

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO DEFINITIVO**

**INTERCONNESSIONE DI NOVI LIGURE ALTERNATIVA ALLO SHUNT
BARRIERE ANTIRUMORE NUOVA INTERCONNESSIONE LINEA STORICA
DA PK 106+689 A PK 113+687.220**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio Cociv Ing. A. Pelliccia		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 0	D	C V	C L	B A V C 0 0	0 0 6	D

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
B00	Cambio tipologia barriere	CCR Ing.	20/03/15	COCIV	21/03/15	A.Palomba	21/03/15	 Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
C00	Rev.Ist. A30100D09ISBA00000 01A del 17/06/2015	CCR Ing.	27/07/15	COCIV	29/07/15	A. Mancarella	30/07/15	
D00	Rev. prot. 0002131/CTVA M.A.T.T.	AIE	27/07/16	COCIV	27/07/16	A. Mancarella	27/07/16	

n. Elab.:	File: A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-006-D00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

Fondazioni B.A. platea in c.a. - AREA 3 - Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-006-D00	Foglio 4 di 28

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	5
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
2.1.	Normativa tecnica vigente	7
3.	METODO DI CALCOLO.....	9
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	10
4.1.	Calcestruzzo Per Le Strutture.....	10
4.2.	Acciaio Per Le Strutture In Cemento Armato	10
5.	PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO	11
6.	INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	11
7.	MODELLAZIONE	12
8.	ANALISI DEI CARICHI.....	13
8.1.	Condizioni elementari di carico.....	13
8.2.	Combinazioni Di Carico	13
8.3.	Definizione Dei Carichi	14
8.4.	grafici esplicativi dei carichi	19
9.	PERICOLOSITAqSISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA	20
9.1.	Azione sismica	20
10.	VERIFICHE STRUTTURALI	21
10.1.	Verifica a Flessione	21
10.2.	Verifica a Taglio	24
10.3.	Dimensionamento Fiorettature su Setti Esistenti	25
10.4.	Verifica a Compressione Ritti Esistenti.....	26
10.5.	Incidenza Armature	28

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-006-D00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 5 di 28</p>

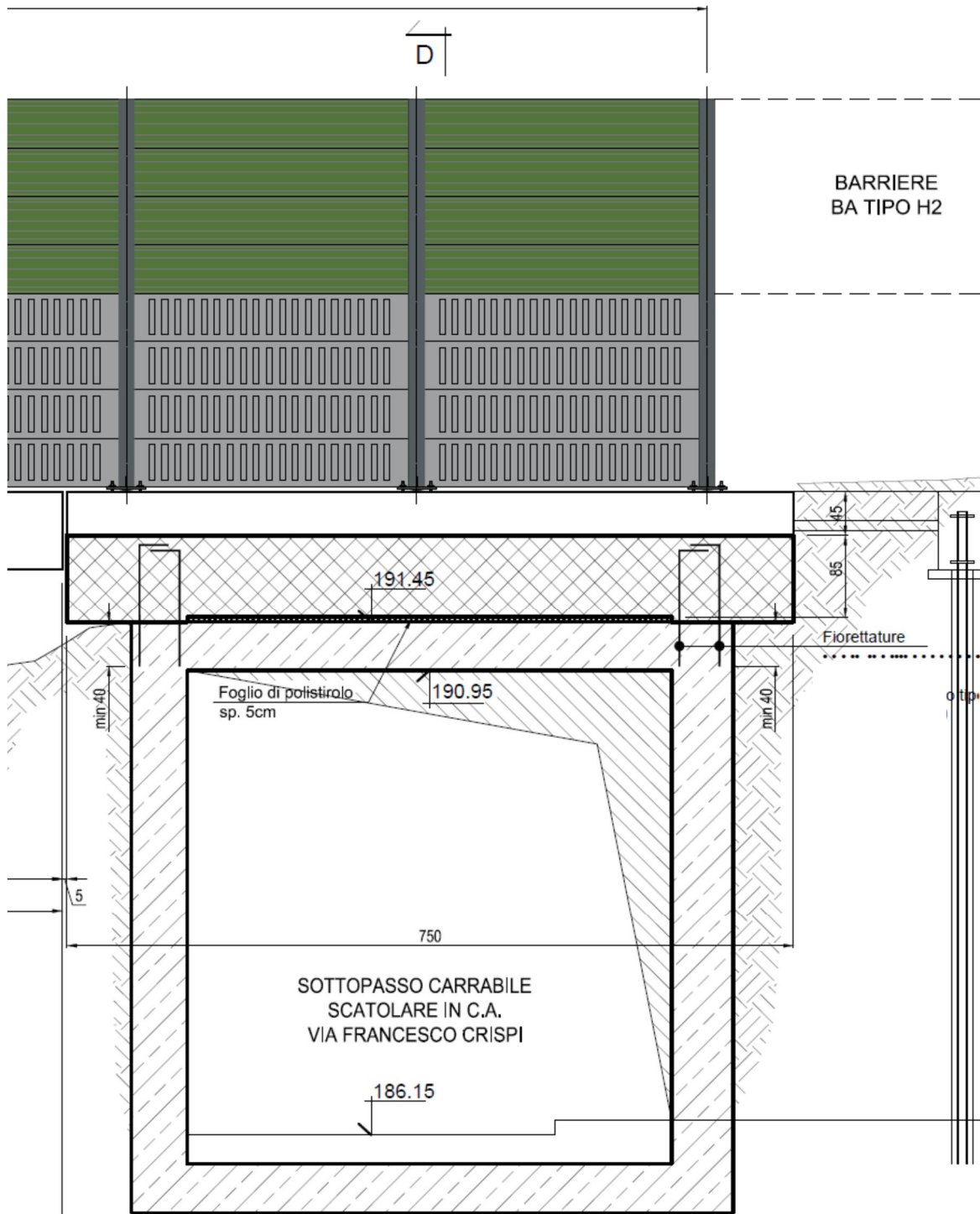
1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il calcolo e la verifica delle strutture di fondazione BA costituite da una platea in c.a., da realizzare sulla tratta ferroviaria Milano-Genova, in corrispondenza del comune di Novi Ligure, per l'installazione delle Barriere Antirumore.

Tale tipologia strutturale prevede l'installazione delle barriere antirumore su una platea in c.a., avente sviluppo in pianta di 7,50x4,00m e spessore minimo di 0,85m, realizzata sul sovrappasso esistente di Via Francesco Crispi, in corrispondenza del tunnel realizzato in c.a..

La platea sarà ancorata alla struttura sottostante in corrispondenza dei setti verticali, mentre in corrispondenza della campata sarà interposto fra le due strutture un foglio di neoprene per evitare che la soletta di copertura della struttura sottostante partecipi alla resistenza di tutto il sistema.

La suddetta struttura sarà realizzata nell'area d'intervento 030, compresa fra le Pk 111+110 e Pk 111+129.



