

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

## U.O. INFRASTRUTTURE NORD

## PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO  
APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA  
CURNO A BERGAMO**

**FV01 - FERMATA DI BERGAMO OSPEDALE**

**OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE**

Relazione di calcolo delle fondazioni

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

N B 1 R 0 2 D 2 6 C L F V 0 1 0 0 0 0 3 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	F. Serrau 	Marzo 2020	A. Maran 	Marzo 2020	M. Berlingieri 	Marzo 2020	A. Perego Marzo 2020 

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	4
3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	5
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	8
4	MATERIALI .....	9
4.1	CALCESTRUZZO .....	9
4.2	MAGRONE .....	9
4.3	ACCIAIO DA ARMATURA ORDINARIA .....	9
4.4	PROVE SUI MATERIALI .....	9
5	PARAMETRI GEOTECNICI .....	10
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....	11
6.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO .....	11
6.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA .....	12
6.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA .....	12
7	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	13
7.1	GENERALITÀ .....	13
7.2	UNITÀ DI MISURA .....	15
8	MODELLO DI CALCOLO .....	16
8.1	CODICE DI CALCOLO .....	16
8.2	TIPO DI ANALISI SVOLTA .....	16
8.3	COMBINAZIONI DI CARICO .....	19
9	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO .....	22
9.1	RISULTATI .....	22

9.1.1	Binario Sud.....	23
9.1.2	Binario Nord.....	26
10	VERIFICHE .....	29
10.1	VERIFICA AL CARICO LIMITE.....	29
10.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	37
10.3	VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO .....	38
10.4	VERIFICA DEI CEDIMENTI.....	48
10.5	INCIDENZA ARMATURE .....	50



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO**  
**LOTTO 1: PRG PONTE SAN PIETRO/RADDOPPIO CURNO -**  
**BERGAMO**

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV010003	A	4 di 50

## 1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del Raddoppio ponte S.Pietro – Bergamo – Montello, 1° Lotto: Progetto ponte S.Pietro/Raddoppio Curno. Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento alle fondazioni della pensilina previste in corrispondenza della fermata "Bergamo Ospedale".

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente documento ha per oggetto il calcolo strutturale delle fondazioni delle pensiline da realizzarsi nell'ambito dell'intervento Raddoppio della stazione ferroviaria di Bergamo Ospedale.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> <b>LOTTO 1: PRG PONTE SAN PIETRO/RADDOPPIO CURNO - BERGAMO</b>					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA <b>NB1R</b>	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLFV010003	REV. A

### 3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normativa di riferimento

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni co particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia

- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell'Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.*



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO**  
**LOTTO 1: PRG PONTE SAN PIETRO/RADDOPPIO CURNO -**  
**BERGAMO**

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV010003	A	7 di 50

- *REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.*



## 4 MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

### 4.1 Calcestruzzo

Conforme alla UNI EN 206-1

Classe di esposizione	XC2 + XA2
Rck (UNI 11104)	$\geq 37$ MPa
Classe di resistenza (UNI 11104)	C30/37
Rapporto max a/c (MdP RFI 2018)	0.55
Tipo cemento	CEM IV/A
Contenuto minimo cemento (UNI 11104)	340 kg/m <sup>3</sup>
Dimensione max aggregati	25 mm
Classe di consistenza	S4

### 4.2 Magrone

Classe	C12/15
Classe di esposizione	X0

### 4.3 Acciaio da armatura ordinaria

Barre 6mm  $\leq \varnothing \leq$  40 mm

Acciaio tipo	B450 C
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391.3$ Mpa
Modulo elastico	$E_s = 210$ GPa

### 4.4 Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto del "Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili", RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018.

## 5 PARAMETRI GEOTECNICI

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame, i relativi parametri geotecnici di calcolo. Le indagini di riferimento sono: e PNBGF1010 e L1-S10. La falda si ipotizza ad una profondità media di 8 metri da p.c.

Strato	Profondità media	Profondità media	Descrizione	
	Da [m da p.c.]	A [m da p.c.]		
R	0	2	S(G)	Sabbia fine con ghiaia
Ug1	2	10.5	S(G), S,G	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug3	10.5	15	A(S), A,S	Argilla sabbiosa e argilla con sabbia
Ug1	15	30	S(G), S,G	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia

Strato	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					
	$g_n$	$K_0$	$\varphi'$	$c'$	$c_u$	$G_0$	$E_0$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$\nu'$	$k_v^{(*)}$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]
R	19	0.53	28	0	-	8	20	2	4	0.25	1.00E-06
Ug1	20	0.5	30	0	-	50 - 80	125 - 200	5	10	0.25	1.00E-06
Ug3	19	0.60	24	0	35 - 40	40 - 48	100 - 120	10	15	0.25	1.00E-10
Ug1	20	0.38	35	0	-	120	300	30	40	0.25	1.00E-06

Note:

- Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.
- (\*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale  $k_h = 10 k_v$  per tutti i materiali tranne Ug1 per cui adottare  $k_h = k_v$ .
- I moduli  $E_{op1}$  ed  $E_{op2}$  sono da adottarsi rispettivamente  $E_{op1}$  per problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati) ed  $E_{op2}$  per problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).

## 6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

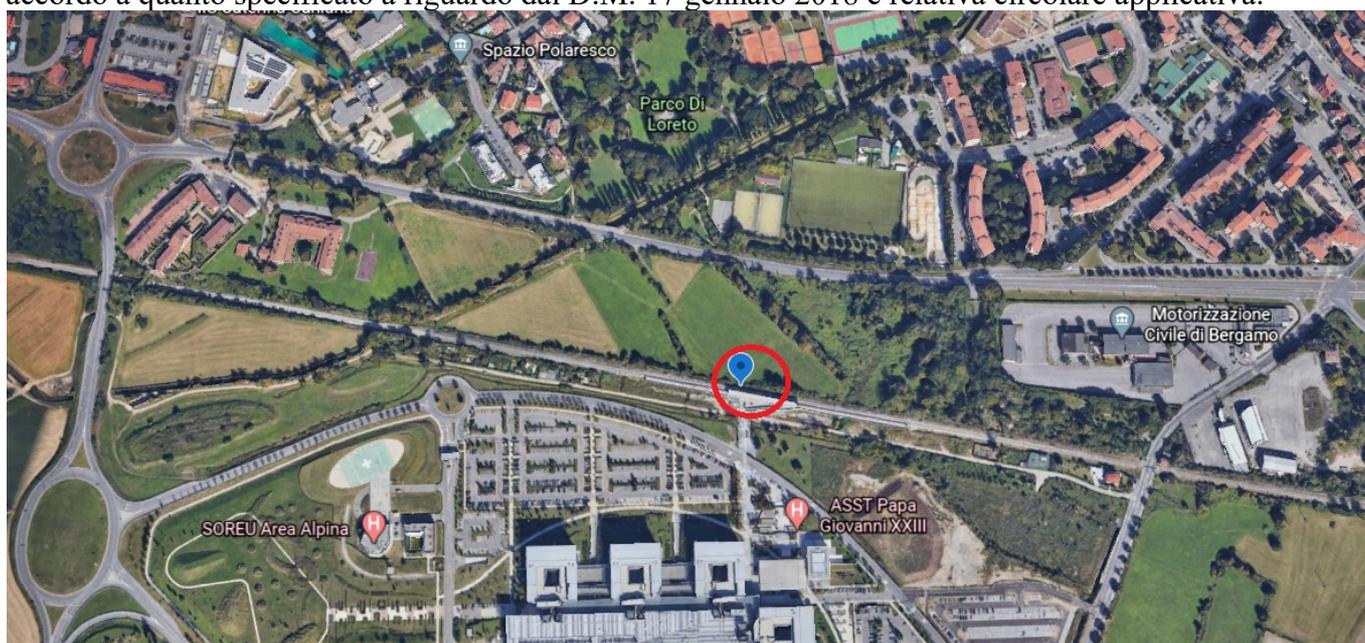


Figura 1 – Configurazione planimetrica tracciato

Le coordinate del sito sono:

45°41'17.3"N

9°38'18.6"E

### 6.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU).

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: VN = 50 anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità  $V < 250$  Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto si assume, cautelativamente, una Classe II a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II):  $C_u = 1.5$ .

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutati 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  $C_u$ , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 50 \times 1.5 = 75$  anni.

## 6.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17.01.2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / VR) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17-0118, si ottiene per il sito in esame:

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE:     LATITUDINE:

REGIONE:     PROVINCIA:     COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

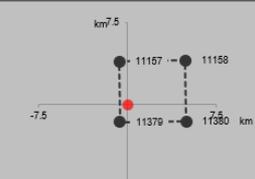
Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	45	0.036	2.474	0.211
SLD	75	0.046	2.440	0.232
SLV	712	0.125	2.440	0.274
SLC	1462	0.161	2.480	0.281

*Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica*

## 6.3 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

Le Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche sono valutate come descritte al punto 3.2.2 del DM 17.01.18. Per il caso in esame si è assunta una categoria di sottosuolo di tipo C (a favore di sicurezza) e una classe Topografica T1.

## 7 DESCRIZIONE DELL'OPERA

### 7.1 Generalità

Le opere di fondazione realizzate alla base dei pilastri, consistono in plinti in cls armato monolitico (F1), ed hanno dimensioni pari 250x250x100cm. I piano di posa è -1.3m dal piano banchina. I plinti di fondazione sono collegati tramite un cordolo in calcestruzzo armato, in corrispondenza del binario nord, di dimensioni pari a 100x80cm, mentre sono uniti da una soletta di posa di spessore pari a 25 cm, in corrispondenza del binario sud. Nell'ambito della presente relazione di calcolo, il contributo del cordolo, nelle verifiche geotecniche e strutturali, è stato trascurato. Il dimensionamento delle opere di fondazioni a plinto aventi le dimensioni sopradescritte, è quindi, a favore di sicurezza.

Il dimensionamento del plinto alle condizioni GEO e EQU è stato effettuato considerando il plinto maggiormente sollecitato in corrispondenza del binario nord, ove l'assenza di una soletta di posa consente un meccanismo di collasso del tipo sopradescritto. In corrispondenza del binario sud, un collasso al carico limite non è realizzabile, per ragione della soletta stessa, che, una volta serve a distribuire il carico concentrato della struttura in elevazione su un'area di influenza maggiore rispetto al singolo plinto, aumentando, così le dimensioni del cono di collasso del tipo Brinch-Hansen, ed un'altra, agisce come diaframma nella proprio piano, che irrigidisce la sottostruttura alle forze orizzontali.

