



**NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE
CUP C11J05000030001 - LOTTO COSTRUTTIVO 1**

**Chantier Opérationnel 010 – Cantiere Operativo 010
CIG ZDB1F80CCO**

**PARTIE CONCEPTION MOE RACCORD FERROVIAIRE DE LA ZONE TECHNIQUE DE TORRAZZA - PROGETTO
ESECUTIVO DELL'AREA TECNICA DI TORRAZZA**

**RELAZIONE DI CALCOLO NASTRO TRASPORTATORE
NOTE DE CALCUL CONVEYEUR**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérfié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	11/07/2019	Prima emissione a seguito validazione Telt Première diffusion après validation Telt	M.BOHOULI (GD)	N.CUOZZO (GD)	A.MARRA (AI)
A	11/09/2019	Revisione a seguito commenti Telt Révision après commentaires Telt	M.BOHOULI (GD)	N.CUOZZO (GD)	A.MARRA (AI)

4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	O	O	E	R	E	G	C	0	9	0	2	A
L. Cost.	Cantiere Operativo			Contratto				Opera				Tratta	Parte	Fase	Tipo documento	Oggetto	Numero documento			Indice					
L. Const.	Chantier Opérationnel			Contrat				Ouvrage				Tronçon	Partie	Phase	Type de document	Objet	Numéro de document								



AI ENGINEERING S.r.l.
Via Lamamora, 80 | 10128 Torino
Tel: +39 011 58 14 511 | Fax: +39 011 56 83 482
E-mail: posta@aigroup.it
Website: www.aigroup.it



GEODATA ENGINEERING S.p.A.
Corso Bolzano, 14 | 10121 Torino
Tel: +39 011 58 10 611 | Fax: +39 011 59 74 40
E-mail: geodata@geodata.it
Website: www.geodata.it

Scala / Echelle

A	P
Stato / Statut	



SOMMAIRE / INDICE

1	INTRODUZIONE.....	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
4	MATERIALI UTILIZZATI	6
4.1	Calcestruzzo	6
4.1.1	Per sottofondazioni.....	6
4.1.2	Per fondazioni ed elevazione	6
4.2	Acciaio per calcestruzzo armato.....	6
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	11
5.1	Inquadramento geologico	11
5.2	Parametri geotecnici di calcolo	12
6	IDROGEOLOGIA.....	13
7	ANALISI DEI CARICHI	14
7.1	Carichi permanenti	14
7.1.1	Peso Proprio	14
7.2	Carichi variabili.....	14
7.3	Azione vento	15
7.4	Azione sismica.....	15
7.4.1	Premessa	15
7.4.2	Vita nominale	15
7.4.3	Classe d’uso.....	16
7.4.4	Periodo di riferimento per l’azione sismica	16
7.4.5	Azioni di progetto.....	16
7.4.6	Categoria di sottosuolo	18
8	ANALISI STRUTTURALE	19
8.1	Azioni permanenti e variabili.....	19
8.4.1	Verifiche piano verticale	20
8.4.2	Verifiche piano orizzontale	22
8.5.1	Verifiche collegamenti piano verticale	23
8.5.2	Verifiche collegamenti piano orizzontale	23
8.7.1	Verifica della capacità portante	25

RESUME / RIASSUNTO

Ce document a été rédigé afin de dimensionner la structure du tapis convoyeur au site de mise en décharge de Torrazza Piemonte.

L'obiettivo della presente relazione è la verifica strutturale della struttura portante del nastro trasportatore del sito di deposito di Torrazza Piemonte.

1 Introduzione

L'obiettivo della presente relazione è la verifica strutturale della struttura portante del nastro trasportatore del sito di deposito di Torrazza Piemonte.

Tale nastro corrisponde al tratto limitato dello scavalco della strada e del canale relativo al nastro 5. I rimanenti nastri 1, 2, 3 e 4 di lunghezza 12m ed i 9 elementi del nastro 9 di luce 52m sono oggetto di fornitura da parte del costruttore del nastro. Per quanto riguarda questo aspetto si rimanda al CSA ove sono forniti gli obblighi a carico dell'Appaltatore in merito alla redazione del progetto esecutivo dei nastri non oggetto della presente relazione di calcolo.

2 Descrizione delle opere

La struttura portante del nastro è realizzata con una struttura di tipo reticolare in acciaio con diversi moduli di lunghezze variabili. La presente relazione riguarda il dimensionamento del ponte del nastro 5 con una luce di 21m. La struttura portante del ponte è costituita da due correnti superiori ed inferiori collegati tra di loro da montanti distanziati tra di loro di 1.75m nei due piani verticali e orizzontali. Tutta la struttura del ponte è controventata nei due medesimi piani. La sezione trasversale tipo oggetto di studio della presente relazione è riportata nella Figura 1:

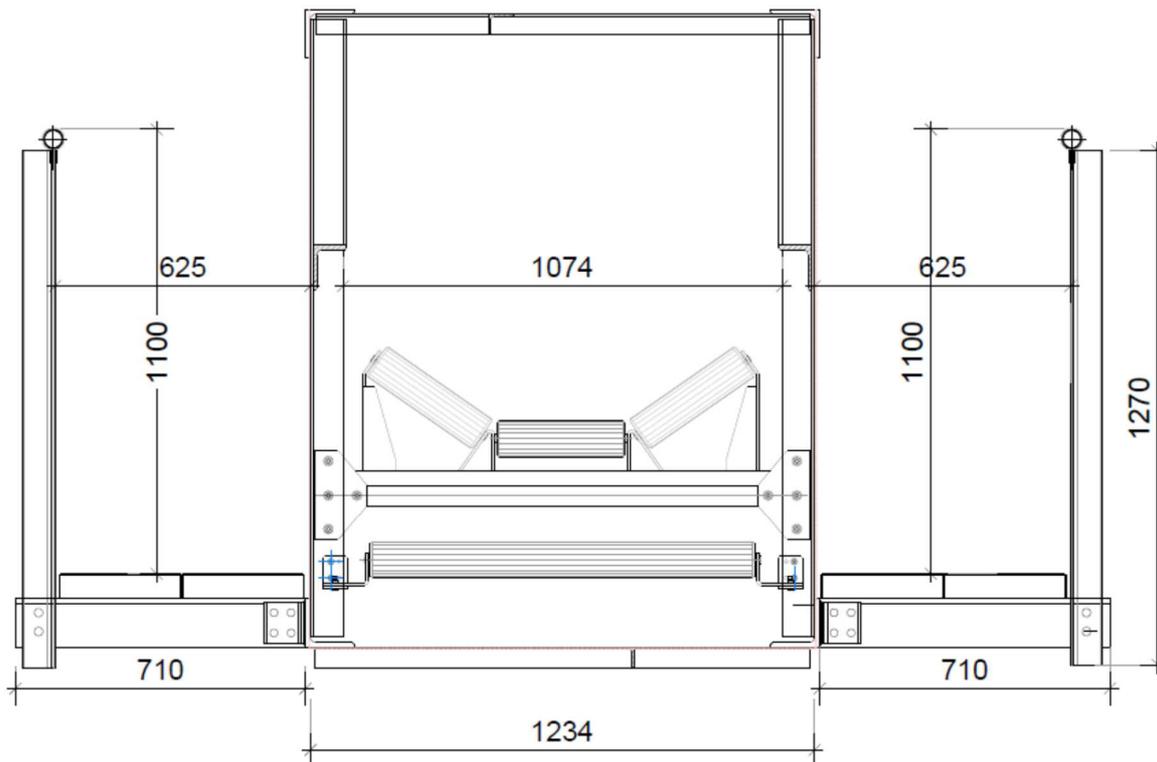


Figura 1: Sezione tipo per il modulo da 21m

3 Normativa di riferimento

- L. 05/11/1971 n. 1086:** “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- L. 02/02/1974 n. 64:** “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circ. Min. 02/02/2009 n.617:** “Istruzione per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- UNI EN 1992-2005:** “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- UNI EN 1997-2005:** “Progettazione geotecnica”;
- UNI EN 1998-2005:** “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”;
- UNI EN 206-1-2001:** “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

4 Materiali utilizzati

4.1 Calcestruzzo

4.1.1 Per sottofondazioni

Classe di resistenza:	C10/15
Contenuto minimo di cemento	150 kg/m ³

4.1.2 Per fondazioni ed elevazione

Classe di resistenza:	C28/35	
Classe di esposizione:	XC2/XA1	
Modulo elastico:	$E_c =$	32308 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica:	$f_{ck} =$	28,00 N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica:	$f_{cm} =$	36,00 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} =$	15,87 N/mm ²
Resistenza a trazione (valore medio):	$f_{ctm} =$	2,77 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} =$	1,94 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione per flessione:	$f_{ctk} =$	2,33 N/mm ²
Copriferro:	$c =$	40 mm

4.2 Acciaio per calcestruzzo armato

L'armatura metallica della galleria artificiale in calcestruzzo dovrà presentare le seguenti caratteristiche meccaniche:

	B450C	
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	540 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{yd} =$	391,30 N/mm ²

4.3 Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio utilizzata da carpenteria è di tipo S275. La tensione di snervamento f_y e di rottura f_u per questo tipo di acciaio in funzione degli spessori è la seguente.

