



Anas S.p.A.



AUTOSTRADA A4 - VARIANTE DI MESTRE

PASSANTE AUTOSTRADALE

(L.443/2001 D.Lgs. 20.08.2002 n°190)

- PROGETTO ESECUTIVO -

Progetto:

INTERVENTI ANTIRUMORE PASSANTE DI MESTRE CASELLO DI MARTELLAGO-SCORZE'

Progettista:



Sistema di gestione di qualità certificato in conformità ad ISO 9001

via Venezia n° 59 int. 15 scala C

35131 PADOVA

tel. +39 049 8691111 fax +39 049 8691199

E-mail: info@steam.it

Prof. Ing. M. STRADA

Descrizione elaborato:

BARRIERE ANTIRUMORE
Relazione di calcolo

Nome elaborato:

R0103

Scala:

-

04					
03					
02					
01					
00	Maggio 2015	Prima emissione	M.M.	A. Crivellaro	M. Strada
Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato

Nome file:

01023ESdR0103-00_RTC

INDICE

1	PREMESSA.....	3
1.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA.....	3
1.1.1	BARRIERE IN PROGETTO	3
1.1.2	ELEMENTI STRUTTURALI TIPO PER BARRIERE ASSEMBLATE IN OPERA.....	4
1.1.3	METODOLOGIA DI PROGETTO BARRIERE ACUSTICHE	4
2	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO	5
2.1	NORME DI RIFERIMENTO COGENTI	5
2.2	ALTRE NORME E DOCUMENTI TECNICI INTEGRATIVI	5
3	DESCRIZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	5
4	AZIONI DI PROGETTO.....	6
4.1	CARICHI PERMANENTI	6
4.2	AZIONI VARIABILI	6
4.2.1	NEVE (Q_N)	6
4.2.2	VENTO (Q_v)	6
4.2.3	AZIONE SISMICA.....	8
4.2.4	AZIONE DA RIMOZIONE DELLA NEVE.....	10
4.2.5	AZIONE DINAMICA ESERCITATA DALL'ARIA AL PASSAGGIO DEI VEICOLI.....	10
4.2.6	COMBINAZIONI DI CARICO	10
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	10
6	PROGETTO DEGLI ELEMENTI PORTANTI TIPO (MONTANTI).....	11
6.1	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO OP1 (H=4M, Z=1, D)	11
6.2	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PL3 (H=3M, Z=5, B)	12
6.3	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO OP3 (H=3M, Z=10, D)	13
6.4	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PL4 (H=4M, Z=4, B)	14
6.5	VERIFICHE MONTANTI HEB160.....	15

6.6	VERIFICHE MONTANTI HEA160	16
6.7	PROGETTO CONNESSIONE MONTANTI BARRIERE OP3 A MANUFATTO ESISTENTE	18
6.7.1	VERIFICHE SISTEMA DI CONNESSIONE (ANCORANTI)	18
6.7.2	VERIFICHE SISTEMA DI CONNESSIONE (NODO IN ACCIAIO).....	21
7	VERIFICHE PER BARRIERE INT1	25
8	PROGETTO ELEMENTI DI FONDAZIONE	25
8.1	PALO 4 M (2/4 IN RILEVATO)	26
8.1.1	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PALO D355 SP 8 L=4M 2/4 IN RILEVATO	26
8.1.2	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PALO D355 SP 8 L=4M 2/4 IN RILEVATO	26
8.1.3	VERIFICA GEOTECNICA DEL PALO	26
8.2	PALO 4 M (4/4 IN RILEVATO)	27
8.2.1	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PALO D355 SP 8 L=4M 4/4 IN RILEVATO	27
8.2.2	VERIFICA DELLA SEZIONE DEL PALO	28
8.2.3	VERIFICA GEOTECNICA DEL PALO	28
8.3	PALO 5 M (5/5 IN RILEVATO)	29
8.3.1	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PALO D355 SP 8 L=5/5 IN RILEVATO.....	29
8.3.2	VERIFICA DELLA SEZIONE DEL PALO	30
8.3.3	VERIFICA GEOTECNICA DEL PALO	30
9	CONCLUSIONI	32

1 PREMESSA

Le opere strutturali oggetto della presente progettazione sono le strutture di supporto delle barriere acustiche previste nel progetto esecutivo dell'intervento di integrazione delle barriere acustiche dell'Autostrada A4 – variante di Mestre – Passante autostradale.

Le barriere sono posizionate a fianco della strada principale e delle sue diramazioni e sono disposte rispetto alle nuove opere stradali come riportato graficamente negli elaborati del progetto degli interventi di mitigazione acustica.

Il tratto di tracciato oggetto di intervento è quello che interessa il territorio del Comune di Martellago (VE), c.ca 12 m s.l.m., in corrispondenza del nuovo Casello Di Martellago-Scorzé a monte delle barriere di esazione.

1.1 **DESCRIZIONE DELLE OPERE E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA**

1.1.1 BARRIERE IN PROGETTO

La tipologia di barriera prevista è del tipo metallo con fascia inferiore in calcestruzzo.

In dettaglio le barriere previste, in funzione anche della tipologia di installazione, ricadono nelle seguenti tipologie:

- OP1 - barriera 3 m installata su muro di sostegno esistente
 - altezza di installazione 1 m da p.c.;
 - altezza barriera (alt. calcolo) 4.0 m (4.5);
 - composizione barriera 0.5 m cls + 3.5 m metallo;
 - interasse montanti 3 m;
 - montante tipo HEB 160;
 - connessione tipo a parete.
- PL3 – barriera 3 m installata su pali
 - altezza di installazione 5 m da p.c.;
 - altezza barriera 3.0 m;
 - composizione barriera 0.5 m cls + 2.5 m legno/metallo;
 - interasse montanti 3 m;
 - montante tipo HEA 160;
 - palo tipo D355 sp8 L=4 m (4/4 in ril.);
- OP3 - barriera 3 m installata su opera esistente (no estremità libere)
 - altezza di installazione 7 m da p.c.;

altezza barriera	3.0 m;
composizione barriera	0.5 m cls + 2.5 m legno;
interasse montanti	3 m;
montante tipo	HEA 160;
connessione tipo	su opera HEA 160;
- INT1 - barriera integrata H3 su ponte esistente (no estremità libere)	
altezza di installazione	7 m da p.c.;
altezza barriera	3.0 m;
composizione barriera	3 m metallo + sicurvia;
interasse montanti	2 m / 3 m;
montante tipo	HEA 160;
connessione tipo	su opera HEA 160;
- PL4 - barriera 4 m installata su pali	
altezza di installazione	4 m da p.c.;
altezza barriera	4.0 m;
composizione barriera	0.5 m cls + 3.5 m legno;
interasse montanti	3 m;
montante tipo	HEB 160;
palo tipo	D355 sp8 L=5 m (5/5 in ril.).

1.1.2 ELEMENTI STRUTTURALI TIPO PER BARRIERE ASSEMBLATE IN OPERA

La tipologia di barriera prevista è del tipo metallo con fascia inferiore in calcestruzzo.

Gli elementi strutturali di sostegno per queste tipologie di barriere sono montanti verticali in acciaio disposti con passo costante e tale da consentire il fissaggio diretto o l'infilaggio dei pannelli fonoassorbenti.

L'interasse fra gli elementi portanti verticali è pari a 3 m.

Gli elementi di fondazione sono costituiti da pali vibroinfissi nel cui tratto sommitale vengono inghisati i montanti delle strutture fuori terra.

Quando i montanti sono installati su opere in calcestruzzo armato sono previste piastre di ancoraggio e adeguati sistemi di fissaggio.

1.1.3 METODOLOGIA DI PROGETTO BARRIERE ACUSTICHE

Per la ripetitività che le caratterizza, le strutture sono state progettate e verificate con riferimento ad un singolo montante.

