



# Autostrada dei Fiori

Tronco A10: Savona - Ventimiglia (confine francese)

## NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE DI VADO LIGURE

CARREGGIATA SUD / CARREGGIATA NORD  
Progr. Km 47+545

### PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI  
SOTTOPASSO AUTOSTRADA A10  
Relazione tecnica e di calcolo

<b>PROGETTISTA</b>	<b>RESPONSABILE INTEGRAZIONE ATTIVITÀ SPECIALISTICHE</b>	<b>IMPRESA</b>	<b>COMMITTENTE</b>
Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993	Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993		Autostrada dei Fiori S.p.A. Via della Repubblica, 46 18100 Imperia (IM)

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
							Gennaio 2020	-
							N. Progr.	
B	Febbraio 2020	REVISIONE INTERNA	SINA	DT/OC	DT	DT		
A	Gennaio 2020	PRIMA EMISSIONE	SINA	DT/OC	DT	DT		

<b>CODIFICA</b>	PROGETTO	LIV	TRONCO	DOCUMENTO	REV	<b>WBS</b>
	P280	D	A10	OMG RC	016 B	A10IBT0001
						<b>CUP</b>
						I44E14000810005

<b>RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</b>	<b>VISTO DELLA COMMITTENTE</b>

**SINA S.p.A.**

**Comune di Vado Ligure  
Nuovo Svincolo Autostradale  
Progetto Definitivo**

**SOTTOPASSO AUTOSTRADA A10  
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

						
B	Febbraio 20	Revisione interna	SINA	DT/OC	DT	
A	Gennaio 20	Prima Emissione	SINA	DT/OC	DT	
<b>Rev.</b>	<b>Data</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Redatto</b>	<b>Controllato</b>	<b>Approvato</b>	
			Documento: P280_D_OMG_RC_016_B.doc			

## INDICE

1.	INTRODUZIONE .....	4
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	5
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	6
4.	CARATTERIZZAZIONE E PARAMETRI GEOTECNICI .....	7
5.	PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO.....	8
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	8
6.	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO .....	11
7.	MATERIALI.....	15
7.1	ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.....	15
7.2	CONGLOMERATO CEMENTIZIO.....	15
7.2.1	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI.....	15
7.2.2	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONI.....	16
7.2.3	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI.....	16
7.2.4	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO E CORDOLI.....	17
7.2.5	CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE.....	17
8.	CARICHI DI PROGETTO .....	18
8.1	PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA .....	18
8.2	PESO PROPRIO SOLETTA.....	18
8.3	CARICHI PERMANENTI .....	18
8.4	EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ ( $\epsilon_2$ ).....	18
8.5	CARICHI MOBILI VARIABILI.....	20
8.6	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE .....	20
8.7	VARIAZIONI TERMICHE ( $\epsilon_3$ ) .....	21
8.7.1	AZIONE DELLA TEMPERATURA .....	21
8.8	SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE .....	22
8.9	SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI SISMICHE.....	22
8.10	SPINTA DEL SOVRACCARICO.....	22
9.	PROGRAMMA DI CALCOLO .....	23
9.1	PROGRAMMA DI CALCOLO PARATIE .....	23
9.2	PROGRAMMA DI CALCOLOSAP 2000 .....	26

9.3	FOGLI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE SLE E SLU.....	29
10.	ANALISI DELLA PARATIA DI PALI .....	30
10.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	30
10.2	RISULTATI.....	36
10.3	VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI .....	37
11.	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	41
11.1	CAPACITA' PORTANTE LIMITE DEL PALO SINGOLO.....	41
11.1.1	PORTANZA LATERALE.....	41
11.1.2	PORTANZA DI BASE .....	43
11.2	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO .....	43
11.3	VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE VERTICALE .....	44
11.3.1	CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL PALO SINGOLO .....	44
12.	ANALISI DELLA COPERTURA .....	48
12.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	48
12.2	RISULTATI.....	50
12.2.1	DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI INTERNE – MODELLO FASE 2.....	50
12.2.2	DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI INTERNE – MODELLO FASE 3.....	53
12.3	SOLLECITAZIONI SULLE TRAVI PREFABBRICATE .....	60
12.4	VERIFICHE TRAVI PREFABBRICATE .....	63
12.4.1	VERIFICA FLESSIONALE IN MEZZERIA – SLE RARA .....	63
12.4.2	VERIFICA FLESSIONALE IN MEZZERIA – SLE FRQ .....	69
12.4.3	VERIFICA FLESSIONALE IN MEZZERIA – SLU.....	72
12.4.4	VERIFICA FLESSIONALE NELLA SEZIONE DI INCASTRO – SLU.....	75
12.4.5	VERIFICA FLESSIONALE NELLA SEZIONE DI INCASTRO – SLE RARA .....	78
12.4.6	VERIFICA FLESSIONALE NELLA SEZIONE DI INCASTRO – SLE FRQ.....	79
12.5	ANALISI DI CALCOLO DELLA SOLETTA CON IL METODO BIDIMENSIONALE .....	81
12.5.1	PESO PROPRIO SOLETTA .....	81
12.5.2	CARICHI PERMANENTI.....	81
12.5.3	CARICHI MOBILI VARIABILI.....	82
12.5.4	VERIFICA DELLA SOLETTA.....	85

## 1.INTRODUZIONE

La presente relazione viene redatta nell'ambito del Progetto Definitivo del “*Nuovo Svincolo Autostradale*” da realizzarsi lungo la “Autostrada dei Fiori” A10 in provincia di Savona, nel Comune di Vado Ligure.

La presente relazione è volta al dimensionamento e alla verifica del “*Nuovo sottopasso dell'autostrada A10*”, previsto lungo il ramo di svincolo Genova – Casello e Casello – Ventimiglia.

## 2.NORMATIVE DI RIFERIMENTO

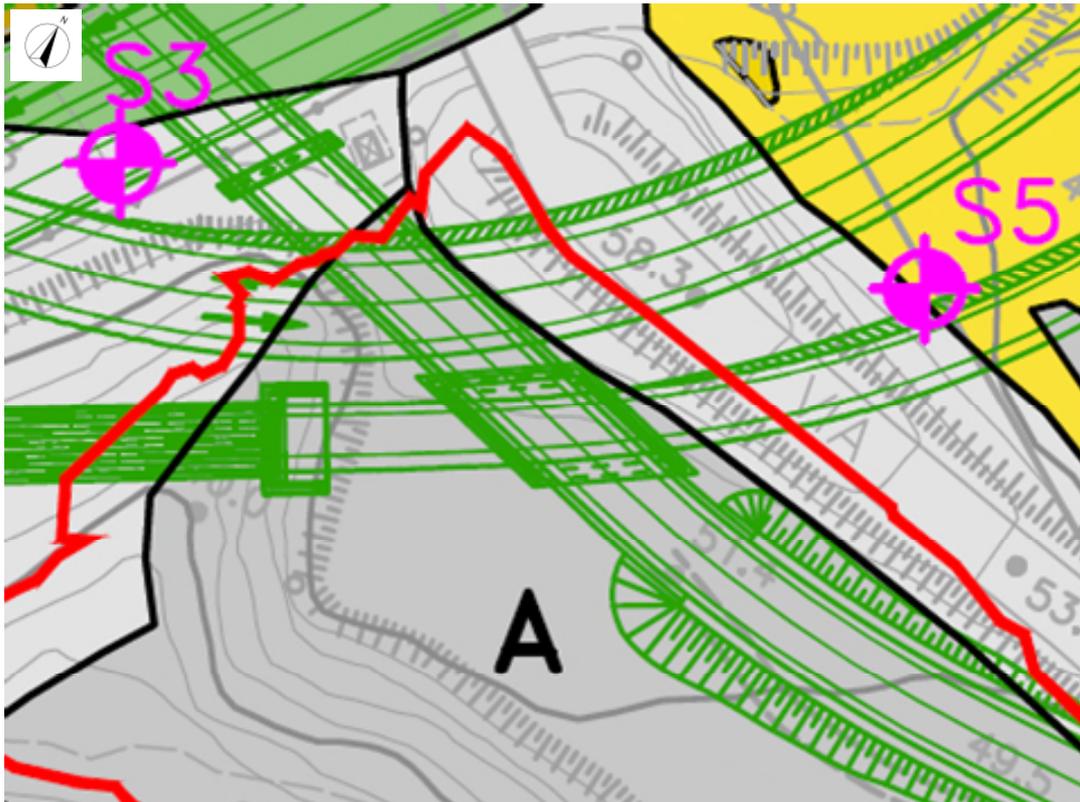
Le opere oggetto della presente relazione di calcolo sono state sviluppate in base alle seguenti principali normative e istruzioni di riferimento.

- |     |                         |   |
|-----|-------------------------|---|
| [1] | Legge 05.11.1971 n.1086 | "Norma per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica" |
| [2] | D.M. 17.01.2018         | "Norme Tecniche per le Costruzioni"   |
| [3] | Circ. 21.01.2019 n.7    | Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17.01.2018                         |
| [4] | UNI EN 1991-1-5         | Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche  |
| [5] | UNI EN 1991-2           | Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti   |
| [6] | UNI EN 1992-1-1         | Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici                     |

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto di vista geologico, l'area del sottopasso è caratterizzata superficialmente, da terreni di riporto di rifiuti, che verrà sottoposto alle opportune bonifiche, eseguite secondo Normativa. Lo spessore di questo strato dovrebbe essere esiguo, essendo quest'opera inserita nella parte marginale.

Infatti, questo sottopasso attraversa un piccolo spessore dei rilevati esistenti nella parte sommitale e in profondità intercetta i metasedimenti permiani.



#### ELEMENTI GEOLOGICI

##### DISCARICA

**DISC** Discarica di Bossarino: materiali misti di abbancamento

##### RITOMBAMENTO

**RIT** Terrani rimaneggiati di ritombamento della struttura della galleria ferroviaria "Tana"; spessore max di circa 20m (lavori eseguiti nel 1968-1970)

##### RIPORTI

**A** Perimetrazione area di riporto rifiuti (Ordinanza-difida n°11\2013 del 20.02.2013 del comune di Vado Ligure); natura e spessore dei rifiuti non nota

**B** Terreni riportati all'epoca degli scavi di sbancamento del bacino della centrale ex E.N.E.L. (lavori eseguiti nel 1967) e/o della vicina linea ferroviaria (lavori eseguiti nel 1968-1970); spessori mediamente compresi tra 5m e 15m

**C** Terreni di riporto di livellamento locale del piazzale

##### RILEVATI

**RIL** Rilevati autostrali e stradali

##### DEPOSITI ALLUVIONALI

**AR** Depositi alluvionali recenti (Quaternario recente)

**AT** Depositi alluvionali terrazzati (Quaternario medio-recente)

##### DEPOSITI PLEISTOCENICI

**PT2** Depositi antichi di origine continentale (Pleistocene Medio) affioranti (a) e/o sub-affioranti (b)

**PT1** Depositi antichi di origine delizia (Pleistocene Medio e Basso) affioranti (a) e/o sub-affioranti (b)

##### COPERTURA

**COP** Copertura detritica discontinua di spessore mediamente compreso tra 3m e 5m

##### METASEDIMENTI PERMIANI

**MSP** Roccia affiorante (a) e/o sub-affiorante (b) in scadenti condizioni geomeccaniche (molto alterata e fratturata) con copertura detritica discontinua di spessore fino a 3m di spessore (Permiano)

##### ELEMENTI LINEARI E PUNTUALI

**a** **b** Limite geologico certo (a) o presunto (b)

**30/0** Giacitura stratificazione e/o scistosità principale

**20/0** Giacitura sub-verticale

**45/0** Immersione asse di piega

**S1** Sondaggio geognostico a carotaggio continuo realizzato per il Progetto Definitivo (2019)

**P** Pozzo ad uso irriguo

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati geotecnici e geologici specifici di progetto.

#### **4.CARATTERIZZAZIONE E PARAMETRI GEOTECNICI**

I risultati delle indagini geotecniche, in sito e di laboratorio, hanno permesso di definire il modello geotecnico, rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni/rocce interessati dall'opera oggetto di studio.

I parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi, in riferimento alla stratigrafia assunta, sono riportati nella tabella seguente:

<b>Descrizione geologica (codice)</b>	<b>Descrizione geotecnica</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>	<b><math>c'</math> (kPa)</b>	<b><math>E'_{25}</math> (MPa)</b>
Rilevati (RIL)	Ghiaia sabbioso limosa, addensata	19-20	34-36	0-2	50-80
Metasedimenti permiani (SC1)	Scisti quarzo sericitici, scisti filladico-sericitici, scisti cloritico- sericitici, micascisti, molto alterati	21-22	24-26	10-15	50-90
Metasedimenti permiani (SC2)	Scisti quarzo sericitici, scisti filladico-sericitici, scisti cloritico-sericitici, micascisti, mediamente alterati	22-23	28-30	20-40	80-150
Metasedimenti permiani (SC3)	Scisti quarzo sericitici, scisti filladico-sericitici, scisti cloritico- sericitici, micascisti, poco alterati	23-24	30-32	60-80	150-250

## 5.PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO

Per le opere in progetto, si definiscono i seguenti parametri di classificazione:

Tipo di costruzione: 3 (ponti e opere infrastrutturali di importanza strategica)  
Vita nominale:  $V_N \geq 100$  anni  
Classe d'uso: IV (Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001 n. 6792)  
Coefficiente d'uso:  $C_u = 2.0$   
Periodo di riferimento per le azioni sismiche:  $V_R = V_N C_u = 200$  anni

La definizione delle azioni sismiche di progetto viene effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito mediante i seguenti parametri:

- Accelerazione sismica al sito:  $a_g$  [m/s<sup>2</sup>]  
- Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione:  $F_o$   
- Periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione:  $T^*_c$  [ s ]

Tali parametri sono variabili a seconda dello stato limite considerato, della classe di importanza dell'opera e, delle coordinate geografiche di localizzazione dell'opera (latitudine e longitudine).

Con riferimento all'area di intervento, posta alle seguenti coordinate:

Comune: Vado Ligure (SV)  
Zona Sismica 3B (ai sensi della D.G.R. n.1308 del 24/10/08 – Reg. Liguria)  
latitudine: 44.2677  
longitudine: 8.4157  
elevazione: 50-60 m slm

nella pagina che segue sono evidenziati i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T^*_c$  definiti interpolando tra i valori forniti per i vertici del reticolo di riferimento più prossimi al sito ("Allegato B - Tabella 1" della norma).

### 5.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Nella figura che segue sono evidenziati i quattro vertici del reticolo di riferimento che racchiudono il sito in esame, in termini di numero identificativo ed ubicazione geografica, e sono quindi elencati i parametri sismici associati al sito di costruzione.

**Pericolosità sismica** X

Tipo costruzione (Art. 2.4.1)

Tipo 1 (Vn <=10 anni)

Tipo 2 (Vn >=50 anni)

Tipo 3 (Vn >=100 anni)

Vita Nominale Vn (anni):

Classe d'uso (Art. 2.4.2)

Classe I

Classe II

Classe III

Classe IV

Periodo di riferimento per l'azione sismica (>=35): VR=Vn\*Cu= 100.00\*2.00= 200.00 anni

SLO	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

SLO	120.43
SLD	201.16
SLV	1898.24
SLC	2475.00

Posizione del sito

Comune:

Longitudine:

Latitudine:

Isola:

Nodi intorno al sito

ID	Longitudine:	Latitudine:	Distanza sito (l)
17354	8.3921	44.2750	2.0488
17576	8.3963	44.2250	4.9979
17577	8.4659	44.2280	5.9617
17355	8.4618	44.2780	3.8486

Parametri di pericolosità sismica (Modificabili)

	ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)
SLO	0.3579	2.5824	0.2386
SLD	0.4337	2.5627	0.2715
SLV	0.9830	2.6391	0.3336
SLC	1.0789	2.6420	0.3382

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere ag in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in m/sec^2, moltiplicarlo per 0.986

I parametri sismici per il sito di costruzione sono determinati come media ponderata tra i quattro vertici di cui sopra adottando come "peso" l'inverso delle relative distanze:

$$p = \frac{\sum_1^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_1^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

p = valore del parametro di interesse;

p<sub>i</sub> = valori del parametro relativi ai quattro vertici del reticolo;

d<sub>i</sub> = distanze dei quattro vertici dal punto in esame.

Per il sito oggetto di studio si determinano pertanto i seguenti parametri sismici:

SLD			SLV		
Tr = 200			Tr = 1900		
ag /g	Fo	T'c	ag /g	Fo	T'c
0.04337	2.5627	0.2715	0.09830	2.6391	0.3336

La risposta sismica locale deve poi essere corretta in relazione alla "Categoria del Suolo" e alle "Condizioni Topografiche" proprie del sito di costruzione mediante i relativi coefficienti di amplificazione.

In relazione a quanto emerso nel corso delle indagini geologiche e geognostiche, dal punto di vista sismico, si ritiene di classificare il terreno come appartenente alla **categoria "B"**: " Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o erreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da volaori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s"

Per tale categoria di sottosuolo il coefficiente di **amplificazione stratigrafica "S<sub>s</sub>"** è posto pari a 1.2:

$$S_s = 1.20$$

Per quanto riguarda il coefficiente di **Amplificazione Topografica**, può essere assunto quello per la categoria topografica **T1** (*pendii con inclinazione media  $i < 15^\circ$* ) pari a:

$$S_T = 1.00$$

## 6.DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

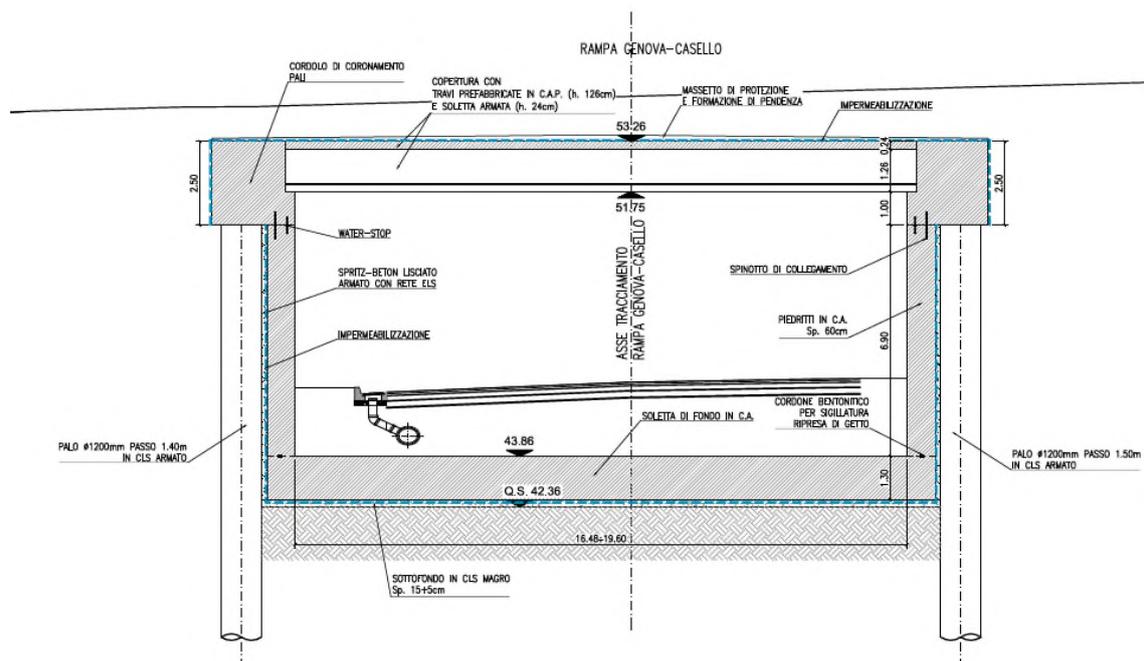
Il sottopasso autostradale si configura come una galleria artificiale tra paratie di pali, con una larghezza interna variabile da 16.48 m a 19.60 m.

La realizzazione della struttura avviene con scavo sotto copertura tra paratie di pali ( $\phi 1200$ , passo 1.40/1.50 m) secondo metodologia "Milano" o "Top Down", ossia già solettone definitivo gettato contro terra.

La copertura è costituita da travi in calcestruzzo precompresso di altezza pari a 126 cm e larghezza 198 cm affiancate tra loro, e da un getto di completamento in calcestruzzo ordinario di spessore 24 cm.

I pali laterali in c.a. di diametro  $\phi = 1200$ mm e lunghezza  $L=25.0$  m, con cordolo di coronamento 212 cm x 250 cm, sono disposti ad interasse variabile da 20.10÷23.02 m e sostengono l'impalcato di copertura dello spessore complessivo di 150 cm.

Lo scavo della galleria avviene sotto copertura e solo successivamente, a raggiungimento della quota finale di fondo, si realizza il solettone di fondo dello spessore di 130 cm e le pareti laterali di rivestimento dello spessore di 60 cm.



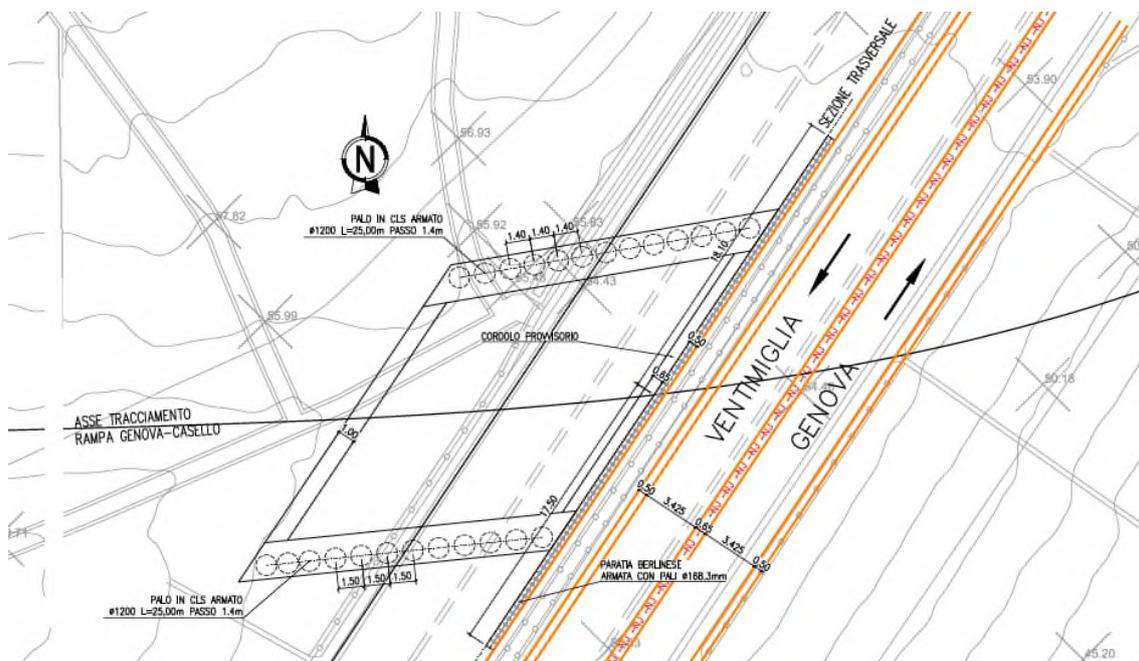
Il vantaggio del metodo di costruzione scelto è quello di impegnare la sede autostradale esistente in modo programmato e parzializzato nel limitato periodo della realizzazione dei pali e della soletta di copertura, mentre lo scavo della galleria, che impegna tempi maggiori, può avvenire con il ripristino della viabilità di superficie.

Per la costruzione del manufatto in oggetto è quindi predisposta una successione di fasi realizzative che comportano spostamenti temporanei del transito sulla autostrada.

