

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**

**FV02 – STAZIONE DI CURNO
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 2 0 0 0 0 4 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	17
9	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	20
9.1	RISULTATI	20

9.1.1	Plinti di fondazione F1	20
9.1.2	Plinti di fondazione F2	24
9.2	VERIFICA AL CARICO LIMITE	28
9.2.1	Plinto di fondazione F1	31
9.2.2	Plinto di fondazione F2	42
9.3	VERIFICA A RIBALTAMENTO	53
9.3.1	Plinto di fondazione F1	53
9.3.2	Plinto di fondazione F2	56
9.4	VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO	59
9.4.1	Plinto di fondazione F1	62
9.4.2	Plinto di fondazione F2	68
9.5	VERIFICA DEI CEDIMENTI	74
9.5.1	Plinto di fondazione F1	74
9.5.2	Plinto di fondazione F2	76
9.6	INCIDENZA ARMATURE	78

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLFV0200004	REV. A	FOGLIO 4 di 79

1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del Raddoppio ponte S.Pietro – Bergamo – Montello, Appalto 2: Progetto ponte S.Pietro/Raddoppio della linea da Curno a Bergamo. Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento alle fondazioni delle pensiline previste in corrispondenza della fermata "Curno".

La descrizione degli interventi che segue è da leggersi congiuntamente all'analisi degli elaborati di progetto a cui si fa riferimento implicito.

La presente relazione si riferisce alle opere civili previste per la realizzazione della fermata ferroviaria "Curno".

Le opere strutturali previste possono differenziarsi in base alla loro tipologia come:

- Pensilina metallica disposta a protezione di una parte della banchina lato binario sud per una lunghezza complessiva di 65 metri circa.
- Pensilina metallica disposta a protezione di una parte della banchina lato binario nord per una lunghezza complessiva di 65 metri circa.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

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

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLFV0200004	REV. A	FOGLIO 5 di 79

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

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200004	A	7 di 79

- *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 stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.*



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

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200004	A	8 di 79

3.2 Elaborati di riferimento

Titolo	scala																					
Pensiline – Relazione di calcolo della pensilina ferroviaria	-	N	B	1	R	0	2	D	4	4	C	L	F	V	0	2	0	0	0	0	1	A
Pensiline – Relazione di calcolo delle fondazioni	-	N	B	1	R	0	2	D	2	6	C	L	F	V	0	2	0	0	0	0	1	A
Pensiline – Pianta delle fondazioni	1:100	N	B	1	R	0	2	D	2	6	P	A	F	V	0	2	0	0	0	0	1	A
Pensiline – Pianta piano terra	1:100	N	B	1	R	0	2	D	4	4	P	A	F	V	0	2	0	0	0	0	6	A
Pensiline – Pianta copertura	1:100	N	B	1	R	0	2	D	4	4	P	A	F	V	0	2	0	0	0	0	7	A
Pensiline – Carpenteria metallica – copertura	1:50	N	B	1	R	0	2	D	4	4	P	B	F	V	0	2	0	0	0	0	1	A
Pensiline – Carpenteria metallica – sezioni	1:50	N	B	1	R	0	2	D	4	4	P	B	F	V	0	2	0	0	0	0	2	A
Pensiline – Carpenteria fondazioni	1:50	N	B	1	R	0	2	D	2	6	P	B	F	V	0	2	0	0	0	0	3	A
Pensiline – Dettagli	-	N	B	1	R	0	2	D	4	4	P	Z	F	V	0	2	0	0	0	0	2	A

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)	≥ 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 ³
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 $6\text{mm} \leq \varnothing \leq 40\text{ mm}$

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: PNBGF1008. La falda si ipotizza ad una profondità media di 20 metri da p.c.

Strato	Profondità media	Profondità media	Descrizione	
	Da [m da p.c.]	A [m da p.c.]		
Ug2	0	3	S(L), L(S)	Sabbia limosa e limo sabbioso
Ug1	3	25	S(G), S,G	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug3	25	30	A(S), A,S	Argilla sabbiosa e argilla con sabbia

Strato	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					
	γ_n	K_0	φ'	c'	c_u	G_0	E_0	E_{op1}	E_{op2}	ν'	k_v (*)
	[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]
Ug2	19.5	0.56	26	0	30	32	80	8	12	0.25	1.00E-06
Ug1	20	0.38	35	0	-	120 - 160	300 - 400	30 - 40	40 - 60	0.25	1.00E-06
Ug3	19	0.60	24	0	50 - 100	60 - 80	150 - 200	15 - 20	22 - 30	0.25	1.00E-10

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°41'26"N

9°36'37"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:

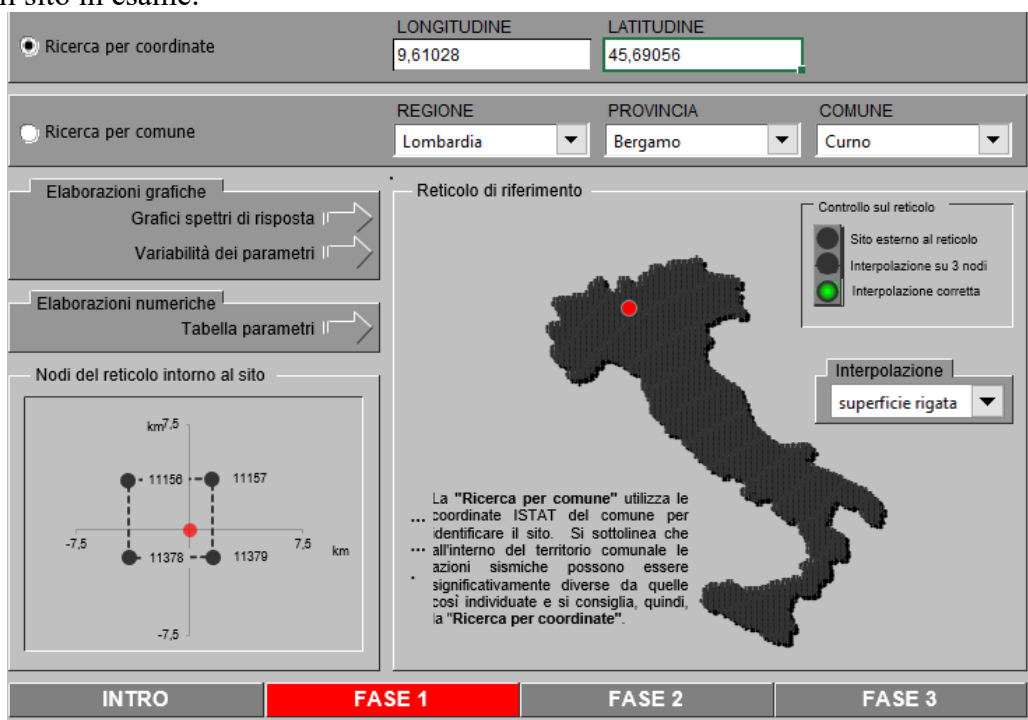
$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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:



LONGITUDINE: 9,61028 LATITUDINE: 45,69056

REGIONE: Lombardia PROVINCIA: Bergamo COMUNE: Curno

Elaborazioni grafiche:
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Controllo sul reticolo:
Sito esterno al reticolo
Interpolazione su 3 nodi
Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,034	2,479	0,209
SLD	75	0,044	2,463	0,229
SLV	712	0,119	2,442	0,275
SLC	1462	0,154	2,477	0,282

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 B e una classe Topografica T1.

7 DESCRIZIONE DELL'OPERA

7.1 Generalità

Le opere di fondazione da realizzare alla base dei pilastri in corrispondenza alle assi strutturali 1-4 e 10-12, consistono in plinti in cls armato monolitico del tipo **F1**, ed hanno dimensioni pari a 260x220x60cm, disposti. Le opere di fondazione del tipo **F2** sono situate in corrispondenza delle assi strutturali 5 – 9 ed hanno dimensioni pari a 240x220x60cm. Entrambe le tipologie di fondazioni sono state calcolate nella presente relazione. Il piano di posa è pari a -1.35m dal piano banchina. I plinti di fondazione sono collegati tramite un cordolo in calcestruzzo armato, di dimensioni pari a 60x80cm. 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.

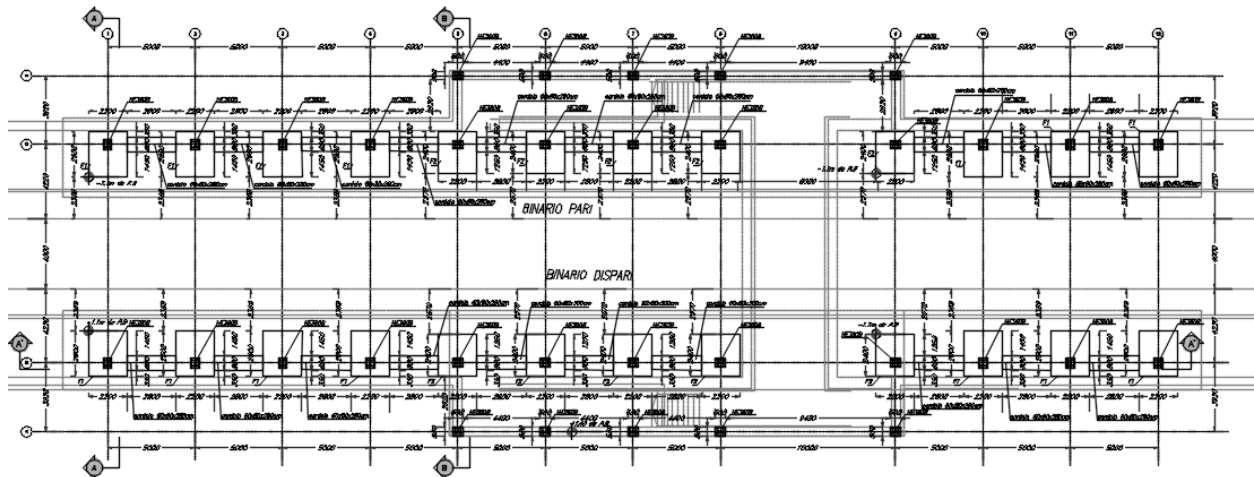
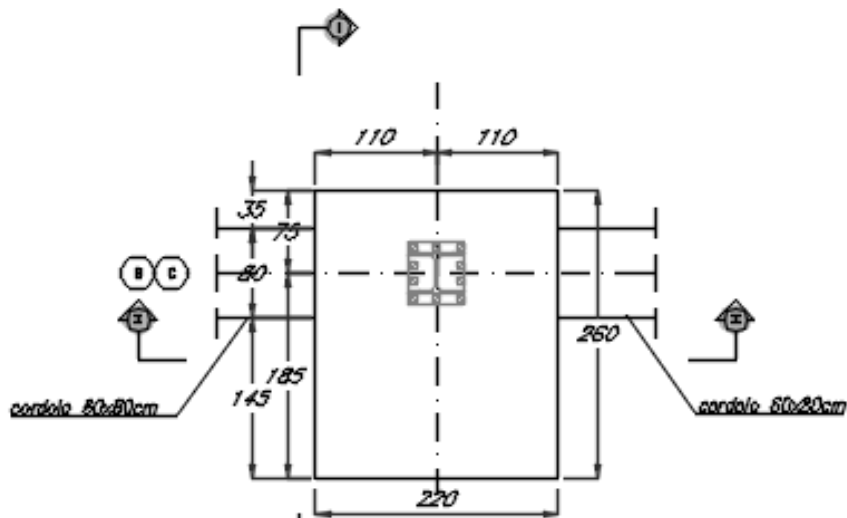