Tipo di acciaio	$t \leq 40\text{mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80\text{mm}$	
	F_y [MPa]	F_u [MPa]	F_y [MPa]	F_u [MPa]
S275	275	430	255	410

Il modulo di elasticità è pari a:

$$- E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Il coefficiente di espansione termica è pari a:

$$- \alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$$

Il coefficiente di Poisson:

$$- \nu = 0.3$$

Densità:

$$- \rho = 7850 \text{ kg/m}^3$$

Le caratteristiche geometriche dei profilati metallici utilizzati sono:

➤ **Elementi strutturali ponte**

• **Correnti superiori ed inferiori L 120×15**

$$A = 3390 \text{ mm}^2$$

$$J_x = J_y = 4.45 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_x = W_y = 5.24 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$p = 0.266 \text{ kN/m}$$

$$l = 21.08 \text{ m}$$

$$n^\circ = 4$$

• **Montanti verticali L 80×8**

$$A = 1230 \text{ mm}^2$$

$$J_x = J_y = 7.22 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$W_x = W_y = 1.26 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$p = 0.0963 \text{ kN/m}$$

$$l = 1.525 \text{ m}$$

$$n^\circ = 26$$

• **Diagonali nel piano verticale L 80×8**

$$A = 1230 \text{ mm}^2$$

$$J_x = J_y = 7.22 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$W_x = W_y = 1.26 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$p = 0.0963 \text{ kN/m}$$

$$l = 2.157 \text{ m}$$

$$n^\circ = 24$$

• **Controventatura nel piano orizzontale L 50×5**

$$A = 480 \text{ mm}^2$$

$$J_x = J_y = 1.10 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$W_x = W_y = 3.05 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$p = 0.0377 \text{ kN/m}$$

$$l = 1.96 \text{ m}$$

$$n^\circ = 24$$

- **Montanti orizzontali L 50×5**

$$A = 480\text{mm}^2$$

$$J_x = J_y = 1.10 \times 10^5 \text{mm}^4$$

$$W_x = W_y = 3.05 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$p = 0.0377 \text{kN/m}$$

$$l = 1.21 \text{m}$$

$$n^\circ = 26$$

- **Lamiera di protezione ponte porta nastro**

$$S = 5/10 \text{mm}$$

$$\text{Pannello } 1.75 \times 1.575 \text{m}$$

$$n^\circ = 24$$

$$\text{Pannello } 1.75 \times 1.230 \text{m}$$

$$n^\circ = 12$$

- **Elementi strutturali passerelle laterali**

- **Mensole laterali L 120×15**

$$A = 3390\text{mm}^2$$

$$J_x = J_y = 4.45 \times 10^6 \text{mm}^4$$

$$W_x = W_y = 5.24 \times 10^4 \text{mm}^3$$

$$p = 0.266 \text{kN/m}$$

$$l = 0.71 \text{m}$$

$$n^\circ = 26$$

- **Montanti verticali L 80×8**

$$A = 1230\text{mm}^2$$

$$J_x = J_y = 7.22 \times 10^5 \text{mm}^4$$

$$W_x = W_y = 1.26 \times 10^4 \text{mm}^3$$

$$p = 0.0963 \text{kN/m}$$

$$l = 1.235 \text{m}$$

$$n^\circ = 26$$

- **Mancorrenti longitudinali Tubo 42.4×3.2**

$$A = 482.5\text{mm}^2$$

$$J_x = J_y = 7.22 \times 10^5 \text{mm}^4$$

$$W_x = W_y = 1.26 \times 10^4 \text{mm}^3$$

$$p = 0.0379 \text{kN/m}$$

$$l = 21.08 \text{m}$$

$$n^\circ = 2$$

- **Profili Rompritratta longitudinali ringhiera L 40×5**

$A = 379\text{mm}^2$
 $J_x = J_y = 7.22 \times 10^5 \text{mm}^4$
 $W_x = W_y = 1.26 \times 10^4 \text{mm}^3$
 $p = 0.0297 \text{kN/m}$
 $l = 21.08 \text{m}$
 $n^\circ = 2$

- **Lamiera pedonale longitudinale**

$S = 2 \text{mm}$
 Sviluppata larghezza = 0.9m
 Lunghezza = 21.08m
 $n^\circ = 2$

- **Elementi strutturali traliccio verticale**

- **Montanti verticali L 100×12**

$A = 2270 \text{mm}^2$
 $J_x = J_y = 2.07 \times 10^6 \text{mm}^4$
 $W_x = W_y = 2.91 \times 10^4 \text{mm}^3$
 $p = 0.178 \text{kN/m}$
 $l = 5.485 \text{m}$
 $n^\circ = 12$

- **Montanti orizzontali L 80×8**

$A = 1230 \text{mm}^2$
 $J_x = J_y = 7.22 \times 10^5 \text{mm}^4$
 $W_x = W_y = 1.26 \times 10^4 \text{mm}^3$
 $p = 0.0963 \text{kN/m}$
 $l = 1.208 \text{m}$
 $n^\circ = 9$

- **Diagonali L 80×8**

$A = 1230 \text{mm}^2$
 $J_x = J_y = 7.22 \times 10^5 \text{mm}^4$
 $W_x = W_y = 1.26 \times 10^4 \text{mm}^3$
 $p = 0.0963 \text{kN/m}$
 $l = 1.708 \text{m}$
 $n^\circ = 24$

- **Traversa di appoggio UPN 280×95×10**

$A = 5340 \text{mm}^2$
 $J_x = 6.276 \times 10^7 \text{mm}^4$

$$J_y = 3.98 \times 10^6 \text{mm}^4$$

$$W_x = 4.48 \times 10^5 \text{mm}^3$$

$$W_y = 5.72 \times 10^4 \text{mm}^3$$

$$p = 0.419 \text{kN/m}$$

$$l = 1.258 \text{m}$$

$$n^\circ = 3$$

4.4 Unioni bullonate

I bulloni utilizzati nei collegamenti degli elementi strutturali sono:

Viti ad alta resistenza (UNI EN ISO 898/1) Classe 8.8 e Classe 10.9

I valori nominali della resistenza allo snervamento e della resistenza a rottura per trazione per i bulloni sono riportati nella seguente tabella.

Classe bulloni	Tensione snervamento [MPa] f_{yb}	Tensione rottura a trazione [MPa] f_{ub}
8.8	640	800
10.9	900	1000

5 Caratterizzazione geotecnica

5.1 Inquadramento geologico

L'area di interesse si sviluppa sulla superficie sommitale del conoide fluvioglaciale che si diparte dall'Anfiteatro Morenico di Ivrea. I terreni sono rappresentati da ghiaie e ciottoli con intercalazioni sabbiose-limose, che sono stati successivamente incisi dalla recente azione fluviale creando superfici terrazzate e depositi alluvionali ghiaiosi sabbiosi recenti.

Sulla base delle formazioni analizzate ed elaborate e validate dai più recenti sondaggi effettuati, il tracciato si svilupperà su depositi ghiaiosi-sabbiosi, eterometrici, con frammisti ciottoli e trovanti in una matrice limosa a cui si intercalano lenti di materiali più fini (sabbie e limi). L'ubicazione dei più recenti sondaggi elencati in è mostrata nella figura sotto.



Figura 2: Posizione sondaggi

Per definire la stratigrafia si usa come riferimento il sondaggio P2_Bis. La tabella sotto riassume la stratigrafia nell'area di interesse.