Per quanto riguarda la struttura speciale è stato eseguito un calcolo dedicato.

Per le barriere integrate con sicurvia si rimanda alla documentazione di prodotto fornita dal produttore in quanto trattandosi di prodotti soggetti ad omologazione non è possibile introdurre modifiche strutturali o di installazione.

In questa progettazione si riportano le valutazioni inerenti l'adeguatezza dell'installazione alle sollecitazioni di origine diversa da quella per cui devono risultare omologate.

2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO

2.1 NORME DI RIFERIMENTO COGENTI

- D.M. 14 gennaio 2008: "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circ. Min. 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

2.2 ALTRE NORME E DOCUMENTI TECNICI INTEGRATIVI

- CNR-DT 207/2008: "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni";
- UNI EN 1794-1 ed. 2011: "Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità".

3 DESCRIZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

In base alla geometria della sezione interessata dall'installazione, le barriere, quando non installate mediante elementi di ancoraggio su altri manufatti, sono fondate su terreno naturale o rilevato stradale.

Sulla base della documentazione geologica e geotecnica del progetto stradale, il terreno naturale può considerarsi omogeneo nel tratto interessato dalle opere in oggetto ed è caratterizzato da:

- peso specifico: 20 kN/m³;
- angolo di resistenza al taglio: 24°;
- modulo E: 7 MPa.

Per il terreno costituente i rilevati stradali si assume, invece:

- peso specifico: 20 kN/m³;
- angolo di resistenza al taglio: 35°;
- coesione nulla.

La quota di falda si assume inferiore a 2 m dal p.c.

4 AZIONI DI PROGETTO

Si riportano di seguito, per le diverse azioni considerate, le assunzioni, i valori dei parametri di base, comuni a tutti i tratti di barriera progettati e ed i parametri variabili utilizzati in seguito.

4.1 CARICHI PERMANENTI

Sono stati considerati i seguenti **carichi strutturali** (G_1):

- peso proprio montante computato automaticamente a seconda del profilo scelto;

ed i seguenti **non-strutturali** (G_2):

- peso proprio pannelli leggeri (metallo o legno) 1.0 kN/m²;
- peso pannelli pesanti (calcestruzzo) 3.5 kN/m².

4.2 AZIONI VARIABILI

Per la verifica delle strutture in oggetto sono state considerate tanto le azioni variabili di origine naturale quanto quelle di origine antropica.

L'estensione dell'area interessata dalle installazioni comporta una variabilità delle azioni ambientali e sismiche legate alla variabilità plano-altimetrica e delle caratteristiche proprie dei siti di installazione. Le azioni di progetto delle specifiche barriere sono state quindi definite lungo il tracciato in corrispondenza delle sezioni del progetto stradale.

I tratti di barriera sono stati verificati per le azioni più gravose. In funzione della variabilità delle azioni all'interno del tratto di barriera questo è stato suddiviso in sotto-tratti caratterizzati da valori omogenei dell'azione.

4.2.1 NEVE (Q_N)

Il carico da neve non è stato considerato in quanto non sono presenti superfici rilevanti con inclinazione inferiore a 60° sull'orizzontale.

4.2.2 VENTO (Q_V)

Il carico da vento è determinato sulla base sia dalle caratteristiche del sito che dalla geometria della sezione stradale e della barriera analizzate.

Nel riquadro che segue si riportano i parametri che sono stati fissati, indipendentemente dalla posizione della sezione di verifica lungo il tracciato.

Zona vento: 1 (vb.0 = 25 m/s; a0= 1000 m; ka = 0.015 1/s)
 Quota: Inferiore ad a0
 Tempo di ritorno: 50 anni
 Classe di rugosità del terreno: D [Aree prive di ostacoli]
 Categoria esposizione: II (kr = 0.19; z0 = 0.05 m; zmin = 4 m)
 Pressione cinetica di riferimento: (qb) = 0.39 kN/m²

Il carico da vento di progetto è stato ottenuto amplificando la pressione cinetica di riferimento mediante:

- il coefficiente di esposizione $c_e(z)$ che assume i seguenti valori in funzione dell'altezza massima della barriera rispetto al piano campagna:
 - $z \leq 4.0$ m $c_e = 1.8$;
 - 4.0 m $< z \leq 5.5$ m $c_e = 2.0$;
 - 5.5 m $< z \leq 6.5$ m $c_e = 2.1$;
 - 6.5 m $< z \leq 8.0$ m $c_e = 2.2$;
 - 8.0 m $< z \leq 9.5$ m $c_e = 2.3$;
 - 9.5 m $< z \leq 11$ m $c_e = 2.4$.
- il coefficiente aerodinamico complessivo c_p definito, come illustrato di seguito, in funzione della distanza dalle estremità del tratto;

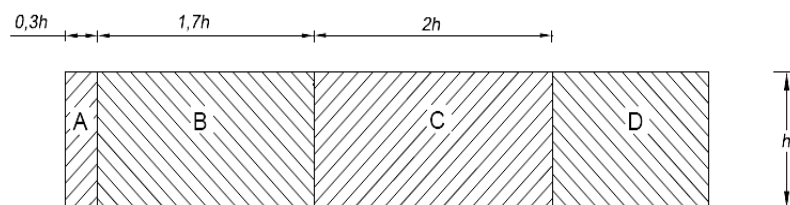


Figura G.21 – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione complessiva.

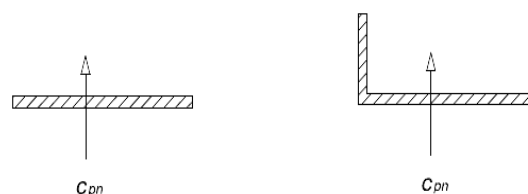


Figura G.22 – Muri e parapetti senza e con chiusura laterale.

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

ϕ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1.0	no	<3	2.3	1.4	1.2	1.2
		5	2.9	1.8	1.4	
		>10	3.4	2.1	1.7	
	si	tutti	2.1	1.8	1.4	
0.8	si/no	tutti	1.2			

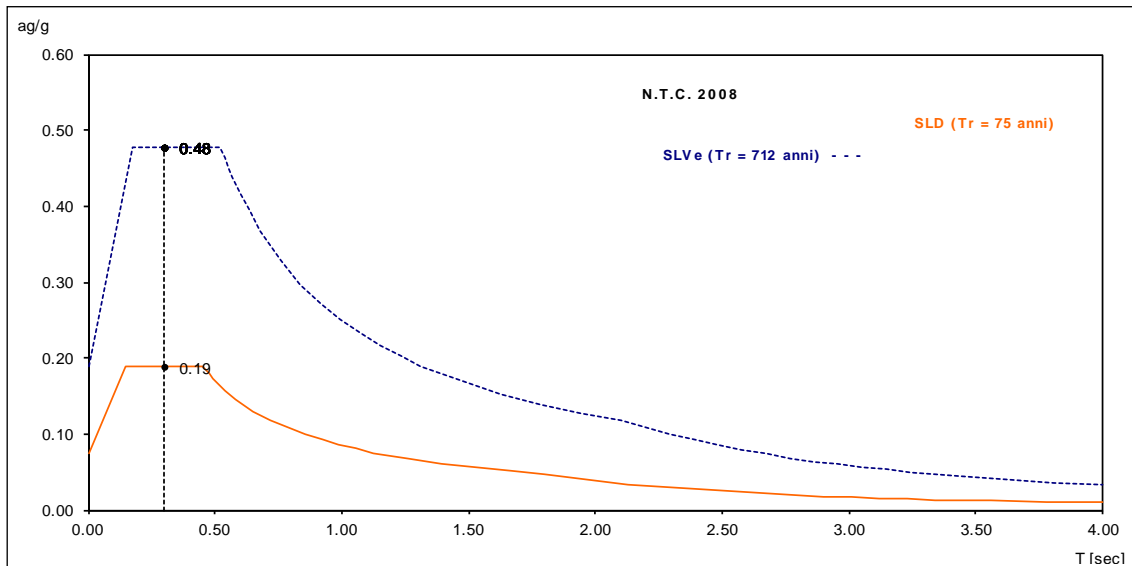
Tabella III - Parametri costruzione spettri

