

S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA
1° stralcio: Madonna di Baiano-Fiorenzuola

SUPPORTO AGGIORNAMENTO PROG. DEFINITIVO

COD. **PG143**

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 COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

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

Il Responsabile di Progetto

Arch. Pianificatore Marco Colazza

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing.
 Alessandro Micheli

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
 Dott.Arch. N.Kamenicky
 Dott.Ing. V.Truffini
 Dott.Arch. A.Bracchini
 Dott.Ing. F.Durastanti
 Dott.Ing. E.Bartolucci
 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

Dott. Ing. D.Carlaccini
 Dott. Ing. S.Sacconi
 Dott. Ing. G.Cordua
 Dott. Ing. V.De Gori
 Dott. Ing. C.Consorti
 Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
 Dott. Ing. F.Macchioni
 Geom. C.Vischini
 Dott. Ing. V.Piunno
 Dott. Ing. G.Pulli
 Geom. C.Sugaroni



AMBIENTE
INTERVENTI ID MITIGAZIONE AMBIENTALE
Relazione di calcolo fondazione barriere antirumore

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00-IA00-AMB-RE04		
LOPG143	D	2007	CODICE ELAB. T00IA00AMBRE04	A	-
A	Emissione		30/11/2020	F.Brunori	F.Durastanti
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	3
3	MATERIALI	4
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
5	GEOMETRIA	5
6	ANALISI DEI CARICHI	6
6.1	PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI	6
6.2	VENTO	6
6.3	PRESSIONE DINAMICA	7
6.4	NEVE	7
6.5	SISMA	8
6.5.1	Inerzia sismica delle barriere	9
6.6	AZIONI DELLE TERRE – FONDAZIONE SU PALI	10
6.6.1	Condizioni statiche	10
6.6.2	Condizioni sismiche	11
7	COMBINAZIONI DI CALCOLO	12
7.1	REGOLE DI COMBINAZIONE GENERALI	12
8	VERIFICA STRUTTURE PORTANTI IN ACCIAIO	14
8.1	MONTANTE HE 160 A	14
8.1.1	Combinazioni adottate	15
8.1.2	Verifiche SLU	16
8.1.3	Verifiche SLE	17
8.2	GIUNTO DI BASE	18
9	VERIFICHE FONDAZIONE SU PALI	18
9.1.1	Combinazioni adottate	18
9.1.2	Geometria del problema	19
9.1.3	Verifiche geotecniche	19
9.1.4	Verifiche strutturali	22
10	ALLEGATO 1 – VERIFICA GIUNTO	28

1 INTRODUZIONE

La presente relazione si occupa del dimensionamento statico delle connessioni e delle fondazioni delle barriere antirumore previste lungo lo sviluppo del tracciato progettato.

Le barriere fonoassorbenti presentano una struttura verticale portante realizzata in carpenteria metallica con profilati e piatti saldati, mentre le opere di fondazione sono costituite da un cordolo continuo poggiante su pali trivellati.

In particolare le barriere in esame hanno altezza massima pari a 3.00 m con struttura portante costituita da un profilato metallico HEA 160 posto ad interasse di 3.00 m. I pali trivellati di fondazione $\phi 600$ hanno un interasse di 3.00m e una lunghezza di 5.50m e planimetricamente sono posti in corrispondenza del profilato metallico.

Nel resto della relazione si riportano quindi le verifiche strutturali e geotecniche.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Per il calcolo degli elementi strutturali a sostegno delle barriere fonoassorbenti ci si attiene alle seguenti normative:

- D.M. 17/01/2018: Aggiornamento delle “ Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare Ministeriale 21/01/2019 n.7 “ Istruzioni per l’applicazione dell’ “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”.
- UNI EN 1974-1:2011 : “Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale – Prestazioni non acustiche. Parte 1: Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità”.
- UNI EN 1992-1-1:2005: “ Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1993-1-1:2005: “Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici “.
- UNI EN 1993-1-8:2005: “Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

3 MATERIALI

Calcestruzzo cordoli C32/40

Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 40$	N/mm^2
Modulo elastico	$E_c = 33643$	N/mm^2
Classe di esposizione	XC4	
Copriferro	$35 + 10 = 45$	mm

Calcestruzzo pali C25/30

Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 30$	N/mm^2
Modulo elastico	$E_c = 31447$	N/mm^2
Classe di esposizione	XC2	
Copriferro	60	mm

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

Acciaio per carpenteria metallica S275

Tirafondi classe 8.8

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano di seguito i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni attraversati in accordo con la caratterizzazione geotecnica.

Unità geotecnica	γ	c'	ϕ	E
	kN/m^3	kPa	$^\circ$	MPa
Rilevato stradale	19	0	35	20
U2	21	0	35	20

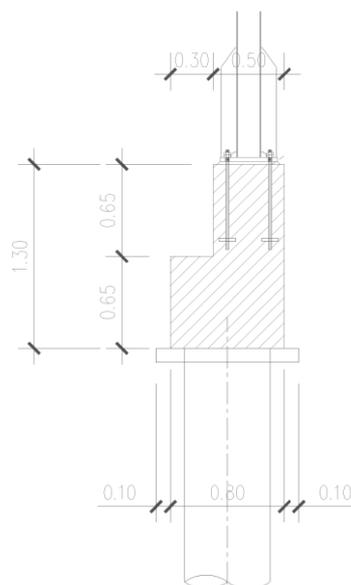
Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica.

La quota della falda è stata assunta a quota 306 m slm.

5 GEOMETRIA

La struttura portante dei pannelli di barriera fonoassorbente di altezza pari a 3.00m è composta da un profilo metallico laminato a caldo doppiamente simmetrico HEA160. Il profilato risulta incastrato alla base mediante un collegamento di base classico. La piastra di ancoraggio è rettangolare e presenta in corrispondenza dei tirafondi dei fori asolati per permettere il corretto posizionamento della colonna. La verticalità del profilato viene garantita utilizzando delle malte ad alta resistenza a ritiro compensato. I tirafondi sono costituiti da barre filettate annegate nel getto e ancorate ad esso mediante rosette.

Viene adottata una fondazione su pali $\phi 600/3\text{m}$ di lunghezza pari a 5.50m.



RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI

Per quanto riguarda la fondazione di calcestruzzo armato si assume nei calcoli un peso specifico di 25 kN/m³.

Barriera fonoassorbente

Peso specifico barriera	$g_b =$	0.5 kN/m ²
Altezza barriera	$H_b =$	3.0 m
Larghezza barriera	$B_b =$	3.0 m
Totale peso campo di barriera	$G_b =$	4.5 kN

Montante

Tipo profilato	HEA	160
Peso montante	$g_m =$	30.4 kg/m
Interasse montanti	$i_m =$	3.0 m
Lunghezza montanti	$H_m =$	3.0 m
Totale peso montante	$G_m =$	0.91 kN

Piastra di base

Lunghezza	$L_p =$	0.4 m
Larghezza	$B_p =$	0.4 m
Spessore	$s_p =$	0.02 m
Peso piastra	$G_p =$	0.25 kN

6.2 VENTO

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	456.29
--------------	--------

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

Coefficiente di esposizione

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	D	310

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
II	0.19	0.05	4	1

z [m]	c_e
$z \leq 4$	1.801

Coefficiente dinamico

$$c_d = 1$$

Coefficiente di forma

$$c_p = 2.10 \text{ (} l/h > 10 \text{ e zona B)}$$

Pressione del vento

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

$$p = 1725.7 \text{ N/m}^2$$

6.3 PRESSIONE DINAMICA

La pressione dinamica provocata dal transito dei veicoli può essere determinata in accordo a quanto stabilito al punto A.2.3 della norma tecnica UNI EN 1794-1:2011.