Tabella 1: Stratigrafia caratterizzante la sezione di galleria

Profondità (m bgl)	Descrizione
0,00 - 10,20	Ghiaia eterometrica
10,20 - 13,20	Sabbia eterometrica siltosa
13,20 – 15,80	Ghiaie medio fine
15,80 – 20,00	Siltite sabbiosa con intercalati livelli argillosi sabbiosi

La stratigrafia indicata sopra è verificata, in linea di massima, dal sondaggio 104882-S6, presente nel geoportale Arpa e ubicato a circa 200m in direzione ovest rispetto il sondaggio P2_Bis. Di sotto si presenta una schematizzazione della stratigrafia in S6.

Tabella 2: Stratigrafia in S6

Profondità (m bgl)	Descrizione
0,00 – 16,50	Ghiaia poligenica
16,50 – 20,20	Ghiaia poligenica passante a Limi sabbiosi
20,20 – 22,00	Ghiaie poligenica
22,00 – 27,50	Limi sabbiosi e sabbie
27,50 – 30,00	Ghiaia poligenica e Limi sabbiosi

5.2 Parametri geotecnici di calcolo

Per ciò che riguarda la scelta dei parametri geotecnici, non avendo a disposizione prove di laboratorio (vecchie o recenti), si presentano i parametri indicati e usati nel Progetto Definitivo per il dimensionamento della galleria artificiale.

Tabella 3: Parametri geotecnici dimensionamento galleria

PARAMETRO	Valori	Unità di Misura
Peso specifico (γ)	19	kN/m ³
Angolo di attrito (φ)	25	°
Coesione efficace (c')	0	kPa
Modulo di Young (E)	150	kPa
Coefficiente di Poisson (μ)	0.3	-

6 Idrogeologia

Gli studi pregressi indicano come i depositi fluvioglaciali su cui il tracciato di raccordo si svilupperà, fanno parte del complesso idrogeologico superficiale, formatosi in età Pleistocenica-Olocenica che ospita una falda libera. Tale complesso ha uno spessore variabile tra 20-50m e nell'area di progetto gli si attribuisce uno spessore di 50m. Tale complesso poggia sul complesso idrogeologico villafranchiano che è costituito da un'alternanza di livelli impermeabili e permeabili. Allo stato delle conoscenze attuali, si esclude l'interferenza del complesso villafranchiano con l'opera in progetto. In Figura 3 si riassumono i risultati del monitoraggio che è stato portato a termine tra il 2015-2017.

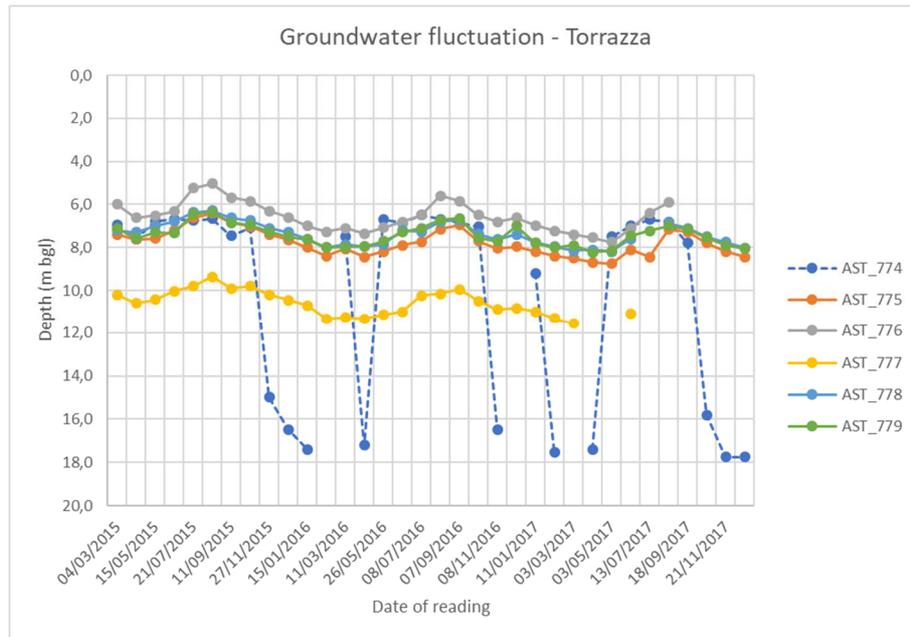


Figura 3: Sommario monitoraggio falda.

Nessun piezometro risulta essere posizionato lungo l'asse della galleria, perciò per stabilire il livello piezometrico lungo questa sezione, si è usato il piezometro AST_779, posizionato circa 150m est rispetto all'asse di galleria. Qui, il livello massimo di falda misurato è di 6.34m sotto il piano di campagna.

7 Analisi dei carichi

7.1 Carichi permanenti

7.1.1 Peso Proprio

In seguito, si riportano i pesi dei profilati metallici utilizzati:

a) Peso proprio ponte porta nastro

- Correnti L 120×15 = 1.068kN/m
- Montanti verticali L 80×8 = 0.182kN/m
- Diagonali piani verticali L 80×8 = 0.237kN/m
- Controventature piano orizzontale L 50×5 = 0.084kN/m
- Montanti orizzontali L 50×5 = 0.056kN/m

Totale peso = 1.63kN/m

b) Peso proprio lamiera protezione ponte porta nastro

- Pannello 1.75×1.575m = 0.124kN/m
- Pannello 1.75×1.230m = 0.048kN/m

Totale peso = 0.172kN/m

c) Peso proprio passarella porta nastro

- Mensole laterali L 120×15 = 0.234kN/m
- Montanti verticali L 80×8 = 0.147kN/m
- Mancorrenti longitudinale Tubo 42.4×3.2 = 0.076kN/m
- Profili Rompitratte longitudinali ringhiera L 40×5 = 0.060kN/m
- Lamiera pedonale longitudinale = 0.284kN/m

Totale peso = 0.801kN/m

Totale permanenti: $q_p = 1.63 + 0.172 + 0.801 = 2.60\text{kN/m}$

7.2 Carichi variabili

a) Carico variabile ponte porta nastro

$Q = 20\text{kN/m}$

b) Carico variabile passarella

$Q = 2\text{kN/m}^2$

c) Spinta orizzontale sul mancorrente passarella

$H = 1\text{kN/m}$

7.3 Azione vento

L'azione del vento da applicare orizzontalmente sul ponte porta nastro è stata valutata come in seguito:

- Zona per vento 1 con $v_{b0} = 25\text{m/s}$
- Pressione del vento $p = q_b c_e c_p c_d$

La pressione cinetica di riferimento q_b è data dall'espressione:

$$q_b = (1/2) \times \rho v_b^2 = (1.25 \times 25^2) / 2 = 390.63 \text{N/m}^2 = 0.391 \text{kN/m}^2$$

$$c_p = 0.6 + 0.6 = 1.2 = \text{Coefficiente sopravvento + sottovento}$$

$$c_d = 1 \text{ (per } Z < 80\text{m)} = \text{Coefficiente dinamico}$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Considerando la categoria di esposizione del sito V, il coefficiente c_e prendendo in considerazione i seguenti parametri si calcola nel seguente modo:

$$k_r = 0.23, z_0 = 0.7, z_{\min} = 12\text{m}, c_t = 1$$

$$c_e = 0.23^2 \times 1 \times \ln(12/0.7) \times [7 + 1 \times \ln(12/0.7)] = 1.48$$

La pressione del vento risulta:

$$p = 0.391 \times 1.48 \times 1.2 \times 1 = 0.694 \text{kN/m}^2$$

Il carico del vento da applicare sulla struttura è:

$$q_v = 0.694 \times 1.575 = 1.1 \text{ kN/m}$$

7.4 Azione sismica

7.4.1 Premessa

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

7.4.2 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 1: "Costruzioni temporanee e provvisorie" (paragrafo 2.4.1 delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni – Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018"). La vita nominale risulta pertanto $V_N \leq 5$ anni.

7.4.3 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe I: "Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli".

7.4.4 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume un valore pari a 1.

$$V_R = V_N \times C_U = 5 \text{ anni} \times 0.7 = 3.5 \text{ anni}$$

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello stato limite SLV.