Figura 2 – Inquadratura planimetrica

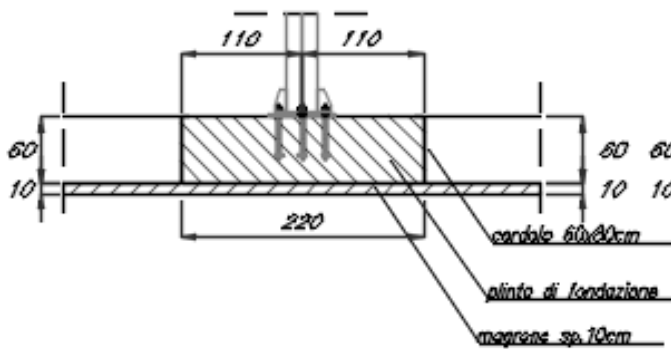
FONDAZIONE TIPO F1
VISTA IN PIANTA

scala 1:50



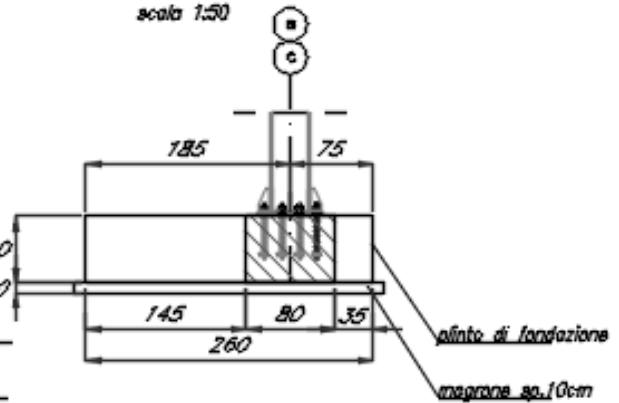
SEZIONE H-H

scala 1:50



SEZIONE I-I

scala 1:50



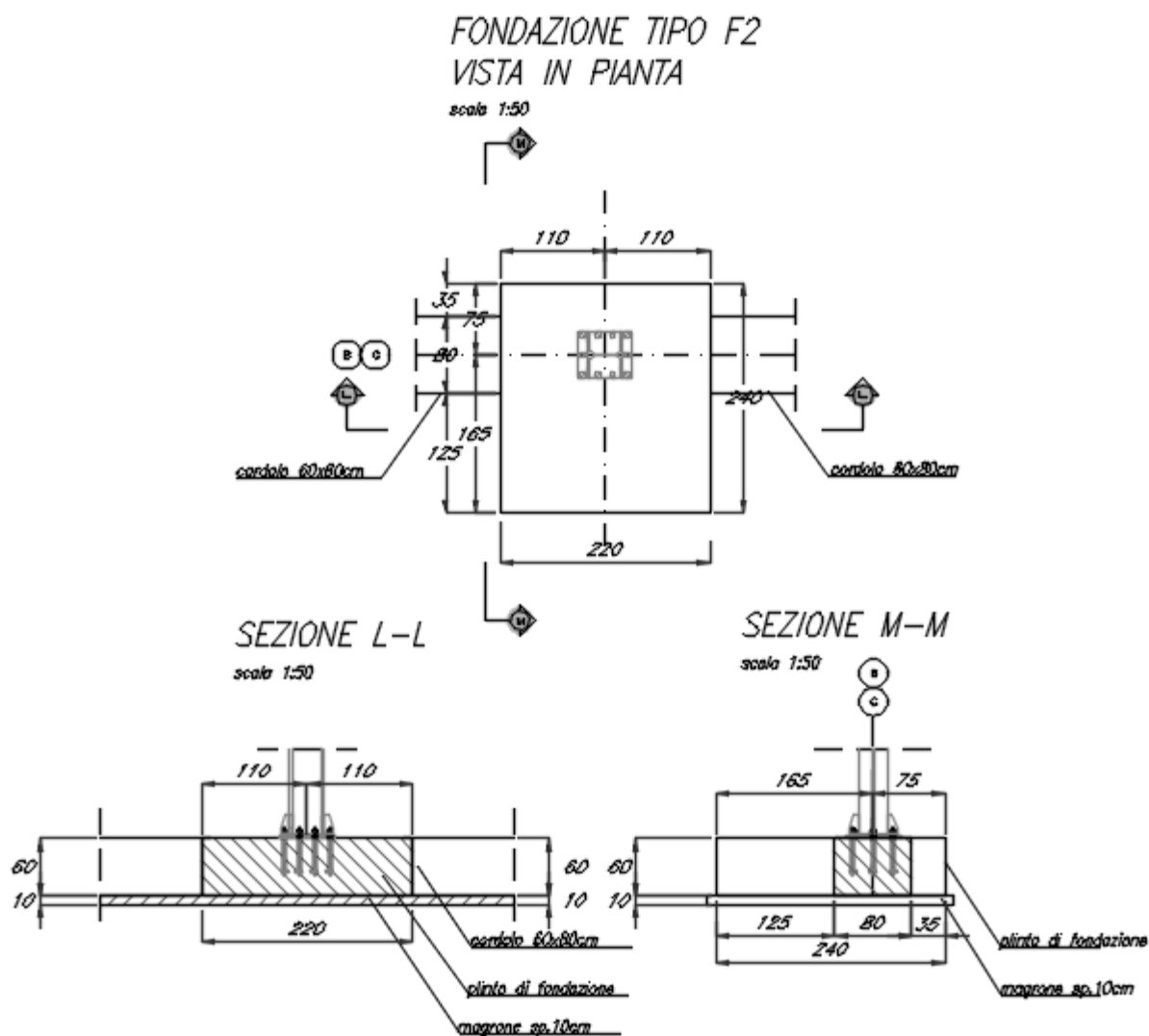


Figura 3 – F1 e F2 – pianta e sezioni

7.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze \Rightarrow m, mm
- per i carichi \Rightarrow kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo \Rightarrow kN, kNm
- per le tensioni \Rightarrow 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.

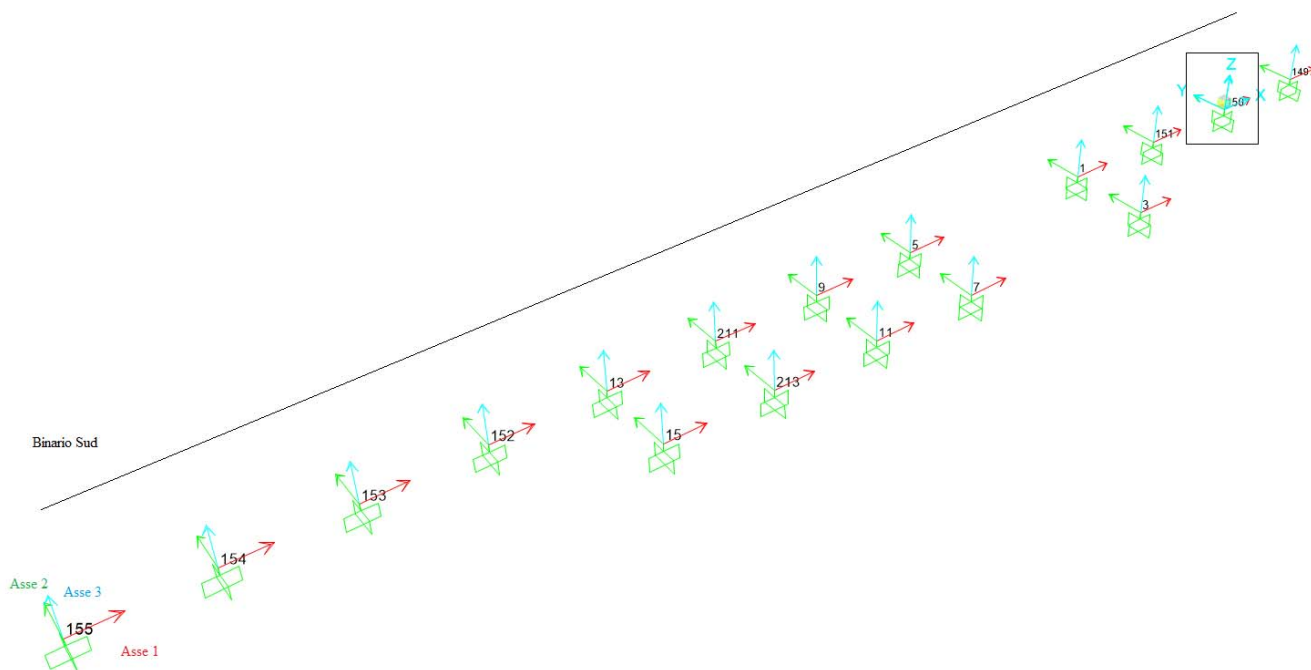
8.2 Tipo di analisi svolta

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 17/01/2018.

Le reazioni nei vincoli strutturali, ottenute dal modello di calcolo della pensilina, sono state usate per il dimensionamento delle fondazioni.

Nelle figure seguenti si riporta la numerazione dei nodi vincolati:



	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLFV0200004	REV. A

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 ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ 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 Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	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

⁽¹⁾ 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.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_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	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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 ≤ 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 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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_G

Nello specifico si ha:

Gruppo	Tipo	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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	-	-	-

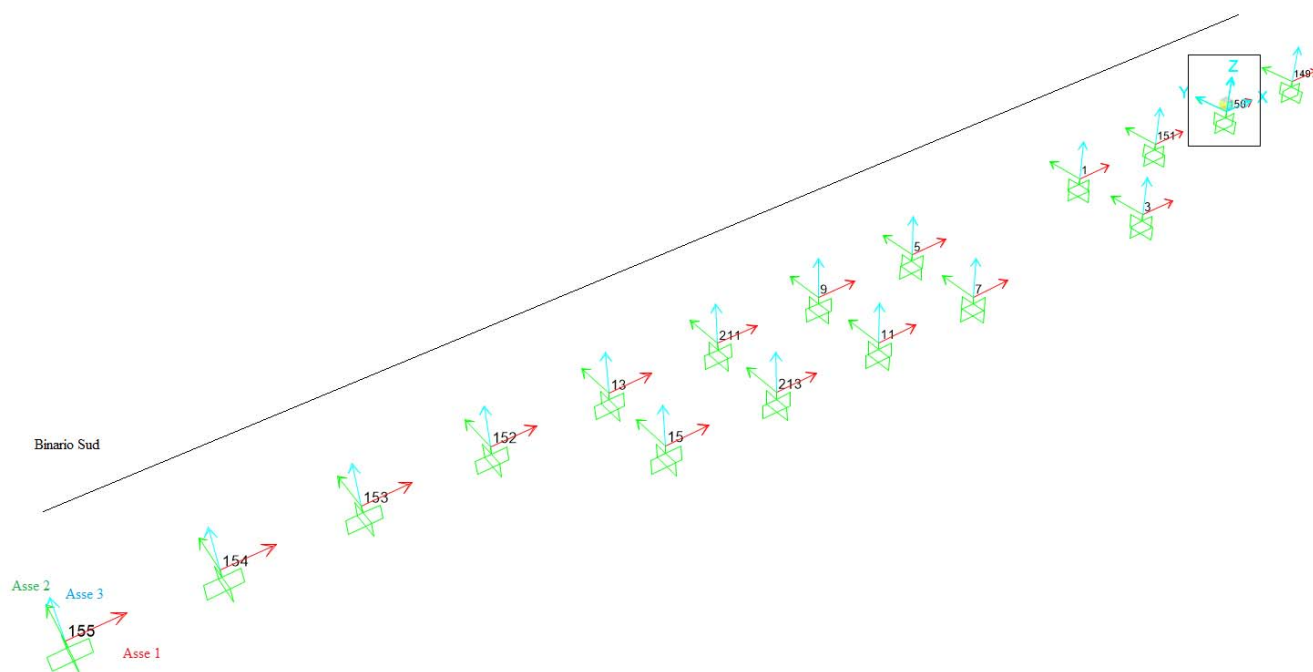
* Nel caso in cui si ha una condizione di sottovento si è ipotizzato un coefficiente di sicurezza del carico NON-STRUTT pari ad 0.8 anziché 0, ipotizzando che l'assenza della superficie riduca il carico di sottovento a valori trascurabili.

9 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

9.1 Risultati

9.1.1 Plinti di fondazione F1

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.



Per quanto riguarda le sollecitazioni di progetto agli SLU ed EQU, risulta governante il nodo **Nº 150**. Segue un tabella riassuntiva delle reazioni dale condizioni di carico nel nodo maggiormente sollecitato.

Reazioni							
Nodo	Cond. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
150	VENTO	0.00	-7.53	22.11	47.08	0.00	0.00
150	NEVE	0.00	-1.06	24.78	18.55	0.00	0.00
150	COPERTURA	0.00	-1.04	24.18	18.23	0.00	0.00
150	PESO PROPRIO	0.00	-0.44	20.48	10.67	0.00	0.00
150	CARICHI VARIABILI	0.00	-0.43	10.06	7.53	0.00	0.00
150	TEMPERATURA	0.00	-0.01	-2.01	0.09	0.00	0.00
150	C.AERO-MENSOLA-C2	-0.62	0.00	0.00	0.00	-1.38	0.02
150	Nte	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150	V1te	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150	V2te	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150	Rottura_catenaria	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150	C.AERO-MENSOLA-C1	0.05	5.63	-9.86	-30.12	0.12	0.00
150	C.AERO-MENSOLA-DX	-0.62	1.14	-7.21	-5.47	-1.49	0.00
150	C.AERO-MENSOLA-SX	0.00	-5.48	9.73	29.57	0.00	0.00
150	SLU	0.00	-20.81	124.52	161.31	0.00	0.00
150	SLE	0.00	-13.93	85.75	108.96	0.00	0.00
150	EQU	0.00	-20.64	116.33	157.04	0.00	0.00

Dalla tabella si possono desumere le combinazioni governanti.

Per le verifiche agli SLU:

$$M_{1max} = 1.3 \times PP + 1.5 \times Copertura + 0.5 \times 1.5 \times Neve + 1.5 \times Vento + 0.8 \times 1.5 \times C.Aerodin_SX + 0.6 \times 1.5 \times Temp$$

Per le verifiche EQU:

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

Per le verifiche agli SLE:

$$M_{1max} = 1.0 \times PP + 1.0 \times Copertura + 0.5 \times 1.0 \times Neve + 1.0 \times Vento + 0.8 \times 1.0 \times C.Aerodin_SX + 0.6 \times 1.0 \times Temp$$

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

Per quanto riguarda le sollecitazioni di progetto agli SLV, risulta governante la combinazione SLV_9 nel nodo № 152. Segue un tabella riassuntiva delle reazioni dalle condizioni di carico del nodo maggiormente sollecitato.