Stato limite	Prob. di superam.	Tr [anni]	a_g / g	F_o	T_c [sec]	S_s	C_c
SLO	8% in 75 anni	45	0.039	2.58	0.25	1500	1660
SLD	63% in 75 anni	75	0.050	2.53	0.28	1500	1598
SLV	10% in 75 anni	712	0.126	2.54	0.35	1500	1483
SLC	5% in 75 anni	1462	0.165	2.56	0.37	1448	1464

Tabella IV - Parametri caratteristici spettri

Stato limite	$a_g / g (T=0)$	$a_g / g \text{ MAX}$	T_b	T_c	T_d	$T=0.3$ [sec]
SLO	0.058	0.151	0.14	0.41	176	0.15
SLD	0.075	0.190	0.15	0.45	180	0.19
SLVe	0.189	0.478	0.17	0.52	210	0.48
SLVd	"	0.478	"	"	"	0.48
SLCe	0.238	0.609	0.18	0.53	226	0.61
SLCd	"	0.609	"	"	"	0.61

Gli spettri elastici di riferimento risultano quindi quelli riportati di seguito.



Per le barriere a diretto contatto con il terreno e per quelle installate su manufatti esistenti, assumendo che i periodi propri di queste siano tali escludere fenomeni di amplificazione dell'azione, si definisce un'accelerazione di progetto pari a quella massima prevista dallo spettro.

Non si ritiene necessaria una determinazione puntuale dei periodi propri delle strutture in progetto in quanto il periodo tipico di queste opere è nell'intorno di 0.3 sec.

Per quanto esposto le verifiche sismiche (SLV) saranno condotte applicando alle masse del sistema un'accelerazione orizzontale **$a_g = 0.48g$** .

4.2.4 AZIONE DA RIMOZIONE DELLA NEVE

Tale azione non viene considerata in quanto le sezioni stradali prevedono l'installazione di barriere stradali di altezza tale da evitare che la neve spostata dai mezzi spazzaneve raggiunga le barriere acustiche.

4.2.5 AZIONE DINAMICA ESERCITATA DALL'ARIA AL PASSAGGIO DEI VEICOLI

Tale azione, che per la strada in oggetto risulta pari a 0.8 kN/m^2 , non viene considerata esplicitamente in quanto inferiore alle analoghe azioni esercitate dal vento che vale:

$$q_v \text{ min} = 0.9 \text{ kN/m}^2 = 0.39 \times 2.0 \times 1.2$$

4.2.6 COMBINAZIONI DI CARICO

Tale azione non viene considerata in quanto le sezioni stradali prevedono l'installazione di barriere stradali di altezza tale da evitare che la neve spostata dai mezzi spazzaneve raggiunga le barriere acustiche.

Per la verifica degli elementi fuori terra sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- | | |
|---|--|
| - SLU1 (Vento varib. princ. + Peso max) | $1.3 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2 + 1.5 \cdot QV$; |
| - SLU2 (Vento varib. princ. + P min*) | $0.9 \cdot G1 + 1.5 \cdot QV$; |
| - SLV (Sisma) | $1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot E$; |
| - SLEF (Frequente) | $1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot QV$. |

* L'eliminazione del carico derivante dai pannelli e la contemporanea applicazione del carico da vento sulla superficie degli stessi non è realistica ma costituisce una condizione limite di riduzione del peso dei pannelli utile da verificare.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- Calcestruzzo C25/30 (per fondazioni e strutture in elevazione):
Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza media a trazione semplice $f_{ctm} = 26 \text{ daN/cm}^2$
Modulo di Young $E = 3.100e+05 \text{ daN/cm}^2$
- Acciaio da c.a. tipo B450C controllato in stabilimento:
Tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$
- Acciaio da carpenteria S275:
Tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- Bulloneria e barre filettate:
Classe 8.8.

6 PROGETTO DEGLI ELEMENTI PORTANTI TIPO (MONTANTI)

I montanti in acciaio sono stati progettati per supportare i pannelli fonoassorbenti e resistere alle azioni variabili orizzontali.

Lo schema di calcolo adottato per gli elementi portanti standard si mantiene costante per tutte le barriere ed è di mensola con incastro al piede.

6.1 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO OP1 (H=4M, Z=1, D)

Azione verticale

- L'azione verticale massima calcolata alla base del montante fa riferimento alla combinazione SLU1 e vale:

$$\mathbf{N_{max} = 26.5 \text{ kN}} = 1.3 \times (4.0 \times 0.5) + 1.5 \times [3.0 \times (3.5 \times 1.0 + 0.5 \times 3.5)];$$

- L'azione verticale minima calcolata alla base del montante fa riferimento alla combinazione SLU2 e vale:

$$\mathbf{N_{min} = 1.8 \text{ kN}} = 0.9 \times (4.0 \times 0.5);$$

- L'azione verticale in condizioni sismiche e frequenti calcolata alla base del montante fa riferimento alle combinazioni SLV e SLEf e vale:

$$\mathbf{N_{freq} = N_{sis} = 17.8 \text{ kN}} = 1.0 \times (4.0 \times 0.5) + 1.0 \times [3.0 \times (3.5 \times 1.0 + 0.5 \times 3.5)].$$

Azioni ribaltanti massime SLU (SLV)

- La spinta orizzontale per vento (combb. SLU1 e SLU2), in accordo alla geometria d'installazione prevista, è calcolata con riferimento ad una altezza massima sul p.c. di 5 m ed alla fascia D (zone distanti più di 4 volte l'altezza dalle estremità) e vale:

$$\mathbf{V = 16.8 \text{ kN}} = 1.5 \times [3.0 \times (0.39 \times 2.0 \times 1.2) \times 4.0];$$

- Il momento flettente alla base del montante per vento (combb. SLU1 e SLU2), considerando la spinta sopra determinata applicata ad 1/2 dell'altezza della barriera ed il vincolo posto 0.5 m al di sotto della base della base della barriera, vale:

$$\mathbf{M = 42.2 \text{ kNm}} = 16.8 \times 4.0 \times 1/2 + 16.8 \times 0.5;$$

- La spinta sismica (comb. SLV), considerando presenti le masse corrispondenti all' N_{sis} , vale:

$$\mathbf{S = 8.6 \text{ kN}} = 17.8 / 9.81 \times 0.48 \times 9.81;$$

- Il momento flettente alla base del montante per sisma (comb. SLV), considerando la spinta sopra determinata applicata a 2/3 dell'altezza della barriera ed il vincolo posto 0.5 m al di sotto della base della base della barriera,

vale:

$$\mathbf{M} = 27.1 \text{ kNm} = 8.6 \times 4.0 \times 2/3 + 8.6 \times 0.5;$$

- La spinta orizzontale per vento (comb. SLEf), in accordo alla geometria d'installazione prevista, è calcolata con riferimento ad una altezza massima sul p.c. di 5 m ed alla fascia D (zone distanti più di 4 volte l'altezza dalle estremità) e vale:

$$\mathbf{q} = 2.8 \text{ kN/m} = 1.0 \times [3.0 \times (0.39 \times 2.0 \times 1.2)].$$

6.2 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PL3 (H=3M, Z=5, B)

Azione verticale

- L'azione verticale massima calcolata alla base del montante fa riferimento alla combinazione SLU1 e vale:

$$\mathbf{Nmax} = 21.1 \text{ kN} = 1.3 \times (3.0 \times 0.5) + 1.5 \times [3.0 \times (2.5 \times 1.0 + 0.5 \times 3.5)];$$

