

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO

NUOVA VIABILITA' DI ACCESSO AL CANTIERE Pk 1+180

Opere d'arte maggiori: Manufatto di attraversamento t. Ciliegia - armatura

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. G. Guagnozzi	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	C L	N V 0 5 0 6	0 0 2	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	Errevia	11/10/2012	Ing. F. Colla	12/10/2012	E. Pagani	15/10/2012	Ing. E. Ghislandi

n. Elab.:	File: IG51-01-E-CV-CL-NV05-06-002-A00.DOC
-----------	---

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	ig51-01-e-cv-cl-nv05-06-002-a00.doc	Foglio 3 di 35

INDICE

1.	PREMESSE	5
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	7
2.1.	Normativa sismica	7
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
4.	CRITERI GENERALI DI CALCOLO E VERIFICA	10
4.1.	Fasi di calcolo	10
4.2.	Verifica degli elementi in c.a.	10
4.3.	Verifica dell'armatura dei micropali.....	11
4.4.	Verifica di capacità portante dei micropali.....	11
4.5.	Combinazioni di calcolo	11
4.6.	Modello di calcolo	12
5.	PARAMETRI GEOTECNICI.....	14
6.	ANALISI DEI CARICHI.....	15
6.1.	Peso proprio strutturale	15
6.2.	Carichi permanenti non strutturali.....	15
6.3.	Azioni di ritiro trave-soletta	15
6.4.	Azioni della temperatura	15
6.5.	Spinta delle terre.....	15
6.6.	Azioni da traffico veicolare.....	16
6.7.	Frenatura	18
6.8.	Azione sismica	18
6.8.1.	Coefficiente di intensità sismica (C).....	18
6.8.2.	Accelerazione al suolo	18
6.8.3.	Coefficiente di protezione sismica (I).....	18
7.	ANALISI TRAVI DI IMPALCATO.....	19
7.1.	Fase 1	19
7.2.	Fase 2	19
7.3.	Fase 3a	19
7.4.	Fase 3b	22
7.5.	Verifiche strutturali.....	25
7.5.1.	Sezione in campata - trave prefabbricata	25
7.5.2.	Sezione all'appoggio	29
7.6.	Verifiche di deformazione	30
8.	ANALISI MICROPALI DI FONDAZIONE.....	32
8.1.	Fase 3a/3b.....	32
8.2.	Verifiche strutturali	34
8.3.	Verifiche geotecniche	34

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



ig51-01-e-cv-cl-nv05-06-002-a00.doc

Foglio
4 di 35

1. PREMESSE

La seguente relazione di calcolo è relativa all'analisi e al dimensionamento del ponte di scavalco sul torrente Rio Ciliegio previsto nell'ambito degli interventi della nuova viabilità per l'accesso al cantiere operativo al km 1+180.

L'impalcato in oggetto viene realizzato per poter consentire lo scavalco del torrente ai mezzi di cantiere in modo da poter evitare interventi di adeguamento dell'adiacente ponte ad arco storico. Successivamente alla fine dei lavori, il nuovo manufatto sarà demolito e i muri laterali ripristinati, esattamente come è stato rinvenuto lo stato di fatto prima dei lavori.

Il manufatto di scavalco presenta una luce netta interna longitudinale 12.50 m, larghezza trasversale 6.70 m, obliquità con il torrente 48°.

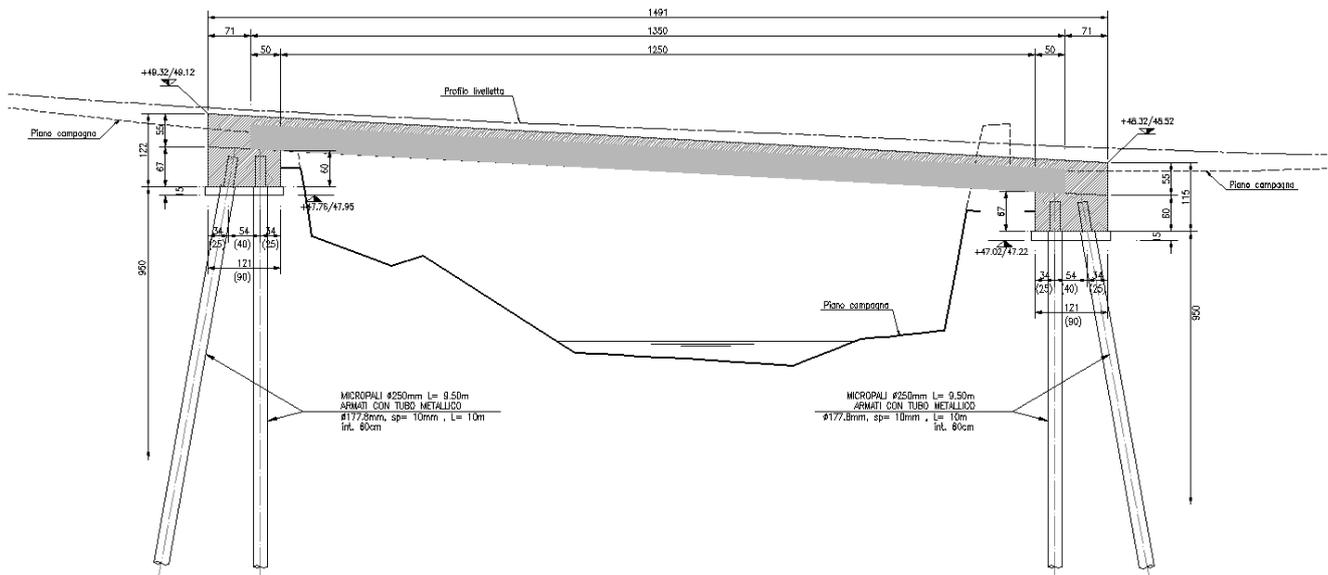
I cordoli di fondazione, posti all'esterno dei muri esistenti che rivestono l'alveo del torrente, hanno sezione rettangolare 0.90x0.60 m e sviluppo obliquo 9.00 m. Le fondazioni sono su gruppo di micropali iniettati a gravità, armati con tubo in acciaio di lunghezza 10 m, disposti su due file spaziate di 0.40 m e a interasse 0.60 m. La fila più esterna è inclinata in verticale di 10°. Le lunghezze dei micropali sono state progettate in modo da avere un adeguato immorsamento nello strato roccioso sottostante.

L'impalcato è costituito da lastre prefabbricate alveolari tipo "spiroll" presollecitate con trefoli e trecce in acciaio armonico, di altezza 40 cm e tra loro accostate ad interasse 1.20 m. Il collegamento trasversale è assicurato da una soletta in c.a. di spessore 15 cm e da traversi di testata annegati nel getto del nodo trave-cordolo.

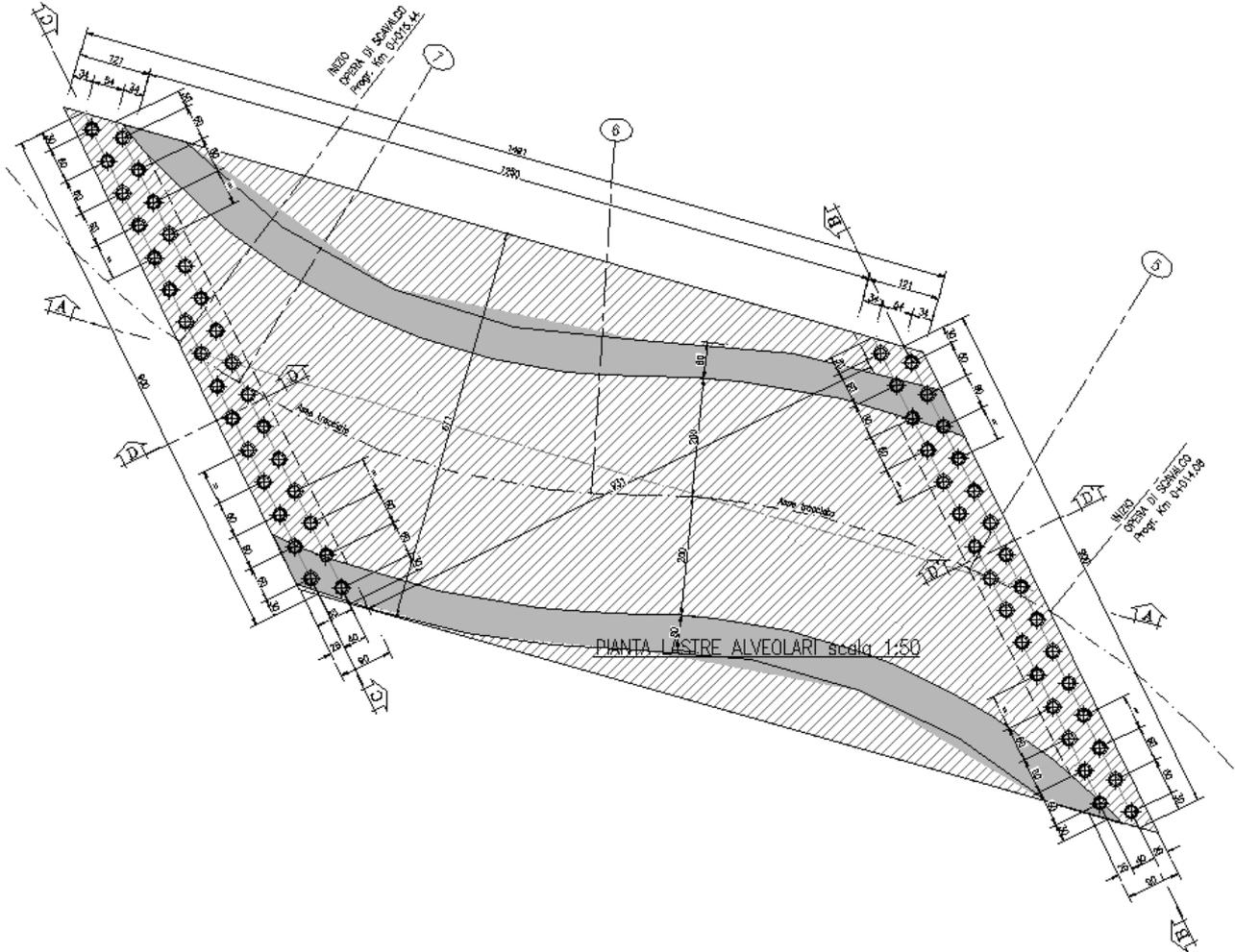
La continuità longitudinale e trasversale tra elemento prefabbricato e getti in opera (sia cordolo sia soletta) agli appoggi è conseguita grazie a aperture all'estradosso delle spiroll che permettono il getto e la posa in opera di armature.

Nella presente relazione vengono riportate le verifiche statiche e geotecniche eseguite con il metodo degli stati limite.

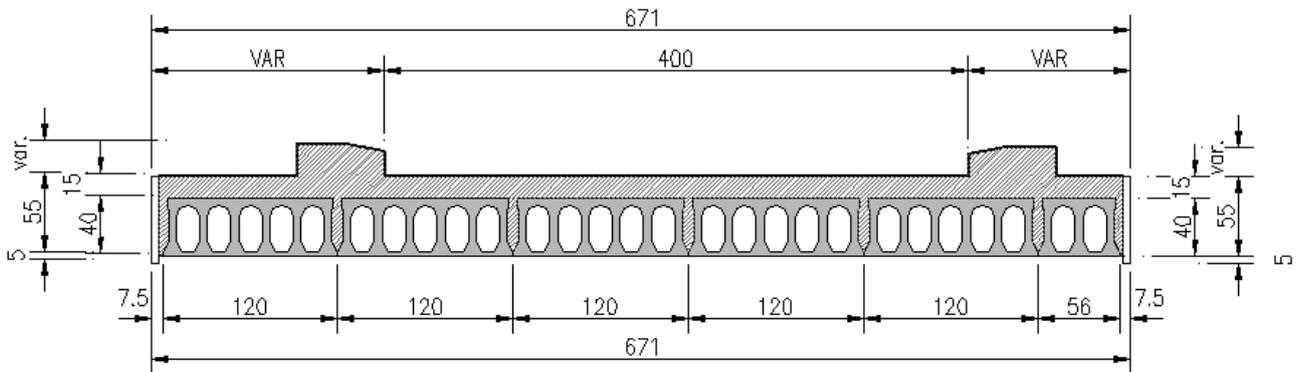
Si riportano di seguito le principali geometrie del manufatto, per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.



Sezione longitudinale impalcato



Pianta impalcato



Sezione trasversale impalcato

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>ig51-01-e-cv-cl-nv05-06-002-a00.doc</p> <p style="text-align: right;">Foglio 7 di 35</p>

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per il dimensionamento delle opere strutturali si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 3 Dicembre 1987 - “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;
- D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 - “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- Circolare LL.PP. 15 Ottobre 1996 n° 252 AA.GG./S.T.C. – “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al D.M. 9.01.1996”;
- Legge 2 Febbraio 1974 n.64: “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 -”Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- Circolare LL.PP. 10 Aprile, n° 65/AA.GG. – “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica» di cui al D.M. 16.01.1996”;
- Ordinanza della protezione civile n.2788 del 12/06/1998 “Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale” GU 146 del 25/06/1998
- D.M. 16 Gennaio 1996 - “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- Circolare LL.PP. 4 Luglio 1996 n° 156 AA.GG./S.T.C. – “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al D.M. 16.01.1996”;
- Decreto Ministero dei LL.PP. 4 Maggio 1990 – “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali”;
- Circolare Ministero LL.PP. N. 34233 (Pers. Cons. Sup. Serv. Tecnico Centrale, 25 febbraio 1991) – “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”.