Il dimensionamento del armature è stato effettuato tramite un semplice calcolo manuale, utilizzando la formula di Navier. Il plinto considerato per il dimensionamento è in corrispondenza del binario sud (maggiormente sollecitato), trascurando a favore di sicurezza il contributo della soletta di posa.

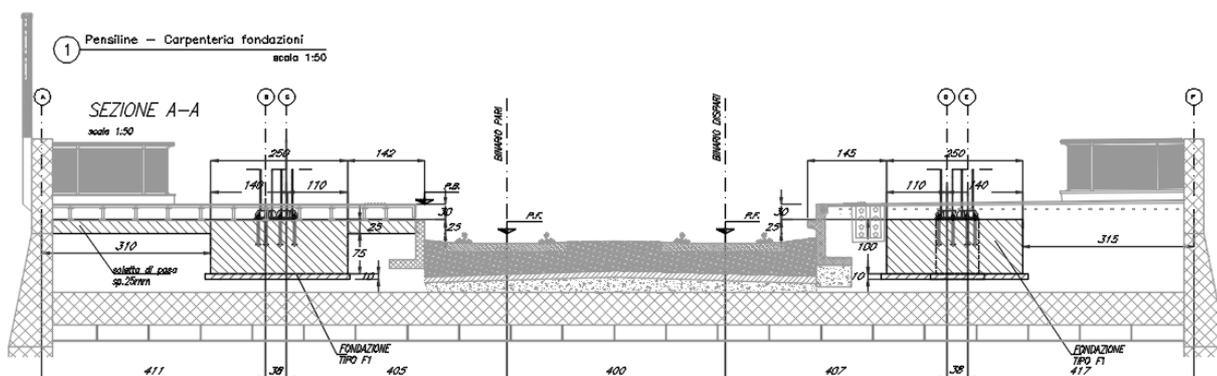


Figura 2 – Sezione trasversale

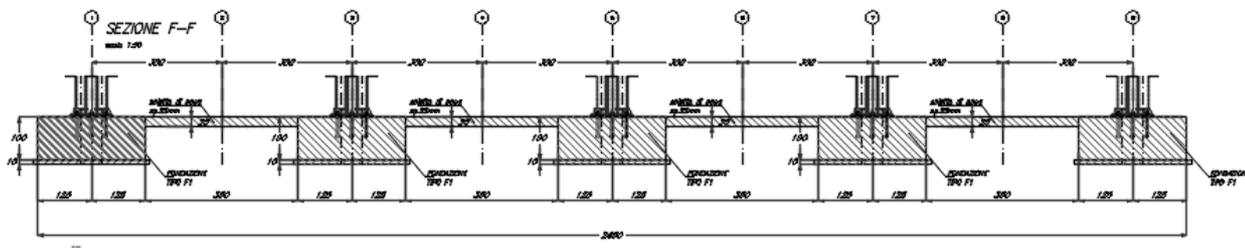


Figura 3 – Sezione longitudinale

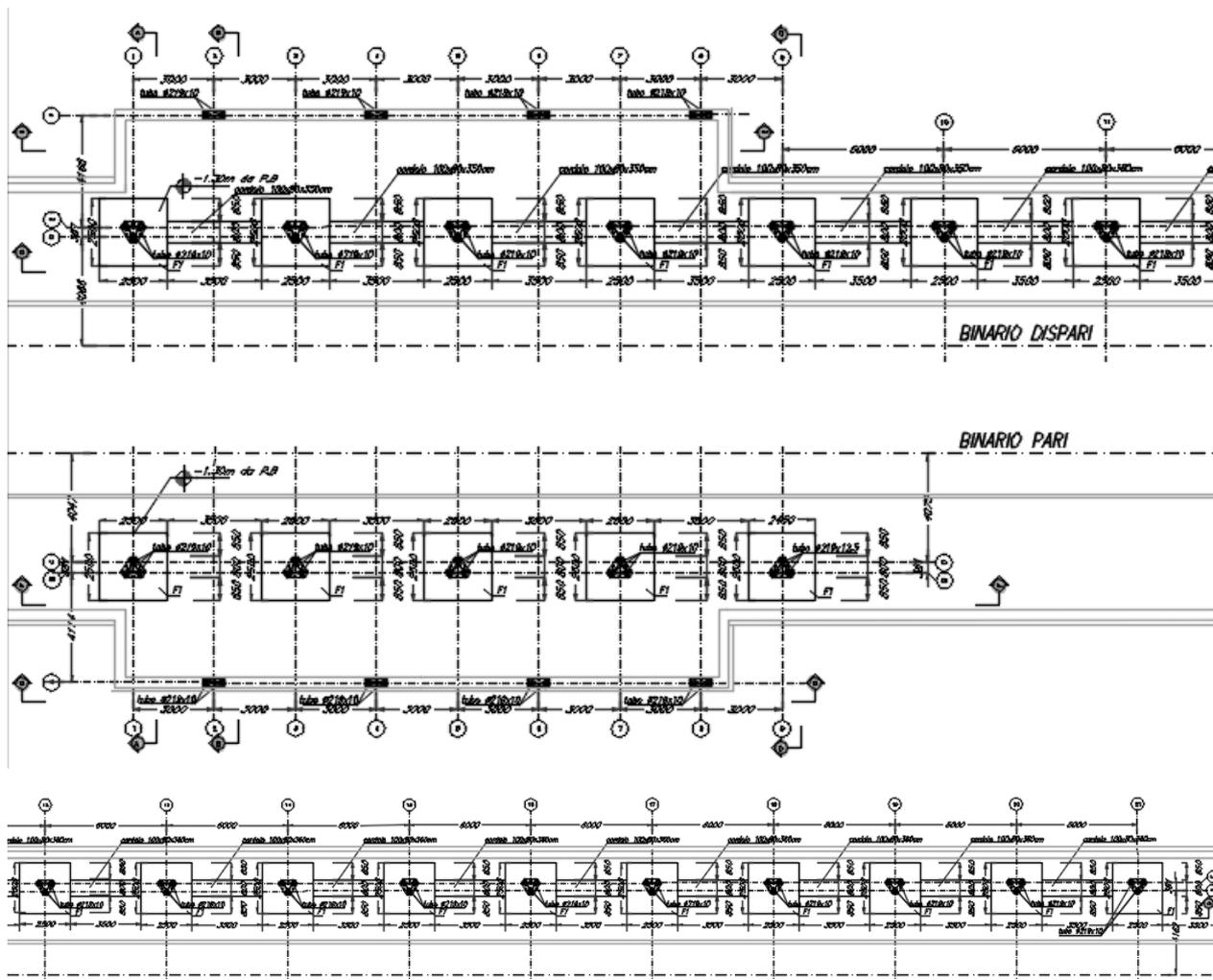


Figura 4 – Inquadramento planimetrico

## 7.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m<sup>2</sup>, kN/m<sup>3</sup>
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ MPa

## 8 MODELLO DI CALCOLO

### 8.1 Codice di calcolo

Per le analisi delle strutture sovrastanti è stato utilizzato il Sap 2000 v.21.0.2, le cui caratteristiche sono state espone nella relazione di calcolo della pensilina.

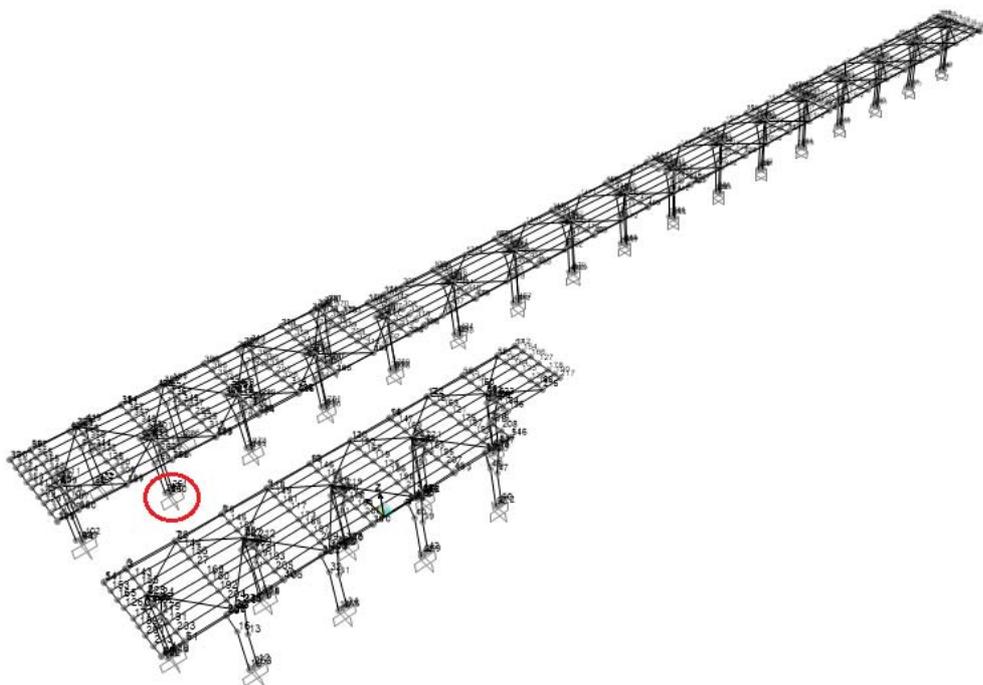
### 8.2 Tipo di analisi svolta

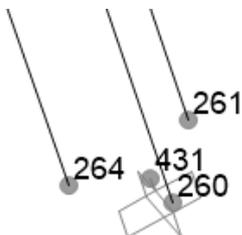
L'analisi condotta, sulla struttura sovrastante è una analisi 3D in cui la struttura viene discretizzata in elementi tipo trave.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi dinamica lineare con spettro secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

Per ottenere una risultante delle reazioni vincolari nella base dei pilastri, per ciascuno dei plinti di fondazione, i tre nodi alla base del pilastro sono stati uniti, nel loro baricentro (baricentro della fondazione), tramite un elemento di tipo "BODY". La risultante così ottenuta è stata usata, per effettuare le verifiche strutturali.