7.4.5 Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

- a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica;
- F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- La vita di riferimento V_R della costruzione;

- Le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{35}{\ln(1 - 0,1)} = 332 \text{anni}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC. I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito a_g è espressa in g/10; F_0 è dimensionale, T_c^* è espresso in secondi. Il sito interessato dall'opera in progetto, che ricade nel Comune di Torrazza Piemonte (TO), ha invece più esattamente Latitudine = 45,226241 e Longitudine = 7,989778.

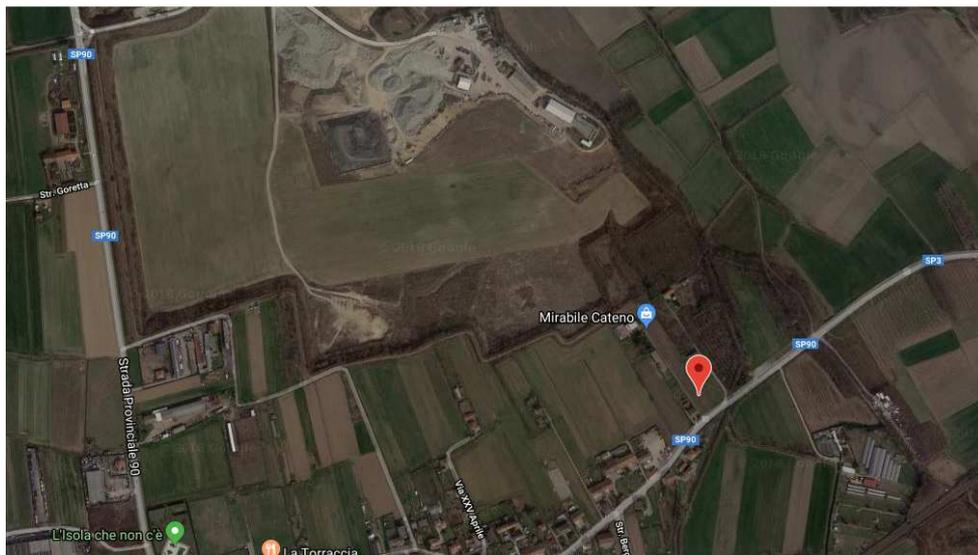


Figura 4: Localizzazione dell'opera.

Parametri di pericolosità Sismica				
"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_0 [-]	T_c^* [s]
Operatività	30	0,017	2,610	0,160
Danno	35	0,018	2,610	0,163
Salvaguardia Vita	332	0,037	2,649	0,256
Prevenzione collasso	682	0,044	2,656	0,278

7.4.6 Categoria di sottosuolo

In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in Categoria D: “Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.”.

Si ricava il parametro $S = S_S \times S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed il S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

Tabella 4: Espressioni di S_S e C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella tabella successiva, in funzione delle categorie topografiche e dell’ubicazione dell’opera.

Tabella 5: Coefficiente Topografico S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell’opera o dell’intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Si considera dunque $S_S = 1,800$.

Categoria di suolo = D

Categoria topografica = T1

$S = S_S \times S_T = 1,800$ coefficiente di amplificazione globale del terreno

$S_S = 1,800$ coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1,00$ coefficiente di amplificazione topografica

$F_0 = 2,649$ fattore che quantifica l’amplificazione spettrale massima

$a_g = 0,037g$

L’accelerazione massima attesa al sito viene ricavata mediante la seguente relazione:

$$a_{\max} = S \times a_g / g = 1.8 \times 0.037 = 0.07$$

8 Analisi strutturale

8.1 Azioni permanenti e variabili

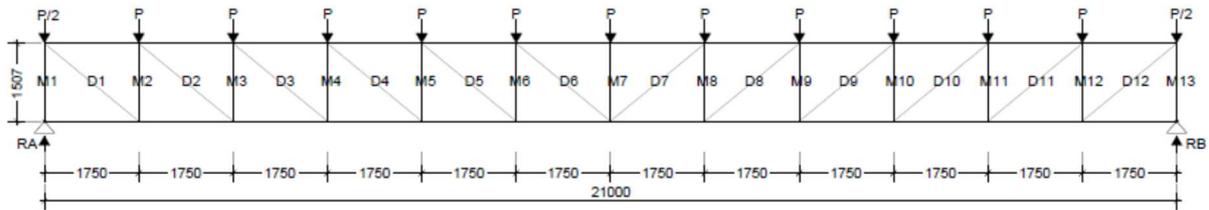


Figura 5: Schema strutturale piano verticale

Il carico totale da applicare nel piano verticale è:

$$q_t = q_p + q_v = 2.60 + 20 = 22.6 \text{ kN/m}$$

$$P = q_t \times l / 12 = 22.6 \times 21 / 12 = 39.55 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = q_t \times l / 2 = 22.6 \times 21 / 2 = 237.3 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni nei diagonali, montanti e correnti superiori e inferiori sono:

- **Diagonali**

$$N_{D1} = N_{D12} = (237.3 - 39.55/2) / 2 \cos 45 = 153.8 \text{ kN}$$

$$N_{D2} = N_{D11} = (237.3 - 39.55/2 - 39.55) / 2 \cos 45 = 125.8 \text{ kN}$$

$$N_{D3} = N_{D10} = (237.3 - 39.55/2 - 2 \times 39.55) / 2 \cos 45 = 98.0 \text{ kN}$$

$$N_{D4} = N_{D9} = (237.3 - 39.55/2 - 3 \times 39.55) / 2 \cos 45 = 70.0 \text{ kN}$$

- **Montanti**

$$N_{M1} = N_{M13} = 237.3 / 2 = 118.7 \text{ kN}$$

$$N_{M2} = N_{M12} = (237.3 - 39.55/2) / 2 = 108.8 \text{ kN}$$

$$N_{M3} = N_{M11} = (237.3 - 39.55/2 - 39.55) / 2 = 89.0 \text{ kN}$$

- **Sollecitazioni nei correnti superiori ed inferiori**

$$N_c = (q_t \times l^2 / 8) / 2h = (22.6 \times 21^2 / 8) / 2 \times 1.507 = 413.3 \text{ kN}$$

8.2 Azione vento orizzontale

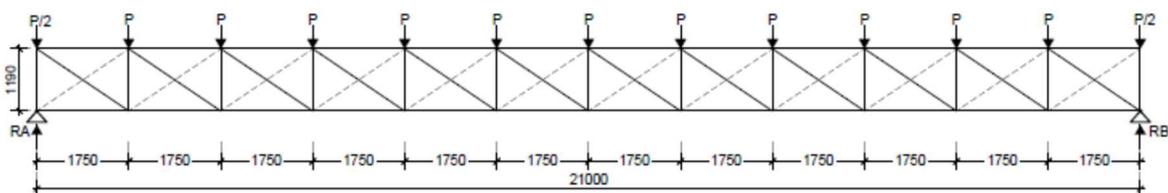


Figura 6: Schema strutturale piano orizzontale

Il carico del vento da applicare nel piano orizzontale è:

$$q_{\text{vento}} = 1.1 \text{ kN/m}$$

$$P = q_{\text{vento}} \times l / 12 = 1.1 \times 21 / 12 = 1.93 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = q_{\text{vento}} \times l / 2 = 1.1 \times 21 / 2 = 11.55 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni massime nei diagonali, montanti e correnti superiori e inferiori sono:

- **Diagonali**

$$N_{\text{Max}} = N_{D1} = N_{D12} = (11.55 - 1.93 / 2) / 2 \cos 45 = 7.5 \text{ kN}$$

- **Montanti**

$$N_{\text{Max}} = N_{M1} = N_{M13} = 11.55 / 2 = 5.8 \text{ kN}$$

- **Sollecitazioni nei correnti superiori ed inferiori**

$$N = (q_{\text{vento}} \times l^2 / 8) / 2h = (1.1 \times 21^2 / 8) / 2 \times 1.190 = 25.5 \text{ kN}$$

8.3 Azione sisma orizzontale

Il carico dovuto al sisma da applicare nel piano orizzontale è:

$$q_{\text{sisma}} = a_{\text{max}} \times q_t = 0.07 \times 22.6 = 1.58 \text{ kN/m}$$

lo schema strutturale è quello della Figura 6.