2.1. Normativa sismica

Nell’analisi in condizioni sismiche viene recepita la nuova normativa (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 30.03.2003) per quanto riguarda la classificazione sismica del territorio nazionale. In assenza di ulteriori specificazioni da parte della Regione Liguria essendo la zona classificata di 4° categoria, le verifiche sono state eseguite secondo le norme tecniche di cui al DM 15 Gennaio 1996 e relative circolari applicative, assumendo il grado di sismicità $S=6$ e coefficiente di importanza $I = 1.0$.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per gli elementi strutturali in cemento armato è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

Calcestruzzo per soletta di impalcato $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica	$R_{ck} =$	35	MPa
Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	29.05	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = f_{ck}/1.60 =$	18.16	MPa
Tensione limite in esercizio (combinazione quasi perm.)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} =$	8.17	MPa
Tensione limite in esercizio (combinazione rare)	$\sigma_c = 0.6 \cdot f_{ck} =$	17.43	MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.27 \cdot R_{ck}^{2/3} =$	2.89	MPa
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.02	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk}/1.60 =$	1.26	MPa
Modulo elastico di calcolo	$E_c = 5700 \cdot R_{ck}^{1/2} =$	33722	MPa

Calcestruzzo per travi prefabbricate $R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica	$R_{ck} =$	55	MPa
Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	45.65	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = f_{ck}/1.60 =$	28.53	MPa
Tensione limite in esercizio (combinazione quasi perm.)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} =$	20.54	MPa
Tensione limite in esercizio (combinazione rare)	$\sigma_c = 0.6 \cdot f_{ck} =$	27.39	MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.27 \cdot R_{ck}^{2/3} =$	3.90	MPa
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.73	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk}/1.60 =$	1.71	MPa
Modulo elastico di calcolo	$E_c = 5700 \cdot R_{ck}^{1/2} =$	42272	MPa

Calcestruzzo per micropali $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica	$R_{ck} =$	30	MPa
Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = f_{ck}/1.60 =$	15.56	MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.27 \cdot R_{ck}^{2/3} =$	2.61	MPa
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.82	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk}/1.60 =$	1.14	MPa

Acciaio per getti in opera FeB44K

Barre a aderenza migliorata

Per $\varnothing \leq 26 \text{ mm}$

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq$	430	MPa
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq$	540	MPa
Tensione limite in esercizio	$\sigma_s = 0.7 \cdot f_{yk} =$	301.00	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/1.15 =$	373.91	MPa
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000	MPa

Acciaio profilati micropali S355J

Modulo elastico

Tensione caratteristica di snervamento

Tensione caratteristica di rottura

$E_s =$	210000	MPa
$f_{yk} =$	355	MPa
$f_{tk} =$	510	MPa

Acciaio per precompressione

Trefoli diametro 0.6"

Area del singolo trefolo

Trecce $3\varnothing 3$

Area della treccia

Modulo elastico

Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale

Tensione caratteristica di rottura

$A_s =$	1.39	cm ²
$A_s =$	0.21	cm ²
$E_s =$	200000	MPa
$f_{p(1)k} =$	1670	MPa
$f_{ptk} =$	1860	MPa

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



ig51-01-e-cv-cl-nv05-06-002-a00.doc

Foglio
9 di 35

4. CRITERI GENERALI DI CALCOLO E VERIFICA

4.1. Fasi di calcolo

Gli step di calcolo analizzati sono:

Fase 1	Trave prefabbricata (trave semplice appoggio)	Casseratura e getto Tesatura trefoli Perdite di tiro di prima fase (vedi tabella) Trasporto Getto soletta impalcato Perdite di tiro di seconda fase (vedi tabella)
--------	--	---

PERDITE DI TENSIONE - FASI REALIZZATIVE

Fase	Trave prefabbricata			Soletta	
	Rilassamento	Ritiro	Viscosità	Ritiro	Viscosità
	α_{rit} [%]	t [ore]	α_{rit} [%]	α_{vis} [%]	α_{rit} [%]
1) Tiro, getto, taglio trefoli	41%	1000	0%	0%	
2) Getto soletta	26%	5000	0%	0%	
3) Dopo getto soletta	33%	10000	100%	100%	
4) Carichi permanenti					50%
5) Carichi accidentali					50%

Trave prefabbricata

Ritiro	Viscosità
ϵ_{rit} [%]	$\phi_{0,\infty}$
0,023%	2,09

Soletta

Ritiro	Viscosità
ϵ_{rit} [%]	$\phi_{0,\infty}$
0,003%	

Rilassamento acciaio

ρ_{1000} [%]	Classe 2 - Trecce, filo o trefolo stabilizzato
2,50	

Fase 2	Impalcato (graticcio in vincolo di continuità, soletta collaborante)	Carichi permanenti Ritiro differenziale trave-soletta (50%)
Fase 3a	Impalcato (graticcio in vincolo di continuità, soletta collaborante)	Carichi accidentali Ritiro differenziale trave-soletta (50%)
Fase 3b	Impalcato (graticcio con perdita vincolo di continuità, soletta collaborante)	Carichi accidentali Ritiro differenziale trave-soletta (50%)

4.2. Verifica degli elementi in c.a.

Il dimensionamento e la verifica delle strutture in calcestruzzo armato viene condotto con riferimento al metodo degli stati limite considerando le caratteristiche di resistenza dei materiali di norma secondo le classi definite negli elaborati grafici di progetto.

Verifiche a fessurazione

Si eseguono le verifiche di fessurazione per le combinazioni di esercizio.

Copriferro

PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
RITIRO	1	1	1	1	1	1	1	1
TEMP	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1
ACC1	0,67	0,67						
ACC2			0,67	0,67				
ACC3					0,67	0,67		
ACC4							0,67	0,67
FREN								

Combinazioni di carico di fessurazione (SLE)

	UI-1	UI-2	UIII-1	UIII-2	UIII-3	UIII-4	UIII-5	UIII-6
PP	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
PERM	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
RITIRO	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
TEMP	1,2	-1,2	1,2	-1,2	1,2	-1,2	1,2	-1,2
ACC1			1,5	1,5				
ACC2					1,5	1,5		
ACC3							1,5	1,5
ACC4								
FREN			1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5

Combinazioni di carico allo stato limite ultimo (SLU)

4.6. Modello di calcolo

Si costruisce un modello FEM con elementi trave monodimensionali di caratteristiche meccaniche e geometriche desunte dalle carpenterie di progetto. Le intersezioni delle zone di nodo sono modellate assegnando una rigidezza modificata con valori numericamente molto alti del modulo elastico (10^6 volte).

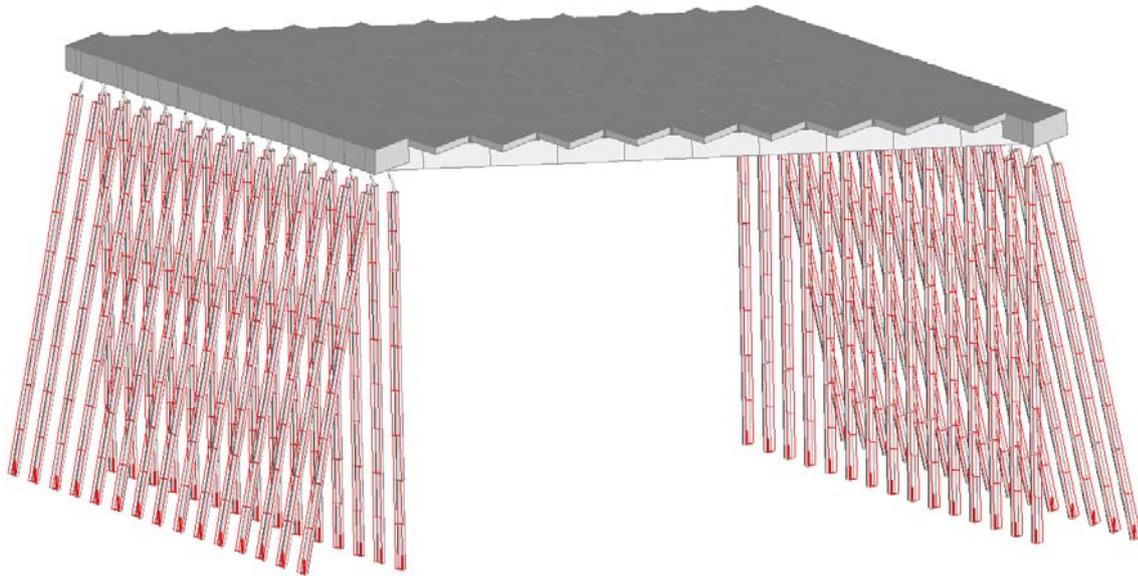
Le proprietà inerziali della soletta composta (trave prefabbricata 40 cm + soletta 15 cm) sono calcolate tenendo conto dei diversi moduli elastici.

Vincolo a terra del modello

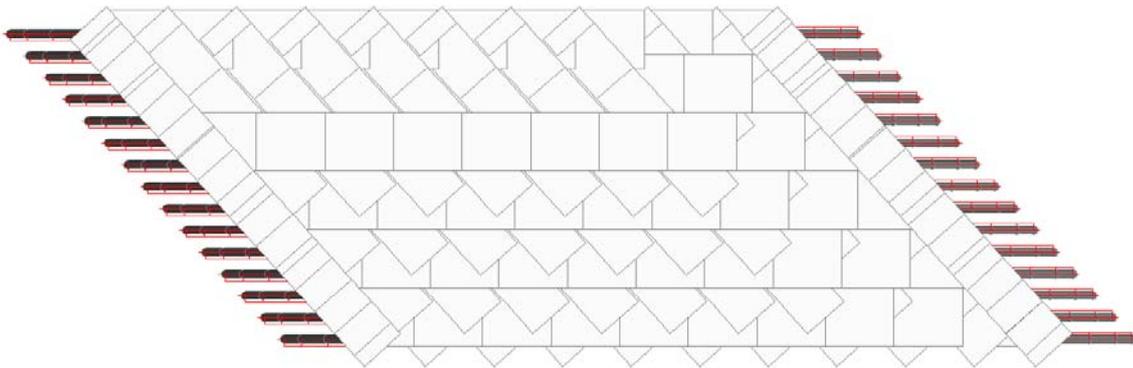
Il vincolo a terra dei piedritti è modellato secondo la teoria di Winkler, ovvero utilizzando molle a reazione elastica lungo il fusto dei pali, attive su entrambi i lati nella parte immersa.

Per i valori di rigidezza delle molle elastiche si fa riferimento a valori medi riportati nella letteratura tecnica per le caratteristiche dei terreni attraversati:

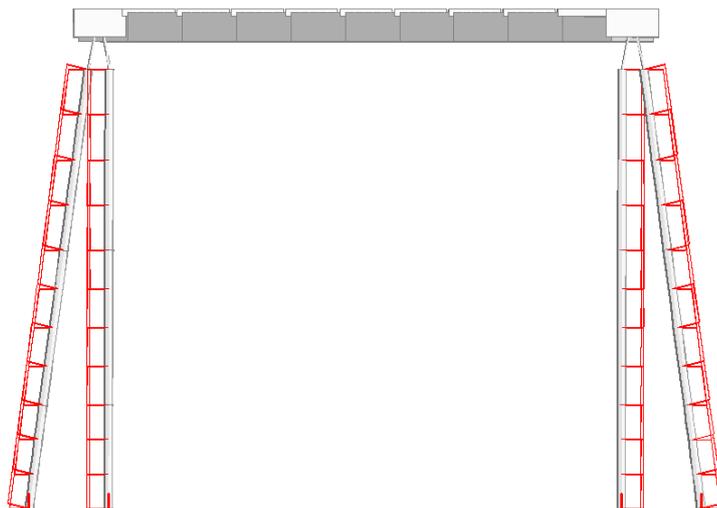
Copertura detritica	$k_h = 26000$	$[\text{kN/m}^3]$
Argilloscisti alterate	$k_h = 87000$	$[\text{kN/m}^3]$
Argilloscisti	$k_h = 300000$	$[\text{kN/m}^3]$



Modello di calcolo FEM – Vista assonometrica



Modello di calcolo FEM – Vista dall'alto



Modello di calcolo FEM – Vista laterale



5. PARAMETRI GEOTECNICI

L'inquadramento sia generale che specifico delle problematiche geologico-geotecniche è riportato nella relazione tecnica specifica, individuata dall'elaborato A301 00 D CV RB NV0500 001A.

Di seguito sono riportati i parametri geotecnici utilizzati per il calcolo delle spinte delle terre e per la verifiche delle tensioni scaricate in fondazione. Tali valori di peso specifico, angolo di attrito, coesione e modulo elastico sono ricavati dalla relazione e dalle sezioni geotecniche.

Stratigrafia	Spessor e (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)
Copertura detritica	1.0-3.0	19.00	27°	15	10-25
Argiloscisti alterate	4.00	23-24	22°- 24°	70-100	40-60
Substrato di argiloscisti	-	25-27	24°- 25°	100-150	70-90

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	ig51-01-e-cv-cl-nv05-06-002-a00.doc	Foglio 15 di 35

6. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito sono riportati i carichi agenti sulle strutture.

6.1. Peso proprio strutturale

Il peso proprio è valutato in ragione di 25.00 kN/m^3 . Si hanno i seguenti pesi strutturali:

$$\text{PP SPIROLL CAMPATA} = 0.2264 \cdot 25 = 5.66 \text{ kN/m/1.20m}$$

$$\text{PP SPIROLL APPOGGIO} = 0.40 \cdot 25 = 10.00 \text{ kN/m/1.20m}$$

$$\text{PP SOLETTA} = 1.00 \cdot 0.15 \cdot 25 = 3.75 \text{ kN/m/m}$$

$$\text{PP TRAVERSO} = 1.00 \cdot 0.55 \cdot 25 = 13.75 \text{ kN/m}$$

6.2. Carichi permanenti non strutturali

Si considera sulla soletta uno spessore del pacchetto di pavimentazione medio pari a 0.20 m e di peso specifico del ricoprimento pari a 20.00 kN/m^3 , cordoli in calcestruzzo di altezza media 0.25 m , barriere di sicurezza e velette prefabbricate disposte sui bordi dell'impalcato:

$$\text{PERM PAV} = 20 \cdot 0.20 = 4.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{PERM CORDOLI} = 25 \cdot 0.25 = 6.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{PERM BARRIERE} = 1.50 \text{ kN/m}$$

$$\text{PERM VELETTE} = 1.50 \text{ kN/m}$$

6.3. Azioni di ritiro trave-soletta

Dato il getto contemporaneo della soletta e dei nodi di cordolo, si ha che in fase di presa del calcestruzzo si instauri progressivamente un vincolo all'appoggio che impedisce la libera deformazione assiale e flessionale del traverso (come si avrebbe nel caso di una trave in semplice appoggio).

Di conseguenza, all'insorgere delle deformazioni di ritiro, si deve tenere conto sull'intera struttura degli effetti causati dal ritiro differenziale tra soletta e trave prefabbricata, costituite da calcestruzzi di età e stagionatura differenti. Si adottano le ipotesi semplificate riportate nel D.M. 09/01/1996.