Nelle figure seguenti si riportano alcune immagini rappresentative del modello dei vincoli della struttura:





Analysis Model - Point Information

Location Assignments Loads

Identification

Joint Object: 264 Joint Element: 264

Constraint	
Name	BODY15
Type	Body
Restraint	None
Local Axes	Default
Springs	None
<b>Assembled Joint Mass</b>	
U1	0.0722
U2	0.0722
U3	0.0722
Panel Zone	None
Joint Patterns	None
Group	ALL
Generalized Displs	None
RS Named Sets	None
Plot Functions	None
Merge Number	0

KN, m, C

Modify Display

OK

Cancel

Body Constraint

Constraint Name: BODY15

Coordinate System: GLOBAL

Constrained DOFs

Translation X  Rotation X

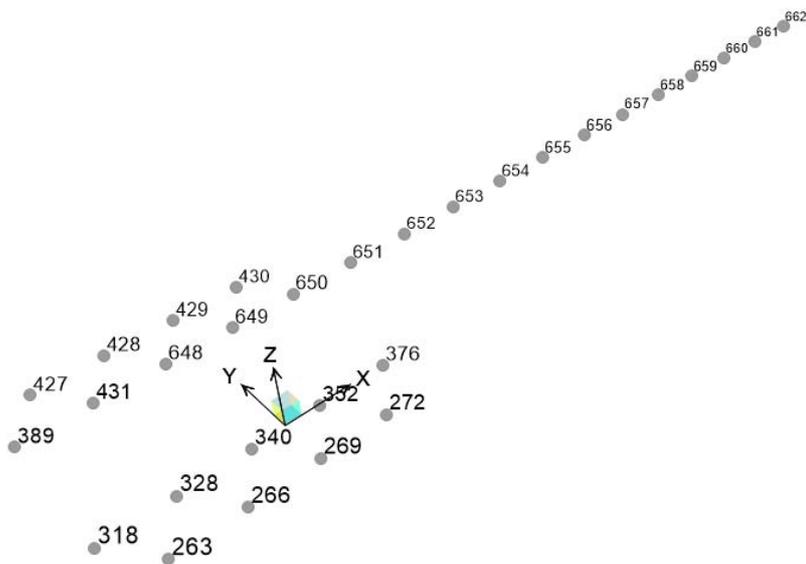
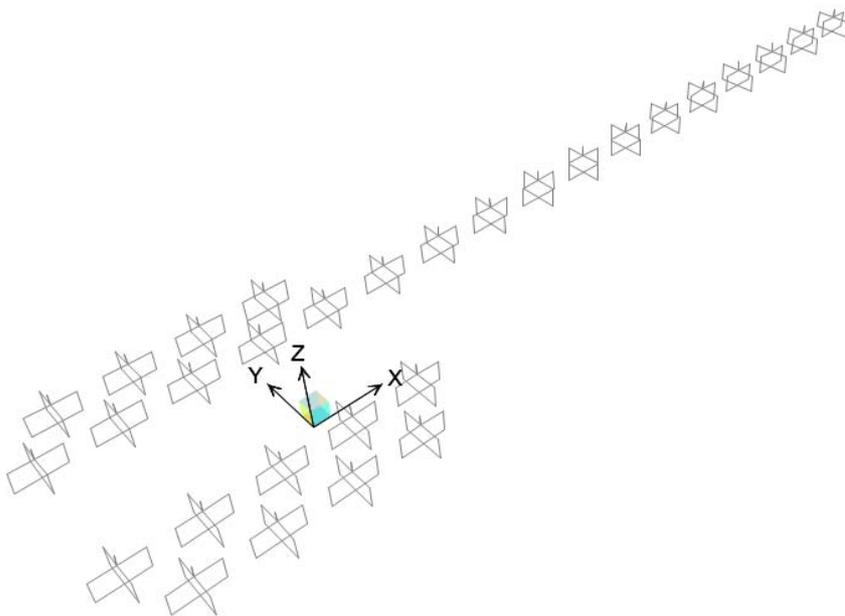
Translation Y  Rotation Y

Translation Z  Rotation Z

OK

Cancel

Nelle figure seguenti si riporta la numerazione dei nodi:



### 8.3 Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni di verifica, le azioni elementari descritte al precedente paragrafo, vanno combinate nei vari stati limite di verifica previsti (Esercizio, Stati limite Ultimo statico e Sismico) in accordo a quanto previsto al punto 2.5.3 delle NTC18, tenendo conto dell'approccio di verifica scelto; a tal fine, si riportano per maggiore chiarezza le espressioni generali dei criteri di combinazione delle azioni definiti al 2.5.3 delle DM 17.01.18:

– Combinazione fondamentale. generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

– Combinazione caratteristica (rara). generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

– Combinazione frequente generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili;

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

– Combinazione quasi permanente. generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

– Combinazione sismica. impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_x \pm 0.30 \times E_Y \pm 0.30 \times E_z \text{ oppure}$$

$$E = \pm 0.30 \times E_x \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_z \text{ oppure}$$

$$E = \pm 1.00 \times E_x \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_z$$

avendo indicato con  $E_x$ ,  $E_Y$  e  $E_z$  rispettivamente le componenti orizzontali (X e Y) e verticale (Z) dell'azione sismica.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

 Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$gr_1$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di carico	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Nello specifico si ha:

Gruppo	Tipo	$\gamma$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Carichi permanenti strutturali	Permanente	1.35/1.00	1	1	1
Carichi permanenti non-strutturali	Permanente	1.5/0.8*	1	1	1
Temperatura	Accidentale	1.5	0.6	0.5	0.5
Neve (<1000mslm)	Accidentale	1.5	0.5	0.2	0
Vento	Accidentale/mobile	1.5	0.6	0.5	0
Variabili-copertura (cat. H1) - Carico distribuito	Accidentale	1.5	0	0	0
Variabili-Pressione aerodinamica	Accidentale	1.5	0.8	0.5	0
Sisma X-Y-Z	Sismico	1	-	-	-

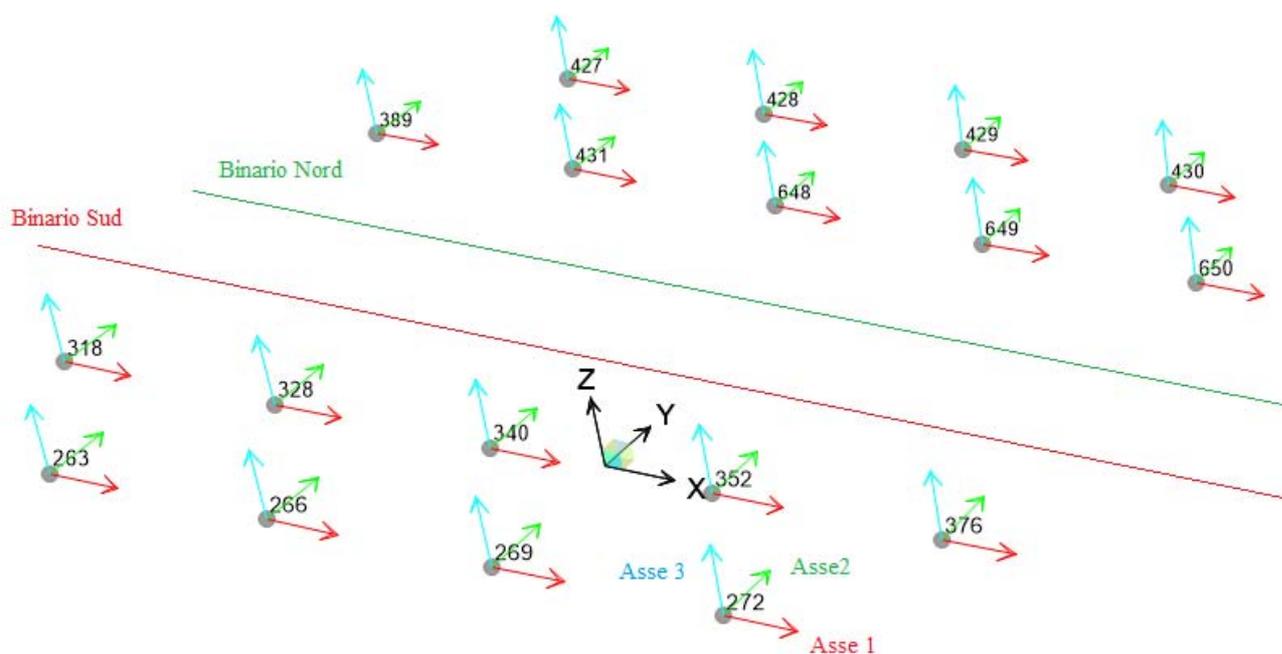
\* Nel caso in cui si ha una condizione di sottovento si è ipotizzato un coefficiente di sicurezza del carico NON-STRUTT pari ad 0.8 anziché 0, ipotizzando che l'assenza della superficie riduca il carico di sottovento a valori trascurabili.

## 9 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

### 9.1 Risultati

Nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati governanti le verifiche, ottenuti dal calcolo strutturale, per i plinti del tipo F1, indicando con N le azioni assiali, V le azioni taglianti e M i momenti flettenti.

Segue un' illustrazione, che serve a dare un'idea al lettore delle direzioni delle reazioni risultanti.



### 9.1.1 Binario Sud

Segue un tabella riassuntiva delle reazioni dale condizioni di carico nel nodo maggiormente sollecitato in corrispondenza del binario sud.

Reazioni							
Nodo	Cond. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
376	Peso Proprio	0.4	0.6	61.0	9.2	1.9	-0.1
376	Vento	0.5	-9.6	51.9	48.9	2.5	-0.5
376	V1te	0.0	-12.1	-0.3	11.1	0.2	0.4
376	Neve	0.4	0.7	55.0	8.7	2.1	-0.1
376	Nte	0.0	0.1	18.5	2.9	-0.1	0.0
376	Carichi_variabili	0.2	0.3	22.7	3.7	0.9	0.0
376	Copertura	0.4	0.7	54.3	8.7	2.1	-0.1
376	Temperatura	-3.8	-0.3	0.2	1.3	-20.0	-0.5
376	Effetti_Aerodinamici_1	0.2	-7.9	19.4	35.3	1.2	-0.4
376	Effetti_Aerodinamici_2	0.2	0.7	8.0	-3.3	0.9	0.1
376	Effetti_Aerodinamici_3	0.2	-0.8	-0.4	3.7	0.9	-0.2
376	Effetti_Aerodinamici_4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
376	V2te	-2.1	0.8	1.3	-4.0	-11.1	0.0
376	Eccezionale	-14.4	5.5	-0.5	-26.3	-74.7	0.1
<b>376</b>	<b>SLU</b>	<b>0.84</b>	<b>-33.48</b>	<b>318.67</b>	<b>164.48</b>	<b>4.44</b>	<b>-1.70</b>
<b>376</b>	<b>SLE</b>	<b>0.61</b>	<b>-22.25</b>	<b>220.58</b>	<b>110.88</b>	<b>3.21</b>	<b>-1.15</b>

Dalla tabella si possono desumere le combinazioni governanti.