In particolare, per il traffico di veicoli all'aria aperta alla distanza di 3m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità maggiori di 120 km/h, si assume una pressione dinamica pari a $q_v = 0.80 \text{ kN/m}^2$.

6.4 NEVE

L'appendice E della norma tecnica UNI EN 1794-1:2011 fornisce indicazione per il calcolo del carico dinamico causato dalla rimozione della neve, in funzione della velocità e del tipo di spazzaneve e della distanza della barriera per il rumore dal margine stradale.

Il carico dinamico causato dalla pulizia della neve è un carico orizzontale transitorio perpendicolare alla barriera. Il carico deve essere assunto in modo tale da essere distribuito uniformemente su un'area di 2m x 2m e la forza risultante deve essere localizzata circa ad 1.50m al di sopra del livello stradale.

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

Si assume che tale carico non agisca simultaneamente al carico indotto dal vento.

Velocità di spazzamento	$v_s = 60$ km/h
Carico dinamico	$F = 15$ kN
Altezza della forza dal livello stradale	$h_F = 1.50$ m
Pressione del carico dinamico	$p_F = 3.75$ kN/m ²
Interasse dei montanti della barriera	$i = 3.00$ m
Carico dinamico a metro	$p_d = 5.00$ kN/m
Posizione rispetto al piano stradale	$z = 1.5$ m

6.5 SISMA

L'analisi sismica è stata svolta considerando:

- Vita nominale dell'opera: $V_N=50$ anni
- Classe d'uso dell'opera: IV (CU=2.0)
- Periodo di riferimento dell'opera: $V_R= V_N*CU = 100$ anni

I parametri adottati per il sito in esame sono:

- Categoria topografica: T1
- Categoria di sottosuolo : C

L'accelerazione di picco a_{max} risulta:

- $a_{max}=S a_g =S_S S_T a_g = 0.358$

con:

- coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.00$
- coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1.305$
- accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, nella condizione di SLV, $a_g = 0.274$

6.5.1 Inerzia sismica delle barriere

I contributi inerziali dei montanti delle barriere e dei pannelli fonoassorbenti essendo opere fuori terra e soggette ad un proprio modo di vibrare possono essere determinati utilizzando un'analisi lineare statica equivalente come riportato al paragrafo 7.3.3.2 delle NTC18.

La porzione di barriera fonoassorbente fuori terra può essere vista come una serie di mensole (i montanti in acciaio) a cui vengono associate anche le masse dei pannelli fonoassorbenti.

Si considera una sola direzione dell'azione sismica: orizzontale lungo x e si trascurano gli effetti dell'azione sismica orizzontale lungo y (massima rigidità delle strutture per forma) e dell'azione sismica verticale.

Tuttavia l'inerzia verticale della porzione fuori terra viene valutata moltiplicando il peso delle barriere (montanti + pannelli) per il coefficiente k_v

La massa sismica è costituita dalla massa del montante in acciaio e dalla massa di un campo di barriera fonoassorbente.

Il periodo di un oscillatore semplice è dato dalla seguente formula:

$$T = 2 \cdot \pi / \omega$$

dove , nel caso in esame:

$$\omega = 3.516 / H^2 \cdot (E \cdot J / M)^{0.5}$$

in cui:

M rappresenta la massa sismica;

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 del montante.

La forza d'inerzia della porzione fuori terra viene determinata come:

$$F_{h,x} = S_d(T) \cdot W/g$$

dove:

$S_d(T)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto per il periodo T;

W è il peso sismico associato alla massa considerata (montante d'acciaio + 1 campo di barriera);

g è l'accelerazione di gravità.

Di seguito si mostrano i risultati dell'analisi sismica allo SLV alla base di ogni singolo montante.

Nel caso in esame risulta $T = 0.12 < T_B = 0.17$

Si assume cautelativamente $T = T_B$ e pertanto si ottiene:

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

BARRIERE FINO A 3.00m – MONTANTE HEA 160

$S_d(T) = 0.86 g$

	Fh,x inerzia kN	b inerzia m	My inerzia kNm
Spiccato barriera	4.67	1.5	-7.00

6.6 AZIONI DELLE TERRE – FONDAZIONE SU PALI

6.6.1 Condizioni statiche

Si assume che la tipologia dell'opera sia tale che nel terreno si sviluppi un regime di spinta a riposo da calcolarsi come segue: $\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$.

Il valore della costante di spinta a riposo K_0 si può ottenere mediante la relazione $K_0 = 1 - \text{sen}(\varphi)$ dove φ rappresenta l'angolo di attrito del terreno.

A favore della sicurezza si pone nullo l'angolo di attrito tra il terreno ed il cordolo di fondazione.

Di seguito si riepilogano le spinte statiche del terreno sul cordolo:

Spinta statica

peso specifico terreno a tergo $\gamma_{\text{ter}} =$

20 kN/m^3

angolo di attrito $\phi' =$

35°

coefficiente di spinta in quiete $k_0 =$

0.43

$H_{\text{ter}} =$

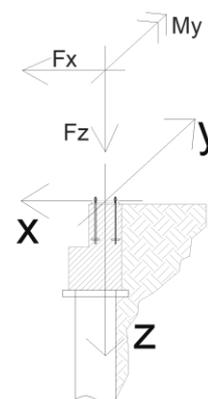
1.3 m

$S_{\text{ter}} =$

7.21 kN/m

$M_{\text{ter}} =$

-3.12 kN m/m



Il punto di applicazione della forza si trova a $H/3$ dal piano di fondazione. Il segno del momento dipende dal sistema di riferimento adottato: origine nel baricentro della fondazione con l'asse x rivolto nella direzione della spinta del terreno e l'asse z rivolto verso il basso, come indicato nella figura precedente.

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

6.6.2 Condizioni sismiche

Per il calcolo della spinta in fase sismica la normativa vigente fa riferimento ad un calcolo di tipo pseudo-statico. Il metodo proposto è quello di Wood. Nel caso di strutture che non ammettono spostamenti o che subiscono spostamenti non sufficienti a far raggiungere al terreno lo stato limite, non è possibile che si sviluppi lo stato di spinta attiva, l'incremento dinamico del terreno (in aggiunta alla spinta in condizioni statiche a riposo) può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = S_T \cdot S_S \cdot a_g / g \cdot \gamma_{terr} \cdot H_{terr}^2$$

Il punto di applicazione della forza è a metà altezza del terreno spingente ($H_{ter}/2$).