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-006-D00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 7 di 28</p>

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto é redatto in conformità alle Normative e Leggi vigenti:

- [NT_1]. D.M. 11.03.1988 öNorme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazioneö
- [NT_2]. Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 öIstruzioni relative alle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegni delle terre e delle opere di fondazioneö.
- [NT_3]. D.M. 09.01.1996 öNorme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metallicheö
- [NT_4]. D.M. 16.01.1996 öNorme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- [NT_5]. Circolare 156 del 04.07.1996 öIstruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichiö
- [NT_6]. D.M. 04/05/1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".
- [NT_7]. Ministero LL.PP. 25/02/1991: "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- [NT_8]. D.M. 16.01.1996 öNorme tecniche per le costruzioni in zone sismicheö
- [NT_9]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri ó Allegato 1 ó öCriteri per l'individuazione delle zone sismiche ó Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zoneö
- [NT_10]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri ó Allegato 4 ó öNorme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreniö
- [NT_11]. Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- [NT_12]. Raccomandazioni AICAP öAncoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. Maggio 1993.
- [NT_13]. Istruzioni FF.SS. n°I/SC/PS-OM/2298 ó öSovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari ó Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo.ö
- [NT_14]. Istruzioni FF.SS. 44a - öCriteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione l'esecuzione e il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrastanti la sede ferroviariaö.
- [NT_15]. Prescrizioni tecniche per la progettazione FF.SS. - öManuale di progettazione - Corpo stradaleö

2.1. NORMATIVA TECNICA VIGENTE

- [NT_16]. Norma UNI EN 206-1:2006 öCalcestruzzo. Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformitàö
- [NT_17]. UNI EN 197-1 giugno 2001 ó öCemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-006-D00 Foglio 8 di 28

- [NT_18]. UNI EN 11104 marzo 2004 ó òCalcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- [NT_19]. Linee guida sul calcestruzzo strutturale - 5 aprile 2013- Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- [NT_20]. UNI EN 1991-1-5:2004 òEurocodice 1 ó Azioni sulle strutture ó Azioni in generale ó Azioni termicheö
- [NT_21]. UNI EN 1992-1-1:1993 òEurocodice2 ó Progettazione delle strutture in calcestruzzo ó Parte 1-1 ó Regole generali e regole per edificiö
- [NT_22]. UNI EN 1993-1-1:2005 òEurocodice 3 ó Progettazione delle strutture in acciaio ó Parte 1-1 ó Regole generali e regole per edificiö
- [NT_23]. UNI EN 1997-1:1997 òEurocodice 7 ó Progettazione geotecnica ó Parte 1: Regole generaliö
- [NT_24]. Raccomandazioni AICAP òAncoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. giugno 2012.
- [NT_25]. Raccomandazioni AGI òRaccomandazioni sui pali di fondazioneö ed. dicembre 1984.
- [NT_26]. Norma UNI EN 10025 ó 2005 ó òProdotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali
- [NT_27]. DM 16 Gennaio 1996 òNorme tecniche per le costruzioniö
- [NT_28]. Istruzioni RFI- RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A ó 21 dicembre 2011 ó òSpecifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario.ö

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-006-D00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 9 di 28</p>

3. METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo e di verifica utilizzato è quello degli stati limite (SLU-SLE). I risultati dell'analisi strutturale condotta per le singole condizioni di carico, moltiplicati da opportuni coefficienti e combinati in casi di carico, definiscono le sollecitazioni di calcolo delle membrature da verificare.

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza e le azioni di calcolo sono stati assunti in conformità con il D.M. 16.01.96 e Norme tecniche per le costruzioni.

Le caratteristiche dei materiali sono state assunte in conformità con il D.M. 14.01.2008 e Norme tecniche per le costruzioni e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.), nonché alle Istruzioni RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-006-D00 Foglio 10 di 28

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Con riferimento alle normative citate le strutture sono state verificate adottando i seguenti parametri di resistenza dei materiali.

4.1. CALCESTRUZZO PER LE STRUTTURE

CALCESTRUZZO FONDAZIONI CLASSE C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$)

Classe di esposizione: XC2 (UNI EN 206-1)

Copriferro nominale min. per strutture interrato = 30 mm (ricoprimento armature più esterne)

Classe di consistenza: S3 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati $\bar{\phi} 32$ mm

CALCESTRUZZO PER MAGRONI CLASSE C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$)

Resistenza media $\geq 15 \text{ N/mm}^2$

Contenuto minimo cemento: 150 kg/m³

4.2. ACCIAIO PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Per l'acciaio di armatura è stato utilizzato un acciaio B 450 C avente le seguenti caratteristiche.

$f_{y,k} = 450 \text{ MPa}$ (resistenza caratteristica di snervamento #11.3.2 ó NTC08);

$f_{t,k} = 540 \text{ MPa}$ (resistenza caratteristica di rottura #11.3.2 ó NTC08);

$\gamma_s = 1.15$ (coefficiente di sicurezza #4.1.2.1.1.3 ó NTC08).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-006-D00 Foglio 11 di 28

5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO

Per le caratteristiche geo meccaniche del terreno si assumono i parametri dedotti dalla relazione geologica del Dott. Geologo Anselmi.

LITOLOGIA TRATTO A:

- 0,0 ÷ 5,00 Limo Argilloso debolmente sabbioso di colore rossiccio con abbondanti inclusi eterogenei a spigoli vivi ed arrotondati
- 5,00 Ghiaia eterogenea ed etero metrica da sub angolare a sub arrotondata in matrice limoso sabbiosa di colore nocciola

PARAMETRI GEOTECNICI:

Litologia	γ	C	ϕ	E
	(t/m ³)	(Kg/cm ²)	(°)	(Kg/cm ²)
Limo argilloso Debolmente sabbioso	1.8	0.2	25	200
Ghiaia	1.9	0.0	33	400
Argilla marnosa marne argillose	2.1	2.0	35	2000

6. INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Norme C.N.R.-U.N.I 10024/86: informazioni sul codice di calcolo.

Codice DOLMENWIN, versione 14, prodotto, distribuito e assistito dalla Soc. CDM DOLMEN, con sede in Torino, via Drovetti 9/F.

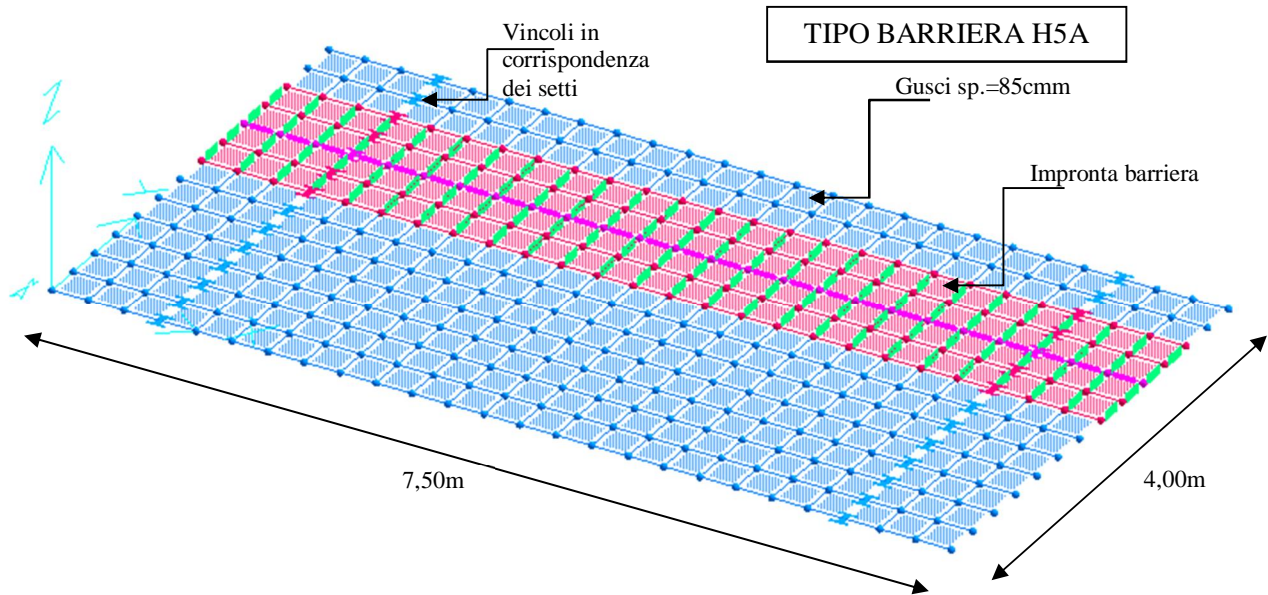
Il codice effettua l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Gli elementi considerati sono di tipo guscio, sia rettangolare che triangolare, aventi comportamento membrana e piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sugli elementi guscio come carichi d'area. I vincoli esterni sono definiti da sei costanti di rigidezza elastica.

