


**ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROV. DI TRENTO**  
**dott.ing. ROBERTO BOSETTI**  
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
*dott. ing. Roberto Bosetti*

# autostrada del brennero

ALLARGAMENTO DELLA CARREGGIATA SUD AUTOSTRADALE  
IN CORRISPONDENZA DELLA SALITA DI AFFI TRA  
LA PROG. KM 201+285 E LA PROG. KM 203+930 E  
RIFACIMENTO DEI SOVRAPPASSI AUTOSTRADALI  
N°68 "RIVOLI-ZUANE" E N°69 "S.C. RIVOLI-CAPRINO"

1.3.6	<p><b>RELAZIONI</b> Relazioni di calcolo Carpenteria barriere antirumore</p>
-------	--

0	MAG-2022	EMISSIONE	A. BELTEMPO	F. OSS PAPOT	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA:  MAGGIO 2008			<b>DIREZIONE TECNICA GENERALE</b>		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA:  
NUMERO PROGETTO:  29/08					

<b>1. PREMESSA</b>	<b>1</b>
1.1 Descrizione generale dell'opera .....	1
1.2 Caratteristiche principali della struttura .....	1
1.3 Caratteristiche dei materiali .....	3
1.4 Normativa .....	3
1.4.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo .....	4
1.4.2 Affidabilità dei codici utilizzati.....	4
1.4.3 Metodo di calcolo .....	4
1.5 Analisi dei carichi .....	5
1.5.1 Carichi permanenti .....	5
1.5.2 Carichi variabili.....	5
1.5.3 Vento .....	5
1.5.4 Carico dinamico causato dalla rimozione della neve.....	8
1.5.5 Azione sismica .....	8
1.5.6 Azioni eccezionali: urto .....	8
1.5.7 Combinazioni di carico.....	9
<b>2. BARRIERA ANTIRUMORE CON PANNELLI IN PMMA - <math>H_{\text{calcolo}}=4,35</math> m</b>	<b>10</b>
2.1 Caratteristiche geometriche .....	10
2.2 Sollecitazioni .....	11
2.3 Verifiche profilo agli SLU.....	11
2.3.1 Verifica a taglio .....	11
2.3.2 Verifica a flessione .....	12
2.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa.....	12
2.4 Verifiche profilo agli SLE.....	13
2.4.1 Verifica della deformazione .....	13
2.5 Verifica della piastra di base .....	13
2.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base .....	13
2.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo .....	15
2.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M24 .....	16
2.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.....	20
<b>3. BARRIERA ANTIRUMORE CON PANNELLI IN LEGNO - <math>H_{\text{calcolo}}=4,35</math> m</b>	<b>21</b>
3.1 Caratteristiche geometriche .....	21
3.2 Sollecitazioni .....	22
3.3 Verifiche profilo agli SLU.....	22
3.3.1 Verifica a taglio .....	22
3.3.2 Verifica a flessione .....	23
3.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa.....	23
3.4 Verifiche profilo agli SLE.....	24

3.4.1 Verifica della deformazione .....	24
3.5 Verifica della piastra di base .....	24
3.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base .....	24
3.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo .....	26
3.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M24 .....	27
3.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M. ....	31

#### **4. BARRIERA ANTIRUMORE CON PANNELLI IN LEGNO - $H_{\text{calcolo}}=4,85$ m** **32**

4.1 Caratteristiche geometriche .....	32
4.2 Sollecitazioni .....	33
4.3 Verifiche profilo agli SLU.....	33
4.3.1 Verifica a taglio .....	33
4.3.2 Verifica a flessione .....	34
4.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa.....	34
4.4 Verifiche profilo agli SLE.....	35
4.4.1 Verifica della deformazione .....	35
4.5 Verifica della piastra di base .....	35
4.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base .....	35
4.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo .....	37
4.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M27 .....	38
4.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M. ....	42

#### **5. BARRIERA ANTIRUMORE CON PANNELLI IN PMMA - $H_{\text{calcolo}}=4,85$ m** **43**

5.1 Caratteristiche geometriche .....	43
5.2 Sollecitazioni .....	44
5.3 Verifiche profilo agli SLU.....	44
5.3.1 Verifica a taglio .....	44
5.3.2 Verifica a flessione .....	45
5.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa.....	45
5.4 Verifiche profilo agli SLE.....	46
5.4.1 Verifica della deformazione .....	46
5.5 Verifica della piastra di base .....	46
5.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base .....	46
5.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo .....	48
5.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M27 .....	49
5.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M. ....	53

## 1. PREMESSA

### 1.1 Descrizione generale dell'opera

Gli interventi in progetto sono funzionali all'adeguamento geometrico della piattaforma autostradale nel tratto ricompreso tra le progressive km km 201+285 e la prog. km 203+930 in corrispondenza della "Salita di Affi".

Il progetto prevede in particolare l'allargamento di 4.50 m della carreggiata sud, l'ampliamento delle opere d'arte ricomprese nel tratto citato in oggetto (il ponte sul canale S.I.M.A. e il viadotto delle Zuane) e la demolizione dei sovrappassi esistenti n° 68 e 69 seguita, in un secondo tempo, dalla realizzazione delle nuove strutture di scavalco nelle medesime posizioni. Per ottemperare alle previsioni del piano di contenimento e abbattimento del rumore PRCAR2013, è prevista anche la realizzazione di una barriera antirumore nel tratto più a nord della zona oggetto di intervento, le cui caratteristiche funzionali e dimensionali saranno descritte più in dettaglio nel seguito.

La barriera, di sviluppo complessivo pari a 520,5 m, sarà caratterizzata da campi costituiti da pannelli di polimetilmetacrilato, completamente trasparenti, su muro di controripa con paramento rivestito in pietra, alternati a campi ciechi su muro di sostegno, realizzati da pannelli di legno con la parte terminale costituita da lastre trasparenti, sempre di PMMA, in analogia alla barriera antirumore già installata poco più a nord a protezione dell'abitato di Canale. La tipologia scelta garantisce sia di movimentare la barriera per alleggerirne l'impatto visivo, sia di riprendere le caratteristiche dell'impianto già installato, del quale quello in progetto costituisce una naturale prosecuzione.

Geometricamente, il progetto prevede un tratto di barriera caratterizzato da una altezza di 4,85m, un tratto di altezza 4,35m ed, infine, la zona sul muro di controripa con altezza variabile da 4,35m a 1,50m.

### 1.2 Caratteristiche principali della struttura

Le opere sono state progettate in conformità a criteri di efficacia, per quanto riguarda il rumore, e di semplicità, per quanto riguarda la forma e le modalità di realizzazione. Si è pertanto optato per una tipologia di barriera più volte realizzata, ovvero a pannelli prefabbricati inseriti in appositi sostegni montati in opera. Tale tipologia consente un rapido montaggio della barriera, riducendo le operazioni di cantiere e, conseguentemente, i tempi d'ingombro della sede autostradale.

Le barriere antirumore saranno realizzate prevalentemente con pannelli fonoassorbenti in legno. Saranno inoltre impiegati pannelli trasparenti in polimetilmetacrilato, così da alleggerire l'impatto visivo delle barriere.

La struttura di fondazione delle barriere sarà realizzata in calcestruzzo C 28/35 ( $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ ) all'interno della quale saranno posizionati, utilizzando opportune dime, dei tirafondi M24, M27 in acciaio inox  $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$  per l'ancoraggio al cordolo dei montanti.

I montanti (HEA 180 e HEB 180), le piastre di base e tutta la carpenteria metallica saranno in acciaio S355 J2, zincati a caldo (spessore minimo secondo prospetto 2 norma UNI EN ISO 1461) e, successivamente, verniciati a polvere con procedimento elettrostatico e trattamento a forno (spessore minimo verniciatura 70 micron).

I pannelli delle barriere antirumore saranno appoggiati su un muretto prefabbricato in c.a. costituito da pannelli a due strati, nei quali la funzione portante sarà assicurata dallo strato in calcestruzzo armato, con il secondo strato fonoassorbente in calcestruzzo di argilla espansa, o pomice, rivolto verso la sorgente di rumore.

Alle superfici in vista della fondazione e del pannello in calcestruzzo sarà applicata una vernice protettiva monocomponente a base di resine metacriliche con consumo minimo di 500 gr/m<sup>2</sup>, da stendere a mano o a rullo previa applicazione del primer di adesione al supporto.

Le barriere antirumore, ad eccezione del tratto sul muro di controripa, saranno infine protette anteriormente da una barriera di sicurezza in acciaio Corten tipo "H3 compatibile con barriera antirumore".

### 1.3 Caratteristiche dei materiali

Per le parti strutturali nuove si adottano i seguenti valori di resistenza:

- Calcestruzzo: C 28/35  
Armatura ordinaria: B 450 C
- Armatura carpenteria:
  - montante e altre carpenterie acciaio S 355 (Fe 510) J2
  
  - Modulo elastico:  $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$   
Modulo di elasticità trasversale:  $G = E / [2(1+\nu)] = 80770\text{ N/mm}^2$   
Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,3$   
Coefficiente di espansione termica:  $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ per }^\circ\text{C}^{-1}$   
Densità:  $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$
- Tirafondi acciaio inox AISI 316 L  
 $f_{yk} \geq 450\text{ N/mm}^2$
- Acciaio per sicurvia: S 355 J0 W P - Corten A
- Saldature :

Di testa o a cordoni d'angolo, conformi alle disposizioni di cui al § 11.3.4 delle NTC 2008

### 1.4 Normativa

Questa relazione è stata redatta nel rispetto della legislazione tecnica italiana vigente.  
Le normative di riferimento sono:

- D.M. 14/01/2008: "Norme tecniche per le costruzioni" citato nel seguito come "NTC 2008".
- Circ. Min. LL.PP. 02/02/2009, 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 -Parte 1: Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità.
- UNI EN 1993-1-1: "Eurocodice 3. Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici".
- UNI ENV 1993-1-1: "Eurocodice 3. Progettazione delle strutture in acciaio. Appendice "F": - "instabilità flesso-torsionale".
- UNI EN 1993-1-8: "Eurocodice 3. Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.8: Progettazione dei collegamenti".
- UNI EN 1992-1-1: "Eurocodice 2. Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici".

#### 1.4.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Nel rispetto delle vigenti Norme Tecniche sulle Costruzioni (DM 14 gennaio 2008), si riportano di seguito le caratteristiche del codice di calcolo automatico utilizzato come supporto alla verifica delle analisi strutturali.

Origine e autore:	Strand7 Pty Ltd (formerly G+D Computing Pty Ltd)
Titolo:	Staus 7
Produttore:	Strand 7 Pty Ltd
Distributore:	HSH s.r.l. Via N.Tommaseo, 13 35131 Padova Tel. 049 66 38 88 – 049 87 52 724 Fax 049 87 58 747 E-mail hsh@iperv.it
Versione:	Release 2.4.6 Build 2
Licenza:	Autostrada del Brenneo S.p.a. - TN

#### 1.4.2 Affidabilità dei codici utilizzati

Il codice di calcolo Straus 7 è ampiamente suffragato e diffuso. Quanto oggi è richiesto formalmente al § 10.2 delle NTC2008: “Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo” è disponibile e proposto, come abitudine professionale.

E' stato realizzato un “Verification Manual” che contiene 144 test di validazione organizzati in modo sistematico per trattare la casistica delle applicazioni fondamentali del codice. Gli esempi sono strutturati sulla falsariga dei cosiddetti “benchmark”, utilizzando, ove esistenti, i problemi di riferimento proposti da organizzazioni internazionali note quali ad esempio la NAFEMS.

E' disponibile anche un “Theoretical Manual”, contenente indicazioni esaurienti sull'architettura del sistema e sulle scelte di metodo a base delle implementazioni seguite, sia per quanto attiene agli aspetti algoritmici sia per quanto riguarda la stabilità e robustezza propriamente numeriche. Per tutti gli altri approfondimenti si rimanda al sito del distributore Europeo:

<http://www.hsh.info>

per i riferimenti specifici di validazione del software:

<http://www.hsh.info/verifman.htm>

#### 1.4.3 Metodo di calcolo

Il calcolo è eseguito in prima battuta in modo rigoroso, seguendo le regole di calcolo della scienza delle costruzioni e le verifiche imposte dalla vigente normativa.

Solo in seguito è eseguita un'analisi agli elementi finiti per meglio analizzare quelle problematiche puntuali difficilmente calcolabili “alla mano”.

Nella modellazione F.E.M. ogni singola piastra e montante, fino ad altezza di un metro, sono riprodotte con l'ausilio di elementi “plate”; la restante parte del montante è modellata con elementi di tipo “beam”.

I tirafondi sono assimilati a degli elementi denominati “cut-off” opportunamente vincolati a terra.

Il problema del contatto tra piastra e calcestruzzo è modellato tramite una rigidità alla Winkler, rappresentativa, in sintesi, di un letto di molle reagenti solo a compressione, ciò implica che l'analisi sia di tipo NON-lineare.

Si utilizza il programma FEM Straus 7 per le analisi.

Utilizzando un solutore agli elementi finiti si esegue una verifica "visiva" basata sull'individuazione delle tensioni ideali massime, con l'ausilio di una scala cromatica rappresentativa dei valori tensionali ideali limitata fino al valore di resistenza di progetto dell'acciaio; pertanto, i valori di tensione che superano questo limite sono rappresentati in colore grigio e facilmente individuabili, se presenti.

## 1.5 Analisi dei carichi

### 1.5.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti strutturali considerati sono il peso proprio della barriera antirumore.

In particolare si assume:

peso profilato HEA 180	0.355	kN/m
peso profilato HEB 180	0.512	kN/m
elementi di fissaggio (per h montante)	0.120	kN/m
pannello fonoassorbente in legno	0.300	kN/m <sup>2</sup>
pannello fonoassorbente in PMMA	0.240	kN/m <sup>2</sup>
piastra acciaio 600X350mm e rinforzi (per montante)	0.643	kN/montante
piastra acciaio 400X400mm e rinforzi (per montante)	0.420	kN/montante

### 1.5.2 Carichi variabili

L'unico carico variabile presente nel calcolo e verifica del montante è il vento che verrà affrontato di seguito in specifico paragrafo.

### 1.5.3 Vento

Il carico da vento è calcolato in accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (§ 3.3 del D.M. 14 gennaio 2008 e C.M. 2 febbraio 2009). Di seguito, si stimerà una pressione del vento adeguata a tutto il tracciato autostradale dell'A22, valida per tutte le barriere fino ad una altezza montante di 5,50 m ed interasse massimo di 2,66 m.

#### Dati generali di ingresso:

- Regione:

	$V_{ref,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$K_a$
zona 1 = Regione Trentino Alto Adige, Veneto;	25	1000	0,010
zona 2 = Emilia Romagna	25	750	0,015

- Periodo di ritorno  $T_r = 500$  anni, a cui corrisponde un coefficiente di ritorno pari a  $\alpha_R = 1,123$ .

- Classe di rugosità:

“ C “ Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ...);

“ D “ Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aree agricole, ...).

- Altezza s.l.m. di ubicazione dell'opera e corrispondente categoria di classificazione del luogo oggetto dell'intervento in funzione della rugosità:

CASISTICHE in funzione della località	Rugosità	
	C	D



A) fino a 500 m (da Modena a Chiusa)	III	II
B) da 500 a 750 m (da Chiusa a Vipiteno)	IV	III
C) maggiore di 750 m (da Vipiteno a Brennero)	IV	IV

- Densità dell'aria: 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

Risultati generali:

- Velocità di riferimento,

Note le regioni e le quote s.l.m. del tracciato autostradale, si identificano due casistiche per il calcolo della velocità base di riferimento del vento:

- 1) da Modena a Vipiteno (fino a 1000 m s.l.m.), le quote "a<sub>s</sub>"( altezza s.l.m.) sono inferiori ad "a<sub>0</sub>"; in questo caso la velocità di riferimento V<sub>b</sub> è assunta costante e pari a:

$$V_b = V_{b,0} = 25,0 \text{ m/s}$$

- 2) da Vipiteno a Brennero (1370 m s.l.m.), le quote "a<sub>s</sub>"( altezza s.l.m.) sono superiori ad "a<sub>0</sub>"; in questo caso la velocità di riferimento è variabile, V<sub>b</sub>(a<sub>s</sub>), ed è valutata utilizzando la seguente relazione:

$$V_b = V_{b,0} + k_a(a_s - a_0) = 28,70 \text{ m/s (per } a_s = 1370 \text{ m)}$$

La velocità di riferimento calcolata è poi moltiplicata per il coefficiente di ritorno α<sub>R</sub>, funzione del tempo di ritorno di progetto T<sub>r</sub> = 500 anni, ottenendo così la velocità di riferimento per un periodo di ritorno di 500 anni:

$$V_{b(T_r=500\text{anni})} = V_b \cdot \alpha_R(T_r) \quad \text{dove } \alpha_R(T_r) = 1,123;$$

Da Modena a Vipiteno, si ha: V<sub>b(T<sub>r</sub>=500anni)</sub> = 25,00 m/s \* 1,123 = 28,08 m/s (Cat. II, III, IV);

Da Vipiteno a Brennero, si ha: V<sub>r(T<sub>r</sub>=50anni)</sub> = 28,70 m/s \* 1,123 = 32,23 m/s (Cat. IV).

- Coefficiente topografico C<sub>t</sub>, che come prescritto dalla normativa di riferimento si assume pari a 1,0;

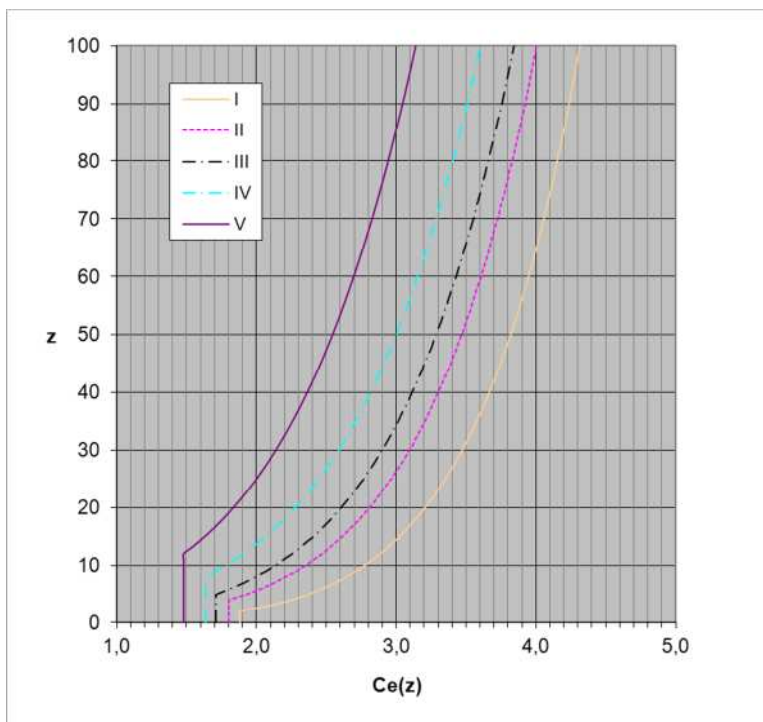
- Coefficiente di esposizione c<sub>e</sub>(z), che è funzione dell'altezza z dell'opera rispetto al suolo e della classificazione del luogo in cui sarà ubicata l'opera:

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

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Di seguito, sono diagrammati i valori di c<sub>e</sub> in funzione di z e per tutte le categorie di esposizione prese in esame.

c <sub>t</sub> = 1	Categoria di esposizione		
	II	III	IV
z	c <sub>e</sub> (z)	c <sub>e</sub> (z)	c <sub>e</sub> (z)
1	1,801	1,708	1,634
2	1,801	1,708	1,634
3	1,801	1,708	1,634
4	1,801	1,708	1,634
5	1,929	1,708	1,634
6	2,037	1,817	1,634
7	2,130	1,912	1,634
8	2,212	1,995	1,634
9	2,286	2,070	1,712
10	2,352	2,138	1,783
11	2,413	2,200	1,848
12	2,469	2,257	1,908
13	2,521	2,311	1,964
14	2,570	2,360	2,017
15	2,616	2,407	2,066
16	2,659	2,451	2,113
17	2,700	2,493	2,157
18	2,738	2,533	2,199
19	2,775	2,570	2,238
20	2,810	2,606	2,277



Assumendo C<sub>t</sub> = 1,0, classe di rugosità più sfavorevole pari a "D" e z pari all'altezza massima del manufatto (z = 5,50 m), si ottengono i seguenti valori del coefficiente di esposizione:

- A) c<sub>e</sub> = 1,985 (cat. II ) valido nel tratto da Modena a Chiusa;
- B) c<sub>e</sub> = 1,764 (cat. III ) valido nel tratto da Chiusa a Vipiteno;
- C) c<sub>e</sub> = 1,634 (cat. IV) valido nel tratto da Vipiteno a Brennero.

- Pressione cinetica di riferimento (q<sub>r</sub>):

in generale:  $q_r = \frac{1}{2} \rho V_r^2$

per il caso A) abbiamo  $q_r = \frac{1}{2} \rho 28,08^2 = 492,8 \text{ N/m}^2$ ;

per il caso B) abbiamo  $q_r = \frac{1}{2} \rho 28,08^2 = 492,8 \text{ N/m}^2$ ;

per il caso C) abbiamo  $q_r = \frac{1}{2} \rho 32,23^2 = 649,2 \text{ N/m}^2$ .

- Si adottano prudenzialmente come coefficienti di pressione i seguenti valori:

sopravento	C <sub>pe</sub> = 0,8
sottovento	C <sub>pi</sub> = 0,4

- Pressione del vento (p):

$p = q_r C_e C_p C_d$

dove: c<sub>p</sub> = coefficiente di pressione complessivo;

c<sub>d</sub> = coefficiente dinamico (preso convenzionalmente pari a 1);

$c_e = c_e(z)$  coefficiente di esposizione, con  $z$  = altezza massima manufatto da terra.

Noti i valori dei diversi coefficienti, la pressione del vento è quindi valutata per ciascun tratto autostradale preso in esame:

per il caso A) abbiamo  $p = 492,8 \times 1,985 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1173 \text{ N/m}^2$ ;  
per il caso B) abbiamo  $p = 492,8 \times 1,764 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1043 \text{ N/m}^2$ ;  
per il caso C) abbiamo  $p = 649,2 \times 1,634 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1273 \text{ N/m}^2$ .

Al fine di semplificare la trattazione del vento, la pressione globale su tutto l'asse del Brennero sarà assunta pari al valore massimo di calcolo, circa 1,17 kPa, incrementato prudenzialmente della pressione dinamica da traffico, 0,8 kPa, valore riportato in UNI EN 1794-1 per veicoli viaggianti a velocità maggiori di 120 km/h e distanti 3,0 m dalla barriera.

Pertanto, la pressione globale adottata nei calcoli risulta:

$$p_{\text{vento,CALCOLO}} = \pm 2,0 \text{ kN/m}^2$$

#### 1.5.4 Carico dinamico causato dalla rimozione della neve

Secondo la UNI EN 1794-1 Appendice E il carico dinamico causato dalla rimozione della neve è un carico orizzontale transitorio perpendicolare alla barriera. Il carico è assunto distribuito uniformemente su un'area di 2.00x2.00 metri e con la risultante applicata ad 1.50 metri dal piano stradale.

