

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**  
**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**ITINERARIO NAPOLI – BARI**  
**RADDOPPIO TRATTA BOVINO – ORSARA**

**FABBRICATI**

FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

I F 1 W 0 0 D 2 9 C L F A 0 2 A 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Usai <i>[Signature]</i>	09.2018	P. Di Nucci <i>[Signature]</i>	09.2018	D. Aprea <i>[Signature]</i>	09.2018	F. Arduini 09.2018	

File:IF1W00D29CLFA02A0001A.doc

n. Elab.: 264\_1

Orsara  
n. 1692/2018  
ITA-FERR S.p.A.  
Direzione Tecnica  
Infrastrutture Centro  
Ing. Arduini  
Fabrizio Arduini  
Provincia di Roma

## INDICE

1	PREMESSA .....	6
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	8
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI .....	8
3.2	DOCUMENTI CORRELATI .....	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	9
4.1	CEMENTO ARMATO .....	9
4.1.1	<i>Calcestruzzo</i> .....	9
4.1.2	<i>Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata</i> .....	10
4.1.3	<i>Copriferro</i> .....	11
4.2	PANNELLI DI TAMPONATURA .....	12
5	TERRENO DI FONDAZIONE .....	13
6	ANALISI DEI CARICHI .....	17
6.1	PESO PROPRIO STRUTTURE .....	17
6.1.1	<i>Struttura principale in c.a.</i> .....	17
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI .....	18
6.3	SOVRACCARICHI VARIABILI .....	18
6.4	AZIONE DELLA NEVE .....	18
6.5	AZIONE DEL VENTO .....	19
6.6	VARIAZIONI TERMICHE .....	23
6.7	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI .....	23
6.8	AZIONE SISMICA .....	24
7	MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO .....	30
7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI SUL MODELLO DI CALCOLO .....	30

7.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI .....	36
8	VERIFICHE STRUTTURALI.....	39
8.1	CRITERI DI VERIFICA.....	39
8.1.1	Verifica agli SLU-SLV.....	39
8.1.2	Verifica limitazioni armatura (Travi e Pilastrini).....	43
8.1.3	Verifica di instabilità per elementi snelli (Pilastrini).....	46
8.1.4	Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE.....	47
8.2	SOLAIO DI COPERTURA CAMPATA L=570CM.....	48
8.2.1	Verifica di SLU a flessione.....	49
8.2.2	Verifica di SLU a taglio.....	51
8.2.3	Verifica di fessurazione (SLE frequente).....	53
8.2.4	Verifica di deformabilità (SLE quasi permanente).....	55
8.3	SOLAIO DI COPERTURA CAMPATA L=420CM.....	58
8.3.1	Verifica di SLU a flessione.....	59
8.3.2	Verifica di SLU a taglio.....	60
8.3.3	Verifica di fessurazione (SLE frequente).....	62
8.3.4	Verifica di deformabilità (SLE quasi permanente).....	64
8.4	TRAVI SECONDARIE (30X40) .....	67
8.4.1	Sollecitazioni .....	67
8.4.2	Materiali.....	69
8.4.3	Geometrie.....	70
8.4.4	Verifiche a pressoflessione deviata .....	71
8.4.5	Verifica a taglio.....	72
8.4.6	Verifica a torsione.....	74
8.4.7	Verifica limitazioni armatura .....	75
8.4.8	Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE.....	76

8.5	TRAVI PRINCIPALI (30X40) .....	80
8.5.1	<i>Sollecitazioni</i> .....	80
8.5.2	<i>Materiali</i> .....	83
8.5.3	<i>Geometrie</i> .....	84
8.5.4	<i>Verifiche a pressoflessione deviata</i> .....	85
8.5.5	<i>Verifica a taglio</i> .....	86
8.5.6	<i>Verifica a torsione</i> .....	88
8.5.7	<i>Verifica limitazioni armatura</i> .....	88
8.5.8	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE</i> .....	89
8.6	PILASTRI (30X40) .....	92
8.6.1	<i>Sollecitazioni</i> .....	92
8.6.2	<i>Materiali</i> .....	99
8.6.3	<i>Geometrie</i> .....	100
8.6.4	<i>Verifiche a pressoflessione deviata</i> .....	101
8.6.5	<i>Verifiche a taglio</i> .....	102
8.6.6	<i>Verifiche a torsione</i> .....	105
8.6.7	<i>Verifiche limitazione armatura</i> .....	105
8.6.8	<i>Verifiche di instabilità per elementi snelli</i> .....	105
8.6.9	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio -SLE</i> .....	106
8.7	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO) .....	109
8.8	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI.....	111
9	VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	112
9.1	CRITERI DI VERIFICA .....	112
9.2	TRAVI DI FONDAZIONE.....	112
9.2.1	<i>Verifiche strutturali</i> .....	112

9.2.2	Verifiche geotecniche .....	122
9.3	CORDOLI DI COLLEGAMENTO.....	129

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

## 1 PREMESSA

Allo scopo di ospitare le tecnologie di linea della Tratta Bovino - Orsara verranno realizzati i fabbricati riportati nella seguente tabella.

WBS	km	Descrizione	Locali	B (m)	L (m)
FA01A	30+850.0	PGEP Bovino	GE – MT - BT – TLC – Gest. Emerg.	22,90	7,00
FA01B	30+850.0	Vasca Antincendio di Bovino	Vasca	10,60	7,00
FA02B	40+950.0	Vasca Antincendio di Bovino	Vasca	10,60	7,00
FA01C	30+850.0	Fabbricato ENEL	Misure, Consegna MT, Utente	8,80	7,00
FA02C	41+000.0	Fabbricato ENEL	Misure, Consegna MT, Utente	8,80	7,00
FA01D	30+850.0	Vasca GE	Basamento	Var.	Var.
FA01E	30+850.0	PPT SIAP Bovino	G.E - SIAP -PPT – (libero)	17,20	7,00
FA02A	40+950.0	PGEP Orsara	GE – MT - BT – TLC – Gest. Emerg.	31,30	7,00
FA02D	40+950.0	PGEP Orsara	GE – UPS - DM	31,30	7,00
FA03A	40+950.0	Centrale Ventilazione	Locale ventilatori	18,30	26,70

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo del presente documento è quello di calcolare e verificare le strutture in elevazione e in fondazione dei fabbricati tecnologici FA02A, FA02D le cui strutture sono identiche così come le funzioni e le conseguenti apparecchiature che andranno ad ospitare. Pertanto, nel seguito, si farà riferimento ad un unico fabbricato (FA02A).

Il fabbricato oggetto della presente relazione sarà realizzato al fine di ospitare i seguenti locali:

- Locale gruppo elettrogeno;
- Locale media tensione;
- Locale bassa tensione;
- Sala TLC;
- Locale Gestione Emergenze.

Si attribuisce una vita nominale  $V_N = 75$  anni e la classe d'uso III con coefficiente d'uso  $C_u=1.50$ , in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 17/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 02/02/2009, n. 617 par. C2.4.1 e C2.4.2;
- Decreto 21/10/2003 P.C.M. Dipartimento della Prot. Civile (all.1);
- "Istruzione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari" (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A) par. 1.1.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi  $V_R = C_u \times V_N = 112,5$  anni.

La struttura in pianta del fabbricato ha forma rettangolare avente le seguenti dimensioni 7.00 m x 31.30 m, comprensiva del rivestimento con pannellature prefabbricate.

Il sistema strutturale è caratterizzato da un telaio spaziale monolivello avente copertura piana costituito da una campata in direzione trasversale di luce 6.20 m circa mentre, parallelamente al lato lungo, è suddiviso in 6 campate di luce pari a 4.20 m e una campata intermedia di 5.70m..

La struttura relativa alla parte in elevazione è costituita da travi e pilastri in cemento armato. Il solaio di copertura è del tipo semiprefabbricato a prédalles, con getto in opera dei travetti e della caldana superiore. Lo spessore totale del solaio di copertura è di 20 cm e comprende 4 cm di prédalles, 12 cm di nervature e 4 cm di caldana superiore.

Le lastre in c.a.p. sono larghe 120 cm e presentano tre tralicci metallici di irrigidimento ed elementi di alleggerimento delimitanti le nervature intermedie. Il solaio è ordito secondo la direzione longitudinale del fabbricato in modo da essere poggiato direttamente sui telai trasversali disposti a 4.20 m di interasse.

I pilastri hanno dimensione in pianta di 30x40 cm, le travi perimetrali (longitudinali e trasversali) hanno dimensioni 30x40 cm, mentre le travi trasversali interne risultano 30x40 cm.

Il sistema di fondazione è realizzato in opera mediante un graticcio di travi rovesce poste perimetralmente e collegate tra loro trasversalmente mediante dei cordoli (per le caratteristiche dimensionali della fondazione si rimanda agli elaborati grafici specifici). Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento prefabbricati.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Documenti Referenziati

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Rif. [1] - Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17-01-08 (NTC-2018);
- Rif. [2] - Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Rif. [3] - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Rif. [4] - UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [5] - UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- Rif. [6] - UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.
- Rif. [7] REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014 DELLA COMMISSIONE del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea

#### 3.2 Documenti Correlati

I documenti correlati sono:

- Rif. [8] IF1W00D11BBFA02A0001A FA02A - Fabbricato PGEP di Orsara - Carpenteria fondazioni
- Rif. [9] IF1W00D11BBFA02D0001A FA02D - Fabbricato PGEP di Orsara - Carpenteria fondazioni
- Rif. [10] IF1W00D11BBFA02A0002A FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Carpenteria copertura
- Rif. [11] IF1W00D11BBFA02A0003A FA02A- Fabbricato PGEP di Orsara - Sezioni di carpenteria
- Rif. [12] IF1W00D11BBFA02D0003A FA02D- Fabbricato PGEP di Orsara - Sezioni di carpenteria

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 Cemento armato

#### 4.1.1 Calcestruzzo

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per i diversi elementi strutturali:

	Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
Classe di resistenza	C28/35	C28/35	C25/30
Classe di esposizione	XC3	XC3	XC2
Condizioni ambientali	ordinarie	ordinarie	ordinarie
Rapporto acqua/cemento		0,55	0,60

		Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
R <sub>ck</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	35	35	30
f <sub>ck</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	28	28	25
f <sub>cm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	36	36	33
α <sub>cc</sub>	(-)	0,85	0,85	0,85
γ <sub>c</sub>	(-)	1,5	1,5	1,5
f <sub>cd</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	15,87	15,87	14,17
f <sub>ctm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2,77	2,77	2,56
f <sub>ctk</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	1,94	1,94	1,79
f <sub>ctd</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	1,29	1,29	1,19
f <sub>cfm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	3,32	3,32	3,07
f <sub>cfk</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2,324	2,324	2,15
E <sub>c</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	32308	32308	31476

Dove:

R<sub>ck</sub> = Resistenza cubica caratteristica a compressione

f<sub>ck</sub> = 0.83·R<sub>ck</sub> = Resistenza cilindrica caratteristica

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (N/mm}^2\text{)} = \text{Resistenza cilindrica media a compressione}$

$\alpha_{cc} = \text{Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: } \alpha_{cc} (t > 28\text{gg}) = 0.85$

$\gamma_c = 1.5$ ; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio

della resistenza) non superiore al 10%.  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \text{Resistenza di calcolo a compressione}$

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$  [per classi  $\leq C50/60$ ] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = \text{Resistenza cilindrica caratteristica a trazione}$

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza di calcolo a trazione}$

$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = \text{Resistenza media a trazione per flessione}$

$f_{cfk} = 0.7 \cdot f_{cfm} = \text{Resistenza cilindrica caratteristica a trazione}$

$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = \text{Modulo Elastico}$

#### Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

#### Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (NTC2018 – 11.2.10.5).

#### **4.1.2 Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata**

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

#### Resistenza a trazione – compressione:

$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica di rottura}$

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica a snervamento}$

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza di calcolo}$

dove:

$\gamma_s = 1.15 = \text{Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.}$

Modulo Elastico:

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

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

		Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
$f_{bk}$	(N/mm <sup>2</sup> )	4,36	4,36	4,36
$f_{bd}$	(N/mm <sup>2</sup> )	2,90	2,90	2,90

dove:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = \text{Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza}$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo}$$

$\eta = 1.0$  – per barre di diametro  $\Phi \leq 32$  mm;

$\gamma_c = 1.5$  – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

#### 4.1.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 2.2.2009, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
Cmin	Co	ambiente	C $\geq$ Co	Cmin $\leq$ C<Co	C $\geq$ Co	Cmin $\leq$ C<Co	C $\geq$ Co	Cmin $\leq$ C<Co	C $\geq$ Co	Cmin $\leq$ C<Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	Ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Struttura in elevazione	Ordinario	25	10	35

Lastre predalles	Ordinario	20	0	20
Fondazioni	Ordinario	25	10	35

In definitiva si prescrive che in fondazione e in elevazione tranne che per le lastre predalles il copriferro netto non deve essere inferiore a 40mm.

#### Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto delle specifiche d'istruzione tecnica FS 44/M - REV. A DEL 10/04/00.

#### **4.2 Pannelli di tamponatura**

Per quanto riguarda i pannelli di tamponatura, questi saranno prefabbricati in lastre di calcestruzzo armato alleggeriti con polistirene espanso e saranno connessi alla struttura principale mediante giunti che consentono uno spostamento orizzontale nel piano del pannello congruente con i limiti da normativa NTC18 al punto 7.3.6.1. I medesimi giunti dovranno altresì sopportare le azioni verticali e orizzontali fuori dal piano del pannello dovute al peso proprio, al vento e al sisma.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

## 5 TERRENO DI FONDAZIONE

Per le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione si assumono le condizioni peggiori indicate nell'elaborato "IF1V02D11GEOC0000001\_ Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto da pk 40+950 a pk 41+450".

La caratterizzazione del suolo da un punto di vista sismico è invece riportata nel doc. "IF1V02D11GEOC0000002\_ Relazione sismica tratta allo scoperto da pk 40+950 a pk 41+450".

Il tracciato ricade prevalentemente in un'area di pianura alluvionale con depositi eterogenei e variabili sia tracciato ricade in un'area di depositi alluvionali terrazzati del fiume Cervaro costituiti da blocchi, ciottoli, ghiaia in matrice sabbiosa con locali intercalazioni di argille, argille-limose. Tali alluvioni ricoprono la formazione di substrato, costituita dai Calcari e dalle marne argillose del Faeto.

Sui versanti prospicienti il tracciato sono presenti coltri eluvio colluviali e di frana di natura essenzialmente coesiva con inclusi eterometrici, trovanti e blocchi litoidi.

Nei primi metri è presente un terreno di copertura (terreno vegetale e/o riporto) a matrice essenzialmente limo-argillosa.

In particolare, sono state individuate le seguenti unità litostratigrafiche:

- Terreno di copertura: riporto e terreno vegetale a matrice essenzialmente limo-argillosa;
- ALL1\_A: argilla e argilla limosa;
- ALL3\_G: ghiaia e ghiaia sabbiosa;
- FAE: Flysch di Faeto: calcareniti, calcilutiti e calcari marnosi di colore grigio biancastro.

La falda di progetto è stata considerata cautelativamente a quota +349.1 m slm.

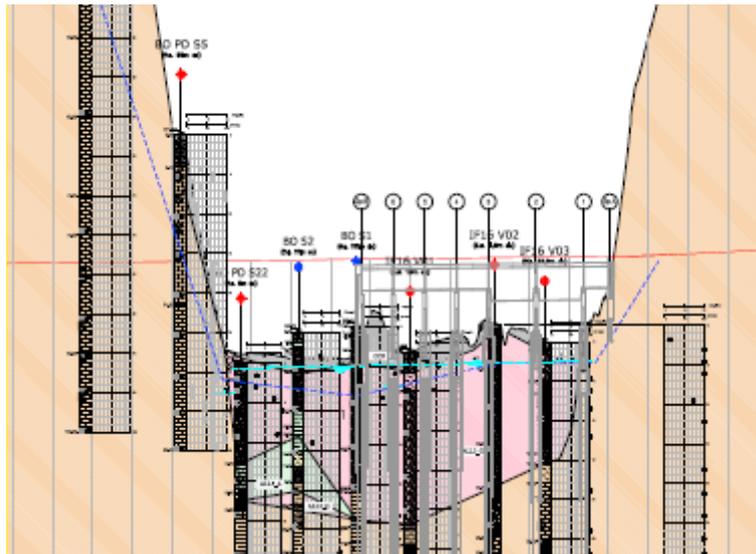
Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo tra pk 40+950 a pk 41+450

Sulla base delle indagini effettuate sono state individuate le seguenti unità geotecniche:

	Terreno di copertura	ALL1_A	ALL3_G	
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18.0	18.0	18.2÷20.3 [19.0]	
IP [%]	dati non disponibili	25	-	
$c_u$ [kPa]	35÷70 [40]	100	-	
$\varphi'$ [°]	22	24	36÷46 [36]	
$c'$ [kPa]	2	10	0.0	
$E_u/C_u$	485	559	-	
$E_0$ [MPa]	40÷181 [72]	113÷931 [201]	$z \leq 10.0m$	128÷1441 [243]
			$z > 10.0m$	453÷1441 [548]
$E_{op,1}$ [MPa]	8÷36 [14]	22÷186 [40]	$z \leq 10.0m$	25÷288 [48]
			$z > 10.0m$	90÷288 [109]
$E_{op,2}$ [MPa]	4÷18 [7]	11÷93 [20]	$z \leq 10.0m$	12÷144 [24]
			$z > 10.0m$	45÷144 [54]
$c_c$ [-]	dati non disponibili	dati non disponibili	-	
$c_r$ [-]	dati non disponibili	dati non disponibili	-	
$c_{ult}$	dati non disponibili	$3.2 \cdot 10^3$	-	
$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	dati non disponibili	$1.4 \cdot 10^{-7}$	-	
$e_0$ [-]	dati non disponibili	0.86	0.40÷0.75 [0.45]	
OCR [-]	2÷10 [3]	2	-	
$v^3$ [-]	0.3	0.3	0.3	
$k$ [m/s]	dati non disponibili	dati non disponibili	$7.2 \cdot 10^{-4} \div 2.3 \cdot 10^{-4}$ [ $1.0 \cdot 10^{-4}$ ]	
Parametri dinamici	-	-	$\alpha=16.45$	
			$\beta=0.81$	
			$\lambda=-2.506$	
			$D_{max}=0.2278$	

Figura 5-1 Caratterizzazione geotecnica del terreno

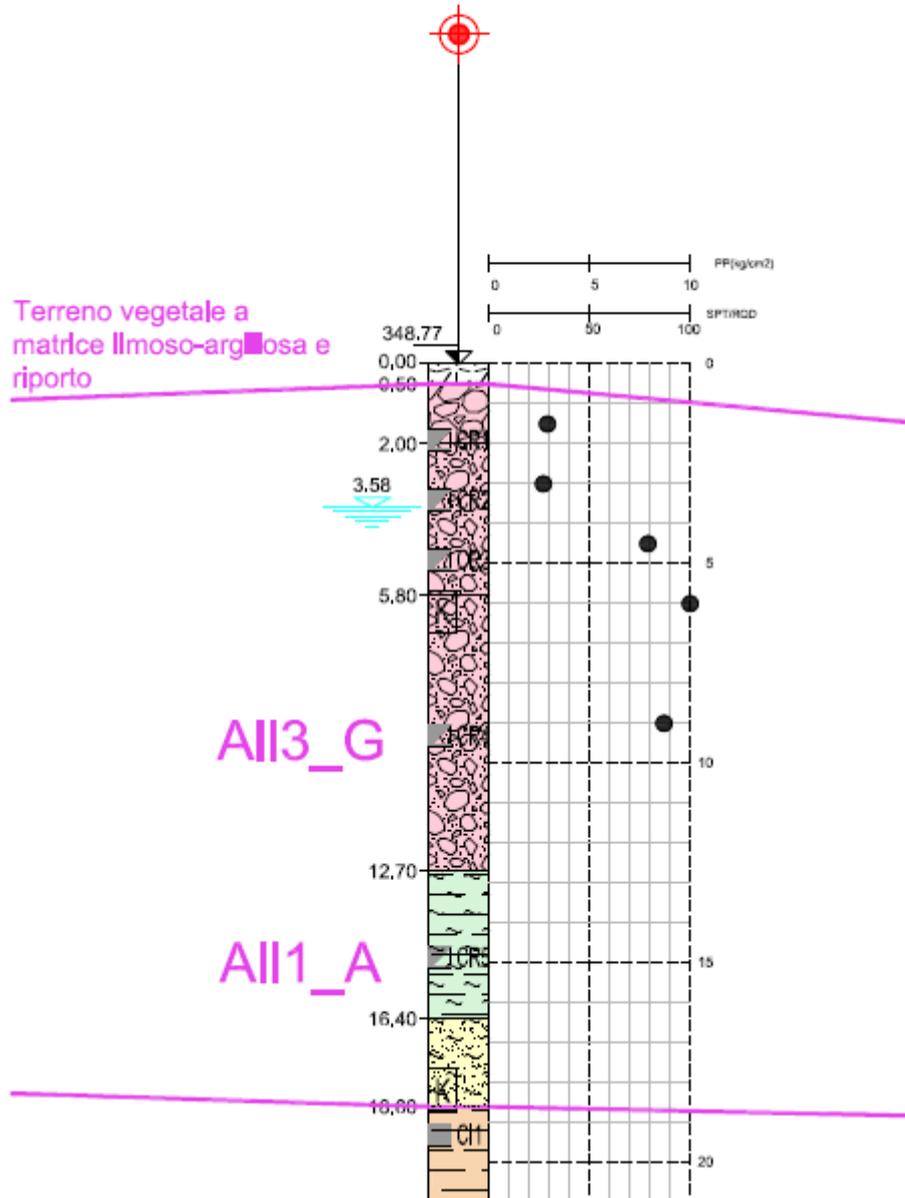
Il profilo di riferimento è riportato nell'elaborato “**IF1W00D11F60C000X0001A\_Profilo geotecnico** tratta allo scoperto da pk 40.950 a pk 41.950”



IL sondaggio di riferimento al progressivo pk +30+850 risulta essere il **BO PD S22** riportato nella figura seguente

## BO PD S22

(f.d. 8m sx)



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC2018, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;
- azione sismica;
- azione del vento;
- azione della neve;
- variazioni termiche;
- effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli.

Nel progetto strutturale in esame, al fine di una progettazione tipologica che consenta l'impiego del fabbricato su tutta la rete ferroviaria nazionale, le azioni esterne, quali vento e neve, sono state valutate considerando le condizioni più gravose in accordo con la dislocazione delle stazioni sul territorio della tratta Napoli - Bari.

### 6.1 Peso proprio strutture

#### 6.1.1 Struttura principale in c.a.

- Solaio di copertura

E' realizzato con lastre predalles in cemento armato di altezza 20 cm alleggerite con polistirene espanso.

Solaio in lastre Predalles (H =4+12+4=20cm) lastra larga 1,20 m.

Predalles (s = 4cm) 25x0,04x1,20=1,2 kN;

Nervatura centrale (h=12 cm, s=14 cm) 25x0,12x0,14= 0,42 kN;

Nervature laterali (h=12 cm, s=13 cm) 2x25x0,12x0,13= 0,78 kN;

Soletta superiore (s=4 cm) 25x0,04x1,20= 1,2 kN;

Alleggerimento in polistirene espanso (h=12 cm, s=40 cm) 2x0,15x0,4x0,12=0,0144 kN.

Peso totale di una lastra larga 1,20 m:  $G=1,2+0,42+0,78+1,2+0,014 = 3,61$  kN

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

Peso totale a metro quadrato =  $3,61/1,20 = 3,00 \text{ kN/m}^2$

Il peso proprio delle travi e dei pilastri indicati a seguire, viene calcolato automaticamente dal programma considerando il peso specifico del cemento armato pari a :

$$\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$$

## 6.2 Carichi permanenti non strutturali

- Tamponamenti esterni

Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento prefabbricati in calcestruzzo di spessore pari a 20 cm (pannello a taglio termico) il cui peso è pari a **4,20 kN/m<sup>2</sup>**.

Il peso per unità di superficie moltiplicato per l'altezza totale del singolo pannello  $h=5,00 \text{ m}$ , trascurando le eventuali aperture, è pari a 21 kN/m, che è il peso a metro lineare del pannello.

Considerando che il pannello viene fissato alle travi di elevazione e al cordolo in c.a. posto al di sopra della trave rovescia, il peso da applicare alle travi perimetrali di elevazione e a quelle di fondazione è pari a **10,5 kN/m**.

- Carichi permanenti non strutturali agenti in copertura

Incidenza zone piene solaio	0,20	kN/m <sup>2</sup>
Massetto delle pendenze	0,60	kN/m <sup>2</sup>
Strato coibente	0,10	kN/m <sup>2</sup>
Guaina di impermeabilizzazione	0,10	kN/m <sup>2</sup>
Malta di allettamento (2 cm)	0,40	kN/m <sup>2</sup>
Pavimento	0,50	Pavimento
Intonaco intradosso	0,30	kN/m <sup>2</sup>
Incidenza impianti	0,30	kN/m <sup>2</sup>
Controsoffitto	0,10	Controsoffitto
<b>Totale carico:</b>	<b>2.60</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

## 6.3 Sovraccarichi variabili

Il sovraccarico variabile in copertura è assunto pari a  $0,50 \text{ kN/m}^2$  in quanto copertura accessibile per sola manutenzione.

## 6.4 Azione della neve

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle NTC2018. Il carico provocato dalla neve sulle coperture è definito dall'espressione seguente:

$$q_s = \mu_i C_e C_t q_{sk}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

dove:

$\mu_i$  - Coefficiente di forma della copertura;

$C_e$  - Coefficiente di esposizione;

$C_t$  - Coefficiente termico;

$q_{sk}$  - Valore di riferimento del carico neve al suolo.

Per la valutazione di  $q_{sk}$  si è fatto riferimento ad un sito posto in zona II, con altezza sul livello del mare pari a  $a_s > 200m$  :

$$q_{sk} = 0.85 \cdot (1 + (a_s/481)^2) = 1.33 \text{ kN/m}^2$$

Il fabbricato FA03 si trova nell' altitudine 360.00 m.

Il coefficiente di esposizione  $C_e$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in tabella 3.4.I. NTC2018. Per il caso in esame, essendo un tipico, si assume  $C_e = 1.0$ .

Il coefficiente termico  $C_t$  può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1.0$  (3.4.4 - NTC2008).

Il coefficiente di forma della copertura dipende dall'angolo di inclinazione della falda, i valori proposti dalla normativa vigente vengono riportati nella Tab.3.4.II (DM 17 Gennaio 2018):

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_i$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Nel caso in esame si ha  $\alpha = 0^\circ$  pertanto:

$$\mu_i (0^\circ) = 0,8$$

Si assume una distribuzione uniforme del carico da neve per la copertura piana, quindi si ha:

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.33 = \mathbf{1,064 \text{ kN/m}^2}.$$

## 6.5 Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3.3 – NTC2018. Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito posto in zona 3, con altezza sul livello del mare pari  $a_s < a_0 = 500 \text{ m}$ .

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

Pressione del vento:

La pressione del vento, considerata come azione statica agente normalmente alle superfici, è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

- $q_b$  - Pressione cinetica di riferimento
- $c_e$  - Coefficiente di esposizione
- $c_p$  - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- $c_d$  - Coefficiente dinamico che si assume unitario.

Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  in (N/m<sup>2</sup>) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

- $v_b$  - Velocità di riferimento del vento;
- $\rho$  - Densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

In mancanza di indagini statistiche adeguate, la velocità di riferimento del vento  $v_b(T_R)$  riferita ad un generico periodo di ritorno  $T_R$  può essere valutata, nel campo compreso tra 10 e 500 anni, con l'espressione:

$$V_b(T_R) = \alpha \cdot v_b$$

dove:

$v_b$  - Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;

$\alpha_R$  - Coefficiente posto in un diagramma in funzione di  $T_R$  espresso in anni;

Il periodo di ritorno  $T_R$  al quale si è fatto affidamento per la valutazione della velocità di riferimento del vento risulta pari a 100 anni (in accordo con il periodo di riferimento  $V_R$  della struttura).