- L'azione verticale minima calcolata alla base del montante fa riferimento alla combinazione SLU2 e vale:

$$\mathbf{Nmin} = 1.4 \text{ kN} = 0.9 \times (3.0 \times 0.5);$$

- L'azione verticale in condizioni sismiche e frequenti calcolata alla base del montante fa riferimento alle combinazioni SLV e SLEf e vale:

$$\mathbf{Nfreq} = \mathbf{Nsis} = 14.3 \text{ kN} = 1.0 \times (3.0 \times 0.5) + 1.0 \times [3.0 \times (2.5 \times 1.0 + 0.5 \times 3.5)].$$

Azioni ribaltanti massime SLU (SLV)

- La spinta orizzontale per vento (combb. SLU1 e SLU2), in accordo alla geometria d'installazione prevista, è calcolata con riferimento ad una altezza massima sul p.c. di 8 m ed al montante più caricato (coeff. fascia B) e vale:

$$\mathbf{V} = 24.4 \text{ kN} = 1.5 \times [3.0 \times (0.39 \times 2.2 \times 2.1) \times 3.0];$$

- Il momento flettente alla base del montante per vento (combb. SLU1 e SLU2), considerando la spinta sopra determinata applicata ad 1/2 dell'altezza della barriera, vale:

$$\mathbf{M} = 36.6 \text{ kNm} = 24.4 \times 3.0 \times 1/2;$$

- La spinta sismica (comb. SLV), considerando presenti le masse corrispondenti all'Nsis, vale:

$$\mathbf{S} = 6.9 \text{ kN} = 14.3 / 9.81 \times 0.48 \times 9.81;$$

- Il momento flettente alla base del montante per sisma (comb. SLV), considerando la spinta sopra determinata applicata a 2/3 dell'altezza della barriera, vale:

$$\mathbf{M} = 13.8 \text{ kNm} = 6.9 \times 3.0 \times 2/3;$$

- La spinta orizzontale per vento (comb. SLEf), in accordo alla geometria d'installazione prevista, è calcolata con riferimento ad una altezza massima sul p.c. di 8 m ed alla fascia B vale:
 $q = 5.4 \text{ kN/m} = 1.0 \times [3.0 \times (0.39 \times 2.2 \times 2.1)]$.

6.3 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO OP3 (H=3M, Z=10, D)

Azione verticale

- L'azione verticale massima calcolata alla base del montante fa riferimento alla combinazione SLU1 e vale:
 $N_{\max} = 21.1 \text{ kN} = 1.3 \times (3.0 \times 0.5) + 1.5 \times [3.0 \times (2.5 \times 1.0 + 0.5 \times 3.5)]$;
- L'azione verticale minima calcolata alla base del montante fa riferimento alla combinazione SLU2 e vale:
 $N_{\min} = 1.3 \text{ kN} = 0.9 \times (3.0 \times 0.5)$;
- L'azione verticale in condizioni sismiche e frequenti calcolata alla base del montante fa riferimento alle combinazioni SLV e SLEf e vale:
 $N_{\text{freq}} = N_{\text{sis}} = 14.3 \text{ kN} = 1.0 \times (3.0 \times 0.5) + 1.0 \times [3.0 \times (2.5 \times 1.0 + 0.5 \times 3.5)]$.

Azioni ribaltanti massime SLU (SLV)

- La spinta orizzontale per vento (combb. SLU1 e SLU2), in accordo alla geometria d'installazione prevista, è calcolata con riferimento ad una altezza massima sul p.c. di 10 m ed alla fascia D (zone distanti più di 4 volte l'altezza dalle estremità) e vale:
 $V = 15.2 \text{ kN} = 1.5 \times [3.0 \times (0.39 \times 2.4 \times 1.2) \times 3.0]$;
- Il momento flettente alla base del montante per vento (combb. SLU1 e SLU2), considerando la spinta sopra determinata applicata ad 1/2 dell'altezza della barriera, vale:
 $M = 22.8 \text{ kNm} = 15.2 \times 3.0 \times 1/2$;
- La spinta sismica (comb. SLV), considerando presenti le masse corrispondenti all' N_{sis} , vale:
 $S = 6.9 \text{ kN} = 14.3 / 9.81 \times 0.48 \times 9.81$;
- Il momento flettente alla base del montante per sisma (comb. SLV), considerando la spinta sopra determinata applicata a 2/3 dell'altezza della barriera, vale:
 $M = 13.8 \text{ kNm} = 6.9 \times 3.0 \times 2/3$;
- La spinta orizzontale per vento (comb. SLEf), in accordo alla geometria d'installazione prevista, è calcolata con riferimento ad una altezza massima sul

p.c. di 10 m ed alla fascia D (zone distanti più di 4 volte l'altezza dalle estremità) e vale:

$$q = 3.4 \text{ kN/m} = 1.0 \times [3.0 \times (0.39 \times 2.4 \times 1.2)].$$

6.4 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PL4 (H=4M, Z=4, B)

Azione verticale

- L'azione verticale massima calcolata alla base del montante fa riferimento alla combinazione SLU1 e vale:

$$N_{\max} = 26.5 \text{ kN} = 1.3 \times (4.0 \times 0.5) + 1.5 \times [3.0 \times (3.5 \times 1.0 + 0.5 \times 3.5)];$$

- L'azione verticale minima calcolata alla base del montante fa riferimento alla combinazione SLU2 e vale:

$$N_{\min} = 1.8 \text{ kN} = 0.9 \times (4.0 \times 0.5);$$

- L'azione verticale in condizioni sismiche e frequenti calcolata alla base del montante fa riferimento alle combinazioni SLV e SLEf e vale:

$$N_{\text{freq}} = N_{\text{sis}} = 17.8 \text{ kN} = 1.0 \times (4.0 \times 0.5) + 1.0 \times [3.0 \times (3.5 \times 1.0 + 0.5 \times 3.5)].$$

Azioni ribaltanti massime SLU (SLV)

- La spinta orizzontale per vento (comb. SLU1 e SLU2), in accordo alla geometria d'installazione prevista, è calcolata con riferimento ad una altezza massima sul p.c. di 8 m ed al montante più caricato (coeff. fascia B) e vale:

$$V = 32.5 \text{ kN} = 1.5 \times [3.0 \times (0.39 \times 2.2 \times 2.1) \times 4.0];$$

- Il momento flettente alla base del montante per vento (comb. SLU1 e SLU2), considerando la spinta sopra determinata applicata ad 1/2 dell'altezza della barriera, vale:

$$M = 65.0 \text{ kNm} = 32.5 \times 4.0 \times 1/2;$$

- La spinta sismica (comb. SLV), considerando presenti le masse corrispondenti all' N_{sis} , vale:

$$S = 8.6 \text{ kN} = 17.8 / 9.81 \times 0.48 \times 9.81;$$

- Il momento flettente alla base del montante per sisma (comb. SLV), considerando la spinta sopra determinata applicata a 2/3 dell'altezza della barriera, vale:

$$M = 22.9 \text{ kNm} = 8.6 \times 4.0 \times 2/3;$$

- La spinta orizzontale per vento (comb. SLEf), in accordo alla geometria d'installazione prevista, è calcolata con riferimento ad una altezza massima sul p.c. di 8 m e vale:

- nella fascia B $q = 5.5 \text{ kN/m} = 1.0 \times [3.0 \times (0.39 \times 2.2 \times 2.1)];$
- nella fascia C $q = 4.4 \text{ kN/m} = 1.0 \times [3.0 \times (0.39 \times 2.2 \times 1.7)].$

6.5 VERIFICHE MONTANTI HEB160

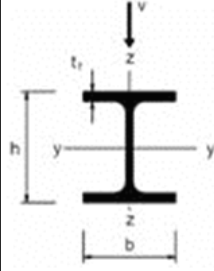
Al fine di ottimizzare i profili utilizzati per i montanti in progetto mantenendo coerenza anche con le dimensioni di quanto già installato si sceglie un profilo HEB160 in grado di garantire prestazioni adeguate.