Spinta sismica - Wood

$$\begin{aligned} a_{max} &= 0.358 \\ \Delta S_{sis} &= 12.10 \text{ kN/m} \\ \Delta M_{Ssis} &= -7.87 \text{ kN m/m} \end{aligned}$$

Oltre a ciò è necessario aggiungere i contributi inerziali legati alla fondazione mediante le seguenti relazioni:

$$F_h = k_h \cdot W_i \quad e \quad M_{F_h} = (k_h \cdot W_i) \cdot b_i$$

$$F_v = k_v \cdot W_i \quad e \quad M_{F_v} = (k_v \cdot W_i) \cdot b_i$$

dove:

W_i rappresenta il peso dell'elemento i -esimo considerato nella direzione considerata;

b_i rappresenta la distanza tra il baricentro dell'elemento i -esimo e lo spicco fondazione misurato perpendicolarmente alla direzione del sisma considerato.

Nella tabella seguente si riepilogano i contributi inerziali considerando un tratto di cordolo pari a 3 m (interasse montanti):

$W_{o \text{ tot}}$ [kN]	$W_{v \text{ tot}}$ [kN]	F_o [kN]	M_{F_o} [kNm]	F_v [kN]	M_{F_v} [kNm]
63.38	68.79	22.69	-13.05	12.31	0.8

Riferimento destrorso adottato: origine nel baricentro della fondazione con l'asse x rivolto nella direzione della Spinta del terreno e l'asse z rivolto verso il basso.

7 COMBINAZIONI DI CALCOLO

7.1 REGOLE DI COMBINAZIONE GENERALI

Per quanto riportato al paragrafo 2.5.3. “Combinazioni delle azioni” delle NTC18, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni di azioni:

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi:

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

Combinazione rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I coefficienti parziali per le azioni adottati sono definiti nella figura seguente:

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.

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

Le combinazioni per la progettazione geotecnica devono essere effettuate impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici (M1,M2) e per le resistenze dei materiali (R1,R2 e R3).

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono definiti dalla tabella seguente (cfr Tab. 6.2.II. NTC18)

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	$\gamma_{c'}$	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

I coefficienti parziali di sicurezza da applicare alle resistenze caratteristiche per quanto riguarda i pali soggetti a carichi verticali e orizzontali sono definiti dalle tabelle seguenti (cfr Tab. 6.4.II e Tab. 6.4.VI NTC18)

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

8 VERIFICA STRUTTURE PORTANTI IN ACCIAIO

8.1 MONTANTE HE 160 A

Si eseguono solo le verifiche allo SLU di tipo STR e allo SLE di deformabilità.

Altezza della sezione trasversale	h	152.00	[mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	160.00	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	6.00	[mm]
Spessore delle ali	t _f	9.00	[mm]
Raggio di raccordo	r	15.00	[mm]
Eventuale spessore della saldatura delle ali con l'anima	s	0.00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Altezza tra le ali	h _i	134.00	[mm]
Altezza della porzione saldabile	d	104.00	[mm]
Area della sezione trasversale	A	38.8	[cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo z	A _{vz}	13.21	[cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo y	A _{vy}	28.80	[cm ²]
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I _{yy}	1673	[cm ⁴]
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I _{zz}	616	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i _{yy}	6.57	[cm]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i _{zz}	3.98	[cm]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	W _{el,yy}	220.1	[cm ³]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	W _{el,zz}	76.9	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	245.1	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	W _{pl,zz}	117.6	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	12.2	[cm ⁴]
Costante di warping	I _w	31410	[cm ⁶]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	275	[MPa]
Coefficiente ε	ε	0.92	[-]
Classificazione dell'anima			
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	c	104.00	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	6.00	[mm]
Rapporto tra altezza e spessore	c/t _w	17.33	[-]
Classificazione dell'anima per flessione	CLASSE 1		
Classificazione dell'anima per compressione	CLASSE 1		
Classificazione delle ali			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	62	[mm]
Spessore delle ali	t _f	9.00	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t _f	6.89	[-]
Classificazione delle ali per flessione	CLASSE 1		

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

8.1.1 Combinazioni adottate

Di seguito si riportano le risultanti delle azioni all'incastro del montante in acciaio.

Combinazione			Rx [kN]	Rz [kN]	My [kNm]
SLU 1	PP + P.Perm + 1,50 Pw	(A1 + M1)	34.16	5.66	-51.23
SLU 2	PP + P.Perm + 1,50 Pd	(A1 + M1)	22.50	5.66	-33.75
SLV 1	PP + P.Perm + Fh	(A1 + M1 – sismica)	4.88	5.66	-7.32
SLE 1	PP + P.Perm + Pw	(SLE Rara)	22.77	5.66	-34.16
SLE 2	PP + P.Perm + Pd	(SLE Rara)	15.00	5.66	-22.50

dove:

- PP = Peso proprio
P.Perm = Carico permanente
Pw = Spinta del vento + pressione dinamica
Pd = Rimozione della neve
Fh = Forza sismica orizzontale

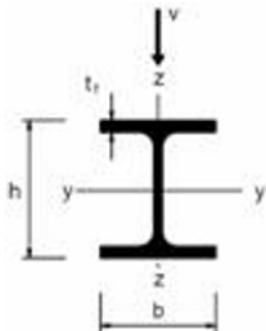
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

8.1.2 Verifiche SLU

Verifica a taglio

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio

(Taglio parallelo all'anima)



$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v (f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

V_{Ed} = azione tagliante di calcolo
 $V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo
 A_v = area resistente a taglio
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante $V =$ [kN]

Scelta del profilo

Classe dell'acciaio

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)

$V_{Ed} =$	35.00 [kN]	$V_{Ed} / V_{pl,Rd} =$	0.18	Verifica soddisfatta
$V_{pl,Rd} =$	199.75 [kN]			

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

Verifica a flessione

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione

(Flessione nel piano dell'anima)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

M_{Ed} = momento flettente di calcolo
 $M_{pl,Rd}$ = momento resistente

W_{pl} = modulo resistente plastico
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante $M = 52$ [kNm]

Scelta del profilo

Classe dell'acciaio

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)

$M_{Ed} = 52.00$ [kNm]
 $M_{c,Rd} = 64.19$ [kNm]

$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0.81$

Verifica soddisfatta

8.1.3 Verifiche SLE

Si verifica che lo spostamento elastico massimo in sommità del montante (per le sollecitazioni derivanti dal vento) non superi il valore di $L/150$ come richiesto dalla UNI EN 1974-1:2011. La lunghezza L rappresenta l'altezza del montante in acciaio.

$L = 3.00$ m

Lo spostamento elastico massimo è pari dunque a $\delta_{max} = 20$ mm

Lo spostamento del montante in acciaio viene determinato considerando l'elemento in progetto come una mensola incastrata alla base e soggetta ad un carico uniformemente distribuito dato dalla pressione del vento su un campo di barriera fonoassorbente. Nel seguito si mostra la verifica condotta:

Interasse montanti	$i_m =$	3.00	m
Pressione del vento	$p =$	1.73	kN/m ²
Modulo elastico acciaio	$E =$	210000	MPa
Momento d'inerzia profilo	$J =$	1673	cm ⁴

freccia vento = 15 mm < $\delta_{max} = 20$ mm (VERIFICATO)

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

8.2 GIUNTO DI BASE

Per le verifiche allo SLU di tipo STR della piastra di base e dei tirafondi si è utilizzato il software IDEA Statica Connection. In allegato si riporta l'output generato dal programma di calcolo.