**Per le verifiche agli SLU:**

$$M_{1max} = 1.3xPP + 1.5xCopertura + 1.5xVento + 0.6x1.5x(N_{te} + V_{1te} - V_{2te}) + 0.5x1.5xNeve + 0.8x1.5xEff.Aerodin_1 + 0.6x1.5xTemp$$

**Per le verifiche agli SLE:**

$$M_{1max} = 1.0xPP + 1.0xCopertura + 1.0xVento + 0.6x1.0x(N_{te} + V_{1te} - V_{2te}) + 0.5x1.0xNeve + 0.8x1.0xEff.Aerodin_1 + 0.6x1.0xTemp$$

NOTA: La verifiche sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali, prevista dall'approcio 2.

Segue un tabella riassuntiva delle reazioni dalle combinazioni di carico SLV nel nodo maggiormente sollecitato in corrispondenza del binario sud.

Reazioni							
Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
<b>376</b>	<b>SLV_9</b>	<b>23.12</b>	<b>53.11</b>	<b>124.72</b>	<b>295.80</b>	<b>118.90</b>	<b>9.31</b>
376	SLV_10	23.12	53.11	124.72	295.80	118.90	9.31
376	SLV_11	23.12	53.11	124.72	295.80	118.90	9.31
376	SLV_12	23.12	53.11	124.72	295.80	118.90	9.31
376	SLV_13	23.12	53.11	124.72	295.80	118.90	9.31
376	SLV_14	23.12	53.11	124.72	295.80	118.90	9.31
376	SLV_15	23.12	53.11	124.72	295.80	118.90	9.31
376	SLV_16	23.12	53.11	124.72	295.80	118.90	9.31
376	SLV_1	33.75	43.64	121.42	247.50	173.43	11.09
376	SLV_2	33.75	43.64	121.42	247.50	173.43	11.09
376	SLV_3	33.75	43.64	121.42	247.50	173.43	11.09
376	SLV_4	33.75	43.64	121.42	247.50	173.43	11.09
376	SLV_5	33.75	43.64	121.42	247.50	173.43	11.09
376	SLV_6	33.75	43.64	121.42	247.50	173.43	11.09
376	SLV_7	33.75	43.64	121.42	247.50	173.43	11.09
376	SLV_8	33.75	43.64	121.42	247.50	173.43	11.09
376	SLV_17	13.56	23.53	122.22	135.78	69.76	4.66
376	SLV_18	13.56	23.53	122.22	135.78	69.76	4.66
376	SLV_19	13.56	23.53	122.22	135.78	69.76	4.66
376	SLV_20	13.56	23.53	122.22	135.78	69.76	4.66
376	SLV_21	13.56	23.53	122.22	135.78	69.76	4.66
376	SLV_22	13.56	23.53	122.22	135.78	69.76	4.66
376	SLV_23	13.56	23.53	122.22	135.78	69.76	4.66
376	SLV_24	13.56	23.53	122.22	135.78	69.76	4.66
376	SLV_17	-12.07	-21.05	108.51	-100.09	-61.87	-4.98
376	SLV_18	-12.07	-21.05	108.51	-100.09	-61.87	-4.98
376	SLV_19	-12.07	-21.05	108.51	-100.09	-61.87	-4.98
376	SLV_20	-12.07	-21.05	108.51	-100.09	-61.87	-4.98
376	SLV_21	-12.07	-21.05	108.51	-100.09	-61.87	-4.98
376	SLV_22	-12.07	-21.05	108.51	-100.09	-61.87	-4.98
376	SLV_23	-12.07	-21.05	108.51	-100.09	-61.87	-4.98
376	SLV_24	-12.07	-21.05	108.51	-100.09	-61.87	-4.98

Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
376	SLV_1	-32.25	-41.17	109.30	-211.81	-165.55	-11.42
376	SLV_2	-32.25	-41.17	109.30	-211.81	-165.55	-11.42
376	SLV_3	-32.25	-41.17	109.30	-211.81	-165.55	-11.42
376	SLV_4	-32.25	-41.17	109.30	-211.81	-165.55	-11.42
376	SLV_5	-32.25	-41.17	109.30	-211.81	-165.55	-11.42
376	SLV_6	-32.25	-41.17	109.30	-211.81	-165.55	-11.42
376	SLV_7	-32.25	-41.17	109.30	-211.81	-165.55	-11.42
376	SLV_8	-32.25	-41.17	109.30	-211.81	-165.55	-11.42
376	SLV_9	-21.63	-50.64	106.01	-260.12	-111.02	-9.64
376	SLV_10	-21.63	-50.64	106.01	-260.12	-111.02	-9.64
376	SLV_11	-21.63	-50.64	106.01	-260.12	-111.02	-9.64
376	SLV_12	-21.63	-50.64	106.01	-260.12	-111.02	-9.64
376	SLV_13	-21.63	-50.64	106.01	-260.12	-111.02	-9.64
376	SLV_14	-21.63	-50.64	106.01	-260.12	-111.02	-9.64
376	SLV_15	-21.63	-50.64	106.01	-260.12	-111.02	-9.64
376	SLV_16	-21.63	-50.64	106.01	-260.12	-111.02	-9.64

### 9.1.2 Binario Nord

Segue un tabella riassuntiva delle reazioni dale condizioni di carico nel nodo maggiormente sollecitato in corrispondenza del binario nord.

Reazioni							
Nodo	Cond. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
650	Peso Proprio	0.0	0.1	38.9	-5.3	-0.1	-0.1
650	Vento	0.1	9.2	36.0	-44.4	0.4	0.3
650	V1te						
650	Neve	0.1	-0.2	37.8	-8.2	0.4	0.0
650	Nte						
650	Carichi_variabili	0.0	0.0	16.4	-2.7	0.1	0.0
650	Copertura	0.1	-0.2	37.5	-8.0	0.4	0.0
650	Temperatura	-3.8	0.2	0.3	-0.8	-19.7	0.5
650	Effetti_Aerodinamici_1	0.0	7.4	13.6	-32.0	0.2	0.2
650	Effetti_Aerodinamici_2	0.2	-0.7	3.1	5.0	0.8	-0.2
650	Effetti_Aerodinamici_3	0.0	0.0	0.0	-0.2	0.0	0.0
650	Effetti_Aerodinamici_4	0.2	-0.6	3.2	4.8	0.8	-0.1
650	V2te						
650	Eccezionale						
<b>650</b>	<b>EQU</b>	<b>-3.10</b>	<b>22.42</b>	<b>190.18</b>	<b>-128.67</b>	<b>-16.05</b>	<b>1.07</b>

Dalla tabella si possono desumere le combinazioni governanti.

**Per le verifiche EQU:**

$$M_{1max} = 0.9 \times PP + 1.5 \times Copertura + 1.5 \times Vento + 0.5 \times 1.5 \times Neve + 0.8 \times 1.5 \times Eff.Aerodin_1 + 0.6 \times 1.5 \times Temp$$

Segue un tabella riassuntiva delle reazioni dalle combinazioni di carico SLV nel nodo maggiormente sollecitato in corrispondenza del binario nord.

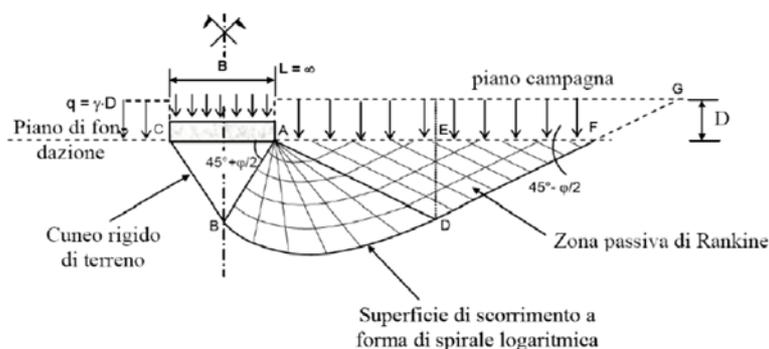
Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
<b>650</b>	<b>SLV_9</b>	<b>-15.29</b>	<b>-45.64</b>	<b>71.16</b>	<b>-247.09</b>	<b>-78.41</b>	<b>-5.46</b>
650	SLV_10	-15.29	-45.64	71.16	-247.09	-78.41	-5.46
650	SLV_11	-15.29	-45.64	71.16	-247.09	-78.41	-5.46
650	SLV_12	-15.29	-45.64	71.16	-247.09	-78.41	-5.46
650	SLV_13	-15.29	-45.64	71.16	-247.09	-78.41	-5.46
650	SLV_14	-15.29	-45.64	71.16	-247.09	-78.41	-5.46
650	SLV_15	-15.29	-45.64	71.16	-247.09	-78.41	-5.46
650	SLV_16	-15.29	-45.64	71.16	-247.09	-78.41	-5.46
650	SLV_1	-30.72	-29.25	73.38	-163.03	-157.57	-7.26
650	SLV_2	-30.72	-29.25	73.38	-163.03	-157.57	-7.26
650	SLV_3	-30.72	-29.25	73.38	-163.03	-157.57	-7.26
650	SLV_4	-30.72	-29.25	73.38	-163.03	-157.57	-7.26
650	SLV_5	-30.72	-29.25	73.38	-163.03	-157.57	-7.26
650	SLV_6	-30.72	-29.25	73.38	-163.03	-157.57	-7.26
650	SLV_7	-30.72	-29.25	73.38	-163.03	-157.57	-7.26
650	SLV_8	-30.72	-29.25	73.38	-163.03	-157.57	-7.26
650	SLV_17	-10.64	-17.84	71.52	-102.63	-54.49	-3.06
650	SLV_18	-10.64	-17.84	71.52	-102.63	-54.49	-3.06
650	SLV_19	-10.64	-17.84	71.52	-102.63	-54.49	-3.06
650	SLV_20	-10.64	-17.84	71.52	-102.63	-54.49	-3.06
650	SLV_21	-10.64	-17.84	71.52	-102.63	-54.49	-3.06
650	SLV_22	-10.64	-17.84	71.52	-102.63	-54.49	-3.06
650	SLV_23	-10.64	-17.84	71.52	-102.63	-54.49	-3.06
650	SLV_24	-10.64	-17.84	71.52	-102.63	-54.49	-3.06
650	SLV_17	10.74	17.60	81.25	76.03	55.13	2.95
650	SLV_18	10.74	17.60	81.25	76.03	55.13	2.95
650	SLV_19	10.74	17.60	81.25	76.03	55.13	2.95
650	SLV_20	10.74	17.60	81.25	76.03	55.13	2.95
650	SLV_21	10.74	17.60	81.25	76.03	55.13	2.95
650	SLV_22	10.74	17.60	81.25	76.03	55.13	2.95
650	SLV_23	10.74	17.60	81.25	76.03	55.13	2.95
650	SLV_24	10.74	17.60	81.25	76.03	55.13	2.95
650	SLV_1	30.83	29.00	79.39	136.43	158.22	7.16

Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
650	SLV_2	30.83	29.00	79.39	136.43	158.22	7.16
650	SLV_3	30.83	29.00	79.39	136.43	158.22	7.16
650	SLV_4	30.83	29.00	79.39	136.43	158.22	7.16
650	SLV_5	30.83	29.00	79.39	136.43	158.22	7.16
650	SLV_6	30.83	29.00	79.39	136.43	158.22	7.16
650	SLV_7	30.83	29.00	79.39	136.43	158.22	7.16
650	SLV_8	30.83	29.00	79.39	136.43	158.22	7.16
650	SLV_9	15.40	45.40	81.62	220.48	79.05	5.36
650	SLV_10	15.40	45.40	81.62	220.48	79.05	5.36
650	SLV_11	15.40	45.40	81.62	220.48	79.05	5.36
650	SLV_12	15.40	45.40	81.62	220.48	79.05	5.36
650	SLV_13	15.40	45.40	81.62	220.48	79.05	5.36
650	SLV_14	15.40	45.40	81.62	220.48	79.05	5.36
650	SLV_15	15.40	45.40	81.62	220.48	79.05	5.36
650	SLV_16	15.40	45.40	81.62	220.48	79.05	5.36

## 10 VERIFICHE

### 10.1 Verifica al carico limite

Per il calcolo del carico limite di una fondazione diretta (figura sottostante), l'espressione più generale è quella proposta da Brinch-Hansen (1970), la quale consente un'estensione della soluzione proposta da Terzaghi (1943), ottenuta con la sovrapposizione di soluzioni relativi a casi particolari.



Per quanto riguarda il calcolo in tensioni efficaci, la formula trinomia del carico limite, con l'aggiunta dei coefficienti correttivi che riporta la trattazione teorica iniziale alle applicazioni pratiche assume la seguente espressione:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \quad [1]$$

dove:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_c &= (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \phi \\ N_\gamma &= 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi \end{aligned} \quad [2]$$

$s_c, s_q, s_\gamma$ : fattori di forma della fondazione; [3]

Fattori di forma (Vesic, 1975)

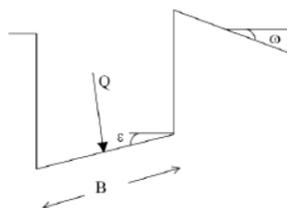
Forma della fondazione	$s_c$	$s_q$	$s_\gamma$
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

$i_c, i_q, i_g$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico; [4]

*Fattori di inclinazione del carico (Vesic, 1975)*

Terreno	$i_c$	$i_q$	$i_g$
$\phi = 0$ argilla saturata in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condi- zioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[ 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$	$\left[ 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left( 1 - \frac{H}{V} \right)^m$	$\left( 1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \vartheta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	$\vartheta$ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

$b_c, b_q, b_g$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base di fondazione; [5]



*Fattori di inclinazione del piano di posa ( $\varepsilon < \pi/4$ ) (Hansen, 1970)*

$b_c$	$b_q$	$b_g$
$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

$d_c, d_q, d_g$ : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa; [6]

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \quad (D \leq B)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \quad (D > B)$$

$$d_y = 1 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$g_c, g_q, g_g$ : coefficienti correttivi dell'inclinazione della superficie del terreno ( $\omega < \pi/4$ ;  $\omega < \phi$ ), unitari nei casi in esame (superficie del terreno piana)

$g_c$	$g_g$	$g_r$
$g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$\frac{g_q}{\cos \omega}$

Nella valutazione del carico limite si dovrà sempre far riferimento all'area effettiva equivalente, introducendo nel calcolo le eccentricità lungo B e lungo L, dovute all'applicazione dei momenti flettenti ML e MB, e, quindi vanno utilizzati nelle formulazioni i valori:  $L_{y,eq} = B - 2 eB$  e  $L_{x,eq} = L - 2 eL$ , con  $e = M_i / N_i$  [7].

Vengono analizzate le diverse situazioni con inclinazione del vento variabile. I valori delle azioni permanenti e temporanee variabili sono già comprensivi dei coefficienti di combinazione.

$m_{CL}$ : coefficiente di sicurezza [8]

$$m_{CL} = \frac{q_{lim} * L_{x,eq} * L_{y,eq}}{R_A^{int}}$$

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

Nodo 650 – SLV 9

Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
<b>650</b>	<b>SLV_9</b>	<b>-15.29</b>	<b>-45.64</b>	<b>71.16</b>	<b>-247.09</b>	<b>-78.41</b>	<b>-5.46</b>

Nota: Al carico verticale, considerato per la verifica, si aggiunge il peso proprio del rinterro, della fondazione stessa, e del magrone. Nello specifico si ha:

$$PP = B \times L \times H_{\text{fond.}} \cdot \rho_c + B \times L \times H_{\text{rinterro}} \cdot \gamma + (B + 0.2) \times (L + 0.2) \times H_{\text{magrone}} \cdot \rho_c' = 2.5 \times 2.5 \times 1 \times 25 + 2.5 \times 2.5 \times 0.3 \times 19 + 2.7 \times 2.7 \times 0.1 \times 20 = \mathbf{206.46 \text{ kN}}$$

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$\sigma_{\text{lim}} = c^* N_c^* \cdot s_c^* d_c^* i_c^* b_c^* g_c + q^* N_q^* s_q^* d_q^* i_q^* b_q^* g_q + 0,5^* \gamma^* B^* N_{\gamma}^* s_{\gamma}^* d_{\gamma}^* i_{\gamma}^* b_{\gamma}^* g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = M_b/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2^*e_B$ )

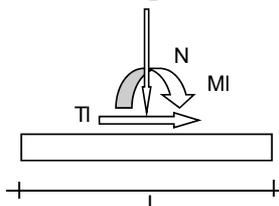
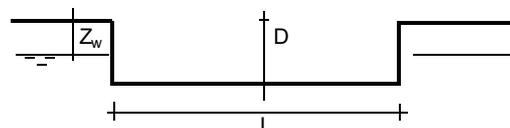
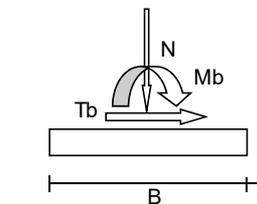
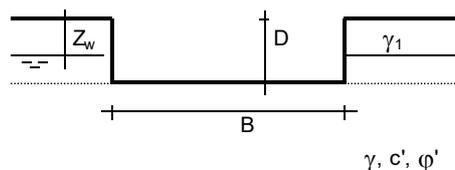
$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2^*e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE  
 RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV010003	A	33 di 50

B = 2.50 (m)  
 L = 2.50 (m)  
 D = 1.30 (m)


**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo	PP Fond	Valori SAP2000
	permanenti	temporane e			
N [kN]	277.62	0.00	277.62	206.455	71.16
Mb [kNm]	247.10	0.00	247.10		247.1
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00		
Tb [kN]	45.46	0.00	45.46		45.46
TI [kN]	0.00	0.00	0.00		
H [kN]	45.46	0.00	45.46		

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 19.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 19.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 28.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 28.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 8.00$  (m)

$e_B = 0.89$  (m)

$e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 0.72$  (m)

$L^* = 2.50$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 24.70$  (kN/mq)

 **$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  (kN/mc)

**Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante**

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \tan \varphi')}$

$$N_q = 14.72$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$$

$$N_c = 25.80$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\varphi')$$

$$N_\gamma = 16.72$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B * N_q / (L * N_c)$$

$$s_c = 1.16$$

$$s_q = 1 + B * \tan(\varphi') / L$$

$$s_q = 1.15$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 * B / L$$

$$s_\gamma = 0.88$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.78 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.22 \quad m = 1.78 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B * L^* * c' * \cotg(\varphi')))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione  
nastri-forme e m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in

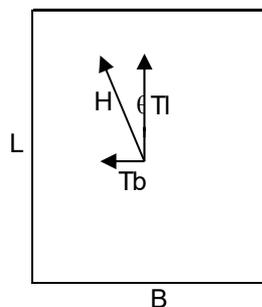
$$i_q = 0.73$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.71$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B * L^* * c' * \cotg(\varphi')))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.61$$





**Pressione massima agente**

$$q = N / B * L^*$$

$$q = 154.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Coefficiente di sicurezza**

$$F_s = q_{lim} / q = 3.01 \quad \text{OK}$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

$$H_d = 45.46 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' * B * L^*$$

$$S_d = 147.61 \quad (\text{kN})$$

**Coefficiente di sicurezza allo scorrimento**

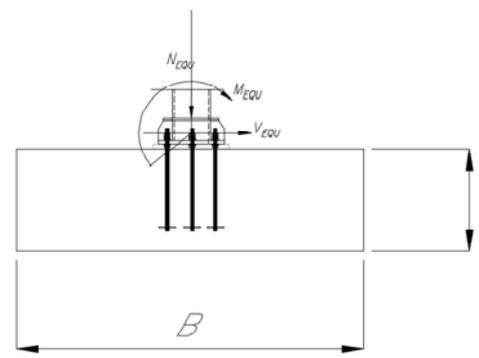
$$F_{scorr} = 3.25 \quad \text{OK}$$

## 10.2 Verifica a ribaltamento

Nodo 650 – EQU SLV 9

Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
<b>650</b>	<b>SLV_9</b>	<b>-15.29</b>	<b>-45.64</b>	<b>71.16</b>	<b>-247.09</b>	<b>-78.41</b>	<b>-5.46</b>
<b>650</b>	<b>EQU</b>	<b>-3.10</b>	<b>22.42</b>	<b>190.18</b>	<b>-128.67</b>	<b>-16.05</b>	<b>1.07</b>