Con la barriera antirumore a distanza  $x=3.00$  metri dal bordo della superficie spazzata ed ipotizzando una velocità di spazzamento di 60 km/h si ricava una forza risultante

$$F = 15.0 \text{ kN}$$

Supponendo che si scarichi completamente su un montante della barriera risulta un momento massimo alla base:

$$M_{\text{neve}} = F \times 1.50 = 22.5 \text{ kNm}$$

Si nota come tale valore sia sempre inferiore a quello causato dal vento, che per la barriera più bassa ( $h_{\text{montante}}=3,5\text{m-HEA180}$ ) vale:

$$M_{\text{vento}} = q \times l^2 / 2 = 5.32 \times 3.5^2 / 2 = 32.59 \text{ kNm}$$

Poiché si assume che il carico dinamico causato dalla rimozione della neve non agisca simultaneamente al carico del vento, nel seguito tale condizione di carico sarà trascurata.

#### 1.5.5 Azione sismica

L'analisi sismica dei montanti è stata trascurata, poiché le masse in gioco sono piccole e le entità delle forze risultanti sono ininfluenti rispetto alle azioni accidentali (vento).

#### 1.5.6 Azioni eccezionali: urto

Nel rispetto delle ipotesi geometriche assunte, l'urto dei veicoli è assorbito interamente dal sicurvia; il montante è posto, infatti, ad una distanza dal sicurvia tale per cui le azioni eccezionali sono da considerarsi nulle.

### 1.5.7 Combinazioni di carico

1) Fondamentale per gli stati limite ultimi (SLU)

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

2) Rara per gli stati limite di esercizio (SLE)

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

3) Frequente per gli stati limite di esercizio (SLE)

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

4) Quasi permanente per gli stati limite di esercizio (SLE)

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

5) Sismica per gli stati limite ultimi (SLU)

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

6) Eccezionale per gli stati limite ultimi (SLU)

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

dove:

$G_1$  = peso proprio di tutti gli elementi strutturali;  
 $G_2$  = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;  
 $P$  = pretensione e precompressione;  
 $Q_k$  = azioni variabili caratteristiche sulla struttura;  
 $A$  = azioni eccezionali sulla struttura;  
 $E$  = azioni derivanti dai terremoti.

Sintetizzando, per le combinazioni di carico più gravose vengono assunti i seguenti coefficienti (corrispondenti alla combinazione A1)

	SLE	SLU
<b>Peso Proprio (<math>\gamma_{G1}</math>)</b>	<b>1</b>	<b>1.3</b>
<b>Carichi permananti (<math>\gamma_{G2}</math>)</b>	<b>1</b>	<b>1.3</b>
<b>Vento (<math>\gamma_{Q1}</math>)</b>	<b>1</b>	<b>1.5</b>

## 2. BARRIERA ANTIRUMORE CON PANNELLI IN PMMA - $H_{\text{calcolo}}=4,35 \text{ m}$

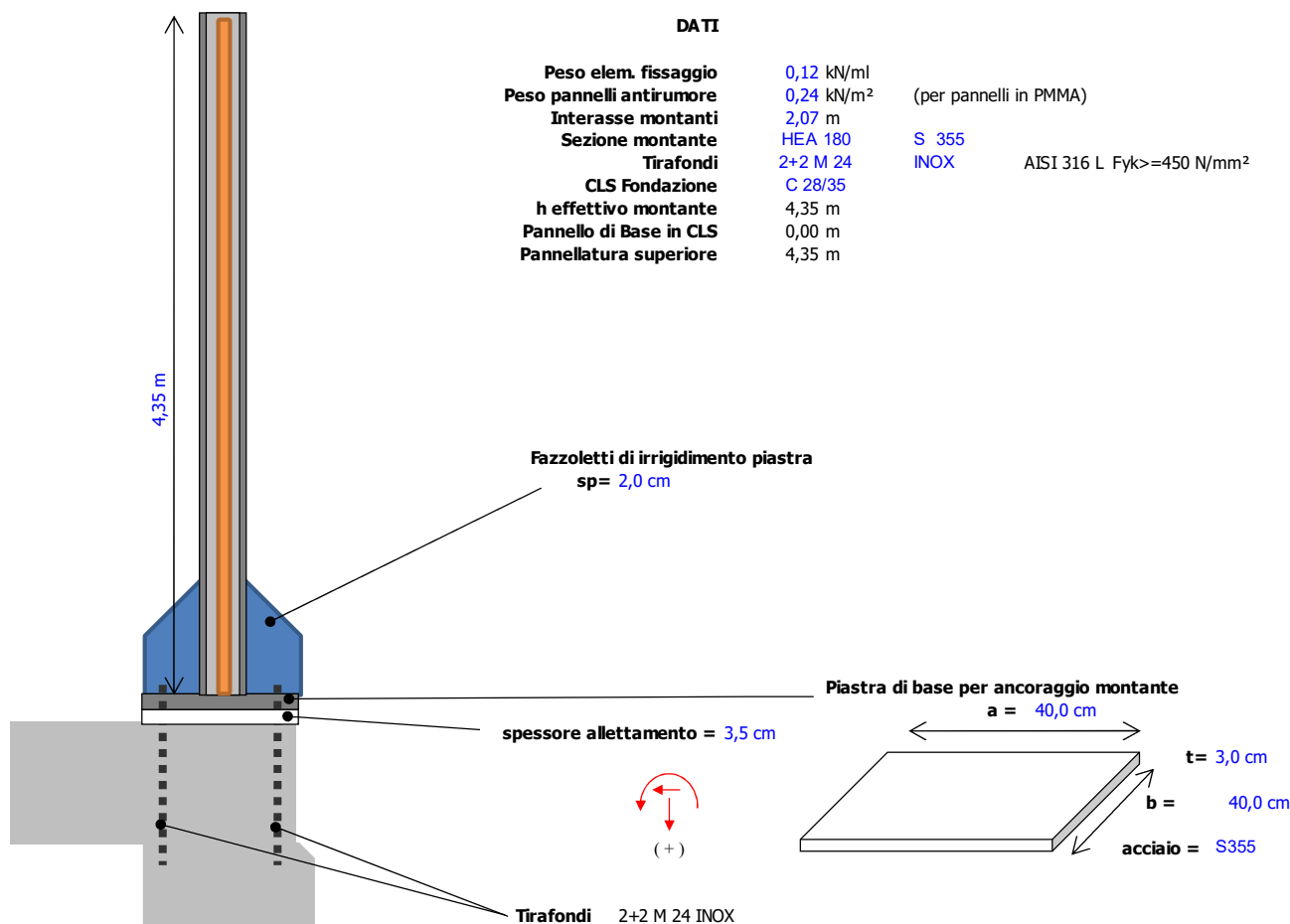
### 2.1 Caratteristiche geometriche

Tra le sezioni stradali 34 e 42 si prevede l'installazione di una barriera in PMMA di altezza e interasse montanti entrambi variabili, con montanti HEA180 realizzati in acciaio. I calcoli saranno condotti considerando una altezza complessiva di barriera di 4,35m e un interasse montante di 2,07m, a cui corrisponde il valore massimo di superficie di influenza e, quindi, la massima azione del vento sulla barriera.

Alla base di ogni montante è saldata una piastra 400x400mm e relativi irrigidimenti, con predisposti 4 fori per le barre di ancoraggio.

L'ancoraggio al cordolo avviene per mezzo di tirafondi M24 in acciaio inox AISI 316 L.

La dimensione della piastra è stata opportunamente studiata per evitare interferenze tra gli ancoraggi e i pannelli.



Il profilo da adottare per il montante della barriera antirumore presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

<b>SEZIONE:</b>	<b>HEA 180</b>	<b>ACCIAIO:</b>	<b>S 355</b>	<b>Barriera antirumore H = 4,35m</b>																
Res. dei materiali secondo NTC 2008	E = 210.000 MPa $\nu = 0,30$ $\varepsilon = 0,81$ G = 80.769 MPa $f_{yk} = 355$ MPa $f_{yd} = 338$ MPa $\tau_{yd} = 195$ MPa	$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$ $\tau_{yd} = f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$		coeff. di sicurezza (Tab. 4.2.V) $\gamma_{M0} = 1,05$ $\gamma_{M1} = 1,05$ $\gamma_{M2} = 1,25$ $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ °C <sup>-1</sup> $\rho = 7850$ kg/m <sup>3</sup>																
Dati geom.	b = 180 mm h = 171 mm e = 9,5 mm a = 6 mm r = 15 mm c = 152 mm d = 122 mm	Dati sez.	A = 45,3 cm <sup>2</sup> Wx = 294 cm <sup>3</sup> Wpl,x = 325 cm <sup>3</sup> Jx = 2510 cm <sup>4</sup> ix = 7,45 cm Jt el = 11,38 cm <sup>4</sup> Jw = 60315,20 cm <sup>5</sup>	Wy = 103 cm <sup>4</sup> Wpl,y = 156 cm <sup>3</sup> Jy = 925 cm <sup>4</sup> iy = 4,52 cm Jt pl = 14,8 cm <sup>4</sup>																
<b>CLASSE DEL PROFILO</b> (NTC2008 § 4.2.3.1) profilo laminato a caldo tipo verifica ammessa:					<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c</th> <th>c/t</th> <th>comp.</th> <th>fless.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ala</td> <td>72</td> <td>7,58</td> <td><b>CLASSE 2</b></td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>anima</td> <td>122</td> <td>20,33</td> <td><b>CLASSE 1</b></td> <td><b>CLASSE 1</b></td> </tr> </tbody> </table> <p>Metodo PLASTICO (P) o ELASTICO (E)</p>		c	c/t	comp.	fless.	ala	72	7,58	<b>CLASSE 2</b>	-	anima	122	20,33	<b>CLASSE 1</b>	<b>CLASSE 1</b>
	c	c/t	comp.	fless.																
ala	72	7,58	<b>CLASSE 2</b>	-																
anima	122	20,33	<b>CLASSE 1</b>	<b>CLASSE 1</b>																

## 2.2 Sollecitazioni

Le sollecitazioni alla base del montante sono le seguenti:

<b>MONTANTE</b>						
<b>SOLLECITAZIONI</b>						
			$\gamma$	SLE		SLU
1.	Profilo+fissaggi	(0,355+0,12)x4	1,00	1,90 kN		1,30 2,47 kN
2.	Pannello		1,00	2,09 kN		1,30 2,72 kN
	sommano	<b>Ntot = 0,24x4,35x2,01</b>		<b>3,99 kN</b>		<b>1,30 5,19 kN</b>
3.	Vento	Hv = 2x2,07x4,35 Mv = Hv x 4,35 / 2	1,00	<b>18,01 kN</b> <b>39,17 kNm</b>		<b>1,50 27,01 kN</b> <b>58,75 kNm</b>
4.	Neve	Hn = 15,00 kN Mn = Hn x 1,50	1,00	15,00 kN 22,50 kNm		<b>1,50 22,50 kN</b> <b>33,75 kNm</b>

Che si riassumono nelle seguenti sollecitazioni di verifica:

<b>agli SLE</b>	<b>agli SLU</b>
N <sub>Ed</sub> = <b>3,99 kN</b>	N <sub>Ed</sub> = <b>5,19 kN</b>
V <sub>Ed</sub> = <b>18,01 kN</b>	V <sub>Ed</sub> = <b>27,01 kN</b>
M <sub>XEd</sub> = <b>39,17 kNm</b>	M <sub>XEd</sub> = <b>58,75 kNm</b>

## 2.3 Verifiche profilo agli SLU

### 2.3.1 Verifica a taglio

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} \quad 27,01 \leq 283,43 \text{ kN} \quad \text{Verificato !}$$

dove:

$$V_{c,Rd} = \left( \text{x profili a l e H, res plastica} \right) \quad A_v \tau_{yd} = 283,43 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 b e + (a+2r) e = 14,52 \text{ cm}^2$$

Per quanto riguarda l'instabilità dell'anima a taglio, può essere trascurata se:

$$d/a (20,33) < 72 \varepsilon (58,58) \quad (\text{NTC2008 4.2.27})$$

Inoltre, poiché il taglio di progetto è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio ( $V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,10 \leq 0,5$ ), si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

### 2.3.2 Verifica a flessione

Definiti i seguenti valori:

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A f_{yk} / \gamma_{M0} = 1.531,57 \text{ kN} \\ n &= N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,003389 \\ a &= (A-2 b e) / A = 0,245033 \leq 0,5 \end{aligned}$$

Per le sezioni a I o H, di classe 1 e 2, doppiamente simmetriche e soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,x,Rd} = M_{pl,x,Rd} * (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,x,Rd}$$

Poiché, nel caso in esame  $(1 - n) / (1 - 0,5 a) > 1$ , è sufficiente la verifica a sola flessione.

La verifica a flessione retta per profili di classe 1 e 2 è condotta facendo riferimento alla teoria plastica:

$$M_{c,Rd} = \chi_{classe 1e 2} \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad M_{pl} = W_{pl} f_{yd} = \quad M_{pl,x} = 109,88 \text{ kNm}$$

$M_{x,Ed} (58,75 \text{ kNm}) \leq M_{c,Rd} (109,88 \text{ kNm})$ ; dunque il profilo è adeguato.

### 2.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa

Obiettivo della verifica è dimostrare che:

$$M_{xb,Rd} = \chi_{LT} W_x \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \geq M_{x,Ed}$$

Il calcolo dell'instabilità flessionale è condotto, in generale, nel rispetto delle NTC2008.

Posto che:

$$\begin{aligned} L_{cr} &= 8,70 \text{ m} \quad (\text{lunghezza di libera inflessione}) \\ \psi &= 1,75 \quad (\text{vd. C4.2.31}) \end{aligned}$$

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr,x}} \sqrt{E J_{min} G J_T \left( 1 + \left( \frac{\pi}{L_{cr,x}} \right)^2 \frac{E J_w}{G J_T} \right)} = 102,73 \text{ kNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{yk}}{M_{cr,x}}} = 1,0597$$

$$k_c = 0,75$$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c[1 - 2,0(\overline{\lambda_{LT}} - 0,8)^2]) = 0,8919$$

$$\alpha_{LT} = 0,34 \quad h/b = 0,95$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0,2) + \beta \overline{\lambda_{LT}}^2] = 1,2077$$

$$\beta = 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \overline{\lambda_{LT}}^2}} = 0,6275$$

$M_{x,b,Rd} (68,95 \text{ kNm}) \geq M_{x,Ed} (58,75 \text{ kNm})$ ; la verifica è soddisfatta.

## 2.4 Verifiche profilo agli SLE

### 2.4.1 Verifica della deformazione

$d_{max} \leq L_s / 150 = 29,00 \text{ mm}$  nel rispetto della UNI EN 1794-1 (A.3.2.2)  
 $q = 2 \times 2,07 = 4,14 \text{ kN/m}$  carico lineare del vento  
 $L_s = l = 4,35 \text{ m}$  altezza barriera

$$d_{max} = \frac{q l^4}{8 E J} = 35,15 > 29,00 \text{ (mm)} \quad \text{INCOMPATIBILE CON L'INTEGRITA' DEI PANNELLI}$$

se si adottasse il valore reale massimo del solo vento pari a 1,3 kN/mq avremmo  $q = 1,3 \times 2 = 2,6 \text{ kN/m}$

$$d_{max} = \frac{q l^4}{8 E J} = 22,08 < 29,00 \text{ (mm)} \quad \text{e quindi VERIFICATO !}$$

## 2.5 Verifica della piastra di base

### 2.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base

Tale verifica è eseguita come da appendice "L" EC3 (ENV).

A Z I O N I ( x montante )		SLE					SLU				
		$\gamma$	$\gamma H \text{ (kN)}$	$\gamma N \text{ (kN)}$	$M' \text{ (kNm)}$	$e' \text{ (m)}$	$\gamma$	$\gamma H \text{ (kN)}$	$\gamma N \text{ (kN)}$	$M' \text{ (kNm)}$	$e' \text{ (m)}$
1.	Profilo + fissaggi	1		1,90	0,00	0,000	1,30		2,47	0,00	0,000
2.	Pannello	1		2,09	0,00	0,000	1,30		2,72	0,00	0,000
3.	Piastra acciaio e rinforzi	1		0,42	0,00	0,000	1,30		0,55	0,00	0,000
				<b>4,41</b>	<b>0,00</b>	<b>0,000</b>			<b>5,73</b>	<b>0,00</b>	<b>0,000</b>
4.	Vento $p= 2,00 \text{ kN/mq}$	1	18,01		39,71	2,205	1,50	27,01		59,56	2,205
	<b>Sommario CON VENTO INTERNO</b>		<b>18,01</b>	<b>4,41</b>	<b>39,71</b>	<b>2,205</b>		<b>27,01</b>	<b>5,73</b>	<b>59,56</b>	<b>2,205</b>
5.	Vento $p= 2,00 \text{ kN/mq}$	1	-18,01		-39,71	2,205	1,50	-27,01		-59,56	2,205
	<b>Sommario CON VENTO ESTERNO</b>		<b>-18,01</b>	<b>4,41</b>	<b>-39,71</b>	<b>2,205</b>		<b>-27,01</b>	<b>5,73</b>	<b>-59,56</b>	<b>2,205</b>

#### Sollecitazioni di calcolo per verifica sezione ipotetica in cls con tirafondi

con vento interno  $\gamma H_d = 27,01 \text{ kN}$   $\gamma N_d = 5,73 \text{ kN}$   $\gamma M_d = 59,56 \text{ kNm}$   
 con vento esterno  $\gamma H_d = -27,01 \text{ kN}$   $\gamma N_d = 5,73 \text{ kN}$   $\gamma M_d = -59,56 \text{ kNm}$

La piastra di ancoraggio ha uno spessore di 30 mm in acciaio S355 e dimensioni di 400x400mm; l'ancoraggio sarà realizzato con 4 tirafondi M24 in acciaio INOX AISI 316 L.

Si determinano le caratteristiche del calcestruzzo costituente la fondazione:

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16,46 \text{ N/mm}^2$$



Si calcola la resistenza di progetto del giunto  $f_j$  ( $\beta_j=2/3$ ;  $k_j=1$  a favore di sicurezza):

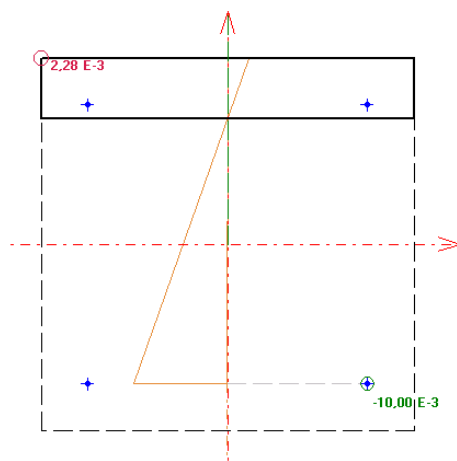
$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} = 10,97 \text{ MPa}$$

con la quale si ricava anche  $c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{mo}}} = 96 \text{ mm}$ , che determina una  $A_{\text{eff}} = 142253,3 \text{ mm}^2$ .

La resistenza a compressione del giunto di base risulta abbondantemente superiore alle sollecitazioni di compressione. ( $A_{\text{eff}} * f_j = 1560,99 \text{ kN}$ )

Si vuole però valutare anche la resistenza a flessione del giunto; si calcola, quindi, il momento resistente ultimo della sezione con: “ $f_j$ ” resistenza massima del calcestruzzo,  $f_y=450 \text{ N/mm}^2$  resistenza delle barre in acciaio e  $A_s = 353 \text{ mm}^2$  area netta per una barra M24. Inoltre, le dimensioni della sezione reagente sono assunte pari alle dimensioni della piastra.

Con vento interno si ha  $M_{\text{Ed}} = 59,56 \text{ kNm} < M_{\text{res,u}} = 87,87 \text{ kNm}$ .



**Condizione di carico n. 1**

Con: sforzo normale sollecitante  $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$   
rapporto  $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$  (alfa = 90,0°)

I momenti flettenti resistenti risultano:  
 $M_{xur} = 87,87 \text{ kNm}$   
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

**Campo 2** max eps c = 2,280 E-3  
min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 6,5 cm  
x/d = 0,1857 x/h = 0,1625 (d = 35,0 h = 40,0 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

Con vento esterno si ha  $M_{\text{Ed}} = -59,56 \text{ kNm} < M_{\text{res,u}} = -87,87 \text{ kNm}$ .

Si rimanda alle analisi FEM per ulteriori approfondimenti e verifiche locali.

### 2.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo

Unione bullonata SEMPLICE - verifiche eseguite per il tirafondo più sollecitato  
 Giunzione tra PIASTRA MONTANTE VERTICALE E FONDAZIONE CON TIRAFONDI

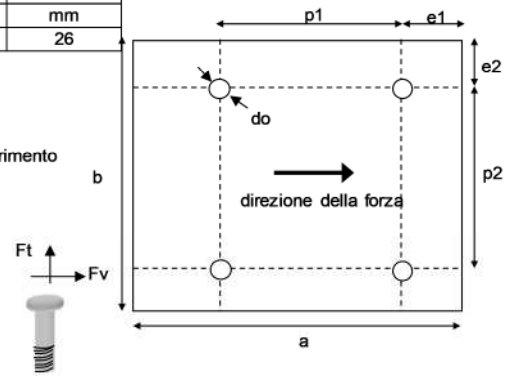
<b>BULLONI:</b>	classe: <b>INOX</b>	$f_{ub}$	$f_y$	$A$	$A_s$	$d$ bullone	$do$ - foro
	DADO: -	MPa	MPa	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm
	bullone: <b>M 24</b>	540	450	452	353	24	26

<b>PIASTRA</b>	$t = 30$ mm	spessore minimo singola piastra di collegamento
	$a = 400$ mm	$p1 = 300$ mm $p2 = 300$ mm
	$b = 400$ mm	$e1 = 50$ mm $e2 = 50$ mm
	$f_u = 510$ MPa	$n = 1$ n° piastre o sup. di scorrimento

**COEFF.**  $\gamma_{Mb} = 1,25$  coefficiente di sicurezza per bulloni  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  coefficiente di sicurezza per fori

**AZIONI SUL SINGOLO BULLONE**  
 $F_{t,Ed} = 93,86$  kN trazione calcolata per equilibrio a rotazione  
 $F_{v,Ed} = 14$  kN taglio assorbito da soli 2 bulloni



**VERIFICHE GEOMETRICHE**

57 mm	= 2,2 do	≤ p1 ≤	min(14t;200) =	200 mm
62 mm	= 2,4 do	≤ p2 ≤	min(14t;200) =	200 mm
31 mm	= 1,2 do	≤ e1 ≤	40 + 4 t =	160 mm
31 mm	= 1,2 do	≤ e2 ≤	40 + 4 t =	160 mm

NB: p1 e p2 max valgono il doppio se in quella zona la fila di bulloni è tesa (figura 3.1d EC3);  
 p1, p2, e1 e e2 non hanno un limite massimo, eccetto per le membrature compresse e tese (prospetto 3.3. EC3).

