[-]	[m ²]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Pannello	9,80	21,76	1,05	3,10	-67,45	-22,85
Piedritto	0,37	0,82	0,00	0,86	-0,71	0,00
TOTALE		22,58			-68,16	-22,85

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Nota:

Si trascurano gli effetti dell'azione tangente del vento, che risulta:

$$p_f = q_b \times C_e \times C_f$$

$$C_e = 2.20$$

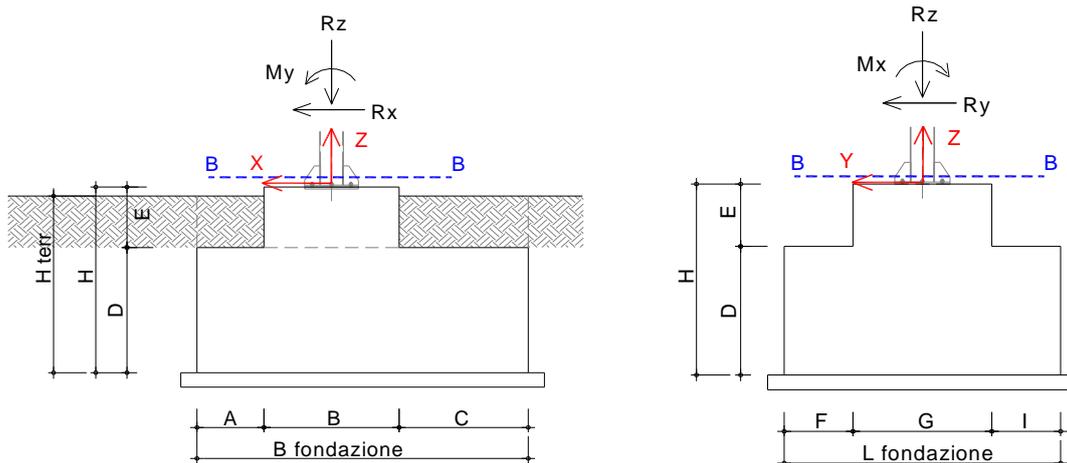
Coefficiente di attrito:

$$C_f = 0,01$$

$$p_f = 456.29 \text{ N/m}^2 \times 2.20 \times 0.01 = 10 \text{ N/m}^2 \quad \text{Trascurabile}$$

9.4 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO DEL PORTALE

Con riferimento alla carpenteria della generica sezione trasversale, si effettua la verifica della sezione B-B



**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO*****Sistema di riferimento e convenzioni***

Si ricavano le sollecitazioni nel baricentro della sezione B-B con riferimento al sistema d'assi indicato in figura. I momenti sono coerenti con la regola della mano destra.

Combinazioni di carico

Con riferimento alle indicazioni del NTU, le combinazioni risultano:

SLU:	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
SISMICA:	$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
SLE RARA	$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$
SLE FREQ.	$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$
SLE Q. PERM.	$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

Coefficienti parziali per le azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nel dettaglio le combinazioni risultano:

COMB. 1 PP + P.Perm + 1,50 P _w	(A1M1)
COMB. 2 PP + P.Perm + 1,30 P _w	(A2M2)
COMB. 3 PP + P.Perm + Fh	(SISMA)
COMB. 4 PP + P.Perm + P _w	(SLE RARA)
COMB. 5 PP + P.Perm + 0,2 P _w	(SLE FREQ.)
COMB. 6 PP + P.Perm	(SLE-QUASI PERM.)

Per quanto riguarda la combinazione sismica, nel seguito si fa riferimento ai parametri sismici più cautelativi presenti sui tratti in progettazione, sia perché i portali sono strutture realizzate secondo standard scelti dai produttori, in modo da adattarsi a zone sismiche differenti, sia per omogeneità all'interno del progetto Brebemi. Per uguali caratteristiche di cartelli stradali da sostenere, si adottano portali uguali in tutte le tratte di progetto, ciò consente inoltre un maggior vantaggio economico. Quest'assunzione si mantiene valida esclusivamente per la verifica del portale in acciaio, per quanto riguarda la fondazione, si esegue il calcolo con riferimento ai parametri specifici della singola tratta, poiché le fondazioni vengono realizzate in opera.

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Per calcolare il contributo sismico offerto dalla parte fuori terra della struttura: dal portale e dai pannelli, si effettua un'analisi statica lineare. Ciò consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. Tale analisi può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici forniti dalla nuova normativa, si veda rif. 7.3.3.2 e successivi del NTU. Il montante è assunto come un pendolo semplice in cui tutta la massa è concentrata nel suo baricentro.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad \text{dove:}$$

M rappresenta la massa sismica;

K rappresenta la rigidezza flessionale alla base del pendolo e può essere determinata come:

$$K = \frac{3 EJ}{H^3} \quad \text{dove:}$$

E rappresenta il modulo elastico della sezione di acciaio

J rappresenta il momento d'inerzia nella direzione del sisma della sezione di acciaio

H rappresenta l'altezza della massa sismica considerata dall'incastro del montante

Totale peso sbracci e cartelli	$G_b =$	3,16	kN
Peso del montante	$G_m =$	1,43	kN
Altezza montante fino all'asse trave	$H_m =$	3,10	m
Modulo elastico dell'acciaio	$E =$	206.000	MPa
Momento d'inerzia in direzione x	$J_y =$	0,000039	m ⁴
Rigidezza flessionale	$K =$	813.808	N/m

Periodo del montante in direzione :	$T_x =$	0,15	sec	TB = ~ T
	$T^*_c =$	0,309	sec	
	$C_c =$	1,547		
	$T_B =$	0,159	sec	
	$T_C =$	0,478	sec	
	$T_D =$	2,528	sec	

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Momento d'inerzia in direzione y $J_x = 0,000039 \text{ m}^4$
Rigidezza flessionale $K = 813.808 \text{ N/m}$

Periodo del montante in direzione y $T_y = 0,15 \text{ sec}$ **TB = ~ T**

Spettro elastico orizzontale $Se(T_x) = 0,786 \text{ g}$
 $Se(T_y) = 0,786 \text{ g}$

Per la componente verticale dell'azione sismica si ottiene:

$$S_s = 1,000$$

$$S_T = 1,000$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

$$T_B = 0,050 \quad \text{sec}$$

$$T_C = 0,150 \quad \text{sec}$$

$$T_D = 1,000 \quad \text{sec}$$

Si considera un periodo compreso tra T_B e T_C a favore di sicurezza

$$T_z = \begin{matrix} 0,09 \\ 0,254 \end{matrix} \begin{matrix} \text{sec} \\ \text{g} \end{matrix} \quad \mathbf{TB < T < TC}$$

Le componenti dell'azione sismica in orizzontale e verticale, in valore assoluto, risultano:

$$F_x = 3,60 \quad \text{kN}$$

$$F_y = 3,60 \quad \text{kN} \quad -$$

$$F_z = 1,16 \quad \text{kN}$$

Le coordinate del punto di applicazione della massa sono:

$$x_G = \begin{matrix} 0,72 \\ 0,00 \\ 2,62 \end{matrix} \begin{matrix} \text{m} \\ \text{m} \\ \text{m} \end{matrix}$$

se $F_h = F_x$	$M_x = 0,00 \quad \text{kNm}$	
	$M_y = 9,43 \quad \text{kNm}$	+
	$M_t = 0,00 \quad \text{kNm}$	
se $F_h = -F_y$	$M_x = 9,43 \quad \text{kNm}$	+
	$M_y = 0,00 \quad \text{kNm}$	
	$M_t = -2,60 \quad \text{kNm}$	-
se $F_h = +/- F_z$	$M_x = 0,00 \quad \text{kNm}$	
	$M_y = 0,84 \quad \text{kNm}$	-/+
	$M_t = 0,00 \quad \text{kNm}$	

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
 CALCOLO**

COMB. 1 (A1M1)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			4,59	0,38	3,31	
Vento	Pw	1,50		-33,87		102,18		34,275
TOTALE a metro lineare			0,00	-33,87	4,59	102,56	3,31	34,275

COMB. 2 (A2M2)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			4,59	0,38	3,31	
Vento	Pw	1,30		-29,35		88,56		29,705
TOTALE a metro lineare			0,00	-29,35	4,59	88,94	3,31	29,705

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

COMB. 3a (A1M1-sismica) Ex + 0,3Ey - 0,3Ez								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			4,59	0,38	3,31	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	3,60	-1,08	-0,35	2,83	9,68	-0,7814
TOTALE a metro lineare			3,60	-1,08	4,24	3,21	12,99	-0,7814

COMB. 3b (A1M1-sismica) Ex + 0,3Ey + 0,3Ez								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			4,59	0,38	3,31	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	3,60	-1,08	0,35	2,83	9,18	-0,7814
TOTALE a metro lineare			3,60	-1,08	4,94	3,21	12,49	-0,7814

COMB. 3c (A1M1-sismica) Ey + 0,3Ex - 0,3Ez								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			4,59	0,38	3,31	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	1,08	-3,60	-0,35	9,43	3,08	-2,6046
TOTALE a metro lineare			1,08	-3,60	4,24	9,81	6,39	-2,6046

COMB. 3d (A1M1-sismica) Ey + 0,3Ex + 0,3Ez								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			4,59	0,38	3,31	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	1,08	-3,60	0,35	9,43	2,58	-2,6046
TOTALE a metro lineare			1,08	-3,60	4,94	9,81	5,89	-2,6046

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

COMB. 3e (A1M1-sismica) -Ez + 0,3Ex + 0,3Ey								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			4,59	0,38	3,31	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	1,08	-1,08	-1,16	2,83	3,67	-0,7814
TOTALE a metro lineare			1,08	-1,08	3,42	3,21	6,98	-0,7814

COMB. 3f (A1M1-sismica) +Ez + 0,3Ex + 0,3Ey								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			4,59	0,38	3,31	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
Sisma	Fh	1,00	1,08	-1,08	1,16	2,83	2,58	-0,7814
TOTALE a metro lineare			1,08	-1,08	5,75	3,21	5,89	-0,7814

COMB. 4 (SLE RARA)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			4,59	0,38	3,31	
Vento	Pw	1,00		-22,58		68,12		22,85
TOTALE a metro lineare			0,00	-22,58	4,59	68,50	3,31	22,85