Si descrivono di seguito le fasi realizzative:

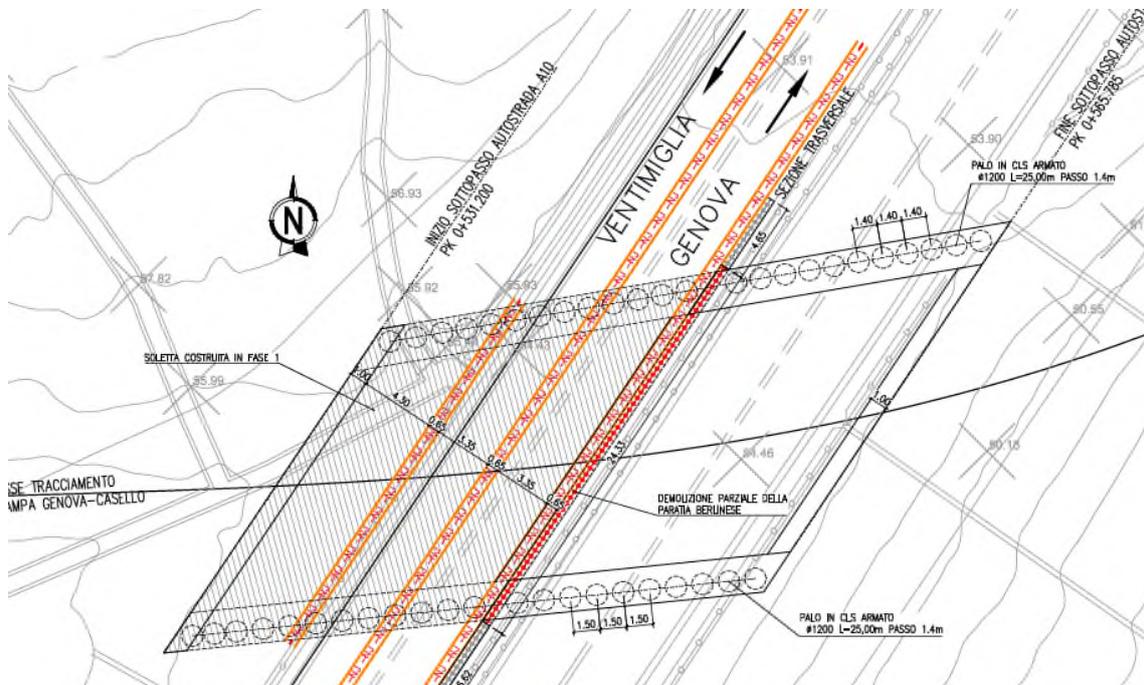
### Fase 1:

- Deviazione del traffico autostradale in entrambe le direzioni sulla sola carreggiata direzione Genova.
- Realizzazione di una paratia di micropali armata con pali  $\varnothing 168.3$  mm e della relativa trave di coronamento.
- Realizzazione dei pali  $\varnothing 1200$  mm in cls armato.
- Scavo di ribasso fino a quota 51.76 m (50.76 m in corrispondenza dei pali).
- Getto di prima fase dei cordoli di coronamento dei pali
- Posa delle travi prefabbricate e completamento del getto della soletta di copertura di prima fase e realizzazione del cordolo provvisorio a sostegno dello scavo di seconda fase.
- Posa dell'impermeabilizzazione e protezione della stessa mediante getto di cappa armata pendenzata.
- Esecuzione del rinterro.



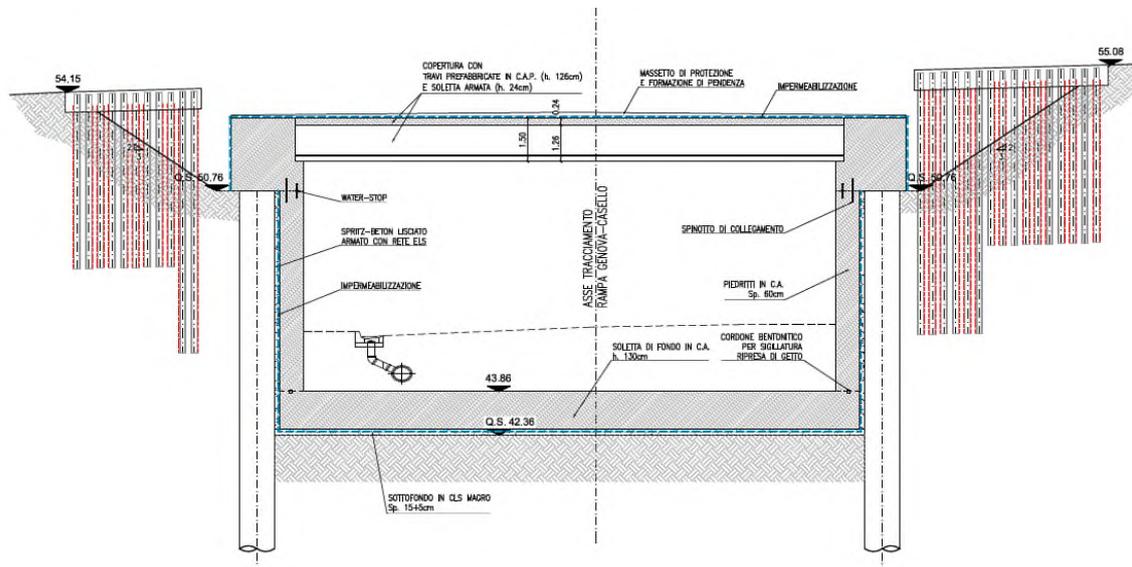
**Fase 2:**

- Deviazione del traffico autostradale in entrambe le direzioni sulla sola carreggiata direzione Ventimiglia sopra la soletta realizzata in prima fase.
- Realizzazione dei pali Ø1200 mm in cls armato.
- Scavo di ribasso fino a quota 51.76 m (50.76 m in corrispondenza dei pali).
- Demolizione parziale della paratia di micropali armata con pali Ø168.3 mm.
- Getto di prima fase dei cordoli di coronamento dei pali.
- Posa delle travi prefabbricate e completamento del getto della soletta di copertura.
- Posa dell'impermeabilizzazione e protezione della stessa mediante getto di cappa armata pendenzata.
- Esecuzione del rinterro.



**Fase 3:**

- Ripristino della viabilità autostradale in due corsie per ogni carreggiata (in entrambe le direzioni).
- Scavo sotto copertura del sottopasso fino a quota di fondo scavo.
- Regolarizzazione delle
- Demolizione parziale della paratia di micropali armata con pali Ø168.3 mm.
- Getto di prima fase dei cordoli di coronamento dei pali.
- Posa delle travi prefabbricate e completamento del getto della soletta di copertura.
- Posa dell'impermeabilizzazione e protezione della stessa mediante getto di cappa armata pendenzata.
- Esecuzione del rinterro.



## 7.MATERIALI

Si riportano le caratteristiche specifiche dei principali materiali da costruzione da utilizzare per la realizzazione del manufatto oggetto della presente Relazione.

### 7.1 ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.

E' previsto l'impiego di acciaio tipo B450C con le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	=	540	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_s$	=	1.15	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_s$	=	210000	N/mm <sup>2</sup>

### 7.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

#### 7.2.1 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C25/30 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	=	30,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	=	25,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	33,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	=	2,56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	=	1,80	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	=	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_c$	=	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	=	14,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	=	1,20	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	31480	N/mm <sup>2</sup>

Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S4
Copriferro minimo:	50 mm
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.60

### 7.2.2 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONI

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C25/30 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	=	30,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	=	25,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	33,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	=	2,56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	=	1,80	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	=	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_C$	=	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	=	14,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	=	1,20	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	31480	N/mm <sup>2</sup>

Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S4
Copriferro minimo:	60 mm
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.60

### 7.2.3 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C32/40 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	=	40,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	=	32,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	40,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	=	3,02	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	=	2,12	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	=	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_C$	=	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	=	18,13	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	=	1,41	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	33350	N/mm <sup>2</sup>

Classe di esposizione:	XS1-XC4-XF2
Classe di consistenza:	S4
Copriferro minimo:	55 mm
Contenuto minimo di cemento:	340 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.50

#### 7.2.4 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO E CORDOLI

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C32/40 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	= 40,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 32,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 40,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 3,02	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 2,12	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	= 0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_C$	= 1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 18,13	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1,41	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 33350	N/mm <sup>2</sup>

Classe di esposizione:	XF4
Classe di consistenza:	S5
Copriferro minimo:	55 mm
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.50

#### 7.2.5 CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C45/55 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	= 55,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 45,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 53,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 3,80	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 2,70	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	= 0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_C$	= 1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 25,50	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 2,53	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 36000	N/mm <sup>2</sup>

Classe di esposizione:	XC4-XS1
Classe di consistenza:	S5
Copriferro minimo:	55 mm
Contenuto minimo di cemento:	340 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.50

## 8. CARICHI DI PROGETTO

Per le verifiche relative alle opere in oggetto, le principali azioni considerate sono di seguito riassunte:

- peso proprio strutturale di impalcato;
- carichi permanenti portati di tipo non strutturale (pavimentazione stradale, barriere, parapetti ecc.);
- azioni variabili da traffico sulla sede stradale già comprensivi del coefficiente di incremento dinamico;
- azioni longitudinali di avviamento/frenamento;
- azioni sismiche.
- Spinta del terreno in condizioni statiche e sismiche

Nelle sezioni seguenti si riportano a chiarimento i singoli contributi sopra menzionati.

### 8.1 PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA

Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato in ragione di un peso specifico pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

### 8.2 PESO PROPRIO SOLETTA

Il peso della soletta e delle lastre predalle risulta pari a:

- soletta (sp. 20+4): 0,24 m x 25,00 kN/m<sup>3</sup> = 6,00 kN/m<sup>2</sup>

### 8.3 CARICHI PERMANENTI

I sovraccarichi permanenti considerati sono i seguenti:

- Cordoli: 1.0 m x 1.14 x 25,0 kN/m<sup>3</sup> = 2 x 28.50 kN/m<sup>2</sup>
- Barriere sicurvia: = 2 x 1,50 kN/m
- Ricoprimento + pavimentazione stradale: 1.35 m x 22,0 kN/m<sup>3</sup> = 3,00 kN/m<sup>2</sup>

### 8.4 EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ ( $\epsilon_2$ )

Gli effetti del ritiro, associati alle azioni di lunga durata, sono valutati di seguito.



Comune di Vado Ligure  
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo  
Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo

DETERMINAZIONE DEGLI EFFETTI DA RITIRO

**Dati Geometrici e caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck}$	=	33.2	MPa
Resistenza di progetto delle barre in acciaio	$f_{yk}$	=	391.3	MPa
Umidità Relativa	U.R.	=	60	%
larghezza della sezione di calcestruzzo	B	=	13710	mm
altezza della sezione di calcestruzzo	H	=	240	mm
area della sezione in calcestruzzo	$A_c$	=	3290400	mm <sup>2</sup>
perimetro della sezione esposta all'aria	u	=	14190	mm
dimensione fittizia	$h_0$	=	463.8	mm

**Ritiro da essiccamento**

coefficiente per il calcolo del ritiro da essiccamento a tempo $\infty$	$k_h$	=	0.71	-
deformazione da ritiro media	$\epsilon_{c0}$	=	-0.4174	‰
deformazione da essiccamento media a tempo infinito	$\epsilon_{cd,\infty}$	=	-0.000295961	-
età del calcestruzzo nel momento considerato	t	=	365	giorni
età del calcestruzzo a partire degli effetti di essicamento da ritiro	$t_s$	=	7	giorni
deformazione da essiccamento media a tempo t	$\epsilon_{cd(t)}$	=	-0.0001399	-

**Ritiro autogeno**

deformazione per ritiro autogeno a tempo infinito	$\epsilon_{ca,\infty}$	=	-0.000058	-
---	------------------------	---	-----------	---

**Ritiro a tempo infinito**

deformazione totale da ritiro $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$	$\epsilon_{cs}$	=	-0.000353961	-
---	-----------------	---	--------------	---

Ipotizzando l'utilizzo di agenti antiritiro nella miscela di confezionamento del conglomerato cementizio della soletta, è stato ritenuto ragionevole adottare un valore di progetto non superiore ai 2/3 di quello sopra calcolato.

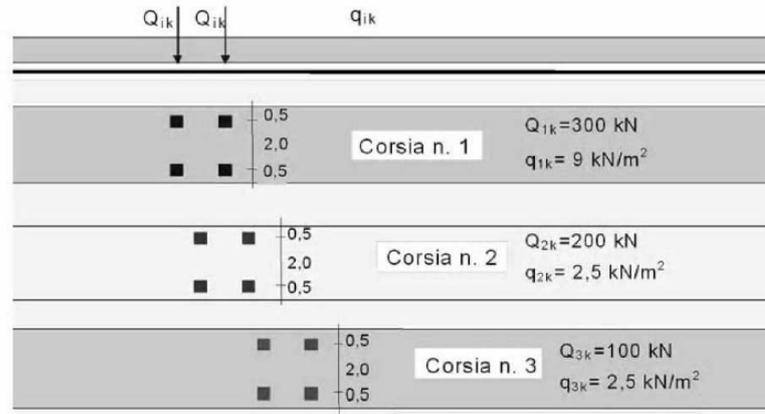
Pertanto:

$$\epsilon_{csd,\infty} = \epsilon_{csd} / 1.5 = -0.000236$$

L'azione del ritiro è stata implementata nel modello di calcolo per il tramite uno sforzo normale di compressione in soletta dovuto ad una temperatura equivalente in soletta pari a  $0.00236/0.000012 \approx 20^\circ\text{C}$

## 8.5 CARICHI MOBILI VARIABILI

Per i carichi variabili da traffico si farà riferimento allo **Schema di carico 1** costituito da carichi concentrati su due assi in tandem ( $Q_{i,k}$ ) e da carichi distribuiti uniformemente sulle corsie ( $q_{i,k}$ ).



I carichi concentrati sugli assi in tandem ed i carichi uniformemente distribuiti dello **Schema di Carico 1**, comprensivi degli effetti dinamici, vanno differenziati per le diverse corsie convenzionali come indicato nel prospetto seguente.

	Carico singolo asse ( $Q_{i,k}$ )	Carico uniforme ( $q_{i,k}$ )
Corsia n. 1	300 kN (150 kN/impronta)	9,0 kN/m <sup>2</sup>
Corsia n. 2	200 kN (100 kN/impronta)	2,5 kN/m <sup>2</sup>
	100 kN (50 kN/impronta)	2,5 kN/m <sup>2</sup>
Parte carrabile rimanente	--	2,5 kN/m <sup>2</sup>

Le disposizioni trasversali dei carichi mobili assunte producono i massimi effetti sulle strutture.

Le disposizioni longitudinali considerate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in progetto (travi, traversi, apparecchi di appoggio) sono state definite per massimizzare gli effetti flettenti in mezzzeria e i massimi tagli e massimi scarichi agli appoggi.

## 8.6 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE

La forza di frenamento o accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$



## 8.8 SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE

La spinta del terreno presente a tergo delle paratia di pali va considerata come carico permanente di tipo *strutturale* in quanto il terreno laterale interagendo con l'opera contribuisce, con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza, al comportamento strutturale dell'opera

A favore di sicurezza per il calcolo della spinta del terreno si è utilizzato il coefficiente di spinta a riposo delle terre pari a  $k_0 = 1 - \sin(\Phi)$  con  $\Phi$  pari all'angolo di attrito del terreno riscontrato nelle indagini geologiche e geotecniche.

La spinta avrà pertanto un andamento triangolare e descritto da  $p = k_0 \gamma z$ .

## 8.9 SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI SISMICHE

Il sottopasso può considerarsi come una struttura “rigida”, poco deformabile; l'incremento di spinta sismico in questo caso è calcolato secondo la teoria di Wood applicando la seguente pressione distribuita:

$$\Delta F = S_s * S_t * a_g/g * \gamma * H$$

dove:

$\gamma_t$  = peso specifico del terreno

H = altezza totale scavo (da p.c. a fondo scavo)

Risulta quindi:

- Incremento sismico  $\Delta F = 33.80$  kN/m;

## 8.10 SPINTA DEL SOVRACCARICO

La spinta derivante dal sovraccarico presente sul piano stradale a tergo della paratia di pali è considerata tenendo in conto di un contributo pari a  $p = k_0 q$  dove  $k_0$  è il coefficiente di spinta a riposo del terreno e  $q$  è il valore del sovraccarico presente pari a  $20$  kN/m<sup>2</sup>.

La spinta avrà pertanto un andamento costante lungo tutto lo sviluppo in altezza della spalla.

## 9. PROGRAMMA DI CALCOLO

La presente relazione di calcolo segue le indicazioni fornite dal §10.2 del DM 2018 per quanto concerne le analisi e le verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo.

### 9.1 PROGRAMMA DI CALCOLO PARATIE

Le analisi di stabilità locale delle opere di sostegno e quelle per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti (diaframmi, tiranti e puntoni), sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo PARATIE.

Tipo di analisi svolta
<p>PARATIE è un programma di calcolo non lineare ad elementi finiti per l'analisi di strutture di sostegno flessibili, che consente di studiare elementi strutturali tipo "beam" disposti su un letto di molle di tipo elastoplastico in modo da tenere conto dell'interazione con il terreno e con gli eventuali tiranti/puntoni intermedi.</p> <p>In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidezza flessionale EJ;</li><li>- il terreno come una serie di molle di tipo elasto-plastico connesse ai nodi della paratia.</li></ul> <p>Questo modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio.</p> <p>Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno, la soluzione dipende dal percorso tenso-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti, dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.</p> <p>La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia, eventualmente tirantata, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe, 1996).</p> <p>La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.</p> <p>I parametri di spinta del terreno sono:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- il coefficiente di spinta a riposo <math>K_0</math>, corrispondente alla condizione iniziale indeformata, calcolato mediante l'espressione <math>K_0 = 1 - \text{sen } \varphi'</math>;</li><li>- i coefficienti di spinta attiva <math>K_A</math> e passiva <math>K_P</math>, corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb, Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a <math>1/3 \div 2/3</math> dell'angolo di attrito del terreno stesso.</li></ul> <p>I parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidezza delle molle,</p>



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo**  
**Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo**

sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarica.

Le componenti di sforzo verticale ed orizzontale vengono intese come sforzi principali. Viene introdotta una funzione di plasticità dipendente da esse, che definisce i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato in cui l'elemento si trova, questo reagisce con differenti caratteristiche di rigidità. Sono possibili tre situazioni:

- Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati e viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).
- Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai prima sperimentati; la fase incrudente è identificata dalla sigla V - C (Virgin Compression).
- Collasso: il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale; questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva; il collasso viene identificato attraverso la parola Active o Passive.

Origine e caratteristiche del codice di calcolo	
Titolo:	PARATIE
Versione:	Release 7.0
Produttore/Distributore	Ce.A.S. srl, Italia /Harpaceas, Milano
Codice licenza	*****

Affidabilità del codice di calcolo
Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. Harpaceas srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova, in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. La documentazione contenente i casi più significativi è reperibile nel manuale del programma di calcolo al seguente link: <a href="http://www.harpaceas.it">http://www.harpaceas.it</a>

Validazione del codice di calcolo
Considerata l'affidabilità del codice impiegato e la natura delle opere in progetto, non è stato necessario ricorrere ad ulteriore validazione del calcolo eseguito con un programma di calcolo diverso da quello impiegato in questa sede.

Modalità di presentazione dei risultati
La presente relazione di calcolo è redatta in modo tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità dei risultati delle analisi numeriche. I dati di ingresso sono illustrati in modo esaustivo, avvalendosi di schemi grafici per la rappresentazione dei carichi applicati e di tabelle con indicazione delle combinazioni di carico considerate. Gli esiti delle elaborazioni sono sintetizzati in disegni e schemi grafici contenenti, per le parti più sollecitate, le configurazioni deformate, le caratteristiche della sollecitazione e i diagrammi di inviluppo associati alle combinazioni di carico considerate. La relazione di calcolo offre pertanto una sintesi completa ed efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di

analisi sviluppata.

#### Informazioni generali sull'elaborazione

L'interpretazione dei risultati dell'analisi non lineare è basata su una serie di controlli da eseguire a valle delle calcolazioni:

- 1) verifica del primo step di analisi: le deformazioni devono essere nulle e quindi, se non sono stati applicati sovraccarichi di tipo nastriforme, il rapporto fra lo sforzo orizzontale efficace e quello verticale efficace deve essere pari a  $K_0$ . Conoscendo la quota del nodo a cui si riferisce il generico elemento, è facile calcolare manualmente lo sforzo verticale e verificare che coincida con l'output del programma. Nella fase di riposo, è possibile controllare che la spinta di una data porzione di terreno, calcolata manualmente, coincida con la somma delle forze relative al corrispondente gruppo di elementi.
- 2) controllo in fase di incipiente collasso della paratia: al collasso, le varie spinte fornite dagli elementi terreno e, di conseguenza, le azioni interne nella paratia devono coincidere con i valori calcolabili manualmente attraverso i tradizionali metodi dell'equilibrio limite.
- 3) interpretazione dei messaggi del solutore: per ogni step il programma fornisce il numero di iterazioni di equilibrio compiute per raggiungere la convergenza; se per un certo passo la convergenza non è stata raggiunta, è stampato un chiaro messaggio di avvertimento. Per ogni passo, è riassunto ciò che è avvenuto nel processo iterativo; sono possibili tre casi:
  - “convergenza”: nel passo è stata raggiunta la soluzione con la tolleranza voluta.
  - “non convergenza”: nel passo non è stata raggiunta la soluzione con la tolleranza voluta, con il massimo numero di iterazioni ammesse. PARATIE prosegue, nei passi successivi l'equilibrio può ristabilirsi, ma certamente i risultati vanno presi con molta cautela.
  - “collasso”: la matrice di rigidezza non è più definitiva positiva: nella fase di tridiagonalizzazione della matrice un termine diagonale (pivot) diviene nullo o negativo: nella struttura è apparso un cinematismo.

#### Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. La valutazione del corretto comportamento del modello è basata sull'esame dei valori di spinta passiva mobilitata al piede della paratia e dei massimi spostamenti attesi.

Il rapporto tra la risultante della spinta passiva e della spinta effettiva nel tratto infisso consente di valutare quanto la struttura disti dalla condizione limite. Naturalmente tale rapporto deve essere maggiore o uguale a 1 affinché non sia violato il criterio di resistenza: se, nell'analisi, sono stati introdotti valori realistici (quindi non ridotti attraverso opportuni coefficienti di sicurezza), valori accettabili per tale rapporto sono compresi fra 2 e 3; se nell'analisi sono stati considerati parametri di resistenza già ridotti, rapporti compresi tra 1 e 2 sono di norma accettabili. Si può quindi concludere che i valori di spinta passiva mobilitati al piede della paratia devono risultare tali da garantire un fattore di sicurezza superiore a 2 allo SLE e ad 1 allo SLU.

I valori degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti.

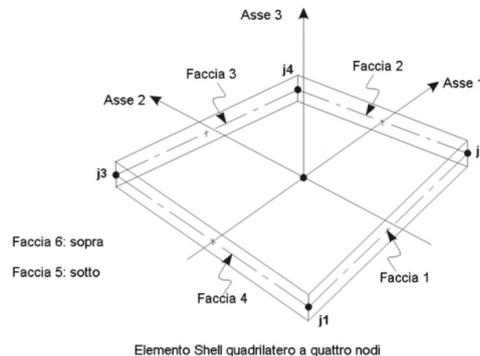
Dall'esame degli stati tensionali e deformativi determinati, è possibile accertare la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. A seguito di controllo positivo, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico e pertanto i risultati del calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

## 9.2 PROGRAMMA DI CALCOLO SAP 2000

### Tipo di analisi svolta

SAP2000 è un programma di calcolo strutturale per l'analisi statica e dinamica, lineare e non lineare ad elementi finiti. Il software permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti che comprende: elementi bidimensionali (piani) tipo "plate and shell", in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), elementi monodimensionali a telaio tipo "frame" ed elementi trave tipo "beam".

L'analisi numerica è stata condotta modellando la soletta dell'impalcato con elementi "shell" a quattro nodi. Il comportamento a piastra flettente comprende due componenti di rigidità rotazionali della piastra, fuori dal piano, e una componente di rigidità traslazionale nella direzione normale al piano dell'elemento.



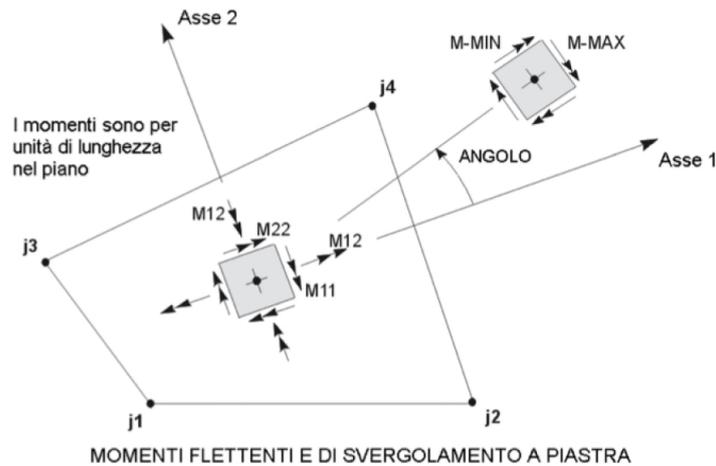
L'elemento Shell attiva sempre tutti i sei gradi di libertà relativi a ciascun nodo ad esso connesso.

Ciascun elemento Shell ha un proprio sistema di coordinate locale usato per definire le proprietà del materiale, i carichi e l'output. Gli assi di questo sistema locale sono indicati con i numeri 1, 2 e 3. I primi due assi giacciono nel piano dell'elemento con orientamento specificato dall'utente; il terzo asse è normale.