Per la soletta di impalcato, considerato un'età di 1-7 giorni, umidità dell'ambiente $\text{RH}=75\%$:

$$\alpha_s = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot (0.15 \cdot 1.00) / 1.20 = 0.25 \text{ m} \quad \rightarrow \quad 0.26 \text{ ‰} < \epsilon_{cr} < 0.21 \text{ ‰} \quad (\text{da tabelle})$$

$$\rightarrow \quad \epsilon_{cr}^s = 0.26 \text{ ‰}$$

Per la trave, considerato un'età di 8-60 giorni, umidità dell'ambiente $\text{RH}=75\%$:

$$\alpha_t = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 0.2264 / 3.16 = 0.14 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \epsilon_{cr}^t = 0.23 \text{ ‰} \quad (\text{da tabelle})$$

Le deformazioni differenziali della soletta sono modellate attraverso le seguenti forze orizzontali e momenti statici equivalenti da applicare alle travi di impalcato:

$$\Delta \epsilon_{cr} = \epsilon_{cr}^s - \epsilon_{cr}^t = 0.26 - 0.23 = 0.03 \text{ ‰}$$

$$F_{\text{RIT}} = E_c \cdot A_c \cdot \Delta \epsilon_{cr} = 33722 \cdot (0.15 \cdot 1.20) \cdot 10^6 \cdot 0.03 \cdot 10^{-3} = 182.1 \text{ kN/m/1.20m}$$

$$M_{\text{RIT}} = F_{\text{RIT}} \cdot (0.55/2 - 0.15/2) = 182.1 \cdot (0.275 - 0.075) = 36.42 \text{ kNm/m/1.20m}$$

6.4. Azioni della temperatura

Data la continuità con i cordoli di fondazione, si considerano le azioni termiche imposte dal traverso di impalcato sulle strutture di sottofondazione (micropali). Si modella una deformazione termica di 25°C con coefficiente di dilatazione termica di $\alpha = 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

6.5. Spinta delle terre

La spinta del terreno sui cordoli spalla, data l'altezza esigua di ricoprimento, viene trascurata nel calcolo dell'impalcato.

6.6. Azioni da traffico veicolare

Secondo quanto esposto in normativa (punto 3.4 - D.M. 04.05.1990) si prende in considerazione l'azione del sovraccarico accidentale q_{1a} sulla soletta superiore, in accordo con gli schemi rappresentati nelle figure seguenti.

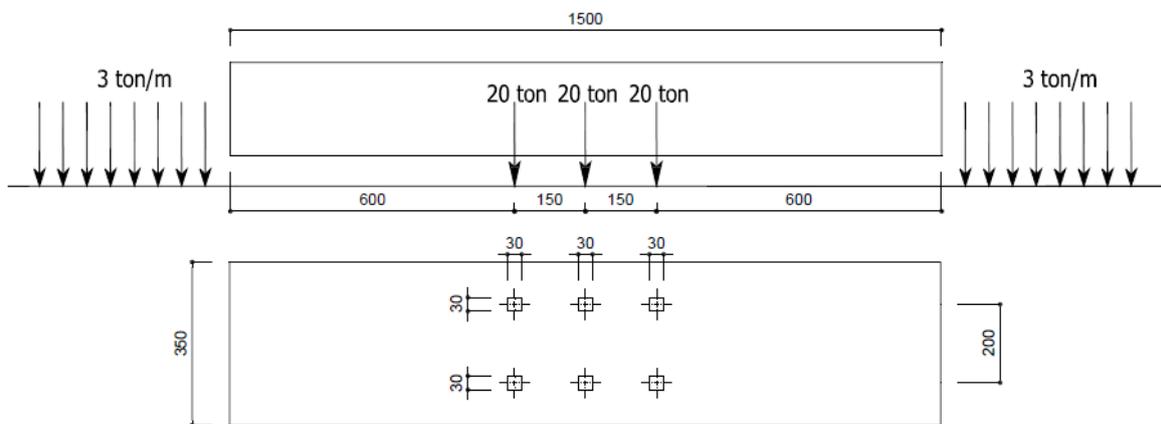
Si considerano le seguenti condizioni di carico:

- ACC1, che massimizza il momento flettente in campata in posizione accentrata;
- ACC2, che massimizza il momento flettente in campata in posizione eccentrica;
- ACC3, che massimizza il taglio in campata in posizione accentrata;
- ACC4, che massimizza il taglio in campata in posizione eccentrica;

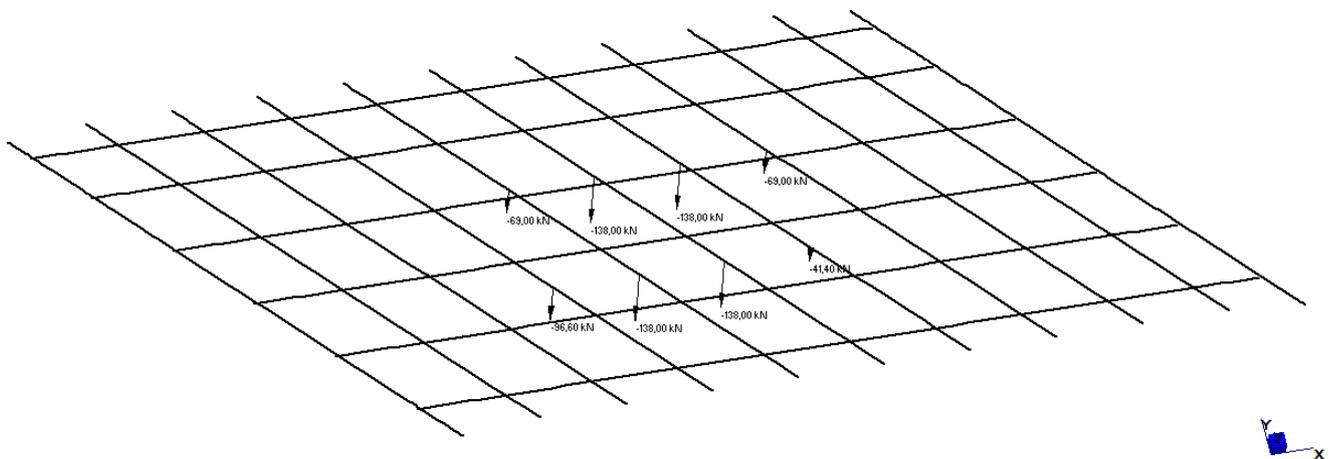
I carichi statici sono amplificati con il seguente coefficiente dinamico:

$$\phi = 1.4 - (L-10)/150 = 1.4 - (13.50-10)/150 = 1.38$$

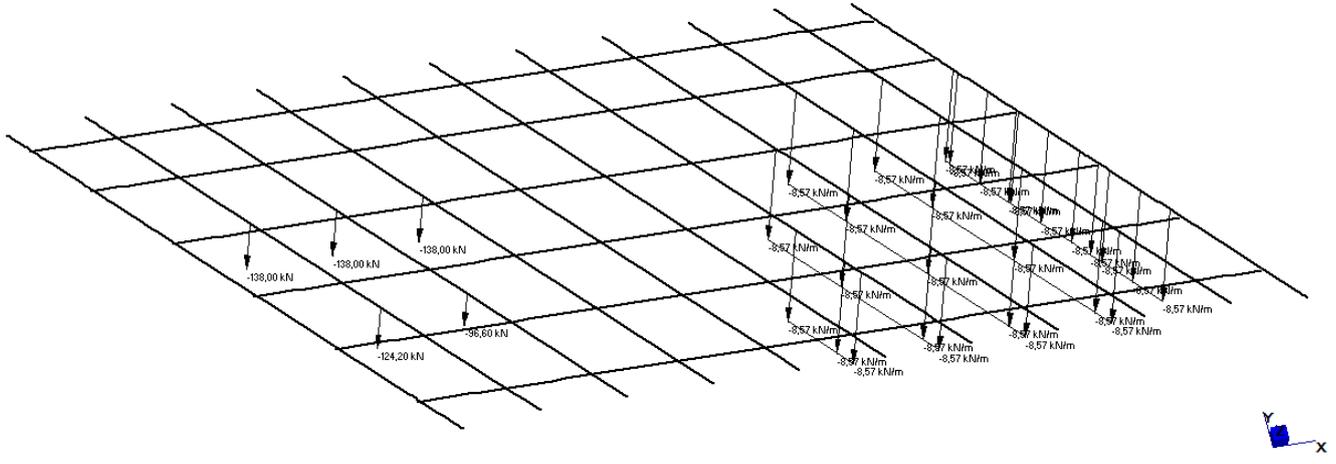
per $10\text{m} < L < 150\text{m}$



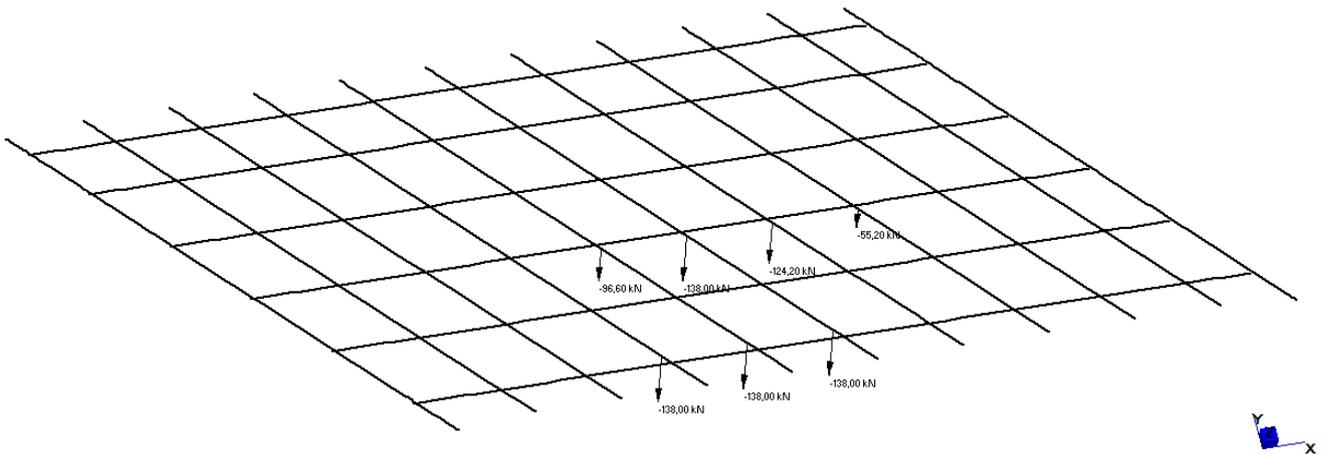
Schema di carico del mezzo convenzionale stradale (D.M. 04/05/1990)



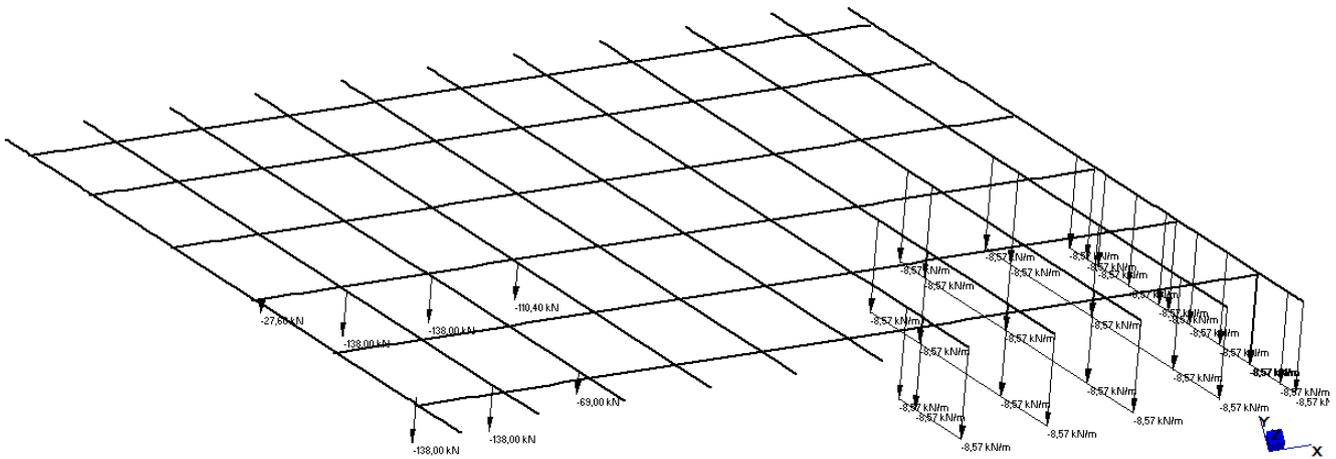
Schema di carico ACC1



Schema di carico ACC2



Schema di carico ACC3



Schema di carico ACC4

6.7. Frenatura

Come richiesto da normativa si valutano gli effetti dovuti alla frenatura determinando il valore maggiore tra:

- La forza parallela all'asse della strada e di intensità pari a 1/10 della colonna di carico più pesante;
- La forza parallela all'asse della strada e di intensità pari al 20% del totale del carico q_{1a} .

La forza di frenamento si assume agente nella direzione dell'asse della strada ed a livello della superficie stradale, con intensità pari alla maggiore dei seguenti valori (combinazione ACC2, ACC3):

$$F_1 = (30 \cdot 4.80 + 600) / 10 = 74.40 \text{ kN}$$

$$F_2 = 600 \cdot 0.20 = 120 \text{ kN}$$

La seguente azione equivalente viene applicata in mezzeria dell'impalcato:

$$FREN = \max(F_1, F_2) = 120 \text{ kN}$$

6.8. Azione sismica

6.8.1. Coefficiente di intensità sismica (C)

La normativa di riferimento (DM 16/01/96) prevede che il coefficiente di intensità sismica (C) venga calcolato sulla base della correlazione di cui al seguito (con "S" si indica il grado di sismicità del comune):

$$S = 6$$

$$C = \text{coefficiente di intensità sismica} = (S - 2) / 100 = 0.04$$

6.8.2. Accelerazione al suolo

L'accelerazione di riferimento al suolo viene pertanto definita in funzione del tipo di terreno e del grado di sismicità come di seguito indicato:

$$a_{\max} = C \cdot \varepsilon$$

C = coefficiente di intensità sismica

ε = coefficiente di fondazione (pari a 1.0)

6.8.3. Coefficiente di protezione sismica (I)

Nel caso delle verifiche degli elementi strutturali, la Norma impone che l'azione sismica venga moltiplicata per un fattore di importanza (γ_i) variabile in funzione del tipo di opera come indicato in tabella.

Opera	γ_i
Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi, etc)	1.4
Opere che presentano particolare rischio per le caratteristiche d'uso	1.2
Altri edifici	1.0

Coefficiente di protezione sismica

Si considera $\gamma_i = 1.0$.