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con codici di confronto (HERCULES della Soc. SOCOTEC - Parigi). La presenza di un modulo CAD per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi e dei carichi introdotti. E' possibile ottenere rappresentazioni grafiche di deformate, sollecitazioni e stati di tensione della struttura.

7. MODELLAZIONE

Il modello della suddetta struttura è stato effettuato con elementi finiti bidimensionali (modello a gusci), ciascuno con il proprio spessore reale.

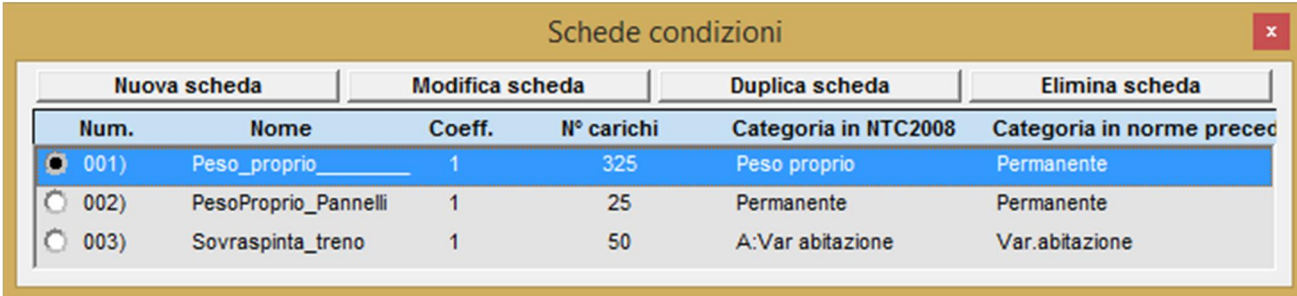
MODELLO IN 3D



8. ANALISI DEI CARICHI

8.1. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Nella seguente tabella si riportano le condizioni di carico analizzate nel modello F.E.M.



Schede condizioni					
Nuova scheda		Modifica scheda		Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2008	Categoria in norme preced
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio	1	325	Peso proprio	Permanente
<input type="radio"/> 002)	PesoProprio_Pannelli	1	25	Permanente	Permanente
<input type="radio"/> 003)	Sovraspinta_treno	1	50	A:Var abitazione	Var.abitazione

8.2. COMBINAZIONI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	1.4PP+1.4PPan+1.5S	S.L.U.	somma	3	1.500	±		
				1	1.400	+		
				2	1.400	+		
2	1.0PP+1.0PPan+1.5S	S.L.U.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.500	±		

Si riporta una breve descrizione dei casi di carico considerati:

caso 1: combinazione a Stato Limite Ultimo, che considera i pesi propri delle strutture, carichi permanenti dovuti al peso delle barriere ed i carichi variabili relativi alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno, senza considerare l'azione del sisma;

caso 2: combinazione a Stato Limite Ultimo, che considera i pesi propri delle strutture e i carichi permanenti dovuti al peso delle barriere come carichi favorevoli. ed i carichi variabili relativi alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno, senza considerare l'azione del sisma.

Il sisma è stato trascurato in quanto produce delle azioni inferiori a quelle relative alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno.

8.3. DEFINIZIONE DEI CARICHI

Di seguito vengono definiti tutti i carichi riportati al paragrafo precedente.

- **δPeso_Proprio**

Il peso proprio delle travi di fondazione si è applicato come carico concentrato sul nodo centrale, e calcolato distribuendo il peso complessivo di ciascun concio di trave di lunghezza pari a 1.00m per il cordolo di tipo1; mentre per le altre due tipologie si sono calcolati il peso del plinto più il peso del cordolo di collegamento che gravano su 2 pali. Ottenendo pertanto:

$$q_{\text{tipo1}} = 0.90 \cdot 0.80 \cdot 1.00 \cdot 2500 = 1800 \text{ daN}$$

$$q_{\text{tipo2,3}} = (1.5 \cdot 0.9 \cdot 0.8 \cdot 2500 + 1.5 \cdot 0.9 \cdot 0.3 \cdot 2500) / 2 = 1237.5 \text{ daN/m (tratto di competenza 1.5m)}$$

- **δPp_pannelli**

In tale combinazione viene contemplato il peso dei pannelli sia in c.a. sia in acciaio delle barriere ed anche l'incidenza dei montanti costituiti da profili in acciaio.

Tali carichi sono stati desunti dai documenti sopra citati, di cui si riporta uno stralcio di seguito.

$$Pp_{\text{Pannelli acciaio}} = 50 \text{ daN/m}^2$$

$$Pp_{\text{Pannelli c.a.}} = 350 \text{ daN/m}^2$$

$$Pp_{\text{Profili}} = 20 \text{ daN/m}$$

In definitiva si sono desunti i pesi dei pannelli dall'elaborato fornito da COCIV e intitolato "Montanti Metallici per Barriere Antirumore" con codifica A301-00-D-CV-CL-BAVC00-00X-A.

Barriera	z [m]	N [kN]
H0	3.0	22.50
H1	3.5	23.25
H2	4.0	24.00
H3A	4.5	24.75
H4A	5.0	25.50
H5A	5.5	26.25
H6A	6.0	27.00
H7A	6.5	27.75
H8A	7.0	19.00
H9A	7.5	19.50
H10	8.0	20.00

Le considerazioni, i calcoli e le verifiche allegate di seguito risultano valide anche nel caso in cui i pannelli di acciaio vengano sostituiti con dei pannelli di vetro stratificato tipo 8+1.52+8 mm.

Tele sostituzione, infatti, non comporta aumenti di carico rispetto alle considerazioni citate sopra in quanto il peso dei paraventi in vetro risulta minore di quelli in acciaio come mostrato nei calcoli sotto riportati:

$$\begin{aligned} & \left[\frac{0.008 \cdot 0.008 \cdot 2700 \cdot 43.2}{1} \right] \\ & \left[\frac{43.2}{1} \right] \left[\frac{50}{1} \right] \end{aligned}$$

• **δAzione del Ventoö**

_Il carico del vento secondo il D.M. 16-01-1996 è il seguente:

$p=q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$ = pressione del vento

$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6 = 391 \text{ N/m}^2$, pressione cinetica di riferimento

$v_{ref} = v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$, per $a_s < a_0$, velocità di riferimento del vento

$a_s = 200 \text{ m}$, altitudine sul livello del mare del sito

Zona 1 (Piemonte,..)