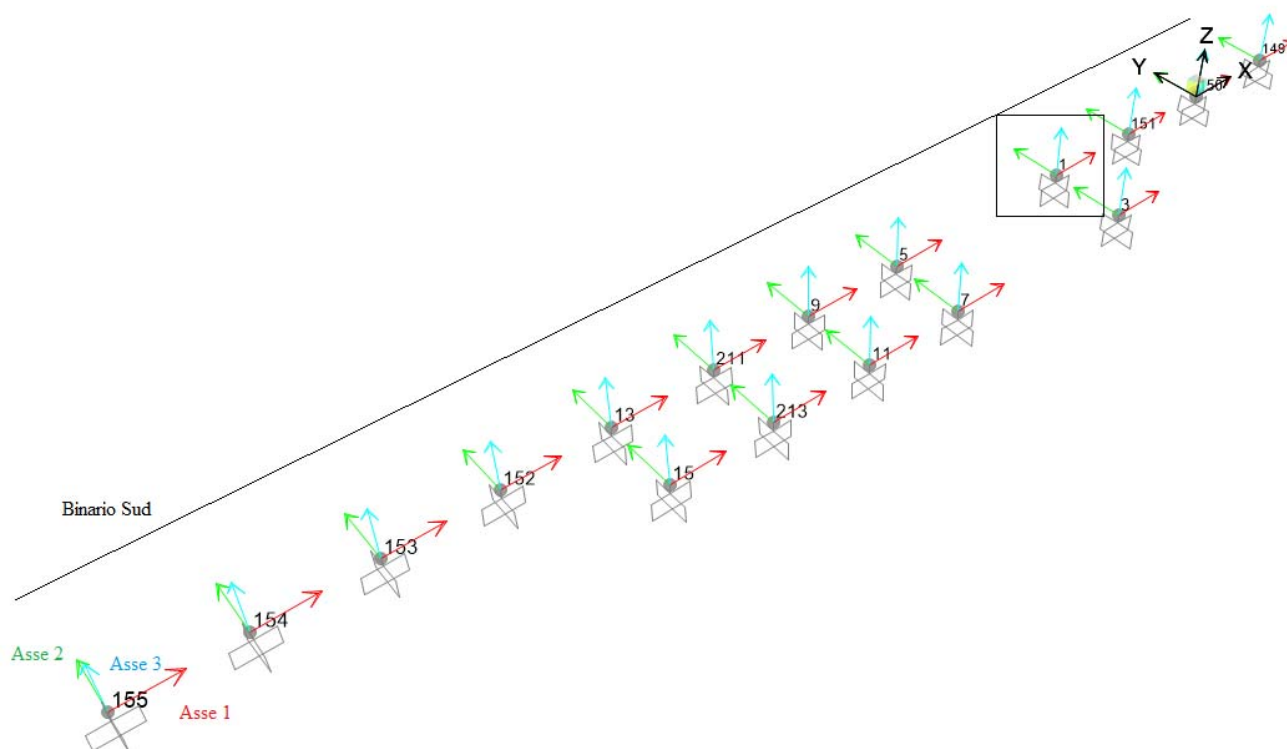
Reazioni							
Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
152	SLV_9	5.25	17.68	64.03	129.53	14.96	0.02
152	SLV_10	5.25	17.68	64.03	129.53	14.96	0.02
152	SLV_11	5.25	17.68	64.03	129.53	14.96	0.02
152	SLV_12	5.25	17.68	64.03	129.53	14.96	0.02
152	SLV_13	5.25	17.68	64.03	129.53	14.96	0.02
152	SLV_14	5.25	17.68	64.03	129.53	14.96	0.02
152	SLV_15	5.25	17.68	64.03	129.53	14.96	0.02
152	SLV_16	5.25	17.68	64.03	129.53	14.96	0.02
152	SLV_1	15.05	13.90	70.84	105.33	44.92	0.04
152	SLV_2	15.05	13.90	70.84	105.33	44.92	0.04
152	SLV_3	15.05	13.90	70.84	105.33	44.92	0.04
152	SLV_4	15.05	13.90	70.84	105.33	44.92	0.04
152	SLV_5	15.05	13.90	70.84	105.33	44.92	0.04
152	SLV_6	15.05	13.90	70.84	105.33	44.92	0.04
152	SLV_7	15.05	13.90	70.84	105.33	44.92	0.04
152	SLV_8	15.05	13.90	70.84	105.33	44.92	0.04
152	SLV_17	5.15	8.01	62.10	69.86	14.66	0.01
152	SLV_18	5.15	8.01	62.10	69.86	14.66	0.01
152	SLV_19	5.15	8.01	62.10	69.86	14.66	0.01
152	SLV_20	5.15	8.01	62.10	69.86	14.66	0.01
152	SLV_21	5.15	8.01	62.10	69.86	14.66	0.01
152	SLV_22	5.15	8.01	62.10	69.86	14.66	0.01
152	SLV_23	5.15	8.01	62.10	69.86	14.66	0.01
152	SLV_24	5.15	8.01	62.10	69.86	14.66	0.01
152	SLV_17	-3.45	-6.58	52.41	-18.96	-11.58	-0.01
152	SLV_18	-3.45	-6.58	52.41	-18.96	-11.58	-0.01
152	SLV_19	-3.45	-6.58	52.41	-18.96	-11.58	-0.01
152	SLV_20	-3.45	-6.58	52.41	-18.96	-11.58	-0.01
152	SLV_21	-3.45	-6.58	52.41	-18.96	-11.58	-0.01
152	SLV_22	-3.45	-6.58	52.41	-18.96	-11.58	-0.01
152	SLV_23	-3.45	-6.58	52.41	-18.96	-11.58	-0.01

Nodo	Cond. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
152	SLV_24	-3.45	-6.58	52.41	-18.96	-11.58	-0.01
152	SLV_1	-13.35	-12.47	43.67	-54.43	-41.84	-0.04
152	SLV_2	-13.35	-12.47	43.67	-54.43	-41.84	-0.04
152	SLV_3	-13.35	-12.47	43.67	-54.43	-41.84	-0.04
152	SLV_4	-13.35	-12.47	43.67	-54.43	-41.84	-0.04
152	SLV_5	-13.35	-12.47	43.67	-54.43	-41.84	-0.04
152	SLV_6	-13.35	-12.47	43.67	-54.43	-41.84	-0.04
152	SLV_7	-13.35	-12.47	43.67	-54.43	-41.84	-0.04
152	SLV_8	-13.35	-12.47	43.67	-54.43	-41.84	-0.04
152	SLV_9	-3.55	-16.25	50.48	-78.63	-11.88	-0.02
152	SLV_10	-3.55	-16.25	50.48	-78.63	-11.88	-0.02
152	SLV_11	-3.55	-16.25	50.48	-78.63	-11.88	-0.02
152	SLV_12	-3.55	-16.25	50.48	-78.63	-11.88	-0.02
152	SLV_13	-3.55	-16.25	50.48	-78.63	-11.88	-0.02
152	SLV_14	-3.55	-16.25	50.48	-78.63	-11.88	-0.02
152	SLV_15	-3.55	-16.25	50.48	-78.63	-11.88	-0.02
152	SLV_16	-3.55	-16.25	50.48	-78.63	-11.88	-0.02

9.1.2 Plinti di fondazione F2

Nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati governanti le verifiche, ottenuti dal calcolo strutturale, per i plinti del tipo **F2**, 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.



Per quanto riguarda le sollecitazioni di progetto agli SLU ed EQU, risulta governante il nodo **Nº 1**. Segue un tabella riassuntiva delle reazioni dale condizioni di carico nel nodo maggiormente sollecitato.

Reazioni							
Nodo	Cond. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	VENTO	0.32	-5.76	47.01	24.79	1.72	0.00
1	NEVE	-0.01	0.00	52.71	-0.02	-0.07	0.00
1	COPERTURA	-0.01	0.00	51.38	-0.02	-0.07	0.00
1	PESO PROPRIO	-0.01	0.00	38.72	-0.01	-0.04	0.00
1	CARICHI VARIABILI	-0.01	0.00	21.39	-0.01	-0.03	0.00
1	TEMPERATURA	-7.05	-0.23	0.01	1.23	-37.71	0.00
1	C.AERO-MENSOLA-C2	-0.33	1.65	-6.94	-3.97	-1.76	0.00
1	Nte	0.00	0.00	8.51	0.00	0.00	0.00
1	V1te	1.41	-4.84	-12.58	25.90	7.56	-0.02
1	V2te	-0.49	0.12	0.57	-0.63	-2.64	0.00
1	Rottura_catenaria	-4.93	1.18	-0.02	-6.29	-26.40	0.01
1	C.AERO-MENSOLA-C1	-0.25	4.48	-18.77	-19.11	-1.33	0.00
1	C.AERO-MENSOLA-DX	-0.10	0.41	-1.48	-2.19	-0.54	0.00
1	C.AERO-MENSOLA-SX	0.25	-4.48	18.77	19.11	1.33	0.00
1	SLU	-5.60	-14.21	259.98	61.15	-29.96	-0.01
1	SLE	-3.73	-9.47	178.48	40.77	-19.98	-0.01
1	EQU	-5.60	-14.21	244.49	61.16	-29.94	-0.01

Dalla tabella si possono desumere le combinazioni governanti.

Per le verifiche agli SLU:

$$M_{1max} = 1.3 \times PP + 1.5 \times Copertura + 0.5 \times 1.5 \times Neve + 1.5 \times Vento + 0.8 \times 1.5 \times C.Aerodin_SX + 0.6 \times 1.5 \times Temp$$

Per le verifiche EQU:

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

Per le verifiche agli SLE:

$$M_{1max} = 1.0 \times PP + 1.0 \times Copertura + 0.5 \times 1.0 \times Neve + 1.0 \times Vento + 0.8 \times 1.0 \times C.Aerodin_SX + 0.6 \times 1.0 \times Temp$$

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

Per quanto riguarda le sollecitazioni di progetto agli SLV, risulta governante la combinazione SLV_9 nel nodo № 1. Segue un tabella riassuntiva delle reazioni dalle condizioni di carico del nodo maggiormente sollecitato.

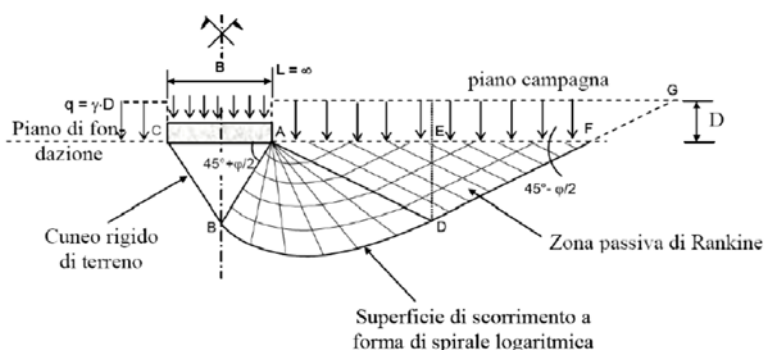
Reazioni							
Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLV_9	-9.99	-13.17	89.87	-70.53	-53.44	-0.06
1	SLV_10	-9.99	-13.17	89.87	-70.53	-53.44	-0.06
1	SLV_11	-9.99	-13.17	89.87	-70.53	-53.44	-0.06
1	SLV_12	-9.99	-13.17	89.87	-70.53	-53.44	-0.06
1	SLV_13	-9.99	-13.17	89.87	-70.53	-53.44	-0.06
1	SLV_14	-9.99	-13.17	89.87	-70.53	-53.44	-0.06
1	SLV_15	-9.99	-13.17	89.87	-70.53	-53.44	-0.06
1	SLV_16	-9.99	-13.17	89.87	-70.53	-53.44	-0.06
1	SLV_1	-17.13	-5.72	89.85	-30.66	-91.63	-0.03
1	SLV_2	-17.13	-5.72	89.85	-30.66	-91.63	-0.03
1	SLV_3	-17.13	-5.72	89.85	-30.66	-91.63	-0.03
1	SLV_4	-17.13	-5.72	89.85	-30.66	-91.63	-0.03
1	SLV_5	-17.13	-5.72	89.85	-30.66	-91.63	-0.03
1	SLV_6	-17.13	-5.72	89.85	-30.66	-91.63	-0.03
1	SLV_7	-17.13	-5.72	89.85	-30.66	-91.63	-0.03
1	SLV_8	-17.13	-5.72	89.85	-30.66	-91.63	-0.03
1	SLV_17	-6.27	-4.36	89.43	-23.38	-33.55	-0.02
1	SLV_18	-6.27	-4.36	89.43	-23.38	-33.55	-0.02
1	SLV_19	-6.27	-4.36	89.43	-23.38	-33.55	-0.02
1	SLV_20	-6.27	-4.36	89.43	-23.38	-33.55	-0.02
1	SLV_21	-6.27	-4.36	89.43	-23.38	-33.55	-0.02
1	SLV_22	-6.27	-4.36	89.43	-23.38	-33.55	-0.02
1	SLV_23	-6.27	-4.36	89.43	-23.38	-33.55	-0.02
1	SLV_24	-6.27	-4.36	89.43	-23.38	-33.55	-0.02
1	SLV_17	6.23	4.37	90.77	23.31	33.34	0.02
1	SLV_18	6.23	4.37	90.77	23.31	33.34	0.02
1	SLV_19	6.23	4.37	90.77	23.31	33.34	0.02
1	SLV_20	6.23	4.37	90.77	23.31	33.34	0.02
1	SLV_21	6.23	4.37	90.77	23.31	33.34	0.02
1	SLV_22	6.23	4.37	90.77	23.31	33.34	0.02
1	SLV_23	6.23	4.37	90.77	23.31	33.34	0.02

Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLV_24	6.23	4.37	90.77	23.31	33.34	0.02
1	SLV_1	17.09	5.73	90.36	30.59	91.43	0.04
1	SLV_2	17.09	5.73	90.36	30.59	91.43	0.04
1	SLV_3	17.09	5.73	90.36	30.59	91.43	0.04
1	SLV_4	17.09	5.73	90.36	30.59	91.43	0.04
1	SLV_5	17.09	5.73	90.36	30.59	91.43	0.04
1	SLV_6	17.09	5.73	90.36	30.59	91.43	0.04
1	SLV_7	17.09	5.73	90.36	30.59	91.43	0.04
1	SLV_8	17.09	5.73	90.36	30.59	91.43	0.04
1	SLV_9	9.95	13.18	90.34	70.46	53.23	0.07
1	SLV_10	9.95	13.18	90.34	70.46	53.23	0.07
1	SLV_11	9.95	13.18	90.34	70.46	53.23	0.07
1	SLV_12	9.95	13.18	90.34	70.46	53.23	0.07
1	SLV_13	9.95	13.18	90.34	70.46	53.23	0.07
1	SLV_14	9.95	13.18	90.34	70.46	53.23	0.07
1	SLV_15	9.95	13.18	90.34	70.46	53.23	0.07
1	SLV_16	9.95	13.18	90.34	70.46	53.23	0.07

VERIFICHE

9.2 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:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

[2]

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma della fondazione; [3]

Fattori di forma (Vesic, 1975)

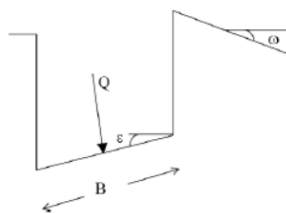
Forma della fondazione	s_c	s_q	s_γ
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

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	-	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \vartheta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	ϑ 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: $L_{y,eq} = B - 2 e_B$ e $L_{x,eq} = L - 2 e_L$, 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]

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

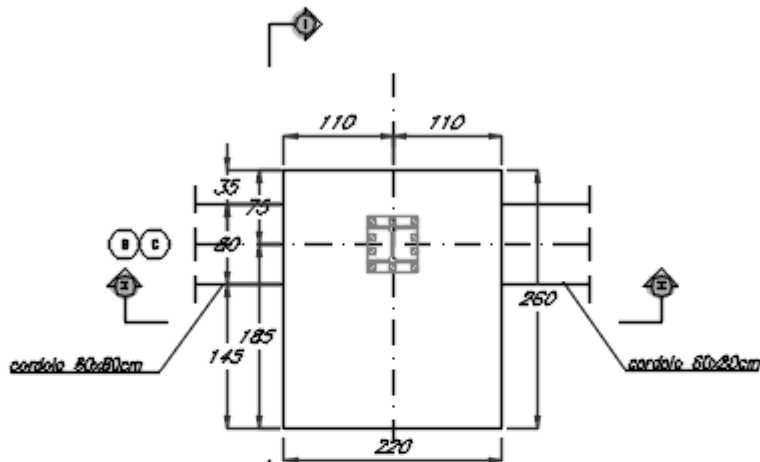
9.2.1 Plinto di fondazione F1

Reazioni							
Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
152	SLV_9	5.25	17.68	64.03	129.53	14.96	0.02
152	SLV_9	-3.55	-16.25	50.48	-78.63	-11.88	-0.02

Nel caso in cui l'eccentricità del montante, rispetto al baricentro della fondazione ha un effetto sfavorevole (combinazioni per cui valore di M1 è negativo), il valore del momento flettente è stato incrementato. Nel caso opposto, il momento flettente di progetto non è stato ridotto, a favore di sicurezza.

FONDAZIONE TIPO F1 VISTA IN PIANTA

scala 1:50

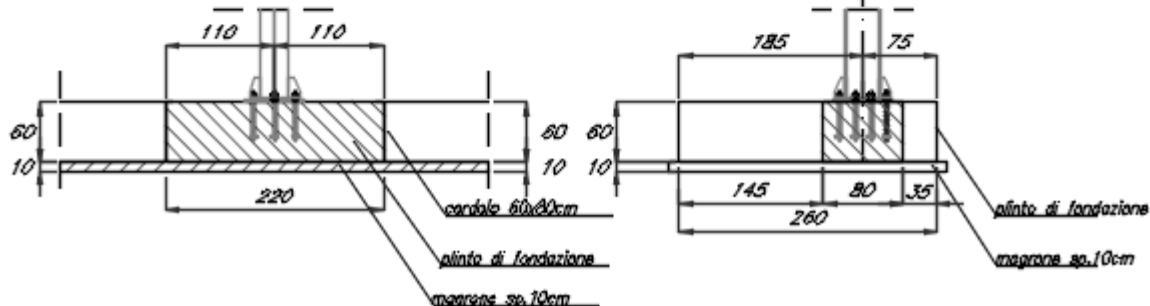


SEZIONE H-H

scala 1:50

SEZIONE I-I

scala 1:50



9.2.1.1 Momento flettente massimo

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:

$$PP = B \times L \times H_{\text{fond.}} \cdot \rho_c + B \times L \times H_{\text{rinterro.}} \cdot \gamma + (B + 0.2) \times (L + 0.2) \times H_{\text{magrone.}} \cdot \rho_c' = 2.6 \times 2.2 \times 0.6 \times 25 + 2.6 \times 2.2 \times 0.75 \times 19.5 + 2.8 \times 2.4 \times 0.1 \times 20 = \mathbf{182.89 \text{ kN}}$$

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

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

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 ($B^* = B - 2^*e_B$)

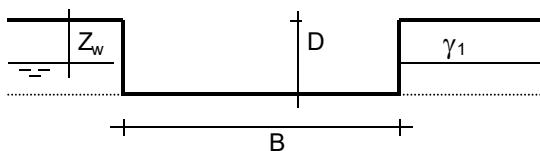
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

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

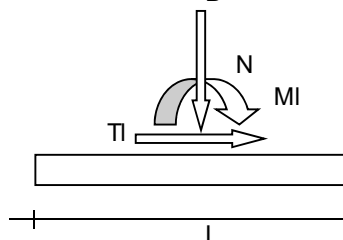
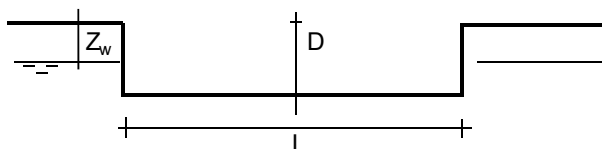
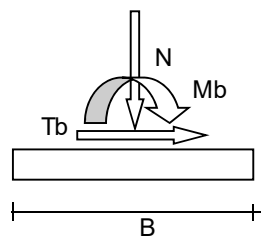
coefficienti parziali

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

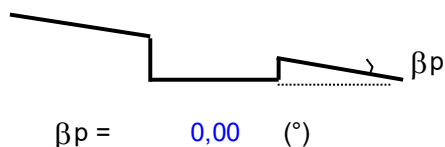
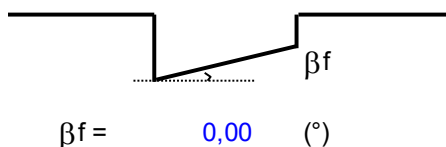
valori suggeriti dall'EC7



γ, c', φ'



B = 2,60 (m)
L = 2,20 (m)
D = 1,35 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo	PP F+Magr Valori SAP2000	
	permanenti	temporanee			
N [kN]	246,93		246,93	182,895	64,03
Mb [kNm]	129,53		129,53		129,53
MI [kNm]	14,96		14,96		14,96
Tb [kN]	17,68		17,68		17,68
TI [kN]	5,25		5,25		5,25
H [kN]			18,44		

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19,50$ (kN/mc)
 $\gamma = 19,50$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 26,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 26,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 20,00$ (m)

$e_B = 0,52$ (m)
 $e_L = 0,06$ (m)

$B^* = 1,55$ (m)
 $L^* = 2,08$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 26,33$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19,50$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 11,85$$

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

$$N_c = 22,25$$

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

$$N_\gamma = 12,54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,40$$

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

$$s_q = 1,36$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * B / L$$

$$s_\gamma = 0,70$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,57 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 73,46 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,43 \quad m = 1,56 \quad (-)$$

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

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

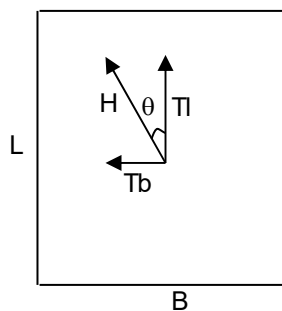
$$i_q = 0,89$$

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

$$i_c = 0,88$$

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

$$i_\gamma = 0,82$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,27$$

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

$$d_c = 1,29$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 587,06 \quad (\text{kN/m}^2) \quad R3 \quad 2,30$$
$$q_{rd} = 255 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 76,59 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 7,66 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 18,44 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 120,43 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 6,53 \quad \text{OK}$$

9.2.1.2 Momento flettente minimo

Il valore del momento flettente è stato incrementato, tenendo conto dell'eccentricità dal baricentro del montante a quello della fondazione, nel modo seguente:

$$M_b = M_1 + F_3 \cdot e = 78.63 + 50.48 \times 0.55 = 106.39 \text{ kN.m}$$

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:

$$PP = B \times L \times H_{\text{fond.}} \cdot \rho_c + B \times L \times H_{\text{rinterro}} \cdot \gamma + (B + 0.2) \times (L + 0.2) \times H_{\text{magrone}} \cdot \rho_c' = 2.6 \times 2.2 \times 0.6 \times 25 + 2.6 \times 2.2 \times 0.75 \times 19.5 + 2.8 \times 2.4 \times 0.1 \times 20 = \mathbf{182.89 \text{ kN}}$$

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

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

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 ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

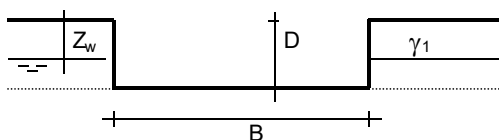
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

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

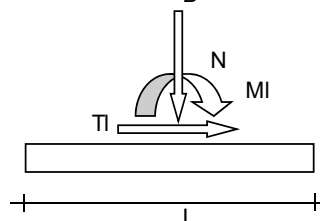
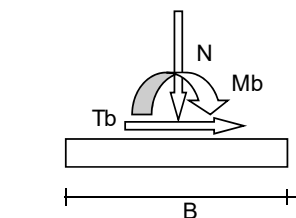
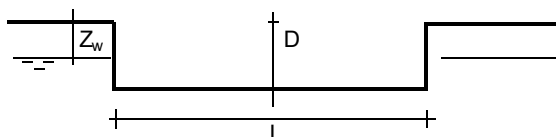
coefficienti parziali

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

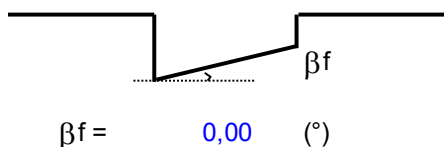
valori suggeriti dall'EC7



γ, c', φ'



B = 2,60 (m)
L = 2,20 (m)
D = 1,35 (m)
e = 0,55 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo	PP F+Magr Valori SAP2000	
	permanenti	temporanee			
N [kN]	233,38		233,38	182,895	50,48
Mb [kNm]	106,39		106,39		78,63
MI [kNm]	11,88		11,88		11,88
Tb [kN]	16,25		16,25		16,25
TI [kN]	3,55		3,55		3,55
H [kN]			16,63		

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19,50$ (kN/mc)
 $\gamma = 19,50$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 26,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 26,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 20,00$ (m)

$e_B = 0,46$ (m)
 $e_L = 0,05$ (m)

$B^* = 1,69$ (m)
 $L^* = 2,10$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 26,33$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19,50$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 11,85$$

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

$$N_c = 22,25$$

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

$$N_\gamma = 12,54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,43$$

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

$$s_q = 1,39$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * B / L$$

$$s_\gamma = 0,68$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1,55 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 77,68 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1,45 \quad m = 1,55 \quad (-)$$