**VERIFICHE DI RESISTENZA**  
**Trazione**  $F_{t,Ed} \leq \min ( F_{t,Rd} ; B_{t,Rd} ) = 93,86 \leq 137,25$  kN **OK**  
 dove :  $\min ( F_{t,Rd} ; B_{t,Rd} ) = 137,25$  kN  
 $F_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb} = 137,25$  kN  
 $B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_u / \gamma_{Mb} = 553,72$  kN

**Taglio**  $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$  14 ≤ 76,25 kN **OK**  
 verifica sul filetto  
 dove :  $A' = A_s = 353$  mm<sup>2</sup>  
 x classe INOX  
 $F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A' / \gamma_{Mb} = 76,25$  kN

**Trazione e Taglio**  
 $\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} = \frac{14,00}{76,25} + \frac{93,86}{192,14} = 0,67 \leq 1$  **OK**

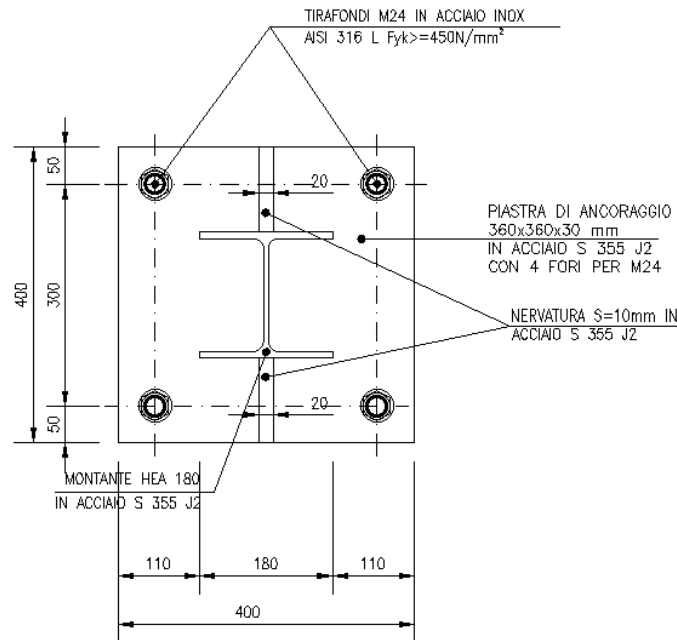
**Rifollamento**  $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$  14 ≤ 470,77 kN **OK**  
 $F_{b,Rd} = 2,5 \alpha f_u d t / \gamma_{Mb} = 470,77$  kN  
 $\alpha = \min(e1/3do;p1/3do-1/4;f_{ub}/f_u;1) = 0,641$

**Resistenza piatto di collegamento**  
 $N_{u,Ed} \leq N_{u,Rd}$  28,00 ≤ 3833,57 kN **OK**  
 azione di taglio sollecitante il piatto  
 $N_{u,Ed} = (\text{taglio di progetto agli sl_u}) = 28,00$  kN  
 azione di taglio resistente (ultima)  
 $N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2} = 3.833,57$  kN  
 dove  $A_{net} = t' \times a - n' ( t' \times do ) = 10440$  mm<sup>2</sup>  
 $n' = 2$  n° fori da detrarre per il calcolo dell'area netta  
 $t' = 30$  solitamente  $n \times t =$  altezza totale piatto di connessione

### 2.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M24

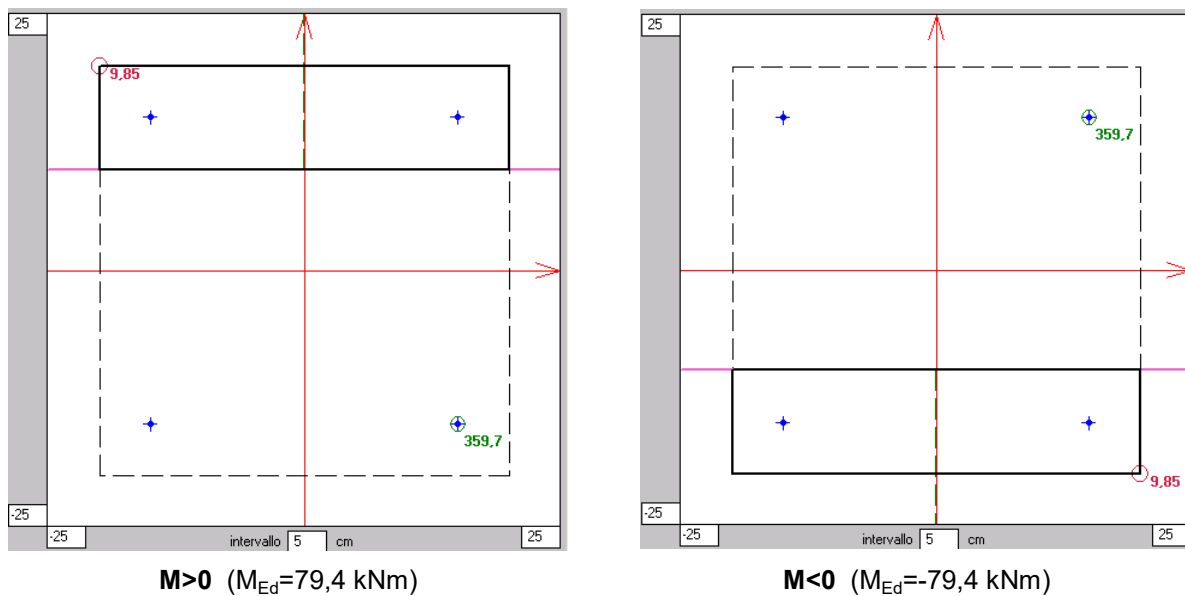
L'ancoraggio della barriera antirumore è realizzato mediante i seguenti elementi:

- 4 tirafondi M24 ( $d_{int}=24$  mm,  $A=452$  mm<sup>2</sup>,  $A_{res}=353$  mm<sup>2</sup>)
- 4 rondelle ( $d_{est}=110$  mm,  $s=20$  mm)
- 1 piastra (dim. 400x400x30 mm)



### Verifica allo SLE

Il momento sollecitante massimo  $M_{Ed}$ , che può essere applicato alla sezione senza superare le tensioni limite allo stato limite di esercizio nel calcestruzzo e nei tirafondi, vale:



$$\sigma_{c \max} = 9,85 \text{ N/mm}^2 \leq 0,6 f_{ck} = 17,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s, \max} = 359,7 \text{ N/mm}^2 \leq 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio inox AISI 316 L } f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2)$$

La massima pressione della rondella sul calcestruzzo vale:

$$\text{area di contatto rondella-clc} = \pi/4 (110^2 - 24^2) = 9051 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c, \max} = 360 \times 353 / 9051 = 14,04 \text{ N/mm}^2 < 17,4 \text{ N/mm}^2$$

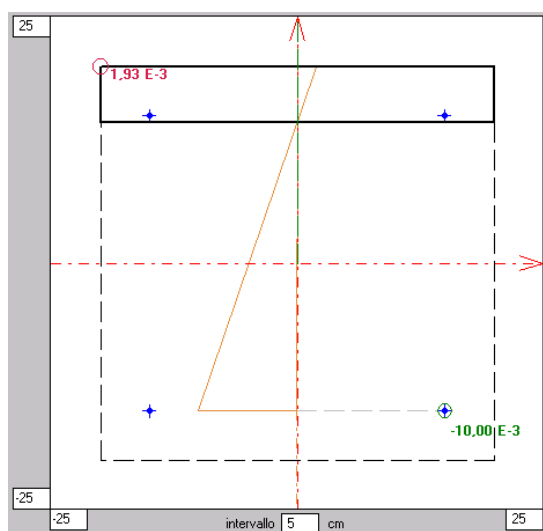
### Verifica allo SLU

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

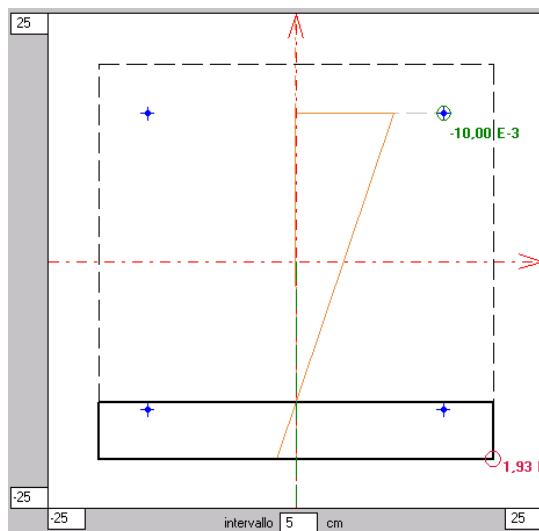
$$f_{cd} = 0,85 \times 29,05 / 1,5 = 16,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

risulta un momento ultimo resistente  $M_{Rdu}$ :



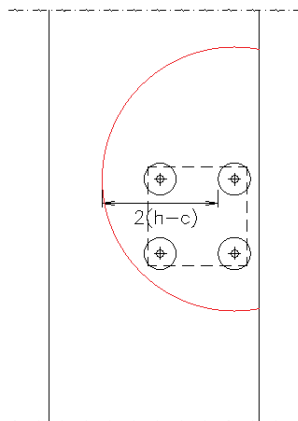
**M > 0** ( $M_{Rdu} = 89,87 \text{ kNm}$ )



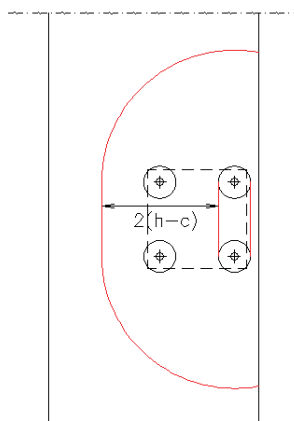
**M < 0** ( $M_{Rdu} = -89,87 \text{ kNm}$ )

Per verificare la profondità di ancoraggio dei tirafondi, si esegue la verifica a punzonamento del cordolo (§ 6.4.4 della norma UNI EN1992-1-1) assumendo  $h = 280 \text{ mm}$  e  $c = 40 \text{ mm}$ . Nella figura seguente, sono schematizzati i possibili meccanismi di rottura, dove con  $c$  si indica il copriferro.

CASO A



CASO B



In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{200/h} = 1,85 \leq 2, \text{ con } h = 280 \text{ mm};$$

$$f_{ck} = 29,05 \text{ MPa};$$

$$k_1 = 0,1;$$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ (tensione media di compressione nella sezione);}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_C = 0,12;$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,47 \text{ MPa};$$

$\rho_l$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa, valutato nel seguito.

Per il calcolo di  $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \rho_{l,y}} \leq 0,02$ , dove y rappresenta la direzione di sviluppo della piastra di base e x la direzione perpendicolare, si ipotizza la presenza di ferri ripartitori  $\phi 20/250$  mm e staffe  $\phi 8/250$  mm:

$$\rho_{l,x} = A_{\phi 8} / (i_x h) = 0,0007;$$

$$\rho_{l,y} = A_{\phi 20} / (i_y h) = 0,0045;$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \rho_{l,y}} = 0,0018.$$

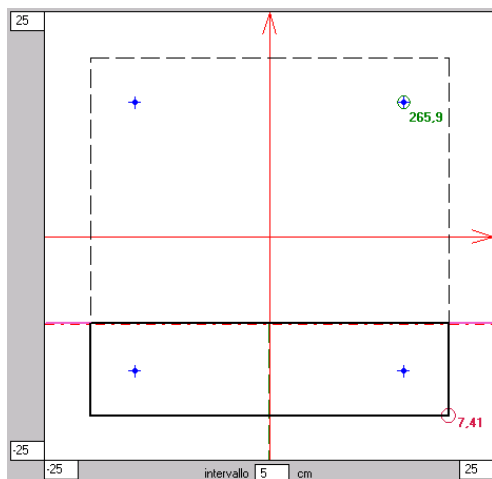
Poiché  $C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$  (0,38 MPa) <  $v_{min}$  (0,47 MPa):

$$v_{Rd,c} = v_{min} = 0,47 \text{ MPa.}$$

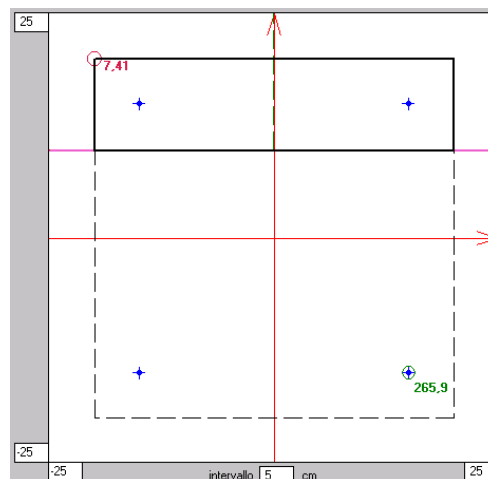
Nella tabella seguente, sono riportati i risultati della verifica a punzonamento per i tre diversi meccanismi di rottura:

Meccanismo	<b>A</b>	<b>B</b>
u (cm)	188,2	218,2
$V_{Rd} = v_{Rd,c} u h$ (kN)	249,13	288,85
$V_{Ed}$ (kN)	93,86	187,73
$V_{Rd} / V_{Ed}$	<b>2,65</b>	<b>1,54</b>

Le forze realmente agenti,  $V_{Ed}$ , sono state ottenute applicando il momento di calcolo e lo sforzo normale di compressione, entrambi valutati allo SLU; in particolare,  $M_{Ed} = -59,56$  kNm e  $N_{Ed} = 5,734$  kN. Di seguito, sono illustrati i valori di tensione così ottenuti e il relativo calcolo delle forze:



**M < 0** ( $M_{Ed} = -59,56$  kNm e  $N_{Ed} = 5,73$  kN)



**M > 0** ( $M_{Ed} = 59,56$  kNm e  $N_{Ed} = 5,73$  kN)

$$V_{Ed,A} = 265,9 \times 353 \times 10^{-3} = 93,86 \text{ kN};$$

$$V_{Ed,B} = 265,9 \times 2 \times 353 \times 10^{-3} = 187,73 \text{ kN};$$

Infine, lungo il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata:

$$\frac{V_{Ed}}{u_0 h} \leq v_{Rd,max} = 0,5 v_{fcd}$$

Meccanismo	<b>A</b>	<b>B</b>
$u_0$ (cm)	34,60	94,60
$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot f_{cd}$ (MPa)	4,12	4,12
$V_{Ed}$ (kN)	93,86	187,73
$v_{Ed}$ (MPa)	0,97	0,71
$v_{Rd,max} / v_{Ed}$	4,25	5,80

## 2.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.

Il montante e la piastra della barriera vengono modellati con elementi plate, per semplicità il montante sopra il metro di altezza viene inserito come beam opportunamente collegato con dei rigid link.

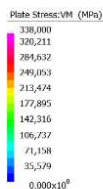
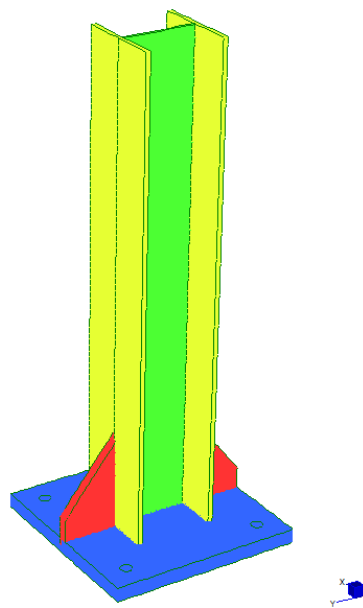
Il problema del contatto viene risolto con l'utilizzo di elementi support di opportuna rigidità (molle alla winkler) funzionanti solo a compressione, mentre i tirafondi sono simulati da elementi tipo cutoff funzionanti solo a trazione. La soluzione viene quindi calcolata in campo non lineare.

Lo sforzo ideale non dovrebbe mai superare il valore di  $f_y/\gamma_{Mo} = 338 \text{ N/mm}^2$ , nei diagrammi successivi le zone che eventualmente superano tale valore vengono colorate di grigio.

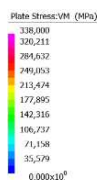
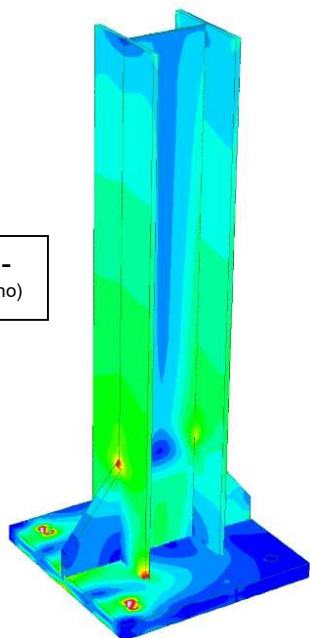
N.B: Considerando le inevitabili approssimazioni numeriche la presenza di localizzate zone di concentrazione degli sforzi è tollerata poiché un calcolo ad elementi finiti non riesce a tener conto della reale distribuzione e mitigazione degli sforzi all'interno del materiale.

In ogni caso nella piastra di base e nella nervatura gli sforzi si mantengono sempre inferiori al limite

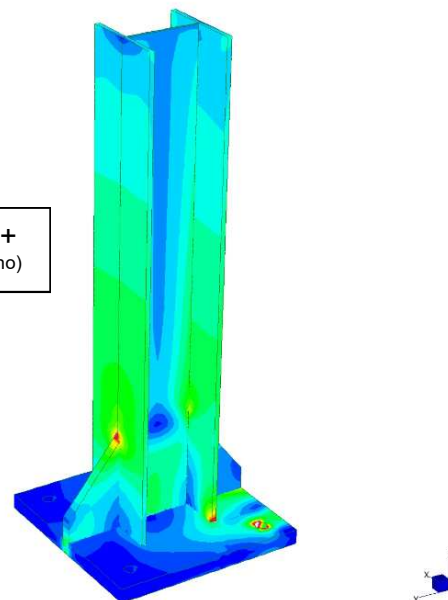
Si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica con in evidenza le tensioni massime per le due combinazioni di carico più gravose.



SLU V -  
(vento esterno)



SLU V +  
(vento interno)



### 3. BARRIERA ANTIRUMORE CON PANNELLI IN LEGNO - $H_{\text{calcolo}}=4,35 \text{ m}$

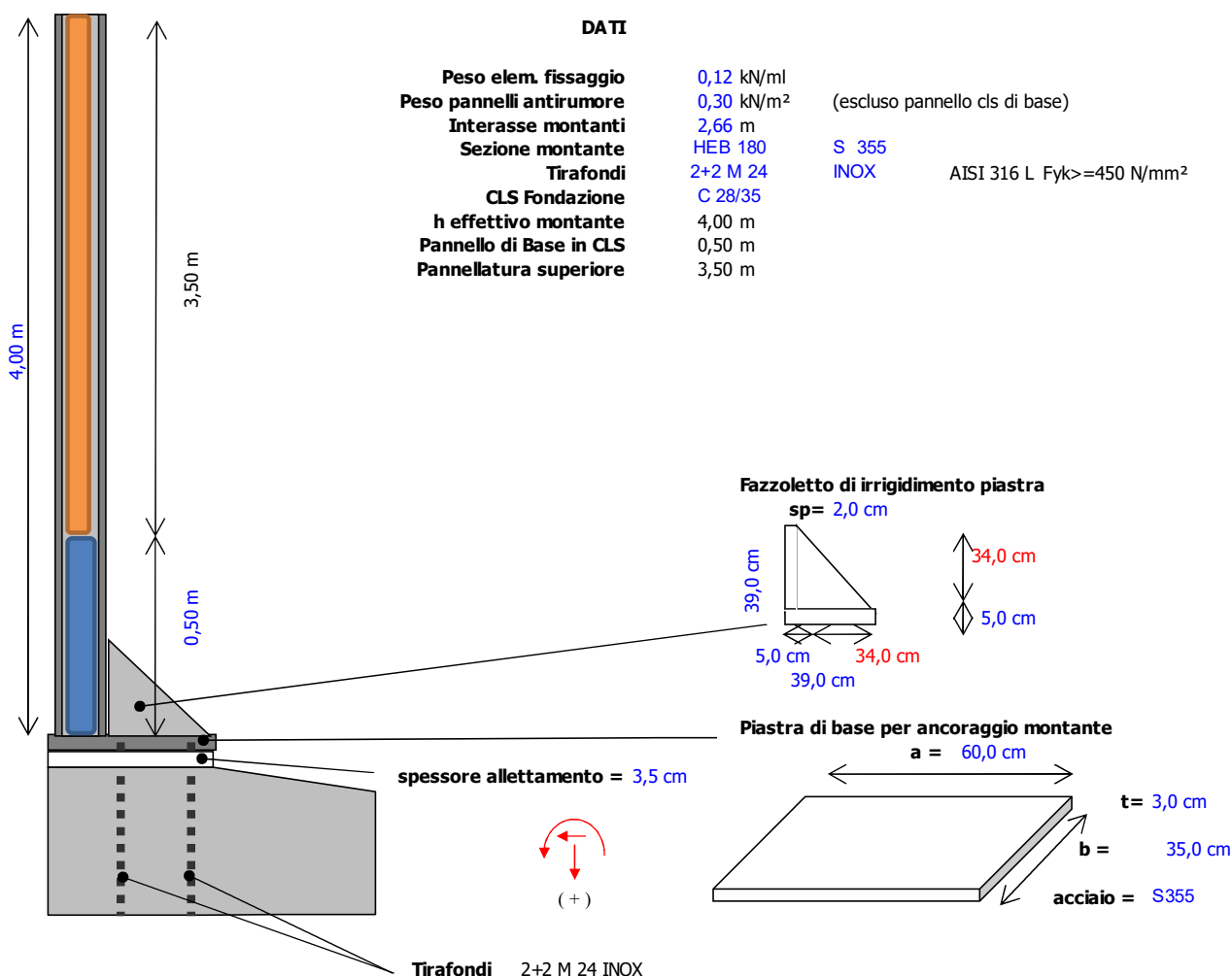
#### 3.1 Caratteristiche geometriche

Le barriere antirumore di altezza 4,35m e interasse 2,66m sono realizzate con montante in acciaio di tipo HEB 180 e pannelli prevalentemente in legno, con la parte in sommità di altezza 85cm in PMMA.

Alla base è saldata una piastra 600x350mm con relativo irrigidimento triangolare, con predisposti 4 fori per le barre di ancoraggio.

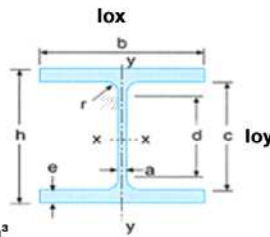
L'ancoraggio alla fondazione avviene per mezzo di tirafondi M24 in acciaio inox AISI 316 L.

La dimensione della piastra è stata opportunamente studiata per evitare interferenze tra gli ancoraggi e i pannelli.