COMB. 5 (SLE FREQ.)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			4,59	0,38	3,31	
Vento	Pw	0,20		-4,52		13,62		4,57
TOTALE a metro lineare			0,00	-4,52	4,59	14,00	3,31	4,57

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

COMB. 6 (SLE QUASI PERM.)								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
Azione		γ	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
Pesi	PP	1,00			4,59	0,38	3,31	
Vento	Pw	0,00		0,00		0,00		0
TOTALE a metro lineare			0,00	0,00	4,59	0,38	3,31	0

RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI								
			Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mt
			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMB. 1	(A1M1)		0,00	-33,87	4,59	102,56	3,31	34,275
COMB. 2	(A2M2)		0,00	-29,35	4,59	88,94	3,31	29,705
COMB. 3a	Ex + 0,3Ey + 0,3Ez		3,60	-29,35	4,24	3,21	12,99	-0,7814
COMB. 3b	Ex + 0,3Ey - 0,3Ez		3,60	-1,08	4,94	3,21	12,49	-0,7814
COMB. 3c	Ey + 0,3Ex + 0,3Ez		1,08	-3,60	4,24	9,81	6,39	-2,6046
COMB. 3d	Ey + 0,3Ex - 0,3Ez		1,08	-3,60	4,94	9,81	5,89	-2,6046
COMB. 3e	Ez + 0,3Ex + 0,3Ey		1,08	-1,08	3,42	3,21	6,98	-0,7814
COMB. 3f	-Ez + 0,3Ex + 0,3Ey		1,08	-1,08	5,75	3,21	5,89	-0,7814
COMB. 4	(SLE RARA)		0,00	-22,58	4,59	68,50	3,31	22,85
COMB. 5	(SLE FREQ.)		0,00	-4,52	4,59	14,00	3,31	4,57
COMB. 6	(SLE QUASI PERM.)		0,00	0,00	4,59	0,38	3,31	0

9.5 VERIFICA DEL MONTANTE DI ACCIAIO

Le verifiche strutturali sono condotte considerando le combinazioni di carico più gravose, rappresentate da quelle che massimizzano azione assiale, momento flettente e taglio nei due piani principali e momento torcente.

In particolare tali situazioni si registrano nelle seguenti combinazioni:

comb. 1 $M_{x,max}$ $M_{t,max}$

comb. 3a $M_{y,max}$

comb. 3f N_{max}

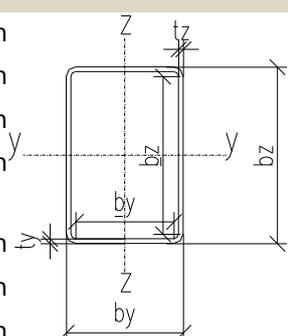
VERIFICHE IN COMBINAZIONE 1

Caratteristiche meccaniche dei materiali

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Acciai				21000				N/mm
o S	355	MPa	$E_a =$	0	N/mm^2	$f_{yk} =$	355	²
$\gamma_{M0} =$	1.05	$\gamma_{M1} =$	1.05	$\gamma_{M2} =$	1.25	$f_t =$	510	MPa
							0.8	
						$\varepsilon =$	1	

Caratteristiche geometriche della sezione

$b_z =$	220	mm		$b_z/t_z =$	31.7
$b_y =$	220	mm		$b_y/t_y =$	31.7
$t_y =$	6	mm			
$t_z =$	6	mm			
$r =$	9	mm			
$b_z =$	190	mm		classe ala by	
$b_y =$	190	mm		classe ala bz	
h_{wz}					
$=$	190	mm	Sezione complessivamente di classe		3
h_{wy}					
$=$	190	mm			

N	NM	fless. attorno:
3	1	z-z
3	1	y-y

Sollecitazioni agenti e classificazione

N_{Ed}				$T_{Ed} =$	34.28	kNm
$=$	-4.59	kN (<0 se compressione)				
$M_{y,Ed}$		kNm		$M_{z,Ed} =$	3.31	kNm (>0)
$d =$	102.56	(>0)				
$V_{z,Ed}$		kN		$V_{y,Ed} =$	0.00	kN
$=$	33.87					

Caratteristiche meccaniche della sezione

Sezione "lorda"					
$A =$	5012	mm^2			
A_{vz}			$A_{vy} =$	2506	m^2
$=$	2506	mm^2			
$I_y =$	2	3775730	$I_z =$	37757302	m^4
		mm^4			
$S_y =$	199382	mm^3	$S_z =$	199382	m^3
$W_{el,y}$			$W_{el,z} =$	343248	m^3
$=$	343248	mm^3			

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

$W_{pl,y} =$	398765	mm ³	$W_{pl,z} =$	398765	m ³
$i_y =$	87	mm	$i_z =$	87	m
$L_{0y} =$	6200	mm	$L_{0z} =$	6200	m

Verifica a torsione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.7

$T_{Ed}/T_{Rd} =$	0.32	<	1	
$T_{Rd} = 2 \Theta t f_{ywd}$	107.11	kNm	$\tau_{t,Ed} =$	62.47
$f_{ywd} =$	195.20	N/mm ²	$\Theta =$	45726
		$\min[f_{yk}/\gamma_{M0}/3^{0.5}; \tau_{b,Rd}]$		mm ²

Verifica a taglio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6 (EN 1993-1-5:2006 p.to 5)

h_w/t_w	31.	$31/\eta \varepsilon (k_t)^{0.5} =$	0.00	anima irrigidita
lim =		$72/\eta \varepsilon =$	48.82	anima non irrigidita
$h_{wy}/t_y =$	67	h_w/t_w lim	48.8	
	<	=	2	non necessario considerare l'instabilità da taglio
$h_{wz}/t_z =$	67	h_w/t_w lim	48.8	
	<	=	2	non necessario considerare l'instabilità da taglio

Resistenza a taglio in assenza di instabilità - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6(4)

Taglio agente nel piano z-

$\eta_3 =$	$\tau_{Ed,z} / [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk}/3^{0.5}/\gamma_{M0})] [f_{yk}/(3^{0.5}\gamma_{M0})]$	0.58	<	1
$\tau_{Ed,z} =$	$V_{z,Ed} S_y / (I_y 2t_z) + T_{Ed} / (2\Theta t_z)$	77.38	MPa	

Taglio agente nel piano y-

$\eta_3 =$	$\tau_{Ed,y} / [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk}/3^{0.5}/\gamma_{M0})] [f_{yk}/(3^{0.5}\gamma_{M0})]$	0.01	<	1
$\tau_{Ed,y} =$	$V_{y,Ed} S_z / (I_z 2t_y) + T_{Ed} / (2\Theta t_y)$	1.97	MPa	

Sollecitazioni combinate nella trave d'acciaio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.10 (EN 1993-1-5:2006 p.to 7.1)

	y-y	z-z	piano di azione del taglio	
$\eta_3 =$	0.01	0.58	>	0.50 necessario considerare iterazione V-M-N
$\rho =$	0.00	0.03		

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

nelle verifiche per azione assiale e momento flettente si utilizza una tensione limite pari a:

$$f_{yk} = (1-\rho) f_{yk} = 345 \cdot 0.22 = 76.95 \text{ MPa}$$

Verifiche allo stato limite ultimo per tensioni normali - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.9.2 e 6.2.10

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed} / (f_{yk} A / \gamma_{M0}) \pm M_{y,Ed} / (f_{yk} W_{el,y} / \gamma_{M0}) \pm M_{z,Ed} / (f_{yk} W_{el,z} / \gamma_{M0})}{f_{yk}}$$

$$\eta_1 = 0.94 < 1$$

Verifica di instabilità per flessione e compressione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.3.3

$$\eta_{b,i} = \frac{N_{Ed} / (\chi_i N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iy} (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / (M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iz} (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})}{f_{yk}}$$

$$\eta_{b,i} = \begin{matrix} i = y & i = z \\ 0.83 & 0.67 & < 1 \end{matrix}$$

$$W_i = \begin{matrix} [mm^3] & 8 & 343248 \end{matrix}$$

$$\chi_i = \frac{1}{[\phi_i + (\phi_i^2 - \lambda_i^2)^{0.5}]} = \begin{matrix} 0.71 & 0.71 \end{matrix}$$

$$\phi_i = \frac{0.50 \cdot [1 + \alpha_i \cdot (\lambda_i - 0.2) + \lambda_i^2]}{a} = \begin{matrix} 1.01 & 1.01 \end{matrix}$$

$$\alpha_i = \begin{matrix} 0.21 & 0.21 \end{matrix}$$

curva

$$= \begin{matrix} a & a \end{matrix}$$

$$\lambda_i = \frac{\lambda_i / \lambda_{1i} [\beta_i]^{0.5}}{a} = \begin{matrix} 0.94 & 0.94 \end{matrix}$$

$$\lambda_i = \frac{L_{0,i} / i_i}{a} = \begin{matrix} 71.44 & 71.44 \end{matrix}$$

$$\lambda_{1i} = \frac{93.9 \varepsilon}{a} = \begin{matrix} 76.40 & 76.40 \end{matrix}$$

$$\varepsilon = \frac{(235 / f_y)^{0.5}}{a} = \begin{matrix} 0.81 & \end{matrix}$$

$$k_{iy} = \begin{matrix} 0.90 & 0.72 \end{matrix}$$

$$k_{iz} = \begin{matrix} 0.90 & 0.90 \end{matrix}$$

$$C_{mi} = \begin{matrix} 0.90 & 0.90 \end{matrix}$$

VERIFICHE IN COMBINAZIONE 3A

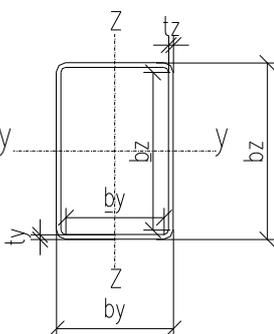
Caratteristiche meccaniche dei materiali

Acciaio			E_a					N/mm ²
S	355	MPa	=	210000	N/mm ²	$f_{yk} =$		355 ²
				1.0				
$\gamma_{M0} =$	1.05		$\gamma_{M1} =$	5	$\gamma_{M2} =$	1.25	$f_t =$	510 MPa
								0.8
						$\varepsilon =$		1