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

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

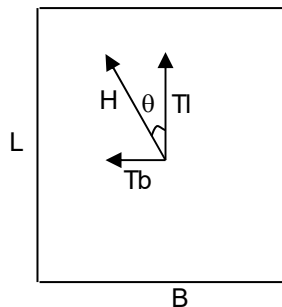
$$i_q = 0,89$$

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

$$i_c = 0,88$$

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

$$i_\gamma = 0,83$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,25$$

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

$$d_c = 1,27$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 598,76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\begin{array}{ll} R3 & 2,30 \\ qrd & 260 \quad (\text{kN/m}^2) \end{array}$$

Pressione massima agente

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

$$q = 65,88 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 9,09 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 16,63 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 113,82 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 6,84 \quad \text{OK}$$

9.2.2 Plinto di fondazione F2

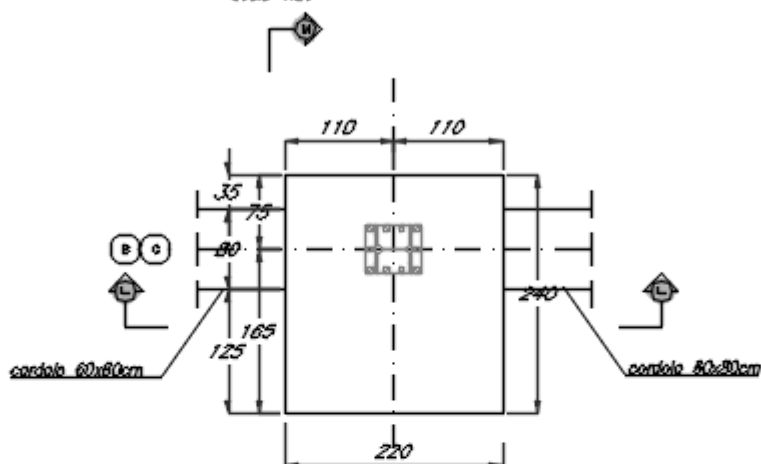
Reazioni							
Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLV_16	9.95	13.18	90.34	70.46	53.23	0.07
1	SLV_9	-9.99	-13.17	89.87	-70.53	-53.44	-0.06

Nel caso in cui l'eccentricità del montante, rispetto al baricentro della fondazione ha un effetto sfavorevole (combinazioni per cui valore di M1 è negativo), il valore del momento flettente è stato incrementato. Nel caso opposto, il momento flettente di progetto non è stato ridotto, a favore di sicurezza.

FONDAZIONE TIPO F2

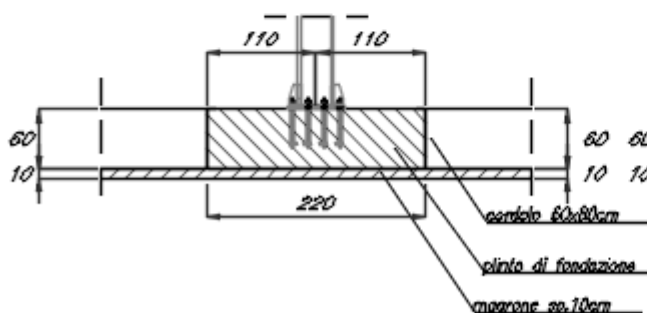
VISTA IN PIANTA

scala 1:50



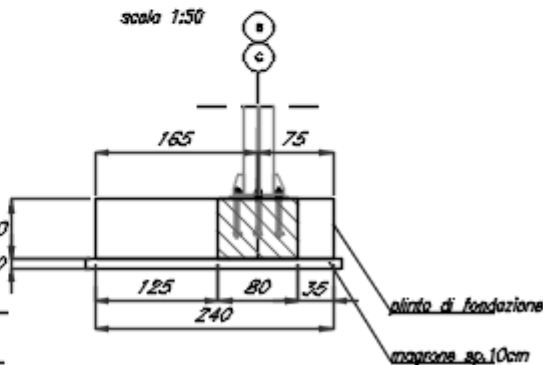
SEZIONE L-L

scala 1:50



SEZIONE M-M

scala 1:50



9.2.2.1 Momento flettente massimo

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:

$$PP = B \times L \times H_{\text{fond.}} \cdot \rho_c + B \times L \times H_{\text{rinterro}} \cdot \gamma + (B + 0.2) \times (L + 0.2) \times H_{\text{magrone}} \cdot \rho_c' = 2.4 \times 2.2 \times 0.6 \times 25 + 2.4 \times 2.2 \times 0.75 \times 19.5 + 2.6 \times 2.4 \times 0.1 \times 20 = \mathbf{168.90 \text{ kN}}$$

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

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

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 ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

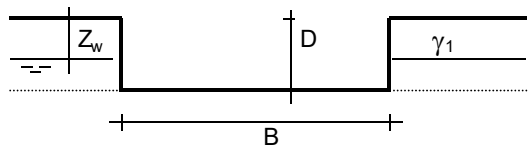
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

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

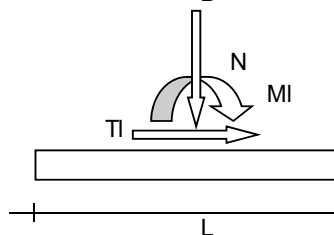
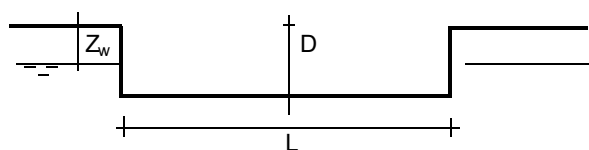
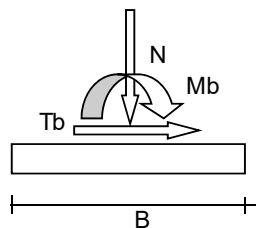
coefficienti parziali

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

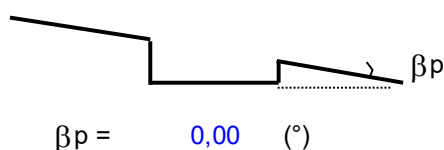
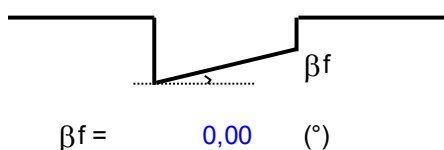
valori suggeriti dall'EC7



γ, c', φ'



B = 2,40 (m)
L = 2,20 (m)
D = 1,35 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo	PP F+Magr Valori SAP2000	
	permanenti	temporanee			
N [kN]	259,33		259,33	168,9	90,43
Mb [kNm]	70,46		70,46		70,46
MI [kNm]	53,23		53,23		53,23
Tb [kN]	13,18		13,18		13,18
TI [kN]	9,95		9,95		9,95
H [kN]			16,51		

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19,50$ (kN/mc)
 $\gamma = 19,50$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 26,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 26,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 20,00$ (m)

$e_B = 0,27$ (m)
 $e_L = 0,21$ (m)

$B^* = 1,86$ (m)
 $L^* = 1,79$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 26,33$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19,50$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 11,85$$

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

$$N_c = 22,25$$

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

$$N_\gamma = 12,54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,55$$

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

$$s_q = 1,51$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * B / L$$

$$s_\gamma = 0,58$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1,49 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 52,95 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1,51 \quad m = 1,50 \quad (-)$$

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

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

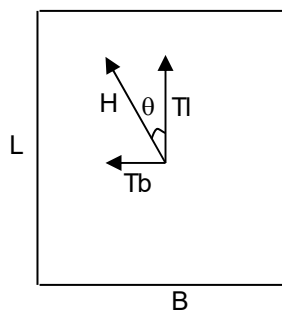
$$i_q = 0,91$$

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

$$i_c = 0,90$$

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

$$i_\gamma = 0,85$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,22$$

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

$$d_c = 1,24$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 633,82 \quad (\text{kN/m}^2) \quad R3 \quad 2,30$$
$$q_{rd} = 276 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 78,06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 8,12 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 16,51 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 126,48 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 7,66 \quad \text{OK}$$

9.2.2.2 Momento flettente minimo

Il valore del momento flettente è stato incrementato, tenendo conto dell'eccentricità dal baricentro del montante a quello della fondazione, nel modo seguente:

$$M_b = M_1 + F_3 \cdot e = 70.53 + 89.87 \times 0.45 = 110.97 \text{ kN.m}$$

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:

$$PP = B \times L \times H_{\text{fond.}} \cdot \rho_c + B \times L \times H_{\text{rinterro}} \cdot \gamma + (B + 0.2) \times (L + 0.2) \times H_{\text{magrone}} \cdot \rho_c' = 2.4 \times 2.2 \times 0.6 \times 25 + 2.4 \times 2.2 \times 0.75 \times 19.5 + 2.6 \times 2.4 \times 0.1 \times 20 = \mathbf{168.90 \text{ kN}}$$

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

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

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 ($B^* = B - 2^*e_B$)

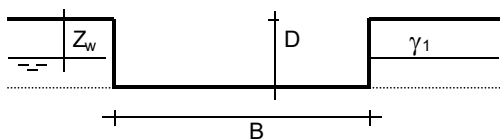
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

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

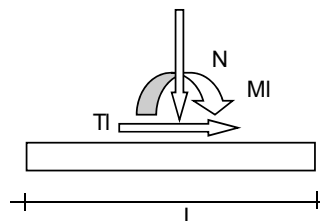
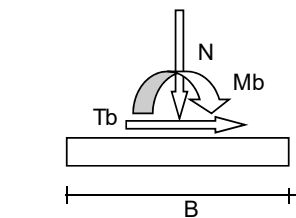
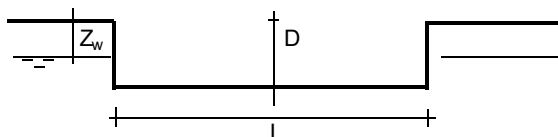
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	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

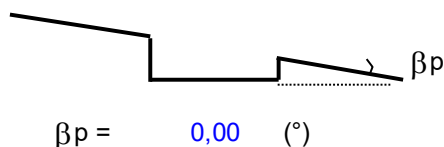
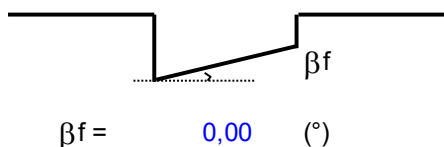
valori suggeriti dall'EC7



γ, c', ϕ'



B = 2,40 (m)
L = 2,20 (m)
D = 1,35 (m)
e = 0,45 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo	PP F+Magr Valori SAP2000	
	permanenti	temporanee			
N [kN]	258,77		258,77	168,9	89,87
Mb [kNm]	110,97		110,97		70,53
MI [kNm]	53,44		53,44		53,44
Tb [kN]	13,17		13,17		13,17
TI [kN]	9,99		9,99		9,99
H [kN]			16,53		

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19,50$ (kN/mc)
 $\gamma = 19,50$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 26,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 26,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 20,00$ (m)

$e_B = 0,43$ (m)
 $e_L = 0,21$ (m)

$B^* = 1,54$ (m)
 $L^* = 1,79$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 26,33$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19,50$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 11,85$$

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

$$N_c = 22,25$$

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

$$N_\gamma = 12,54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,46$$

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

$$s_q = 1,42$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * B / L$$

$$s_\gamma = 0,65$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1,54 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 52,82 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1,46 \quad m = 1,51 \quad (-)$$

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

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

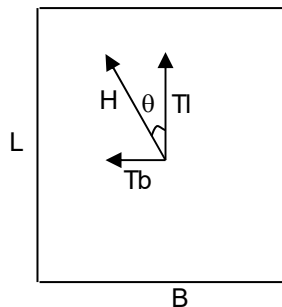
$$i_q = 0,91$$

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

$$i_c = 0,90$$

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

$$i_\gamma = 0,85$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,27$$

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

$$d_c = 1,29$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 614,06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\begin{array}{ll} R3 & 2,30 \\ qrd & 267 \quad (\text{kN/m}^2) \end{array}$$

Pressione massima agente

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

$$q = 93,89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 6,54 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 16,53 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 126,21 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 7,64 \quad \text{OK}$$

9.3 Verifica a ribaltamento

9.3.1 Plinto di fondazione F1

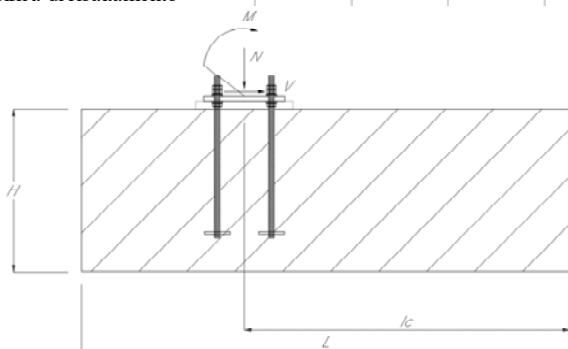
9.3.1.1 Momento flettente massimo

I coefficienti parziali di sicurezza alle SLV sono unitari

Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
152	SLV_9	5.25	17.68	64.03	129.53	14.96	0.02
150	EQU	0.00	-20.64	116.33	157.04	0.00	0.00

- Verifica SLV:

Verifica di ribaltamento

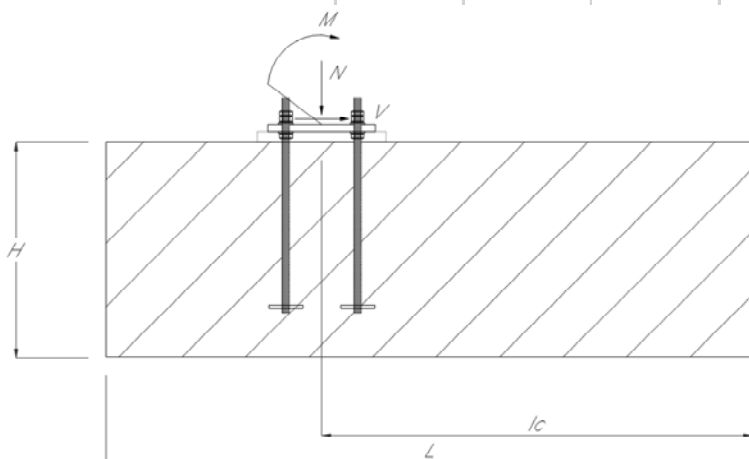


$N_{EQU} =$	64,03	kN			
$V_{EQU} =$	17,68	kN			
$M_{EQU} =$	129,53	kN.m	reazione verticale		
$M_{RIB} =$	$M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$		140,14	kN.m	momento ribaltante di progetto (EQU)
Dimensioni plinto di fondazione					
H =	0,60	m			
B =	2,20	m			
L =	2,60	m			
$l_c =$	1,85	m			
$L - l_c =$	0,75	m			
$\gamma_G =$	1,00	coeff. di sicurezza			
$\rho_c =$	25,00	kN/m^3	peso per unita di volume di cls		
P_A	85,80	kN	peso proprio della fondazione		
$M_{STAB} =$	$N_{EQU} \times (\max(l_c; L - l_c)) + P_A \times B / 2 =$		212,84	kN.m	
La verifica					
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}} =$	$\frac{212,84}{140,14}$	=	1,52	>	1,00

La verifica ha esito positivo

- Verifica EQU:

Verifica di ribaltamento



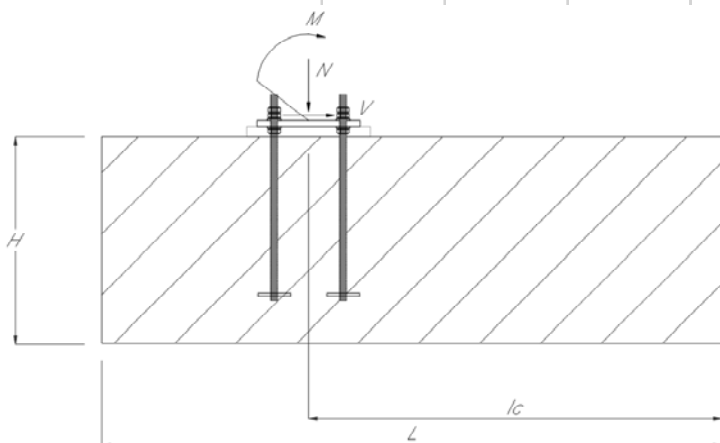
$N_{EQU} =$	116,33	kN				
$V_{EQU} =$	20,64	kN				
$M_{EQU} =$	157,04	kN.m	reazione verticale			
$M_{RIB} =$	$M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$	169,42	kN.m	momento ribaltante di progetto (EQU)		
Dimensioni plinto di fondazione						
$H =$	0,60	m				
$B =$	2,20	m				
$L =$	2,60	m				
$l_c =$	1,85	m				
$L - l_c =$	0,75	m				
$\gamma_G =$	0,90	coeff. di sicurezza (EQU)				
$\rho_c =$	25,00	kN/m^3	peso per unita di volume di cls			
$P_A =$	77,22	kN	peso proprio della fondazione			
$M_{STAB} =$	$N_{EQU} \times (\max(l_c; L - l_c) + P_A \times B / 2 =$	300,15	kN.m			
La verifica						
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}}$	$=$	$\frac{300,15}{169,42}$	$=$	1,77	$>$	1,10

La verifica ha esito positivo

9.3.1.2 Momento flettente minimo

Nodo	Cond. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
152	SLV_9	-3.55	-16.25	50.48	-78.63	-11.88	-0.02

Verifica di ribaltamento



$N_{EQU} =$	50,48	kN				
$V_{EQU} =$	16,25	kN				
$M_{EQU} =$	78,63	kN.m	reazione verticale			
$M_{RIB} =$	$M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$	88,38	kN.m	momento ribaltante di progetto (EQU)		
Dimensioni plinto di fondazione						
$H =$	0,60	m				
$B =$	2,20	m				
$L =$	2,60	m				
$l_c =$	1,85	m				
$L - l_c =$	0,75	m				
$\gamma_G =$	1,00	coeff. di sicurezza				
$\rho_c =$	25,00	kN/m^3	peso per unita di volume di cls			
$P_A =$	85,80	kN	peso proprio della fondazione			
$M_{STAB} =$	$N_{EQU} \times (\min(l_c; L - l_c) + P_A \times B / 2 =$	132,24	kN.m			
La verifica						
M_{STAB}	$=$	$\frac{132,24}{88,38}$	$=$	1,50	\geq	1,00
M_{RIB}						

La verifica ha esito positivo

9.3.2 Plinto di fondazione F2

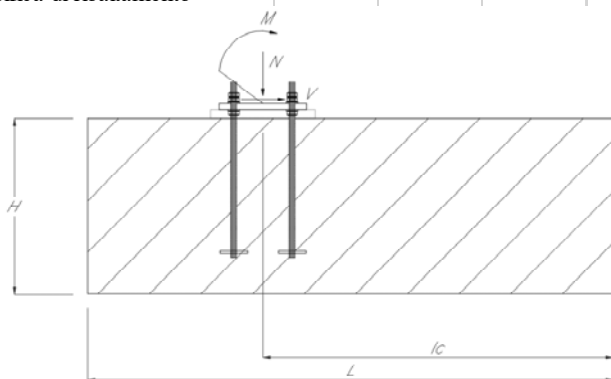
9.3.2.1 Momento flettente massimo

I coefficienti parziali di sicurezza alle SLV sono unitari

Reazioni							
Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLV_16	9.95	13.18	90.34	70.46	53.23	0.07
1	EQU	-5.60	-14.21	244.49	61.16	-29.94	-0.01

- Verifica SLV:

Verifica di ribaltamento

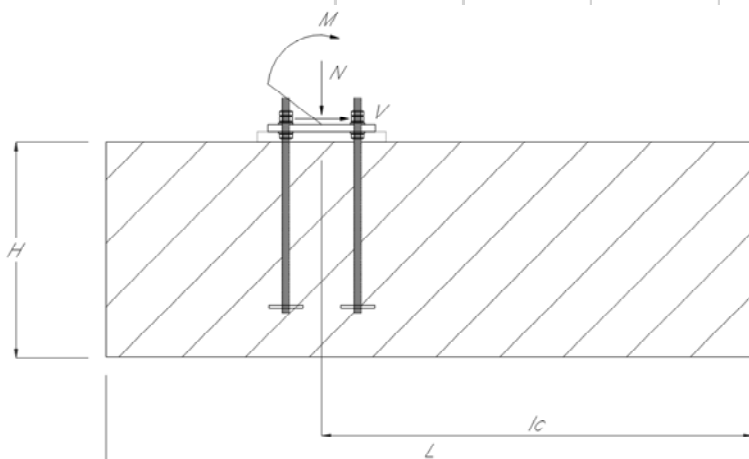


$N_{EQU} =$	90,34	kN			
$V_{EQU} =$	13,18	kN			
$M_{EQU} =$	70,43	kN.m	reazione verticale		
$M_{RIB} =$	$M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$		78,34	kN.m	momento ribaltante di progetto (EQU)
Dimensioni plinto di fondazione					
H =	0,60	m			
B =	2,20	m			
L =	2,40	m			
$l_c =$	1,65	m			
$L - l_c =$	0,75	m			
$\gamma_G =$	1,00	coeff. di sicurezza			
$\rho_c =$	25,00	kN/m ³	peso per unita di volume di cls		
$P_A =$	79,20	kN	peso proprio della fondazione		
$M_{STAB} =$	$N_{EQU} \times (\max(l_c; L - l_c) + P_A \times B / 2 =$		236,18	kN.m	
La verifica					
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}}$	=	$\frac{236,18}{78,34}$	=	3,01	> 1,00

La verifica ha esito positivo.

- Verifica EQU:

Verifica di ribaltamento



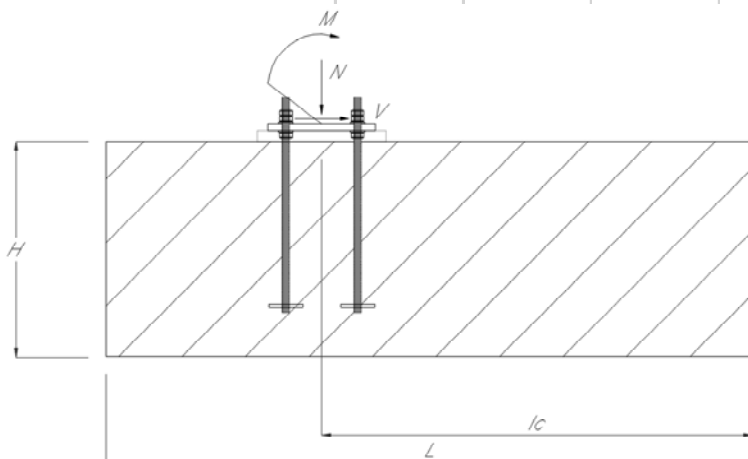
$N_{EQU} =$	244.49	kN				
$V_{EQU} =$	14.21	kN				
$M_{EQU} =$	61.16	kN.m	reazione verticale			
$M_{RIB} =$	$M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$		69.69	kN.m	momento ribaltante di progetto (EQU)	
Dimensioni plinto di fondazione						
H =	0.60	m				
B =	2.20	m				
L =	2.40	m				
$l_c =$	1.65	m				
$L - l_c =$	0.75	m				
$\gamma_G =$	0.90	coeff. di sicurezza (EQU)				
$\rho_c =$	25.00	kN/m^3	peso per unita di volume di cls			
$P_A =$	71.28	kN	peso proprio della fondazione			
$M_{STAB} =$	$N_{EQU} \times (\max(l_c; L - l_c) + P_A \times B / 2 =$		481.82	kN.m		
La verifica						
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}}$	=	$\frac{481.82}{69.69}$	=	6.91	>	1.10

La verifica ha esito positivo.

9.3.2.2 Momento flettente minimo

Reazioni							
Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLV_9	-9.99	-13.17	89.87	-70.53	-53.44	-0.06

Verifica di ribaltamento



$N_{EQU} =$	89.87	kN				
$V_{EQU} =$	13.17	kN				
$M_{EQU} =$	70.53	kN.m	reazione verticale			
$M_{RIB} =$	$M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$	78.43	kN.m	momento ribaltante di progetto (EQU)		
Dimensioni plinto di fondazione						
H =	0.60	m				
B =	2.20	m				
L =	2.40	m				
$l_c =$	1.65	m				
$L - l_c =$	0.75	m				
$\gamma_G =$	1.00	coeff. di sicurezza				
$\rho_c =$	25.00	kN/m ³	peso per unita di volume di cls			
$P_A =$	79.20	kN	peso proprio della fondazione			
$M_{STAB} =$	$N_{EQU} \times (\min(l_c; L - l_c) + P_A \times B / 2 =$	154.52	kN.m			
La verifica						
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}}$	=	$\frac{154.52}{78.43}$	=	1.97	\geq	1.00

La verifica ha esito positivo

9.4 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 ϵ_{c2} / deformazione per la resistenza massima ϵ_{c2}
	Ultimate strain ϵ_{cu} / Deformazione massima ϵ_{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 ϵ_{su} / Deformazione ultima ϵ_{su}
	Mean elastic modulus E_s / Modulo elastico medio E_s
	SLS Charact. - S_s Limit: / Combinazione SLS caratteristica limite σ_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 Momento sollecitante di progetto [kN m] attorno all'asse x con direzione positiva se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y Taglio sollecitante di progetto [kN] / in direzione parallela all'asse Y
T	Design torsional Moment [kN m] / Momento torcente sollecitante di progetto

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) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference Momento flettente sollecitante di progetto [kN m] intorno all'asse X
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive) Azione assiale resistente di progetto della sezione [kN] (+ se di compressione)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference Momento flettente resistente di progetto [kN m] intorno all'asse X
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is ≥ 1.0 Fattore di sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx). Contorllo positivo se tale rapporto ≥ 1.0
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] Momento flettente di servamento [kN m]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section Rapporto tra la posizione dell'asse neutron e l'altezza efficace della sezione
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2] Rapporto tra il momento redistribuito e il momento elastico della trave continua [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2] Area delle armature a trazione [cm ²] (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 Deformazione ultima a compressione
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed) Deformazione nella fibra di calcestruzzo nella posizione ec2/ecu (ec*>0 nel caso di sezione compressa)
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 Ordinata [cm] della barra corrispondente a es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive) Minima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min Ordinata [cm] della barra corrispondente a es min