Il profilo da adottare per il montante della barriera antirumore presenta le seguenti caratteristiche geometriche:



<b>SEZIONE:</b>	<b>HEB 180</b>	<b>ACCIAIO:</b>	<b>S 355</b>	<b>Barriera antirumore H = 4m</b>															
<b>Res. dei materiali secondo NTC 2008</b>	E = 210.000 MPa $\nu = 0,30$ $\varepsilon = 0,81$ G = 80.769 MPa $f_{yk} = 355$ MPa $f_{yd} = 338$ MPa $\tau_{yd} = 195$ MPa	$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$ $\tau_{yd} = f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$	<b>Dati sez.</b>	A = 65,3 cm <sup>2</sup> Wx = 426 cm <sup>3</sup> Wpl,x = 481 cm <sup>3</sup> Jx = 3831 cm <sup>4</sup> ix = 7,66 cm Jt el = 36,04 cm <sup>4</sup> Jw = 93897,07 cm <sup>6</sup>	ceff. di sicurezza (Tab. 4.2.V) $\gamma_{M0} = 1,05$ $\gamma_{M1} = 1,05$ $\gamma_{M2} = 1,25$ $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ °C <sup>-1</sup> $\rho = 7850$ kg/m <sup>3</sup>														
<b>Dati geom.</b>	b = 180 mm h = 180 mm e = 14 mm a = 8,5 mm r = 15 mm c = 152 mm d = 122 mm	<b>Dati sez.</b>	Wy = 151 cm <sup>4</sup> Wpl,y = 231 cm <sup>3</sup> Jy = 1363 cm <sup>4</sup> iy = 4,57 cm Jt pl = 42,2 cm <sup>4</sup>																
<b>CLASSE DEL PROFILO</b> (NTC2008 § 4.2.3.1) profilo laminato a caldo tipo verifica ammessa :	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c</th> <th>c/t</th> <th>comp.</th> <th>fless.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ala</td> <td>70,75</td> <td>5,05</td> <td><b>CLASSE 1</b></td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>anima</td> <td>122</td> <td>14,35</td> <td><b>CLASSE 1</b></td> <td><b>CLASSE 1</b></td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">Metodo PLASTICO (P) o ELASTICO (E)</p>					c	c/t	comp.	fless.	ala	70,75	5,05	<b>CLASSE 1</b>	-	anima	122	14,35	<b>CLASSE 1</b>	<b>CLASSE 1</b>
	c	c/t	comp.	fless.															
ala	70,75	5,05	<b>CLASSE 1</b>	-															
anima	122	14,35	<b>CLASSE 1</b>	<b>CLASSE 1</b>															

### 3.2 Sollecitazioni

Le sollecitazioni alla base del montante sono le seguenti:

MONTANTE						
SOLLECITAZIONI						
			$\gamma$	SLE		
1.	Profilo+fissaggi	(0,512+0,12)x4	1,00	2,53 kN	$\gamma$	SLU
2.	Pannello	0,3x3,85x2,6	1,00	3,00 kN	1,30	3,29 kN
sommario <b>N<sub>tot</sub> =</b>				<b>5,53 kN</b>	1,30	<b>7,19 kN</b>
3.	Vento	Hv = 2x2,66x4,35 Mv = Hv x 4,35 / 2	1,00	23,14 kN 50,33 kNm	1,50	34,71 kN 75,50 kNm
4.	Neve	Hn = 15,00 kN Mn = Hn x 1,50	1,00	15,00 kN 22,50 kNm	1,50	22,50 kN 33,75 kNm

Che si riassumono nelle seguenti sollecitazioni di verifica:

<b>agli SLE</b>	<b>agli SLU</b>
N <sub>Ed</sub> = <b>5,53</b> kN	N <sub>Ed</sub> = <b>7,19</b> kN
V <sub>Ed</sub> = <b>23,14</b> kN	V <sub>Ed</sub> = <b>34,71</b> kN
Mx <sub>Ed</sub> = <b>50,33</b> kNm	Mx <sub>Ed</sub> = <b>75,50</b> kNm

### 3.3 Verifiche profilo agli SLU

#### 3.3.1 Verifica a taglio

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} \quad 34,71 \leq 396,06 \text{ kN} \quad \text{Verificato !}$$

dove :

$$V_{c,Rd} = (x \text{ profili a l e H, res plastica}) \quad Av \tau_{yd} = 396,06 \text{ kN}$$

$$Av = A - 2 b e + (a+2r) e = 20,29 \text{ cm}^2$$

Per quanto riguarda l'instabilità dell'anima a taglio, può essere trascurata se:

$$d/a (14,35) < 72 \varepsilon (58,58) \quad (\text{NTC2008 4.2.27})$$

Inoltre, poiché il taglio di progetto è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio ( $V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,09 \leq 0,5$ ), si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

### 3.3.2 Verifica a flessione

Definiti i seguenti valori:

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A f_{yk} / \gamma_{M0} = 2.207,76 \text{ kN} \\ n &= N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,003202 \\ a &= (A - 2 b e) / A = 0,228178 \leq 0,5 \end{aligned}$$

Per le sezioni a I o H, di classe 1 e 2, doppiamente simmetriche e soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,x,Rd} = M_{pl,x,Rd} * (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,x,Rd}$$

Poiché, nel caso in esame  $(1 - n) / (1 - 0,5 a) > 1$ , è sufficiente la verifica a sola flessione.

La verifica a flessione retta per profili di classe 1 e 2 è condotta facendo riferimento alla teoria plastica:

#### momento resistente plastico

$$M_{c,Rd} = \text{x classe 1 e 2} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad M_{pl} = W_{pl} f_{yk} = \quad M_{pl,x} = 162,62 \text{ kNm}$$

$M_{x,Ed} (75,50 \text{ kNm}) \leq M_{c,Rd} (162,62 \text{ kNm})$ ; dunque Il profilo è adeguato.

### 3.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa

Obiettivo della verifica è dimostrare che:

$$M_{xb,Rd} = \chi_{LT} W_x \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \geq M_{x,Ed}$$

Il calcolo dell'instabilità flessionale è condotto, in generale, nel rispetto delle NTC2008.

Posto che:

$$\begin{aligned} L_{cr} &= 8,00 \text{ m} \quad (\text{lunghezza di libera inflessione}) \\ \psi &= 1,75 \quad (\text{vd. C4.2.31}) \end{aligned}$$

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr,x}} \sqrt{E J_{min} G J_T \left( 1 + \left( \frac{\pi}{L_{cr,x}} \right)^2 \frac{E J_w}{G J_T} \right)} = 224,02 \text{ kNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{yk}}{M_{cr,x}}} = 0,8731$$

$$k_c = 0,75$$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c[1 - 2,0(\overline{\lambda_{LT}} - 0,8)^2]) = 0,8763$$

$$\alpha_{LT} = 0,34 \quad h/b = 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0,2) + \beta \overline{\lambda_{LT}}^2] = 0,9955$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \overline{\lambda_{LT}}^2}} = 0,7742$$

$M_{xb,Rd} (125,90 \text{ kNm}) \geq M_{x,Ed} (75,50 \text{ kNm})$ ; la verifica è soddisfatta.

### 3.4 Verifiche profilo agli SLE

#### 3.4.1 Verifica della deformazione

$d_{max} \leq L_s / 150$	=	26,67 mm	nel rispetto della UNI EN 1794-1 (A.3.2.2)
$q = 2 \times 2,66$	=	5,32 kN/m	carico lineare del vento
$L_s = l =$		4,00 m	altezza barriera

$$d_{max} = \frac{q l^4}{8 E J} = 21,16 \leq 26,67 \text{ (mm)} \quad \text{OK!}$$

### 3.5 Verifica della piastra di base

#### 3.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base

Tale verifica è eseguita come da appendice "L" EC3 (ENV).

A Z I O N I											
( x montante )		SLE					SLU				
		$\gamma$	$\gamma H \text{ (kN)}$	$\gamma N \text{ (kN)}$	$M' \text{ (kNm)}$	$e' \text{ (m)}$	$\gamma$	$\gamma H \text{ (kN)}$	$\gamma N \text{ (kN)}$	$M' \text{ (kNm)}$	$e' \text{ (m)}$
1.	Profilo + fissaggi	1		2,53	0,53	0,210	1,30		3,29	0,69	0,210
2.	Pannello	1		3,00	0,63	0,210	1,30		3,90	0,82	0,210
3.	Irrigidimento trapezoidale	1		0,15	-0,01	-0,043	1,30		0,20	-0,01	-0,043
4.	Piastra acciaio	1		0,49	0,00	0,000	1,30		0,64	0,00	0,000
				<b>6,17</b>	<b>1,15</b>	<b>0,186</b>			<b>8,02</b>	<b>1,50</b>	<b>0,187</b>
5.	Vento $p = 2,00 \text{ kN/mq}$	1		23,14		51,03	1,50		34,71		76,54
<b>Sommario CON VENTO INTERNO</b>				<b>23,14</b>	<b>6,17</b>	<b>52,18</b>			<b>34,71</b>	<b>8,02</b>	<b>78,04</b>
6.	Vento $p = 2,00 \text{ kN/mq}$	1		-23,14		-51,03	1,50		-34,71		-76,54
<b>Sommario CON VENTO ESTERNO</b>				<b>-23,14</b>	<b>6,17</b>	<b>-49,88</b>			<b>-34,71</b>	<b>8,02</b>	<b>-75,04</b>

#### Sollecitazioni di calcolo per verifica sezione ipotetica in cls con tirafondi

con vento interno	$\gamma H_d =$	<b>34,71 kN</b>	$\gamma N_d =$	<b>8,02 kN</b>	$\gamma M_d =$	<b>78,04 kNm</b>
con vento esterno	$\gamma H_d =$	<b>-34,71 kN</b>	$\gamma N_d =$	<b>8,02 kN</b>	$\gamma M_d =$	<b>-75,04 kNm</b>

La piastra di ancoraggio ha uno spessore di 30 mm in acciaio S355 e dimensioni di 350x600mm; l'ancoraggio sarà realizzato con 4 tirafondi M24 in acciaio INOX AISI 316 L.

Si determinano le caratteristiche del calcestruzzo costituente la fondazione:

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16,46 \text{ N/mm}^2$$

Si calcola la resistenza di progetto del giunto  $f_j$  ( $\beta_j = 2/3$ ;  $k_j = 1$  a favore di sicurezza):

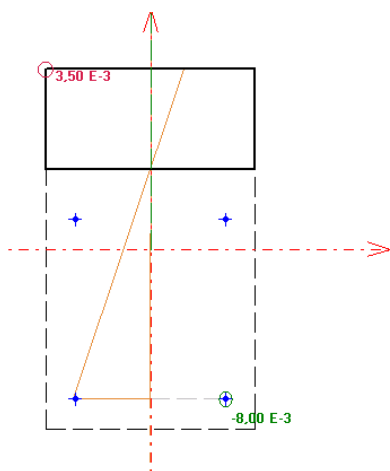
$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} = 10,97 \text{ MPa}$$

con la quale si ricava anche  $c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{mo}}} = 96 \text{ mm}$ , che determina una  $A_{eff} = 100100 \text{ mm}^2$ .

La resistenza a compressione del giunto di base risulta abbondantemente superiore alle sollecitazioni di compressione. ( $A_{eff} * f_j = 1098,43 \text{ kN}$ )

Si vuole però valutare anche la resistenza a flessione del giunto; si calcola, quindi, il momento resistente ultimo della sezione con: “ $f_j$ ” resistenza massima del calcestruzzo,  $f_y = 450 \text{ N/mm}^2$  resistenza delle barre in acciaio e  $A_s = 353 \text{ mm}^2$  area netta per una barra M24. Inoltre, le dimensioni della sezione reagente sono assunte pari alle dimensioni della piastra.

Con vento interno si ha  $M_{Ed} = 78,04 \text{ kNm} < M_{res,u} = 176,64 \text{ kNm}$ .



**Condizione di carico n. 1**

Con: sforzo normale sollecitante  $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$   
rapporto  $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$  (alfa =  $90,0^\circ$ )

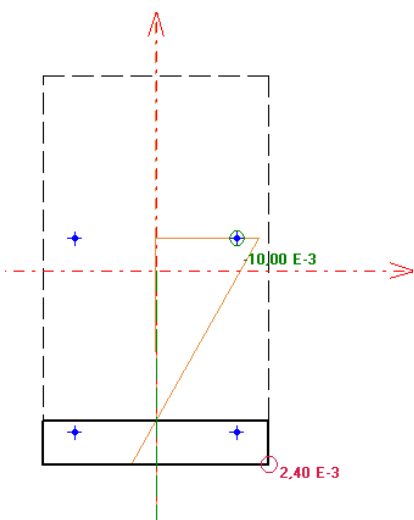
I momenti flettenti resistenti risultano:  
 **$M_{xur} = 176,64 \text{ kNm}$**   
 **$M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$**

**Campo 3** max eps c = **3,500 E-3**  
min eps s = **-8,003 E-3** (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 16,73 cm  
x/d = 0,3043 x/h = 0,2789 (d = 55,0 h = 60,0 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro =  $90,0000^\circ$

Con vento esterno si ha  $M_{Ed} = -75,04 \text{ kNm} < M_{res,u} = -87,27 \text{ kNm}$ .



**Condizione di carico n. 2**

Con: sforzo normale sollecitante  $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$   
rapporto  $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$  (alfa =  $-90,0^\circ$ )

I momenti flettenti resistenti risultano:  
 **$M_{xur} = -87,27 \text{ kNm}$**   
 **$M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$**

**Campo 2** max eps c = **2,397 E-3**  
min eps s = **-10,000 E-3** (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 6,77 cm  
x/d = 0,1934 x/h = 0,1128 (d = 35,0 h = 60,0 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro =  $-90,0000^\circ$

Si rimanda alle analisi FEM per ulteriori approfondimenti e verifiche locali.

### 3.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo

Unione bullonata SEMPLICE - verifiche eseguite per il tirafondo più sollecitato  
Giunzione tra PIASTRA MONTANTE VERTICALE E FONDAZIONE CON TIRAFONDI

BULLONI:	classe:	INOX	$f_{ub}$	$f_y$	A	As	d bullone	do - foro
DADO:	-		MPa	MPa	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm
bullone:	M 24		540	450	452	353	24	26

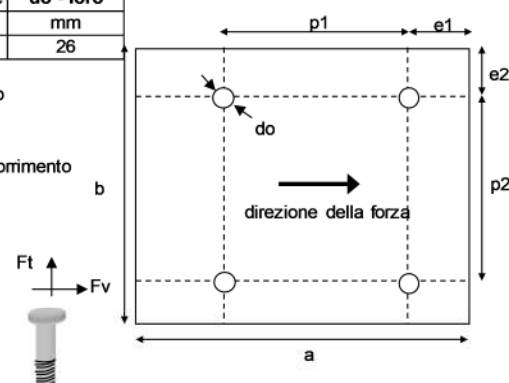
PIASTRA	t =	30 mm	spessore minimo singola piastra di collegamento
	a =	600 mm	p1 = 300 mm p2 = 250 mm
	b =	350 mm	e1 = 50 mm e2 = 50 mm
	f <sub>u</sub> =	510 MPa	n = 1 n° piastre o sup. di scorrimento

COEFF.	$\gamma_{Mb}$ =	1,25	coefficiente di sicurezza per bulloni
	$\gamma_{M2}$ =	1,25	coefficiente di sicurezza per fori

AZIONI SUL SINGOLO BULLONE	$F_{t,Ed}$ =	117,37 kN	trazione calcolata per equilibrio a rotazione
	$F_{v,Ed}$ =	17 kN	taglio assorbito da soli 2 bulloni



VERIFICHE GEOMETRICHE	57 mm	= 2,2 do	≤ p1 ≤	min(14t;200) =	200 mm
	62 mm	= 2,4 do	≤ p2 ≤	min(14t;200) =	200 mm
	31 mm	= 1,2 do	≤ e1 ≤	40 + 4 t =	160 mm
	31 mm	= 1,2 do	≤ e2 ≤	40 + 4 t =	160 mm

NB: p1 e p2 max valgono il doppio se in quella zona la fila di bulloni è tesa (figura 3.1d EC3);  
p1, p2, e1 e e2 non hanno un limite massimo, eccetto per le membrature compresse e tese (prospetto 3.3. EC3).

VERIFICHE DI RESISTENZA	Trazione	$F_{t,Ed} \leq \min(F_{t,Rd}; B_{t,Rd}) =$	117,37	≤ 137,25 kN	OK
dove:		$\min(F_{t,Rd}; B_{t,Rd}) =$	137,25 kN		
		$F_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb} =$	137,25 kN		
		$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_u / \gamma_{Mb} =$	553,72 kN		

Taglio	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$	17	≤ 76,25 kN	OK
dove:	verifica sul filetto			
	$A' = A_s =$	353 mm <sup>2</sup>		
x classe	INOX			
	$F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A' / \gamma_{Mb} =$	76,25 kN		

Trazione e Taglio	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} =$	$\frac{17,00}{76,25} + \frac{117,37}{192,14} =$	0,83	≤ 1	OK
-------------------	---	---	------	-----	----

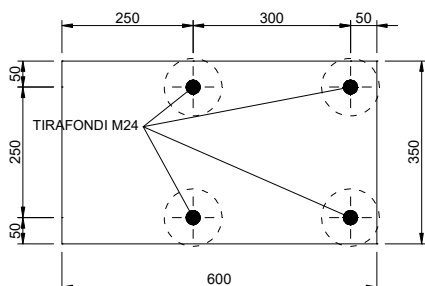
Rifollamento	$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	17	≤ 470,77 kN	OK
	$F_{b,Rd} = 2,5 \alpha f_u d t / \gamma_{Mb} =$	470,77 kN		
	$\alpha = \min(e1/3do; p1/3do - 1/4; f_{ub}/f_u; 1) =$	0,641		

Resistenza piatto di collegamento	$N_{u,Ed} \leq N_{u,Rd}$	34,00	≤ 3282,77 kN	OK
azione di taglio sollecitante il piatto	$N_{u,Ed} =$ (taglio di progetto agli sl <sub>u</sub> ) =	34,00 kN		
azione di taglio resistente (ultima)	$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2} =$	3.282,77 kN		
dove	$A_{net} = t' \times a - n' (t' \times do) =$	8940 mm <sup>2</sup>		
	n' = 2	n° fori da detrarre per il calcolo dell'area netta		
	t' = 30	solitamente n x t = altezza totale piatto di connessione		

### 3.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M24

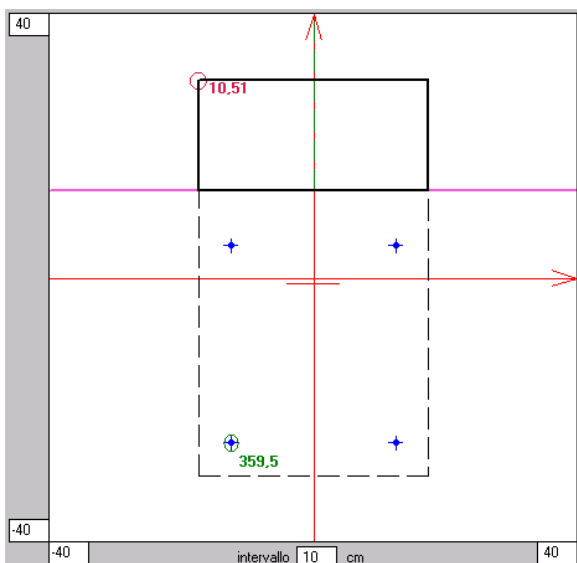
L'ancoraggio della barriera antirumore è realizzato mediante i seguenti elementi:

- 4 tirafondi M24 ( $d_{int}=24$  mm,  $A=452$  mm<sup>2</sup>,  $A_{res}=353$  mm<sup>2</sup>)
- 4 rondelle ( $d_{est}=110$  mm,  $s=20$  mm)
- 1 piastra (dim. 600x350x30 mm)

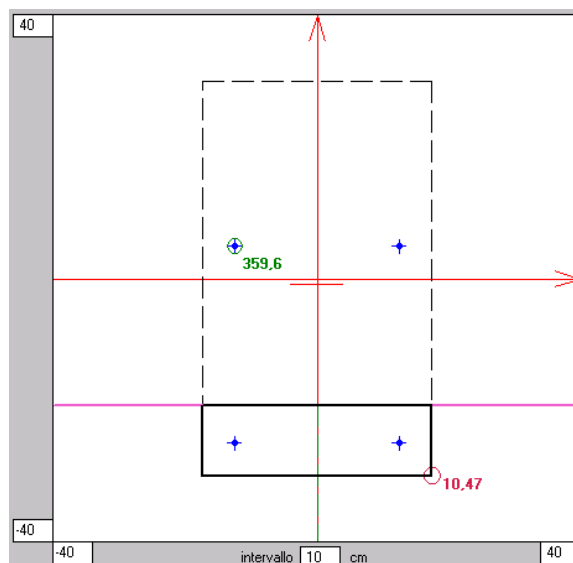


### Verifica allo SLE

Il momento sollecitante massimo  $M_{Ed}$ , che può essere applicato alla sezione senza superare le tensioni limite allo stato limite di esercizio nel calcestruzzo e nei tirafondi, vale:



**M > 0** ( $M_{Ed}=136$  kNm)



**M < 0** ( $M_{Ed}=-79$  kNm)

$$\sigma_{c \max} = 10,51 \text{ N/mm}^2 \leq 0,6 f_{ck} = 17,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2)$$

$$\sigma_{s \max} = 359,5 \text{ N/mm}^2 \leq 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio inox AISI 316 L } f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2)$$

La massima pressione della rondella sul calcestruzzo vale:

$$\text{area di contatto rondella-clc} = \pi/4 (110^2 - 24^2) = 9051 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c, \max} = 360 \times 353 / 9051 = 14,04 \text{ N/mm}^2 < 17,4 \text{ N/mm}^2$$

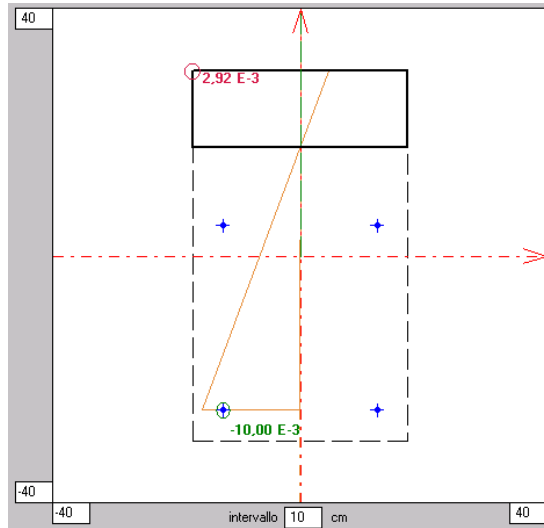
### Verifica allo SLU

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

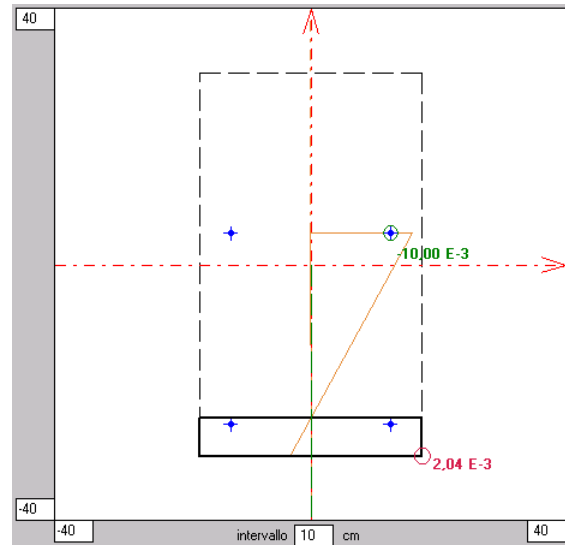
$$f_{cd} = 0,85 \times 29,05 / 1,5 = 16,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

risulta un momento ultimo resistente  $M_{Rdu}$ :

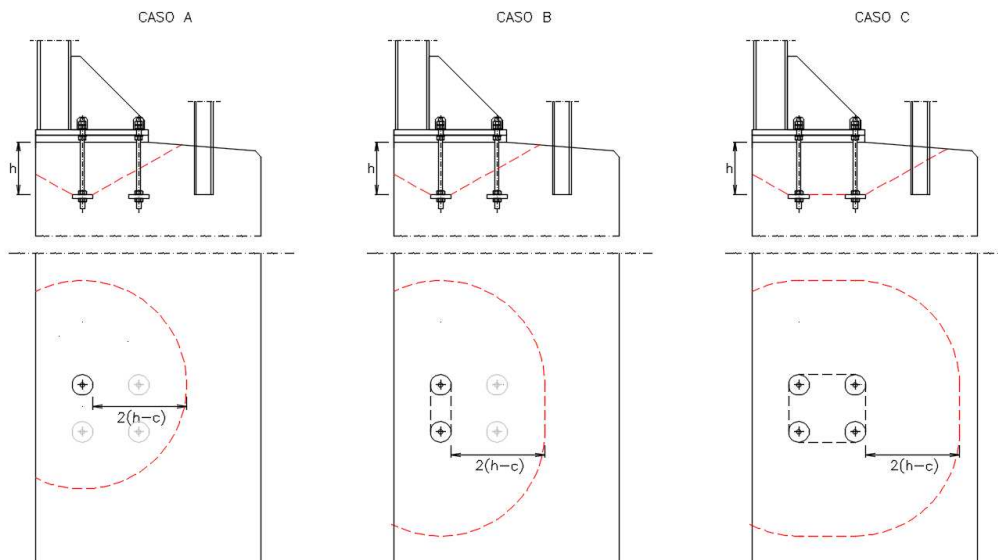


**M > 0** ( $M_{Rdu} = 193,23 \text{ kNm}$ )



**M < 0** ( $M_{Rdu} = -89,19 \text{ kNm}$ )

Per verificare la profondità di ancoraggio dei tirafondi, si esegue la verifica a punzonamento del cordolo (§ 6.4.4 della norma UNI EN1992-1-1) assumendo  $h = 280 \text{ mm}$  e  $c = 40 \text{ mm}$ . Nella figura seguente, sono schematizzati i possibili tre meccanismi di rottura, dove con  $c$  si indica il copriferro.