NOTA: Governante per la verifica a ribaltamento è risultata la combinazione SLV\_9, in quanto il momento ribaltante è di ordine maggiore e la forza stabilizzante di ordine minore rispetto quelle, ottenute dalla combinazione EQU. I coefficienti parziali di sicurezza alle SLV sono unitari

Verifica di ribaltamento						
						
$N_{EQU} =$	71.16	KN				
$V_{EQU} =$	45.46	KN				
$M_{EQU} =$	247.1	KN.m	reazione verticale			
$M_{RIB} =$	$M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$	292.56	KN.m	momento ribaltante di progetto (EQU)		
Dimensioni plinto di fondazione						
P.P =	1.30	m	piano di posa			
H =	1.00	m				
B =	2.50	m				
D =	2.50	m				
$\gamma_G =$	1.00	coeff. di sicurezza				
$\rho_c =$	25.00	KN/m <sup>3</sup>	peso per unita di volume di cls			
$\gamma =$	19.00	KN/m <sup>3</sup>	peso per unita di volume del terreno			
$P_A =$	156.25	KN	peso proprio della fondazione			
$P_{terr} =$	35.63	KN	peso proprio del rinterro			
$M_{STAB} =$	$(N_{EQU} + P_A + P_{terr}) \times B / 2 =$	328.7938	KN.m			
La verifica						
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}}$	=	$\frac{328.7938}{292.56}$	=	1.12	>	1

**La verifica ha esito positivo**

### 10.3 Verifica a flessione e taglio

Nei paragrafi che seguono si riportano gli esiti delle verifiche strutturali svolte con il software RC SEC e fogli di calcolo excel che implementano le prescrizioni della Normativa vigente.

Per quanto riguarda l'armatura inferiore della fondazione, le sollecitazioni di progetto sono state ottenute svolgendo una semplice verifica "a mensola" del plinto di fondazione. Le pressioni del terreno, agenti sulle fondazioni, sono state calcolate tramite la formula di Navier e sono state paragonate con quelle, ottenute dalle verifiche a carico limite. A favore di sicurezza le tensioni massime sono state considerate per lo scopo del calcolo e sono state applicate come carico uniformemente distribuito sul plinto di fondazione.

Segue una tabella di conversione per interpretare gli esiti delle verifiche RC SEC, riportati nei paragrafi che seguono in lingua Inglese

#### [MATERIALS DATA / DATI RELATIVI AI MATERIALI](#)

##### CONCRETE - CALCESTRUZZO

-	Class / Classe
	Design compressive strength / Resistenza a compressione $f_{cd}$
	Strain at max strength $\epsilon_{c2}$ / deformazione per la resistenza massima $\epsilon_{c2}$
	Ultimate strain $\epsilon_{cu}$ / Deformazione massima $\epsilon_{cu}$
	Compression diagram stress-strain: Parabola-Rectangle
	Diagramma sforzo deformazione a compressione: Parabola rettangolo
	Mean elastic modulus $E_{cm}$ / Modulo elastic $E_{cm}$
	Mean tensile strength $f_{ctm}$ / Resistenza a trazione media $f_{ctm}$
	Es/Ec in SLS combination / Es/Ec in combinazione SLS
	Stress limit Characteristic SLS / Massima tensione per combinazione caratteristica SLS
	Stress limit Frequent SLS / Massima tensione per combinazione frequente SLS
	wk lim =limit crack width Frequent SLS / Limite ampiezza fessure combinazione frequente SLS
	Stress limit Quasi-Permanent SLS / Massima tensione combinazione SLS quasi permanente
	wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS / limite di ampiezza delle fessure in combinazione SLS quasi permanente

##### STEEL - ACCIAIO

	Longitudinal Bars and Stirrups / Barre longitudinali e staffe
	Characteristic yield stress $f_{yk}$ / tensione di snervamento caratteristica $f_{yk}$
	Tensile strength $f_{tk}$ / Resistenza a trazione $f_{tk}$
	Design yield stress $f_{yd}$ / Sforzo di snervamento di progetto $f_{yd}$
	Design strength $f_{td}$ / Resistenza di progetto $f_{td}$
	Design ultimate strain $\epsilon_{su}$ / Deformazione ultima $\epsilon_{su}$
	Mean elastic modulus $E_s$ / Modulo elastico medio $E_s$
	SLS Charact. - $S_s$ Limit: / Combinazione SLS caratteristica limite $\sigma_s$

#### [GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA / DATI DI GEOMETRIA E DELLE ARMATURE](#)

	Width / Larghezza
	Depth / Altezza
	Bottom bars / Armature inferiori
	Top bars / Armature superiori
	Low Cover (from centroid of bar) / Copriferro inferiore (dal baricentro delle armature)
	Top Cover (from centroid of bar): / Copriferro superiore (dal baricentro delle armature)
	Web Cover (from centroid of bar) / Copriferro sull'anima (dal baricentro delle armature)

#### [ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION / STATI LIMITE ULTIMI - AZIONI INTERNE SOLLECITANTI DI PROGETTO PER OGNI COMBINAZIONE](#)

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
---	---

Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section <b>Momento sollecitante di progetto [kN m] attorno all'asse x con direzione positiva se tale da comprimere il lembo superiore della sezione</b>
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y <b>Taglio sollecitante di progetto [kN] / in direzione parallela all'asse Y</b>
T	Design torsional Moment [kN m] / <b>Momento torcente sollecitante di progetto</b>

## CHECKS RESULTS / RISULTATI DELLE VERIFICHE

Checks of section OK for all assigned combinations / Verifica con esito positive per tutte le combinazioni

Min edge cover of longitudinal bars / **Minimo ricoprimento delle barre longitudinali**  
Min edge distance between longitudinal bars / **Minima distanza tra le barre longitudinali**

## ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE / STATI LIMITE ULTIMI – VERIFICA A FLESSIONE E AZIONE ASSIALE

Check/Verifica	Result of check / Esito della verifica
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive) <b>Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)</b>
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference <b>Momento flettente sollecitante di progetto [kN m] intorno all'asse X</b>
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive) <b>Azione assiale resistente di progetto della sezione [kN] (+ se di compressione)</b>
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference <b>Momento flettente resistente di progetto [kN m] intorno all'asse X</b>
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is $\geq 1.0$ <b>Fattore di sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx). Controllarlo positivo se tale rapporto <math>\geq 1.0</math></b>
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system Ordinata Y [cm] dell'asse neutron nel sistema di riferimento
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm] <b>Momento flettente di servamento [kN m]</b>
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section <b>Rapporto tra la posizione dell'asse neutron e l'altezza efficace della sezione</b>
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2] <b>Rapporto tra il momento redistribuito e il momento elastico della trave continua [(5.10)EC2]</b>
As Tension	Area bars in tension zone [cm <sup>2</sup> ] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2] Area delle armature a trazione [cm <sup>2</sup> ] (trave) [tra parentesi is riporta l'area minima dall'equazione (9.1N) EC2]

## ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE / STATI LIMITE ULTIMI – DEFORMAZIONI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

ec max	Ultimate compressive strain in concrete <b>Deformazione ultima a compressione</b>
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed) <b>Deformazione nella fibra di calcestruzzo nella posizione ec2/ecu (ec*&gt;0 nel caso di sezione compressa)</b>
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max Ordinata in [cm] della fibra corrispondente a ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive) Massima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max <b>Ordinata [cm] della barra corrispondente a es max</b>
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive) <b>Minima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)</b>
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min <b>Ordinata [cm] della barra corrispondente a es min</b>



**PROGETTO DEFINITIVO  
RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO  
LOTTO 1: PRG PONTE SAN PIETRO/RADDOPPIO CURNO -  
BERGAMO**

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV010003	A	40 di 50

Comb.N.    ec max                    ec \*    Yc max                    es max    Ys max                    es min    Ys min

**COMBINATION OF RESISTANCE N. 1 : STRESS AND STRAIN AT ULTIMATE STATE / COMBINAZIONE RESISTENTE N.1: SFORZO E DEFORMAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

**Concrete vertices: /Vertici sezione calcestruzzo**

Vertex N.                    Assigned numbers to concrete vertices  
**Vertice N°**                    **Si assegnano numeri ai vertici della sezione in calcestruzzo**  
Xc, Yc                    X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O  
   **Coordinate X e Y [cm] dei vertici nel riferimento X,Y,O**  
Sc                                    Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)  
   **Sforzo [Mpa] in ciascun vertice (+ se in compressione)**  
e c                                    Strain in each vertex  
   **Deformazione nei vertici**

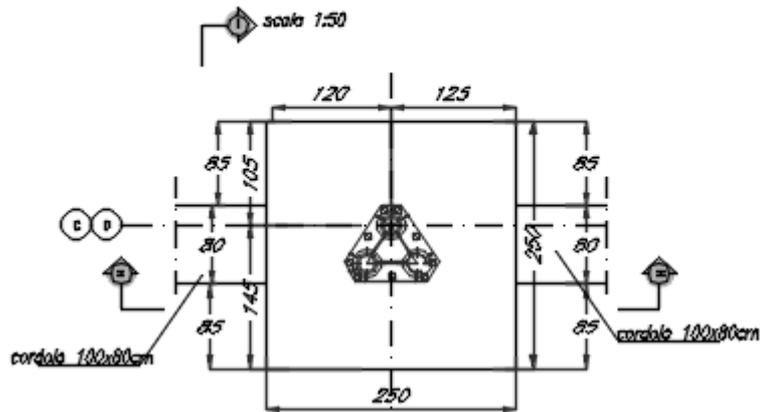
Vertex N.	Xc	Yc	Sc	e c
Vertice N.	Xc	Yc	Sc	e c