$$P = q_{\text{sisma}} \times l / 12 = 1.58 \times 21 / 12 = 2.77 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = q_{\text{sisma}} \times l / 2 = 1.58 \times 21 / 2 = 16.60 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni massime nei diagonali, montanti e correnti superiori e inferiori sono:

- **Diagonali**

$$N_{\text{Max}} = N_{D1} = N_{D12} = (16.6 - 2.77 / 2) / 2 \cos 45 = 10.8 \text{ kN}$$

- **Montanti**

$$N_{\text{Max}} = N_{M1} = N_{M13} = 16.6 / 2 = 8.3 \text{ kN}$$

- **Sollecitazioni nei correnti superiori ed inferiori**

$$N = (q_{\text{sisma}} \times l^2 / 8) / 2h = (1.58 \times 21^2 / 8) / 2 \times 1.190 = 36.6 \text{ kN}$$

8.4 Verifiche di resistenza stabilità agli Stati Limite Ultimi

Le sollecitazioni vengono combinate in base alla seguente relazione:

$$N = \gamma_{G1} \times N_p + \gamma_{G2} \times N_{\text{variabili}} + \gamma_{Qi} \times \Psi_{02} \times N_{\text{vento}} + N_{\text{sisma}}$$

$$\gamma_{G1} = 1.35, \gamma_{G2} = 1.35, \gamma_{Qi} = 1.5, \Psi_{02} = 0.6$$

8.4.1 Verifiche piano verticale

Le sollecitazioni e le verifiche strutturale sono riportate per i seguenti elementi:

- **Diagonali**

$$N_{ED} = 1.35 \times 153.8 = 207.6 \text{ kN} \quad \text{Diagonali } D_1 \text{ e } D_{12}$$

$$N_{ED} = 1.35 \times 125.8 = 169.8 \text{ kN} \quad \text{Diagonali } D_2 \text{ e } D_{11}$$

$$N_{ED} = 1.35 \times 98.0 = 132.3 \text{ kN} \quad \text{Diagonali } D_3 \text{ e } D_{10}$$

$$N_{ED} = 1.35 \times 70.0 = 94.5 \text{ kN} \quad \text{Diagonali } D_4 \text{ e } D_9$$

➤ **Verifiche resistenza**

$$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 1230 \times 275 / 1.05 = 338.3 \text{ kN}$$

$$N_{ED} / N_{Rd} = 207.6 / 338.3 = 0.61 < 1$$

• **Montanti**

$$N_{ED} = 1.35 \times 118.7 = 160.2 \text{ kN} \quad \text{Montanti } M_1 \text{ e } M_{13}$$

$$N_{ED} = 1.35 \times 108.8 = 146.9 \text{ kN} \quad \text{Montanti } M_2 \text{ e } M_{12}$$

$$N_{ED} = 1.35 \times 89.0 = 120.2 \text{ kN} \quad \text{Montanti } M_3 \text{ e } M_{11}$$

➤ **Verifiche resistenza**

$$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 1230 \times 275 / (1000 \times 1.05) = 338.3 \text{ kN}$$

$$N_{ED} / N_{Rd} = 160.2 / 338.3 = 0.47 < 1$$

➤ **Verifiche stabilità**

$$N_{cr} = \pi^2 E_a J / l_0^2 = \pi^2 \times 210000 \times 7.72 \times 10^5 / (1507^2 \times 1000) = 705 \text{ kN}$$

$$\lambda = (A f_y / N_{cr})^{1/2} = (1230 \times 275 / 705 \times 1000)^{1/2} = 0.69$$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5 [1 + 0.34(0.69 - 0.2) + 0.69^2] = 0.82$$

$$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{1/2}] = 1 / [0.82 + (0.82^2 - 0.69^2)^{1/2}] = 0.79 < 1$$

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1} = 0.79 \times 1230 \times 275 / (1.15 \times 1000) = 232.4 \text{ kN}$$

$$N_{ED} / N_{b,Rd} = 160.2 / 232.4 = 0.7 < 1$$

• **Correnti superiori ed inferiori**

a) **Combinazione azioni permanenti + variabile**

$$N_{ED} = 1.35 \times 413.3 = 558.0 \text{ kN}$$

➤ **Verifiche resistenza**

$$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 3390 \times 275 / (1000 \times 1.05) = 888.0 \text{ kN}$$

$$N_{ED} / N_{Rd} = 558.0 / 888 = 0.63 < 1$$

➤ **Verifiche stabilità**

$$N_{cr} = \pi^2 E_a J / l_0^2 = \pi^2 \times 210000 \times 4.45 \times 10^6 / (1750^2 \times 1000) = 3012 \text{ kN}$$

$$\lambda = (A_f \gamma_y / N_{cr})^{1/2} = (3390 \times 275 / 3012 \times 1000)^{1/2} = 0.56$$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5[1 + 0.34(0.56 - 0.2) + 0.56^2] = 0.71$$

$$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{1/2}] = 1 / [0.71 + (0.71^2 - 0.56^2)^{1/2}] = 0.87 < 1$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_f \gamma_y / \gamma_{M1} = 0.87 \times 3390 \times 275 / (1.15 \times 1000) = 705.3 \text{ kN}$$

$$N_{ED} / N_{b,Rd} = 558.0 / 705.3 = 0.79 < 1$$

b) Combinazione azioni permanenti + variabile + vento

$$N_{ED} = 1.35 \times 413.3 + 1.5 \times 0.6 \times 25.5 = 580.9 \text{ kN}$$

$$N_{ED} / N_{b,Rd} = 580.9 / 705.3 = 0.82 < 1$$

c) Combinazione azioni permanenti + variabile + sisma

$$N_{ED} = 1 \times 413.3 + 1 \times 36.6 = 449.9 \text{ kN}$$

$$N_{ED} / N_{b,Rd} = 449.9 / 705.3 = 0.64 < 1$$

8.4.2 Verifiche piano orizzontale

Le sollecitazioni e le verifiche strutturali sono riportate per gli elementi più sollecitati:

• **Diagonali**

$$N_{ED} (\text{Max}) = 1.5 \times 7.5 = 11.3 \text{ kN} \quad \text{Diagonali } D_1 \text{ e } D_{12}$$

• **Montanti**

$$N_{ED} (\text{Max}) = 1.5 \times 5.8 = 8.7 \text{ kN} \quad \text{Montanti } M_1 \text{ e } M_{13}$$

➤ **Verifiche resistenza**

$$N_{Rd} = A_f \gamma_y / \gamma_{M0} = 480 \times 275 / (1000 \times 1.05) = 125.7 \text{ kN}$$

$$N_{ED} / N_{Rd} = 8.7 / 125.7 = 0.07 < 1$$

➤ **Verifiche stabilità**

$$N_{cr} = \pi^2 E_a J / l_0^2 = \pi^2 \times 210000 \times 1.1 \times 10^5 / (1210^2 \times 1000) = 155 \text{ kN}$$

$$\lambda = (A_f \gamma_y / N_{cr})^{1/2} = (480 \times 275 / 155 \times 1000)^{1/2} = 0.92$$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5[1 + 0.34(0.92 - 0.2) + 0.92^2] = 1.05$$

$$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{1/2}] = 1 / [1.05 + (1.05^2 - 0.92^2)^{1/2}] = 0.64 < 1$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_f \gamma_y / \gamma_{M1} = 0.64 \times 480 \times 275 / (1.15 \times 1000) = 73.5 \text{ kN}$$

$$N_{ED} / N_{b,Rd} = 8.7 / 73.5 = 0.12 < 1$$

Visto le verifiche sui montanti non sono significative, le medesime per i diagonali nei piani orizzontali non vengono eseguite.

8.5 Verifiche collegamenti bullonati Stati Limite Ultimi

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio per bulloni è dato da:

$$F_{v,Rd} = 0.6f_{tb} A_{res}/\gamma_{M2}$$

Bulloni classe 8.8

$$F_{v,Rd} = 0.5f_{tb} A_{res}/\gamma_{M2}$$

Bulloni classe 10.9

Dove:

f_{tb} = resistenza a rottura del bullone;

A_{res} = area resistente del bullone;

γ_{M2} = coefficiente di sicurezza da applicare = 1.25.