In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

dove:

$k = 1 + \sqrt{200/h} = 1,85 \leq 2$ , con  $h = 280$  mm;  
 $f_{ck} = 29,05$  MPa;  
 $k_1 = 0,1$ ;  
 $\sigma_{cp} = 0$  (tensione media di compressione nella sezione);  
 $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_C = 0,12$ ;  
 $v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0,47$  MPa;  
 $\rho_l$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa, valutato nel seguito.

Per il calcolo di  $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x}\rho_{l,y}} \leq 0,02$ , dove  $y$  rappresenta la direzione di sviluppo della piastra di base e  $x$  la direzione perpendicolare, si ipotizza la presenza di ferri ripartitori  $\phi 10/250$  mm e staffe  $6+2\phi 14/1330$  mm (per fondazione standard) o staffe  $6 + 2\phi 12/1330$  mm (per muro di sostegno). Pertanto, risulta:

$\rho_{l,x} = A_{\phi 12}/(i_x h) = 0,0018$ ;  
 $\rho_{l,y} = A_{\phi 10}/(i_y h) = 0,0011$ ;  
 $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x}\rho_{l,y}} = 0,0014$ .

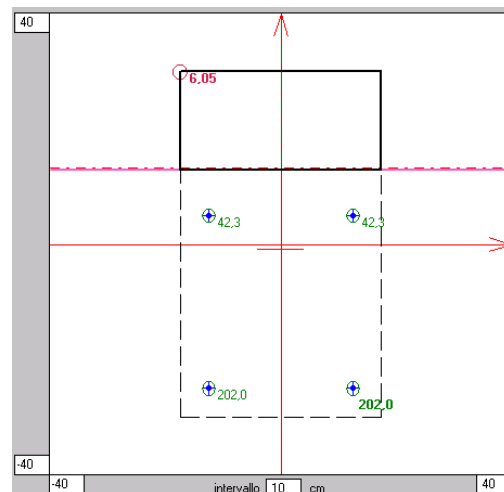
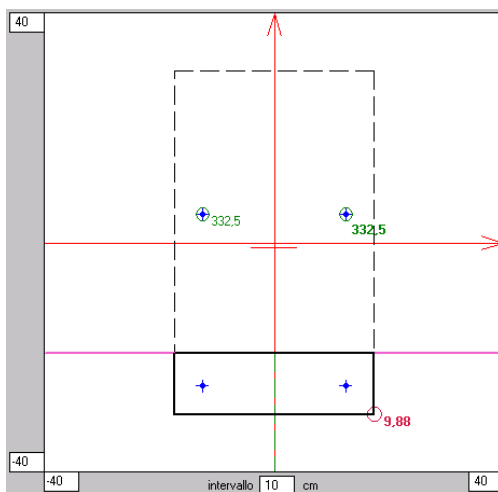
Poiché  $C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}$  (0,36 MPa) <  $v_{min}$  (0,47 MPa):

$v_{Rd,c} = v_{min} = 0,47$  MPa.

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati della verifica a punzonamento per i tre diversi meccanismi di rottura:

Meccanismo	A	B	C
$u$ (cm)	220,10	245,10	305,10
$V_{Rd} = v_{Rd,c} u h$ (kN)	291,37	324,47	403,90
$V_{Ed}$ (kN)	117,37	234,75	172,48
$V_{Rd} / V_{Ed}$	<b>2,48</b>	<b>1,38</b>	<b>2,34</b>

Le forze realmente agenti,  $V_{Ed}$ , sono state ottenute applicando il momento di calcolo e lo sforzo normale di compressione, entrambi valutati allo SLU; in particolare, per i casi A e B si applicano  $M_{Ed} = -75,04$  kNm e  $N_{Ed} = 8,02$  kN, per il restante caso C si applicano  $M_{Ed} = 78,04$  kNm e  $N_{Ed} = 8,02$  kN. Di seguito, sono illustrati i valori di tensione così ottenuti e il relativo calcolo delle forze:





**M<0** ( $M_{Ed}=-75,04$  kNm e  $N_{Ed}=8,02$  kN)

**M>0** ( $M_{Ed}=78,04$  kNm e  $N_{Ed}=8,02$  kN)

$$V_{Ed,A} = 332,5 \times 353 \times 10^{-3} = 117,37 \text{ kN};$$

$$V_{Ed,B} = 332,5 \times 2 \times 353 \times 10^{-3} = 234,75 \text{ kN};$$

$$V_{Ed,C} = (202+42,3) \times 2 \times 353 \times 10^{-3} = 172,48 \text{ kN}.$$

Infine, lungo il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata:

$$\frac{V_{Ed}}{u_0 h} \leq v_{Rd,max} = 0,5 v_{fcd}$$

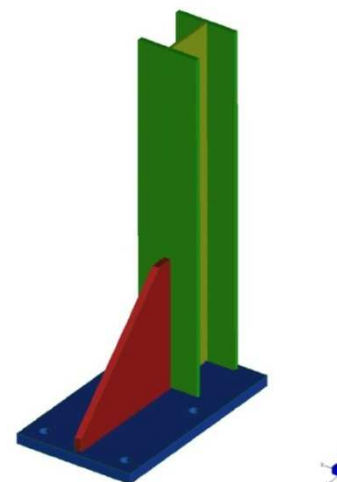
Meccanismo	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
$u_0$ (cm)	34,60	84,60	144,60
$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot f_{cd}$ (MPa)	4,12	4,12	4,12
$V_{Ed}$ (kN)	117,37	234,75	172,48
$v_{Ed}$ (MPa)	1,21	0,99	0,43
$v_{Rd,max} / v_{Ed}$	3,40	4,16	9,58

### 3.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.

Il montante e la piastra della barriera sono modellati con elementi plate, per semplicità il montante sopra il metro di altezza è inserito come beam opportunamente collegato con dei rigid link.

Il problema del contatto è risolto con l'utilizzo di elementi supporto di opportuna rigidità (molle alla winkler) funzionanti solo a compressione, mentre i tirafondi sono simulati da elementi tipo cut-off funzionanti solo a trazione. La soluzione è quindi calcolata in campo non lineare.

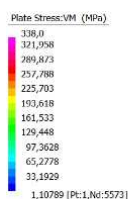
Lo sforzo ideale non dovrebbe mai superare il valore di  $f_y/\gamma_{Mo} = 338 \text{ N/mm}^2$ , nei diagrammi successivi le zone che eventualmente superano tale valore sono colorate di grigio.



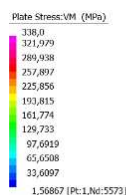
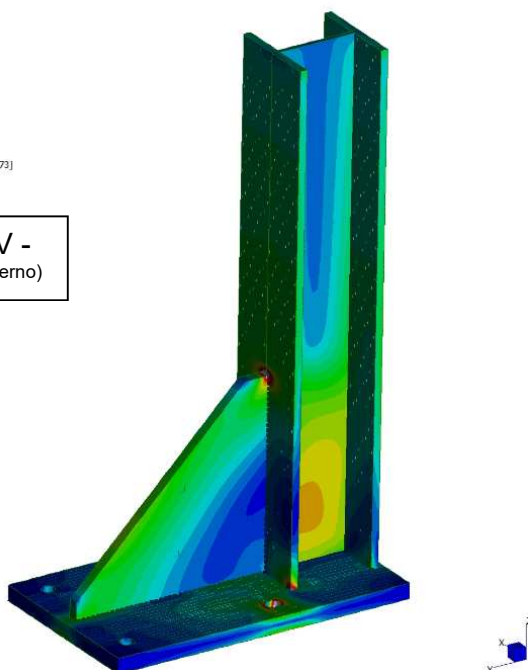
N.B: Considerando le inevitabili approssimazioni numeriche la presenza di localizzate zone di concentrazione degli sforzi è tollerata poiché un calcolo ad elementi finiti non riesce a tener conto della reale distribuzione e mitigazione degli sforzi all'interno del materiale.

In ogni caso nella piastra di base e nella nervatura gli sforzi si mantengono sempre inferiori al limite.

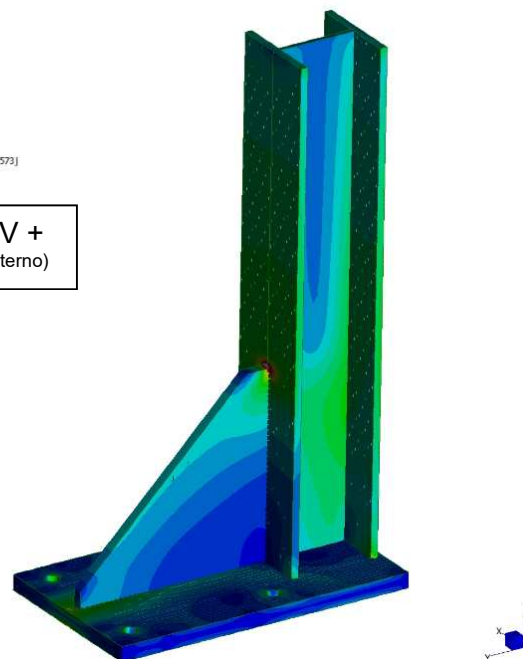
Si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica con in evidenza le tensioni massime per le due combinazioni di carico più gravose.



SLU V -  
(vento esterno)



SLU V +  
(vento interno)



## 4. BARRIERA ANTIRUMORE CON PANNELLI IN LEGNO - $H_{\text{calcolo}}=4,85 \text{ m}$

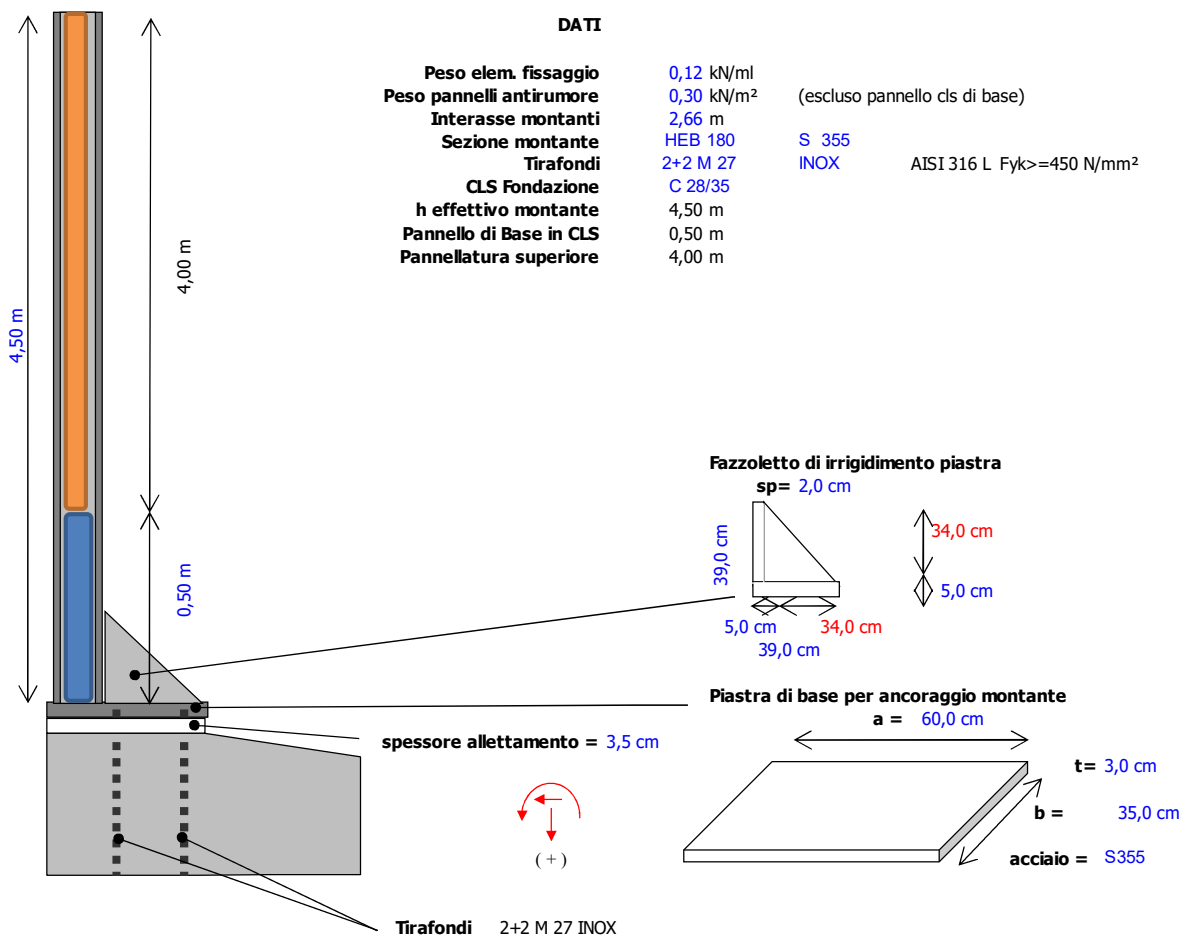
### 4.1 Caratteristiche geometriche

Le barriere antirumore di altezza 4,85m e interasse 2,66m sono realizzate con montante in acciaio di tipo HEB 180 e pannelli prevalentemente in legno, con la parte in sommità di altezza 85cm in PMMA.

Alla base è saldata una piastra 600x350mm con relativo irrigidimento triangolare, con predisposti 4 fori per le barre di ancoraggio.

L'ancoraggio alla fondazione avviene per mezzo di tirafondi M27 in acciaio inox AISI 316 L.

La dimensione della piastra è stata opportunamente studiata per evitare interferenze tra gli ancoraggi e i pannelli.



Il profilo da adottare per il montante della barriera antirumore presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

<b>SEZIONE:</b>	<b>HEB 180</b>		<b>ACCIAIO:</b>	<b>S 355</b>		<b>Barriera antirumore H = 4,5m</b>					
Res. dei materiali secondo NTC 2008	E =	210.000	MPa	ceff. di sicurezza (Tab. 4.2.V)							
	$\nu =$	0,30		$\gamma_{M0} =$	<b>1,05</b>						
	$\varepsilon =$	0,81	$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$\gamma_{M1} =$	<b>1,05</b>						
	G =	80.769	MPa	$\gamma_{M2} =$	<b>1,25</b>						
	$f_{yk} =$	355	MPa	$\alpha =$	12 x 10 <sup>-6</sup> °C <sup>-1</sup>						
	$f_{yd} =$	338	MPa	$\rho =$	7850 kg/m <sup>3</sup>						
	$\tau_{yd} =$	195	MPa $\tau_{yd} = f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$								
Dati geom.	b =	180	mm					Dati sez.	A =	65,3	cm <sup>2</sup>
	h =	180	mm						W <sub>x</sub> =	426	cm <sup>3</sup>
	e =	14	mm						W <sub>pl,x</sub> =	481	cm <sup>3</sup>
	a =	8,5	mm						J <sub>x</sub> =	3831	cm <sup>4</sup>
	r =	15	mm						i <sub>x</sub> =	7,66	cm
	c =	152	mm						J <sub>t el</sub> =	36,04	cm <sup>4</sup>
	d =	122	mm		J <sub>w</sub> =	93897,07	cm <sup>6</sup>				
					W <sub>y</sub> =	151	cm <sup>4</sup>				
					W <sub>pl,y</sub> =	231	cm <sup>3</sup>				
					J <sub>y</sub> =	1363	cm <sup>4</sup>				
					i <sub>y</sub> =	4,57	cm				
					J <sub>t pl</sub> =	42,2	cm <sup>4</sup>				

CLASSE DEL PROFILO	c	c/t	comp.	fless.
(NTC2008 § 4.2.3.1) profilo laminato a caldo tipo verifica ammessa :	70,75	5,05	<b>CLASSE 1</b>	-
	122	14,35	<b>CLASSE 1</b>	<b>CLASSE 1</b>

Metodo PLASTICO (P) o ELASTICO (E)

## 4.2 Sollecitazioni

Le sollecitazioni alla base del montante sono le seguenti:

MONTANTE							
SOLLECITAZIONI							
				$\gamma$	SLE		SLU
1.	Profilo+fissaggi	(0,512+0,12)x4,5		1,00	2,84 kN		3,69 kN
2.	Pannello	0,3x4,35x2,6		1,00	3,39 kN		4,41 kN
	<b>sommario N<sub>tot</sub> =</b>				<b>6,23 kN</b>		<b>8,10 kN</b>
3.	Vento	H <sub>v</sub> = 2x2,66x4,85		1,00	<b>25,80 kN</b>		<b>38,70 kN</b>
		H <sub>v</sub> = H <sub>v</sub> x 4,85 / 2			<b>62,57 kNm</b>		<b>93,85 kNm</b>
4.	Neve	H <sub>n</sub> = 15,00 kN		1,00	15,00 kN		22,50 kN
		M <sub>n</sub> = H <sub>n</sub> x 1,50			22,50 kNm		33,75 kNm

Che si riassumono nelle seguenti sollecitazioni di verifica:

agli SLE		agli SLU	
N <sub>Ed</sub> =	<b>6,23 kN</b>	N <sub>Ed</sub> =	<b>8,10 kN</b>
V <sub>Ed</sub> =	<b>25,80 kN</b>	V <sub>Ed</sub> =	<b>38,70 kN</b>
M <sub>xEd</sub> =	<b>62,57 kNm</b>	M <sub>xEd</sub> =	<b>93,85 kNm</b>

## 4.3 Verifiche profilo agli SLU

### 4.3.1 Verifica a taglio

$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$   $38,7 \leq 396,06$  kN **Verificato !**

dove :

$V_{c,Rd} =$  (x profili a l e H, res plastica)  $A_v \tau_{yd} = 396,06$  kN

$A_v = A - 2 b e + (a+2r) e = 20,29$  cm<sup>2</sup>

Per quanto riguarda l'instabilità dell'anima a taglio, può essere trascurata se:

$$d/a (14.35) < 72 \varepsilon (58,58) \quad (\text{NTC2008 4.2.27})$$

Inoltre, poiché il taglio di progetto è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio ( $V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,10 \leq 0,5$ ), si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

#### 4.3.2 Verifica a flessione

Definiti i seguenti valori:

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A f_{yk} / \gamma_{M0} = 2.207,76 \text{ kN} \\ n &= N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,003669 \\ a &= (A - 2 b e) / A = 0,228178 \leq 0,5 \end{aligned}$$

Per le sezioni a I o H, di classe 1 e 2, doppiamente simmetriche e soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,x,Rd} = M_{pl,x,Rd} * (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,x,Rd}$$

Poiché, nel caso in esame  $(1 - n) / (1 - 0,5 a) > 1$ , è sufficiente la verifica a sola flessione.

La verifica a flessione retta per profili di classe 1 e 2 è condotta facendo riferimento alla teoria plastica:

momento resistente plastico

$$M_{c,Rd} = \text{x classe 1 e 2} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad M_{pl} = W_{pl} f_{yd} = \quad M_{pl,x} = 162,62 \text{ kNm}$$

$M_{x,Ed} (93,85 \text{ kNm}) \leq M_{c,Rd} (162,62 \text{ kNm})$ ; dunque Il profilo è adeguato.

#### 4.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa

Obiettivo della verifica è dimostrare che:

$$M_{xb,Rd} = \chi_{LT} W_x \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \geq M_{x,Ed}$$

Il calcolo dell'instabilità flessionale è condotto, in generale, nel rispetto delle NTC2008.

Posto che:

$$\begin{aligned} L_{cr} &= 9,00 \text{ m} \quad (\text{lunghezza di libera inflessione}) \\ \psi &= 1,75 \quad (\text{vd. C4.2.31}) \end{aligned}$$

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr,x}} \sqrt{E J_{min} G J_T \left( 1 + \left( \frac{\pi}{L_{cr,x}} \right)^2 \frac{E J_w}{G J_T} \right)} = 197,41 \text{ kNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{yk}}{M_{cr,x}}} = 0,9300$$

$$k_c = 0,75$$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c[1 - 2,0(\overline{\lambda_{LT}} - 0,8)^2]) = 0,8792$$

$$\alpha_{LT} = 0,34 \quad h/b = 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0,2) + \beta \overline{\lambda_{LT}}^2] = 1,0566$$

$$\beta = 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \overline{\lambda_{LT}}^2}} = 0,7300$$

$M_{xb,Rd} (118,72 \text{ kNm}) \geq M_{x,Ed} (93,85 \text{ kNm})$ ; la verifica è soddisfatta.