9 VERIFICHE FONDAZIONE SU PALI

In questo paragrafo vengono verificati i pali di fondazione. Si eseguono le verifiche allo SLU sia di tipo STR che di tipo GEO. I pali di fondazione hanno interasse 3.00 m e sono posti in corrispondenza dei montanti delle barriere, saranno soggetti quindi ad un insieme di forze verticali, orizzontali e flettenti derivanti dalle azioni direttamente agenti sul cordolo di fondazione e da quelle trasmesse dai montanti.

9.1.1 Combinazioni adottate

Di seguito si riportano le risultanti delle azioni a quota testa palo.

Combinazione			Rx [kN]	Rz [kN]	My [kNm]
SLU 1 (A1M1)	PP + P.Perm + 1,30 S + 1,50 Pw	(A1M1)	62.26	69.04	-107.81
SLU 2 (A1M1)	1.3 PP + 1.3 P.Perm + 1,3 S + 1,5 Pw	(A1M1)	62.26	89.75	-107.81
SLU 3 (A1M1)	PP + P.Perm + 1,30 S + 1,50 Pd	(A1M1)	50.61	69.04	-75.18
SLV 1 (M1)	PP + P.Perm. + S+ ΔS+ Fh + Fv	(sismica)	85.27	81.40	-58.27
SLE 1 (rara)	PP + P.Perm + S + Pw	(M1)	44.39	69.04	-73.12
SLE 2 (rara)	PP + P.Perm + S + Pd	(M1)	36.62	69.04	-51.37
SLE 3 (freq)	PP + P.Perm + S + 0,2 Pw	(M1)	26.17	69.04	-22.12
SLE 4 (q.p.)	PP + P.Perm + S	(M1)	21.62	69.04	-9.37

Dove:

PP = Peso proprio

P.Perm. = Carico permanente

Pw = Spinta del vento + pressione dinamica

Pd = Rimozione della neve

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

S =	Spinta delle terre statica
ΔS =	Incremento spinta delle terre in fase sismica
Fh =	Forze d'inerzia orizzontali
Fv =	Forze d'inerzia verticali

9.1.2 Geometria del problema

Numero pali	n =	1	
interasse longitudinale pali	i =	3.00	m
diametro pali	ϕ_{pali} =	600	mm
lunghezza pali	L =	5.50	m

9.1.3 Verifiche geotecniche

Nel presente paragrafo si verifica il palo nei confronti degli stati limite ultimi di carattere geotecnico, in particolare si riportano le verifiche a carico limite orizzontale e verticale.

Secondo quanto indicato dalle NTC 2018 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il carico massimo verticale o orizzontale agente in testa al palo;

R_d è la resistenza di progetto agli SLU del singolo palo.

Tale resistenza deve essere calcolata con il seguente procedimento:

$$R_d = R_k / \gamma_R$$

con:

R_k = resistenza caratteristica;

γ_R = coefficiente di sicurezza parziale per resistenze.

Il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate R_{cal} i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV delle NTC, in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_k = \min(R_{\text{cal,media}} / \xi_3 ; R_{\text{cal,min}} / \xi_4)$$

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

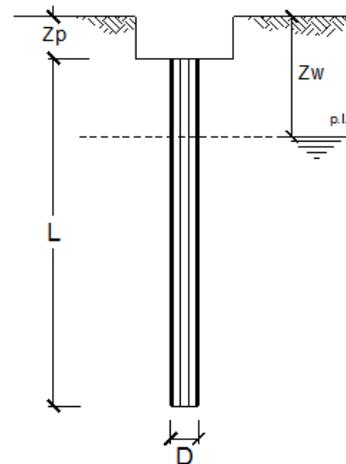
Portanza verticale

Le verifiche sono condotte per le condizioni più gravose.

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.60	(m)	Area del Palo (A _p):	0.283	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	0.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	15.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	140.29	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		L _{palo} =	5.50	(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	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ	c' med	φ' med	c _u med
(-)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	5.50		19.00		35.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.43	0.70		

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ	c' min	φ' min	c _u min
(-)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	5.50		19.00		35.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.43	0.70		

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q _{si}	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}	Q _{si}	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	5.50		161.7	17.84	0.00	1864.2	527.1	161.7	17.84	0.00	1864.2	527.1

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 140.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal \text{ med}} = 527.1 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 161.7 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 688.8 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal \text{ min}} = 527.1 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 161.7 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 688.8 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 310.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 95.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 405.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 312.4 \text{ (kN)}$$

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

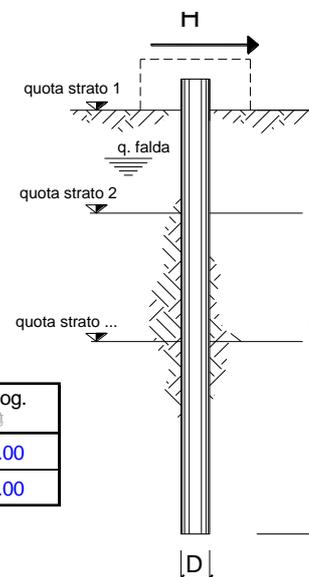
$$F_s = 2.23$$

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE
Portanza limite orizzontale

Le verifiche sono condotte per le condizioni più gravose.

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_w'	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q			
SLU	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	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
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	1.00	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



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	19	8	35	3.69		35	3.69	

Quota falda 85 (m)

Diametro del palo D 0.60 (m)

Lunghezza del palo L 5.50 (m)

Momento di plasticizzazione palo M_y 256.24 (kNm)

Step di calcolo 0.25 (m)

- palo impedito di ruotare
- palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

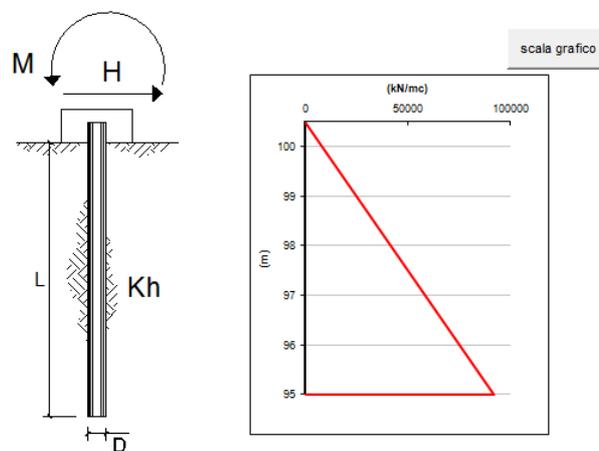
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

	<u>H medio</u>			<u>H minimo</u>	
Palo lungo	222.8	(kN)		222.8	(kN)
Palo corto	508.8	(kN)		508.8	(kN)
	H_{med}	222.8	(kN)	H_{min}	222.8
			Palo lungo		Palo lungo
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			131.08	(kN)
	$H_d = H_k/\gamma_T$			100.83	(kN)
Carico Assiale Permanente (G):		G =	85.27	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):		Q =	0	(kN)	
	$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$			85.27	(kN)
	$FS = H_d / F_d =$			1.18	

9.1.4 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni flettenti agenti sul singolo palo sono date dal contributo del momento flettente direttamente trasmesso dalla barriera e del contributo aggiuntivo dovuto alle azioni taglianti. L'andamento delle sollecitazioni lungo il fusto del palo sono dedotte ipotizzando il palo come una trave libera di ruotare in testa immersa in un terreno alla Winkler soggetto alle azioni riportate a seguire.