Coefficiente di esposizione:

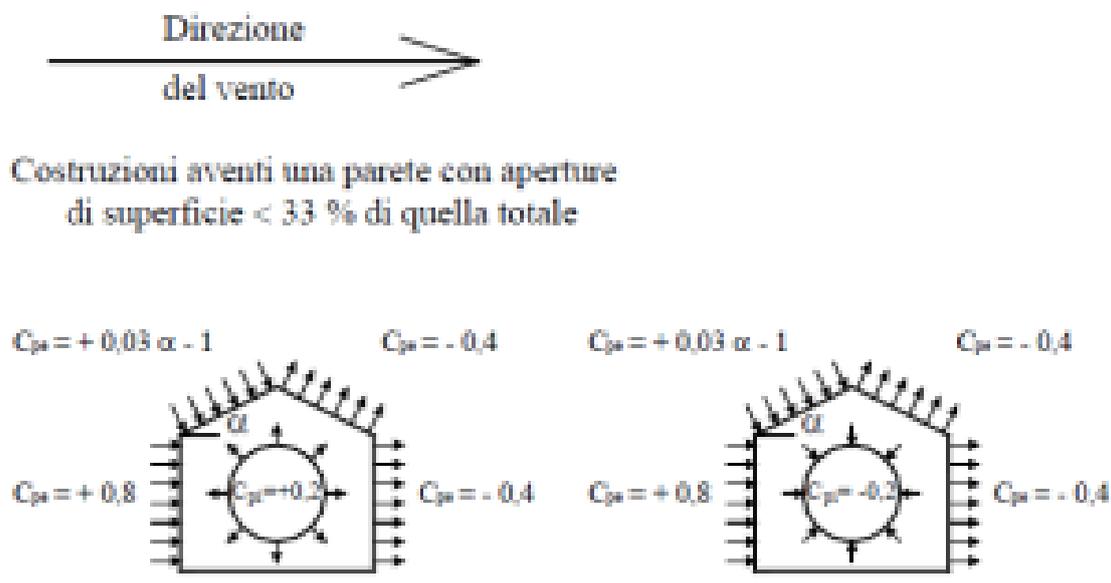
Il coefficiente d'esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per il caso in esame considerando zona 3, classe di rugosità del terreno D e categoria d'esposizione del sito II, il coefficiente di esposizione, per un'altezza massima del fabbricato di 5,00 m, risulta pari ad 1,93.

Coefficiente dinamico:

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso è assunto cautelativamente pari ad 1.

Coefficiente di forma (o aerodinamico):

Per la determinazione del coefficiente di forma si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 3.3.10.1 della Circolare del 2/02/2009 in relazione a quanto riassunto nella figura seguente:



Per il carico sopravvento si assume  $c_p = +0,8$ ;

per il carico sottovento si assume  $c_p = -0,4$ ;

in copertura si assume  $c_p = -0,4$ ;

per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, la pressione interna si assumerà  $c_{pi} = \pm 0,2$ .

Azione tangenziale del vento:

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

$q_b$ ,  $c_e$  sono stati definiti precedentemente;

$c_f$  - Coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Dati i coefficienti d'attrito riportati in tabella C3.3.I (Circolare 2009) si assume un valore di 0.02, relativo a superficie scabra (cemento a faccia scabra...). Pertanto sviluppando l'espressione relativa all'azione tangenziale del vento si ottiene un valore ampiamente trascurabile rispetto alle altre azioni in gioco.

<u>Azione Tangenziale Vento</u>		
$q_b$	0.49	kN/m <sup>2</sup>
$c_e$	1.93	
$c_f$	0.02	
$p_f$	<b>0.0189</b>	kN/m <sup>2</sup>

Si riporta di seguito il prospetto delle caratteristiche assunte per la determinazione della pressione normale del vento secondo normativa:

<u>Azione Normale Vento</u>		
Zona	3	
$a_s$	<500	m
$a_0$	500	m
$v_{b,0}$	27	m/s
$K_a$	0.02	1/s
$v_b(T_R)$	28,06	m/s
$q_b$	0.49	kN/m <sup>2</sup>
Categoria di esposizione sito	II	
$k_r$	0.19	
$z_0$	0.05	m
$z_{min}$	4	m
$c_e(z_{min})$	1.80	
$z$ (altezza costruzione sul suolo)	5,00	m
$c_d$	1	
$c_e(z)$	1.93	
$\alpha$ (Inclinazione copertura)	0	°
$c_{p1}$ (Copertura) = -0,4 + 0,2	- 0.2	
$c_{p2}$ (Elementi Verticali - Sopravento) = 0,8 + 0,2	+ 1.0	
$c_{p3}$ (Elementi Verticali - Sottovento) = -0,4 + 0,2	- 0.2	
$p_1$ (Pressione vento in copertura)	<b>- 0,19</b>	kN/m <sup>2</sup>
$p_2$ (Pressione vento elementi verticali - Sopravento)	<b>+ 0,95</b>	kN/m <sup>2</sup>
$p_3$ (Pressione vento elementi verticali - Sottovento)	<b>- 0,19</b>	kN/m <sup>2</sup>

L'azione del vento sui pannelli di tamponamento viene trasmessa alle travi perimetrali e alle travi di fondazione come una forza a metro lineare pari alla pressione del vento precedentemente calcolata ( $p_2$  e  $p_3$ ) per la metà dell'altezza dei pannelli (5,00 x 0,50 = 2,50 m):

L'azione del vento (depressione) sul solaio viene trasmessa alle travi trasversali lunghe 6.3 m come un carico metro lineare pari a alla pressione del vento precedentemente calcolata  $p_1$  (pressione vento in copertura) per la zona d'influenza delle travi.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

## 6.6 Variazioni termiche

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T_u$ , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II delle NTC 2018 che viene riportata nel seguito.

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura  $T$  nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

**Tabella 3.5.II – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici**

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15\text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10\text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25\text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15\text{ }^\circ\text{C}$

Nel caso in esame, , si tiene conto della sola componente  $\Delta T_u$  e in particolare si assume  $\Delta T_u = \pm 15\text{ }^\circ\text{C}$  per tutta la struttura.

## 6.7 Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli

In accordo con quanto previsto nelle “Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari” (Documento RFI n° RFIDTCICIPOSPINF001A) si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento alla seguente situazione:

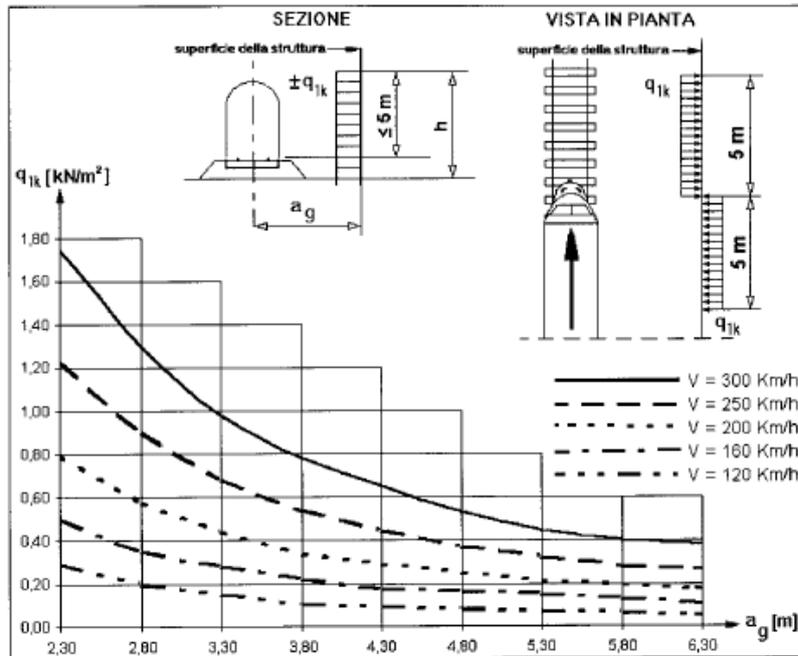
- Superfici verticali parallele al binario (5.2.2.7.1 – NTC2008):

il valore caratteristico dell'azione  $\pm q_{1k}$  agente ortogonalmente alla superficie verticale di facciata del fabbricato viene valutato in funzione della distanza  $a_g$  dall'asse del binario più vicino. Supponendo che la distanza minima da garantire da ostacolo fisso, quale può essere un fabbricato, in assenza di organi respingenti è:

$a_g = 5.00\text{ m}$  (a vantaggio di sicurezza);

a tale valore di  $a_g$  corrisponde il seguente valore dell'azione  $q_{1k}$  prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata secondo quanto riportato nella figura seguente in base alla velocità  $V = 300\text{ km/h}$  e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli (a vantaggio di sicurezza):

$$q_{1k} = 0.70\text{ kN/m}^2$$



Si considerano pertanto le condizioni di carico elementari:

**AerodA)** pressione dovuta al passaggio dei treni in arrivo (per una fascia di 5 m);

**AerodB)** pressione (fascia di 5 m) e depressione (fascia di 5 m) dovuti al passaggio dei treni in avanzamento.

### 6.8 Azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica sono necessarie delle valutazioni preliminari relative alle seguenti caratteristiche proprie della costruzione (2.4 – NTC2018):

- Vita Nominale ( $V_N$ );
- Classe d'uso ( $C_u$ );
- Periodo di Riferimento ( $V_R$ ).

Si attribuisce una vita nominale  $V_N = 75$  anni e la classe d'uso III con coefficiente d'uso  $C_u=1,5$ , in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 17/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 02/02/2009, n. 617 par. C2.4.1 e C2.4.2;
- Decreto 21/10/2003 P.C.M. Dipartimento della Prot. Civile (all.1);
- “Istruzione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari” (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A) par. 1.1.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi  $V_R = C_u \times V_N = 112,5$  anni.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$ , nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissata probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  (3.2 – NTC2018).

La normativa NTC2018 definisce le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  – Accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  – Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  - Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche si definiscono due stati limite di esercizio e due ultimi, che sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso (3.2.1 – NTC2008), ai quali corrispondono i seguenti valori dei parametri precedentemente definiti:

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III – NTC2008).

Il terreno su cui insiste la costruzione è stato assimilato ad un sottosuolo di *categoria C*.

Nel caso in esame si può assumere una categoria topografica  $T_1$  (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

Lo spettro di risposta elastico orizzontale è descritto dalle seguenti espressioni, riportate al punto 3.2.3.2.1 – NTC2008:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Poiché il fabbricato è dotato di solai che presentano luce inferiore a 8 m, non è stata considerata la componente verticale dell'azione sismica, come stabilito al punto 7.2.2 delle NTC2018:

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 - NTC2008  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura

$K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento  $q_0$ , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa. Osservando le tipologie strutturali riportate al punto 7.4.3.1 – NTC2008 si evince che l'edificio in esame può essere riconducibile ad un sistema a telaio.

Per quanto riguarda il livello di duttilità attesa, si stabilisce di progettare il fabbricato in accordo con un comportamento strutturale dissipativo caratterizzato da Classe di Duttilità bassa (CD<sup>B</sup>”).

Pertanto, in base al punto 7.4.3.2 delle NTC 2018, il coefficiente di comportamento  $q_0$  può essere valutato come segue:

$$q_0 = 3.0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Trattandosi di una struttura a telaio ad un solo piano ed una sola campata in direzione trasversale, in accordo con il paragrafo 7.4.3.2 delle NTC 2008, si assume:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$$

Tuttavia la costruzione si considera NON REGOLARE IN PIANTA (a vantaggio di sicurezza).

Essendo, poi, la struttura anche REGOLARE IN ALTEZZA si può assumere  $K_R=1$ .

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è  $q = 3,15$ .

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

Per una costruzione di Classe III, devono essere effettuate le verifiche riportate nella seguente tabella, estrapolata dalla tabella C7.1.I contenuta nella Circolare 2009:

Stato limite	Descrizione della prestazione	Riferimento norme D.M.17/01/2018	$\eta$
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali (spostamenti di interpiano)	§7.3 §7.3.6	1
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§7.3 §7.3.6	2/3
SLV	Resistenza delle strutture	§7.3 §7.3.6	1/q
	Duttilità delle strutture	§7.3 §7.3.6	
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§7.3 §7.3.6	

Gli spettri di progetto agli stati limite SLD, SLV e SLO sono stati determinati facendo riferimento ad un punto intermedio della tratta Bovino di coordinate:

- Longitudine: 15.280293°,
- Latitudine: 41.240983°,

Risulta per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) quanto segue.

Accelerazione di riferimento $a_g/g$	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Vita Nominale	Classe d'uso	Accelerazione massima attesa al sito $a_{max}/g$
0.272	C	T1	75	III	0.354

Figura 6-1 Azione sismica di riferimento

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.272 g
$F_o$	2.436
$T_c^*$	0.431 s
$S_s$	1.302
$C_c$	1.387
$S_T$	1.000

#### Parametri dipendenti

S	1.302
$\eta$	1.000
$T_B$	0.199 s
$T_C$	0.597 s
$T_D$	2.688 s

Figura 6-2 Parametri sismici per la definizione dello spettro di progetto

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali dovuti al peso proprio ( $G_1$ ), ai sovraccarichi permanenti ( $G_2$ ) e a un'aliquota ( $\psi_{2j}$ ) dei sovraccarichi accidentali ( $Q_{kj}$ ):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tabella 2.5.I – NTC2018. Nel caso in esame i sovraccarichi accidentali che possono essere sottoposti ad eccitazione sismica sono:

- per il solaio di copertura, la neve ed il vento per copertura presentano  $\psi_{2j} = 0$ ;

- per il solaio di copertura, il sovraccarico variabile agente presenta  $\psi_{2j} = 0$ .

Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per gli edifici, gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo. In assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Gli effetti delle forze equivalenti dovute all'eccentricità accidentale, vengono portati in conto nella combinazione sismica, sommandoli al contributo delle sollecitazioni che si ottengono a valle dell'analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

Come metodo di analisi per determinare gli effetti dell'azione sismica si è scelto di utilizzare l'analisi dinamica lineare o analisi modale con spettro di risposta, nella quale l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Come prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 7.3.3.1, devono essere considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa. E' opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo quanto definito al punto 7.3.3.1 delle NTC2018.

La risposta della struttura viene calcolata separatamente per ciascuna delle due componenti dell'azione sismica orizzontale; gli effetti sulla struttura, in termini di sollecitazioni e spostamenti, sono poi combinati applicando le seguenti espressioni:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$1.00 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_x$$

Si è infine provveduto a combinare gli effetti dell'analisi spettrale ai differenti stati limite con quelli provocati dalle forze equivalenti all'eccentricità accidentale.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

## 7 MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO

### 7.1 Considerazioni generali sul modello di calcolo

Il sistema costruttivo che caratterizza il fabbricato tecnologico in c.a. è costituito, in elevazione, da un telaio spaziale realizzato mediante la rigida connessione di travi e pilastri, e in fondazione, da un graticcio di travi longitudinali e trasversali volto a garantire un comportamento opportunamente rigido nei confronti dei meccanismi di interazione con il terreno.

Lo step del lavoro relativo al calcolo computazionale e alla definizione dell'output, in termini di caratteristiche di sollecitazione e deformazioni per i vari elementi strutturali, prevede un approccio preliminare basato sulla modellazione della struttura attraverso un processo di discretizzazione agli elementi finiti facendo riferimento ad un modello elastico. Il modello è stato realizzato ed analizzato con l'ausilio del programma di calcolo SAP2000 V14 della CSI. Gli elementi strutturali, travi e pilastri in elevazione e graticcio di travi rovesce in fondazione, sono stati schematizzati mediante elementi monodimensionali tipo *frame*. Essi presentano caratteristiche geometriche e meccaniche in accordo con le proprietà reali dei materiali e delle sezioni che li rappresentano. Ciascuna asta è stata posizionata in corrispondenza dell'asse baricentrico degli elementi strutturali.

L'interazione tra terreno e struttura è stata studiata ipotizzando un comportamento elastico del terreno. L'intera struttura è poggiata a terra su un letto di molle alla Winkler la cui rigidità viene assegnata per unità di lunghezza di elemento. Il coefficiente di fondazione (Winkler) adottato nel modello è pari a  $K = 15000 \text{ kN/m}^3$ .

L'analisi degli effetti dovuti all'azione sismica prevede la definizione delle masse strutturali partecipanti all'eccitazione dinamica dovuta al terremoto. Pertanto nel modello le masse strutturali coincidono con i carichi caratteristici permanenti strutturali e non strutturali (i carichi di esercizio dovuti alla manutenzione sono trascurati). Le masse sono state valutate automaticamente dal software di calcolo e applicate in maniera distribuita sugli elementi.

La presenza del solaio di copertura è stata modellata mediante un vincolo di diaframma al livello di copertura, oltre che con l'assegnazione dei carichi alle travi. L'assegnazione dei carichi alle travi è stata effettuata sulla base della tessitura dei solai secondo il criterio della larghezza d'influenza. Agli elementi in elevazione è stato assegnato un carico termico, pari a quello riportato nell'analisi dei carichi.

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:

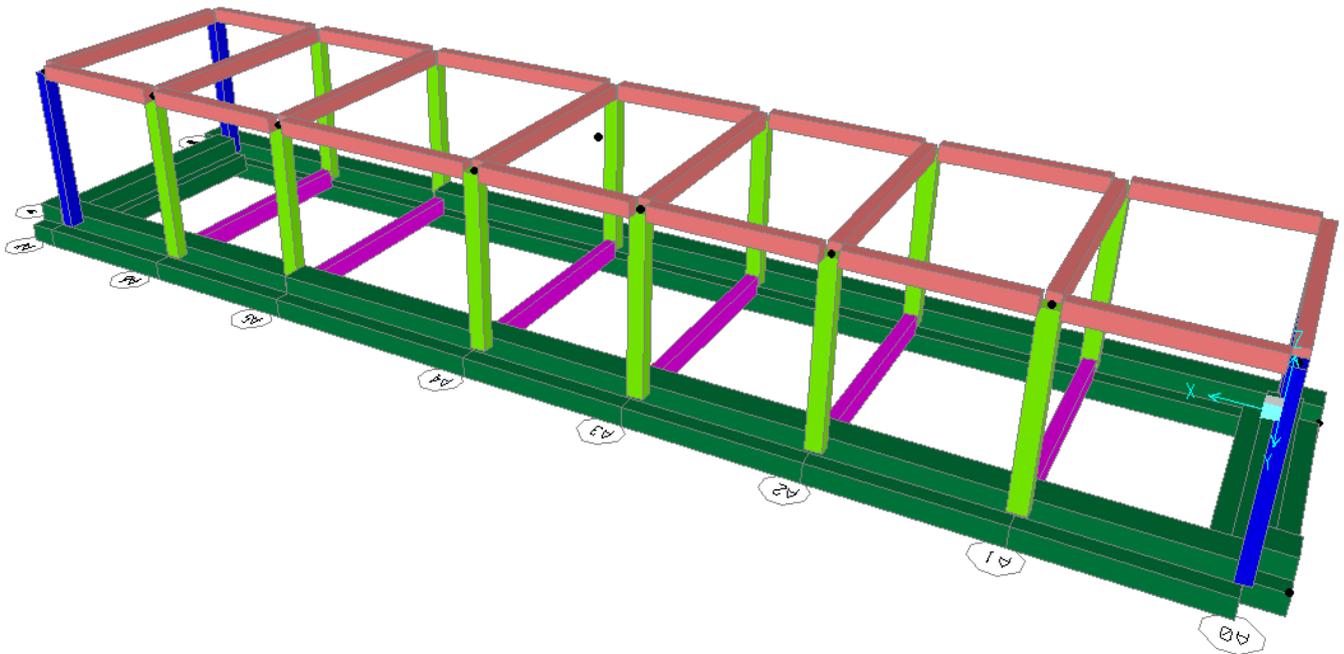


Figura 7-1 Modello di calcolo – Vista estrusa del modello.

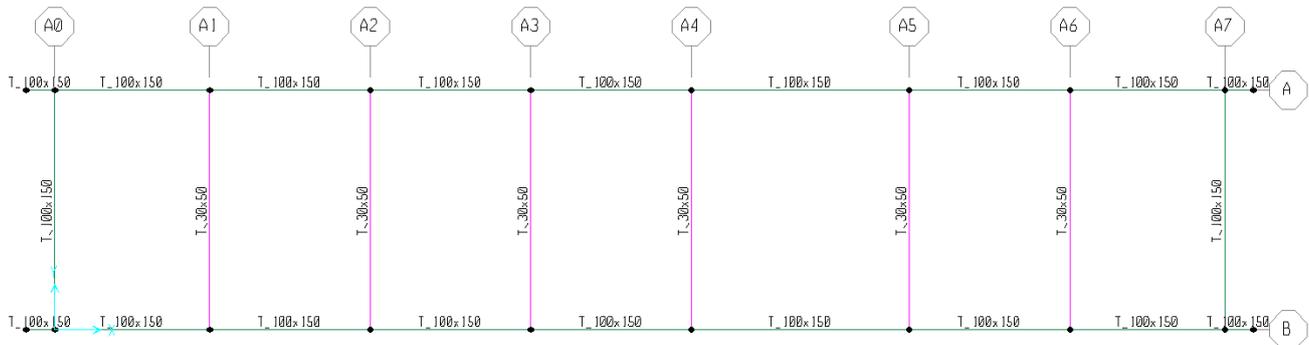


Figura 7-2 Modello di calcolo – Travi fondazione

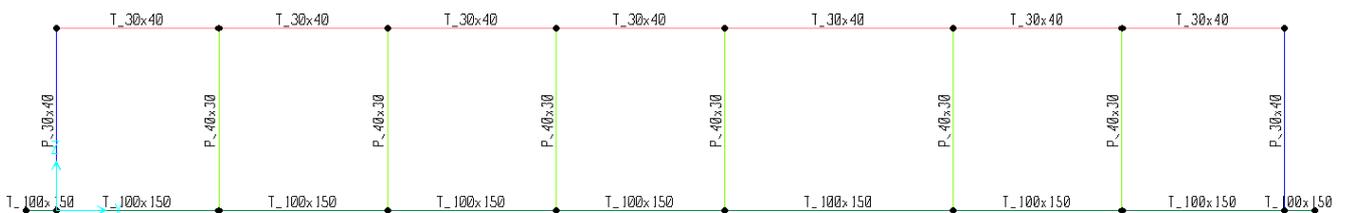
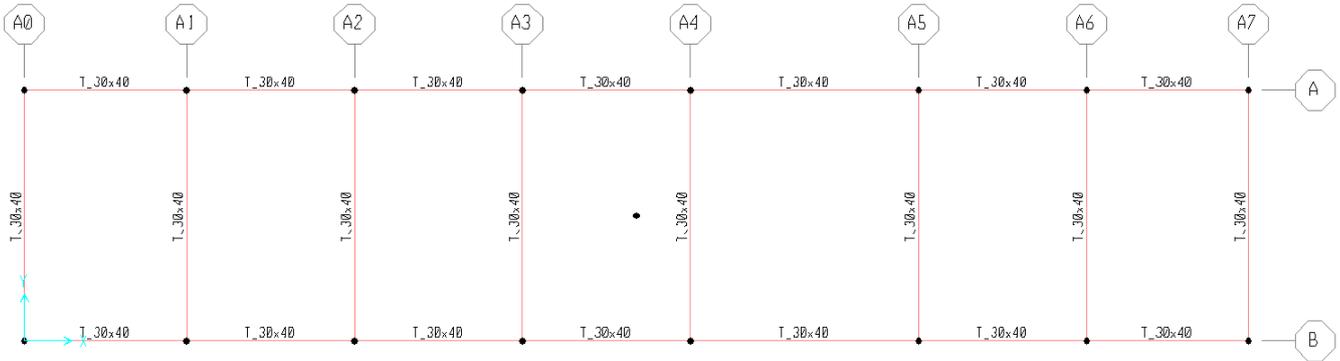
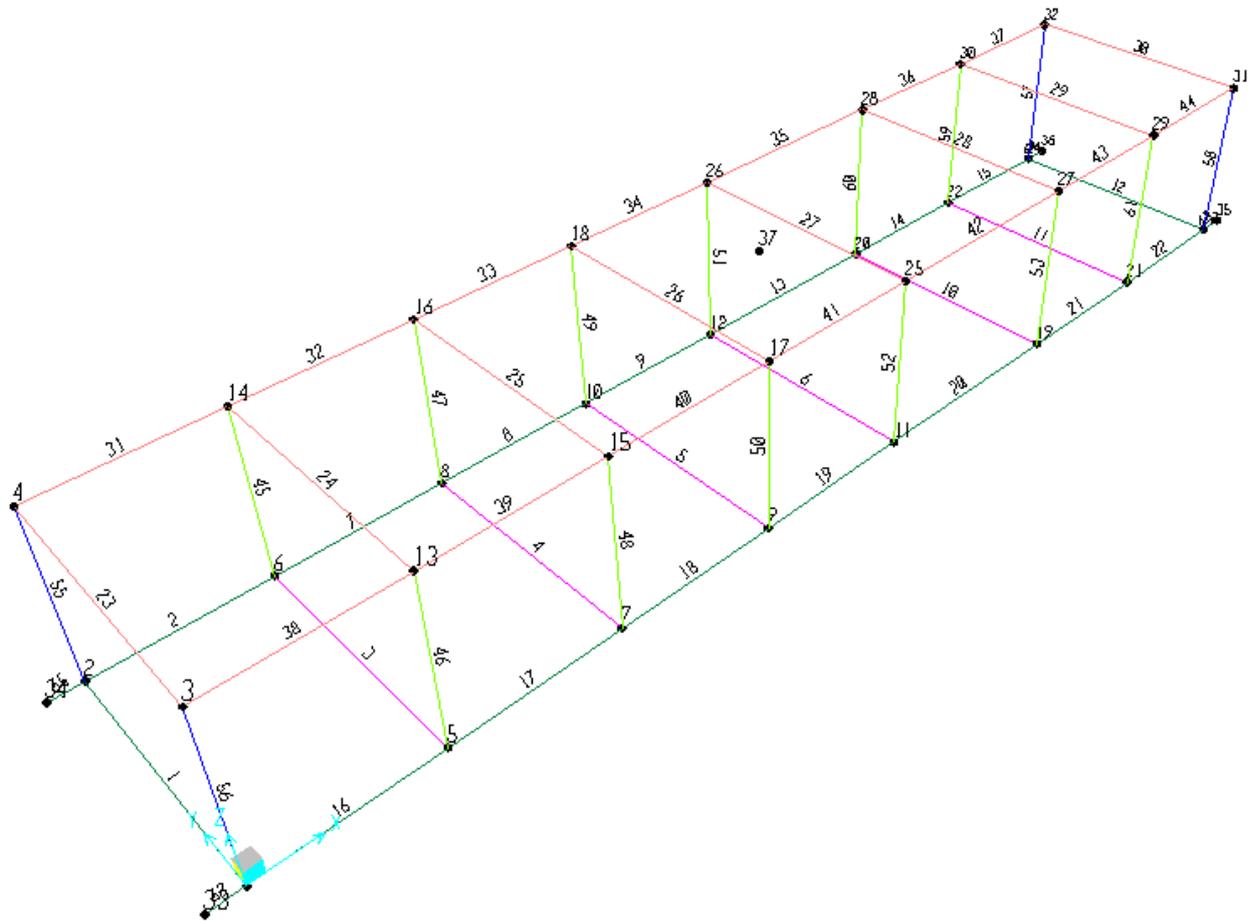