#### 4.4 Verifiche profilo agli SLE

##### 4.4.1 Verifica della deformazione

$d_{max} \leq L_s / 150 = 30,00 \text{ mm}$  nel rispetto della UNI EN 1794-1 (A.3.2.2)  
 $q = 2 \times 2,66 = 5,32 \text{ kN/m}$  carico lineare del vento  
 $L_s = l = 4,50 \text{ m}$  altezza barriera

$$d_{max} = \frac{q l^4}{8 E J} = 33,90 > 30,00 \text{ (mm)} \quad \text{INCOMPATIBILE CON L'INTEGRITA' DEI PANNELLI}$$

se si adottasse il valore reale massimo del solo vento pari a 1,3 kN/mq avremmo  $q = 1,3 \times 2,66 = 3,458 \text{ kN/m}$

$$d_{max} = \frac{q l^4}{8 E J} = 22,03 < 30,00 \text{ (mm)} \quad \text{e quindi VERIFICATO !}$$

#### 4.5 Verifica della piastra di base

##### 4.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base

Tale verifica è eseguita come da appendice "L" EC3 (ENV).

A Z I O N I		SLE					SLU				
( x montante )		$\gamma$	$\gamma H \text{ (kN)}$	$\gamma N \text{ (kN)}$	$M' \text{ (kNm)}$	$e' \text{ (m)}$	$\gamma$	$\gamma H \text{ (kN)}$	$\gamma N \text{ (kN)}$	$M' \text{ (kNm)}$	$e' \text{ (m)}$
1.	Profilo + fissaggi	1		2,84	0,60	0,210	1,30		3,69	0,78	0,210
2.	Pannello + scossalina	1		3,39	0,71	0,210	1,30		4,41	0,93	0,210
3.	Irrigidimento trapezoidale	1		0,15	-0,01	-0,043	1,30		0,20	-0,01	-0,043
4.	Piastra acciaio	1		0,49	0,00	0,000	1,30		0,64	0,00	0,000
				<b>6,87</b>	<b>1,30</b>	<b>0,189</b>			<b>8,93</b>	<b>1,70</b>	<b>0,190</b>
5.	Vento $p = 2,00 \text{ kN/mq}$	1	25,80		63,34	2,455	1,50	38,70		95,02	2,455
<b>Sommario</b>	<b>CON VENTO INTERNO</b>		<b>25,80</b>	<b>6,87</b>	<b>64,64</b>	<b>2,455</b>		<b>38,70</b>	<b>8,93</b>	<b>96,72</b>	<b>2,455</b>
6.	Vento $p = 2,00 \text{ kN/mq}$	1	-25,80		-63,34	2,455	1,50	-38,70		-95,02	2,455
<b>Sommario</b>	<b>CON VENTO ESTERNO</b>		<b>-25,80</b>	<b>6,87</b>	<b>-62,04</b>	<b>2,455</b>		<b>-38,70</b>	<b>8,93</b>	<b>-93,32</b>	<b>2,455</b>

##### Sollecitazioni di calcolo per verifica sezione ipotetica in cls con tirafondi

con vento interno  $\gamma H_d = 38,70 \text{ kN}$   $\gamma N_d = 8,93 \text{ kN}$   $\gamma M_d = 96,72 \text{ kNm}$   
 con vento esterno  $\gamma H_d = -38,70 \text{ kN}$   $\gamma N_d = 8,93 \text{ kN}$   $\gamma M_d = -93,32 \text{ kNm}$

La piastra di ancoraggio ha uno spessore di 30 mm in acciaio S355 e dimensioni di 350x600mm; l'ancoraggio sarà realizzato con 4 tirafondi M27 in acciaio INOX AISI 316 L.

Si determinano le caratteristiche del calcestruzzo costituente la fondazione:

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16,46 \text{ N/mm}^2$$

Si calcola la resistenza di progetto del giunto  $f_j$  ( $\beta_j=2/3$ ;  $k_j=1$  a favore di sicurezza):

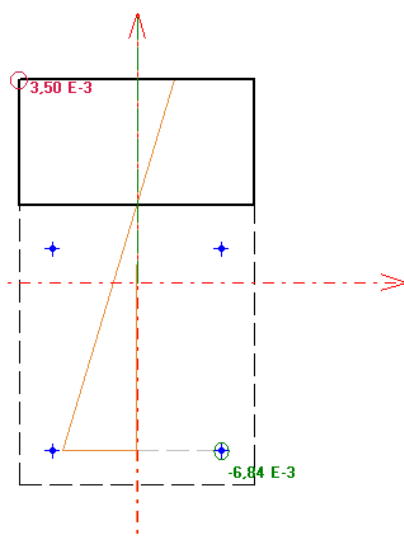
$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} = 10,97 \text{ MPa}$$

con la quale si ricava anche  $c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{mo}}} = 96 \text{ mm}$ , che determina una  $A_{eff} = 100100 \text{ mm}^2$ .

La resistenza a compressione del giunto di base risulta abbondantemente superiore alle sollecitazioni di compressione. ( $A_{eff} * f_j = 1098,43 \text{ kN}$ )

Si vuole però valutare anche la resistenza a flessione del giunto; si calcola, quindi, il momento resistente ultimo della sezione con: " $f_j$ " resistenza massima del calcestruzzo,  $f_y=450 \text{ N/mm}^2$  resistenza delle barre in acciaio e  $A_s = 459 \text{ mm}^2$  area netta per una barra M27. Inoltre, le dimensioni della sezione reagente sono assunte pari alle dimensioni della piastra.

Con vento interno si ha  $M_{Ed} = 96,72 \text{ kNm} < M_{res,u} = 207,56 \text{ kNm}$ .



**Condizione di carico n. 1**

Con: sforzo normale sollecitante  $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$   
 rapporto  $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$  (alfa =  $90,0^\circ$ )

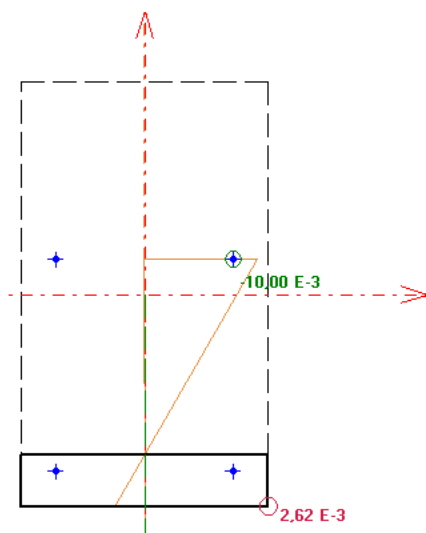
I momenti flettenti resistenti risultano:  
 $M_{xur} = 207,56 \text{ kNm}$   
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

**Campo 3** max eps c =  $3,500 \text{ E-3}$   
 min eps s =  $-6,836 \text{ E-3}$  (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso  $x = 18,62 \text{ cm}$   
 $x/d = 0,3386$   $x/h = 0,3104$  ( $d = 55,0$   $h = 60,0 \text{ cm}$ )

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro =  $90,0000^\circ$

Con vento esterno si ha  $M_{Ed} = -93,32 \text{ kNm} < M_{res,u} = -112,12 \text{ kNm}$ .



**Condizione di carico n. 2**

Con: sforzo normale sollecitante  $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$   
 rapporto  $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$  (alfa =  $-90,0^\circ$ )

I momenti flettenti resistenti risultano:  
 $M_{xur} = -112,12 \text{ kNm}$   
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

**Campo 2** max eps c =  $2,624 \text{ E-3}$   
 min eps s =  $-10,000 \text{ E-3}$  (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso  $x = 7,27 \text{ cm}$   
 $x/d = 0,2078$   $x/h = 0,1212$  ( $d = 35,0$   $h = 60,0 \text{ cm}$ )

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro =  $-90,0000^\circ$

Si rimanda alle analisi FEM per ulteriori approfondimenti e verifiche locali.

### 4.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo

Unione bullonata SEMPLICE - verifiche eseguite per il tirafondo più sollecitato  
Giunzione tra PIASTRA MONTANTE VERTICALE E FONDAZIONE CON TIRAFONDI

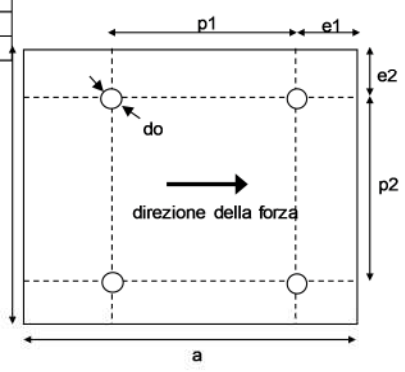
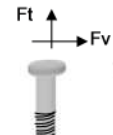
BULLONI:	classe:	INOX	$f_{ub}$	$f_y$	A	As	d bullone	do - foro
	DADO:	-	MPa	MPa	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm
	bullone:	M 27	540	450	573	459	27	30

PIASTRA	t =	355	spessore minimo singola piastra di collegamento
	a =	600 mm	p1 = 300 mm p2 = 250 mm
	b =	350 mm	e1 = 50 mm e2 = 50 mm
	f <sub>u</sub> =	510 MPa	n = 1 n° piastre o sup. di scorrimento

COEFF.	$\gamma_{Mb}$ =	1,25	coefficiente di sicurezza per bulloni
	$\gamma_{M2}$ =	1,25	coefficiente di sicurezza per fori

AZIONI SUL SINGOLO BULLONE

$F_{t,Ed}$ =	147,75 kN	trazione calcolata per equilibrio a rotazione
$F_{v,Ed}$ =	19 kN	taglio assorbito da soli 2 bulloni



VERIFICHE GEOMETRICHE	66 mm = 2,2 do	$\leq p1 \leq$	$\min(14t;200) =$	200 mm
	72 mm = 2,4 do	$\leq p2 \leq$	$\min(14t;200) =$	200 mm
	36 mm = 1,2 do	$\leq e1 \leq$	$40 + 4 t =$	160 mm
	36 mm = 1,2 do	$\leq e2 \leq$	$40 + 4 t =$	160 mm

NB: p1 e p2 max valgono il doppio se in quella zona la fila di bulloni è tesa (figura 3.1d EC3);  
p1, p2, e1 e e2 non hanno un limite massimo, eccetto per le membrature compresse e tese (prospetto 3.3. EC3).

VERIFICHE DI RESISTENZA	Trazione	$F_{t,Ed} \leq \min ( F_{t,Rd} ; B_{t,Rd} ) =$	147,75	$\leq$	178,46 kN	OK
dove :		$\min ( F_{t,Rd} ; B_{t,Rd} ) =$	178,46 kN			
		$F_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb} =$	178,46 kN			
		$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_u / \gamma_{Mb} =$	622,94 kN			

Taglio	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$	19	$\leq$	99,14 kN	OK
dove :	verifica sul filetto				
x classe	$A' = A_s =$	459 mm <sup>2</sup>			
	$F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A' / \gamma_{Mb} =$	99,14 kN			

Trazione e Taglio	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} =$	$\frac{19,00}{99,14} + \frac{147,75}{249,84} =$	0,78	$\leq$	1	OK
-------------------	---	---	------	--------	---	----

Rifollamento	$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	19	$\leq$	459,00 kN	OK
	$F_{b,Rd} = 2,5 \alpha f_u d t / \gamma_{Mb} =$	459,00 kN			
	$\alpha = \min(e1/3do; p1/3do - 1/4; f_{ub}/f_u; 1) =$	0,556			

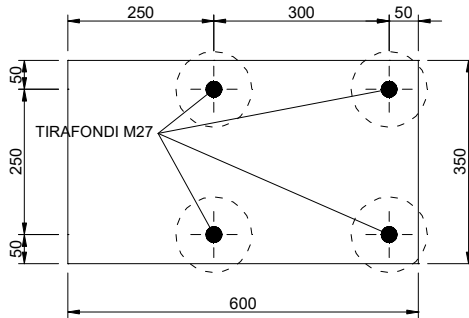
Resistenza piatto di collegamento	$N_{u,Ed} \leq N_{u,Rd}$	38,00	$\leq$	3194,64 kN	OK
azione di taglio sollecitante il piatto	$N_{u,Ed} =$ (taglio di progetto agli sl <sub>u</sub> ) =	38,00 kN			
azione di taglio resistente (ultima)	$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2} =$	3.194,64 kN			
dove	$A_{net} = t' \times a - n' ( t' \times do ) =$	8700 mm <sup>2</sup>			
	$n' = 2$	$n^\circ$ fori da detrarre per il calcolo dell'area netta			
	$t' = 30$	solitamente $n \times t =$ altezza totale piatto di connessione			



### 4.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M27

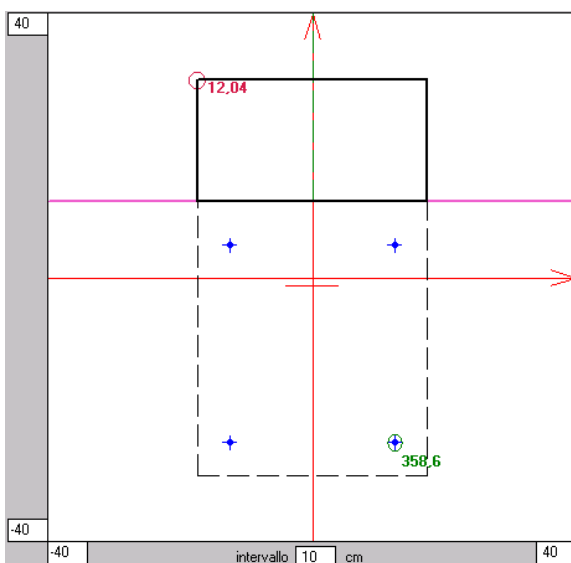
L'ancoraggio della barriera antirumore è realizzato mediante i seguenti elementi:

- 4 tirafondi M27 ( $d_{int}=27$  mm,  $A=573$  mm<sup>2</sup>,  $A_{res}=459$  mm<sup>2</sup>)
- 4 rondelle ( $d_{est}=130$  mm,  $s=25$  mm)
- 1 piastra (dim. 600x350x30 mm)

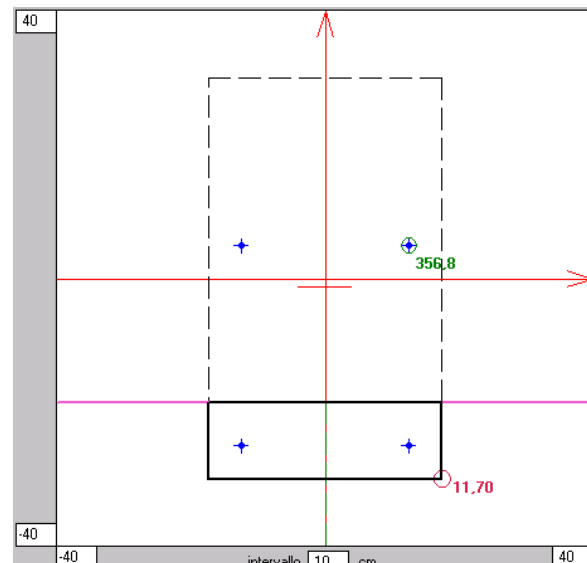


### Verifica allo SLE

Il momento sollecitante massimo  $M_{Ed}$ , che può essere applicato alla sezione senza superare le tensioni limite allo stato limite di esercizio nel calcestruzzo e nei tirafondi, vale:



**M > 0** ( $M_{Ed}=172$  kNm)



**M < 0** ( $M_{Ed}=-101$  kNm)

$$\sigma_{c \max} = 12,04 \text{ N/mm}^2 \leq 0,6 f_{ck} = 17,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2)$$

$$\sigma_{s \max} = 358,6 \text{ N/mm}^2 \leq 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio inox AISI 316 L } f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2)$$

La massima pressione della rondella sul calcestruzzo vale:

$$\text{area di contatto rondella-clc} = \pi/4 (130^2 - 27^2) = 12700,7 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c, \max} = 360 \times 459 / 12700,7 = 13,01 \text{ N/mm}^2 < 17,4 \text{ N/mm}^2$$

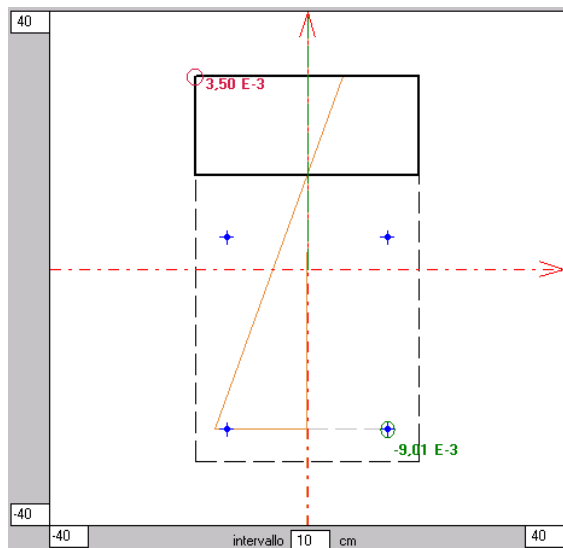
### Verifica allo SLU

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

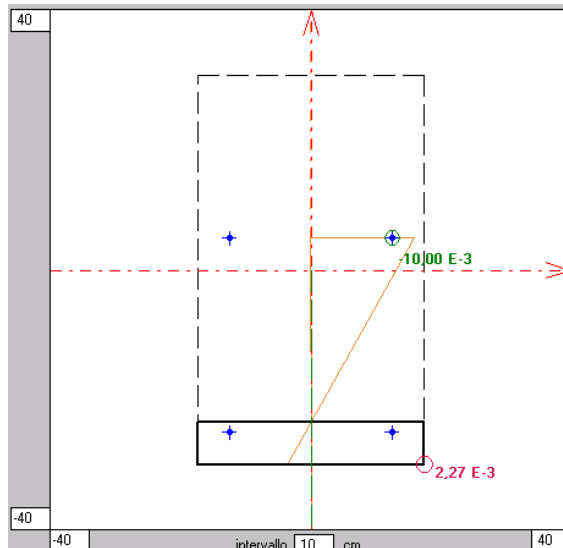
$$f_{cd} = 0,85 \times 29,05 / 1,5 = 16,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

risulta un momento ultimo resistente  $M_{Rdu}$ :

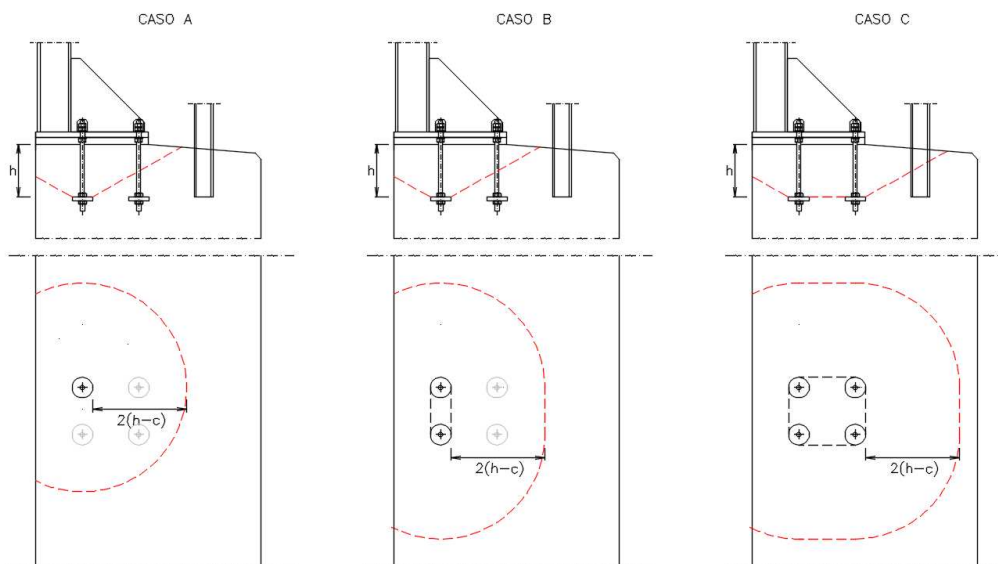


$M > 0$  ( $M_{Rdu} = 241,19 \text{ kNm}$ )



$M < 0$  ( $M_{Rdu} = -114,31 \text{ kNm}$ )

Per verificare la profondità di ancoraggio dei tirafondi, si esegue la verifica a punzonamento del cordolo (§ 6.4.4 della norma UNI EN1992-1-1) assumendo  $h = 280 \text{ mm}$  e  $c = 40 \text{ mm}$ . Nella figura seguente, sono schematizzati i possibili tre meccanismi di rottura, dove con  $c$  si indica il copriferro.



In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

dove:

$k = 1 + \sqrt{200/h} = 1,85 \leq 2$ , con  $h = 280$  mm;  
 $f_{ck} = 29,05$  MPa;  
 $k_1 = 0,1$ ;  
 $\sigma_{cp} = 0$  (tensione media di compressione nella sezione);  
 $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_C = 0,12$ ;  
 $v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0,47$  MPa;  
 $\rho_l$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa, valutato nel seguito.

Per il calcolo di  $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x}\rho_{l,y}} \leq 0,02$ , dove  $y$  rappresenta la direzione di sviluppo della piastra di base e  $x$  la direzione perpendicolare, si ipotizza la presenza di ferri ripartitori  $\phi 10/250$  mm e staffe  $6+2\phi 14/1330$  mm (per fondazione standard) o staffe  $6 + 2\phi 12/1330$  mm (per muro di sostegno). Pertanto, risulta:

$\rho_{l,x} = A_{\phi 12}/(i_x h) = 0,0018$ ;  
 $\rho_{l,y} = A_{\phi 10}/(i_y h) = 0,0011$ ;  
 $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x}\rho_{l,y}} = 0,0014$ .

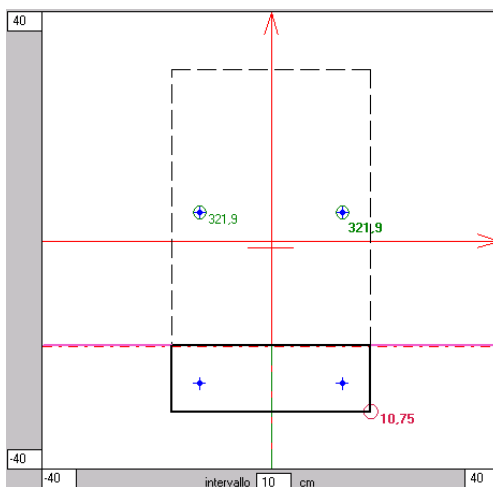
Poiché  $C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}$  (0,36 MPa) <  $v_{min}$  (0,47 MPa):

$v_{Rd,c} = v_{min} = 0,47$  MPa.