AZIONI		
COMBINAZIONE	R _x [kN]	My [kNm]
SLU -statica	62.26	-107.81
SLU -sismica	85.27	-58.27
SLE (rara)	44.39	-73.12
SLE (freq)	26.17	-22.12
SLE (q.p.)	21.62	-9.37



strati terreno	descrizione	quote (m)	k _h (kN/m ³)	n _h (kN/m ³)
p.c.=strato 1		100.00	0	10000

Si riassumono di seguito le massime sollecitazioni ottenute e, a seguire, si riporta una rappresentazione grafica dell'andamento del momento lungo il fusto del palo.

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

SOLLECITAZIONI MASSIME		
COMBINAZIONE	T	M
	[kN]	[kNm]
SLU -statica	65.68	169.16
SLU -sismica	85.27	155.50
SLE (rara)	45.75	117.29
SLE (freq)	26.17	51.22
SLE (q.p.)	21.62	35.09

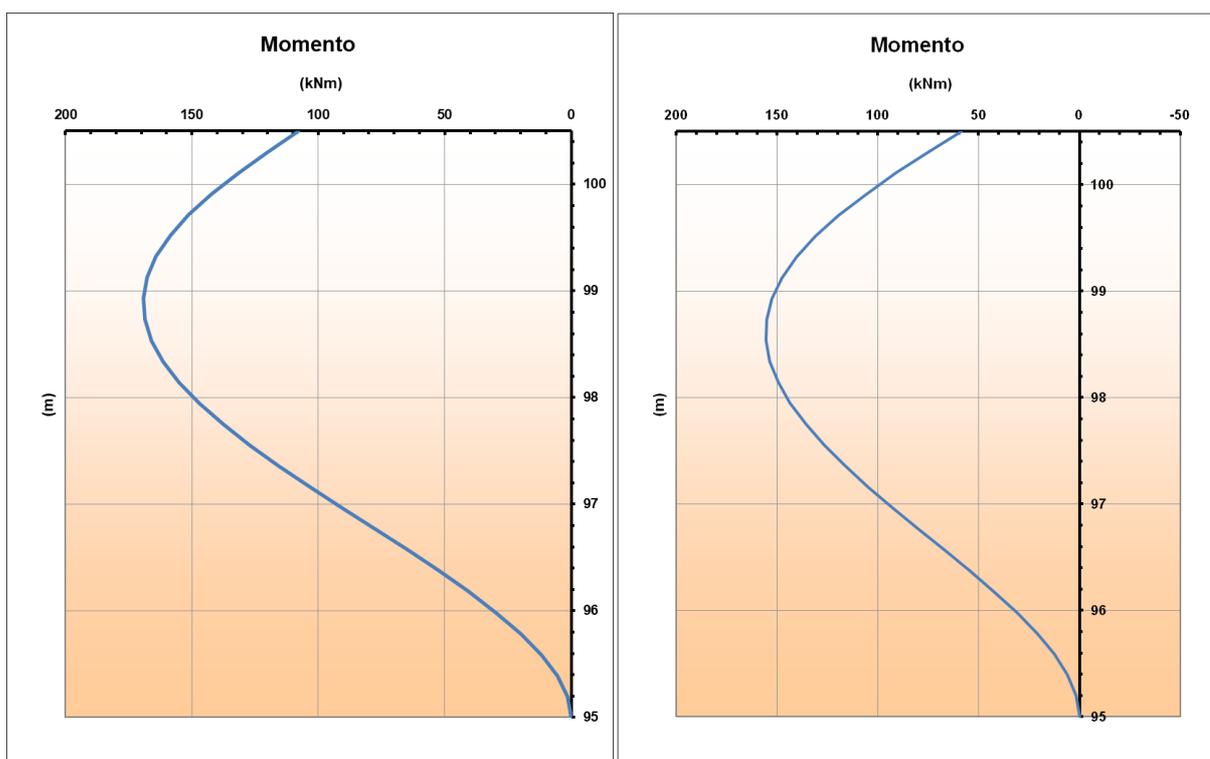


Figura 1 – Andamento del momento flettente sul palo in combinazione SLU statica (sx) e sismica (dx).