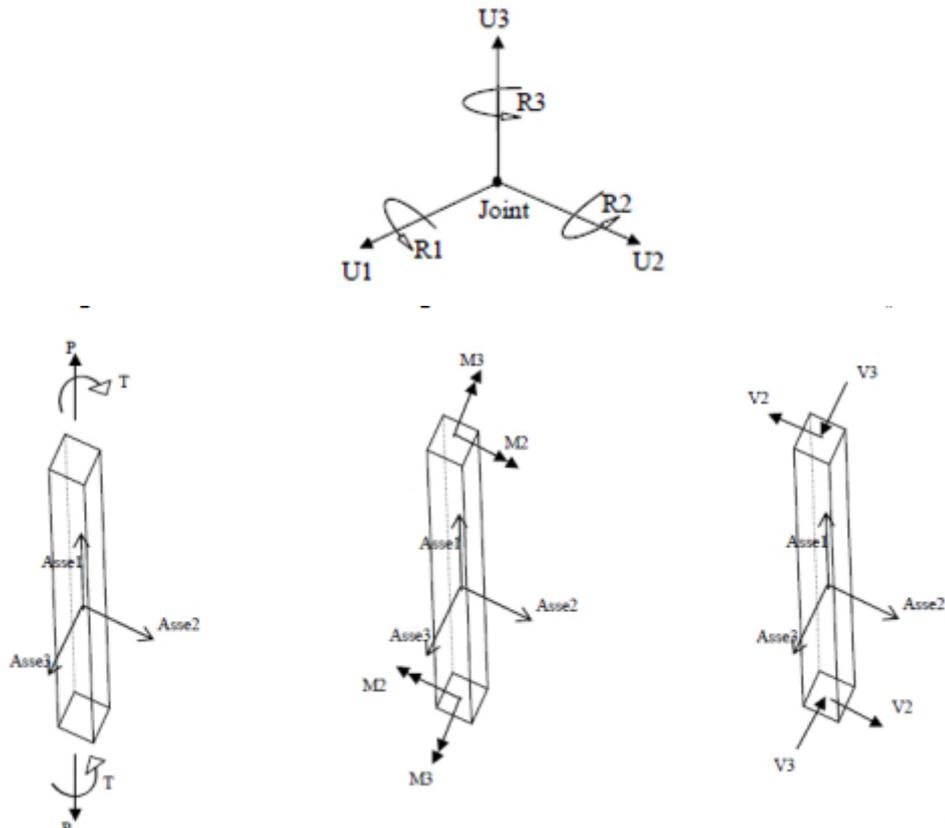
Le forze interne dell'elemento Shell (chiamate anche risultanti delle tensioni) sono le forze ed i momenti che risultano dall'integrazione delle tensioni sullo spessore dell'elemento. Queste forze interne sono:

- Forze membranali assiali: F11 e F22
- Forza membranale di taglio: F12
- Momenti flettenti a piastra: M11 e M22
- Momento di svergolamento a piastra: M12
- Forze di taglio trasversali a piastra: V13 e V23

È molto importante notare che queste risultanti della tensione sono forze e momenti per unità di lunghezza nel piano. Sono presenti in ciascun punto sulla superficie mediana dell'elemento.



Gli elementi “beam” hanno due nodi con sei gradi di libertà ciascuno, tre traslazionali e tre rotazionali. Il sistema di riferimento è formato da una terna destrorsa x-y-z. Le convenzioni dei segni delle forze interne nei diversi elementi sono rappresentate nelle figure seguenti



Origine e caratteristiche del codice di calcolo	
Titolo:	SAP 2000
Versione:	Release 22.0
Produttore	CSI Computers and Structures Inc., Berkley, California, USA
Distributore	CSI Italia srl, Pordenone, Italia



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo**  
**Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo**

**Modalità di presentazione dei risultati**

La presente relazione di calcolo è redatta in modo tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità dei risultati delle analisi numeriche. I dati di ingresso sono illustrati in modo esaustivo, avvalendosi di schemi grafici per la rappresentazione dei carichi applicati e di tabelle con indicazione delle combinazioni di carico considerate. Gli esiti delle elaborazioni sono sintetizzati in disegni e schemi grafici contenenti, per le parti più sollecitate, le caratteristiche della sollecitazione e i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni di carico considerate.

La relazione di calcolo offre pertanto una sintesi completa ed efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi sviluppata.

**Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

CSI srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova, in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. La documentazione contenente i casi più significativi è reperibile nel manuale del programma di calcolo al seguente link: <http://www.csi-italia.eu>.

### 9.3 FOGLI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE SLE E SLU

Le verifiche strutturali sono state eseguite tramite opportuni fogli di calcolo precedentemente elaborati ed ampiamente testati, in grado di fornire i domini di resistenza di sezioni rettangolari e circolari comunque armate e di eseguire le necessarie elaborazioni per le verifiche a taglio e a fessurazione.

La validazione dei fogli di calcolo è stata eseguita per comparazione con i risultati di altri programmi di calcolo di riconosciuta affidabilità.

## 10.ANALISI DELLA PARATIA DI PALI

### 10.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Di seguito si riportano le caratteristiche generali dell'opera:

Cautelativamente si analizza la sezione con luce massima.

Paratia di sinistra:

coordinata orizzontale	-11.56 m
quota di testa	0.0
quota di base	-25.0

Paratia di destra

coordinata orizzontale	+11.56 m
quota di testa	0.0
quota di base	-25.0

Sia per la paratia di destra che di sinistra vengono definiti elementi *beam*, con quota di testa 0.0 m e di base -25.0 m, validi per tutte le fasi esecutive, con caratteristiche unitarie equivalenti a quelle di una paratia di pali di diametro  $D=1,2$  m e interasse  $i=1.4$  m e materiale rappresentato da cls  $R_{ck}=30$  MPa.

Per l'impalcato di copertura viene definito un elemento tipo *slab* a quota 1.77 m con area  $A=0.665$  m<sup>2</sup>, inerzia  $J=0.2054$  m<sup>4</sup> e materiale rappresentato da cls  $R_{ck}=55$  MPa

Per il solettone di fondo viene definito un elemento tipo *truss* a quota -7.35 m con spessore  $s=1.3$  m e materiale rappresentato da cls  $R_{ck}=30$  MPa

Prima della realizzazione dei pali viene eseguito un presbancamento profondo 3.84 m circa.

A monte della paratia sono stati considerati i seguenti carichi (in condizioni statiche e sismiche):

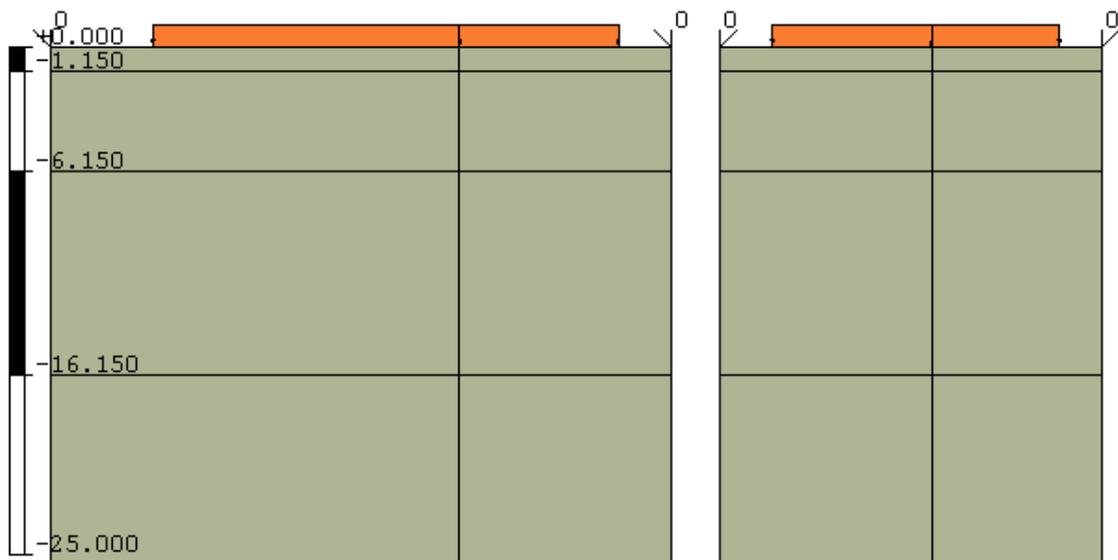
- Carico permanente del presbancamento ( $h=3.84$  m)  $\Rightarrow$  si assume un carico nastriforme con intensità variabile a  $P_{\text{presbanc}} = 76.80$  kPa ( $3.84$  m  $\times$  20 kN/m<sup>3</sup>), applicato al modello prima della realizzazione della paratia;

Sovraccarico da cantiere  $\Rightarrow$  si assume un carico di superficie con intensità pari a  $Q_{\text{cantiere}} = 20 \text{ kPa}$

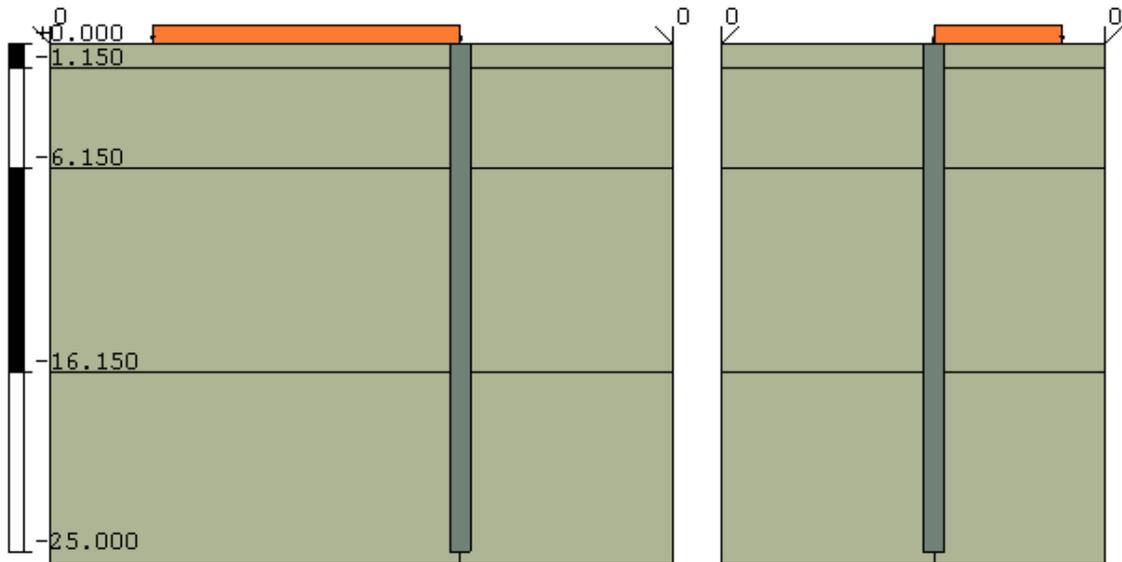
- Carico sismico: incremento di spinta della terra (Wood) definito al §8.9 e contributo dovuto all'inerzia sismica delle strutture.

Per l'analisi delle sollecitazioni della paratia di pali si è realizzato un modello di calcolo con il software Paratie e si sono considerate le seguenti fasi realizzative:

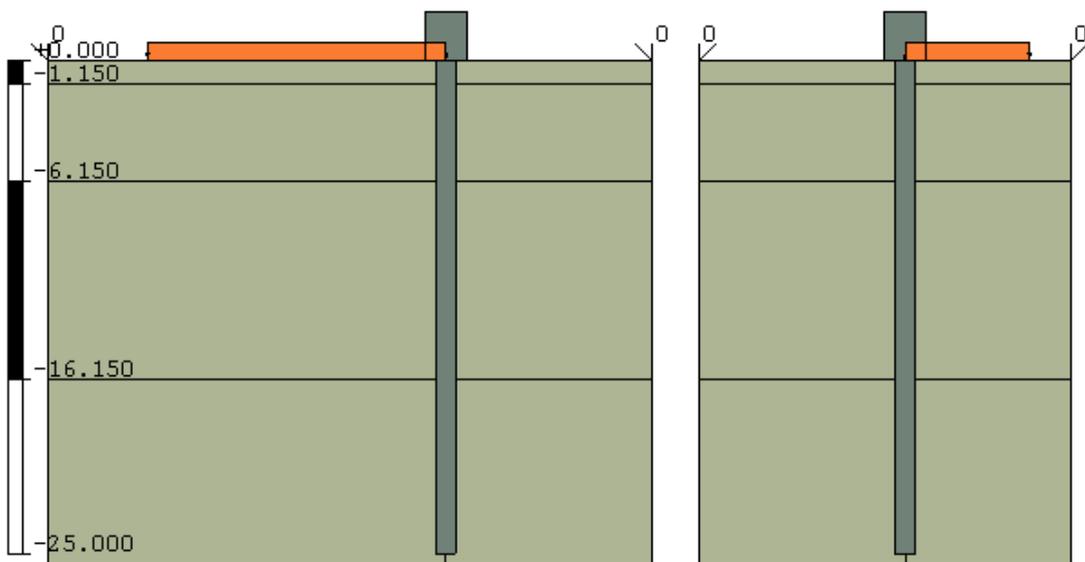
- STEP 0: Condizione geostatica;
- STEP 1: Scavo di sbancamento di 3.80 m circa di altezza



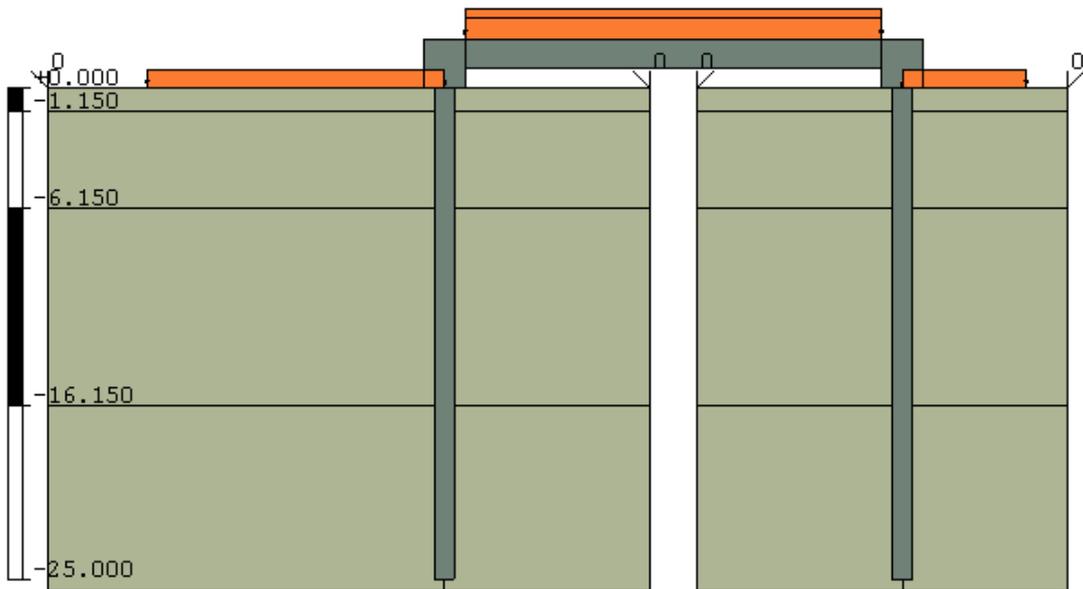
- STEP 2: Esecuzione di paratia di pali



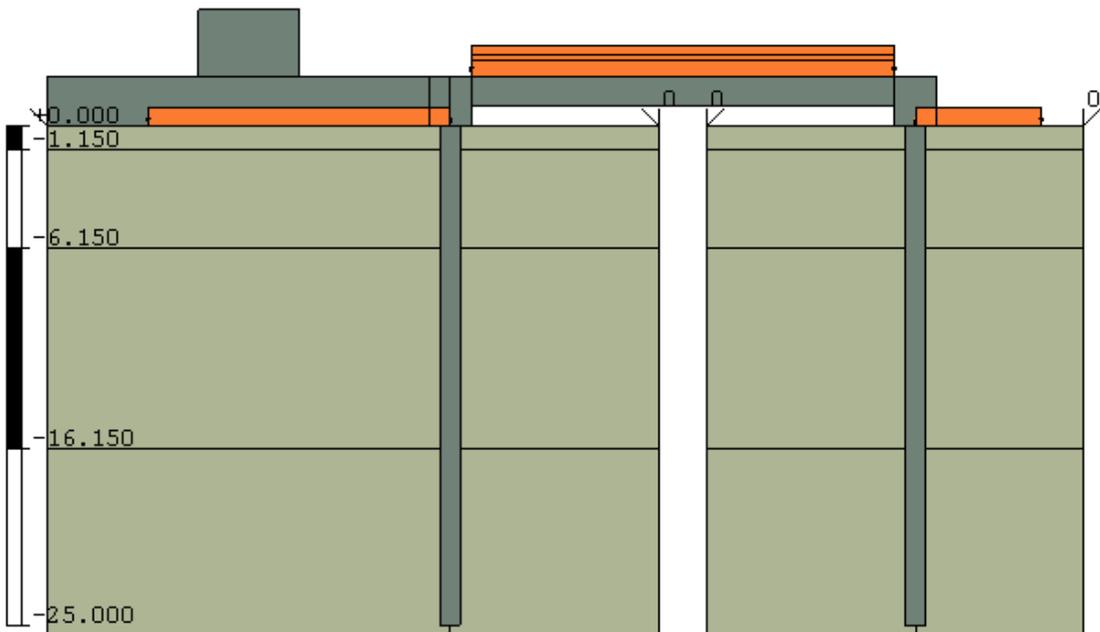
- STEP 3: Esecuzione dei cordoli di coronamento



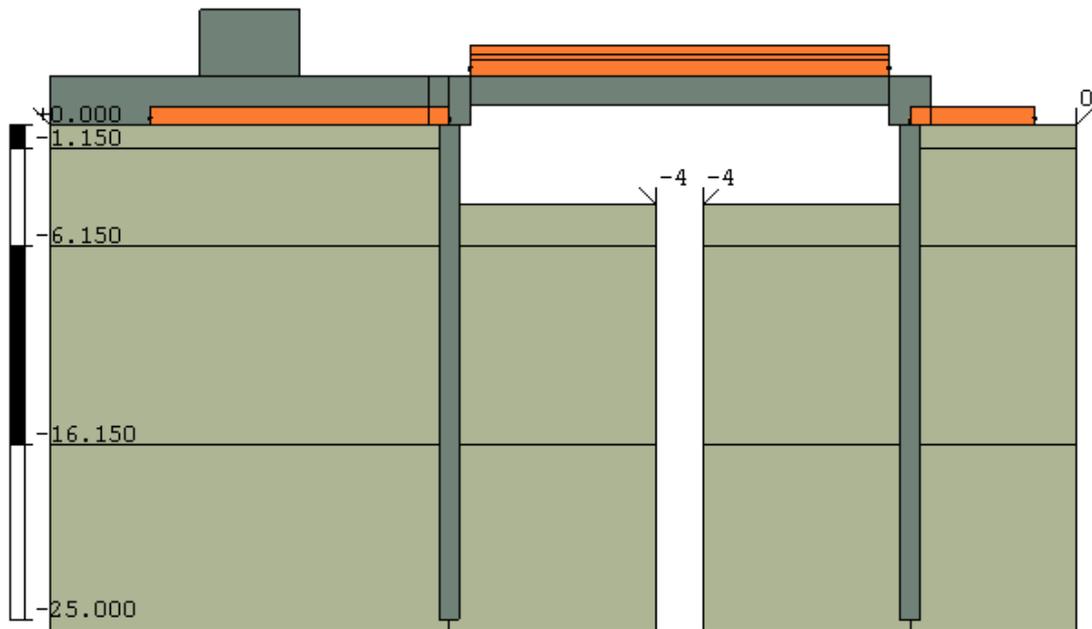
- STEP 4: Esecuzione della soletta di copertura, rinterro e realizzazione pavimentazione stradale.



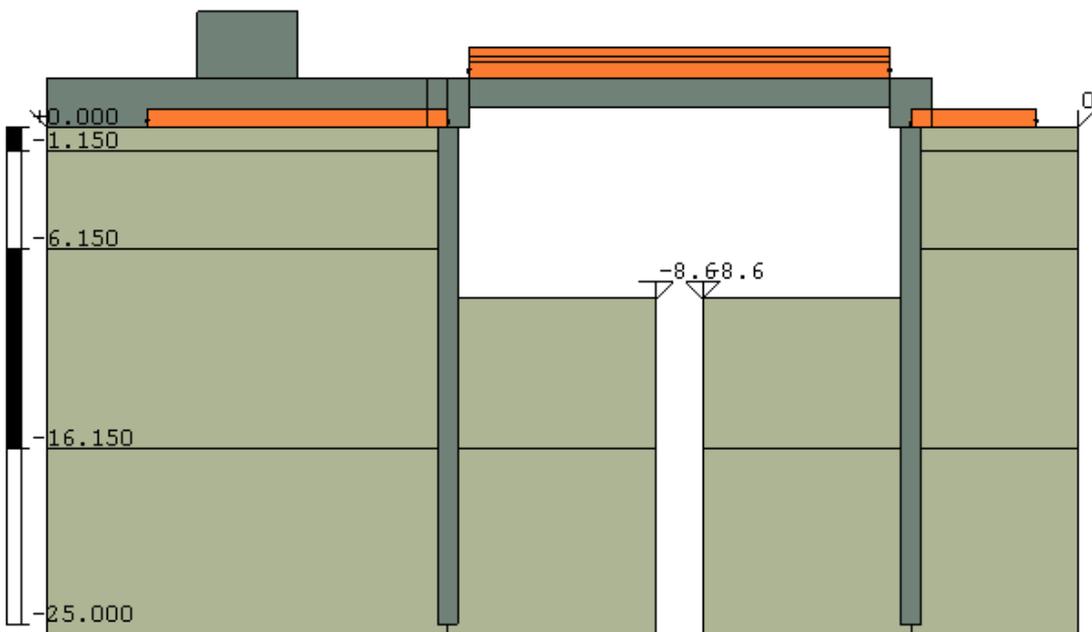
- STEP 5: Inserimento carico variabile a tergo della paratia di pali e sopra soletta ( $q=20 \text{ kN/m}^2$ )



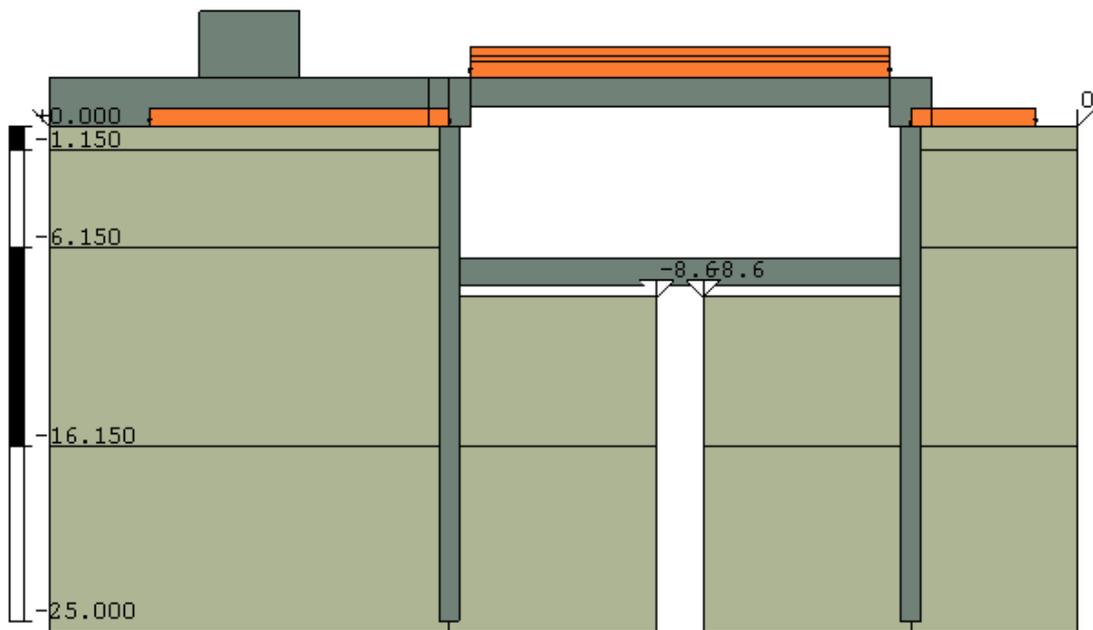
- STEP 6: Scavo fino a 4.0 m da testa palo.



- STEP 7: Proseguimento scavo fino a quota intradosso magrone della soletta di fondazione (-8.60m)



- STEP 8: Realizzazione solettone di fondo.



- STEP 9: Applicazione dell'inerzia sismica e dell'incremento di spinta sismica delle terre.

## 10.2 RISULTATI

I dati di output relativi alla analisi sono contenuti nei tabulati riportati in Allegato e nelle figure di seguito annesse, le quali illustrano i diagrammi degli spostamenti, dei momenti flettenti e dei tagli sulle paratie, nonché sugli elementi strutturali connessi con le paratie stesse.

Le sollecitazioni massime sono riassunte nelle tabelle seguenti. Le sollecitazioni sotto riportate sono a metro lineare di struttura.

Tabella 1 – Sollecitazioni massime sui pali della paratia – z=0 m (testa palo)

condizione	Paratia		Spinta passiva
	M (kNm/m)	T (kN/m)	(%)
SLE RARA	1498		
SLE QP	1056		
SLU	2028	676	
SISMA	1507	503	13
SLU A2	1655	542	21

Tabella 2 – Sollecitazioni massime sui pali della paratia – z=-2.5 m

condizione	Paratia		Spinta passiva
	M (kNm/m)	T (kN/m)	(%)
SLE RARA	405.45		
SLE QP	261.81		
SLU	538.14	500	
SISMA	397	372	13
SLU A2	455.72	406	21

Lo spostamento massimo sotto la combinazione SLE RARA è pari a 1.62 mm.

### 10.3 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pali delle paratie.

Verifica in corrispondenza della testa palo – Z=0 m. Si riassumono di seguito le massime sollecitazioni agenti e si riportano le verifiche flessioni e a taglio del palo alle varie combinazioni di carico.