8.5.1 Verifiche collegamenti piano verticale

- **Collegamenti montanti/correnti superiori ed inferiori**

Montati $M_1, M_2, M_{12}, M_{13} \Rightarrow$ bulloni $\phi = 20\text{mm}$ classe 8.8

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times 800 \times 2 \times 245 / (1.25 \times 1000) = 188.2\text{kN} > 160.2\text{kN} \text{ (Montanti } M_1, M_{13})$$

Montati $M_4, M_5, M_6, M_7, M_8, M_9, M_{10} \Rightarrow$ bulloni $\phi = 16\text{mm}$ classe 8.8

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times 800 \times 2 \times 157 / (1.25 \times 1000) = 120.6\text{kN} > 120.2\text{kN} \text{ (Montanti } M_3, M_{11})$$

- **Collegamenti diagonali/correnti superiori ed inferiori**

Diagonali $D_1, D_{12} \Rightarrow$ bulloni $\phi = 22\text{mm}$ classe 10.9

$$F_{v,Rd} = 0.5 \times 1000 \times 2 \times 303 / (1.25 \times 1000) = 242.4\text{kN} > 207.6\text{kN} \text{ (Diagonali } D_1, D_{12})$$

Diagonali $D_2, D_3, D_{10}, D_{11} \Rightarrow$ bulloni $\phi = 20\text{mm}$ classe 8.8

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times 800 \times 2 \times 245 / (1.25 \times 1000) = 188.2\text{kN} > 169.8\text{kN} \text{ (Diagonali } D_2, D_{11})$$

Diagonali $D_4, D_5, D_6, D_7, D_8, D_9 \Rightarrow$ bulloni $\phi = 16\text{mm}$ classe 8.8

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times 800 \times 2 \times 157 / (1.25 \times 1000) = 120.6\text{kN} > 94.5\text{kN} \text{ (Diagonali } D_4, D_9)$$

8.5.2 Verifiche collegamenti piano orizzontale

- **Collegamenti montanti-diagonale/correnti superiori ed inferiori**

N_{max} risulta nei Diagonali $D_1, D_{12} \Rightarrow$ bulloni $\phi = 12\text{mm}$ classe 8.8

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times 800 \times 84 / (1.25 \times 1000) = 32.3\text{kN} > 11.3\text{kN} \text{ (Diagonali } D_2, D_{11})$$

8.6 Verifiche deformata agli Stati Limite di Esercizio

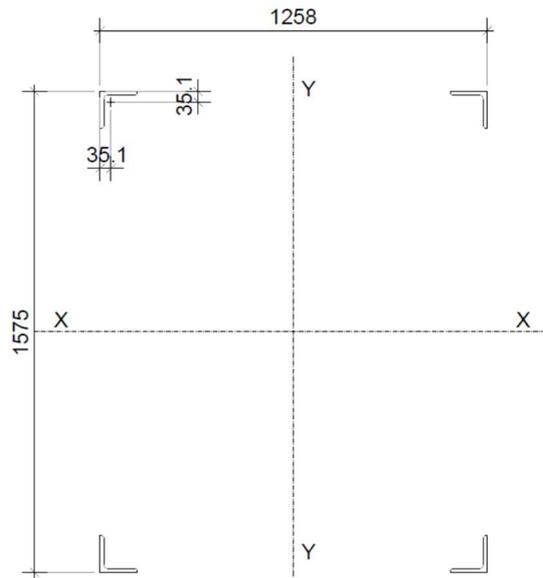


Figura 7: Schema strutturale piano orizzontale

Le caratteristiche geometriche del profilato **L 120×15** sono:

$$A = 3390\text{mm}^2$$

$$J_x = J_y = 4.45 \times 10^6 \text{mm}^4$$

Momento di inerzia della sezione composta da quattro profili longitudinali è:

$$J = 4 \times [4.45 \times 10^6 + 3390 \times (1575/2 - 2 \times 35.1)^2] = 6.995 \times 10^9 \text{mm}^4$$

$$f = 5ql^4/384EJ = 5 \times 22.6 \times 21000^4 / (384 \times 210000 \times 6.995 \times 10^9) = 39\text{mm} = 1/539 \text{ della luce.}$$

8.7 Verifiche geotecniche

8.7.1 Verifica della capacità portante

I carichi agenti sul piano di fondazione per la verifica della capacità portate dei plinti di fondazioni sono calcolati come in seguito:

- a) Reazioni verticali e orizzontali agenti sul piano d'appoggio del ponte porta nastro sono di luce 21m:

$$R_{\text{Vertical_Permanente}} = 27.3\text{kN}$$

$$R_{\text{Vertical_Variabile}} = 210\text{kN}$$

$$R_{\text{Orizzontale_Vento}} = 11.55\text{kN}$$

$$R_{\text{Orizzontale_Sisma}} = 16.6\text{kN}$$

- b) Le reazioni verticali e orizzontali del ponte porta nastro di luce 12m sul piano d'appoggio in base al disegno "4100C18190ST1100 EPLGC09110" sono stimate come nel seguito:

$$R_{\text{Vertical_Permanente}} = 5.34\text{kN}$$

$$R_{\text{Vertical_Variabile}} = 120\text{kN}$$

$$R_{\text{Orizzontale_Vento}} = 3.96\text{kN}$$

$$R_{\text{Orizzontale_Sisma}} = 9.48\text{kN}$$

- c) Peso proprio struttura portante porta nastro (H = 5.5m)

- Traverso d'appoggio UPN×95×10 = 0.53kN
- Montanti verticali con doppi L 100×12 = 3.9kN
- Diagonali L 80×8 = 1.70kN
- Traversi intermedi L 80×8 = 0.37kN
- Totale peso = 6.5kN

- d) Peso proprio tipologia struttura fondazione A (H =4.0m)

- Pilastri in calcestruzzo armato = $2 \times (0.4 \times 0.3 \times 3.6 \times 25) = 21.6\text{kN}$
- Traversi in calcestruzzo armato = $2 \times (0.3 \times 0.2 \times 0.8 \times 25) = 2.4\text{kN}$
- Plinto = $2.5 \times 1.8 \times 0.3 \times 25 = 33.75\text{kN}$

- e) Peso proprio tipologia struttura fondazione B (H = 2.5m)

- Pilastri in calcestruzzo armato = $2 \times (0.4 \times 0.3 \times 2.1 \times 25) = 12.6\text{kN}$
- Traversi in calcestruzzo armato = $0.3 \times 0.2 \times 0.8 \times 25 = 1.2\text{kN}$
- Plinto = $2.5 \times 1.8 \times 0.3 \times 25 = 33.75\text{kN}$

- f) Peso proprio tipologia struttura fondazione C (H = 1.1m)

- Pilastri in calcestruzzo armato = $2 \times (0.4 \times 0.3 \times 0.7 \times 25) = 4.2\text{kN}$
- Plinto = $2.5 \times 1.8 \times 0.3 \times 25 = 33.75\text{kN}$

Nella seguente tabella vengono riportate le sollecitazioni agenti sul piano di plinto di fondazione per le tre tipologie di struttura di fonazione.

Tabella 6: Tabella riassuntiva agenti sollecitazioni sul piano plinto di fondazione

Reazioni [kN]	Permanenti verticali [kN]	Variabili verticali [kN]	Azione vento orizzontale [kN]	Momento flettente [kNm]
Tipologia fondazione A				
Ponte nastro L = 21m	27.3	210	11.55	-
Ponte nastro L = 12m	5.34	120	3.96	-
Struttura porta nastro	6.5	-	-	-
Traversi	2.4	-	-	-
Struttura fondazione	21.6	-	-	-
Plinto	33.75	-	-	-
Totale Forze	96.9	330	15.51	15.51×9.5 = 147.3
Tipologia fondazione B				
Ponte nastro L = 21m	2×27.3	2×210	2×11.55	-
Struttura porta nastro	6.5	-	-	-
Traversi	1.2	-	-	-
Struttura fondazione	12.6	-	-	-
Plinto	33.75	-	-	-
Totale Forze	108.7	420	23.1	23.1×8.0 = 184.8
Tipologia fondazione C				
Ponte nastro L = 21m	27.3	210	11.55	-
Ponte nastro L = 12m	5.34	120	3.96	-
Struttura porta nastro	6.5	-	-	-
Struttura fondazione	4.2	-	-	-
Plinto	33.75	-	-	-
Totale Forze	77.1	330	15.51	15.51×6.6 = 102.4

Il coefficiente sismico orizzontale k_h viene valutata in base alla seguente relazione della normativa vigente:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g = 0.18 \times 0.07 = 0.013$$

Le verifiche della capacità portante dei plinti di fondazione sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 7, 8 e 9 di seguito riportate.