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

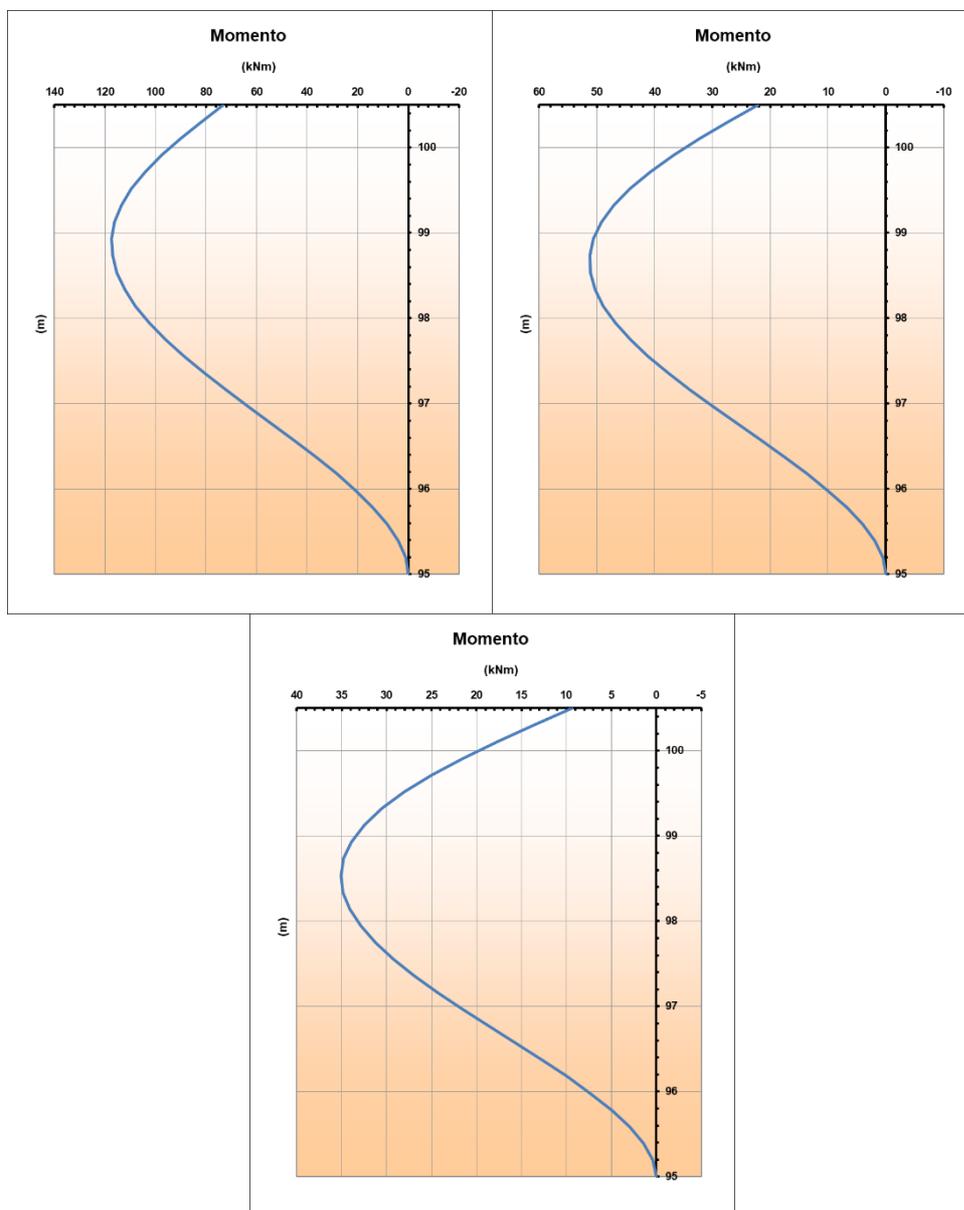


Figura 2 – Andamento del momento flettente sul palo in combinazione SLE (rara, freq e q.p.).

DATI GENERALI SEZIONE CIRCOLARE DI PALO IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: PALO

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di Palo
Tipologia sezione:	Circolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Poco aggressive
Condizioni Ambientali:	Riferimento Sforzi assegnati:
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	141.60	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	70.80	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	60.0	cm
Barre circonferenza:	16Ø16	(32.2 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	7.8	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno 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
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	16916	6568	0
2	0	15550	8527	0

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

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	11729

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

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	5122 (6443)

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE
COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	5122 (6443)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.1	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
 N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
 As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	0	16916	6	25708	1.520	14.5	---	---	32.2 (8.5)
2	S	0	15550	6	25708	1.653	14.5	---	---	32.2 (8.5)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	0.00174	22.2	-0.00826	-22.2
2	0.00350	30.0	0.00174	22.2	-0.00826	-22.2

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

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 19.2 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 10.5 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 2.9 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
 bw/z Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Braccio coppia interna
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

N°Comb	Ver	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	6568	71792	50.5 40.2	1.000	1.000	4.2
2	S	8527	71792	50.5 40.2	1.000	1.000	5.4

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]
Ys 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.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	88.6	-30.0	0.0	30.0	-2441	22.2	19.5	1182	14.1	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00150	0.00066		0.50	0.60	0.000732 (0.000732)	467	0.342 (990.00)	6443

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	38.7	-30.0	0.0	30.0	-1066	22.2	19.5	1182	14.1	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00066	0.00029		0.50	0.60	0.000320 (0.000320)	467	0.149 (0.40)	6443

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	26.5	-30.0	0.0	30.0	-730	22.2	19.5	1182	14.1	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00045	0.00020		0.50	0.40	0.000219 (0.000219)	467	0.102 (0.30)	6443

10 ALLEGATO 1 – VERIFICA GIUNTO

Material

Steel S 275

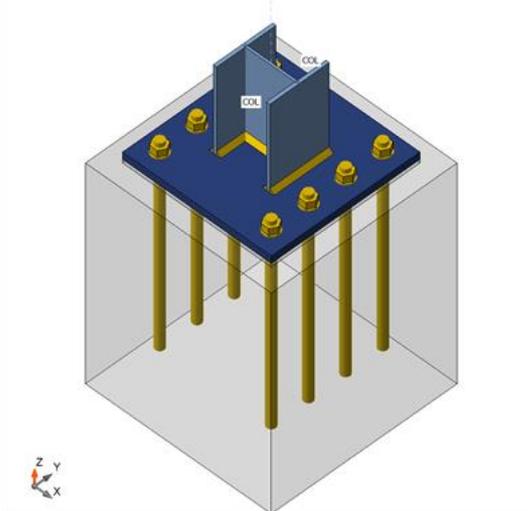
Project item CON1

Design

Name CON1
 Description
 Analysis Stress, strain/ simplified loading

Beams and columns

Name	Cross-section	β – Direc- tion [°]	γ - Pitch [°]	α - Rota- tion [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in
COL	1 - CON1(HEA160)	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Node



RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

Cross-sections

Name	Material
1 - CON1(HEA160)	S 275

Anchors

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm ²]
M24 8.8	M24 8.8	24	800.0	452

Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-5.7	0.0	-35.0	0.0	52.0	0.0

Foundation block

Item	Value	Unit
CB 1		
Dimensions	500 x 500	mm
Depth	600	mm
Anchor	M24 8.8	
Anchoring length	500	mm
Shear force transfer	Anchors	
Mortar joint	10	mm

Check

Summary

Name	Value	Status
Analysis	100.0%	OK
Plates	1.4 < 5.0%	OK
Anchors	72.7 < 100%	OK
Welds	98.1 < 100%	OK
Concrete block	92.6 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

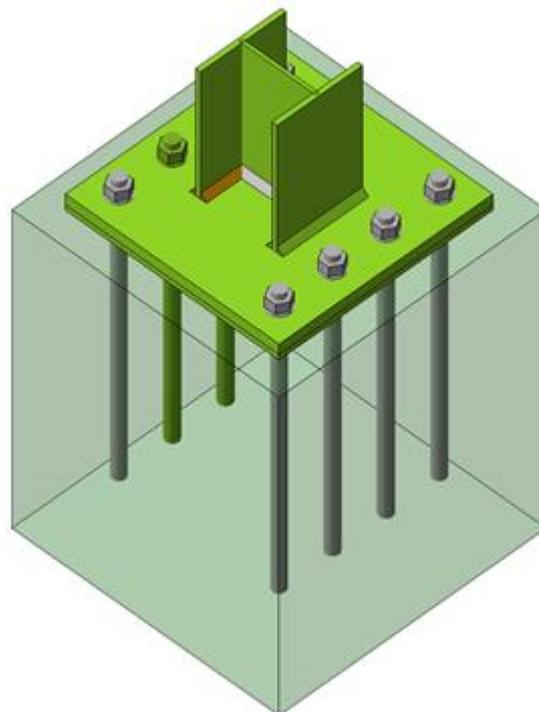
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

Plates

Name	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Status
COL-bfl 1	9.0	LE1	262.9	0.5	0.0	OK
COL-tfl 1	9.0	LE1	264.8	1.4	0.0	OK
COL-w 1	6.0	LE1	262.9	0.5	0.0	OK
BP1	20.0	LE1	263.4	0.7	0.0	OK