Figura 7-3 Modello di calcolo –Pilastri



**Figura 7-4**Modello di calcolo - Travi di copertura



**Figura 7-5**Numerazione Nodi ed elementi

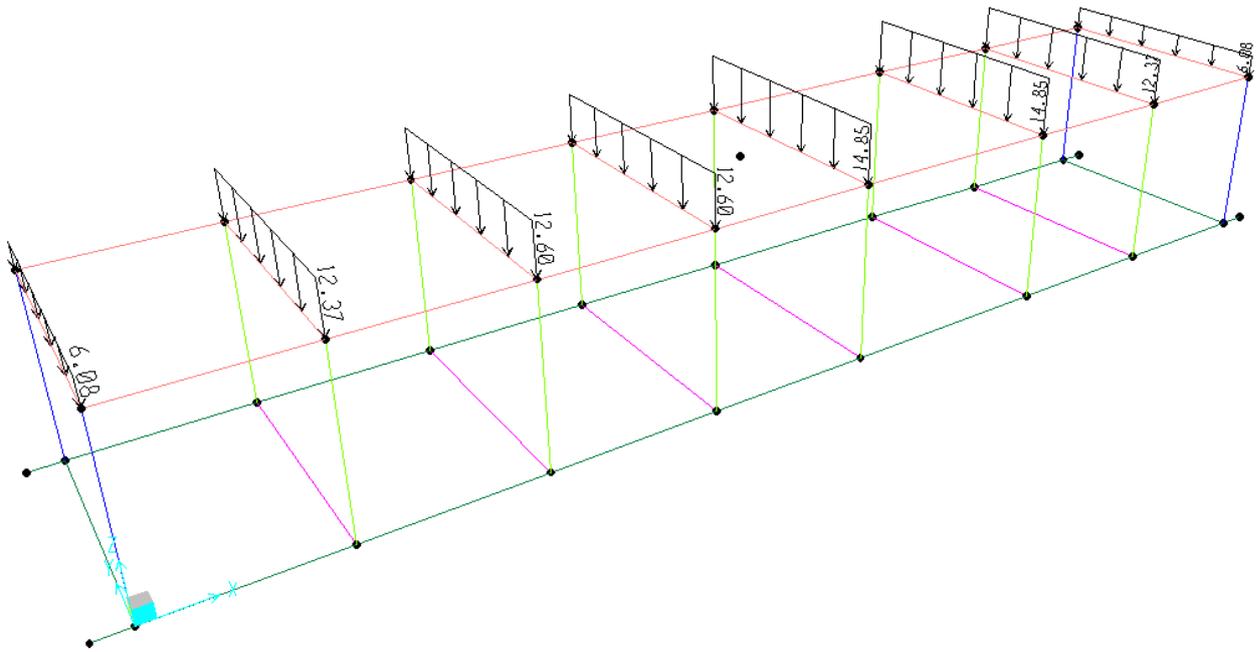


Figura 7-6 Carichi verticali copertura

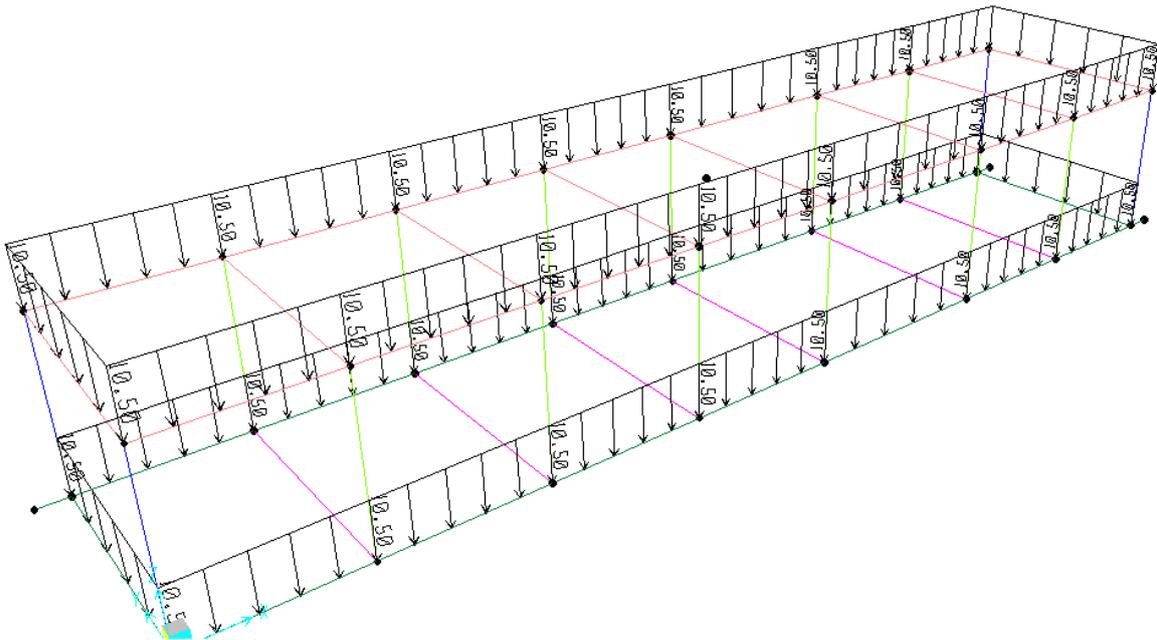


Figura 7-7 Carichi verticali su tamponature

Modo 1 T=0.467 sec

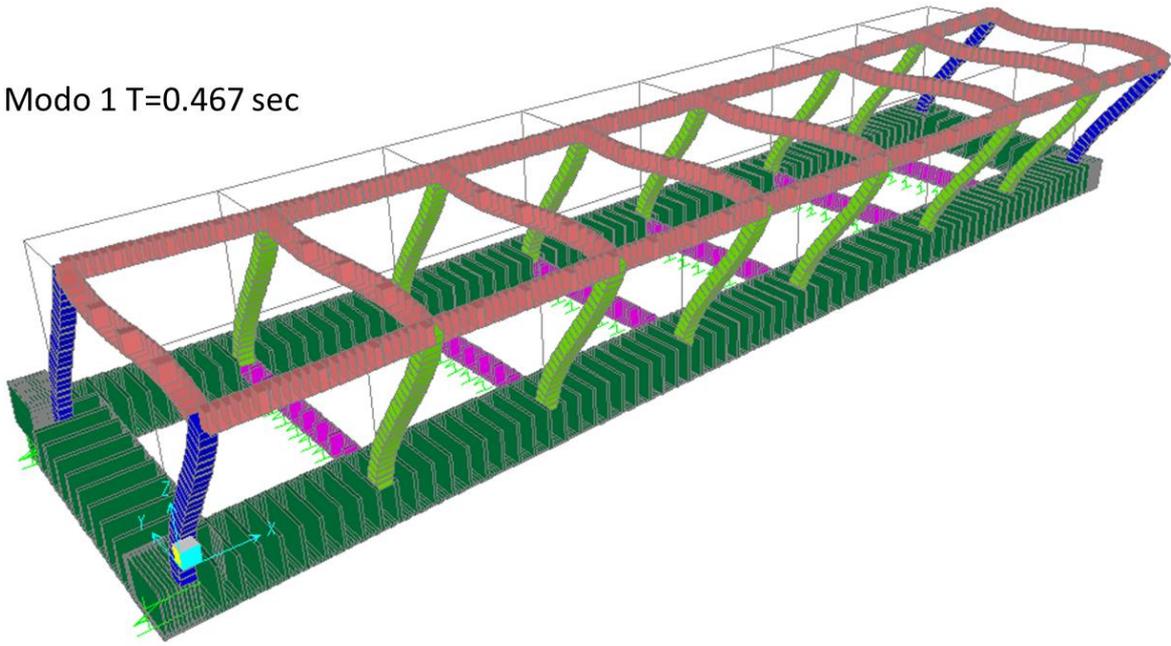


Figura 7-8 Risultati analisi modale – Forme modali 1° modo

Modo 2 T=0.379sec

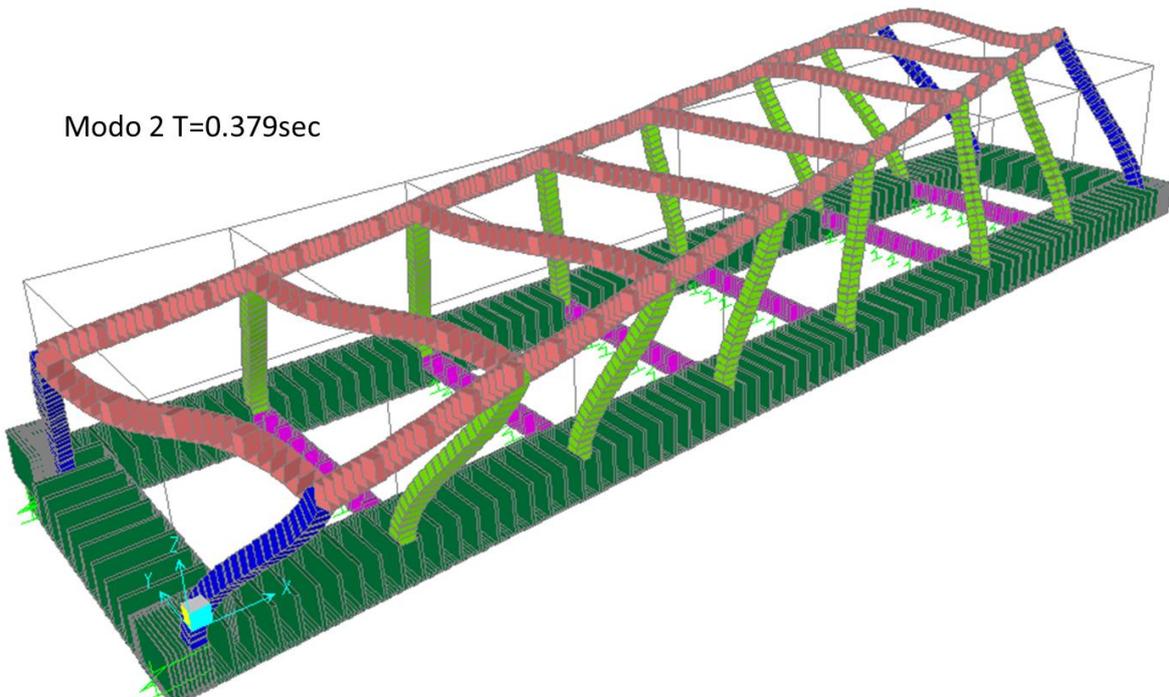


Figura 7-9 Risultati analisi modale – Forme modali 2° modo

Modo 3 T=0.362sec

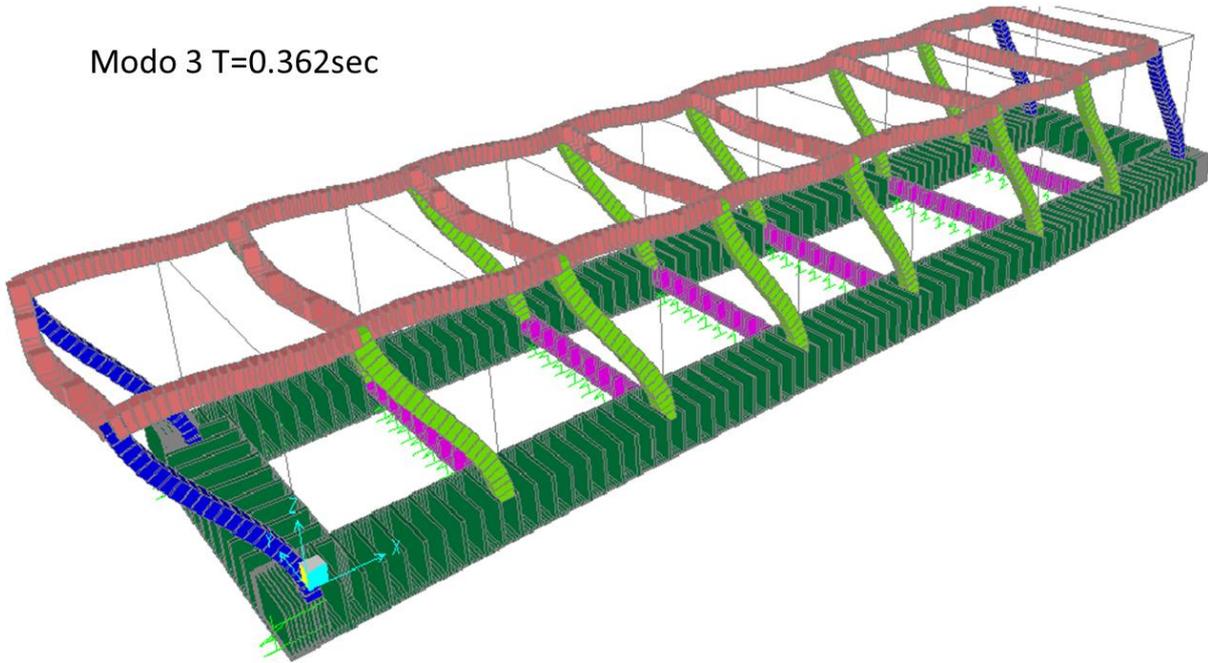


Figura 7-10 Risultati analisi modale – Forme modali 3°modo

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,47	0,00	0,86	0,00	0,00	0,86
MODAL	Mode	2	0,38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,86
MODAL	Mode	3	0,36	0,86	0,00	0,00	0,86	0,86
MODAL	Mode	4	0,15	0,00	0,00	0,34	0,86	0,86
MODAL	Mode	5	0,14	0,00	0,00	0,02	0,86	0,86
MODAL	Mode	6	0,14	0,00	0,00	0,11	0,86	0,86

Figura 7-11 Risultati analisi modale – Periodi propri e fattori di partecipazione delle masse

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

## 7.2 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (2.5.3 – NTC2018).

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

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

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

- Combinazione caratteristica (frequente), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione caratteristica (quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (SLE):

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

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

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

Dove:

- Azioni Permanenti (G);
- Azioni Variabili (Q);
- Azioni di Precompressione (P);
- Azioni Eccezionali (A);
- Azioni Sismiche (E);

Le combinazioni delle azioni che sono state adottate per lo SLU sono riportate nelle tabelle seguenti, indicando nella casella, corrispondente all'azione coinvolta, il moltiplicatore dei carichi in funzione della combinazione considerata. Per quanto riguarda le azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli, sono stati utilizzati coefficienti di combinazione  $\Psi$  riportati nella tabella 5.2.VI delle NTC2018.

Si precisa che, data la simmetria della struttura, si sono individuate le combinazioni delle azioni tali da risultare maggiormente gravose e sbilanciati per la costruzione in esame.

Per quanto concerne la combinazione delle altre azioni con l'azione sismica è necessario garantire il rispetto degli stati limite, quali definiti al punto 3.2.1 – NTC2018, effettuando opportune verifiche di sicurezza. Ciascuna di esse

garantisce, per ogni stato limite, quindi per il corrispettivo livello di azione sismica, il raggiungimento di una data prestazione da parte della costruzione nel suo complesso. Le verifiche di sicurezza da effettuare sono riepilogate in funzione della classe d'uso nella tabella C7.1.I – Circolare2009. A riguardo, si evidenzia che le verifiche allo stato limite di collasso (SLC) devono essere eseguite necessariamente sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.

- Combinazioni di carico allo SLU:

<b>SLU</b>	<b>Peso Prop.</b>	<b>Perm.</b>	<b>Var.</b>	<b>Neve</b>	<b>Vento</b>	<b>Aerod. A</b>	<b>Aerod. B</b>	<b>Var. Term. (+)</b>	<b>Var. Term. (-)</b>
Comb. 1	1,30	1,30	1,50	0,75	0,90	1,20		0,90	
Comb. 2	1,30	1,30	1,05	1,50	0,90	1,20		0,90	
Comb. 3	1,30	1,30	1,05	0,75	1,50	1,20		0,90	
Comb. 4	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90	1,50		0,90	
Comb. 5	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90	1,20		1,50	
Comb. 6	1,30	1,30	1,50	0,75	0,90		1,20	0,90	
Comb. 7	1,30	1,30	1,05	1,50	0,90		1,20	0,90	
Comb. 8	1,30	1,30	1,05	0,75	1,50		1,20	0,90	
Comb. 9	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90		1,50	0,90	
Comb. 10	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90		1,20	1,50	
Comb. 11	1,30	1,30	1,50	0,75	0,90	1,20			0,90
Comb. 12	1,30	1,30	1,05	1,50	0,90	1,20			0,90
Comb. 13	1,30	1,30	1,05	0,75	1,50	1,20			0,90
Comb. 14	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90	1,50			0,90
Comb. 15	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90	1,20			1,50
Comb. 16	1,30	1,30	1,50	0,75	0,90		1,20		0,90
Comb. 17	1,30	1,30	1,05	1,50	0,90		1,20		0,90
Comb. 18	1,30	1,30	1,05	0,75	1,50		1,20		0,90
Comb. 19	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90		1,50		0,90
Comb. 20	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90		1,20		1,50

- Combinazioni di carico allo SLV – SLD – SLO:

<b>SLO</b>	<b>Peso Prop.</b>	<b>Perm.</b>	<b>SismaX_SLO</b>	<b>SismaY_SLO</b>	<b>Forze SLO - Ecc. Acc.</b>	<b>Var.</b>	<b>Neve</b>	<b>Vento</b>	<b>Aerod.</b>	<b>Var. Term.</b>
Comb. 1	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>SLD</b>	<b>Peso Prop.</b>	<b>Perm.</b>	<b>SismaX_SLD</b>	<b>SismaY_SLD</b>	<b>Forze SLD - Ecc. Acc.</b>	<b>Var.</b>	<b>Neve</b>	<b>Vento</b>	<b>Aerod.</b>	<b>Var. Term.</b>
Comb. 1	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>SLV</b>	<b>Peso Prop.</b>	<b>Perm.</b>	<b>SismaX_SLV</b>	<b>SismaY_SLV</b>	<b>Forze SLV - Ecc. Acc.</b>	<b>Var.</b>	<b>Neve</b>	<b>Vento</b>	<b>Aerod.</b>	<b>Var. Term.</b>
Comb. 1	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00

- Combinazioni di carico allo SLE (combinazioni rare):

<b>SLE</b>	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60	0,80		0,60	
Comb. 2	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60	0,80		0,60	
Comb. 3	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00	0,80		0,60	
Comb. 4	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60	1,00		0,60	
Comb. 5	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60	0,80		1,00	
Comb. 6	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60		0,80	0,60	
Comb. 7	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60		0,80	0,60	
Comb. 8	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00		0,80	0,60	
Comb. 9	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		1,00	0,60	
Comb. 10	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		0,80	1,00	
Comb. 11	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60	0,80			0,60
Comb. 12	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60	0,80			0,60
Comb. 13	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00	0,80			0,60
Comb. 14	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60	1,00			0,60
Comb. 15	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60	0,80			1,00
Comb. 16	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60		0,80		0,60
Comb. 17	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60		0,80		0,60
Comb. 18	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00		0,80		0,60
Comb. 19	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		1,00		0,60
Comb. 20	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		0,80		1,00

- Combinazioni di carico allo SLE (combinazioni frequenti):

<b>SLE</b>	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,00	1,00	0,50						
Comb. 2	1,00	1,00	0,30	0,20					
Comb. 3	1,00	1,00	0,30		0,20				
Comb. 4	1,00	1,00	0,30			0,50			
Comb. 5	1,00	1,00	0,30				0,50		
Comb. 6	1,00	1,00	0,30					0,50	
Comb. 7	1,00	1,00	0,30						0,50

- Combinazioni di carico allo SLE (combinazione quasi permanente):

<b>SLE</b>	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,00	1,00	0,30						

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

## 8 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche relative agli elementi strutturali principali della struttura.

### 8.1 Criteria di verifica

#### 8.1.1 *Verifica agli SLU-SLV*

##### 8.1.1.1 Verifica a pressoflessione deviata

Saranno calcolati i domini ultimi delle sezioni resistenti per ogni sezione in cui risulta una variazione di geometria o di armatura. Le verifiche strutturali saranno soddisfatte se i gruppi di sollecitazioni per le combinazioni di carico più gravose ricadono all'interno dei domini calcolati.

Sono utilizzati i seguenti coefficienti di sicurezza sui materiali:

- $\gamma_c = 1.5$  § 4.1.2.1.1.1 NTC 18;
- $\gamma_s = 1.15$  §4.1.2.1.1.3 NTC 18;

##### 8.1.1.2 Verifica a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$  si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti (ultimi) delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovra resistenza  $\gamma_{Rd}$  assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2018 – 4.1.2.3.5):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

$V_d$  = Valore di calcolo del taglio agente;

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a “taglio trazione” si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a “taglio compressione” si calcola con:

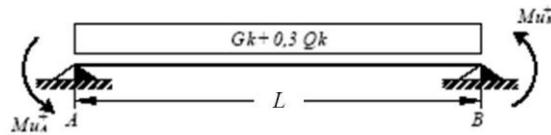
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove:

$\alpha$  : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

$\theta$  : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

• **1° Schema:**

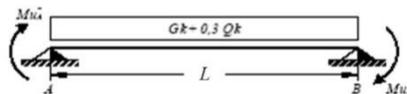


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

• **2° Schema:**



Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

### 8.1.1.3 Verifica a torsione

La verifica di resistenza nei confronti della torsione (SLU) (NTC2018 – 4.1.2.1.4) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove  $T_{Ed}$  è il valore di calcolo del momento torcente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg} \theta / (1 + \text{ctg} \theta)$$

dove  $t$  è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene  $t = A_c/u$  dove  $A_c$  è l'area della sezione ed  $u$  è il suo perimetro;  $t$  deve essere assunta comunque  $\geq 2$  volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore  $t$  del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot (A_s/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot (\Sigma A_l/u_m) \cdot f_{yd} / \text{ctg} \theta$$

dove si è posto

$A$  area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

$A_s$  area delle staffe;

$u_m$  perimetro medio del nucleo resistente;

$s$  passo delle staffe;

$\Sigma A_l$  area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione  $\theta$  delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti

$$0,4 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi  $\text{ctg} \theta = (a_l/a_s)^{1/2}$

con:  $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

## 8.1.2 Verifica limitazioni armatura (Travi e Pilastri)

### 8.1.2.1 Travi

Bisogna verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.1 delle NTC2018:

- **Condizione A:** almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- **Condizione B:** in ogni sezione della trave, il rapporto geometrico  $\rho$  relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione  $A_s$  o quella al lembo inferiore della sezione  $A_i$ , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

$\rho$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad  $A_s/(b \cdot h)$  oppure ad  $A_i/(b \cdot h)$ ;

$\rho_{comp}$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

$f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

- **Condizione C:** Deve essere rispettata la seguente condizione:
  - $\rho_{comp} \geq 0,25\rho$  (ovunque);
  - $\rho_{comp} \geq 0,5\rho$  (nelle zone dissipative);
- **Condizione D:** Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
  - 1/4 dell'altezza della sezione trasversale per CDB;
  - 175 mm (per CD" B");
  - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano (per CD" B");
- **Condizione E:** Devono inoltre essere rispettati i limiti previsti per le travi in calcestruzzo in zona non sismica (punto 4.1.6.1.1 delle NTC2018):
  - ✓ l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

e comunque non minore di  $0.0013 b_t \cdot d$

dove:

$b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa;

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione assiale;

$f_{yk}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

- ✓ negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio;
- ✓ al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente  $A_{s,\max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.
- ✓ le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad  $A_{st} = 1,5 b$  mm<sup>2</sup>/m essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione;
- ✓ in ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

#### 8.1.2.2 Pilastr

Bisogna verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.2 delle NTC2018:

- **CONDIZIONE F** Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica  $\rho$  di armatura longitudinale, con  $\rho$  rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% < \rho < 4\%$$

$$\rho = A_l / (bH) = 41.9975 / (40 \cdot 30) = 3.50\%$$

- **CONDIZIONE F** Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore al max di 6 mm e  $0,4 \cdot \Phi$  dove  $\Phi$  è il diametro massimo dell'armatura longitudinale.

- **CONDIZIONE H** il passo delle staffe deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
  - 1/2 del lato minore della sezione trasversale per CDB;
  - 175 mm (per CD”B”);
  - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano (per CD”B”)
- **CONDIZIONE I:** Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

$$\frac{A_{st}}{s} = 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

- **CONDIZIONE L** Devono inoltre essere rispettati i limiti riportati al punto 4.1.6.1.2 delle NTC2018:

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all’asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a :

$$A_{s,min} = (0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}})$$

e comunque non minore di 0.003 Ac;

dove:

$N_{Ed}$  rappresenta lo sforzo di compressione assiale di calcolo;

Ac è l’area di calcestruzzo;

$f_{yd}$  è il valore della resistenza di calcolo dell’armatura.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

### 8.1.3 Verifica di instabilità per elementi snelli (Pilastri)

Preliminarmente alla verifica di resistenza dei pilastri allo SLU è necessario valutare la stabilità degli elementi snelli. Tali verifiche devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi. In via approssimativa gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza  $\lambda$  non supera il valore limite (4.1.2.3.9.2-NTC2018):

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{v}}$$

dove:

$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$  è l'azione assiale adimensionale;

$C = 1.7 - r_m$  dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine;

$r_m = M_{01} / M_{02}$  è il rapporto tra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro (con  $M_{02} \geq M_{01}$ )

E' stata valutata la snellezza  $\lambda$  del pilastro nel piano (YZ) e nel piano ortogonale (XZ):

$$\lambda = L_0 / i$$

dove:

$L_0 = \beta L = 3.85 \text{ m}$  lunghezza di libera inflessione

$\beta = 1$  coefficiente di vincolo per asta incastrata al piede

$L = 3.85 \text{ m}$  luce netta del pilastro

$i = (I/A)^{0.5} = [(h^3 \cdot b) / (12 \cdot b \cdot h)]^{0.5} = [300^3 \cdot 400 / (12 \cdot 400 \cdot 300)]^{0.5} = 86 \text{ mm}$  raggio giratore d'inerzia (asse debole);

$$\lambda = L_0 / i = 3850 / 86 = 44$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

#### 8.1.4 Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

Nel caso in esame non è necessario effettuare le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza (punto 7.3.7.1 delle NTC2008) dato che il fabbricato tecnologico in esame non ricade in classe d'uso III e IV.

##### 8.1.4.1 Fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura delle fessure*. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti:  $w_d < w_3 = 0.4 \text{ mm}$ ;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti:  $w_d < w_2 = 0.3 \text{ mm}$ .

##### 8.1.4.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2018. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

## 8.2 Solaio di copertura campata L=570cm

Il solaio si considera, a vantaggio di sicurezza, come una trave semplicemente appoggiata, con campata di luce pari a  $L = 5.70$  m. Con riferimento all'analisi dei carichi, di seguito si riportano le caratteristiche di sollecitazioni significative. La verifica viene condotta in riferimento al singolo travetto (interasse  $i = 0.54$  m).

Si considera agente il peso proprio dell'intero solaio e il carico della neve e il sovraccarico variabile. Lo schema è quello di trave semplicemente appoggiata per il dimensionamento della sezione in campata e di trave doppiamente incastrata per le sezioni di appoggio.

Carichi Permanenti:  $G = [(3.00 + 2,6) \cdot 1.2] = 6,72$  kN/m

Sovraccarico variabile:  $Q = 0.50 \cdot 1.2 = 0,60$  kN/m

Carico Neve:  $Q_N = 1.06 \times 1,20 = 1,272$  kN/m

Carico Totale SLU:  $1,3 G + 1,5 (Q + Q_N) = 11,54$  kN/m

Carico Totale SLE rara:  $G + Q + Q_N = 8,59$  kN/m

Carico Totale SLE frequente:  $G + 0,3 \times Q + 0,2 \times Q_N = 7,15$  kN/m

Carico Totale SLE quasi permanente:  $G + 0,3 \times Q + 0,0 \times Q_N = 6,9$  kN/m

### *Sollecitazioni SLU*

$M_{\max}$  (in campata) =  $[11,54 \times (5,70)^2] / 8 = 46,86$  kNm

$T_{\max}$  (in appoggio) =  $11,54 \times 5,70 / 2 = 32,89$  kN

$M_{\min}$  (in appoggio) =  $[11,54 \times (5,70)^2] / 12 = 31,38$  kNm

$M_{\max, tr}$  (in campata) =  $46,86 / 3 = 15,62$  kNm

$T_{\max, tr}$  (in appoggio) =  $32,89 / 3 = 10,96$  kN

$M_{\min, tr}$  (in appoggio) =  $31,38 / 3 = 10,46$  kNm

### *Sollecitazioni SLE rara*

$M_{\max, tr}$  (in campata) =  $11,63$  kNm

$M_{\min, tr}$  (in appoggio) =  $7,78$  kNm

$T_{\max, tr}$  (in appoggio) =  $8,15$  kN

### *Sollecitazioni SLE frequente*

$M_{\max, tr}$  (in campata) =  $9,67$  kNm

$M_{\min, tr}$  (in appoggio) =  $6,64$  kNm

$$T_{\max, \text{tr}} \text{ (in appoggio)} = 6,78 \text{ kN}$$

*Sollecitazioni SLE quasi permanente*

$$M_{\max, \text{tr}} \text{ (in campata)} = 9,28 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{tr}} \text{ (in appoggio)} = 6,37 \text{ kNm}$$

$$T_{\max, \text{tr}} \text{ (in appoggio)} = 6,51 \text{ kN}$$

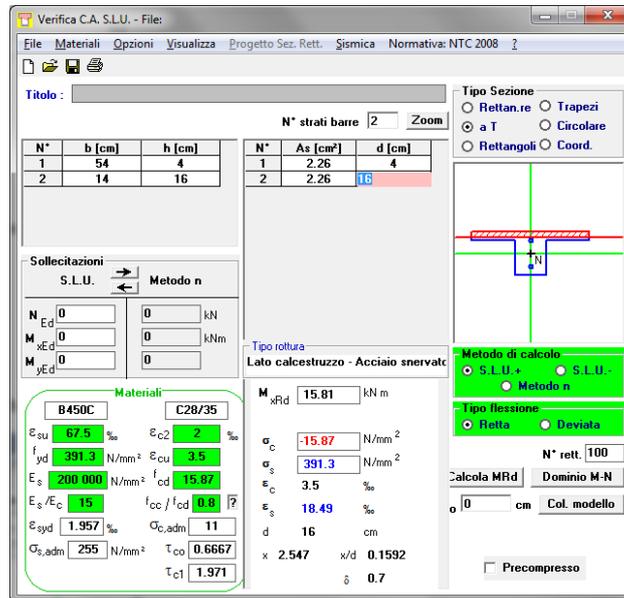
Di seguito si riportano la verifiche del singolo travetto. La verifica a flessione è stata condotta mediante il software VcaSlu per la sezione di appoggio e quella di campata, allo SLU.

