

# AUTOSTRADA VALDASTICO

## A31 NORD

### 1° LOTTO

### Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

## PROGETTO DEFINITIVO

CUP G21B1 30006 60005  
WBS B25.A31N.L1  
COMMESSA J16L1

#### COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA  
Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA  
PER LA PROGETTAZIONE  
Dott. Ing. Gabriella Costantini

PRESTATORE DI SERVIZI:  
**CONSORZIO RAETIA**



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

PROGETTAZIONE:  
**ITALCONSULT**

RESPONSABILE DELL'INTERMEDIAZIONE  
TRA LE PARTI STABILIZZANTI SPECIALISTICHE:  
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renso



Il Responsabile:  
Ing. Giovanni Mondello

ELABORATO: **INTERVENTI DI INSERIMENTO PAESAGGISTICO ED AMBIENTALE**  
Relazioni  
Relazione tecnica barriere antirumore

Progressivo Rev.  
10 01 01 002 02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA:
00	APRILE 2017	PRIMA EMISSIONE	ITALCONSULT L.REGAZZI	ITALCONSULT U.LUGLI	ITALCONSULT G.MONDELLO	NOME FILE: J16L1_100101002_0101_0PD_02_COP.DWG
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	ITALCONSULT - L.REGAZZI	U.LUGLI	G.MONDELLO	CM.      PROGR.                      FG.      LIV.      REV.
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	ITALCONSULT - L.REGAZZI	U.LUGLI	G.MONDELLO	J16L1_10_01_01_002_0101_0PD_02

**AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD**  
**1° LOTTO**  
**PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO**

*Committente:*



*Progettazione:*

CONSORZIO RAETIA



**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE TECNICA – BARRIERE ANTIRUMORE

## I N D I C E

<b>1</b>	<b>BARRIERA ANTIRUMORE</b>	<b>4</b>
1.1	INTRODUZIONE	4
1.2	DOCUMENTO DI RIFERIMENTO	5
1.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
1.3.1	ACCIAIO	5
1.3.2	CALCESTRUZZO	5
1.4	STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO	6
1.4.1	CONDIZIONI STRATIGRAFICHE DI RIFERIMENTO	6
1.4.2	LIVELLO DELLA FALDA	7
1.4.3	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	7
1.4.4	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA	7
1.4.5	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	7
1.5	ANALISI DEI CARICHI	8
1.5.1	AZIONI PERMANENTI	9
1.5.1.1	PESI PROPRI	9
1.5.1.2	SPINTA DELLE TERRE	9
1.5.2	AZIONI VARIABILI	10
1.5.2.1	AZIONI DEL VENTO	10
1.5.2.2	AZIONI DELLA NEVE DINAMICA	16
1.5.2.3	AZIONE SISMICA	16
1.6	CRITERI DI VERIFICA E COMBINAZIONI DI CARICO STRUTTURA	17
1.7	VERIFICHE STRUTTURA	18
1.8	TIPOLOGICI FONDAZIONE	42
1.8.1	Fondazioni superficiale	44
1.8.1	Fondazioni profonde su micropali	45
1.9	COMBINAZIONI DI CARICO SU FONDAZIONI	46
1.10	VERIFICA FONDAZIONE SUPERFICIALE	47
1.10.1	Criteria di verifica per fondazioni superficiali	47
1.10.2	Verifica a scivolamento	48
1.10.3	Verifica a ribaltamento	49
1.10.4	Verifica di capacità portante	49
1.10.5	Riepilogo verifiche	50
1.11	VERIFICA FONDAZIONE PROFONDE	53
1.11.1	Criteria di verifica per fondazioni profonde	53
1.11.2	Verifica di capacità portante dei micropali	54

**2 FATTIBILITA' DI INSTALLAZIONE DI PANNELLI FOTOVOLTAICI IN  
SOMMITA' DELLE BARRIERE**

**56**

## 1 BARRIERA ANTIRUMORE

### 1.1 INTRODUZIONE

La presente relazione riguarda le verifiche strutturali degli elementi costituenti le opere di mitigazione acustica nell’ambito dei lavori di realizzazione del nuovo tracciato stradale Autostrada Valdastico A31 Nord - 1° Lotto tra Piovene Rocchette e Valle dell’Astico.

Lungo la tratta sono previste barriere fonoassorbenti di altezza variabile 3,00, 4,00 e 5,00 m.

I pannelli fonoassorbenti verranno sostenuti in verticale da profili metallici tipo HEB fissati, tramite piastre metalliche e tirafondi, al sottostante muro di fondazione in cemento armato.

La relazione, in particolare, ha per oggetto l’esposizione dei criteri generali seguiti nelle verifiche strutturali degli elementi verticali.

La normativa di riferimento è il D.M. del 14 gennaio 2008 (cfr. par. 2.1) - Norme Tecniche per le Costruzioni.

Si riporta una immagine delle barriere progettate:

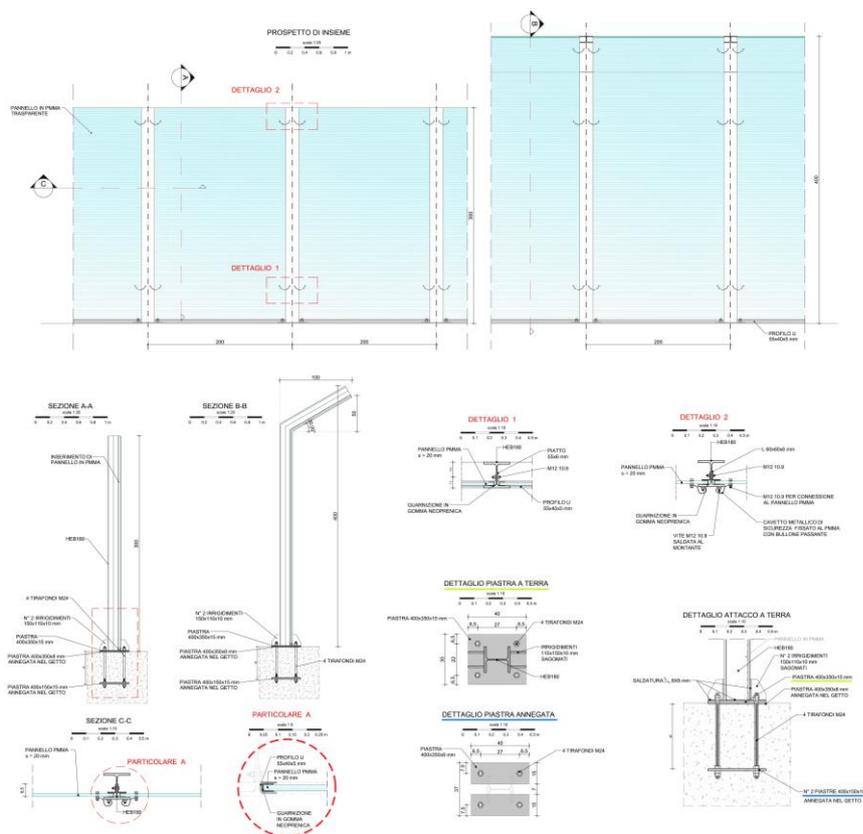


Figura 1: Immagine della barriera antirumore

## 1.2 DOCUMENTO DI RIFERIMENTO

Si riportano a titolo esaustivo le normative utilizzate per il calcolo

- D.M. Lavori Pubblici 14/01/2008 - "Norme tecniche per le costruzioni". Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/08.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»".
- UNI EN 1794-1:2004, "Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche. Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità"

## 1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale, svolto secondo il metodo degli stati limite, prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

### 1.3.1 ACCIAIO

Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico  $E_s = 210.000 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$

Acciaio per laminati a caldo con profili a sezione aperta - S275:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 40 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
<b>S 275</b>	<b>275</b>	<b>430</b>	<b>255</b>	<b>410</b>
S 355	355	510	335	470

Tabella 1: Acciaio per laminati a caldo

### 1.3.2 CALCESTRUZZO

Calcestruzzo in opera per fondazione e paramento - C25/30

Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck(c)} = 30 \text{ MPa}$
Valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} = 33 \text{ MPa}$
Valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} = 2,57 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 31.476 \text{ MPa}$

Calcestruzzo in opera per piano d'appoggio – C12/15

Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 12 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck(c)} = 15 \text{ MPa}$
Valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} = 20 \text{ MPa}$
Valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} = 1,57 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 27.085 \text{ MPa}$

#### 1.4 STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

##### 1.4.1 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE DI RIFERIMENTO

Per le tabelle di sintesi delle caratteristiche meccaniche specifiche di ciascuno strato si rimanda alla relazione geotecnica generale. Sulla base di quanto esposto, per le opere in oggetto risultano interessati i terreni della Formazione 4 - Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati ed i terreni dei rilevati della sede stradale; sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

<u>Livello</u> <u>(m)</u>	<u><math>\gamma</math></u> <u>(kN/m<sup>3</sup>)</u>	<u>OCR</u> <u>(-)</u>	<u><math>C_u</math></u> <u>(kPa)</u>	<u><math>C'</math></u> <u>kPa</u>	<u><math>\phi'</math></u> <u>(°)</u>	<u><math>E</math></u> <u>(MPa)</u>	<u><math>G_{max}</math></u> <u>(Mpa)</u>
<u>Rilevato</u>	19	1	0	0	35	40	100
<u>I (0-5)</u>	19	2	-	0	40	40	100
<u>II (5-10)</u>	<u>20</u>	<u>2</u>	<u>-</u>	<u>0</u>	<u>42</u>	<u>150</u>	<u>300</u>

Su rilevato stradale si adottano fondazioni superficiali e risultano interessati i terreni costituenti il rilevato; in sommità di trincea le barriere vengono fondate su micropali interessanti il I e II livello di terreno in sito

#### 1.4.2 LIVELLO DELLA FALDA

Considerando le indagini geognostiche condotte ed i risultati del monitoraggio dei piezometri delle campagne di indagine pregresse, il livello medio della superficie piezometrica non è stato rinvenuto fin ad una profondità di circa 50 metri dal piano campagna.

#### 1.4.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Sulla base di quanto evidenziato nella relazione geotecnica generale il terreno in sito di fondazione può essere classificato nella Categoria B.

#### 1.4.4 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La progettazione delle strutture farà riferimento a:

Vita nominale  $V_N = 50$  anni

Classe d'uso / Coefficiente d'uso  $II / C_U = 1$

Periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = V_N \times C_U = 50$  anni

#### 1.4.5 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Si verifica allo stato limite di salvaguardia della vita, con una probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  pari al 10%, ossia con riferimento al seguente periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ :

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -50 / \ln(1 - 0.10) = 475 \text{ anni}$$

Trattandosi di zone pianeggianti, si associa al sito di riferimento una categoria topografica T1.

L'accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria B, riferita al **Tratto 0+000 0+450** ed al **Tratto 0+450 2+200** interessato dal tracciato stradale, è riportata nella tabella seguente, insieme ai principali parametri di interesse necessari per la definizione dell'azione sismica-

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

Isole

**Nodi del reticolo**

Regione: Veneto | Provincia: Vicenza (VI)

Comune: Piovene Rocchette

OK    Annulla

Longitudine: 11,4359    Latitudine: 45,7585

**Parametri interpolati**

TR	ag	Fo	Tc*
30	0,043	2,454	0,238
50	0,057	2,509	0,250
72	0,069	2,468	0,259
101	0,081	2,432	0,270
140	0,096	2,393	0,276
201	0,113	2,377	0,282
475	0,159	2,412	0,287
975	0,206	2,439	0,289
2475	0,284	2,386	0,298

VR 50    Stalo Limite SLV    → ag 0,1592    Fo 2,4117    Tc\* 0,2871

Suolo B    Ss 1,2000    Topo T2    h/H 0    ST 1,0000

amax 0,1911 g    βm 0,2400    kh 0,0459    kv 0,0229

DETERMINAZIONE DELL’AZIONE DI PROGETTO ALLO STATO LIMITE SLV (TR = 475 ANNI)						
Comune	Sottosuolo	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	ST [-]
Piovene Rocchette	B	0,1592	2,4117	0,287	1.2	1.0

Tabella 2: Parametri per l’azione sismica

L’accelerazione di picco risulta pertanto:

$$a_{max} = a_g \times S_s \times S_T = 0,1911 \text{ g} \quad \text{accelerazione massima attesa al suolo}$$

Per le verifiche geotecniche delle opere su fondazione diretta si assume:

$$\beta_m = 0.24 \text{ coeff. riduttivo di } a_{max} \text{ (tab.7.11. Il NTC2008)}$$

$$k_h = \beta_m \times a_{max} / g = 0.0459 \quad \text{coeff. sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.0229 \quad \text{coeff. sismico verticale}$$

### 1.5 ANALISI DEI CARICHI

La valutazione delle azioni caratteristiche viene eseguita facendo riferimento alla Normativa di riferimento - N.T.C.08 - D.M. 14 gennaio 2008.

Nel seguito si riassumono i carichi considerati nelle analisi strutturale.

### 1.5.1 AZIONI PERMANENTI

#### 1.5.1.1 PESI PROPRI

Per il calcolo del peso proprio delle strutture si assumono i pesi unitari di seguito indicati:

Struttura in acciaio  $\gamma_1 = 78.5 \text{ kN/m}^3$ ;

Struttura in c.a.  $\gamma_2 = 25.0 \text{ kN/m}^3$ ;

Terreno di ricoprimento:  $\gamma_3 = 20.0 \text{ kN/m}^3$ .

#### 1.5.1.2 SPINTA DELLE TERRE

La valutazione della spinta delle terre viene effettuata considerando quale paramento ideale del muro il piano verticale passante dal filo interno della platea di fondazione; l'angolo di attrito tra paramento verticale e terreno può essere considerato pari a  $0.67\phi'$ , con  $\phi'$  angolo di resistenza al taglio di progetto.

Nelle verifiche la spinta del terreno viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

- $\sigma'_v(z)$  = tensione verticale efficace alla generica quota  $z$ ;
- $K_a$  = coefficiente di spinta attiva;
- $q$  = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito;
- $c'$  = coesione efficace.

Per il calcolo di  $K_a$  si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito:

- per  $\beta \leq \phi - \theta$ :

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- per  $\beta > \phi - \theta$ :

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

- $\phi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno

- $\beta$  = inclinazione del terreno a monte del muro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)
- $\psi$  = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale ( $>90^\circ$  per parete inclinata verso valle)
- $\delta$  = angolo di attrito muro-terreno
- $\theta$  = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} (k h / (1 \pm k v))$$

essendo  $kh$  e  $kv$  rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale.

La spinta attiva risultante  $P_a$  risulta inclinata dell'angolo  $\delta$  sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale  $P_{AH}$  è pari a:

$$P_{AH} = P_a \cdot \cos \delta$$

mentre la componente verticale  $P_{AV}$  risulta:

$$P_{AV} = P_a \cdot \sin \delta$$

## 1.5.2 AZIONI VARIABILI

### 1.5.2.1 AZIONI DEL VENTO

La determinazione dell'azione del vento sui pannelli delle barriere antirumore parte dall'individuazione della velocità di riferimento  $v_{ref}$ . La velocità di riferimento è definita come il “valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria”. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno  $T_r$  pari a 50 anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%:

$$v_{ref} \rightarrow \begin{cases} T_R = 50 \text{ anni} \\ P(v > v_{ref}) = 0.02 \end{cases}$$

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, che tengano conto della scabrezza del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento, per località poste a quota inferiore di 1500 m sul livello del mare, tale velocità non dovrà essere assunta minore del valore fornito dalla seguente espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s < 150 \text{ m s.l.m.}$$

- $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono parametri legati alla regione in cui è realizzata la barriera antirumore, i cui valori sono desumibili dalla Tabella seguente ed in funzione delle zone definite in Figura.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
<b>1</b>	<b>Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino, Alto</b>	<b>25</b>	<b>1000</b>	<b>0.010</b>

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

	<b>Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)</b>			
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	2/	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

Tabella 3: Parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$



**Figura 2: Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano  
(Il riquadro in rosso indicata la zona in oggetto)**

#### 1.5.2.1.1 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione esercitata dal vento sui pannelli delle barriere antirumore è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

- $q_b$  è la pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aereodinamico), funzione della tipologia e della geometria della barriera antirumore e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- $c_d$  è il coefficiente con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

#### 1.5.2.1.2 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  ( $N/m^2$ ) è data dall’espressione:

$$q = \frac{v_{ref}^2}{1.6}$$

$v_{ref}$  è la velocità di riferimento del vento associata ad un tempo di ritorno di 50 anni e definita come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria);

Per ottenere la pressione cinetica di riferimento  $q_b$  in  $N/m^2$  è necessario inserire la velocità di riferimento  $v_{ref}$  in m/s.

#### 1.5.2.1.3 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il valore della velocità di riferimento del vento, legata a considerazioni di macro zonizzazione, va calibrato per tenere conto degli effetti locali (topografia ed esposizione) del sito dove è posta la barriera antirumore e della distanza dal suolo della barriera antirumore stessa.

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l’effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la barriera, per altezze dal suolo non maggiori di 200 m, il coefficiente di esposizione può essere ottenuto con la formula:

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

- $k_r$  parametro funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la barriera antirumore;
- $z_0$  parametro funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la barriera antirumore;
- $z_{min}$  parametro funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la barriera antirumore;
- $c_t$  il coefficiente di topografia, funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito ove sorge la barriera antirumore.