$v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$; $a_0 = 1000 \text{ m}$; $a_s < a_0$

$$\left. \begin{aligned} C_e(z) &= k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot a [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min} \\ C_e(z) &= C_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min} \end{aligned} \right\} \text{ Coefficiente di esposizione}$$

Classe di rugosità del terreno C, Aree con ostacoli diffusi

Categoria III, sito distante oltre 30 Km dalla costa, altitudine <500m

$k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10\text{m}$, $z_{min} = 5.00\text{m}$, $z = 6.00\text{m}$

$z = z_{min}$

Calcolo coefficiente di topografia

$C_t = 1 + \beta \cdot \gamma [1 - 0.1(x/H)]$

$\beta = 0.5$ per $z/H \leq 0.75$

$\beta = 0.8 - 0.4(z/H)$ per $0.75 < z/H \leq 2$

$\beta = 0$ per $z/H > 2$

$\gamma = 0$ per $H/D \leq 0.10$

$\gamma = 1/0.20(H/D - 0.10)$ per $0.10 < H/D \leq 0.30$

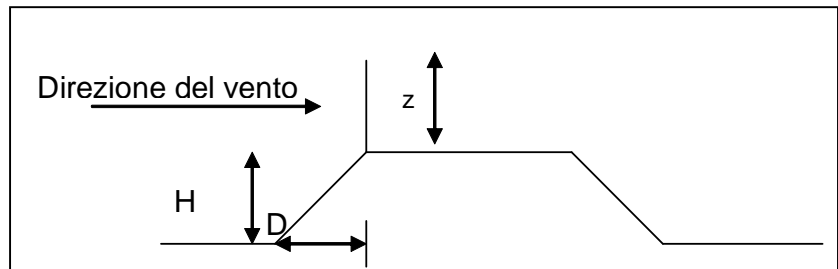
$\gamma = 1$ per $H/D > 0.30$

x , distanza tra ciglio rilevato e barriera

H , altezza rilevato

D , larghezza scarpata

z , altezza barriera



Ipotizzando le condizioni peggiori

($H=8\text{m}$, $D=12\text{m}$, $x=0$, $z=6.00\text{m}$), si ottiene:

$$z/H = 0.75 \quad \rightarrow \beta = 0.5$$

$$H/D = 0.66 \quad \rightarrow \gamma = 1$$

Quindi

$$C_t = 1.5$$

$$C_e = 3.23$$

$C_p = 1.2$ coefficiente di forma per pensiline con $\alpha > 35^\circ$

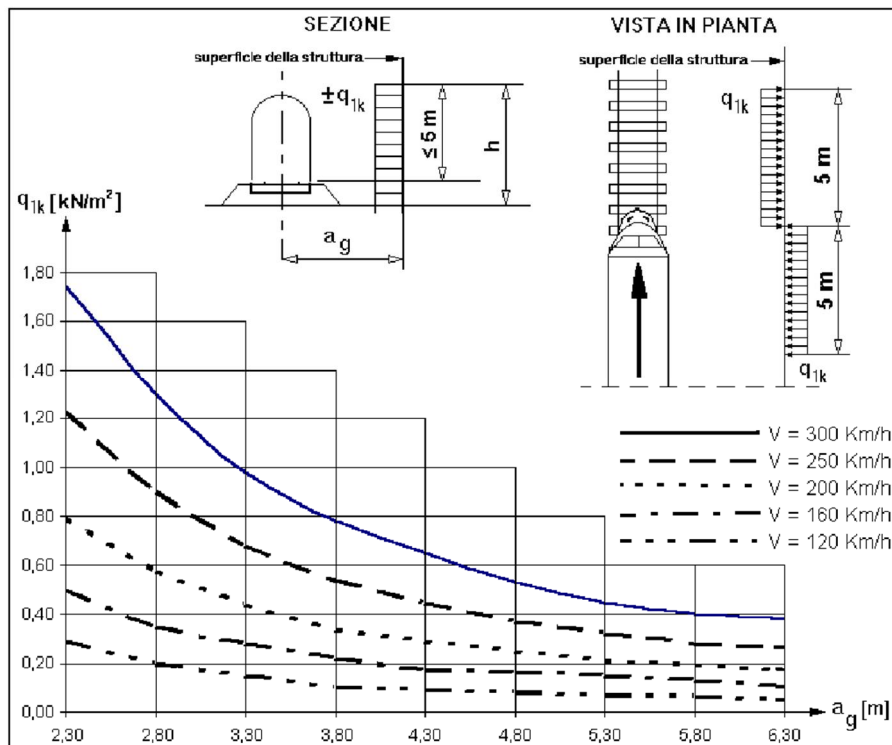
$$C_d = 1.0$$

$$p = q_{\text{ref}} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 391 \cdot 3.57 \cdot 1.2 \cdot 1 = 1675 \text{ N/m}^2$$

- **δSovraspinta_Trenoö**

In tale combinazione viene contemplata l'azione di sovraspinta dovuta al passaggio del treno, considerando una velocità massima dei convogli di 160 km/h.

L'effetto aerodinamico associato al passaggio del convoglio ferroviario è stato valutato ipotizzando la situazione più gravosa possibile, facendo riferimento alla seguente figura ricavata dall'istruzione FS δSovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari.



Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

$$q_{1k} = f(a_g, v) = 0.20 \text{ kN/m}^2 \text{ per treni aerodinamici ETR}$$

$$a_g = 4.30 \text{ m, distanza asse binario-barriera minima}$$

$$v = 160 \text{ Km/h, velocità massima per treni aerodinamici ETR,}$$

$$p_a = q_{1k} \times k_1 = 0.20 \text{ kN/m}^2 \text{ per treni aerodinamici ETR}$$

$$k_1 = 1.00 \text{ per treni aerodinamici ETR,}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-006-D00 Foglio 18 di 28

- **Vento + sovraspinta treno**

La velocità del treno nel tratto considerato è $V_{\max} \leq 160$ km/h. L'azione orizzontale da applicare alle barriere antirumore, sia per le verifiche statiche che per le verifiche a deformazione, verrà assunta come valore statico pari al massimo tra 1.50 kN/m^2 e la somma dell'azione dovuta al vento e agli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari.

$$q_h = p + p_{a,\max} = 1.675 + 0.20 = 1.875 \text{ kN/m}^2$$

La pressione che si assume per le verifiche statiche e di deformazione sarà pari a **1.90 kN/m^2** .

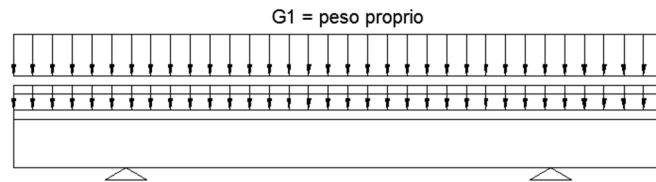
- **Carichi sismici**

Vedi **Capitolo 9 - Pericolosità sismica di base del sito e modellazione sismica**

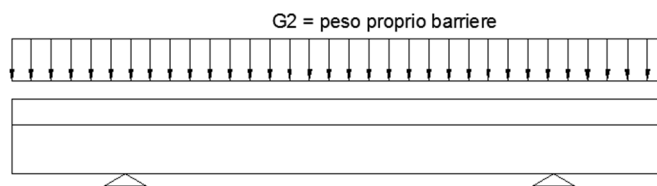
8.4. GRAFICI ESPLICATIVI DEI CARICHI

- Peso proprio

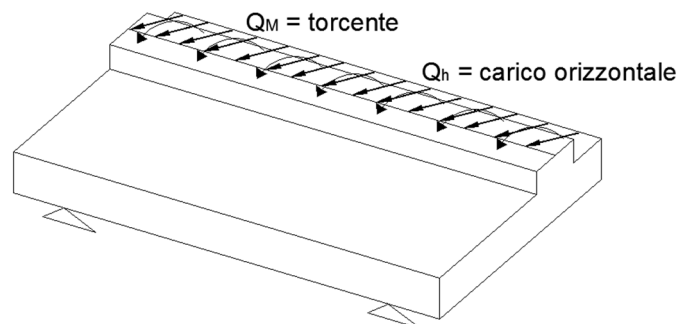
Il peso proprio è stato attribuito a tutti gli elementi in c.a.