Si disporranno 2 Ø 12 all'intradosso e 2 Ø 12 all'estradosso.

### 8.2.1 Verifica di SLU a flessione

*Sezione di campata*

Si considera la larghezza del travetto trascurando il contributo della soletta.



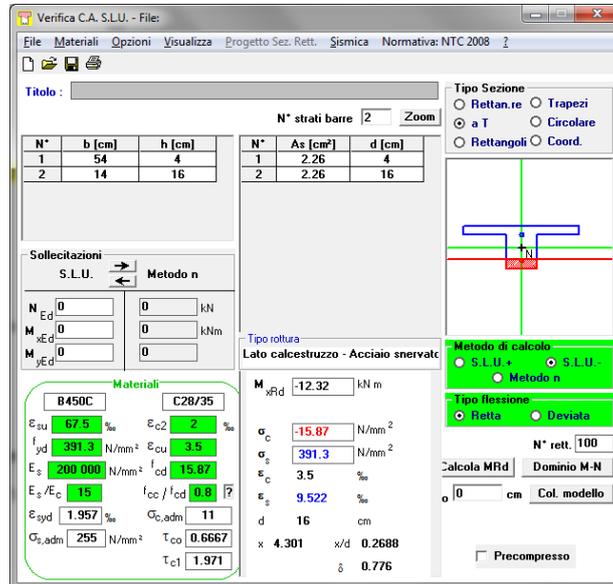
Il momento resistente del travetto è pari a:

$$M_{xRd} = 15.81 \text{ kNm} > M_{Ed} = 15,62 \text{ kNm}.$$

La verifica risulta soddisfatta (verranno utilizzati tuttavia 2Ø14 all'intradosso e 2Ø12 all'estradosso )

### Verifica di SLU a flessione

*Sezione di appoggio*



Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	4	1	2.26	4
2	14	16	2	2.26	16

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

Materiali

B450C		C28/35	
$\epsilon_{su}$	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>	$f_{cd}$	15.87
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.6667
		$\tau_{c1}$	1.971

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -12.32 kNm

$\sigma_c$  -15.07 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  9.522 ‰  
d 16 cm  
x 4.301 x/d 0.2688  
 $\delta$  0.776

Tipo Sezione: Rettang. 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

Il momento resistente del travetto è pari a:

$$M_{xRd} = 12.32 \text{ kNm} > M_{Ed} = 10.46 \text{ kNm.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

### 8.2.2 Verifica di SLU a taglio

La verifica a taglio si effettua considerando la larghezza effettiva del travetto centrale  $b_w=14\text{cm}$ .

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

$f_{ck}$  espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{ba} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{ba}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Resistenza al taglio di elementi senza armatura trasversale (eq. 4.1.23 NTC 2018)

$h$  200.000 mm

$b_w$  140.000 mm

$c$  40.000 mm

$d$  160.000 mm

$A_{sl}$  226.000 mm<sup>2</sup>

I strato d'armatura

$A_s$  113.00 mm<sup>2</sup>

$\phi$  12.000 mm

$n$  2.000

II strato d'armatura

$f_{ck}$  28.000 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  2.766  $f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$

$f_{ctk}$  1.936 N/mm<sup>2</sup>  $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$

$\gamma_c$  1.500

$\rho_l$  0.01

$k$  2.000

$v_{\min}$  0.524

$$V_{Rd} \quad 14.501 \text{ kN} > \quad V_{Ed} \quad 10.11 \text{ kN}$$

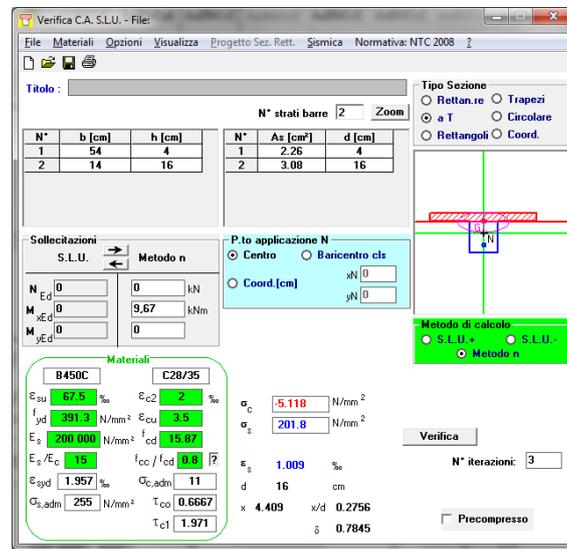
La verifica risulta soddisfatta

In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

$$V_{Ed} = 10.96 \text{ kN} < T = A_s f_{yd} = 226 \cdot 450 / 1,15 = 88.46 \text{ kN}.$$

### 8.2.3 Verifica di fessurazione (SLE frequente)

Si verifica qui di seguito che la sollecitazione di momento in condizione frequente è maggiore di quella quasi permanente, produca una fessura inferiore al limite consentito per quella quasi permanente. Si riporta qui di seguito il calcolo delle tensioni nella sezione e il relativo calcolo dell'ampiezza delle fessure



#### Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo  
Resistenza a trazione media del calcestruzzo  
Modulo di elasticità del calcestruzzo  
Resistenza a snervamento dell'acciaio  
Modulo di elasticità dell'acciaio

$f_{ck}$	29,1 [MPa]
$f_{ctm}$	2,8 [MPa]
$E_{cm}$	32601 [MPa]
$f_{yk}$	450 [MPa]
$E_s$	200000 [MPa]

#### DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata  
Asse neutro della sezione

$\sigma_s$	201 [MPa]
$x$	4,4 [mm]

Tipo e durata dei carichi applicati

Lunga ▼

Coefficiente di omogeneizzazione

$\alpha_e$  6,13 [-]

Area totale delle armature presenti nella zona tesa

$A_s$  308 [mm<sup>2</sup>]

Area efficace tesa di calcestruzzo

$A_{c,eff.1}$  14000 [mm<sup>2</sup>]

$A_{c,eff.2}$  9128 [mm<sup>2</sup>]

$A_{c,eff.3}$  14000 [mm<sup>2</sup>]

$A_{c,eff.min}$  9128 [mm<sup>2</sup>]

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,03373 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8 [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0,000603 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0,000802 [-]
	<b><math>[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]</math></b>	<b>0,000802 [-]</b>

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	S	60 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$	14,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$S_{max,rif}$	200 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1$	0,800 [-]
	$k_2$	0,500 [-]
	$k_3$	3,400 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	$S_{r,max.1}$	183 [mm]
	$S_{r,max.2}$	254 [mm]
	<b><math>S_{r,max}</math></b>	<b>183 [mm]</b>

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,20 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,15 [mm]</b>

Le tensioni del CLS ( $5.1 \text{ N/mm}^2$ ) e dell'acciaio ( $201 \text{ N/mm}^2$ ) per le verifiche agli SLE sono ampiamente inferiori di quelle dal §4.1.2.2.5.1 della NTC18 considerando la massima sollecitazione derivante dall'involuppo della condizione, frequente e quasi permanente.

#### 8.2.4 Verifica di deformabilità (SLE quasi permanente)

Il calcolo della deformazione flessionale di solai e travi si effettua in genere mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e, se del caso, degli effetti del ritiro.

Per il calcolo delle deformazioni flessionali si considera lo stato non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti della struttura per le quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione nel calcestruzzo non superano la sua resistenza media  $f_{ctm}$  a trazione. Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato, potendosi considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

Al riguardo detto  $p_f$  il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e  $p$  il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo  $p^*$  del parametro è dato da:

$$p^* = \zeta * p_f + (1 - \zeta) * p$$

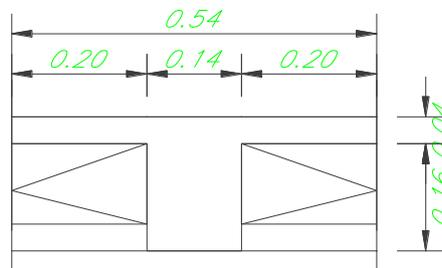
in cui:

$$\zeta = 1 - c\beta^2.$$

Nell'equazione precedente il fattore  $\beta$  è il rapporto tra il momento di fessurazione  $M_f$  e il momento flettente effettivo,  $\beta = M_f / M$ , o il rapporto tra la forza normale di fessurazione  $N_f$  e la forza normale effettiva,  $\beta = N_f / N$ , a seconda che la membratura sia soggetta a flessione o a trazione, e il coefficiente  $c$  assume il valore 1, nel caso di applicazione di un singolo carico di breve durata, o il valore 0,50 nel caso di carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti.

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

Si procede al calcolo considerando in favore di sicurezza il travetto centrale della predalle tipo, la cui rappresentazione grafica è riportata qui di seguito:



$J_I$  = momento di inerzia sezione interamente reagente

$y_{cl}$  = asse neutro sezione interamente reagente

$b = 140\text{mm}$ ;

$bs = 540\text{mm};$

$s = 40\text{mm};$

$A_{s,t} = \text{area armatura tesa};$

$A_{s,c} = \text{area armatura compressa};$

$A_s = A_{s,t} + A_{s,c} = \text{area totale armature};$

$d_G = \text{distanza dal lembo compresso del baricentro delle armature},$

$$d_G = \frac{\sum A_{s_i} \cdot d_i}{\sum A_{s_i}}$$

$A_{se} = \text{area della soletta collaborante omogeneizzata ad acciaio concentrata a } s/2 \text{ dal lembo compresso},$

$$d_t = (d_G \cdot A_s + d_e \cdot A_{se}) / A_t;$$

$n = \text{coefficiente di omogeneizzazione} = 15;$

$$A_t = A_{se} + A_{s,t} + A_{s,c};$$

$$y_{cII} = \text{asse neutro sezione fessurata} = n \cdot A_t / b \left[ (1 + 2 \cdot b \cdot d_t / n \cdot A_t) / 2 - 1 \right];$$

$$J_{II} = \text{momento d'inerzia sezione fessurata} = 1/3 \cdot [b_s y_c^3 - (b_s - b) \cdot (y_c - s)^3] + n \cdot \sum A_{s_i} \cdot (y_c - d_i)^2;$$

$$M_f = \text{momento di fessurazione} = f_{ctm} \cdot J_{II} / (h - y_c);$$

$$\beta = M_f / M_d;$$

$$c = 0,50;$$

$$\zeta = 1 - c\beta^2;$$

$q = \text{carico SLE quasi permanente};$

$$p_f = (5/384) \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J_{II});$$

$$p = (5/384) \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J_I);$$

Il calcolo viene eseguito conservativamente ipotizzando 2 Ø 10 all'intradosso (anche se e verifiche SLU sono state verificate con 2 Ø 14).

Input dimensioni sezione cls

H= 200 mm

h=H-s= 160 mm

s= 40 mm

bs= 540 mm

b=	140	mm
$l=0.5*(bs-b)$	200	mm
cs=	40	mm
ci=	40	mm
yc'=	66	mm
J'=	110298000	mm <sup>4</sup>
As,t=	226	mm <sup>2</sup>
As,c=	0	mm <sup>2</sup>
As=	157	mm <sup>2</sup>
ds,t=	155	mm
ds,c=	40	mm
dg=	155	mm
Ase=	1067	mm <sup>2</sup>
de=	20	mm
dt=	37	mm
n=	15	
At=	1224	mm <sup>2</sup>
yc''=	33	mm
J''=	41583539.4	mm <sup>4</sup>
Mf=	3.25	kNm
Md=	5.07	kNm
fctm=	2.77	N/mm <sup>2</sup>
fck=	28.00	N/mm <sup>2</sup>
Rck=	35.00	N/mm <sup>2</sup>
$\beta=Mf/Md=$	0.6	
c=	0.5	
$\zeta=1-c\beta^2=$	0.80	
q=	3.726	N/mm
pf=	11.24	mm
p=	4.24	mm
L=	4200	mm
Ecm=	32308.25	N/mm <sup>2</sup>
fcm=	36.00	N/mm <sup>2</sup>
p*=	9.80	mm
L/250=	22.8	mm

La verifica risulta soddisfatta.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

$$p^* = \zeta * p_f + (1 - \zeta) * p = 9.80 \text{ mm} < L/250 = 5700/250 = 22.8\text{mm}$$

### 8.3 Solaio di copertura campata L=420cm

Il solaio si considera, a vantaggio di sicurezza, come una trave semplicemente appoggiata, con campata di luce pari a  $L = 4.20 \text{ m}$ . Con riferimento all'analisi dei carichi, di seguito si riportano le caratteristiche di sollecitazioni significative. La verifica viene condotta in riferimento al singolo travetto (interasse  $i = 0.54 \text{ m}$ ).

Si considera agente il peso proprio dell'intero solaio e il carico della neve e il sovraccarico variabile. Lo schema è quello di trave semplicemente appoggiata per il dimensionamento della sezione in campata e di trave doppiamente incastrata per le sezioni di appoggio.

Carichi Permanenti:  $G = [(3.00 + 2,6)*1.2] = 6,72 \text{ kN/m}$

Sovraccarico variabile:  $Q = 0.50*1.2 = 0,60 \text{ kN/m}$

Carico Neve:  $Q_N = 1.06 \times 1,20 = 1,272 \text{ kN/m}$

Carico Totale SLU:  $1,3 G + 1,5 (Q + Q_N) = 11,54 \text{ kN/m}$

Carico Totale SLE rara:  $G + Q + Q_N = 8,59 \text{ kN/m}$

Carico Totale SLE frequente:  $G + 0,3 \times Q + 0,2 \times Q_N = 7,15 \text{ kN/m}$

Carico Totale SLE quasi permanente:  $G + 0.3 \times Q + 0,0 \times Q_N = 6,9 \text{ kN/m}$

$M_{\max}$  (in campata) =  $[11,54 \times (4,20)^2] / 8 = 25,45 \text{ kNm}$

$T_{\max}$  (in appoggio) =  $11,54 \times 4,20 / 2 = 24,23 \text{ kN}$

$M_{\min}$  (in appoggio) =  $[11,54 \times (4,20)^2] / 12 = 16,98 \text{ kNm}$

$M_{\max, \text{tr}}$  (in campata) =  $25,45 / 3 = 8,48 \text{ kNm}$

$T_{\max, \text{tr}}$  (in appoggio) =  $24,23 / 3 = 8,08 \text{ kN}$

$M_{\min, \text{tr}}$  (in appoggio) =  $16,98 / 3 = 5,66 \text{ kNm}$

*Sollecitazioni SLE rara*

$M_{\max, \text{tr}}$  (in campata) =  $6,31 \text{ kNm}$

$M_{\min, \text{tr}}$  (in appoggio) =  $4,21 \text{ kNm}$

$T_{\max, \text{tr}}$  (in appoggio) =  $6,01 \text{ kN}$

*Sollecitazioni SLE frequente*

$M_{\max, \text{tr}}$  (in campata) =  $5,23 \text{ kNm}$

$M_{\min, \text{tr}}$  (in appoggio) = 3,49 kNm

$T_{\max, \text{tr}}$  (in appoggio) = 4,99 kN

*Sollecitazioni SLE quasi permanente*

$M_{\max, \text{tr}}$  (in campata) = 5,05 kNm

$M_{\min, \text{tr}}$  (in appoggio) = 3,36 kNm

$T_{\max, \text{tr}}$  (in appoggio) = 4,81 kN

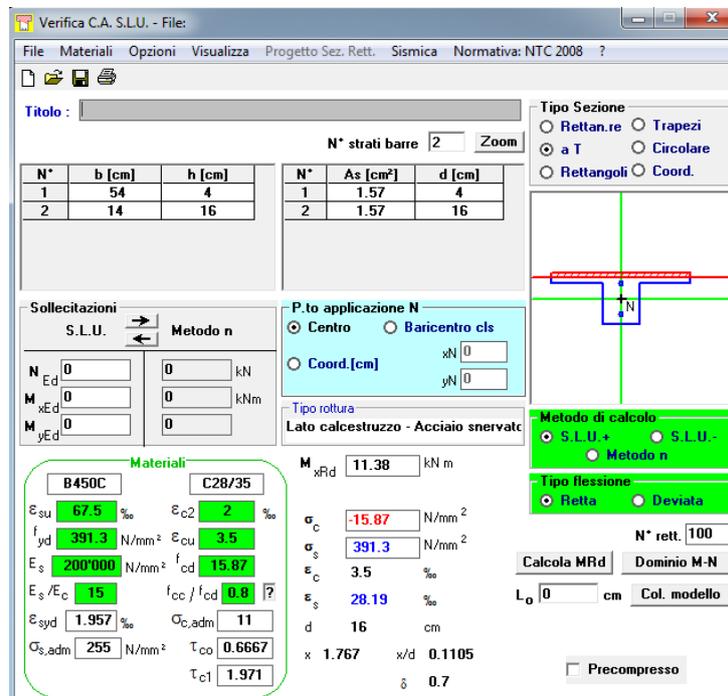
Di seguito si riportano la verifiche del singolo travetto. La verifica a flessione è stata condotta mediante il software PresFLE, per la sezione di appoggio e quella di campata, allo SLU.

Si disporranno 2 Ø 10 all'intradosso e all'estradosso.

### 8.3.1 Verifica di SLU a flessione

#### Sezione di campata

Si considera la larghezza del travetto trascurando il contributo della soletta.



The screenshot shows the software interface for structural verification. Key data points include:

- Section Data:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	4	1	1.57	4
2	14	16	2	1.57	16
- Materials:**
  - B450C:**  $\epsilon_{su}$  67.5‰,  $f_{yd}$  391.3 N/mm²,  $E_s$  200'000 N/mm²,  $\epsilon_s/E_c$  15‰,  $\epsilon_{syd}$  1.957‰,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm².
  - C28/35:**  $\epsilon_{c2}$  2‰,  $\epsilon_{cu}$  3.5‰,  $f_{cd}$  15.87 N/mm²,  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8,  $\sigma_{c,adm}$  11 N/mm²,  $\tau_{co}$  0.6667,  $\tau_{c1}$  1.971.
- Results:**
  - $M_{xRd}$  11.38 kNm
  - $\sigma_c$  -15.87 N/mm²
  - $\sigma_s$  391.3 N/mm²
  - $\epsilon_c$  3.5‰
  - $\epsilon_s$  28.19‰
  - $d$  16 cm
  - $x$  1.767,  $x/d$  0.1105
  - $\delta$  0.7
- Calculation Method:** S.L.U. + Metodo n
- Other Parameters:**  $N^*$  strati barre 2,  $N^*$  rett. 100,  $L_0$  0 cm,  $\delta$  0.7.

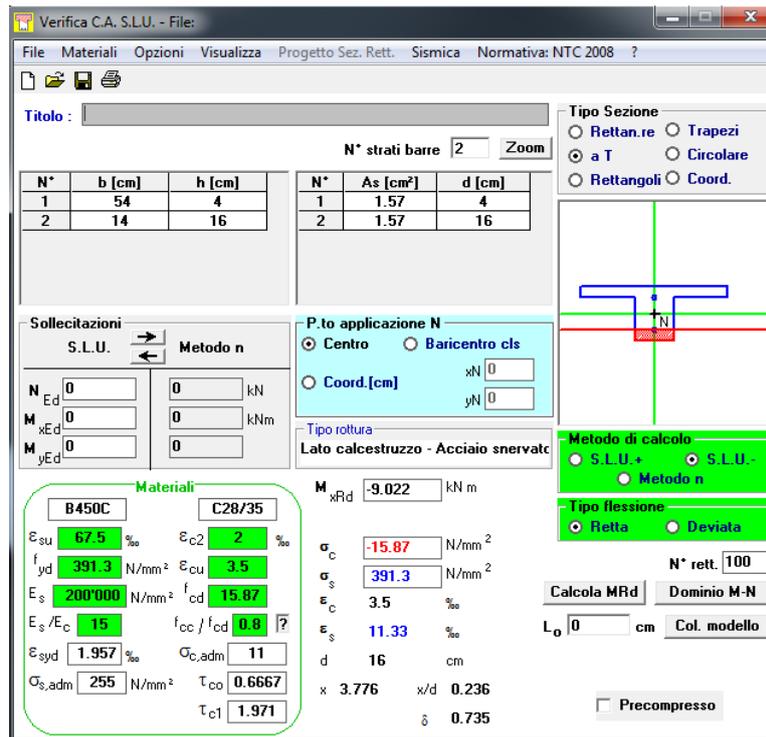
Il momento resistente del travetto è pari a:

$$M_{xRd} = 11.38 \text{ kNm} > M_{Ed} = 8,48 \text{ kNm}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica di SLU a flessione

Sezione di appoggio



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

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

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	4	1	1.57	4
2	14	16	2	1.57	16

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C28/35

E<sub>su</sub> 67.5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3.5  
E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
E<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667  
τ<sub>c1</sub> 1.971

M<sub>xRd</sub> -9.022 kN m  
σ<sub>c</sub> -15.87 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 11.33 ‰  
d 16 cm  
x 3.776 x/d 0.236  
δ 0.735

**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  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
Precompresso

Il momento resistente del travetto è pari a:

$$M_{xRd} = 9.022 \text{ kNm} > M_{Ed} = 5,66 \text{ kNm}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.3.2 Verifica di SLU a taglio

La verifica a taglio si effettua considerando la larghezza effettiva del travetto centrale  $b_w=14\text{cm}$ .

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

$f_{ck}$  espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{ba} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{ba}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Resistenza al taglio di elementi senza armatura trasversale (eq. 4.1.23 NTC 2018)

$h$  200.000 mm

$b_w$  140.000 mm

$c$  40.000 mm

$d$  160.000 mm

$A_{sl}$  157.000 mm<sup>2</sup>

I strato d'armatura

$A_s$  78.500 mm<sup>2</sup>

$\phi$  10.000 mm

$n$  2.000

II strato d'armatura

$f_{ck}$  28.000 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  2.766  $f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$

$f_{ctk}$  1.936 N/mm<sup>2</sup>  $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$

$\gamma_c$  1.500

$\rho_l$  0.007

$k$  2.000

$v_{\min}$  0.524

$V_{Rd}$  14.501 kN >

$V_{Ed}$

7.460 kN

La verifica risulta soddisfatta

In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

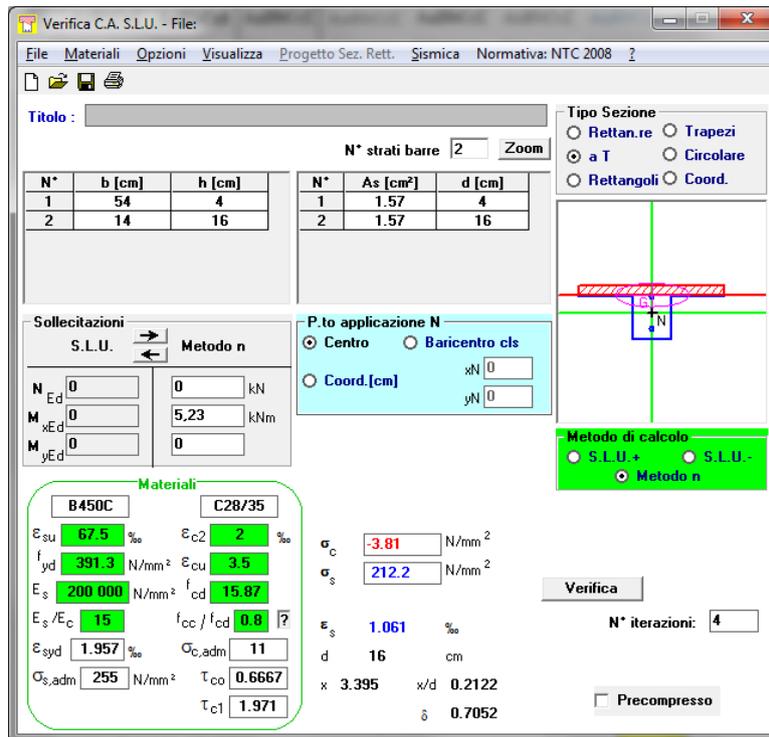
$$V_{Ed} = 8.08 \text{ kN} < T = A_s f_{yd} = 2 \cdot 3,14 \cdot 5^2 \cdot 450 / 1,15 = 120'412 \text{ N} = 61.43 \text{ kN}.$$

### 8.3.3 Verifica di fessurazione (SLE frequente)

Si verifica qui di seguito che la sollecitazione di momento in condizione rara, che è maggiore di quella in condizione frequente e quasi permanente, produca una fessura inferiore al limite consentito per quella quasi permanente. Le tensioni ottenute, inoltre verificano i limiti per la condizione rara e per quella permanente.

Pertanto le verifiche successive sono automaticamente soddisfatte.

Si riporta qui di seguito il calcolo delle tensioni nella sezione e il relativo calcolo dell'ampiezza delle fessure



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

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

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

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	4	1	1.57	4
2	14	16	2	1.57	16

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

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

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

Materiali: B450C | C28/35

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ : 2 ‰	$\sigma_c$ : -3.81 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ : 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰	$\sigma_s$ : 212.2 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ : 200 000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ : 15.87	$\epsilon_s$ : 1.061 ‰
$E_s/E_c$ : 15	$f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8	d: 16 cm
$\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ : 11	x: 3.395 x/d: 0.2122
$\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ : 0.6667	$\delta$ : 0.7052
	$\tau_{c1}$ : 1.971	

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

### Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck}$	29,1 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2,8 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}$	32601 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s$	200000 [MPa]

### DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	212 [MPa]
Asse neutro della sezione	$x$	3,4 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga <input type="button" value="v"/>
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_e$	6,13 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$	157 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$	14000 [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff.2}$	9175 [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff.3}$	14000 [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff.min}$	9175 [mm <sup>2</sup> ]

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,01712 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8 [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$	0,000636 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$	0,000694 [-]
	<b><math>[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]</math></b>	<b>0,000694 [-]</b>

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	$s$	60 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$	10,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	200 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1$	0,800 [-]
	$k_2$	0,500 [-]
	$k_3$	3,400 [-]
	$k_4$	0,425 [-]

<b>Distanza massima tra le fessure</b>	$s_{r,max.1}$	218 [mm]
	$s_{r,max.2}$	256 [mm]
	<b><math>s_{r,max}</math></b>	<b>218 [mm]</b>

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,20 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,15 [mm]</b>

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

Le tensioni del CLS (3.8 N/mm<sup>2</sup>) e dell'acciaio (212 N/mm<sup>2</sup>) per le verifiche agli SLE sono ampiamente inferiori di quelle dal §4.1.2.2.5.1 della NTC18 considerando la massima sollecitazione derivante dall'involuppo della condizione, frequente e quasi permanente.

### 8.3.4 Verifica di deformabilità (SLE quasi permanente)

Il calcolo della deformazione flessionale di solai e travi si effettua in genere mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e, se del caso, degli effetti del ritiro.

Per il calcolo delle deformazioni flessionali si considera lo stato non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti della struttura per le quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione nel calcestruzzo non superano la sua resistenza media  $f_{ctm}$  a trazione. Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato, potendosi considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

Al riguardo detto  $p_f$  il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e  $p$  il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo  $p^*$  del parametro è dato da:

$$p^* = \zeta * p_f + (1 - \zeta) * p$$

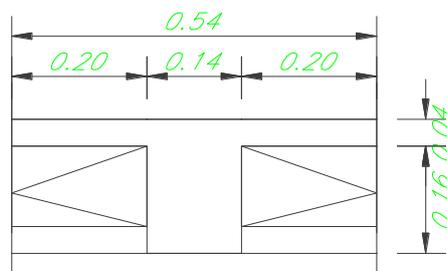
in cui:

$$\zeta = 1 - c\beta^2.$$

Nell'equazione precedente il fattore  $\beta$  è il rapporto tra il momento di fessurazione  $M_f$  e il momento flettente effettivo,  $\beta = M_f / M$ , o il rapporto tra la forza normale di fessurazione  $N_f$  e la forza normale effettiva,  $\beta = N_f / N$ , a seconda che la membratura sia soggetta a flessione o a trazione, e il coefficiente  $c$  assume il valore 1, nel caso di applicazione di un singolo carico di breve durata, o il valore 0,50 nel caso di carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti.