Caratteristiche geometriche della sezione

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$b_z = 220$ mm
 $b_y = 220$ mm
 $t_y = 6$ mm
 $t_z = 6$ mm
 $r = 9$ mm
 $b_z = 190$ mm
 $b_y = 190$ mm
 $h_{wz} = 190$ mm
 $h_{wy} = 190$ mm



classe ala by
 classe ala bz

$b_z/t = 31.$
 $z = 7$
 $b_y/t = 31.$
 $y = 7$

N	NM	fless. attorno:
3	1	z-z
3	1	y-y

Sezione complessivamente di classe

3

Sollecitazioni agenti e classificazione

$N_{Ed} = -4.24$ kN (<0 se compressione)
 $M_{y,Ed} = 3.21$ kNm (>0)
 $V_{z,Ed} = 29.35$ kN
 $T_{Ed} = 0.78$ kNm
 $M_{z,Ed} = 12.99$ kNm (>0)
 $V_{y,Ed} = 3.60$ kN

Caratteristiche meccaniche della sezione

Sezione
"lorda"

$A = 5012$ mm²
 $A_{vz} = 2506$ mm²
 $I_y = 3775730$ mm⁴
 $S_y = 199382$ mm³
 $W_{el,y} = 343248$ mm³
 $W_{pl,y} = 398765$ mm³
 $i_y = 87$ mm
 $L_{0y} = 13400$ mm
 $A_{vy} = 2506$ m²
 $I_z = 37757302$ m⁴
 $S_z = 199382$ m³
 $W_{el,z} = 343248$ m³
 $W_{pl,z} = 398765$ m³
 $i_z = 87$ m
 $L_{0z} = 13400$ m

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Verifica a torsione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.7

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.01 < 1$$

$$T_{Rd} = 2 \Theta t f_{ywd} = 107.11 \text{ kNm}$$

$$f_{ywd} = 195.20 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{t,Ed} = 1.42 \text{ N/mm}^2$$

$$\Theta = 45726 \text{ mm}^2$$

Verifica a taglio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6 (EN 1993-1-5:2006 p.to 5)

$$h_w/t_w \text{ lim} = \begin{cases} 31/\eta \epsilon (k_\tau)^{0.5} = 0.00 & \text{anima irrigidita} \\ 72/\eta \epsilon = 48.82 & \text{anima non irrigidita} \end{cases}$$

$$h_{wy}/t_y = 31.67 < 48.8 \text{ non necessario considerare l'instabilit\`a da taglio}$$

$$h_{wz}/t_z = 31.67 < 48.8 \text{ non necessario considerare l'instabilit\`a da taglio}$$

Resistenza a taglio in assenza di instabilit\`a - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6(4)

Taglio agente nel piano z-

$$\eta_3 = \tau_{Ed,z} / [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk}/3^{0.5}/\gamma_{M0})] [f_{yk}/(3^{0.5}\gamma_{M0})] = 0.07 < 1$$

$$\tau_{Ed,z} = V_{z,Ed} S_y / (I_y 2t_z) + T_{Ed} / (2\Theta t_z) = 14.34 \text{ MPa}$$

Taglio agente nel piano y-

$$\eta_3 = \tau_{Ed,y} / [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk}/3^{0.5}/\gamma_{M0})] [f_{yk}/(3^{0.5}\gamma_{M0})] = 0.01 < 1$$

$$\tau_{Ed,y} = V_{y,Ed} S_z / (I_z 2t_y) + T_{Ed} / (2\Theta t_y) = 1.63 \text{ MPa}$$

Sollecitazioni combinate nella trave d'acciaio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.10 (EN 1993-1-5:2006 p.to 7.1)

	y-y	z-z	piano di azione del taglio	
$\eta_3 =$	0.01	0.07	<	0.50 non necessario considerare iterazione V-M-N
$\rho =$	0.00	0.00		

nelle verifiche per azione assiale e momento flettente si utilizza una tensione limite pari a:

$$f'_{yk} = (1-\rho) f_{yk} = 5.0 \text{ MPa}$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Verifiche allo stato limite ultimo per tensioni normali - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.9.2 e 6.2.10

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed} / (f_{yk} A / \gamma_{M0}) \pm M_{y,Ed} / (f_{yk} W_{el,y} / \gamma_{M0}) \pm M_{z,Ed} / (f_{yk} W_{el,z} / \gamma_{M0})}{\eta_1 = 0.14 < 1}$$

Verifica di instabilità per flessione e compressione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.3.3

$$\eta_{b,i} = \frac{N_{Ed} / (\chi_i N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iy} (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / (M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iz} (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})}{i = y \quad i = z}$$

	η_b		
$\eta_{b,i}$		0.14	0.13 < 1
		34324	
W_i	[mm ³]	8	343248
χ_i	$1 / [\phi_i + (\phi_i^2 - \lambda_i^2)^{0.5}] =$	0.22	0.22
	$0.50 \cdot [1 + \alpha_i \cdot (\lambda_i -$		
ϕ_i	$0.2) + \lambda_i^2] =$	2.73	2.73
α_i		0.21	0.21
curva			
=		a	a
λ_i	$\lambda_i / \lambda_{1i} [\beta_i]^{0.5} =$	2.02	2.02
λ_i	$L_{0,i} / i_i =$	154.39	154.39
λ_{1i}	93.9ε	76.40	76.40
ε	$(235 / f_y)^{0.5} =$	0.81	
k_{iy}		0.91	0.72
k_{iz}		0.91	0.91
C_{mi}		0.90	0.90

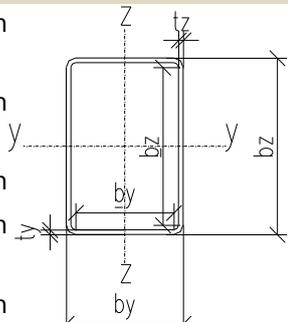
SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

VERIFICHE IN COMBINAZIONE 3F

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Acciai							N/mm
o S	355	MPa	$E_a =$	210000	N/mm ²	$f_{yk} =$	355 ²
$\gamma_{M0} =$	1.05	$\gamma_{M1} =$	1.05	$\gamma_{M2} =$	1.25	$f_t =$	510 MPa
							0.8
						$\varepsilon =$	1

Caratteristiche geometriche della sezione

$b_z =$	220	mm		b_z/t	
$b_y =$	220	mm		$z =$	31.7
$t_y =$	6	mm		b_y/t	
$t_z =$	6	mm		$y =$	31.7
$r =$	9	mm			
$b_z =$	190	mm	classe ala by		
$b_y =$	190	mm	classe ala bz		
h_{wz}					
$=$	190	mm	Sezione complessivamente di classe		3
h_{wy}					
$=$	190	mm			

N	NM	fless. attorno:
3	1	z-z
3	1	y-y

Sollecitazioni agenti e classificazione

N_{Ed}			$T_{Ed} =$	0.78	kNm
$=$	-5.75	kN (<0 se compressione)			
$M_{y,Ed}$		kNm	$M_{z,Ed} =$	5.89	kNm (>0)
$d =$	3.21	(>0)			
$V_{z,Ed}$		kN	$V_{y,Ed} =$	1.08	kN
$=$	1.08				

Caratteristiche meccaniche della sezione

Sezione "lorda"						
$A =$	5012	mm ²				
A_{vz}			$A_{vy} =$	2506	m ²	
$=$	2506	mm ²				

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$I_y = 2$	3775730	mm^4	$I_z =$	37757302	m^4
$S_y =$	199382	mm^3	$S_z =$	199382	m^3
$W_{el,y}$			$W_{el,z} =$		
$=$	343248	mm^3	$=$	343248	m^3
$W_{pl,y}$			$W_{pl,z} =$		
$=$	398765	mm^3	$=$	398765	m^3
$i_y =$	87	mm	$i_z =$	87	m
L_{0y}			$L_{0z} =$		
$=$	13400	mm	$=$	13400	m

Verifica a torsione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.7

$T_{Ed}/T_{Rd} =$	0.01	$<$	1		
$T_{Rd} = 2 \Theta t f_{ywd}$					N/mm^2
$=$	107.11	kNm	$\tau_{t,Ed} =$	1.42	2
$f_{ywd} =$	195.20	N/mm^2	$\Theta =$	45726	mm^2
		$\min[f_{yk}/\gamma_{M0}/3^{0.5}; \tau_{b,Rd}]$			

Verifica a taglio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6 (EN 1993-1-5:2006 p.to 5)

$h_w/t_w \text{ lim} =$	$31/\eta \varepsilon (k_\tau)^{0.5} =$	0.00	anima irrigidita
	$72/\eta \varepsilon =$	48.82	anima non irrigidita
h_{wy}/t_y	$h_w/t_w \text{ lim}$	48.8	
$=$	31.67	$<$	$=$ 2 non necessario considerare l'instabilità da taglio
h_{wz}/t_z	$h_w/t_w \text{ lim}$	48.8	
$=$	31.67	$<$	$=$ 2 non necessario considerare l'instabilità da taglio

Resistenza a taglio in assenza di instabilità - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.6(4)

Taglio agente nel piano z-

z

$\tau_{Ed,z} / [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk}/3^{0.5}/\gamma_{M0})] [f_{yk}/(3^{0.5}\gamma_{M0})]$			
$\eta_3 =$	0.01	$<$	1
$\tau_{Ed,z} =$	$V_{z,Ed} S_y / (I_y 2t_z) + T_{Ed} / (2\Theta t_z) =$	1.90	MPa

Taglio agente nel piano y-

y

$\tau_{Ed,y} / [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk}/3^{0.5}/\gamma_{M0})] [f_{yk}/(3^{0.5}\gamma_{M0})]$			
$\eta_3 =$	0.00	$<$	1

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

$$\tau_{Ed,y} = V_{y,Ed} S_z / (I_z 2t_y) + T_{Ed} / (2\theta t_y) = 0.52 \text{ MPa}$$