Sollecitazioni testa palo					
COMBO	M [kNm/m]	V [kN/m]	interase pali [m]	M [kNm]	V [kN]
SLE RARA	1498	-	1.4	2097.2	-
SLU	2028	676	1.4	2839.2	946.4
SLE QP	1056	-	1.4	1478.4	-
SISMA	1507	503	1.4	2109.8	704.2
SLU A2	1655	542	1.4	2317	758.8

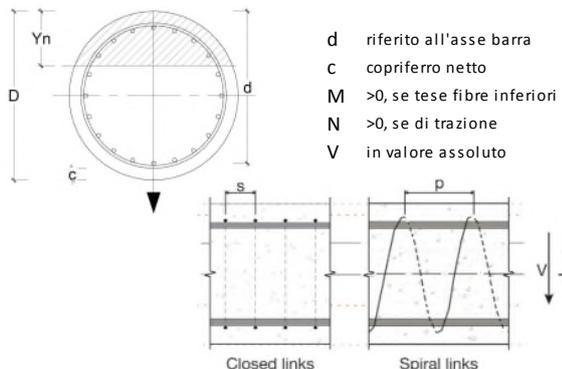
geometria					sollecitazioni e risultati		
sezione trasversale					SLE RARA	SLU	
D	c	d	passo	interfero	M <sub>Ek</sub>	M <sub>Ed</sub>	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	2097.2 [kNm]	2839.2 [kNm]	
120	6.0	111.3	12.4	9.4	N <sub>Ek</sub>	N <sub>Ed</sub>	
					-706.0 [kN]	-917.7 [kN]	
armatura longitudinale					momento di cracking		
n <sub>barre</sub>	φ	r <sub>i</sub>	A <sub>sl</sub>	C <sub>i</sub>	M <sub>cr</sub>	647.2 [kNm]	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	quota asse neutro		
26	30	51.30	183.78	8.70	y <sub>n</sub>	46.24 [cm]	
20	20	48.65	62.83	11.35	tensioni e fessure		
					σ <sub>c,min</sub>	-12.3 [MPa]	
					σ <sub>s,min</sub>	-147.9 [MPa]	
					σ <sub>s,max</sub>	257.4 [MPa]	
armatura a taglio					prezzo-flessione		
Tipo	φ	p	A <sub>sw</sub>		M <sub>Rd</sub>	4102.6 [kNm]	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]		FS	1.44	
spirale	12	10	2.26		taglio		
					V <sub>Rdc</sub>	635.1 [kN]	
					predisporre armatura a taglio		
materiali					sezione duttile		
calcestruzzo		acciaio			V <sub>Rds</sub>	1116.3 [kN]	
R <sub>ck</sub>	30 [MPa]	f <sub>yk</sub>	450 [MPa]		V <sub>Rdmax</sub>	2827.5 [kN]	
f <sub>ck</sub>	24.9 [MPa]	γ <sub>s</sub>	1.15		θ	30.0 [°]	
γ <sub>c</sub>	1.5	f <sub>yd</sub>	391.3 [MPa]		sezione duttile		
α <sub>cc</sub>	0.85	E <sub>s</sub>	200000 [MPa]		a <sub>i</sub>	72.2 [cm]	
f <sub>cd</sub>	14.1 [MPa]	ε <sub>uk</sub>	75 [‰]				
v	0.5						
ε <sub>c2</sub>	2.0 [‰]						
ε <sub>cu2</sub>	3.5 [‰]						
α <sub>e</sub>	15.0						
k <sub>t</sub>	0.6						
k <sub>1</sub>	0.8						
k <sub>3</sub>	3.4						
k <sub>4</sub>	0.425						
		valori limite					
		0,45 f <sub>ck</sub>	14.9 [MPa]				
		0,8 f <sub>yk</sub>	360.0 [MPa]				
		W <sub>k,lim</sub>	0.3 [mm]				
legenda							
				d	riferito all'asse barra		
				c	copriferro netto		
				M	>0, se tese fibre inferiori		
				N	>0, se di trazione		
				V	in valore assoluto		

SLE FRQ	
MEk	1936.2 [kNm]
NEk	-706.0 [kN]
<b>momento di cracking</b>	
Mcr	647.2 [kNm]
<b>quota asse neutro</b>	
yn	46.55 [cm]
<b>tensioni e fessure</b>	
$\sigma_{c,min}$	-11.3 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-137.0 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	235.3 [MPa]
$k_2$	0.5
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0.78 [‰]
$S_{r,max}$	35.4 [cm]
$W_k$	0.28 [mm]

SLE QP	
MEk	1478.4 [kNm]
NEk	-706.0 [kN]
<b>momento di cracking</b>	
Mcr	647.2 [kNm]
<b>quota asse neutro</b>	
yn	47.79 [cm]
<b>tensioni e fessure</b>	
$\sigma_{c,min}$	-8.7 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-105.8 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	172.6 [MPa]
$k_2$	0.5
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0.49 [‰]
$S_{r,max}$	35.4 [cm]
$W_k$	0.17 [mm]

Verifica alla quota Z=-2.5 m dalla testa palo. Si riassumono di seguito le massime sollecitazioni agenti e si riportano le verifiche flessioni e a taglio del palo alle varie combinazioni di carico.

<b>Sollecitazioni Z=-2.5 m</b>					
<b>COMBO</b>	<b>M [kNm/m]</b>	<b>V [kN/m]</b>	<b>interase pali [m]</b>	<b>M [kNm]</b>	<b>V [kN]</b>
SLE RARA	405.45	-	1.4	567.63	-
SLU	538.14	500	1.4	753.396	700
SLE QP	261.81	-	1.4	366.534	-
SISMA	397	372	1.4	555.8	520.8
SLU A2	455.72	406	1.4	638.008	568.4
SLE FRQ	351.91	-	1.4	492.674	-

geometria					sollecitazioni e risultati								
<b>sezione trasversale</b>					<b>SLE RARA</b>			<b>SLU</b>					
D	c	d	passo	interferro	M <sub>Ek</sub>	567.6	[kNm]	M <sub>Ed</sub>	754.0	[kNm]			
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	N <sub>Ek</sub>	-705.9	[kN]	N <sub>Ed</sub>	-918.0	[kN]			
120	6.0	111.3	12.4	9.4	<b>momento di cracking</b>			V <sub>Ed</sub>	700.0	[kN]			
<b>armatura longitudinale</b>					M <sub>Cr</sub>	606.1	[kNm]	<b>presso-flessione</b>					
n <sub>barre</sub>	φ	r <sub>i</sub>	A <sub>sl</sub>	c <sub>i</sub>	<b>quota asse neutro</b>			M <sub>Rd</sub>	3279.9	[kNm]			
[mm]	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	y <sub>n</sub>	54.34	[cm]	FS	4.35				
26	30	51.30	183.78	8.70	<b>tensioni e fessure</b>			<b>taglio</b>					
<b>armatura a taglio</b>					σ <sub>c,min</sub>	-3.9	[MPa]	V <sub>Rdc</sub>	587.8	[kN]			
Tipo	φ	p	A <sub>sw</sub>		σ <sub>s,min</sub>	-48.7	[MPa]	predisporre armatura a taglio					
[mm]	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]		σ <sub>s,max</sub>	60.9	[MPa]	V <sub>Rds</sub>	743.8	[kN]			
spirale	12	15	2.26		k <sub>2</sub>	0.5		V <sub>Rdmax</sub>	2827.5	[kN]			
<b>materiali</b>					ε <sub>sm-ε<sub>cm</sub></sub>	-	[‰]	θ	30.0	[°]			
<b>calcestruzzo</b>			<b>acciaio</b>		S <sub>r,max</sub>	-	[cm]	<b>sezione duttile</b>					
R <sub>ck</sub>	30	[MPa]	f <sub>yk</sub>	450	W <sub>k</sub>	-	[mm]	a <sub>l</sub>	71.2	[cm]			
f <sub>ck</sub>	24.9	[MPa]	γ <sub>s</sub>	1.15	<b>legenda</b>								
γ <sub>c</sub>	1.5		f <sub>yd</sub>	391.3	 <p>d riferito all'asse barra  c copriferro netto  M &gt;0, se tese fibre inferiori  N &gt;0, se di trazione  V in valore assoluto</p>								
α <sub>cc</sub>	0.85		E <sub>s</sub>	200000									
f <sub>cd</sub>	14.1	[MPa]	ε <sub>uk</sub>	75									
v	0.5		<b>valori limite</b>										
ε <sub>c2</sub>	2.0	[‰]	k <sub>1</sub>	0.8							0,45 f <sub>ck</sub>	14.9	[MPa]
ε <sub>cu2</sub>	3.5	[‰]	k <sub>3</sub>	3.4							0,8 f <sub>yk</sub>	360.0	[MPa]
α <sub>e</sub>	15.0		k <sub>4</sub>	0.425							w <sub>k,lim</sub>	0.3	[mm]
k <sub>t</sub>	0.6												

SLE FRQ	
MEk	492.7 [kNm]
NEk	-705.9 [kN]
<b>momento di cracking</b>	
Mcr	606.1 [kNm]
<b>quota asse neutro</b>	
yn	56.91 [cm]
<b>tensioni e fessure</b>	
$\sigma_{c,min}$	-3.4 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-42.7 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	48.3 [MPa]
$k_2$	0.5
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [%]
$S_{r,max}$	- [cm]
$W_k$	- [mm]

SLE QP	
MEk	366.5 [kNm]
NEk	-705.9 [kN]
<b>momento di cracking</b>	
Mcr	606.1 [kNm]
<b>quota asse neutro</b>	
yn	64.06 [cm]
<b>tensioni e fessure</b>	
$\sigma_{c,min}$	-2.5 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-32.5 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	27.7 [MPa]
$k_2$	0.5
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [%]
$S_{r,max}$	- [cm]
$W_k$	- [mm]

## 11. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI

### 11.1 CAPACITÀ PORTANTE LIMITE DEL PALO SINGOLO

La capacità portante del palo di fondazione è valutata come somma della portata laterale e di base.

$$R_t = R_s + R_b$$

dove:

$R_s$  = resistenza limite laterale;

$R_b$  = resistenza limite di base.

La resistenza limite laterale e di base sono valutate con le seguenti relazioni:

$$R_s = \sum_{j=1}^n A_{s,j} \cdot q_{s,j}, \quad R_b = A_b \cdot q_b,$$

dove:

$A_{s,j}$  = area laterale del palo corrispondente allo strato  $j$ ;

$q_{s,j}$  = portanza laterale limite strato  $j$ ;

$n$  = numero totali di strati;

$A_b$  = area base palo;

$q_b$  = portanza limite di base.

#### 11.1.1 PORTANZA LATERALE

##### ✓ *Strati argillosi*

La portanza laterale:

$$q_{s,i} = \alpha_i \times c_{u,i}, \quad 0.23 \sigma'_v \leq q_{s,i} \leq 0.55 \sigma'_v \leq 100 \text{ kPa}$$

con:

- $q_{s,i}$  = portanza laterale dello strato  $i$ -esimo,  $q_{s,lim} = 100 \text{ kPa}$  (AGI);
- $c_{u,i}$  = coesione caratteristica non drenata dello strato  $i$ -esimo;
- $\alpha_i$  = è un coefficiente empirico nello strato  $i$ -esimo funzione della  $c_{u,i}$ . Si assume valida la seguente legge di variazione (Raccomandazioni AGI):

$$\alpha = 0.9 \quad c_u \leq 25 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.8 \quad c_u = 25 \div 50 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.6 \quad c_u = 50 \div 75 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.4 \quad c_u \geq 75 \text{ kPa}$$

##### ✓ *Strati sabbiosi e ghiaiosi*

Ci si riferisce agli strati ghiaioso sabbiosi:

$$q_{s,i} = k_{s,i} \cdot \tan \phi'_i \cdot \sigma'_v \leq 170 \text{ kPa}, \text{ con } k_{s,i} = 0.4-0.7 \text{ decrescente con la profondità.}$$

✓ **Formazioni (rocce tenere)**

Per le unità come rocce tenere si utilizzano le seguenti espressioni:

$$q_{s,i} = \alpha \cdot q_u / 2 \leq 200 \text{ kPa, con } \alpha = \chi \cdot (q_u / 2 \cdot p_a)^{-0.5}, \chi = 0.75.$$

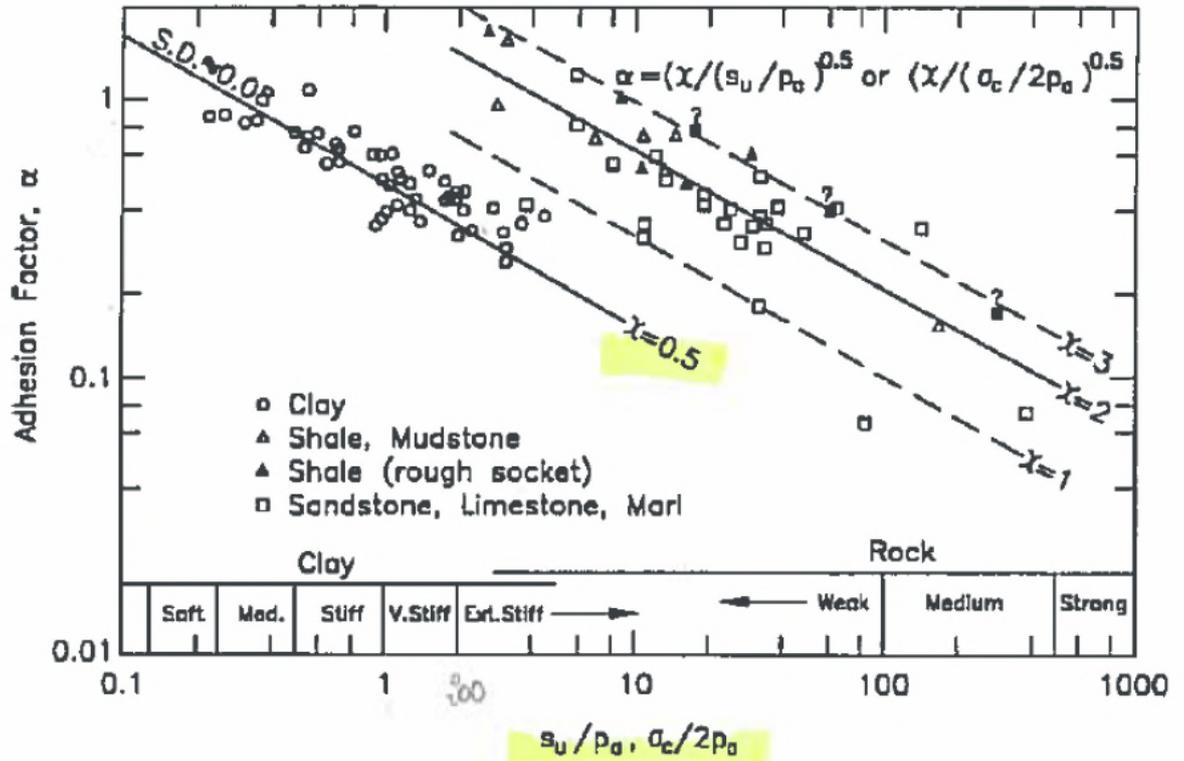


Figura 11.1. Variazioni del parametro  $\alpha$  con i valori di resistenza dell'ammasso

### 11.1.2 PORTANZA DI BASE

✓ **Strati argillosi**

La portanza di base negli strati argillosi è valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 C_u + \sigma_v \leq 4300 \text{ kPa};$$

✓ **Strati sabbiosi**

La portanza di base negli strati incoerenti è valutata con la seguente relazione:

$$q_b = N \cdot q \cdot \sigma_v \leq 4300 \text{ kPa}$$

con  $N \cdot q$  di berezantzev.

✓ **Formazioni**

Per le formazioni di substrato la portanza di base è valutata con la seguente relazione:

$$Q_b = 15 p_{ref} (q_u / p_{ref})^{0.5} \leq 4300 \text{ kPa} \quad (\text{BS } 8004:2015, \text{ par. } 6.4.2.1.2.4).$$

### 11.2 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

In accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica Sismica per la tratta in esame, la stratigrafia e i parametri geotecnici di riferimento sono riportati nella seguente Tabella 3.

La quota piano campagna di riferimento è ca. 53.26 m s.l.m. Per la verifica di capacità portante del palo si considera la profondità del sottopasso; la lunghezza utile del palo risulta pari a 16.6m.

STRATIGRAFIA da quota p.c.			UNITA' DI RIFERIMENTO	PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO			Cu [kPa]
DA [m]	A [m]	Δ H [m]		γ [kN/m³]	φ [°]	c [kPa]	
0	5	5	SC1	21	26	10	-
5	15	10	SC2	22	30	20	150
15	...	...	SC3	24	32	70	200

Tabella 3 Stratigrafia e parametri geotecnici di riferimento

### 11.3 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE

Nella tabella sottostante sono riportate le massime azioni di carico verticale agenti sui pali:

Pali L=25 m	Nmax	Nmax
	[kN/ml]	[kN]
combinazioni SLV	953.3	1334.6
combinazioni SLU	921.0	1289.4
combinazioni SLE	861.0	1205.4

L'interasse tra i pali è pari a  $i = 1.4$  m; si considera una riduzione della capacità portante laterale dovuta alla distanza ridotta tra pali: la percentuale di capacità utile alla portanza laterale è pari a 54%.

Si considera 10.9m di palo fuori terra.

#### 11.3.1 CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL PALO SINGOLO

##### SLU - SLV A1+M1+R3 - compressione

%utile	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_t$	$\gamma_{st}$	$\xi$
0.54	1.35	1.15	1.30	1.25	1.7

##### Combinazione SLU A2+M1+R3 (metodo AGI)

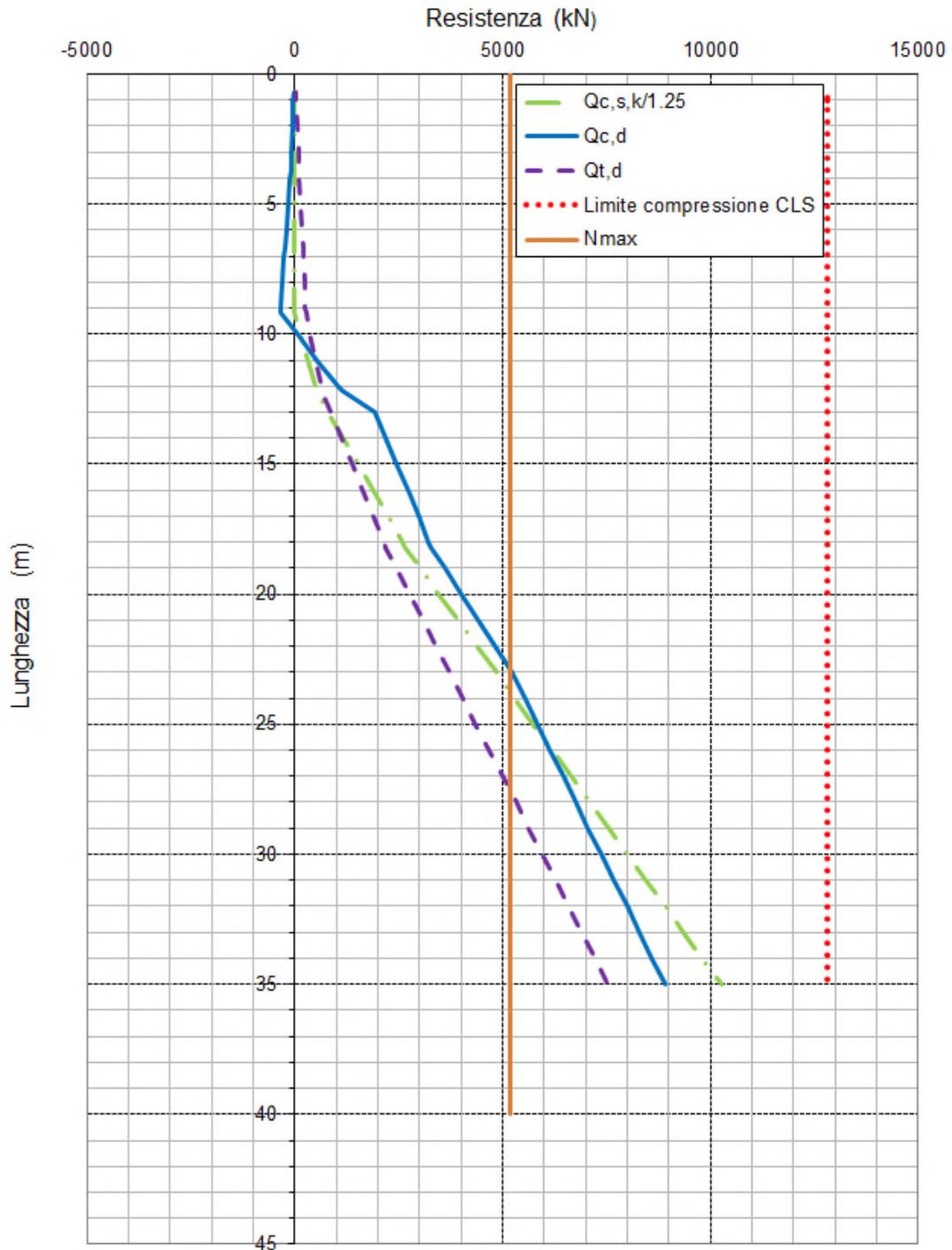
L palo	Q l-lim	Q b-lim	Q l-calc	Q b-calc	$\Delta W$ palo	Q <sub>tot</sub>
m	kN	kN	kN	kN	kN	kN
0.5	2.0	55.9	0.5	24.4	309.9	-285.0
1.0	7.8	135.7	2.2	59.1	311.6	-250.3
1.5	17.6	203.6	4.9	88.7	313.3	-219.7
2.0	31.3	271.4	8.7	118.3	315.0	-188.1
2.5	48.9	339.3	13.5	147.8	316.7	-155.3
3.0	70.5	407.2	19.5	177.4	318.4	-121.5
3.5	95.9	475.0	26.5	207.0	320.1	-86.6
4.0	125.3	542.9	34.6	236.5	321.8	-50.6
4.1	131.6	556.4	36.4	242.5	322.1	-43.3
4.1	131.6	556.4	36.4	242.5	322.1	-43.3
4.5	161.0	629.8	44.5	274.4	322.6	-3.7
5.0	202.2	749.3	55.9	326.5	323.1	59.2
5.5	248.3	868.8	68.6	378.6	323.7	123.5
6.0	299.4	988.3	82.7	430.6	324.3	189.1
6.5	355.4	1107.8	98.2	482.7	324.8	256.1
7.0	416.4	1227.3	115.0	534.8	325.4	324.4
7.5	482.3	1346.8	133.2	586.8	325.9	394.1
8.0	553.1	1466.3	152.8	638.9	326.5	465.2
8.5	628.9	1585.8	173.7	691.0	327.1	537.6
9.0	709.7	1705.3	196.0	743.1	327.6	611.4



Comune di Vado Ligure  
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo  
Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo

9.5	795.3	1834.9	219.7	799.5	328.2	691.0
10.0	886.0	1937.8	244.7	844.4	328.8	760.3
10.5	981.5	2040.7	271.1	889.2	329.3	831.0
11.0	1082.0	2143.6	298.9	934.1	329.9	903.0
11.5	1187.5	2246.6	328.0	978.9	330.5	976.4
12.0	1297.9	2349.5	358.5	1023.7	331.0	1051.2
12.5	1413.3	2452.4	390.4	1068.6	331.6	1127.3
13.0	1533.5	2555.3	423.6	1113.4	332.2	1204.9
13.5	1658.8	2658.2	458.2	1158.3	332.7	1283.7
14.0	1789.0	2761.2	494.1	1203.1	333.3	1364.0
14.5	1924.1	2864.1	531.5	1248.0	333.9	1445.6
15.0	2064.2	2967.0	570.2	1292.8	334.4	1528.5
15.5	2209.2	3069.9	610.2	1337.7	335.0	1612.9
16.0	2359.1	3172.8	651.6	1382.5	335.6	1698.6
16.5	2514.0	3275.8	694.4	1427.3	336.1	1785.6
17.0	2673.9	3378.7	738.6	1472.2	336.7	1874.1
17.5	2838.7	3481.6	784.1	1517.0	337.3	1963.9
18.0	3008.4	3584.5	831.0	1561.9	337.8	2055.0
18.5	3183.1	3687.4	879.2	1606.7	338.4	2147.6
19.0	3362.7	3790.3	928.8	1651.6	339.0	2241.4
19.5	3547.3	3893.3	979.8	1696.4	339.5	2336.7
20.0	3736.8	3996.2	1032.2	1741.3	340.1	2433.3

Stazione Hirpinia - Parcheggio sotto binari  
 Capacità portante A1+M1+R3  
 Pali D= 1200 mm



**Figura 9 2: Capacità portante verticale dei pali**



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo**  
**Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo**

## 12. ANALISI DELLA COPERTURA

### 12.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il dimensionamento dell'impalcato è stato effettuato mediante modellazione ad elementi finiti monodimensionali tipo "beam" per le travi, ed elementi tipo "plate" per la soletta tramite il programma "Sap 2000 v.22.0 Plus".

Le analisi condotte all'interno del modello agli elementi finiti sono volte a determinare lo stato di sollecitazione del manufatto durante tutta la sua esistenza.