7. ANALISI TRAVI DI IMPALCATO

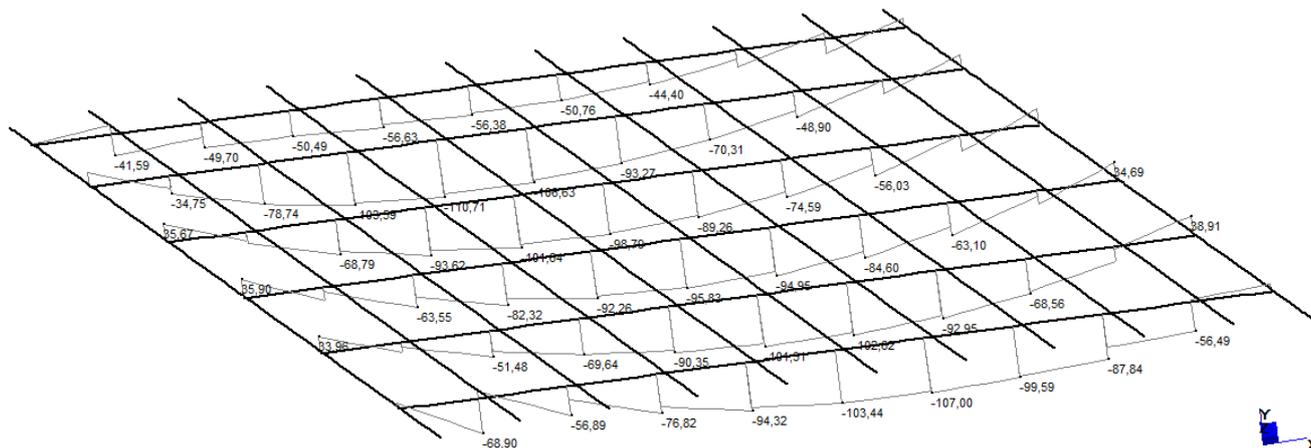
7.1. Fase 1

Per l'analisi di prima fase si considera la realizzazione in stabilimento della trave prefabbricata, tenendo conto delle modalità di getto e maturazione del calcestruzzo e delle perdite di tiro dovuto al rilassamento dell'acciaio, l'accorciamento elastico e i fenomeni lenti (ritiro e viscosità).

Per i dettagli dell'analisi si rimanda direttamente al paragrafo di verifica della trave prefabbricata.

7.2. Fase 2

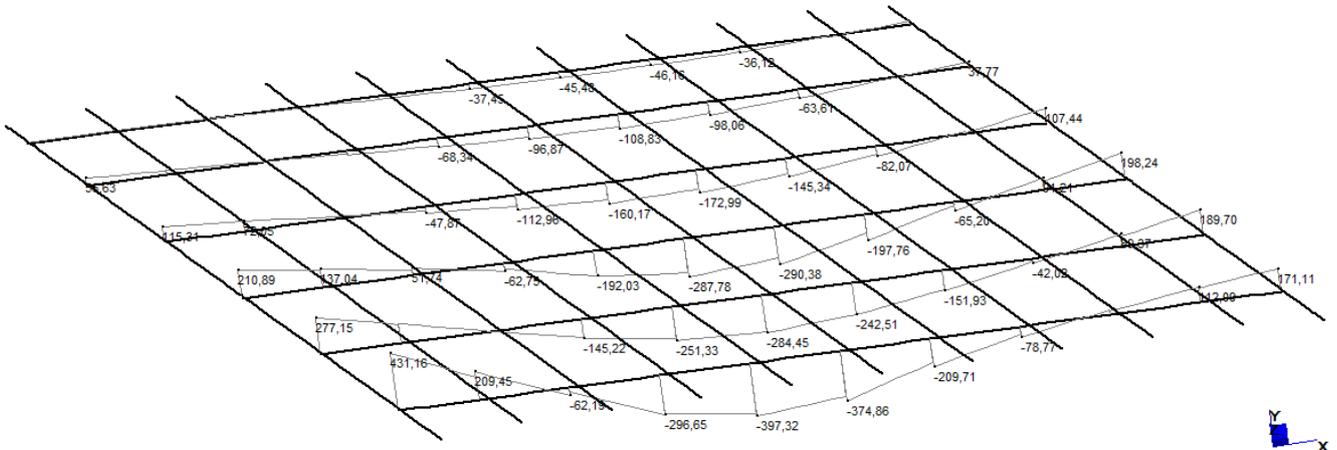
Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione delle travi del graticcio di impalcato (graticcio con vincolo di continuità, soletta e traverso di testata collaborante) per le azioni permanenti, temperatura e ritiro differenziale (50%).



Momenti flettenti sulle travi principali (kNm)

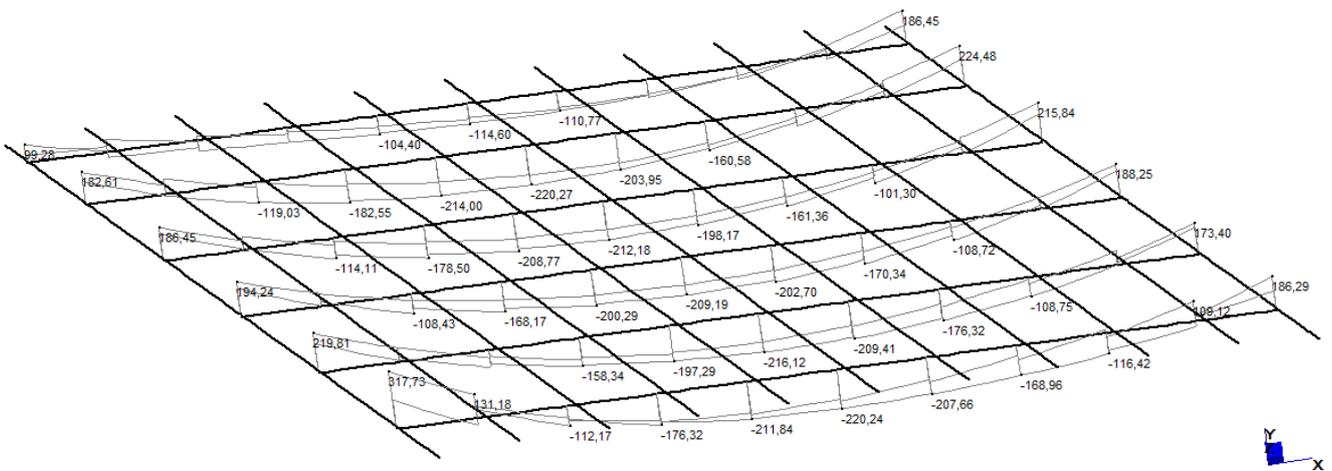
7.3. Fase 3a

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione delle travi del graticcio di impalcato (graticcio con vincolo di continuità, soletta e traverso di testata collaborante) per le azioni accidentali e ritiro differenziale (50%).

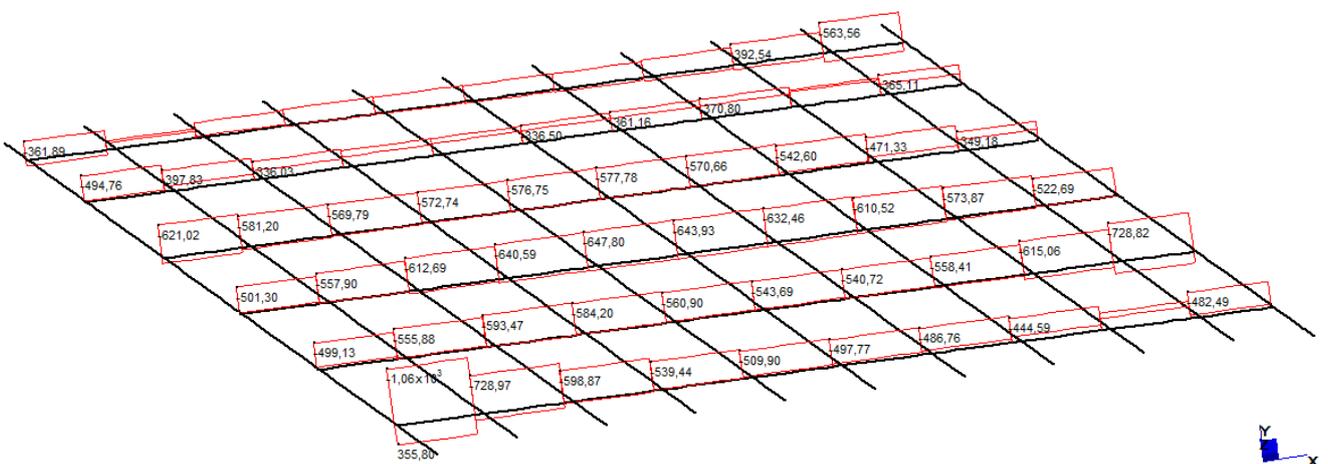


Momenti flettenti sulle travi principali (kNm)

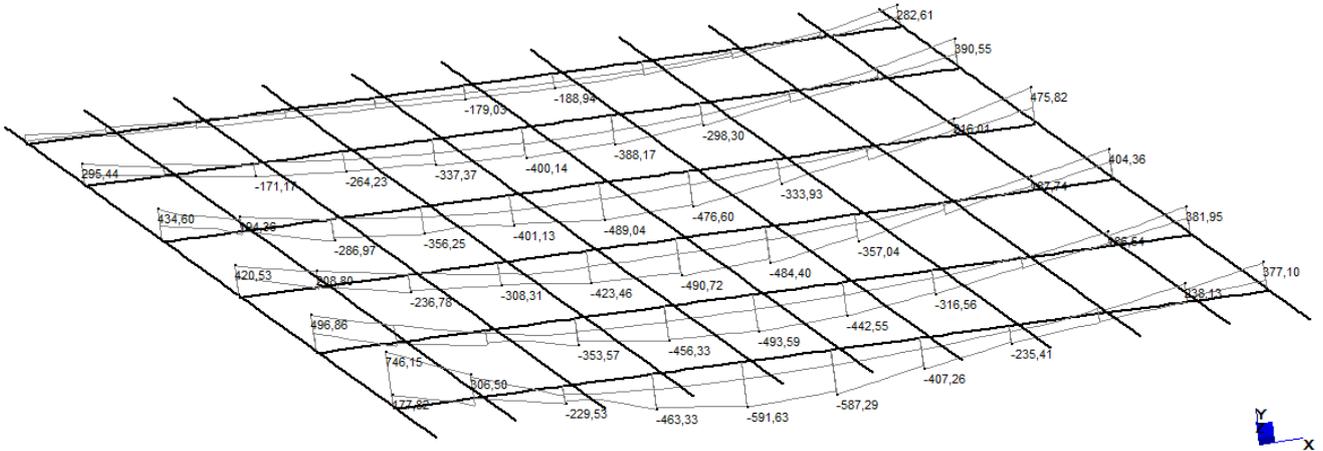
Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione delle travi del graticcio di impalcato (graticcio con vincolo di continuità, soletta e traverso di testata collaborante) per i principali involuipi delle combinazioni allo SLE e allo SLU.



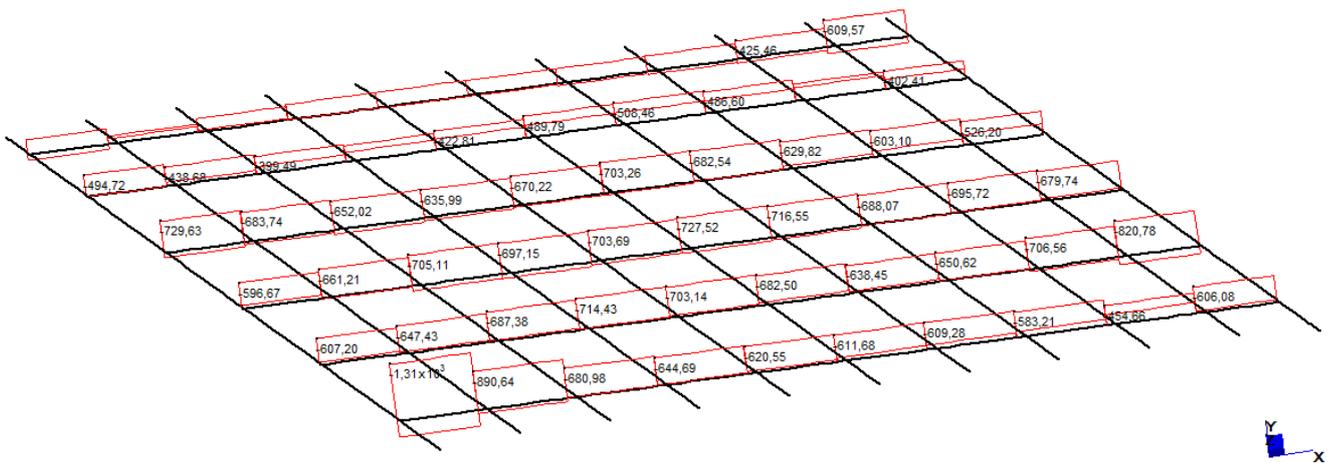
ENV AI - Momenti flettenti sulle travi principali (kNm)



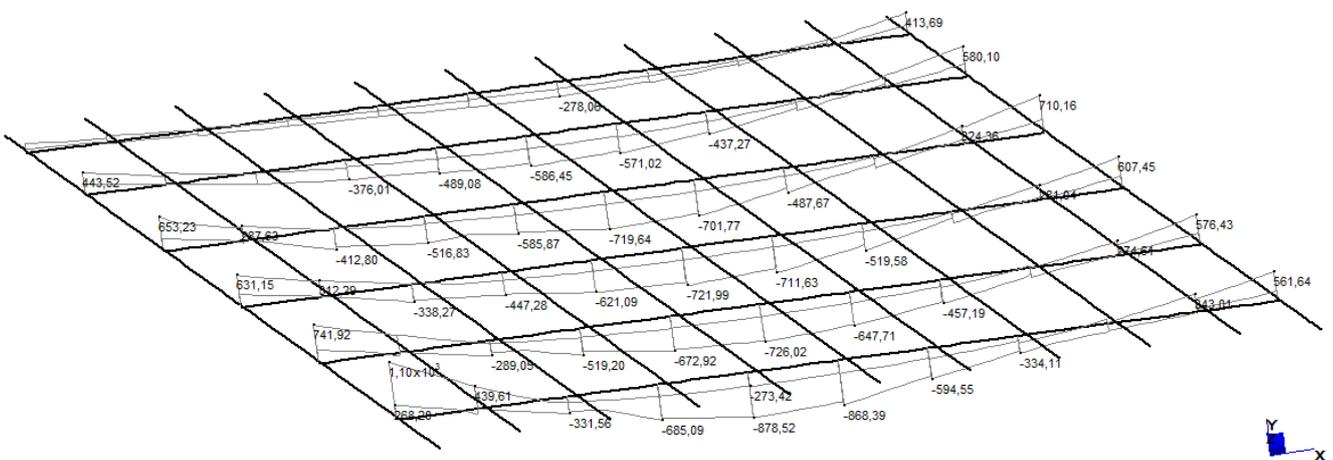
ENV AI – Azioni assiali sulle travi principali (kNm)