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

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200004	A	61 di 79

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)
ec	Strain in each vertex Deformazione nei vertici

Vertex N.	Xc	Yc	Sc	ec
Vertice N.	Xc	Yc	Sc	ec

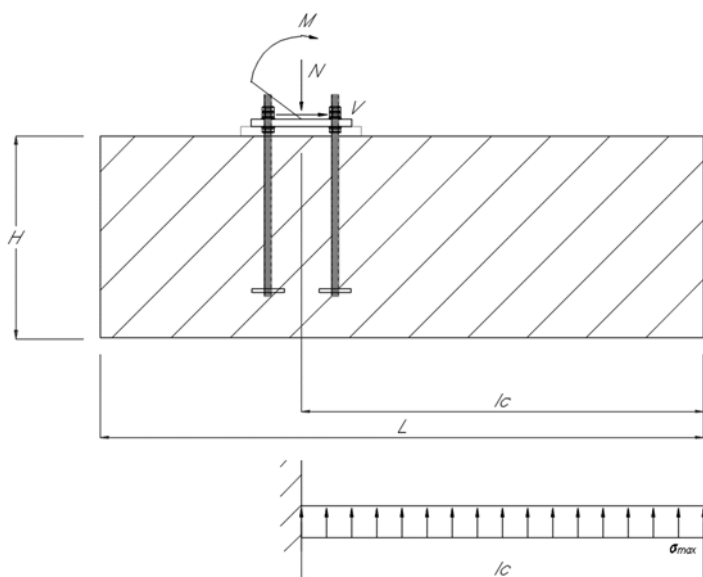
Longitudinal Bars: / Barre longitudinali

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)
es	Strain in each bar Deformazione in ciascuna barra

Bar N.	Xs	Ys	Ss	es
--------	----	----	----	----

9.4.1 Plinto di fondazione F1

Nodo	Cond. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
150	SLU	0.00	-20.81	124.52	161.31	0.00	0.00
150	SLE	0.00	-13.93	85.75	108.96	0.00	0.00



$$L = 2.60 \quad (\text{m})$$

$$l_c = 1.85 \quad (\text{m})$$

$$B = 2.20 \quad (\text{m})$$

$$H = 0.60 \quad (\text{m})$$

$$A = L \cdot B = 5.72 \quad (\text{m}^2)$$

$$P_A = 99.24 \quad (\text{kN}) \quad \text{- peso proprio fondazione e magrone}$$

$$W = L^2 \cdot H / 6 = 2.48 \quad (\text{m}^3)$$

Combinazione di carico Ne

SLU

$$M = 161.3 \quad (\text{kN.m})$$

$$V = 20.81 \quad (\text{kN})$$

$$N = 124.52 \quad (\text{kN})$$

Combinazione di carico Ne

SLE

$$M = 108.96 \quad (\text{kN.m})$$

$$V = 13.93 \quad (\text{kN})$$

$$N = 85.75 \quad (\text{kN})$$

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

$$\sigma_1 = 109.23 \quad (\text{kPa})$$

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

$$\sigma_1 = 79.67 \quad (\text{kPa})$$

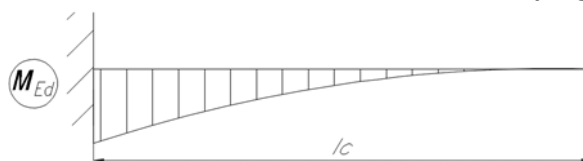
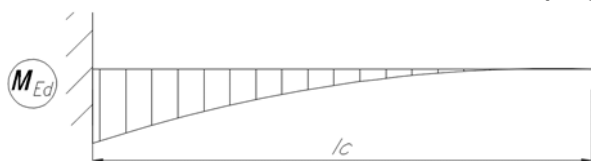
$$\sigma_2 = -30.99 \quad (\text{kPa})$$

$$\sigma_2 = -14.99 \quad (\text{kPa})$$

$$\sigma_{\text{carico limite}} = 76.6 \quad (\text{kPa}) \quad - \text{pressione del terreno risultante dalla verifica a carico limite (SLV_9)}$$

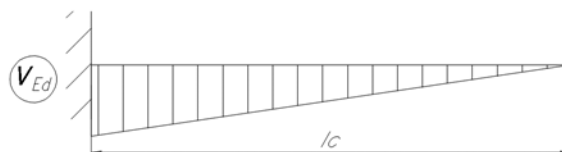
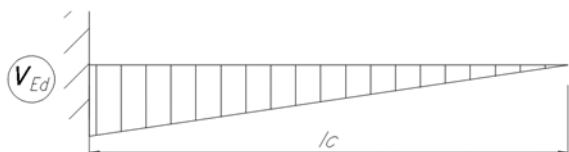
$$\sigma_{\text{max}} = 109.2316 \quad (\text{kPa}) \quad \text{carico di progetto}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 79.67 \quad (\text{kPa}) \quad \text{carico di progetto}$$



$$M_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c^2 / 2 = 411.23 \quad (\text{kN.m})$$

$$M_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c^2 / 2 = 299.95 \quad (\text{kN.m})$$



$$V_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c = 444.57 \quad (\text{kN})$$

$$V_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c = 324.27 \quad (\text{kN})$$

GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: F1.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_PL19033-R 0754D10 - Arch Raddoppio Bergamo Ponte S. Pietro\04 Work\BG-Curno\foundation calculations\RCSECF1.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:	220.0	cm
Depth:	60.0	cm
Bottom bars:	12Ø16	(24.1 cm ²)
Top bars:	12Ø12	(13.6 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	6.4	cm
Top Cover (from centroid of bar):	6.4	cm
Web Cover (from centroid of bar):	6.7	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			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	411.23	444.57	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	299.95

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	5.6	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	17.2	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



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

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200004	A	65 di 79

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 [cm²] (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	411.23	-0.23	507.00	1.233	55.5	470.25	0.083	0.70	24.1 (19.7)

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	-0.01665	60.0	-0.00152	53.6	-0.03850	6.4

SHEAR REINFORCEMENT (FOR THE ENVELOPE OF ALL ASSIGNED COMBINATIONS)

Stirrup diameter: 8 mm
Stirrups spacing (pitch): 18.7 cm < Max distance for code = 18.8 cm
Number of branches of stirrup: 8
Area stirrups/m: 21.5 cm²/m > Area stirr. strictly necessary for shear = 8.8cm²/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 [cm²/m] [eq.(9.5N)EC2]
Ast Area of stirrups/m strictly necessary for shear and torsion [cm²/m]
Crd,c=0.120 Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.2.a)EC2
k=1.611 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	444.57	417.35	3335.92	1088.29	51.7	220.0	2.50	21.4	8.8

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]



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

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE
 RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLFV0200004	A	66 di 79

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 ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] 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	4.51	60.0	0.00	48.6	-250.5	53.6	16.0	3520	24.1	18.8

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 of 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)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr 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	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00144	0	0.500	16 5.6	0.007	0.000751 (0.00075)	587	0.441	416.41

Section name: F1.secEC Comb. n. 1 (U.L.S.)
Edge cover long. bars: 5.6 cm Edge cover stirrups: 4.8 cm

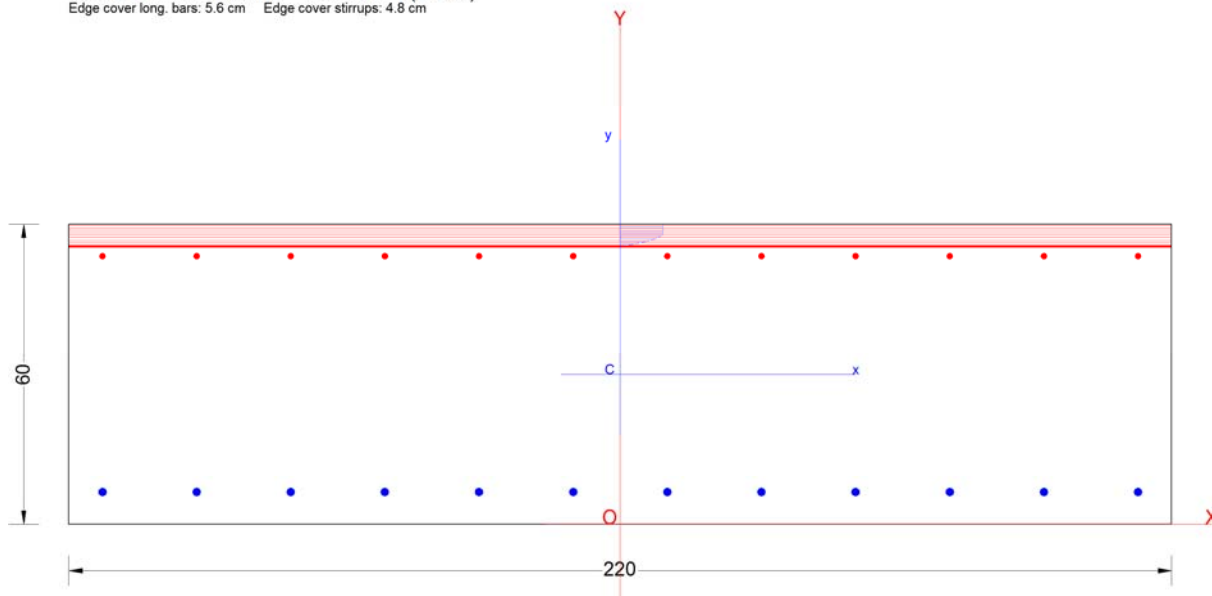


Figura 4: RC-SEC Verifica SLU

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 - **12Ø16**

$$M_{Ed,max} = 411.23 \text{ kN.m};$$

$$V_{Ed,max} = 444.57 \text{ kN}$$

Momento resistente:

$$M_{Rd} = 507.00 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

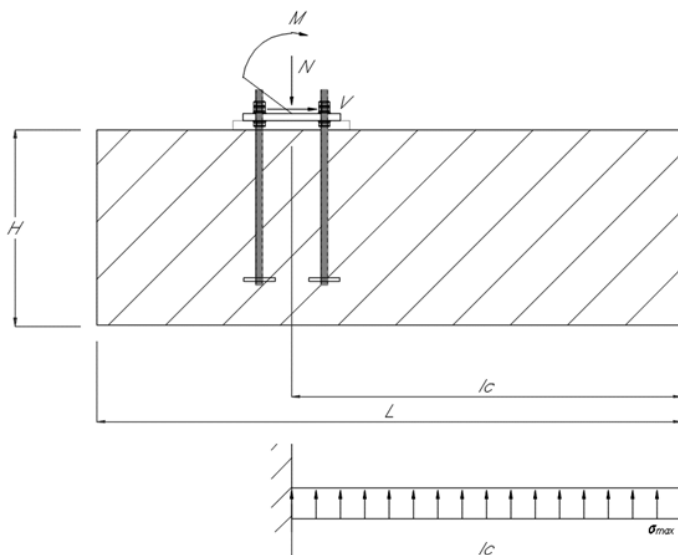
Taglio resistente (Ø8/20.5):

$$V_{Rd} = 1088.29 \text{ kN/m} > V_{Ed,max}$$

- Armatura superiore- **12Ø12**

9.4.2 Plinto di fondazione F2

Reazioni							
Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLU	-5.60	-14.21	259.98	61.15	-29.96	-0.01
1	SLE	-3.73	-9.47	178.48	40.77	-19.98	-0.01



$$L = 2.40 \quad (\text{m})$$

$$l_c = 1.65 \quad (\text{m})$$

$$B = 2.20 \quad (\text{m})$$

$$H = 0.60 \quad (\text{m})$$

$$A = L \cdot B = 5.28 \quad (\text{m}^2)$$

$$P_A = 91.68 \quad (\text{kN}) \quad \text{- peso proprio fondazione e magrone}$$

$$W = L^2 \cdot H / 6 = 2.11 \quad (\text{m}^3)$$

Combinazione di carico №

SLU

$$M = 61.15 \quad (\text{kN.m})$$

$$V = 14.21 \quad (\text{kN})$$

$$N = 259.98 \quad (\text{kN})$$

Combinazione di carico №

SLE

$$M = 40.77 \quad (\text{kN.m})$$

$$V = 9.47 \quad (\text{kN})$$

$$N = 178.48 \quad (\text{kN})$$

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

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

$$\sigma_1 = 99.59 \quad (\text{kPa})$$

$$\sigma_1 = 73.16 \quad (\text{kPa})$$

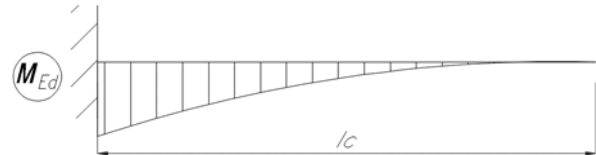
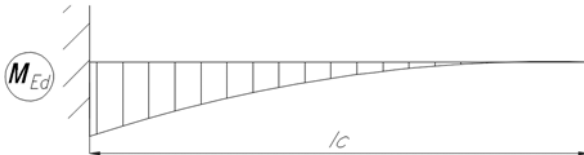
$$\sigma_2 = 33.61 \quad (\text{kPa})$$

$$\sigma_2 = 29.17 \quad (\text{kPa})$$

$\sigma_{\text{carico limite}} = 93.90 \quad (\text{kPa})$ - pressione del terreno risultante dalla verifica a carico limite (SLV_9)