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

Si procede al calcolo considerando in favore di sicurezza il travetto centrale della predalle tipo, la cui rappresentazione grafica è riportata qui di seguito:



$J_I$  = momento di inerzia sezione interamente reagente

$y_{cl}$  = asse neutro sezione interamente reagente

$$b = 140\text{mm};$$

$$b_s = 540\text{mm};$$

$$s = 40\text{mm};$$

$$A_{s,t} = \text{area armatura tesa};$$

$$A_{s,c} = \text{area armatura compressa};$$

$$A_s = A_{s,t} + A_{s,c} = \text{area totale armature};$$

$$d_G = \text{distanza dal lembo compresso del baricentro delle armature},$$

$$d_G = \frac{\sum A_{s,i} \cdot d_i}{\sum A_{s,i}}$$

$$A_{se} = \text{area della soletta collaborante omogeneizzata ad acciaio concentrata a } s/2 \text{ dal lembo compresso},$$

$$d_t = (d_G \cdot A_s + d_e \cdot A_{se}) / A_t;$$

$$n = \text{coefficiente di omogeneizzazione} = 15;$$

$$A_t = A_{se} + A_{s,t} + A_{s,c};$$

$$y_{cII} = \text{asse neutro sezione fessurata} = n \cdot A_t / b \left[ (1 + 2 \cdot b \cdot d_t / n \cdot A_t) \sqrt{1/2} - 1 \right];$$

$$J_{II} = \text{momento d'inerzia sezione fessurata} = 1/3 \cdot [b_s \cdot y_c^3 - (b_s - b) \cdot (y_c - s)^3] + n \cdot \sum A_{s,i} \cdot (y_c - d_i)^2;$$

$$M_f = \text{momento di fessurazione} = f_{ctm} \cdot J_{II} / (h - y_c);$$

$$\beta = M_f / M_d;$$

$$c = 0,50;$$

$$\zeta = 1 - c\beta^2;$$

$$q = \text{carico SLE quasi permanente};$$

$$p_f = (5/384) \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J_{II});$$

$$p = (5/384) \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J_I);$$

Input dimensioni sezione cls

$$H = 200 \text{ mm}$$

$$h = H - s = 160 \text{ mm}$$

$$s = 40 \text{ mm}$$

$$b_s = 540 \text{ mm}$$

$$b = 140 \text{ mm}$$

$$l = 0.5 \cdot (b_s - b) = 200 \text{ mm}$$

cs=	40	mm
ci=	40	mm
yc'=	66	mm
J'=	110298000	mm <sup>4</sup>
As,t=	157	mm <sup>2</sup>
As,c=	0	mm <sup>2</sup>
As=	157	mm <sup>2</sup>
ds,t=	155	mm
ds,c=	40	mm
dg=	155	mm
Ase=	1067	mm <sup>2</sup>
de=	20	mm
dt=	37	mm
n=	15	
At=	1224	mm <sup>2</sup>
yc''=	33	mm
J''=	41583539.4	mm <sup>4</sup>
Mf=	3.25	kNm
Md=	5.07	kNm
fctm=	2.77	N/mm <sup>2</sup>
fck=	28.00	N/mm <sup>2</sup>
Rck=	35.00	N/mm <sup>2</sup>
$\beta = Mf/Md =$	0.6	
c=	0.5	
$\zeta = 1 - c\beta^2 =$	0.80	
q=	3.726	N/mm
pf=	11.24	mm
p=	4.24	mm
L=	4200	mm
Ecm=	32308.25	N/mm <sup>2</sup>
fcm=	36.00	N/mm <sup>2</sup>
p*=	9.80	mm
L/250=	16.8	mm

La verifica risulta soddisfatta.

$$p^* = \zeta * p_f + (1 - \zeta) * p = 9.80 \text{ mm} < L/250 = 4200/250 = 16.8 \text{ mm}$$

## 8.4 Travi secondarie (30x40)

### 8.4.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi secondarie aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x40 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto della combinazioni di carico più gravose.

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLU, SLV, SLD, SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Si nota che le sollecitazioni allo SLD (non riportate nella presente documento) sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

Si riportano qui di seguito i diagrammi caratteristici delle travi secondarie

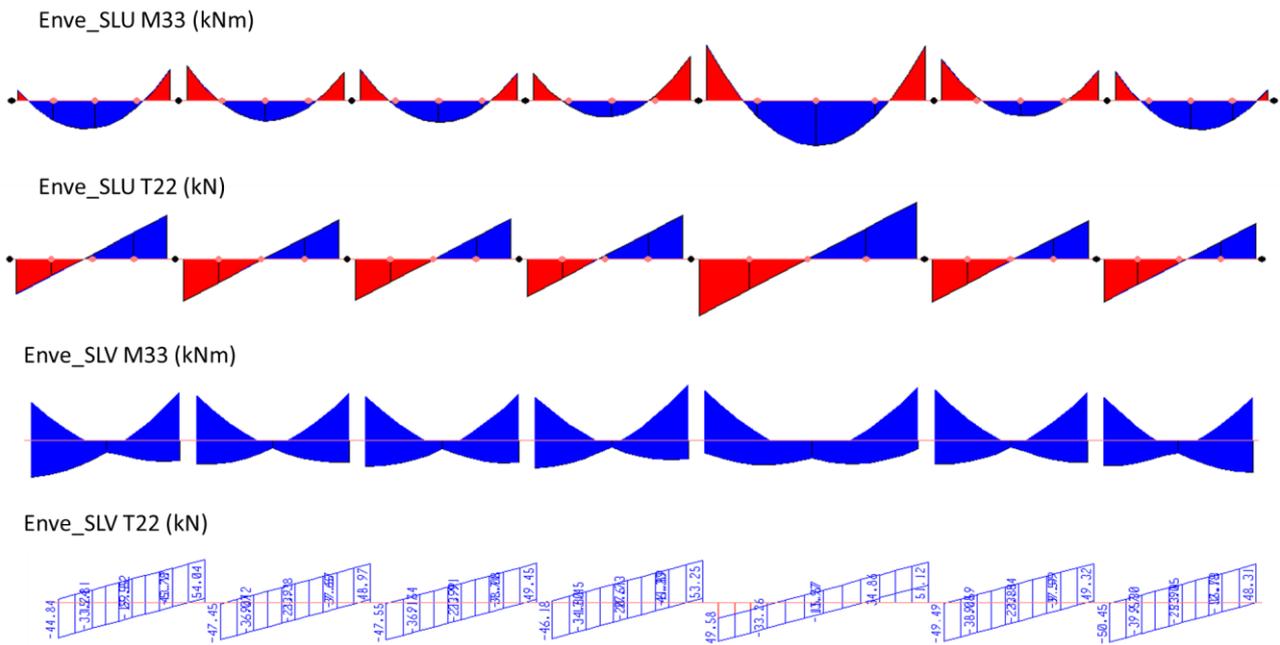


Figura 8-1 Diagrammi taglio e momento travi secondarie

TABLE: Element Forces – Frames SLU-SLV										
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
41	4	C1_SLV_X	Min	-6	5	-2	-2	-1	-70	Min M3
38	0.15	C1_SLV_X	Max	5	4	2	-4	1	46	Max M3
37	0.2	C1_SLV_X	Min	-5	-54	-2	-7	-1	-60	Min V2
38	3.85	C1_SLV_X	Max	5	54	2	-4	1	25	Max V2
37	3.9	C2_SLV_Y	Min	-2	12	-6	-10	-4	-19	Min T
31	3.85	C2_SLU		0	36	5	9	-2	-20	Max T

**TABLE: Element Forces - Frames SLD**

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
31	0.15	C1_SLD_X	Max	3	-11	1	4	1	16	Min M3
35	3.325	C1_SLD_X	Max	1	13	0	0	1	23	Max M3

Si nota che le sollecitazioni allo SLD sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

**TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA**

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
42	0.2	C4_SLE_R	0	-36	-4	0	-3	-26	Min M3
42	2.85	C2_SLE_R	0	0	0	0	2	21	Max M3

**TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE**

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
42	0.2	C4_SLE_F	0	-36	0	0	0	-26	Min M3
42	2.85	C3_SLE_F	0	0	0	0	1	21	Max M3

**TABLE: Element Forces - Frames SLE\_QUASI PERMANENTE**

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
35	0.2	C1_SLE_QP	0	-36	0	0	0	-26	Min M3
35	2.85	C1_SLE_QP	0	0	0	0	0	21	Max M3

### 8.4.2 Materiali

I materiali adottati sono conformi a quanto riportato nel §4.1.

<b>DEFINIZIONE DEI MATERIALI</b>		
<b>Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>		
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	28 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	36 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0.05}$	1.9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0.95}$	3.6 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	32308 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	15.87 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.29 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
<b>Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0.001957 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_u$	0.01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391.3 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]

### 8.4.3 Geometrie

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA					
SEZIONE TRASVERSALE					
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h		400	[mm]	
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b		300	[mm]	
Copriferro	d'		56	[mm]	
Altezza utile della sezione	d		344	[mm]	
ARMATURA TESA					
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$		16	[mm]	
Numero dei ferri correnti	$n_1$		4	[-]	
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$		0	[mm]	
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$		0	[-]	
Area dell'armatura tesa	$A_s$		804	[mm <sup>2</sup> ]	
ARMATURA COMPRESSA					
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$		16	[mm]	
Numero dei ferri correnti	$n'_1$		3	[-]	
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$		0	[mm]	
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$		0	[-]	
Area dell'armatura compressa	$A'_s$		603	[mm <sup>2</sup> ]	

Figura 8-2 Sezione all'appoggio

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA					
SEZIONE TRASVERSALE					
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h		400	[mm]	
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b		300	[mm]	
Copriferro	d'		56	[mm]	
Altezza utile della sezione	d		344	[mm]	
ARMATURA TESA					
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$		16	[mm]	
Numero dei ferri correnti	$n_1$		3	[-]	
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$		0	[mm]	
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$		0	[-]	
Area dell'armatura tesa	$A_s$		603	[mm <sup>2</sup> ]	
ARMATURA COMPRESSA					
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$		16	[mm]	
Numero dei ferri correnti	$n'_1$		2	[-]	
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$		0	[mm]	
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$		0	[-]	
Area dell'armatura compressa	$A'_s$		402	[mm <sup>2</sup> ]	

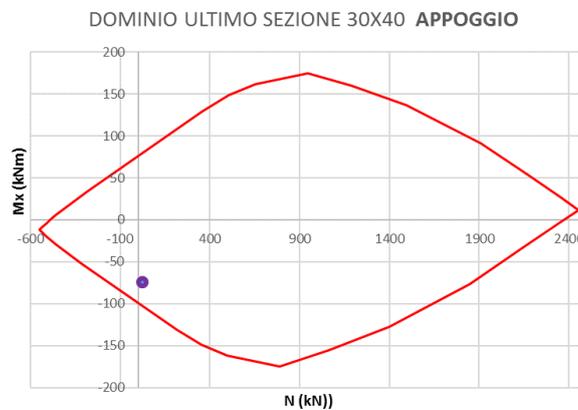
Figura 8-3 Sezione in campata

#### 8.4.4 Verifiche a pressoflessione deviata

##### 8.4.4.1 Dominio ultimo sezione all'appoggio:

Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre superiori.

- Armatura superiore 4  $\Phi$  16
- Armatura inferiore 3  $\Phi$  16

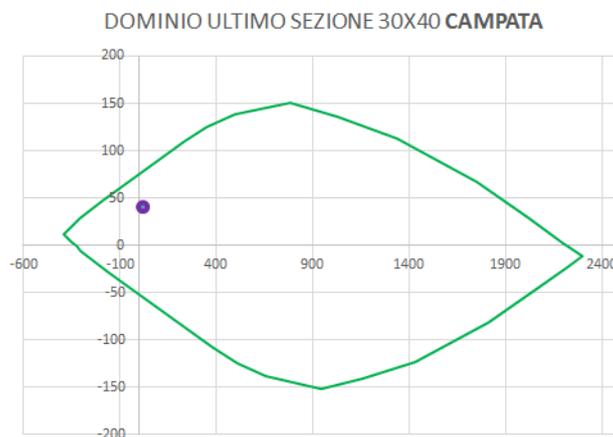


Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo ( $M_x$ ) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

##### 8.4.4.2 Dominio ultimo sezione in campata

Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre inferiori.

- Armatura superiore 2  $\Phi$  16
- Armatura inferiore 3  $\Phi$  16

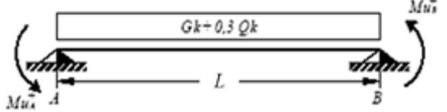
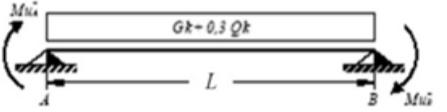


Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo ( $M_x$ ) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2  $\Phi$  12 come ferri di parete.

#### 8.4.5 Verifica a taglio

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata nel §8.1.1.2.

Base	0,3		<b>1° SCHEMA</b>		<b>2° SCHEMA</b>		
Altezza	0,4						
Ltrave	5,7		$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A + Mu_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$		$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A + Mu_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$		
Linfluenza	0		$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A + Mu_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$		$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A + Mu_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$		
G1_trave	3	kN/m	$V_A$	33	kN	$V_{ED}$ (SAP)	
G1_Solaio	3	kN/m <sup>2</sup>	$V_B$	33	kN	52 kN	
G2_Solaio	2,6	kN/m <sup>2</sup>					
G <sub>k</sub>	0	kN/m					
$\gamma_a$	0,3	[-]					
Q <sub>k</sub>	0	kN/m <sup>2</sup>					
$\gamma_{Rd}$	1,1	[-]					
$M_{uA}^{(+)}$	74,18	(kNm)					
$M_{uA}^{(-)}$	96,4	(kNm)					
$M_{uB}^{(+)}$	96,4	(kNm)					
$M_{uB}^{(-)}$	74,18	(kNm)					

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è minore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 52 \text{ kN}$$

### DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

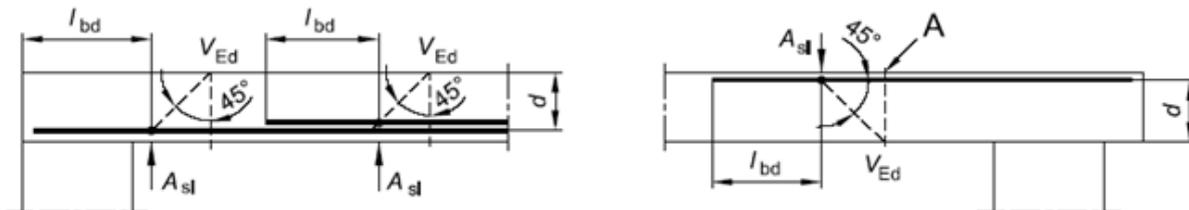
#### § 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	52	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		sì	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,76	[-]
		1,76	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,0077257	[-]
		0,0077257	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	61,23	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	44,98	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>61,23</b>	<b>[kN]</b>

#### § 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	$\phi_{sv}$	8	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	2	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sv}$	101	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	312,3	[mm]
Cotangente di $\theta$	cot $\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di $\alpha$	cot $\alpha$	0,00	[-]
Seno di $\alpha$	sin $\alpha$	1,00	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>122,85</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	7,93	[MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>371,64</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per cot $\theta = 1$	$A_{sv,max}$	364,93	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>122,85</b>	<b>[kN]</b>

Si adotteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 0,80 m dal pilastro, staffe  $\Phi 8 / 10$  cm, mentre nelle zone centrali di campata rimanenti staffe  $\Phi 8 / 20$  cm.

#### 8.4.6 Verifica a torsione

Calcestruzzo		Staffe Trasversali		Armatura Longitudinale	
B (m)	0,3	Ac (m2)	0,12	Φsup (m)	0,016
H (m)	0,4	Φstaffa (m)	0,008	nsup	4
Ac (m2)	0,12	bracci staffa	2,00	Φsinf (m)	0,016
u (m)	1,4	As (m2)	0,0001	ninf	3
t (m)	0,09	A (m2)	0,07	SAI (m2)	0,0014
A (m2)	0,07	s (prog.) (m)	0,08	u <sub>m</sub> (m)	1,06
f'cd (kN/m2)	7935	f <sub>yd</sub> (kN/m2)	391304	f <sub>yd</sub> (kN/m2)	391304
cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1
<b>TRcd (kNm)</b>	<b>45,81</b>	<b>TRsd (kNm)</b>	<b>66,20</b>	<b>TRld (kNm)</b>	<b>70,14</b>
<b>Trd=min(TRcd, TRsd, TRld)</b>		45,81 kN			

Poiché la sollecitazione torsionale massima,  $T_{Edmax} = 10 \text{ kNm}$  è minore della resistenza minima a torsione ( $T_{Rcd} = 45,81 \text{ kNm}$ ), la verifica si ritiene soddisfatta.

#### 8.4.7 Verifica limitazioni armatura

SEZIONE DI APPOGGIO															
GEOMETRIA			ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV. (mm)		
B =	300	mm	$\Phi_{TESA}$	16	$\Phi_{COMP}$	16	$f_{yk}$	450	MPa	fctm	2,77	$\rho$	0,0067	$\rho_{STAFFE}$	80
H=	400	mm	$n_{TESA}$	4	$n_{COMP}$	3	$f_{yd}$	391,3	MPa			$\rho_{comp}$	0,00502	$\Phi_{STAFFE}$	10
SEZIONE DI CAMPATA															
GEOMETRIA			ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV.		
B =	300	mm	$\Phi_{TESA}$	16	$\Phi_{COMP}$	16	$f_{yk}$	450	MPa	fctm	2,77	$\rho$	0,00502	$\rho_{STAFFE}$	250
H=	400	mm	$n_{TESA}$	3	$n_{COMP}$	2	$f_{yd}$	391,3	MPa			$\rho_{comp}$	0,00335	$\Phi_{STAFFE}$	10
APPOGGIO (ZONE DISSIPATIVE CD"B")															
CONDIZIONE A			CONDIZIONE B				CONDIZIONE C				CONDIZIONE D		CONDIZIONE E		
$\Phi_{TESA}$	16	> 14	$\frac{14}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{35}{f_{yk}}$ $0,0031 < \rho < 0,0128$				$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$ $0,005 > 0,0033$				87,5 mm		$A_s$ $803,84 > 167,8$ $803,84 < 4800$		
$n_{TESA}$	4	$\geq 2$									0,0067				0,005
$\Phi_{COMP}$	16	> 14													
$n_{COMP}$	3	$\geq 2$													
CAMPATA															
CONDIZIONE A			CONDIZIONE B				CONDIZIONE C				CONDIZIONE D		CONDIZIONE E		
$\Phi_{TESA}$	16	> 14	$\frac{14}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{35}{f_{yk}}$ $0,0031 < \rho < 0,0111$				$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$ $0,003 > 0,0013$				333 mm		$A_s$ $602,88 > 167,8$ $602,88 < 4800$		
$n_{TESA}$	3	$\geq 2$									0,0050				0,003
$\Phi_{COMP}$	16	> 14													
$n_{COMP}$	2	$\geq 2$													

Le verifiche a taglio di cui al §8.4.5 risultano soddisfatte considerando un passo delle staffe in corrispondenza del pilastro pari a 100mm. Per garantire le verifiche di armatura minima il passo sarà ridotto a 80mm.

Si riscontra, pertanto, che lcon tale modifica l'armatura della trave rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

#### 8.4.8 Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE

##### 8.4.8.1 Fessurazione

Viene eseguita la verifica a fessurazione considerando l'involuppo delle sezioni (appoggiop e campata) prendendo il massimo momento agente e la sezione con la minima armatura

### CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300 [mm]
Copriferro	d'	56 [mm]
Altezza utile della sezione	d	344 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	603 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	402 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	42 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	66 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s <sub>rif,max</sub>	250 [mm]

#### Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>26 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	109.51 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	141.54 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	96.8301043 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	29049.0313 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	p <sub>p,eff</sub>	0.02076 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0.000407 [-]
		0.000425 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	273.79 [mm]
		273.79 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.1163 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.3 [mm]</b>

**Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente**

<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	$M_{Ed, freq.}$	<b>26</b> [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	109.51 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	141.54 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_1$	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	96.8301043 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	29049.0313 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0.02076 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000407 [-] 0.000425 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5 [-]
	$k_3$	3.4 [-]
	$k_4$	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	273.79 [mm] 273.79 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	$w_k$	<b>0.1163</b> [mm]
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	$w_{max}$	<b>0.3</b> [mm]

**Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica**

<b>Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica</b>	$M_{Ed, caratt.}$	<b>26</b> [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	109.51 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	141.54 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_1$	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	96.8301043 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	29049.0313 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0.02076 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000407 [-] 0.000425 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5 [-]
	$k_3$	3.4 [-]
	$k_4$	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	273.79 [mm] 273.79 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	$w_k$	<b>0.1163</b> [mm]
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	$w_{max}$	<b>0.3</b> [mm]

#### 8.4.8.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	26.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	$d'$	56	[mm]
Altezza utile della sezione	d	344	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	804	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	603	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	119.35	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	815145088.5	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>3.81</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>107.48</b>	<b>[MPa]</b>

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	26.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[-]
Copriferro	$d'$	56	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	344	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	804	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	603	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	119.35	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	815145088.5	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.o.}$	12.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>3.81</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>107.48</b>	<b>[MPa]</b>

Figura 8-4 Sezione all'appoggio

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	21.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Coprifero	$d'$	56	[mm]
Altezza utile della sezione	d	344	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	603	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	402	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	109.51	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	646098035.4	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>3.56</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>114.32</b>	<b>[MPa]</b>

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	21.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[-]
Coprifero	$d'$	56	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	344	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	603	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	402	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	109.51	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	646098035.4	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>3.56</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>114.32</b>	<b>[MPa]</b>

Figura 8-5 Sezione in campata

## 8.5 Travi principali (30x40)

### 8.5.1 Sollecitazioni

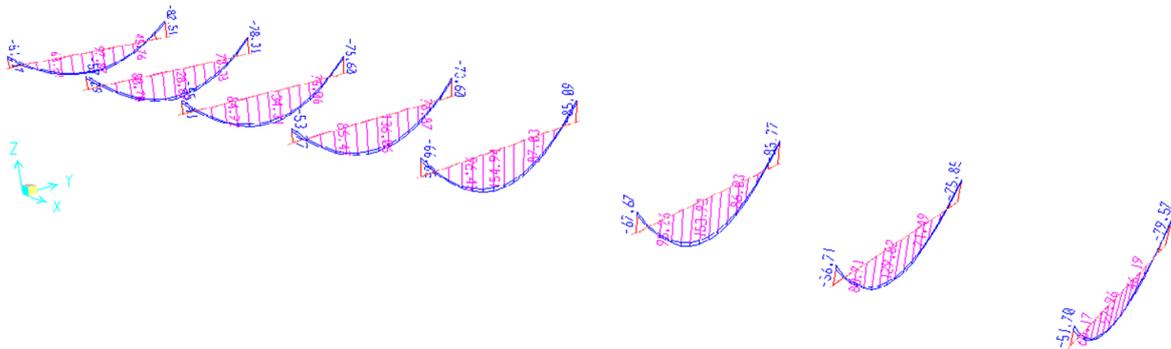
Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi principali aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x40 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto della combinazioni di carico più gravose.

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLU, SLV, SLD, SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Si nota che le sollecitazioni allo SLD (non riportate nella presente documento) sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

Si riportano qui di seguito i diagrammi caratteristici delle travi principali

Enve\_SLU M33 (kNm)



Enve\_SLU T22 (kN)

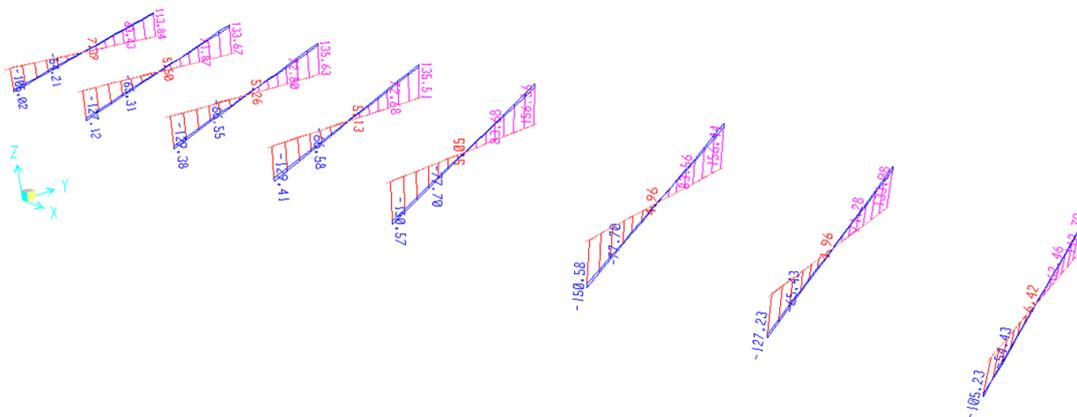
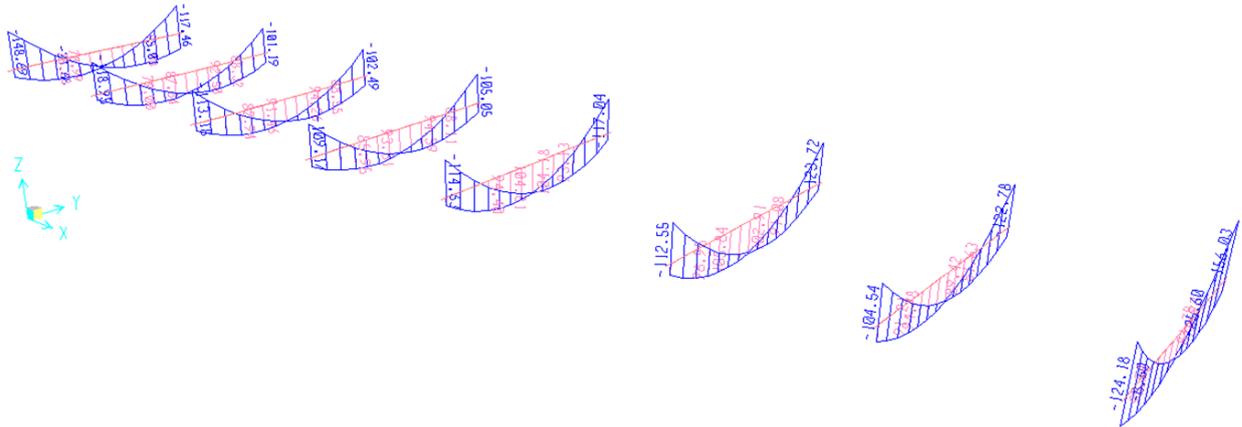


Figura 8-6 Diagrammi taglio e momento SLU travi principali

Enve\_SLV M33 (kNm)



Enve\_SLV T22 (kN)

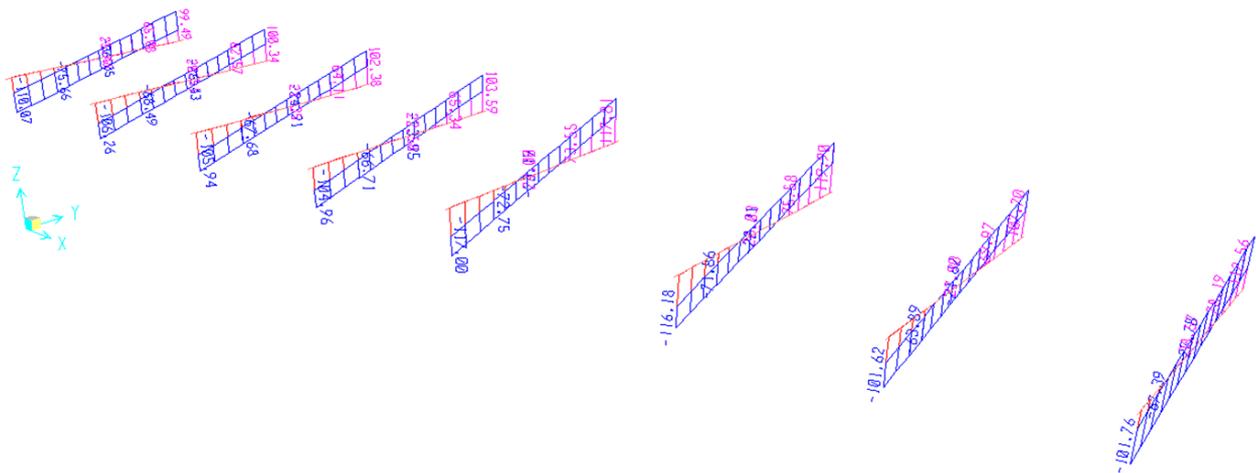


Figura 6-7/ Diagrammi taglio e momento SLV travi principali

TABLE: Element Forces - Frames SLV SLU

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
30	6,1	C2_SLV_Y	Min	-17	47	-5	-1	-6	-156	Min M3
27	3,15	C2_SLU		0	3	0	0	0	155	Max M3
28	0,15	C7_SLU		0	-151	0	0	0	-68	Min V2
27	6,15	C2_SLU		0	157	0	0	0	-85	Max V2
23	0,2	C2_SLV_Y	Min	-16	-110	-5	-1	-6	-149	Min T
23	0,2	C2_SLV_Y	Max	16	-49	5	0	6	31	Max T

**TABLE: Element Forces - Frames SLD**

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
30	6,10	C2_SLD_Y	Min	-8	61	-2	0	-3	-95	<b>Min M3</b>
27	2,76	C2_SLD_Y	Max	3	-1	1	0	2	98	<b>Max M3</b>

Si nota che le sollecitazioni allo SLD sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

**TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA**

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
28	6,15	C3_SLE_R	0	111	0	0	0	-63	<b>Min M3</b>
27	3,15	C2_SLE_R	0	2	0	0	0	116	<b>Max M3</b>

**TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE**

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
28	6,15	C3_SLE_F	0	96	0	0	0	-49	<b>Min M3</b>
27	3,15	C2_SLE_F	0	0	0	0	0	99	<b>Max M3</b>

**TABLE: Element Forces - Frames SLE\_QUASI PERMANENTE**

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
28	0,15	C1_SLE_QP	0	-94	0	0	0	-47	<b>Min M3</b>
27	3,15	C1_SLE_QP	0	0	0	0	0	96	<b>Max M3</b>

### 8.5.2 Materiali

I materiali adottati sono conformi a quanto riportato nel §4.1.