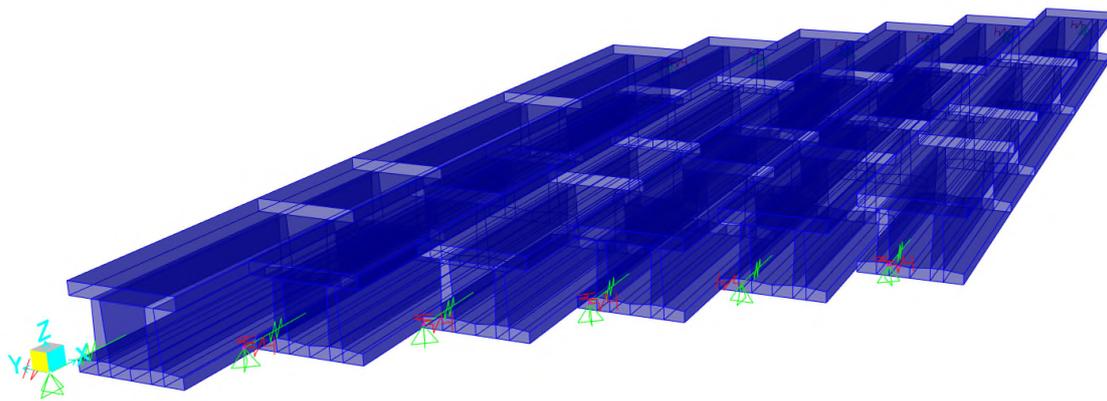
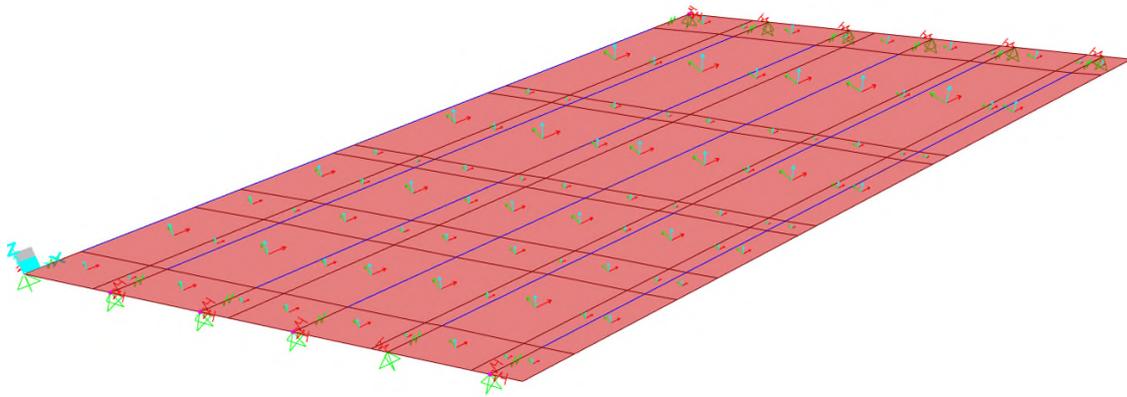
Viene pertanto effettuata l'analisi separata e conseguente sovrapposizione dei quadri tensionali afferenti alle varie 'fasi' attraversate dalla struttura, ciascuna delle quali si differenzia dalle altre per lo schema statico di analisi e/o per la proprietà delle sezioni. Sono quindi stati creati due modelli separati per tenere conto delle diverse 'fasi' in maniera semplificata per tener conto dei fenomeni connessi con le proprietà reologiche del calcestruzzo (ritiro, viscosità).

- FASE 1: varo travi in c.a.p. con getto di soletta semplicemente appoggiate su una prima porzione di cordolo di coronamento delle paratie di pali. Schema di impalcato in semplice appoggio. (Analisi senza modello di calcolo)
- FASE 2: presenza della soletta solidale alle paratie (getto della seconda porzione del cordolo) – modellata con elementi shell, modulo elastico a lungo termine valutato per carichi permanenti applicati ad istante successivo al getto e di intensità costante nel tempo (es. permanenti di finitura). Schema di impalcato in continuità con le spalle. Studio del comportamento dell'opera sottoposta ai fenomeni dovuti al ritiro.
- FASE 3: presenza della soletta (plate) solidale alle paratie - modellata con elementi shell, modulo elastico valutato a breve termine. Studio del comportamento dell'opera sottoposta ad azione termica (uniforme + differenziale di temperatura).

Il modello è vincolato in corrispondenza delle travi alla traslazione con vincoli fissi e alla rotazione con una molla rotazionale la cui rigidezza è stata calcolata tenendo conto della presenza delle paratie di pali.

Le travi sono state modellate con elementi beam la cui sezione è quella composta: trave in c.a.p. e soletta in c.a.. La soletta è stata modellata con elementi shell che permettono di collegare trasversalmente le travi e trasferire loro il carico dovuto ai carichi permanenti e variabili da traffico. Alla soletta è stata attribuita una rigidezza assiale e flessionale nulla in direzione longitudinale all'impalcato in quanto già considerata nella sezione composta della trave.

Di seguito si riportano delle figure dei modelli FEM di calcolo realizzati.

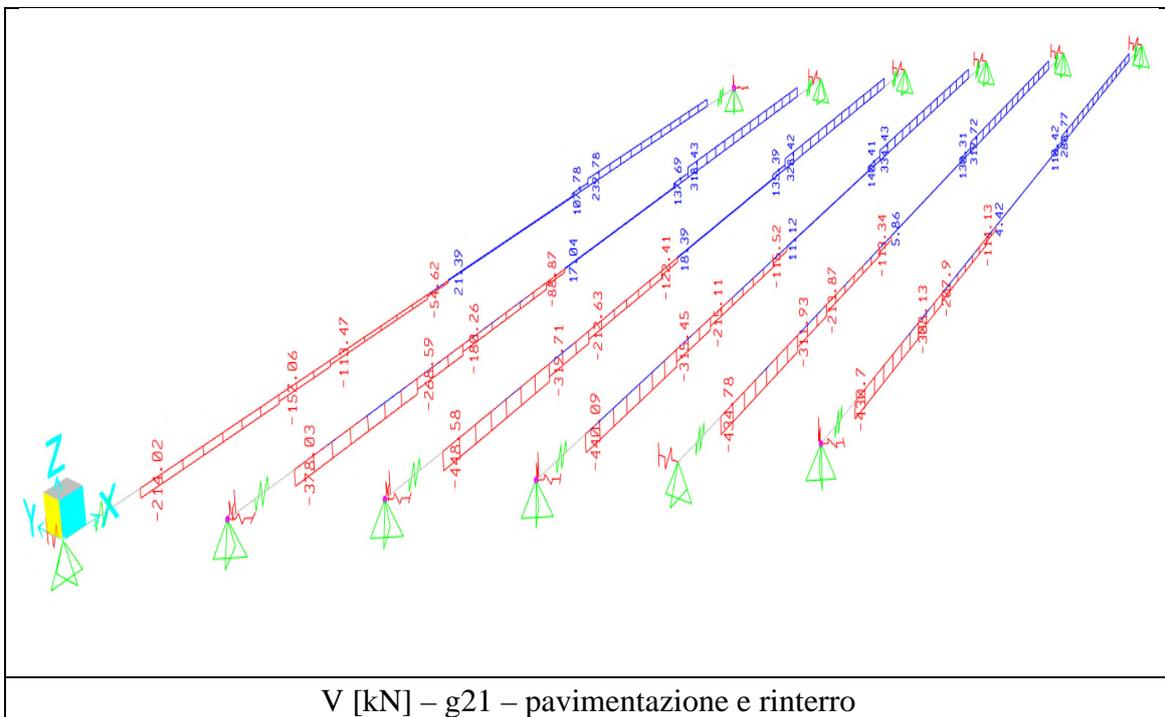
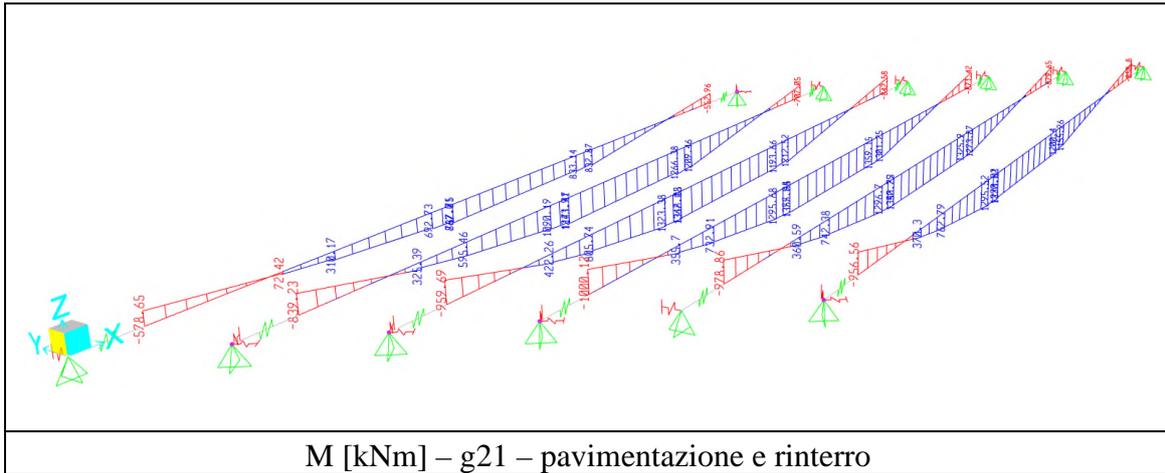


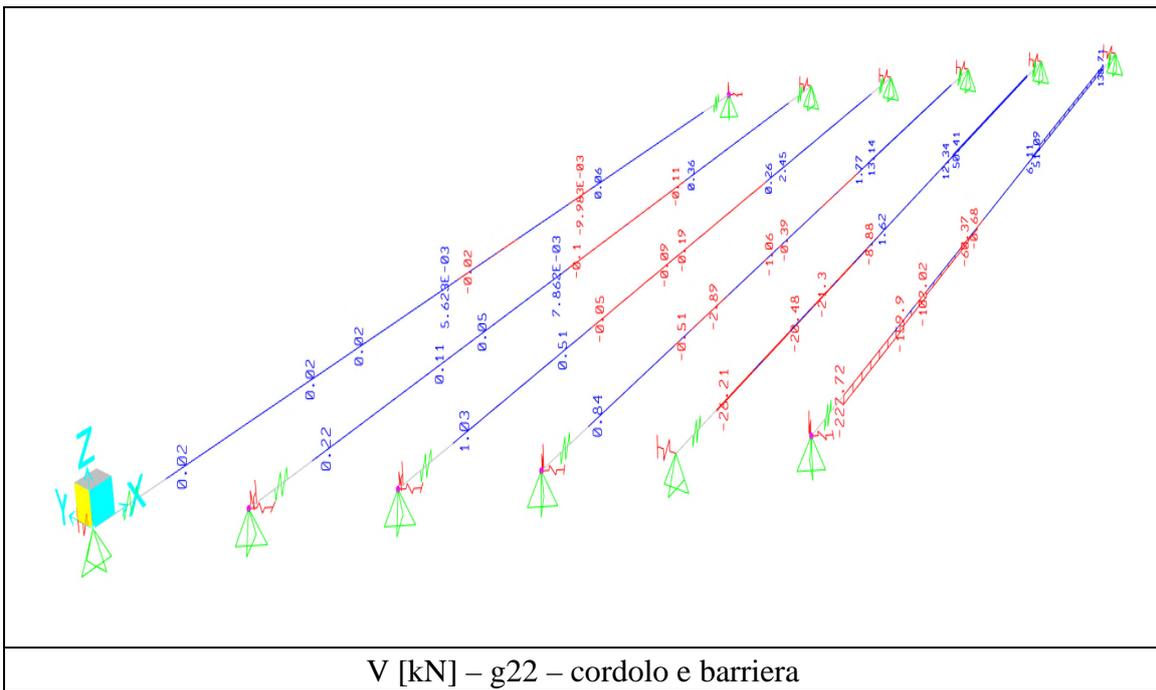
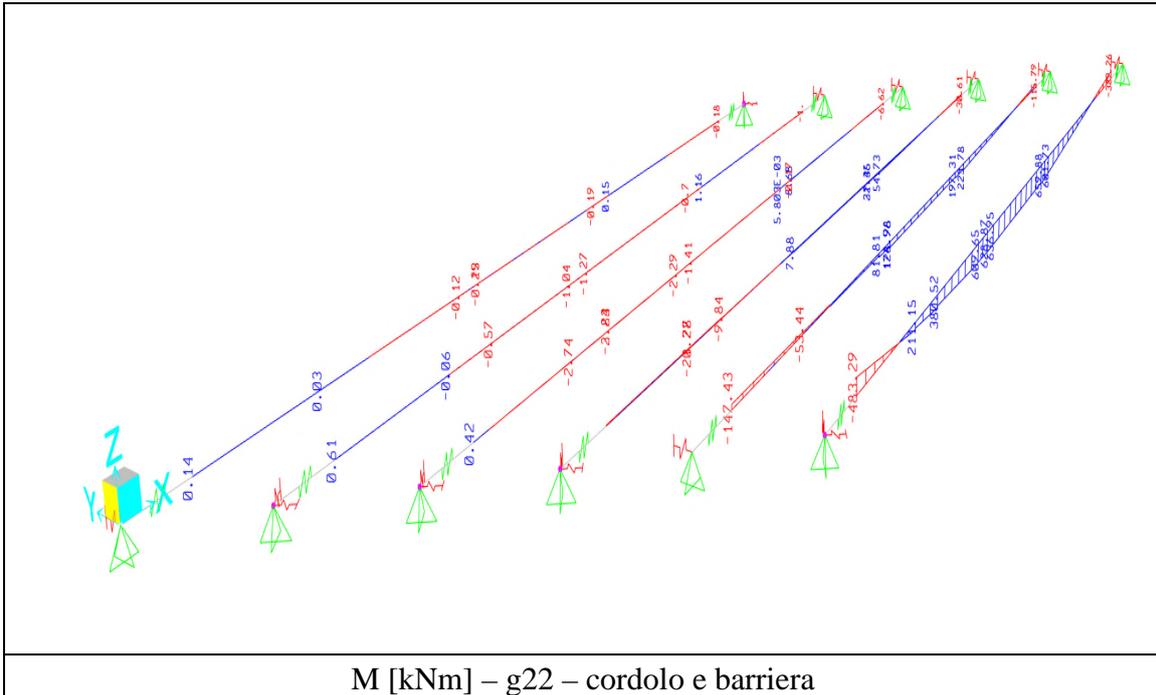
*Modello di calcolo impalcato*

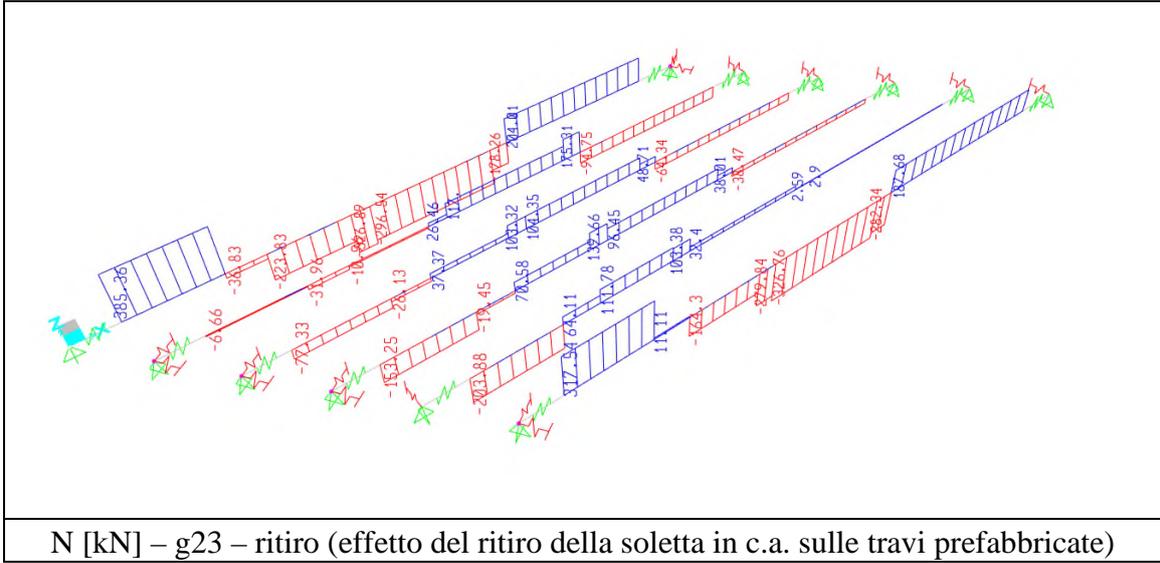
## 12.2 RISULTATI

Si riportano di seguito i risultati in termini di sollecitazioni delle analisi svolte.

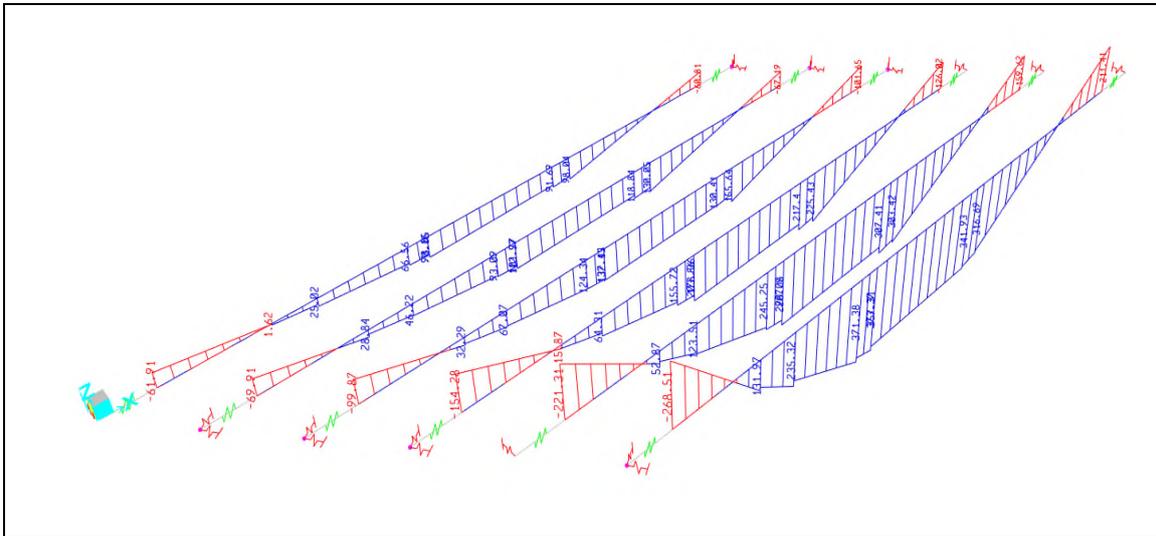
### 12.2.1 DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI INTERNE – MODELLO FASE 2



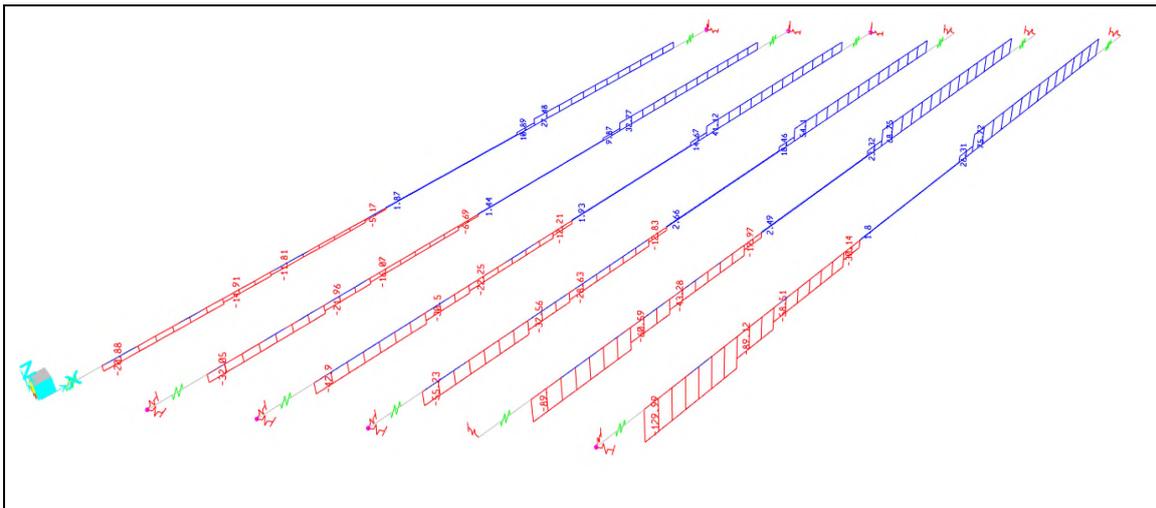




### 12.2.2 DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI INTERNE – MODELLO FASE 3

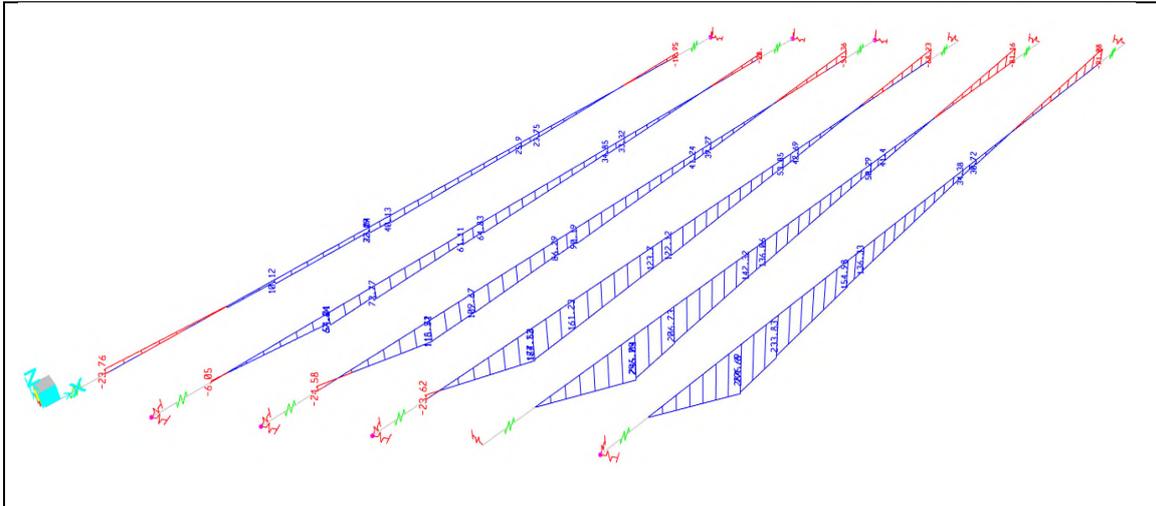


M [kNm] – q1\_1 – carico da traffico distribuito

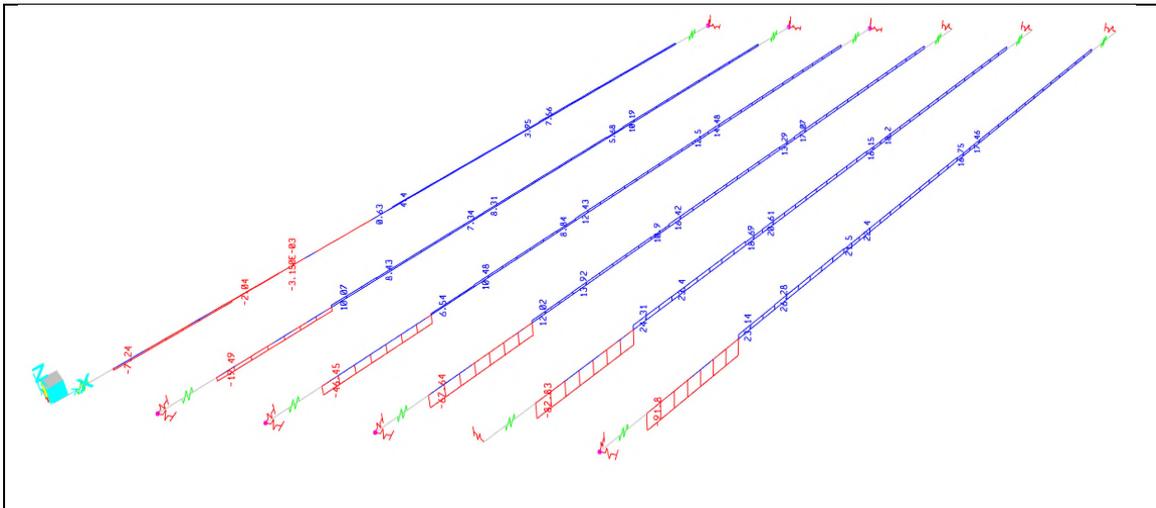


V [kN] – q1\_1 – carico da traffico distribuito

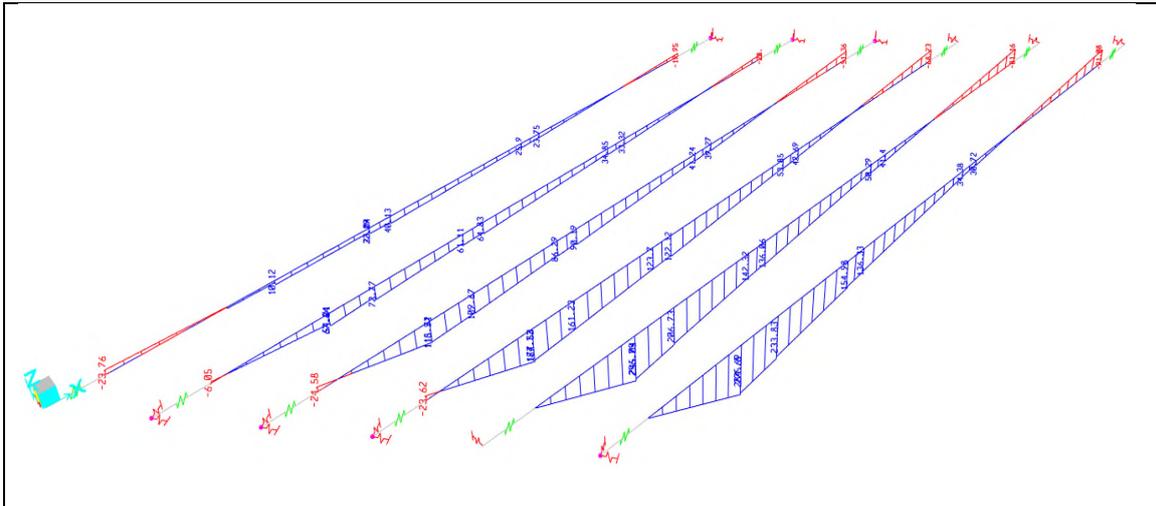




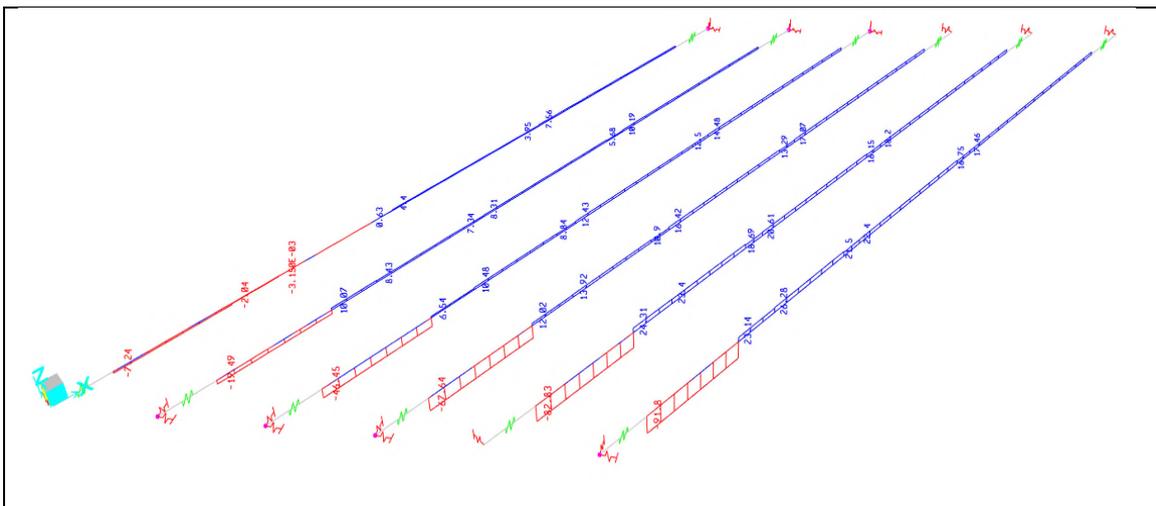
M [kNm] – q1\_1 – carico da traffico concentrato – disp. 2 (carico in prossimità dell'appoggio)