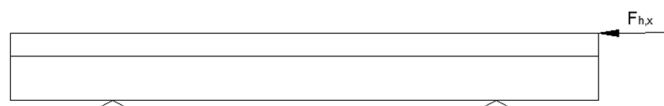
- Peso proprio pannelli



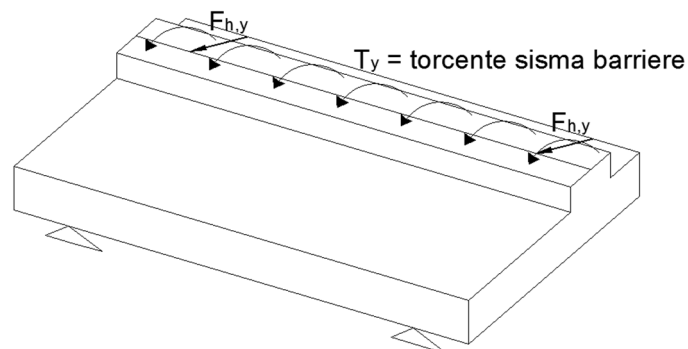
ento + sovraspinta treno



- sisma x



- sisma y



9. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA

9.1. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sono state considerate tramite un'analisi statica con i parametri di seguito esposti.

$$F_{s,0} = 0,04 \cdot S \cdot R \cdot I \cdot C_f \cdot C_s \cdot W$$

dove:

$$F_{s,0} = 0,04$$

Coefficiente di intensità sismica

$$S = 6$$

Grado di sismicità

$$R = 1$$

Coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata

$$I = 1,2$$

Coefficiente di protezione sismica

$$= 1,3$$

Coefficiente di fondazione

$$= 1$$

Coefficiente di struttura

$$W = P_{proprio} = 945 \text{ daN/m}$$

Peso complessivo di 1 metro di barriera H5A

$$F_{s,0} = 0,0624 \cdot 945 = 59,0 \text{ daN/m}$$

Per confrontare tale forza orizzontale con l'azione prodotta dal vento + la sovraspinta del treno si divide per l'altezza della barriera H5A.

$$q = \frac{59}{8 \cdot 100} = 0,074 \text{ daN/m}^2 < 1,90 \text{ daN/m}^2 = q_{lim}$$

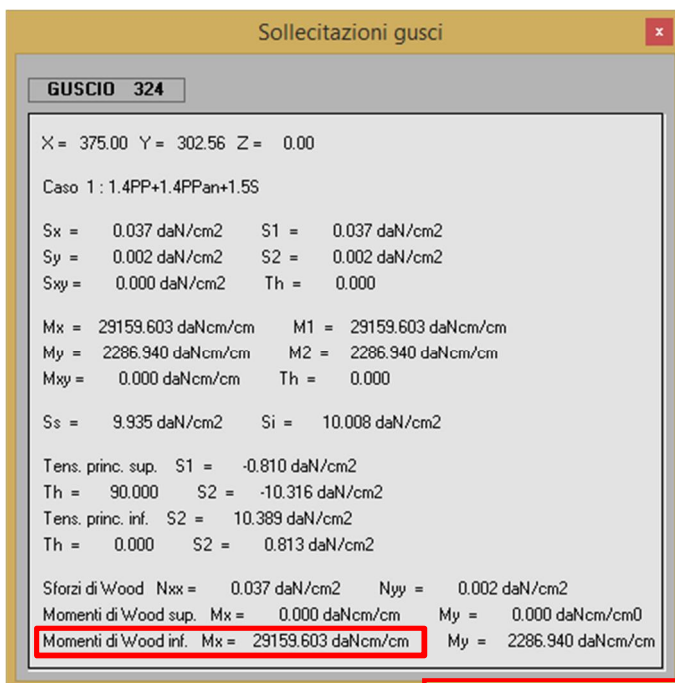
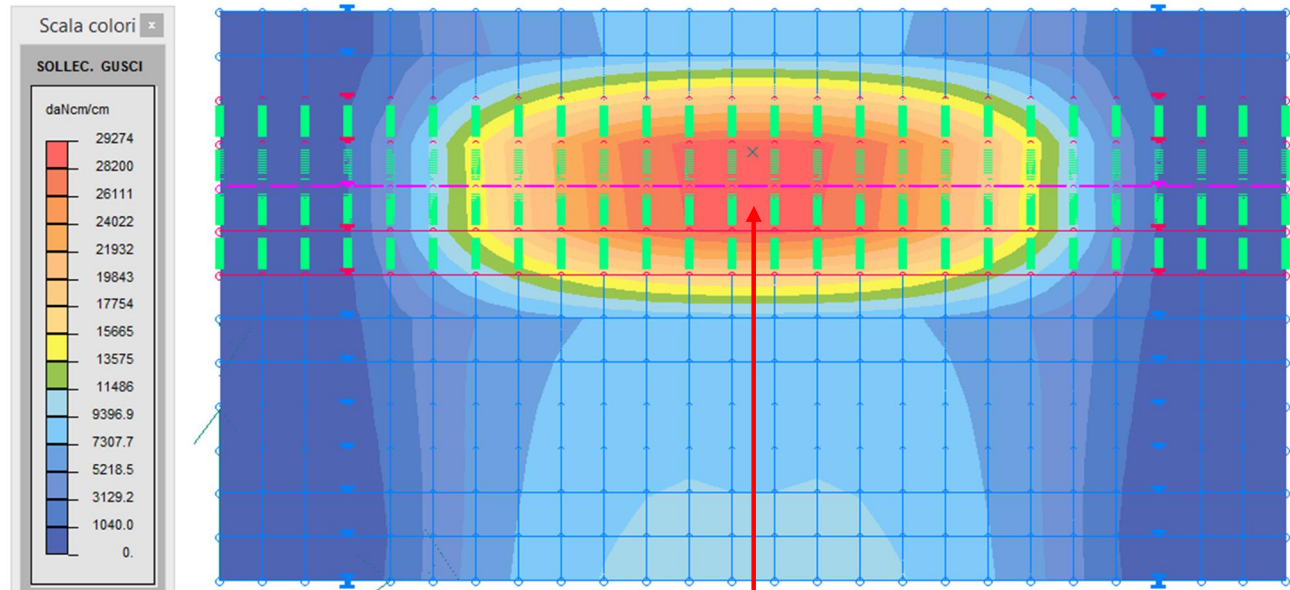
Vista la minore entità della spinta orizzontale dovuta al sisma, rispetto all'azione determinata dal vento più la sovraspinta del treno, si è deciso di trascurare tale contributo.