<b>DEFINIZIONE DEI MATERIALI</b>		
<b>Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>		
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	28 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	36 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0.05}$	1.9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0.95}$	3.6 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	32308 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	15.87 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.29 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
<b>Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0.001957 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_u$	0.01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391.3 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]

### 8.5.3 Geometrie

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	d'	58	[mm]
Altezza utile della sezione	d	342	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	0	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	3	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	0	[-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	942	[mm <sup>2</sup> ]

Figura 8-8 Sezione all'appoggio

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	d'	58	[mm]
Altezza utile della sezione	d	342	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	0	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	3	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	0	[-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	942	[mm <sup>2</sup> ]

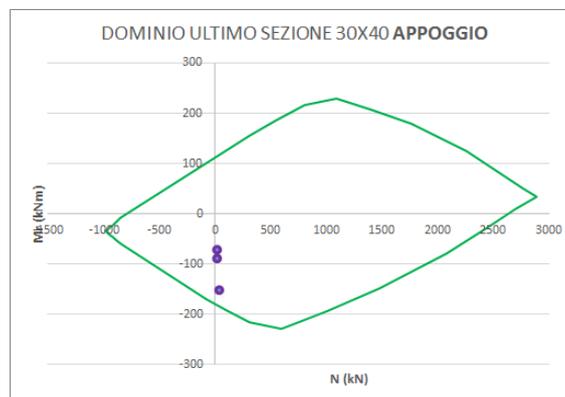
Figura 8-9 Sezione in campata

#### 8.5.4 Verifiche a pressoflessione deviata

##### 8.5.4.1 Dominio ultimo sezione all'appoggio:

Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre superiori.

- Armatura superiore 5  $\Phi$  20
- Armatura inferiore 3  $\Phi$  20

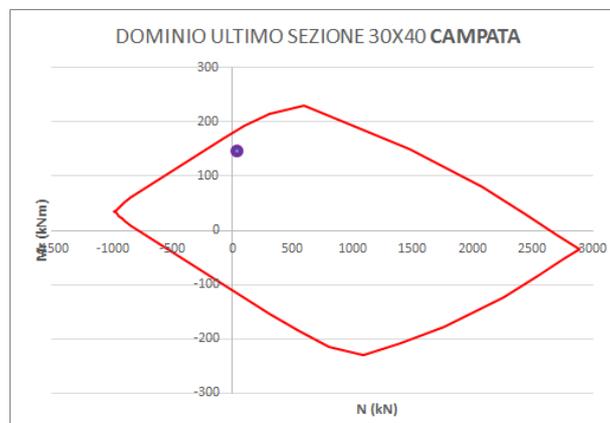


Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo ( $M_x$ ) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

##### 8.5.4.2 Dominio ultimo sezione in campata

Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre inferiori.

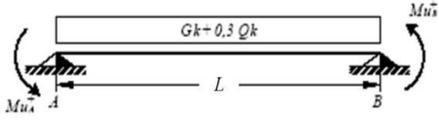
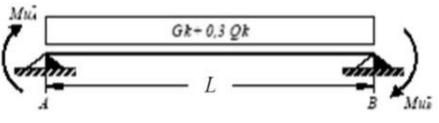
- Armatura superiore 3  $\Phi$  20
- Armatura inferiore 5  $\Phi$  20



Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo ( $M_x$ ) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta. In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2  $\Phi$  12 come ferri di parete.

### 8.5.5 Verifica a taglio

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata nel §8.1.1.2.

Base	0,3	<b>1° SCHEMA</b>		<b>2° SCHEMA</b>	
Altezza	0,4				
L <sub>trave</sub>	6,3	$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$		$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$	
L <sub>influenza</sub>	4,2				
G <sub>1</sub> <sub>trave</sub>	3 kN/m	$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$		$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$	
G <sub>1</sub> <sub>Solaio</sub>	3 kN/m <sup>2</sup>				
G <sub>2</sub> <sub>Solaio</sub>	2,6 kN/m <sup>2</sup>				
G <sub>k</sub>	36,12 kN/m				
γ <sub>α</sub>	0,3 [-]				
Q <sub>k</sub>	0 kN/m <sup>2</sup>				
γ <sub>Rd</sub>	1,1 [-]				
M <sub>uA</sub> <sup>(+)</sup>	180 (kNm)				
M <sub>uA</sub> <sup>(-)</sup>	111 (kNm)				
M <sub>uB</sub> <sup>(+)</sup>	111 (kNm)	V <sub>A</sub>	165 kN	V <sub>ED</sub> (SAP)	
M <sub>uB</sub> <sup>(-)</sup>	180 (kNm)	V <sub>B</sub>	165 kN	V <sub>ED</sub> (SAP)	157 kN

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è maggiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

**V<sub>Ed-max</sub> = 165 kN**

### DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

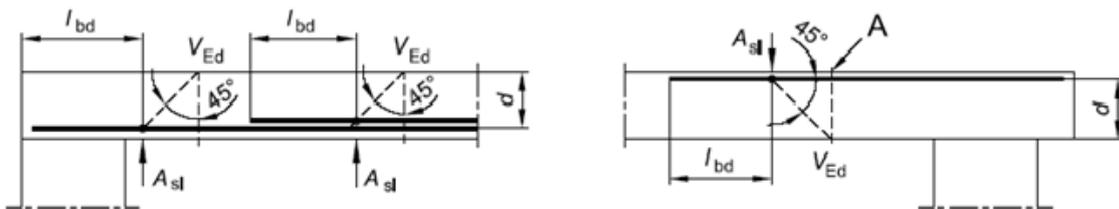
#### § 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	167	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,76	[-]
		1,76	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_t$	0,0091859	[-]
		0,0091859	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



#### § 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	$\phi_w$	10	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	2	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	157	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	307,8	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>189,19</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	7,93	[MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>366,28</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	364,93	[mm]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>189,19</b>	<b>[kN]</b>
<b>§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE</b>			
<b>Resistenza massima a taglio della trave</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>406,98</b>	<b>[kN]</b>

Si adatteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 0,80 m dal pilastro, staffe  $\Phi 10 / 10$  cm, mentre nelle zone centrali di campata rimanenti staffe  $\Phi 10 / 20$  cm.

### 8.5.6 Verifica a torsione

Vista la ridotta entità delle sollecitazioni torsionali la verifica può essere opportunamente trascurata poiché risulta implicitamente soddisfatta e non dimensionante.

### 8.5.7 Verifica limitazioni armatura

SEZIONE DI APPOGGIO															
GEOMETRIA			ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV. (mm)		
B =	300	mm	$\Phi_{TESA}$	20	$\Phi_{COMP}$	20	$f_{yk}$	450	MPa	fctm	2,77	$\rho$	0,01308	$\rho_{STAFFE}$	80
H =	400	mm	$n_{TESA}$	5	$n_{COMP}$	3	$f_{yd}$	391,3	MPa			$\rho_{comp}$	0,00785	$\Phi_{STAFFE}$	10
SEZIONE DI CAMPATA															
GEOMETRIA			ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV.		
B =	300	mm	$\Phi_{TESA}$	20	$\Phi_{COMP}$	20	$f_{yk}$	450	MPa	fctm	2,77	$\rho$	0,01308	$\rho_{STAFFE}$	250
H =	400	mm	$n_{TESA}$	5	$n_{COMP}$	5	$f_{yd}$	391,3	MPa			$\rho_{comp}$	0,01308	$\Phi_{STAFFE}$	10
APPOGGIO (ZONE DISSIPATIVE CD"B")															
CONDIZIONE A			CONDIZIONE B				CONDIZIONE C			CONDIZIONE D		CONDIZIONE E			
$\Phi_{TESA}$	20	> 14	ok	$\frac{14}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{35}{f_{yk}}$ $0,0031 < \rho < 0,0156$ ok $0,0131$				$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$ $0,008 > 0,0065$ ok			87,5 mm $A_s$ 1570 > 167,8 ok 1570 < 4800 ok				
$n_{TESA}$	5	$\geq 2$	ok										160 mm		240 mm
$\Phi_{COMP}$	20	> 14	ok												
$n_{COMP}$	3	$\geq 2$	ok												
CAMPATA															
CONDIZIONE A			CONDIZIONE B				CONDIZIONE C			CONDIZIONE D		CONDIZIONE E			
$\Phi_{TESA}$	20	> 14	ok	$\frac{14}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{35}{f_{yk}}$ $0,0031 < \rho < 0,0209$ ok $0,0131$				$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$ $0,013 > 0,0033$ ok			333 mm $A_s$ 1570 > 167,8 ok 1570 < 4800 ok				
$n_{TESA}$	5	$\geq 2$	ok										250 < 280 mm		ok
$\Phi_{COMP}$	20	> 14	ok												
$n_{COMP}$	5	$\geq 2$	ok												

Le verifiche a taglio di cui al §8.5.5 risultano soddisfatte considerando un passo delle staffe in corrispondenza del pilastro pari a 100mm. Per garantire le verifiche di armatura minima il passo sarà ridotto a 80mm.

Si riscontra, pertanto, che lcon tale modifica l'armatura della trave rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

### 8.5.8 Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE

#### 8.5.8.1 Fessurazione

Viene eseguita la verifica a fessurazione considerando l'involuppo delle sezioni (appoggio e campata) prendendo il massimo momento agente e la sezione con la minima armatura

#### CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300 [mm]
Copriferro	d'	58 [mm]
Altezza utile della sezione	d	342 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	1571 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	942 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	45 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	48 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s <sub>rif,max</sub>	275 [mm]

#### Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>96 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	148,16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	210,59 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	83,9469387 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	25184,0816 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	p <sub>p,eff</sub>	0,06237 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000930 [-] 0,000930 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	207,51 [mm] 207,51 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,1930 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3 [mm]</b>

### Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	99 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	148,16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	217,17 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	83,9469387 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	25184,0816 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0,06237 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000963 [-] 0,000963 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	207,51 [mm] 207,51 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	$w_k$	0,1998 [mm]
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	$w_{max}$	0,3 [mm]

### Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed, caratt.}$	116 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	148,16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	254,46 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	83,9469387 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	25184,0816 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0,06237 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,001149 [-] 0,001149 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	207,51 [mm] 207,51 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	$w_k$	0,2385 [mm]
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	$w_{max}$	0,3 [mm]

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

### 8.5.8.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	116,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	300	[mm]
Copriferro	$d'$	58	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	342	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	942	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	148,16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	1325465640	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16,8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>12,97</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>254,46</b>	<b>[MPa]</b>

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	96,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	300	[-]
Copriferro	$d'$	58	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	342	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	942	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	148,16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	1325465640	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q,p.}$	12,6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>10,73</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>210,59</b>	<b>[MPa]</b>

Figura 8-10 Sezione all'appoggio/campata

## 8.6 Pilastrini (30x40)

### 8.6.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pilastrini aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x40 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto della combinazioni di carico più gravose.

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLU, SLV, SLD, SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Si nota che le sollecitazioni allo SLD (non riportate nella presente documento) sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

Si riportano qui di seguito i diagrammi caratteristici dei pilastrini

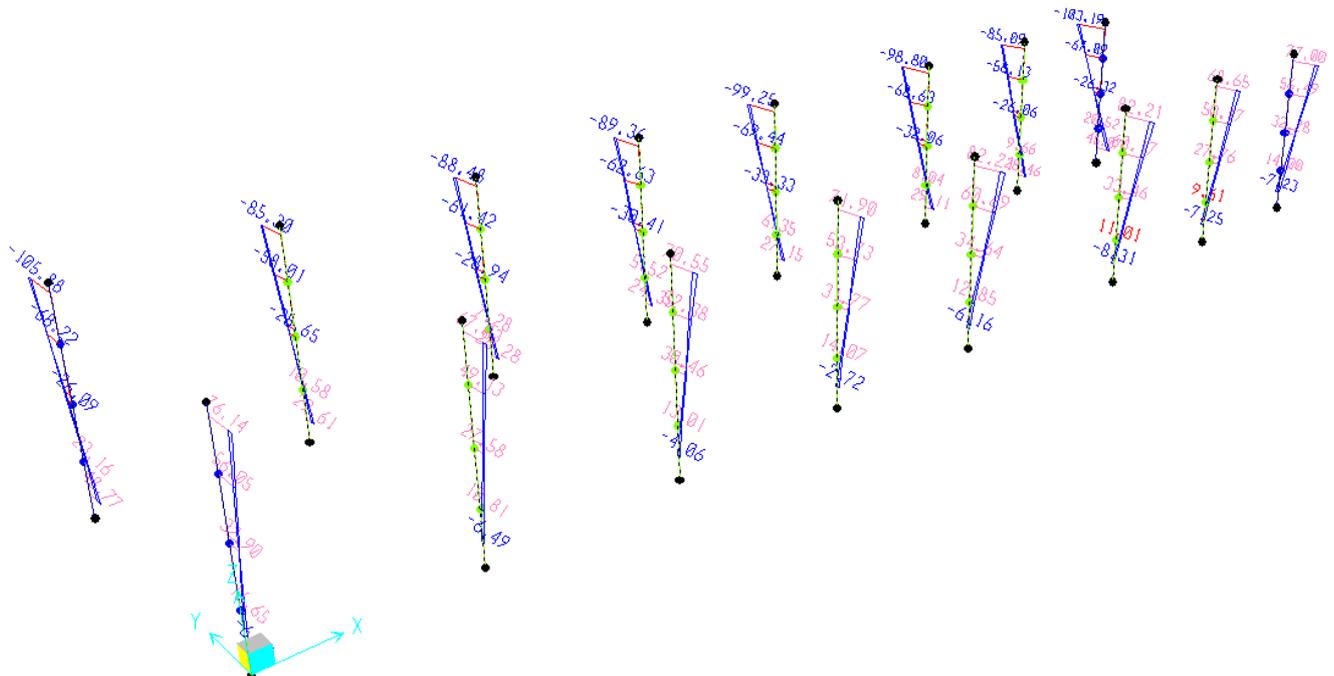


Figura 8-11 Diagrammi pilastrini momenti Enve\_SLU M22 (kNm)

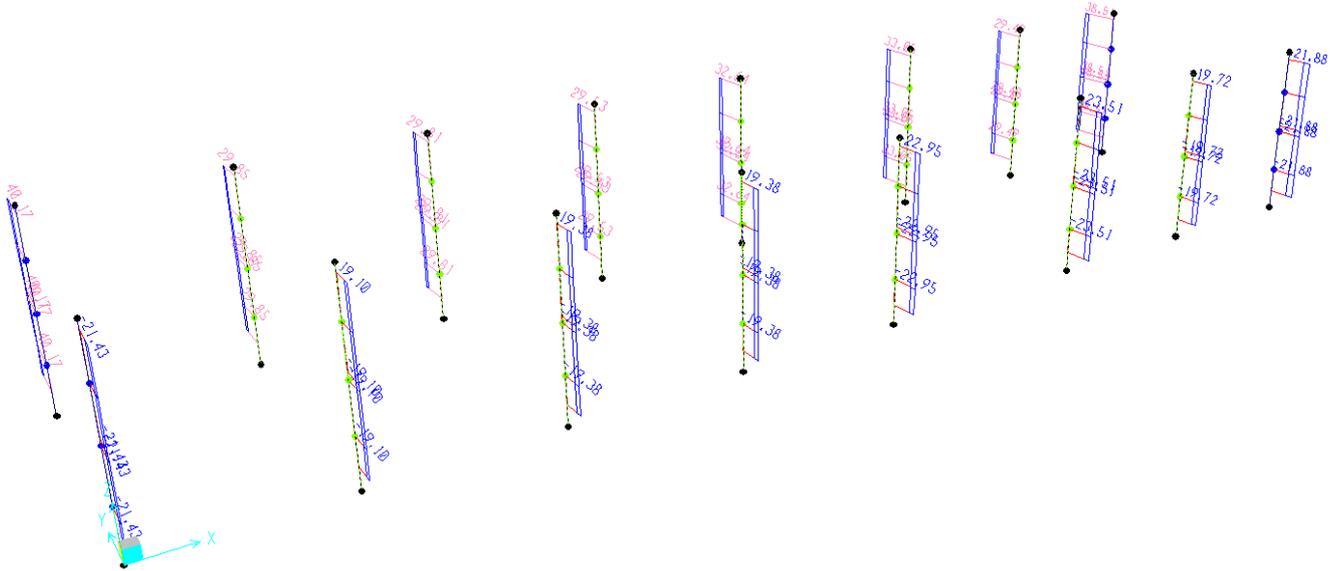


Figura 8-12 Diagrammi pilastri taglio Enve\_SLU T33 (kN)

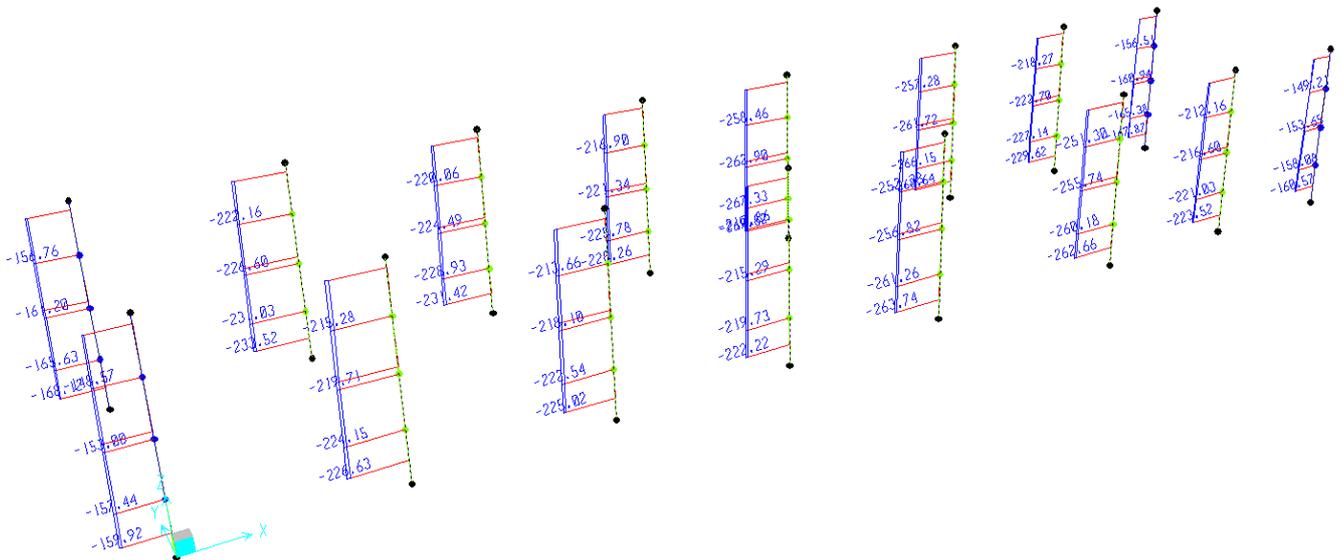


Figura 8-13 Diagrammi pilastri assiale Enve\_SLU P (kN)

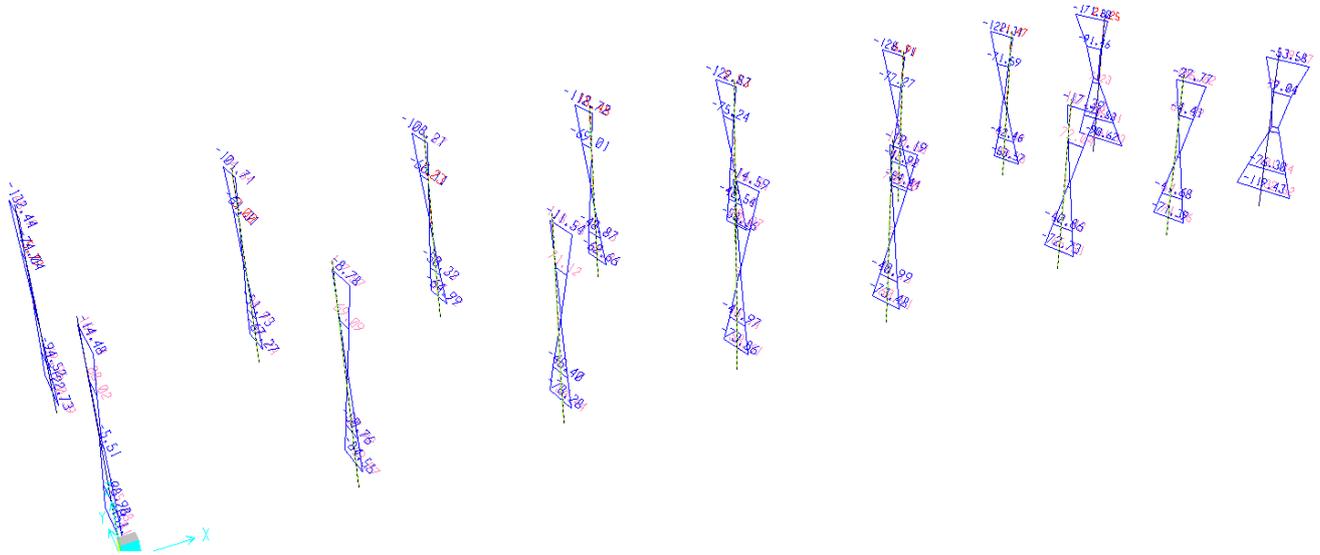


Figura 8-14 Diagrammi pilastri momenti Enve\_SLV M22 (kNm)

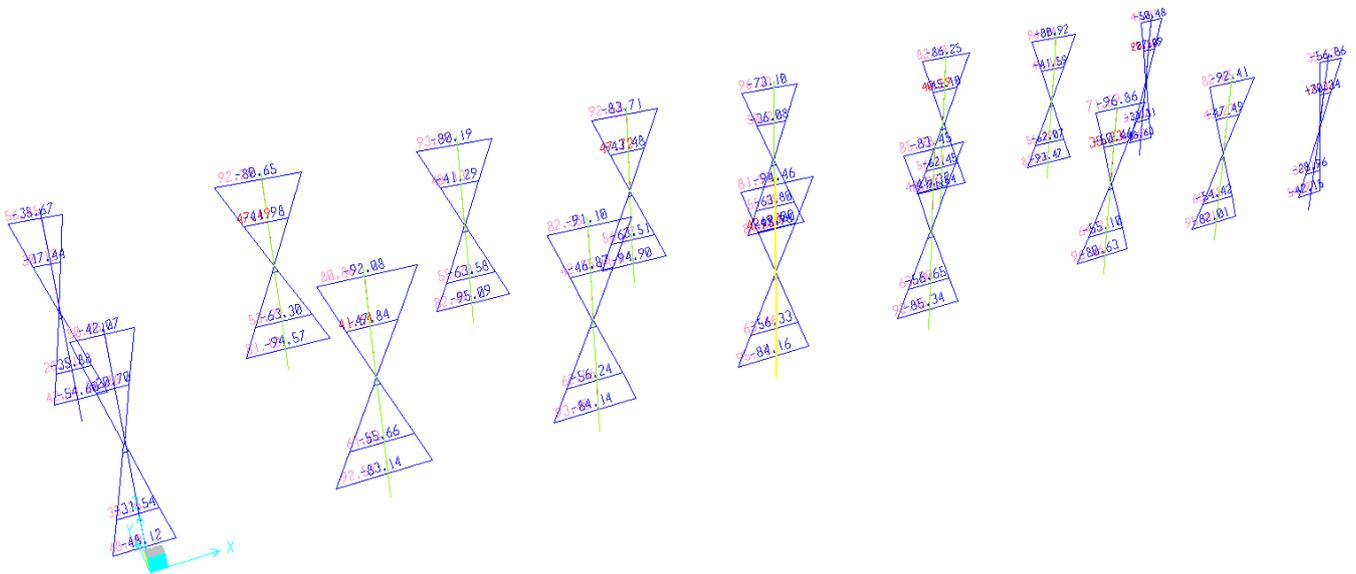
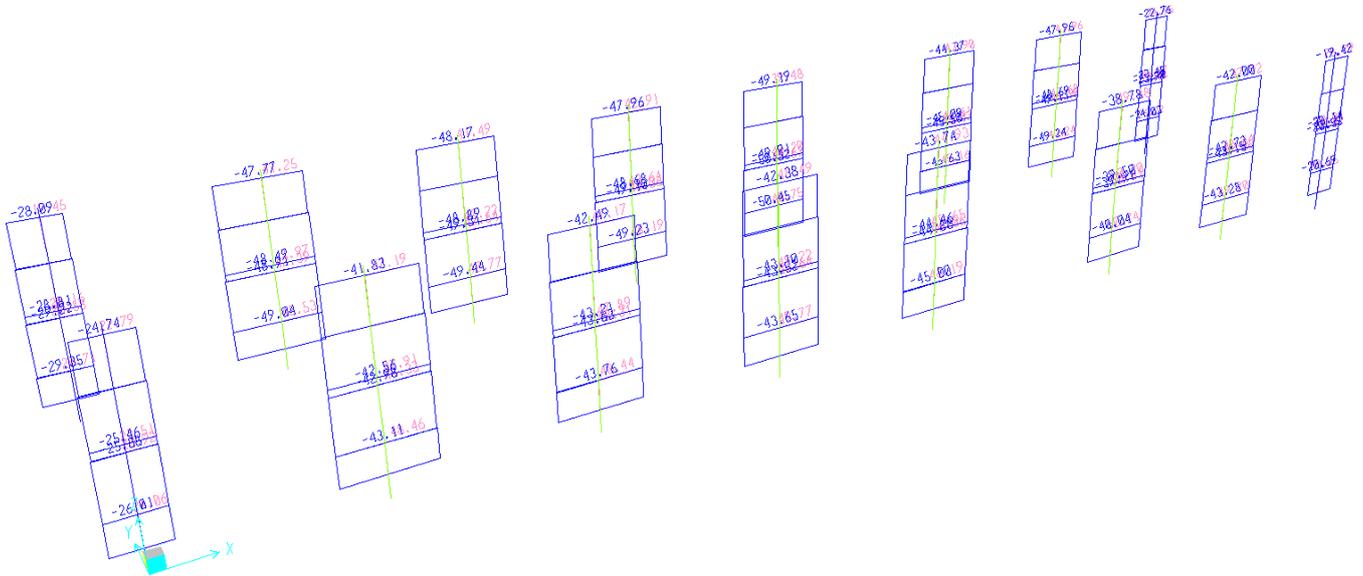
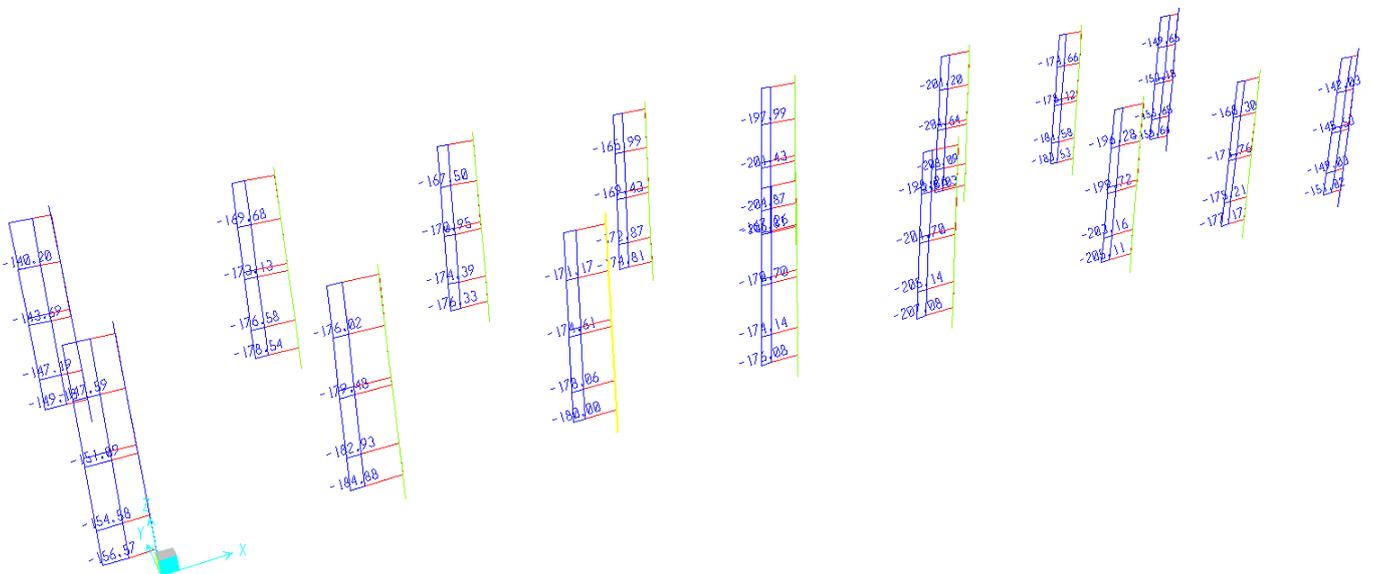