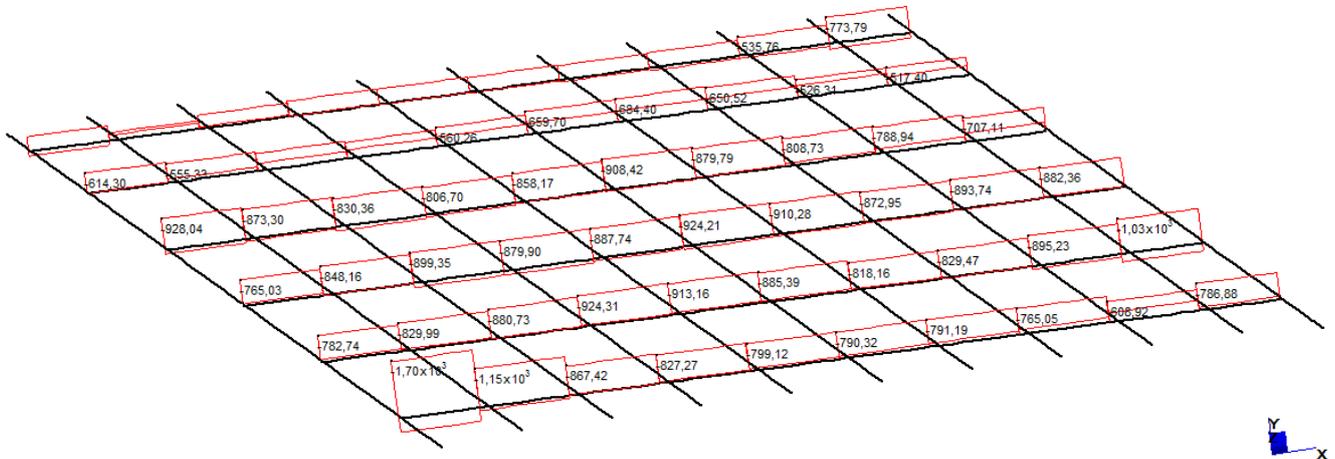
ENV AIII - Momenti flettenti sulle travi principali (kNm)



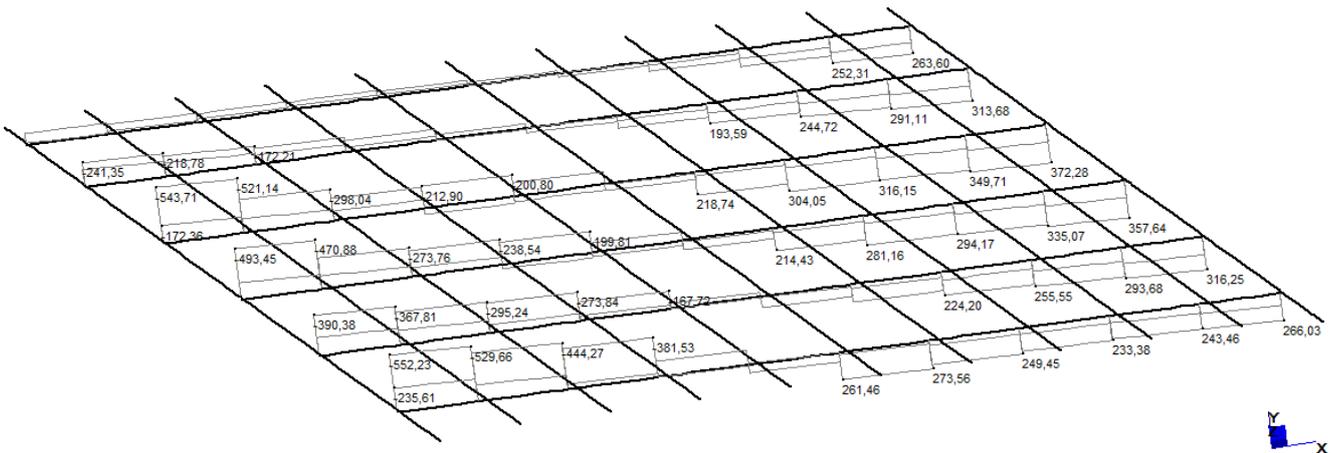
ENV AIII – Azioni assiali sulle travi principali (kNm)



ENV U - Momenti flettenti sulle travi principali (kNm)



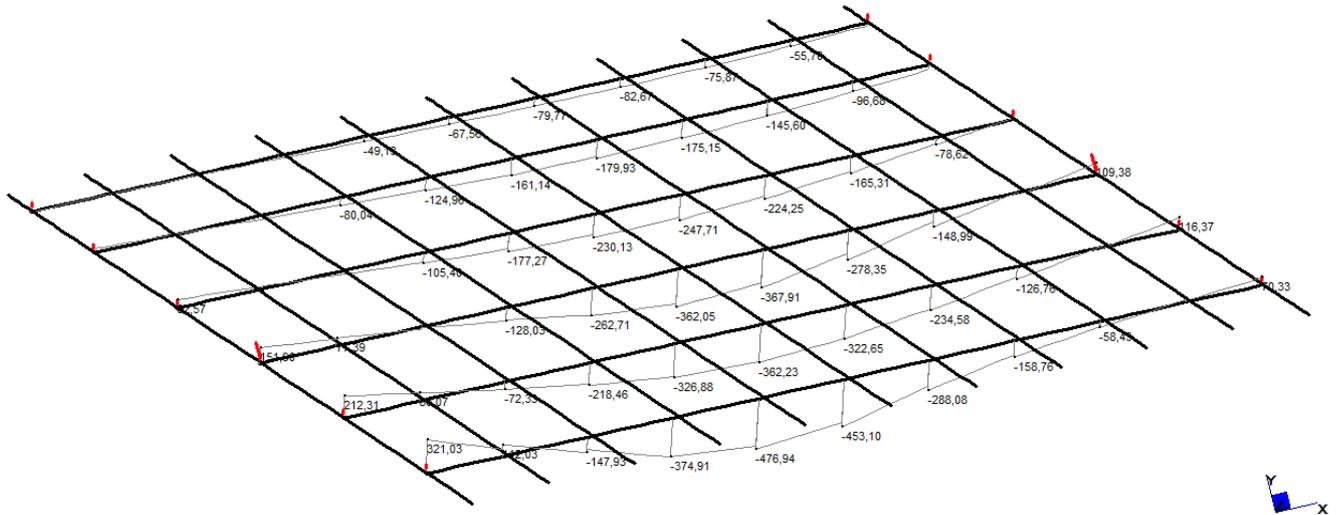
ENV U – Azioni assiali sulle travi principali (kNm)



ENV U – Taglio sulle travi principali (kNm)

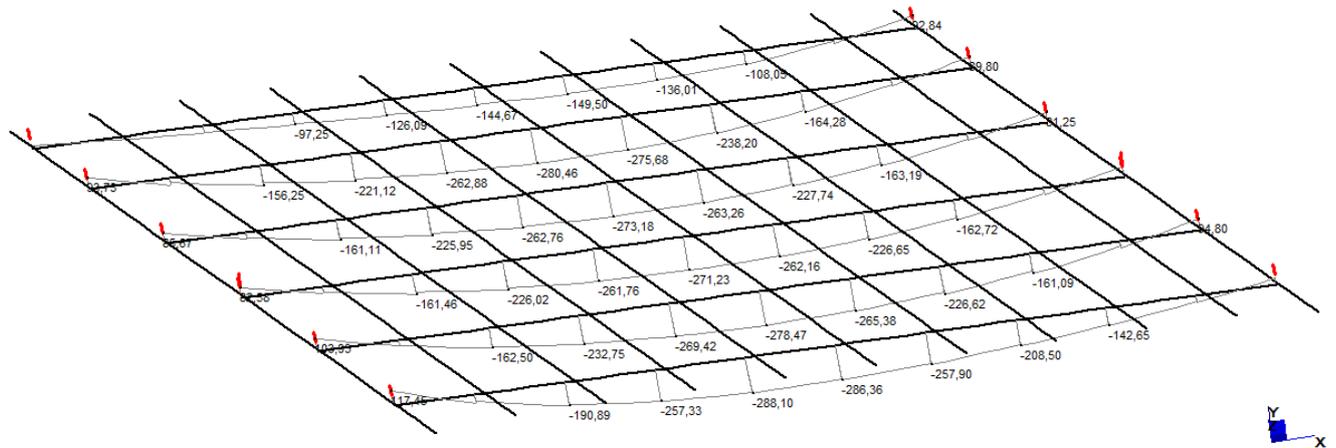
7.4. Fase 3b

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione delle travi del graticcio di impalcato (graticcio con perdita del vincolo di continuità, soletta e traverso di testata collaborante) per le azioni accidentali e ritiro differenziale (50%).

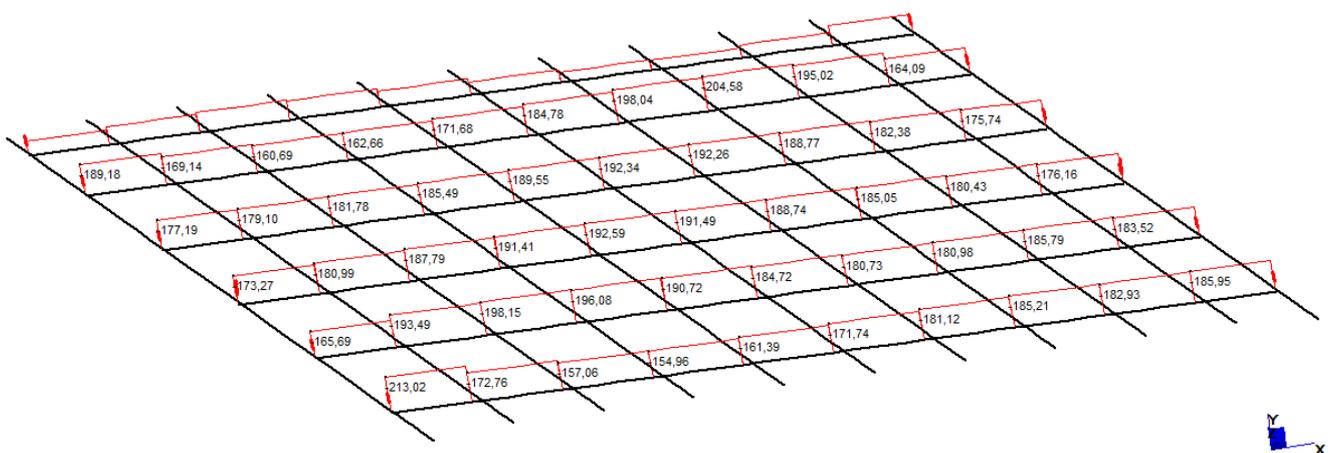


Momenti flettenti sulle travi principali (kNm)

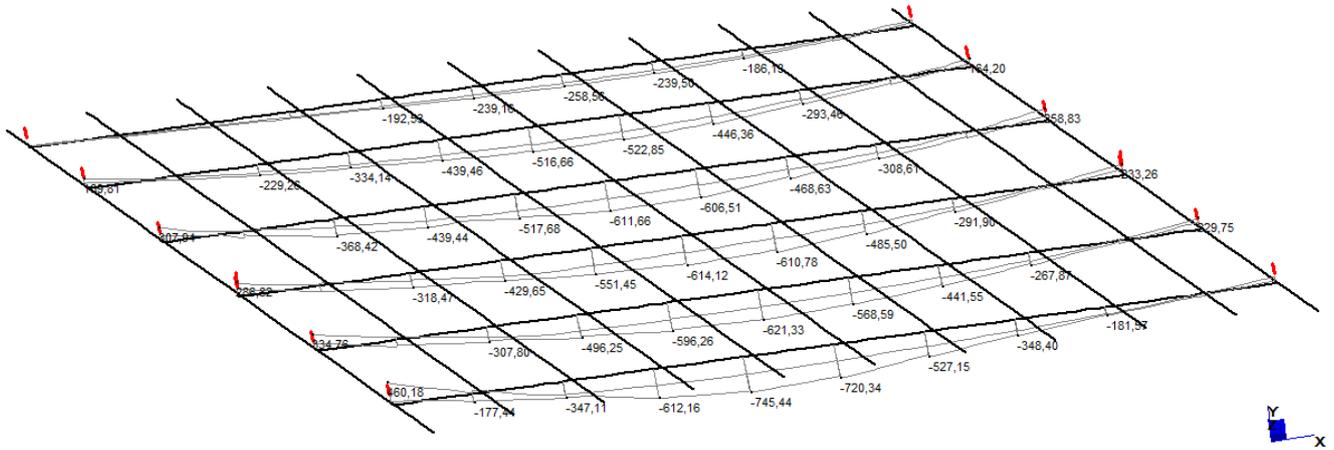
Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione delle travi del graticcio di impalcato (graticcio con perdita del vincolo di continuità, soletta e traverso di testata collaborante) per i principali involuipi delle combinazioni allo SLE e allo SLU.