Categoria di esposizione del sito	$k_r$ [-]	$Z_0$ [m]	$Z_{min}$ [m]
I	0.17	0.01	2
<b>II</b>	<b>0.19</b>	<b>0.05</b>	<b>4</b>
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

Tabella 4: Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione  $c_e$

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la barriera antirumore e della classe di rugosità del terreno definita in Tabella 5. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Classe di rugosità dei terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 1 km
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	<b>Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi, .... )</b>
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica dei terreno. Affinché una barriera antirumore possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla struttura di mitigazione acustica per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della	

barriera antirumore. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Tabella 5: Classi di rugosità del terreno

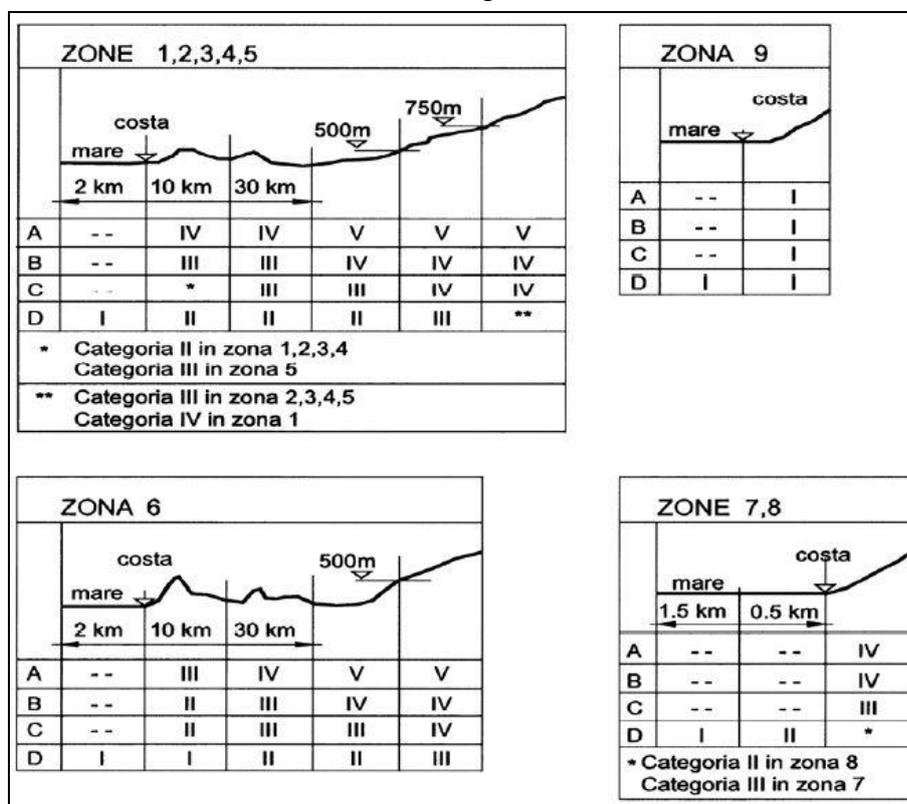


Figura 3: Definizione delle categorie di esposizione

#### 1.5.2.1.4 COEFFICIENTE DI FORMA

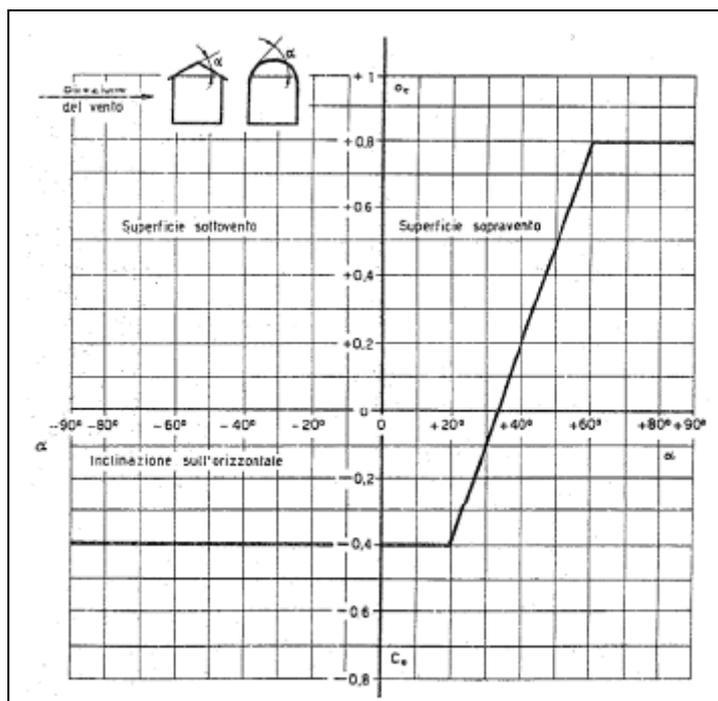
In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si adottano i valori deducibili dalla figura.

Avendo la barriera antirumore un'inclinazione sull'orizzontale  $\alpha=90^\circ \geq 60^\circ$ , si assume:

- Sopravento = +0.8 p c

- sottovento = -0.4 p c

Nei calcoli è stato assunto: = +1.2



**Figura 1: Valori assunti da  $c_{pe}$  al variare di  $\alpha$**

#### 1.5.2.1.5 COEFFICIENTE DI TOPOGRAFIA

Nel caso di barriere antirumore poste sia in corrispondenza delle zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane della sommità di colline o di pendii isolati, si considera il coefficiente di topografia  $c_t$  posto di regola pari a 1.0 (NTC § 3.3.7).

#### 1.5.2.1.6 PRESSIONE DEL VENTO ASSUNTA NEI CALCOLI

In relazione alle formule riportate nei paragrafi precedenti, nella definizione della pressione del vento, è stato assunta l'opera ricadente in Zona 1, Classe di rugosità D e categoria di esposizione II.

Il calcolo è riassunto in tabella.

Regione	Veneto
Zona	1
$V_{b,0}$	25 m/s
$k_a$	0,01
$a_0$	1000 m
$a_s$	450 m
$v_b$	25 m/s

$q_b$	391.20 kg/m <sup>2</sup>
Classe	D (aree prive di ostacoli)
Categoria esposizione	II
$k_r$	0.19
$z_{min}$	4 m
$Z_0$	0.05 m
$c_t$	1
$c_e$	1.801
$c_p$	1.20
$p$	0.86 KN/m <sup>2</sup> a favore di sicurezza 1.00 KN/m <sup>2</sup>

### 1.5.2.2 AZIONI DELLA NEVE DINAMICA

Per quanto riguarda il carico dinamico causato dalla rimozione della neve, sapendo che il carico applicato ai pannelli è di 15 KN applicato ad 1.50 m dal piano stradale ed agente su una superficie 2x2 m (UNI EN 1794-1 Appendice E), come riportato dalla figura seguente, si applica sull'elemento verticale della barriera una forza orizzontale pari a  $F_H = 15$  KN.

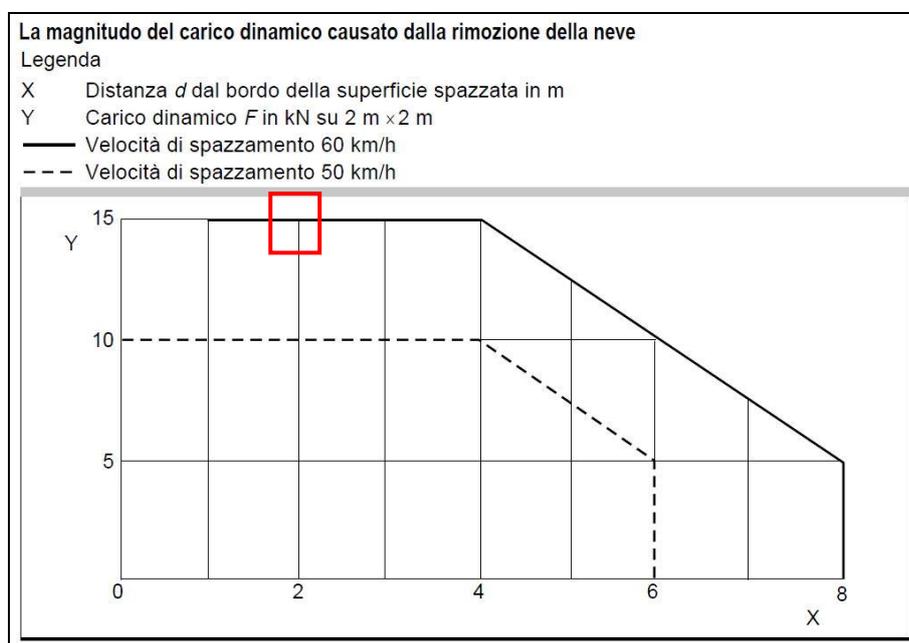


Figura 2: Valori del carico dinamico causato dalla rimozione della neve

### 1.5.2.3 AZIONE SISMICA

Nella combinazione di carico sismica, a causa della piccola massa delle barriere, delle stesse

strutture e dell’accelerazioni previste (zona 3), si riscontrano valori delle sollecitazioni e delle deformazioni trascurabili rispetto alle altre condizioni di carico elementari.

Si ritiene quindi di non riportare i tabulati corrispondenti alle combinazioni di carico sismico.

### 1.6 CRITERI DI VERIFICA E COMBINAZIONI DI CARICO STRUTTURA

Il progetto e la verifica della struttura in questione è stata eseguita mediante il metodo degli “*Stati Limite*”, verificando:

1. Combinazioni fondamentale SLU:

Combinazione	Permanenti		Vento		Neve	
	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$
-	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$
SLU 1	1,3	1,0	1,5	1,0	1,5	0,0
SLU 2	1,3	1,0	1,5	0,0	1,5	1,0

Tabella 6: Coefficienti per le combinazioni agli SLU

2. Combinazioni SLE:

Combinazione	Permanenti		Vento		Neve	
	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$
-	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$
Rara	1,0	1,0	1,0	0,6	1,0	0,5
Frequente	1,0	1,0	1,0	0,2	1,0	0,2
Q. permanente	1,0	1,0	1,0	0,0	1,0	0,0

Tabella 7: Coefficienti per le combinazioni agli SLE

Le verifiche agli stati limite sono state eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che agiscono sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3 delle Norme Tecniche 2008.

I carichi agenti sulla struttura sono riportati di seguito:

- Carico da vento  $Q_v = p \cdot i = 1,00 \cdot 2,00 = 2,00$  KN/m
- Carico da neve dinamico  $F_H = 15$  KN.

Si riportano le condizioni di carico:

Combinazione	Vento	Neve
-	[kN/m]	[kN]
SLU 1	3,00	11,25
SLU 2	1,80	22,50
SLE 1	2,00	7,50
SLE 2	1,20	15,00

Tabella 8: Coefficienti per le combinazioni agli SLU

Si inserisco immagini il modello strutturale:

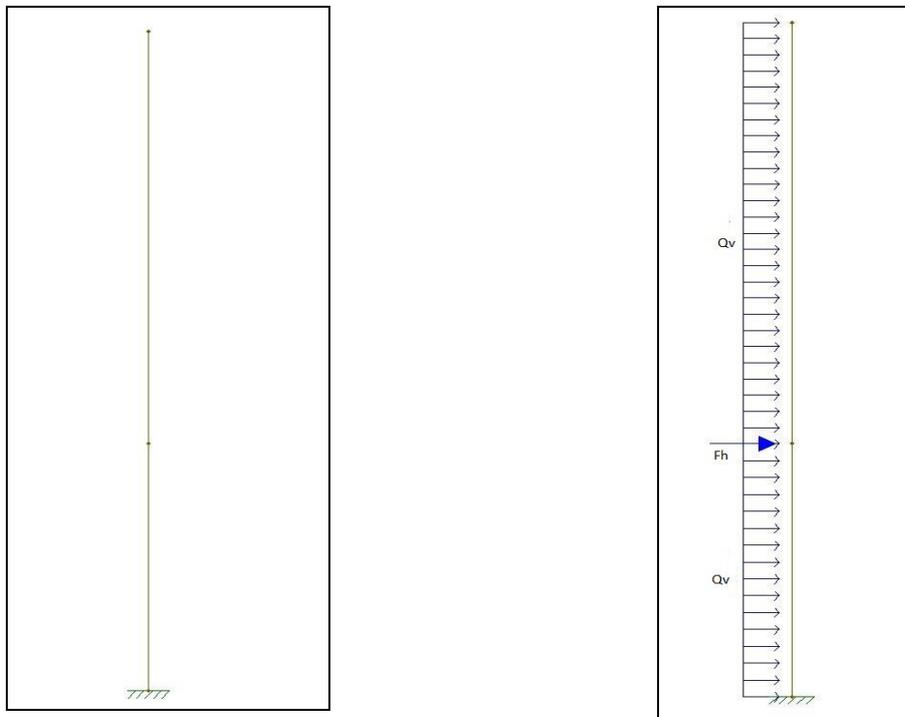


Figura 3: Immagini del modello strutturale

### 1.7 VERIFICHE STRUTTURA

Si riportano i tabulati delle verifiche effettuate sulle sezioni di progetto:

1. Sollecitazioni agenti nelle strutture e valori resistenti.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Barriera H	Tipologia profilo	SLU 1		SLU 2		SLU - resistente		Verifica
		M	V	M	V	M <sub>Rd</sub>	V <sub>Rd</sub>	
[m]	-	[KNm]	[KN]	[KNm]	[KN]	[KNm]	[KN]	-
3.00	HEB 180	30,5	20,3	41,8	27,9	126,1	306,1	OK
4.00	HEB 200	40,9	23,3	48,1	29,7	168,3	375,0	OK
5.00	HEB 200	53,0	26,5	55,5	31,5	168,3	375,0	OK

Tabella 9: Riepilogo delle verifiche strutturali (SLU)

Le verifiche risultano tutte soddisfatte:  $M \leq M_{Rd}$ ,  $V \leq V_{Rd}$ .

2. Valori delle deformazioni e limiti di deformabilità.

Barriera H	Tipologia profilo	f1 - SLE	f2 - SLE	fmax	-
[m]	-	[mm]	[mm]	[mm]	-
3,00	HEB 180	5,30	7,00	10,00	OK
4,00	HEB 200	8,08	8,42	13,33	OK
5,00	HEB 200	14,7	16,5	16,6	OK

Tabella 10: Riepilogo delle verifiche strutturali (SLE)

Le verifiche risultano tutte soddisfatte:  $M \leq M_{Rd}$ ,  $V \leq V_{Rd}$ .

Si riportano a titolo di esempio le immagini delle sollecitazioni M, V e delle deformazioni f:

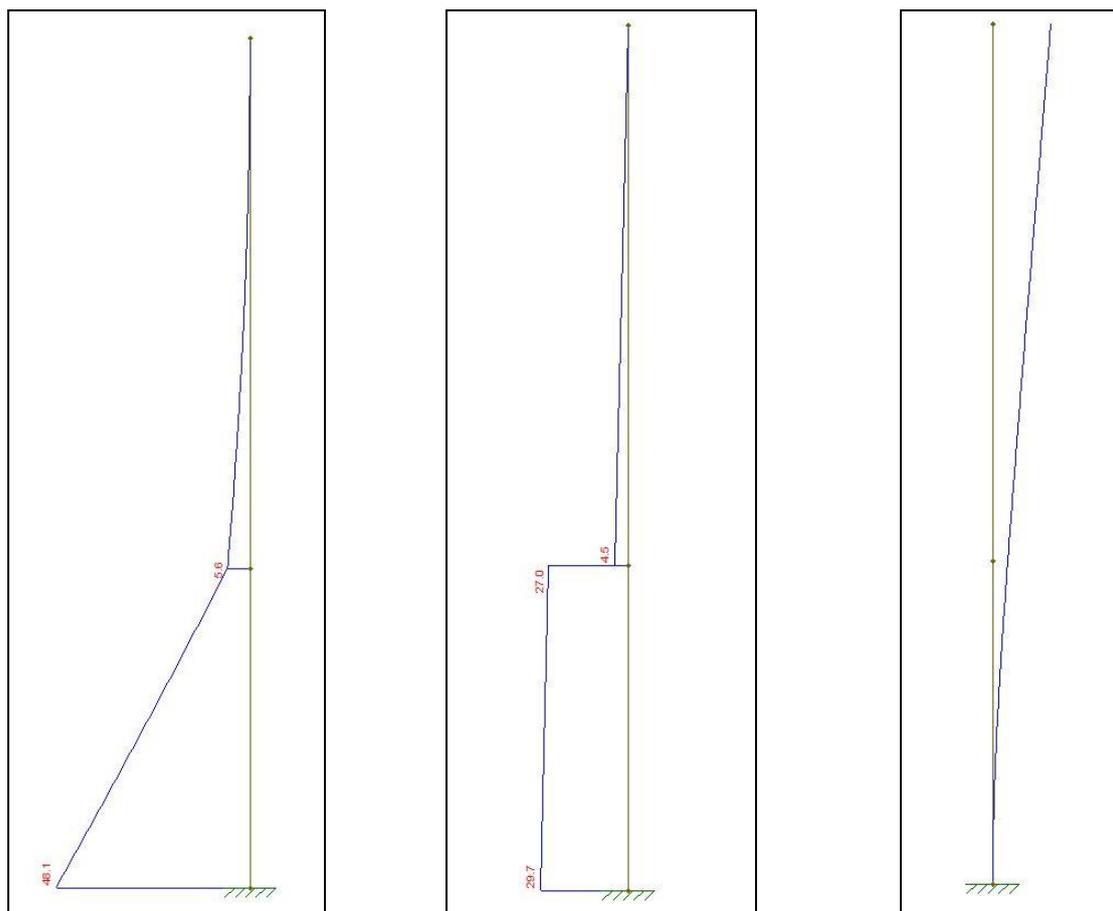


Figura 4: Immagini delle sollecitazioni e delle deformazioni

<b>ACCIAIO - Progetto giunto di base</b>			
<b>Descrizione generale</b>			
Verifiche collegamento del giunto di base colonna HEB 180 - fondazione			
<b>Azioni di calcolo</b>			
Sforzo normale di progetto, $N_{Ed}$		2,20	KN
Taglio di progetto, $V_{Ed}$		27,90	KN
Momento flettente di progetto, $M_{Ed}$		41,80	KNm
<b>Caratteristiche materiali</b>			
COLONNA			
Tipologia acciaio colonna		S275	
Tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}$		275	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura, $f_{tk}$		430	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni, $\gamma_{M0}$		1,05	
Coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni (bulloni), $\gamma_{M2}$		1,25	
Tipo di profilato	HEB	180	
base del profilato, b		180	mm
altezza del profilato, h		180	mm
spessore delle ali, $t_f$		14,0	mm
spessore dell'anima, $t_w$		8,5	mm
raggio di raccordo tra anima ed ala, r		15	mm