**Longitudinal Bars: / Barre longitudinali**

Bar N.                                    Number assigned to the bars  
**Numero assegnato alle barre**  
Xs, Ys                                    X-coordinate, Y-coordinate [cm] of single bar in the reference X,Y,O  
   **Coordinate X e Y [cm] dei vertici nel riferimento X,Y,O**  
Ss    Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)  
   **Sforzo [Mpa] in ciascuna barra (+ se in compressione)**  
e s    Strain in each bar  
   **Deformazione in ciascuna barra**

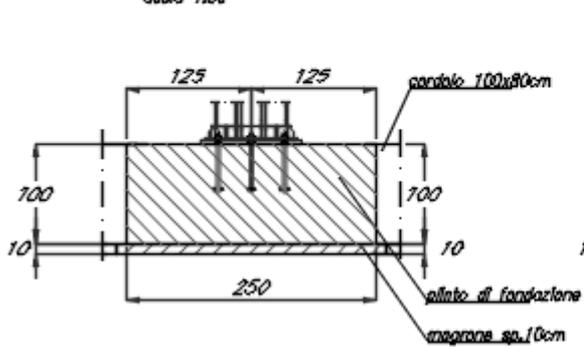
Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
--------	----	----	----	-----

FONDAZIONE TIPO F1  
VISTA IN PIANTA



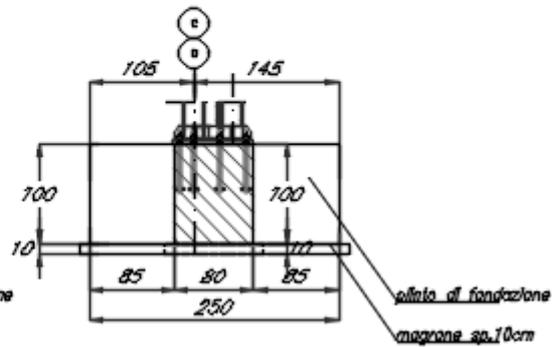
SEZIONE H-H

scala 1:50

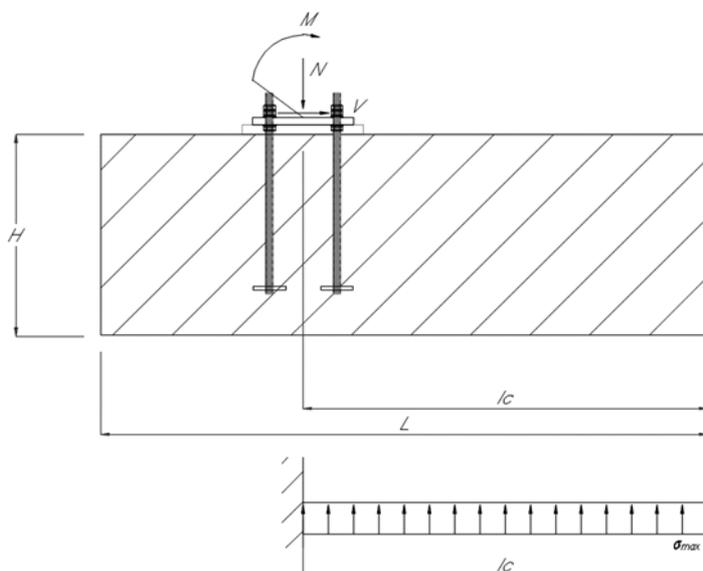


SEZIONE I-I

scala 1:50



Reazioni							
Nodo	Cond. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
376	SLU	0.84	-33.48	318.67	164.48	4.44	-1.70
376	SLV_9	23.12	53.11	124.72	295.80	118.90	9.31
376	SLE	0.61	-22.25	220.58	110.88	3.21	-1.15



$$L = 2.50 \quad (\text{m})$$

$$l_c = 1.25 \quad (\text{m})$$

$$B = 2.50 \quad (\text{m})$$

$$H = 1.00 \quad (\text{m})$$

$$A = L \cdot B = 6.25 \quad (\text{m}^2)$$

$$P_A = 170.83 \quad (\text{kN}) \quad \text{- peso proprio fondazione e magrone}$$

$$W = L^2 \cdot H / 6 = 2.60 \quad (\text{m}^3)$$

Combinazione di carico №

SLV\_9

$$M = 295.8 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V = 53.11 \quad (\text{kN})$$

$$N = 124.72 \quad (\text{kN})$$

Combinazione di carico №

SLE

$$M = 110.9 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V = 22.25 \quad (\text{kN})$$

$$N = 220.6 \quad (\text{kN})$$

$$\sigma_{1/2} = (N + P_A) / A \pm (M + V \cdot H) / W$$

$$\sigma_{1/2} = (N + P_A) / A \pm (M + V \cdot H) / W$$

$$\sigma_1 = 181.27 \quad (\text{kPa})$$

$$\sigma_2 = -86.69 \quad (\text{kPa})$$

$$\sigma_1 = 113.76 \quad (\text{kPa})$$

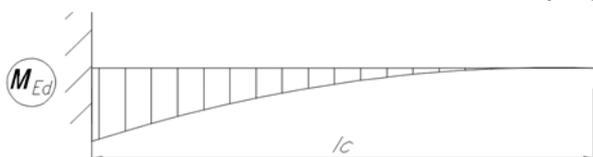
$$\sigma_2 = 11.50 \quad (\text{kPa})$$

$$e_f = \frac{M}{(N+P_A)}$$

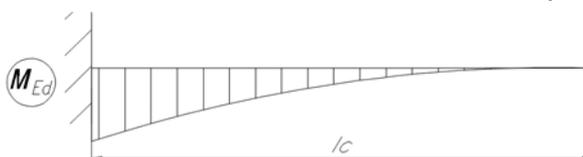
$$e_f = 0.28 < \frac{L}{4} = 0.625$$

$\sigma_{\text{carico limite}} = 154.30 \quad (\text{kPa})$  - pressione del terreno risultante dalla verifica a carico limite

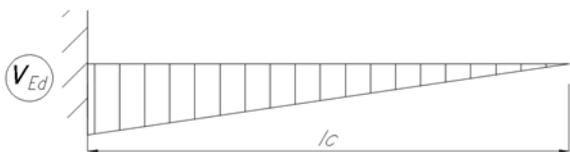
$$\sigma_{\text{max}} = 181.2694 \quad (\text{kPa}) \quad \text{carico di progetto}$$



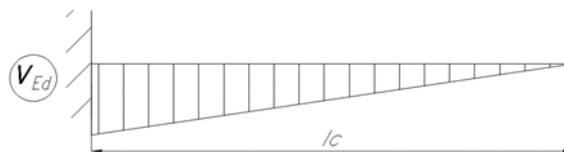
$$\sigma_{\text{max}} = 113.7584 \quad (\text{kPa}) \quad \text{carico di progetto}$$



$$M_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c^2 / 2 = 354.04 \quad (\text{kN.m})$$



$$M_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c^2 / 2 = 222.18 \quad (\text{kN.m})$$



$$V_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c = 566.47 \quad (\text{kN})$$

$$V_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c = 355.50 \quad (\text{kN})$$



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO**  
**LOTTO 1: PRG PONTE SAN PIETRO/RADDOPPIO CURNO - BERGAMO**

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE  
 RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV010003	A	44 di 50

## GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: F1\_rev\_ITF.secEC

(File path: S:\Projects\EngINET\02\_Curr\_P\19033-R 0754D10 - Arch Raddoppio Bergamo Ponte S. Pietro\04 Work\BG-OSPI\Calcs Foundation\RC\Secrev\F1\_rev\_ITF.secEC)

Section description:  
 Reference code: EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex  
 Exposure Class: XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)  
 Structural member of belonging: Beam  
 Section type: Predefined section  
 Cross-section shape: Rectangular  
 Stress path: Constant axial force to achieve bending ULS  
 Reference of assigned forces: Principal axes x,y of inertia  
 Section's position in the member: In critical region

## MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strength v1*fcd:	8.5 MPa (6.9)EC2
	Coeff. Crd,c:	0.1200 § 6.2.2(1) EC2
	Coeff. K1:	0.1500 § 6.2.2(1) EC2
	Coeff. v min:	0.0111 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

## GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	250.0	cm
Depth:	100.0	cm
Bottom bars:	13Ø20	(40.8 cm <sup>2</sup> )
Top bars:	13Ø16	(26.1 cm <sup>2</sup> )
Low Cover (from centroid of bar):	6.8	cm
Top Cover (from centroid of bar):	6.6	cm
Web Cover (from centroid of bar):	6.8	cm

## ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
YY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO**  
**LOTTO 1: PRG PONTE SAN PIETRO/RADDOPPIO CURNO - BERGAMO**

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE  
 RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV010003	A	45 di 50

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	354.04	566.47	0.00

**SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)  
 Mx Moment force [kNm] around x axis  
 with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	222.18

**CHECKS RESULTS**

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 5.8 cm  
 Min edge distance between longitudinal bars: 17.7 cm  
 Min edge cover of stirrups: 5.0 cm

**ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE**

Check Result of check  
 N Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)  
 Mx Design bending moment force [kNm] around x axis of reference  
 N ult Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)  
 Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference  
 S.F. Safety factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult) to (N,Mx). Check OK if such ratio is >=1.0  
 Yneutral Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system  
 Mx sn. Yielding bending moment [kNm]  
 x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section  
 D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]  
 As Tension Area bars in tension zone [cm<sup>2</sup>] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yn	M sn	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	354.04	-0.20	1466.10	4.141	94.4	1395.91	0.060	0.70	40.8 (39.0)

**ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE**

ec max Ultimate compressive strain in concrete  
 ec\* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec\*>0 then the section is all compressed)  
 Yc max Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max  
 es max Max strain in steel bars (+ if compressive)  
 Ys max Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max  
 es min Min strain in steel bars (+ if compressive)  
 Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.02331	100.0	-0.00063	93.4	-0.05480	6.8

**SHEAR REINFORCEMENT (FOR THE ENVELOPE OF ALL ASSIGNED COMBINATIONS)**

Stirrup diameter:	8	mm	
Stirrups spacing (pitch):	18.5	cm	< Max distance for code = 18.6 cm
Number of branches of stirrup:	9		
Area stirrups/m:	24.5	cm <sup>2</sup> /m	> Area stirr. strictly necessary for shear = 6.4cm <sup>2</sup> /m
Shear reforc.ratio Rw:	0.0010		> 0.0010 (min. ratio rule (9.5N)EC2-1)
Mean distance between branches:	29.9	cm	< Max dist.(9.8N)EC2 = 30.0 cm