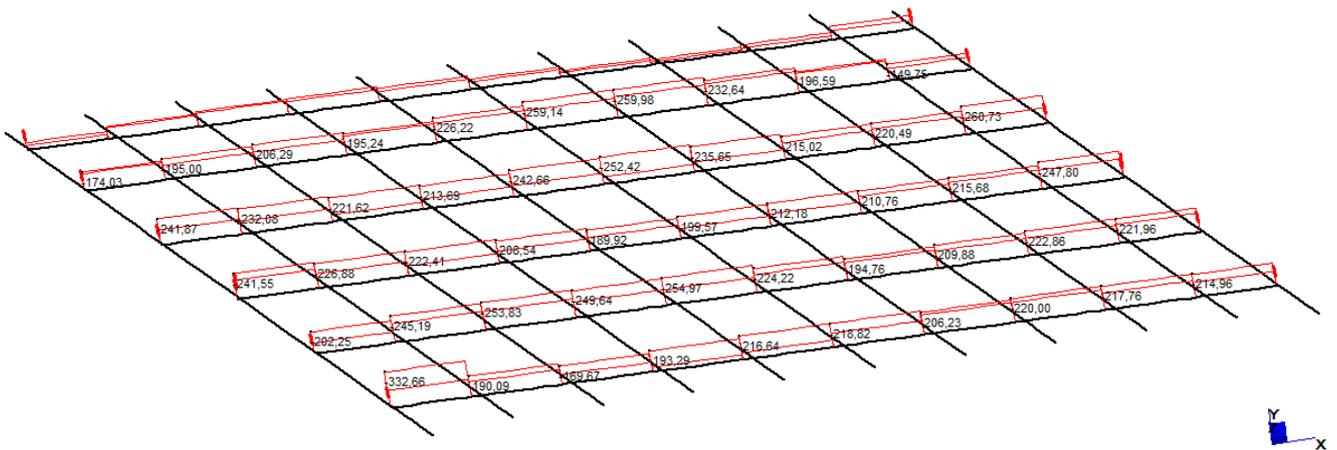
ENV AI - Momenti flettenti sulle travi principali (kNm)



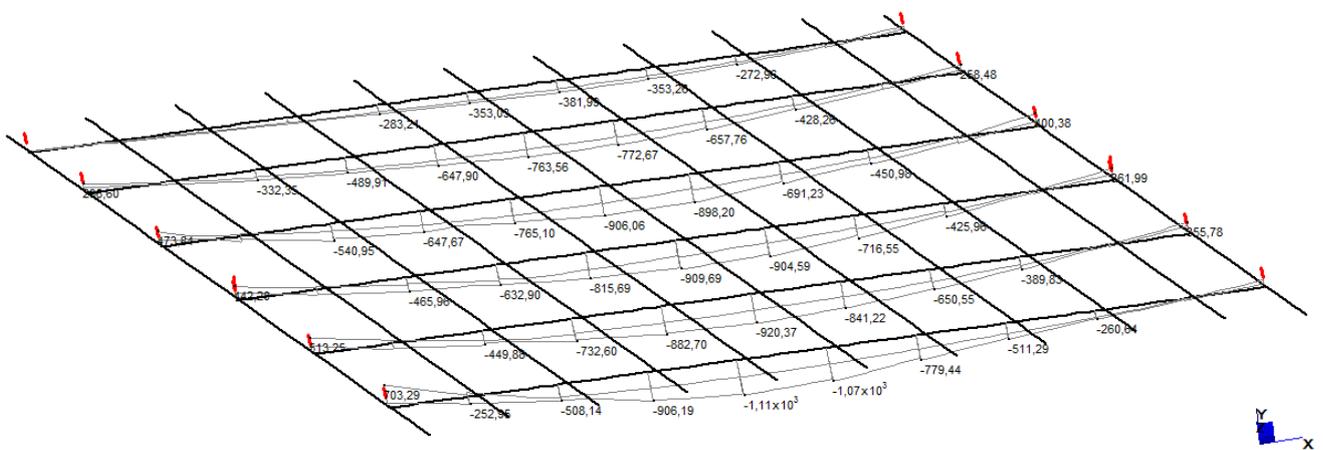
ENV AI – Azioni assiali sulle travi principali (kNm)



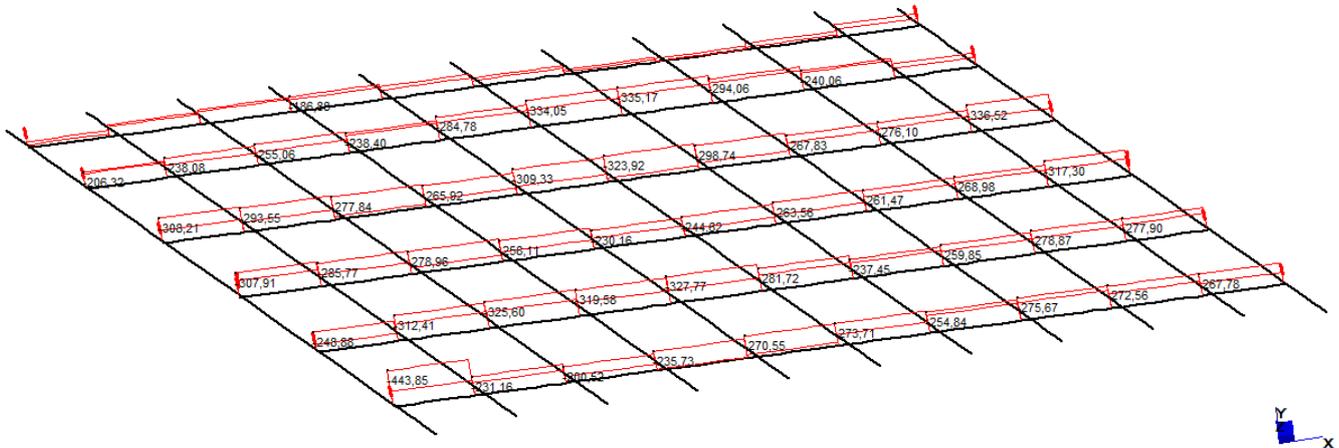
ENV AIII - Momenti flettenti sulle travi principali (kNm)



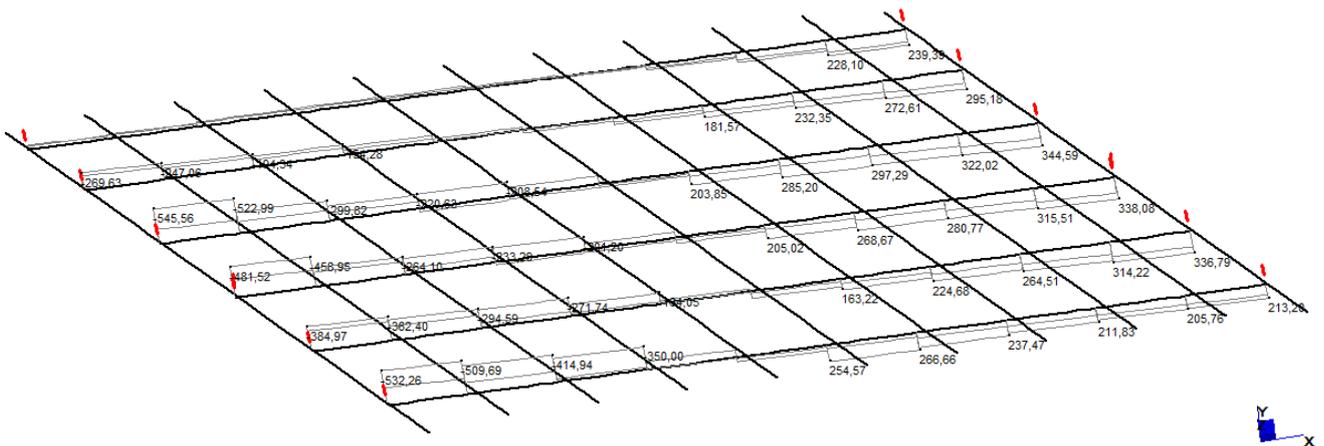
ENV AIII – Azioni assiali sulle travi principali (kNm)



ENV U - Momenti flettenti sulle travi principali (kNm)



ENV U – Azioni assiali sulle travi principali (kNm)



ENV U – Taglio sulle travi principali (kNm)

7.5. Verifiche strutturali

7.5.1. Sezione in campata - trave prefabbricata

Si riportano nel seguito i calcoli di verifica della sezione composta pressollecitata in c.a.p. con le sollecitazioni desunte dai paragrafi precedenti e dalle ipotesi sulle fasi realizzative.

Calcestruzzo trave

R_{ck} [MPa]	f_{ck} [MPa]	E_{ct} [MPa]	C45/55
55	45	36283	

Calcestruzzo soletta

R_{ck} [MPa]	f_{ck} [MPa]	E_{cs} [MPa]	C28/35
35	28	32308	

Dimensioni ponte

L [m]	M_{Gk1} [kNm]	M_{Gk1s} [kNm]	M_{Gk2} [kNm]	M_{Qk1} [kNm]
13,50	128,94	102,52	110,70	476,94

Acciaio precompressione

f_{ptk} [MPa]	$f_{p(0.1)k}$ [MPa]	E_p [MPa]	Trefoli a fili sagomati
1860	1670	195000	

Acciaio armatura

f_{tk} [MPa]	f_{yk} [MPa]	E_s [MPa]	FeB44k
540	430	205000	

CARATTERISTICHE SEZIONE**Geometria trave**

A_p [cm ²]	I_p [cm ⁴]	y_{sp} [cm]	y_{ip} [cm]	W_{sp} [cm ³]	W_{ip} [cm ³]	h_p [cm]	G_{k1} [kN/m]
2264	448125	19,25	20,75	23279	21596	40	5,66

Geometria soletta

b_s [cm]	h [cm]	A_s [cm ²]	G_{k1s} [kN/m]
120	15	1800	4,50

Omogeneizzazione

$n_s = E_{cs}/E_{ct}$	$n_p = E_p/E_{ct}$
0,890	5,374

Geometria maschera trefoli

Fila	n°	A_{pi} [mm ²]	y_{pi} [cm]			$\sigma_{spi,0}$ [Mpa]
1	12	21	36,00	2,544	91,584	1400
2	6	139	7,00	8,34	58,38	1400
3	18	139	4,00	25,02	100,08	1400
4				0	0	
5				0	0	
6				0	0	
7				0	0	
8				0	0	
9				0	0	
10				0	0	
	36		A_{pr} [cm ²]	35,904		
			y_{pr} [cm]	6,96		

Geometria sezione omogeneizzata trave (Fase 1, 2)

A^*_p [cm ²]	I^*_p [cm ⁴]	$y_{p,sup}$ [cm]	$y_{p,inf}$ [cm]
2457	481917	20,33	19,67

Geometria sezione omogeneizzata trave+soletta (Fase 3, 4, 5)

A^* [cm ²]	I^* [cm ⁴]	$y_{s,sup}$ [cm]	$y_{p,sup}$ [cm]	$y_{p,inf}$ [cm]
4060	1263399	24,34	9,34	30,66

PERDITE DI TENSIONE - FASI REALIZZATIVE

Fase	Trave prefabbricata				Soletta	
	Rilassamento	Ritiro	Viscosità	Ritiro	Viscosità	
	α_{rit} [%]	t [ore]	α_{vis} [%]	α_{rit} [%]	α_{vis} [%]	
1) Tiro, getto, taglio trefoli	41%	1000	0%	0%		
2) Getto soletta	26%	5000	0%	0%		
3) Dopo getto soletta	33%	10000	100%	100%		
4) Carichi permanenti					50%	
5) Carichi accidentali					50%	

Trave prefabbricata

Ritiro	Viscosità
ϵ_{rit} [%]	$\phi_{t0,\infty}$
0,023%	2,09

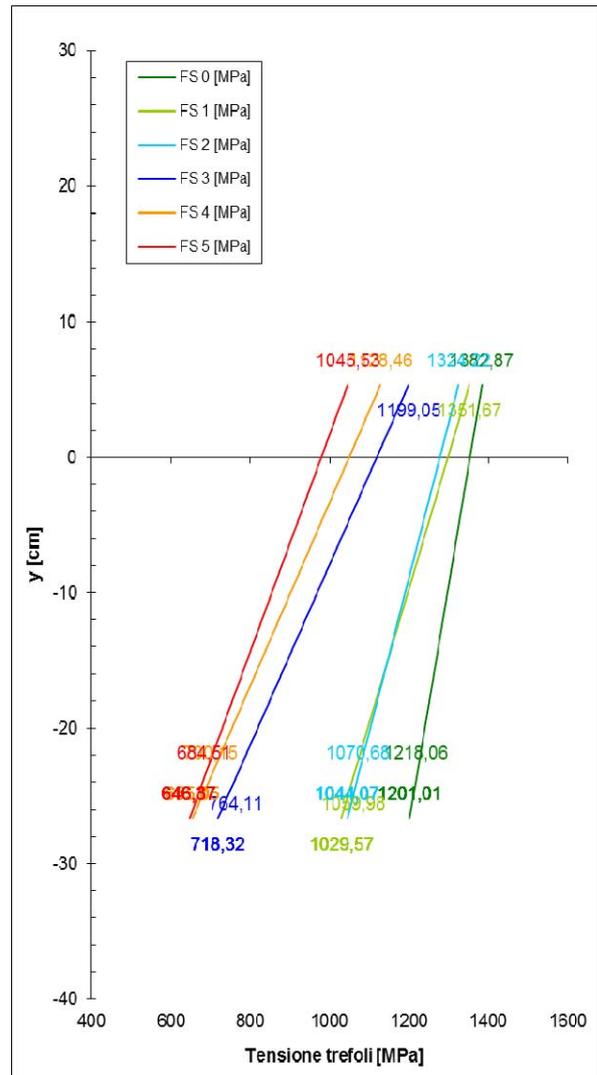
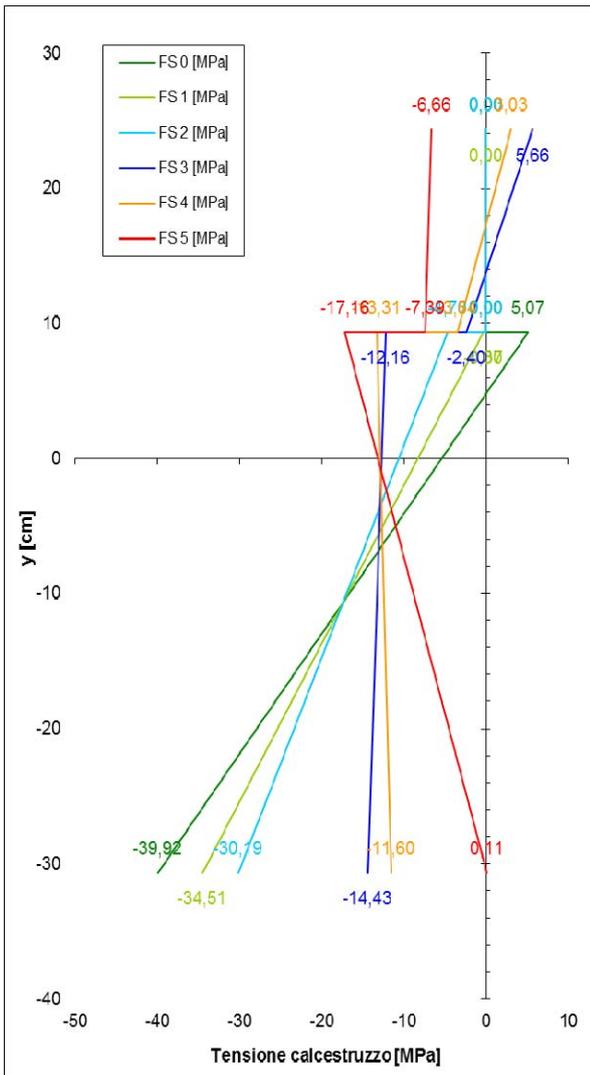
Soletta