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

SALDATURE			
Lunghezza saldatura ala esterna, $l_1$		160	mm
lunghezza saldatura ala interna, $l'_1$		70	mm
lunghezza saldatura d'anima, $l_2$		120	mm
spessore cordone, $s_1$		8,00	mm
spessore cordone, $s_2$		8,00	mm
sezione di gola, $a_1$		5,66	mm
sezione di gola, $a_2$		5,66	mm
coefficiente in funzione del materiale, $\beta_1$		0,70	
coefficiente in funzione del materiale, $\beta_2$		0,85	
Area della sezione resistente della saldatura, $A_w$		4752	mm <sup>2</sup>
Momento di inerzia baricentrico rispetto ad y della sezione resistente della saldatura			
$I_{y,w}$		28591210	mm <sup>4</sup>
Massimo stato tensionale agente sui due cordoni :			
<u>Cordone 1</u>			
$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_w} + \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,w}} \cdot \frac{h + a_1}{2}$		121,56	N/mm <sup>2</sup>
$\frac{\sqrt{n_{\perp}^2}}{\beta_1 \cdot f_{yk}} \leq 1$		0,63	$\leq 1$
La verifica risulta soddisfatta.		OK	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

<b>Cordone 2</b>				
$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_w} + \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,w}} \cdot \frac{l_2}{2}$			88,18	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{//} = \frac{V_{z,Ed}}{2 \cdot a_2 \cdot l_2}$			20,55	N/mm <sup>2</sup>
$\frac{\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{//}^2}}{\beta_1 \cdot f_{yk}} \leq 1$			0,47	≤1
La verifica risulta soddisfatta.			OK	
$\frac{ n_{\perp}  +  \tau_{//} }{\beta_2 \cdot f_{yk}} \leq 1$			0,47	≤1
La verifica risulta soddisfatta.			OK	
<b>BULLONI</b>				
Tipologia bulloni			M24	
Diametro, d			24	mm
Diametro foro, d <sub>0</sub>			25,5	mm
Area resistente, A <sub>res</sub>			353	mm <sup>2</sup>
Classe bulloni			10,9	
Tensione di snervamento, f <sub>yb</sub>			900	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di rottura, f <sub>tb</sub>			1000	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di progetto a trazione, f <sub>t,Rd</sub>			720	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di progetto a taglio, f <sub>v,Rd</sub>			400	N/mm <sup>3</sup>
Resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone :				
$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$			141,20	KN
Resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone (per snervamento dell'acciaio) :				
$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$			254,16	KN
<b>TIRAFONDI</b>				
Tipologia acciaio			B 450C	
Tensione caratteristica di snervamento, f <sub>yk</sub>			450	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo dell'acciaio, f <sub>yd</sub>			391	N/mm <sup>2</sup>
Numero dei tirafondi, n			4	
Diametro dei tirafondi, φ			25	mm
la tipologia dei tirafondi adottati è :			con piastra di estremità	
Lunghezza del tirafondo, l <sub>t</sub>			450	mm
Distanza del tirafondo dal lembo esterno del cordolo in c.a., a			100	mm
Raggio del piatto di ancoraggio o del bolzone, r			75	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

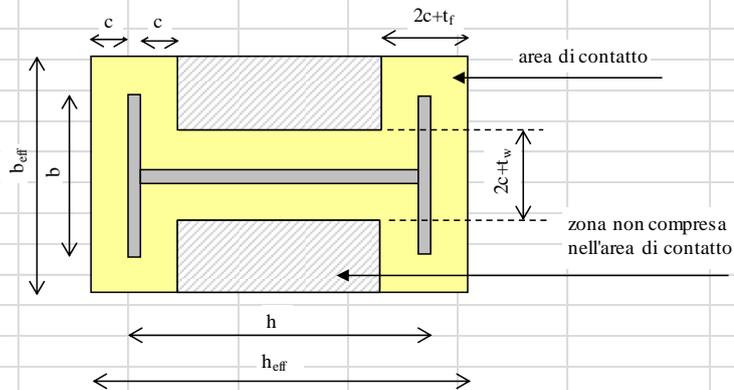
CORDOLO IN C.A. E LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO				
Tipologia di calcestruzzo			C 25/30	
Resistenza caratteristica a compressione su cubi, $R_{ck}$			30,00	N/mm <sup>2</sup>
resistenza cilindrica, $f_{ck}$			24,90	N/mm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo, $f_{cd}$				
$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$			14,11	N/mm <sup>2</sup>
resistenza media a trazione semplice, $f_{ctm}$				
$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$			2,56	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione semplice, $f_{ctk}$				
$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm}$			1,79	N/mm <sup>2</sup>
resistenza tangenziale caratteristica, $f_{bk}$				
$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$			4,03	N/mm <sup>2</sup>
tensione tangenziale di aderenza, $f_{bd}$				
$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$			2,69	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza allo sfilamento del tirafondo				
$N_{Rd,t} = \frac{f_{bd}}{(1 + \frac{\phi}{a})^2} \cdot \pi \cdot \phi \cdot (l_t + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_{t1})$			295	KN
Sforzo di sfilamento di progetto per ogni singolo bullone				
$N_{Ed,f} = \frac{M_{Ed}}{n \cdot b_f}$			38,70	KN
Deve risultare :				
$\frac{N_{Ed,f}}{N_{Rd}} \leq 1$			0,13	≤1
La verifica risulta soddisfatta.			OK	
CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL GIUNTO				
Coefficiente di giunto, $\beta_j$			0,67	
coefficiente di concentrazione, $k_j$			1,00	
resistenza di progetto del giunto, $f_j$				
$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$			9,41	N/mm <sup>2</sup>

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

CALCOLO AREA EFFETTIVA DI CONTATTO DELLA PIASTRA DI BASE

La pressione che la piastra di base esercita sul cordolo in c.a. è distribuita sulla superficie depurata dalle zone non collaboranti.

L'area efficace di contatto è quella di larghezza "c" intorno al profilo; la larghezza "c" viene determinata in modo che la piastra sia automaticamente verificata nei confronti della flessione provocata dalle tensioni di compressione sul cordolo.



Tipologia acciaio piastra	S275	
Tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}$	275	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura, $f_{tk}$	430	N/mm <sup>2</sup>
Base della piastra, B	350	mm
altezza della piastra, H	400	mm
spessore piastra, t	15	mm
piastra con irrigidimenti di rinforzo (stiffener)	SI	
spessore delle nervature, $s_n$	10	mm
altezza delle nervature, $h_n$	150	mm
Larghezza aggiuntiva, c		
$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}}}$	45,70	mm
larghezza efficace, $b_{eff}$	271	mm
altezza efficace, $h_{eff}$	271	mm
area efficace di contatto, $A_{eff}$	105489	mm <sup>2</sup>

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Lo sforzo normale ultimo di trazione ( $N_u$ ) fornito dai tirafondi è il valore minimo tra la resistenza a trazione del bullone stesso e la resistenza di aderenza con il supporto in cls.		
$F_{t,Rd} = R_{t,Rd}$		254,16 KN
$R_{a,Rd} = \frac{\pi \cdot \phi \cdot f_{bd} \cdot l_t}{\gamma_{M2}}$		75,95 KN
resistenza a trazione del singolo bullone è il valore minimo, $N_{ud}$		
		75,95 KN
resistenza ultima a trazione dei tirafondi ( $n_t$ = tirafondi soggetta trazione)		
$R_{td} = N_{ud} \cdot n_t$		151,89 KN
resistenza ultima a compressione sul cordolo in c.a.		
$R_{cd} = R_{td} - N_{Ed}$		149,69 KN
Le tensioni di compressione di valore massimo $f_j$ sono distribuite su una lunghezza $x$		
$x = \frac{R_{cd}}{f_j \cdot b_{eff}}$		58,64 mm
Braccio della risultante delle trazioni rispetto al baricentro della piastra.		
$x_1 = \frac{H - 2 \cdot e_1}{2}$		135 mm
Braccio della coppia interna		
$x_2 = (H - e_1) - \frac{H - h_{eff}}{2} - \frac{x}{2}$		370 mm
Momento resistente del giunto (equilibrio alla rotazione attorno al baricentro)		
$M_{Rd} = N_{Ed} \cdot x_1 + R_{cd} \cdot x_2$		55,68 mm
Deve risultare :		
$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$		0,75 $\leq$ 1
La verifica risulta soddisfatta.		OK
<b>VERIFICA A FLESSIONE DELLA PIASTRA</b>		
Avendo rispettato la arghezza efficace "c", la pianta risulta automaticamente verificata nei confronti della flessione generata dalle tensioni di compressione nel C.A.		
La verifica verrà pertanto condotta considerando solamente la flessione generata dalle trazioni nei tirafondi.		
	Calcolo delle sollecitazioni	
	Distanza, $d'$	45 mm
	Sollecitazione :	
	Tagliante, $V_{Ed,d'} = R_{td}$	151,89 KN
	Flettente, $M_{Ed,d'} = R_{td} \cdot d'$	6835,10 KNm
Area di taglio, $A_v$		
		8250 mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a taglio		
$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$		1247 KN
Si verifica		
$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 0,5$		0,12 $\leq$ 0,5
Si trascura l'influenza del taglio		

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Asse principale della piastra			206,25	
Modulo resistente plastico, $W_{pl}$			201094	mm <sup>3</sup>
Resistenza di calcolo a flessione considerando o no l'influenza del taglio				
$M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$			52667	KNmm
Verifica a flessione della piastra				
$\frac{M_{Ed,d'}}{M_{c,Rd}} \leq 1$			0,13	$\leq 1$
La verifica risulta soddisfatta.			OK	
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA				
Posizione dei fori per unioni bullonate				
$\alpha = \min\left\{\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1\right\}$			0,85	
$k = \min\left\{\frac{2,8 \cdot e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right\}$			2,50	
Resistenza di calcolo a rifollamento :				
$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$			263	KN
Azione tagliante sul singolo bullone				
$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n}$			6,98	KN
Verifica a rifollamento della piastra				
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1$			0,03	$\leq 1$
La verifica risulta soddisfatta.			OK	
VERIFICA DI RESISTENZA DELLA PIASTRA				
Verifica nel caso di presenza combinata di taglio e trazione :				
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$			0,26	$\leq 1$
La verifica risulta soddisfatta.			OK	

<b>ACCIAIO - Progetto giunto di base</b>			
<b>Descrizione generale</b>			
Verifiche collegamento del giunto di base colonna HEB 200 - fondazione			
<b>Azioni di calcolo</b>			
Sforzo normale di progetto, $N_{Ed}$		2,20	KN
Taglio di progetto, $V_{Ed}$		29,70	KN
Momento flettente di progetto, $M_{Ed}$		48,10	KNm
<b>Caratteristiche materiali</b>			
COLONNA			
Tipologia acciaio colonna		S275	
Tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}$		275	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura, $f_{tk}$		430	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni, $\gamma_{M0}$		1,05	
Coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni (bulloni), $\gamma_{M2}$		1,25	
Tipo di profilato	HEB	200	
base del profilato, b		200	mm
altezza del profilato, h		200	mm
spessore delle ali, $t_f$		15,0	mm
spessore dell'anima, $t_w$		9,0	mm
raggio di raccordo tra anima ed ala, r		18	mm

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

SALDATURE			
Lunghezza saldatura ala esterna, $l_1$		180	mm
lunghezza saldatura ala interna, $l'_1$		75	mm
lunghezza saldatura d'anima, $l_2$		130	mm
spessore cordone, $s_1$		8,00	mm
spessore cordone, $s_2$		8,00	mm
sezione di gola, $a_1$		5,66	mm
sezione di gola, $a_2$		5,66	mm
coefficiente in funzione del materiale, $\beta_1$		0,70	
coefficiente in funzione del materiale, $\beta_2$		0,85	
Area della sezione resistente della saldatura, $A_w$		5204	mm <sup>2</sup>
Momento di inerzia baricentrico rispetto ad y della sezione resistente della saldatura			
$I_{y,w}$		39289655	mm <sup>4</sup>
Massimo stato tensionale agente sui due cordoni :			
<u>Cordone 1</u>			
$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_w} + \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,w}} \cdot \frac{h + a_1}{2}$		114,07	N/mm <sup>2</sup>
$\frac{\sqrt{n_{\perp}^2}}{\beta_1 \cdot f_{yk}} \leq 1$		0,59	$\leq 1$
La verifica risulta soddisfatta.		OK	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

<b>Cordone 2</b>				
$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_w} + \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,w}} \cdot \frac{l_2}{2}$			80,00	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{//} = \frac{V_{z,Ed}}{2 \cdot a_2 \cdot l_2}$			20,19	N/mm <sup>2</sup>
$\frac{\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{//}^2}}{\beta_1 \cdot f_{yk}} \leq 1$			0,43	≤1
La verifica risulta soddisfatta.			OK	
$\frac{ n_{\perp}  +  \tau_{//} }{\beta_2 \cdot f_{yk}} \leq 1$			0,43	≤1
La verifica risulta soddisfatta.			OK	
<b>BULLONI</b>				
Tipologia bulloni			M24	
Diametro, d			24	mm
Diametro foro, d <sub>0</sub>			25,5	mm
Area resistente, A <sub>res</sub>			353	mm <sup>2</sup>
Classe bulloni			10,9	
Tensione di snervamento, f <sub>yb</sub>			900	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di rottura, f <sub>tb</sub>			1000	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di progetto a trazione, f <sub>t,Rd</sub>			720	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di progetto a taglio, f <sub>v,Rd</sub>			400	N/mm <sup>3</sup>
Resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone :				
$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$			141,20	KN
Resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone (per snervamento dell'acciaio) :				
$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$			254,16	KN
<b>TIRAFONDI</b>				
Tipologia acciaio			B 450C	
Tensione caratteristica di snervamento, f <sub>yk</sub>			450	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo dell'acciaio, f <sub>yd</sub>			391	N/mm <sup>2</sup>
Numero dei tirafondi, n			6	
Diametro dei tirafondi, φ			25	mm
la tipologia dei tirafondi adottati è :			con piastra di estremità	
Lunghezza del tirafondo, l <sub>t</sub>			450	mm
Distanza del tirafondo dal lembo esterno del cordolo in c.a., a			100	mm
Raggio del piatto di ancoraggio o del bolzone, r			75	

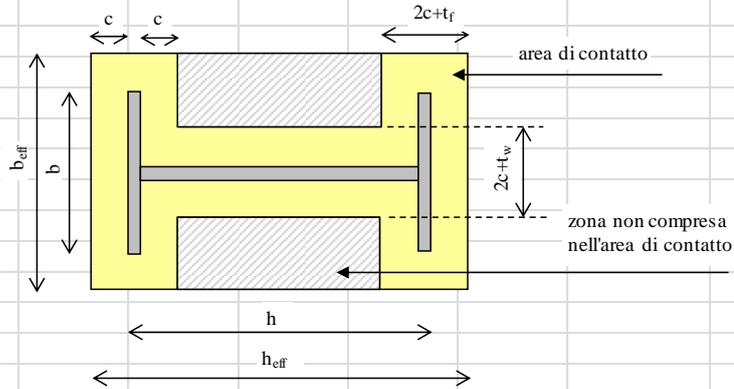
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

CORDOLO IN C.A. E LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO				
Tipologia di calcestruzzo			C 25/30	
Resistenza caratteristica a compressione su cubi, $R_{ck}$			30,00	N/mm <sup>2</sup>
resistenza cilindrica, $f_{ck}$			24,90	N/mm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo, $f_{cd}$				
$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$			14,11	N/mm <sup>2</sup>
resistenza media a trazione semplice, $f_{ctm}$				
$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$			2,56	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione semplice, $f_{ctk}$				
$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm}$			1,79	N/mm <sup>2</sup>
resistenza tangenziale caratteristica, $f_{bk}$				
$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$			4,03	N/mm <sup>2</sup>
tensione tangenziale di aderenza, $f_{bd}$				
$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$			2,69	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza allo sfilamento del tirafondo				
$N_{Rd,t} = \frac{f_{bd}}{(1 + \frac{\phi}{a})^2} \cdot \pi \cdot \phi \cdot (l_t + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_{t1})$			295	KN
Sforzo di sfilamento di progetto per ogni singolo bullone				
$N_{Ed,f} = \frac{M_{Ed}}{n \cdot b_f}$			29,69	KN
Deve risultare :				
$\frac{N_{Ed,f}}{N_{Rd}} \leq 1$			0,10	≤1
La verifica risulta soddisfatta.			OK	
CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL GIUNTO				
Coefficiente di giunto, $\beta_j$			0,67	
coefficiente di concentrazione, $k_j$			1,00	
resistenza di progetto del giunto, $f_j$				
$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$			9,41	N/mm <sup>2</sup>

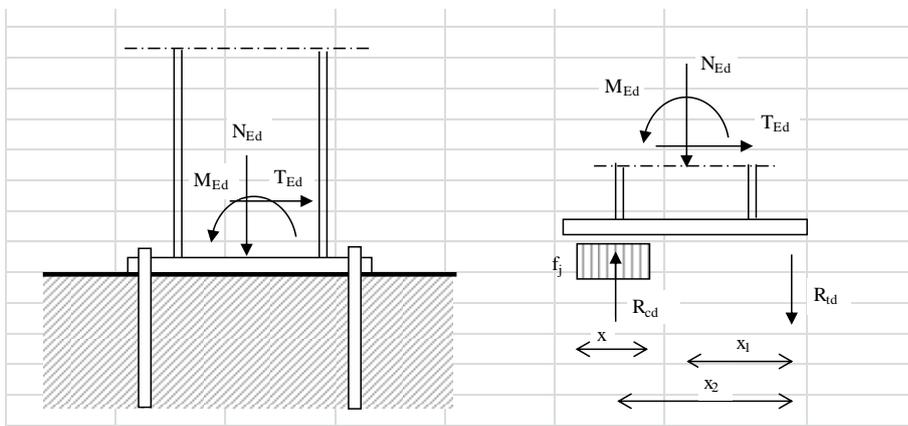
**CALCOLO AREA EFFETTIVA DI CONTATTO DELLA PIASTRA DI BASE**

La pressione che la piastra di base esercita sul cordolo in c.a. è distribuita sulla superficie depurata dalle zone non collaboranti.