Sollecitazioni combinate nella trave d'acciaio - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.10 (EN 1993-1-5:2006 p.to 7.1)

	y-y	z-z	piano di azione del taglio	
$\eta_3 =$	0.00	0.01	<	0.50 non necessario considerare iterazione V-M-N
$\rho =$	0.00	0.00		

nelle verifiche per azione assiale e momento flettente si utilizza una tensione limite pari a:

$$f_{yk} (1-\rho) f_{yk} = 355.00 \text{ MPa}$$

Verifiche allo stato limite ultimo per tensioni normali - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.2.9.2 e 6.2.10

$$\eta_1 = N_{Ed} / (f_{yk} A / \gamma_{M0}) \pm M_{y,Ed} / (f_{yk} W_{el,y} / \gamma_{M0}) \pm M_{z,Ed} / (f_{yk} W_{el,z} / \gamma_{M0})$$

$$\eta_1 = 0.08 < 1$$

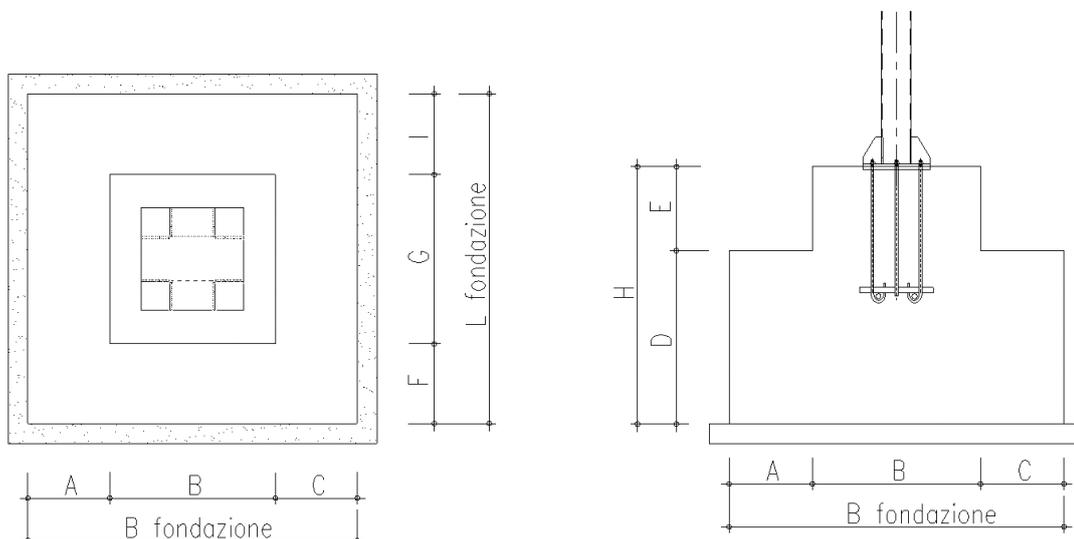
Verifica di instabilità per flessione e compressione - EN 1993-1-1:2005 p.to 6.3.3

$$\eta_{b,i} = \frac{N_{Ed} / (\chi_i N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iy} (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / (M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{iz} (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})}{W_i}$$

		i = y	i = z	
$\eta_{b,i}$	=	0.09	0.08	< 1
		34324	34324	
$W_i =$	[mm ³]	8	8	
$\chi_i =$	$1 / [\phi_i + (\phi_i^2 - \lambda_i^2)^{0.5}] =$	0.22	0.22	
	$0.50 \cdot [1 + \alpha_i \cdot (\lambda_i -$			
$\phi_i =$	$0.2) + \lambda_i^2] =$	2.73	2.73	
$\alpha_i =$		0.21	0.21	
curva				
=		a	a	
$\lambda_i =$	$\lambda_i / \lambda_{1i} [\beta_i]^{0.5} =$	2.02	2.02	
$\lambda_i =$	$L_{0,i} / i_i =$	154.39	154.39	
$\lambda_{1i} =$	93.9ε	76.40	76.40	
$\varepsilon =$	$(235 / f_y)^{0.5} =$	0.81		
$k_{iy} =$		0.91	0.73	
$k_{iz} =$		0.91	0.91	
$C_{mi} =$		0.90	0.90	

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

9.6 CALCOLO DELLA FONDAZIONE



Geometria della fondazione

In direzione trasversale alla strada			
Altezza fondazione	D	1.5	m
Lunghezza mensola	A	0	m
Lunghezza mensola	C	0	m
Spessore dello spiccato	B	1.4	m
Altezza dello spiccato	E	0	m
Base della fondazione	B _{fondaz}	1.4	m
In direzione longitudinale alla strada			
Larghezza mensola	F	0	m
Larghezza mensola	I	0	m
Larghezza dello spiccato	G	1.4	m
Larghezza della fondazione	L _{fondaz}	1.4	m
Altezza totale plinto	H	1.5	m
Altezza del terreno da estradosso magrone	H _{terr}	1.5	m

Carichi agenti

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

Peso proprio struttura	PP	4.59	kN
Peso proprio fondazione	PP _{fondaz}	145.80	kN
Sovraccarico stradale sul terrenocdz statiche	q	20	kN/m ²
Sovraccarico stradale sul terrenocdz sismiche	q _s	10	kN/m ²

Per il terreno di rinfilanco del plinto di fondazione si utilizzano parametri geotecnici pari a quelli del materiale da rilevato:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 0.$$

I parametri sismici sono quelli riportati al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

Systema di riferimento e convenzioni

Nel seguito si ricavano le sollecitazioni complessive agenti sulla struttura di fondazione, riferite al baricentro della stessa alla quota di intradosso. Si considera in questa sede un sistema di riferimento con origine nel baricentro della fondazione, con l'asse x rivolto nella direzione dello sbraccio in cui sono posizionati i pannelli, l'asse y in direzione longitudinale alla strada e l'asse z rivolto verso il basso. I segni dei momenti sono in accordo con la regola della mano destra.

Spinta statica del terreno

Si assume che a monte del plinto di fondazione possa svilupparsi un regime di spinta attiva da calcolarsi utilizzando il coefficiente di Muller – Breslau. Si sono utilizzati i valori di spinta calcolati con il coefficiente k_a (M1) della Tabella sottostante.

k_a (M1)	0.244		k_a (M2)	0.306
H (m)	1.50		H (m)	1.50
δ/φ' (°)	0.67		δ/φ' (°)	0.67
φ' (°)	35.00		φ' (°)	29.26
L (m)	1.40		L (m)	1.40
B (m)	1.40		B (m)	1.40
γ (kN/m ³)	19.00		γ (kN/m ³)	19.00

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

q (kN/m ²)	20.00		q (kN/m ²)	20.00
terreno			terreno	
S _{a,x} (kN)	7.31		S _{a,x} (kN)	9.16
S _{a,y} (kN)	7.31		S _{a,y} (kN)	9.16
S _{ah,x} (kN)	6.72		S _{ah,x} (kN)	8.63
S _{ah,y} (kN)	6.72		S _{ah,y} (kN)	8.63
S _{av,x} (kN)	2.90		S _{av,x} (kN)	3.06
S _{av,y} (kN)	2.90		S _{av,y} (kN)	3.06
M _y (S _{ah,x})	-3.36		M _y (S _{ah,x})	-4.32
M _x (S _{ah,y})	3.36		M _x (S _{ah,y})	4.32
M _y (S _{av,x})	2.03		M _y (S _{av,x})	2.14
M _x (S _{av,y})	-2.03		M _x (S _{av,y})	-2.14
sovraccarico			sovraccarico	
S _{a,x} (kN)	10.27		S _{a,x} (kN)	12.85
S _{a,y} (kN)	10.27		S _{a,y} (kN)	12.85
S _{ah,x} (kN)	9.43		S _{ah,x} (kN)	12.12
S _{ah,y} (kN)	9.43		S _{ah,y} (kN)	12.12
S _{av,x} (kN)	4.07		S _{av,x} (kN)	4.29
S _{av,y} (kN)	4.07		S _{av,y} (kN)	4.29
M _y (S _{ah,x})	-7.07		M _y (S _{ah,x})	-9.09
M _x (S _{ah,y})	7.07		M _x (S _{ah,y})	9.09
M _y (S _{av,x})	2.85		M _y (S _{av,x})	3.00
M _x (S _{av,y})	-2.85		M _x (S _{av,y})	-3.00

Spinta sismica del terreno

Per il calcolo della spinta in fase sismica, la normativa vigente fa riferimento ad un metodo di tipo pseudo – statico. Il metodo adottato è quello di Mononobe – Okabe (1929); quest’ultimo può essere considerato un’estensione in campo dinamico del metodo di Coulomb. In fase sismica il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro (cuneo di rottura) si

comporta come un corpo rigido soggetto ad un’accelerazione orizzontale a_h e verticale a_v uniformi all’interno del cuneo.

$$a_h = k_h \cdot g$$

$$a_v = k_v \cdot g$$

Nel caso in esame $k_h = 0.314$ e $k_v = \pm 0.157$.

L’effetto sismico del cuneo di rottura di peso W calcolato con l’introduzione di una forza statica equivalente di componenti $k_h W$ in orizzontale e $\pm k_v W$ in verticale. Considerando un terreno fuori falda si determinano gli angoli θ :

$$\theta = \arctan[k_h / (1 - k_v)]$$

I coefficienti di spinta risultano funzione della geometria del muro oltre che di θ e ϕ' .

In particolare, come descritto al paragrafo 3.2, si ha:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

dove

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all’orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all’orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = angolo di rotazione addizionale.

Gruppo di coefficienti parziali M1

ϕ'	35°	angolo di resistenza al taglio del terrapieno
β	0	angolo di inclinazione del terrapieno a monte

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

δ	0	angolo di attrito terrapieno - muro
ψ	90°	angolo di inclinazione del paramento del muro
θ^+	20.4°	angolo di rotazione addizionale per k_v positivo
θ^-	16.2°	angolo di rotazione addizionale per k_v negativo
k_{aE}^+	0.549	coefficiente di spinta attiva sismica per k_v positivo
k_{aE}^-	0.452	coefficiente di spinta attiva sismica per k_v negativo

Gruppo di coefficienti parziali M2

φ'	29.3°	angolo di resistenza al taglio del terrapieno
β	0	angolo di inclinazione del terrapieno a monte
δ	0	angolo di attrito terrapieno - muro
ψ	90°	angolo di inclinazione del paramento del muro
θ^+	20.4°	angolo di rotazione addizionale per k_v positivo
θ^-	16.2°	angolo di rotazione addizionale per k_v negativo
k_{aE}^+	0.674	coefficiente di spinta attiva sismica per k_v positivo
k_{aE}^-	0.553	coefficiente di spinta attiva sismica per k_v negativo

La spinta in fase sismica risulta:

$$S_{aE} = 1/2 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot k_{aE} \cdot H^2$$

Come nel caso statico, si sono utilizzati i valori di spinta calcolati con i coefficienti $k_{aE}^+(M1)$ e $k_{aE}^-(M1)$.