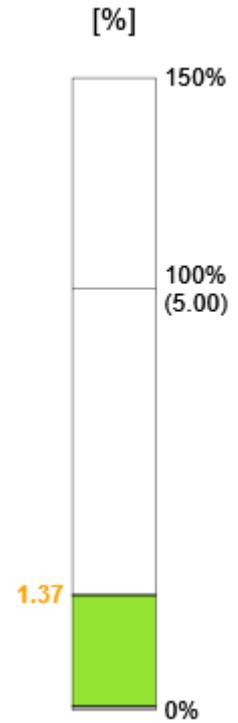
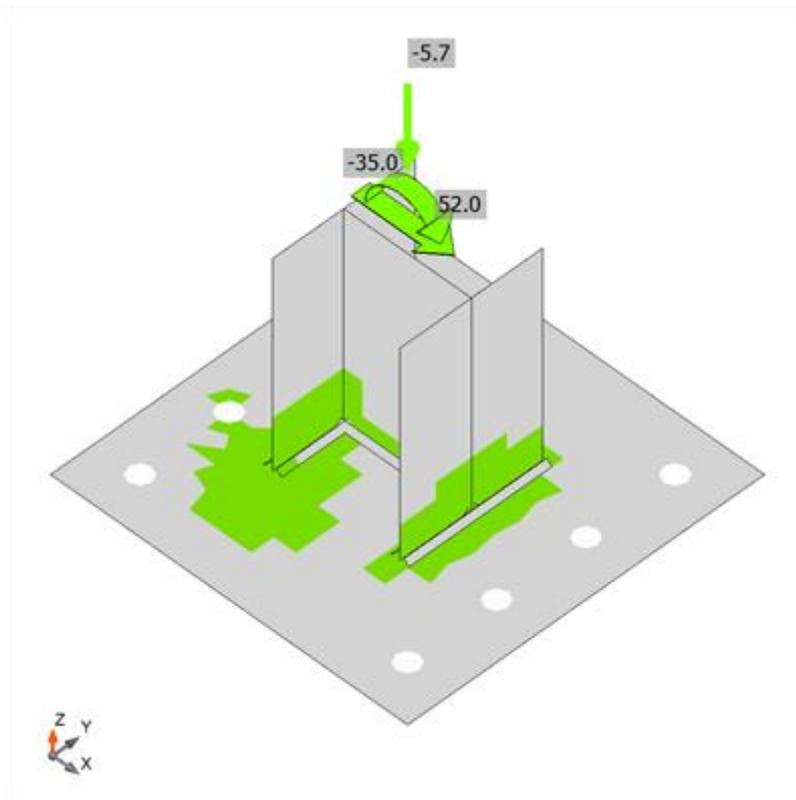
Design data

Material	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275.0	5.0



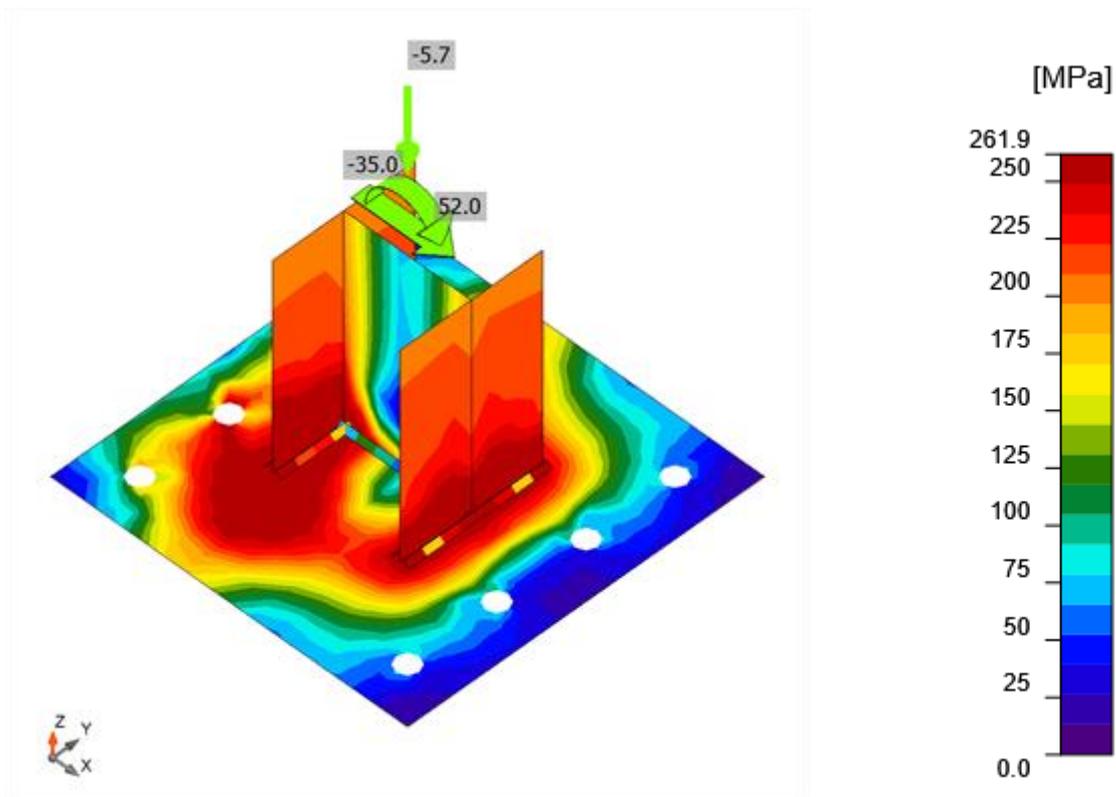
Overall check, LE1

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE



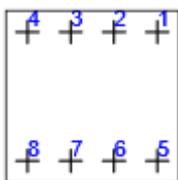
Strain check, LE1

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE



Equivalent stress, LE1

Anchors

Shape	Item	Loads	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Detailing	Status
	A1	LE1	42.3	4.4	33.0	26.5	13.2	8.7	OK	OK
	A2	LE1	116.3	4.9	12.3	72.7	39.9	68.8	OK	OK
	A3	LE1	116.3	4.9	12.3	72.7	39.9	68.7	OK	OK
	A4	LE1	42.4	4.4	33.0	26.5	13.2	8.8	OK	OK
	A5	LE1	0.0	4.0	44.9	0.0	8.8	0.8	OK	OK
	A6	LE1	0.0	4.4	44.9	0.0	9.7	0.9	OK	OK
	A7	LE1	0.0	4.4	44.9	0.0	9.7	0.9	OK	OK
	A8	LE1	0.0	4.0	44.9	0.0	8.8	0.8	OK	OK

Design data

Grade	$N_{Rd,s}$ [kN]
M24 8.8 - 1	160.0

Detailed result for A2

Anchor tensile resistance (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M_s}} = 160.0 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 116.3 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 240.0 \text{ kN}$$

Where:

$$c = 0.85$$

– reduction factor for cut thread

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

– tensile stress area

$$f_{uk} = 800.0 \text{ MPa}$$

– minimum tensile strength of the bolt

$$\gamma_{M_s} = 1.50$$

– safety factor for steel

$$\gamma_{M_s} = 1.2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1.4$$

, where:

$$f_{yk} =$$

640.0 MPa – minimum yield strength of the bolt

Shear resistance (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.2)

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M_s}} = 12.3 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 4.9 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = \frac{a_M \cdot M_{Rk,s}}{l_a} = 15.3 \text{ kN}$$