Ritiro	Viscosità
ϵ_{rit} [%]	$\phi_{t0,\infty}$
0,003%	

Rilassamento acciaio

ρ_{1000} [%]
2,50

Classe 2 - Trecce, filo o trefolo stabilizzato



	e [cm]	FS 0 [MPa]	S 1 [MPa]	FS 2 [MPa]	FS 3 [MPa]	FS 4 [MPa]	FS 5 [MPa]
Estr. soletta	24,34	0,00	0,00	0,00	5,66	3,03	-6,66
Intr. soletta	9,34	0,00	0,00	0,00	-2,40	-3,54	-7,39
Estr. trave	9,34	5,07	-0,37	-4,70	-12,16	-13,31	-17,16
Intr. trave	-30,66	-39,92	-34,51	-30,19	-14,43	-11,60	0,11

$$\sigma_c \text{ [MPa]} = 13,31 < 0,45 \cdot f_{ck} = 20,25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c \text{ [MPa]} = 17,16 < 0,6 \cdot f_{ck} = 27,00 \text{ Mpa}$$

	e [cm]	FS 0 [MPa]	S 1 [MPa]	FS 2 [MPa]	FS 3 [MPa]	FS 4 [MPa]	FS 5 [MPa]
Estr. soletta	24,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Trefolo 1	5,34	1382,87	1351,67	1324,22	1199,05	1128,46	1045,53
Trefolo 2	-23,66	1218,06	1059,98	1070,68	764,11	700,15	684,51
Trefolo 3	-26,66	1201,01	1029,57	1044,07	718,32	655,05	646,37
Trefolo 4	-26,66	1201,01	1029,57	1044,07	718,32	655,05	646,37
Trefolo 5	-26,66	1201,01	1029,57	1044,07	718,32	655,05	646,37
Trefolo 6	-26,66	1201,01	1029,57	1044,07	718,32	655,05	646,37
Trefolo 7	-26,66	1201,01	1029,57	1044,07	718,32	655,05	646,37
Trefolo 8	-26,66	1201,01	1029,57	1044,07	718,32	655,05	646,37
Trefolo 9	-26,66	1201,01	1029,57	1044,07	718,32	655,05	646,37
Trefolo 10	-26,66	1201,01	1029,57	1044,07	718,32	655,05	646,37

$$\sigma_{spi} \text{ [MPa]} = 1382,87 < 0,9 \cdot f_{pk}(0,1)k = 1503 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} \text{ [MPa]} = 1045,53 < 0,6 \cdot f_{ptk} = 1116 \text{ MPa}$$

7.5.2. Sezione all'appoggio

Dato che le fibre tese della sezione ringrossata sono quelle di estradosso ad armatura lenta, si riportano nel seguito i calcoli di verifica nell'ipotesi di sezione semplice in c.a.. Le sollecitazioni sono prese in prossimità del filo interno del cordolo di collegamento (nelle figure viene indicato il centroide del nodo del traverso).

SEZIONE FILO INTERNO CORDOLO

Forma	Rettangolare	Base (mm)	1200
		Altezza (mm)	550
Armatura	Longitudinale	estradosso	12Ø26 d=50 mm
			6Ø16 d=100 mm
		intradosso	6Ø16 d=500 mm
	Trasversale	staffe	10xØ10/300

Verifiche alle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE AIII-5 (Mmax, N)

Sollecitazioni	M (kNm) =	-570.15		
	N (kN) =	0.00		
Tensioni	calcestruzzo	σ_c (MPa) =	-9.35	< 0.6 * f_{ck} = 17.43 MPa (OK)
	ferro compresso	σ_s (MPa) =	-107.30	< 0.7 * f_{yk} = 301.00 MPa (OK)
	ferro teso	σ_s (MPa) =	+183.00	< 0.7 * f_{yk} = 301.00 MPa (OK)

COMBINAZIONE AI-1 (Mmax, N)

Sollecitazioni	M (kNm) =	-168.49		
	N (kN) =	0.00		
Tensioni	calcestruzzo	σ_c (MPa) =	-2.77	< 0.45 * f_{ck} = 13.22 MPa (OK)
	ferro compresso	σ_s (MPa) =	-31.90	< 0.7 * f_{yk} = 301.00 MPa (OK)
	ferro teso	σ_s (MPa) =	+54.08	< 0.7 * f_{yk} = 301.00 MPa (OK)

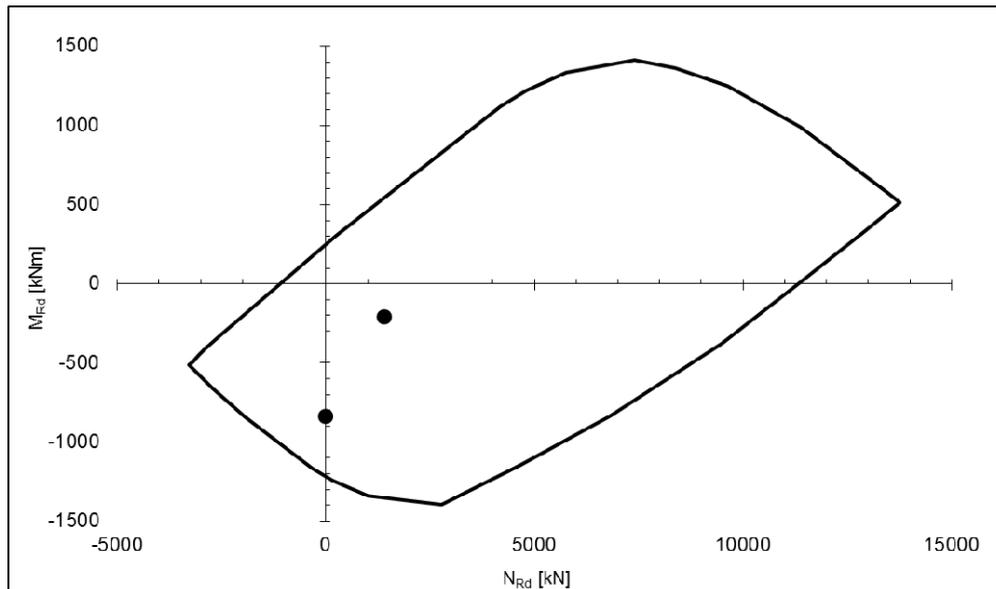
Verifiche a pressoflessione SLU

COMBINAZIONE UIII-5 (Mmax, N)

Sollecitazioni M (kNm) = -835.84
 N (kN) = 0.00

COMBINAZIONE UIII-5 (M, Nmin)

Sollecitazioni M (kNm) = -209.38
 N (kN) = -1407.18



Verifica a taglio SLU

COMBINAZIONE UIII-6 (M, Nmin)

Sollecitazioni T (kN) = 552.23

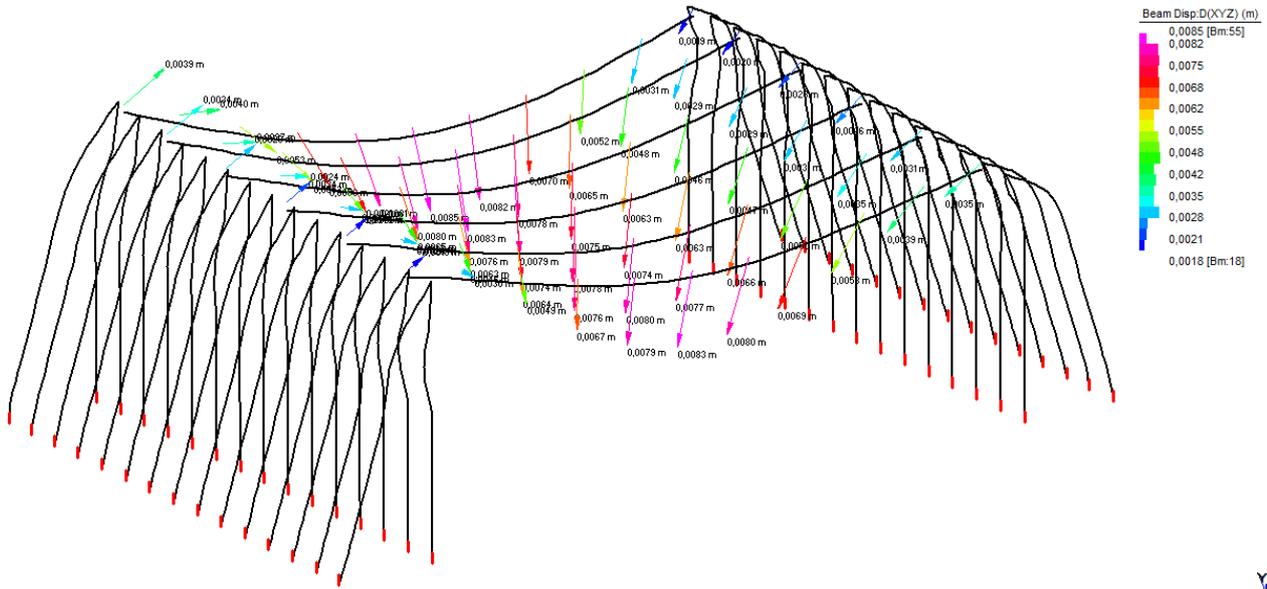
CALCOLO TAGLIO (D.M. 09/01/1996)

DATI SEZIONE								
b_w [m]	d [m]	M_0 [kNm]	M_{sdu} [kNm]	V_{sd} [kN]	δ	f_{cd} [MPa]	f_{ctd} [MPa]	
1,20	0,50	0,00	0,00	552,23	1,00	18,16	1,26	
VERIFICA CON ARMATURE TRASVERSALI								
s [m]	f_{ywd} [MPa]	nb	ϕ [mm]	A_{sw} [cm ²]	α [°]		V_{wd} [kN]	
0,30	391,30	10	10	7,85	90	Staffe	460,99	
0,20	391,30	0	24	0,00	90	Staffe	0,00	
	313,04	0	26	0,00	45	Piegati	0,00	
	313,04	0	16	0,00	45	Piegati	0,00	
Verifica armatura trasversale				Verifica conglomerato				
V_{cd} [kN]	V_{wd} [kN]	V_{sdu} [kN]		V_{rd} [kN]				
6536,25	460,99	6997,24	> $V_{sd} = 552,23$	3268,13	> $V_{sd} = 552,23$	VERIFICA OK		VERIFICA OK
		V_{wd} [kN]	> $V_{sd}/2 = 276,12$			VERIFICA OK		
		460,99						

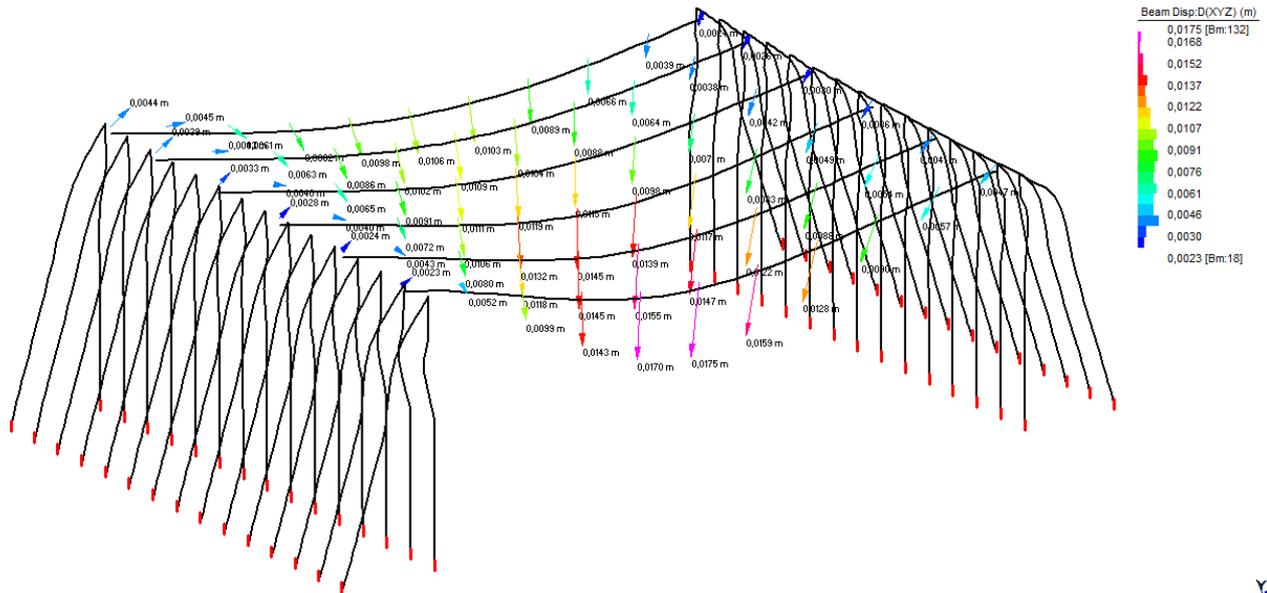
7.6. Verifiche di deformazione

Si riportano nel seguito le deformate strutturali con le massime escursioni in esercizio dell'impalcato. La freccia relativa massima sotto carico (impronte di carico ACC3) è pari a:

$$f_{max} = 0.0175 - 0.0083 = 0.0092 \text{ m} < L/700 = 13.5/700 = 0.0192 \text{ m} \quad (\text{OK})$$



AI-2 - Deformata totale carichi permanenti (m)

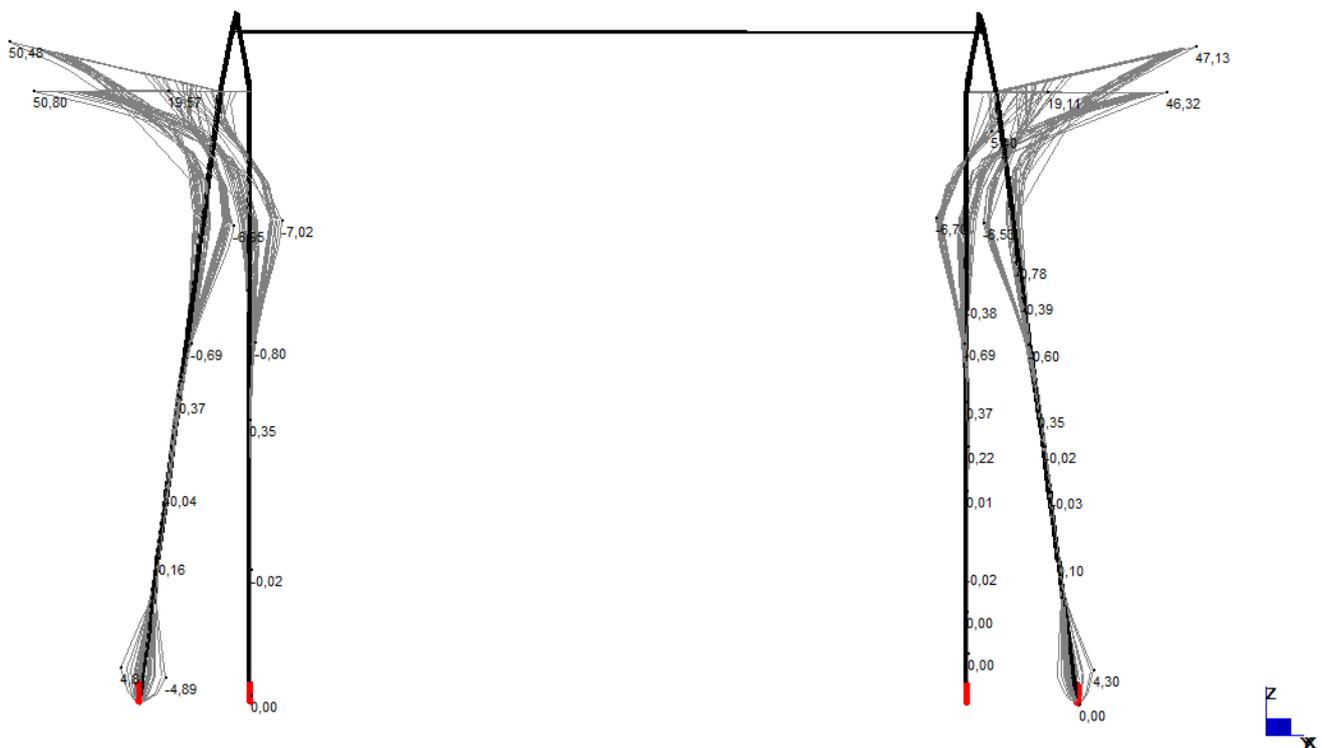


AIII-6 - Deformata totale carichi permanenti e accidentale ACC3 (m)