10. VERIFICHE STRUTTURALI

10.1. VERIFICA A FLESSIONE

Momento flettente in direzione X - M_x

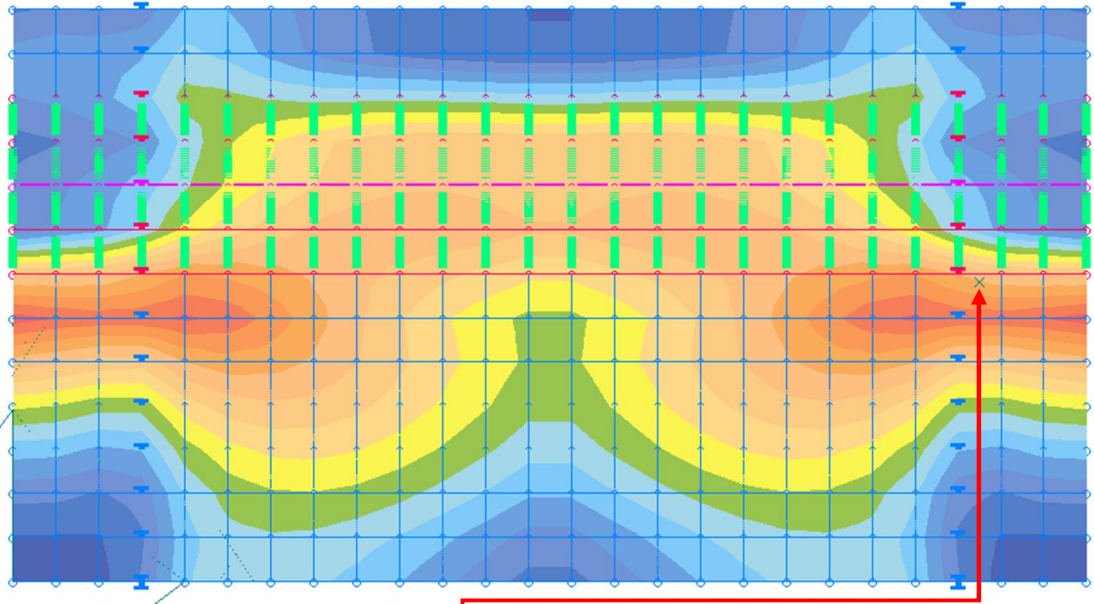
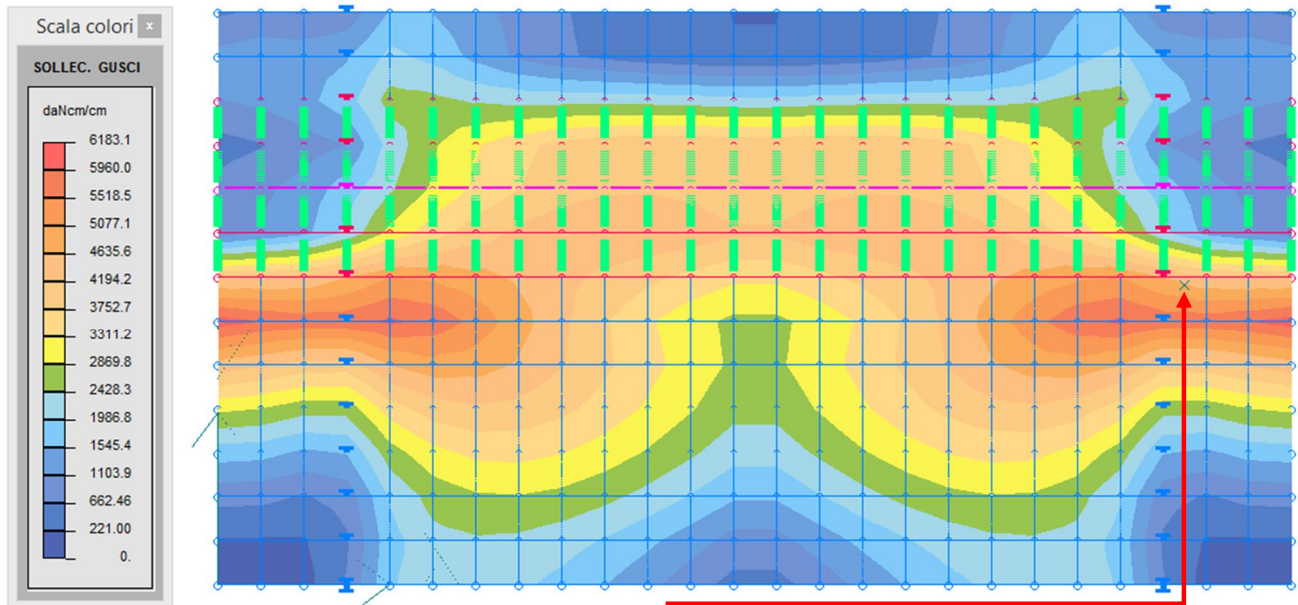
A tal proposito si riporta l'inviluppo dei diagrammi di momento flettente, calcolati per i casi di carico n. 1 e 2.



$$M_{Sd,woodX} = 292 \text{ kNm/m}$$

Momento flettente in direzione Y - M_y

A tal proposito si riporta l'inviluppo dei diagrammi di momento flettente, calcolati per i casi di carico n. 1 e 2.



Sollecitazioni gusci

GUSCIO 448

X = 675.00 Y = 210.26 Z = 0.00

Caso 1: 1.4PP+1.4PPan+1.5S

Sx = -0.017 daN/cm² S1 = 0.025 daN/cm²
 Sy = -0.018 daN/cm² S2 = -0.060 daN/cm²
 Sxy = -0.042 daN/cm² Th = -44.850

Mx = 576.528 daNcm/cm M1 = 6055.094 daNcm/cm
 My = 6051.954 daNcm/cm M2 = 573.389 daNcm/cm
 Mxy = -131.152 daNcm/cm Th = 91.371

Ss = 4.822 daN/cm² Si = 4.795 daN/cm²

Tens. princ. sup. S1 = -0.491 daN/cm²
 Th = 1.902 S2 = -5.049 daN/cm²
 Tens. princ. inf. S2 = 5.009 daN/cm²
 Th = 90.840 S2 = 0.461 daN/cm²

Sforzi di Wood Nxx = 0.025 daN/cm² Nyy = 0.025 daN/cm²

Momenti di Wood sup. Mx = 0.000 daNcm/cm My = 0.000 daNcm/cm

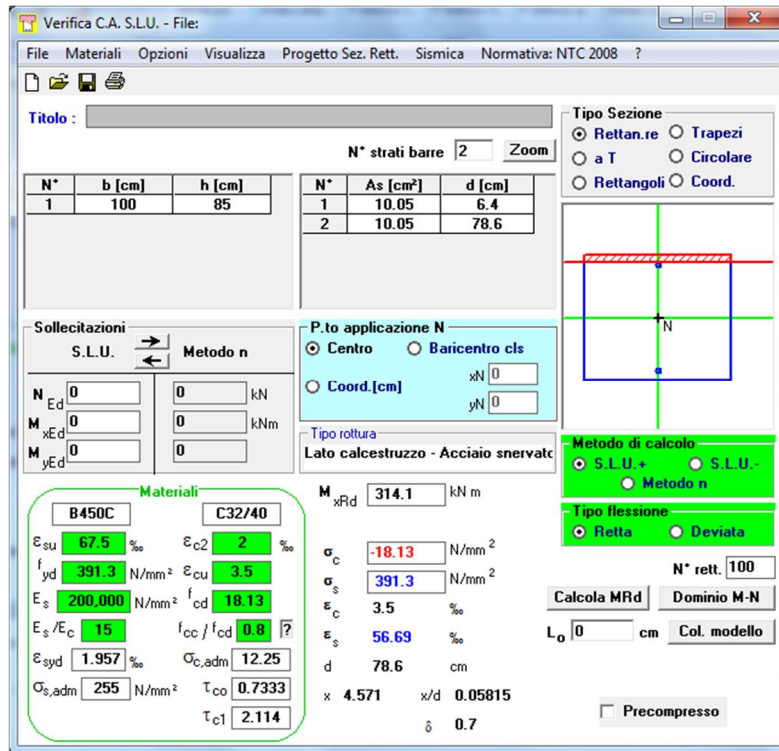
Momenti di Wood inf. Mx = 707.680 daNcm/cm My = 6183.106 daNcm/cm

$$M_{Sd,wood Y} = 62 \text{ kNm/m}$$

Si riporta la verifica dell'platea a flessione eseguita con l'ausilio del software di calcolo GELFI.