Tabella 7: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimo di fondazioni superficiale

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 8: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Tabella 9: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Le verifiche della capacità portante dei plinti di fondazioni oggetto della presente relazione sono riportate nel seguito.

Tabella 10: Verifica capacità portante plinti di fondazione, Tipologia A

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI (BRINCH-HANSEN et al, 1970) TERRENI NON COESIVI - CONDIZIONI DRENATE					
>> INPUT		INTERMEDI	<< OUTPUT		
COEFFICIENTI PARZIALI PER ANALISI ALLO STATO LIMITE ULTIMO					
Approcci per l'applicazione dei coeff.parziali allo SLU	Azioni		Proprietà del terreno		γ_R
	Permanenti	Temporanee Variabili	$\tan \phi'$	c'	
[1] Stato limite ultimo - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1) - DM2008 §6.4.2.1	1.35	1.50	1.00	1.00	1.20
[2] Stato limite ultimo - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) - DM2008 §6.4.2.1	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
[3] Stato limite ultimo - Approccio 2 (A1+M1+R3) - DM2008 §6.4.2.1	1.00	1.50	1.00	1.00	2.30
[4] Definiti dall'utente	1.00	1.10	1.10	1.10	1.00
3					
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO					
Peso per unità di volume terreno umido (apparente)	$\gamma_{wet} =$	19	19	kN/m^3	
Peso per unità di volume terreno saturo	$\gamma_{sat} =$	19	19	kN/m^3	
Coesione	$c'_k =$	0.0	0.0	kN/m^2	
Angolo di attrito interno	$\phi'_k =$	25.0	25.0	$^\circ$	
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (da assegnare solo in caso sismico)	$k_h =$	0.01	0.01		Presenza Sisma
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE E DI CALCOLO AGENTI					
Nota: per fondazioni nostriformi (L=100m) le sollecitazioni sono a metro [kN/m]					
		Valori caratteristici		Valori di calcolo	
		Permanenti	Temporanee		
Forza verticale	V_k [kN] =	96.9	330.0	591.9 = Vd	
Momento flettente lungo B	$M_{B,k}$ [kN×m] =	0.0	0.0	0.0 = M _{B,d}	
Momento flettente lungo L	$M_{L,k}$ [kN×m] =	0.0	147.3	221.0 = M _{L,d}	
Forza orizzontale lungo B	$H_{B,k}$ [kN] =	0.0		23.3 = H _d	
Forza orizzontale lungo L	$H_{L,k}$ [kN] =	0.0	15.5		
PARAMETRI GEOMETRICI					
Profondità piano di posa della fondazione da p.c.	D =	1.5 m			
Profondità della falda da p.c.	$Z_w =$	2.0 m			
Lunghezza fondazione (per fondazione nostriforme porre L=100m)	L =	2.5 m			
Larghezza fondazione	B (B<L) =	1.8 m			
Inclinazione base	$\eta =$	0 $^\circ$			
Inclinazione piano campagna	$\beta =$	0 $^\circ$			
		Fond. rettangolare			
VALORI DI CALCOLO INTERMEDI					
$H=0.5 \cdot B \cdot \tan(45+\phi/2)$	H =	1.4 m			
Peso di volume medio efficace del terreno nel cono sotto la fondazione	$\gamma_e =$	14.8 kN/m^3			
Eccentricità in direzione B	$e_B =$	0.00 m			
Eccentricità in direzione L	$e_L =$	0.37 m			
Carico alla base della fondazione	q =	28.5 kN/m^2			
lunghezza efficace	L' =	1.8 m			
larghezza efficace	B' =	1.8 m			
Fattori di capacità portante		m = 1.58			
$N_c =$	20.72				
$N_q =$	10.66				
$N_{\gamma} =$	10.88				
Fattori correttivi					
$s_c =$	1.53	$s_q =$	1.48	$s_{\gamma} =$	0.59
$i_c =$	0.90	$i_q =$	0.91	$i_{\gamma} =$	0.87
$b_c =$	1.00	$b_q =$	1.00	$b_{\gamma} =$	1.00
$g_c =$	1.00	$g_q =$	1.00	$g_{\gamma} =$	1.00
$d_c =$	1.33	$d_q =$	1.26	$d_{\gamma} =$	1.00
$z_c =$	1.00	$z_q =$	0.99	$z_{\gamma} =$	0.99
$k =$	0.83	$r_s =$	1.01	Coefficienti di correzione sismici	
$\gamma_e = (2H - d_w) \frac{d_w}{H^2} \gamma_{wet} + \frac{\gamma'}{H^2} (H - d_w)^2$					
CALCOLO DELLA Q _{lim} E VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE					
$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_c \cdot r_s \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q$					
Q_{lim} (kPa)	Q_{amm} (kPa)	>	Q_o (kPa)	OK	
581.8	269.0		187.5		
$Q_{amm} = (Q_{lim} - q) / r_s + q$		Fondazione rettangolare B×L		$Q_o = V_o(kN) / (B \times L)$	
		Fondazione nastriforme B×100m		$Q_o = V_o(kN/m) / (B)$	

Tabella 11: Verifica capacità portante plinti di fondazione, Tipologia B

CALCOLO DE+B9: I92LLA CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI (BRINCH-HANSEN et al, 1970) TERRENI NON COESIVI - CONDIZIONI DRENATE					
>> INPUT		INTERMEDI	OUTPUT <<		
COEFFICIENTI PARZIALI PER ANALISI ALLO STATO LIMITE ULTIMO					
Approcci per l'applicazione dei coeff.parziali allo SLU	Azioni		Proprietà del terreno		γR
	Permanenti	Temporanee Variabili	tan φ'	c'	
[1] Stato limite ultimo - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1) - DM2008 §6.4.2.1	1.35	1.50	1.00	1.00	1.20
[2] Stato limite ultimo - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) - DM2008 §6.4.2.1	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
[3] Stato limite ultimo - Approccio 2 (A1+M1+R3) - DM2008 §6.4.2.1	1.00	1.50	1.00	1.00	2.30
[4] Definiti dall'utente	1.00	1.10	1.10	1.10	1.00
3					
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO					
Peso per unità di volume terreno umido (apparente)	γ _{wet} =	19	19	kN/m ³	
Peso per unità di volume terreno saturo	γ _{sat} =	19	19	kN/m ³	
Coesione	c' _k =	0.0	0.0	kN/m ²	
Angolo di attrito interno	φ' _k =	25.0	25.0	°	
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (da assegnare solo in caso sismico)	k _h =	0.01	0.01	Presenza Sisma	
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE E DI CALCOLO AGENTI					
Nota: per fondazioni nostriformi (L=100m) le sollecitazioni sono a metro [kN/m]					
		Valori caratteristici		Valori di calcolo	
		Permanenti	Temporanee		
Forza verticale	V _k [kN] =	108.7	420.0	738.7	= V _d
Momento flettente lungo B	M _{B,k} [kN×m] =	0.0	0.0	0.0	= M _{B,d}
Momento flettente lungo L	M _{L,k} [kN×m] =	0.0	184.8	277.2	= M _{L,d}
Forza orizzontale lungo B	H _{B,k} [kN] =	0.0	0.0		
Forza orizzontale lungo L	H _{L,k} [kN] =	0.0	23.1	34.7	= H _d
PARAMETRI GEOMETRICI					
Profondità piano di posa della fondazione da p.c.	D =	1.5	m		
Profondità della falda da p.c.	Z _w =	2.0	m		
Lunghezza fondazione (per fondazione nostriforme porre L=100m)	L =	2.5	m		
Larghezza fondazione	B (B<L) =	1.8	m		
Inclinazione base	η =	0	°		
Inclinazione piano campagna	β =	0	°		
VALORI DI CALCOLO INTERMEDI					
H=0.5Btan(45+φ'/2)	H =	1.4	m		
Peso di volume medio efficace del terreno nel cuneo sotto la fondazione	γ _e =	14.8	kN/m ³		
Eccentricità in direzione B	e _B =	0.00	m		
Eccentricità in direzione L	e _L =	0.38	m		
Carico alla base della fondazione	q =	28.5	kN/m ²		
lunghezza efficace	L' =	1.7	m		
larghezza efficace	B' =	1.8	m		
Fattori di capacità portante	N _c = 20.72	m = 1.58			
	N _q = 10.66				
	N _γ = 10.88				
Fattori correttivi	s _c = 1.53	s _q = 1.48	s _γ = 0.59		
	i _c = 0.88	i _q = 0.89	i _γ = 0.85		
	b _c = 1.00	b _q = 1.00	b _γ = 1.00		
	g _c = 1.00	g _q = 1.00	g _γ = 1.00		
	d _c = 1.33	d _q = 1.26	d _γ = 1.00		
	z _c = 1.00	z _q = 0.99	z _γ = 0.99	Coefficiente di correzione sismici	
	k = 0.83		r _r = 1.01		
$\gamma_e = (2H - d_w) \frac{d_w}{H^2} \gamma_{wet} + \frac{\gamma'}{H^2} (H - d_w)^2$					
CALCOLO DELLA Q _{lim} E VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE					
$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_c \cdot r_s \cdot r_b \cdot x_d \cdot x_i \cdot x_b \cdot x_g \cdot x_z + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_c$					
Q _{lim} (kPa)	Q _{amm} (kPa)	>		Q _d (kPa)	OK
570.2	264.0			234.6	
Q _{amm} = (Q _{lim} - q) / γ _{sc} + q		Fondazione rettangolare B×L		Q _d = V _d (kN)/(B×L')	
		Fondazione nastriforme B×100m		Q _d = V _d (kN/m)/(B')	