### ULTIMATE LIMIT STATE - SHEAR CHECKS

Check	Result of shear/torsion check
Ved	Design applied Shear Vy [kN] (uniaxial force)
Vrd,c	Shear resistance [kN] without shear reinforcement [§6.2.2 EC2]
Vrd,max	Shear resistance [kN] limited by crushing of concrete struts [eq.(6.9)EC2]
Vrd,s	Shear resistance [kN] sustained by yieldin of shear reinforcement [eq.(6.8)EC2]
z	Inner level arm [cm] of resistant cross section [§6.2.3(1) EC2]
bw	Minimum width [cm] of cross section parallel to neutral axis [§6.2.3(1) EC2]
Cot(Th)	Cot of angle Th between the concrete compression struts and the beam axis [§6.2.3(1) EC2]
Aw min	Minimum admissible area of stirrups [cm <sup>2</sup> /m] [eq.(9.5N)EC2]
Ast	Area of stirrups/m strictly necessary for shear and torsion [cm <sup>2</sup> /m]
Crđ,c=0.120	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.2.a)EC2
k=1.463	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.2.a)EC2
v min =0.111	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.3N)EC2

Comb.N.	Check	Ved	Vrd,c	Vrd,max	Vrd,s	z	bw	Cot(Th)	Aw min	Ast
1	OK	566.47	711.44	6658.44	2173.73	90.9	250.0	2.50	24.3	6.4

### SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm <sup>2</sup> ] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm <sup>2</sup> ] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.01	100.0	0.00	81.8	-62.5	93.4	17.0	4250	40.8	19.7

### SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration od the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= 0.5 for bending; =(e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø   c	Equivalent bar diameter [mm]   cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)]
sr max	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es Max final crack [mm] spacing

wk Calculated value [mm] of crack width =  $s_r \max * (e_{sm} - e_{cm}) [eq.(7.8)]$ . Limit value of wk is shown between brackets  
M crack First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø   c	r eff	e sm - e cm	s r max	wk	M crack
1	OK	-0.00034	0	0.500	20 5.8	0.010	0.000187 (0.00019)	551	0.103	1325.30

Section name: F1\_rev\_ITF.secEC Comb. n. 1 (U.L.S.)  
Edge cover long. bars: 5.6 cm Edge cover stirrups: 5.0 cm

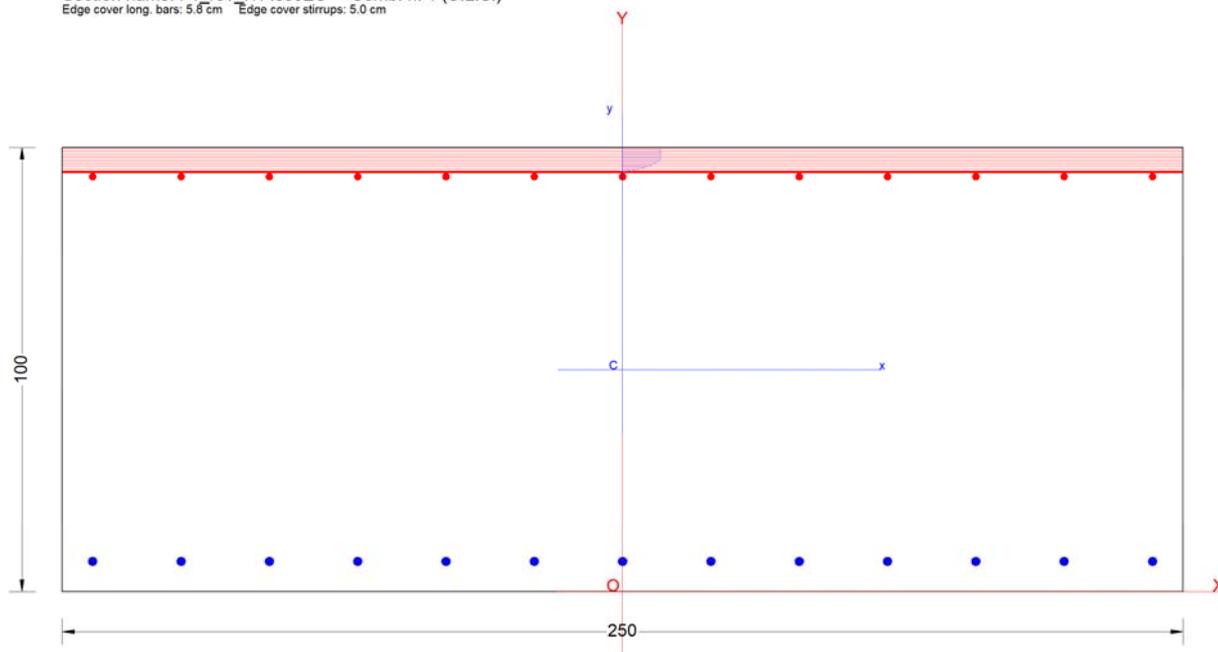


Figura 5: RC-SEC Verifica SLU

La platea risulta verificata in quanto il momento agente, risultante dalle combinazioni di calcolo SLV e SLU è in ogni sezione inferiore al momento resistente.

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

- Armatura inferiore - **13Ø20**

$$M_{Ed,max} = 354.04 \text{ kN.m};$$

$$V_{Ed} = 566.47 \text{ kN}$$

Momento resistente:

$$M_{Rd} = 1466.10 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

Taglio resistente (Ø8/20.5):

$$V_{Rd} = 2173.73 \text{ kN/m} > V_{Ed,max}$$

- Armatura superiore- **13Ø16**

#### 10.4 Verifica dei cedimenti

I cedimenti delle fondazioni sono state valutate agli SLE in corrispondenza del binario sud, che presenta sollecitazioni di ordine più gravose, omettendo il contributo della soletta di posa a favore di sicurezza. Per il calcolo dei cedimenti sotto la fondazione è necessario conoscere le tensioni indotte nel sottosuolo per applicazione del carico. Si fa riferimento al semispazio elastico, omogeneo e isotropo, con cui è possibile definire, in ogni punto del sottosuolo e per lo schema di carico assegnato, il valore delle tensioni indotte.

Ricavati ad ogni profondità  $z$  il corrispondente valore di  $\Delta\sigma_x$ ,  $\Delta\sigma_y$ ,  $\Delta\sigma_z$ , si ricava il corrispondente valore di  $\varepsilon_z$  attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_z = (\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y))/E$$

Si riportano le azioni massime di progetto nelle combinazioni SLE, come previsto al 6.4.2.2 dell'NTC18 (aggiornare riferimento), riferite rispetto al baricentro della fondazione.

Le sollecitazioni di progetto, calcolate nel punto 9.1.1 delle presenti relazioni sono riportate nella seguente tabella:

Reazioni							
Nodo	Cond. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
<b>376</b>	<b>SLE</b>	<b>0.61</b>	<b>-22.25</b>	<b>220.58</b>	<b>110.88</b>	<b>3.21</b>	<b>-1.15</b>

Nota: Al carico verticale, considerato per la verifica, si aggiunge il peso proprio del rinterro, della fondazione stessa, e del magrone. Nello specifico si ha:

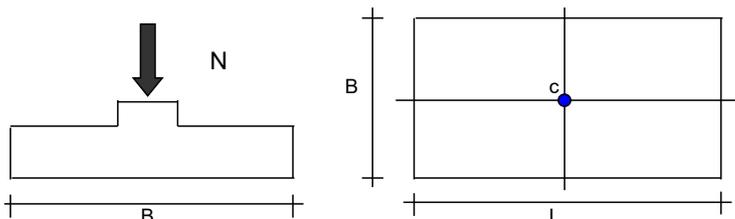
$$PP = B \times L \times H_{\text{fond.}} \cdot \rho_c + B \times L \times H_{\text{rinterro}} \cdot \gamma + (B + 0.2) \times (L + 0.2) \times H_{\text{magrone}} \cdot \rho_c' = 2.5 \times 2.5 \times 1 \times 25 + 2.5 \times 2.5 \times 0.3 \times 19 + 2.7 \times 2.7 \times 0.1 \times 20 = \mathbf{206.46 \text{ kN}}$$

Il carico verticale totale è dunque pari a:

$$N = 220.58 + 206.46 = 427.04 \text{ kN}$$

**CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE**

**LAVORO:**



**Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)**

$$\Delta\sigma_z^i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_x^i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_y^i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum ((\Delta\sigma_z^i - \nu_i(\Delta\sigma_x^i + \Delta\sigma_y^i)) \Delta z_i / E_i)$$

**DATI DI INPUT:**

B = 2.50 (m) (Larghezza della Fondazione)  
L = 2.50 (m) (Lunghezza della Fondazione)  
N = 427 (kN) (Carico Verticale Agente)  
q = 68.33 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B\*L)))  
ns = 4 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	ν	δc <sub>i</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	1	0.60	0.0	0.6	0.6	2000	0.25	1.15
2	2	8.50	0.6	9.1	1.0	5000	0.25	1.73
3	3	4.50	9.1	13.6	1.0	10000	0.25	0.07
4	4	15.00	13.6	28.6	1.0	30000	0.25	0.02
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 2.97 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale di 2.97 cm inferiore a 3 cm risulta compatibile con il funzionamento dell'opera. Non è quindi necessario valutare il decorso del cedimento nel tempo.

## 10.5 Incidenza armature

Fondazione tipo F1					
H <sub>sez</sub> =		1	m		
B <sub>sez</sub> =		2.5	m		
L <sub>sez</sub> =		2.5	m		
Vol. per m di muro		6.25	m <sup>3</sup>		
Peso acciaio		7850	kg/m <sup>3</sup>		
Idennità di legature		0.15			
<b>Ferri di plinto di fondazione (per m di plinto)</b>					
	φ	A	n° barre	peso	
	mm	m <sup>2</sup>	-	kg/m	
Armatura superiore, dir. Principale	16	0.000201	13	51.296	
Armatura inferiore, dir. Principale	20	0.000314	13	80.150	
Armatura superiore, dir. Secondaria	16	0.000201	13	20.518	
Armatura inferiore, dir. Secondaria	20	0.000314	13	32.060	
Staffe a taglio	8	5.03E-05	26	37.754	
Incidenza plinto di fond.	<b>60.81</b>	<b>kg/m<sup>3</sup></b>			