$$M_{Sd, max} = 292 \text{ kNm/m}$$

$$A_s = A_{s\phi} = 1 \text{ } \varnothing 16 / 200;$$



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	85	1	10.05	6.4
			2	10.05	78.6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 314.1 kNm

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
 ϵ_s / ϵ_c 15 f_{cc} / f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 56.69 ‰
 d 78.6 cm
 λ 4.571 λ/d 0.05815
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

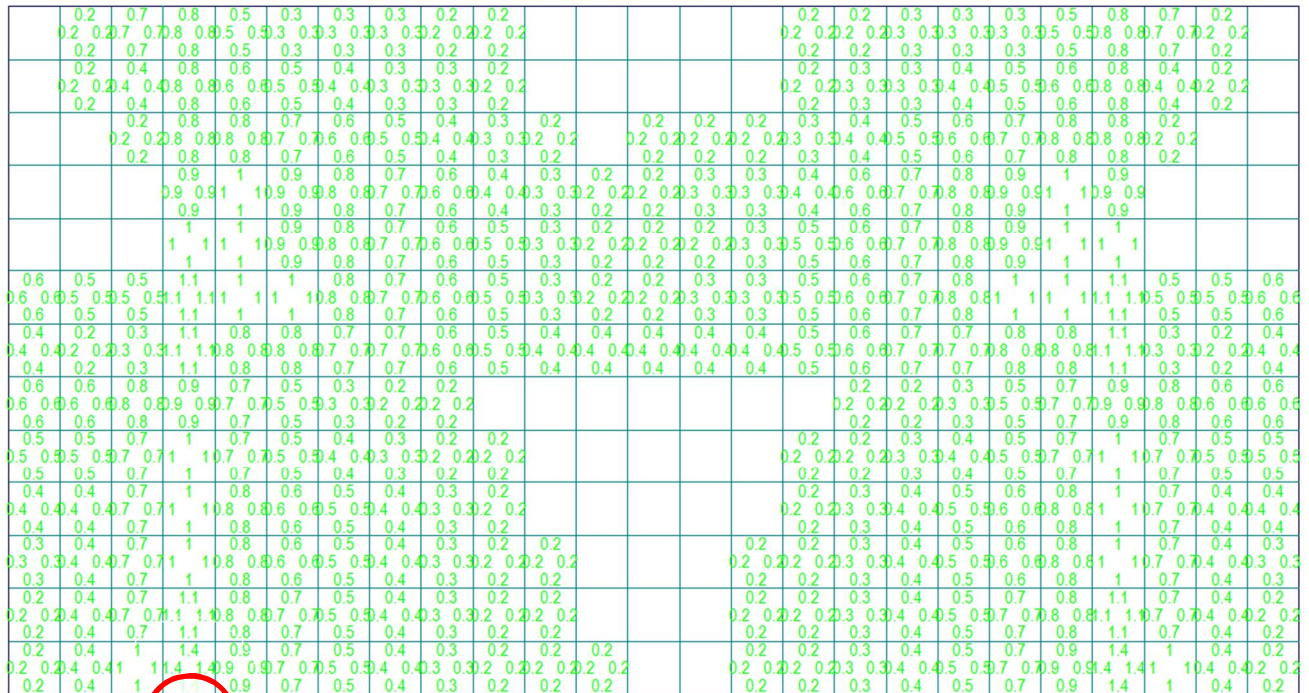
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M_{Rd} = 314.1 \text{ kNm} > M_{Sd, max} = 292 \text{ kNm}$$

10.2. VERIFICA A TAGLIO

A tal proposito si riportano gli involuppi dei diagrammi di taglio calcolati per i casi di carico n. 1 e 2.



$$v_{sd} = 1.4 \text{ daN/cm}^2 \quad V_{sd} = 1.4 * 85 = 119 \text{ kN/m}$$

Si riporta la verifica delle platee di fondazione come elementi non armati a taglio.

$$V_{Rdu} = 0.25 * f_{ctd} * r * (1 + 50 \cdot i) * b_w * d *$$

dove: $d = 790 \text{ mm}$; $b_w = 1000 \text{ mm}$; $f_{ctd} = 1.41 \text{ N/mm}^2$

$$r = (1.6 - d) = 1 ; \quad = 1 \text{ (in assenza di sforzo normale)}$$

$$i = 1005 / (1000 * 850) = 0.00118$$

pertanto:

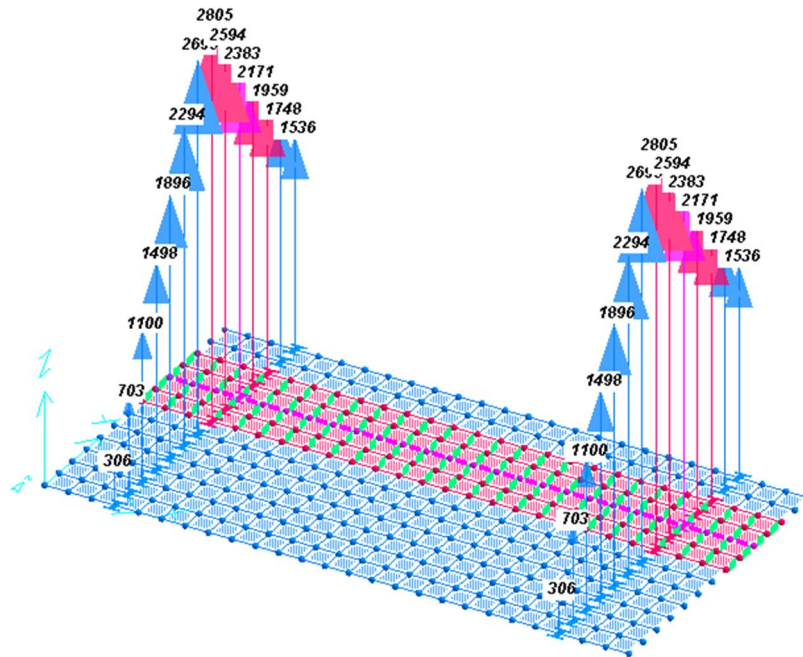
$$V_{Rdu} = 279 \text{ kN/m} > V_{sd} = 119 \text{ kN/m}$$

Si predispongono comunque spilli $\varnothing 12 / 200 \times 200$

10.3. DIMENSIONAMENTO FIORETTATURE SU SETTI ESISTENTI

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche delle fiorettature di ancoraggio della platea sui setti della sovrappasso esistente.

A tal proposito si riporta l'inviluppo delle reazioni vincolari verticali di trazione calcolate per i casi di carico n. 1 e 2.



Come si evince dall'immagine, le reazioni vincolari verticali non sono mai di trazione, ma sempre di compressione.

Pertanto non si esegue la verifica delle fiorettature che in ogni caso vengono realizzate per sicurezza.