Where:

$$a_M = 2.00$$

– factor accounting for the degree of restraint of the fastener

$$M_{Rk,s} = 0.2 \text{ kNm}$$

– characteristic flexural strength of the fastener influenced by the axial load

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)$$

, where:

$$N_{Ed} =$$

116.3 kN – design tension load

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M_s}} =$$

160.0 kN – tensile strength of a fastener to steel failure

$$M_{Rk,s}^0 = 0.9 \text{ kNm}$$

– characteristic flexural strength of the fastener

$$M_{Rk,s}^0 = 1.2 \cdot W_{el} \cdot f_{uk}$$

, where:

$$W_{el} = \frac{\pi \cdot d_s^3}{32} =$$

 935 mm³ – elastic section modulus of the fastener

$$d_s =$$

21 mm – diameter reduced by thread

$$f_{uk} =$$

800.0 MPa – minimum tensile strength of the bolt

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

$$l_a = 32 \text{ mm} \quad \text{– length of the lever arm}$$

$$l_a = a_3 + e_1$$

, where:

$$a_3 = 0.5 \cdot d =$$

12 mm – distance between the assumed point of restraint of the fastener loaded in shear and the surface of the concrete

$$e_1 = t_g + \frac{t_{fix}}{2} =$$

20 mm – eccentricity of the applied shear load relative to the concrete surface, neglecting the thickness of a levelling grout or mortar

$$t_g =$$

10 mm – thickness of grout layer

$$t_{fix} =$$

20 mm – base plate thickness

$$\gamma_{Ms} = 1.25 \quad \text{– safety factor for steel}$$

Interaction of tensile and shear forces in steel (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 = 0.69 \leq 1.0$$

Where:

$$N_{Ed} = 116.3 \text{ kN} \quad \text{– design tension force}$$

$$N_{Rd,s} = 160.0 \text{ kN} \quad \text{– fastener tensile strength}$$

$$V_{Ed} = 4.9 \text{ kN} \quad \text{– design shear force}$$

$$V_{Rd,s} = 12.3 \text{ kN} \quad \text{– fastener shear strength}$$

Interaction of tensile and shear forces in concrete (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1.5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}}\right)^{1.5} = 0.00 \leq 1.0$$

Where:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– the largest utilization value for tension failure modes}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad \text{– the largest utilization value for shear failure modes}$$

Supplementary reinforcement (EN 1992-4 - Cl. 7.2.1.9; EN 1992-4 - Cl. 7.2.2.6)

Supplementary reinforcement should resist force of 317.3 kN in tension and 35.0 kN in shear.

Welds (Plastic redistribution)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{\perp} [MPa]	T_{\parallel} [MPa]	T_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Status
------	------	-----------------	-------------	-------	-----------------------	---------------------	------------------------	-----------------------	-------------------	--------	---------------------	--------

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

BP1	COL-bfl 1	▲8.0▲	160	LE1	336.9	0.0	-139.2	-79.9	-158.1	83.2	54.2	OK
		▲8.0▲	160	LE1	341.5	0.0	-156.7	108.2	137.8	84.4	63.3	OK
BP1	COL-tfl 1	▲8.0▲	160	LE1	396.9	0.2	185.7	132.4	153.2	98.1	76.6	OK
		▲8.0▲	160	LE1	396.9	0.2	161.2	-86.0	-191.0	98.1	62.6	OK
BP1	COL-w 1	▲8.0▲	143	LE1	126.8	0.0	-23.8	67.7	-24.3	31.3	21.8	OK
		▲8.0▲	143	LE1	126.3	0.0	-24.3	-67.5	23.9	31.2	21.8	OK

Design data

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0.85	404.7	309.6

Detailed result for BP1 COL-tfl 1

Weld resistance check (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 396.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 161.2 \text{ MPa}$$

where:

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Ultimate strength}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– appropriate correlation factor taken from Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Safety factor}$$

Stress utilization

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 98.1 \%$$

Concrete block

Item	Loads	c [mm]	A_{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k_j [-]	F_{jd} [MPa]	Ut [%]	Status
CB 1	LE1	32	10616	31.0	3.00	33.5	92.6	OK

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

Detailed result for CB 1

Concrete block compressive resistance check (EN 1993-1-8 6.2.5)

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 31.0 \text{ MPa}$$

$$F_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 33.5 \text{ MPa}$$

where:

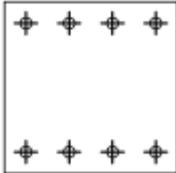
- $N = 329.3 \text{ kN}$ – Design normal force
- $A_{eff} = 10616 \text{ mm}^2$ – Effective area, on which the column force N is distributed
- $\alpha_{cc} = 1.00$ – Long-term effects on Fcd
- $\beta_j = 0.67$ – Joint coefficient β_j
- $k_j = 3.00$ – Concentration factor
- $f_{ck} = 25.0 \text{ MPa}$ – Characteristic compressive concrete strength
- $\gamma_c = 1.50$ – Safety factor

Stress utilization

$$U_t = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 92.6 \%$$

Bill of material

Manufacturing operations

Name	Plates [mm]	Shape	Nr.	Welds [mm]	Length [mm]	Bolts	Nr.
BP1	P20.0x400.0-400.0 (S 275)		1	Double fillet: a = 8.0	463.0	M24 8.8	8

Welds

Type	Material	Throat thickness [mm]	Leg size [mm]	Length [mm]
Double fillet	S 275	8.0	11.3	463.0

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

Anchors

Name	Length [mm]	Drill length [mm]	Count
M24 8.8	530	500	8

Symbol explanation

Symbol	Symbol explanation
ϵ_{Pl}	Strain
σ_{Ed}	Eq. stress
f_y	Yield strength
ϵ_{lim}	Limit of plastic strain
N_{Ed}	Tension force
V_{Ed}	Resultant of shear forces V_y, V_z in bolt
$V_{Rd,s}$	Design shear resistance in case of steel failure - EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.2
U_t	Utilization in tension
U_s	Utilization in shear
U_{ts}	Utilization in tension and shear EN 1993-1-8 table 3.4
$N_{Rd,s}$	Design tensile resistance of a fastener in case of steel failure - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
$\sigma_{w,Ed}$	Equivalent stress
$\sigma_{w,Rd}$	Equivalent stress resistance
σ_{\perp}	Perpendicular stress
T_{\parallel}	Shear stress parallel to weld axis
T_{\perp}	Shear stress perpendicular to weld axis
$0.9 \sigma_{w,Rd}$	Perpendicular stress resistance - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Corelation factor EN 1993-1-8 tab. 4.1
U_t	Utilization
U_{tc}	Weld capacity utilization
c	Bearing width
A_{eff}	Effective area
σ	Average stress in concrete
k_j	Concentration factor

Code settings

Item	Value	Unit	Reference
γ_{M0}	1.05	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.05	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.05	-	EN 1992-4: Table 4.1
Joint coefficient β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Effective area - influence of	0.10	-	

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BARRIERE ANTIRUMORE

mesh size			
Friction coefficient - concrete	0.25	-	EN 1993-1-8
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Limit plastic strain	0.05	-	EN 1993-1-5
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	Yes		
Distance between bolts [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Concrete breakout resistance check	None		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Use calculated a_b in bearing check.	Yes		EN 1993-1-8: tab 3.4
Cracked concrete	Yes		EN 1992-4
Local deformation check	No		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Local deformation limit	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	No		Analysis with large deformations for hollow section joints
Braced system	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5