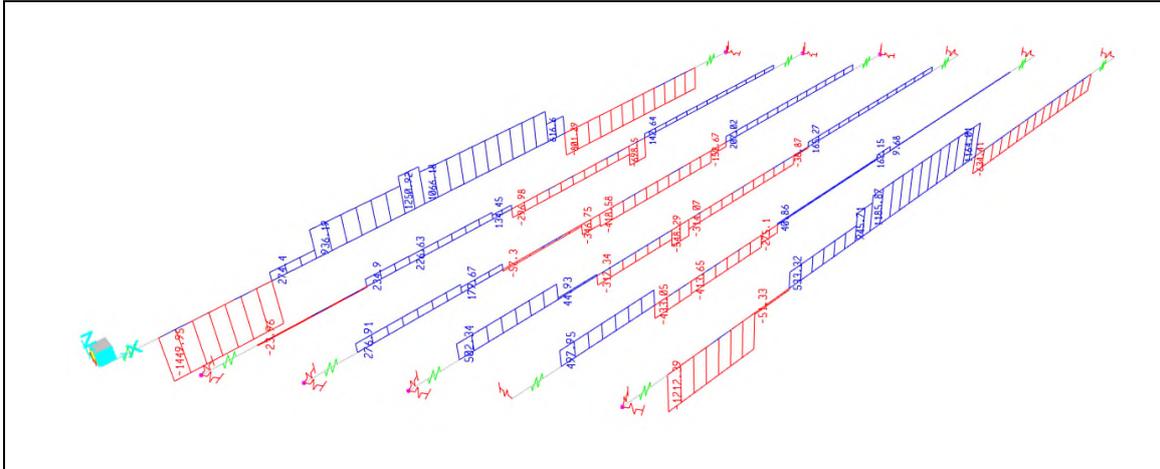
V [kN] – q1\_1 – carico da traffico concentrato – disp. 2 (carico in prossimità dell'appoggio)



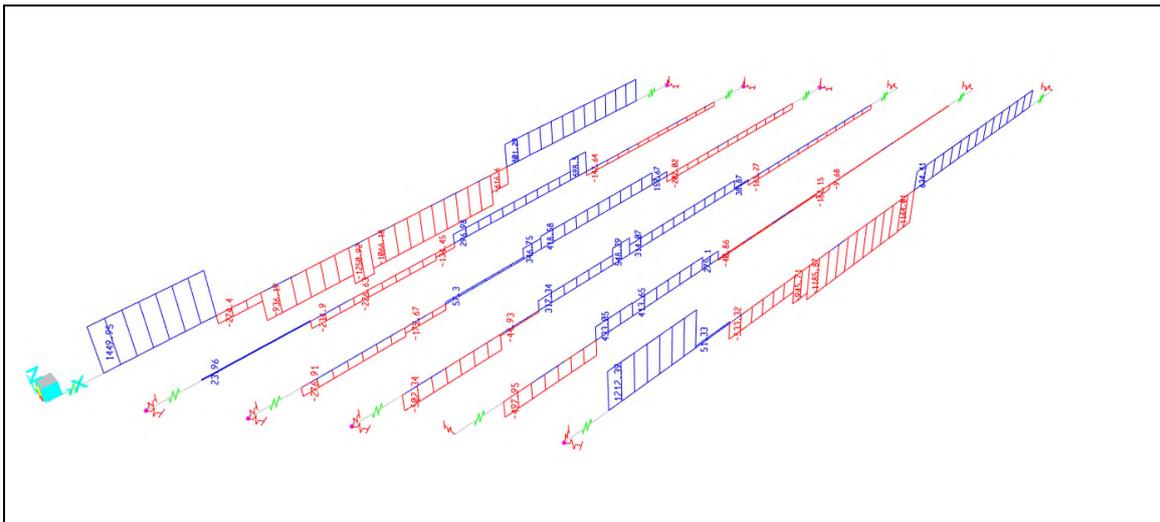
M [kNm] – q1\_1 – carico da traffico concentrato – disp. 2 (carico in prossimità dell'appoggio)



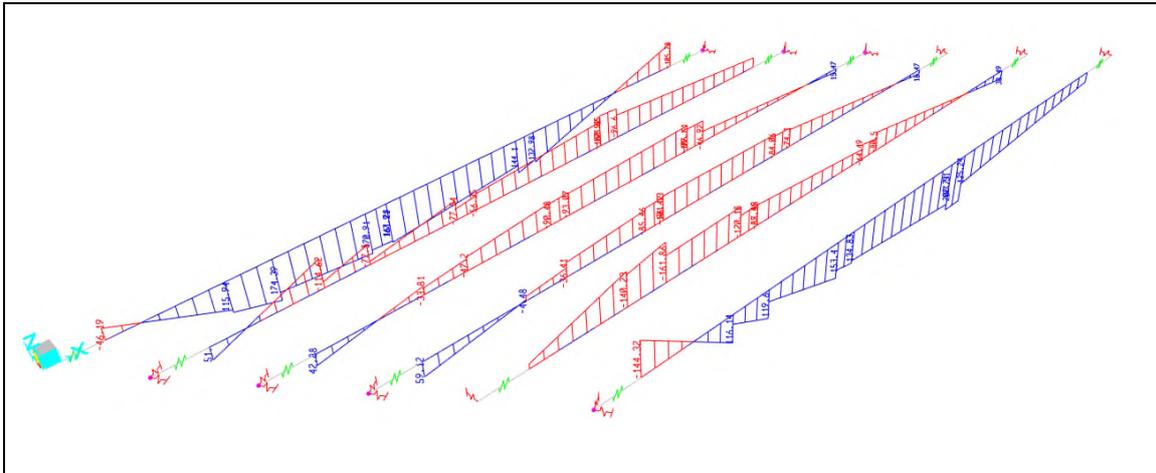
V [kN] – q1\_1 – carico da traffico concentrato – disp. 2 (carico in prossimità dell'appoggio)



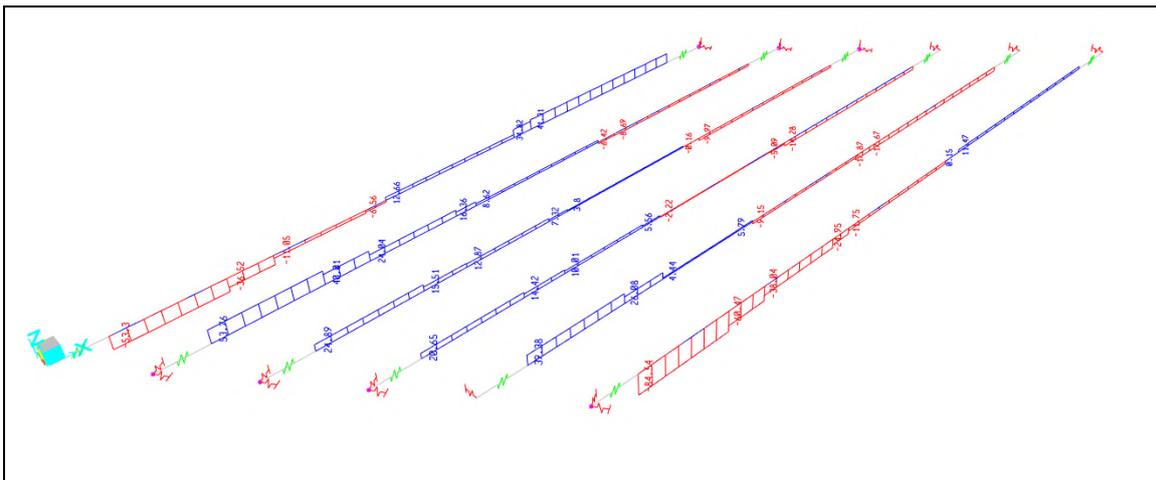
N [kN] – q7 – variazione termica uniforme positiva (effetto della var. termica della soletta in c.a. sulle travi prefabbricate)



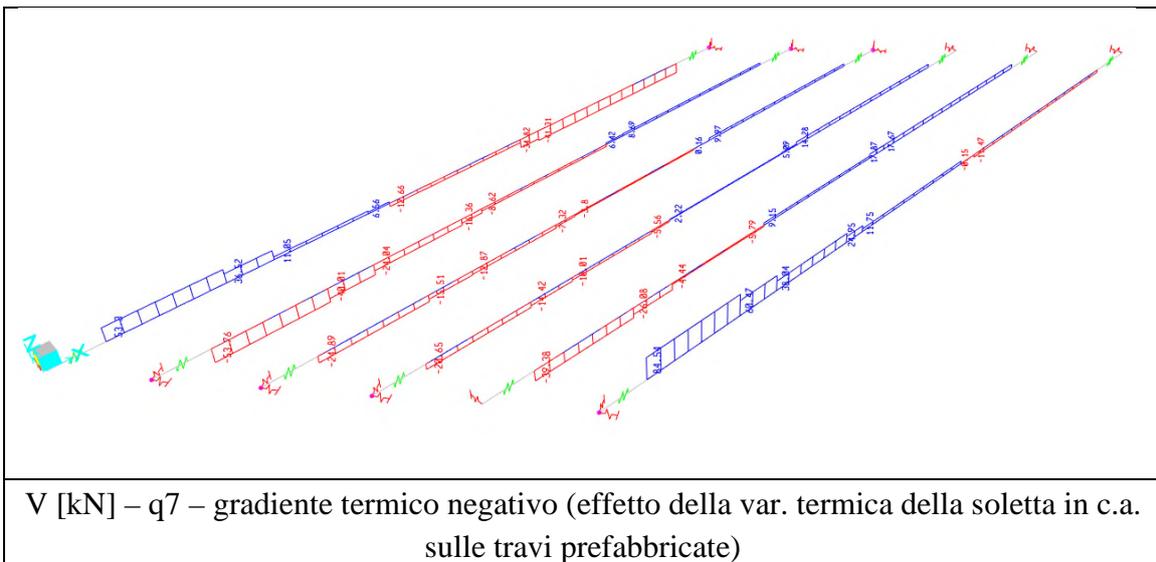
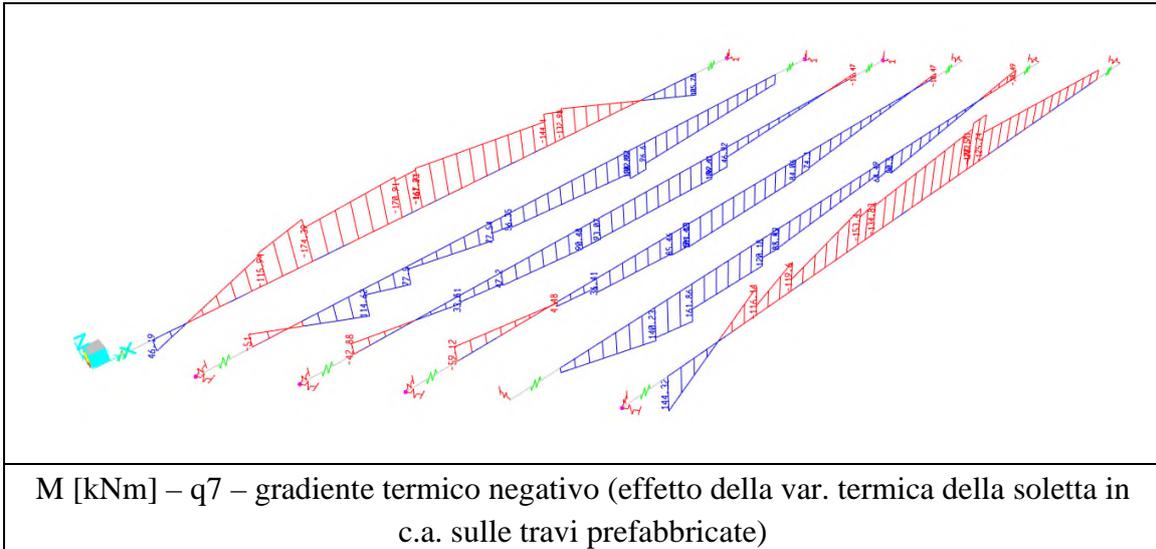
N [kN] – q7 – variazione termica uniforme negativa (effetto della var. termica della soletta in c.a. sulle travi prefabbricate)



M [kNm] – q7 – gradiente termico positivo (effetto della var. termica della soletta in c.a. sulle travi prefabbricate)



V [kN] – q7 – gradiente termico positivo (effetto della var. termica della soletta in c.a. sulle travi prefabbricate)





### 12.3 SOLLECITAZIONI SULLE TRAVI PREFABBRICATE

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni agenti sulle travi in c.a.p alle varie condizioni di carico.

<b>SOLLECITAZIONI TRAVI</b>						
<i>FASE 1 - travi semplicemente appoggiate</i>						
Caso di carico	APPOGGIO			MEZZERIA		
	M kNm	V kN	N kN	M kNm	V kN	N kN
Peso trave		213.3		1066.5		
Peso impalcato		120		600		
<i>FASE 2 - soletta solidale alle spalle - modulo elastico a lungo termine (carichi permanenti - ritiro - sisma)</i>						
Caso di carico	APPOGGIO			MEZZERIA		
	M kNm	V kN	N kN	M kNm	V kN	N kN
Peso trave e soletta	-650	354		963		
Spinta delle terre	-403.91					
Peso rinterro e pavimentazione	-1000.12	440.9		1350		
Peso cordolo + barriera	-483.29	227		635		
Ritiro			386			-296.54
<i>FASE 3 - soletta solidale alle spalle - modulo elastico a breve termine (azione termica + variabili da traffico)</i>						
Caso di carico	APPOGGIO			MEZZERIA		
	M kNm	V kN	N kN	M kNm	V kN	N kN
Carico termico uniforme +			-1449			1251
Carico termico uniforme -			1449			-1251
Carico termico differenziale +	-144	85		150		
Carico termico differenziale -	144	85		-150		
Carico traffico distribuito	-265	130		355		
Carico tandem posizione - CAMP (Q-1-1)	-504	185		743		
Carico tandem posizione - APP (Q-1-2)	-25	91		277		
Frenatura Npos			-90			
Frenatura Nneg			90			

Caso di carico	COEFFICIENTI			
	$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Peso trave	1.35			
Peso impalcato	1.35			
Peso cordolo	1.35			
Peso finitura	1.35			
Peso guard rail	1.35			
Spinta delle terra	1.35			
Spinta sovraccarico	1.5	0.75	0.75	0
Ritiro e cedimento vincolare	1.2			
Carico termico	1.2	0.6	0.6	0.5
Azione di frenamento	1.35	0	0	0
Carico traffico distribuito	1.35	0.4	0.4	0
Carico tandem	1.35	0.75	0.75	0
Carico da neve	1.5	0.8	0.6	0.5



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo**  
**Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo**

	<b>FASE 1 (PERMANENTI STRUTTURALI)</b>					
	APPOGGIO			MEZZERIA		
	M kNm	V kN	N kN	M kNm	V kN	N kN
SLE	0	333	0	1667	0	0
SLU A1	0	450	0	2250	0	0

	<b>FASE 2 (PERMANENTI PORTATI + RITIRO)</b>					
	APPOGGIO			MEZZERIA		
	M kNm	V kN	N kN	M kNm	V kN	N kN
SLE	-2537	1022	386	2948	0	-297
SLU A1	-3425	1380	463	3980	0	-356

	<b>Combinazioni SLU A1 delle sole azioni variabili</b>						
	Combinazione	APPOGGIO			MEZZERIA		
		M kNm	V kN	N kN	M kNm	V kN	N kN
Traffici co + 0.6 DT(+)	SLU A1 - 1	-1142	486	-1043	1590	901	
	SLU A1 - 2	-495	360	-1043	961	901	
Traffici co + 0.6 DT(-)	SLU A1 - 3	-934	486	1043	1374	-901	
	SLU A1 - 4	-288	360	1043	745	-901	
DT(+) + 0.75 Traffico dist + 0.4 Traffico tandem	SLU A1 - 5	-341	264	-1739	652	1501	
	SLU A1 - 6	-826	360	-1739	1124	1501	
	SLU A1 - 7	-826	360	-1739	1124	1501	
DT(-) + 0.75 Traffico dist + 0.4 Traffico tandem	SLU A1 - 8	-481	360	1739	764	-1501	

	<b>Combinazioni CARATTERISTICHE delle sole azioni variabili</b>						
	Combinazione	APPOGGIO			MEZZERIA		
		M kNm	V kN	N kN	M kNm	V kN	N kN
Traffici co + 0.6 DT(+)	SLE RARA 1	-855	366	-869	1188	0	751
	SLE RARA 2	-376	272	-869	722	0	751
Traffici co + 0.6 DT(-)	SLE RARA 3	-683	366	869	1008	0	-751
	SLE RARA 4	-204	272	869	542	0	-751
DT(+) + 0.75 Traffico dist + 0.4 Traffico tandem	SLE RARA 5	-628	276	-1449	849	0	1251
	SLE RARA 6	-269	205	-1449	500	0	1251
DT(-) + 0.75 Traffico dist + 0.4 Traffico tandem	SLE RARA 7	-340	276	1449	549	0	-1251
	SLE RARA 8	19	205	1449	200	0	-1251



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo**  
**Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo**

<b>Combinazioni frequenti delle sole azioni variabili</b>							
	Combinazione	APPOGGIO			MEZZERIA		
		M kNm	V kN	N kN	M kNm	V kN	N kN
0.75 Traffico dist + 0.4	SLE FRQ 1	-556	233	-725	774		626
	SLE FRQ 2	-197	163	-725	425		626
0.75 Traffico dist + 0.4	SLE FRQ 3	-412	233	725	624		-626
	SLE FRQ 4	-53	163	725	275		-626
0.6 DT(+)	SLE FRQ 5	-86	51	-869	90		751
0.6 DT(-)	SLE FRQ 6	86	51	869	-90		-751

<b>Combinazioni quasi permanenti delle sole azioni variabili</b>							
	Combinazione	APPOGGIO			MEZZERIA		
		M kNm	V kN	N kN	M kNm	V kN	N kN
0.5 DT(+)	SLE QP 1	-72	43	-725	75		626
0.5 DT(-)	SLE QP 3	72	43	725	-75		-626

	<b>SOLLECITAZIONI SISMICHE</b>					
	APPOGGIO			MEZZERIA		
	M kNm	V kN	N kN	M kNm	V kN	N kN
$M_{\max \text{ neg}}$	-4011	1907	420	4442	25	-451
$M_{\max \text{ pos}}$	-1091	1751	376	5992	12	-289
$V_{\max}$	-3539	1814	350	6096	148	-308

## 12.4 VERIFICHE TRAVI PREFABBRICATE

### 12.4.1 VERIFICA FLESSIONALE IN MEZZERIA – SLE RARA

Caratteristiche fisico elastiche dei materiali:

- Modulo Elastico acciaio preteso aderente 195000 N/mm<sup>2</sup>
- Modulo Elastico calcestruzzo 36416.1 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza cubica del calcestruzzo (R<sub>ck</sub>) 55 N/mm<sup>2</sup>
- Coefficiente di caduta per ritiro 0.033%

Secondo DM2018 (§ 11.2.10.6) la deformazione totale da ritiro ( $\epsilon_{cs}$ ) si esprime come somma tra la deformazione per ritiro da essiccamento ( $\epsilon_{cd}$ ) e quella per ritiro autogeno ( $\epsilon_{ca}$ ):

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

assumendo: U.R. = 75%

e con:  $f_{ck} = 45.65$  MPa

$$h_0 = 144 \text{ mm}$$

si ha:  $\epsilon_{c0} = 0.0261\%$

$$k_h = 0.883$$

$$\epsilon_{cd} = 0.0230\%$$

$$\epsilon_{ca} = 0.0089\%$$

$$\epsilon_{cs} = 0.0319\%$$

- Coefficiente di caduta per fluage 2.1  
assumendo:  $t_0 = 30$  gg  
e con:  $h_0 = 178$  mm
- Rilassamento a tempo infinito acciaio aderente 4.26%  
Secondo DM2018 (§ 11.3.3.3) le cadute di tensione per rilassamento per Classe 2 di armatura (trefolo stabilizzato) si calcolano con la seguente formula:  
$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0.66 \rho_{1000} e^{9.1\mu} (t/1000)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5}$$
  
per cui essendo:  $\sigma_{pi} = 1339.3$  MPa  
 $\rho_{1000} = 2.5$   
 $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 0.68$   
 $t = 500000$  ore
- Soglia di snervamento acciaio preteso aderente :  $f_{p(1)k} = 1670$  N/mm<sup>2</sup>
- Il coefficiente di omogenizzazione dell'armatura di precompressione è  $n=6$ , per cui esempio per la definizione dell'area della sezione, detraendo dall'area di calcestruzzo l'area occupata dai trefoli si ottiene:

$$A_{id} = A_{cls} + (n-1) A_s$$

Lo stesso vale per la definizione delle inerzie.