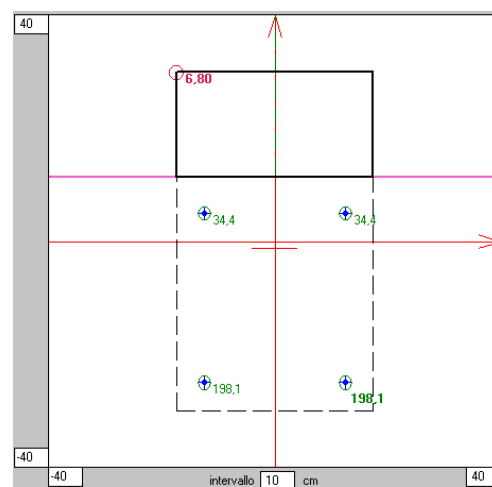
Nella tabella seguente, sono riportati i risultati della verifica a punzonamento per i tre diversi meccanismi di rottura:

Meccanismo	A	B	C
u (cm)	223,20	248,20	308,20
$V_{Rd} = v_{Rd,c} u h$ (kN)	295,42	328,52	407,95
$V_{Ed}$ (kN)	147,75	295,50	213,44
$V_{Rd} / V_{Ed}$	<b>2,00</b>	<b>1,11</b>	<b>1,91</b>

Le forze realmente agenti,  $V_{Ed}$ , sono state ottenute applicando il momento di calcolo e lo sforzo normale di compressione, entrambi valutati allo SLU; in particolare, per i casi A e B si applicano  $M_{Ed} = -93,32$  kNm e  $N_{Ed} = 8,93$  kN, per il restante caso C si applicano  $M_{Ed} = 96,72$  kNm e  $N_{Ed} = 8,93$  kN. Di seguito, sono illustrati i valori di tensione così ottenuti e il relativo calcolo delle forze:



**M < 0** ( $M_{Ed} = -93,32$  kNm e  $N_{Ed} = 8,93$  kN)



**M > 0** ( $M_{Ed} = 96,72$  kNm e  $N_{Ed} = 8,93$  kN)

$$V_{Ed,A} = 321,9 \times 459 \times 10^{-3} = 147,75 \text{ kN};$$

$$V_{Ed,B} = 321,9 \times 2 \times 459 \times 10^{-3} = 295,50 \text{ kN};$$

$$V_{Ed,C} = (198,1 + 34,4) \times 2 \times 459 \times 10^{-3} = 213,44 \text{ kN}.$$

Infine, lungo il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata:

$$\frac{V_{Ed}}{u_0 h} \leq v_{Rd,max} = 0,5 v_{f_{cd}}$$

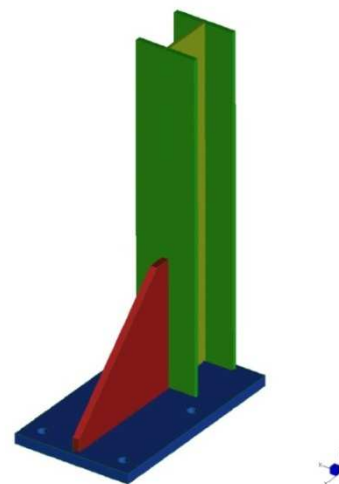
Meccanismo	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
$u_0$ (cm)	40,8	90,8	150,8
$v_{Rd,max} = 0,5 v_{f_{cd}}$ (MPa)	4,12	4,12	4,12
$V_{Ed}$ (kN)	147,75	295,50	213,44
$v_{Ed}$ (MPa)	1,29	1,16	0,51
$v_{Rd,max} / v_{Ed}$	3,19	3,55	8,08

#### 4.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.

Il montante e la piastra della barriera sono modellati con elementi plate, per semplicità il montante sopra il metro di altezza è inserito come beam opportunamente collegato con dei rigid link.

Il problema del contatto è risolto con l'utilizzo di elementi supporto di opportuna rigidità (molle alla winkler) funzionanti solo a compressione, mentre i tirafondi sono simulati da elementi tipo cut-off funzionanti solo a trazione. La soluzione è quindi calcolata in campo non lineare.

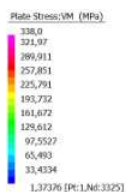
Lo sforzo ideale non dovrebbe mai superare il valore di  $f_y/\gamma_{Mo} = 338 \text{ N/mm}^2$ , nei diagrammi successivi le zone che eventualmente superano tale valore sono colorate di grigio.



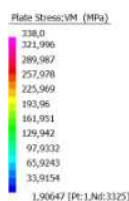
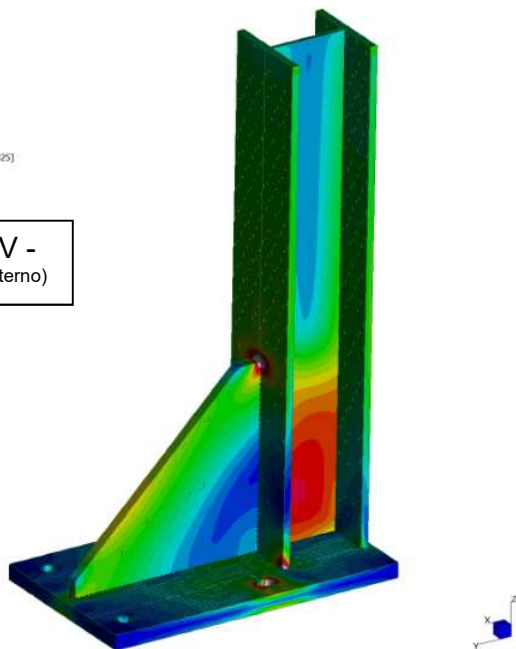
N.B: Considerando le inevitabili approssimazioni numeriche la presenza di localizzate zone di concentrazione degli sforzi è tollerata poiché un calcolo ad elementi finiti non riesce a tener conto della reale distribuzione e mitigazione degli sforzi all'interno del materiale.

In ogni caso nella piastra di base e nella nervatura gli sforzi si mantengono sempre inferiori al limite.

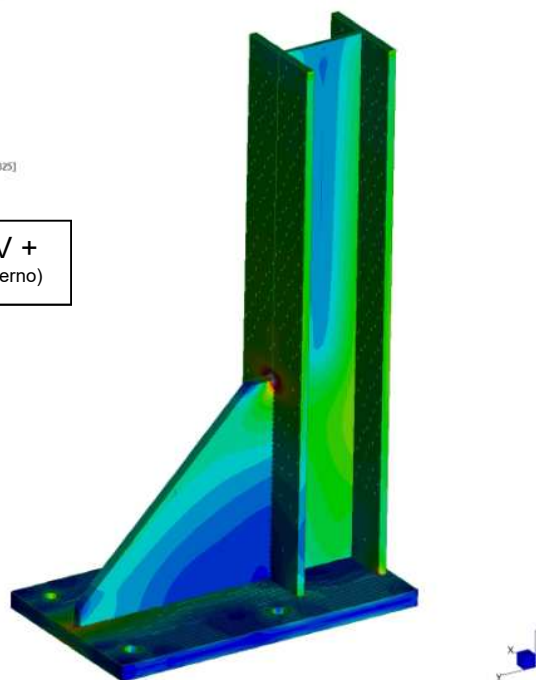
Si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica con in evidenza le tensioni massime per le due combinazioni di carico più gravose.



SLU V -  
(vento esterno)



SLU V +  
(vento interno)



## 5. BARRIERA ANTIRUMORE CON PANNELLI IN PMMA - $H_{\text{calcolo}}=4,85 \text{ m}$

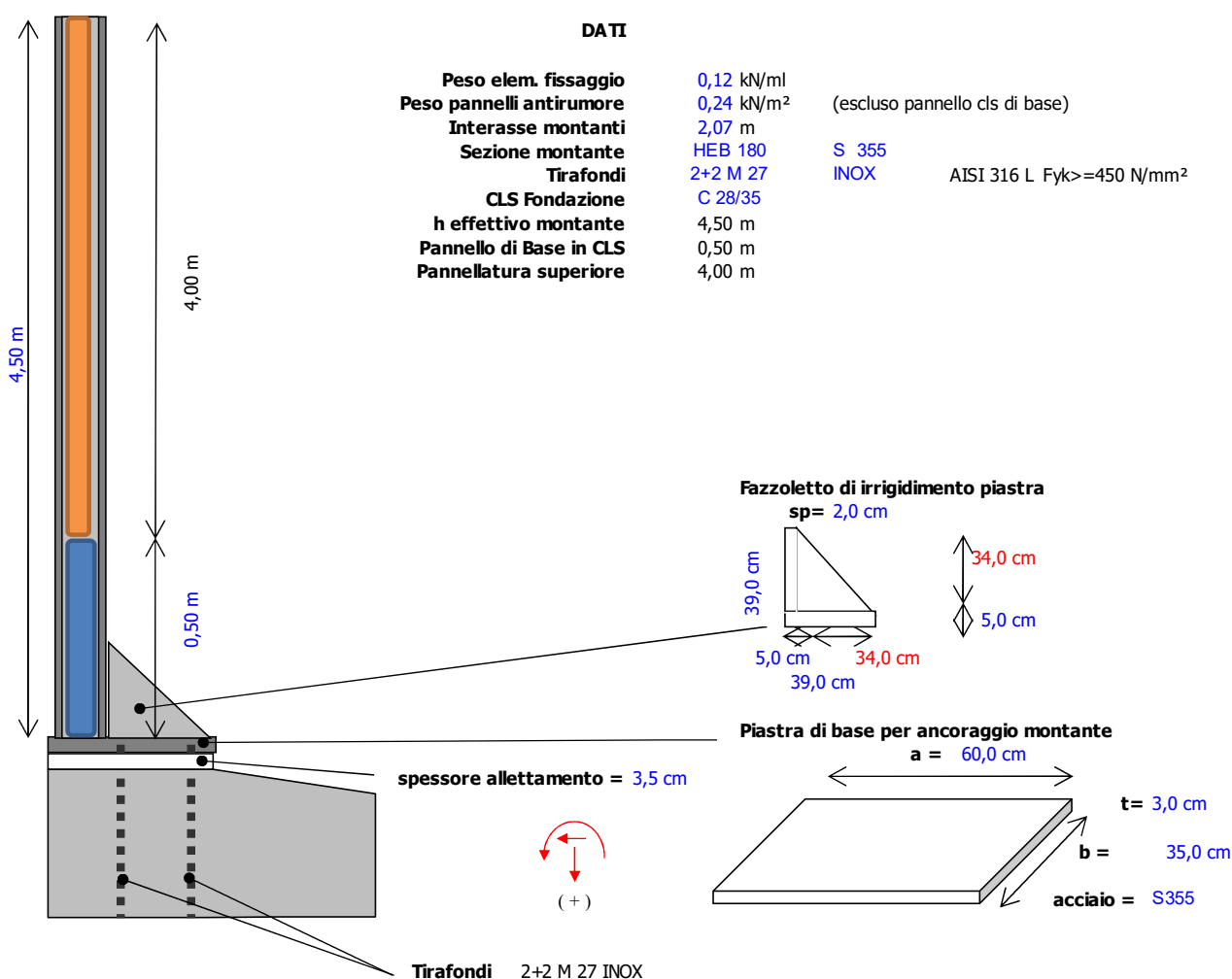
### 5.1 Caratteristiche geometriche

Le parti terminali delle barriere antirumore di altezza 4,85m e interasse 2,07m sono realizzate con montante in acciaio di tipo HEB 180 e pannelli interamente in PMMA.

Alla base è saldata una piastra 600x350mm con relativo irrigidimento triangolare, con predisposti 4 fori per le barre di ancoraggio.

L'ancoraggio alla fondazione avviene per mezzo di tirafondi M27 in acciaio inox AISI 316 L.

La dimensione della piastra è stata opportunamente studiata per evitare interferenze tra gli ancoraggi e i pannelli.



Il profilo da adottare per il montante della barriera antirumore presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

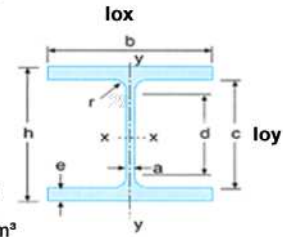
SEZIONE: HEB 180 ACCIAIO: S 355 Barriera antirumore H = 4,5m

Res. dei materiali secondo NTC 2008

E = 210.000 MPa  
 $\nu = 0,30$   
 $\varepsilon = 0,81 \quad \varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$   
 G = 80.769 MPa  
 $f_{yk} = 355$  MPa  
 $f_{yd} = 338$  MPa  
 $\tau_{yd} = 195$  MPa  $\tau_{yd} = f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

coeff. di sicurezza (Tab. 4.2.V)

$\gamma_{M0} = 1,05$   
 $\gamma_{M1} = 1,05$   
 $\gamma_{M2} = 1,25$   
 $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$   
 $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$



Dati geom.

b = 180 mm  
 h = 180 mm  
 e = 14 mm  
 a = 8,5 mm  
 r = 15 mm  
 c = 152 mm  
 d = 122 mm

Dati sez.

A = 65,3 cm<sup>2</sup>  
 W<sub>x</sub> = 426 cm<sup>3</sup>  
 W<sub>pl,x</sub> = 481 cm<sup>3</sup>  
 J<sub>x</sub> = 3831 cm<sup>4</sup>  
 i<sub>x</sub> = 7,66 cm  
 J<sub>t el</sub> = 36,04 cm<sup>4</sup>  
 J<sub>w</sub> = 93897,07 cm<sup>6</sup>

W<sub>y</sub> = 151 cm<sup>3</sup>  
 W<sub>pl,y</sub> = 231 cm<sup>3</sup>  
 J<sub>y</sub> = 1363 cm<sup>4</sup>  
 i<sub>y</sub> = 4,57 cm  
 J<sub>t pl</sub> = 42,2 cm<sup>4</sup>

**CLASSE DEL PROFILO**

(NTC2008 § 4.2.3.1)

profilo laminato a caldo

tipo verifica ammessa:

	c	c/t	comp.	fless.
ala	70,75	5,05	<b>CLASSE 1</b>	-
anima	122	14,35	<b>CLASSE 1</b>	<b>CLASSE 1</b>

Metodo PLASTICO (P) o ELASTICO (E)

## 5.2 Sollecitazioni

Le sollecitazioni alla base del montante sono le seguenti:

### MONTANTE

#### SOLLECITAZIONI

			$\gamma$	SLE	$\gamma$	SLU
1.	Profilo+fissaggi	(0,512+0,12)x4,5	1,00	2,84 kN	1,30	3,69 kN
2.	Pannello	0,24x4,35x2,01	1,00	2,10 kN	1,30	2,73 kN
sommato <b>N<sub>tot</sub> =</b>				<b>4,94 kN</b>	<b>1,30</b>	<b>6,42 kN</b>
3.	Vento	H <sub>v</sub> = 2x2,07x4,85 H <sub>v</sub> = H <sub>v</sub> x 4,85 / 2	1,00	20,08 kN 48,69 kNm	1,50	30,12 kN 73,04 kNm
4.	Neve	H <sub>n</sub> = 15,00 kN M <sub>n</sub> = H <sub>n</sub> x 1,50	1,00	15,00 kN 22,50 kNm	1,50	22,50 kN 33,75 kNm

Che si riassumono nelle seguenti sollecitazioni di verifica:

agli SLE		agli SLU	
N <sub>Ed</sub> =	4,94 kN	N <sub>Ed</sub> =	6,42 kN
V <sub>Ed</sub> =	20,08 kN	V <sub>Ed</sub> =	30,12 kN
M <sub>X,Ed</sub> =	48,69 kNm	M <sub>X,Ed</sub> =	73,04 kNm

## 5.3 Verifiche profilo agli SLU

### 5.3.1 Verifica a taglio

$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$   $30,12 \leq 396,06 \text{ kN}$  **Verificato !**

dove:

$V_{c,Rd} = (x \text{ profili a l e H, res plastica}) \quad A_v \tau_{yd} = 396,06 \text{ kN}$   
 $A_v = A - 2 b e + (a+2r) e = 20,29 \text{ cm}^2$

Per quanto riguarda l'instabilità dell'anima a taglio, può essere trascurata se:

$$d/a (14,35) < 72 \varepsilon (58,58) \quad (\text{NTC2008 4.2.27})$$

Inoltre, poiché il taglio di progetto è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio ( $V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,08 \leq 0,5$ ), si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

### 5.3.2 Verifica a flessione

Definiti i seguenti valori:

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A f_{yk} / \gamma_{M0} = 2.207,76 \text{ kN} \\ n &= N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,002908 \\ a &= (A - 2 b e) / A = 0,228178 \leq 0,5 \end{aligned}$$

Per le sezioni a I o H, di classe 1 e 2, doppiamente simmetriche e soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,x,Rd} = M_{pl,x,Rd} * (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,x,Rd}$$

Poiché, nel caso in esame  $(1 - n) / (1 - 0,5 a) > 1$ , è sufficiente la verifica a sola flessione.

La verifica a flessione retta per profili di classe 1 e 2 è condotta facendo riferimento alla teoria plastica:

momento resistente plastico

$$M_{c,Rd} = \text{x classe 1 e 2} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad M_{pl} = W_{pl} f_{yd} = \quad M_{pl,x} = 162,62 \text{ kNm}$$

$M_{x,Ed} (78,10 \text{ kNm}) \leq M_{c,Rd} (162,62 \text{ kNm})$ ; dunque il profilo è adeguato.

### 5.3.3 Verifica a instabilità per trave inflessa

Obiettivo della verifica è dimostrare che:

$$M_{xb,Rd} = \chi_{LT} W_x \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \geq M_{x,Ed}$$

Il calcolo dell'instabilità flessionale è condotto, in generale, nel rispetto delle NTC2008.

Posto che:

$$\begin{aligned} L_{cr} &= 9,00 \text{ m} \quad (\text{lunghezza di libera inflessione}) \\ \psi &= 1,75 \quad (\text{vd. C4.2.31}) \end{aligned}$$

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr,x}} \sqrt{E J_{min} G J_T \left( 1 + \left( \frac{\pi}{L_{cr,x}} \right)^2 \frac{E J_w}{G J_T} \right)} = 197,41 \text{ kNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{yk}}{M_{cr,x}}} = 0,9300$$



$$k_c = 0,75$$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c[1 - 2,0(\overline{\lambda_{LT}} - 0,8)^2]) = 0,8792$$

$$\alpha_{LT} = 0,34 \quad h/b = 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0,2) + \beta \overline{\lambda_{LT}}^2] = 1,0566$$

$$\beta = 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \overline{\lambda_{LT}}^2}} = 0,7300$$

$M_{xb,Rd} (118,72 \text{ kNm}) \geq M_{x,Ed} (73,04 \text{ kNm})$ ; la verifica è soddisfatta.

## 5.4 Verifiche profilo agli SLE

### 5.4.1 Verifica della deformazione

$d_{max} \leq L_s / 150 = 30,00 \text{ mm}$  nel rispetto della UNI EN 1794-1 (A.3.2.2)  
 $q = 2 \times 2,07 = 4,14 \text{ kN/m}$  carico lineare del vento  
 $L_s = l = 4,50 \text{ m}$  altezza barriera

$$d_{max} = \frac{q l^4}{8 E J} = 26,38 \leq 30,00 \text{ (mm)} \quad \text{OK!}$$

## 5.5 Verifica della piastra di base

### 5.5.1 Verifica capacità portante del giunto di base

Tale verifica è eseguita come da appendice "L" EC3 (ENV).

AZIONI											
(x montante)		SLE					SLU				
		$\gamma$	$\gamma H \text{ (kN)}$	$\gamma N \text{ (kN)}$	$M' \text{ (kNm)}$	$e' \text{ (m)}$	$\gamma$	$\gamma H \text{ (kN)}$	$\gamma N \text{ (kN)}$	$M' \text{ (kNm)}$	$e' \text{ (m)}$
1.	Profilo + fissaggi	1		2,84	0,60	0,210	1,30		3,69	0,78	0,210
2.	Pannello	1		2,10	0,44	0,210	1,30		2,73	0,57	0,210
3.	Irrigidimento trapezoidale	1		0,15	-0,01	-0,043	1,30		0,20	-0,01	-0,043
4.	Piastra acciaio	1		0,49	0,00	0,000	1,30		0,64	0,00	0,000
				<b>5,58</b>	<b>1,03</b>	<b>0,185</b>			<b>7,25</b>	<b>1,34</b>	<b>0,185</b>
5.	Vento $p = 2,00 \text{ kN/mq}$	1		20,08		49,29	1,50		30,12		73,94
<b>Sommario CON VENTO INTERNO</b>				<b>20,08</b>	<b>5,58</b>	<b>50,32</b>			<b>30,12</b>	<b>7,25</b>	<b>75,28</b>
6.	Vento $p = 2,00 \text{ kN/mq}$	1		-20,08		-49,29	1,50		-30,12		-73,94
<b>Sommario CON VENTO ESTERNO</b>				<b>-20,08</b>	<b>5,58</b>	<b>-48,26</b>			<b>-30,12</b>	<b>7,25</b>	<b>-72,60</b>

#### Sollecitazioni di calcolo per verifica sezione ipotetica in cls con tirafondi

con vento interno  $\gamma H_d = 30,12 \text{ kN}$   $\gamma N_d = 7,25 \text{ kN}$   $\gamma M_d = 75,28 \text{ kNm}$   
 con vento esterno  $\gamma H_d = -30,12 \text{ kN}$   $\gamma N_d = 7,25 \text{ kN}$   $\gamma M_d = -72,60 \text{ kNm}$

La piastra di ancoraggio ha uno spessore di 30 mm in acciaio S355 e dimensioni di 350x600mm; l'ancoraggio sarà realizzato con 4 tirafondi M27 in acciaio INOX AISI 316 L.

Si determinano le caratteristiche del calcestruzzo costituente la fondazione:

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16,46 \text{ N/mm}^2$$

Si calcola la resistenza di progetto del giunto  $f_j$  ( $\beta_j = 2/3$ ;  $k_j = 1$  a favore di sicurezza):

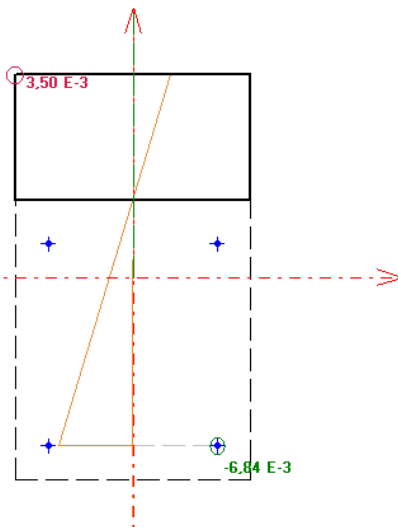
$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} = 10,97 \text{ MPa}$$

con la quale si ricava anche  $c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{mo}}} = 96 \text{ mm}$ , che determina una  $A_{eff} = 100100 \text{ mm}^2$ .

La resistenza a compressione del giunto di base risulta abbondantemente superiore alle sollecitazioni di compressione. ( $A_{eff} * f_j = 1098,43 \text{ kN}$ )

Si vuole però valutare anche la resistenza a flessione del giunto; si calcola, quindi, il momento resistente ultimo della sezione con: " $f_j$ " resistenza massima del calcestruzzo,  $f_y = 450 \text{ N/mm}^2$  resistenza delle barre in acciaio e  $A_s = 459 \text{ mm}^2$  area netta per una barra M27. Inoltre, le dimensioni della sezione reagente sono assunte pari alle dimensioni della piastra.