Tabella 12: Verifica capacità portante plinti di fondazione, Tipologia C

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI (BRINCH-HANSEN et al, 1970) TERRENI NON COESIVI - CONDIZIONI DRENATE																													
>> INPUT INTERMEDI OUTPUT <<																													
COEFFICIENTI PARZIALI PER ANALISI ALLO STATO LIMITE ULTIMO																													
Approcci per l'applicazione dei coeff.parziali allo SLU	Azioni		Proprietà del terreno		γ _R																								
	Permanenti	Temporanee Variabili	tan φ'	c'																									
[1] Stato limite ultimo - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1) - DM2008 §6.4.2.1	1.35	1.50	1.00	1.00	1.20																								
[2] Stato limite ultimo - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) - DM2008 §6.4.2.1	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80																								
[3] Stato limite ultimo - Approccio 2 (A1+M1+R3) - DM2008 §6.4.2.1	1.00	1.50	1.00	1.00	2.30																								
[4] Definiti dall'utente	1.00	1.10	1.10	1.10	1.00																								
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO																													
Peso per unità di volume terreno umido (apparente)	γ _{ut} =	19	19	kN/m ³																									
Peso per unità di volume terreno saturo	γ _{sat} =	19	19	kN/m ³																									
Coesione	c' _k =	0.0	0.0	kN/m ²																									
Angolo di attrito interno	φ' _k =	25.0	25.0	°																									
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (da assegnare solo in caso sismico)	k _n =	0.01	0.01	Presenza Sisma																									
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE E DI CALCOLO AGENTI																													
Nota: per fondazioni nostriformi (L=100m) le sollecitazioni sono a metro [kN/m]																													
		Valori caratteristici		Valori di calcolo																									
		Permanenti	Temporanee																										
Forza verticale	V _k [kN] =	77.1	330.0	572.1	= V _d																								
Momento flettente lungo B	M _{B,k} [kN×m] =	0.0	0.0	0.0	= M _{B,d}																								
Momento flettente lungo L	M _{L,k} [kN×m] =	0.0	102.4	153.6	= M _{L,d}																								
Forza orizzontale lungo B	H _{B,k} [kN] =	0.0	0.0																										
Forza orizzontale lungo L	H _{L,k} [kN] =	0.0	15.5	23.3	= H _d																								
PARAMETRI GEOMETRICI																													
Profondità piano di posa della fondazione da p.c.	D =	1.5	m																										
Profondità della falda da p.c.	Z _w =	2.0	m																										
Lunghezza fondazione (per fondazione nostriforme porre L=100m)	L =	2.5	m		Fond. rettangolare																								
Larghezza fondazione	B (B<L) =	1.8	m																										
Inclinazione base	η =	0	°																										
Inclinazione piano campagna	β =	0	°																										
VALORI DI CALCOLO INTERMEDI																													
H=0.5B.tan(45+φ/2)	H =	1.4	m																										
Peso di volume medio efficace del terreno nel cono sotto la fondazione	γ _e =	14.8	kN/m ³																										
Eccentricità in direzione B	e _B =	0.00	m																										
Eccentricità in direzione L	e _L =	0.27	m																										
Carico alla base della fondazione	q =	28.5	kN/m ²																										
lunghezza efficace	L' =	2.0	m																										
larghezza efficace	B' =	1.8	m																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Fattori di capacità portante</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>N_c = 20.72</td> <td></td> <td>m = 1.58</td> </tr> <tr> <td>N_q = 10.66</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>N_γ = 10.88</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>						Fattori di capacità portante			N _c = 20.72		m = 1.58	N _q = 10.66			N _γ = 10.88														
Fattori di capacità portante																													
N _c = 20.72		m = 1.58																											
N _q = 10.66																													
N _γ = 10.88																													
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Fattori correttivi</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>s_c = 1.47</td> <td>s_q = 1.43</td> <td>s_γ = 0.63</td> </tr> <tr> <td>i_c = 0.89</td> <td>i_q = 0.90</td> <td>i_γ = 0.87</td> </tr> <tr> <td>b_c = 1.00</td> <td>b_q = 1.00</td> <td>b_γ = 1.00</td> </tr> <tr> <td>g_c = 1.00</td> <td>g_q = 1.00</td> <td>g_γ = 1.00</td> </tr> <tr> <td>d_c = 1.33</td> <td>d_q = 1.26</td> <td>d_γ = 1.00</td> </tr> <tr> <td>z_c = 1.00</td> <td>z_q = 0.99</td> <td>z_γ = 0.99</td> </tr> <tr> <td>k = 0.83</td> <td></td> <td>r_γ = 1.01</td> </tr> </tbody> </table>						Fattori correttivi			s _c = 1.47	s _q = 1.43	s _γ = 0.63	i _c = 0.89	i _q = 0.90	i _γ = 0.87	b _c = 1.00	b _q = 1.00	b _γ = 1.00	g _c = 1.00	g _q = 1.00	g _γ = 1.00	d _c = 1.33	d _q = 1.26	d _γ = 1.00	z _c = 1.00	z _q = 0.99	z _γ = 0.99	k = 0.83		r _γ = 1.01
Fattori correttivi																													
s _c = 1.47	s _q = 1.43	s _γ = 0.63																											
i _c = 0.89	i _q = 0.90	i _γ = 0.87																											
b _c = 1.00	b _q = 1.00	b _γ = 1.00																											
g _c = 1.00	g _q = 1.00	g _γ = 1.00																											
d _c = 1.33	d _q = 1.26	d _γ = 1.00																											
z _c = 1.00	z _q = 0.99	z _γ = 0.99																											
k = 0.83		r _γ = 1.01																											
$\gamma_e = (2H - d_w) \frac{d_w}{H^2} \gamma_{wet} + \frac{\gamma'}{H^2} (H - d_w)^2$																													
CALCOLO DELLA Q_{lim} E VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE																													
$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_c \cdot r_s \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q$																													
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Q_{lim} (kPa)</th> <th>Q_{amm} (kPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>567.7</td> <td>262.9</td> </tr> </tbody> </table>		Q _{lim} (kPa)	Q _{amm} (kPa)	567.7	262.9	>		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Q_d (kPa)</th> <th>OK</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>161.9</td> <td>OK</td> </tr> </tbody> </table>		Q _d (kPa)	OK	161.9	OK																
Q _{lim} (kPa)	Q _{amm} (kPa)																												
567.7	262.9																												
Q _d (kPa)	OK																												
161.9	OK																												
Q _{amm} = (Q _{lim} - q) / γ _r + q				Q _d = V _d (kN) / (B' × L)																									
				Q _d = V _d (kN/m) / (B)																									
				Fondazione rettangolare B×L																									
				Fondazione nastriforme B×100m																									