Di seguito le verifiche condotte.

- $M_{rd} = 100 \text{ kNm}$ per $N_{sd} = 35 \text{ kN};$

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a pressoflessione			
(Azione nel piano dell'anima)			
$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$		$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)}$	
		$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A}$
<small> MEd = momento sollecitante di calcolo MN,Rd = resistenza convenzionale di calcolo NEd = forza di compressione di calcolo Npl,Rd = resistenza plastica della sezione lorda A = area lorda della sezione b = larghezza delle ali tf = spessore delle ali </small>			
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	N [kN] =	35.00	M [kNm] = 45
Scelta del profilo	HE 160 B	Npl,Rd [kN] = 1421	
Classe dell'acciaio	S275JO - S275JR - S275J2	Si possono trascurare gli effetti dello sforzo assiale	
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
MEd =	45.00 [kNm]	MEd / MN,Rd =	0.44
MN,Rd =	102.36 [kNm]		Verifica soddisfatta

- $V_{rd} = 250 \text{ kN}$

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio	
(Taglio parallelo all'anima)	
	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ <p> 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 </p>
INPUT	
Definizione dell'azione sollecitante	V = <input type="text" value="20"/> [kN]
Scelta del profilo	<input type="text" value="HE 160 B"/>
Classe dell'acciaio	<input type="text" value="S275JO - S275JR - S275J2"/>
OUTPUT	
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)	
V_{Ed} =	20.00 [kN]
$V_{pl,Rd}$ =	265.98 [kN]
$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$ =	0.08
Verifica soddisfatta	

- $\delta < 1/150 h$

per 3 kN/m e l= 4.5 m, 4 kN/m e l= 4.0 m, 10 kN/m e l= 3.0 m.

$$\delta = 3 \times 4500^4 / (8 \times 210000 \times 2490 \times 10^4) = 29.4 \text{ mm} = 1/153 \times 4500;$$

$$\delta = 4.4 \times 4000^4 / (8 \times 210000 \times 2490 \times 10^4) = 26.5 \text{ mm} = 1/151 \times 4000;$$

$$\delta = 10 \times 3000^4 / (8 \times 210000 \times 2490 \times 10^4) = 19.3 \text{ mm} = 1/155 \times 3000.$$

Per le barriere da 4 m si ritiene accettabile il superamento dei limiti di deformabilità, in corrispondenza dei due montanti di estremità per i quali con q = 5.5 kN/m si ha uno spostamento di 33.7 mm corrispondente a 1/120 × 4000.

6.6 VERIFICHE MONTANTI HEA160

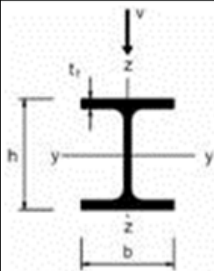
Al fine di ottimizzare i profili utilizzati per i montanti in progetto mantenendo coerenza anche con le dimensioni di quanto già installato si sceglie un profilo HEA160 in grado di garantire prestazioni adeguate.

Di seguito le verifiche condotte.

- **Mrd = 70 kNm** per Nsd = 35 kN;

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a pressoflessione			
(Azione nel piano dell'anima)			
$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)}$		$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad a = \frac{(A-2bt_f)}{A}$	
<p>M_{Ed} = momento sollecitante di calcolo M_{N,Rd} = resistenza convenzionale di calcolo N_{Ed} = forza di compressione di calcolo N_{pl,Rd} = resistenza plastica della sezione lorda A = area lorda della sezione b = larghezza delle ali t_f = spessore delle ali</p>			
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	N [kN] = <input type="text" value="35.00"/>	M [kNm] = <input type="text" value="40"/>	
Scelta del profilo	<input type="text" value="HE 160 A"/>	N _{pl,Rd} [kN] = 1015	
Classe dell'acciaio	<input type="text" value="S275JO - S275JR - S275J2"/>	Si possono trascurare gli effetti dello sforzo assiale	
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
M _{Ed} =	40.00 [kNm]	M _{Ed} / M _{N,Rd} =	0.56 ↑ Verifica soddisfatta
M _{N,Rd} =	71.14 [kNm]		

- V_{rd} = 200 kN

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio			
(Taglio parallelo all'anima)			
	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$		
	<p>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</p>		
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	V = <input type="text" value="20"/>	[kN]	
Scelta del profilo	<input type="text" value="HE 160 A"/>		
Classe dell'acciaio	<input type="text" value="S275JO - S275JR - S275J2"/>		
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
V _{Ed} =	20.00 [kN]	V _{Ed} / V _{pl,Rd} =	0.10 ↑ Verifica soddisfatta
V _{pl,Rd} =	199.75 [kN]		

- $\delta < 1/150 h$

per 6.5 kN/m e $l = 3.0$ m.

$$\delta = 6.5 \times 3000^4 / (8 \times 210000 \times 1670 \times 10^4) = 19.3 \text{ mm} = 1/155 \times 3000$$

6.7 PROGETTO CONNESSIONE MONTANTI BARRIERE OP3 A MANUFATTO ESISTENTE

I montanti sono fissati sulla superficie orizzontale superiore del manufatto mediante 4 tasselli meccanici di tipo HILTY HDA-PR M16×190/60. Diversi ancoranti potranno essere adottati previa verifica della accettabilità della geometria di installazione (interassi compatibili con relativa certificazione) e del corrispondente carico massimo applicabile per la geometria considerata.

Di seguito la verifica condotta per il sistema di ancoraggio selezionato.

A seguire la verifica del nodo in acciaio per il controllo dell'ammissibilità delle tensioni indotte nelle piastre e nelle relative saldature.

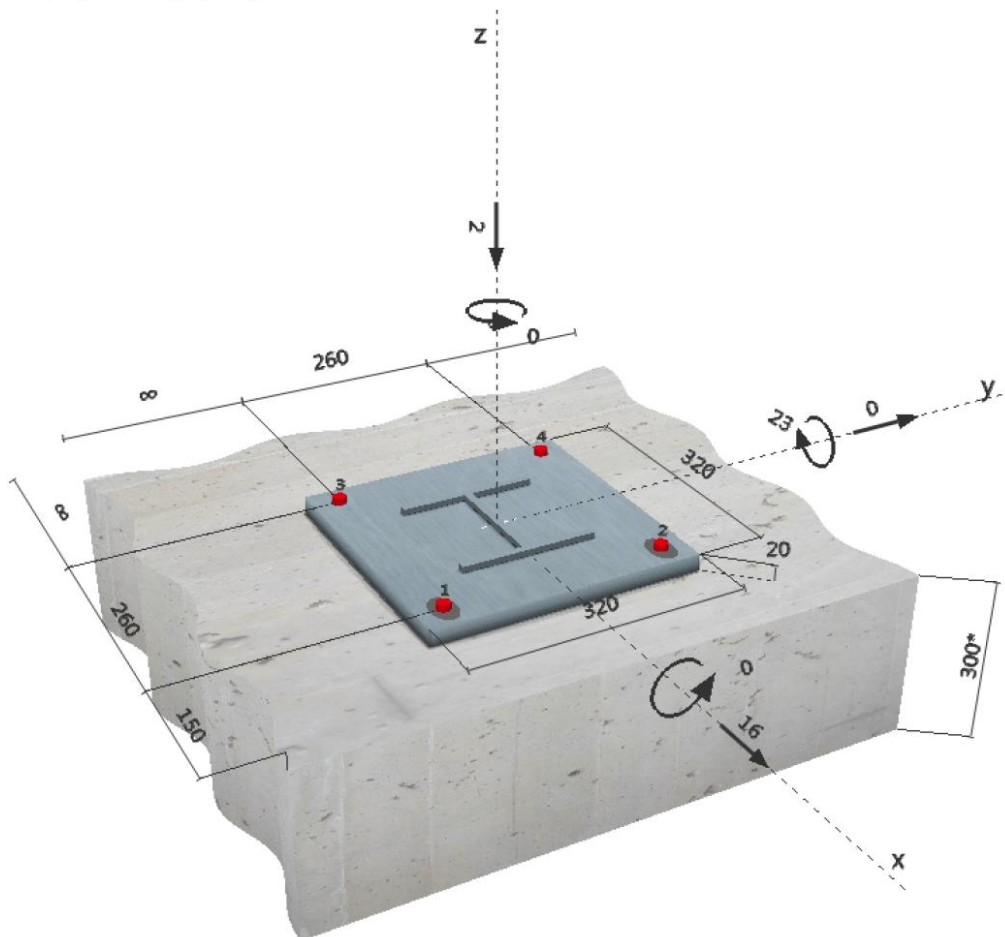
6.7.1 VERIFICHE SISTEMA DI CONNESSIONE (ANCORANTI)