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo**  
**Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo**

	<b>I fase</b>	<b>I fase omog</b>		<b>II fase</b>	<b>II fase omog</b>	
area cls	0.8532	0.8831	m <sup>2</sup>	1.4696	1.4995	m <sup>2</sup>
Y baricentro	0.401	0.399	m	0.812	0.801	m
Jx	0.114300	0.116981	m <sup>4</sup>	0.460027	0.471914	m <sup>4</sup>
Winf	0.284824	0.293104	m <sup>3</sup>	0.566684	0.589011	m <sup>3</sup>
Wsup	0.133108	0.135883	m <sup>3</sup>	1.026359	1.028580	m <sup>3</sup>
Wsupsoletta	-	-	m <sup>3</sup>	0.668437	0.675319	m <sup>3</sup>
Ap	0.005977 m <sup>2</sup>			area armatura pretesa aderente		
yp	0.280 m			baricentro armatura pretesa aderente		
Coefficiente di caduta per ritiro				0.032%		
Coefficiente di caduta per fluage				2.1		
Rilassamento a tempo infinito acciaio aderente				4.26%		
Modulo elastico acciaio				195000		MPa
Rck				55		MPa
Modulo elastico calcestruzzo				36416.1		MPa

Rck tr	550	Etrave	36416		
Rck sol	400	Esoletta	33643		
v	1.082	1/v =	0.924		
Htrave	1.26	m			
Hsoletta	0.24	m			
Bsoletta	2	m			
Bomog	2.57	m	1.847686		
	n° trefoli	area [cm2]	Y [cm]	J [cm4]	Atot [cm2]
I fila	21	1.39	10.00	291.9	29.19
II fila	12	1.39	16.00	266.88	16.68
III fila	4	1.39	22.00	122.32	5.56
IV fila	0	1.39	43.50	0	0
V fila	0	1.39	55.00	0	0
VI fila	0	1.39	60.00	0	0
VII fila	2	1.39	116.00	322.48	2.78
VIII fila	4	1.39	121.00	672.76	5.56
IX fila				0	0
	43	1.39	28.047	1676.34	59.77



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo**  
**Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo**

P <sub>max</sub>	1488	MPa	forza di precompressione massima
f <sub>pk</sub>	1860	MPa	
f <sub>p0.1k</sub>	1670	MPa	
A <sub>p</sub>	0.005977	m <sup>2</sup>	armatura pretesa aderente
P <sub>m0(x)</sub>			valore iniziale di precompressione immediatamente dopo la messa in tensione
<b>σ<sub>pm0</sub></b>	<b>1395</b>	<b>MPa</b>	tensione nell'armatura subito dopo il trasferimento della precompressione
k <sub>7</sub>	0.75		
k <sub>8</sub>	0.85		
N <sub>0</sub>	8337.915	kN	forza di precompressione iniziale
A <sub>p</sub>	0.005977	m <sup>2</sup>	area trefoli
A <sub>c</sub>	0.8532	m <sup>2</sup>	area calcestruzzo
n	5.354772		coefficiente di omogeneizzazione
e	0.120835	m	braccio trefoli - baricentro sezione
e*	28.04651	cm	baricentro trefoli dal lembo inferiore
J	0.114300	m <sup>4</sup>	inerzia sezione in calcestruzzo
k	1.108991		
Δσ	55.71527	MPa	perdita di tensione per deformazione elastica
N	8004.905	kN	forza di precompressione netta
%perdita	3.99%		

<b>Tensioni coattive iniziali nel calcestruzzo</b>				<b>VERIFICHE</b>	
Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
σ <sub>spi</sub>	1339.28	N/mm <sup>2</sup>	tensione iniziale nell'armatura pretesa aderente		
N	8004.90	kN	sforzo coattivo di precompressione		
M	-949.73	kNm	momento di precompressione		
σ <sub>sup</sub>	2.1	MPa		OK	OK
σ <sub>inf</sub>	12.3	MPa		OK	OK

<b>Effetti da peso proprio</b>					
Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
N	0	kN			
M	1066.5	kNm			
σ <sub>sup</sub>	7.85	MPa			
σ <sub>inf</sub>	-3.64	MPa			
Tensioni risultanti:					
σ <sub>sup</sub>	9.9	MPa	< 23.2 MPa - Verificato	OK	OK
σ <sub>inf</sub>	8.7	MPa	< 23.2 MPa - Verificato	OK	OK



Comune di Vado Ligure  
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo  
Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo

cadute di tensione nel tempo - 1° step					
Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente =			0.00	MPa	
Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente =	40%		24.90	MPa	
Cadute di tensione da fluage acciaio aderente =	40%		0.00	MPa	
Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente =	100%		54.46	MPa	
N	-474.34	kN	sforzo coattivo di precompressione		
M	56.28	kNm	momento di precompressione		
$\sigma_{sup}$	-0.12	MPa			
$\sigma_{inf}$	-0.73	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup}$	9.8	MPa	< 23.2 MPa - Verificato	OK	OK
$\sigma_{inf}$	7.9	MPa	< 23.2 MPa - Verificato	OK	OK

Effetti da peso proprio soletta					
Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
N	0	kN			
M	600.0	kNm			
$\sigma_{sup}$	4.42	MPa			
$\sigma_{inf}$	-2.05	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup}$	14.2	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK
$\sigma_{inf}$	5.9	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK
Tensioni nel baricentro acciaio preteso aderente					
$\sigma_{ref}$	7.74	MPa			

cadute di tensione nel tempo - 2° step					
Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente =			7.74	MPa	
Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente =	60%		37.36	MPa	
Cadute di tensione da fluage acciaio aderente =	60%		52.25	MPa	
Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente =	0%		0.00	MPa	
Cadute totali nell'acciaio aderente =			168.96	MPa	
Tensione finale nell'armatura pretesa aderente =			1170.32	MPa	
N	-535.55	kN	sforzo coattivo di precompressione		
M	278.88	kNm	momento di precompressione		
$\sigma_{sup,soletta}$	0.06	MPa			
$\sigma_{sup}$	-0.09	MPa			
$\sigma_{inf}$	-0.83	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup,soletta}$	0.1	MPa			
$\sigma_{inf,soletta}$	-0.1	MPa			
$\sigma_{sup}$	14.1	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK
$\sigma_{inf}$	5.1	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK



Comune di Vado Ligure  
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo  
Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo

Effetti da Permanenti portati					
Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
N	0	kN			
M	1985.0	kNm			
$\sigma_{sup,soletta}$	2.94	MPa			
$\sigma_{sup}$	1.93	MPa			
$\sigma_{inf}$	-3.37	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup,soletta}$	3.0	MPa			
$\sigma_{inf,soletta}$	1.8	MPa			
$\sigma_{sup}$	16.1	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK
$\sigma_{inf}$	1.7	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK

Effetti da Accidentali		RARA 1			
Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
N	751	kN			
M	1188.0	kNm			
$\sigma_{sup,soletta}$	2.26	MPa			
$\sigma_{sup}$	1.66	MPa			
$\sigma_{inf}$	-1.52	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup,soletta}$	5.3	MPa			
$\sigma_{inf,soletta}$	3.5	MPa			
$\sigma_{sup}$	17.7	MPa	< 27.4 MPa - Verificato	OK	OK
$\sigma_{inf}$	0.2	MPa	< 3.2 MPa - Verificato	OK	OK

Effetti da Accidentali		RARA 5			
Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
N	1251	kN			
M	849.0	kNm			
$\sigma_{sup,soletta}$	2.09	MPa			
$\sigma_{sup}$	1.66	MPa			
$\sigma_{inf}$	-0.61	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup,soletta}$	5.1	MPa			
$\sigma_{inf,soletta}$	3.5	MPa			
$\sigma_{sup}$	17.7	MPa	< 27.4 MPa - Verificato	OK	OK
$\sigma_{inf}$	1.1	MPa	< 3.2 MPa - Verificato	OK	OK

La verifica è stata condotta per la condizione rara, coefficiente moltiplicativi dei carichi pari a 1.0.

- all'atto della precompressione, allo Stato Limite di Esercizio,  $\sigma_c < 0.70 f_{ck} = 20.3 \text{ N/mm}^2$  (essendo C28/35 la resistenza a fine maturazione);
- in esercizio  $\sigma_c < 27.4 \text{ MPa}$  (limite per combinazione rara  $0.60 f_{ck}$ );
- nella condizione con solo i carichi permanenti  $\sigma_c < 20.5 \text{ MPa}$  (limite per combinazione quasi permanente  $0.45 f_{ck}$ );
- inoltre, la sezioni non si fessura in quanto la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è sempre inferiore a  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.2 \text{ MPa}$ .



Comune di Vado Ligure  
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo  
Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo

### 12.4.2 VERIFICA FLESSIONALE IN MEZZERIA – SLE FRQ

Tensioni coattive iniziali nel calcestruzzo				VERIFICHE	
Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
$\sigma_{spi}$	1339.28	N/mm <sup>2</sup>	tensione iniziale nell'armatura pretesa aderente		
N	8004.90	kN	sforzo coattivo di precompressione		
M	-949.73	kNm	momento di precompressione		
$\sigma_{sup}$	2.1	MPa		OK	OK
$\sigma_{inf}$	12.3	MPa		OK	OK
<b>Effetti da peso proprio</b>					
Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
N	0	kN			
M	1066.5	kNm			
$\sigma_{sup}$	7.85	MPa			
$\sigma_{inf}$	-3.64	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup}$	9.9	MPa	< 23.2 MPa - Verificato	OK	OK
$\sigma_{inf}$	8.7	MPa	< 23.2 MPa - Verificato	OK	OK
<b>cadute di tensione nel tempo - 1° step</b>					
Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente =		0.00	MPa		
Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente =		40%	24.90	MPa	
Cadute di tensione da fluage acciaio aderente =		40%	0.00	MPa	
Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente =		100%	54.46	MPa	
N	-474.34	kN	sforzo coattivo di precompressione		
M	56.28	kNm	momento di precompressione		
$\sigma_{sup}$	-0.12	MPa			
$\sigma_{inf}$	-0.73	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup}$	9.8	MPa	< 23.2 MPa - Verificato	OK	OK
$\sigma_{inf}$	7.9	MPa	< 23.2 MPa - Verificato	OK	OK
<b>Effetti da peso proprio soletta</b>					
Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
N	0	kN			
M	600.0	kNm			
$\sigma_{sup}$	4.42	MPa			
$\sigma_{inf}$	-2.05	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup}$	14.2	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK
$\sigma_{inf}$	5.9	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK
Tensioni nel baricentro acciaio preteso aderente					
$\sigma_{tref}$	7.74	MPa			



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo**  
**Sottopasso autostrada A10 – Relazione Tecnica e di Calcolo**

**cadute di tensione nel tempo - 2° step**

Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente =		7.74	MPa		
Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente =	60%	37.36	MPa		
Cadute di tensione da fluage acciaio aderente =	60%	52.25	MPa		
Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente =	0%	0.00	MPa		
Cadute totali nell'acciaio aderente =		168.96	MPa		
Tensione finale nell'armatura pretesa aderente =		1170.32	MPa		
N	-535.55	kN	sforzo coattivo di precompressione		
M	<b>278.88</b>	kNm	momento di precompressione		
$\sigma_{sup,soletta}$	0.06	MPa			
$\sigma_{sup}$	-0.09	MPa			
$\sigma_{inf}$	-0.83	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup,soletta}$	<b>0.1</b>	MPa			
$\sigma_{inf,soletta}$	<b>-0.1</b>	MPa			
$\sigma_{sup}$	<b>14.1</b>	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	<b>OK</b>	<b>OK</b>
$\sigma_{inf}$	<b>5.1</b>	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	<b>OK</b>	<b>OK</b>

**Effetti da Permanenti portati**

Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
N	<b>0</b>	kN			
M	<b>1985.0</b>	kNm			
$\sigma_{sup,soletta}$	2.94	MPa			
$\sigma_{sup}$	1.93	MPa			
$\sigma_{inf}$	-3.37	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup,soletta}$	<b>3.0</b>	MPa			
$\sigma_{inf,soletta}$	<b>1.8</b>	MPa			
$\sigma_{sup}$	<b>16.1</b>	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	<b>OK</b>	<b>OK</b>
$\sigma_{inf}$	<b>1.7</b>	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	<b>OK</b>	<b>OK</b>

**Effetti da Accidentali**

FRQ 1

Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
N	<b>626</b>	kN			
M	<b>774.0</b>	kNm			
$\sigma_{sup,soletta}$	1.56	MPa			
$\sigma_{sup}$	1.17	MPa			
$\sigma_{inf}$	-0.90	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup,soletta}$	<b>4.6</b>	MPa			
$\sigma_{inf,soletta}$	<b>3.0</b>	MPa			
$\sigma_{sup}$	<b>17.2</b>	MPa	< 27.4 MPa - Verificato	<b>OK</b>	<b>OK</b>
$\sigma_{inf}$	<b>0.8</b>	MPa	< 3.2 MPa - Verificato	<b>OK</b>	<b>OK</b>

La verifica è stata condotta per la condizione frequente.

- all'atto della precompressione, allo Stato Limite di Esercizio,  $\sigma_c < 0.70 f_{ckj} = 20.3 \text{ N/mm}^2$  (essendo C28/35 la resistenza a fine maturazione);
- in esercizio  $\sigma_c < 20.50 \text{ MPa}$  (limite per combinazione rara  $0.45 f_{ck}$ );
- nella condizione con solo i carichi permanenti  $\sigma_c < 20.5 \text{ MPa}$  (limite per combinazione quasi permanente  $0.45 f_{ck}$ );
- inoltre, la sezioni non si fessura in quanto la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è sempre inferiore a  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.2 \text{ MPa}$ .

### 12.4.3 VERIFICA FLESSIONALE IN MEZZERIA – SLU

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni allo stato limite ultimo nella sezione di mezzeria.

MEZZERIA		
COMB.	M	N
	kNm	kN
Traffico + 0.6 DT(+)	7820	545
	7820	545
Traffico + 0.6 DT(-)	7604	-1257
DT(+) + 0.75 Traffico dist + 0.4 Traffico tandem	7354	1145

**Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVE SEZIONE DI CAMPATA**

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

**TITOLO:** trave in c.a.p.-CAMPATA

**N° Vertici:** 19 | **N° barre:** 0

N°	x [cm]	y [cm]
15	-42	126
16	42	126
17	38	24
18	0	20
19	-38	24

**Sollecitazioni S.L.U. Metodo n**

$N_{Ed}$  0 kN  
 $M_{xEd}$  7820 kNm  
 $M_{yEd}$  0 kNm

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

**Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Cavo snervato

**Materiali:** B450C, C45/55

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  25.5 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{s,adm}$  16  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.9333  
 $\tau_{c1}$  2.543

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

**Tipo flessione:**  Retta  Deviata

**Armatura Precompressione:** N° cavi 43

N°	As [cm <sup>2</sup> ]	x [cm]	y [cm]	$\sigma_{sp}$ [MPa]
1	1.39	-81	10	1339.28
2	1.39	-75	10	1339.28
3	1.39	-69	10	1281.85
4	1.39	-63	10	1281.85
5	1.39	-57	10	1281.85
6	1.39	-45	10	1281.85

**Tipo cavo:** Trefolo

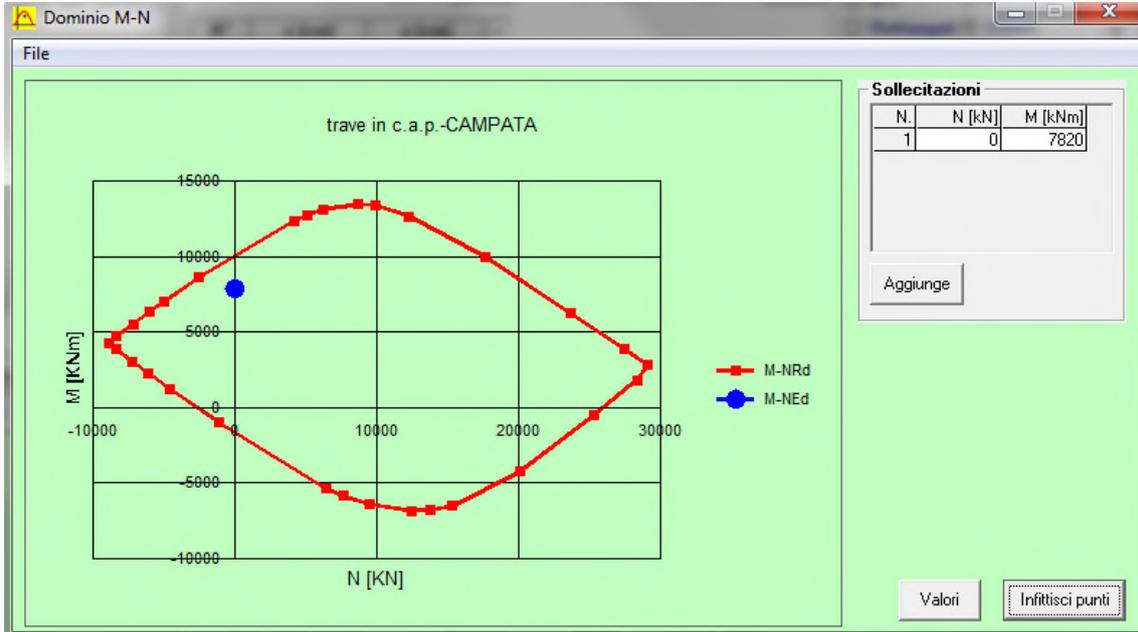
$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  
 $f_{yd}$  1'500 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  6  
 $\epsilon_{syd}$  7.5 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  1080 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_{sp}$  1'500 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{sp}$  26.67 ‰ compressa predef.

**Calcoli:**  $M_{Rd}$  10'126 kNm,  $\sigma_c$  -25.5 N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_s$  N/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_c$  3.5 ‰,  $\epsilon_s$  ‰,  $d$  140 cm,  $x$  20.87,  $x/d$  0.1491,  $\delta$  0.7

**Altri parametri:**  $N$  rett. 100,  $L_0$  0 cm, Col. modello

Precompresso



Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVE SEZIONE DI CAMPATA

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

**Titolo:** trave in c.a.p.-CAMPATA

N° Vertici: 19 Zoom N° barre: 0 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-99	0
2	99	0
3	99	20
4	62	24
5	58	126
6	100	126

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: -1145 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 7354 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

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

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re Trazezi  
 a T Circolare  
 Rettangoli Coord.

**Armatura Precompressione**  
 N° cavi: 43 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ <sub>sp</sub> [MPa]
1	1.39	-81	10	1339.28
2	1.39	-75	10	1339.28
3	1.39	-69	10	1281.85
4	1.39	-63	10	1281.85
5	1.39	-57	10	1281.85
6	1.39	-45	10	1281.85

**Materiali**  
 B450C C45/55  
 ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 25.5 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 16  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.9333  
 τ<sub>cl</sub>: 2.543

**M** xRd: 9'459 kNm  
 σ<sub>c</sub>: -25.5 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: N/mm²  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: ‰  
 d: 140 cm  
 x: 18.19 x/d: 0.1299  
 δ: 0.7

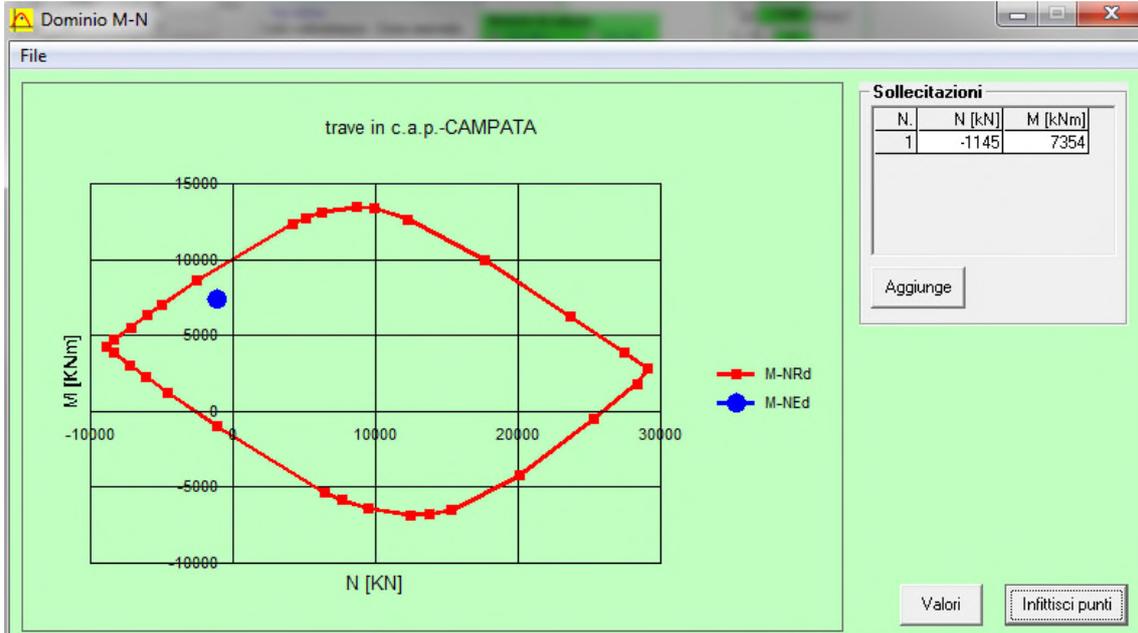
**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+ S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta Deviata  
 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

**Tipo cavo**  
 Trefolo  
 ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 1'500 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 6  
 ε<sub>syd</sub>: 7.5 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>: 1080 N/mm²  
 σ<sub>sp</sub>: 1'500 N/mm²  
 ε<sub>sp</sub>: 30.13 ‰ compressa predef.

Precompresso

Influenza MRd se la rottura avviene con acciaio



#### 12.4.4 VERIFICA FLESSIONALE NELLA SEZIONE DI INCASTRO – SLU

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni allo stato limite ultimo nella sezione di incastro.

COMB.	APPOGGIO		
	M	V	N
	kNm	kN	kN
Traffico + 0.6 DT(+)	-4567	2316	-580
Traffico + 0.6 DT(-)	-4360	2316	1506
DT(+) + 0.75 Traffico dist + 0.4 Traffico tandem	-4252	2189	-1276

La verifica è condotta considerando il massimo momento sollecitante con l'azione di trazione massima dovuto al ritiro della soletta soletta in c.a. eseguita in opera di spessore pari a 24 cm.

$N_{\text{ritiro}}$             600 kN/m     (a livello della soletta collaborante)  
 $l=$                     1.4  
 $N_{\text{ritiro}}$             840 kN

Nella sezione di incastro la soletta collaborante risulta armata, in direzione longitudinale all'impalcato con 1+1  $\phi$  24/10.

Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVE SEZIONE DI INCASTRO

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

Titolo: **trave in c.a.p.-CAMPATA**

N° Vertici: **19** Zoom N° barre: **40** Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-99	0	13	4.52	25	144.5
2	99	0	14	4.52	35	144.5
3	99	20	15	4.52	45	144.5
4	62	24	16	4.52	55	144.5
5	58	126	17	4.52	65	144.5
6	100	126	18	4.52	75	144.5
			19	4.52	85	144.5
			20	4.52	95	144.5
			21	4.52	-95	131.5
			22	4.52	-85	131.5
			23	4.52	-75	131.5
			24	4.52	-65	131.5

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> **-2682** kN  
M<sub>xEd</sub> **-4360** kNm  
M<sub>yEd</sub> **0** kNm

Materiali

**B450C** **C45/55**

$E_{su}$  **67.5** ‰  $E_{c2}$  **2** ‰  
 $f_{yd}$  **391.3** N/mm²  $E_{cu}$  **3.5** ‰  
 $E_s$  **200'000** N/mm²  $f_{cd}$  **25.5** ‰  
 $E_s/E_c$  **15**  $f_{cc}/f_{cd}$  **0.8** ?  
 $E_{syd}$  **1.957** ‰  $\sigma_{c,adm}$  **16** ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  **255** N/mm²  $\tau_{co}$  **0.9333** ‰  
 $\tau_{c1}$  **2.543** ‰

M<sub>xRd</sub> **-7'555** kNm

$\sigma_c$  **-25.5** N/mm²  
 $\sigma_s$  **391.3** N/mm²  
 $\epsilon_c$  **3.5** ‰  
 $\epsilon_s$  **43.72** ‰  
d **144.5** cm  
x **10.71** x/d **0.07412**  
 $\delta$  **0.7**

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

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

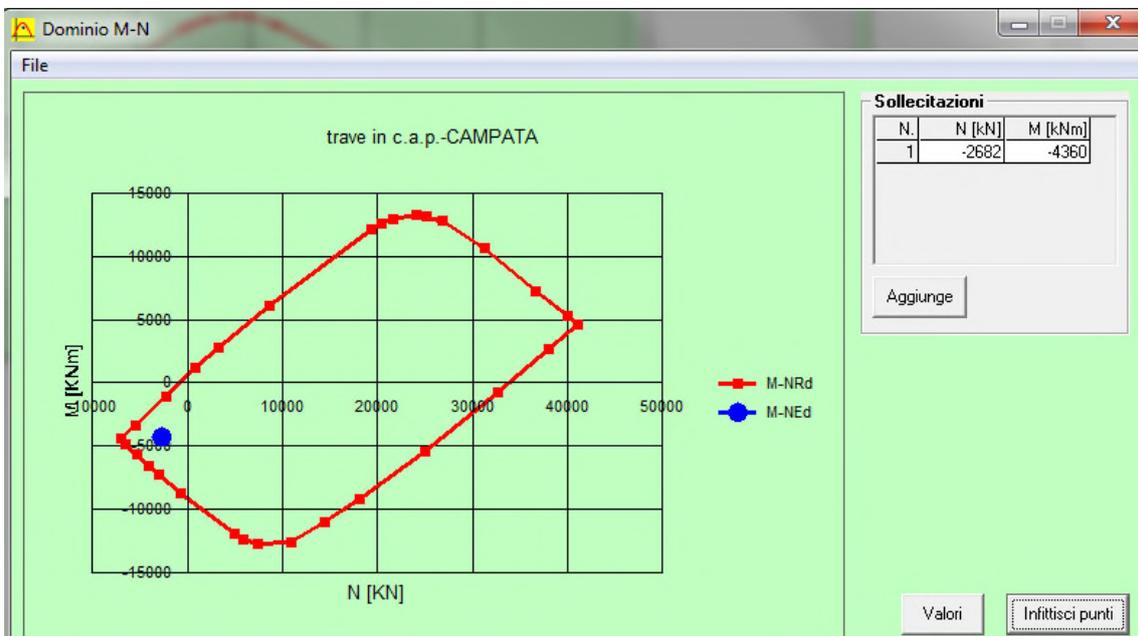
Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. **100**

Calcola MRd **Dominio M-N**

o **0** cm Col. modello

Precompresso



Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo di taglio. Tali verifiche vengono dichiarate esclusivamente per la sezione terminale della trave. Risultano evidentemente verificate le altre sezioni intermedie.