Figura 8-15 Diagrammi pilastri momenti Enve\_SLV M33 (kNm)



**Figura 8-16 Diagrammi pilastri taglio Enve\_SLV T33 (kN)**



**Figura 8-17 Diagrammi pilastri assiale Enve\_SLV P (kN)**

**TABLE: Element Forces - Frames SLV SLU**

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
53	4,35	C1_SLV_X	Min	-182	-39	-24	1	30	-97	Min M3
53	0,5	C1_SLV_X	Max	-160	51	-3	1	17	97	Max M3
57	4,35	C2_SLV_Y	Min	-147	-8	-28	1	-172	-21	Min M2
56	4,35	C2_SLV_Y	Max	-70	7	24	1	164	19	Max M2
51	0,5	C1_SLV_X	Min	-197	-50	6	1	-11	-96	Min V2
53	1,1375	C1_SLV_X	Max	-158	51	-3	1	19	64	Max V2
56	1,1375	C2_SLV_Y	Min	-155	-9	-82	1	-99	-10	Min V3
57	0,5	C2_SLV_Y	Max	-80	10	87	1	161	18	Max V3
51	0,5	C2_SLU		-270	-2	32	0	23	-2	Min P
58	4,35	C2_SLV_Y	Max	-61	13	48	1	139	6	Max P

**TABLE: Element Forces - Frames SLD**

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
53	4,35	C1_SLD_X	Min	-175	-16	-20	0	44	-48	Min M3
51	4,35	C1_SLD_X	Max	-161	17	21	0	-47	48	Max M3
57	4,35	C2_SLD_Y	Min	-124	-2	-3	0	-111	-14	Min M2
56	4,35	C2_SLD_Y	Max	-88	2	1	1	107	13	Max M2
51	0,5	C1_SLD_X	Min	-188	-24	12	0	-1	-45	Min V2
53	1,1375	C1_SLD_X	Max	-169	25	-10	0	10	30	Max V2
56	1,1375	C2_SLD_Y	Min	-132	-6	-48	0	-47	-5	Min V3
57	0,5	C2_SLD_Y	Max	-99	6	50	1	82	10	Max V3
58	4,35	C2_SLD_Y	Max	-85	8	11	1	96	-1	Max P
60	0,5	C2_SLD_Y	Min	-194	-6	1	0	-20	-13	Min P

**TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA**

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
58	4,35	C8_SLE_R	-106	3	-13	0	52	-8	Min M3
56	4,35	C2_SLE_R	-110	-3	-16	0	57	8	Max M3
55	4,35	C3_SLE_R	-114	-2	29	0	-78	7	Min M2
53	4,35	C7_SLE_R	-187	3	-18	0	62	-8	Max M2
56	4,35	C2_SLE_R	-110	-3	-16	0	57	8	Min V2
58	4,35	C8_SLE_R	-106	3	-13	0	52	-8	Max V2
53	4,35	C7_SLE_R	-187	3	-18	0	62	-8	Min V3
55	0,5	C3_SLE_R	-126	-2	29	0	34	-3	Max V3
51	0,5	C2_SLE_R	-204	-2	23	0	16	-1	Min P
56	4,35	C3_SLE_R	-105	-3	-12	0	49	8	Max P

**TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE**

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
57	4,35	C4_SLE_F	-104	3	19	0	-59	-8	Min M3
56	4,35	C4_SLE_F	-103	-3	-18	0	58	7	Max M3
57	4,35	C3_SLE_F	-105	3	21	0	-62	-7	Min M2
58	4,35	C2_SLE_F	-106	3	-19	0	60	-8	Max M2
56	0,5	C4_SLE_F	-115	-3	-18	0	-13	-3	Min V2
57	4,35	C4_SLE_F	-104	3	19	0	-59	-8	Max V2
58	0,5	C2_SLE_F	-117	3	-19	0	-15	3	Min V3
57	4,35	C3_SLE_F	-105	3	21	0	-62	-7	Max V3
51	0,5	C2_SLE_F	-184	-2	17	0	8	-2	Min P
56	4,35	C3_SLE_F	-103	-3	-18	0	57	7	Max P

**TABLE: Element Forces - Frames SLE\_QUASI PERMANENTE**

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
57	4,35	C1_SLE_QP	-104	3	19	0	-59	-7	<b>Min M3</b>
55	4,35	C1_SLE_QP	-104	-3	19	0	-59	7	<b>Max M3</b>
57	4,35	C1_SLE_QP	-104	3	19	0	-59	-7	<b>Min M2</b>
58	4,35	C1_SLE_QP	-104	3	-19	0	59	-7	<b>Max M2</b>
56	4,35	C1_SLE_QP	-104	-3	-19	0	59	7	<b>Min V2</b>
58	4,35	C1_SLE_QP	-104	3	-19	0	59	-7	<b>Max V2</b>
58	4,35	C1_SLE_QP	-104	3	-19	0	59	-7	<b>Min V3</b>
57	0,5	C1_SLE_QP	-116	3	19	0	14	3	<b>Max V3</b>
51	0,5	C1_SLE_QP	-180	-2	16	0	8	-2	<b>Min P</b>
55	4,35	C1_SLE_QP	-104	-3	19	0	-59	7	<b>Max P</b>

### 8.6.2 Materiali

I materiali adottati sono conformi a quanto riportato nel §4.1.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI			
<b>Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	35	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	28	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	36	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.8	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0.05}$	1.9	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0.95}$	3.6	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	32308	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	15.87	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.29	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
<b>Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{su}$	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]

### 8.6.3 Geometrie

Si considera una sezione in c.a 30x40 armata con 4+4Φ20 nella direzione corta e 4+4Φ20 nella direzione lunga.

**Titolo :** PILASTRI 40X30

N° Vertici  Zoom      N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	40
4	0	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	6	6
2	3.14	6	15.3
3	3.14	6	24.6
4	3.14	6	34
5	3.14	24	6
6	3.14	24	15.3

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

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

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="69"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="18"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="130"/>	<input type="text" value="0"/>	

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta     Deviata

**Materiali**  
 B450C    C28/35  
 ε<sub>su</sub>  ‰    ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm²    ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm²    f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>     f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰    σ<sub>c,adm</sub>   
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm²    τ<sub>co</sub>   
    τ<sub>c1</sub>

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x     x/d   
                                  δ

N° rett.

Calcola MRd    Dominio M-N  
 L<sub>o</sub>  cm    Col. modello

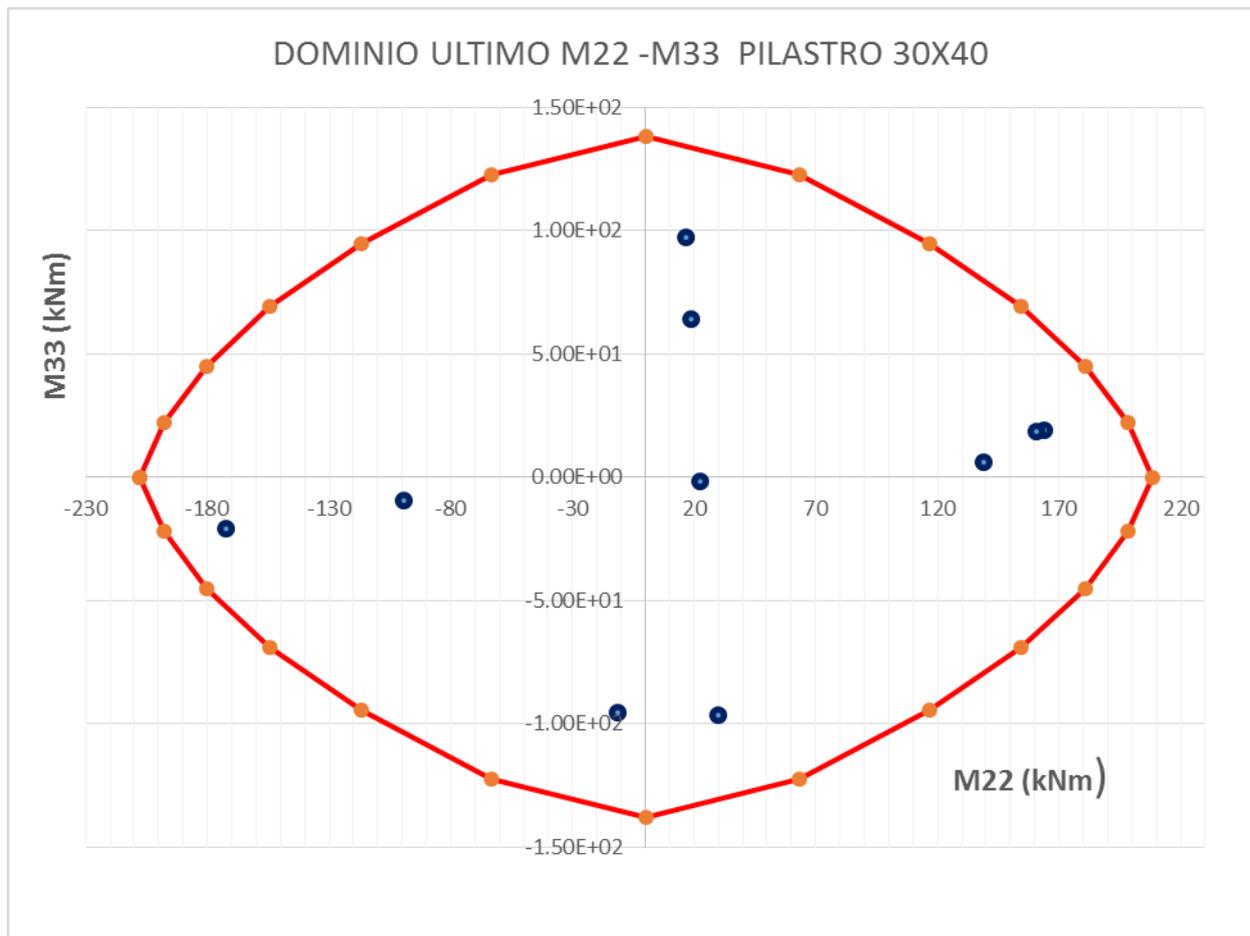
Precompresso

Si noti che ai fini delle verifiche agli SLU SLV i momenti flettenti M22 sono orientati lungo la direzione lunga e gli M33 lungo la direzione corta.

#### 8.6.4 Verifiche a pressoflessione deviata

Il dominio ultimo della sezione è stato ricavato a partire dalle geometrie riportate nel §8.6.3. Le sollecitazioni utilizzate sono state ricavate dal §8.6.1 utilizzando una condizione fittizia costituita da:

Min P=61kN; Max M22 e Max M33 (i momenti presi in valore assoluto)



## 8.6.5 Verifiche a taglio

### 8.6.5.1 Direzione forte

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici o fragili dovuti al taglio, per quanto concerne la verifica a taglio del pilastro si utilizza il valore massimo tra il taglio di calcolo dedotto dall'output del modello di calcolo e quello che si ottiene dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M_{C,Rd}^s$  ed inferiore  $M_{C,Rd}^i$  secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.10$  per strutture in CD" B";

$M_{C,Rd}^s = M_{C,Rd}^i = 289$  kNm (calcolato con il minimo sforzo assiale  $P=61$  kN)

$l_p = 3,85$  m

$V_{Ed} = 165.14$  kN

Dalla tabella di cui al §8.6.1 si evince che il taglio massimo  $V_3=87$  kN pertanto le verifiche a taglio saranno condotte con  $V_{Ed} = 165.14$  kN.

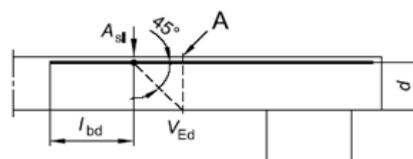
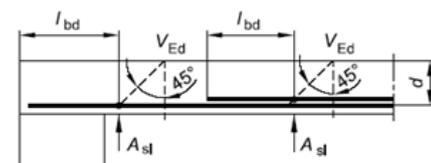
Le verifiche vengono condotte considerando staffe  $\Phi 10/80$ mm nella zona duttile

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	165,14	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,76	[-]
		1,76	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_1$	0,0173829	[-]
		0,0173829	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso  
Resistenza minima del calcestruzzo teso

$V_{Rd,c} = 80,24$  [kN]  
 $V_{Rd,min} = 44,98$  [kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Diametro delle staffe	$\phi_w$	10
Numero di braccia	$n_b$	2
Passo delle staffe	s	80
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	157
Braccio della coppia interna	z	312,3
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1,00
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>239,95</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	7,93
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>371,64</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	291,95
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>239,95</b>
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE		
<b>Resistenza massima a taglio della trave</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>412,93</b>

#### 8.6.5.2 Direzione debole

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici o fragili dovuti al taglio, per quanto concerne la verifica a taglio del pilastro si utilizza il valore massimo tra il taglio di calcolo dedotto dall'output del modello di calcolo e quello che si ottiene dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M^s_{C,Rd}$  ed inferiore  $M^i_{C,Rd}$  secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^s_{C,Rd} + M^i_{C,Rd}}{l_p}$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.10$  per strutture in CD" B";

$M^s_{C,Rd} = M^i_{C,Rd} = 188$  kNm (calcolato con il minimo sforzo assiale  $P=61$ kN)

$l_p = 3,85$  m

**$V_{Ed} = 107.43$  kN**

Dalla tabella di cui al §8.6.1 si evince che il taglio massimo  $V_3=87$  kN pertanto le verifiche a taglio saranno condotte con  **$V_{Ed} = 107.43$  kN.**

Le verifiche vengono condotte considerando staffe  $\Phi 10/100$ mm nella zona duttile

### DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

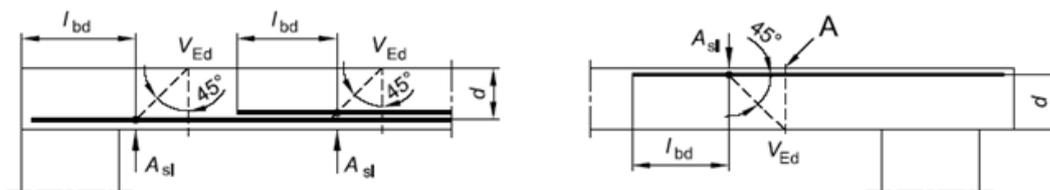
#### § 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	107,43	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{rd,c}$	$C_{rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,91	[-]
		1,91	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_1$	0,0163625	[-]
		0,0163625	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{rd,c}$	78,85	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{rd,min}$	47,04	[kN]

#### § 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	10
Numero di braccia	$n_b$	2
Passo delle staffe	s	100
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	157
Braccio della coppia interna	z	222,3
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1,00
		1,00
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>136,64</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	7,93
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>352,72</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	486,58
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>136,64</b>

### 8.6.6 Verifiche a torsione

Vista la ridotta entità delle sollecitazioni torsionali la verifica può essere opportunamente trascurata poiché risulta implicitamente soddisfatta e non dimensionante.

### 8.6.7 Verifiche limitazione armatura

GEOMETRIA		ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV. (mm)		CARICHI Ned kN
B =	300 mm	$\Phi_{TESA}$	20	$\Phi_{COMP}$	20	$f_{yk}$	450 MPa	fctm	2.77	$\rho$	0.02093	$\rho_{STAFFE}$	100	270
H =	400 mm	$n_{TESA}$	4	$n_{COMP}$	4	$f_{yd}$	391.3 MPa	fcd	15.9			$\Phi_{STAFFE}$	10	

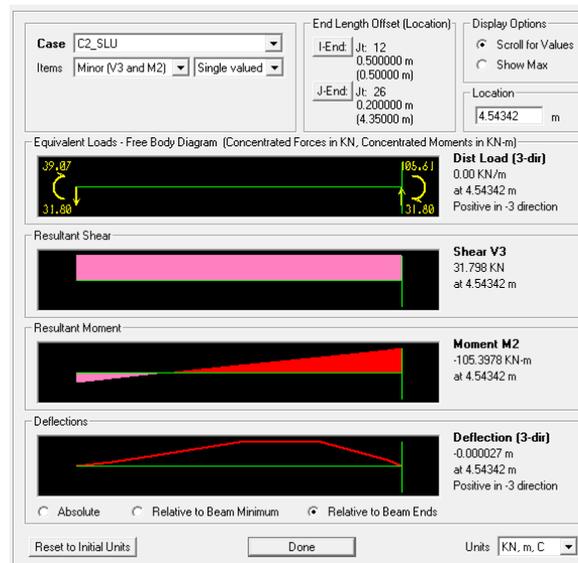
CONDIZIONE F	CONDIZIONE G	CONDIZIONE H	CONDIZIONE I	CONDIZIONE L
1% < $\rho$ < 4%	6 mm	150 mm	$\frac{A_{st}}{s} = 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$	69
1.0% < $\rho$ < 4.0% 2.1%	8 mm <b>ok</b>	175 mm <b>ok</b>	1.57 > 1.04 <b>ok</b>	360 <b>ok</b>
$\Phi_{STAFFE} > \max$ 10	100 < min	160 mm		$A_s = 2512 > \min$

### 8.6.8 Verifiche di instabilità per elementi snelli

Il massimo sforzo assiale riportato nel §8.6.1 è 270000N (di compressione) pertanto;

$$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 270000 / (300 \times 400 \times 15.87) = 0.142$$

Il massimo sforzo assiale corrisponde alla combinazione C2\_SLU i cui momenti di estremità sono -105 kN e 39 kN. (vedi figura seguente)



$$r_m = -0,37$$

$$C=2,07$$

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{v}} = 85 > \lambda = 44 \text{ VERIFICA SODDISFATTA}$$

### 8.6.9 Verifiche agli stati limite di esercizio -SLE

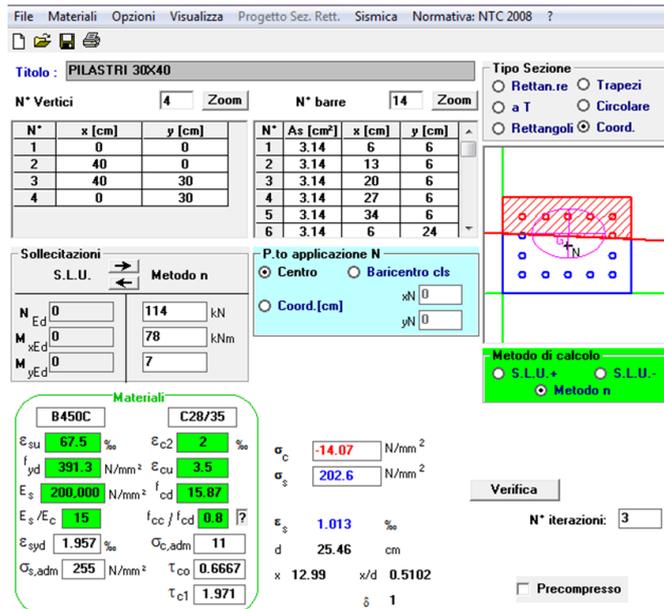
#### 8.6.9.1 Sollecitazioni

Tra le sollecitazioni riportate al §8.6.1 sono state estrapolate quelle caratteristiche per le verifiche a fessurazione e limitazioni di esercizio riportate nei §8.6.9.2 e §8.6.9.3

VERIFICHE SLE RARA						
Frame	Station	OutputCase	P	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
55	4,35	C3_SLE_R	-114	-78	7	Min M2

VERIFICHE SLE FREQUENTE/QUASI PERMANENTE						
Frame	Station	OutputCase	P	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
57	4,35	C3_SLE_F	-105	-62	-7	Min M2

#### CONDIZIONE RARA



**CONDIZIONE RARA**

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

Titolo: PILASTRI 30x40

N° Vertici: 4 | Zoom | N° barre: 14 | Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	3.14	6	6
2	40	0	2	3.14	13	6
3	40	30	3	3.14	20	6
4	0	30	4	3.14	27	6
5	3.14	34	5	3.14	34	6
6	3.14	6	6	3.14	6	24

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

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 | 114 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 | 78 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 | 7

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls  Coord.[cm]

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

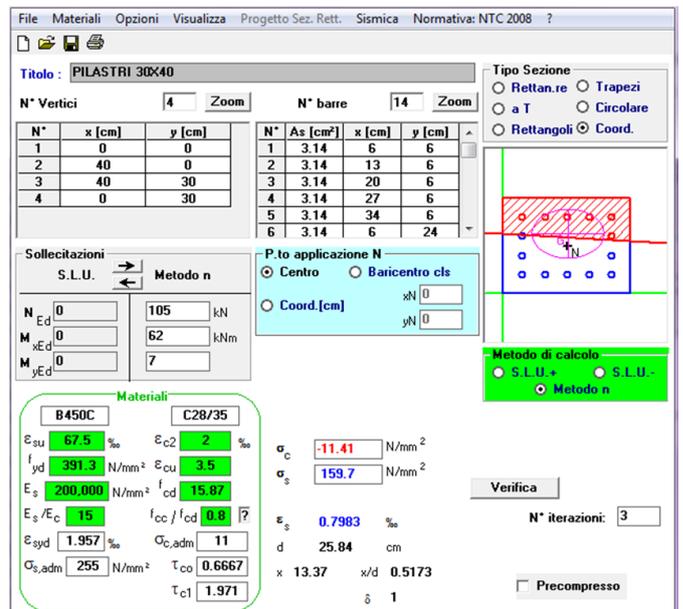
Materiali: B450C | C28/35

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰ |  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰ |  $\sigma_c$ : -14.07 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup> |  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰ |  $\sigma_s$ : 202.6 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s$ : 200,000 N/mm<sup>2</sup> |  $f_{cd}$ : 15.87  
 $E_s/E_c$ : 15 |  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰ |  $\sigma_{c,adm}$ : 11  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup> |  $\tau_{co}$ : 0.6667  
 $\tau_{c1}$ : 1.971

Verifica: N° iterazioni: 3

Precompresso

#### CONDIZIONE QUASI PERMANENTE



**CONDIZIONE QUASI PERMANENTE**

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

Titolo: PILASTRI 30x40

N° Vertici: 4 | Zoom | N° barre: 14 | Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	3.14	6	6
2	40	0	2	3.14	13	6
3	40	30	3	3.14	20	6
4	0	30	4	3.14	27	6
5	3.14	34	5	3.14	34	6
6	3.14	6	6	3.14	6	24

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

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 | 105 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 | 62 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 | 7

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls  Coord.[cm]

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

Materiali: B450C | C28/35

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰ |  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰ |  $\sigma_c$ : -11.41 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup> |  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰ |  $\sigma_s$ : 159.7 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s$ : 200,000 N/mm<sup>2</sup> |  $f_{cd}$ : 15.87  
 $E_s/E_c$ : 15 |  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰ |  $\sigma_{c,adm}$ : 11  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup> |  $\tau_{co}$ : 0.6667  
 $\tau_{c1}$ : 1.971

Verifica: N° iterazioni: 3

Precompresso

### 8.6.9.2 Fessurazione

Le verifiche saranno condotte considerando un unico stato tensionale in cui risulta:

$$\sigma_c = -14.07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = -202.6 \text{ Mpa}$$

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 300 [mm]
Larghezza della sezione	b = 400 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 240 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 60 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 50 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t,1</sub> = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t,1</sub> = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,1</sub> = 1571 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t,2</sub> = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t,2</sub> = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,2</sub> = 0 [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub> = 3.2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub> = 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub> = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub> = 202.6 [MPa]
Asse neutro della sezione	X = 134 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub> = 5.87 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub> = 1571 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A <sub>c,eff.1</sub> = 60000 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.2</sub> = 22133 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.3</sub> = 60000 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.min</sub> = 22133 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub> = 0.07097 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub> = 3.2 [MPa]
Fattore di durata del carico	K <sub>f</sub> = 0.4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub> = 0.000608 [-] [ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub> = 0.000885 [-] <b>[ε<sub>sm</sub> - ε<sub>cm</sub>] = 0.000885 [-]</b>
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 70 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub> = 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,ref</sub> = 300 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	K <sub>1</sub> = 0.800 [-] K <sub>2</sub> = 1.000 [-] K <sub>3</sub> = 3.400 [-] K <sub>4</sub> = 0.425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	S <sub>r,max.1</sub> = 266 [mm] S <sub>r,max.2</sub> = 216 [mm] <b>S<sub>r,max</sub> = 266 [mm]</b>
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w <sub>k,lim</sub> = 0.30 [mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	<b>w<sub>k</sub> = 0.24 [mm]</b>

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

### 8.6.9.3 Limitazioni delle tensioni di esercizio

#### TENSIONI CONDIZIONE RARA

Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	16,8 [MPa]	>	14,07 [MPa]	ok
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360 [MPa]	>	202,6 [MPa]	ok

#### TENSIONI CONDIZIONE QUASI PERMANENTE

Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	12,6 [MPa]	>	11,41 [MPa]	ok
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360 [MPa]	>	159,7 [MPa]	ok

### 8.7 Verifica degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali (slo)

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori a:

- per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano, per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq 2 \times 0.01h / 3 = 0,0283 \text{ m}$$