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HDA-PR M16x190/40
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef} = 190 \text{ mm}$, $h_{nom} = 203 \text{ mm}$
Materiale:	1.4401, 1.4404, 1.4571
Certificazione No.:	ETA 99/0009
Emesso l Valido:	06/01/2015 25/03/2020
Prova:	metodo di calcolo ETAG (Nr. 001 Allegato C/2010)
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 20 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 320 \text{ mm} \times 320 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	IPBi/HEA; (L x W x T x FT) = 152 mm x 160 mm x 9 mm x 9 mm
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{cc} = 30.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 300 \text{ mm}$
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale



Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.000	0.000	0.000
3	41.862	8.000	8.000	0.000
4	41.862	8.000	8.000	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo:

0.32 [‰]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo:

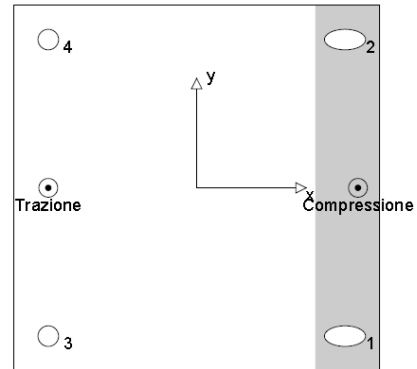
9.57 [N/mm²]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-130/0):

83.724 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(141/0):

85.724 [kN]



3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_n [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	41.862	78.750	54	OK
Rottura per sfilamento*	41.862	54.772	77	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	83.724	115.580	73	OK
Fessurazione**	83.724	123.990	68	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
126.000	1.600	78.750	41.862

3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rk,p}$ [kN]	ψ_c	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
75.000	1.095	1.500	54.772	41.862

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]			
473100	324900	285	570			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000	8.300
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
119.061	1.500	115.580	83.724			

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$		
473100	324900	285	570	1.073		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000	8.300
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
119.061	1.500	123.990	83.724			

4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	8.000	47.368	17	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	16.000	231.159	7	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	16.000	69.530	24	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
63.000	1.330	47.368	8.000

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
473100	324900	285	570	2.000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
119.061	1.500	231.159	16.000		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
90	29.0	1.700	0.047	0.059	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
410	447000	756450			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{o,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1.000	1.432	1.000	0	1.000	1.000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
123.271	1.500	69.530	16.000		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.764	0.230	1.500	78	OK

$$\beta_N + \beta_V \leq 1$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 31.009 [kN]	δ_N = 1.390 [mm]
V_{Sk} = 5.926 [kN]	δ_V = 1.139 [mm]
	δ_{NV} = 1.797 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 31.009 [kN]	δ_N = 1.824 [mm]
V_{Sk} = 5.926 [kN]	δ_V = 1.717 [mm]
	δ_{NV} = 2.505 [mm]

6.7.2 VERIFICHE SISTEMA DI CONNESSIONE (NODO IN ACCIAIO)

Coefficienti di sicurezza utilizzati

γ_{M0} = 1.05
γ_{M1} = 1.10
γ_{M2} = 1.25

Colonna

Tipo di profilo: HEA 160

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$
Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$
Dimensioni (B x H x Sp): 320.0 x 320.0 x 20.0 mm
Spessore nervature verticali: 9.0 mm
Spessore nervature orizzontali: 9.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 ($f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)
Diametro $\varnothing = 16 \text{ mm}$ $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)
Diametro foro $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$
Spessore cordoni d'angolo $s_c = 5 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	16000.0	0.0	-1000.0	0.0	23000000.0	0.0
1.2	16000.0	0.0	-35000.0	0.0	23000000.0	0.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni $F_{tb,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 90333.1 \text{ N}$
Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 311243.9 \text{ N}$

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	70315.9	70315.9
2	70315.9	70315.9
3	70315.9	70315.9
4	70315.9	70315.9

Legenda

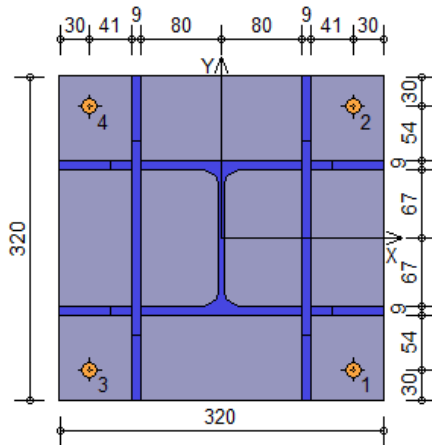
$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia
 $F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 60222.1 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	161882.4	60222.1	161882.4	60222.1
2	161882.4	60222.1	161882.4	60222.1
3	161882.4	60222.1	161882.4	60222.1
4	161882.4	60222.1	161882.4	60222.1

Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x
 $F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x
 $F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y
 $F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1	VER
1	130.00	-130.00	4000.0	60222.1	43392.3	70315.9	0.507210	Ok
2	130.00	130.00	4000.0	60222.1	0.0	70315.9	0.066421	Ok
3	-130.00	-130.00	4000.0	60222.1	43392.3	70315.9	0.507210	Ok
4	-130.00	130.00	4000.0	60222.1	0.0	70315.9	0.066421	Ok

2-Trazione (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_2	VER
1	130.00	-130.00	43392.3	70315.9	0.617106	Ok
2	130.00	130.00	0.0	70315.9	0.000000	Ok
3	-130.00	-130.00	43392.3	70315.9	0.617106	Ok
4	-130.00	130.00	0.0	70315.9	0.000000	Ok

Legenda

- $F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone
- $F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone
- $F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone
- $F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone
- $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$
- $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$
- VER $\rightarrow FV_i \leq 1$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 3.536$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm^2 .

Verifica formula (4.2.78) (Nodo n. 1, CMB n. 2)

Cordoni	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_1	VER ₁
Nerv. verticale lato destro esterno	-67.29	3.21	0.00	67.37	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	59.40	3.21	0.00	59.49	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	59.40	3.21	0.00	59.49	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	-67.29	3.21	0.00	67.37	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	26.84	0.00	0.00	26.84	Ok
Ala inferiore esterno	26.84	0.00	0.00	26.84	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	26.84	0.00	0.00	26.84	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	21.88	0.00	0.00	21.88	Ok
Ala inferiore interno lato destro	21.88	0.00	0.00	21.88	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	21.88	0.00	0.00	21.88	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	21.88	0.00	0.00	21.88	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-28.49	3.21	0.00	28.67	Ok
Anima lato destro	-24.53	3.21	0.00	24.74	Ok

Anima lato sinistro	-24.53	3.21	0.00	24.74	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	-28.49	3.21	0.00	28.67	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-29.77	0.00	0.00	29.77	Ok
Ala superiore interno lato destro	-29.77	0.00	0.00	29.77	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-29.77	0.00	0.00	29.77	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	-29.77	0.00	0.00	29.77	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	-34.74	0.00	0.00	34.74	Ok
Ala superiore esterno	-34.74	0.00	0.00	34.74	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	-34.74	0.00	0.00	34.74	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	-67.29	3.21	0.00	67.37	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	-67.29	3.21	0.00	67.37	Ok