$k_{aE}^+(M1)$	0.549		$k_{aE}^-(M1)$	0.452		$k_{aE}^+(M2)$	0.674		$k_{aE}^-(M2)$	0.553
H (m)	1.50		H (m)	1.50		H (m)	1.50		H (m)	1.50
δ/φ' (°)	0.00		δ/φ' (°)	0.00		δ/φ' (°)	0.00		δ/φ' (°)	0.00
φ' (°)	35.00		φ' (°)	35.00		φ' (°)	29.26		φ' (°)	29.26
L (m)	1.40		L (m)	1.40		L (m)	1.40		L (m)	1.40
B (m)	1.40		B (m)	1.40		B (m)	1.40		B (m)	1.40
γ (kN/m ³)	19.00		γ (kN/m ³)	19.00		γ (kN/m ³)	19.00		γ (kN/m ³)	19.00

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

q (kN/m ²)	10.00		q (kN/m ²)	10.00		q (kN/m ²)	10.00		q (kN/m ²)	10.00
k _v	0.157		k _v	-0.157		k _v	0.157		k _v	-0.157
terreno			terreno			terreno			terreno	
S _{a,x} (kN)	13.84		S _{a,x} (kN)	15.66		S _{a,x} (kN)	16.99		S _{a,x} (kN)	19.15
S _{a,y} (kN)	13.84		S _{a,y} (kN)	15.66		S _{a,y} (kN)	16.99		S _{a,y} (kN)	19.15
S _{ah,x} (kN)	13.84		S _{ah,x} (kN)	15.66		S _{ah,x} (kN)	16.99		S _{ah,x} (kN)	19.15
S _{ah,y} (kN)	13.84		S _{ah,y} (kN)	15.66		S _{ah,y} (kN)	16.99		S _{ah,y} (kN)	19.15
S _{av,x} (kN)	0.00		S _{av,x} (kN)	0.00		S _{av,x} (kN)	0.00		S _{av,x} (kN)	0.00
S _{av,y} (kN)	0.00		S _{av,y} (kN)	0.00		S _{av,y} (kN)	0.00		S _{av,y} (kN)	0.00
M _y (S _{ah,x})	-6.92		M _y (S _{ah,x})	-7.83		M _y (S _{ah,x})	-8.50		M _y (S _{ah,x})	-9.57
M _x (S _{ah,y})	6.92		M _x (S _{ah,y})	7.83		M _x (S _{ah,y})	8.50		M _x (S _{ah,y})	9.57
M _y (S _{av,x})	0.00		M _y (S _{av,x})	0.00		M _y (S _{av,x})	0.00		M _y (S _{av,x})	0.00
M _x (S _{av,y})	0.00		M _x (S _{av,y})	0.00		M _x (S _{av,y})	0.00		M _x (S _{av,y})	0.00
sovraccarico			sovraccarico			sovraccarico			sovraccarico	
S _{a,x} (kN)	11.53		S _{a,x} (kN)	9.49		S _{a,x} (kN)	14.15		S _{a,x} (kN)	11.61
S _{a,y} (kN)	11.53		S _{a,y} (kN)	9.49		S _{a,y} (kN)	14.15		S _{a,y} (kN)	11.61
S _{ah,x} (kN)	11.53		S _{ah,x} (kN)	9.49		S _{ah,x} (kN)	14.15		S _{ah,x} (kN)	11.61
S _{ah,y} (kN)	11.53		S _{ah,y} (kN)	9.49		S _{ah,y} (kN)	14.15		S _{ah,y} (kN)	11.61
S _{av,x} (kN)	0.00		S _{av,x} (kN)	0.00		S _{av,x} (kN)	0.00		S _{av,x} (kN)	0.00
S _{av,y} (kN)	0.00		S _{av,y} (kN)	0.00		S _{av,y} (kN)	0.00		S _{av,y} (kN)	0.00
M _y (S _{ah,x})	-8.64		M _y (S _{ah,x})	-7.12		M _y (S _{ah,x})	-10.61		M _y (S _{ah,x})	-8.71
M _x (S _{ah,y})	8.64		M _x (S _{ah,y})	7.12		M _x (S _{ah,y})	10.61		M _x (S _{ah,y})	8.71
M _y (S _{av,x})	0.00		M _y (S _{av,x})	0.00		M _y (S _{av,x})	0.00		M _y (S _{av,x})	0.00
M _x (S _{av,y})	0.00		M _x (S _{av,y})	0.00		M _x (S _{av,y})	0.00		M _x (S _{av,y})	0.00

Combinazioni di carico

Con riferimento alle indicazioni delle NTC18, le combinazioni risultano:

$$SLU: \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

$$SISMICA: E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

SLE QUASI PERMANENTE: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Nel dettaglio le combinazioni risultano:

- combinazione 1: $PP + P.Perm + 1.30 \cdot S_a + 1.50 \cdot S_Q + 1.50 \cdot 0.60 \cdot P_w$ A1 + M1 (sovracc. 1° variabile)
 combinazione 2: $PP + P.Perm + 1.30 \cdot S_a + 1.50 \cdot 0.75 \cdot S_Q + 1.50 \cdot P_w$ A1 + M1 (vento 1° variabile)
 combinazione 3: $PP + P.Perm + S_{aE} + S_Q + F_h \pm F_v$ A1 + M1 sismica
 combinazione 4: $PP + P.Perm + S_a + S_Q + 0.60 \cdot P_w$ SLE Rara (sovracc. 1° variabile)
 combinazione 5: $PP + P.Perm + S_a + 0.75 \cdot S_Q + P_w$ SLE Rara (vento 1° variabile)
 combinazione 6: $PP + P.Perm + S_a + 0.75 \cdot S_Q$ SLE Freq. (sovracc. 1° variabile)
 combinazione 7: $PP + P.Perm + S_a + 0.20 \cdot P_w$ SLE Freq. (vento 1° variabile)
 combinazione 8: $PP + P.Perm + S_a$ SLE Quasi Permanente

A1 + M1 (sovracc. 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	20.32	0.00	92.37	0.00	20.56
Spinta Terreno M1	8.73	8.73	7.53	1.73	-1.73	0.00
Spinta Sovraccarico M1	14.14	14.14	12.20	6.33	-6.33	0.00
totale	22.87	43.19	97.81	100.05	-11.38	20.56
A1 + M1 (vento 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	33.87	0.00	153.95	0.00	34.27
Spinta Statica Terreno M1	8.73	8.73	7.53	1.73	-1.73	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	10.60	10.60	9.15	4.75	-4.75	0.00

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

totale	19.33	53.20	94.77	160.05	-9.79	34.27
A1 + M1 sism $E_x+0.3E_y-0.3E_z$						
	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	3.61	1.08	-0.52	2.84	-9.09	0.78
Sisma Fondazione	23.11	6.93	-11.56	5.20	-17.34	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	13.84	4.15	0.00	2.08	-6.92	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	11.53	3.46	0.00	2.59	-8.64	0.00
totale	52.09	15.63	66.00	12.33	-45.30	0.78
A1 + M1 sism $E_x+0.3E_y+0.3E_z$						
	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	3.61	1.08	0.52	2.84	-9.84	0.78
Sisma Fondazione	23.11	6.93	11.56	5.20	-17.34	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	15.66	4.70	0.00	2.35	-7.83	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	9.49	2.85	0.00	2.14	-7.12	0.00
totale	51.88	15.56	90.17	12.15	-45.44	0.78
A1 + M1 sism $0.3E_x+E_y-0.3E_z$						
	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	1.08	3.61	-0.52	9.47	-2.46	2.60
Sisma Fondazione	6.93	23.11	-11.56	17.34	-5.20	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	4.15	13.84	0.00	6.92	-2.08	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	3.46	11.53	0.00	8.64	-2.59	0.00
totale	15.63	52.09	66.00	41.99	-15.65	2.60

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

A1 + M1 sism 0.3E _x +E _y +0.3E _z						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	1.08	3.61	0.52	9.47	-3.22	2.60
Sisma Fondazione	6.93	23.11	11.56	17.34	-5.20	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	4.70	15.66	0.00	7.83	-2.35	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	2.85	9.49	0.00	7.12	-2.14	0.00
totale	15.56	51.88	90.17	41.37	-16.22	2.60
A1 + M1 sism 0.3E _x +0.3E _y -E _z						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	1.08	1.08	-1.74	2.84	-1.58	0.78
Sisma Fondazione	6.93	6.93	-11.56	5.20	-5.20	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	4.15	4.15	0.00	2.08	-2.08	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	3.46	3.46	0.00	2.59	-2.59	0.00
totale	15.63	15.63	64.78	12.33	-14.77	0.78
A1 + M1 sism 0.3E _x +0.3E _y +E _z						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Elevazione	1.08	1.08	1.74	2.84	-4.10	0.78
Sisma Fondazione	6.93	6.93	11.56	5.20	-5.20	0.00
Spinta Sismica Terreno M1	4.70	4.70	0.00	2.35	-2.35	0.00
Spinta Sismica Sovraccarico M1	2.85	2.85	0.00	2.14	-2.14	0.00
totale	15.56	15.56	91.39	12.15	-17.10	0.78
SLE Rara (sovracc. 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	13.55	0.00	61.58	0.00	13.71
Spinta Statica Terreno M1	6.72	6.72	5.79	1.33	-1.33	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	9.43	9.43	8.13	4.22	-4.22	0.00
totale	16.14	29.69	92.01	66.75	-8.87	13.71
SLE Rara (vento 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	22.58	0.00	102.63	0.00	22.85
Spinta Statica Terreno M1	6.72	6.72	5.79	1.33	-1.33	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	7.07	7.07	6.10	3.17	-3.17	0.00
totale	13.79	36.36	89.98	106.75	-7.81	22.85
SLE Frequente (sovracc. 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta Statica Terreno M1	6.72	6.72	5.79	1.33	-1.33	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	7.07	7.07	6.10	3.17	-3.17	0.00
totale	13.79	13.79	89.98	4.12	-7.81	0.00
SLE Frequente (vento 1° variab.)						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	4.52	0.00	20.53	0.00	4.57
Spinta Statica Terreno M1	6.72	6.72	5.79	1.33	-1.33	0.00
Spinta Statica Sovraccarico M1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
totale	6.72	11.23	83.88	21.48	-4.64	4.57