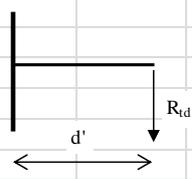
L'area efficace di contatto è quella di larghezza "c" intorno al profilo; la larghezza "c" viene determinata in modo che la piastra sia automaticamente verificata nei confronti della flessione provocata dalle tensioni di compressione sul cordolo.



Tipologia acciaio piastra	S275	
Tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}$	275	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura, $f_{tk}$	430	N/mm <sup>2</sup>
Base della piastra, B	350	mm
altezza della piastra, H	400	mm
spessore piastra, t	15	mm
piastra con irrigidimenti di rinforzo (stiffener)	SI	
spessore delle nervature, $s_n$	10	mm
altezza delle nervature, $h_n$	150	mm
Larghezza addizionale, c		
$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}}}$	45,70	mm
larghezza efficace, $b_{eff}$	291	mm
altezza efficace, $h_{eff}$	291	mm
area efficace di contatto, $A_{eff}$	112977	mm <sup>2</sup>



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

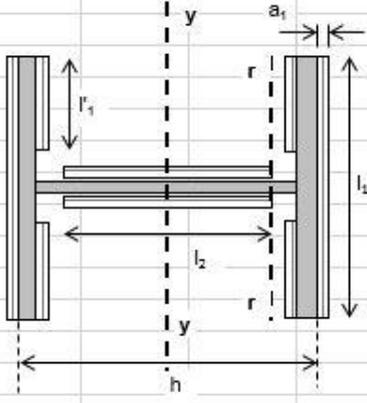
Lo sforzo normale ultimo di trazione ( $N_u$ ) fornito dai tirafondi è il valore minimo tra la resistenza a trazione del bullone stesso e la resistenza di aderenza con il supporto in cls.		
$F_{t,Rd} = R_{t,Rd}$		254,16 KN
$R_{a,Rd} = \frac{\pi \cdot \phi \cdot f_{bd} \cdot l_t}{\gamma_{M2}}$		75,95 KN
resistenza a trazione del singolo bullone è il valore minimo, $N_{ud}$		
		75,95 KN
resistenza ultima a trazione dei tirafondi ( $n_t$ = tirafondi soggetta trazione)		
$R_{td} = N_{ud} \cdot n_t$		227,84 KN
resistenza ultima a compressione sul cordolo in c.a.		
$R_{cd} = R_{td} - N_{Ed}$		225,64 KN
Le tensioni di compressione di valore massimo $f_j$ sono distribuite su una lunghezza $x$		
$x = \frac{R_{cd}}{f_j \cdot b_{eff}}$		82,32 mm
Braccio della risultante delle trazioni rispetto al baricentro della piastra.		
$x_1 = \frac{H - 2 \cdot e_1}{2}$		135 mm
Braccio della coppia interna		
$x_2 = (H - e_1) - \frac{H - h_{eff}}{2} - \frac{x}{2}$		348 mm
Momento resistente del giunto (equilibrio alla rotazione attorno al baricentro)		
$M_{Rd} = N_{Ed} \cdot x_1 + R_{cd} \cdot x_2$		78,85 mm
Deve risultare :		
$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$		0,61 $\leq$ 1
La verifica risulta soddisfatta.		OK
<b>VERIFICA A FLESSIONE DELLA PIASTRA</b>		
Avendo rispettato la arghezza efficace "c", la pianta risulta automaticamente verificata nei confronti della flessione generata dalle tensioni di compressione nel C.A.		
La verifica verrà pertanto condotta considerando solamente la flessione generata dalle trazioni nei tirafondi.		
	Calcolo delle sollecitazioni	
	Distanza, $d'$	35 mm
	Sollecitazione :	
	Tagliante, $V_{Ed,d'} = R_{td}$	227,84 KN
	Flettente, $M_{Ed,d'} = R_{td} \cdot d'$	7974,29 KNm
Area di taglio, $A_v$		
		8250 mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a taglio		
$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$		1247 KN
Si verifica		
$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 0,5$		0,18 $\leq$ 0,5
Si trascura l'influenza del taglio		

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Asse principale della piastra			206,25	
Modulo resistente plastico, $W_{pl}$			201094	mm <sup>3</sup>
Resistenza di calcolo a flessione considerando o no l'influenza del taglio				
$M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$			52667	KNmm
Verifica a flessione della piastra				
$\frac{M_{Ed,d'}}{M_{c,Rd}} \leq 1$			0,15	$\leq 1$
La verifica risulta soddisfatta.			OK	
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA				
Posizione dei fori per unioni bullonate				
$\alpha = \min\left\{\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1\right\}$			0,85	
$k = \min\left\{\frac{2,8 \cdot e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right\}$			2,50	
Resistenza di calcolo a rifollamento :				
$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$			263	KN
Azione tagliante sul singolo bullone				
$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n}$			4,95	KN
Verifica a rifollamento della piastra				
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1$			0,02	$\leq 1$
La verifica risulta soddisfatta.			OK	
VERIFICA DI RESISTENZA DELLA PIASTRA				
Verifica nel caso di presenza combinata di taglio e trazione :				
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$			0,25	$\leq 1$
La verifica risulta soddisfatta.			OK	

<b>ACCIAIO - Progetto giunto di base</b>			
<b>Descrizione generale</b>			
Verifiche collegamento del giunto di base colonna HEB 180 - fondazione			
<b>Azioni di calcolo</b>			
Sforzo normale di progetto, $N_{Ed}$		3,00	KN
Taglio di progetto, $V_{Ed}$		31,50	KN
Momento flettente di progetto, $M_{Ed}$		55,50	KNm
<b>Caratteristiche materiali</b>			
COLONNA			
Tipologia acciaio colonna		S275	
Tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}$		275	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura, $f_{tk}$		430	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni, $\gamma_{M0}$		1,05	
Coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni (bulloni), $\gamma_M$		1,25	
Tipo di profilato	HEB	200	
base del profilato, b		200	mm
altezza del profilato, h		200	mm
spessore delle ali, $t_f$		15,0	mm
spessore dell'anima, $t_w$		9,0	mm
raggio di raccordo tra anima ed ala, r		18	mm

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

SALDATURE			
			
Lunghezza saldatura ala esterna, $l_1$		160	mm
lunghezza saldatura ala interna, $l_1'$		70	mm
lunghezza saldatura d'anima, $l_2$		120	mm
spessore cordone, $s_1$		8,00	mm
spessore cordone, $s_2$		8,00	mm
sezione di gola, $a_1$		5,66	mm
sezione di gola, $a_2$		5,66	mm
coefficiente in funzione del materiale, $\beta_1$		0,70	
coefficiente in funzione del materiale, $\beta_2$		0,85	
Area della sezione resistente della saldatura, $A_w$		4752	mm <sup>2</sup>
Momento di inerzia baricentrico rispetto ad y della sezione resistente della saldatura			
$I_{y,w}$		34347436	mm <sup>4</sup>
Massimo stato tensionale agente sui due cordoni :			
<u>Cordone 1</u>			
$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_w} + \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,w}} \cdot \frac{h + a_1}{2}$		134,47	N/mm <sup>2</sup>
$\frac{\sqrt{n_{\perp}^2}}{\beta_1 \cdot f_{yk}} \leq 1$		0,70	$\leq 1$
La verifica risulta soddisfatta.		OK	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

<b>Cordone 2</b>				
$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_w} + \frac{M_{y,Ed}}{I_{yw}} \cdot \frac{l_2}{2}$			97,58	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{//} = \frac{V_{z,Ed}}{2 \cdot a_2 \cdot l_2}$			23,20	N/mm <sup>2</sup>
$\frac{\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{//}^2}}{\beta_1 \cdot f_{yk}} \leq 1$			0,52	≤ 1
La verifica risulta soddisfatta.			OK	
$\frac{ n_{\perp}  +  \tau_{//} }{\beta_2 \cdot f_{yk}} \leq 1$			0,52	≤ 1
La verifica risulta soddisfatta.			OK	
<b>BULLONI</b>				
Tipologia bulloni			M24	
Diametro, d			24	mm
Diametro foro, d <sub>0</sub>			25,5	mm
Area resistente, A <sub>res</sub>			353	mm <sup>2</sup>
Classe bulloni			10,9	
Tensione di snervamento, f <sub>td</sub>			900	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di rottura, f <sub>td</sub>			1000	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di progetto a trazione, f <sub>t,Rd</sub>			720	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di progetto a taglio, f <sub>v,Rd</sub>			400	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone :				
$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{td} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$			141,20	KN
Resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone (per snervamento dell'acciaio) :				
$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{td} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$			254,16	KN
<b>TIRAFONDI</b>				
Tipologia acciaio			B 450C	
Tensione caratteristica di snervamento, f <sub>yk</sub>			450	N/mm <sup>2</sup>
Tesistenza di calcolo dell'acciaio, f <sub>yd</sub>			391	N/mm <sup>2</sup>
Numero dei tirafondi, n			4	
Diametro dei tirafondi, φ			25	mm
la tipologia dei tirafondi adottati è :			con piastra di estremità	
Lunghezza del tirafondo , l			450	mm
Distanza del tirafondo dal lembo esterno del cordolo in c.a. , a			100	mm
Raggio del piatto di ancoraggio o del bolzone, r			75	

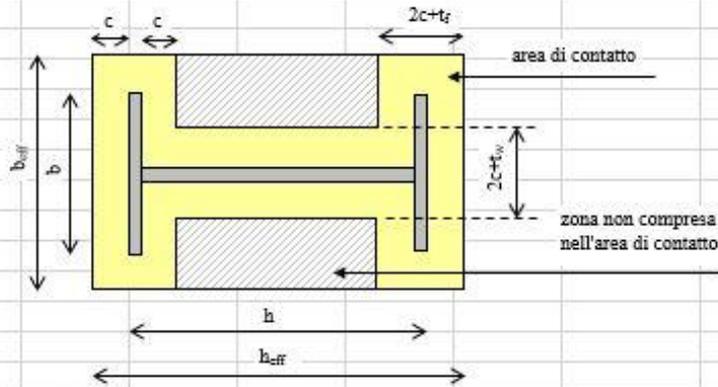
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

CORDOLO IN C.A. E LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO			
Tipologia di calcestruzzo		C 25/30	
Resistenza caratteristica a compressione su cubi, $R_{ck}$		30,00	N/mm <sup>2</sup>
resistenza cilindrica, $f_{ck}$		24,90	N/mm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo, $f_{cd}$			
$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$		14,11	N/mm <sup>2</sup>
resistenza media a trazione semplice, $f_{ctm}$			
$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$		2,56	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione semplice, $f_{ctk}$			
$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm}$		1,79	N/mm <sup>2</sup>
resistenza tangenziale caratteristica, $f_{bk}$			
$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$		4,03	N/mm <sup>2</sup>
tensione tangenziale di aderenza, $f_{bd}$			
$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$		2,69	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza allo sfilamento del tirafondo			
$N_{Rd,t} = \frac{f_{bd}}{\left(1 + \frac{\phi}{a}\right)^2} \cdot \pi \cdot \phi \cdot (l_t + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_{r1})$		295	KN
Sforzo di sfilamento di progetto per ogni singolo bullone			
$N_{Ed,f} = \frac{M_{Ed}}{n \cdot b_f}$		47,84	KN
Deve risultare :			
$\frac{N_{Ed,f}}{N_{Rd}} \leq 1$		0,16	≤1
La verifica risulta soddisfatta.		OK	
CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL GIUNTO			
Coefficiente di giunto, $\beta_j$		0,67	
coefficiente di concentrazione, $k_j$		1,00	
resistenza di progetto del giunto, $f_j$			
$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$		9,41	N/mm <sup>2</sup>

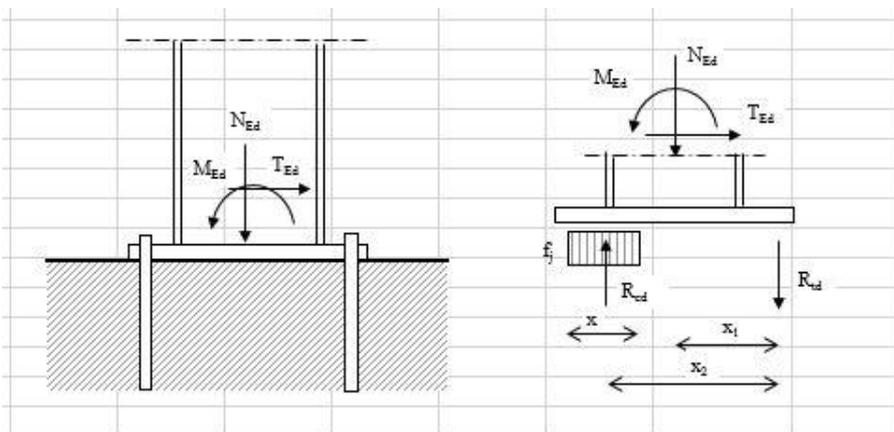
**CALCOLO AREA EFFETTIVA DI CONTATTO DELLA PIASTRA DI BASE**

La pressione che la piastra di base esercita sul cordolo in c.a. è distribuita sulla superficie depurata dalle zone non collaboranti.

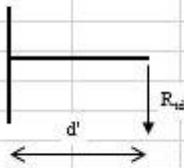
L'area efficace di contatto è quella di larghezza "c" intorno al profilo; la larghezza "c" viene determinata in modo che la piastra sia automaticamente verificata nei confronti della flessione provocata dalle tensioni di compressione sul cordolo.