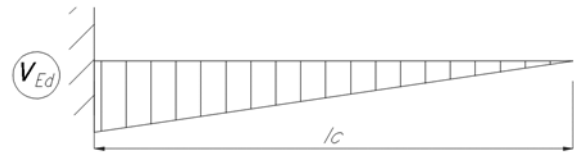
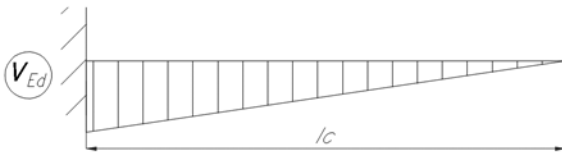
$$\sigma_{\text{max}} = 99.5928 \quad (\text{kPa}) \quad \text{carico di progetto}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 73.16 \quad (\text{kPa}) \quad \text{carico di progetto}$$



$$M_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c^2 / 2 = 298.26 \quad (\text{kN.m})$$

$$M_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c^2 / 2 = 219.10 \quad (\text{kN.m})$$



$$V_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c = 361.52 \quad (\text{kN})$$

$$V_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c = 265.57 \quad (\text{kN})$$

GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: F2.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19033-R 0754D10 - Arch Raddoppio Bergamo Ponte S. Pietro\04 Work\BG-Curno\foundation calculations\RCSECF2.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 ϵ_{cu} : 0.0035
 Compression diagram stress-strain: Parabola-Rectangle
 Mean elastic modulus E_{cm} : 32836.6 MPa
 Mean tensile strength f_{ctm} : 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 f_{yk} : 450.0 MPa
 Tensile strength f_{tk} : 540.0 MPa
 Design yield stress f_{yd} : 391.3 MPa
 Design strength f_{td} : 391.3 MPa
 Design ultimate strain ϵ_{su} : 0.068
 Mean elastic modulus Es: 200000.0 MPa
 SLS Charact. - Ss Limit: 360.00 MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width: 220.0 cm
 Depth: 60.0 cm
 Bottom bars: 12Ø16 (24.1 cm²)
 Top bars: 12Ø12 (13.6 cm²)
 Low Cover (from centroid of bar): 6.4 cm
 Top Cover (from centroid of bar): 6.4 cm
 Web Cover (from centroid of bar): 6.7 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

	N	Mx	Vy	MT
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			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	298.26	361.52	0.00

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

	N	Mx
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	219.10

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 5.6 cm
 Min edge distance between longitudinal bars: 17.2 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 ²] (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	298.26	-0.23	507.00	1.700	55.5	470.25	0.083	0.70	24.1 (19.7)

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	-0.01665	60.0	-0.00152	53.6	-0.03850	6.4

SHEAR REINFORCEMENT (FOR THE ENVELOPE OF ALL ASSIGNED COMBINATIONS)

Stirrup diameter:	8	mm	
Stirrups spacing (pitch):	18.7	cm	< Max distance for code = 18.8 cm
Number of branches of stirrup:	8		
Area stirrups/m:	21.5	cm ² /m	> Area stirr. strictly necessary for shear = 7.1cm ² /m
Shear reiforc.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 ² /m] [eq.(9.5N)EC2]
Ast	Area of stirrups/m strictly necessary for shear and torsion [cm ² /m]
Crd,c=0.120	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.2.a)EC2
k=1.611	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	361.52	417.35	3335.92	1088.29	51.7	220.0	2.50	21.4	7.1

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 ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] 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	3.30	60.0	0.00	48.6	-183.0	53.6	16.0	3520	24.1	18.8

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 of 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
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr 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	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00105	0	0.500	16 5.6	0.007	0.000549 (0.00055)	587	0.322	416.41

Section name: F2.secEC Comb. n. 1 (U.L.S.)
Edge cover long. bars: 5.6 cm Edge cover stirrups: 4.8 cm

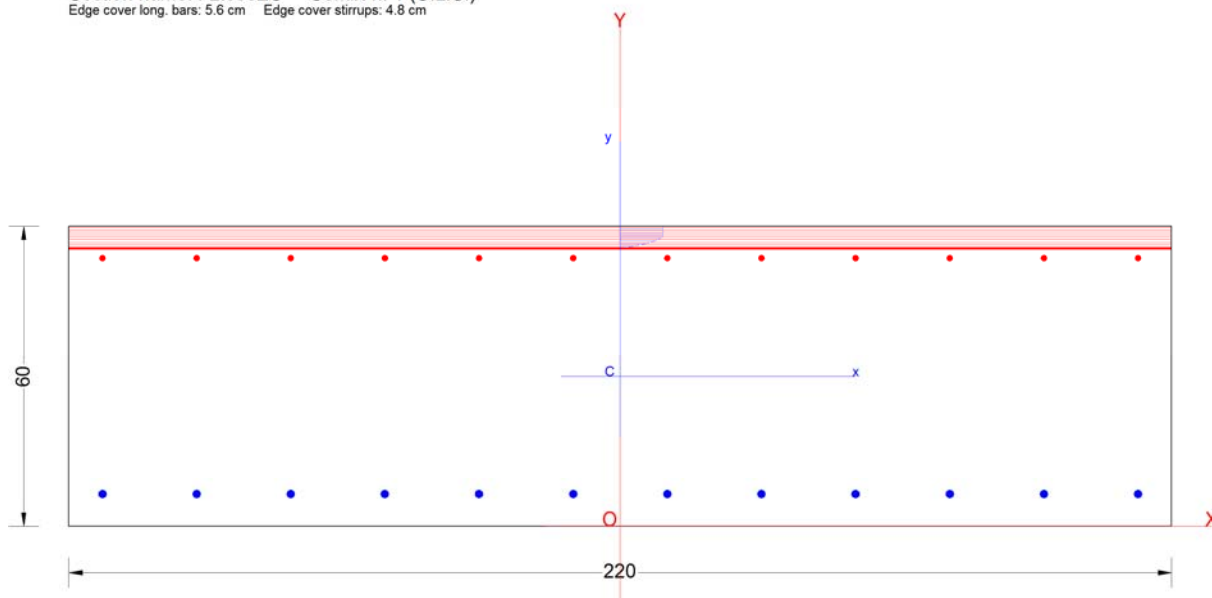


Figura 5: RC-SEC Verifica SLU

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 - **12Ø16**

$$M_{Ed,max} = 298.26 \text{ kN.m};$$

$$V_{Ed} = 219.10 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 507.00 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

Taglio resistente (Ø8/20.5):

$$V_{Rd} = 1088.29 \text{ kN/m} > V_{Ed,max}$$

- Armatura superiore- **12Ø12**

9.5 Verifica dei cedimenti

9.5.1 Plinto di fondazione F1

I cedimenti delle fondazioni sono state valutate agli SLE in corrispondenza del tipo di fondazione F1, che presenta sollecitazioni di ordine più gravose.

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 ε_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
150	SLE	0.00	-13.93	85.75	108.96	0.00	0.00

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:

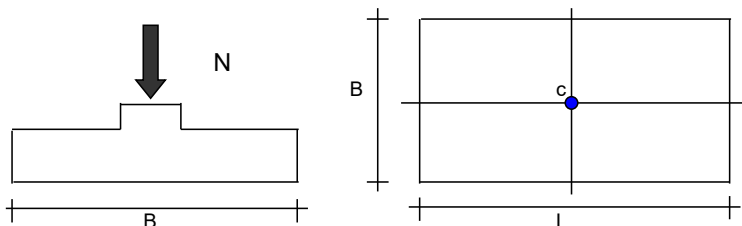
$$PP = B \times L \times H_{\text{fond.}} \cdot \rho_c + B \times L \times H_{\text{rinterro}} \cdot \gamma + (B+0.2) \times (L+0.2) \times H_{\text{magrone}} \cdot \rho_c' = 2.6 \times 2.2 \times 0.6 \times 25 + 2.6 \times 2.2 \times 0.75 \times 19.5 + 2.8 \times 2.4 \times 0.1 \times 20 = \mathbf{182.89 \text{ kN}}$$

Il carico verticale totale è dunque pari a:

$$N = 85.75 + 182.89 = 268.64 \text{ kN}$$

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

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

$$\Delta\sigma_x^i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_y^i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

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

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

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

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


DATI DI INPUT:

- B = 2,60 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 2,20 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 269 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 47,03 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	1	1,55	0,0	1,6	1,0	8000	0,25	0,35
2	2	22,00	1,6	23,6	1,0	30000	0,25	0,21
3	3	5,00	23,6	28,6	1,0	15000	0,25	0,01
-	4	0,00	0,0	0,0	1,0	30000	0,25	-
-			0,0	0,0	1,0			-
-			0,0	0,0	1,0			-

$$\delta_{ctot} = 0,57 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale di 0.57 cm inferiore a 3 cm risulta compatibile con il funzionamento dell'opera. Non è quindi necessario valutare il decorso del cedimento nel tempo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLFV0200004	REV. A

9.5.2 Plinto di fondazione F2

I cedimenti delle fondazioni sono state valutate agli SLE in corrispondenza del tipo di fondazione F2, che presenta sollecitazioni di ordine più gravose.

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 ε_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
1	SLE	-3.73	-9.47	178.48	40.77	-19.98	-0.01

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:

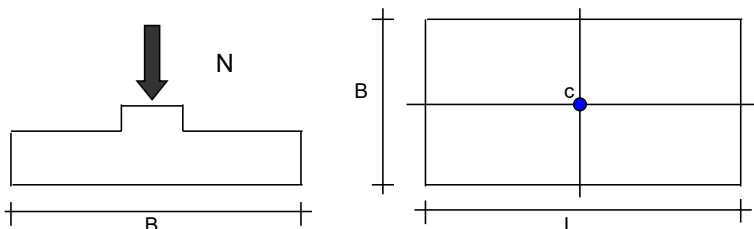
$$PP = B \times L \times H_{fond.} \cdot \rho_c + B \times L \times H_{rinterro} \cdot \gamma + (B+0.2) \times (L+0.2) \times H_{magrone} \cdot \rho_c' = 2.4 \times 2.2 \times 0.6 \times 25 + 2.4 \times 2.2 \times 0.75 \times 19.5 + 2.6 \times 2.4 \times 0.1 \times 20 = \mathbf{168.90 \text{ kN}}$$

Il carico verticale totale è dunque pari a:

$$N = 178.48 + 168.90 = 347.38 \text{ kN}$$

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

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

$$\Delta\sigma_x^i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_y^i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 2,40 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 2,20 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 348 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 65,91 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	1	1,55	0,0	1,6	1,0	8000	0,25	0,50
2	2	22,00	1,6	23,6	1,0	30000	0,25	0,28
3	3	5,00	23,6	28,6	1,0	15000	0,25	0,01
-	4	0,00	0,0	0,0	1,0	30000	0,25	-
-			0,0	0,0	1,0			-
-			0,0	0,0	1,0			-

$$\delta_{ctot} = 0,78 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale di 0.78 cm inferiore a 3 cm risulta compatibile con il funzionamento dell'opera. Non è quindi necessario valutare il decorso del cedimento nel tempo.

9.6 Incidenza armature

Fondazione tipo F1

$H_{sez} =$	0.6	m
$B_{sez} =$	2.2	m
$L_{sez} =$	2.6	m
Vol. per m di muro	3.432	m ³
Peso acciaio	7850	kg/m ³
Idennità di legature	0.15	

Ferri di plinto di fondazione (per m di plinto)

	\emptyset	A	n°	peso
	mm	m ²	barre	kg/m
Armatura superiore, dir. Principale	12	0.000113	12	27.700
Armatura inferiore, dir. Principale	16	0.000201	12	49.244
Armatura superiore, dir. Secondaria	12	0.000113	14	12.429
Armatura inferiore, dir. Secondaria	16	0.000201	14	22.097
Staffe a taglio	8	5.03E-05	24	19.698
Incidenza plinto di fond.	63.95	kg/m³		

Fondazione tipo F2

H _{sez} =	0.6	m
B _{sez} =	2.2	m
L _{sez} =	2.4	m
Vol. per m di muro	3.168	m ³
Peso acciaio	7850	kg/m ³
Idennità di legature	0.15	

Ferri di plinto di fondazione (per m di plinto)

	∅	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m
Armatura superiore, dir. Principale	12	0.000113	12	25.569
Armatura inferiore, dir. Principale	16	0.000201	12	45.456
Armatura superiore, dir. Secondaria	12	0.000113	13	11.542
Armatura inferiore, dir. Secondaria	16	0.000201	13	20.518
Staffe a taglio	8	5.03E-05	24	19.698
Incidenza plinto di fond.	64.57	kg/m³		