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

SLE Quasi Permanente						
	R _x	R _y	R _z	M _x	M _y	M _t
Azione	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Pesi Elevazione	0.00	0.00	4.59	-0.38	-3.31	0.00
Pesi Fondazione	0.00	0.00	73.50	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta Statica Terreno M1	6.72	6.72	5.79	1.33	-1.33	0.00
totale	6.72	6.72	83.88	0.95	-4.64	0.00

Per la verifica del palo, poiché la sezione è circolare, è possibile comporre tra loro le sollecitazioni flettenti e allo stesso modo quelle taglianti. Si verificano le combinazioni più gravose.

	comb.	N	M	V	T
N _{max}	1.0	97.8	100.7	48.9	20.6
N _{min}	3e	64.8	19.2	22.1	0.8
M _{max}	2	94.8	160.3	56.6	34.3
M _{min}	3e	64.8	19.2	22.1	0.8
V _{max}	2	94.8	160.3	56.6	34.3
V _{min}	3f	91.4	21.0	22.0	0.8
T _{max}	2	94.8	160.3	56.6	34.3
T _{min}	3a	66.0	47.0	54.4	0.8

Tabella 18 – Sollecitazioni massime SLU.

	comb.	N	M
N _{max}	4.0	92.0	67.3
N _{min}	5.0	90.0	107.0
M _{max}	5	90.0	107.0
M _{min}	4	92.0	67.3

Tabella 19 – Sollecitazioni massime SLE Rara.

	comb.	N	M
N _{max}	6.0	90.0	8.8
N _{min}	7.0	83.9	22.9
M _{max}	7	83.9	22.9

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

M _{min}	6	90.0	8.8
------------------	---	------	-----

Tabella 20 – Sollecitazioni massime SLE Frequente.

comb.	N	M
8	83.9	4.7

Tabella 21 – Sollecitazioni massime SLE Quasi Permanente.

9.7 VERIFICA DEL PALO DI FONDAZIONE A QUOTA TESTA PALO

Alla quota di testa del palo le sollecitazioni agenti sono quelle trasmesse dal plinto di fondazione, calcolate all'intradosso dello stesso. Si verifica dunque la sezione superiore del palo per le combinazioni di calcolo più gravose agli SLU nei confronti delle sollecitazioni taglianti e torcenti.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: monopalo_segnaletica

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
Resis. compr. di calcolo fcd : 158.70 daN/cm²
Resis. compr. ridotta fcd': 70.80 daN/cm²
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
Def.unit. ultima ecu : 0.0035
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
Coeff. di Poisson : 0.20
Resis. media a trazione fctm: 26.00 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm²
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 100.0 cm
Barre circonf.: 12Ø20 (37.7 cm²)
Copriferro (dal baric. barre): 8.2 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

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

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	10	5661	3427
2	0	10	2201	78
3	0	10	5661	3427
4	0	10	5439	78

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.6 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, 0 sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione) = 33.0 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	10	-2	54013	5401.325	34.1	0.17	0.70
2	S	0	10	-2	54013	5401.325	34.1	0.17	0.70
3	S	0	10	-2	54013	5401.325	34.1	0.17	0.70
4	S	0	10	-2	54013	5401.325	34.1	0.17	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00594	50.0	0.00169	41.8	-0.01673	-41.8
2	0.00350	-0.00594	50.0	0.00169	41.8	-0.01673	-41.8
3	0.00350	-0.00594	50.0	0.00169	41.8	-0.01673	-41.8
4	0.00350	-0.00594	50.0	0.00169	41.8	-0.01673	-41.8

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

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 20.9]
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 15.1 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 10.8]

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Area long. a torsione: 4.7 cm² (Conteggiata nell'armatura a flessione)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO-TORSIONE

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
Tsdu	Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]
Trdu	Momento torcente resistente ultimo [daNm] (lato conglomerato)
Mis.Sic.	Misura sicur. = Vsdu/Vcd + Tsdu/Trdu. Verifica OK se Mis.Sic <=1
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vru	Vcd	Vwd	Tsdu	Trdu	Mis.Sic.	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	5661	18921	151084	87442	3427	62557	0.092	72.0	26.57	1.000	1.0
2	S	2201	18921	151084	87442	78	62557	0.016	72.0	26.57	1.000	0.4
3	S	5661	18921	151084	87442	3427	62557	0.092	72.0	26.57	1.000	1.0
4	S	5439	18921	151084	87442	78	62557	0.037	72.0	26.57	1.000	0.9

RISULTATI DEL SOLO CALCOLO A TORSIONE

Area Nucl.	Area del nucleo della sezione tubolare resistente [cm ²]
Per.Nucl.	Perimetro del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Sp.Nucl.	Spessore del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Afst	Area calcolata delle staffe al metro per sola torsione [cm ² /m]
Af long.	Area dei ferri longitudinali calcolati per sola torsione [cm ²]
Tsdu	Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]
Trsd	Momento torc. resist. reso dall'area staffe riservata alla torsione [daNm]
Trld	Momento torc. resist. reso da una apposita aliquota delle barre longitudinali soggette a flessione

N.Comb.	Area Nucl.	Per.Nucl.	Sp.Nucl.	Afst	Af long.	Tsdu	Trsd	Trld
1	4418	236	25.0	0.5	4.7	3427	3427	3427
2	''	''	''	0.0	0.1	78	78	78
3	''	''	''	0.5	4.7	3427	3427	3427
4	''	''	''	0.0	0.1	78	78	78

9.8VERIFICA STRUTTURALE LUNGO IL FUSTO DEL PALO

L'analisi del comportamento flessionale lungo il fusto del palo è stata condotta con l'ausilio di un foglio di calcolo che svolge un'analisi elastica lineare, schematizzando il terreno con una serie di molle elastiche. Il foglio consente di scegliere l'azione agente in testa, forza orizzontale e/o coppia, il vincolo in testa, palo libero o impedito di ruotare, e di definire un profilo del terreno a più strati, ciascuno caratterizzato da un valore del modulo di reazione k_h , e restituisce l'andamento con la profondità z dello spostamento y, della rotazione α , del momento flettente M e del taglio T. L'analisi è stata eseguita per lo Stato Limite Ultimo e per gli Stati Limite di Esercizio nella condizione di palo impedito di ruotare in testa, forza orizzontale applicata in testa e sottosuolo costituito da un unico strato con $k_h = 3000 \text{ kN/m}^3$.

La Figura 8 e la Figura 9 riportano l'andamento con la profondità z del momento flettente M rispettivamente allo SLU, SLE Rara, SLE Frequente e SLE Quasi Permanente. Il valore massimo si ha alla quota di testa palo (si veda la Tabella 22); con questo valore si è proceduto alla verifica della sezione in c.a. La Figura 10 riporta, infine, l'andamento con la profondità z dello spostamento

**SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO**

y allo SLE. Il valore massimo si ha alla quota di testa palo ed è pari a 1.9 mm, 0.9 mm e 0.5 mm rispettivamente in combinazione Rara, Frequente e Quasi Permanente.

Stato Limite	M (kNm)	T (kN)	y (mm)
SLU	189.5	56.6	-
SLE Rara	130.3	38.9	1.9
SLE Frequente	65.3	19.5	0.9
SLE Quasi Permanente	31.8	9.5	0.5

Tabella 22 – Valori massimi del momento flettente M, del taglio T e dello spostamento y a quota testa palo.

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

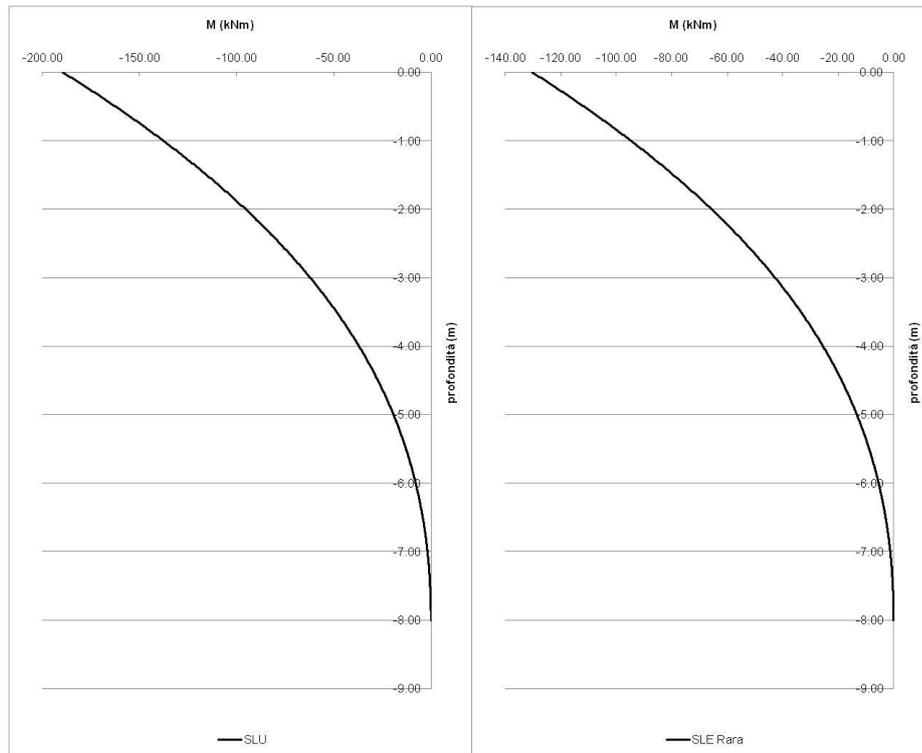


Figura 8 – Andamento con la profondità del momento flettente: SLU (sinistra) e SLE Rara (destra).