Tipologia acciaio piastra	S275	
Tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}$	275	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura, $f_{tk}$	430	N/mm <sup>2</sup>
Base della piastra, B	350	mm
altezza della piastra, H	400	mm
spessore piastra, t	15	mm
piastra con irrigidimenti di rinforzo (stiffener)	SI	
spessore delle nervature, $s_n$	10	mm
altezza delle nervature, $h_n$	150	mm
Larghezza aggiuntiva, c		
$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{Mc}}}$	45,70	mm
larghezza efficace, $b_{eff}$	291	mm
altezza efficace, $h_{eff}$	291	mm
area efficace di contatto, $A_{eff}$	112977	mm <sup>2</sup>

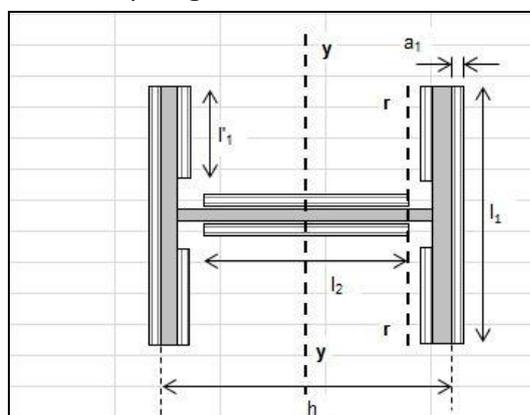


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Lo sforzo normale ultimo di trazione ( $N_{ud}$ ) fornito dai tirafondi è il valore minimo tra la resistenza a trazione del bullone stesso e la resistenza di aderenza con il supporto in cls.		
$F_{t,Rd} = R_{t,Rd}$		254,16 KN
$R_{a,Rd} = \frac{\pi \cdot \phi \cdot f_{bd} \cdot l_t}{\gamma_{M2}}$		75,95 KN
resistenza a trazione del singolo bullone è il valore minimo, $N_{ud}$		
resistenza ultima a trazione dei tirafondi ( $n_t$ = tirafondi soggetta trazione)		
$R_{td} = N_{ud} \cdot n_t$		151,89 KN
resistenza ultima a compressione sul cordolo in c.a.		
$R_{cd} = R_{td} - N_{Ed}$		148,89 KN
Le tensioni di compressione di valore massimo $f_j$ sono distribuite su una lunghezza $x$		
$x = \frac{R_{cd}}{f_j \cdot b_{eff}}$		54,32 mm
Braccio della risultante delle trazioni rispetto al baricentro della piastra.		
$x_1 = \frac{H - 2 \cdot e_1}{2}$		145 mm
Braccio della coppia interna		
$x_2 = (H - e_1) - \frac{H - h_{eff}}{2} - \frac{x}{2}$		372 mm
Momento resistente del giunto (equilibrio alla rotazione attorno al baricentro)		
$M_{Rd} = N_{Ed} \cdot x_1 + R_{cd} \cdot x_2$		55,84 mm
Deve risultare :		
$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$		0,99 $\leq$ 1
La verifica risulta soddisfatta.		OK
<b>VERIFICA A FLESSIONE DELLA PIASTRA</b>		
Avendo rispettato la arghezza efficace "c", la piastra risulta automaticamente verificata nei confronti della flessione generata dalle tensioni di compressione nel C.A.		
La verifica verrà pertanto condotta considerando solamente la flessione generata dalle trazioni nei tirafondi.		
		
Calcolo delle sollecitazioni		
Distanza, $d'$		45 mm
Sollecitazione :		
Tagliante, $V_{Ed,d'} = R_{td}$		151,89 KN
Flettente, $M_{Ed,d'} = R_{td} \cdot d'$		6835,10 KNm
Area di taglio, $A_v$		8250 mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a taglio		
$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$		1247 KN
Si verifica		
$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 0,5$		0,12 $\leq$ 0,5
Si trascura l'influenza del taglio		

Asse principale della piastra		206,25	
Modulo resistente plastico, $W_{pl}$		201094	mm <sup>3</sup>
Resistenza di calcolo a flessione considerando o no l'influenza del taglio			
$M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$		52667	KNmm
Verifica a flessione della piastra			
$\frac{M_{Ed,d}}{M_{c,Rd}} \leq 1$		0,13	$\leq 1$
La verifica risulta soddisfatta.		OK	
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA			
Posizione dei fori per unioni bullonate			
$\alpha = \min\left\{\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{f_{tb}}{f_t}, 1\right\}$		0,72	
$k = \min\left\{\frac{2,8 \cdot e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right\}$		2,50	
Resistenza di calcolo a rifollamento :			
$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$		223	KN
Azione tagliante sul singolo bullone			
$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n}$		7,88	KN
Verifica a rifollamento della piastra			
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1$		0,04	$\leq 1$
La verifica risulta soddisfatta.		OK	
VERIFICA DI RESISTENZA DELLA PIASTRA			
Verifica nel caso di presenza combinata di taglio e trazione :			
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$		0,27	$\leq 1$
La verifica risulta soddisfatta.		OK	

Si riportano all'interno della tabella seguente la verifica delle saldature tra montante e piastra di base, considerando le 2 tipologie di connessione:



PROFILO	L <sub>1</sub>	L' <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	Verifica
HEB180	160	70	120	41,8	27,9	OK
HEB200	180	75	130	55,5	31,5	OK

Tabella 11: Riepilogo delle verifiche strutturali (colonna-piastra)

- Lunghezza saldatura ala esterna, L<sub>1</sub>
- Lunghezza saldatura ala interna, L'<sub>1</sub>
- Lunghezza saldatura d'anima, L<sub>2</sub>

Si riepilogano la tipologia di connessione alla base:

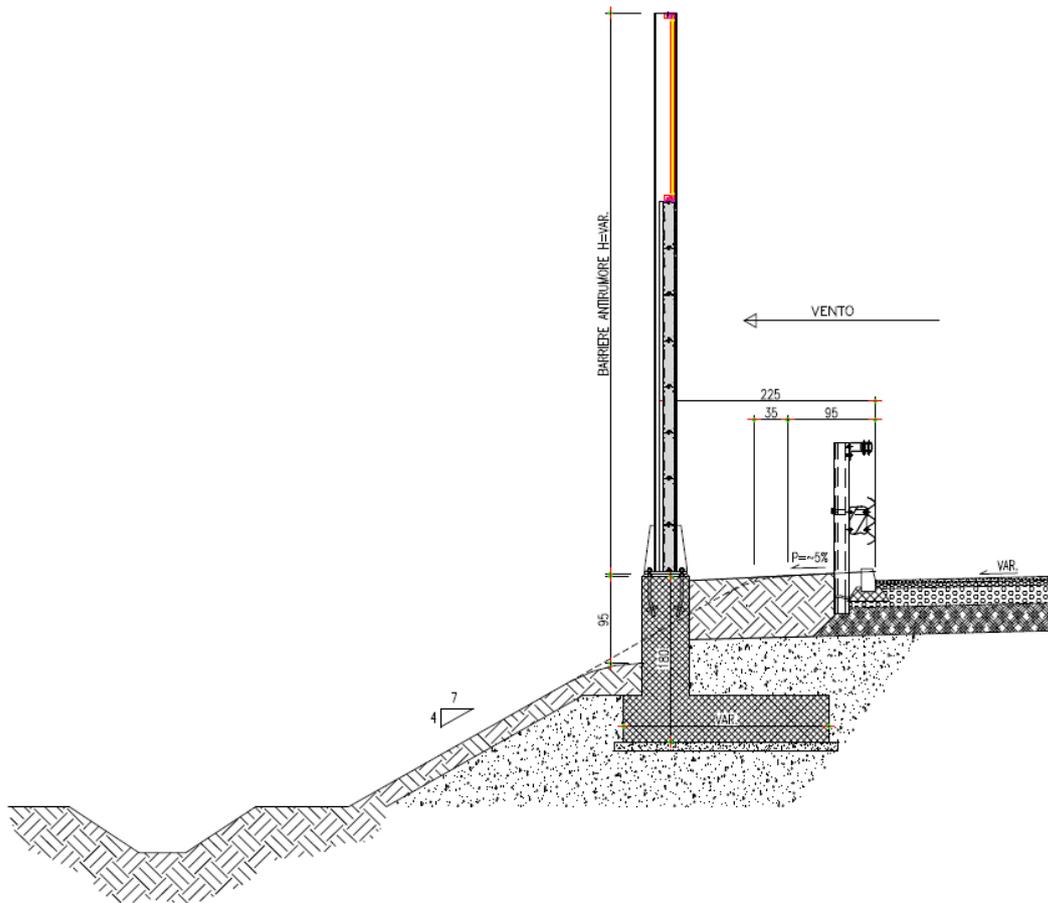
PROFILO	DIM. PIASTRA DI BASE	N° TIRAFONDI	IRRIGIDIMENTI
-	[mm]	-	[mm]
<b>HEB180</b>	400x350x15	4	150x110x10
<b>HEB200</b>	400x350x15	6	150x110x10

Tabella 12: Riepilogo delle dimensioni delle piastre di base

### 1.8 TIPOLOGICI FONDAZIONE

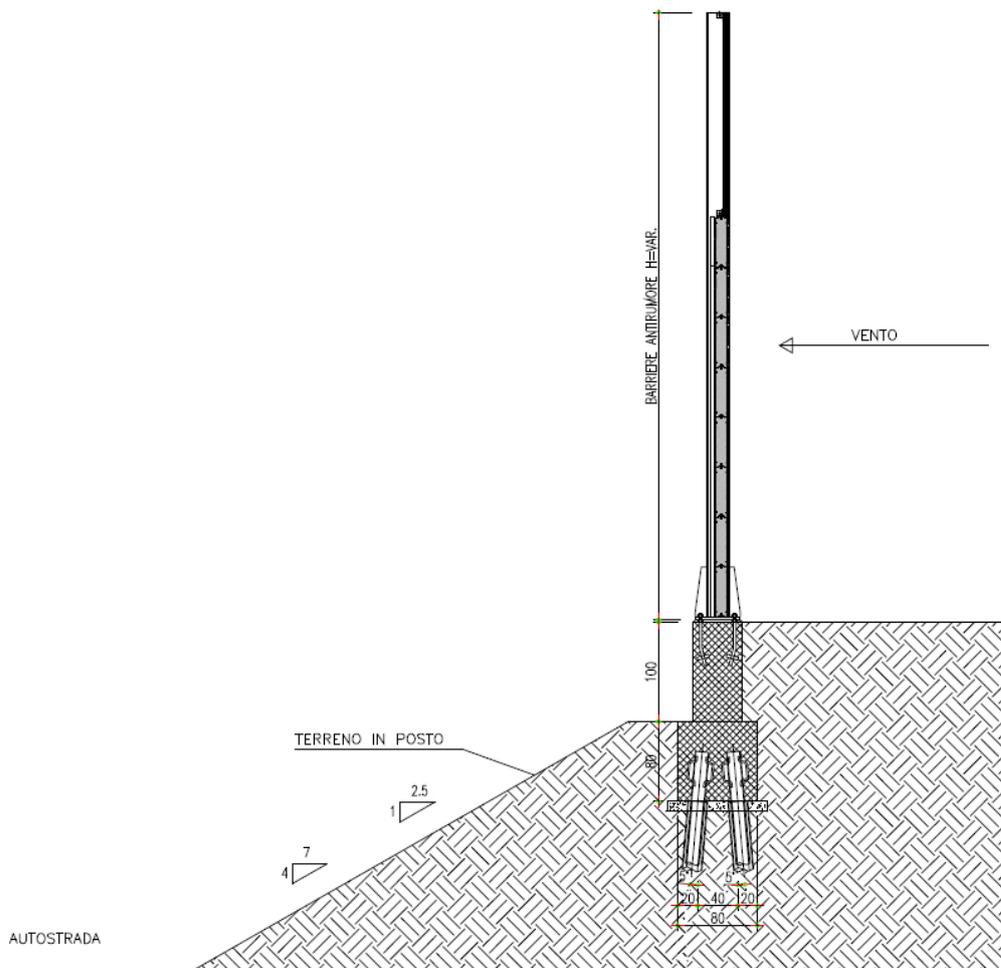
Sono state individuate due tipologie di fondazione in funzione dell'inserimento della barriera nel corpo stradale (barriere su rilevato e fondazioni in trincea).

Per le fondazioni su rilevato ( $\phi=35^\circ$ ) in allargamento si è deciso di adottare fondazioni superficiali.



**Figura 5 Schema fondazione superficiale per fondazione su rilevato in allargamento**

Per le fondazioni delle barriere in trincea, le caratteristiche di resistenza e deformabilità dei materiali in sede e l'opportunità di ridurre gli scavi hanno imposto la scelta di fondazioni profonde su micropali.



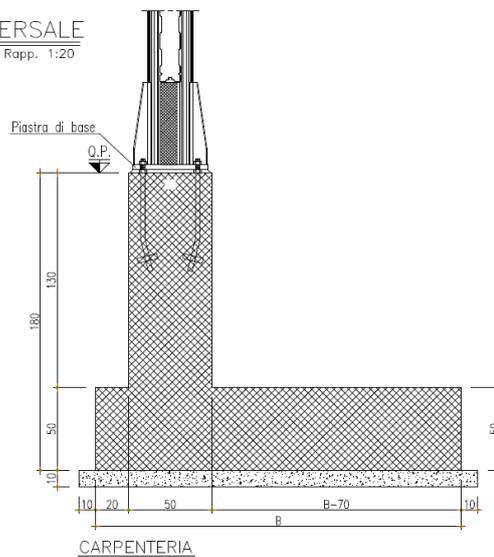
**Figura 6 Schema fondazione su pali per fondazione della barriera in trincea**

La geometria delle strutture di fondazione, di seguito verificata, è la seguente:

### 1.8.1 Fondazioni superficiale

#### Carpenteria

##### SEZIONE TRASVERSALE Rapp. 1:20



La larghezza B della fondazione dipende dall'altezza della barriera e dall'altezza del rilevato, come indicato di seguito.

Larghezza B della trave rovescia di fondazione

La definizione della larghezza B del plinto di fondazione delle barriere antirumore è avvenuta considerando 2 classi di altezza, secondo quanto indicato nella tabella seguente:

TIPO	ALTEZZA BARRIERA ANTIRUMORE (m)	LARGHEZZA B (m)
1S	3.0	2.20
2S	4.0÷5.0	2.50

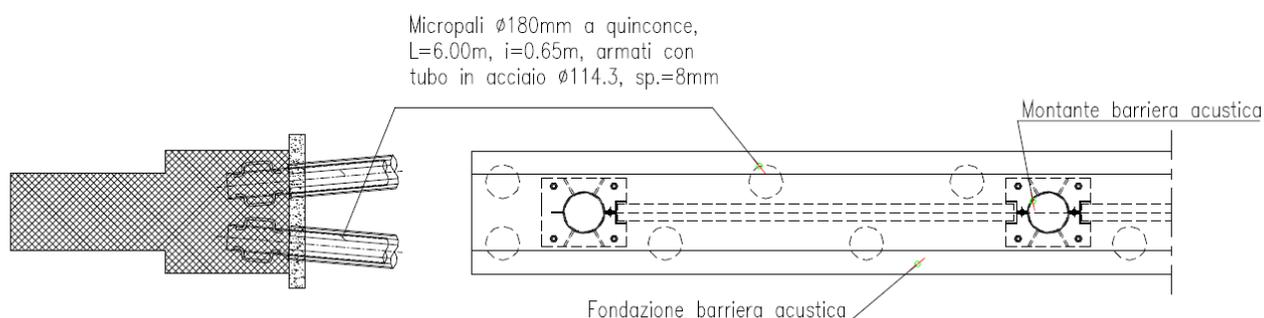
*1.8.1 Fondazioni profonde su micropali*

Nella tabella seguente sono riportate le tipologie di fondazioni da utilizzarsi in funzione delle altezze delle barriere FOA:

TIPO	ALTEZZA BARRIERA ANTIRUMORE (m)
1P	3.0
2P	4.0÷5.0

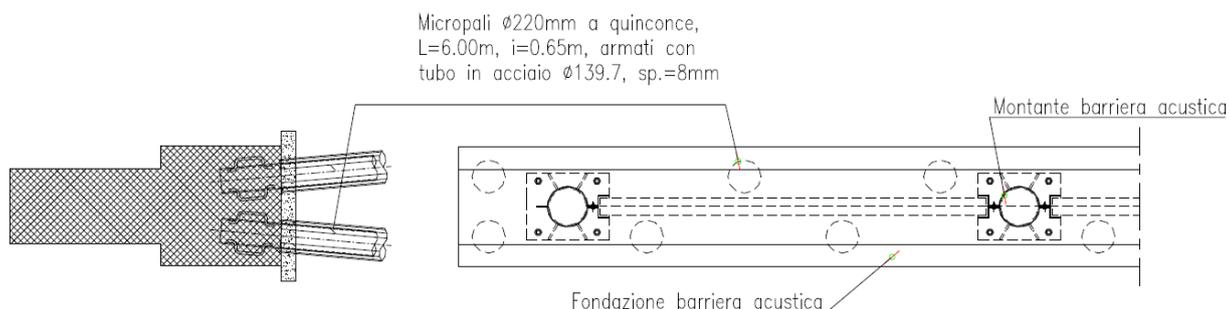
Fondazione Tipo 1P

CARPENTERIA E ARMATURA



Fondazione Tipo 2P

CARPENTERIA E ARMATURA



**1.9 COMBINAZIONI DI CARICO SU FONDAZIONI**

Il progetto e la verifica della struttura in questione è stata eseguita mediante il metodo degli “Stati Limite”, verificando:

1. Combinazioni SLU

I carichi dovuti all’azione del vento trasferiti dai pannelli fonoassorbenti alla testa del muro sono riportati in tabella:

Barriera H	Tipologia profilo	SLU 1		SLU 2	
		M	V	M	V
[m]	-	[KNm]	[KN]	[KNm]	[KN]
3.00	HEB 180	30,5	20,3	41,8	27,9
4.00	HEB 200	40,9	23,3	48,1	29,7
5.00	HEB200	53,0	26,5	55,5	31,5

Vengono considerate due tipologie di fondazioni: S1 per altezze delle barriere fino a 3,0 m ed S2 per altezze fino a 4,0m sui quali sono applicati cautelativamente i carichi di maggior entità relativi ad SLU2 (combinazione vento + neve)

Fondazione	SLU 2		
	M	V	N
	[KNm]	[KN]	[KN]
S1 (3.00)	41,8	27,9	2.2
S2 (4.00÷5.00)	55,5	31,5	3

i carichi indicati sono quelli trasferiti alla base del montante di interasse 2,0m ed andranno quindi dimezzati per metro lineare.