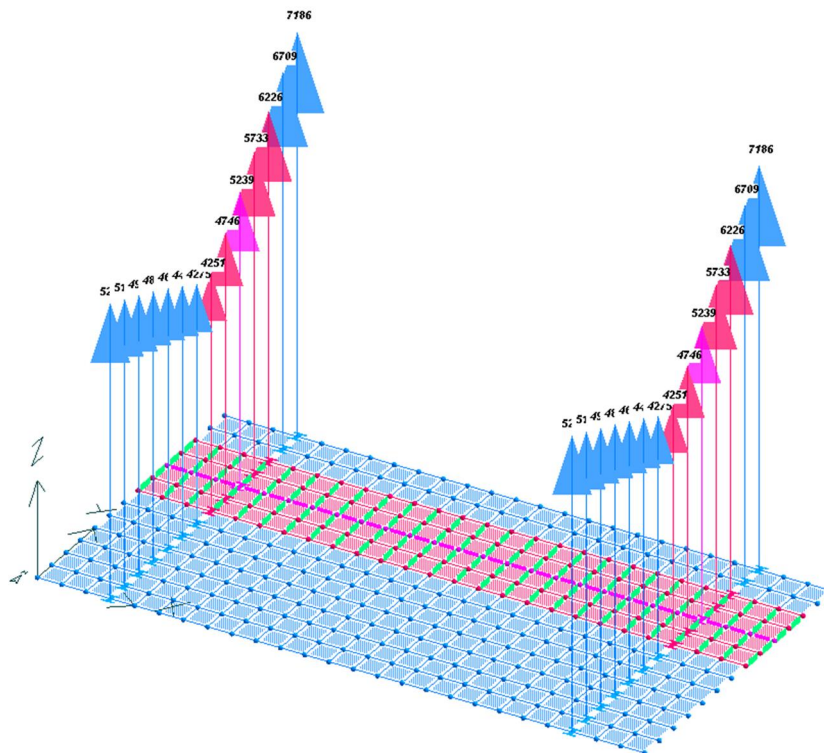
Si prevedono fiorettature $\varnothing 12 / 300$ con lunghezza di ancoraggio pari a 360mm.

10.4. VERIFICA A COMPRESSIONE RITTI ESISTENTI

Nel presente paragrafo si riporta la verifica dei ritti dello scatolare in c.a. esistente su cui gravano le nuove barriere.

In particolare la verifica si conduce confrontando le sollecitazioni di compressione sui ritti verticali relative alla realizzazione delle barriere acustiche con quelle relative al passaggio di un convoglio ferroviario. La porzione di tunnel su cui appoggia la fondazione della barriera antirumore non è interessata dal passaggio del treno. Si ipotizza a tale proposito che l'armatura disposta nella soletta sia la medesima per tutto lo sviluppo del tunnel stesso. La nuova platea sarà scollegata dalla soletta di copertura esistente mediante l'interposizione di un foglio di polistirolo di spessore 5 cm e graverà unicamente sui ritti laterali.

A tal proposito si riporta l'inviluppo delle reazioni vincolari verticali di compressione calcolate per i casi di carico n. 1 e 2.



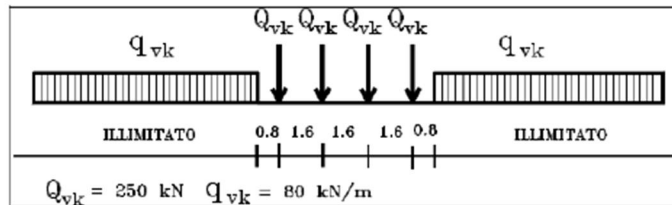
La reazione massima totale di compressione dovuta alle barriere acustiche, è pari a:

$$N_{Sd,BA} = 5257 + 5107 + 4955 + 4800 + 4638 + 4466 + 4275 + 4251 + 4746 + 5239 + 5733 + 6226 + 6709 + 7186 = 73588 \text{ daN} \\ = 735.88 \text{ kN}$$

Dove:

Per la determinazione dell'azione relativa al passaggio di un convoglio ferroviario si fa riferimento a quanto riportato al §1.4 delle istruzioni RFI N°I/SC/PS-OM/2298 del 02/06/1995.

Treno LM71



Schema treno di carico LM71

Come si evince dall'immagine si considera un treno di carico LM71, avente carico su ogni asse pari a $Q_{vk} = 250 \text{ kN}$;

ed una distanza fra gli assi pari a 1,60m.

Si trascura, a favore di sicurezza, il coefficiente di amplificazione dinamica del passaggio del convoglio.

A tale carico si somma quello relativo al ballast, avente spessore e peso di volume pari a:

$$sp. = 1.0\text{m} \quad ; \quad \text{Ballast} = 18 \text{ kN/m}^3.$$

Si considera una diffusione a trapezio del carico del treno nel ballast con le seguenti caratteristiche geometriche:

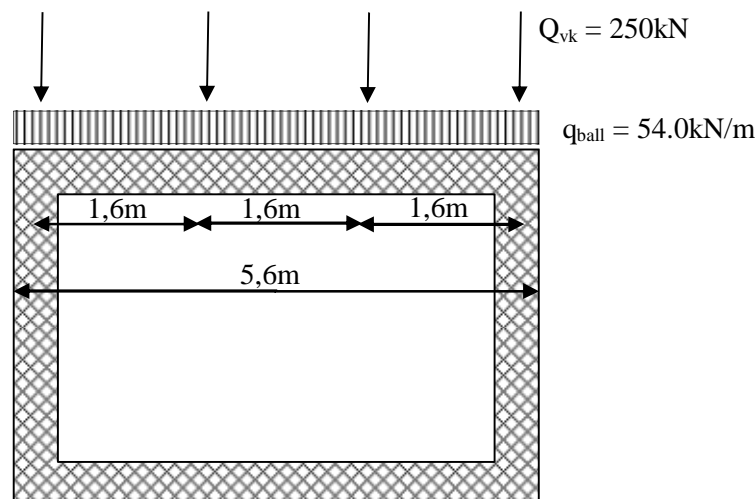
$$B_{\text{superiore}} = 2.30\text{m (larghezza traverse)} \quad ; \quad B_{\text{inferioreballast}} = 2.80\text{m (secondo un'inclinazione 1/4)};$$

$$B_{\text{soletta}} = 2.80 + 0.4/2\text{m} = 3.00 \text{ (larghezza di impronta del treno a livello del piano baricentrico della soletta, ipotizzando una diffusione del carico a } 45^\circ \text{ nella soletta e uno spessore della stessa di } 40 \text{ cm)}$$

pertanto il carico relativo al ballast è pari a:

$$q_{\text{ball}} = 3 * 1 * 18 = 54\text{kN/m}$$

Si riporta uno schema delle azioni agenti sul manufatto esistente.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-006-D00 Foglio 28 di 28

Pertanto le sollecitazioni di compressione complessive sul singolo ritto sono pari a:

$$N_{Sd, treno+ballast} = (1.3 \cdot 54.0 \cdot 5.6 + 250 \cdot 4) / 2 = 946.56 \text{ kN} > N_{Sd, BA} = 735.88 \text{ kN}$$

Si evince che le sollecitazioni di compressione dovute al passaggio del convoglio sono maggiori di quelle dovute alle barriere al rumore; pertanto non sono necessari interventi al fine di incrementare la capacità portante dei setti verticali esistenti.

10.5. INCIDENZA ARMATURE

Alle armature appena calcolate vanno considerate delle armature aggiuntive di confinamento dei bordi e un incremento del 20-25% per le sovrapposizioni e i pieghi. Nel calcolo dell'incidenza delle armature nella platea si è tenuto in conto delle armature a taglio (spilli) affinché una barra orizzontale ogni due sia legata da un'armatura verticale.

Inoltre sono contemplate armature fuori calcolo (spilli per la zona rialzata, armature laterali, ecc.).

AREA 3	sez. [cm]	B	L	H	Armatura fuori calcolo [kg/m ³]	As=A's	Spilli taglio	V,staffe [cm ³ /m]	Vc [cm ³]	Vsl,tot [cm ³]	Vs,tot [cm ³ /m]	ω [%]	incidenza armatura [kg/m ³]
PLATEA	400 x 750 x 85 / 100 x 750 x 45	400	750	85	19	Φ16/200	Φ10/200 Φ10/200	98762	28875000	161745	260507	0.90	90

Alla luce di tali considerazioni e della tabella riassuntiva delle armature calcolate si ipotizza un'incidenza di armatura media di 90 kg/m³ di calcestruzzo per la platea.