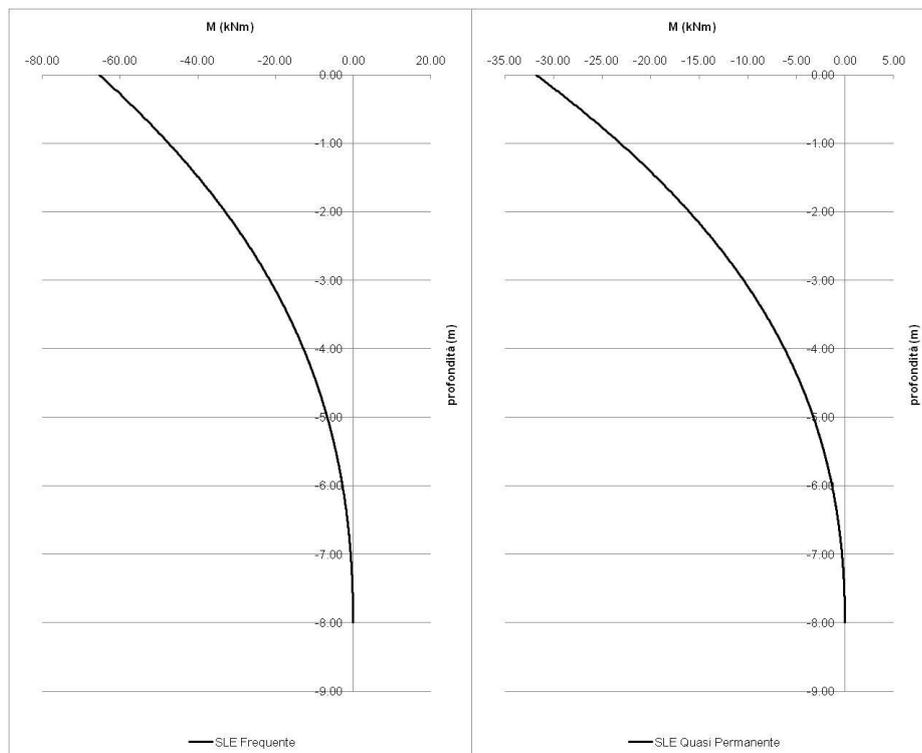


Figura 9 – Andamento con la profondità del momento flettente: SLE Frequente (sinistra) e SLE Quasi Permanente (destra).

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

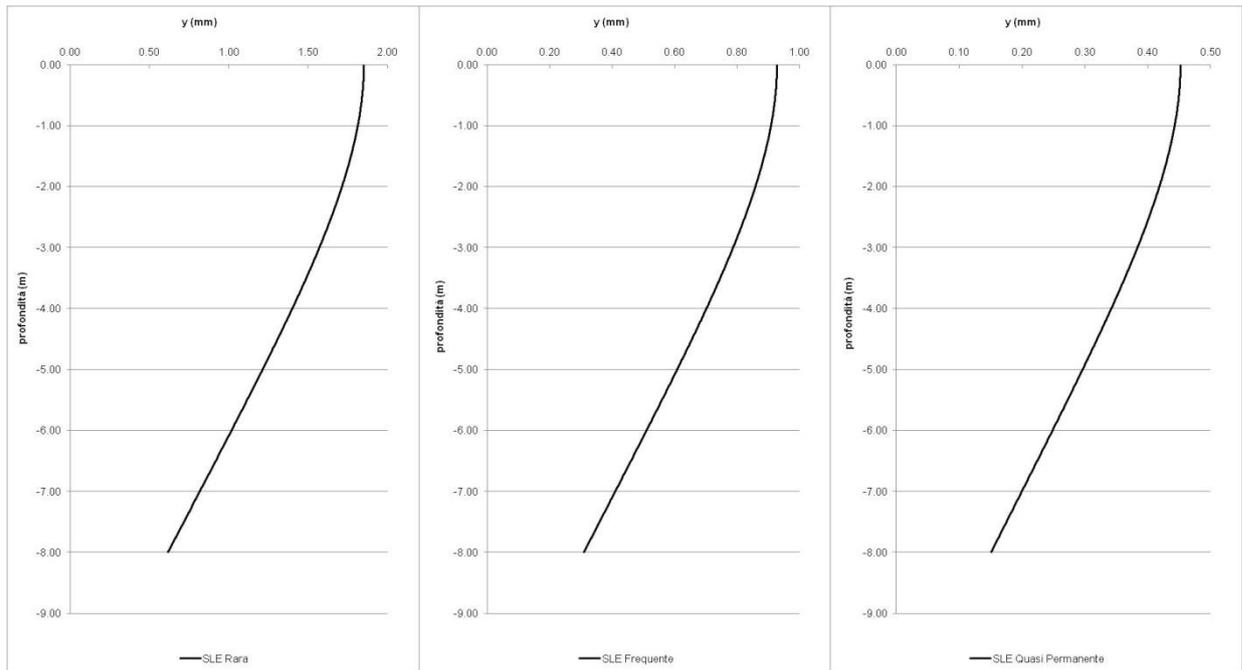


Figura 10 – Andamento con la profondità dello spostamento allo SLE:Rara (sinistra), Frequente (centro) e Quasi Permanente (destra).

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: **monopalo_segnaletica**

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
Resis. compr. di calcolo fcd : 158.70 daN/cm²
Resis. compr. ridotta fcd': 70.80 daN/cm²
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
Def.unit. ultima ecu : 0.0035
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
Coeff. di Poisson : 0.20
Resis. media a trazione fctm: 26.00 daN/cm²
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0

Combinazioni Rare in Esercizio
Sc Limite : 150.00 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : Non prevista

Combinazioni Frequenti in Esercizio
Sc Limite : 150.00 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0.400 mm

Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Sc Limite : 112.50 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm²
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00 daN/cm²
Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50 daN/cm²
Comb.Rare Sf Limite: 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 100.0 cm
Barre circonfer.: 12Ø20 (37.7 cm²)
Copriferro (dal baric. barre): 8.2 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	9480	18950	5660	0

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

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

N.Comb.	N	Mx
1	9000	13030

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

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

N.Comb.	N	Mx
1	9000	6530

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

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

N.Comb.	N	Mx
1	8390	3180

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.6 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 37.7 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	9480	18950	9500	64183	3.387	32.2		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00490	50.0	0.00189	41.8	-0.01450	-41.8

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

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0]
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 15.1 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.4]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	5660	20865	136590	107677	76.0	21.80	1.009	0.8

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

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

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	13.1	-50.0	-11.0	-50.0	-135	41.8	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
ScI_min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm ²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
Betal2	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Betal2	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	7.1	-50.0	-5.0	-50.0	-60	41.8	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Betal2	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	3.9	-50.0	-1.9	-50.0	-22	41.8	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Betal2	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

9.8.1 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

La verifica a carico limite verticale del palo è stata condotta considerando il valore massimo dello sforzo assiale di compressione riportato in Tabella 18, al quale è stato aggiunto il peso del palo ($W_{palo} = 157.1$ kN).

9.8.1.1 VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

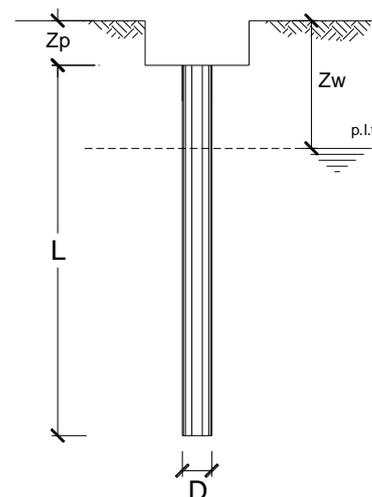
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00	(m)	Area del Palo (A_p):	0.785	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z_p):	1.50	(m)	Quota falda dal p.c. (z_w):	3.50	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	254.9	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		Lpalo =	8.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_b	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
		γ_G	γ_Q			
S111	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{med} (kPa)	Φ'_{med} (°)	$C_{u\text{med}}$ (kPa)
1	8.00	E	19.00			100.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.00	0.00		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{min} (kPa)	Φ'_{min} (°)	$C_{u\ min}$ (kPa)
1	8.00	E	19.00			100.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	8.00	E	1005.3	0.00	9.00	1080.5	848.6	1005.3	0.00	9.00	1805.0	1417.6

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 254.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal\ med} = 848.6 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal\ med} = 1005.3 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal\ med} = 1853.9 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal\ min} = 1417.6 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal\ min} = 1005.3 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal\ min} = 2423.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\xi_3 ; R_{b,cal\ min}/\xi_4) = 499.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\xi_3 ; R_{s,cal\ min}/\xi_4) = 591.4 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1090.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 884.0 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 3.47$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

9.8.1.2 VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

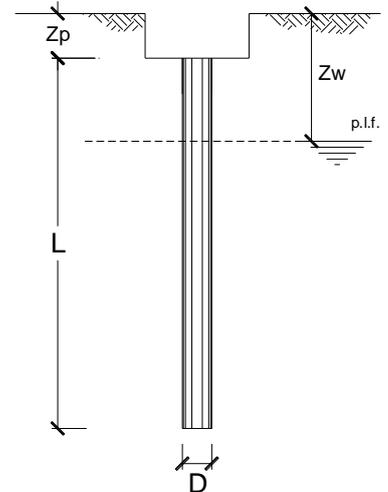
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00	(m)	Area del Palo (A _p):	0.785	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.50	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	3.50	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	254.9	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		L _{palo} =	8.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz
		γ _G	γ _Q			
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ _s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ _z	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' _{med} (kPa)	φ' _{med} (°)	c _{u med} (kPa)
1	8.00	E	19.00	10.0	23.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.61	0.42		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	ϕ'_{min} (°)	$c_{u min}$ (kPa)
1	8.00	E	19.00	10.0	23.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	α	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.61	0.42		

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	8.00	E	533.0	3.18	5.14	434.8	341.5	533.0	3.18	5.14	434.8	341.5

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 254.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;cal med} = 341.5 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal med} = 533.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal med} = 874.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;cal min} = 341.5 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal min} = 533.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal min} = 874.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b;cal med}/\xi_3; R_{b;cal min}/\xi_4) = 200.9 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s;cal med}/\xi_3; R_{s;cal min}/\xi_4) = 313.5 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 514.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 421.4 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.65$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

9.8.2 VERIFICA DEL PALO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI

Per il calcolo del momento di plasticizzazione M_y della sezione del palo si è considerato che il palo stesso sia armato con $12\phi 20$ e si è assunto uno sforzo normale N di valore pari a quello corrispondente al taglio massimo. ($N = 94.8$ kN – si veda la Tabella 18).