La verifica è stata fatta, cautelativamente, considerando una sezione rettangolare equivalente di larghezza pari a 40 cm (somma degli spessori medi delle anime della trave a in c.a.p) e altezza paria a 150 cm. Nella realtà, per 0.5 m dal filo appoggio, le travi in c.a.p. verranno inglobate in un getto in cls in modo da creare un traverso di collegamento tra le travi stesse. La sezione resistente è quindi maggiore di quella considerata.

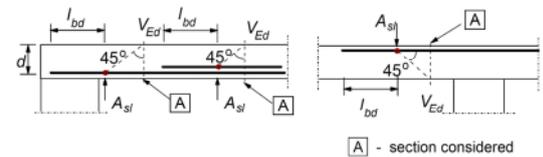
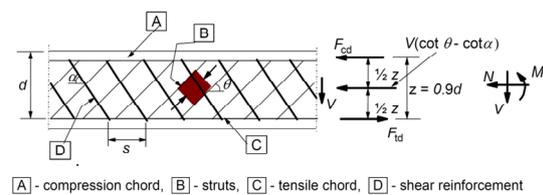
Le anime della trave a cassoncino si considerano armate a taglio, in prossimità degli appoggi, con staffe  $\phi 12/10$  a 2 braccia.

**verifica a taglio di una sezione rettangolare**  
**secondo EN 1992-1-1:2004:E**

geometria	
<b>sezione trasversale</b>	
base	B = 40 cm
altezza	H = 150 cm
copriferro (asse armatura long.)	c = 6 cm
altezza utile	d = 144 cm
braccio coppia interna	z = 129.6 cm
<b>armatura a taglio</b>	
numero braccia	n = 4
diametro	$\phi$ = 12 mm
passo	s = 10 cm
inclinazione	$\alpha$ = 90 °
area	$A_{sw}$ = 4.52 cm <sup>2</sup>
<b>armatura longitudinale tesa</b>	
numero barre	$n_1$ = 5
diametro	$\phi_1$ = 10 mm
numero barre	$n_2$ = 0
diametro	$\phi_2$ = 0 mm
area totale	$A_{sl}$ = 3.9 cm <sup>2</sup>

materiali	
<b>calcestruzzo</b>	
resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	$f_{ck}$ = 45.7 MPa
coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_c$ = 1.5
coeff. effetti a lungo termine	$\alpha_{cc}$ = 0.85
tensione di calcolo	$f_{cd}$ = 25.9 MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	$\nu$ = 0.490
tensione di calcolo bielle	$\nu f_{cd}$ = 12.7 MPa
<b>acciaio</b>	
tensione caratt. di snervamento	$f_{yk}$ = 450.0 MPa
coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s$ = 1.15
tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd}$ = 391.3 MPa

**legenda**



**sollecitazioni e verifiche**

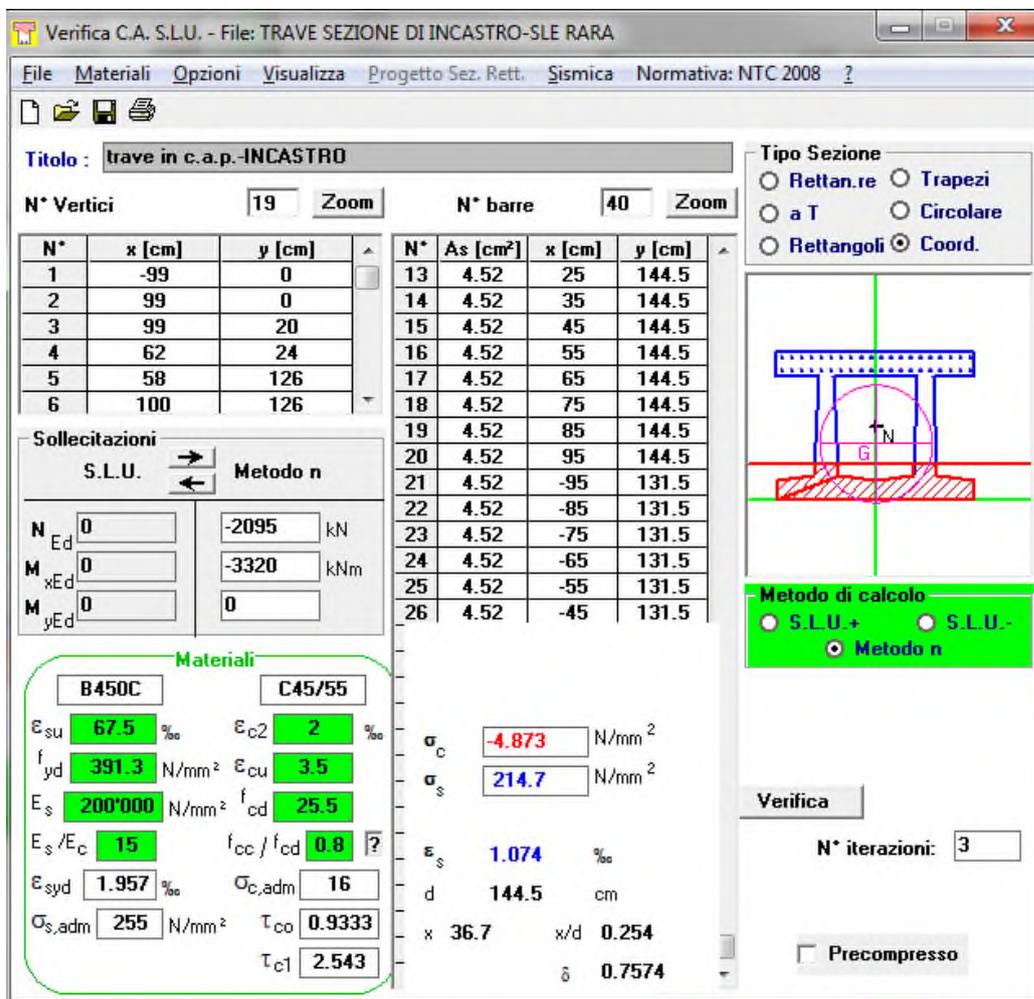
taglio	$V_{Ed}$ = 2316 kN
azione assiale	$N_{Ed}$ = 0 kN
resistenza elemento non armato	$V_{Rdc}$ = 219.1 kN
resistenza armatura a taglio	$V_{Rds}$ = 3973.7 kN
resistenza bielle calcestruzzo	$V_{Rdmax}$ = 2847.9 kN
inclinazione bielle calcestruzzo	$\theta$ = 30.0 °
sezione	duttile
traslazione armatura long.	a_l = 112.2 cm

### 12.4.5 VERIFICA FLESSIONALE NELLA SEZIONE DI INCASTRO – SLE RARA

La verifica è condotta considerando il massimo momento sollecitante con l'azione di trazione massima dovuto al ritiro della soletta soletta in c.a. eseguita in opera di spessore pari a 24 cm.

$N_{ritiro}$                     600 kN/m      (a livello della soletta collaborante)  
 $I=$                                 1.4  
 $N_{ritiro}$                     840 kN

Nella sezione di incastro la soletta collaborante risulta armata, in direzione longitudinale all'impalcato con 1+1  $\phi$  24/10.



**Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVE SEZIONE DI INCASTRO-SLE RARA**

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

Titolo: **trave in c.a.p.-INCASTRO**

N° Vertici: 19 Zoom N° barre: 40 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-99	0	13	4.52	25	144.5
2	99	0	14	4.52	35	144.5
3	99	20	15	4.52	45	144.5
4	62	24	16	4.52	55	144.5
5	58	126	17	4.52	65	144.5
6	100	126	18	4.52	75	144.5
			19	4.52	85	144.5
			20	4.52	95	144.5
			21	4.52	-95	131.5
			22	4.52	-85	131.5
			23	4.52	-75	131.5
			24	4.52	-65	131.5
			25	4.52	-55	131.5
			26	4.52	-45	131.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

$N_{Ed}$  0      -2095 kN  
 $M_{xEd}$  0      -3320 kNm  
 $M_{yEd}$  0      0

Materiali: B450C C45/55

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰       $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²       $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²       $f_{cd}$  25.5 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15       $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰       $\sigma_{c,adm}$  16 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²       $\tau_{co}$  0.9333  
 $\tau_{c1}$  2.543

$\sigma_c$  -4.873 N/mm²  
 $\sigma_s$  214.7 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1.074 ‰  
 $d$  144.5 cm  
 $x$  36.7       $x/d$  0.254  
 $\delta$  0.7574

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

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

Verifica: N° iterazioni: 3

Precompresso

Lo stato tensionale nel calcestruzzo è inferiore al valore limite pari a  $0.6 f_{ck} = 0.6 \times 45 \text{ MPa} = 27 \text{ MPa}$ .

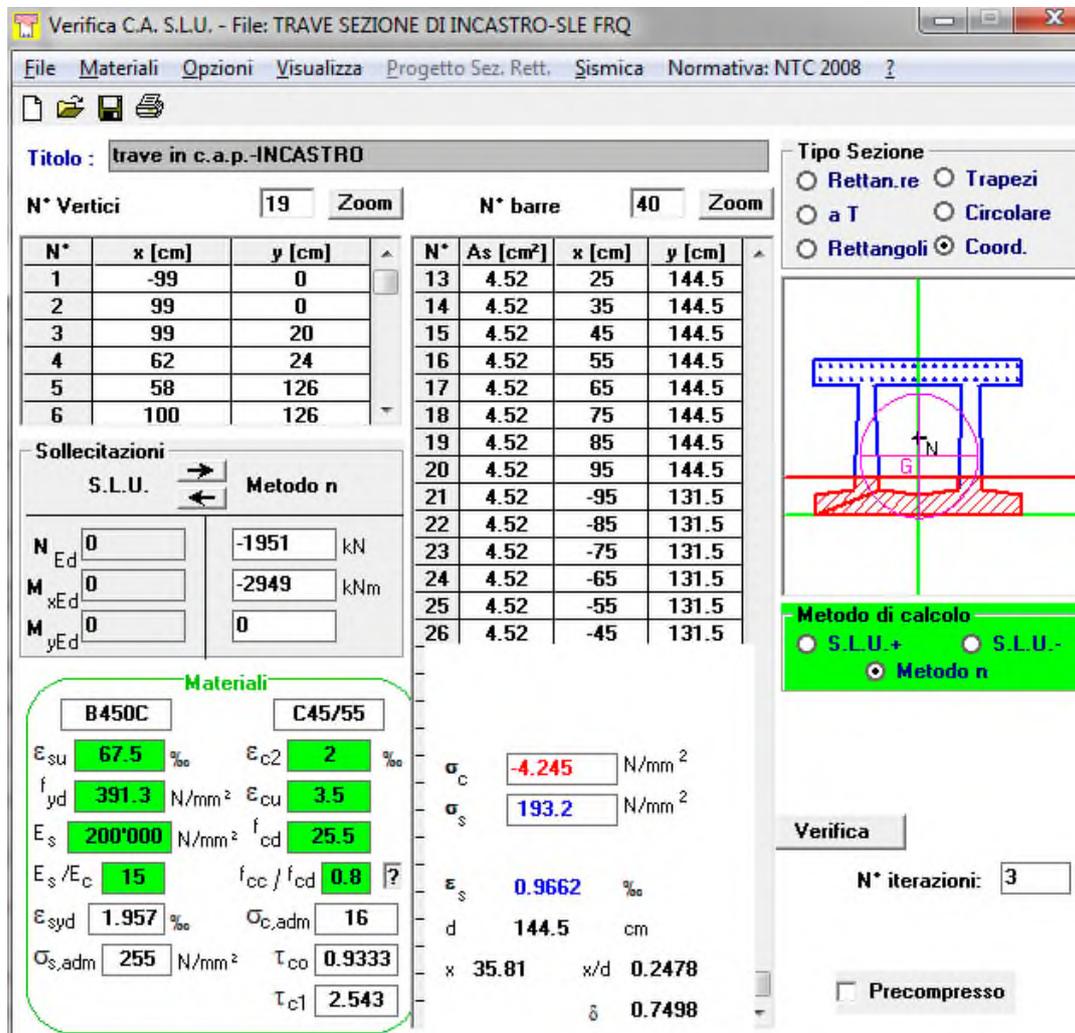
Lo stato tensionale nell'armatura risulta essere inferiore al valore limite pari a  $0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ .

#### 12.4.6 VERIFICA FLESSIONALE NELLA SEZIONE DI INCASTRO – SLE FRQ

La verifica è condotta considerando il massimo momento sollecitante con l'azione di trazione massima dovuto al ritiro della soletta soletta in c.a. eseguita in opera di spessore pari a 26 cm.

$N_{ritiro}$                     600 kN/m      (a livello della soletta collaborante)  
 $l=$                                 1.4  
 $N_{ritiro}$                     840 kN

Nella sezione di incastro la soletta collaborante risulta armata, in direzione longitudinale all'impalcato, con 1+1  $\phi$  24/10.



**Titolo:** trave in c.a.p.-INCASTRO

N° Vertici: 19    Zoom    N° barre: 40    Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-99	0	13	4.52	25	144.5
2	99	0	14	4.52	35	144.5
3	99	20	15	4.52	45	144.5
4	62	24	16	4.52	55	144.5
5	58	126	17	4.52	65	144.5
6	100	126	18	4.52	75	144.5
			19	4.52	85	144.5
			20	4.52	95	144.5
			21	4.52	-95	131.5
			22	4.52	-85	131.5
			23	4.52	-75	131.5
			24	4.52	-65	131.5
			25	4.52	-55	131.5
			26	4.52	-45	131.5

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.    Metodo n

$N_{Ed}$  0    -1951 kN  
 $M_{xEd}$  0    -2949 kNm  
 $M_{yEd}$  0    0

**Materiali**  
 B450C    C45/55  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰     $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²     $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²     $f_{cd}$  25.5 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15     $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰     $\sigma_{c,adm}$  16 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²     $\tau_{co}$  0.9333  
                                   $\tau_{c1}$  2.543

$\sigma_c$  -4.245 N/mm²  
 $\sigma_s$  193.2 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.9662 ‰  
 d 144.5 cm  
 x 35.81    w/d 0.2478  
                   $\delta$  0.7498

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

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

**Verifica**  
 N° iterazioni: 3  
 Precompresso

Come riportato nelle circolari delle NTC al § C4.1.2.2.4, per il calcolo della fessurazione ci si può riferire ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III.

La tensione nell'armatura è pari a 185 MPa. Per rispettare il limite della fessura pari a 0.3 mm il diametro massimo delle barre deve essere  $\phi 25$  mm e la spaziatura massimo 250 mm. Nel caso in esame le barre tese hanno un diametro pari a  $\phi 24$  mm e la spaziatura è pari a 100 mm. Il limite è pertanto soddisfatto.

**Tabella C4.1.II** *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** *-Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

## 12.5 ANALISI DI CALCOLO DELLA SOLETTA CON IL METODO BIDIMENSIONALE

Nella presente sezione si espongono le verifiche in senso trasversale della soletta di impalcato in esercizio. In particolare, l'esame del comportamento statico è valutato in funzione dei carichi di progetto in accordo con quanto stabilito dalla normativa vigente di riferimento.

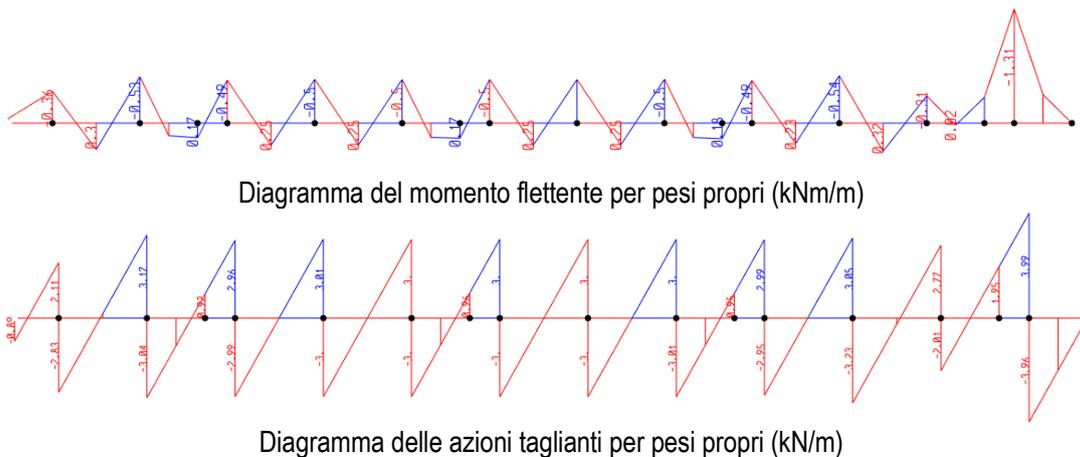
Ciò premesso, alle pagine seguenti si illustrano gli schemi di carico e i diagrammi di sollecitazione per:

- pesi propri
- sovraccarichi permanenti
- carichi mobili variabili
- variazione termica lineare nello spessore della soletta

Viene analizzata la porzione di soletta gettata in seconda fase. La soletta è modellata come una trave continua su 12 appoggi posti a interasse 1,0 m (pari all'interasse delle anime delle travi prefabbricate).

### 12.5.1 PESO PROPRIO SOLETTA

peso soletta, sp. 24 cm = 6,00 kN/m<sup>2</sup>

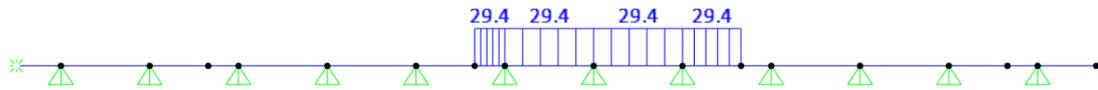


### 12.5.2 CARICHI PERMANENTI

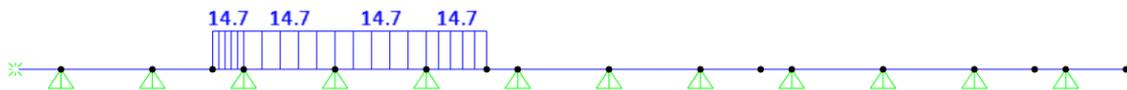
I sovraccarichi permanenti consistono nei seguenti contributi:

- Cordoli: 1.0 m x 1.14 x 25,0 kN/m<sup>3</sup> = 28.50 kN/m<sup>2</sup>
- Barriere sicurvia: = 1,50 kN/m
- Ricoprimento + pavimentazione stradale: 1.35 m x 22,0 kN/m<sup>3</sup> = 3,00 kN/m<sup>2</sup>

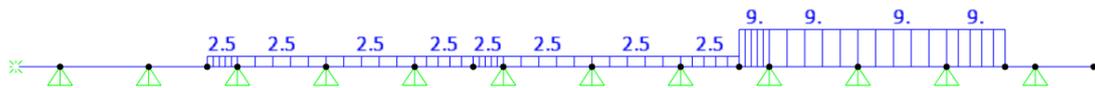




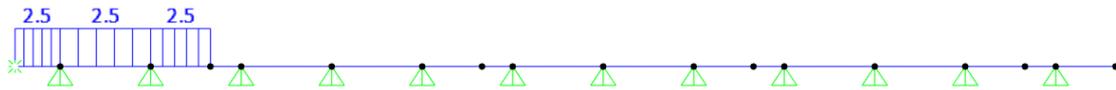
Carico Tandem – corsia 2 (kN/m)



Carico Tandem – corsia 3 (kN/m)



Carico distribuito (kN/m)



Carico distribuito area rimanenti (kN/m)

Si illustrano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni sotto i carichi stradali.

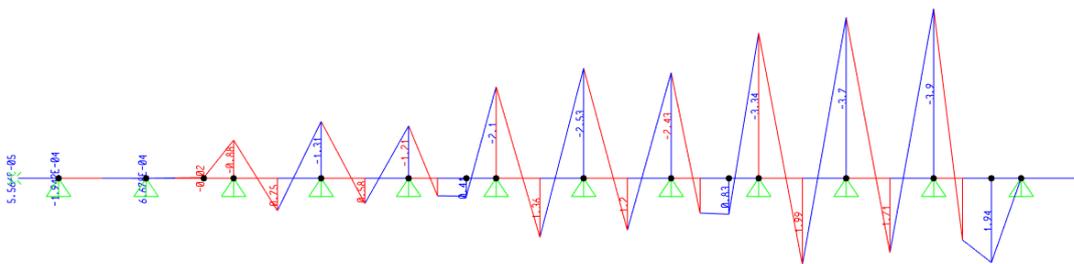


Diagramma del momento flettente inviluppo carichi tandem (kNm/m)



#### 12.5.4 VERIFICA DELLA SOLETTA

Si riassumono di seguito le sollecitazioni agenti sulla soletta dell'impalcato.

<i>Sollecitazioni massime</i>			
Caso di carico	M	V	
	kNm	kN	
Peso permanente strutturale soletta	-0.54	-3.96	
Peso permanente strutturale cordolo	-6.21	-18.81	
Peso permanente non strutturale ricoprimento	-0.25		
Inviluppo carichi da traffico (Tandem)	-3.9	-23.4	
Inviluppo carichi da traffico (distribuiti)	-0.79	-4.77	
Variazione termica lineare $\pm 20^{\circ}\text{C}$	-39.44	-39.44	
	$M_{\text{SLE RARA 1}}$	-35.4	
	$M_{\text{SLE RARA 2}}$	-33.9	
	$M_{\text{SLE FRQ 1}}$	-30.0	
	$M_{\text{SLE FRQ 2}}$	-30.7	
	$M_{\text{SLU 1}}$	-52.44	-104.2
	$M_{\text{SLU 2}}$	-49.32	-92.5

Si riporta di seguito la verifica strutturale della soletta condotta per le massime sollecitazioni agenti.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
<b>100</b>	<b>24</b>	6.7	16.3	14.7
armatura longitudinale				
nbarre	$\phi$	d	$A_{sl}$	
	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
<b>5</b>	<b>20</b>	<b>7.7</b>	15.71	
<b>5</b>	<b>20</b>	<b>16.3</b>	15.71	
armatura a taglio				
nbracci	$\phi$	s	$\alpha$	$A_{sw}$
	[mm]	[cm]	[°]	[cm <sup>2</sup> ]
<b>5</b>	<b>12</b>	<b>40</b>	<b>90</b>	5.65

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
$M_{Ek}$	<b>35.4</b> [kNm]	$M_{Ed}$	<b>52.5</b> [kNm]
$N_{Ek}$		$N_{Ed}$	
<b>tensioni e fessure</b>		$V_{Ed}$	<b>105.00</b> [kN]
$M_{dec}$	0.0 [kNm]	presso-flessione	
$M_{Cr}$	26.5 [kNm]	$M_{Rd}$	100.4 [kNm]
$y_n$	-5.08 [cm]	FS	1.91
$\sigma_{c,min}$	-7.7 [MPa]	taglio	
$\sigma_{s,min}$	13.0 [MPa]	$V_{Rdc}$	93.0 [kN]
$\sigma_{s,max}$	156.0 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
$k_2$	0.5	$V_{Rds}$	140.6 [kN]
$\varepsilon_{sm-\varepsilon_{cm}}$	0.47 [‰]	$V_{Rdmax}$	621.8 [kN]
$s_{r,max}$	35.1 [cm]	$\theta$	30.0 [°]
$w_k$	0.164 [mm]	sezione duttile	
		al	12.7 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
$R_{ck}$	<b>40</b> [MPa]	$f_{yk}$	<b>450</b> [MPa]
$f_{ck}$	33.2 [MPa]	$\gamma_s$	<b>1.15</b>
$\gamma_c$	<b>1.5</b>	$f_{yd}$	391.3 [MPa]
$\alpha_{cc}$	<b>0.85</b>	$E_s$	<b>200000</b> [MPa]
$f_{cd}$	18.8 [MPa]	$\varepsilon_{uk}$	<b>75</b> [‰]
$\nu$	0.520		
$\varepsilon_{c2}$	<b>2.0</b> [‰]		
$\varepsilon_{cu2}$	<b>3.5</b> [‰]		
$\alpha_e$	<b>15.0</b>		
$k_t$	<b>0.4</b>	valori limite	
$k_1$	<b>0.8</b>	0,45 $f_{ck}$	14.9 [MPa]
$k_3$	<b>3.4</b>	0,8 $f_{yk}$	360.0 [MPa]
$k_4$	<b>0.425</b>	$w_{k,lim}$	<b>0.2</b> [mm]