Verifica formula (4.2.79) (Nodo n. 1, CMB n. 2)

Cordoni	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_2	VER ₂
Nerv. verticale lato destro esterno	-67.29	3.21	0.00	70.50	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	59.40	3.21	0.00	62.60	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	59.40	3.21	0.00	62.60	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	-67.29	3.21	0.00	70.50	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	26.84	0.00	0.00	26.84	Ok
Ala inferiore esterno	26.84	0.00	0.00	26.84	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	26.84	0.00	0.00	26.84	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	21.88	0.00	0.00	21.88	Ok
Ala inferiore interno lato destro	21.88	0.00	0.00	21.88	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	21.88	0.00	0.00	21.88	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	21.88	0.00	0.00	21.88	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-28.49	3.21	0.00	31.70	Ok
Anima lato destro	-24.53	3.21	0.00	27.74	Ok
Anima lato sinistro	-24.53	3.21	0.00	27.74	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	-28.49	3.21	0.00	31.70	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-29.77	0.00	0.00	29.77	Ok
Ala superiore interno lato destro	-29.77	0.00	0.00	29.77	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-29.77	0.00	0.00	29.77	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	-29.77	0.00	0.00	29.77	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	-34.74	0.00	0.00	34.74	Ok
Ala superiore esterno	-34.74	0.00	0.00	34.74	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	-34.74	0.00	0.00	34.74	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	-67.29	3.21	0.00	70.50	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	-67.29	3.21	0.00	70.50	Ok

Legenda

n_{\perp} tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

t_{\perp} tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\parallel} tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

Verifiche a flessione piastra in zona compressa

Sezione parallela a X a filo della colonna (Nodo n. 1, CMB n. 2)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 7.22 \text{ N/mm}^2$
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 2310.66 \text{ N/mm}$
Lunghezza sbalzo	$L_s = 84.0 \text{ mm}$
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 95415.2 \text{ mm}^3$
Momento resistente	$M_{p,Rd} = 24989700.0 \text{ N mm}$
Momento massimo	$M_{p,Ed} = 8151989.0 \text{ N mm}$
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0.326214 \text{ Ok}$	

Sezione parallela a Y a filo della nervatura verticale (Nodo n. 1, CMB n. 2)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 3.61 \text{ N/mm}^2$
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 1155.33 \text{ N/mm}$
Lunghezza sbalzo	$L_s = 71.0 \text{ mm}$
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 95415.2 \text{ mm}^3$
Momento resistente	$M_{p,Rd} = 24989700.0 \text{ N mm}$
Momento massimo	$M_{p,Ed} = 2912003.0 \text{ N mm}$
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0.116528 \text{ Ok}$	

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 1, CMB n. 2)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} = 34211370.0 \text{ N mm}$
Momento di progetto	$M_{j,Ed} = 23000000.0 \text{ N mm}$
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.672291 \text{ Ok}$	

7 VERIFICHE PER BARRIERE INT1

Come sopra esposto, la verifica di adeguatezza dei profili scelti ai fini della resistenza alla e sollecitazioni di origine diversa rispetto alle azione di urto da autoveicoli è effettuata con riferimento all'analogia barriera tipo OP3 limitrofa.

In particolare l'altezza e la sezione dei montanti coincidono con quelli delle barriere OP3, oggetto di specifica progettazione, quindi anche le barriere INT1 sono da ritenersi adeguate per gli aspetti di pertinenza di questa progettazione. Nella diversa configurazione con 'interasse di 2 m in luogo dei 3 delle barriere limitrofe sono garantiti ulteriori margini.

Per quanto riguarda la connessione all'opera si ritiene sufficiente quella prevista per le azioni di progetto derivanti da urto di automezzi, comunque superiori alle azioni da vento o sisma qui calcolate.

Dove l'installazione su opera non risulta possibile si predisporranno superfici di ancoraggio per i montanti costituita da blocchi 1X1X1 m in c.a. sostenuti ciascuno da un singolo palo D355 L=4 m (4/4 in rilevato).

8 PROGETTO ELEMENTI DI FONDAZIONE

I montanti in acciaio sono connessi al terreno mediante inghisaggio nella porzione terminale di pali vibroinfissi.

Sulla base della sostanziale invarianza del terreno e dei carichi di progetto si definiscono due tipologie di fondazione profonda:

- Lunghezza palo 4 m, infisso per almeno 1 m in rilevato e realizzato con profilo circolare cavo D355 e spessore 8 mm;

- Lunghezza palo 3 m, interamente infisso in rilevato e realizzato con profilo circolare cavo D355 e spessore 8 mm;

8.1 PALO 4 M (2/4 IN RILEVATO)

8.1.1 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PALO D355 SP 8 L=4M 2/4 IN RILEVATO

Azione verticale massima

- L'azione verticale massima calcolata alla base del montante vale:

$$\mathbf{N_{max} = 35 \text{ kN};}$$

Azioni ribaltanti massime SLU (SLV)

- La spinta orizzontale che da il maggior momento alla base del palo è quella da vento applicata a metà altezza della barriera (2.25 m dalla base) e vale:

$$\mathbf{V = 20 \text{ kN.}}$$

8.1.2 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PALO D355 SP 8 L=4M 2/4 IN RILEVATO

La sezione risulta verificata in quanto a parità di materiale risulta più resistente del profilo del montante ad essa collegato, anche nell'ipotesi di corrosione interna ed esterna pari a 1mm.

Le due sezioni hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

- | | | |
|---------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| - HEB160 | $I_{max} = 2500 \text{ cm}^4$ | $W_{max} = 310 \text{ cm}^3$; |
| - Tubolare DN 355 sp 6 mm | $I = 10000 \text{ cm}^4$ | $W_{max} = 560 \text{ cm}^3$. |

8.1.3 VERIFICA GEOTECNICA DEL PALO

Come si evince dal dettaglio riportato nel riquadro di seguito, il palo in oggetto risulta in grado di sopportare le sollecitazioni di progetto.

$$\mathbf{N_{lim} = 45 \text{ kN} > 35 \text{ kN} \quad V_{lim} (br. = 2.25 \text{ m}) = 64 \text{ kN} > 20 \text{ kN}}$$

- La spinta orizzontale che dà il maggior momento alla base del palo è quella da vento applicata a metà altezza della barriera (2.00 m dalla base) e vale:

$$V = 25 \text{ kN.}$$

8.2.2 VERIFICA DELLA SEZIONE DEL PALO

La sezione risulta verificata in quanto a parità di materiale risulta più resistente del profilo del montante ad essa collegato, anche nell'ipotesi di corrosione interna ed esterna pari a 1 mm.

Le due sezioni hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

- HEB160 $I_{\max} = 2500 \text{ cm}^4$ $W_{\max} = 310 \text{ cm}^3$;
- Tubolare DN 355 sp 6 mm $I = 10000 \text{ cm}^4$ $W_{\max} = 560 \text{ cm}^3$.