9.8.2.1 VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

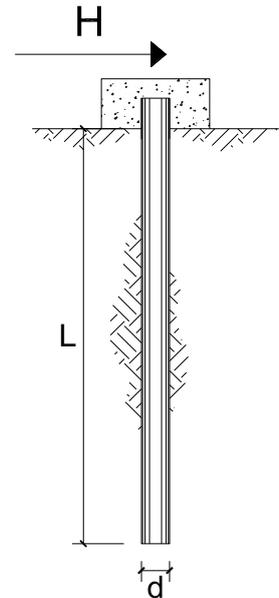
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLS	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			○	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			●	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ζ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ζ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	8.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.00	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	626.70	(kN m)		
Coesione non drenata	c _{u med} =	100.00	(kPa)	c _{u min} =	100.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	c _{u med,d} =	100.00	(kPa)	c _{u min,d} =	100.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	56.6	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 5850.00 \text{ (kN)} \quad H1_{min} = 5850.00 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 1918.10 \text{ (kN)} \quad H2_{min} = 1918.10 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 669.56 \text{ (kN)} \quad H3_{min} = 669.56 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 669.56 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \quad H_{min} = 669.56 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 405.79 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 312.15 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 56.60 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 5.51$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

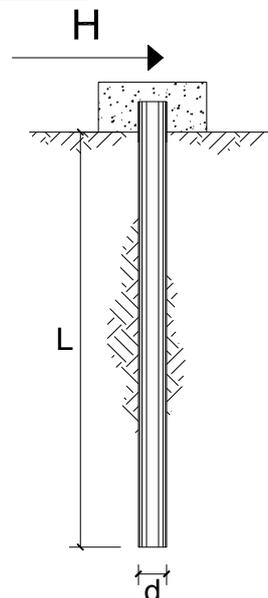
9.8.2.2 VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SUD	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			○	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			●	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.40

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI
CALCOLO

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	8.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.00	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	626.70	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	23.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	23.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	23.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	23.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)	$k_{p_{med}} =$	2.28	(-)	$k_{p_{min}} =$	2.28 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	9.50	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	56.6	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 2081.75 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 2081.75 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 772.25 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 772.25 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 486.42 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 486.42 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 486.42 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 486.42 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 286.13 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 220.10 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 56.60 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 3.89$$

9.9 VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni agenti a quota intradosso plinto sono riportate in Tabella 18, Tabella 19, Tabella 20 e Tabella 21.

9.9.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: plinto

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Tipologia sezione:

Stati Limite Ultimi

Sezione generica

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inertza
 Riferimento alla sismicit : Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
 Resis. compr. di calcolo fcd : 158.70 daN/cm²
 Resis. compr. ridotta fcd': 70.80 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione fctm : 26.00 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
 Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 150.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista
 Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 150.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.400 mm
 Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 112.50 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C28/35

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-70.00	0.00
2	-70.00	140.00
3	70.00	140.00
4	70.00	0.00

DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	-60.00	8.40	20
2	60.00	8.40	20
3	-60.00	131.60	20
4	60.00	131.60	20

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø, mm
1	1	2	5	20
2	3	4	5	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	9781	10005	-1138	4319	2287
2	6478	1233	-1477	1563	1563
3	9477	16005	-979	5320	1933
4	9017	1215	-4544	1556	5188
5	9477	16005	-979	5320	1933
6	9017	1215	-4544	1556	5188
7	9477	16005	-979	5320	1933
8	9017	1215	-4544	1556	5188
9	6600	1233	-4530	1563	5209
10	9017	4137	-1622	5188	1556

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	9201	6675	-887
2	8998	10675	-781

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	8998	412	-781
2	8388	2148	-464

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	8388	95	-464

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.0 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.6 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	9781	10005	-1138	9785	128857	-14678	12.879
2	S	6478	1233	-1477	6484	88789	-106340	72.009
3	S	9477	16005	-979	9504	130126	-7438	8.128
4	S	9017	1215	-4544	8990	31935	-120685	26.540
5	S	9477	16005	-979	9504	130126	-7438	8.128
6	S	9017	1215	-4544	8990	31935	-120685	26.540
7	S	9477	16005	-979	9504	130126	-7438	8.128
8	S	9017	1215	-4544	8990	31935	-120685	26.540
9	S	6600	1233	-4530	6624	31851	-119290	26.297
10	S	9017	4137	-1622	9034	122222	-47867	29.539

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.01937	-70.0	140.0	0.00028	-60.0	131.6	-0.04665	60.0	8.4
2	0.00350	-0.00500	-70.0	140.0	0.00215	-60.0	131.6	-0.01498	60.0	8.4
3	0.00350	-0.02161	-70.0	140.0	-0.00002	-60.0	131.6	-0.05156	60.0	8.4
4	0.00350	-0.01035	-70.0	140.0	0.00122	-60.0	131.6	-0.02653	60.0	8.4
5	0.00350	-0.02161	-70.0	140.0	-0.00002	-60.0	131.6	-0.05156	60.0	8.4
6	0.00350	-0.01035	-70.0	140.0	0.00122	-60.0	131.6	-0.02653	60.0	8.4
7	0.00350	-0.02161	-70.0	140.0	-0.00002	-60.0	131.6	-0.05156	60.0	8.4
8	0.00350	-0.01035	-70.0	140.0	0.00122	-60.0	131.6	-0.02653	60.0	8.4
9	0.00350	-0.01048	-70.0	140.0	0.00120	-60.0	131.6	-0.02682	60.0	8.4
10	0.00350	-0.01165	-70.0	140.0	0.00134	-60.0	131.6	-0.02968	60.0	8.4

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000009253	0.000371972	-0.049223774		
2	-0.000101098	0.000040558	-0.009255082		
3	-0.000004974	0.000413507	-0.054739231		
4	-0.000214750	0.000016058	-0.013780657		
5	-0.000004974	0.000413507	-0.054739231		
6	-0.000214750	0.000016058	-0.013780657		
7	-0.000004974	0.000413507	-0.054739231		
8	-0.000214750	0.000016058	-0.013780657		
9	-0.000216892	0.000016142	-0.013942313		
10	-0.000024281	0.000228139	-0.030139100		

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	2.0	-70.0	140.0	-13	60.0	8.4	0	0		0.000
2	S	2.8	-70.0	140.0	-24	60.0	8.4	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	0.7	-70.0	140.0	3	60.0	8.4	0	0		0.000
2	S	0.9	-70.0	140.0	-1	60.0	8.4	0	0		0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	0.5	-70.0	140.0	5	60.0	8.4	0	0		0.000

La verifica del plinto è soddisfatta in termini di resistenza a pressoflessione. Anche la verifica a fessurazione è soddisfatta. Si calcola il contributo aggiuntivo di armatura a torsione.

9.9.2 VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: plinto_torsione

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Forma della sezione: Rettangolare
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
 Resis. compr. di calcolo fcd : 158.70 daN/cm²
 Resis. compr. ridotta fcd' : 70.80 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione fctm: 26.00 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 180.0 cm
 Altezza: 180.0 cm
 Barre inferiori : 9Ø20 (28.3 cm²)
 Barre superiori : 9Ø20 (28.3 cm²)
 Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 8.4 cm
 Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 8.4 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	21195	31840	12535	1871
2	14691	12989	5084	1871
3	21266	37338	8443	18454
4	15724	30160	12511	1871

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.4 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 6.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 24.8 cm²
Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 24.8 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	21195	31840	21204	207322	6.511	172.5		
2	S	14691	12989	14703	201924	15.546	172.6		
3	S	21266	37338	21261	207370	5.554	172.5		
4	S	15724	30160	15713	202763	6.723	172.6		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00310	-0.02864	180.0	-0.00036	171.6	-0.06750	8.4
2	0.00304	-0.02867	180.0	-0.00042	171.6	-0.06750	8.4
3	0.00310	-0.02864	180.0	-0.00036	171.6	-0.06750	8.4
4	0.00304	-0.02867	180.0	-0.00041	171.6	-0.06750	8.4

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

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0]
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 11.3 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.4]
Barre long. tors.: 4Ø20 (12.6 cm²)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO-TORSIONE

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
Tsdu Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]
Trdu Momento torcente resistente ultimo [daNm] (lato conglomerato)
Mis.Sic. Misura secur. = Vsdu/Vcd + Tsdu/Trdu. Verifica OK se Mis.Sic <=1
bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vru	Vcd	Vwd	Tsdu	Trdu	Mis.Sic.	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	12535	87008	790911	135109	1871	464519	0.020	180.0	26.57	1.005	1.0
2	S	5084	86078	789795	135109	1871	464519	0.010	180.0	26.57	1.003	0.4
3	S	8443	87018	790924	121057	18454	464519	0.050	180.0	26.57	1.005	0.7
4	S	12511	86226	789973	135109	1871	464519	0.020	180.0	26.57	1.003	1.0

RISULTATI DEL SOLO CALCOLO A TORSIONE

Area Nucl. Area del nucleo della sezione tubolare resistente [cm²]
Per.Nucl. Perimetro del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Sp.Nucl. Spessore del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Afst Area calcolata delle staffe al metro per sola torsione [cm²/m]
Af long. Area dei ferri longitudinali calcolati per sola torsione [cm²]

SEGNALETICA, FONDAZIONI E STRUTTURA – RELAZIONE DI CALCOLO

Tsdu Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [daNm]
Trsd Momento torc. resist. reso dall'area staffe riservata alla torsione [daNm]
Trld Momento torc. resist. reso da apposite barre longitudinali (compresa una aliquota delle barre longitudinali soggette a flessione)

N.Comb.	Area Nucl.	Per.Nucl.	Sp.Nucl.	Afst	Af long.	Tsdu	Trsd	Trld
1	18225	540	45.0	0.1	1.4	1871	1871	25823
2	''	''	''	0.1	1.4	1871	1871	25823
3	''	''	''	0.6	14.0	18454	18454	25823
4	''	''	''	0.1	1.4	1871	1871	25823

L'armatura complessiva risulta dunque pari a:

Armatura longitudinale: 14 ϕ 20 per pressoflessione + 2 ϕ 20 per torsione = 16 ϕ 20

Staffe: ϕ 12/20cm per taglio.