Si riportano gli spostamenti lungo l'asse x per effetto della Comb1 – SLOX ,

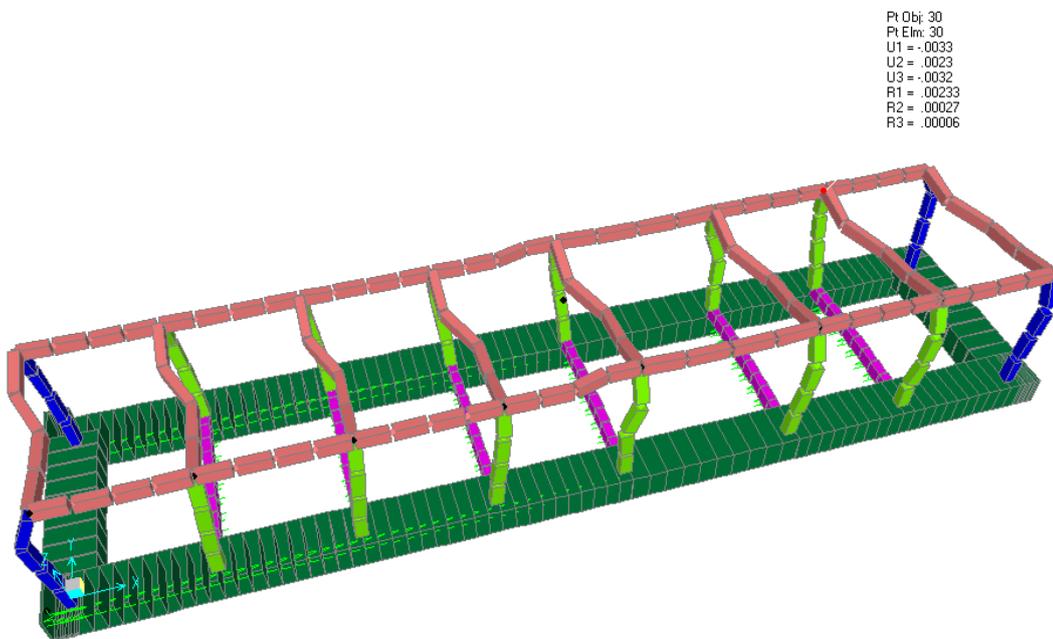


Figura 8-18 Spostamenti orizzontali in direzione X

$d_r = u_1 = 0,0033 \text{ m} < 0,032 \text{ m}$ . VERIFICA SODDISFATTA

Si riportano gli spostamenti lungo l'asse y per effetto della Comb2-SLOY,

Pt Obj: 31  
Pt Elm: 31  
U1 = .0012  
U2 = .0065  
U3 = .0033  
R1 = -.00254  
R2 = -.0004  
R3 = .00007

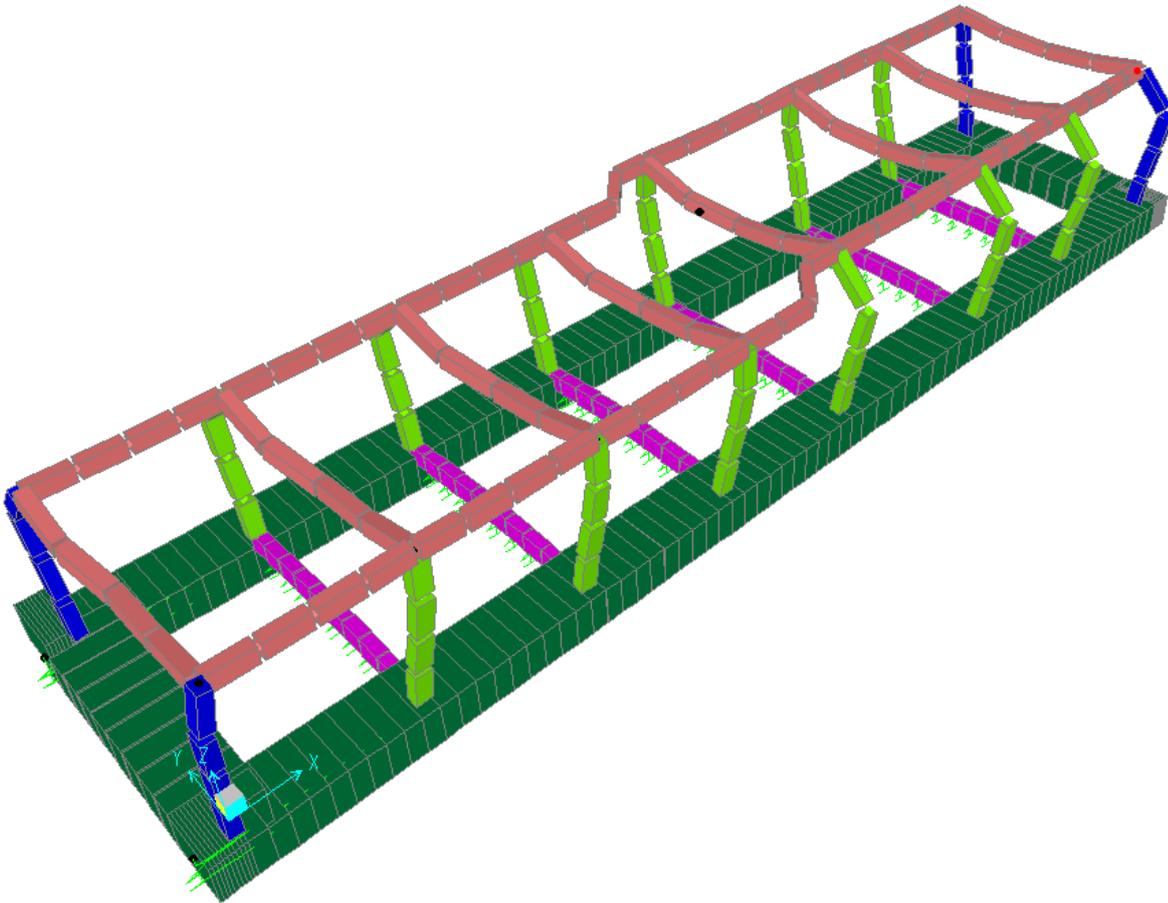


Figura 8-19 Spostamenti orizzontali in direzione Y

$$d_r = u_1 = 0,0065\text{m} < 0,0283 \text{ m. } \underline{\underline{\text{VERIFICA SODDISFATTA}}}$$

### 8.8 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti

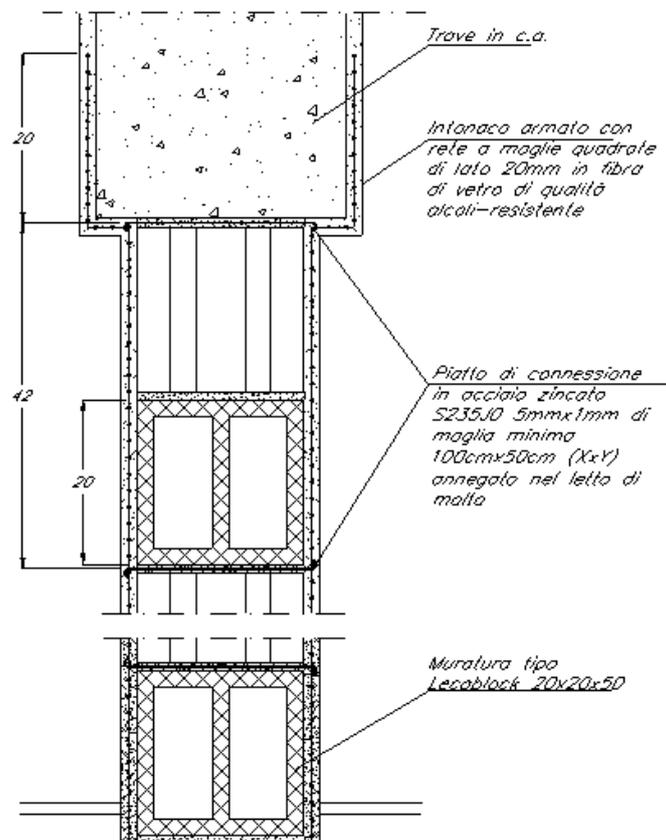
Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della Fa corrispondente allo SLV.

Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della Fa corrispondente allo SLV.

La prestazione consistente nell'evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della Fa delle tamponature si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

Per maggiore chiarezza e pratica applicazione è stato predisposto un dettaglio di collegamento della tamponatura alla struttura come intervento di riferimento.

Di seguito si riporta lo schema dell'intervento previsto, da riadattarsi caso per caso alla geometria delle tramezzature interessate.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>FA02A/2D - Fabbricato PGEP di Orsara - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA02A0 001	REV. A

## 9 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo diretto, costituite da un grigliato di travi rovesce disposte lungo il perimetro dell'edificio collegate trasversalmente mediante cordoli a sezione rettangolare 30 x 50 cm. Le travi di bordo hanno sezione a "T" rovescia con altezza 1.00 m e larghezza 1.50 m. Al di sotto delle fondazioni è previsto uno strato di magrone di spessore 0.15 m debordante l'impronta delle fondazioni di 0.15 m.

### 9.1 Criteria di verifica

Le verifiche di resistenza delle travi di fondazione sono state eseguite con riferimento alle travi rovesce perimetrali e ai cordoli trasversali di collegamento.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Le fondazioni superficiali sono verificate in condizioni sismiche e in condizioni statiche:

In condizioni sismiche utilizzando le sollecitazioni ottenute amplificando i valori nelle SLV mediante il coefficiente 1,1. (combinazione di carico 1,1 x SLV) ed utilizzando le sollecitazioni ottenute amplificando i valori nelle SLD mediante il coefficiente 1,1 (combinazione di carico 1,1 x SLD), secondo quanto prescritto nel paragrafo 7.2.5 delle NTC 2018.

In condizioni statiche utilizzando le sollecitazioni non amplificate della combinazione non sismica SLU.

Inoltre sono state eseguite le verifiche a fessurazione e delle tensioni di esercizio per le combinazioni relative allo SLE.

### 9.2 Travi di fondazione

#### 9.2.1 Verifiche strutturali

##### 9.2.1.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi rovesce di fondazione. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto della combinazioni di carico più gravose.

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLU, SLV, SLD, SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Si nota che le sollecitazioni allo SLD (non riportate nella presente documento) sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

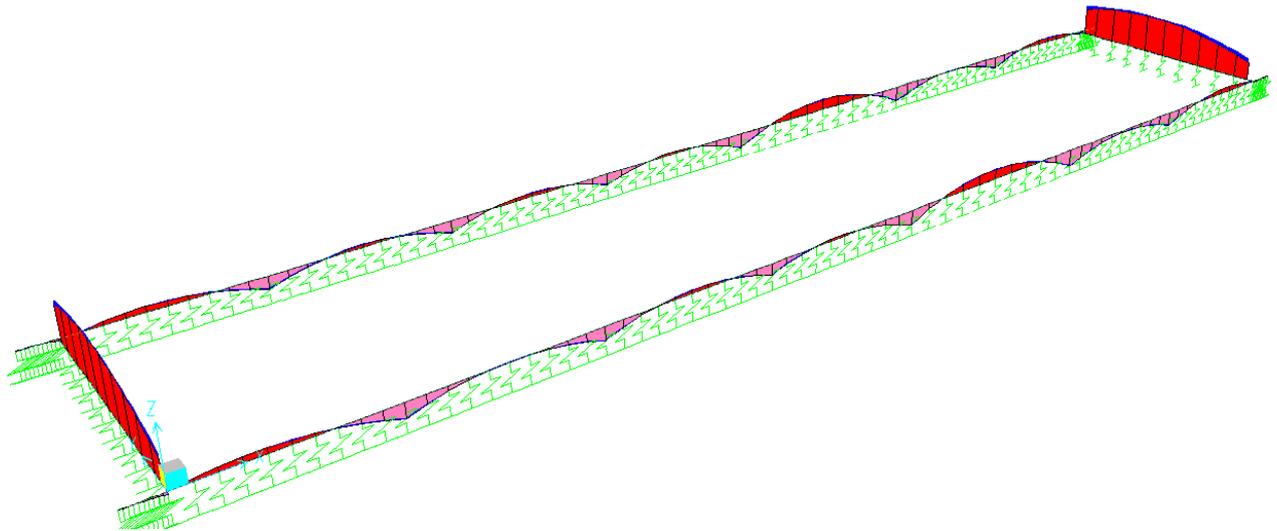


Figura 9-1 Diagrammi travi di fondazione ENVE\_SLU M33 (kNm)

TABLE: Element Forces - Frames SLU

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
1	3.78	C2_SLU	0	21	0	-7	0	-292	Min M3
21	0	C7_SLU	0	72	-5	-78	-5	111	Max M3
13	5.13	C2_SLU	0	-126	1	38	0	40	Min V2
13	0.57	C2_SLU	0	124	-1	38	0	34	Max V2
2	0.405	C3_SLU	0	67	-5	-152	-1	-3	Min T
15	0.405	C3_SLU	0	96	-1	151	0	41	Max T

TABLE: Element Forces - Frames 1,1X SLV

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
12	6.1	C2_SLV_Y	Min	0	-114	0	-49	0	-420	Min M3
13	5.7	C1_SLV_X	Max	0	-30	0	21	0	182	Max M3
1	5.67	C2_SLV_Y	Min	0	-144	0	-46	0	-353	Min V2
12	0.63	C2_SLV_Y	Max	0	148	0	60	0	91	Max V2
2	0.405	C2_SLV_Y	Min	0	-30	0	-196	0	-70	Min T
16	0.405	C2_SLV_Y	Max	0	117	0	202	0	52	Max T

**TABLE: Element Forces - Frames 1,1xSLD**

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
12	5,04	C2_SLD_Y	Min	0	-51	0	-23	0	-280	Min M3
13	5,7	C1_SLD_X	Max	0	-50	0	23	0	124	Max M3

**TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA**

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
12	3,78	C2_SLE_R	0	14	0	4	0	-221	Min M3
21	0	C7_SLE_R	0	54	-3	-59	-3	84	Max M3

**TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE**

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
12	3,15	C2_SLE_F	0	17	0	0	0	-201	Min M3
14	0	C2_SLE_F	0	50	0	56	0	74	Max M3

**TABLE: Element Forces - Frames SLE\_QUASI PERMANENTE**

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
12	3,15	C1_SLE_QP	0	17	0	0	0	-198	Min M3
14	0	C1_SLE_QP	0	49	0	55	0	72	Max M3

### 9.2.1.2 Materiali

#### DEFINIZIONE DEI MATERIALI

##### Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

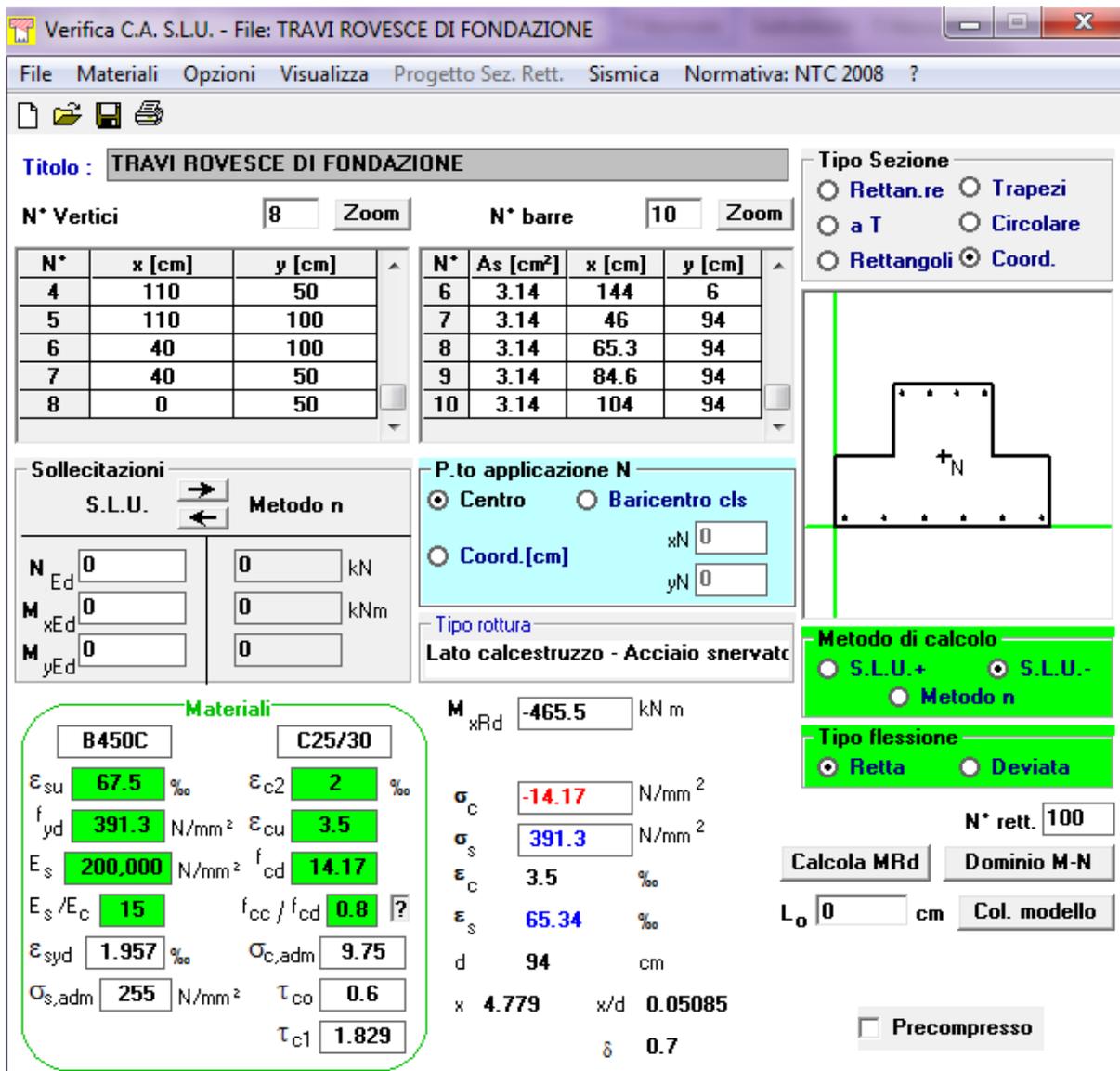
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	30	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	25	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	33	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.6	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	1.8	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	3.3	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	31476	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	14.17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]

##### Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{su}$	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]

### 9.2.1.3 Geometrie

Si considera una sezione a T rovescia con anima spessa 70cm e ala larga 150cm. L'altezza complessiva della fondazione è 100cm e lo spessore dell'ala è 50cm. La trave è armata con  $+4\Phi 20$  superiori e  $6\Phi 20$  inferiori. Conservativamente nel calcolo non vengono considerati i ferri intermedi



**Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVI ROVESCE DI FONDAZIONE**

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

**Titolo:** TRAVI ROVESCE DI FONDAZIONE

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 10 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
4	110	50
5	110	100
6	40	100
7	40	50
8	0	50

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	3.14	144	6
7	3.14	46	94
8	3.14	65.3	94
9	3.14	84.6	94
10	3.14	104	94

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  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>  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

M<sub>xRd</sub> -465.5 kN m

$\sigma_c$  -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  65.34 ‰  
d 94 cm  
x 4.779 x/d 0.05085  
 $\delta$  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  
L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

### 9.2.1.4 Verifiche a presflessione deviata

La sezione risulta sollecitata da solo momento flettente pari a -420kN. Dalla figura riportata nel paragrafo precedente (§9.2.1.3) il momento ultimo è  $M_{xRd} = -465$  kNm. Pertanto la trave risulta **VERIFICATA**.

### 9.2.1.5 Verifiche a taglio

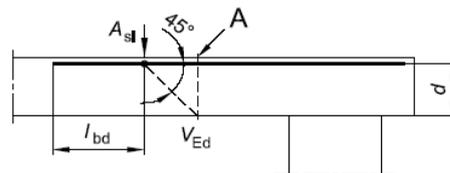
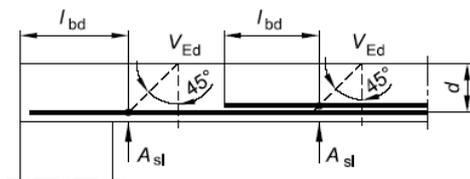
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	940	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n <sub>1</sub>	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n <sub>2</sub>	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	1257	[mm <sup>2</sup> ]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n' <sub>1</sub>	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' <sub>2</sub>	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	1257	[mm <sup>2</sup> ]

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V <sub>Ed</sub>	148	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente C <sub>Rd,c</sub>	C <sub>Rd,c</sub>	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.46	[-]
		1.46	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l <sub>bd</sub> + d	$\rho_l$	0.0019098	[-]
		0.0019098	[-]

figura 6.3 Definizione di A<sub>sl</sub> nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V <sub>Rd,c</sub>	194.29	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	V <sub>Rd,min</sub>	203.40	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>203.40</b>	<b>[kN]</b>

Si adotteranno staffe  $\Phi 10 / 20$  cm lungo tutta la trave sia per il taglio che per la torsione.

### 9.2.1.6 Verifiche a torsione

cotgθ (-)		Staffe Trasversali		Armatura Longitudinale	
B (m)	0,7	Ac (m2)	0,7	Φsup (m)	0,02
H (m)	1	Φstaffa (m)	0,01	nsup	4
Ac (m2)	0,7	bracci staffa	2,00	Φsinf (m)	0,02
u (m)	3,4	As (m2)	0,0002	ninf	4
t (m)	0,21	A (m2)	0,39	SAI (m2)	0,0025
A (m2)	0,39	s (prog.) (m)	0,2	u <sub>m</sub> (m)	2,58
f'cd (kN/m2)	7385	f <sub>yd</sub> (kN/m2)	391304	f <sub>yd</sub> (kN/m2)	391304
cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1
TRcd (kNm)	596,60	TRsd (kNm)	241,06	TRld (kNm)	299,40
Trd=min(TRcd, TRsd, TRld)		241,06 kN			

Poiché la sollecitazione torsionale massima,  $T_{Edmax} = 202 \text{ kNm}$  è minore della resistenza minima a torsione ( $T_{Rcd} = 241,06 \text{ kNm}$ ), la verifica si ritiene soddisfatta.

### 9.2.1.7 Verifiche a agli stati limite di esercizio – SLE

Le verifiche agli SLE sono state condotte ipotizzando conservativamente una sezione rettangolare 70x100cm armata con 4+4 Φ20 caricata con un momento flettente involuppo tra tutti gli SLE pari a **-221 kNm**.

### 9.2.1.7.1 Fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>221 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	184.38 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	200.13 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_f$	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	105000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01197 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000539 [-] 0.000600 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5 [-]
	$k_3$	3.4 [-]
	$k_4$	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	437.09 [mm] 437.09 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.2624 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.3 [mm]</b>

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>221 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	184.38 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	200.13 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_f$	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	105000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01197 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000539 [-] 0.000600 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5 [-]
	$k_3$	3.4 [-]
	$k_4$	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	437.09 [mm] 437.09 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.2624 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.3 [mm]</b>

**Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica**

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	221 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	184.38 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	200.13 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_f$	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	105000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01197 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000539 [-] 0.000600 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5 [-]
	$k_3$	3.4 [-]
	$k_4$	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	437.09 [mm] 437.09 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0.2624 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0.3 [mm]</b>

### 9.2.1.7.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio

#### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

##### Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	221.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	700	[mm]
Copriferro	$d'$	60	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	940	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1257	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1257	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	184.38	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	12516558650	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>3.26</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>200.13</b>	<b>[MPa]</b>

#### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

##### Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	221.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	1000	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	700	[-]
Copriferro	$d'$	60	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	940	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1257	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1257	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	184.38	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	12516558650	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>3.26</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>200.13</b>	<b>[MPa]</b>

### 9.2.2 Verifiche geotecniche

In accordo al §6.4.2.1 della NTC2018 le verifiche delle fondazioni superficiali saranno condotte secondo la combinazione A1+M1+R3 dell'Approccio 2 i cui coefficienti parziali di sicurezza e di combinazione sono riportati nelle tabelle qui di seguito.

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

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

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche

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

Si riportano qui di seguito le reazioni massime per unità di lunghezza ( $q$ ) delle molle alla Winkler ottenute dal modello di calcolo. Le reazioni sono state selezionate tra le massime delle combinazioni SLV e SLU.

Joint	OutputCase	U3	WINKLER	q (kN/ml)
10	ENVE_SLU	-0.004177	22500	-93.983

9.2.2.1 Verifica condizioni drenate

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

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*Ny^*sy^*dy^*iy^*by^*gy$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

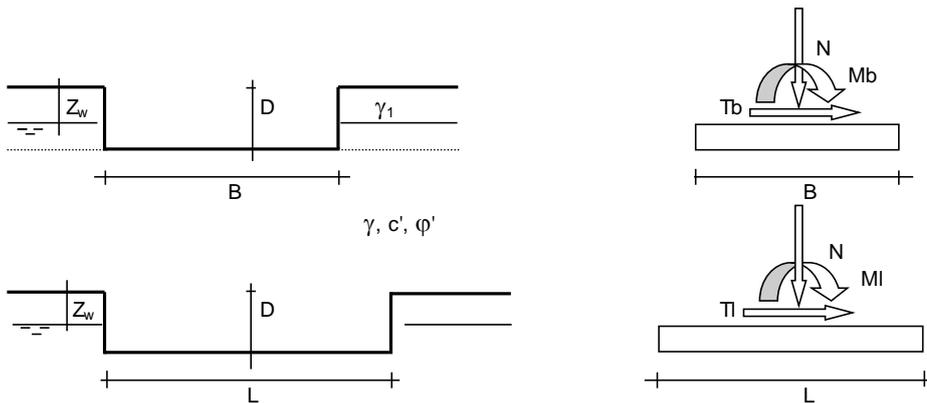
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2^*e_B$ )

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

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

**coefficienti parziali**

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



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 1.50 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 1.50 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	93.98	0.00	93.98
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 18.30 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.30 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 10.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 24.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 10.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 24.00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 2.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.50 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 27.45 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\gamma = 11.63 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 9.60$$

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

$$N_c = 19.32$$

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

$$N_\gamma = 9.44$$

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

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

$$s_c = 1.75$$

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

$$s_q = 1.67$$

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

$$s_\gamma = 0.40$$

**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1.31$$

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

$$d_c = 1.35$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1065.69 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B \cdot L$$

$$q = 62.65 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Coefficiente di sicurezza**

$$F_s = q_{lim} / q = 17.01$$

### 9.2.2.2 Verifica condizioni non drenate

**Fondazioni Dirette.**  
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = \alpha \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

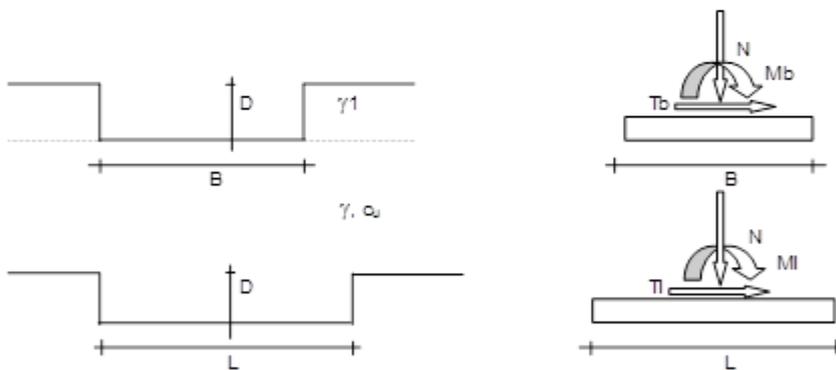
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

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

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

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno
		permanenti	temporanee variabili	$\alpha$
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.40
Tensioni ammissibili	⊙	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	○	1.10	1.10	1.20



(Per fondazioni nastriformi  $L=100\text{ m}$ )

B = 1.50 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 1.50 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	93.98	0.00	93.98
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 18.30 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.30 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valore caratteristico di resistenza del terreno*

$$c_u = 130.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m}) \qquad B^* = 1.50 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m}) \qquad L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 27.45 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\gamma = 18.30 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c$  : coefficiente di capacità portante**

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

**$s_c$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.30$$

**$d_c$  : fattore di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_c = 1 + 0,4 D / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$$

$$d_c = 1.40$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1243.57 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 62.65 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Coefficiente di sicurezza**

$$F_s = q_{lim} / q = 19.85$$

### 9.3 Cordoli di collegamento

I cordoli di collegamento saranno dimensionati in accordo a quanto previsto dal §7.2.5 della NTC2018 considerando un suolo di tipo D.

In particolare i cordoli dovranno essere dimensionati per sopportare un carico assiale pari a  $\pm 0,6 N_{Sd} a_{max}/g$

Dove:

$N_{Sd}$  = valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati;

$a_{max} = a_g S$  e  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima per lo SLC su sito di riferimento rigido.

Considerando che lo sforzo di compressione massimo dei pilastri ricavato dalla tabella del §8.6.1 è  $N_{sd} = 270 \text{ kN}$ , La forza  $P_c$  per dimensionare il cordolo è:

$$P_c = 270 \times 0,35 \times 1,16 = 107 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 107000 / (300 \times 500) = 0,71 \text{ MPa} \ll f_{cd} = 14,17 \text{ Mpa} \quad (\text{cls C25/30})$$

I cordoli saranno armati con **3+3Φ20** (1885mm<sup>2</sup>) con staffe **Φ10/200mm** lungo tutta la lunghezza.

$$\sigma_s = 107000 / (1885) = 57 \text{ Mpa} \ll f_{yd} = 390 \text{ Mpa}.$$