Con vento interno si ha  $M_{Ed} = 75,28 \text{ kNm} < M_{res,u} = 207,56 \text{ kNm}$ .



**Condizione di carico n. 1**

Con: sforzo normale sollecitante  $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$   
rapporto  $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$  (alfa =  $90,0^\circ$ )

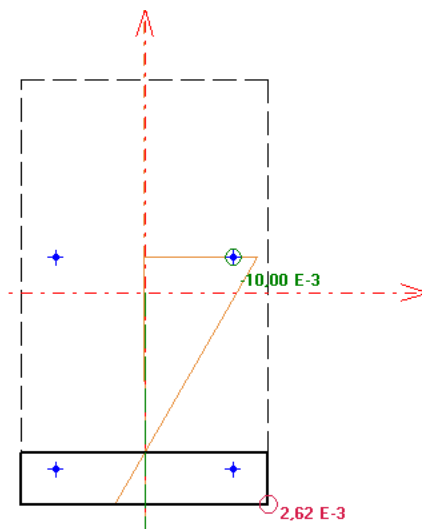
I momenti flettenti resistenti risultano:  
 $M_{xur} = 207,56 \text{ kNm}$   
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

**Campo 3** max eps c =  $3,500 \text{ E-3}$   
min eps s =  $-6,836 \text{ E-3}$  (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso  $x = 18,62 \text{ cm}$   
 $x/d = 0,3386$   $x/h = 0,3104$  ( $d = 55,0$   $h = 60,0 \text{ cm}$ )

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro =  $90,0000^\circ$

Con vento esterno si ha  $M_{Ed} = -72,60 \text{ kNm} < M_{res,u} = -112,12 \text{ kNm}$ .



**Condizione di carico n. 2**

Con: sforzo normale sollecitante  $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$   
rapporto  $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$  (alfa =  $-90,0^\circ$ )

I momenti flettenti resistenti risultano:  
 $M_{xur} = -112,12 \text{ kNm}$   
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

**Campo 2** max eps c =  $2,624 \text{ E-3}$   
min eps s =  $-10,000 \text{ E-3}$  (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso  $x = 7,27 \text{ cm}$   
 $x/d = 0,2078$   $x/h = 0,1212$  ( $d = 35,0$   $h = 60,0 \text{ cm}$ )

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro =  $-90,0000^\circ$

Si rimanda alle analisi FEM per ulteriori approfondimenti e verifiche locali.

## 5.5.2 Verifica connessione bullonata piastra-cordolo

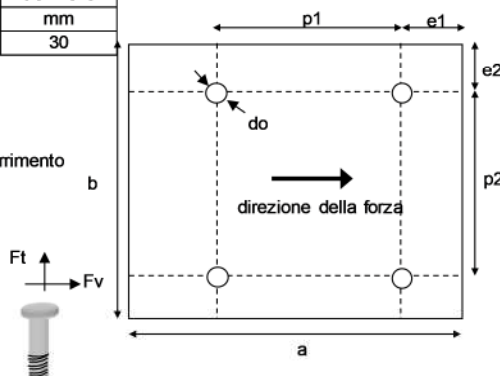
Unione bullonata SEMPLICE - verifiche eseguite per il tirafondo più sollecitato  
Giunzione tra PIASTRA MONTANTE VERTICALE E FONDAZIONE CON TIRAFONDI

BULLONI:	classe:	INOX	$f_{ub}$	$f_y$	A	As	d bullone	do - foro
	DADO:	-	MPa	MPa	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm
	bullone:	M 27	540	450	573	459	27	30

PIASTRA	t =	355	spessore minimo singola piastra di collegamento
	a =	600 mm	p1 = 300 mm p2 = 250 mm
	b =	350 mm	e1 = 50 mm e2 = 50 mm
	f <sub>u</sub> =	510 MPa	n = 1 n° piastre o sup. di scorcimento

COEFF.	$\gamma_{Mb}$ =	1,25	coefficiente di sicurezza per bulloni
	$\gamma_{M2}$ =	1,25	coefficiente di sicurezza per fori

AZIONI SUL SINGOLO BULLONE	$F_{t,Ed}$ =	114,84 kN	trazione calcolata per equilibrio a rotazione
	$F_{v,Ed}$ =	15 kN	taglio assorbito da soli 2 bulloni



VERIFICHE GEOMETRICHE	66 mm = 2,2 do	≤ p1 ≤	min(14t;200) =	200 mm
	72 mm = 2,4 do	≤ p2 ≤	min(14t;200) =	200 mm
	36 mm = 1,2 do	≤ e1 ≤	40 + 4 t =	160 mm
	36 mm = 1,2 do	≤ e2 ≤	40 + 4 t =	160 mm

NB: p1 e p2 max valgono il doppio se in quella zona la fila di bulloni è tesa (figura 3.1d EC3);  
p1, p2, e1 e e2 non hanno un limite massimo, eccetto per le membrature compresse e tese (prospetto 3.3. EC3).

VERIFICHE DI RESISTENZA	Trazione	$F_{t,Ed} \leq \min ( F_{t,Rd} ; B_{t,Rd} ) =$	114,84	≤ 178,46 kN	OK
dove :		$\min ( F_{t,Rd} ; B_{t,Rd} ) =$	178,46 kN		
		$F_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb} =$	178,46 kN		
		$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_u / \gamma_{Mb} =$	622,94 kN		

Taglio	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$	15	≤ 99,14 kN	OK
	verifica sul filetto			
dove :	$A' = A_s =$	459 mm <sup>2</sup>		
x classe	INOX			
	$F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A' / \gamma_{Mb} =$	99,14 kN		

Trazione e Taglio	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} =$	$\frac{15,00}{99,14} + \frac{114,84}{249,84} =$	0,61	≤ 1	OK
-------------------	---	---	------	-----	----

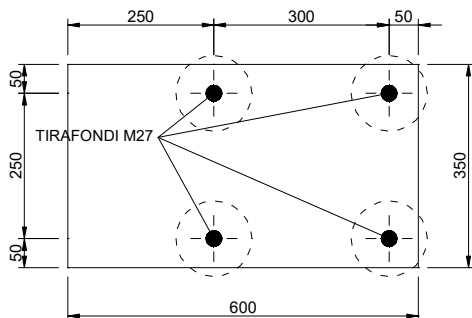
Rifollamento	$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	15	≤ 459,00 kN	OK
	$F_{b,Rd} = 2,5 \alpha f_u d t / \gamma_{Mb} =$	459,00 kN		
	$\alpha = \min(e1/3do; p1/3do - 1/4; f_{ub}/f_u; 1) =$	0,556		

Resistenza piatto di collegamento	$N_{u,Ed} \leq N_{u,Rd}$	30,00	≤ 3194,64 kN	OK
	azione di taglio sollecitante il piatto			
	$N_{u,Ed} =$ (taglio di progetto agli sl <sub>u</sub> ) =	30,00 kN		
	azione di taglio resistente (ultima)			
	$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2} =$	3.194,64 kN		
	dove $A_{net} = t' \times a - n' ( t' \times do ) =$	8700 mm <sup>2</sup>		
	$n' = 2$	$n^\circ$ fori da detrarre per il calcolo dell'area netta		
	$t' = 30$	solitamente $n \times t =$ altezza totale piatto di connessione		

### 5.5.3 Verifica dell'ancoraggio con tirafondi M27

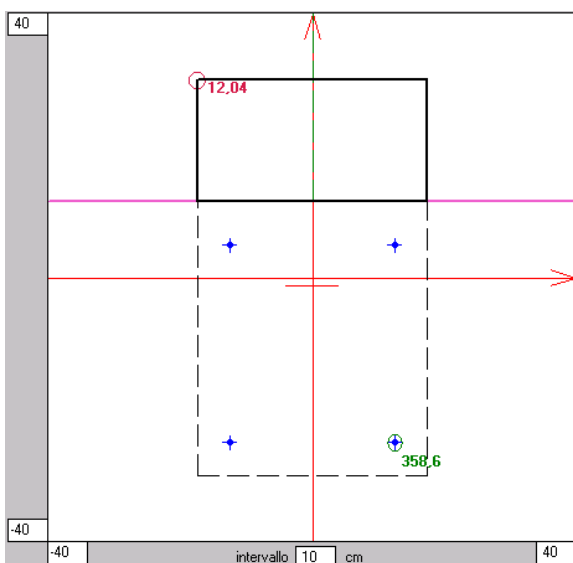
L'ancoraggio della barriera antirumore è realizzato mediante i seguenti elementi:

- 4 tirafondi M27 ( $d_{int}=27$  mm,  $A=573$  mm<sup>2</sup>,  $A_{res}=459$  mm<sup>2</sup>)
- 4 rondelle ( $d_{est}=130$  mm,  $s=25$  mm)
- 1 piastra (dim. 600x350x30 mm)

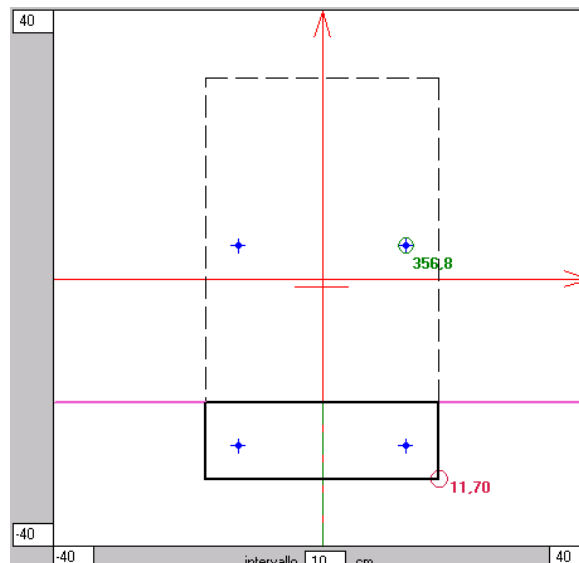


### Verifica allo SLE

Il momento sollecitante massimo  $M_{Ed}$ , che può essere applicato alla sezione senza superare le tensioni limite allo stato limite di esercizio nel calcestruzzo e nei tirafondi, vale:



**M > 0** ( $M_{Ed}=172$  kNm)



**M < 0** ( $M_{Ed}=-101$  kNm)

$$\sigma_{c \max} = 12,04 \text{ N/mm}^2 \leq 0,6 f_{ck} = 17,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2)$$

$$\sigma_{s \max} = 358,6 \text{ N/mm}^2 \leq 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio inox AISI 316 L } f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2)$$

La massima pressione della rondella sul calcestruzzo vale:

$$\text{area di contatto rondella-clc} = \pi/4 (130^2 - 27^2) = 12700,7 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c, \max} = 360 \times 459 / 12700,7 = 13,01 \text{ N/mm}^2 < 17,4 \text{ N/mm}^2$$

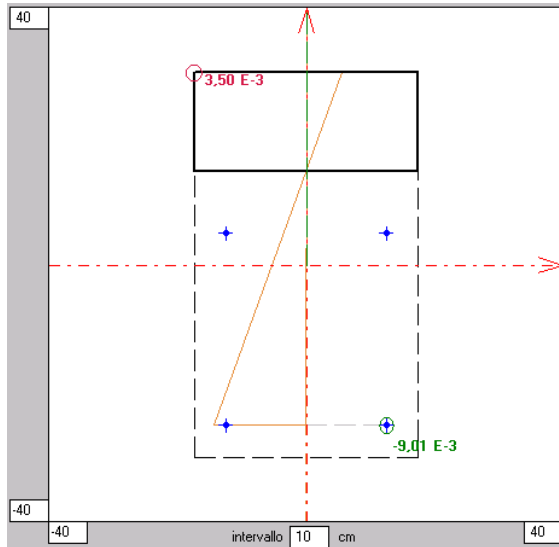
### Verifica allo SLU

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

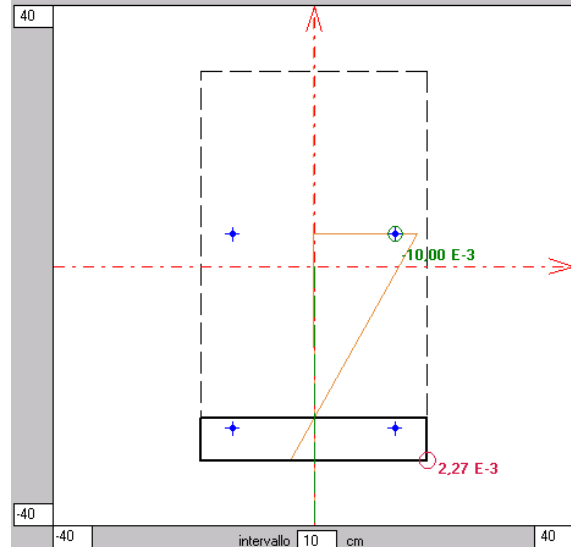
$$f_{cd} = 0,85 \times 29,05 / 1,5 = 16,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

risulta un momento ultimo resistente  $M_{Rdu}$ :

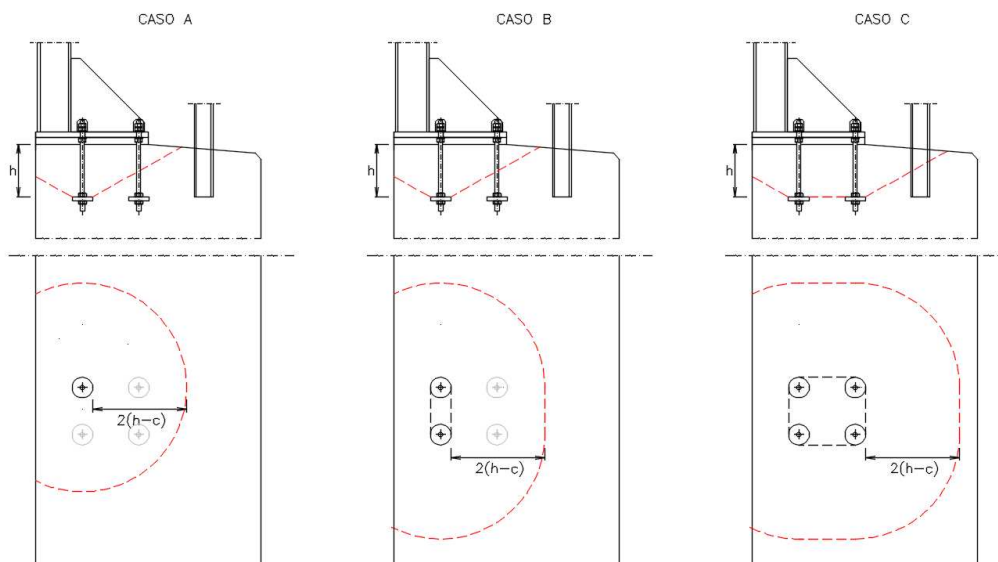


$M > 0$  ( $M_{Rdu} = 241,19 \text{ kNm}$ )



$M < 0$  ( $M_{Rdu} = -114,31 \text{ kNm}$ )

Per verificare la profondità di ancoraggio dei tirafondi, si esegue la verifica a punzonamento del cordolo (§ 6.4.4 della norma UNI EN1992-1-1) assumendo  $h = 280 \text{ mm}$  e  $c = 40 \text{ mm}$ . Nella figura seguente, sono schematizzati i possibili tre meccanismi di rottura, dove con  $c$  si indica il copriferro.



In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

dove:

$k = 1 + \sqrt{200/h} = 1,85 \leq 2$ , con  $h = 280$  mm;  
 $f_{ck} = 29,05$  MPa;  
 $k_1 = 0,1$ ;  
 $\sigma_{cp} = 0$  (tensione media di compressione nella sezione);  
 $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_C = 0,12$ ;  
 $v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0,47$  MPa;  
 $\rho_l$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa, valutato nel seguito.

Per il calcolo di  $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x}\rho_{l,y}} \leq 0,02$ , dove  $y$  rappresenta la direzione di sviluppo della piastra di base e  $x$  la direzione perpendicolare, si ipotizza la presenza di ferri ripartitori  $\phi 10/250$  mm e staffe  $6+2\phi 14/1330$  mm (per fondazione standard) o staffe  $6 + 2\phi 12/1330$  mm (per muro di sostegno). Pertanto, risulta:

$\rho_{l,x} = A_{\phi 12}/(i_x h) = 0,0018$ ;  
 $\rho_{l,y} = A_{\phi 10}/(i_y h) = 0,0011$ ;  
 $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x}\rho_{l,y}} = 0,0014$ .

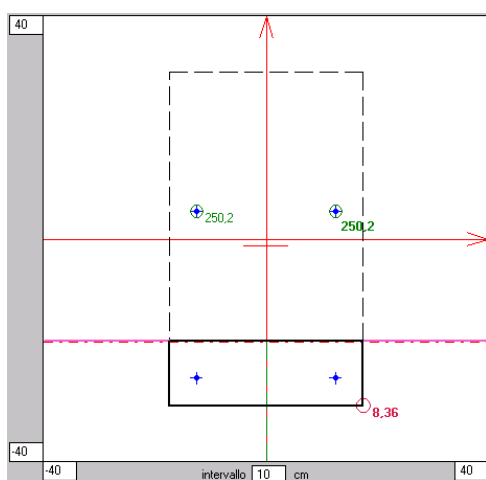
Poiché  $C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}$  (0,36 MPa) <  $v_{min}$  (0,47 MPa):

$v_{Rd,c} = v_{min} = 0,47$  MPa.

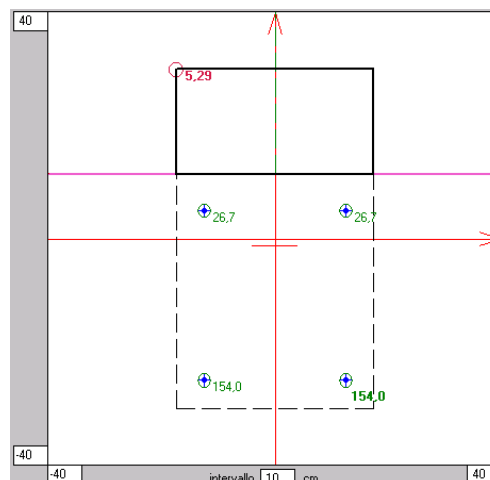
Nella tabella seguente, sono riportati i risultati della verifica a punzonamento per i tre diversi meccanismi di rottura:

Meccanismo	A	B	C
$u$ (cm)	223,2	248,2	308,20
$V_{Rd} = v_{Rd,c} u h$ (kN)	295,42	328,52	407,95
$V_{Ed}$ (kN)	114,84	229,68	216,65
$V_{Rd} / V_{Ed}$	<b>2,57</b>	<b>1,43</b>	<b>1,88</b>

Le forze realmente agenti,  $V_{Ed}$ , sono state ottenute applicando il momento di calcolo e lo sforzo normale di compressione, entrambi valutati allo SLU; in particolare, per i casi A e B si applicano  $M_{Ed} = -72,60$  kNm e  $N_{Ed} = 7,25$  kN, per il restante caso C si applicano  $M_{Ed} = 75,28$  kNm e  $N_{Ed} = 7,25$  kN. Di seguito, sono illustrati i valori di tensione così ottenuti e il relativo calcolo delle forze:



**M < 0** ( $M_{Ed} = -72,60$  kNm e  $N_{Ed} = 7,25$  kN)



**M > 0** ( $M_{Ed} = 75,28$  kNm e  $N_{Ed} = 7,25$  kN)

$$V_{Ed,A} = 250,2 \times 459 \times 10^{-3} = 114,84 \text{ kN};$$

$$V_{Ed,B} = 250,2 \times 2 \times 459 \times 10^{-3} = 229,68 \text{ kN};$$

$$V_{Ed,C} = (154,0 + 26,7) \times 2 \times 459 \times 10^{-3} = 216,65 \text{ kN}.$$

Infine, lungo il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata:

$$\frac{V_{Ed}}{u_0 h} \leq v_{Rd,max} = 0,5 v_{f_{cd}}$$

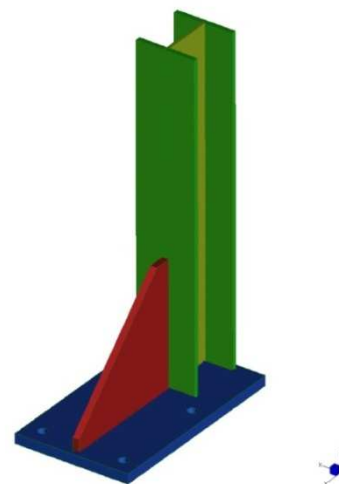
Meccanismo	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
$u_0$ (cm)	40,8	90,8	150,8
$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,5 f_{cd}$ (MPa)	4,12	4,12	4,12
$V_{Ed}$ (kN)	114,84	229,68	216,65
$v_{Ed}$ (MPa)	1,00	0,90	0,51
$v_{Rd,max} / v_{Ed}$	4,12	4,58	8,08

## 5.6 Modello di calcolo e risultati F.E.M.

Il montante e la piastra della barriera sono modellati con elementi plate, per semplicità il montante sopra il metro di altezza è inserito come beam opportunamente collegato con dei rigid link.

Il problema del contatto è risolto con l'utilizzo di elementi supporto di opportuna rigidità (molle alla winkler) funzionanti solo a compressione, mentre i tirafondi sono simulati da elementi tipo cut-off funzionanti solo a trazione. La soluzione è quindi calcolata in campo non lineare.

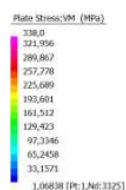
Lo sforzo ideale non dovrebbe mai superare il valore di  $f_y/\gamma_{Mo} = 338 \text{ N/mm}^2$ , nei diagrammi successivi le zone che eventualmente superano tale valore sono colorate di grigio.



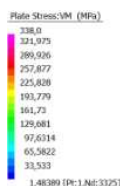
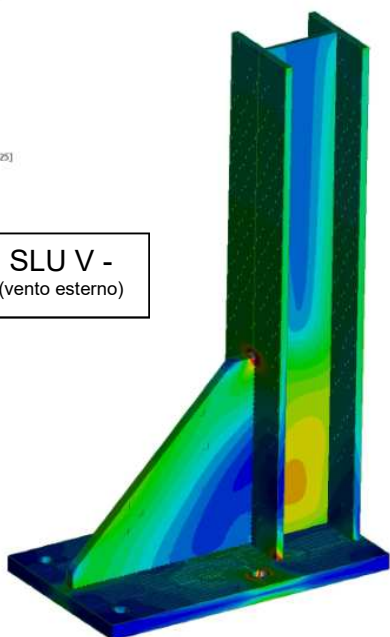
N.B: Considerando le inevitabili approssimazioni numeriche la presenza di localizzate zone di concentrazione degli sforzi è tollerata poiché un calcolo ad elementi finiti non riesce a tener conto della reale distribuzione e mitigazione degli sforzi all'interno del materiale.

In ogni caso nella piastra di base e nella nervatura gli sforzi si mantengono sempre inferiori al limite.

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica con in evidenza le tensioni massime per le due combinazioni di carico più gravose.



SLU V -  
(vento esterno)



SLU V +  
(vento interno)