8.2.3 VERIFICA GEOTECNICA DEL PALO

Come si evince dal dettaglio riportato nel riquadro di seguito, il palo in oggetto risulta in grado di sopportare le sollecitazioni di progetto.

$$N_{\text{lim}} = 23 \text{ kN} > 22 \text{ kN} \quad V_{\text{lim}} (\text{br.} = 2.00 \text{ m}) = 67 \text{ kN} > 25 \text{ kN}$$

Palo: Ø355_L4_R5															
Diametro esterno:	0.355	m													
Lunghezza attiva:	4.00	m													
Geometria:	R5			Stratigrafia:										R	
Altezza rilevato su p.c.:	5.00	m	Strato	Descrizione	Spess.	z_{min} (p.r.)	z_{fin} (p.r.)	z_{min} (p.c.)	z_{fin} (p.c.)	γ	ϕ'	c'	c_u	δ	
Prof. base rilevato da p.c.:	0.00	m			m	m	m	m	m	kN/m ³	°	kPa	kPa	°	
Spess. stab.	0.00	m	A	Rilevato	4.00	0.00	4.00			20	35			20	
Prof. testa palo:	0.00	m	B	Stabilizzato										20	
			1	Sottofondo 1				0.00	20.00	20	24			20	
Sovraccarico:	0.00	kN/m ²	2	Sottofondo 2b				20.00	50.00					20	
Profondità falda:	5.00	m													
Efficienza superficie interna:	50%			Profondità critica:	2.5	m									

Calcolo carico assiale limite																		
Strato omogeneo	Lunghezza tratto omogeneo	Strato terreno	Profondità finale strato	Strato sotto il livello di falda	Peso specifico	Angolo d'attrito interno	Coesione	Coesione non drenata	Angolo di resistenza a taglio all'interfaccia palo-terreno	Fattore di spinta terreni incoerenti $k_s = 1 - \tan^2(\phi')$	Fattore adesione interfaccia palo-terreno - terreni incoerenti	Fattore adesione interfaccia palo-terreno - terreni coesivi	Pressione efficace a prof. z_{min}	Pressione efficace a prof. z_{max}	$\sigma'_{vm} = (\sigma'_{vmax} + \sigma'_{vmin})/2 \cdot K_s$	$Q_{ult} = (\sigma'_{hmax} \tan(\delta) + c_u) \cdot \pi \cdot D \cdot L$		
L_i	z_{max}				γ	ϕ'	c'	c_u	δ	k_s	α	ψ	σ'_{vmin}	σ'_{vmax}	σ'_{vm}	$\sigma'_{hmax} \tan(\delta)$	c_u	Q_{ult}
m	m				kN/m ³	°	kPa	kPa	°				kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN
-	-	A	0.00		20.0	35			20	0.51			0	0	13	5		21
I	4.00	A	4.00		20.0	35			20	0.51			0	80	13	5		21

Carico limite lat. esterno:	20.7	kN												
Carico limite lat. interno:	10.3	kN												
Carico limite lat. totale:	31.0	kN			Fattore sic. (R3) γ_s :	1.15								
Peso palo:	3.00	kN			Fattore sic. (A1) γ_G :	1.30								
												Carico compress. di progetto:	23	kN

Calcolo carico orizzontale limite														
Braccio spinta orizzontale (e):	2.00	m	e/L :	0.5	L/D :	11.3								
Strato rappresentativo:	1													
γ	20.0	kN/m ³	ϕ'	24	°	K_p	2.4			Carico ultimo incoerente:	90	kN		
												Fattore sic. (R3) γ_s :	1.35	
												Carico orizzontale di progetto:	67	kN

8.3 PALO 5 M (5/5 IN RILEVATO)

8.3.1 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PALO D355 SP 8 L=5/5 IN RILEVATO

Azione verticale massima

- L'azione verticale massima calcolata alla base del montante vale:

$N_{max} = 27 \text{ kN}$

Azioni ribaltanti massime SLU (SLV)

- La spinta orizzontale che dà il maggior momento alla base del palo è quella da vento applicata a metà altezza della barriera (2.00 m dalla base) e vale:

$$V = 35 \text{ kN.}$$

8.3.2 VERIFICA DELLA SEZIONE DEL PALO

La sezione risulta verificata in quanto a parità di materiale risulta più resistente del profilo del montante ad essa collegato, anche nell'ipotesi di corrosione interna ed esterna pari a 1mm.

Le due sezioni hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

- HEB160 $I_{\max} = 2500 \text{ cm}^4$ $W_{\max} = 310 \text{ cm}^3$;
- Tubolare DN 355 sp 6 mm $I = 10000 \text{ cm}^4$ $W_{\max} = 560 \text{ cm}^3$.

8.3.3 VERIFICA GEOTECNICA DEL PALO

Come si evince dal dettaglio riportato nel riquadro di seguito, il palo in oggetto risulta in grado di sopportare le sollecitazioni di progetto.

$$N_{\text{lim}} = 29 \text{ kN} > 27 \text{ kN} \quad V_{\text{lim}} (\text{br.} = 2.00 \text{ m}) = 111 \text{ kN} > 35 \text{ kN}$$

Palo: Ø355_L5_R5														
Diametro esterno:	0.355	m												
Lunghezza attiva:	5.00	m												
Geometria: R5			Stratigrafia: R											
Altezza rilevato su p.c.:	5.00	m	Strato	Descrizione	Spess.	z_{iniz} (p.r.)	z_{fin} (p.r.)	z_{iniz} (p.c.)	z_{fin} (p.c.)	γ	ϕ'	c'	c_u	δ
Prof. base rilevato da p.c.:	0.00	m			m	m	m	m	m	kN/m ³	°	kPa	kPa	°
Spess. stab.	0.00	m	A	Rilevato	5.00	0.00	5.00			20	35			20
Prof. testa palo:	0.00	m	B	Stabilizzato										20
Sovraccarico:	0.00	kN/m ²	1	Sottofondo 1				0.00	20.00	20	24			20
Profondità falda:	5.00	m	2	Sottofondo 2b				20.00	50.00					20
Efficienza superficie interna:	50%		Profondità critica:		2.5	m								

Calcolo carico assiale limite																	
Strato omogeneo	Lunghezza tratto omogeneo	Strato terreno	Profondità finale strato	Strato sotto il livello di falda	Peso specifico	Angolo d'attrito interno	Coesione	Coesione non drenata	Angolo di resistenza a taglio all'interfaccia palo- terreno	Fattore di spinta terreni incoerenti $k_s = 1 - tg^2(\phi')$	Fattore adesione interfaccia palo-terreno - terreni incoerenti	Fattore adesione interfaccia palo-terreno - terreni coesivi	Pressione efficace a prof. z_{min}	Pressione efficace a prof. z_{max}	$\sigma'_{h,m} = (\sigma'_{v,max} + \sigma'_{v,m})/2 \cdot K_s$	$Q_{ult} = (\sigma'_{h,max}tg(\delta) + c_u)m \cdot D \cdot L$	
L_i	z_{max}	γ	ϕ'	c'	c_u	δ	k_s	α	ψ	$\sigma'_{v,min}$	$\sigma'_{v,max}$	$\sigma'_{h,m}$	$\sigma'_{h,m}tg(\delta)$	c_u	Q_{ult}		
m	m	kN/m ³	°	kPa	kPa	°				kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN		
-	-	A	0.00	20.0									0	0			
I	5.00	A	5.00	20.0	35	20	0.51						0	100	13	5	26

Carico limite lat. esterno:	25.9	kN													
Carico limite lat. interno:	12.9	kN													
Carico limite lat. totale:	38.8	kN	Fattore sic. (R3) γ_S :		1.15										
Peso palo:	3.50	kN	Fattore sic. (A1) γ_G :		1.30										
Carico compress. di progetto:														29	kN

Calcolo carico orizzontale limite															
Braccio spinta orizzontale (e):	2.00	m	e/L:	0.4	L/D:	14.1									
Strato rappresentativo:	1	γ	20.0	kN/m ³	ϕ'	24	°	K_p	2.4	Carico ultimo incoerente:		150	kN		
Fattore sic. (R3) γ_S :												1.35			
Carico orizzontale di progetto:														111	kN



9 CONCLUSIONI

Come evidenziato dalle verifiche di resistenza e deformabilità condotte, tutti gli elementi strutturali definiti risultano soddisfare le prestazioni di sicurezza imposte dalle vigenti norme.

Le valutazioni condotte a mezzo software di calcolo automatico sono da ritenersi attendibili in quanto validate mediante confronto con i risultati attesi.