I carichi di dimensionamento da vento e peso della struttura già amplificati trasferiti alla fondazione

### 1.10 VERIFICA FONDAZIONE SUPERFICIALE

#### 1.10.1 Criteri di verifica per fondazioni superficiali

Le verifiche sono state effettuate con riferimento all'Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3).

Nel seguito si riporta una breve descrizione dei criteri di verifica sia con riferimento alle condizioni statiche che sismiche.

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - ribaltamento;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche allo SLU di scorrimento e capacità portante sono condotte per le condizioni statiche e le condizioni sismiche secondo l'approccio 2 e le combinazioni di seguito elencate:

- Combinazione: (A1+M1+R3)

Per la sola verifica a ribaltamento si considera la sola combinazione (EQ+M2+R2).

La normativa vigente prevede i seguenti coefficienti:

COEFFICIENTI SULLE AZIONI  $\gamma_F$

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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.

### COEFFICIENTI SUI MATERIALI $\gamma_M$

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

### COEFFICIENTI SULLE RESISTENZE $\gamma_R$

**Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

#### 1.10.2 Verifica a scivolamento

Per la verifica allo scivolamento, deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = \frac{N \cdot \text{tg}(\delta_s)}{\gamma_R} \geq E_d = H$$

dove:

N = carico verticale totale a quota intradosso fondazione

H = carico orizzontale totale a quota intradosso fondazione

$\delta_s$  = angolo di attrito tra fondazione e terreno

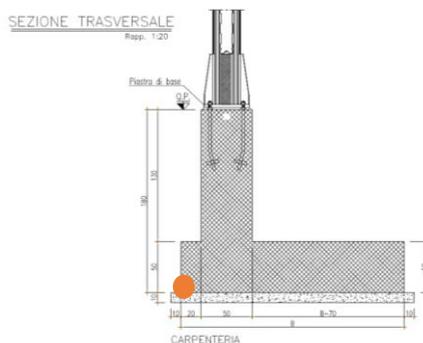
Nel caso in esame si è assunto  $\delta_s \approx \phi'_{cs}$  essendo  $\phi'_{cs}$  l’angolo d’attrito a volume costante o di stato critico del terreno di fondazione.

### 1.10.3 Verifica a ribaltamento

Per la verifica al ribaltamento, deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = M_{stab} \geq E_d = M_{rib}$$

dove  $M_{stab}$  e  $M_{rib}$  sono rispettivamente la somma dei momenti stabilizzanti e quelli ribaltanti valutati rispetto al punto evidenziato nella figura seguente.



### 1.10.4 Verifica di capacità portante

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate nella tabella seguente:

**Tabella 8: Coefficienti per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate**

Fattori di capacità portante	$N_c$	$(N_q - 1) \cot \phi$	Hansen
	$N_\gamma$	$1.5 * (N_q - 1) \tan \phi$	Hansen
	$N_q$	$e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$	Hansen
Fattori correttivi	forma		
	$s_c$	1 per fondazioni nastriformi	Hansen
	$s_\gamma$	1 per fondazioni nastriformi	Hansen
	$s_q$	1 per fondazioni nastriformi	Hansen
	approfondimento		
	$d_c$	$1 + 0.4k$	Hansen e Vesic
	$d_\gamma$	1	Hansen e Vesic
	$d_q$	$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$	Hansen e Vesic
	Inclinazione carico		
	$i_c$	$i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$	Hansen e Vesic
	$i_\gamma$	$(1 - (0.7 * H) / (N + B * c * \cot \phi))^5$	Hansen
	$i_q$	$(1 - (0.5 * H) / (N + B * c * \cot \phi))^5$	Hansen
	Inclinazione fondazione*		
	$b_c$	$1 - \eta / 147^\circ$	Hansen
	$b_\gamma$	$\exp(-2.7 * \eta \tan \phi)$	Hansen
$b_q$	$\exp(-2 * \eta \tan \phi)$	Hansen	
Inclinazione piano campagna**			
$g_c$	$g_q - [(1 - g_q) / (N_c * \tan \phi)]$	Hansen	
$g_\gamma$	$(1 - \tan \beta)^2$	Hansen	
$g_q$	$g_\gamma$	Hansen	

\* $\eta$  = inclinazione base fondazione

\*\* $\beta$  = inclinazione pendio (dipende dall'angolo d'inclinazione del rilevato e dall'altezza del rilevato)

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof.

### 1.10.5 Riepilogo verifiche

Le verifiche a ribaltamento e scorrimento sono state eseguite col supporto del programma MURO del prof. Gelfi:

Verifica tipo S1 – SLU:

**Titolo:** A31 - Fondazione superficiale barriere antirumore - SLU - S1

Altezza paraghiaia (m) h1	0	Angolo attrito interno $\phi^{\circ}$	35										
Spessore paraghiaia (m) s1	0	Ang. attrito terra-muro $\delta^{\circ}$	23	Ni	1,1 dN -19								
Inclinazione parete (%) i	0	Ang. attrito fondazione $\phi_f^{\circ}$	35	Vi	13,95 kN								
Altezza parete (m) h2	1,3	Peso spec. terre [kN/m3] $\gamma_t$	19	Zoom									
Spessore in testa (m) s2	0,5	Peso spec. muro [kN/m3] $\gamma_m$	25										
Spessore alla base (m) s3	0,5	Dati Sisma $K_v$	0,0229	$K_h$	0,0459								
Altezza fondazione (m) h3	0,5	N* lati terreno		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 20%;"></td><td style="width: 20%;"></td><td style="width: 20%;"></td><td style="width: 20%;"></td></tr> <tr><td></td><td>10</td><td>0</td><td></td></tr> </table>							10	0	
	10	0											
Sbalzo fond. contro terra L1	1,5	1											
Larghezza totale fond. L2	2,2	Calcolo Visualizza											

<p style="text-align: center; color: green;"><b>Parete</b></p> <p>St 4,317 kN</p> <p>Sq 0 kN</p> <p>Ss 0 kN</p> <p>Si 0 kN</p> <p>M 38,49 kNm</p> <p>N 17,30 kN</p> <p>V 17,92 kN</p> <p style="text-align: center;">?1</p>	<p style="text-align: center; color: blue;"><b>Fondazione</b></p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 33%;"><b>Ribaltamento</b></td> <td style="width: 33%;"><b>Scorrimento</b></td> <td style="width: 33%;"><b>Schiacciamento</b></td> <td style="width: 33%;"><b>Sbalzi Fondazione</b></td> </tr> <tr> <td>St 11,38 ?1</td> <td>St 8,299 ?1</td> <td>St 10,34 ?1</td> <td>M valle 1,376</td> </tr> <tr> <td>Sq 0</td> <td>Sq 0</td> <td>Sq 0</td> <td>M monte 37,34</td> </tr> <tr> <td>Ss 0</td> <td>Ss 0</td> <td>Ss 0</td> <td><math>\sigma_{t, valle}</math> 0,08132 MPa</td> </tr> <tr> <td>Si 0</td> <td>Si 0</td> <td>Si 0</td> <td><math>\sigma_{t, monte}</math> 0</td> </tr> <tr> <td>Mr 21,61</td> <td>V 21,59</td> <td>M 45,86</td> <td>% comp. 46,95</td> </tr> <tr> <td>Ms 63,54</td> <td>N 85,14</td> <td>N 85,94</td> <td style="text-align: center;">1 Verifiche statiche</td> </tr> <tr> <td>Ms/Mr 2,940</td> <td>c. scor. 2,510</td> <td>V 23,47</td> <td></td> </tr> </table>	<b>Ribaltamento</b>	<b>Scorrimento</b>	<b>Schiacciamento</b>	<b>Sbalzi Fondazione</b>	St 11,38 ?1	St 8,299 ?1	St 10,34 ?1	M valle 1,376	Sq 0	Sq 0	Sq 0	M monte 37,34	Ss 0	Ss 0	Ss 0	$\sigma_{t, valle}$ 0,08132 MPa	Si 0	Si 0	Si 0	$\sigma_{t, monte}$ 0	Mr 21,61	V 21,59	M 45,86	% comp. 46,95	Ms 63,54	N 85,14	N 85,94	1 Verifiche statiche	Ms/Mr 2,940	c. scor. 2,510	V 23,47	
<b>Ribaltamento</b>	<b>Scorrimento</b>	<b>Schiacciamento</b>	<b>Sbalzi Fondazione</b>																														
St 11,38 ?1	St 8,299 ?1	St 10,34 ?1	M valle 1,376																														
Sq 0	Sq 0	Sq 0	M monte 37,34																														
Ss 0	Ss 0	Ss 0	$\sigma_{t, valle}$ 0,08132 MPa																														
Si 0	Si 0	Si 0	$\sigma_{t, monte}$ 0																														
Mr 21,61	V 21,59	M 45,86	% comp. 46,95																														
Ms 63,54	N 85,14	N 85,94	1 Verifiche statiche																														
Ms/Mr 2,940	c. scor. 2,510	V 23,47																															

Verifica tipo S1 – SISMA:

**Titolo:** A31 - Fondazione superficiale barriere antirumore - SISMA - S1

Altezza paraghiaia (m) h1	0	Angolo attrito interno $\phi^{\circ}$	35										
Spessore paraghiaia (m) s1	0	Ang. attrito terra-muro $\delta^{\circ}$	23	Ni	1,1 dN -19								
Inclinazione parete (%) i	0	Ang. attrito fondazione $\phi_f^{\circ}$	35	Vi	13,95 kN								
Altezza parete (m) h2	1,3	Peso spec. terre [kN/m3] $\gamma_t$	19	Zoom									
Spessore in testa (m) s2	0,5	Peso spec. muro [kN/m3] $\gamma_m$	25										
Spessore alla base (m) s3	0,5	Dati Sisma $K_v$	0,0229	$K_h$	0,0459								
Altezza fondazione (m) h3	0,5	N* lati terreno		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 20%;"></td><td style="width: 20%;"></td><td style="width: 20%;"></td><td style="width: 20%;"></td></tr> <tr><td></td><td>10</td><td>0</td><td></td></tr> </table>							10	0	
	10	0											
Sbalzo fond. contro terra L1	1,5	1											
Larghezza totale fond. L2	2,2	Calcolo Visualizza											

<p style="text-align: center; color: green;"><b>Parete</b></p> <p>St 4,888 kN</p> <p>Sq 0 kN</p> <p>Ss 0,6042 kN</p> <p>Si 2,446 kN</p> <p>M 42,55 kNm</p> <p>N 19,87 kN</p> <p>V 21,45 kN</p> <p style="text-align: center;">?2</p>	<p style="text-align: center; color: blue;"><b>Fondazione</b></p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 33%;"><b>Ribaltamento</b></td> <td style="width: 33%;"><b>Scorrimento</b></td> <td style="width: 33%;"><b>Schiacciamento</b></td> <td style="width: 33%;"><b>Sbalzi Fondazione</b></td> </tr> <tr> <td>St 9,372 ?2</td> <td>St 9,372 ?2</td> <td>St 9,372 ?2</td> <td>M valle 1,376</td> </tr> <tr> <td>Sq 0</td> <td>Sq 0</td> <td>Sq 0</td> <td>M monte 37,34</td> </tr> <tr> <td>Ss 1,158</td> <td>Ss 1,158</td> <td>Ss 1,158</td> <td><math>\sigma_{t, valle}</math> 0,08132 MPa</td> </tr> <tr> <td>Si 3,709</td> <td>Si 3,709</td> <td>Si 3,709</td> <td><math>\sigma_{t, monte}</math> 0</td> </tr> <tr> <td>Mr 25,71</td> <td>V 27,35</td> <td>M 48,96</td> <td>% comp. 46,95</td> </tr> <tr> <td>Ms 72,70</td> <td>N 87,86</td> <td>N 87,86</td> <td style="text-align: center;">2 Ver. sismiche kv&gt;0</td> </tr> <tr> <td>Ms/Mr 2,827</td> <td>c. scor. 1,799</td> <td>V 27,35</td> <td></td> </tr> </table>	<b>Ribaltamento</b>	<b>Scorrimento</b>	<b>Schiacciamento</b>	<b>Sbalzi Fondazione</b>	St 9,372 ?2	St 9,372 ?2	St 9,372 ?2	M valle 1,376	Sq 0	Sq 0	Sq 0	M monte 37,34	Ss 1,158	Ss 1,158	Ss 1,158	$\sigma_{t, valle}$ 0,08132 MPa	Si 3,709	Si 3,709	Si 3,709	$\sigma_{t, monte}$ 0	Mr 25,71	V 27,35	M 48,96	% comp. 46,95	Ms 72,70	N 87,86	N 87,86	2 Ver. sismiche kv>0	Ms/Mr 2,827	c. scor. 1,799	V 27,35	
<b>Ribaltamento</b>	<b>Scorrimento</b>	<b>Schiacciamento</b>	<b>Sbalzi Fondazione</b>																														
St 9,372 ?2	St 9,372 ?2	St 9,372 ?2	M valle 1,376																														
Sq 0	Sq 0	Sq 0	M monte 37,34																														
Ss 1,158	Ss 1,158	Ss 1,158	$\sigma_{t, valle}$ 0,08132 MPa																														
Si 3,709	Si 3,709	Si 3,709	$\sigma_{t, monte}$ 0																														
Mr 25,71	V 27,35	M 48,96	% comp. 46,95																														
Ms 72,70	N 87,86	N 87,86	2 Ver. sismiche kv>0																														
Ms/Mr 2,827	c. scor. 1,799	V 27,35																															

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Verifica tipo S2 – SLU:

**Muro/Spalla - Unità di misura [kN, m] - File: A31\_BARRIERA antirumore\_SLU\_SISMA\_S2\_5m**

File Armature Impostazioni Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** A31 - Fondazione superficiale barriere antirumore - SLU - S2 - H5m

Altezza paraghiaia (m) h1  Angolo attrito interno  $\varphi^{\circ}$    
 Spessore paraghiaia (m) s1  Ang. attrito terra-muro  $\delta^{\circ}$    
 Inclinazione parete (%) i  Ang. attrito fondazione  $\varphi_f^{\circ}$    
 Altezza parete (m) h2  Peso spec. terre [kN/m3]  $\gamma_t$    
 Spessore in testa (m) s2  Peso spec. muro [kN/m3]  $\gamma_m$    
 Spessore alla base (m) s3  **Dati Sisma**  $K_v$    $K_h$    
 Altezza fondazione (m) h3  N° lati terreno   
 Sbalzo fond. contro terra L1   
 Larghezza totale fond. L2

**Impalcato**  
 $N_i$    $dN$    
 $V_i$   kN

**Parete**  
 $St$   kN  
 $Sq$   kN  
 $Ss$   kN  
 $Si$   kN  
 $M$   kNm  
 $N$   kN  
 $V$   kN

**Fondazione**

Ribaltamento		Scorrimento		Schiacciamento	
$St$	<input type="text" value="11.38"/> ?1	$St$	<input type="text" value="8.299"/> ?1	$St$	<input type="text" value="10.34"/> ?1
$Sq$	<input type="text" value="0"/>	$Sq$	<input type="text" value="0"/>	$Sq$	<input type="text" value="0"/>
$Ss$	<input type="text" value="0"/>	$Ss$	<input type="text" value="0"/>	$Ss$	<input type="text" value="0"/>
$Si$	<input type="text" value="0"/>	$Si$	<input type="text" value="0"/>	$Si$	<input type="text" value="0"/>
$Mr$	<input type="text" value="23.52"/>	$V$	<input type="text" value="23.39"/>	$M$	<input type="text" value="55.77"/>
$Ms$	<input type="text" value="81.05"/>	$N$	<input type="text" value="96.70"/>	$N$	<input type="text" value="97.50"/>
$Ms/Mr$	<input type="text" value="3.446"/>	$c. scor.$	<input type="text" value="2.632"/>	$V$	<input type="text" value="25.27"/>

**Sbalzi Fondazione**  
 $M_{valle}$    
 $M_{monte}$    
 $\sigma_{t, valle}$   MPa  
 $\sigma_{t, monte}$    
 $\% comp.$

Verifica tipo S2 – SISMA:

**Titolo:** A31 - Fondazione superficiale barriere antirumore - SISMA - S2 - H5m

Altezza paraghiaia (m) h1  Angolo attrito interno  $\varphi^{\circ}$    
 Spessore paraghiaia (m) s1  Ang. attrito terra-muro  $\delta^{\circ}$    
 Inclinazione parete (%) i  Ang. attrito fondazione  $\varphi_f^{\circ}$    
 Altezza parete (m) h2  Peso spec. terre [kN/m3]  $\gamma_t$    
 Spessore in testa (m) s2  Peso spec. muro [kN/m3]  $\gamma_m$    
 Spessore alla base (m) s3  **Dati Sisma**  $K_v$    $K_h$    
 Altezza fondazione (m) h3  N° lati terreno   
 Sbalzo fond. contro terra L1   
 Larghezza totale fond. L2