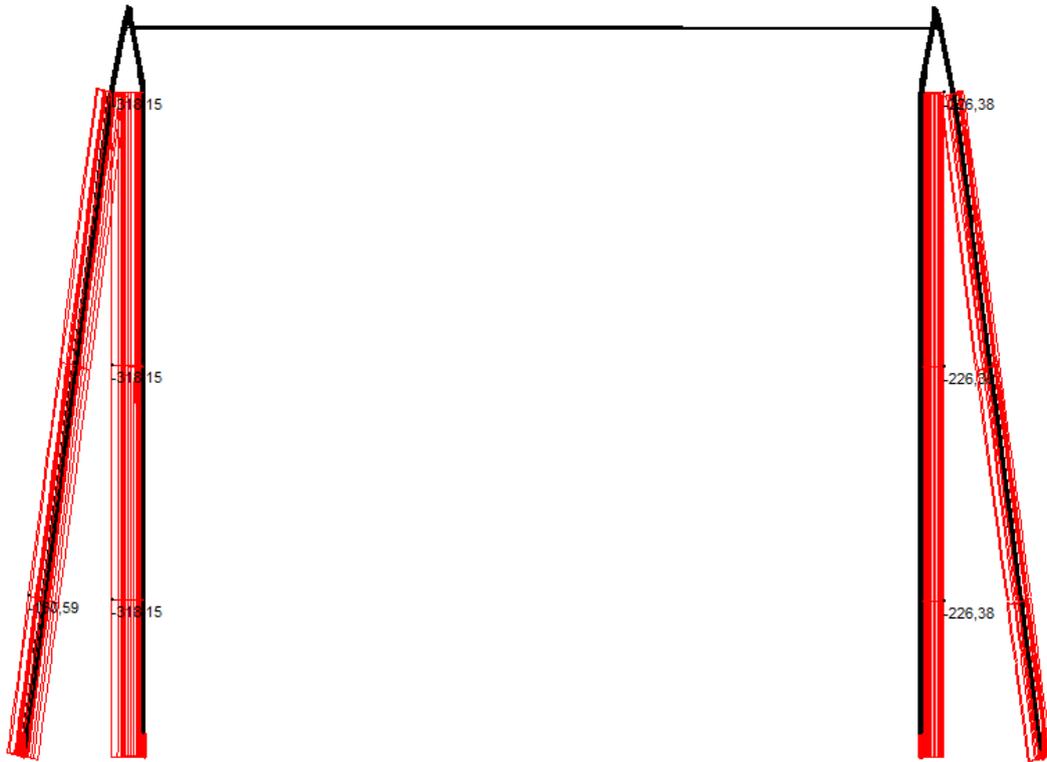
8. ANALISI MICROPALI DI FONDAZIONE

8.1. Fase 3a/3b

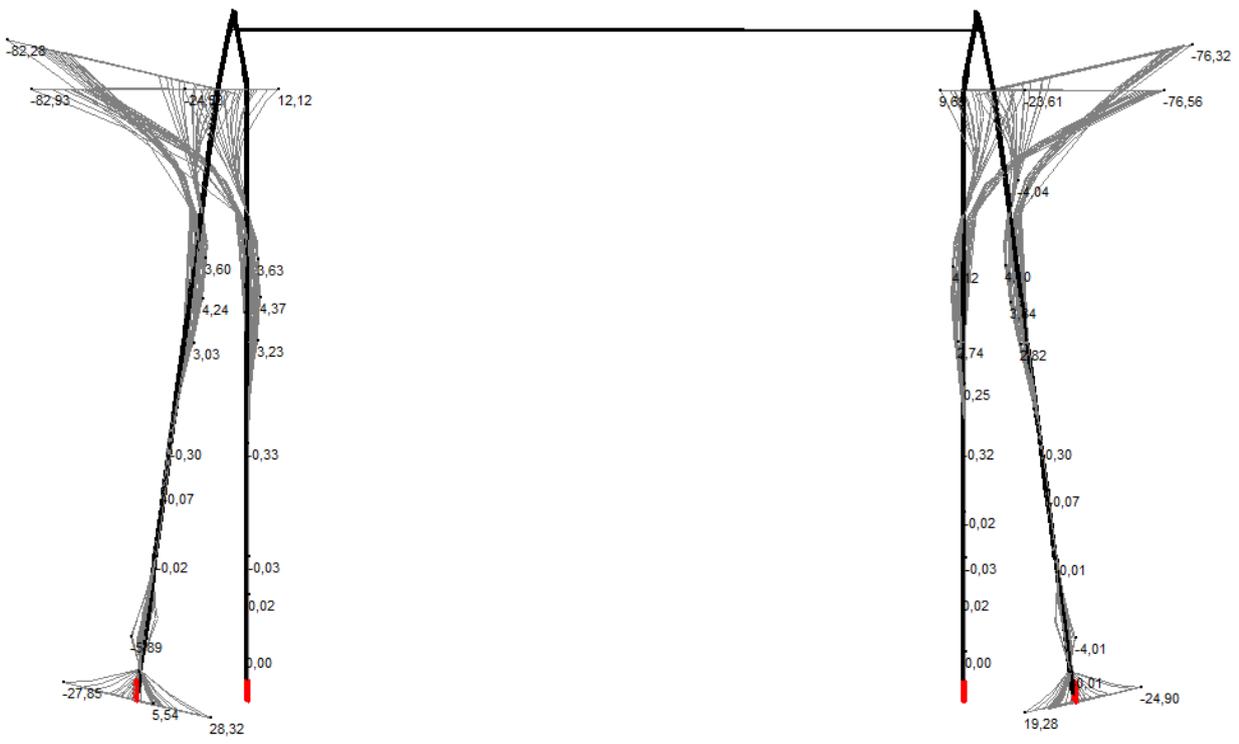
Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione dei micropali di fondazione (graticcio con vincolo di continuità, soletta e traverso di testata collaborante) per i principali involuipi delle combinazioni allo SLU.



ENV U - Momenti flettenti sui micropali (kNm)



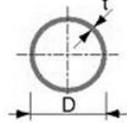
ENV U – Azioni assiali sui micropali (kN)



ENV U – Taglio sui micropali (kN)

8.2. Verifiche strutturali

Si riportano nel seguito i calcoli di verifica della sezione tipo trasversale.

FLESSIONE, FORZA ASSIALE E TAGLIO (UNI ENV 1993-1-1)				
	$A =$	52,70 cm ²	$f_y =$ 355,00 MPa	
	$W_{el} =$	209,00 cm ³	$\gamma_m =$ 1,10	
	$W_{pl} =$	282,00 cm ³	$\epsilon =$ 0,814	
	$t =$	10,0 mm	$D/t =$ 17,78	Sezione Classe 1
	$D =$	177,8 mm		
$N_{Sd} =$	318,15 kN			
$M_{Sd} =$	50,80 kNm			
$V_{Sd} =$	82,93 kN			
TAGLIO				
$A_v = A \cdot 2 / \pi =$	33,55 cm ²		(§ 5.4.6)	
$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_y / \sqrt{3} / \gamma_{M0} =$	625,12 kN	$d/tw < 69 \cdot \epsilon$	Nessuna instabilità per taglio "	
$V_{Rd} =$ 625,12 kN	>	$V_{Sd} =$ 82,93 kN	VERIFICA OK	
FORZA ASSIALE				
$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} =$	1700,77 kN	Classe 1, 2, 3	(§ 5.4.3.a, 5.4.4.a)	
$N_{Rd} =$ 1700,77 kN	>	$N_{Sd} =$ 318,15 kN	VERIFICA OK	
MOMENTO FLETTENTE				
$0,50 \cdot N_{pl,w} = 0,50 \cdot A_v \cdot f_y / \gamma_{M0} > N_{Sd}$	541,37	>	318,15 (§ 5.4.8.1.3)	
$0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0} > N_{Sd}$	425,19	>	318,15 Nsd trascurabile "	
$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} =$	91,01 kNm	Classe 1, 2	(§ 5.4.5.1)	
$= W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0} =$	67,45 kNm	Classe 3	(§ 5.4.5.2)	
$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - (N_{Sd} / N_{pl,Rd})^2) < M_{pl,Rd}$	91,01 kNm	Classe 1, 2, 3	(§ 5.4.8.1, 5.4.8.2)	
$0,50 \cdot V_{pl,Rd} > V_{Sd}$	312,56	>	82,93 Vsd trascurabile (§ 5.4.7.2)	
$\rho = (2 \cdot V_{Sd} / V_{pl,Rd} - 1)^2 =$	0,540			
$M'_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot (1 - \rho) \cdot f_y / \gamma_{M0} =$	41,89 kNm	Classe 1, 2	"	
$= W_{el} \cdot (1 - \rho) \cdot f_y / \gamma_{M0} =$	31,04 kNm	Classe 3	"	
$M_{V,Rd} = M'_{pl,Rd} \cdot (1 - (N_{Sd} / N'_{pl,Rd})^2) < M'_{pl,Rd}$	40,42 kNm		"	
$M_{Rd} =$ 91,01 kNm	·	$M_{Sd} =$ 50,80 kNm	VERIFICA OK	

8.3. Verifiche geotecniche

Si riporta nel seguito il calcolo di capacità portante verticale del micropalo.

CAPACITA' PORTANTE MICROPALI

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

	Resistenze [R]	
	γ_b	γ_s
NTC 2008 - SLU GEO [A1+M1+R1]	1,00	1,00
NTC 2008 - SLU GEO [A2+M1+R2]	1,70	1,45
DM 11/03/1988	2,50	2,50
utente	1,60	1,30

CARATTERISTICHE MICROPALO

D_{perf} = 0,24 mI_s = 9,50 mN_{sd} = 220,82 kN (- trazione, + compressione)

Note:

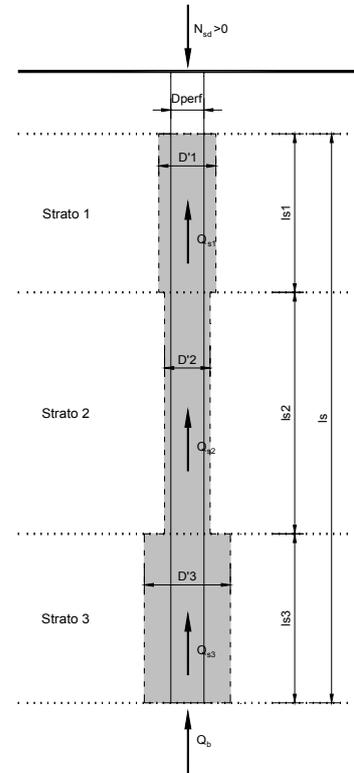
Scarico da combinazioni di esercizio

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE VERTICALE

Strato	Terreno	I _{si} [m]	α	D _i = $\alpha \cdot D_{perf}$ [m]	$\sigma_{si,k}$ [MPa]	σ'_{si} [MPa]	Q _{si}	
1	Detriti	3,50	1,10	0,26	0,075	0,038	108,86	
2	Argillocisti	3,00	1,10	0,26	0,100	0,050	124,41	
3	Substrato	3,00	1,10	0,26	0,250	0,125	311,02	
I _s = 9,50 m							Q _s = $\sum_i \pi \cdot D_i \cdot \sigma_i \cdot I_{si} =$	544,28 kN
							Q _b = 0,15 * Q _s =	81,64 kN

Q_{lim} = Q_b + Q_s = 625,92 kNR_d = Q_b/γ_b + Q_s/γ_s = 250,37 kNE_d = N_{sd} = 220,82 kN

Coefficiente di sicurezza

FS = R_d / E_d = 1,13 > 1,00 OK

CAPACITA' PORTANTE MICROPALI

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

	Resistenze [R]	
	γ_b	γ_s
NTC 2008 - SLU GEO [A1+M1+R1]	1,00	1,00
NTC 2008 - SLU GEO [A2+M1+R2]	1,70	1,45
DM 11/03/1988	2,50	2,50
utente	1,60	1,30

CARATTERISTICHE MICROPALO

D_{perf} = 0,24 mI_s = 9,50 mN_{sd} = -122,28 kN (- trazione, + compressione)

Note:

Scarico da combinazioni di esercizio

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE VERTICALE

Strato	Terreno	I _{si} [m]	α	D _i = $\alpha \cdot D_{perf}$ [m]	$\sigma_{si,k}$ [MPa]	σ'_{si} [MPa]	Q _{si}	
1	Detriti	3,50	1,10	0,26	0,075	0,038	108,86	
2	Argillocisti	3,00	1,10	0,26	0,100	0,050	124,41	
3	Substrato	3,00	1,10	0,26	0,250	0,125	311,02	
I _s = 9,50 m							Q _s = $\sum_i \pi \cdot D_i \cdot \sigma_i \cdot I_{si} =$	544,28 kN
							Q _b = 0,15 * Q _s =	0,00 kN

Q_{lim} = Q_b + Q_s = 544,28 kNR_d = Q_b/γ_b + Q_s/γ_s = 217,71 kNE_d = N_{sd} = 122,28 kN

Coefficiente di sicurezza

FS = R_d / E_d = 1,78 > 1,00 OK