**Impalcato**  
 $N_i$    $dN$    
 $V_i$   kN

**Parete**  
 $St$   kN  
 $Sq$   kN  
 $Ss$   kN  
 $Si$   kN  
 $M$   kNm  
 $N$   kN  
 $V$   kN

**Fondazione**

Ribaltamento		Scorrimento		Schiacciamento	
$St$	<input type="text" value="9.372"/> ?2	$St$	<input type="text" value="9.372"/> ?2	$St$	<input type="text" value="9.372"/> ?2
$Sq$	<input type="text" value="0"/>	$Sq$	<input type="text" value="0"/>	$Sq$	<input type="text" value="0"/>
$Ss$	<input type="text" value="1.158"/>	$Ss$	<input type="text" value="1.158"/>	$Ss$	<input type="text" value="1.158"/>
$Si$	<input type="text" value="4.221"/>	$Si$	<input type="text" value="4.221"/>	$Si$	<input type="text" value="4.221"/>
$Mr$	<input type="text" value="28.43"/>	$V$	<input type="text" value="29.66"/>	$M$	<input type="text" value="59.29"/>
$Ms$	<input type="text" value="92.75"/>	$N$	<input type="text" value="99.68"/>	$N$	<input type="text" value="99.68"/>
$Ms/Mr$	<input type="text" value="3.263"/>	$c. scor.$	<input type="text" value="1.882"/>	$V$	<input type="text" value="29.66"/>

**Sbalzi Fondazione**  
 $M_{valle}$    
 $M_{monte}$    
 $\sigma_{t, valle}$   MPa  
 $\sigma_{t, monte}$    
 $\% comp.$

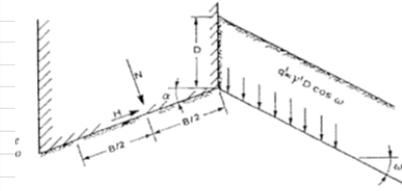
Per la capacità portante sono stati considerati i risultati dei metodi di Mayerof, Vesic e Hansen; cautelativamente si adotta il valore più basso dei tre.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Capacità portante - S1:

Dati			
Terreno			
Angolo di attrito del terreno	$\phi'$	°	35
	$k_p$		3,69017
Peso efficace del terreno	$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	19
Coesione	$c'$ oppure $c_u$	kPa	0
Sovraccarico est. a fondaz.	$q'$	kPa	0
Fondazione			
Larghezza reale fondazione	$B_R$	m	2,2
Lunghezza reale fondazione	$L_R$	m	100
Eccentricità carico lungo B	$e_B$	m	0,36719
Eccentricità carico lungo L	$e_L$	m	0
Larghezza effettiva fondazione	B	m	1,46563
Lunghezza effettiva fondazione	L	m	100
Profondità piano fondazione	D	m	1,8
Carico			
Carico $\perp$ piano fondazione	V	kN	86,84
Carico $\parallel$ piano fondazione	H	kN	0
	M	kNm	31,8865
	$\theta_n$	°	0

Capacità portante		
$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
46,124	33,296	37,152
Forma della fondazione (Vesic)		
$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$
1,0162	1,0081	1,0081
Profondità della fondazione		
$d_c$	$d_q$	$d_\gamma$
1,3143	1,1572	1,1572
Inclinazione del carico		
$i_c$	$i_q$	$i_\gamma$
1	1	1
Fattore riduttivo di Bowles:		$r_\gamma$
in funzione di B		1

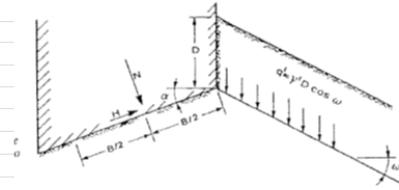


$$q_{ult} = 0 + 0 + 603,45 = 603,452 \text{ kPa}$$

Capacità portante – S2:

Dati			
Terreno			
Angolo di attrito del terreno	$\phi'$	°	35
	$k_p$		3,69017
Peso efficace del terreno	$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	19
Coesione	$c'$ oppure $c_u$	kPa	0
Sovraccarico est. a fondaz.	$q'$	kPa	0
Fondazione			
Larghezza reale fondazione	$B_R$	m	2,2
Lunghezza reale fondazione	$L_R$	m	100
Eccentricità carico lungo B	$e_B$	m	0,42323
Eccentricità carico lungo L	$e_L$	m	0
Larghezza effettiva fondazione	B	m	1,35353
Lunghezza effettiva fondazione	L	m	100
Profondità piano fondazione	D	m	1,8
Carico			
Carico $\perp$ piano fondazione	V	kN	98,33
Carico $\parallel$ piano fondazione	H	kN	0
	M	kNm	41,625
	$\theta_n$	°	0

Capacità portante		
$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
46,124	33,296	37,152
Forma della fondazione (Vesic)		
$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$
1,0162	1,0081	1,0081
Profondità della fondazione		
$d_c$	$d_q$	$d_\gamma$
1,3143	1,1572	1,1572
Inclinazione del carico		
$i_c$	$i_q$	$i_\gamma$
1	1	1
Fattore riduttivo di Bowles:		$r_\gamma$
in funzione di B		1



$$q_{ult} = 0 + 0 + 557,3 = 557,299 \text{ kPa}$$

Note:  
Valida anche in termini di tensioni totali in terreni coesivi, con  $\phi=0$  e  $c=c_u$   
Formule tratte da *Foundation Analysis and Design (Bowles)*

Nella tabella di seguito riportata, il riepilogo delle verifiche agli SLU e SISMA condotte per le due fondazioni dirette tipo:

	VERIFICHE SLU	Ed	Rd	Rd/Ed	SF	CHECK
S1	EQUILIBRIO	21,61 [kNm]	63,54 [kNm]	2,94	1,4	OK

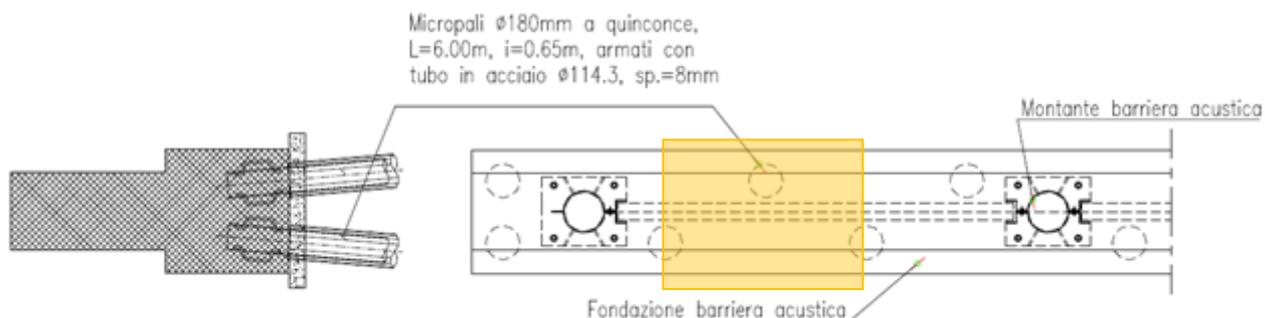
	SCORRIMENTO	21,59 [kN]	54,19 [kN]	2,51	1,1	OK
	CAPAC. PORT.	85,9 [kPa]	603 [kPa]	7,02	1,4	OK
S2	EQUILIBRIO	23,52 [kNm]	81,05 [kNm]	3,44	1,4	OK
	SCORRIMENTO	23,39 [kN]	61,51 [kN]	2,63	1,1	OK
	CAPAC. PORT.	98,35 [kPa]	557 [kPa]	5,66	1,4	OK

	VERIFICHE SISMA	Ed	Rd	Rd/Ed	SF	CHECK
S1	EQUILIBRIO	25,71 [kNm]	72,74 [kNm]	2,83	1,4	OK
	SCORRIMENTO	27,35 [kN]	49,20 [kN]	1,79	1,1	OK
	CAPAC. PORT.	85,9 [kPa]	603 [kPa]	7,02	1,4	OK
S2	EQUILIBRIO	28,43 [kNm]	92,75 [kNm]	3,26	1,4	OK
	SCORRIMENTO	29,66 [kN]	55,76 [kN]	1,88	1,1	OK
	CAPAC. PORT.	98,35 [kPa]	557 [kPa]	5,66	1,4	OK

### 1.11 VERIFICA FONDAZIONE PROFONDE

#### 1.11.1 Criteri di verifica per fondazioni profonde

La verifica viene eseguita su un modulo di fondazione largo 1,3 m indicato in figura.



Il carico sul modulo agli SLU per vento e neve è pari a:

Fondazione	SLU 2 (1,30m)		
	M	V	N
	[KNm]	[KN]	[KN]
P1 (2.50÷3.00)	27,2	18,1	1,4
P2 (5.00)	36,1	20,5	2,0

### 1.11.2 Verifica di capacità portante dei micropali

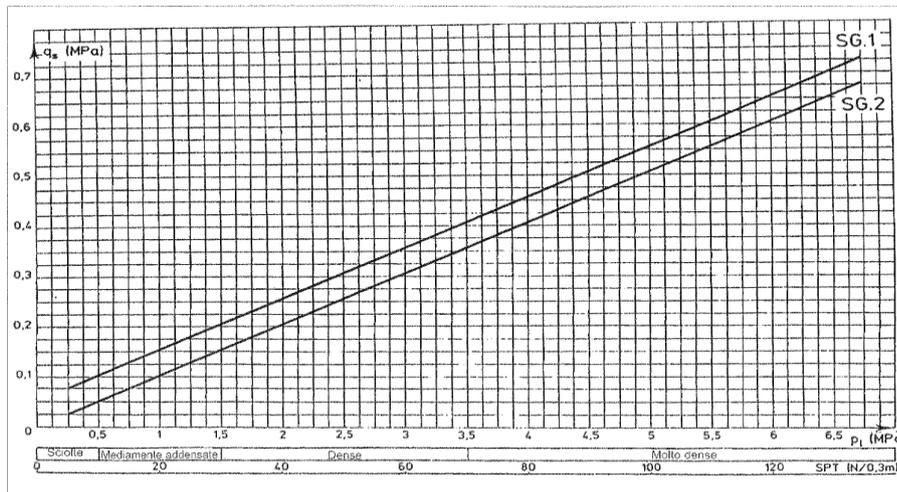
La capacità portante limite del terreno ( $Q_{lim}$ ) viene definita sulla base delle indicazioni fornite da Bustamante e Doix (1985) e ricavate da una serie di prove sperimentali:

$$Q_{lim} = \pi \cdot D_b \cdot L_b \cdot \tau_{LIM}$$

dove:

- $D_b$  = diametro medio del bulbo
- $D_p$  = diametro di perforazione
- $L_b$  = lunghezza del bulbo
- $\alpha = D_b/D_p$
- $\tau_{LIM}$  = aderenza limite bulbo–terreno

L’aderenza limite bulbo terreno, dedotta dall’abaco proposto da Bustamante –Doix per terreni sabbioso ghiaiosi al limite tra mediamente addensati ed addensati, è pari a 120 kPa, ritenuto ragionevole per la natura dei terreni interessati dalla realizzazione dei micropali.



Tenuto conto che le iniezioni avvengono in pressione in sabbie con ghiaie, si è adottato un coefficiente  $\alpha$  a pari 1,4.

Per le verifiche di capacità portante in condizioni statiche si è adottato un valore del coefficiente di sicurezza globale pari a  $FS=2.5$  (D.M. 88) nei confronti dei carichi assiali corrispondenti allo stato limite di esercizio.

Dalle precedenti risulta:

Tipo	D (mm)	L (m)	$Q_{lim}$ (kN)	Rd (kN)
P1	0,18	6,0	570	228
P2	0,22	6,0	696	278

I carichi assiali di progetto sui micropali dei tipologici P1 e P2 sono calcolabili come:

$$[M+(V \times L)]/d$$

Dove, oltre M e V descritti sopra, si ha:

L: braccio del taglio rispetto all'estremità dei pali, pari ad 1,0 m;

d: distanza tra i micropali (pari a 0,40m).

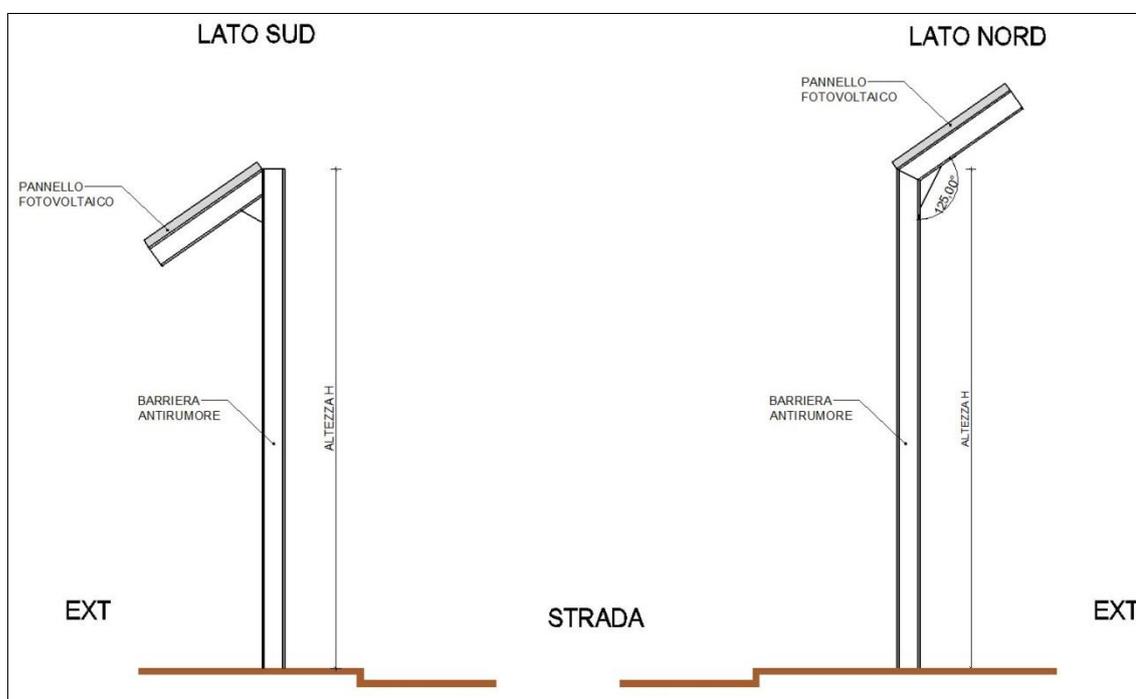
Tipo	M (kNm)	V (kN)	Mtot (kNm)	Ed (kN)
P1	27,2	18,1	45,3	113,2
P2	31,3	19,3	50,4	141,5

Risultando, in entrambe gli schemi P1 e P2,  $E_d < R_d$  le verifiche sono soddisfatte.

## 2 FATTIBILITA' DI INSTALLAZIONE DI PANNELLI FOTOVOLTAICI IN SOMMITA' DELLE BARRIERE

Si analizza la possibile installazione di barriere antirumore con la presenza di elementi fotovoltaici integrati in sommità.

Il pannello scelto in questa analisi preliminare è ILB Helios NA E-Class 230 del tipo a celle in silicio policristallino con potenza nominale pari a 230W. Ha dimensioni 1650x992x45mm ed è posizionato sopra alla struttura verticale delle barriera con inclinazione rispetto alla stessa di 55° sul lato Sud della carreggiata e 125° sul lato Nord.



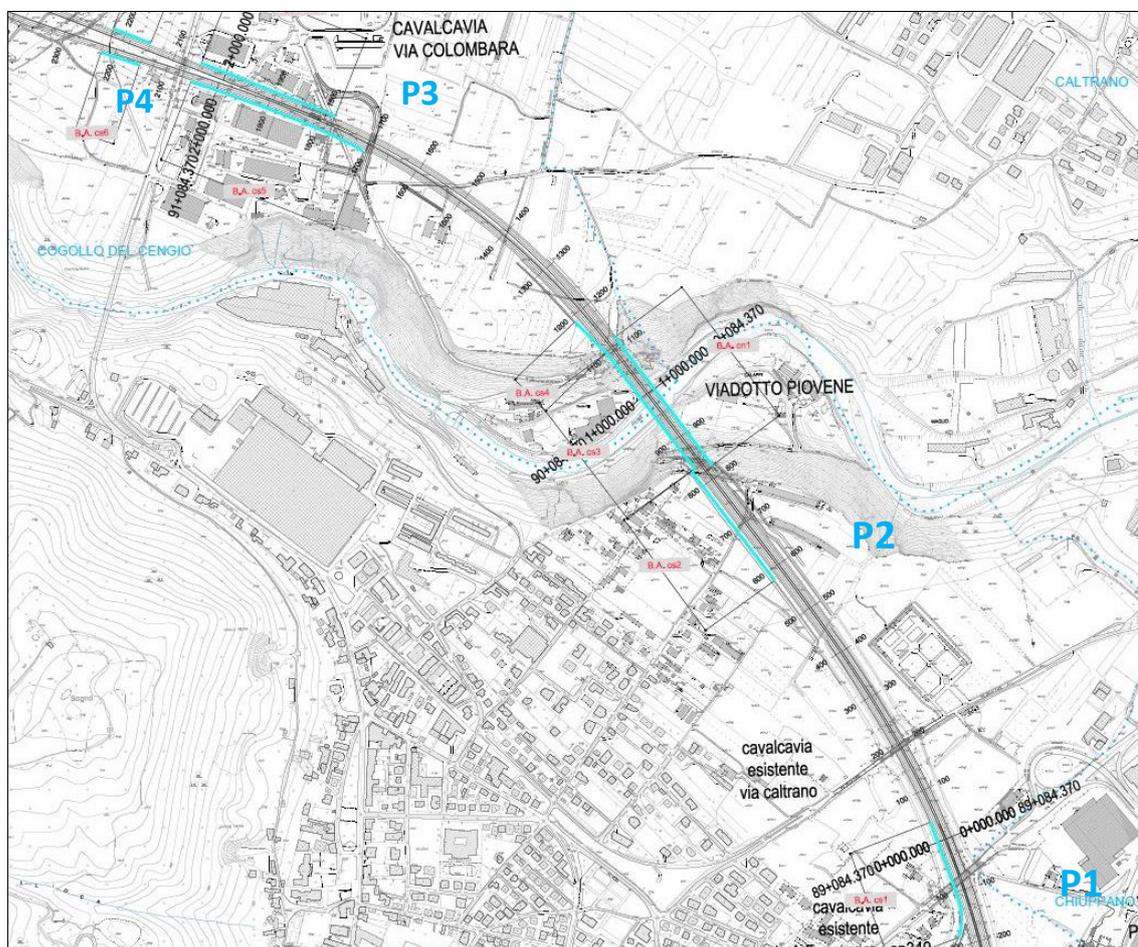
Schema esemplificativo delle barriere antirumore con la presenza dei moduli fotovoltaici integrati

Si individuano i possibili punti di inserimento delle barriere acustiche fotovoltaiche nella porzione di tracciato della *Alternativa 1A - Lotto 1*, nei Comuni di Piovene Rocchette e Cogollo del Cengio.

Si possono individuare 6 tipologie che vengono analizzate:

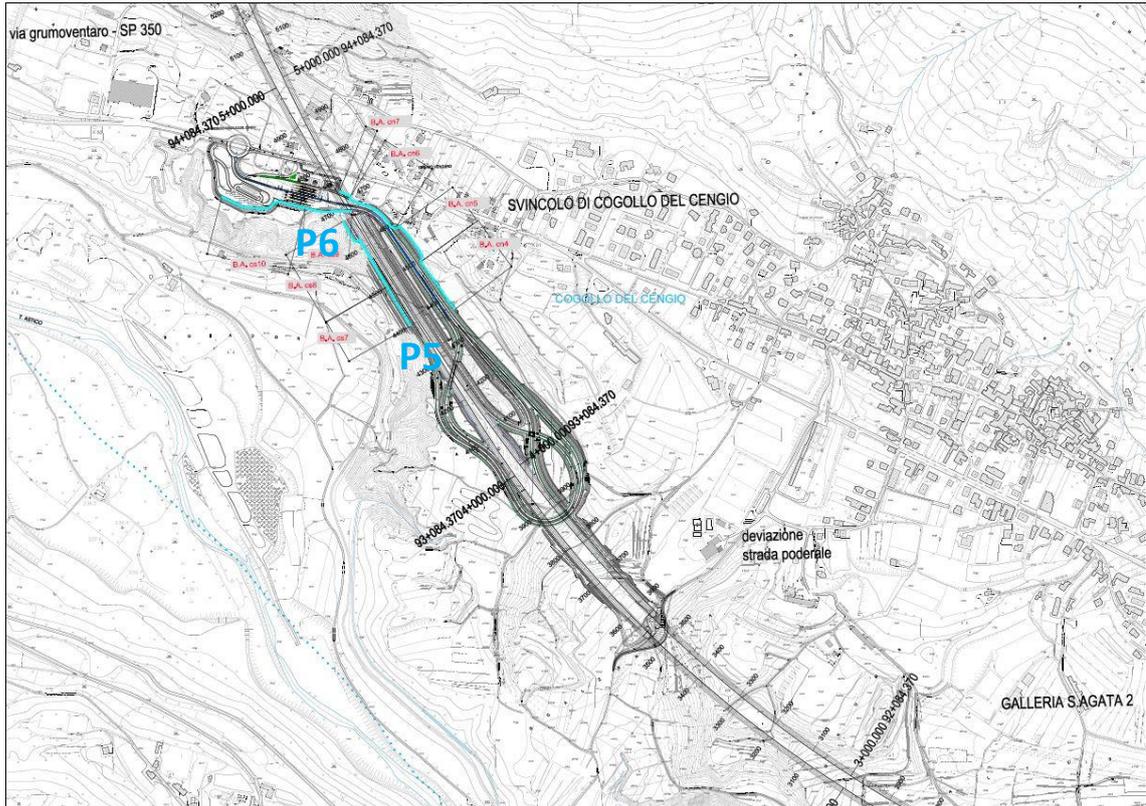
- P1, P5 - la direttrice del tracciato e quindi le barriere, sono molto inclinate verso la direzione Nord, risulterebbe non del tutto vantaggioso l'inserimento dei pannelli paralleli al tracciato per una elevata inclinazione rispetto all'angolo azimutale di captazione dei raggi solari.

- P2 - presenza di barriere verticali completamente trasparenti sul *Viadotto Piovene* ed in prossimità dello stesso (dotate di pannelli in PMMA). Non si ritiene opportuno l’inserimento di pannelli fotovoltaici in sommità che ostacolerebbero la visione del paesaggio limitrofo da parte dei fruitori dell’autostrada e porterebbero ad un appesantimento dell’impatto visivo dell’opera.
- P3 - le barriere composte da pannelli non trasparenti, la porzione a Sud presenta edifici industriali nelle vicinanze che potrebbero creare ombre e quindi impedire la captazione continuativa di energia solare. Le barriere lato Nord sono dotate di pannelli fotovoltaici in sommità.
- P4, P6 - è possibile prevedere barriere con fotovoltaico in sommità da entrambi i lati. Si inseriscono le planimetrie con la presenza della disposizione delle barriere antirumore.



Tratto in Comune di Piovene Rocchette – Cogollo del Cengio

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



Tratto in Comune di Cogollo del Cengio (percorso autostradale e svincolo)

Si riportano le caratteristiche dei pannelli selezionati nell'analisi preliminare:

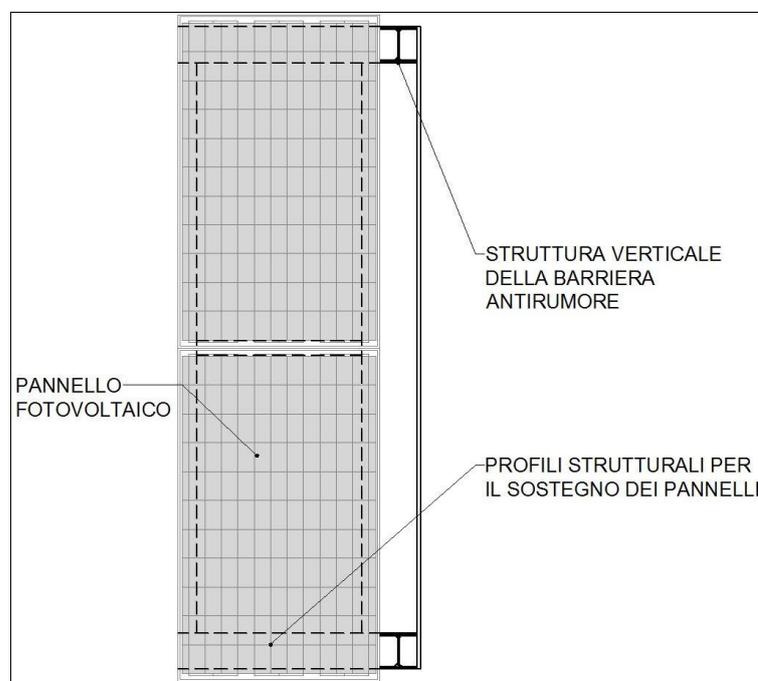
Type	NA230W-PS	NA235W-PS	NA240W-PS	NA245W-PS	NA250W-PS	NA255W-PS
<b>Electrical Specification</b> <sup>12</sup> (Standard test conditions irradiation 1000W/m <sup>2</sup> ; module temperature 25°C; AM=1,5)						
Peak Power (P <sub>MPP</sub> )	230 W	235 W	240 W	245 W	250 W	255 W
Open Circuit Voltage (V <sub>OC</sub> )	36.00 V	36.00 V	36.00 V	36.60 V	36.60 V	36.96 V
Short Circuit Current (I <sub>SC</sub> )	8.59 A	8.77A	8.96 A	9.10 A	9.25 A	9.35 A
Maximum Power Voltage (V <sub>MPP</sub> )	30.00 V	30.00 V	30.00 V	30.50 V	30.50 V	30.72 V
Maximum Power Current (I <sub>MPP</sub> )	7.67A	7.83A	8.00 A	8.03 A	8.20 A	8.30 A
Module Efficiency	14.10 %	14.30 %	14.70 %	15.00 %	15.30 %	15.60 %

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

General Characteristics	
No. of Diodes	6
Maximum System Voltage	1000 VDC
Maximum System Current	15 A
Limiting Reverse Current ( $I_R$ )	20.25 A
Application Class	A
Fire Rating	C
Array mismatch loss	≤ 2%
Working Temperature	-40°C to +85°C
Storage Temperature	-40°C to +85°C
Mechanical Characteristics	
Dimension (AxBxC)	1650x992x45mm (tolerance ±2mm)
Weight	19.5 kg
Cable	∅ 4mm <sup>2</sup> ; length: 900mm (Optional: 1000mm)
Connector	MC4 compatible
Container Capacity	<b>Multiple Packing</b> 40 feet 644 pcs / 28 pallets
Cell	Poly Crystalline 156 x 156mm
No. of cells and connections	60 (6x10)
Temperature/Coefficients	
NOCT	45 °C (±2°C)
Temperature Coefficient $V_{OC}$ ( $\beta_2$ )	-0.32 %/K
Temperature Coefficient $I_{SC}$ ( $\alpha_2$ )	0.047 %/K
Temperature Coefficient $P_{MPP}$ ( $\gamma_2$ )	-0.45 %/K

I pannelli saranno posizionati su profili in acciaio inclinati collegati ai montanti verticali della barriera. Saranno presenti profili orizzontali per il fissaggio degli stessi.

Si riporta una vista dall’alto del pannello fotovoltaico.



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



Immagine satellitare della zona in oggetto (in azzurro le barriere antirumore con pannelli fotovoltaici)

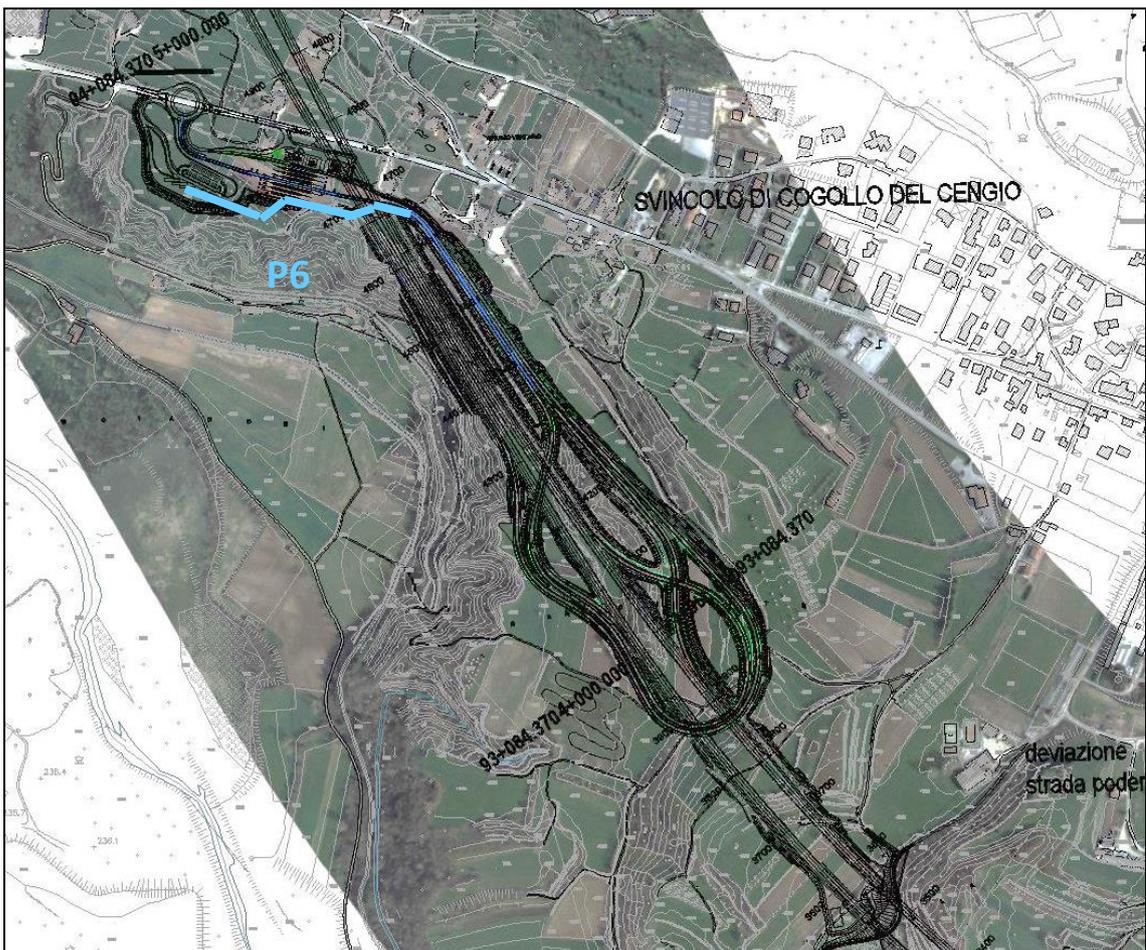


Immagine satellitare della zona in oggetto (in azzurro le barriere antirumore con pannelli fotovoltaici)

I sistemi di captazione riguardano le porzioni di barriere P3 (solo lato Nord) ,P4 (entrambi i lati) e P6 (lato Sud), per una estensione pari a circa :

Codice relazione	Codice tavole	Estensione [m]
P3	B.A. cn2	267
P4	B.A. cs7	75
P4	B.A. cn3	75
P6	B.A. cs8-9	104
P6	B.A. cs10-11-12	194

$$L = [267+75+75+104+194] = 715 \text{ m}$$

La superficie del campo fotovoltaico è pari a circa :

$$S = L \times b_{\text{pannello}} = 715 \times 1,00 = 715 \text{ m}^2$$

L'energia che viene prodotta dall'impianto in un anno è :

$$E = I \times S \times K_{\text{ombre}} \times R_{\text{modulo}} \times R_{\text{bos}} \text{ [kWh/anno]}$$

$$K_{\text{ombre}} = 0.9 \text{ (si considera una limitata diminuzione dell'irraggiamento solare)}$$

$$R_{\text{modulo}} = 0.141 \text{ (rendimento con il quale il modulo converte l'energia incidente in energia elettrica)}$$

$$R_{\text{bos}} = 0.85 \text{ (rendimento che tiene conto di fattori quali le sollecitazioni termiche dei moduli, la polvere sulla superficie dei moduli, le differenze di rendimento tra i moduli, le perdite del sistema che converte l'energia in continua in uscita dai moduli in alternata in uscita dall'inverter)}$$

I , Radiazione Globale Giornaliera Media Mensile su superficie inclinata, in funzione dell'angolo di tilt ( $\beta$ ) e dell'azimut ( $\gamma$ ).

- Latitudine sito Cogollo del Cengio : 45° 46.5' 00"
- Longitudine : 11° 25.7' 00"
- Altitudine media a = 300 m s.l.m.
- Angolo  $\beta = 35^\circ$
- $\gamma = 20^\circ$
- Coefficiente di albedo = 0.27 (superfici scure degli edifici)

Nel rispetto della normativa vigente si ricava la Radiazione globale :

$$I = 1537 \text{ kWh}/(\text{m}^2 \times \text{anno})$$

L’energia prodotta sarà pari a :

$$E = 1537 \times 715 \times 0.9 \times 0.141 \times 0.85 = 118'539 \text{ kWh/anno}$$

A titolo indicativo, si effettua una valutazione economica semplificata dell’impianto da realizzare.

I moduli installati sono circa 400 con una potenza di picco totale pari a 92.00 kWp.

Si ipotizza che il costo dei moduli utilizzati sia circa 3500 €/kWp per un totale dell’impianto di 322'000 €.

Il costo dell’energia elettrica prodotta è circa 0.15 €/kWh (oneri ed incentivazioni statali sono esclusi), il valore dell’energia prodotta annualmente ed immessa nel sistema elettrico è pari a circa 17'780 €.

Viene considerato il costo totale delle barriere con un incremento di circa il 10% per considerare la presenza di strutture aggiuntive di sostegno e di irrigidimento rispetto alla tipologia di barriere verticali (dati economici estrapolati dall’elaborato del Progetto Preliminare *“Calcoli estimativi parametrici e quadro economico”*) :

	TRINCEA/RILEVATO	SU OPERA
Costo barriere [€/ml]	978.00	553.00
Estensione [m]	344	371
Costo totale [€]	336'432	205'163
Costo totale con incremento (10%) [€]	370'008	225'680

Quindi oltre al costo di installazione dei pannelli dell’impianto pari a c.a. 322'000 €, bisogna considerare un costo aggiuntivo delle strutture pari a c.a. ulteriori 54'000 €, per un costo complessivo pari a 386'000 €, contro il valore dell’energia annua prodotta pari a circa 17'780 € (c.a. vent’anni di ammortamento).